

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DO DNIT NO ESTADO DA PARAÍBA

Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para
Melhoramentos em Rodovias com Adequação de
Capacidade e Segurança da BR-230/PB

Rodovia: BR-230/PB
Trecho: Cabedelo – Div. PB/CE
Subtrecho: Cabedelo – Entr. BR 101(A)
Segmento: km 0,00 ao km 28,10
Extensão: 28,1 km
PNV 230BPB0010 – 230BPB0030

VOLUME 3E – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS
TOMO III

Maio/2016

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DO DNIT NO ESTADO DA PARAÍBA

**Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para
Melhoramentos em Rodovias com Adequação de
Capacidade e Segurança da BR-230/PB**

Rodovia: BR-230/PB
Trecho: Cabedelo – Div. PB/CE
Subtrecho: Cabedelo – Entr. BR 101(A)
Segmento: km 0,00 ao km 28,10
Extensão: 28,1 km
PNV 230BPB0010 – 230BPB0030

**VOLUME 3E – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS
TOMO III**

Jurisdição: Unidade Local Santa Rita/SR-PB
Fiscalização: Superintendência Regional no Estado da Paraíba SR/PB
Elaboração: Contécnica Consultoria Técnica Ltda.
Contrato: SR/PB-01038/10-00
Processo: 50613.000736/2008-11
Edital: 491/2009-13



Maió/2016

ÍNDICE

ÍNDICE

TOMO I

1 – APRESENTAÇÃO	004
2 – MAPA DE SITUAÇÃO	006
3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO	008
3.1 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 99+0,00	009
3.2 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 217+0,00	124
3.3 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 307+0,00	231

TOMO II

3.4 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 425+0,00	336
3.5 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 470+0,00	432
3.6 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 593+0,00	527
3.7 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 647+0,00	604

TOMO III

3.8 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 725+0,00	699
3.9 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 753.....	794
3.10 – Memória de Cálculo Ponte Estaca 762	801
3.11 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 782+0,00	856
3.12 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 845+0,00	957
3.13 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 1015.....	1053
3.14 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1132+0,00	1060

TOMO IV

3.15 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 1192.....	1153
3.16 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1216+0,00	1161
3.17 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1340+0,00	1218
3.18 - Memória de Cálculo Contenções.....	1306
3.19 – Memória de Cálculo das Passarelas	1398
4 –TERMO DE ENCERRAMENTO	1560

1 – APRESENTAÇÃO

1 – APRESENTAÇÃO

A CONTÉCNICA Consultoria Técnica Ltda. apresenta ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, Superintendência Regional do Estado da Paraíba – SR/PB, o **Volume 3E - Memória de Cálculo das Estruturas – Tomo III**, referente serviços de Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia para Melhoramentos em Rodovias com Adequação de Capacidade e Segurança da Rodovia BR-230/PB.


A execução das obras de melhoramentos da rodovia BR-230/PB no segmento compreendido entre os km 24,700 e 26,600 foi delegado ao governo do Estado da Paraíba.

Dados Contratuais:

Rodovia:	BR-230/PB
Trecho:	Cabedelo – Divisa PB/CE
Subtrecho:	Cabedelo – Entr. BR-101(A)
Segmento:	km 0 – km 28,1
Extensão:	28,1 km
PNV:	230BPB0010 e 230BPB0030
Edital n.º:	0491/2009-13
Data da licitação:	19/10/2009
Data Publicação do Resultado da Licitação no “DOU”:	27/05/2010
Contrato n.º:	SR/PB-1038/10-00
Processo administrativo n.º:	50613.000736/2008-11
Data de assinatura:	27/12/2010
Prazo Contratual:	240 dias consecutivos
Data de Publicação no “DOU”:	31/12/2010
Ordem de Início dos Serviços:	03/01/2011
Ordem de Paralisação dos Serviços:	04/01/2011
Ordem de Reinício dos Serviços:	14/05/2012

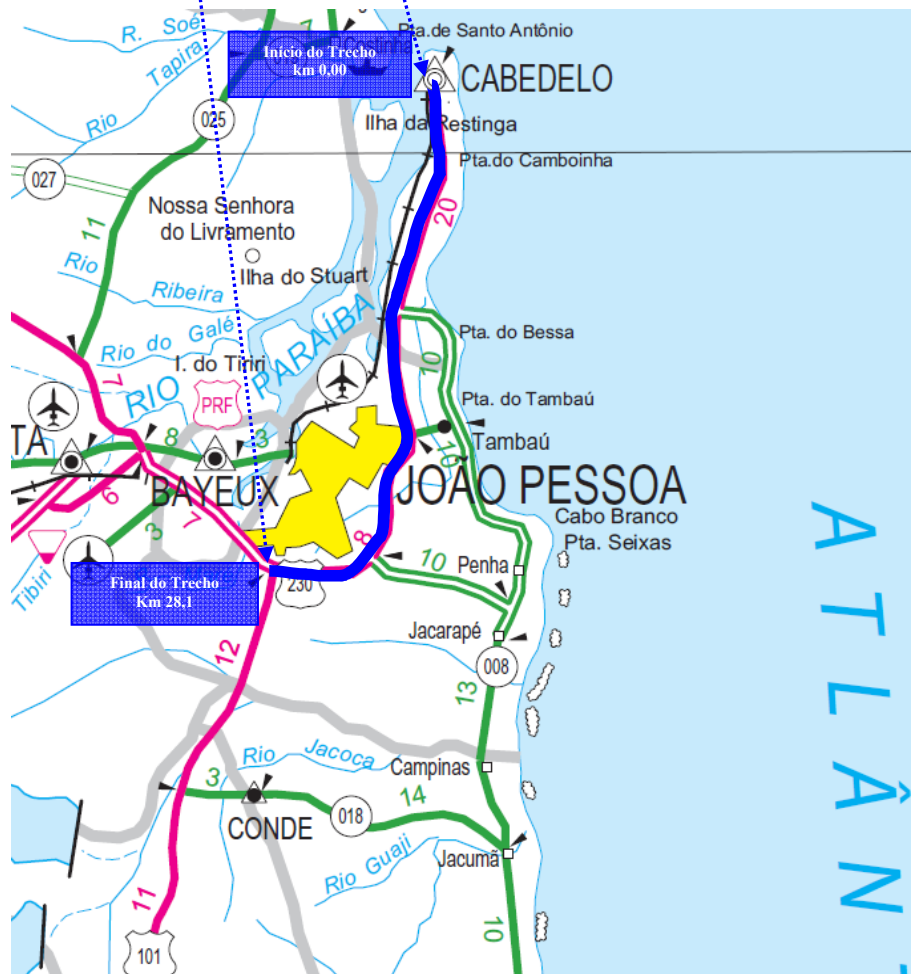
Este Projeto é composto pelos seguintes volumes:

- Volume 1 - Relatório do Projeto e Documentos para Licitação (formato A-4);
- Volume 2 – Projeto de Execução Tomos I e II (formato A-3);
- Volume 3– Memória Justificativa do Projeto Tomos I, II, III e IV (formato A-4);
- Volume 3A – Relatório Final de Avaliação Ambiental (formato A-4);
- Volume 3B – Estudos Geotécnicos Tomos I e II (formato A-4);
- Volume 3C – Notas de Serviço e Cálculo de Volumes Tomos I e II (formato A-3);
- Volume 3E – Memória de Cálculo das Estruturas Tomos I, II, III e IV (formato A-4);
- Volume 4 – Orçamento e Plano de Execução da Obra (formato A-4).



Contécnica Consultoria Técnica Ltda.
Mauro Campos de Faria
Coordenador

2 – MAPA DE SITUAÇÃO



3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO

3.8 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 725+0,00

3.8.1 - Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 725, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 42,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos com cadencia de 21m, iniciando-se na estaca 723+8,455 até a estaca 725+10,545, e dois tabuleiros de 12,80m cada, com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.8.2 - Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 42,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos com cadencia de 21,00m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em vigas múltiplas bi-apoiadas, pré-moldadas, em concreto protendido.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – fck = 10MPa

Infraestrutura – fck = 25MPa

Mesoestrutura – fck = 30MPa

Superestrutura – fck = 30MPa

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Pavimentação: 2,40t/m³
Terra: 1,80t/m³

Coefficientes de Segurança

Majoração:

Para Esforços de Carga Permanente = 1,35

Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração:

Resistência do Concreto = 1,40

Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos

NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações

NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento

NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.

NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações

Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER

Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER

Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsçh

Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras

Fundações Teoria e Prática – Editora Pini

Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed.McGRAW – Hill do Brasil LTDA

Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento **Sofistik/Ftool**;

A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa **Estaca** da Projecon; A interação *estaca x solo* com o Programa **Aoki-Velloso** e verificado pelo programa de análise **PFM** da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento

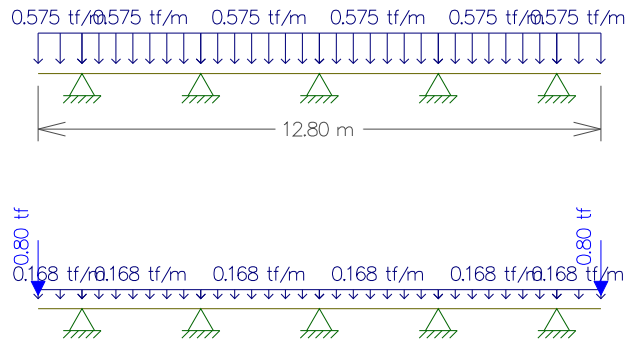
Memória de Cálculo da Viga de 21m
Carga Permanente

Transversal

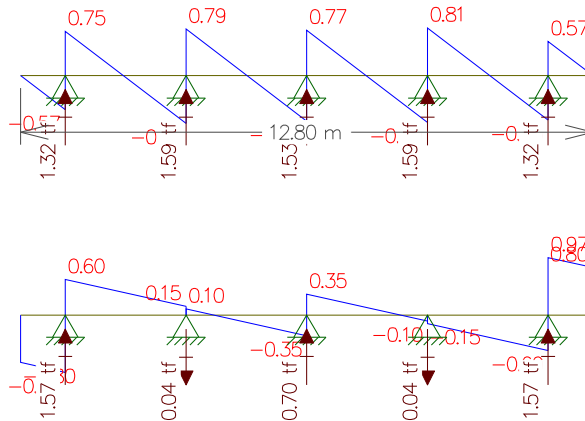
Peso da Laje

Peso do Guarda-rodas + pavimento + recapeamento

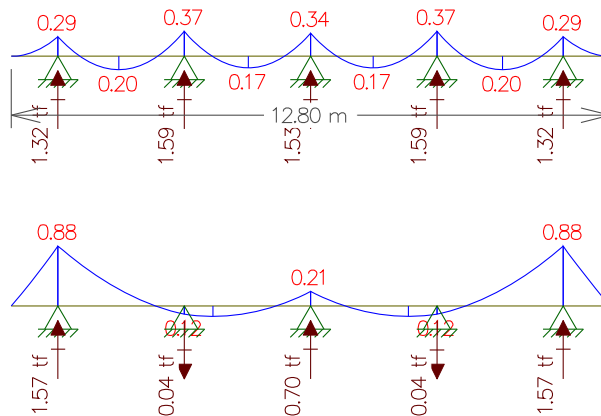
○ Cargas



○ Cortantes



○ Momentos



Longitudinal

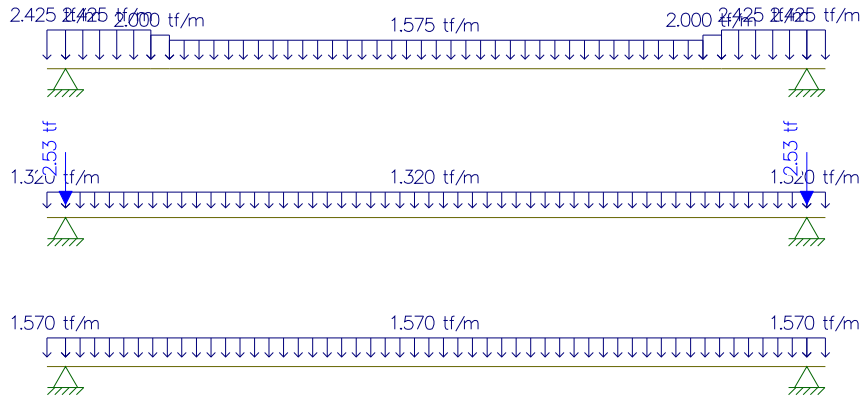
- o Viga 1 e 5:

Peso próprio da Viga

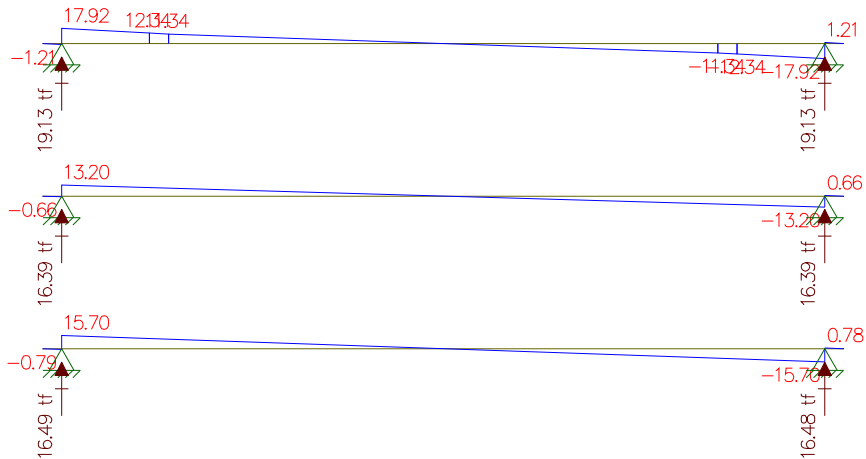
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

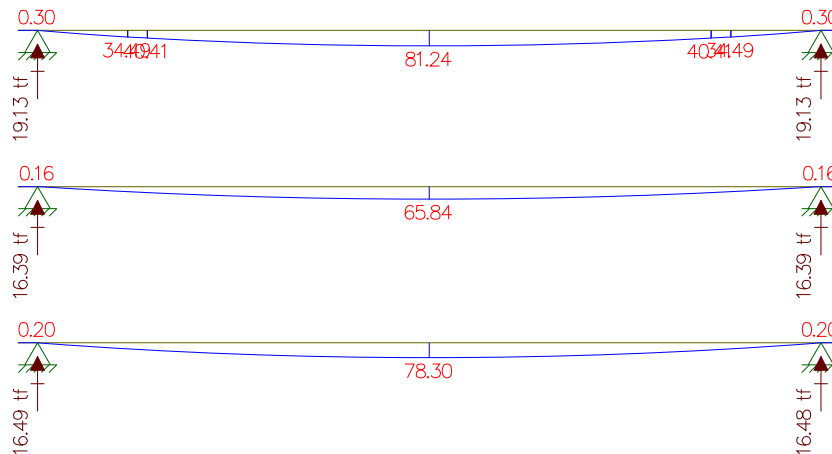
Cargas



Cortante

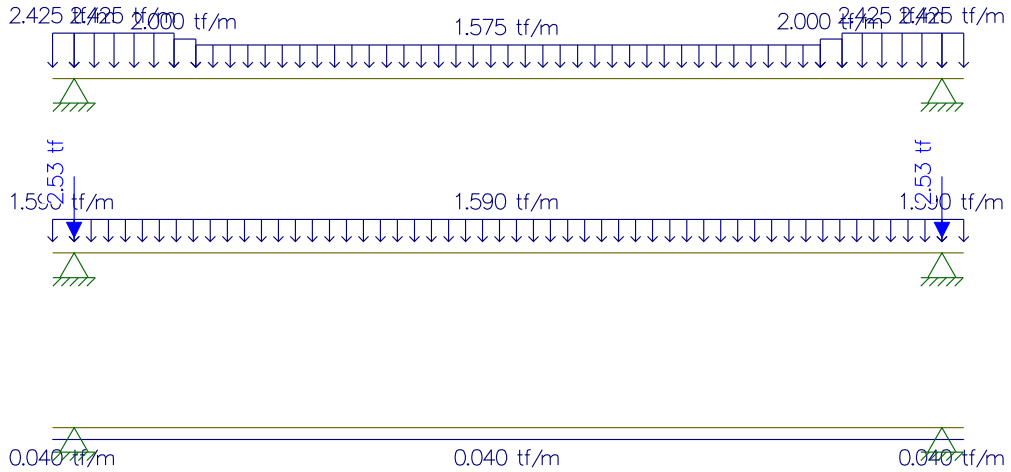


Momentos

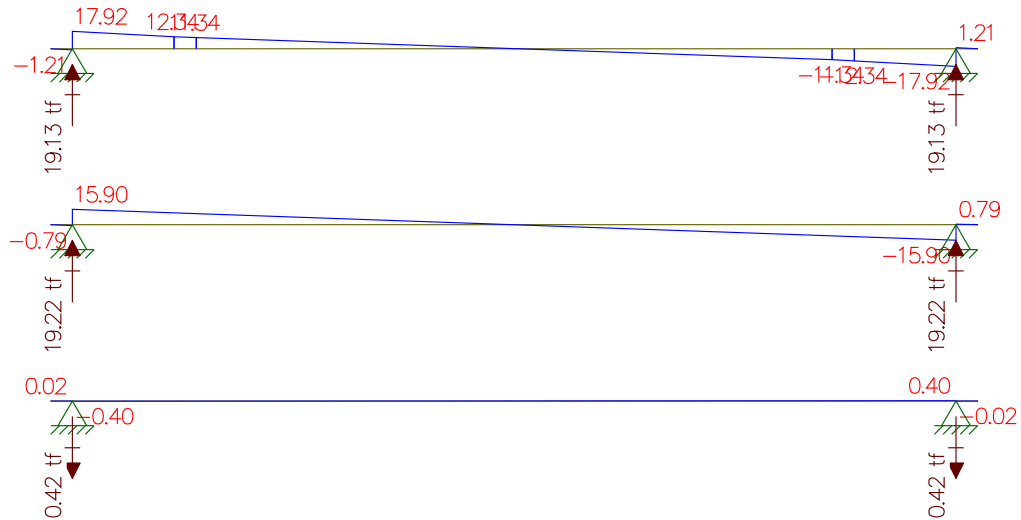


- Viga 2 e 4:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Peso da laje

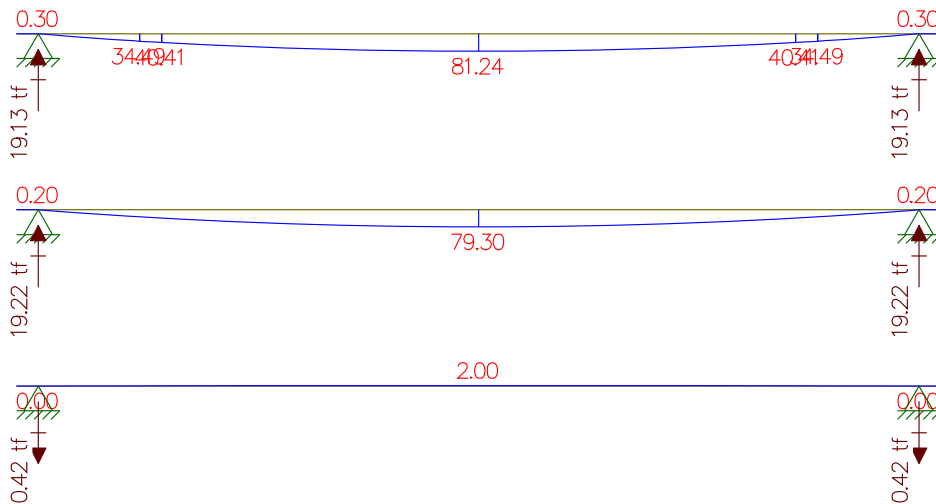
Cargas



Cortante



Momento



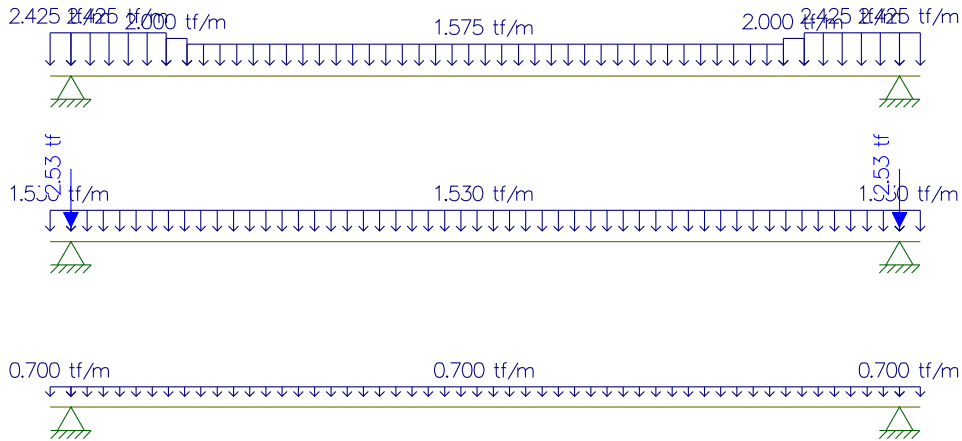
o Viga 3:

Peso próprio da Viga

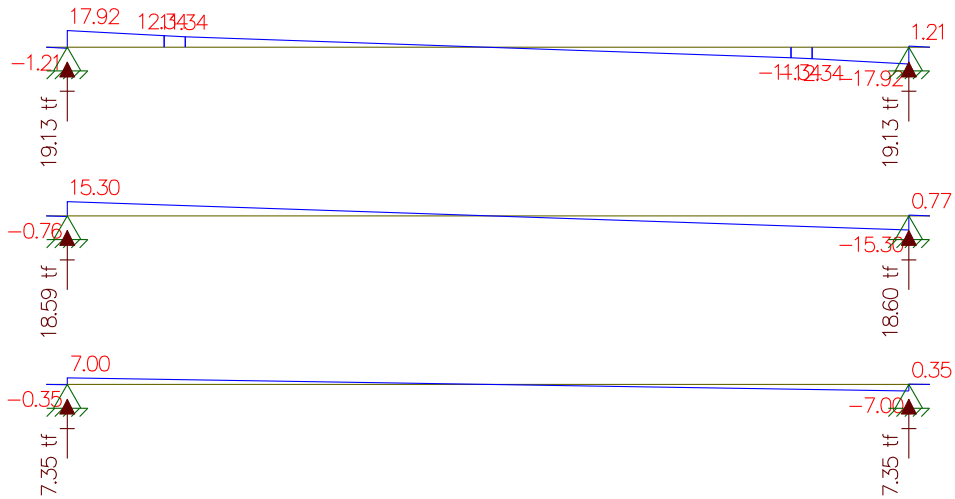
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

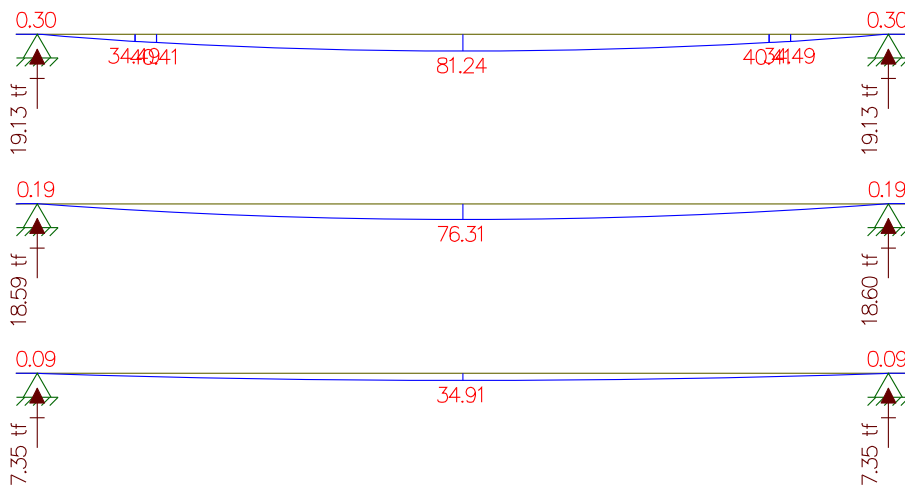
Cargas



Cortantes



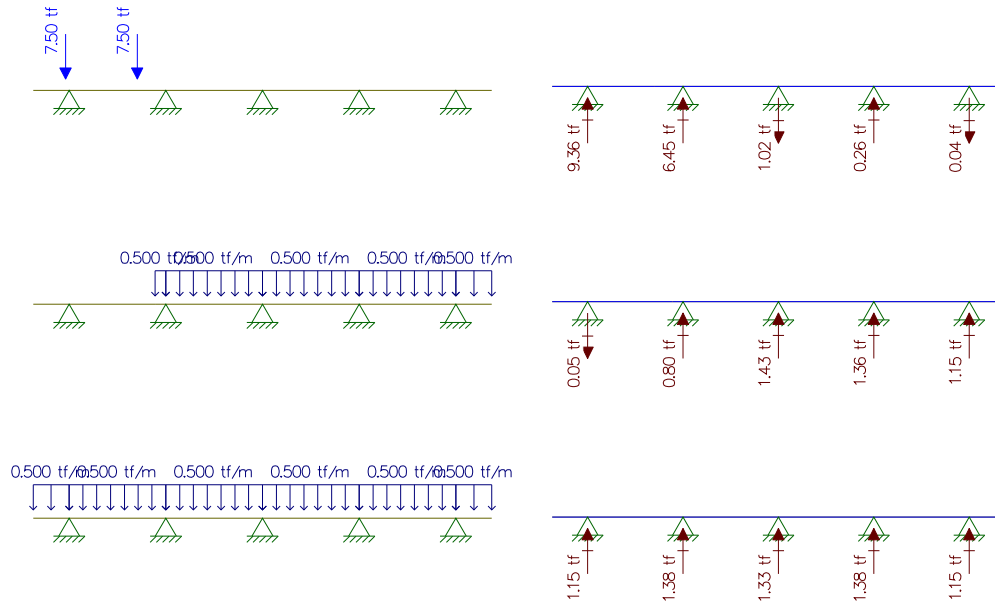
Momentos



Carga Móvel

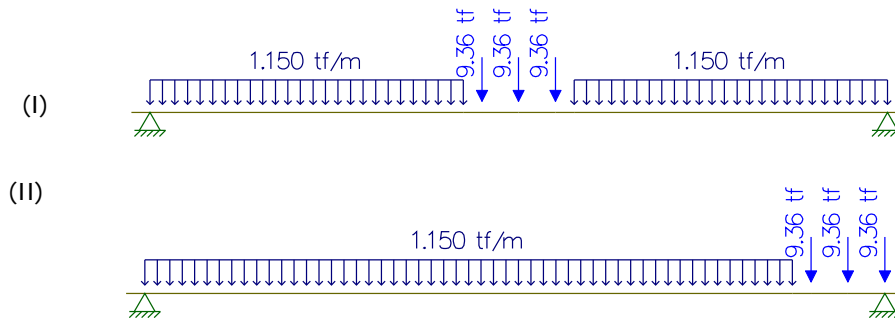
- Vigas 1 e 5

Transversal

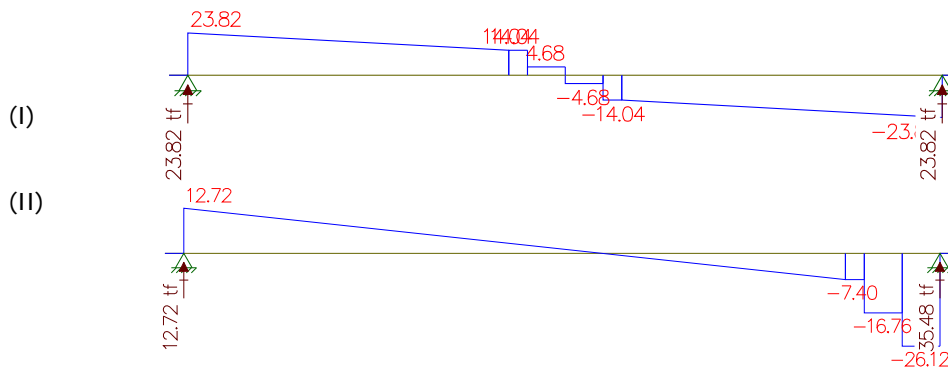


Longitudinal

Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



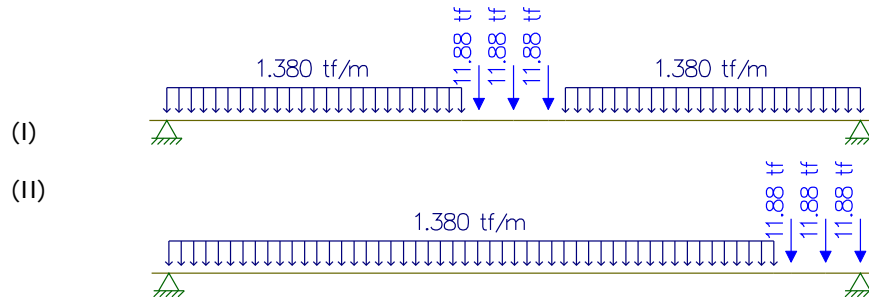
Cortante



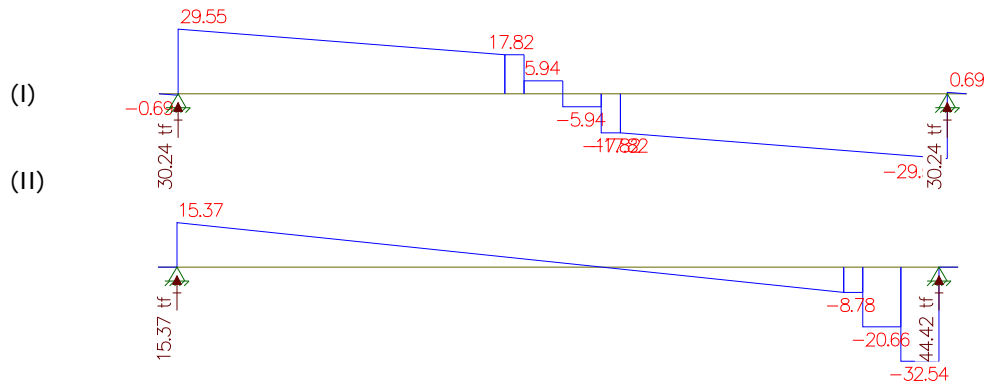
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

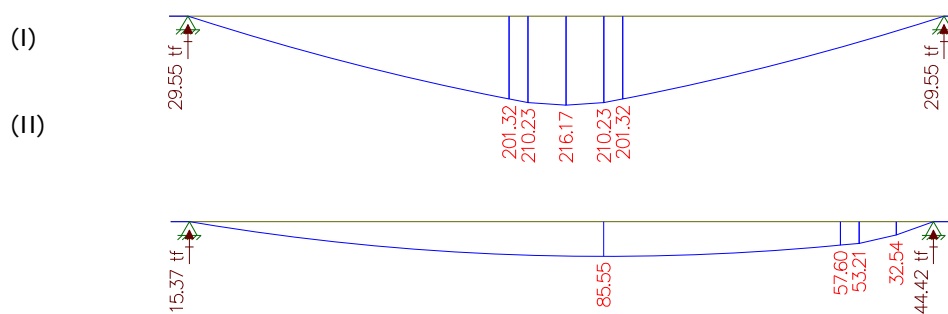
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

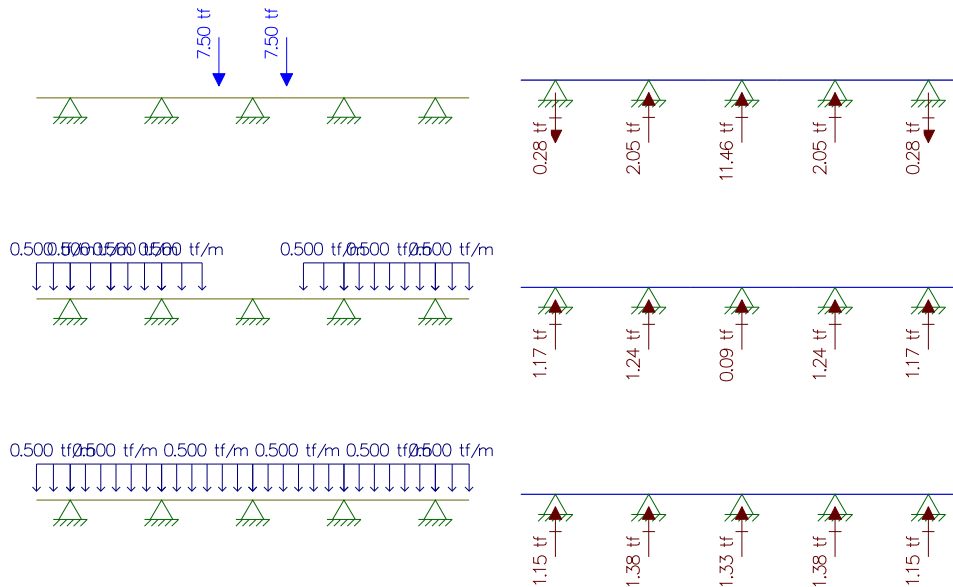


Momento

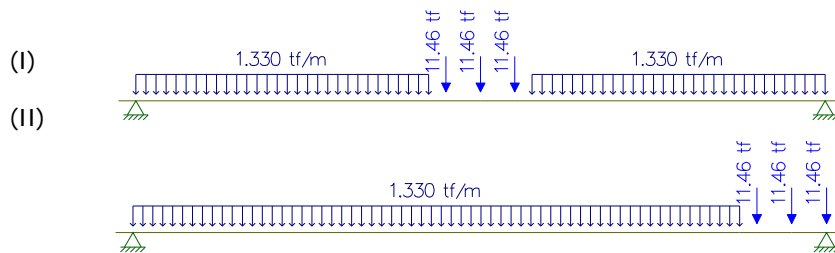


Viga 3

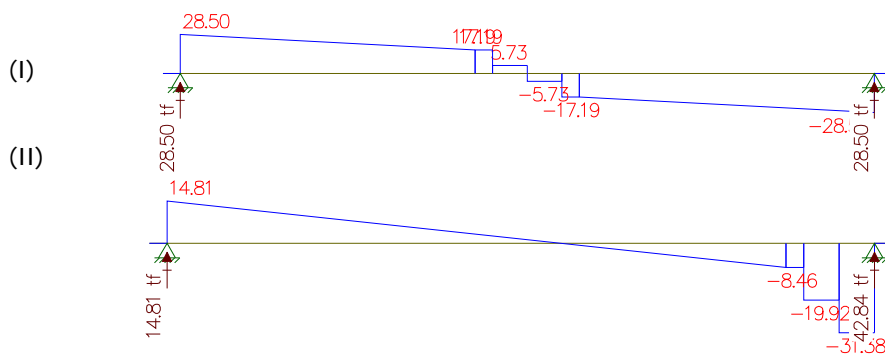
Transversal



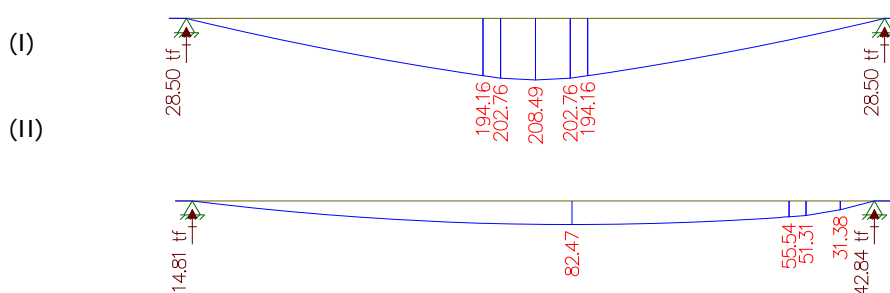
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



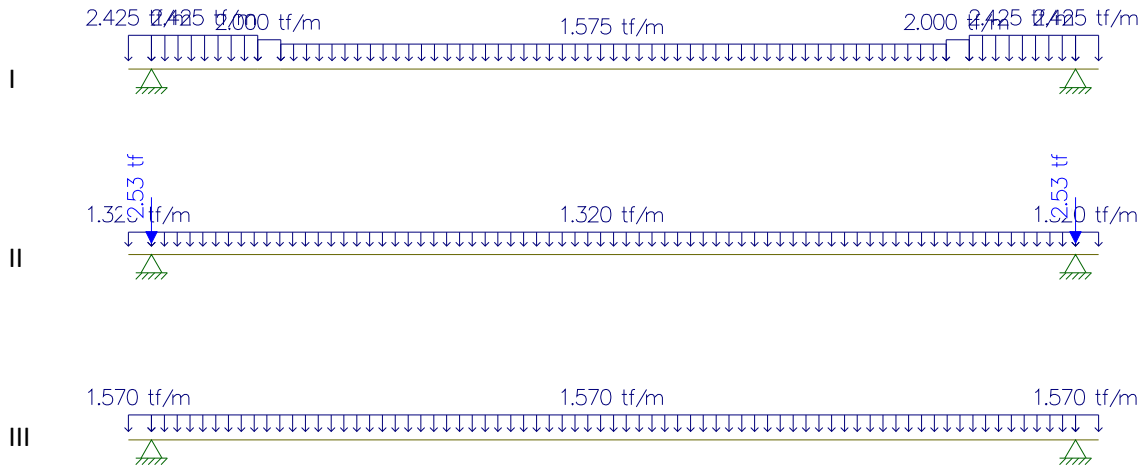
Memória de Cálculo da Travessa – 21m

Carga Permanente

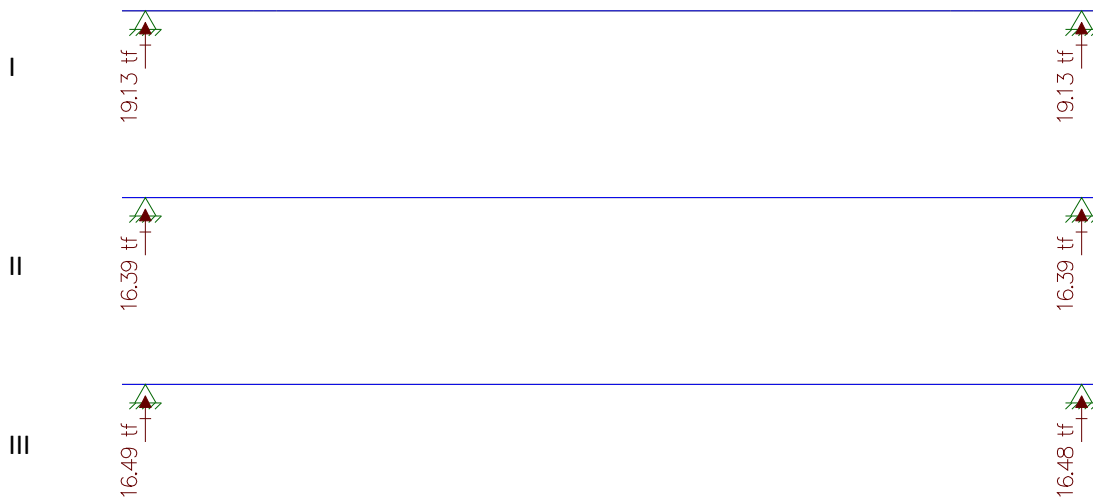
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 1 e 5

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



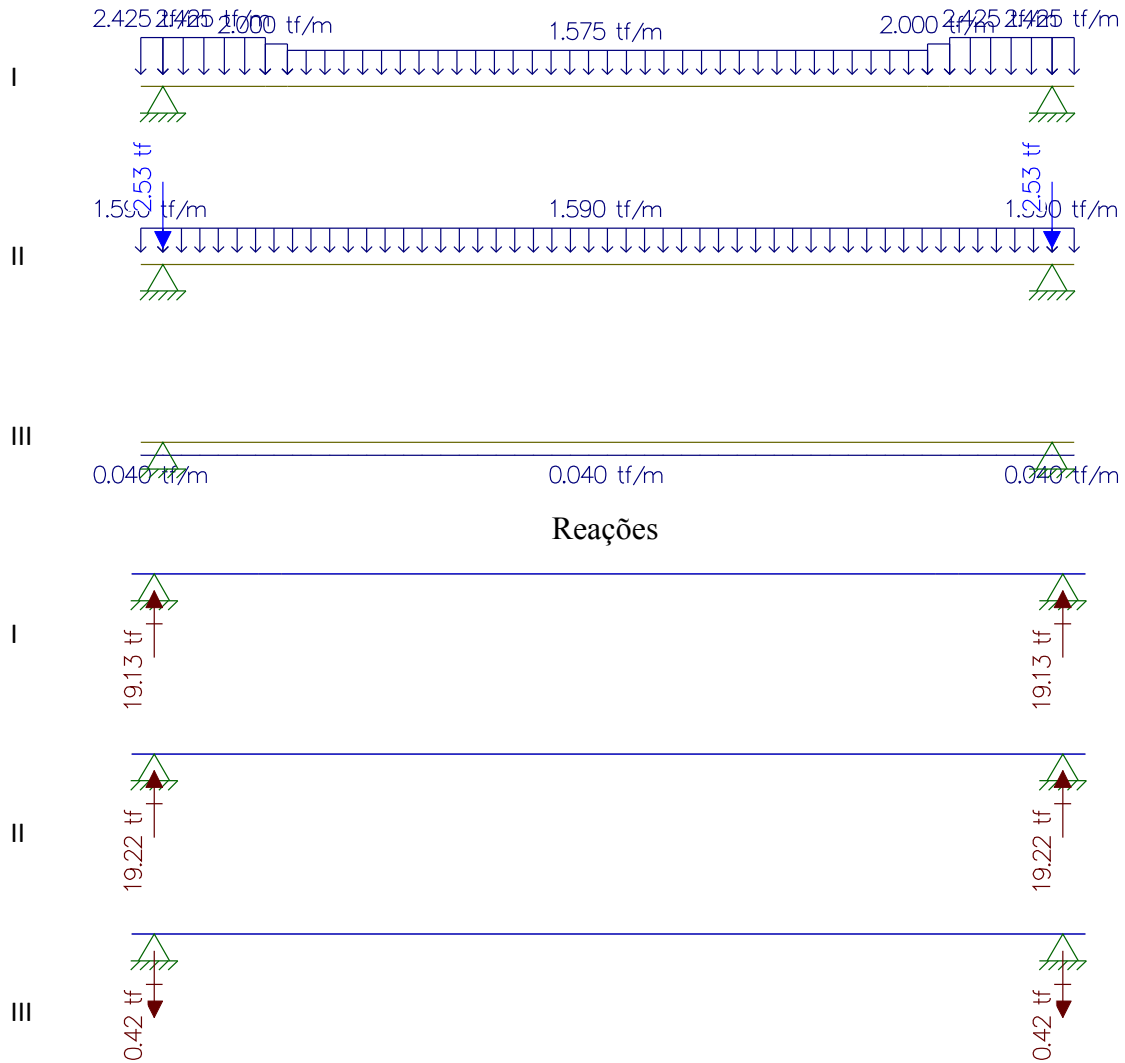
Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4

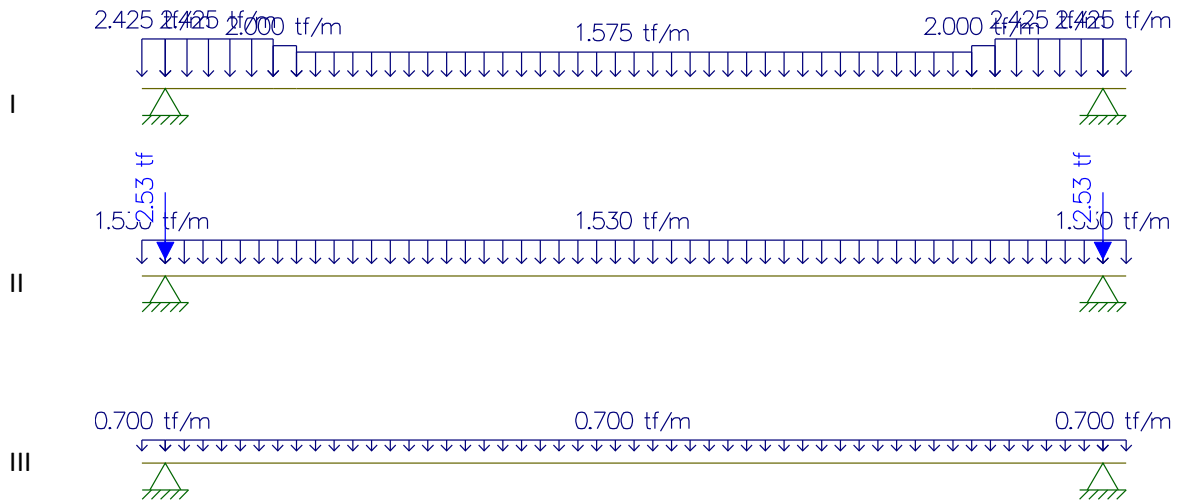
Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



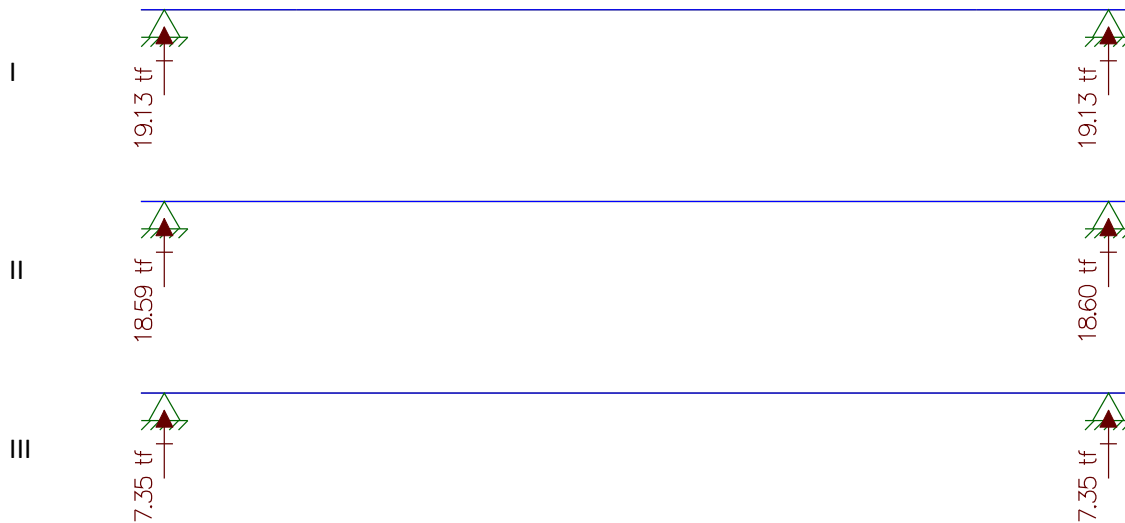
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



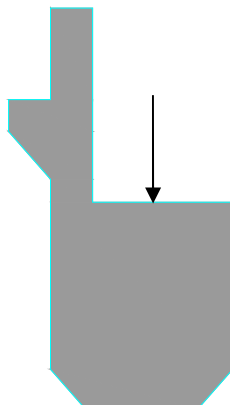
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (21m)

Área da seção = 2,28m²
 $2,28\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,70\text{tf/m}$

Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

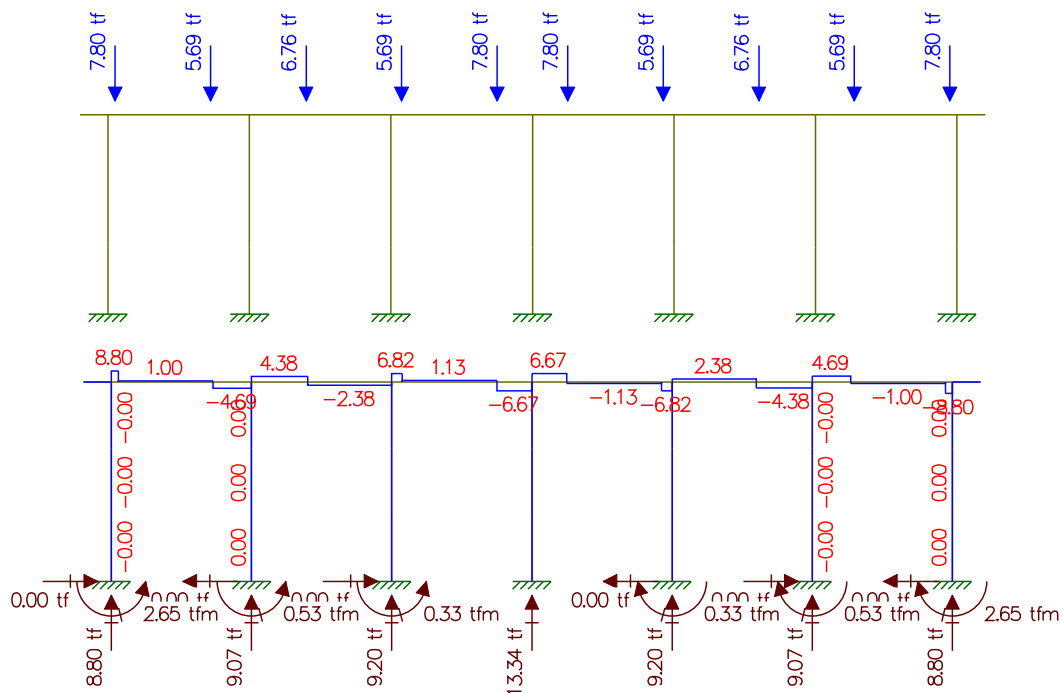


Carga x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	52,01	0,150	7,80
Viga 2	37,93	0,150	5,69
Viga 3	45,07	0,150	6,76
Viga 4	37,93	0,150	5,69
Viga 5	52,01	0,150	7,80

Resultado do Estudo do Momento Torsor

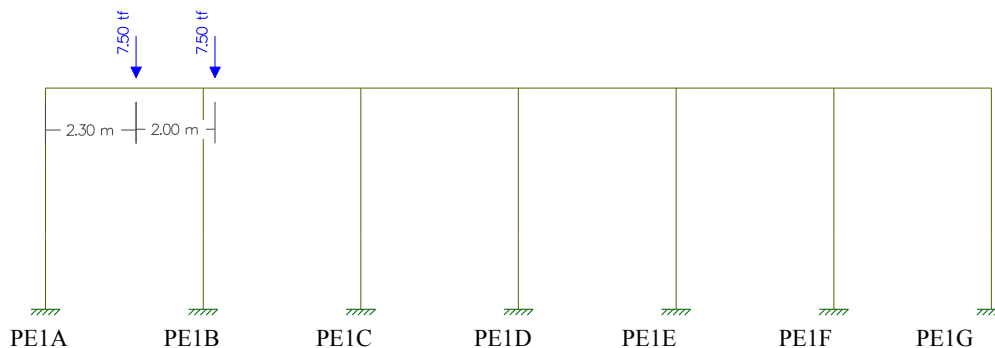
Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



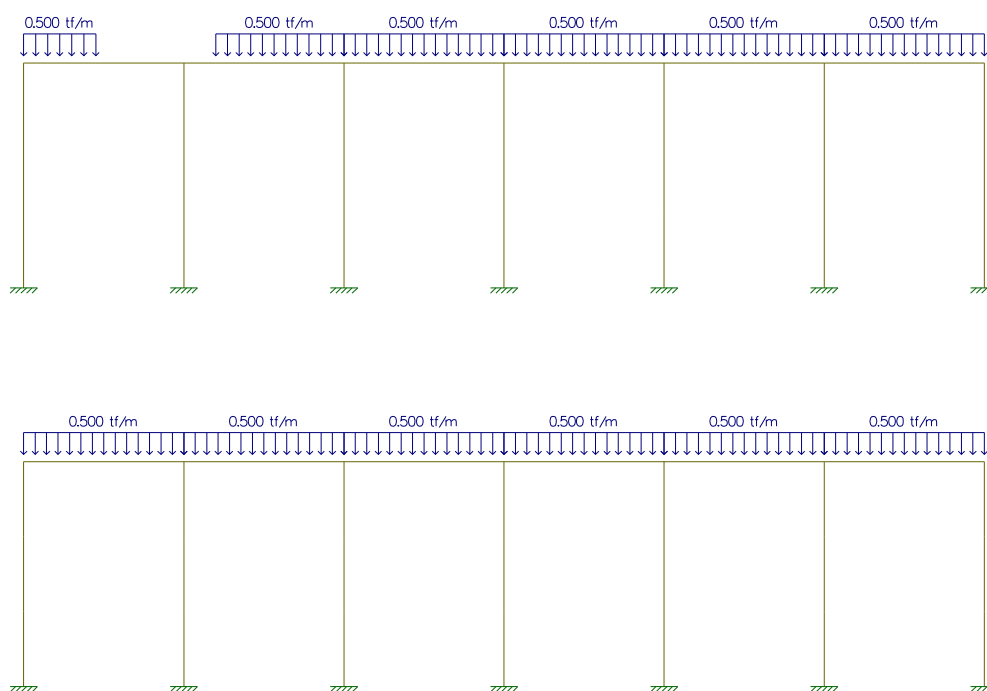
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

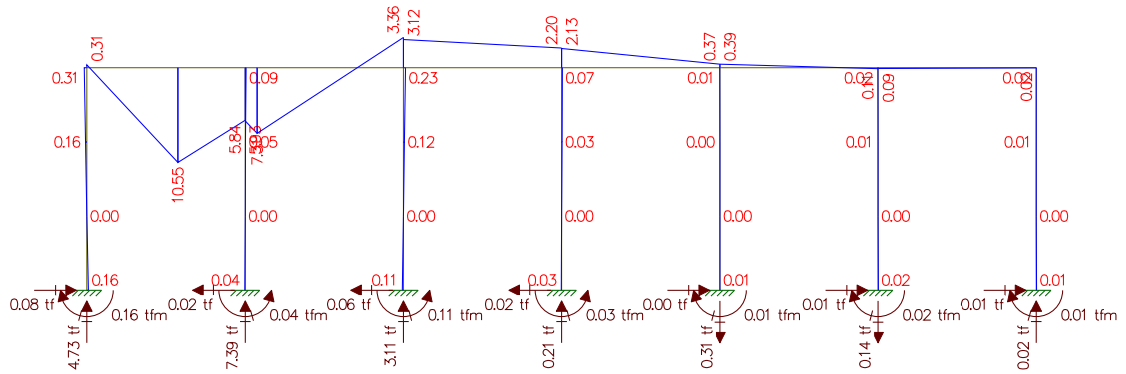


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

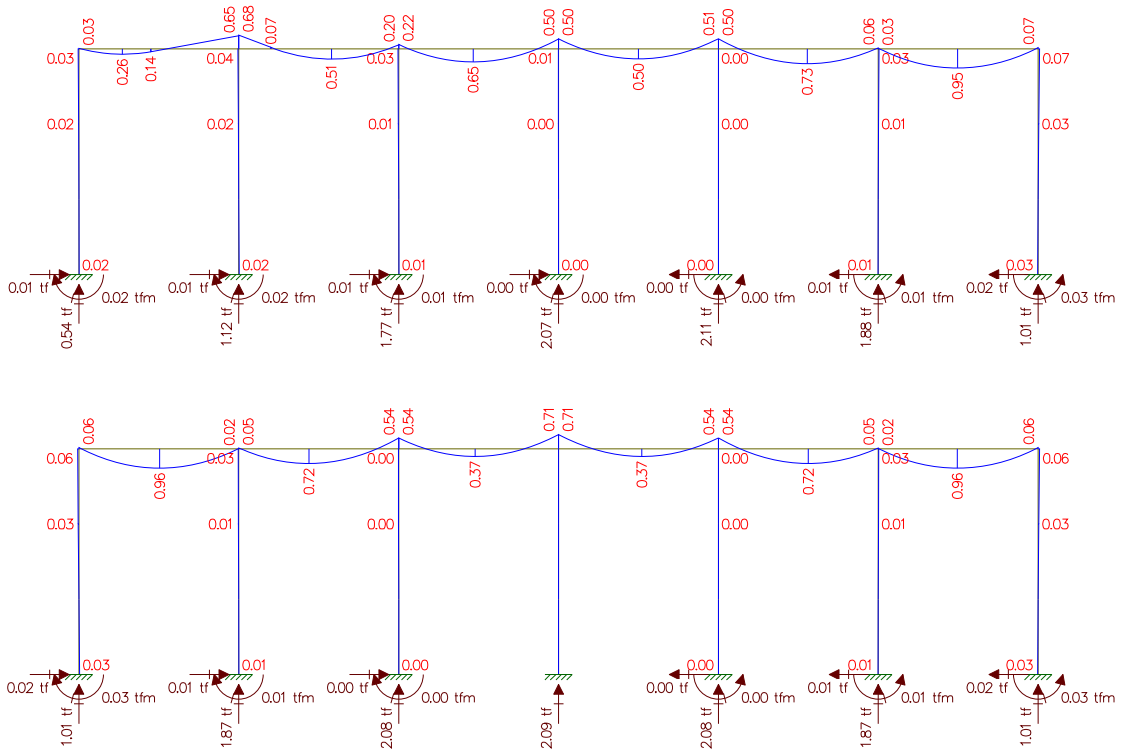


Momento Fletor

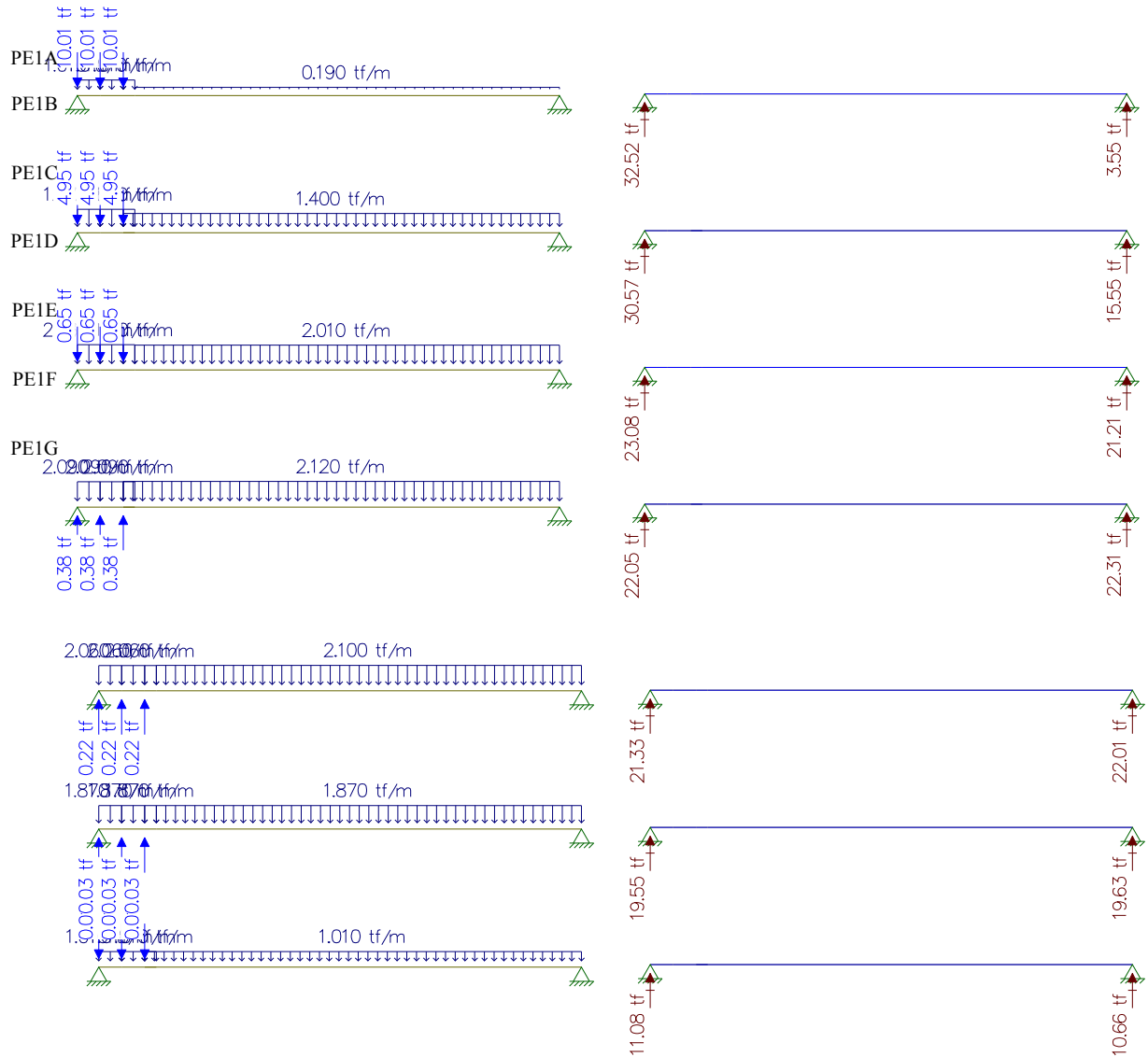
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



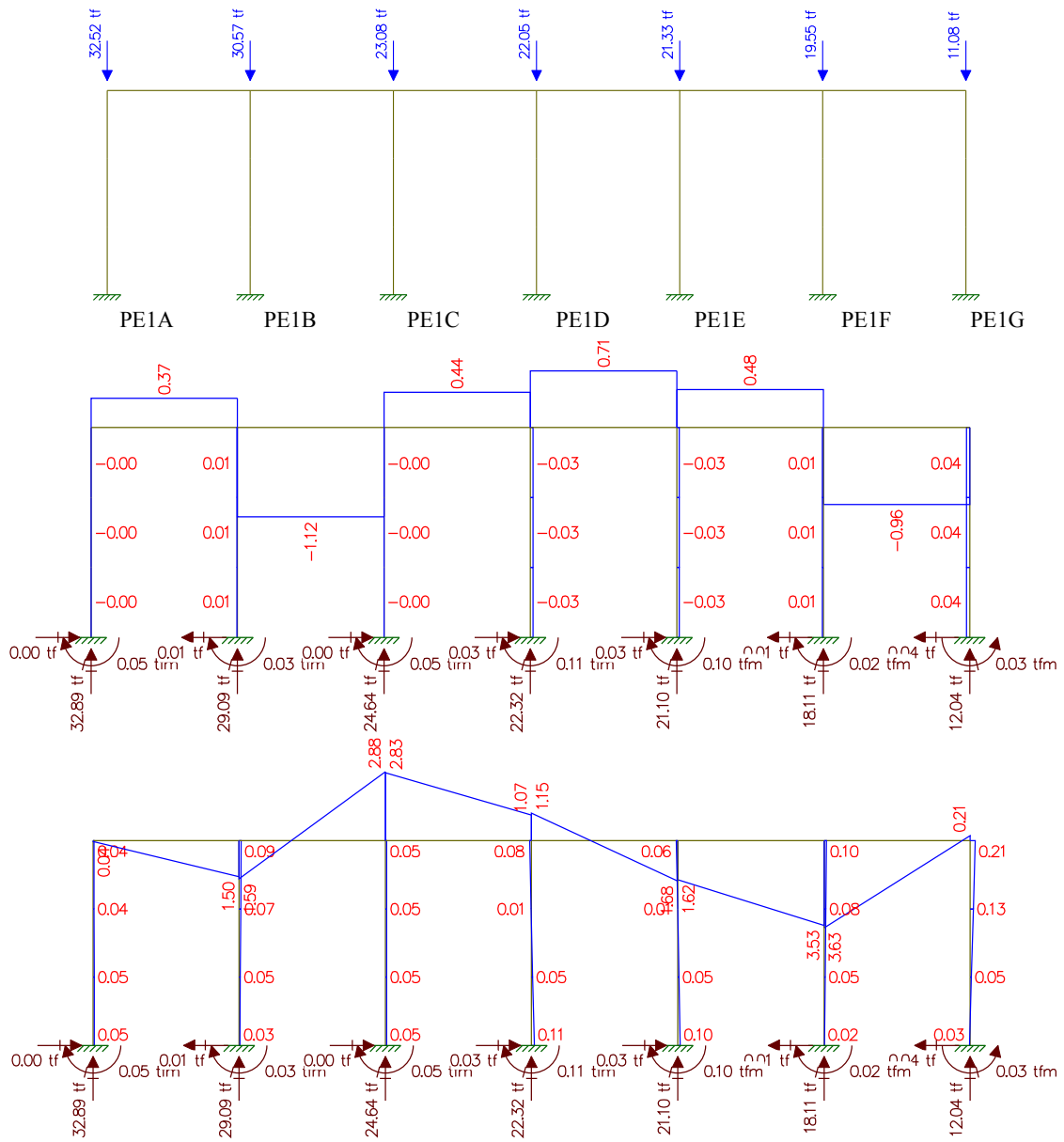
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

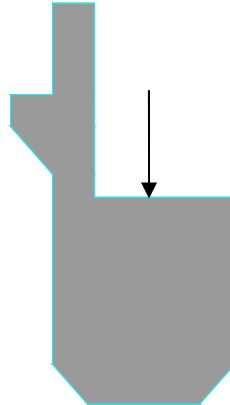


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

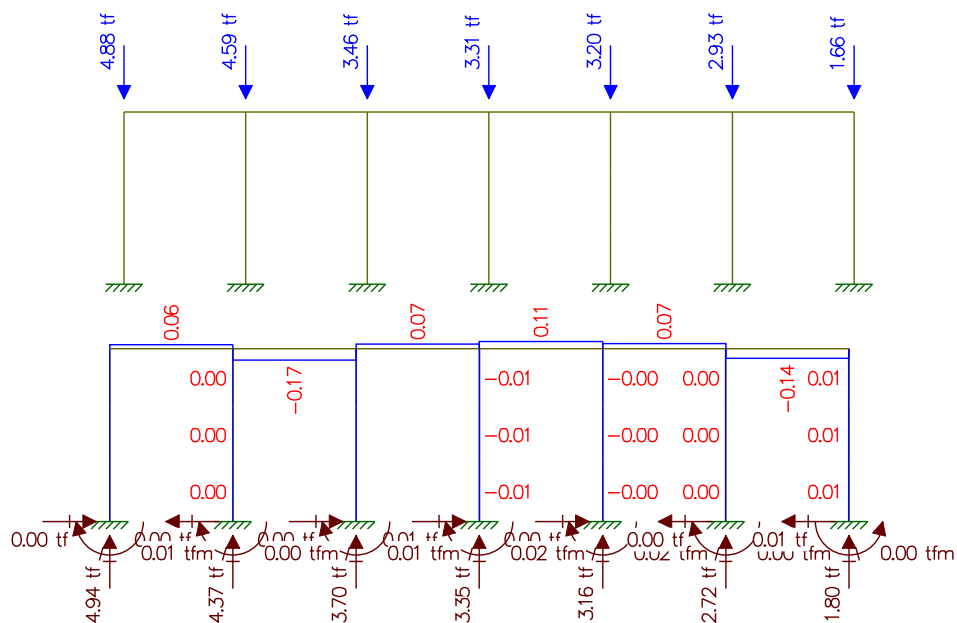


$$\text{Carga a} - \text{Carga b} = \text{Carga c} \quad \text{Carga c} \times \text{distância} = \text{Momento Torsor (tf.m)}$$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	32,52	0,150	4,88
Pilar 2	30,57	0,150	4,59
Pilar 3	23,08	0,150	3,46
Pilar 4	22,05	0,150	3,31
Pilar 5	21,33	0,150	3,20
Pilar 6	19,55	0,150	2,93
Pilar 7	11,08	0,150	1,66

Resultado do Estudo do Momento Torsor

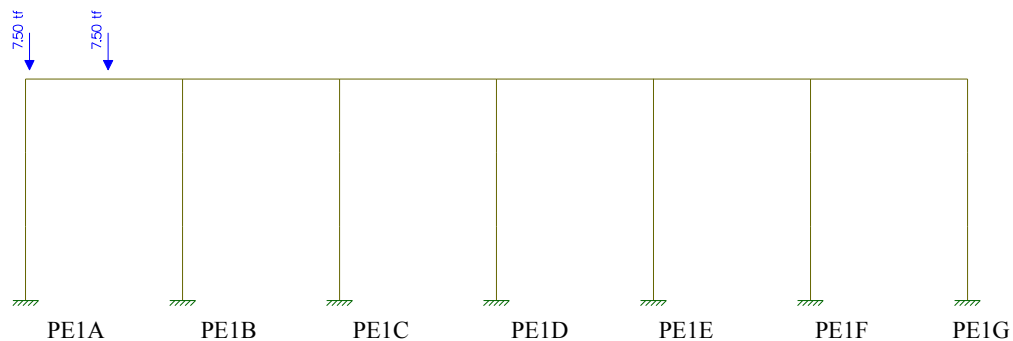
Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



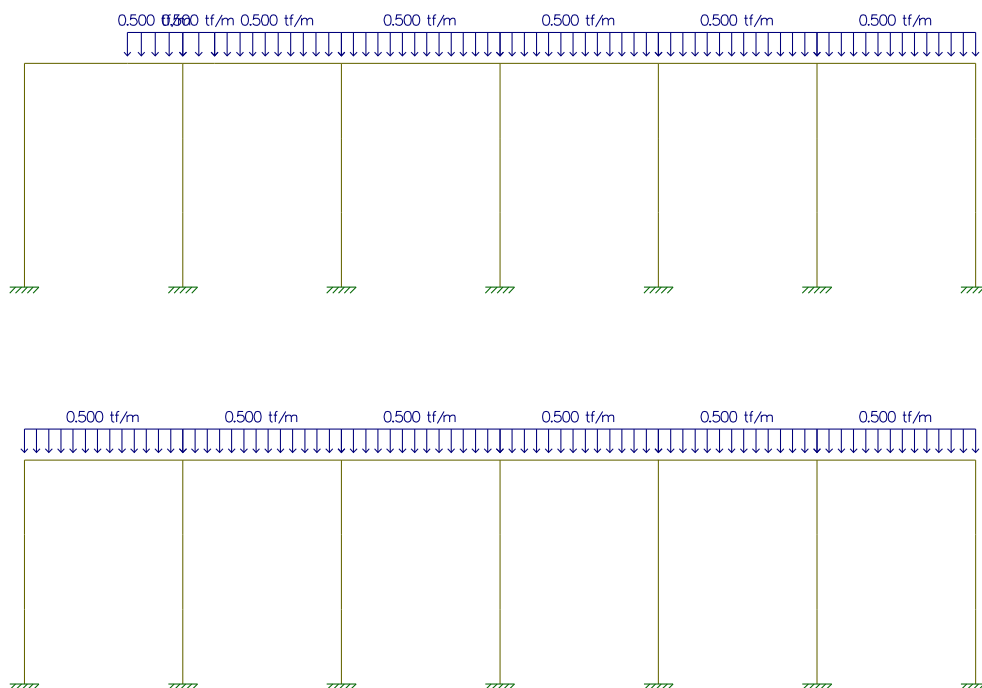
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

Transversal

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

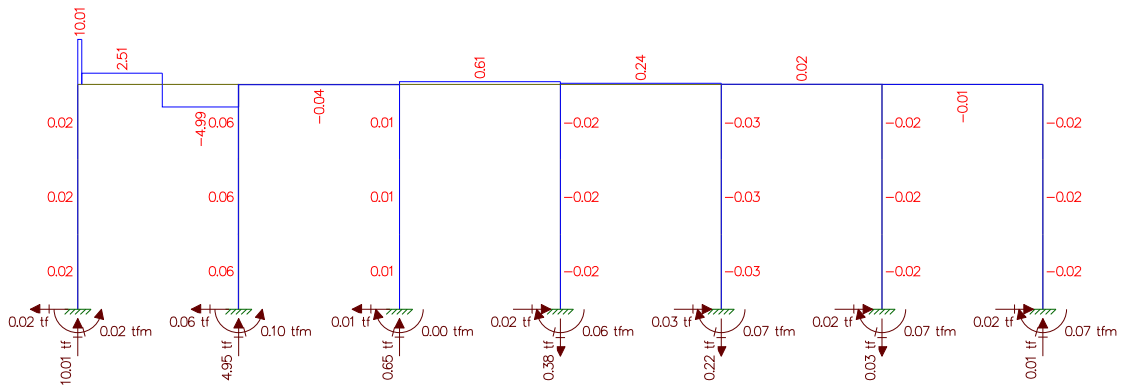


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

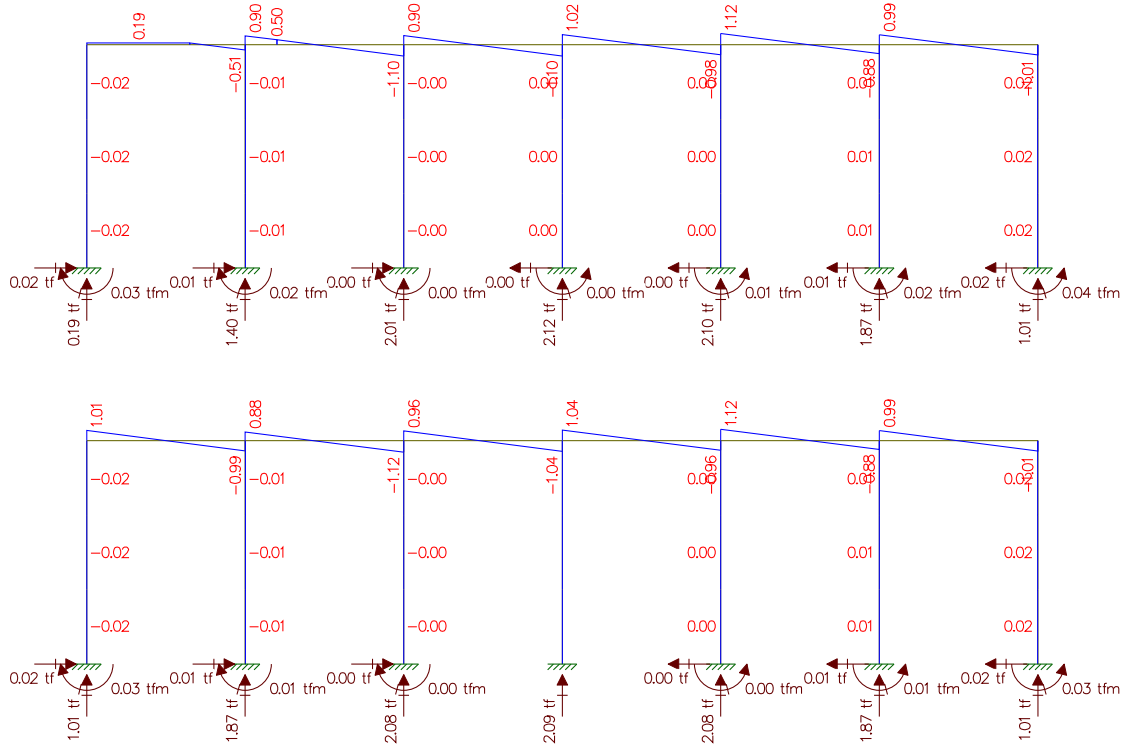


Cortantes

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

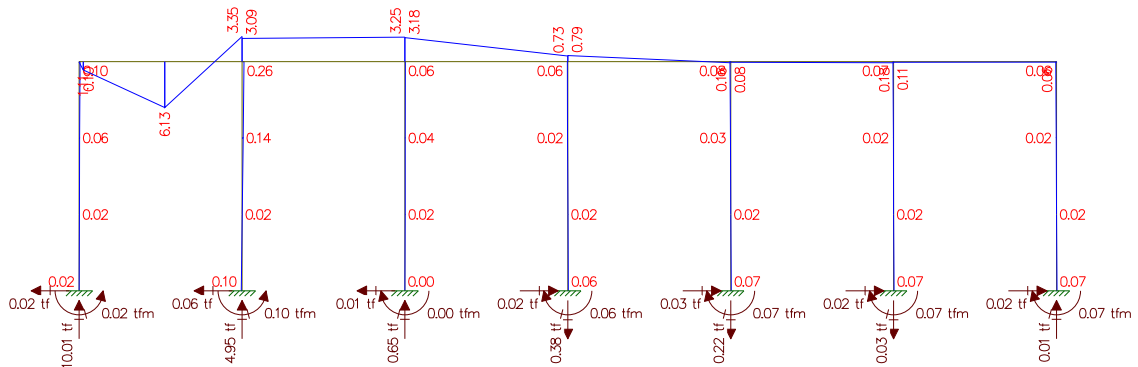


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

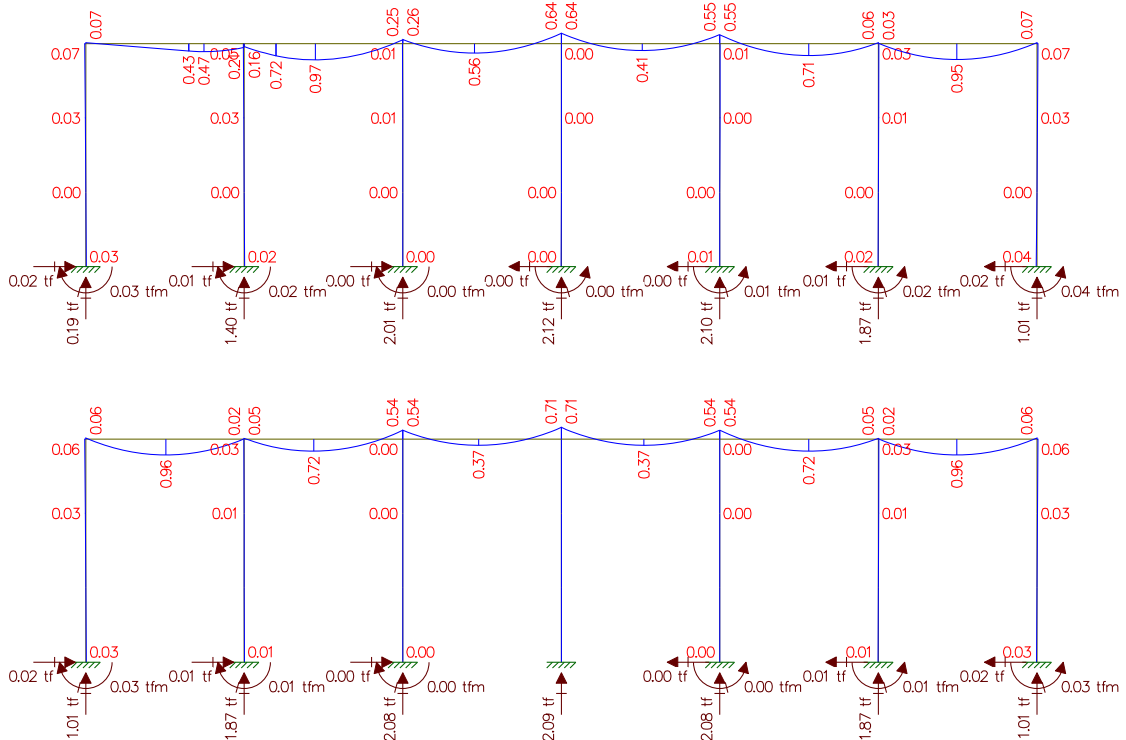


Momento Fletor

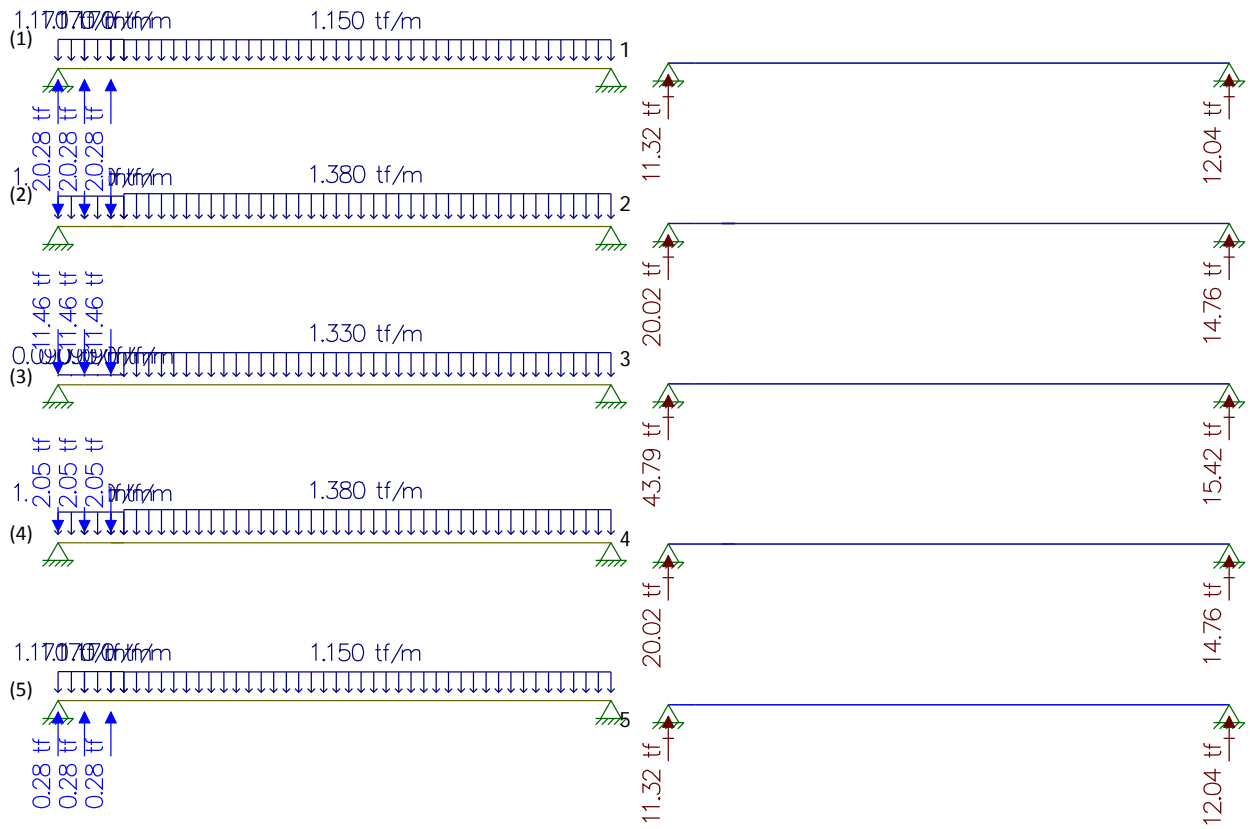
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

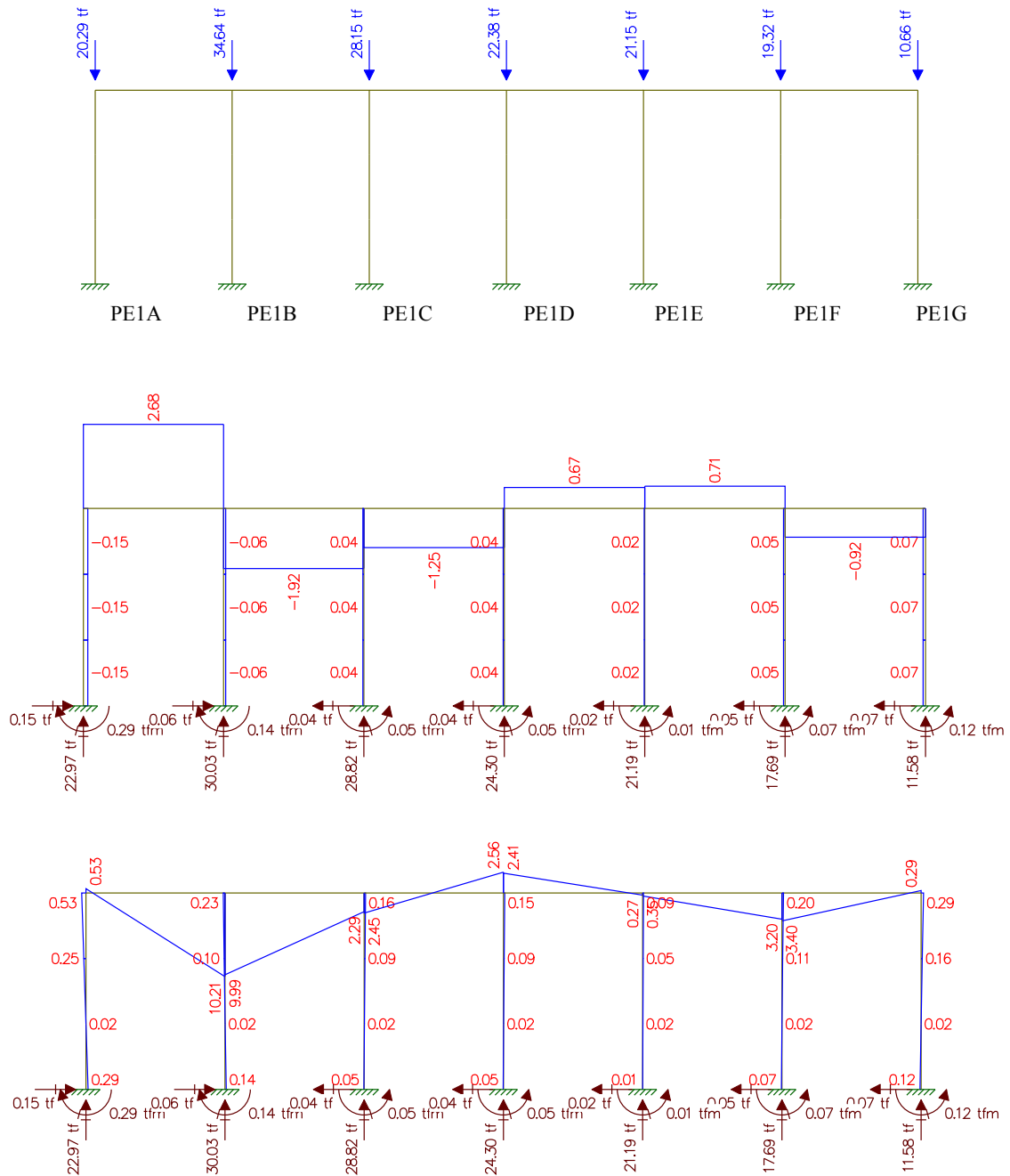


Longitudinais



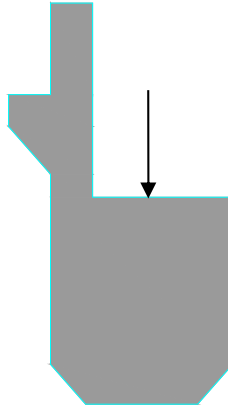
Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

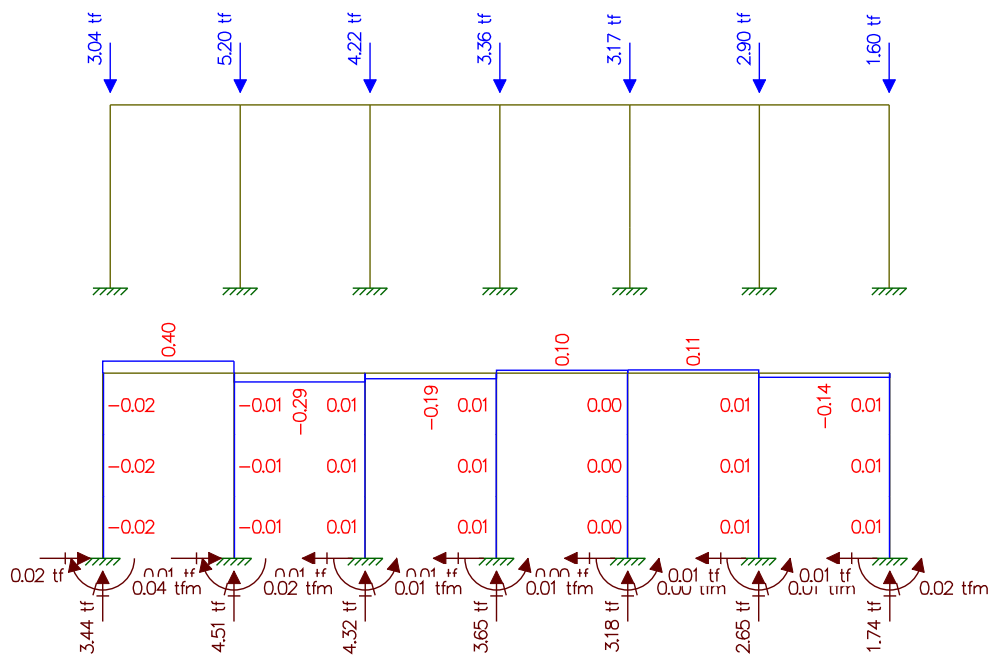


$$\text{Carga a} - \text{Carga b} = \text{Carga c} \quad \text{Carga c} \times \text{distância} = \text{Momento Torsor (tf.m)}$$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	20,29	0,150	3,04
Pilar 2	34,64	0,150	5,20
Pilar 3	28,15	0,150	4,22
Pilar 4	22,38	0,150	3,36
Pilar 5	21,15	0,150	3,17
Pilar 6	19,32	0,150	2,90
Pilar 7	10,66	0,150	1,60

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



Memória de Cálculo da Travessa – 21-21m

Carga Permanente

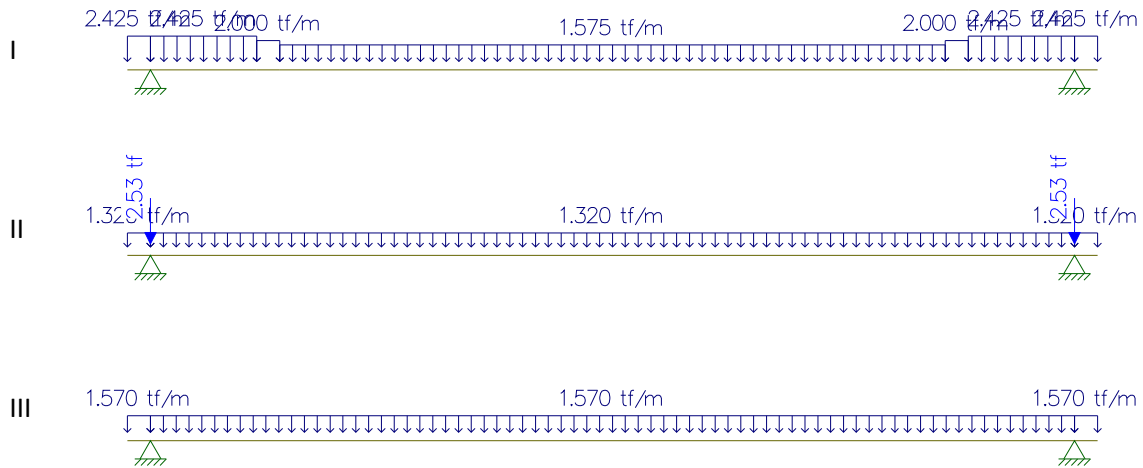
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 21 metros - Longitudinal - viga 1 e 5

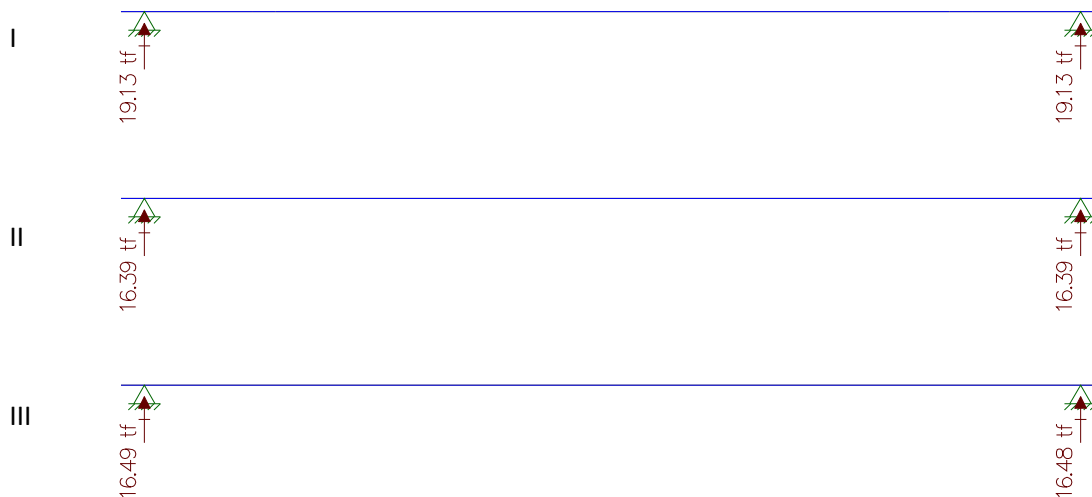
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

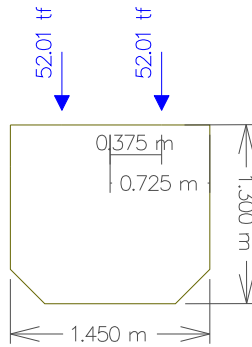
Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$



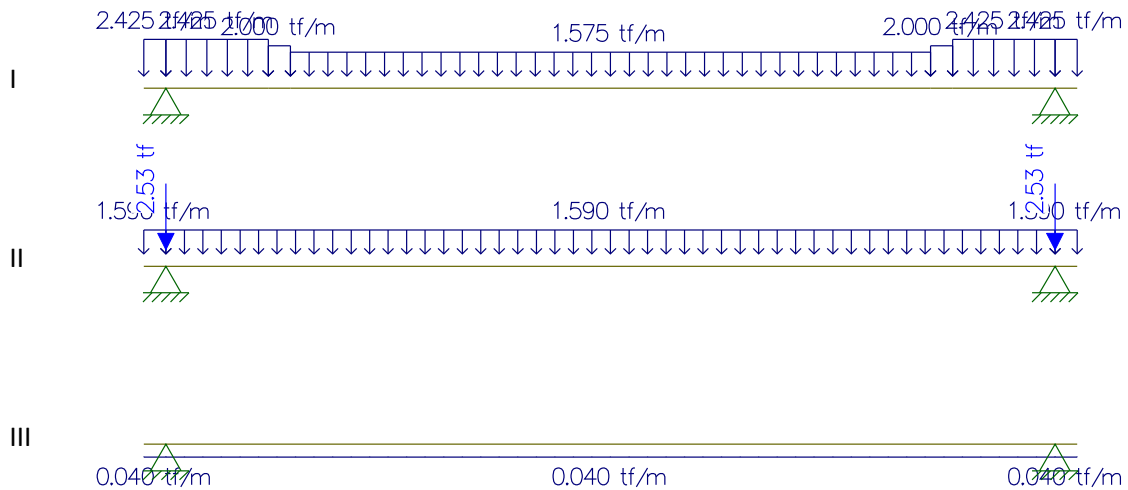
Total de cargas pontuais: 52,01tf + 52,01tf = 104,02tf

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4

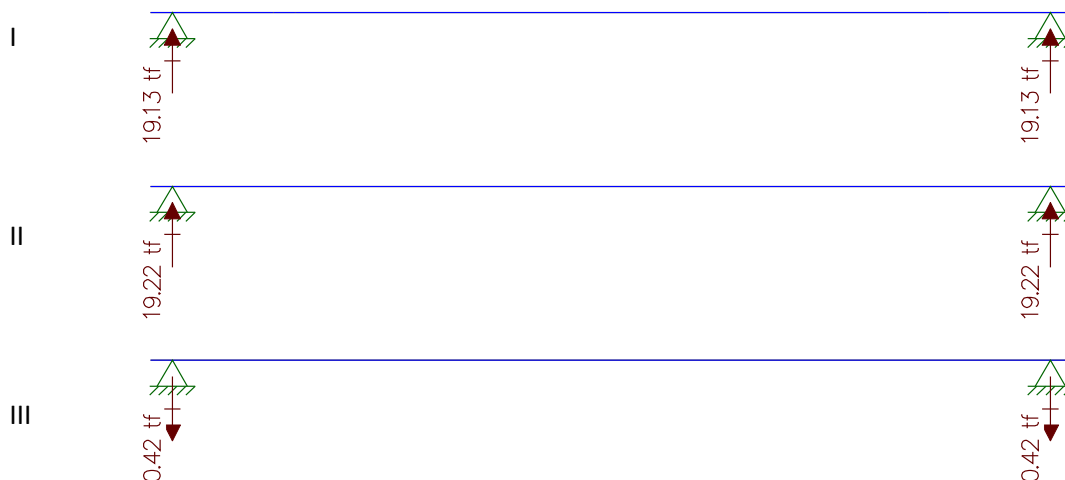
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

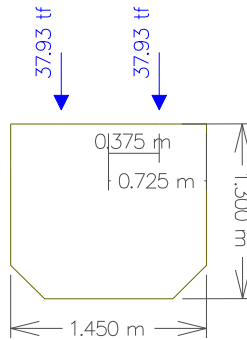
Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



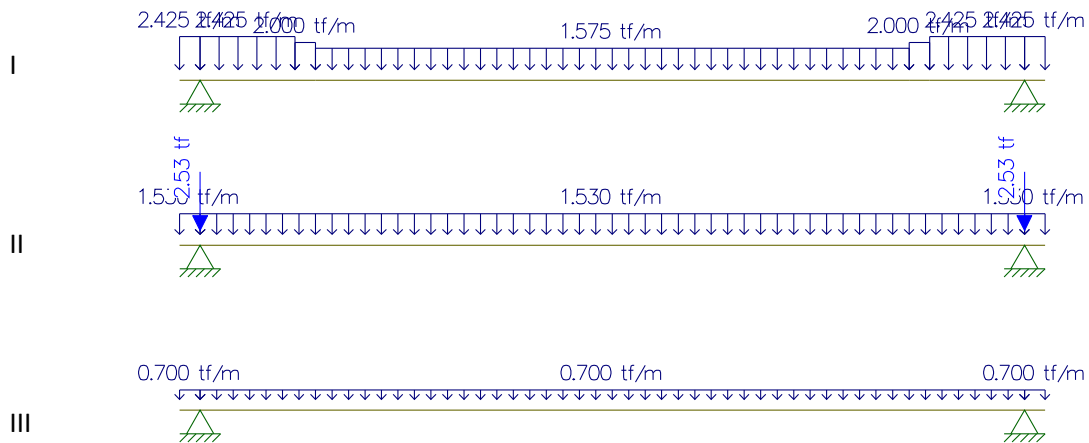
Reação resultante: 19,13tf + 19,22 tf – 0,42 tf = 37,93tf



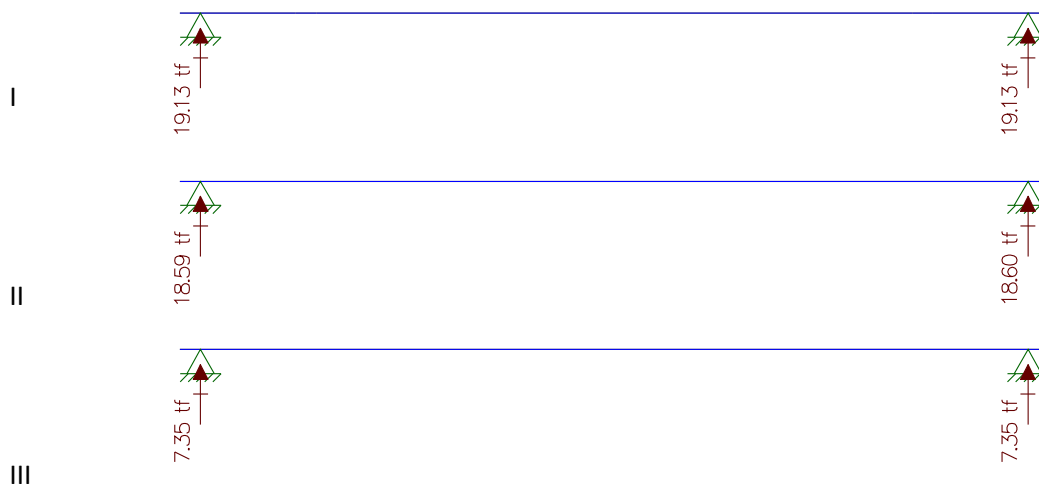
Total de cargas pontuais: $37,93\text{tf} + 37,93\text{tf} = 75,86\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3

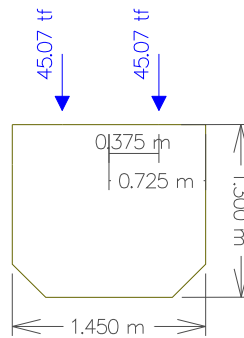
Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$



Total de cargas pontuais: $45,07\text{tf} + 45,07\text{tf} = 90,14\text{tf}$

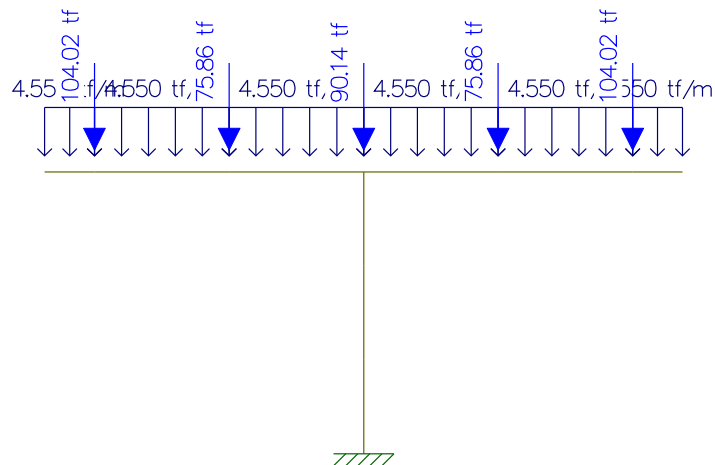
Peso próprio da Travessa (21 – 21m)

Área da seção = $1,82\text{m}^2$

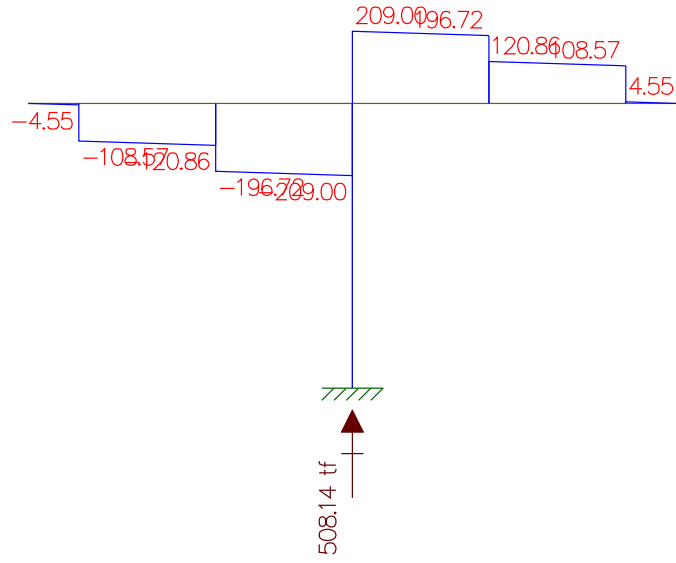
$1,82\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 4,55 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante

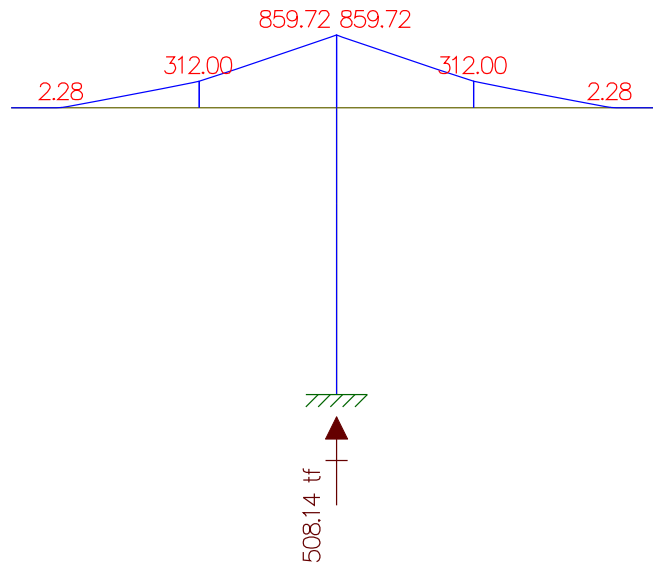
Cargas



Cortante

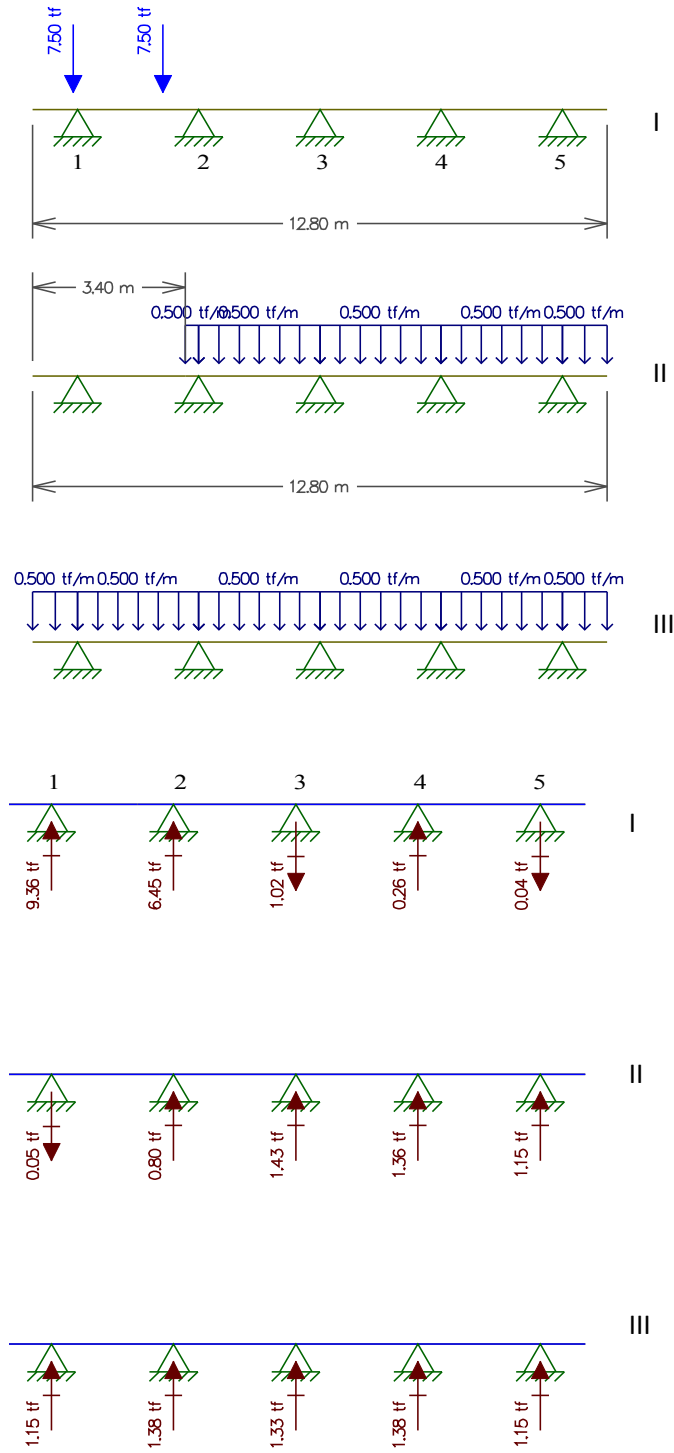


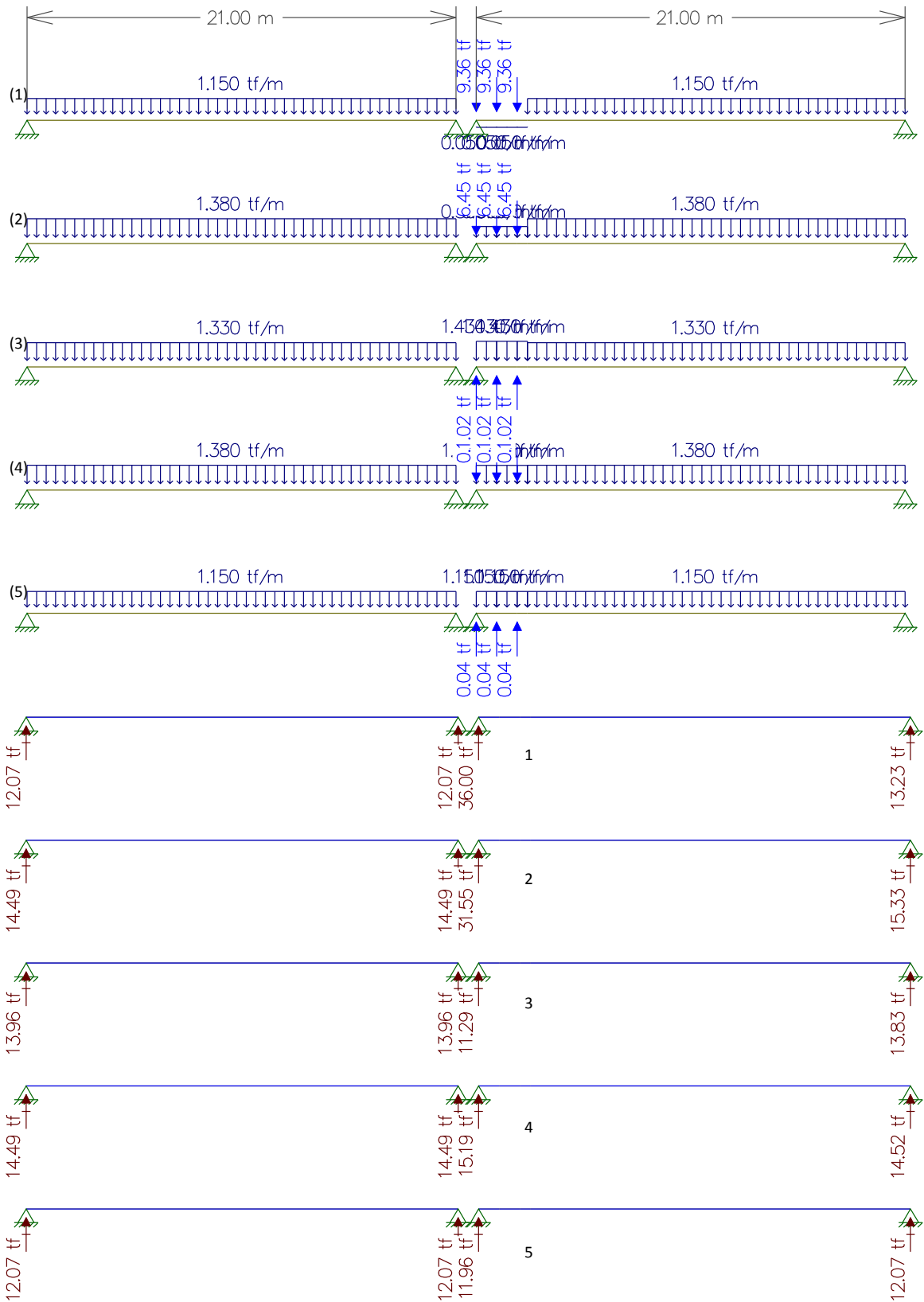
Momento Fletor



Carga Móvel

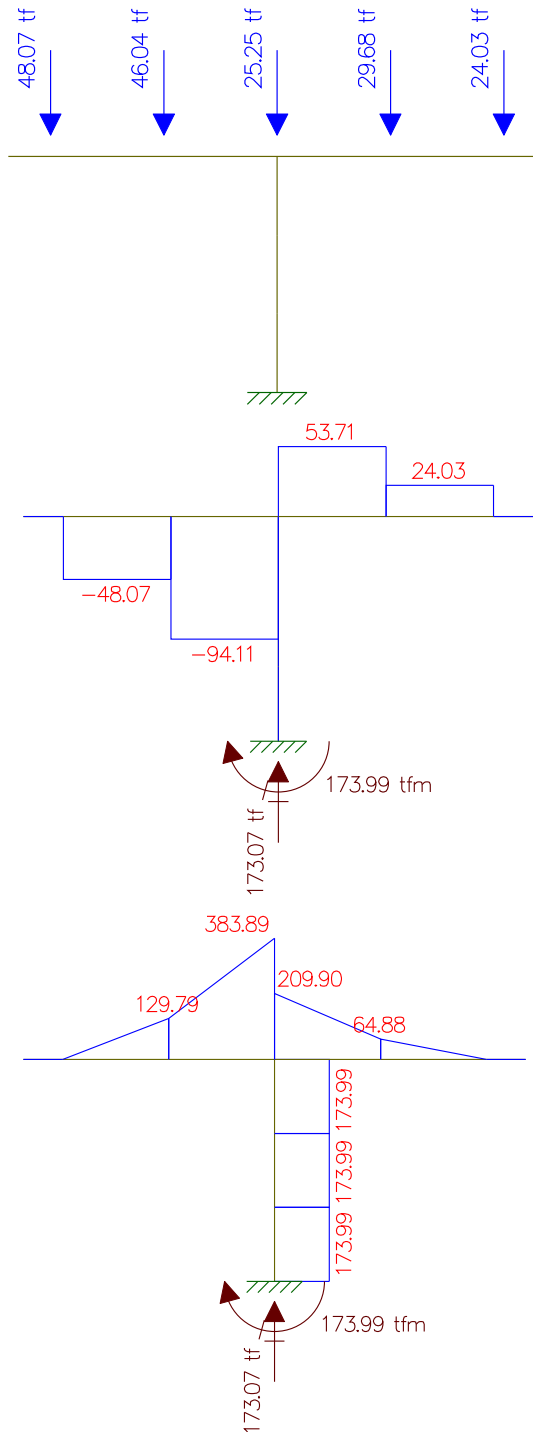
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão
Com carga de multidão no menor vão





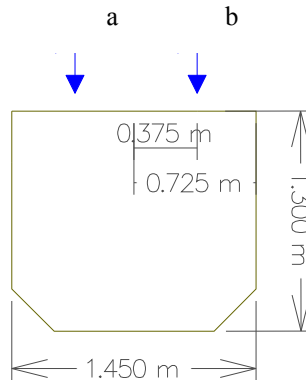
Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 36,00\text{tf} = 48,07\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 31,55\text{tf} = 46,04\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 11,29\text{tf} = 25,25\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 15,19\text{tf} = 29,68\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,96\text{tf} = 24,03\text{tf}$



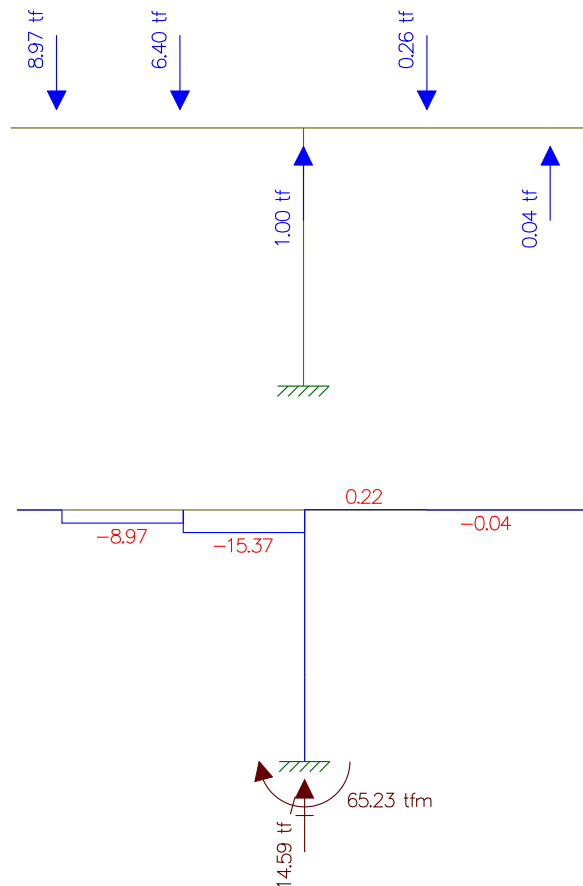
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



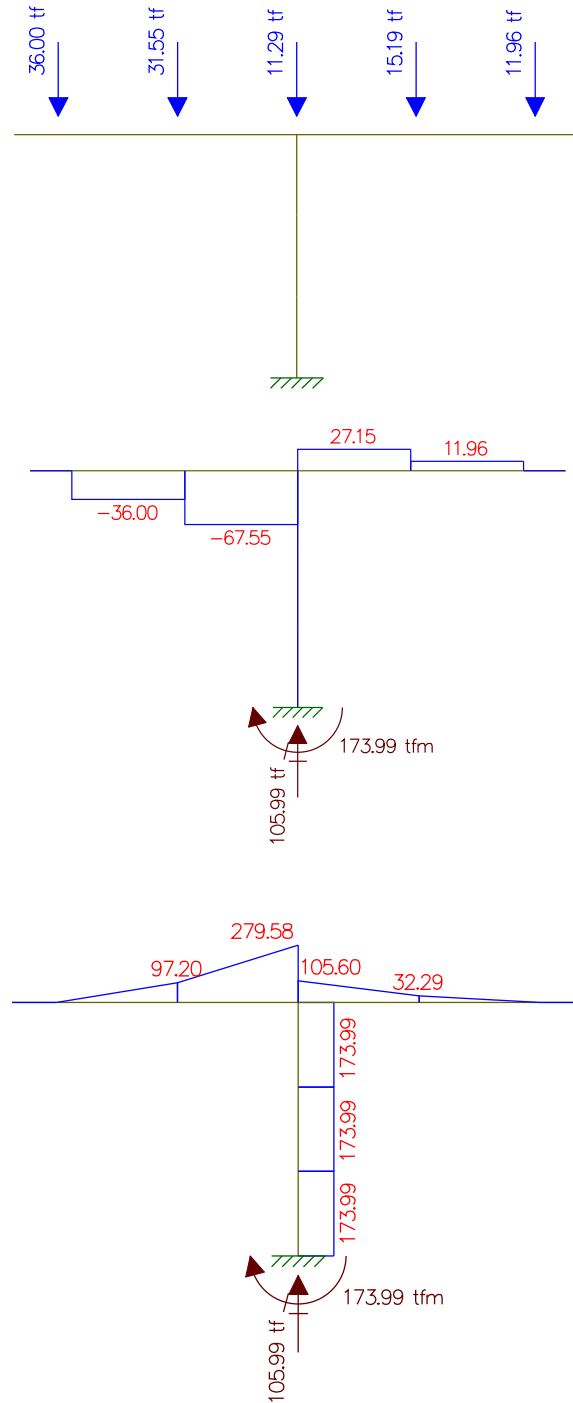
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	36,00	12,07	23,93	0,375	8,97
Viga 2	31,55	14,49	17,06	0,375	6,40
Viga 3	11,29	13,96	- 2,67	0,375	-1,00
Viga 4	15,19	14,49	0,70	0,375	0,26
Viga 5	11,96	12,07	- 0,11	0,375	-0,04



Sem carga de multidão no menor vão

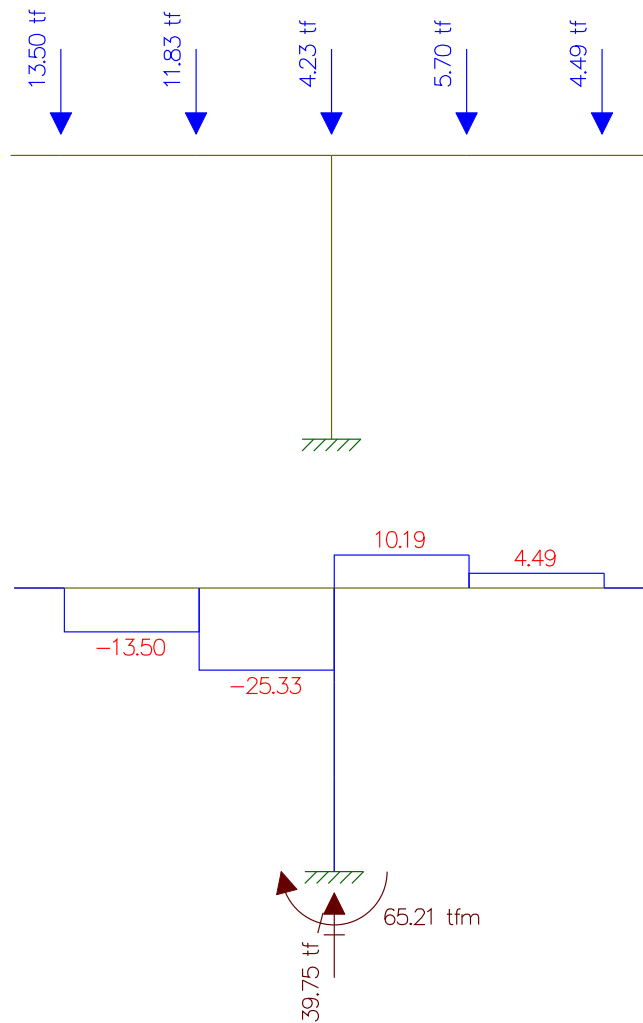
- Reação devido a Viga 1 sem a carga de multidão em um dos vãos: 36,00tf
- Reação devido a Viga 2 sem a carga de multidão em um dos vãos: 31,55tf
- Reação devido a Viga 3 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,29tf
- Reação devido a Viga 4 sem a carga de multidão em um dos vãos: 15,19tf
- Reação devido a Viga 5 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,96tf



Estudo do Momento Torsor

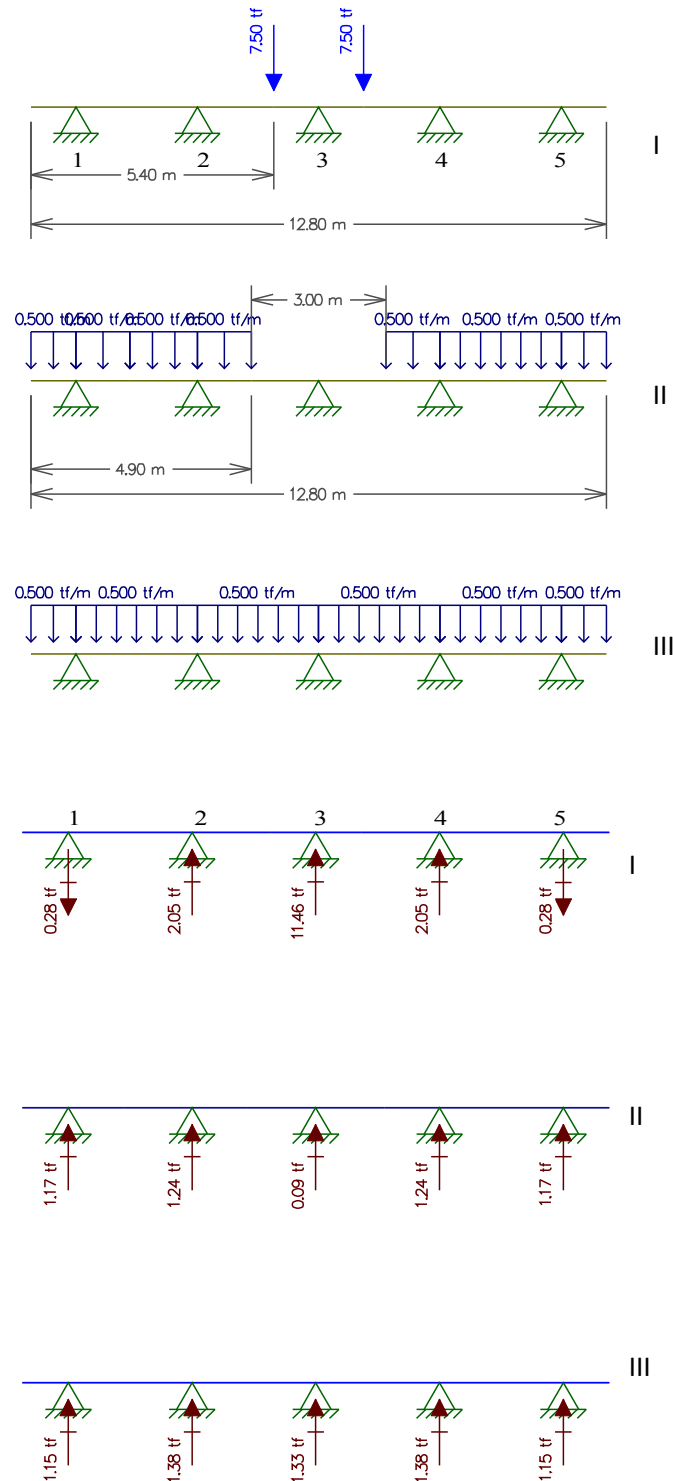
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

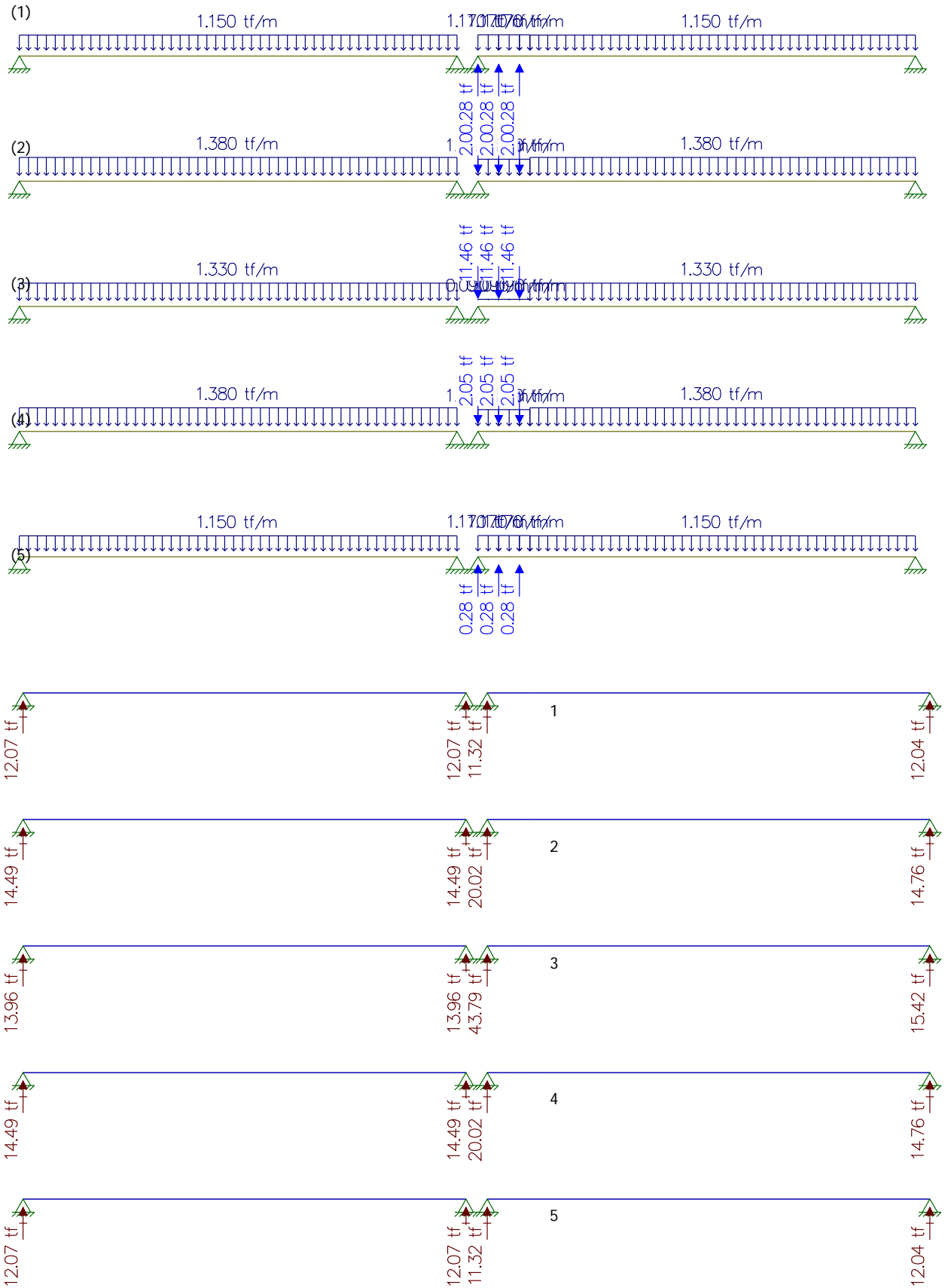
Viga 1: 36,0tf	$M_t = 36,0\text{tf} \times 0,375\text{m} = 13,5\text{tf.m}$
Viga 2: 31,55tf	$M_t = 31,55\text{tf} \times 0,375\text{m} = 11,83\text{tf.m}$
Viga 3: 11,29tf	$M_t = 11,29\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,23\text{tf.m}$
Viga 4: 15,19tf	$M_t = 15,19\text{tf} \times 0,375\text{m} = 5,70\text{tf.m}$
Viga 5: 11,96tf	$M_t = 11,96\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,49\text{tf.m}$



Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

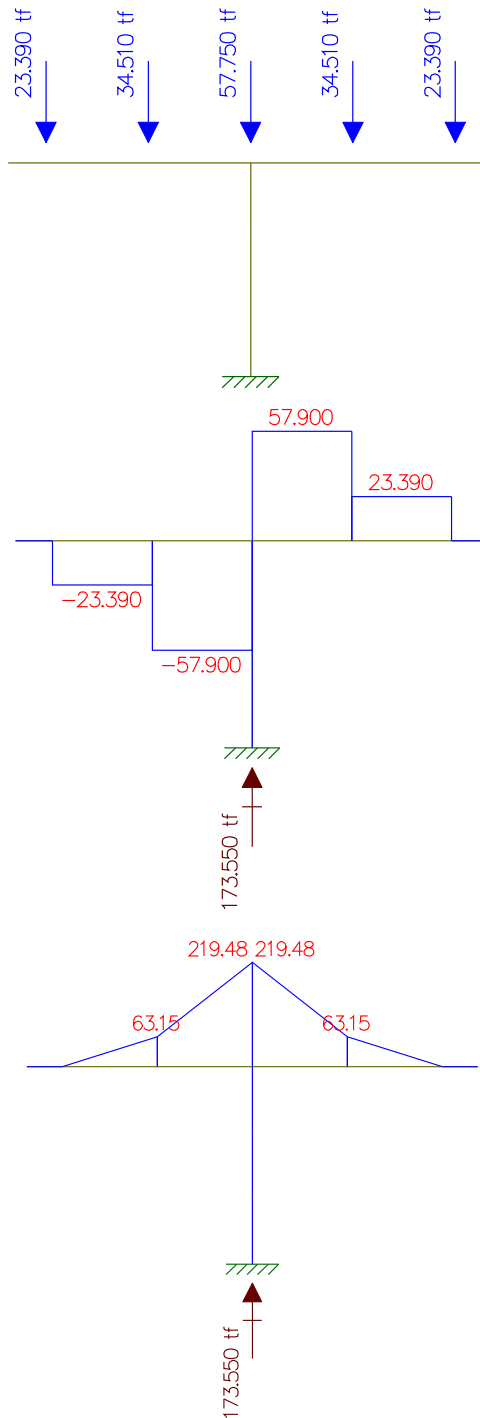
Com carga de multidão no menor vão





Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 43,79\text{tf} = 57,75\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$

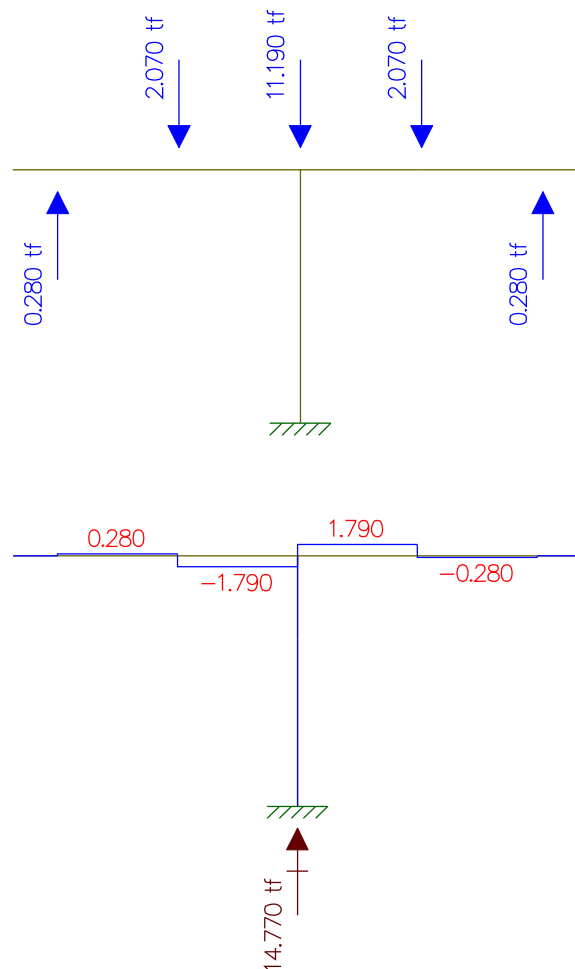


Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

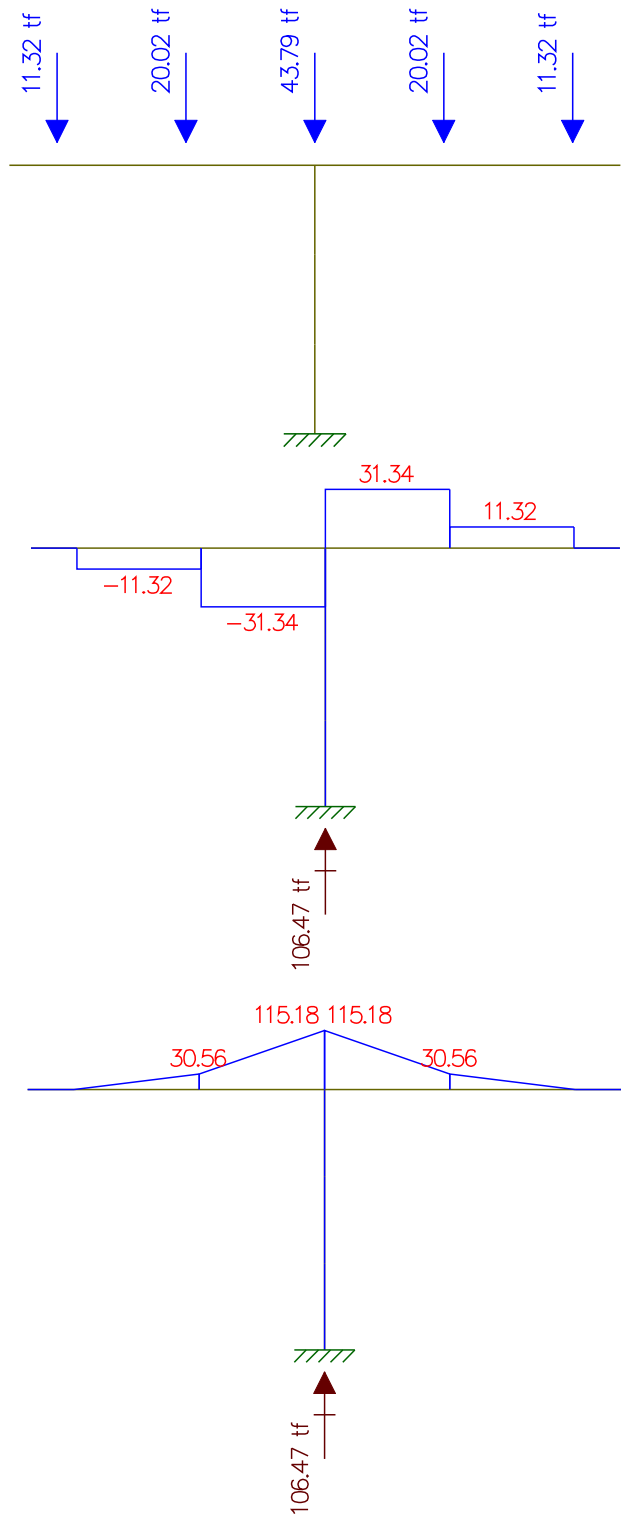
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28
Viga 2	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 3	43,79	13,96	29,83	0,375	11,19
Viga 4	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 5	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28



Sem carga de multidão no menor vão

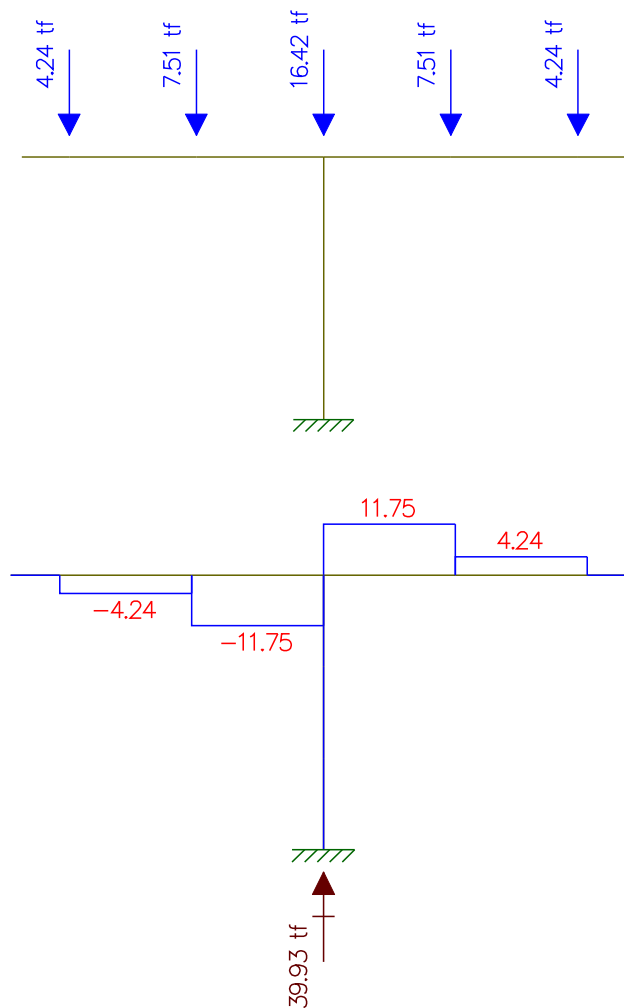
- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

Viga 1: 11,32tf	$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$
Viga 2: 20,02tf	$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
Viga 3: 43,79tf	$M_t = 43,79\text{tf} \times 0,375\text{m} = 16,42125\text{tf.m}$
Viga 4: 20,02tf	$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
Viga 5: 11,32tf	$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$



**Processamento superestrutura
Dimensionamento da longarina**

Viga de 21m

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m *** Out/13 ***

Fase 1 - Viga Isolada

Dimensões Constantes

ALT. = 1.500 LLSU = 1.000 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTII = .000 HTII = .000 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .150 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTIS	BTIN	HTIS	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Tipo	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
2	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
3	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
4	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
5	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
6	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149

OBS.- As demais seções não serão tabuladas, devido à simetria da Estrutura

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Características do Cabo utilizado
 Fase Única

 Unidade de Protensão = 9φ12.7mm
 Módulo de Elasticidade = 19500. Kg/mm**2
 Área da Seção Transversal = 1202. mm**2
 Tensão Inicial de Protensão = 140. Kg/mm**2
 Acomodação de Ancoragem = 6. mm
 Perdas Def.(Lenta+Imediata) = 22. Kg/mm**2
 Coef. de Atrito na Reta = .0025 /M
 Coef. de Atrito na Curva = .0040 /G

Cabo C1

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			*
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	1.21	-1.4	14000./12651.	*	130.	-3.	-66.	*	121.	-3.	-62.	*
2	1.27	-1.4	13915./12736.	*	131.	-3.	-74.	*	122.	-3.	-70.	*
3	1.33	-1.2	13818./12833.	*	132.	-3.	-84.	*	124.	-3.	-79.	*
4	1.37	-.8	13715./12937.	*	133.	-2.	-90.	*	125.	-2.	-84.	*
5	1.40	-.4	13606./13045.	*	134.	-1.	-95.	*	127.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13504./13147.	*	135.	0.	-95.	*	128.	0.	-90.	*
7	1.40	.4	13606./13045.	*	134.	1.	-95.	*	127.	1.	-89.	*
8	1.37	.8	13715./12937.	*	133.	2.	-90.	*	125.	2.	-84.	*
9	1.33	1.2	13818./12833.	*	132.	3.	-84.	*	124.	3.	-79.	*
10	1.27	1.4	13915./12736.	*	131.	3.	-74.	*	122.	3.	-70.	*
11	1.21	1.4	14000./12651.	*	130.	3.	-66.	*	121.	3.	-62.	*

 Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
 (mm/m) *
 DA = 85.7 * EA = 7.06 * LA = 12.152
 DB = 85.7 * EB = 7.06 * LB = 12.152
 DA+DB = 171.5 * EM = 7.06 * L = 24.304

Cabo C2

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			*
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	.91	-4.9	14000./12402.	*	127.	-11.	-26.	*	118.	-10.	-24.	*
2	1.10	-4.0	13863./12539.	*	128.	-9.	-51.	*	120.	-8.	-48.	*
3	1.25	-2.9	13720./12681.	*	130.	-7.	-72.	*	122.	-6.	-68.	*
4	1.35	-1.8	13573./12828.	*	132.	-4.	-86.	*	124.	-4.	-81.	*
5	1.40	-.6	13427./12974.	*	133.	-1.	-94.	*	126.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13315./13087.	*	135.	0.	-95.	*	127.	0.	-90.	*
7	1.40	.6	13427./12974.	*	133.	1.	-94.	*	126.	1.	-89.	*
8	1.35	1.8	13573./12828.	*	132.	4.	-86.	*	124.	4.	-81.	*
9	1.25	2.9	13720./12681.	*	130.	7.	-72.	*	122.	6.	-68.	*
10	1.10	4.0	13863./12539.	*	128.	9.	-51.	*	120.	8.	-48.	*
11	.91	4.9	14000./12402.	*	127.	11.	-26.	*	118.	10.	-24.	*

 Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
 (mm/m) *
 DA = 85.0 * EA = 6.99 * LA = 12.166
 DB = 85.0 * EB = 6.99 * LB = 12.166
 DA+DB = 170.1 * EM = 6.99 * L = 24.331

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Peso-próprio da viga isolada **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

2.427	2.427	1.575	1.575	1.575	1.575
1.575	1.575	1.575	2.427	2.427	

Cargas Nodais

PT	P
1	.72
11	.72

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.866
2	1.866

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	22.3
1	2	46.9	-166.6	189.4	*	16.4
1	3	79.8	-326.4	378.2	*	11.6
1	4	103.1	-421.4	488.4	*	7.7
1	5	117.0	-478.4	554.4	*	3.8
1	6	121.7	-497.4	576.5	*	.0
1	7	117.0	-478.4	554.4	*	-3.8
1	8	103.1	-421.4	488.4	*	-7.7
1	9	79.8	-326.4	378.2	*	-11.6
1	10	46.9	-166.6	189.4	*	-16.4
1	11	.0	.0	.0	*	-22.3

Reação Núm. 1 = 23.0
Reação Núm. 2 = 23.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Concretagem da laje superior **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160
1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160

Cargas Concentradas

XR	P
12.15	.88

Cargas Nodais

PT	P
1	.98
11	.98

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.354
2	1.354

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	14.5
1	2	31.9	-113.3	128.8	*	11.7
1	3	56.9	-232.7	269.7	*	8.9
1	4	75.1	-307.1	355.9	*	6.1
1	5	86.5	-353.5	409.6	*	3.3
1	6	91.0	-371.8	430.9	*	.0
1	7	86.5	-353.5	409.6	*	-3.3
1	8	75.1	-307.1	355.9	*	-6.1
1	9	56.9	-232.7	269.7	*	-8.9
1	10	31.9	-113.3	128.8	*	-11.7
1	11	.0	.0	.0	*	-14.5

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	15.5
Reação Núm.	2 =	15.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Superior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.714
2	-4.714

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Superior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	-35.2
1	2	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	-28.4
1	3	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	-20.1
1	4	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	-10.8
1	5	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	-3.2
1	6	-270.9	467.6	-1923.3	-639.9 *	.0
1	7	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	3.2
1	8	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	10.8
1	9	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	20.1
1	10	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	28.4
1	11	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	35.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=0

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7
2	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
3	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
4	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
5	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
6	SS	-497.4	529.3	31.8	-371.8	-340.0
	SI	576.5	-2157.8	-1581.4	430.9	-1150.5
7	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
8	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
9	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
10	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
11	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0
2	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
3	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
4	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
5	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
6	SS	-497.4	467.6	-29.8	-371.8	-401.6
	SI	576.5	-1923.3	-1346.8	430.9	-915.9
7	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
8	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
9	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
10	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
11	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Inferior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.425
2	-4.425

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Inferior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	-32.5
1	2	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	-26.4
1	3	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	-18.8
1	4	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	-10.1
1	5	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	-3.0
1	6	-255.8	441.5	-1815.5	-604.0 *	.0
1	7	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	3.0
1	8	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	10.1
1	9	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	18.8
1	10	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	26.4
1	11	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	32.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=0

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2
2	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
3	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
4	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
5	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
6	SS	-497.4	516.9	19.4	-371.8	-352.4
	SI	576.5	-2102.2	-1525.7	430.9	-1094.9
7	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
8	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
9	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
10	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
11	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3
2	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
3	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
4	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
5	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
6	SS	-497.4	441.5	-55.9	-371.8	-427.8
	SI	576.5	-1815.5	-1239.1	430.9	-808.2
7	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
8	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
9	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
10	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
11	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 2 - Viga Conjunta (Viga Isolada + Laje Superior)

Dimensões Constantes

ALT. = 1.700 LLSU = 2.320 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTIS = .000 HTIS = .150 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .200 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTII	BTIN	HTII	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Seção	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
2	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
3	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
4	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
5	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
6	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267

OBS.- As demais seções não serao tabuladas, devido a simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Carregamento G2 = Barreiras + Guarda-corpo

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

.788	.788	.788	.788	.788	.788
.788	.788	.788	.788	.788	.788

Cargas Nodais

PT	P
1	.28
11	.28

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-.438
2	.438

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	9.6
1	2	20.9	-33.6	55.2	*	7.7
1	3	37.2	-61.0	124.9	*	5.7
1	4	48.9	-80.1	164.0	*	3.8
1	5	55.8	-91.5	187.4	*	1.9
1	6	58.2	-95.3	195.2	*	.0
1	7	55.8	-91.5	187.4	*	-1.9
1	8	48.9	-80.1	164.0	*	-3.8
1	9	37.2	-61.0	124.9	*	-5.7
1	10	20.9	-33.6	55.2	*	-7.7
1	11	.0	.0	.0	*	-9.6

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	9.9
Reação Núm.	2 =	9.9

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Trem-tipo considerado - TB-45

Membro	Carga P	Carga Q
1	7.91	1.579

Deslocam.s - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Deslocam.	DMax	DMin
1	.000	-1.700
2	1.700	.000

Reações - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Reação	RMax	RMin
1	41.5	.0
2	41.5	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Esforço Cortante - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Seção	Cort Max	Cort Min
1	41.5	.0
2	35.4	-1.3
3	29.8	-4.0
4	24.6	-7.4
5	19.7	-11.1
6	15.2	-15.2
7	11.1	-19.7
8	7.4	-24.6
9	4.0	-29.8
10	1.3	-35.4
11	.0	-41.5

Momento Fletor - Carga Móvel - TT TB-45
=====

SEÇÃO	MP+	MP-	TENSÃO F. SUP (MP+)	TENSÃO F. INF (MP+)	TENSÃO F. SUP (MP-)	TENSÃO F. INF (MP-)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
3	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
4	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
5	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
6	248.9	.0	-407.9	835.4	.0	.0
7	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
8	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
9	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
10	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Envoltória de Deslocamentos - D=DG+DP

TT TB-45

Deslocam.	Dg	Dp+	Dp-	D Max	D Min
1	.912	.000	-1.700	.912	-.788
2	-.912	1.700	.000	.788	-.912

OBS - Deslocamentos em mm
 Rotações em Rad/1000

Envoltória de Momento Fletor- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*MP+1.5*MQ		1.35*MP+1.5*MQ	
	M MAX	M MIN	M MAX	M MIN
1	.0	.0	.0	.0
2	156.4	20.9	163.7	28.3
3	276.9	37.2	289.9	50.3
4	361.4	48.9	378.5	66.0
5	413.5	55.8	433.1	75.4
6	431.5	58.2	451.9	78.5
7	413.5	55.8	433.1	75.4
8	361.4	48.9	378.5	66.0
9	276.9	37.2	289.9	50.3
10	156.4	20.9	163.7	28.3
11	.0	.0	.0	.0

Quadro Geral de Momentos e Tensões

TT TB-45

Seção	MMax	MMin	Tensão F. Sup (MMax)	Tensão F. Inf (MMax)	Tensão F. Sup (MMin)	Tensão F. Inf (MMin)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
3	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
4	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
5	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
6	307.1	58.2	-503.2	1030.6	-95.3	195.2
7	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
8	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
9	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
10	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Quadro Geral dos Cortantes- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*QP+1.5*QQ		1.35*QP+1.5*QQ	
	Q Max	Q Min	Q Max	Q Min
1	71.8	9.6	75.1	12.9
2	60.8	5.7	63.5	8.4
3	50.4	-3	52.5	1.7
4	40.7	-7.2	42.0	-5.9
5	31.4	-14.7	32.1	-14.1
6	22.8	-22.8	22.8	-22.8
7	14.7	-31.4	14.1	-32.1
8	7.2	-40.7	5.9	-42.0
9	.3	-50.4	-1.7	-52.5
10	-5.7	-60.8	-8.4	-63.5
11	-9.6	-71.8	-12.9	-75.1

Envoltória de Reações- NBR-6118

TT TB-45

Reação	1.0*RP+1.5*RQ		1.35*RP+1.5*RQ	
	R Max	R Min	R Max	R Min
1	110.7	48.4	127.6	75.5
2	110.7	48.4	127.6	75.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
	SI -657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0
2	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
	SI -660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
3	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
	SI -965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
4	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
	SI -968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
5	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
	SI -942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
6	SS 0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
	SS' -401.6	0.0	-401.6	-61.1	-462.7	-261.6	0.0	-724.4	-462.7
	SI -915.9	0.0	-915.9	195.2	-720.7	835.4	0.0	114.7	-720.7
7	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
	SI -942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
8	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
	SI -968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
9	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
	SI -965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
10	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
	SI -660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
11	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
	SI -657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3
2	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
3	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
4	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
5	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
6	SS 0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
	SS' -427.8	0.0	-427.8	-61.1	-488.9	-261.6	0.0	-750.6	-488.9
	SI -808.2	0.0	-808.2	195.2	-613.0	835.4	0.0	222.4	-613.0
7	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
8	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
9	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
10	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
11	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 725 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DEVIDA AO CORTANTE - NBR-6118

Ponte totalmente carregada

SEÇÃO	VDMAX	VDMIN	VRDMAX	TWD	TC	TD	RO	AS/S (CM)
1	125.	46.	96.	113.	0.	130.	.00299	.179
2	101.	34.	78.	92.	0.	106.	.00243	.146
3	80.	20.	63.	203.	0.	234.	.00538	.135
4	61.	6.	51.	166.	0.	190.	.00438	.109
5	42.	-8.	39.	126.	0.	144.	.00332	.083
6	-23.	23.	-23.	73.	0.	84.	.00194	.049
7	-42.	8.	-39.	126.	0.	144.	.00332	.083
8	-61.	-6.	-51.	166.	0.	190.	.00438	.109
9	-80.	-20.	-63.	203.	0.	234.	.00538	.135
10	-101.	-34.	-78.	92.	0.	106.	.00243	.146
11	-125.	-46.	-96.	113.	0.	130.	.00299	.179

Armadura Total (Cortante+Torção+Fadiga)- NBR-6118

Ponte totalmente carregada

Seção	AS/S (CM)		Espacamento				Transv. (CM)			
	Long.	Nerv.	1/4	5/16	3/8	1/2	1/4	5/16	3/8	1/2
1	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.
2	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
3	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
4	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
5	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
6	.000	.100	30.	30.	30.	30.	6.	10.	14.	25.
7	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
8	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
9	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
10	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
11	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.

Dimensionamento da Laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsçh, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16\text{m}$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90\text{m}$$

Para Carga Permanente :

$$\text{Guarda - rodas} = 0,60\text{t/m}$$

$$p. \text{ próprio} + \text{ pavimento} = 0,72\text{t/m}^2$$

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

$$\text{Balanço reduzido} = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535\text{m}$$

$$P = 7,50\text{t}$$

$$\phi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$$

$$P\phi = 10,444\text{t}$$

$$p\phi = 0,697\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente :

$$m_{xe} = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 \times 1,16^2/2 = -1,074\text{mt/m}$$

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xe} = 0,60 \times 0,20 + 0,74 \times 0,20^2/2 = -0,135\text{mt/m}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela N° 98 do Prof. Rüsçh

$$l_x/a = 0,535/2 = 0,268$$

$$t/a = 0,425\text{m}$$

Temos então :

$$m_{xe} = 0,35 \times 10,444 = -3,655\text{mt/m}$$

$$m_{yr} = 0,18 \times 10,344 = 1,862\text{mt/m}$$

$$m_{xm} = 0,24 \times 10,344 = 2,483\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,115 \times 10,344 = 1,190\text{mt/m}$$

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45°

$$l = 2 \times 0,97 = 1,94\text{m}$$

$$m_{xe} = 6,0 \times 0,97/1,94 = -3,00\text{mt/m na junção do guarda - rodas.}$$

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos :

$$l = (1,16 - 0,40) \times 2 + 1,94 = 3,46\text{m}$$

$$mxe = 6 \times 0,97/3,46 = -1,682\text{mt/m}$$

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos :

Distribuição a 45⁰

$$l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) \times 2 + 1,94 = 3,29\text{m}$$

$$mxe = -6 \times 0,97/3,29 = -1,769\text{mt/m}$$

Dimensionamento :

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$mxed = 1,35 \times 0,135 + 1,50 \times 3,00 = -5,177\text{mt/m}$$

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada :

$$mxed = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769\text{mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema :

$$mxed = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455\text{mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas :

$$mxed = -5,177\text{mt/m}$$

$$b = 1,00\text{m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$kmd = 0,085 \quad \text{ok!}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada :

$$mxed = -7,449\text{mt/m}$$

$$kmd = 0,122 \quad \text{ok!}$$

Seção de aço Necessária :

$$As1 = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As2 = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As3 = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00\text{m} \quad h = 0,30\text{m} \quad d = 0,275\text{m} \quad mxe = -9,465\text{mt/m}$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$kmd = 0,063 \quad \text{ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$l_x = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79\text{m}$$

$$h = 0,07\text{m}$$

$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045\text{m}$$

$$pp. \text{ total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50\text{t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20\text{t/m}^2$$

$$M_k = 0,20 \times 1,39^2/8 = 0,048\text{mt/placa}$$

$$M_d = 0,068\text{mt/placa}$$

$$bd^2 f_{cd} = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$k_{md} = 0,068/1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindia da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm^2 , em serviço, considerando:

Laje Central :

$$m_{xm} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{kg/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,441\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,154\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003122\text{m}^2$$

$$m_{ym} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,026\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0002528\text{m}^2$$

$$M_{xe} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = -2,989\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,308\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003489\text{m}^2$$

Laje do Balanço:

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\M_{\text{máx}} &= -3,134\text{mt/m} \\M_{\text{mín}} &= -0,134\text{mt/m} \\A_s &= 0,000760\text{m}^2\end{aligned}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$$\begin{aligned}b &= 1,00\text{m} \\h &= 0,20\text{m} \\d &= 0,175\text{m} \\f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\M_{\text{máx}} &= 1,913\text{t/m} \\M_{\text{mín}} &= 0,673\text{mt/m} \\A_s &= 0,000798\text{m}^2\end{aligned}$$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$$\begin{aligned}b &= 1,00\text{m} \\h &= 0,30\text{m} \\d &= 0,275\text{m} \\f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\M_{\text{máx}} &= 4,872\text{mt/m} \\M_{\text{mín}} &= 1,252\text{mt/m} \\A_s &= 0,0008828\text{m}^2\end{aligned}$$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com Δf_{sd} , f_{ad} , min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D > 25\varnothing$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são :

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 30\text{MPa} \\E_f &= 210.000\text{MPa} \\Área \text{ de aço em } m^2 &\end{aligned}$$

Momento máximo e mínimo em mt/m

Tensão na armadura em kg/cm²

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço :

Lajes Centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais

$$l_x = 2,32\text{m}$$

$$l_y/a = \infty$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço:

$$M_{xeg} = -1,074\text{mt/m}$$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente :

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$

$$M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2/12 = -0,332\text{mt/m}$$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsçh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$$\left. \begin{array}{l} g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500\text{t/m}^2 \text{ peso próprio} \\ g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24\text{t/m}^2 \text{ pavimentação} \end{array} \right\} 0,740\text{t/m}^2$$

Carga Móvel

$$P = 7,50\text{t}$$

$$p = 0,50\text{t/m}^2$$

Impacto

$$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$$

$$P\varphi = 10,379\text{t}$$

$$p\varphi = 0,692\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$$m_{xm} = 0,417 \times g \times l_x^2 = 0,154\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,069 \times g \times l_x^2 = 0,026\text{mt/m}$$

$$m_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2 = 0,308\text{mt/m}$$

$$\text{onde, } g \times l_x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.

$$l_x/a = 2,32/2,00 = 1,16$$

$$t/a = (0,45 + 2 \times 0,20)/2 = 0,425$$

Temos então,

Carga Móvel

$$m_{xm} = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287 \text{ mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834 \text{ mt/m}$$

$$m_{xe} = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681 \text{ mt/m}$$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$$m_{xmd} = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138 \text{ mt/m}$$

$$m_{ymd} = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286 \text{ mt/m}$$

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437 \text{ mt/m}$$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138 \text{ mt/m}$

$$h = 0,175 \text{ m}$$

$$d = 0,175 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = M_d / bd^2 f_{cd} = 0,035 \text{ ok!}$$

Para $M_{ym} = 1,250 \text{ mt/m}$

$$d = 0,130 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$$

$$k_{md} = 0,038 \text{ ok!}$$

Para $M_{xed} = -4,437 \text{ mt/m}$

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$d = 0,325 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,375^2 \times 2000 = 211,25$$

$$k_{md} = 0,021 \text{ ok!}$$

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$$A_s = 2,138 / 0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,286 / 0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,437 / 0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de continuidade Cálculo da Placa de Continuidade

- $l_x = 0,83m$ / Falxa de 1m de Largura

- Área de Concreto - $0,19 \times 1,0 = 0,19m^2$

- Inércia da Placa - $J_{Placa} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} m^4$

- FCK = 30MPa

- Módulo de Elasticidade - $E_{ct} = 5.600 \sqrt{f_{ck}} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50 MPa$

Momento de inércia do conjunto (vigas+laje)

- $I_{C21} = 1,75m^4$ - P/ Viga de 21m

- $I_{C30} = 2,57m^4$ - P/ Viga de 30m

Trem -tipo simplificado

$P = 6 \times 7,5t = 45t$

$q_1 = 3 \times 0,5 t/m^2 = 1,5 t/m$

$q_2 = 9,8 \times 0,5 t/m^2 = 4,9 t/m$

$q = 6,4 t/m$

1- Efeito devido a rotação de um único vão carregado.

$$M_0 = \frac{-4E_c J_{Placa}}{l_x} = 0$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$$

$$\theta_1 = \frac{p l^3}{16 E_c J_c}$$

$$\theta_2 = \frac{q l^3}{24 E_c J_c}$$

$$\theta_{\theta_1} = \frac{45 \times 20,3^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} rad$$

$$\theta_{\theta_2} = \frac{6,4 \times 20,3^3}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} rad$$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 30067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ tm/m}$$

2- Dois vãos adjacentes carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times J_{Piasa}}{lx} \right) \times \theta \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 30672250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$\theta_2 = \frac{64 \times 29,3^2}{16 \times 30672250 \times 2,57} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\theta = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3 - Recalque do aparelho de apoio quando só um dos vãos é carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_c \times J_P \times \Delta n}{l^2 x^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

$$E_n$$

$$E_n = 2 \times 100 \times 0,69 (0,047)^2$$

$$E_n = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

Relação vertical compatível com (θ) por apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t /Ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25t/\text{Apoio}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 8067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,002} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56tm$$

$$M_1 = -12,56tm$$

Dimensionamento do guarda-rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,991$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,963$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

$$\text{Peso Próprio: } \gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Carga Móvel: TB45} = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$M_g = 1,25 \text{ tfm}$$

$$M_q = 5,00 \text{ tfm}$$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,920$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da viga transversina
Vão de 21,00m

Cargas Permanentes:
Peso Próprio

$$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$$

Laje + Pav.

$$g_2 = ((\gamma_c \times h_{\text{laje}} + \gamma_{\text{pav}} \times h_{\text{pav}}) \times A) / l_{\text{viga}} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$$

$$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$$

Estrutura e Carregamento:

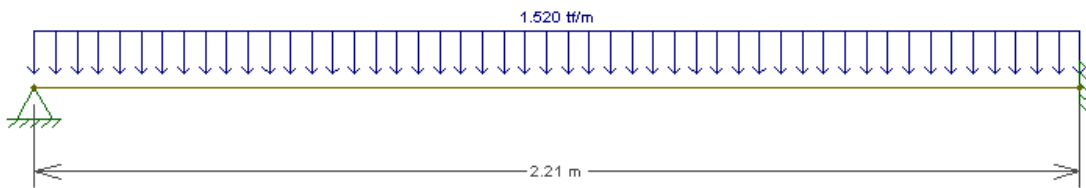


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:
Carga TB-45 Centrada
Estrutura e Carregamento

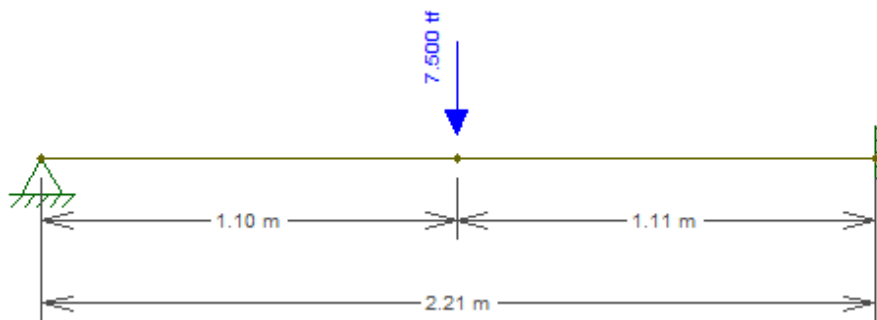


Diagrama de Momento – (tf.m):



Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \phi \times M_q$$

$$\phi = 1,40 - 0,007 \times 1 = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	Mg (tf.m)	Mq (tf.m)	Md (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Verificação a fadiga:

Momento Positivo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$\sigma_{\text{max}} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 36,69 \text{ kgf/cm}^2$$

Coeficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14 \text{ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.}$$

Momento Negativo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$\sigma_{\text{max}} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 43,04 \text{ kgf/cm}^2$$

Coeficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14 \text{ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.}$$

Processamento da mesoestrutura

Dimensionamento da ala e cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1 (retângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9 / 2 = 0,24 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$$

Trecho 2 (triângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\text{Media } \sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6 / 2 = 2,04 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$$

$$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$$

$$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times M_{1\text{total}} + 1,5 \times M_{2\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$$

Pela tabela: $K_z = 0,984$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009$$

Pela tabela: $K_z = 0,995$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do console de macaqueamento

Para as vigas de 25,00 m

$$P. \text{ laje} = 37,67 \text{ tf}$$

$$P. \text{ Próprio viga} = 30,46 \text{ tf}$$

$$\text{Total: } P = 68,13 \text{ tf}$$

$$\sigma_{yd} = 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2$$

$$A / d = 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}$$

$$T_d = 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d)$$

$$T_d = 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf}$$

$$A_s = T_d / f_{yd}$$

$$A_s = 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2$$

Verificação cisalhamento do concreto.

$$\text{Logo } \tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio**Carga normal máxima**

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
23	15,5	9,9	41,5

Valor p/cada apoio = $23 + 15,5 + 9,9 + 41,5 = 89,9t$

Esforços horizontais longitudinais de longa duração

Δ Temp.

$$Ap1 \rightarrow 17,084/5 = 3,417$$

$$Ap2 \rightarrow 2,834/5 = 0,567$$

$$Ap3 \rightarrow -2,974/5 = -0,595$$

$$Ap4 \rightarrow -16,944/5 = -3,389$$

Esforços horizontais longitudinais de curta duração**Frenagem**

$$Ap1 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

$$Ap2 \rightarrow 3,265/5 = 0,653$$

$$Ap3 \rightarrow 3,511/5 = 0,702$$

$$Ap4 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

Esforços horizontais transversais de curta duração

$$Ap1 \rightarrow 6,390/5 = 1,278$$

$$Ap2 \rightarrow 7,876/5 = 1,575$$

$$Ap3 \rightarrow 8,157/5 = 1,631$$

$$Ap4 \rightarrow 6,295/5 = 1,259$$

Rotação de apoio na montagem

1,866

Rotação de carregamento

1,7

Dimensionamento da viga travessa

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares : $M_d = -376 \text{ tf.m}$

No centro da travessa : $M_d = 187 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $V_d = 239 \text{ t}$

Junto aos pilares, na parte interna : $V_d = 344 \text{ t}$

A partir da figura acima, temos :

Para $M(+)$ $b = 1,60 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para $M(-)$ $b = 1,30 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$k_{md+} = 376/4.536 = 0,083$

$k_{md-} = 187/3.685 = 0,051$

$A_s(+)$ = $37,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ } \varnothing 20,0 \text{ mm}$

$A_s(-)$ = $76,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 25,0 \text{ mm}$

Esforços Cortantes

$\tau = 334,0 (1,26 \times 1,30) = 203,91 \text{ t/m}^2$

$\tau_d = 1,15 \times \tau_m = 234,5 \text{ t/m}^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 304,89 \text{ t/m}$

$A_s = 304,84 (4 \times 4,348) = 17,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 12,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ com 6 pernas $\varnothing 12^5 \text{ c.12}$

$\varnothing 12^5 \text{ c.15}^5$

A seguir, o estudo da fadiga:

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0078750	m ²	As	0,0044100	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	267,428	mt/m	Mmáx	125,516	mt/m
Mmin	157,872	mt/m	Mmin	96,150	mt/m
$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²	$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,823529412	-	n	8,823529412	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,29	m	x	0,22	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σ smáx	2919,31054	Kg/cm ²	σ smáx	2401,44568	Kg/cm ²
σ min	1723,37001	Kg/cm ²	σ min	1839,59815	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	1195,94054	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	561,84752	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,65	-	Kf	0,30	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	78,75	cm ²	Asfad	44,10	cm ²

Dimensionamento dos pilares

Cargas permanentes – pilar br 230

Pilar Central

Carga permanente

V1/V5

Vão 21m – 52,01t

Vão 30m – 78,75t
130,76t

V2/V4

Vão 21m – 37,93t

Vão 30m – 58,65t
96,58t

V3

Vão 21m – 45,07t

Vão 30m – 68,85t
113,92t

$$PP_{Trav} = Ax \times Y_c$$

$$PP_{Trav} = 2,035 \times 12,8 \times 2,5 = 65,13t$$

$$PP_{Pilar} = 2,9 \times 0,6 \times 4,9 \times 2,5 = 21,5t$$

$$N_{gk} = [(2 \times (130,76 + 96,58)) + 113,92] + 65,13 + 21,5 = 655,23t$$

Carga Móvel

V1/V5

Vão 21m – 35,48t

Vão 30m – $\frac{41,04t}{76,52t}$

V2/V4

Vão 21m – 44,42t

Vão 30m – $\frac{51,12t}{95,54t}$

V3

Vão 21m – 42,84 t

Vão 30m – $\frac{49,30t}{92,14t}$

$$N_{gk} = [(2 \times (76,52 + 95,54)) + 92,14] = 436,26t$$

$$N_d = 1,35 \times N_{gk} + 1,5 \times \varphi 1,25 \times 436,26$$

$$N_d = 1702,55$$

Cargas horizontais

Frenagem e aceleração

$$H_f = \frac{(0,3 \times 45)}{2} = 6,75$$

Cargas transversais

Carga de vento

$$P_v = 0,1 \frac{t}{m^2}$$

Carregada

$$H_{V21} = \left[0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{21}{2} \right) \right] = 4,2t - \text{Vão 21m}$$

$$H_{V30} = 0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 6t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 4,2 + 6 = 10,2t$$

Descarregada

$$H_{V21} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{21}{2} \right) = 3,05t - 21m$$

$$H_{V31} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 4,35t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 3,05 + 4,35 = 7,4t$$

Momento torsor

Carga permanente - Mtg = 10,03 tfm

Carga móvel - $Mtq = 18,83 \text{ tfm}$
 $Mtd = 1,35Mtq + 1,5 \varphi Mtq$
 $Mtd = 1,35 \times 10,03 + 1,5 \times 1,25 \times 18,83$
 $Mtd = 48,85 \text{ tfm}$

Esforços de cálculo

Combinação ELU

$$Fd = 1,35 cp + 1,5 \varphi cm + 1,5 (0,7 H_w + 0,5 H_{ta})$$

$$Hd_g = 1,5 \times 1,25 \times 6,75 = 12,66t$$

$$Hd_t = 1,5 \times 0,7 \times 10,2 = 10,71t$$

Momento na base do pilar

1ª ordem

$$M_g = Hd_g \times h = 12,66 \times 6,2 \cong 78,5tm$$

$$M_{dt} = (10,71 \times 6,3) + (1,5 \times 1,25 \times 176,55) = 398,50tm$$

Excentricidades mínimas

$$e_{1ymtn} = 1,5 + 0,03h = 1,5 + 0,03 \times 60 = 3,3cm$$

$$e'_{1ymtn} = 1,5 + 0,03 \times 200 = 7,50cm$$

Momentos mínimos

$$M_{1dxmtn} = Nd \times C_{1xmtn}$$

$$M_{1dxmtn} = 1702,55 \times 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dxmtn} = Nd \times C_{1xmtn}$$

$$1702,55 \times 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de flambagem

Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$l_w = 2l = 2 \times 6,30 = 12,60m$$

$$\lambda_1 = 35 \quad \lambda_w = \frac{l}{t} \quad A_b = 0,6 \times 2 = 1,2m^2$$

$$\lambda_w = \frac{346 \cdot l_w}{h_w} = \frac{346 \times 12,60}{0,6} = 72,66 \quad I_w = \frac{2 \times 0,6^3}{12} = 0,036m^4$$

Como $\lambda_w > \lambda_1$ serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_y = \frac{346 \cdot l_y}{h_y} \quad A_b = 1,2m^2$$

$$\lambda_y = \frac{3,4612,6}{2} = 21,0 \quad I_y = \frac{0,6 \times 2^3}{12} = 0,4 \text{ m}^4$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ = não serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$A_c = 0,6 \times 2,0 = 1,20 \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_f} = \frac{2508}{1,4} = 1785,7 \text{ t/m}^2 \quad A_{cfed} = 2142,86 \text{ t}$$

Força normal adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_{cfed}} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

Curvatura sujeita a efeitos de 2ª ordem

$$\frac{1}{V_x} = \frac{0,005}{hx(V+0,5)} = \frac{0,005}{60 \times (0,79+0,5)} = 6,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{h_x} = 8,3 \text{ x/c}$$

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200 \times (0,79+0,5)} = 1,9 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Excentricidade de 2ª ordem

$$e_{2,x} = \frac{e_s^2}{10} \left(\frac{1}{V_x} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = 10,32 \text{ cm}$$

$$e_{2,y} = \frac{e_s^2}{10} \left(\frac{1}{V_y} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = 3,02 \text{ cm}$$

Momentos finais

$$M_{dx} = \alpha_b M_{1dx} + Nd_{e2x} = (1 \times 78,5 + 48,85) + (1702,55 \times 0,1032) = 303,0 \text{ tm}$$

$$M_{dy} = \alpha_b M_{1dy} + Nd_{e2y} = (1 \times 390,50 + 1702,55 \times 0,03) = 449,6 \text{ tm}$$

Esforços adimensionais

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{303}{0,60 \times 2142,86} \cong 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{449,6}{2,0 \times 2142,86} \cong 0,10$$

- Pelo ábaco de J. Montoya temos para taxa mecânica de armadura:

$$W=0,82$$

$$A_s = \frac{w A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \left(\frac{0,82 \times 2142,86}{5000} \right) \times 1,15 = 40,4 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c$$

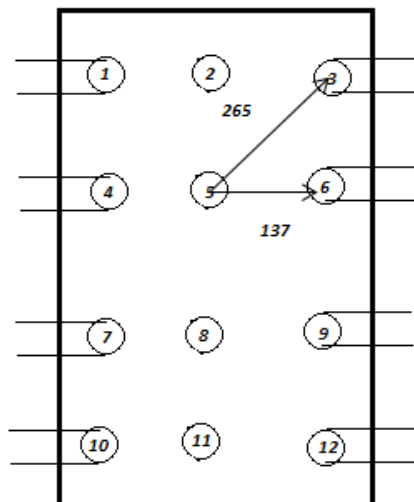
$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{\frac{50}{0,15}} = 44,4 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 48 \text{ cm}^2$$

Processamento da infraestrutura

Dimensionamento dos blocos

Bloco Central



$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

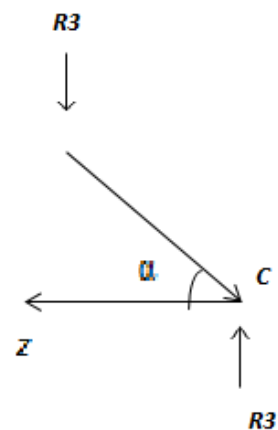
$$a_3^2 = 110^2 + 240^2$$

$$a^2 = 265 \text{ cm}$$

$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

$$a_3^2 = 110^2 + 80^2$$

$$a^2 = 137 \text{ cm}$$



EST 3

$a_3 = 265 \text{ cm}$

$h = 140 \text{ cm}$

$\text{tg}\alpha = 140/265 = 0,53$

$\alpha = 28^\circ$

$z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,53 = 151 \text{ tf}$

$x=110 \text{ cm}$

$y = 240 \text{ cm}$

$\text{tg}\theta = 110/240 = 0,46$

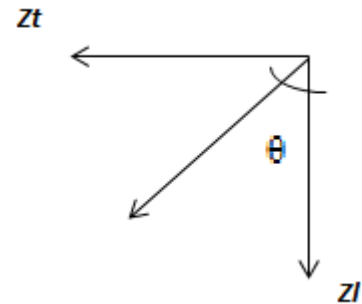
$\theta = 22,6^\circ$

$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$

$151 \cdot \cos 22,6^\circ = 139,4 \text{ tf}$

$z_{t3} = z \cdot \sin \theta$

$151 \cdot \sin 22,6^\circ = 58 \text{ tf}$



EST 6

$a_3 = 137 \text{ cm}$

$h = 140 \text{ cm}$

$\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$

$z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$

$x=110 \text{ cm}$

$y = 80 \text{ cm}$

$\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$

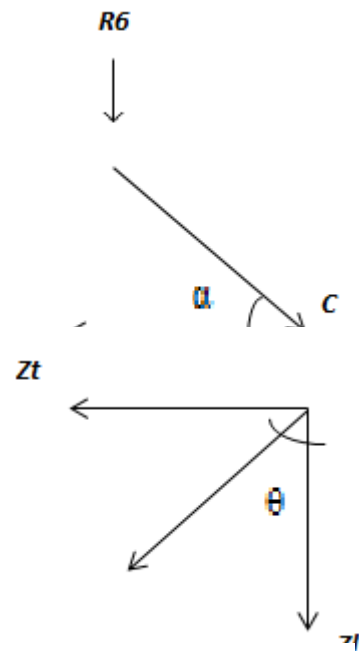
$\theta = 53,97^\circ$

$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$

$81,6 \cdot \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$

$z_{t3} = z \cdot \sin \theta$

$81,6 \cdot \sin 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$



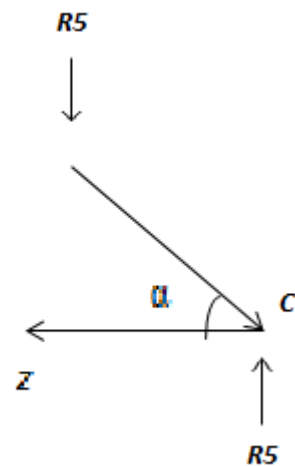
EST 5

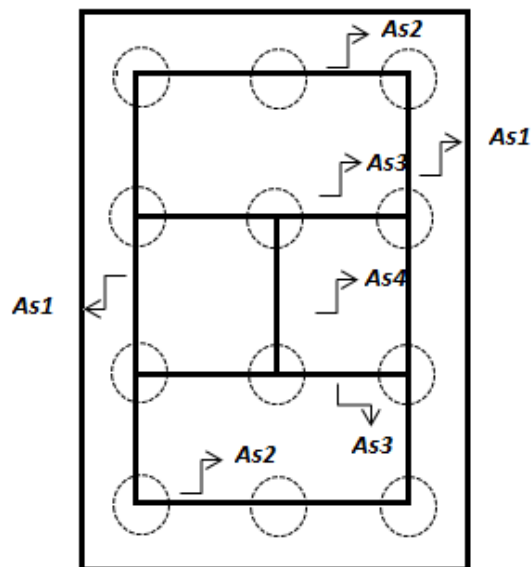
$d = 80 \text{ cm}$

$h = 140 \text{ cm}$

$\text{tg}\alpha = 140/80 = 1,75$

$z = R/\text{tg}\alpha = 83,52/1,75 = 47,73 \text{ tf}$





$$As1 = (139,4 + 48) / 4,348 = 43 \text{ cm}^2 \quad 14 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As2 = (58) / 4,348 = 13,34 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As3 = (66) / 4,348 = 15,18 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As4 = (47,73) / 4,348 = 10,98 \text{ cm}^2 \quad 4 \Phi 20 \text{ mm}$$

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

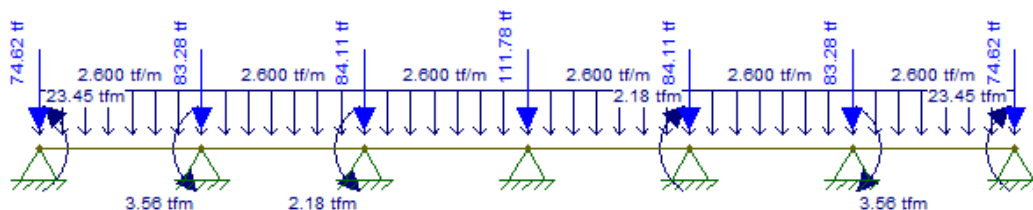
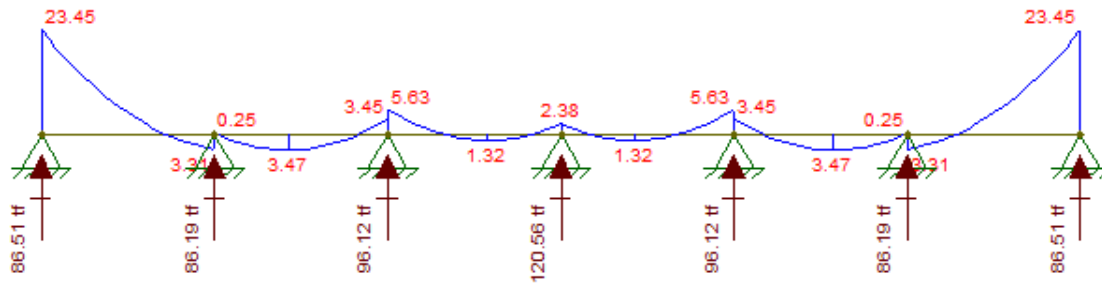


Diagrama de esforços Cortantes:



Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

$$M_d = 1,4 \times 23,45 = \mathbf{32,83 \text{ tfm}}$$

$$V_d = \mathbf{16,65 \text{ tf}}$$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

d	76	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{Sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Adotou-se 6 Φ 16 mm

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

**DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS
ABAIXO A RODAGEM DO PROGRAMA AOKI VELLOSO**

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS01 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ
Perimetro.....: 128.80 cm F1 = 1.25 F2 = 2.30
Cota Arrasamento: -1.000 m Area da Base..: 1320.25 cm²

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS01
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 1.50	Areia
1.50 A 3.25	Areia Siltosa
3.25 A 8.20	Silte Arenoso
8.20 A 8.52	Silte Arenoso
8.52 A 11.25	Silte Arenoso
11.25 A 14.17	Silte Areno Argiloso
14.17 A 18.25	Silte Argilo Arenoso
18.25 A 19.40	Silte Argilo Arenoso
19.40 A 20.25	Argila Silto Arenosa
20.25 A 23.15	Silte Argilo Arenoso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	8.00	34	676	710
3.00	11.00	119	712	830
4.00	9.00	192	523	715
5.00	12.00	263	697	960
6.00	17.00	361	988	1349
7.00	19.00	483	1104	1587
8.00	25.00	632	1452	2085
9.00	20.00	785	1162	1947
10.00	5.00	870	290	1160
11.00	7.00	910	351	1261
12.00	7.00	959	333	1292
13.00	11.00	1023	523	1545
14.00	11.00	1100	330	1430
15.00	32.00	1201	845	2046
16.00	30.00	1331	792	2123
17.00	20.00	1436	528	1964
18.00	23.00	1526	607	2134
19.00	22.00	1621	692	2313
20.00	18.00	1721	513	2234
21.00	34.00	1839	898	2737
22.00	40.00	1994	1056	3051
23.00	40.00	2162	1056	3219

ABAIXO A RODAGEM DO PROGRAMA ESTACA

PROJETO 3771 ESTACA 725 EXTREMIDADE VÃO 21m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 2

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-0.700	0.000	0.000	-0.700	-10.000	0.000	10.000
2	0.700	0.000	0.000	0.700	-10.000	0.000	10.000

PROJETO 3771 ESTACA 725 EXTREMIDADE VÃO 21m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-3.02	-147.80	-1.04	-43.91	0.00	-32.43

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
0.00000	-0.00271	0.00000	-0.00004	0.00000	-0.00121

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	50.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	97.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	-50.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-97.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

PROJETO 3771 ESTACA 725 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 12

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geometricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-1.100	0.000	-2.400	-3.179	-9.781	-2.400	10.000
2	0.000	0.000	-2.400	0.000	-10.000	-2.400	10.000
3	1.100	0.000	-2.400	3.179	-9.781	-2.400	10.000
4	-1.100	0.000	-0.800	-3.179	-9.781	-0.800	10.000
5	0.000	0.000	-0.800	0.000	-10.000	-0.800	10.000
6	1.100	0.000	-0.800	3.179	-9.781	-0.800	10.000
7	-1.100	0.000	0.800	-3.179	-9.781	0.800	10.000
8	0.000	0.000	0.800	0.000	-10.000	0.800	10.000
9	1.100	0.000	0.800	3.179	-9.781	0.800	10.000
10	-1.100	0.000	2.400	-3.179	-9.781	2.400	10.000
11	0.000	0.000	2.400	0.000	-10.000	2.400	10.000
12	1.100	0.000	2.400	3.179	-9.781	2.400	10.000

PROJETO 3771 ESTACA 725 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 12 estacas com inclinação vertical de 12°

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-3.02	-770.63	-1.04	-132.40	0.00	-182.96

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X Desl.-Y Desl.-Z Rot.-X Rot.-Y Rot.-Z
 ***** -0.00242 0.00000 -0.00013 -0.00087*****

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	74.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	68.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	63.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	57.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-74.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-68.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-63.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-57.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.8.3 – Memória de Cálculo das Quantidades

INFRAESTRUTURA						
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		7,54 m ³				
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m ³)
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,30	1,10	0,10	12	3,04
	BE1=BE2 (B)	2,30	2,10	0,10	2	0,97
	B1(A,B)	3,10	5,70	0,10	2	3,53
	TOTAL (m³)					7,54
Estaca raiz D=410mm, perfurada em solo incluindo fornecimento de todos os materiais e injeção						
		Quantidade	Comprimento (m)	Total (m)		
	BE1	14	10,00	140,00		
	BE2	14	10,00	140,00		
	B1	20	10,00	200,00		
	TOTAL (m)			480,00		
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		127,30 m ³				
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m ³)
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,20	1,00	1,40	12	36,96
	BE1=BE2 (B)	2,20	2,00	2,40	2	21,12
	B1(A,B)	3,00	5,60	1,50	2	50,40
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	0,40	4,00	0,80	12	15,36
	C1(a)	0,40	10,80	0,80	1	3,46
	TOTAL (m³)					127,30
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Blocos					
		Peso (kg)				
	Blocos	4074				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Cintas					
		Peso (kg)				
	Cintas	1105				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Encontros					
		Peso (kg)				
	Encontro A	11367				
	Encontro B	101				
	Total	11468				
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
Q =		295,44 m ²				
Blocos e cintas						
		Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)	
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	6,40	1,40	12	107,52	
	BE1=BE2 (B)	8,40	2,40	2	40,32	
	B1(A,B)	17,20	1,50	2	51,60	
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	2,00	4,00	12	96,00	
	TOTAL (m²)				295,44	
2 S 03 000 02	Escavação manual de cavas em material 1a cat					
Q escav. =		649,09 m ³				
No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. (blocos) e 0,5m em cada sentido para as cintas de travamento. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.						
Blocos						
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)	
	BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06	
	BE1B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98	
	BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06	
	BE2B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98	
	B1A/B1B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24	
	TOTAL (m³)				595,33	
Cintas						
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)	
	CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88	
	CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88	
	TOTAL (m³)				53,76	
2.2 - Compactação de aterros a 95% procto normal				Total (blocos e cintas)	649,09	
2 S 01 510 00	Compactação de aterros a 95% procto normal					
Q compact =		486,85 m ³				
Blocos						
		Ve (m ³)	Vb (m ³)	Compactação (m ³)		
	BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58		
	BE1B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42		
	BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58		
	BE2B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42		
	B1A/B1B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84		
	TOTAL (m³)			486,85		
Cintas						
		Ve (m ³)	Vc (m ³)	Compactação (m ³)		
	CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20		
	CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20		
	TOTAL (m³)			38,40		
				Total (blocos e cintas)	486,85	
Ve – Volume de escavação Vvt – Volume da viga travessa enterrada						

MESOESTRUTURA

2 S 03 510 00 Aparelho de apoio em neoprene fretado forn. e aplic.

Q = 563,81 kg

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)	Peso esp. (kg/m²)	Quantidade	Peso (kg)
0,25	0,4	0,047	0,005	2999	40	563,81
TOTAL (kg)						563,81

2 S 03 329 03 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç

Q = 47,58 m3

	Área (m²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	14	5,90	26,43
P1(A,B) - 60xVAR	17,62	2	0,60	21,14
TOTAL (m³)				47,58

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 283,04 m2

	Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m²)
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	5,90	14	198,24
P1(A,B) - 60xVAR	-	5,90	2	84,80
TOTAL (m²)				283,04

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Pilares

	Peso (kg)
Pilares	12963

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 364,93 m3

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
	0,8	0,4	5,9	14	198,24
					166,69
Total (m³)					364,93

SUPERESTRUTURA

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 4.004,34 m2

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade	Forma (m²)
Laje do tabuleiro	25,62	42,09	0,22	26,06	1	1108,17
Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	3,60	20	1548,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	3,90	2	206,60
Viga travessa	1,45	25,62	1,30	4,05	1	107,53
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	40	32,60
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4	233,00
Transversinas (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	2,90	8	278,40
Guarda-rodas	0,40	42,09	0,87	1,74	4	294,79
Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2	195,26
TOTAL (m²)						4004,34

2 S 03 329 04 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz. c/adit.conf.e lanç

Q = 917,46 m3

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m²)	Quantidade	Volume (m³)
Laje do tabuleiro	25,62	42,09	0,22	5,64	1	237,39
Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	0,9	20	378,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	1,69	2	86,60
Viga travessa	1,45	25,62	1,30	2,03	1	52,01
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,20	40	4,00
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	1,00	4	50,00
Transversinas (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	0,39	8	37,44
Guarda-rodas	0,40	42,09	0,87	0,23	4	38,72
Cortina	0,30	25,62	1,82	0,65	2	33,31
TOTAL (m³)						917,46

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Pré laje

	Peso (kg)
Pré laje	7060

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje do tabuleiro

	Peso (kg)
Laje do tabuleiro 21 m	9344
Total	

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 21m

	Peso (kg)
Longarinas 21 m	30460

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Viga travessa

	Peso (kg)
Viga travessa (encontro)	3805

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje de transição

	Peso (kg)
Laje de transição	3620

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Transversinas 2 (vão 21m)

-	Peso (kg)
Transversinas 2 (vão 21m)	3860

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - laje elástica

-	Peso (kg)
Laje elástica	3256

Fornecimento, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 9 D=12,7mm

-	Peso (kg)
Vão de 21m	9510,00
TOTAL (kg)	

Fornecimento, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 9 D=12,7mm

-	Unidade
Vão de 21m	120
TOTAL (un)	

Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 62mm

-	Comprimento (m)
Vão de 21m	1124
TOTAL (m)	1124

Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 66mm

-	Comprimento (m)
Vão de 21m	819
TOTAL (m)	819

Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 21 m de extensão até 40 tf de peso

-	Quantidade
Vão de 21 m	20

Pré laje

Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m²)	Peso (Kg)
VAR	42,09	665,50	46,00	100	4600,00

4 S 06 030 11 Barreira de segurança dupla DNER PRO 176/86

Q1 = 168,40 m

Comprimento (m)	Total (m)
168,40	168,40

2 S 03 991 02 Dreno de PVC D=100 mm

Q1 = 22,00 m

Quantidade
22,00

2 S 03 930 00 Junta de cartoneira
Junta de dilatação e vedação em perfil elastomérico com lábios poliméricos de 25 mm, JJ 2540 V-V

Quantidade	Largura (m)	Total (m)
3	25,62	76,86

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 612,00 m3

-	Volume (m³)
	612,00
TOTAL (m³)	612,00

CONTENÇÃO

5 S 05 303 02 Terra armada - ECE - greide 6,0<h<9,00

Q = 998,00 m2

Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	998,00

5 S 05 303 05 Terra armada - ECE - pé de talude 6,0<h<9,00m

Q = 35,60 m2

Terra Armada - ECE - Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	35,60

5 S 05 303 09 Escamas de concreto armado para terra armada

Q = 150,00 m3

Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)
	150,00

3.9 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 753

3.9.1 – Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao alargamento do Viaduto Estaca 753, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. O viaduto apresenta 29,30m de superestrutura, constituída de vão único de 22,30m e dois balanços de 3,50m, iniciando-se na estaca 752+9,040 até a estaca 753+18,340, e dois tabuleiros de 12,80m cada com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.9.2 – Ficha Técnica

Generalidades

Viaduto Rodoviário, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: O viaduto apresenta 29,30m de superestrutura, constituída de vão único de 22,30m e dois balanços de 3,50m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em viga caixão bi-apoiada, moldada no local, em concreto armado.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – $f_{ck} = 10\text{MPa}$

Infraestrutura – $f_{ck} = 25\text{MPa}$

Mesoestrutura – $f_{ck} = 30\text{MPa}$

Superestrutura – $f_{ck} = 30\text{MPa}$

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: $2,50\text{t/m}^3$

Pavimentação: $2,40\text{t/m}^3$

Terra: 1,80t/m³

Classe de agressividade

Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos

NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações

NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento

NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.

NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações

Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER

Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER

Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsck

Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras

Fundações Teoria e Prática – Editora Pini

Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed.McGRAW – Hill do Brasil LTDA

Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento **Sofistik/Ftool**;

A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa **Estaca** da Projecon; A interação *estaca x solo* com o Programa **Aoki-Velloso** e verificado pelo programa de análise **PFM** da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento**Dimensionamento da superestrutura**

Ações Consideradas

Ações Permanentes

guarda-rodas: $2,5 * 0,23 = 0,58$ t/mpavimentação: $2,4 * 0,07 * 3,50 = 0,59$ t/mrecapeamento: $0,2 * 3,50 = 0,7$ t/m

Carga total:

Extremo:

 $g_2 + g_3 + g_4 + g_5 = 6,52$ tf/m

Central:

 $g_1 + g_3 + g_4 + g_5 = 5,97$ tf/m

Ações Variáveis

Foi utilizado o veículo tipo TB45 da NBR 7188

Carga de multidão = $3,80 * 0,5 = 1,9$ tf/m

Veículo = 15 tf

As cargas dos veículos e da multidão da pista são afetadas pelo coeficiente de impacto, em função do vão $\varphi = 1,4 - 0,007 * 22,30 = 1,24$ $Mg^+ = 331,89$ tfm $Mq^+ = 291,48 * 1,24 = 361,40$ tfm $Mg^- = 29,93$ tfm $Mq^- = 90 * 1,38 = 124,20$ tfm

Estudo da Protensão

Características da Seção

$$S = 1,33 \text{ m}^2$$

$$Y_i = 0,51 \text{ m}$$

$$Y_s = 0,95 - 0,51 = 0,44 \text{ m}$$

$$I = 0,128 \text{ m}^4$$

$$W_{superior} = 0,29 \text{ m}^3$$

$$W_{inferior} = 0,25 \text{ m}^3$$

Tensão por cordoalha

Cordoalha de 15.2mm no tempo $t = \infty$ Área de uma cordoalha = $1,455 \text{ cm}^2$

$$F_p = 0,7 F_{pt}$$

$$F_p = 0,7 * 26,6$$

$$F_p = 18,6 \text{ tf}$$

Perda por atrito

$$P = P_{os}^{-(\mu\phi + kx)}$$

Sendo $\mu = 0,20$

$$\Phi = 5 \text{ graus}$$

$$K = 1,5 * 10^{-3}$$

$$X = 11,50 \text{ cm}$$

$$P = 18,6 \times e^{-(0,2 \times 0,125 + 1,5 \times 10^{-2} \times 29,3)}$$

$$P = 18,6 \times 0,0932 = 17,33 \text{ tf}$$

$$Y_i = 0,95 - 0,2 = 0,75 \text{ cm}$$

$$L_i = 22,30/2 = 11,15 \text{ cm}$$

$$\Phi' = (2 \times 0,75)/11,15 = 0,135$$

Estimando demais perdas em 10% temosp

$$P = 0,9 \times 17,33 = 15,6 \text{ tf}$$

$$\sigma_t = \frac{-P}{A} - \frac{Pxe}{ws} = \frac{-15,6}{1,33} - \frac{15,6 \times 0,41}{0,29} = -33,8 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{-P}{A} + \frac{Pxe}{ws} = \frac{-15,6}{1,33} + \frac{15,6 \times 0,41}{0,29} = 13,86 \text{ tf/m}^2$$

Tensões atuantes na viga

$$\sigma_s = \frac{-Mg^+ + Mq^+}{ws} = \frac{-(331,89 + 361,4)}{0,29} = -2390,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Mg^+ + Mq^+}{wt} = \frac{(331,89 + 361,4)}{0,25} = 2773,2 \text{ t/m}^2$$

Número de cordoalhas

$$\frac{2773,2}{33,8} = 82 \text{ cordoalhas}$$

Adotado 9 cabos de 9 ϕ 15,2 mm

Tensões Finais no “tempo infinito”:

	$\sigma_{\text{superior}} \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\sigma_{\text{inferior}} \text{ (t/m}^2\text{)}$
Protensão	1123	-2738
Carga Permanente	-1144,45	1327,56
Carga Móvel	-1246,20	1445,60
Total	-1267,65	35,16

Guarda-Rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

Pela tabela: $K_z = 0,991$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{Smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

Pela tabela: $K_z = 0,963$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{Smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Laje de Transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

$$\text{Peso Próprio: } \gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Carga Móvel: TB45} = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$M_g = 1,25 \text{ tfm}$$

$$M_q = 5,00 \text{ tfm}$$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

Pela tabela: $K_z = 0,920$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{Smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fissuração

Conforme o item 17.3.3.3 da NBR 6118 – 2003 - “Projeto das Estruturas de Concreto – Procedimento” pode-se dispensar a avaliação da grandeza das aberturas de fissuras e considerar

atendido ao estado limite de fissuração desde que os elementos sejam dimensionados atendendo as restrições da tabela 17.2 (diâmetro e espaçamento máximo das armaduras) bem como as exigências de cobrimento (Seção 7) e armadura mínima (item 17.3.5.2) , como todos estes itens foram atendidos, o quesito fissuração está liberado de verificação.

3.10 – Memória de Cálculo Ponte Estaca 762

3.10.1 – Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente a Ponte Estaca 762, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A obra é composta por quatro pontes de 30,00m de superestrutura, constituídas de vão único e transversalmente dois tabuleiros com largura total de 12,80m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro e outros dois com largura total de 10,90 sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 10,10m cada. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.10.2 - Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: As pontes apresentam 30,0m de superestrutura, constituídas de vão único.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m cada, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada e outros dois com 10,90m cada, dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 10,10m cada.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em viga caixão bi-apoiada, moldada no local, em concreto armado.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – $f_{ck} = 10\text{MPa}$

Infraestrutura – $f_{ck} = 25\text{MPa}$

Mesoestrutura – $f_{ck} = 30\text{MPa}$

Superestrutura – $f_{ck} = 30\text{MPa}$

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: $2,50\text{t/m}^3$

Pavimentação: $2,40\text{t/m}^3$

Terra: $1,80\text{t/m}^3$

Coefficientes de Segurança

Majoração :

Para Esforços de Carga Permanente = 1,35

Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração :

Resistência do Concreto = 1,40

Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos

NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações

NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento

NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.

NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações

Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER

Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER

Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsç

Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras

Fundações Teoria e Prática – Editora Pini

Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed. McGRAW – Hill do Brasil LTDA

Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

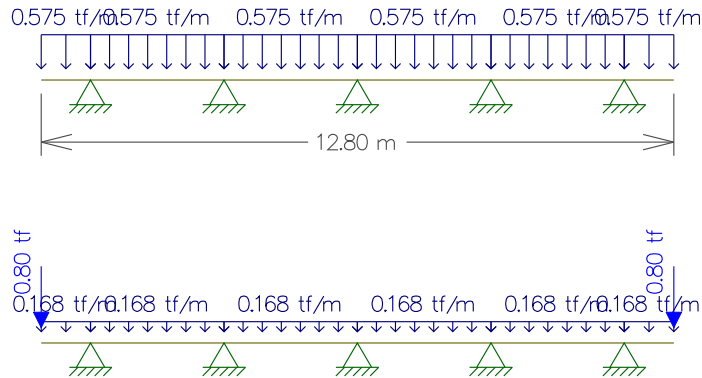
O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento **Sofistik/Ftool**;

A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa **Estaca** da Projecon; A interação *estaca x solo* com o Programa **Aoki-Velloso** e verificado pelo programa de análise **PFM** da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

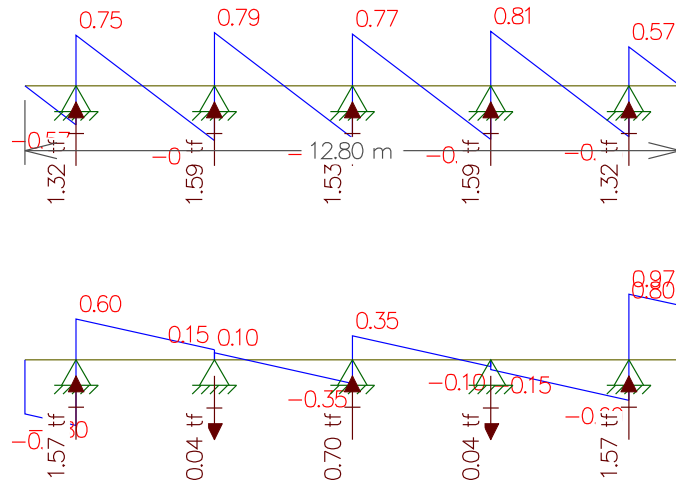
Processamento
Memória de Cálculo da Viga de 30m
Carga Permanente

Transversal
Peso da Laje
Peso do Guarda-rodas + pavimento +recapeamento

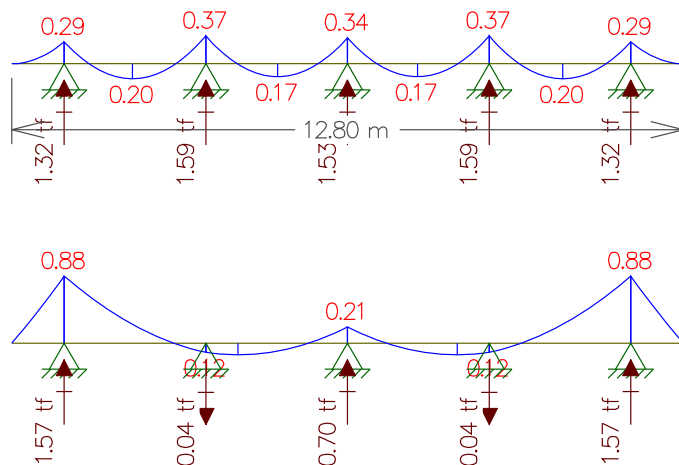
○ Cargas



○ Cortantes



○ Momentos

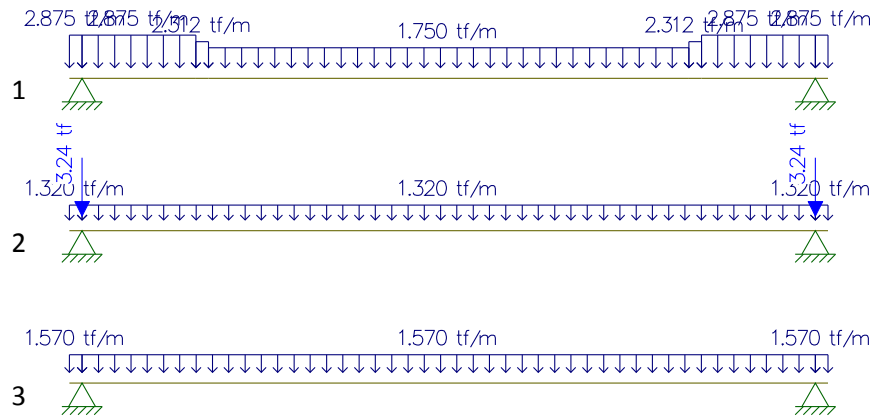


Longitudinal

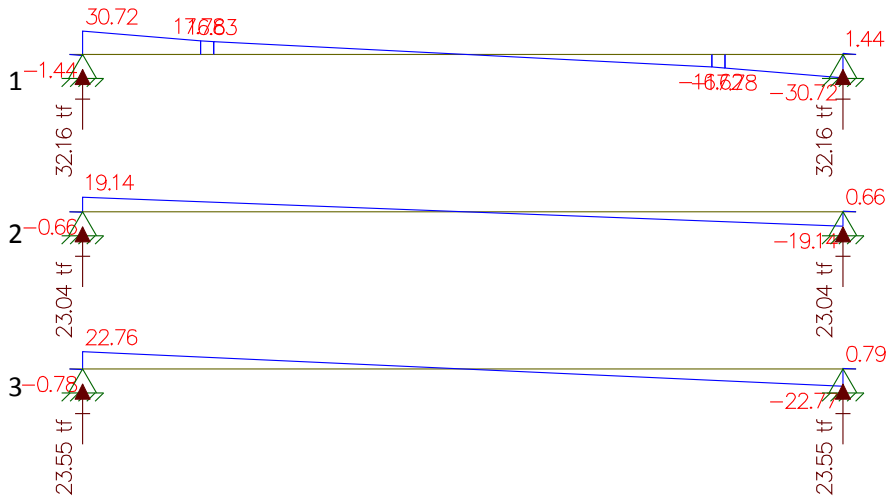
- Viga 1 e 5:

Peso próprio da Viga

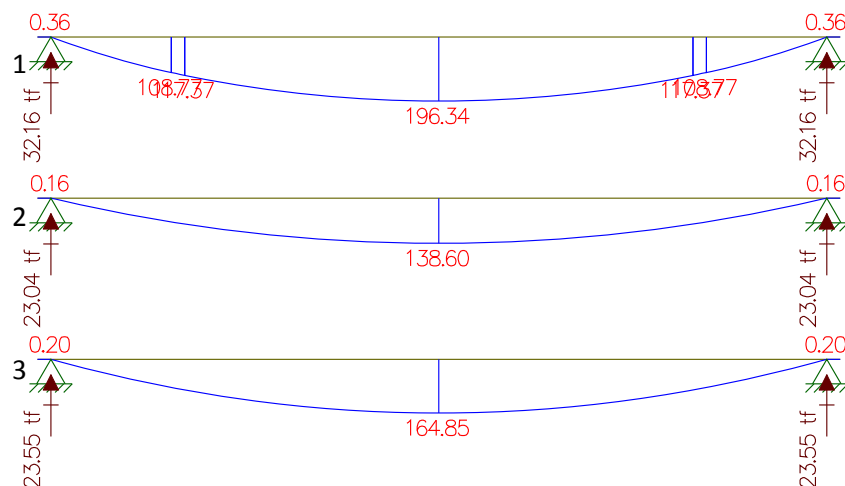
Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento



Cortante

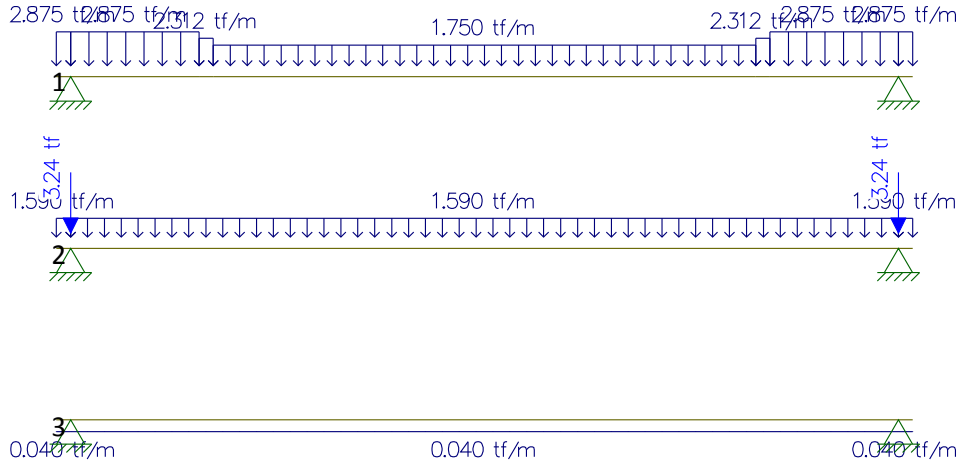


Momentos

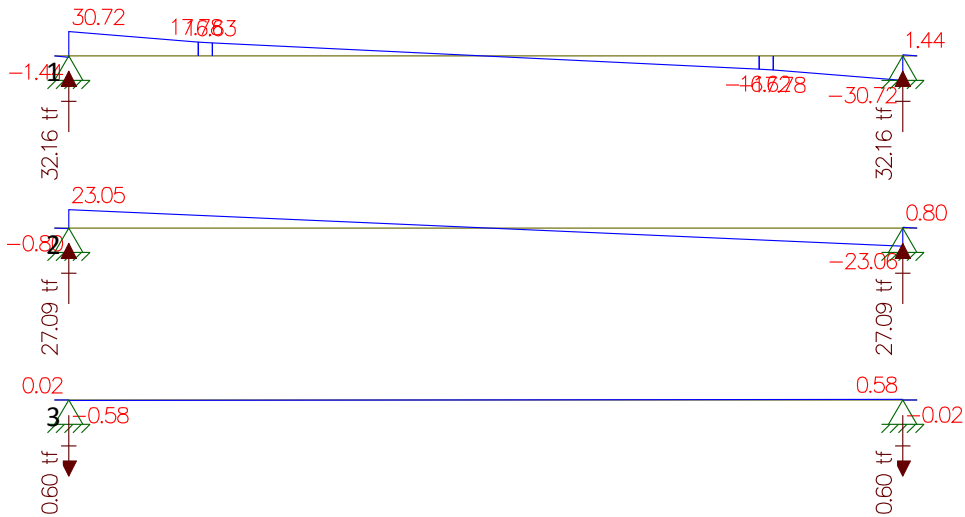


- Viga 2 e 4:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento
- Peso da laje

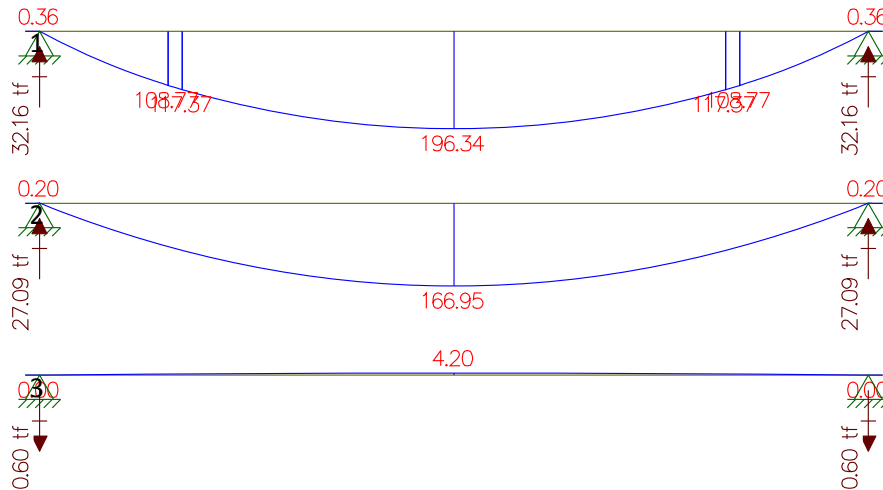
Cargas



Cortante



Momento



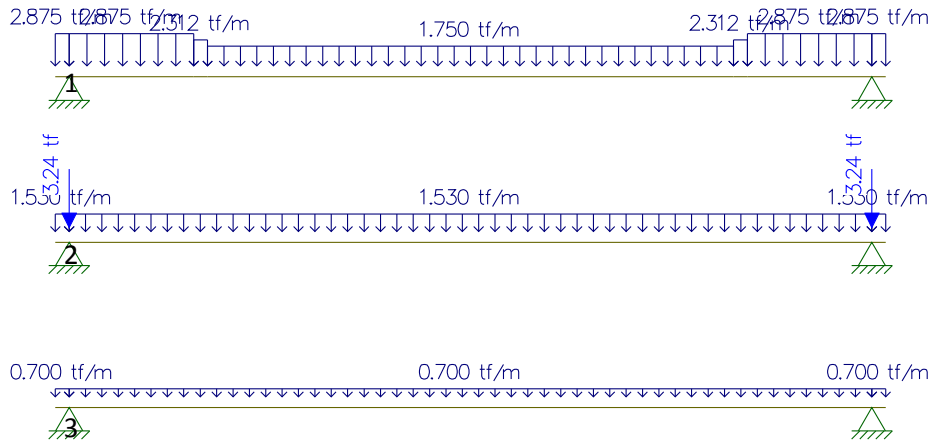
▪ **Viga 3:**

Peso próprio da Viga

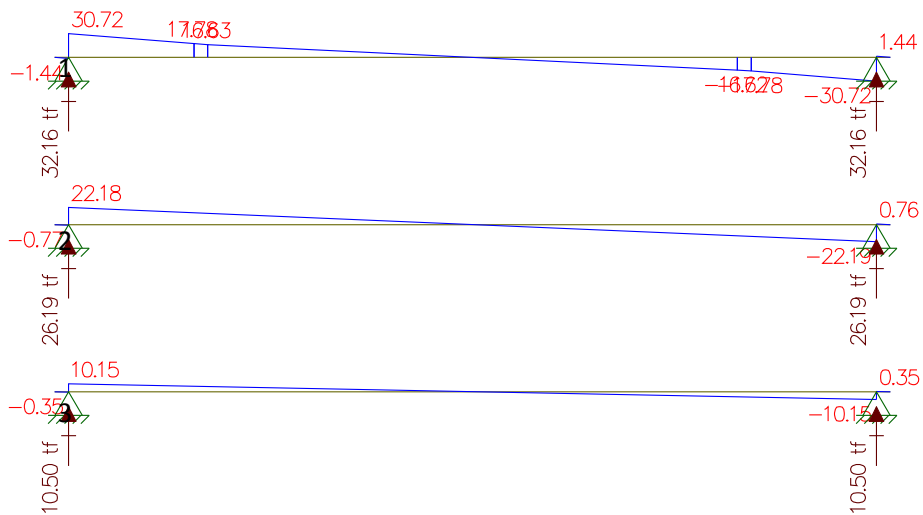
Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento

Peso da laje

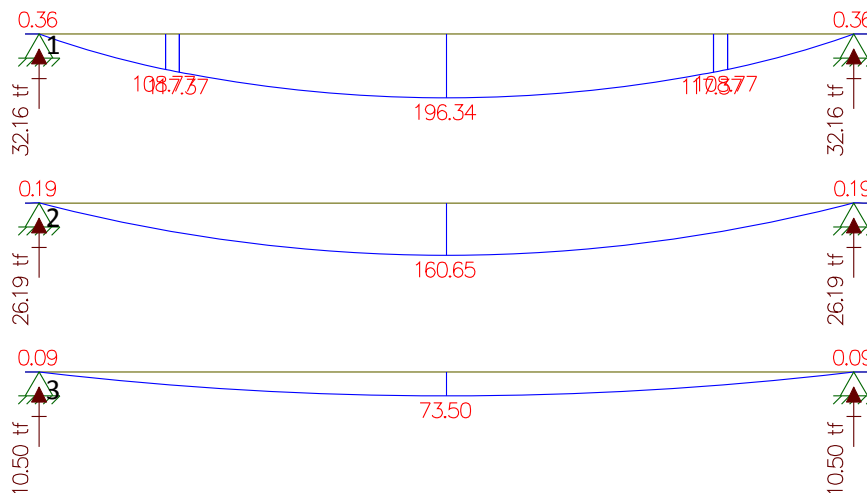
Cargas



Cortantes

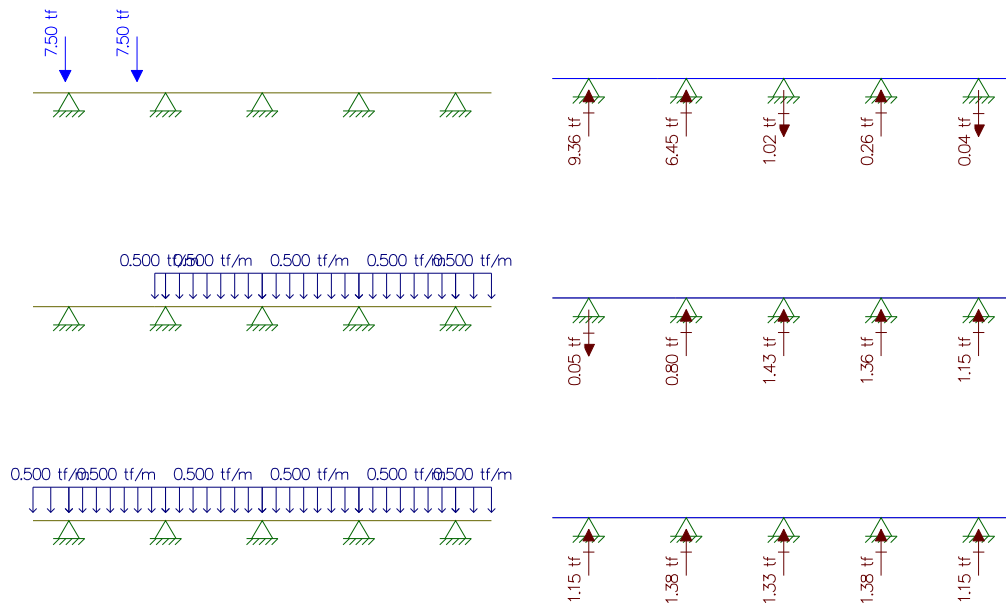


Momentos



Carga Móvel

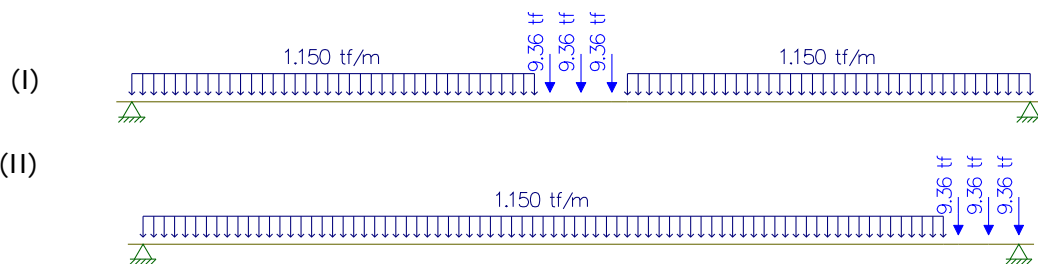
Vigas 1 e 5 Transversal



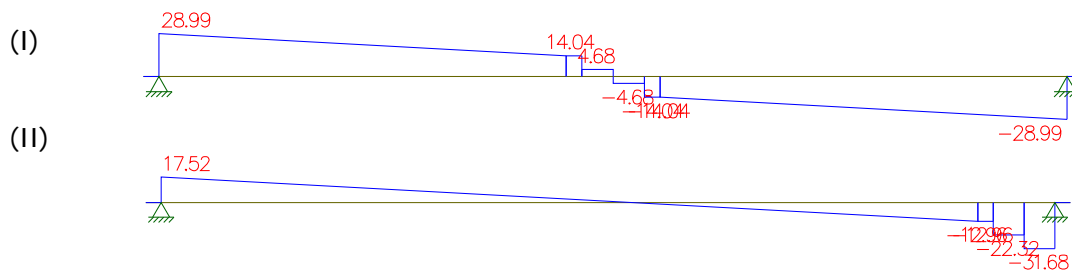
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

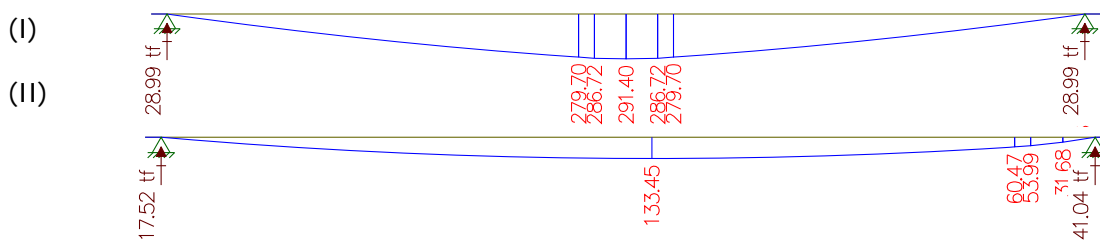
Para obter a reação e a cortante máximas.



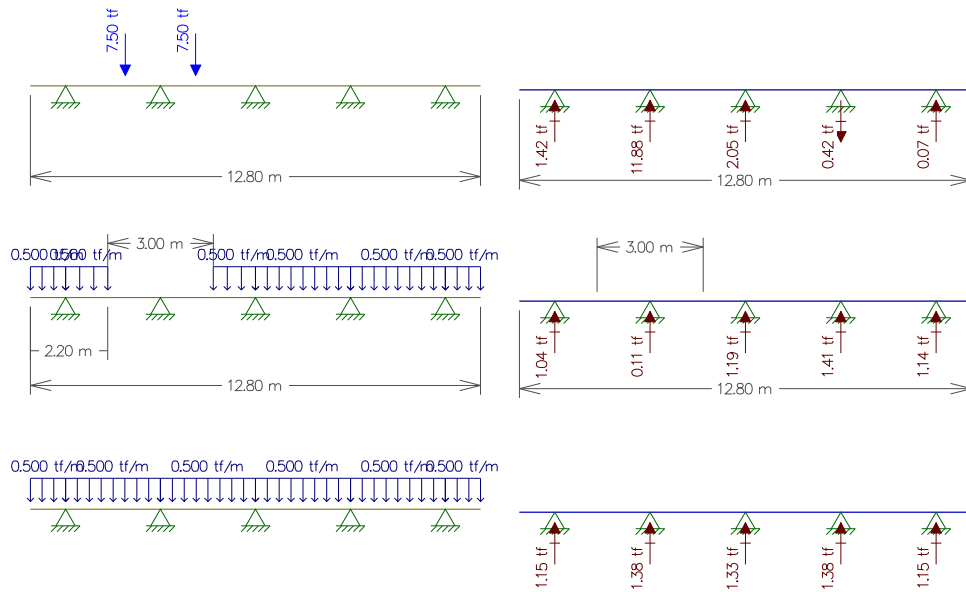
Cortante



Momento

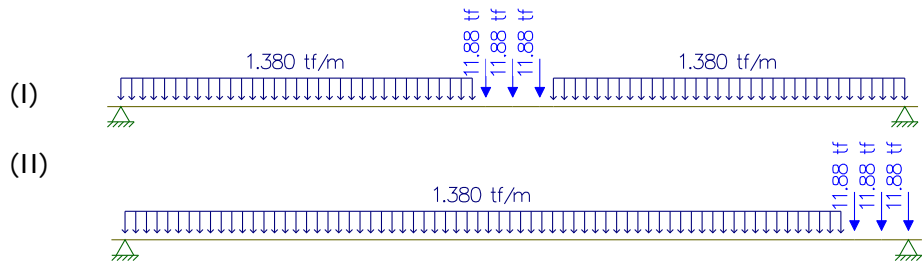


▪ Vigas 2 e 4
Transversal

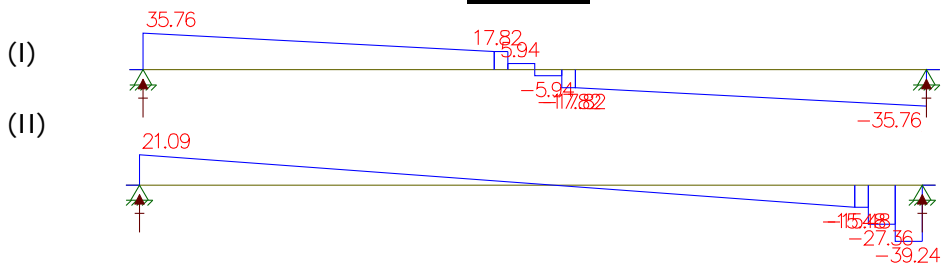


Longitudinal

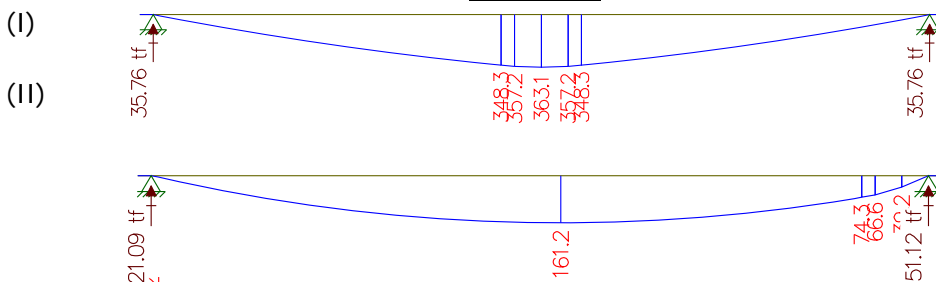
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



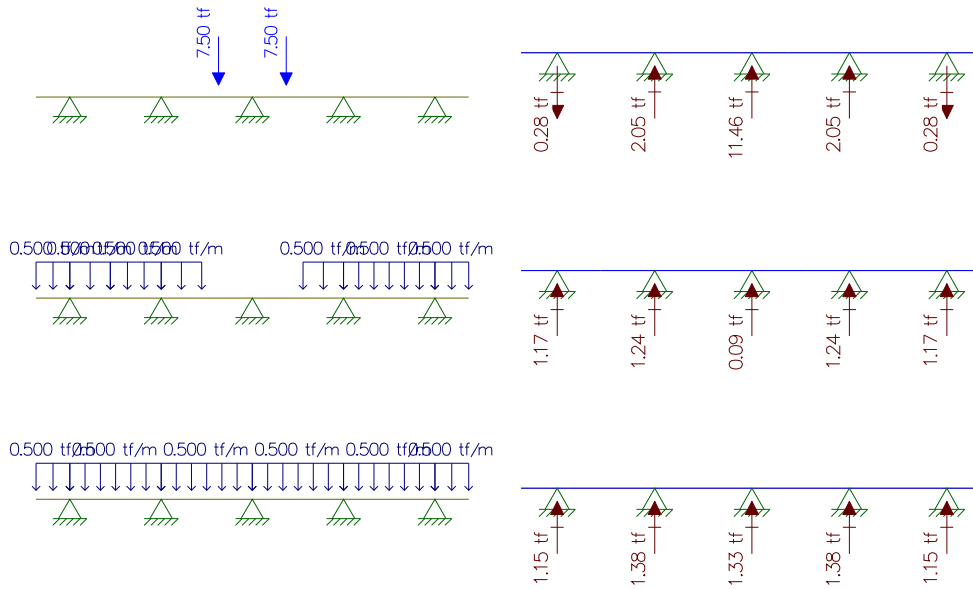
Cortante



Momento

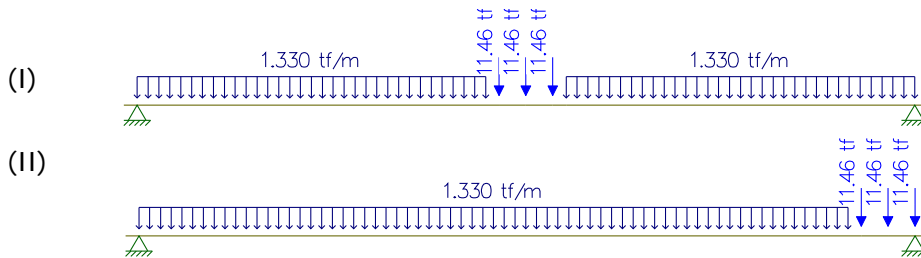


▪ Viga 3
Transversal

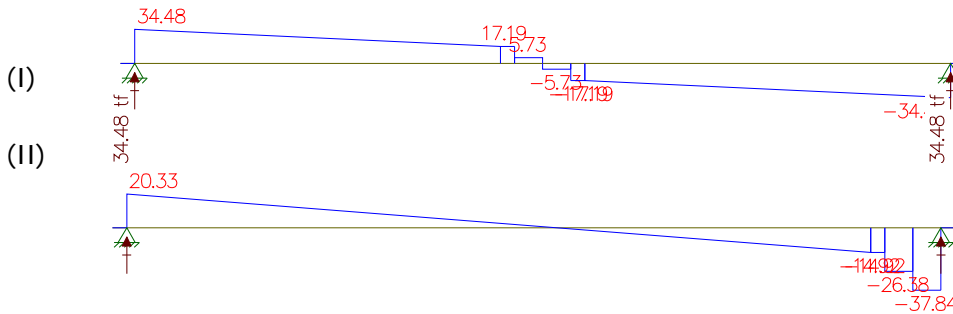


Longitudinal

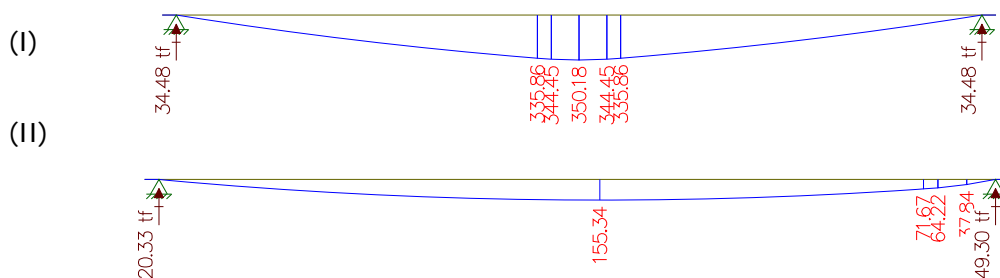
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



Memória de cálculo da Travessa de 30m

Carga Permanente

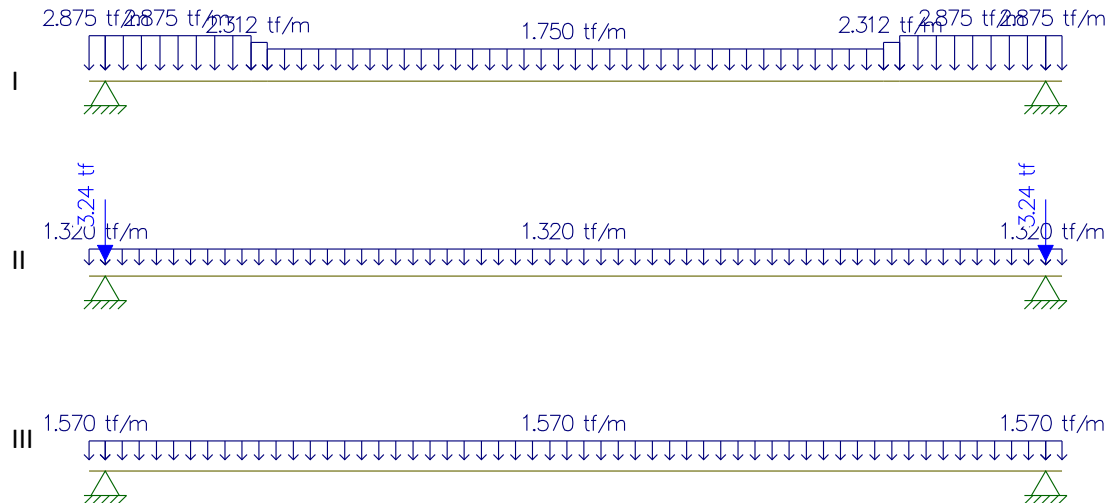
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 30 metros – Longitudinal – viga 1 e 5

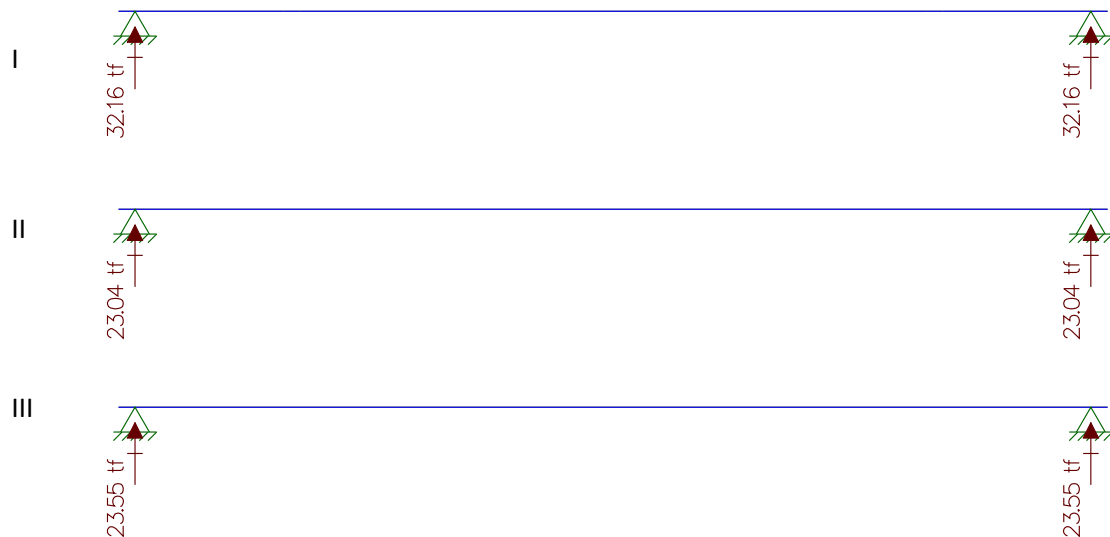
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento

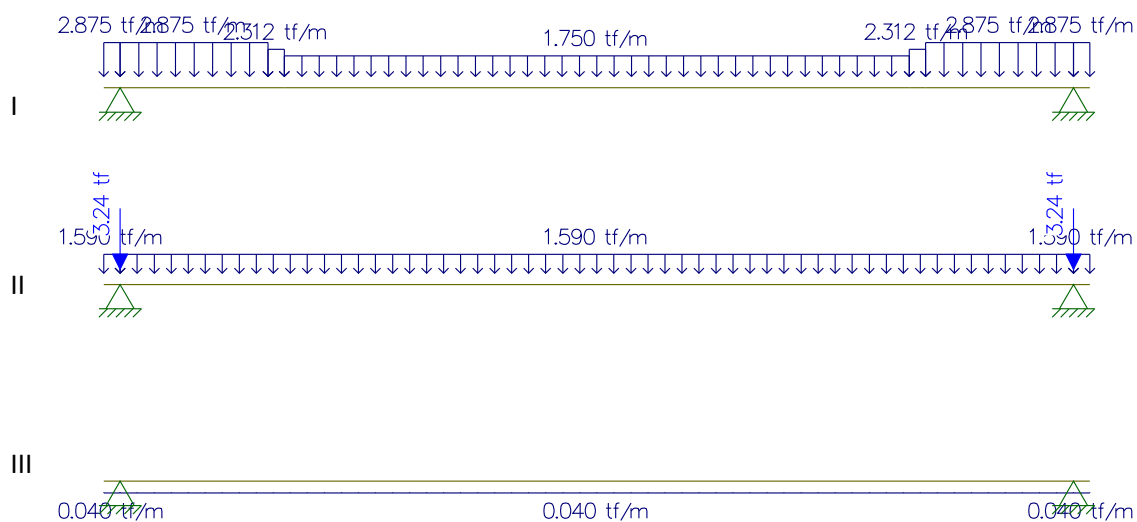


Reações

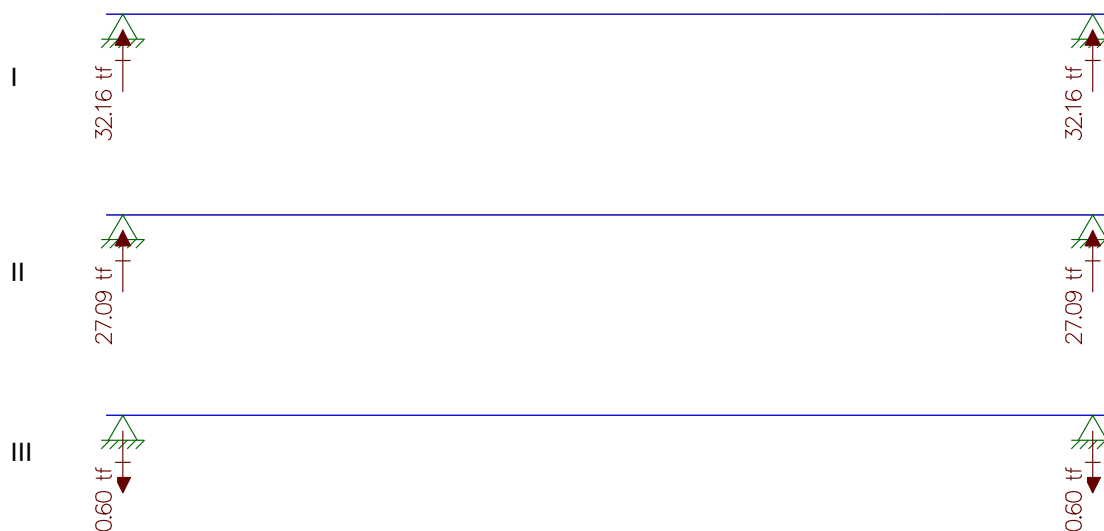


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 23,04\text{tf} + 23,55\text{tf} = 78,75\text{tf}$

Vão de 30 metros - Longitudinal - viga 2 e 4

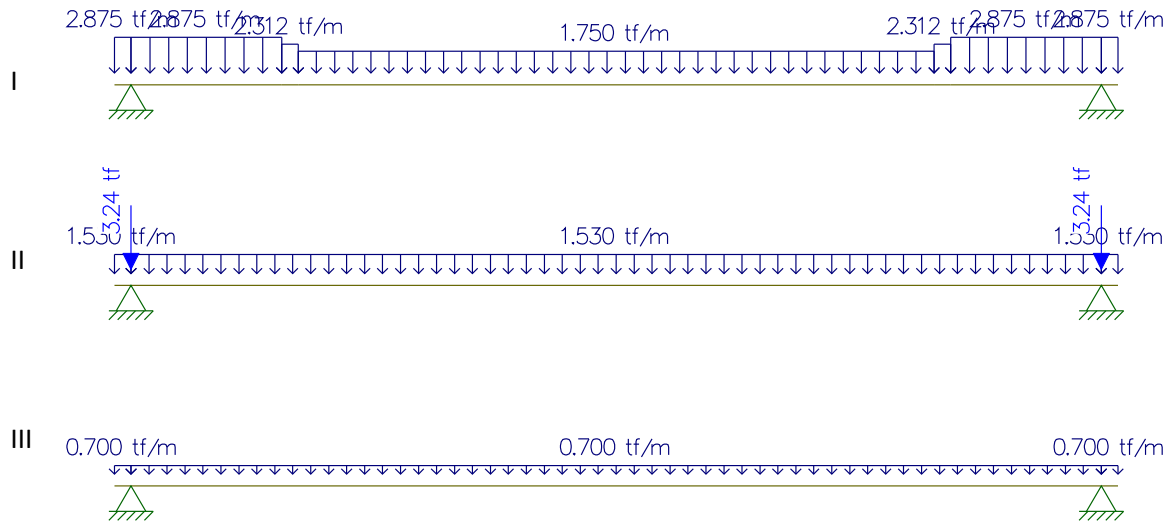


Reações

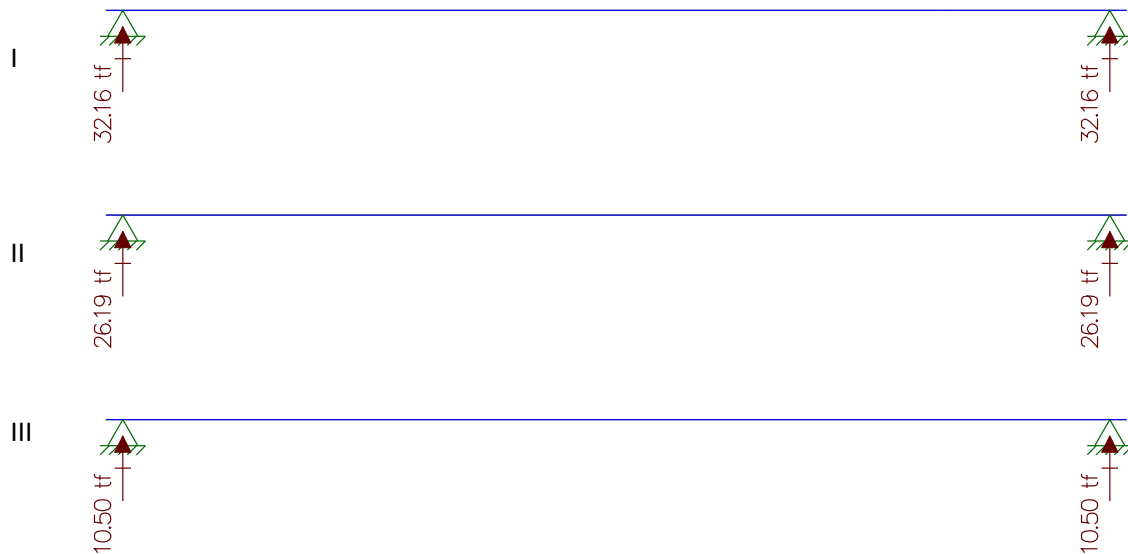


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 27,09\text{tf} - 0,60\text{tf} = 58,65\text{tf}$

Vão de 30 metros - Longitudinal - viga 3



Reações

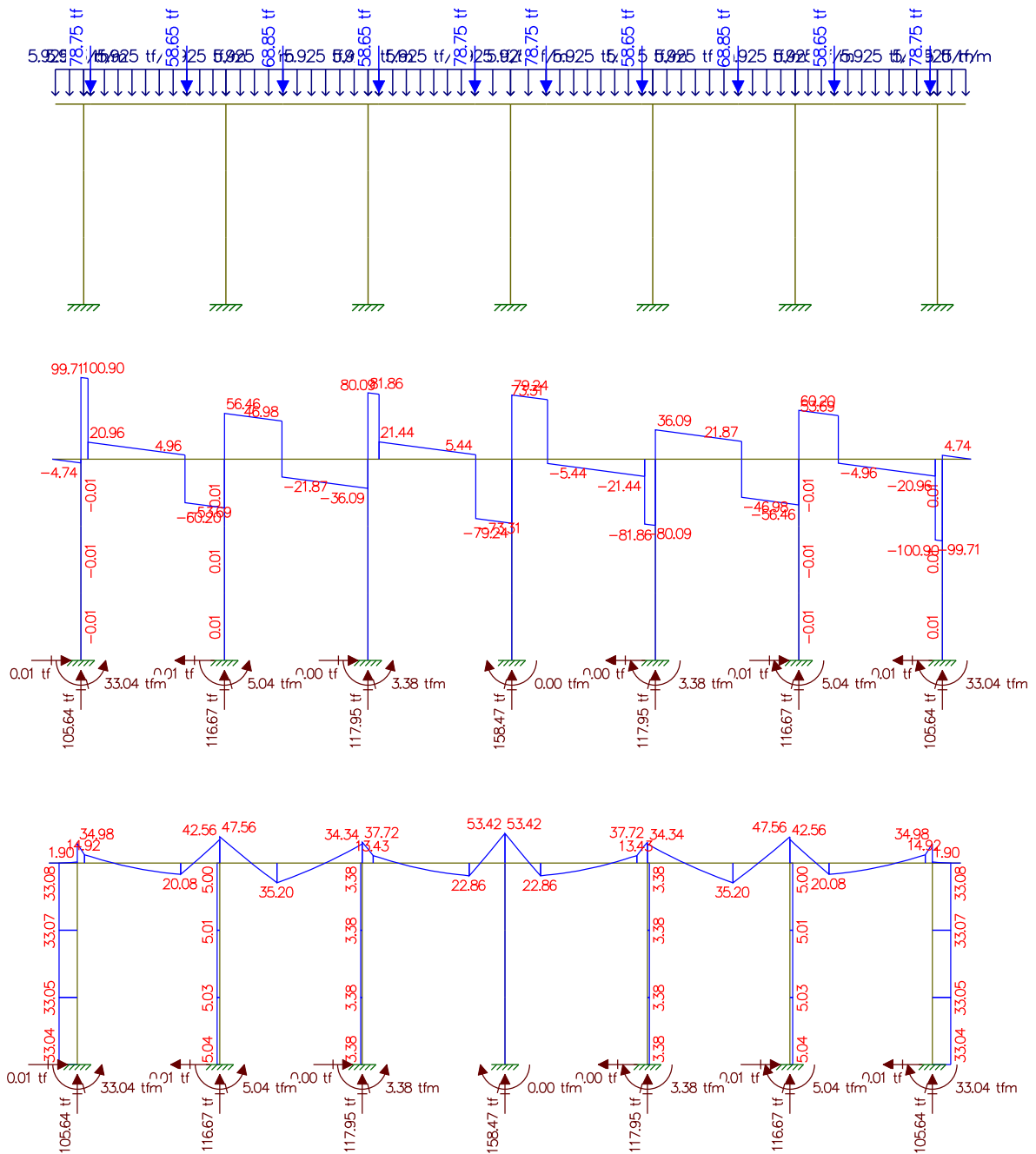


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 26,19\text{tf} + 10,50\text{tf} = 68,85\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (30m)

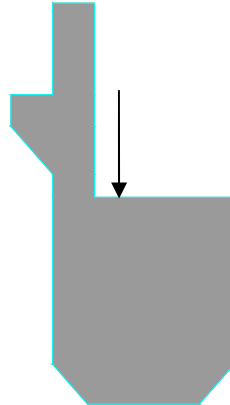
Área da seção = $2,37\text{m}^2$
 $2,37\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,925 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



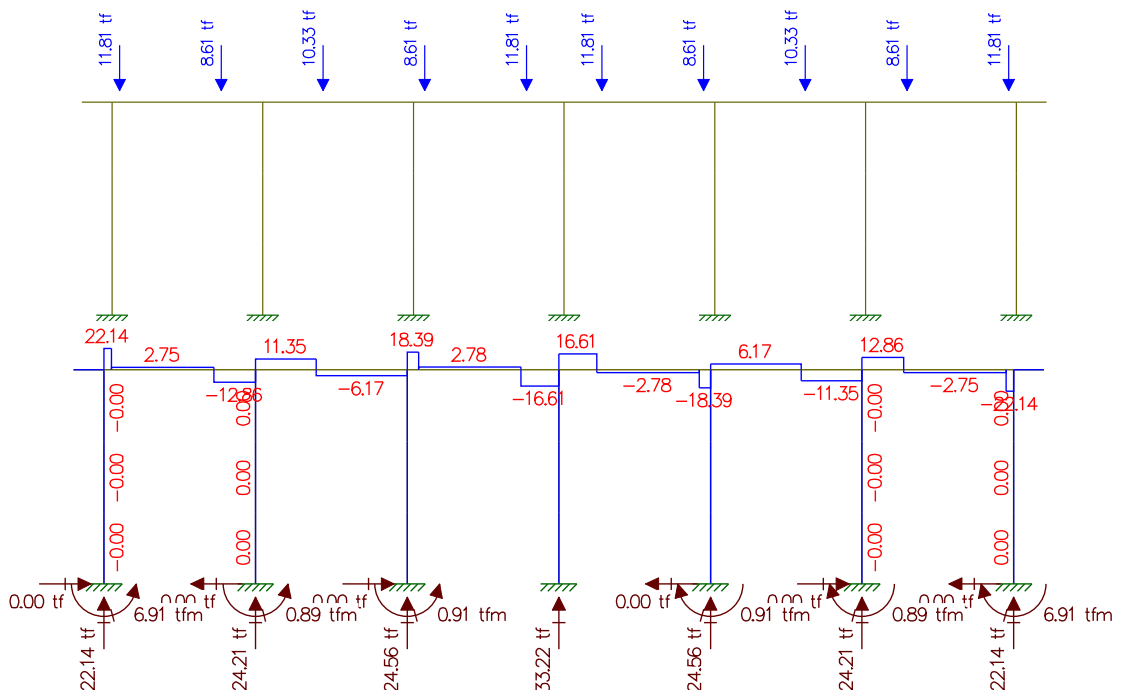
Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	78,75	0,150	11,81
Viga 2	58,65	0,150	8,80
Viga 3	68,85	0,150	10,33
Viga 4	58,65	0,150	8,80
Viga 5	78,75	0,150	11,81

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

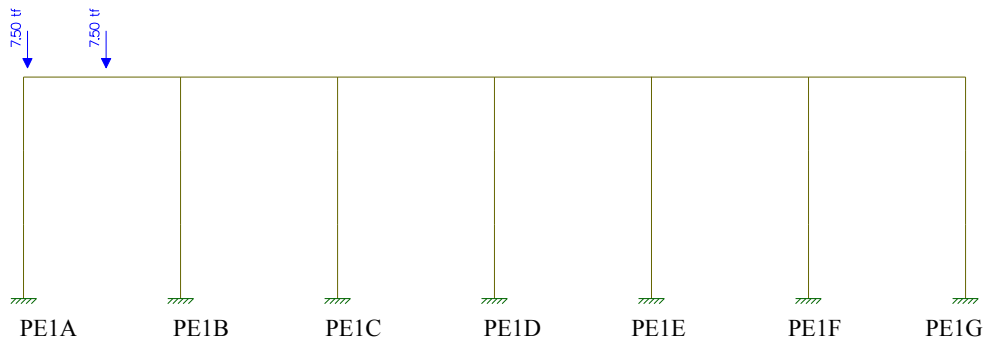
Cargas / Cortante



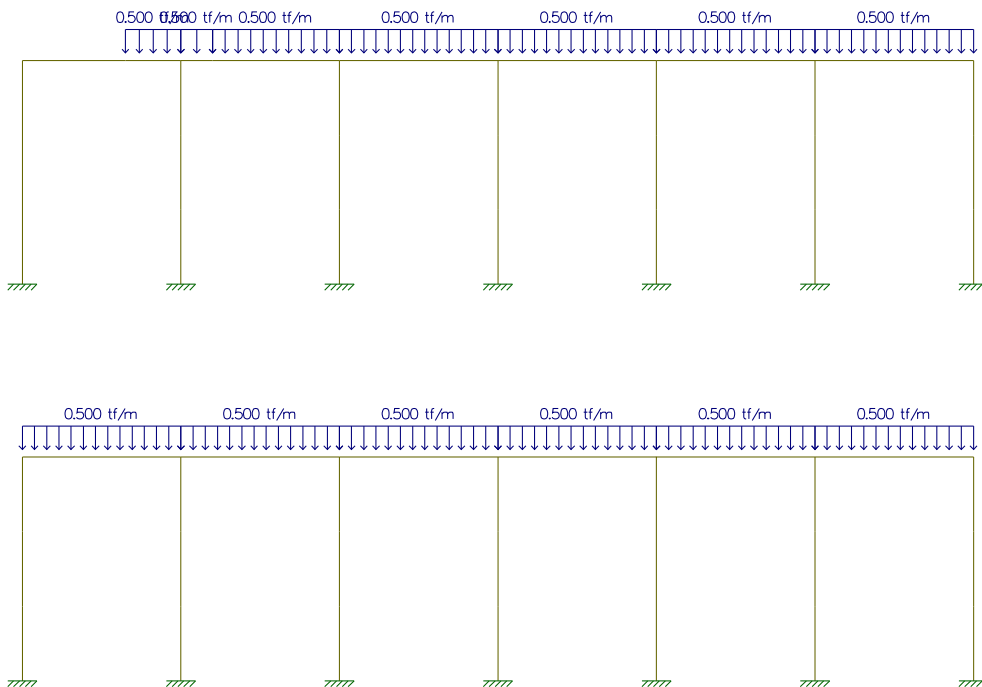
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

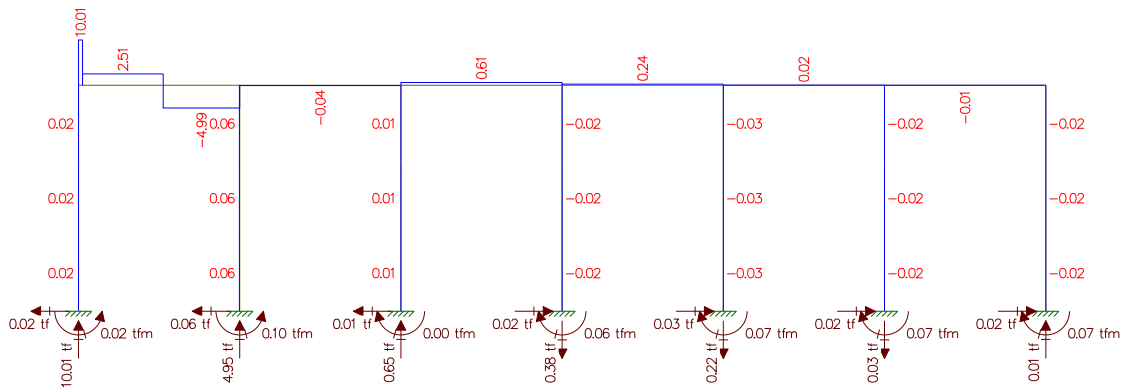
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



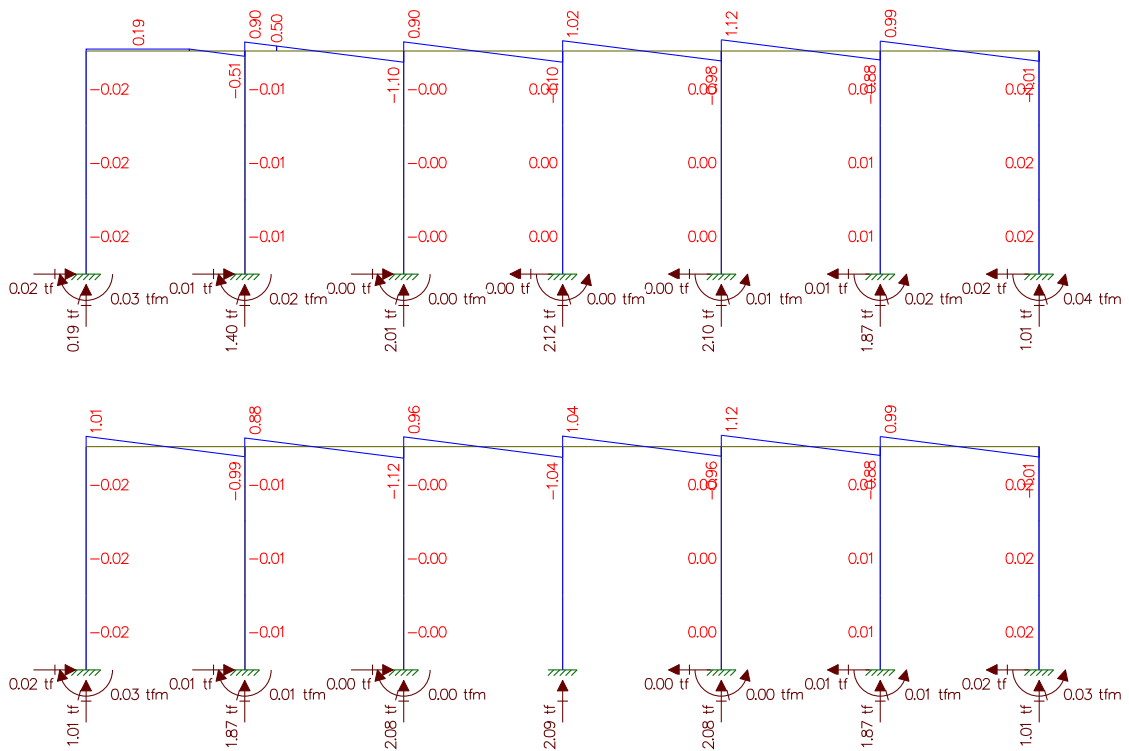
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



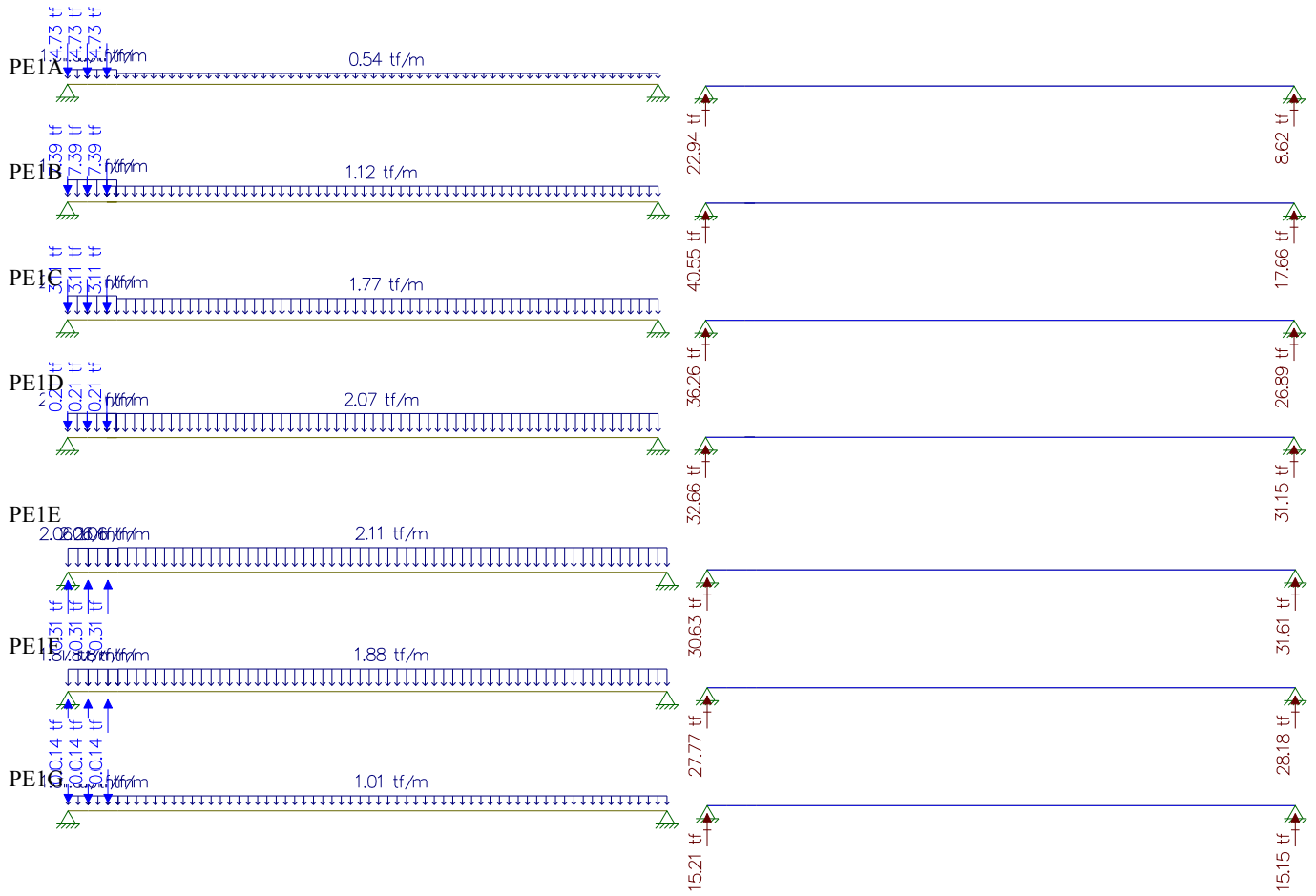
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



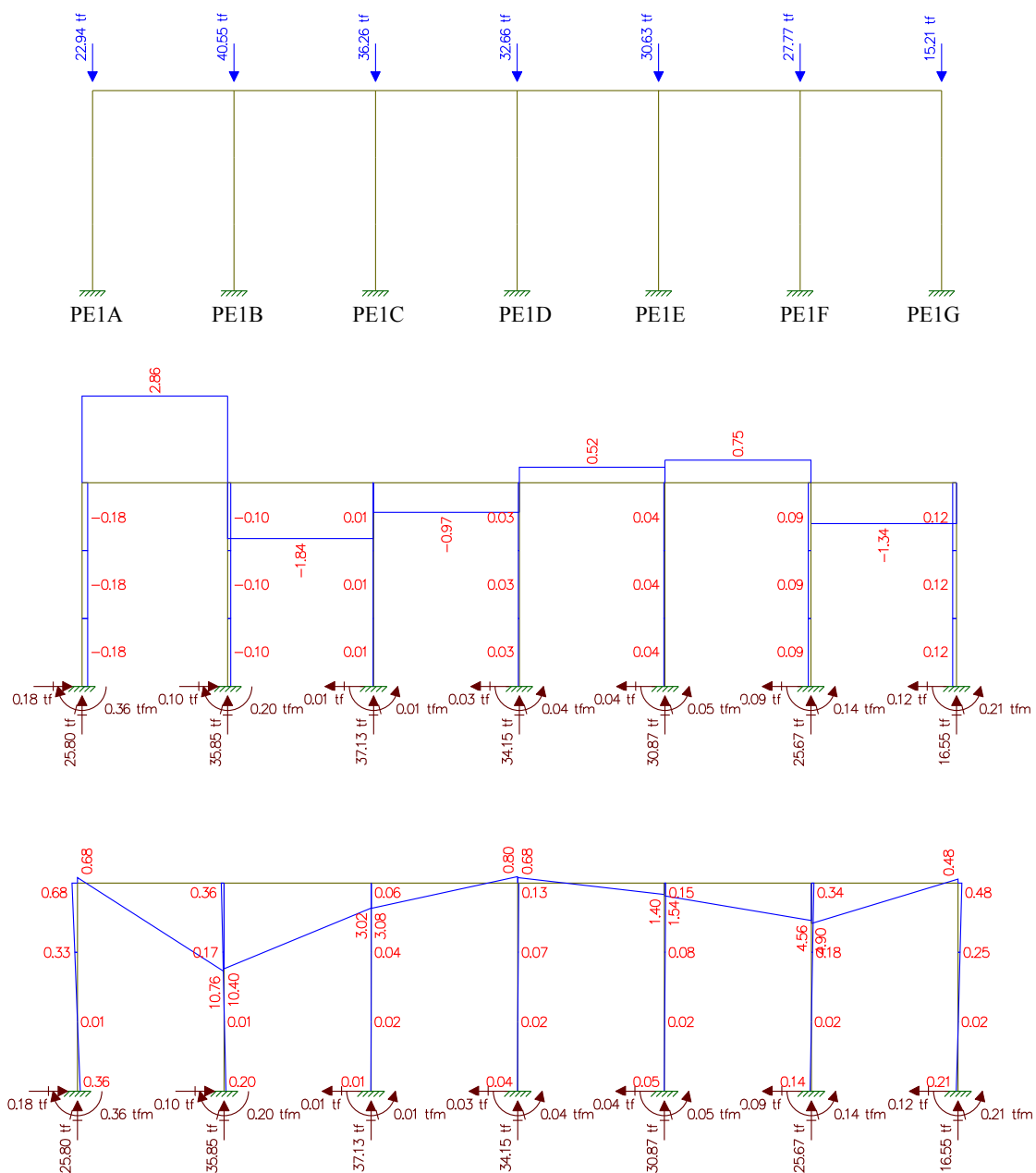
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

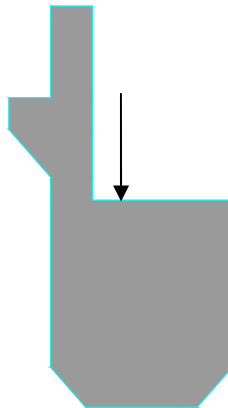


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão



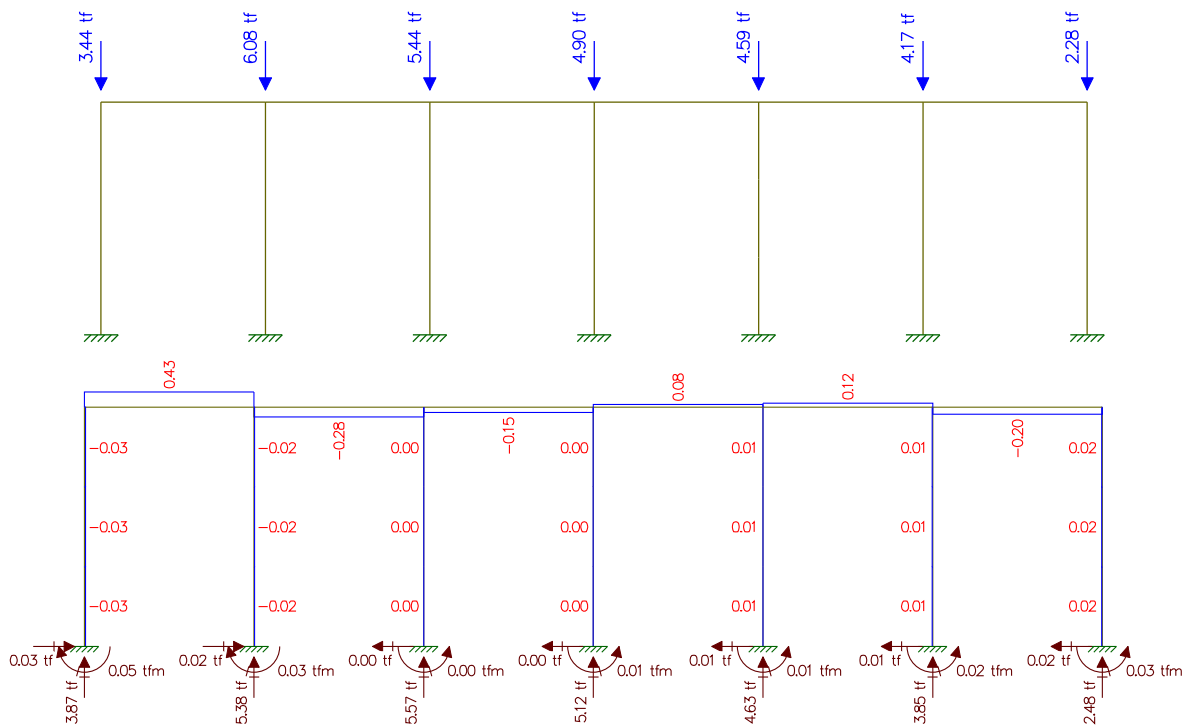
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



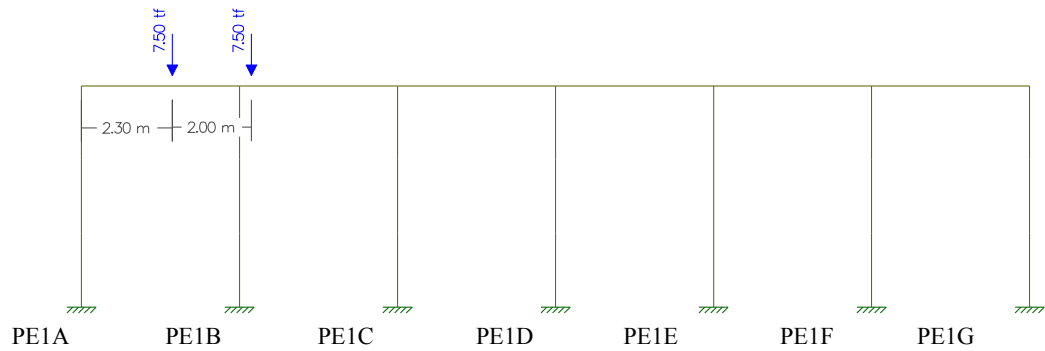
Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	22,94	0,150	3,44
Pilar 2	40,55	0,150	6,08
Pilar 3	36,26	0,150	5,44
Pilar 4	32,66	0,150	4,90
Pilar 5	30,63	0,150	4,59
Pilar 6	27,77	0,150	4,17
Pilar 7	15,21	0,150	2,28

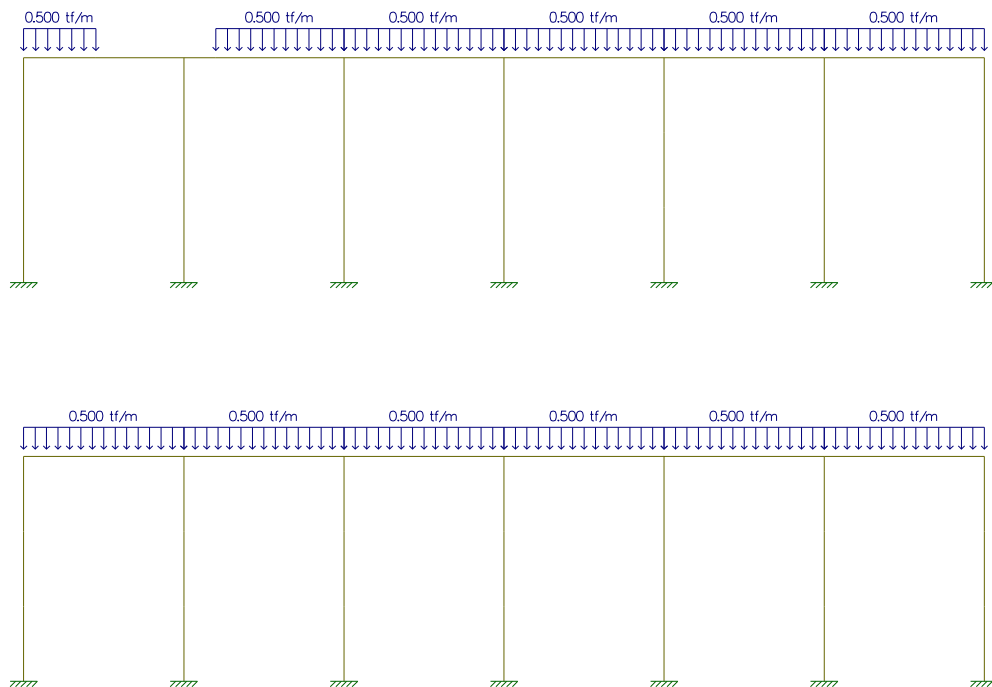


Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

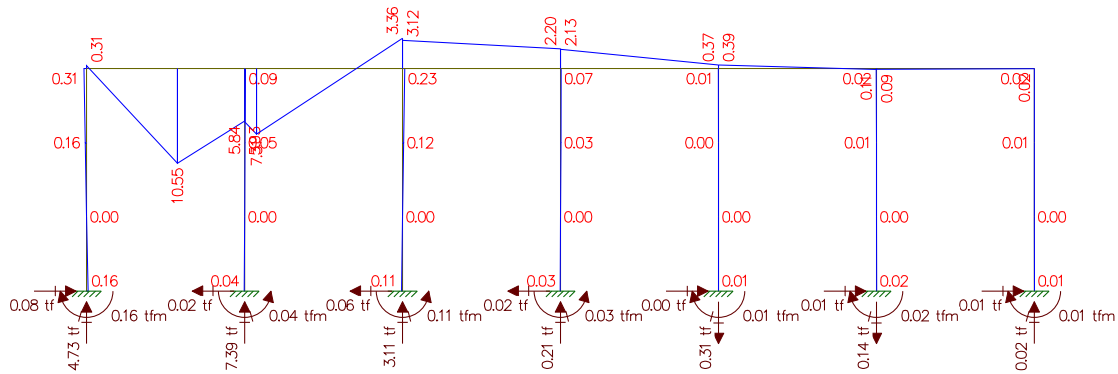
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



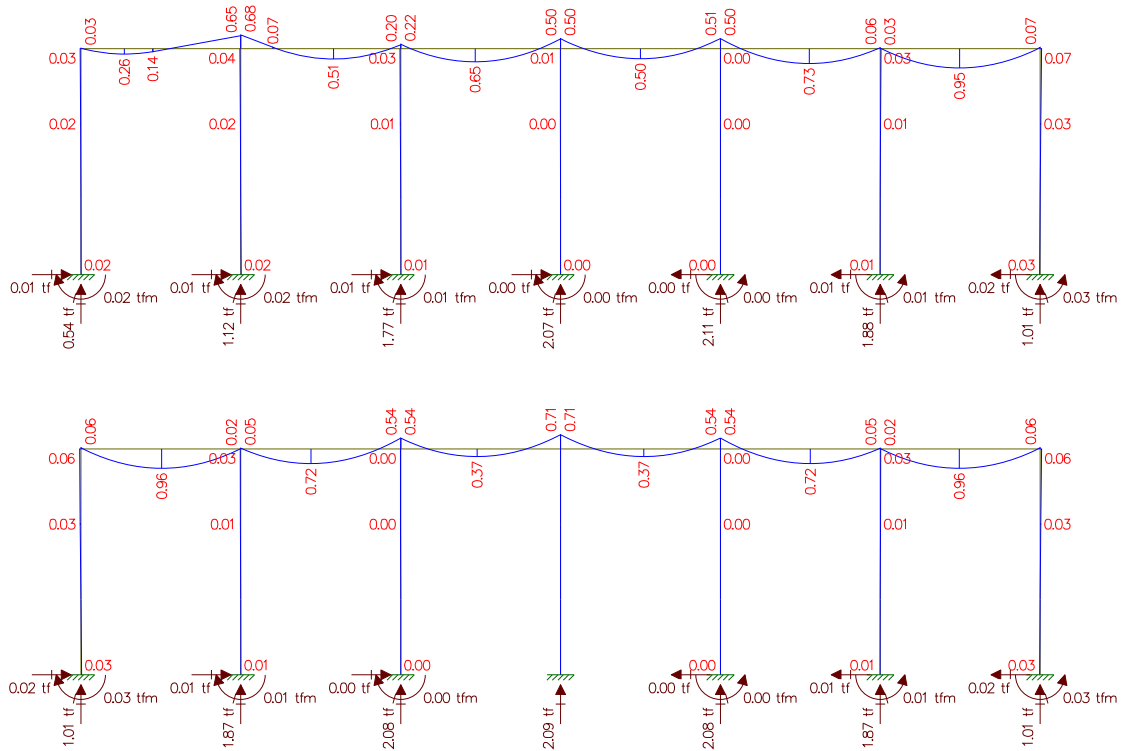
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



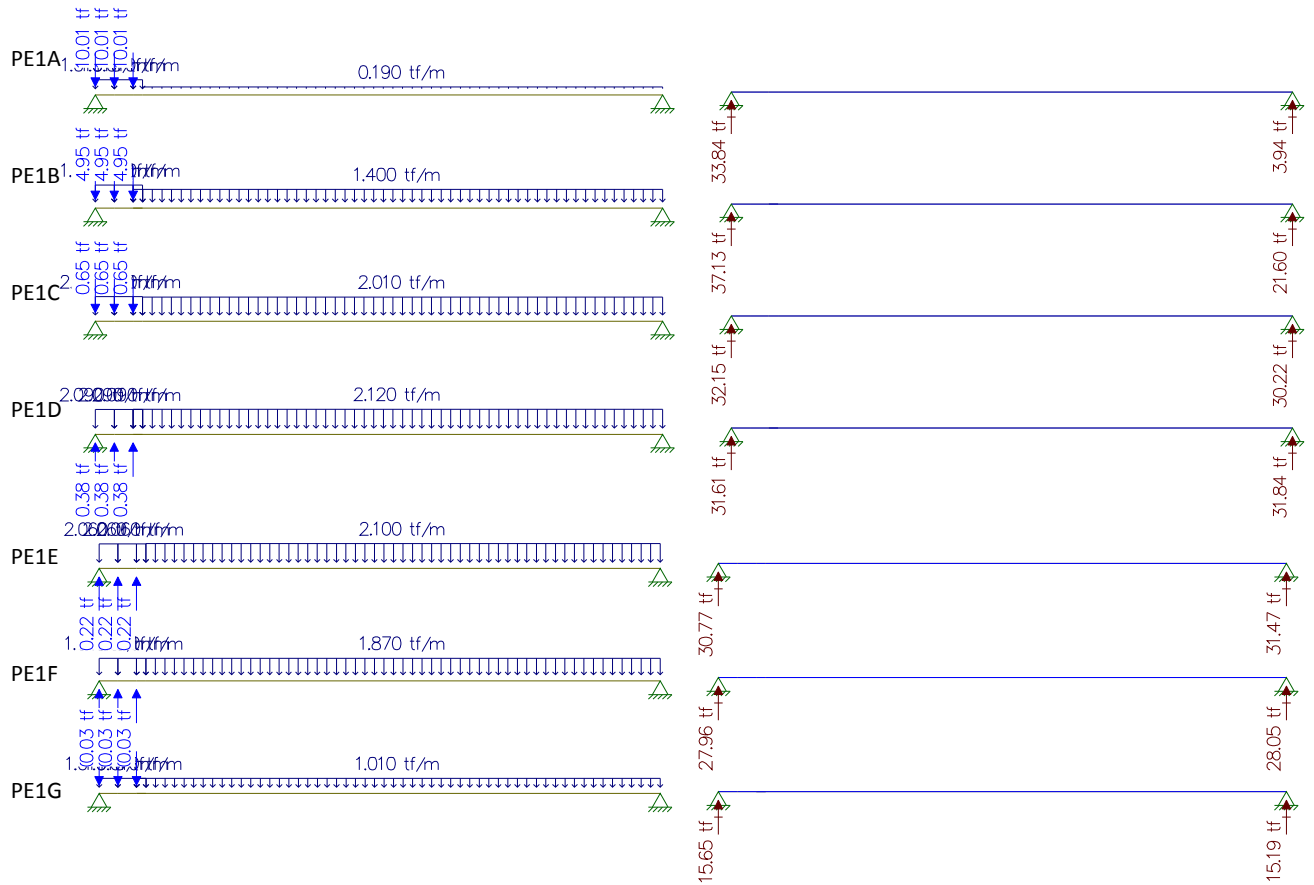
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



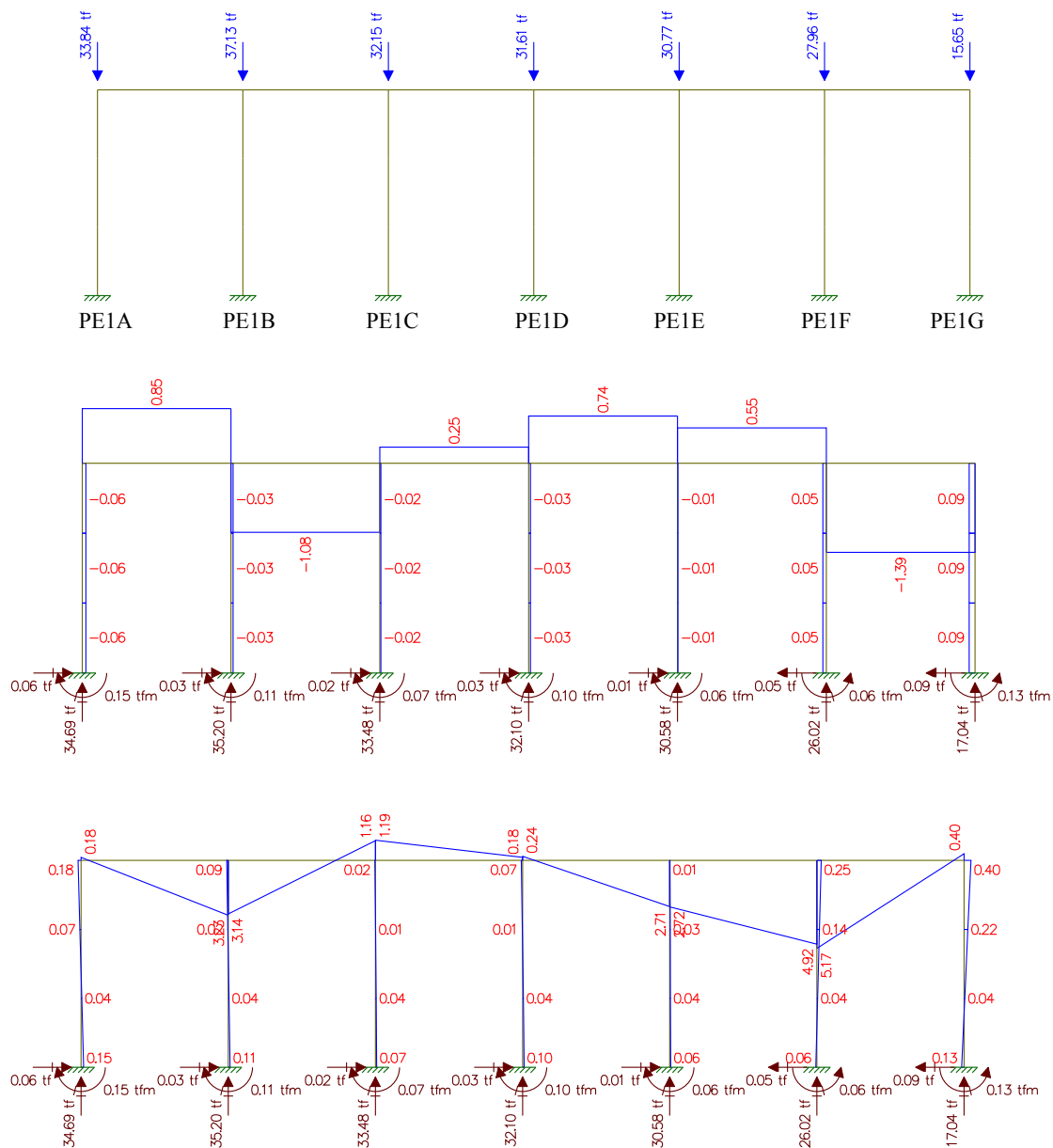
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

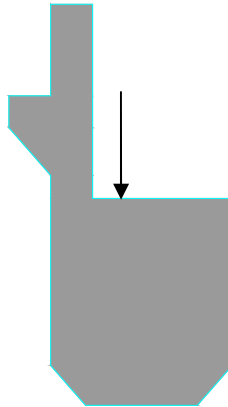


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



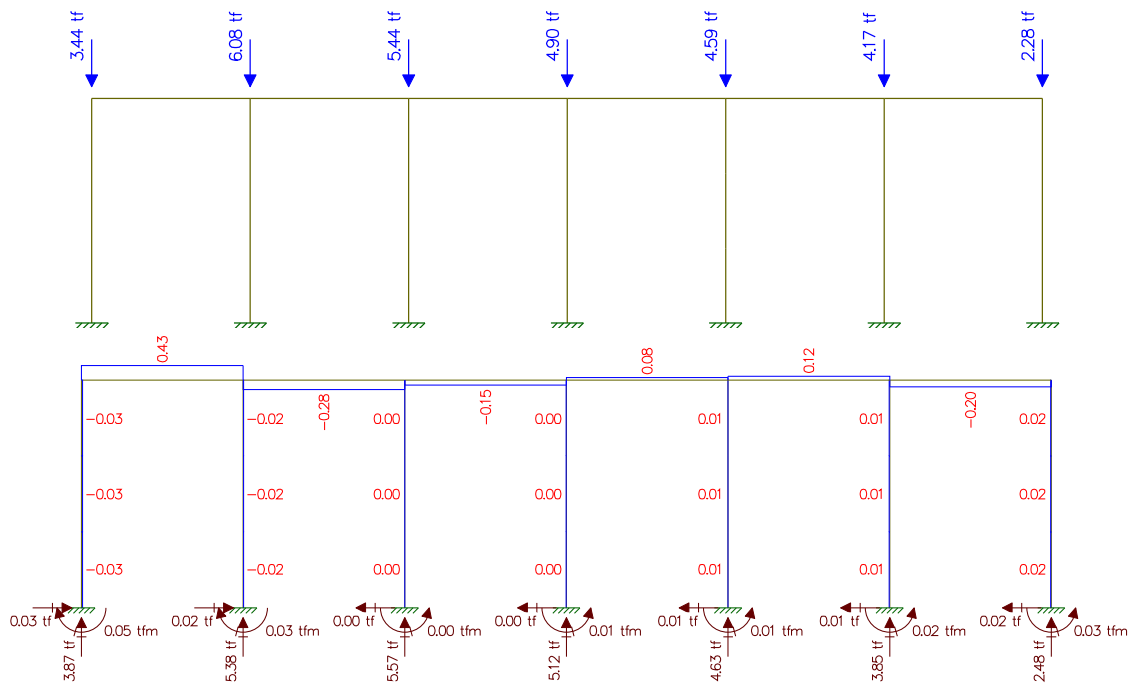
Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	33,84	0,150	5,08
Pilar 2	37,13	0,150	5,57
Pilar 3	32,15	0,150	4,82
Pilar 4	31,61	0,150	4,74
Pilar 5	30,77	0,150	4,62
Pilar 6	27,96	0,150	4,19
Pilar 7	15,65	0,150	2,35

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

Cargas / Cortante



Processamento da superestrutura

Dimensionamento das longarinas

Viga de 30m

Estudo estático

O estudo estático foi efetuado no programa de Análise de Obras de Arte Especiais em Elementos Finitos – Midas Civil, com consideração de posicionamento do Veículo no meio do vão, sobre a viga central e sobre a viga lateral, bem como na extremidade das vigas central e lateral.

Foram discretizados os esforços de dimensionamento e a partir de tanto foram feitos os calculo do dimensionamento das peças. Temos então o seguinte quadro resumo de valores de momento retirados dos processamentos (valores em mt).

Etapa	Viga de Meio	Viga Intermediária	Viga de Bordo
PP	420,7	433,4	477,2
C.Perm	59,6	60,1	63,4
C. Móvel	357,7	292,6	267,6

Temos então como envoltória de valores de momento:

$$539,7 + 63,4 + (1,134 \times 357,7) = 1.008,73 \text{ mt}$$

Para a situação final (carga máxima e viga composta) temos:

$$I = 0,7071 \text{ m}^4$$

$$X_{cgi} = 1,53\text{m} \quad X_{cgs} = 0,69\text{m}$$

Daí vem as seguintes tensões atuantes nas fibras superiores e inferiores na situação final :

$$W_i = 0,7071 / 1,53 = 0,462 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,7071 / 0,69 = 1,025 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{sup} = 1.008,73 / 1,025 = - 984,13 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{inf} = 1.008,73 / 0,462 = + 2.183,4 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

Para cada cordoalha de 15,2 mm (CP 190-RB) temos como força inicial de protensão o menor de dois valores, conforme item 9.6.12.1-b da NBR 6118:

$$0,74 \text{ fptk} \quad \text{ou} \quad 0,82 \text{ fpyk}$$

Daí temos:

$$0,74 \times 260,7 \text{ KN} \quad \Rightarrow 192,9 \text{ KN (19,29 t)}$$

$$0,82 \times 234,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow 192,3 \text{ KN (19,23 t)}$$

$$f_{py}^k = 234,6 \text{ KN (23,46 t)}$$

$$P_0 = 0,82 \times 23,46 = 19,23 \text{ t}$$

Calculo das Perdas

$$P_x = P_{max} \times e^{-(\mu\phi + kx)}$$

$$\mu = 0,24 \text{ (coef. de atrito)}$$

$$\phi = \text{ângulo de deflexão} \quad \alpha = 4,6^\circ \text{ (0,08 rd)}$$

$$k = 2 \times 10^{-3}$$

$$x = 19\text{m}$$

$$e^{-(0,24 \times 0,08 + 0,002 \times 19)} = 0,9444$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,032 \sigma_{pi} = 0,032 \times 19,23 = 0,61 \text{ t}$$

$$P = (0,944 \times 19,23) - 0,61 = 17,55\text{t} \Rightarrow \text{Adotado } 17\text{t}$$

Para uma cordoalha de 15,2 mm , e considerando-se uma excentricidade de cg para o ponto de aplicação de carga de:

$$e = 1,53 - 0,15 = 1,38 \text{ m,}$$

temos as seguintes tensões atuantes nas fibras superior e inferior para uma cordoalha de 15,2 mm:

$$\text{Fibra Superior} = (- 17 / 1,265) + (17 \times 1,38 / 1,025) = + 9,45 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Fibra Inferior} = (- 17 / 1,265) - (17 \times 1,38 / 0,462) = -64,22 \text{ t / m}^2$$

temos então para a fibra inferior:

$$2.183,4 / 64,22 = 33,99 \text{ cabos}$$

Adotaremos 36 cabos na seguinte disposição:

3 cabos inferiores de 8 Ø 15,2mm

2 cabos superiores de 6 Ø 15,2mm

Faremos agora a verificação das diversas etapas de montagem da viga , com relação a suas tensões de trabalho.

Para Peso Próprio , viga no berço , protensão inicial:

$$I = 0,3286 \text{ m}^4$$

$$X_{cgi} = 1,017\text{m} \quad X_{cgs} = 0,983\text{m}$$

Daí vem as seguintes tensões atuantes nas fibras superiores e inferiores :

$$W_i = 0,3286 / 1,017 = 0,323 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,3286 / 0,983 = 0,334 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{sup} = 539,7 / 0,323 = - 1.670,89 \text{ t / m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{inf} = 539,7 / 0,334 = + 1.615,86 \text{ t / m}^2 \text{ (tração)}$$

Como temos três cabos de 8 cordoalhas atuando na protensão inicial , temos então 3 x 8 = 24 cabos , com uma excentricidade na situação de viga isolada de:

$$e = 1,017 - 0,1 = 0,917$$

$$\text{Fibra Superior} = (- 17 \times 24 / 0,671) + (17 \times 24 \times 0,917 / 0,323) = + 550,27 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

$$\text{Fibra Inferior} = (- 17 \times 24 / 0,671) + (17 \times 24 \times 0,917 / 0,334) = -1.728,21 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

Daí vem:

$$\sigma_{sup} = -1.670,89 + 550,27 = - 1.120,62 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{inf} = + 1.615,86 - 1.728,21 = - 112,35 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

Para a situação de carga permanente final , a favor da segurança iremos fazer o lançamento dos esforços totais e carga permanente em cima da viga isolada:

$$\sigma_{sup} = 63,4 / 0,323 = - 196,28 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{inf} = 63,4 / 0,334 = + 189,82 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

Daí vem:

$$\sigma_{sup} = -1.120,62 - 196,28 = - 1.316,90 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{inf} = - 112,35 + 189,82 = + 77,47 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

Verificação à ruptura

Característica dos Materiais

Concreto – $f_{ck} = 35000 \text{ t/m}^2$

$$f_{cd} = 2.500 \text{ t/m}^2$$

$$E_c = 5600 \sqrt{35}$$

Aço CP – 190 RB

Cordoalha de 15,2 mm: seção = $1,434 \text{ cm}^2$ (Nominal segundo a NBR 7483)Cabos utilizados: 8 cord. de 15,7 mm – $8 \times 1,434 = 11,47 \text{ cm}^2$

$$6 \text{ cord. de } 15,7 \text{ mm} - 6 \times 1,434 = 8,60 \text{ cm}^2$$

$$f_{ptk} = 14.000 \text{ kg/cm}^2 (0,74 \times 19.500) \times 1,434 = 20.693 \text{ t}$$

$$p_k = 19.500 \text{ kg/cm}^2 \text{ ou } 20.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 19.500,00$$

$$\mu = E_a / E_c = 1950000 / 331300 = 5,885$$

Seção Central

Cálculo do pré-alongamento

Força de Protensão

$$F_{pt} = 529,20 \text{ t}$$

Número de cabos na seção

$$n = (3 \times 8) + (2 \times 6) = 36 \text{ cord. de } 15,2 \text{ mm}$$

$$A_s = 36 \times 1,434 = 51,62 \text{ cm}^2$$

Tensão na armadura de protensão

$$\sigma_{pre} = 529,2 / 51,6 = 10.255,8 \text{ t / m}^2$$

$$E_{pre} = (10.255,8 / 1950000) \times 1000 = 5,26 \text{ ‰}$$

Na ruptura, temos:

$$y = \frac{E_c}{E_c + E_s} x d = \frac{3,5}{13,5} x d$$

Alongamento específico do concreto na ruptura: 3,5‰

Determinação de “d” - ponto de ação da força de protensão

Posição do cabo médio na Seção Central.

$$3 \times 8 \times 0,10 = 2,40 \text{ m}$$

$$2 \times 6 \times 0,20 = \underline{2,40 \text{ m}}$$

$$36 \quad 4,80 \text{ m}$$

$$z = 4,80 / 36 = 0,133 \text{ m}$$

$$y_i = 2,22 - 0,133 = 2,087$$

Na configuração de 3,5‰ para 13,5‰, vem:

$$y = 3,5 / 13,5 \times 2,087 = 0,541 \text{ m}$$

Por ai, temos então que $x = 0,541 \times 0,8 = 0,433 \text{ m}$ (diagrama retangular)

Temos a seguinte configuração:

1ª Tentativa de equilíbrio $R_t = R_c$

Fazendo $x = 43,3$ cm, vem:

Área de Concreto = $0,757 \text{ m}^2$

$R_c = S_c \times 0,85 \text{ fcd}$

$R_c = 0,757 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 1.610,45 \text{ t}$

Para o alongamento de rutura do aço temos:

E aço = $10\% + 5,26\% = 15,26\%$.

Entrando no diagrama “tensão x deformação” tiramos a tensão correspondente. Quando ultrapassar o valor “ f_{yk} ” adotaremos o próprio:

$R_t = A_s \times f_{yk}$

$R_t = 36 \times 1,434 \times 19000 = 980,86 \text{ t}$

$R_t < R_c$

2ª Tentativa

Fazendo $x=0,17\text{m}$

Area = $0,459 \text{ m}^2$

$R_c = 0,459 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 975,38 \text{ t}$

$R_t = 980,86 \text{ t}$

$R_t < R_c \rightarrow$ convergiu

Momento Resistente

Considerando que a distancia do braço de alavanca entre centro da zona comprimida e o centro teórico dos cabos de protensão é de $2,0\text{m}$, temos:

$e = 2,22 - (0,17 / 2) - 0,133 = 2,0 \text{ m}$

Melu = $36 \times 1,434 \times 0,74 \times 19500 \times 2,0 = 1.489.87 \text{ mt}$ (protensão)

devido a armadura de aço doce temos:

Melu = $6 \times 2,0 \times 4,348 \times 2,0 = 104,35 \text{ mt}$ (aço doce)

Melutotal = $1.489,87 + 104,35 = 1.594,22 \text{ mt}$

Temos como $M_d = (1,35 \times 603,1) + (1,5 \times 1,134 \times 357,7) = 1.422,63 \text{ mt}$

Segurança a ruptura:

$$\frac{M_u}{M_d} \sqrt{2,00}$$

$M_u / M_d = 1.594,21 / 1.422,63 = 1,125 \text{ OK}$

Dimensionamento da Laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsçh, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16\text{m}$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90\text{cm}$$

Para Carga Permanente :

$$\text{Guarda - rodas} = 0,60\text{t/m}$$

$$p. \text{ próprio} + \text{ pavimento} = 0,72\text{t/m}^2$$

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

$$\text{Balanço reduzido} = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535\text{m}$$

$$P = 7,50\text{t}$$

$$\varphi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$$

$$P\varphi = 10,444\text{t}$$

$$p\varphi = 0,697\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente :

$$m_{xe} = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 \times 1,16^2/2 = -1,074\text{mt/m}$$

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xe} = 0,60 \times 0,20 + 0,74 \times 0,20^2/2 = -0,135\text{mt/m}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela N° 98 do Prof. Rüsçh

$$l_x/a = 0,535/2 = 0,268$$

$$t/a = 0,425\text{m}$$

Temos então :

$$m_{xe} = 0,35 \times 10,444 = -3,655\text{mt/m}$$

$$m_{yr} = 0,18 \times 10,344 = 1,862\text{mt/m}$$

$$m_{xm} = 0,24 \times 10,344 = 2,483\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,115 \times 10,344 = 1,190\text{mt/m}$$

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45°

$$l = 2 \times 0,97 = 1,94\text{m}$$

$$m_{xe} = 6,0 \times 0,97/1,94 = -3,00\text{mt/m na junção do guarda - rodas.}$$

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos:

$$l = (1,16 - 0,40) \times 2 + 1,94 = 3,46\text{m}$$

$$m_{xe} = 6 \times 0,97/3,46 = -1,682\text{mt/m}$$

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos:

Distribuição a 45°

$$l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) \times 2 + 1,94 = 3,29\text{m}$$

$$m_{xe} = -6 \times 0,97/3,29 = -1,769\text{mt/m}$$

Dimensionamento:

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,135 + 1,50 \times 3,00 = -5,177\text{mt/m}$$

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada :

$$m_{xed} = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769\text{mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema :

$$m_{xed} = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455\text{mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas:

$$m_{xed} = -5,177\text{mt/m}$$

$$b = 1,00\text{m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = 0,085 \quad \text{ok!}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada:

$$m_{xed} = -7,449\text{mt/m}$$

$$k_{md} = 0,122 \quad \text{ok!}$$

Seção de aço Necessária :

$$A_{s1} = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s3} = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00\text{m} \quad h = 0,30\text{m} \quad d = 0,275\text{m} \quad m_{xe} = -9,465\text{mt/m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$k_{md} = 0,063 \quad \text{ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$l_x = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79\text{m}$$

$$h = 0,07\text{m}$$

$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045\text{m}$$

$$\text{pp. total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50\text{t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20\text{t/m}^2$$

$$M_k = 0,20 \times 1,39^2/8 = 0,048\text{mt/placa}$$

$$M_d = 0,068\text{mt/placa}$$

$$bd^2 f_{cd} = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$k_{md} = 0,068/1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindia da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm², em serviço, considerando:

Laje Central :

$$\text{mxm } b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 5000\text{kg/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,441\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,154\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003122\text{m}^2$$

$$\text{mym } b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,026\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0002528\text{m}^2$$

$$\text{Mxe } b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\M_{\text{máx}} &= -2,989\text{mt/m} \\M_{\text{mín}} &= -0,308\text{mt/m} \\A_s &= 0,0003489\text{m}^2\end{aligned}$$

Laje do Balanço:

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$$\begin{aligned}b &= 1,00\text{m} \\h &= 0,20\text{m} \\d &= 0,175\text{m} \\f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\M_{\text{máx}} &= -3,134\text{mt/m} \\M_{\text{mín}} &= -0,134\text{mt/m} \\A_s &= 0,000760\text{m}^2\end{aligned}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$$\begin{aligned}b &= 1,00\text{m} \\h &= 0,20\text{m} \\d &= 0,175\text{m} \\f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\M_{\text{máx}} &= 1,913\text{t/m} \\M_{\text{mín}} &= 0,673\text{mt/m} \\A_s &= 0,000798\text{m}^2\end{aligned}$$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$$\begin{aligned}b &= 1,00\text{m} \\h &= 0,30\text{m} \\d &= 0,275\text{m} \\f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\M_{\text{máx}} &= 4,872\text{mt/m} \\M_{\text{mín}} &= 1,252\text{mt/m} \\A_s &= 0,0008828\text{m}^2\end{aligned}$$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com Δ fsd, fad, min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D > 25\varnothing$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são :

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 30\text{MPa} \\E_f &= 210.000\text{MPa} \\Área \text{ de aço em } m^2 &\end{aligned}$$

Momento máximo e mínimo em mt/m

Tensão na armadura em kg/cm²

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço :

Lajes centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais

$$l_x = 2,32\text{m}$$

$$l_{y/a} = \infty$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço :

$$M_{xeg} = -1,074\text{mt/m}$$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente :

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$

$$M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2/12 = -0,332\text{mt/m}$$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsçh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$$\left. \begin{array}{l} g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500\text{t/m}^2 \text{ peso próprio} \\ g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24\text{t/m}^2 \text{ pavimentação} \end{array} \right\} 0,740\text{t/m}^2$$

Carga Móvel

$$P = 7,50\text{t}$$

$$p = 0,50\text{t/m}^2$$

Impacto

$$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$$

$$P\varphi = 10,379\text{t}$$

$$p\varphi = 0,692\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$$m_{xm} = 0,417 \times g \times l_x^2 = 0,154\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,069 \times g \times l_x^2 = 0,026\text{mt/m}$$

$$m_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2 = 0,308\text{mt/m}$$

$$\text{onde, } g \times l_x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.

$$l_x/a = 2,32/2,00 = 1,16$$

$$t/a = (0,45 + 2 \times 0,20)/2 = 0,425$$

Temos então,

Carga Móvel

$$m_{xm} = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287 \text{ mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834 \text{ mt/m}$$

$$m_{xe} = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681 \text{ mt/m}$$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$$m_{xmd} = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138 \text{ mt/m}$$

$$m_{ymd} = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286 \text{ mt/m}$$

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437 \text{ mt/m}$$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138 \text{ mt/m}$

$$h = 0,175 \text{ m}$$

$$d = 0,175 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = M_d / bd^2 f_{cd} = 0,035 \text{ ok!}$$

Para $M_{ym} = 1,250 \text{ mt/m}$

$$d = 0,130 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$$

$$k_{md} = 0,038 \text{ ok!}$$

Para $M_{xed} = -4,437 \text{ mt/m}$

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$d = 0,325 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,375^2 \times 2000 = 211,25$$

$$k_{md} = 0,021 \text{ ok!}$$

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$$A_s = 2,138 / 0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,286 / 0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,437 / 0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de continuidade

Cálculo da Placa de Continuidade

- $l_x = 0,83\text{m}$ /Fatxa de 1m de Largura

- Área de Concreto - $0,19 \times 1,0 = 0,19\text{m}^2$

- Inércia da Placa - $I_{Placa} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{m}^4$

- FCK = 30MPa

- Módulo de Elasticidade - $E_{ct} = 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50 \text{MPa}$

Momento de inércia do conjunto (vigas+laje)

- $I_{ca1} = 1,75\text{m}^4$ - P/ Viga de 21m

- $I_{ca0} = 2,57\text{m}^4$ - P/ Viga de 30m

Trem -Tipo simplificado

$P = 6 \times 7,5\text{t} = 45\text{t}$

$q_1 = 3 \times 0,5 \text{t}/\text{m}^2 = 1,5 \text{t}/\text{m}$

$q_2 = 9,8 \times 0,5 \text{t}/\text{m}^2 = 4,9 \text{t}/\text{m}$

$q = 6,4 \text{t}/\text{m}$

1 - Efeito devido a rotação de um único vão carregado.

$$M_0 = \frac{-4E_{ct}I_{Placa}}{l_x} = 0$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$$

$$\theta_1 = \frac{q l^3}{16 E_{ct} I_c}$$

$$\theta_2 = \frac{q l^3}{24 E_{ct} I_c}$$

$$\theta\theta_1 = \frac{45 \times 20,3^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{rad}$$

$$\theta\theta_2 = \frac{6,4 \times 20,3^3}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{rad}$$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 30067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ tm/m}$$

2- Dois vãos adjacentes carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times I_{Piasa}}{lx} \right) \times \theta \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 30672250 \times 2,57} = 3,06 \times 10$$

$$\theta_2 = \frac{64 \times 29,3^2}{16 \times 30672250 \times 2,57} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\theta = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3 - Recalque do aparelho de apoio quando só um dos vãos é carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_c \times I_P \times \Delta n}{l^2 x^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

$$E_n$$

$$E_n = 2 \times 100 \times 0,69 (0,047)^2$$

$$E_n = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

Relação vertical compatível com (θ) por apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t/Ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25t/\text{Apolo}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 8067260 \times 8,72 \times 10^{-4}}{0,88^3} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56tm$$

$$M_1 = -12,56tm$$

Dimensionamento do guarda-rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,991$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/m$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,963$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\min} = A_c \times \rho_{\min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

Peso Próprio: $\gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$

Carga Móvel: $TB45 = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$

$M_g = 1,25 \text{ tfm}$

$M_q = 5,00 \text{ tfm}$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$

$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$

$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

Pela tabela: $K_z = 0,920$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\min} = A_c \times \rho_{\min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da viga transversina

Vão de 30,00m

Cargas Permanentes:

Peso Próprio

$$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$$

Laje + Pav.

$$g_2 = ((\gamma_c \times h_{laje} + \gamma_{pav} \times h_{pav}) \times A) / l_{viga} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$$

$$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$$

Estrutura e Carregamento:

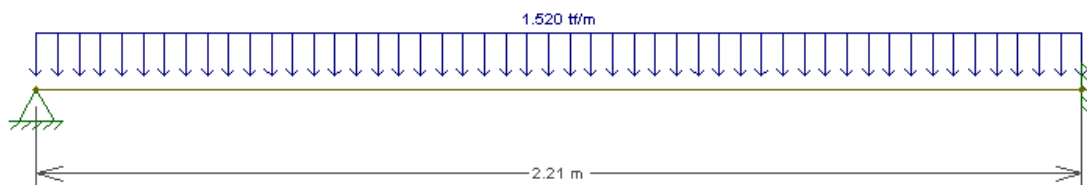


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:
Carga TB-45 Centrada
Estrutura e Carregamento

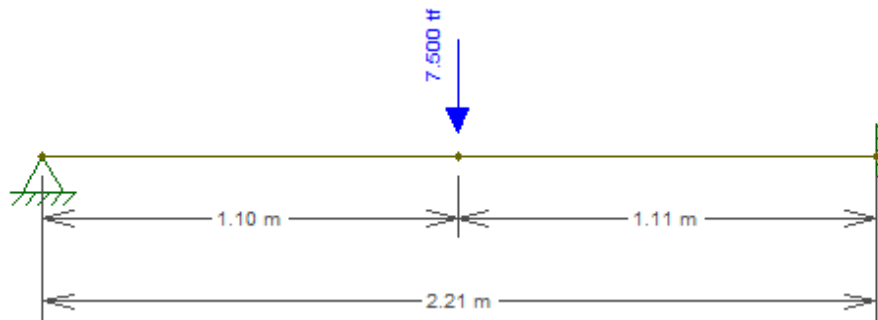


Diagrama de Momento – (tf.m):



Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,40 - 0,007 \times 1 = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	Mg (tf.m)	Mq (tf.m)	Md (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Verificação a fadiga:

Momento Positivo:

$x = 26,65$ (Posição da linha neutral)

Tensões na Armadura

o max. = 295,68 kgf/cm²

o min. = 36,69 kgf/cm²

Coeficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

Momento Negativo:

$x = 26,65$ (Posição da linha neutral)

Tensões na Armadura

o max. = 295,68 kgf/cm²

o min. = 43,04 kgf/cm²

Coeficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

Processamento da mesoestrutura

Dimensionamento da ala e cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1(retângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9 / 2 = 0,24 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$$

Trecho2(triângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\text{Media } \sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6 / 2 = 2,04 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$$

$$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$$

$$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times M1_{\text{total}} + 1,5 \times M2_{\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$$

Pela tabela: $K_z = 0,984$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009$$

Pela tabela: $K_z = 0,995$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do console de macaqueamento

Para as vigas de 30,00 m

$$P. \text{laje} = 37,67 \text{ tf}$$

$$P. \text{Próprio viga} = 30,46 \text{ tf}$$

$$\text{Total: } P = 68,13 \text{ tf}$$

$$\sigma_{yd} = 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2$$

$$A / d = 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}$$

$$T_d = 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d)$$

$$T_d = 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf}$$

$$A_s = T_d / f_{yd}$$

$$A_s = 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2$$

Verificação cisalhamento do concreto.

$$\text{Logo } \tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio Carga normal máxima

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
31,7	18,7	11,8	44,3

$$\text{Valor p/cada apoio} = 31,7 + 18,7 + 11,8 + 44,3 = 106,5t \text{ (igual p/todos os apoios)}$$

Esforços longitudinais e transversais

Esforços Horizontais, Longitudinais de Longa Duração

$$\Delta \text{Temp.}$$

$$\text{Ap1} \rightarrow 25,002/5 = 5,000$$

$$\text{Ap2} \rightarrow 6,916/5 = 1,383$$

$$\text{Ap3} \rightarrow -5,976/5 = -1,195$$

$$\text{Ap4} \rightarrow -0,086/5 = -0,017$$

$$\text{Ap5} \rightarrow 2,617/5 = 0,523$$

$$\text{Ap6} \rightarrow -2,890/5 = -0,578$$

$$\text{Ap7} \rightarrow 25,584/5 = 5,117$$

Esforços horizontais longitudinais de curta duração Frenagem

$$\text{Ap1} \rightarrow 9,546/5 = 1,913$$

$$\text{Ap2} \rightarrow 8,375/5 = 1,675$$

$$\text{Ap3} \rightarrow 6,268/5 = 1,254$$

$$\text{Ap4} \rightarrow 3,224/5 = 0,645$$

$$\text{Ap5} \rightarrow 3,904/5 = 0,781$$

$$\text{Ap6} \rightarrow 4,347/5 = 0,869$$

$$Ap7 \rightarrow 12,755/5 = 2,551$$

Esforços horizontais transversais de longa duração

$$\Delta \text{Temp.}$$

$$Ap1 \rightarrow -0,537/5 = 0,107$$

$$Ap2 \rightarrow 0,183/5 = 0,037$$

$$Ap3 \rightarrow 1,254/5 = 0,251$$

$$Ap4 \rightarrow -1,616/5 = 0,323$$

$$Ap5 \rightarrow 0,955/5 = 0,191$$

$$Ap6 \rightarrow 0,233/5 = 0,047$$

$$Ap7 \rightarrow 0,471/5 = 0,094$$

Esforços horizontais transversais de curta duração

Vento + F. Centrífuga + Frenagem (F4)

$$Ap1 \rightarrow 5,659/5 = 1,132$$

$$Ap2 \rightarrow 13,070/5 = 2,614$$

$$Ap3 \rightarrow 15,020/5 = 3,004$$

$$Ap4 \rightarrow 12,357/5 = 2,471$$

$$Ap5 \rightarrow 12,372/5 = 2,474$$

$$Ap6 \rightarrow 10,795/5 = 2,159$$

$$Ap7 \rightarrow 8,049/5 = 1,610$$

Rotação de apoio na montagem

2,278

Rotação de carregamento

2,222

Esforços horizontais longitudinais de longa duração

$$Ap1 \rightarrow 26,437/5 = 5,287$$

$$Ap2 \rightarrow 8,896/5 = 1,779$$

$$Ap3 \rightarrow -5,430/5 = -1,086$$

$$Ap4 \rightarrow 1,720/5 = 0,344$$

$$Ap5 \rightarrow 6,059/5 = 1,212$$

$$Ap6 \rightarrow -10,853/5 = 0,171$$

$$Ap7 \rightarrow -7,011/5 = -1,402$$

$$Ap8 \rightarrow -31,435/5 = -6,287$$

Esforços horizontais de curta duração

Frenagem

$$Ap1 \rightarrow 9,280/5 = 1,856$$

$$Ap2 \rightarrow 8,843/5 = 1,769$$

$$Ap3 \rightarrow 6,567/5 = 1,313$$

$$Ap4 \rightarrow 3,272/5 = 0,654$$

$$Ap5 \rightarrow 4,154/5 = 0,831$$

$$Ap6 \rightarrow 4,303/5 = 0,861$$

$$Ap7 \rightarrow 6,664/5 = 1,333$$

$$Ap8 \rightarrow 13,454/5 = 2,691$$

Esforços transversais de longa duração

$$Ap1 \rightarrow -0,595/5 = -0,119$$

$$Ap2 \rightarrow 0,192/5 = 0,038$$

$$Ap3 \rightarrow 1,411/5 = 0,282$$

$$Ap4 \rightarrow -2,061/5 = -0,412$$

$$Ap5 \rightarrow 1,123/5 = 0,225$$

$$Ap6 \rightarrow 0,444/5 = 0,089$$

$$Ap7 \rightarrow -0,058/5 = -0,012$$

$$Ap8 \rightarrow -0,457/5 = -0,091$$

Esforços transversais de curta duração

Vento

$$Ap1 \rightarrow 5,548/5 = 1,110$$

$$Ap2 \rightarrow 13,165/5 = 2,633$$

$$Ap3 \rightarrow 15,162/5 = 3,032$$

$$Ap4 \rightarrow 11,992/5 = 2,398$$

$$Ap5 \rightarrow 12,834/5 = 2,567$$

$$Ap6 \rightarrow 11,615/5 = 2,323$$

$$Ap7 \rightarrow 12,440/5 = 2,488$$

$$Ap8 \rightarrow 7,496/5 = 1,499$$

Rotação de apoio na montagem

2,278

Rotação de carregamento

2,222

Dimensionamento das travessas

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares : $Md = -449 \text{ tf.m}$

No centro da travessa : $Md = 229 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $Vd = 287 \text{ tj}$

Junto aos pilares, na parte interna : $Vd = 394 \text{ tf}$

A partir da figura acima, temos :

Para M(+) $b = 1,60\text{m}$ $h = 1,26\text{m}$ $bd^2 fcd = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para M(-) – $b = 1,30\text{m}$ $h = 1,26\text{m}$ $bd^2 fcd = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$kmd+ = 229/4.536$

$kmd- = 449/3.685$

$As(+)= 46,44\text{cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 20.0\text{mm}$

$As(-)= 91,06\text{cm}^2 \rightarrow 20 \text{ } \varnothing 25.0\text{mm}$

Esforços Cortantes

$\tau = 394,0 (1,26 \times 1,30) = 240,5\text{t/m}^2$

$\tau d = 1,15 \times \tau m = 276,00\text{t/m}^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 359,58\text{t/m}$

$As = 359,6 (4 \times 4,348) = 20,67\text{cm}^2/\text{m}$

$As = 13,78\text{cm}^2/\text{m}$ com 6 pernas $\varnothing 12^5$ c.10
 $\varnothing 12^5$ c.12⁵

A seguir, o estudo da fadiga :

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0110000	m ²	As	0,0060000	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	319,000	mt/m	Mmáx	167,280	mt/m
Mmin	198,990	mt/m	Mmin	121,046	mt/m
$\Delta\sigma$ limite	1750	kg/cm ²	$\Delta\sigma$ limite	1750	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,823529412	-	n	8,823529412	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,33	m	x	0,26	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σ máx	2525,39845	Kg/cm ²	σ máx	2374,49132	Kg/cm ²
σ min	1575,32614	Kg/cm ²	σ min	1718,21304	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	950,07231	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	656,27829	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,54	-	Kf	0,38	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	110,00	cm ²	Asfad	60,00	cm ²

Processamento da infraestrutura

Dimensionamento dos blocos

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

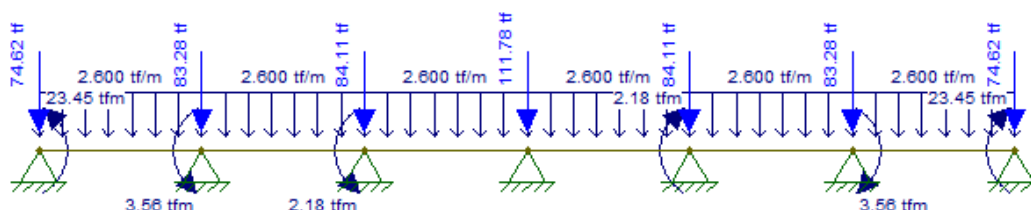


Diagrama de esforços Cortantes:

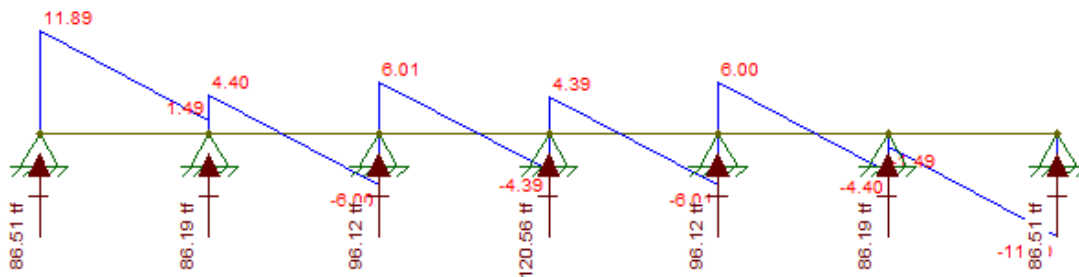
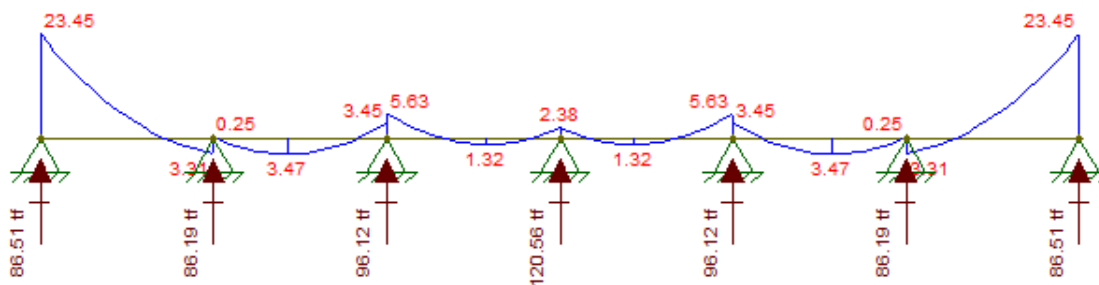


Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

$$M_d = 1,4 \times 23,45 = \mathbf{32,83 \text{ tfm}}$$

$$V_d = \mathbf{16,65 \text{ tf}}$$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

Adotou-se 6 Φ 16 mm

d	76	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{Sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS
PROCESSAMENTO DO PROGRAMA AOKI VELLOSO

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS01 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ F1 = 1.25 F2 = 2.3
Perimetro.....: 128.80 cm Area da Base..: 1320.25 cm²
Cota Arrasamento: -1.000 m

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS01
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 2.15	Areia
2.15 A 4.15	Areia siltosa
4.15 A 6.20	Areia siltosa
6.20 A 9.10	silte Argilo Arenoso
9.10 A 13.40	silte Argilo Arenoso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	1.00	4	88	92
3.00	5.00	30	422	453
4.00	7.00	84	591	676
5.00	11.00	165	929	1094
6.00	8.00	250	304	554
7.00	3.00	278	79	357
8.00	4.00	293	106	398
9.00	5.00	312	132	444
10.00	17.00	358	449	807
11.00	34.00	465	898	1363
12.00	40.00	620	1056	1677
13.00	40.00	788	1056	1845

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS02 DATA : 07/10/13

RAIZ F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.80 cm Area da Base..: 1320.25 cm²
Cota Arrasamento: -1.000 m

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 2.25	Areia
2.25 A 4.85	Areia Siltosa
4.85 A 6.48	Silte Areno Argiloso
6.48 A 8.15	Areia Siltosa
8.15 A 11.40	Silte Argilo Arenoso
11.40 A 13.75	Silte Argilo Arenoso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	3.00	12	269	281
3.00	5.00	46	422	469
4.00	3.00	82	237	319
5.00	3.00	108	143	251
6.00	1.00	122	67	189
7.00	3.00	139	253	392
8.00	4.00	170	140	310
9.00	5.00	192	132	324
10.00	11.00	226	290	516
11.00	5.00	259	132	391
12.00	3.00	276	79	355
13.00	2.00	287	53	339

Abaixo o processamento do programa estaca:

```

*****
PROJETO 3771 ESTACA 762 extremidade vão 30 M
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO
*****
    
```

Uso licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 2

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-0.700	0.000	0.000	-0.700	-10.000	0.000	10.000
2	0.700	0.000	0.000	0.700	-10.000	0.000	10.000

```

*****
PROJETO 3771 ESTACA 762 extremidade vão 30 M
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO
*****
    
```

B1: 2 estacas

Força-X	Força-Y	Força-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-5.38	-209.30	-1.49	-43.99	0.00	-76.82

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X	Desl.-Y	Desl.-Z	Rot.-X	Rot.-Y	Rot.-Z
-0.00001	-0.00383	0.00000	-0.00004	0.00000	-0.00287

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	49.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	159.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-49.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-159.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.11 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 782+0,00

3.11.1 - Apresentação

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 782, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 42,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos com cadencia de 21m, iniciando-se na estaca 781+2,520 até a estaca 783+4,636, e dois tabuleiros de 12,80m cada, com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.11.2 -Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 42,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos com cadencia de 21,00m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em vigas múltiplas bi-apoiadas, pré-moldadas, em concreto protendido.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – fck = 10MPa

Infraestrutura – fck = 25MPa

Mesoestrutura – fck = 30MPa

Superestrutura – fck = 30MPa

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Pavimentação: 2,40t/m³

Terra: 1,80t/m³

Coefficientes de Segurança

Majoração:

Para Esforços de Carga Permanente = 1,35

Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração:

Resistência do Concreto = 1,40

Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos

NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações

NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento

NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.

NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações

Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER

Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER

Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsçh

Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras

Fundações Teoria e Prática – Editora Pini

Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed.McGRAW – Hill do Brasil LTDA

Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento **Sofistik/Ftool**;

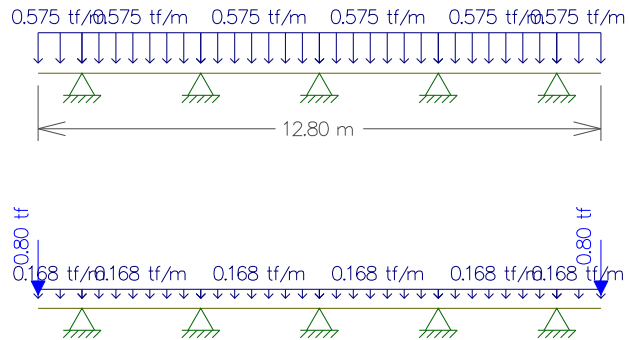
A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa **Estaca** da Projecon; A interação *estaca x solo* com o Programa **Aoki-Velloso** e verificado pelo programa de análise **PFM** da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento

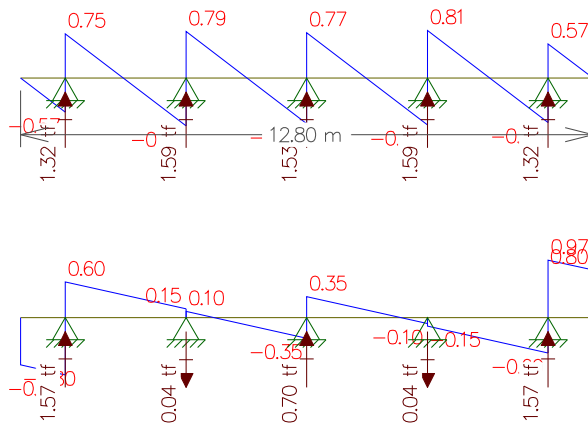
Memória de Cálculo da Viga de 21m

Carga Permanente
Transversal

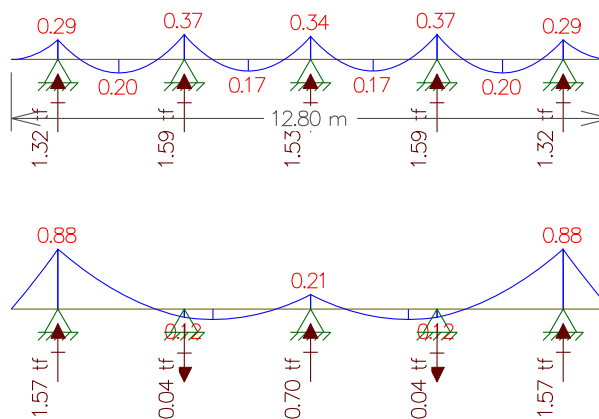
- Peso da Laje
- Peso do Guarda-rodas + pavimento + recobrimento
- Cargas



- Cortantes



- Momentos



Longitudinal

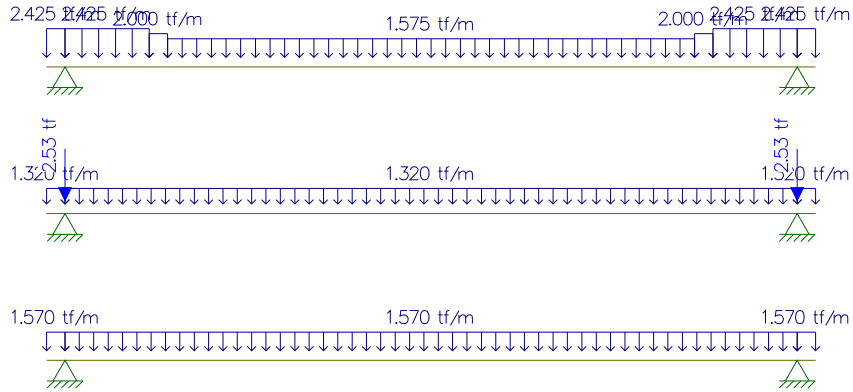
o Viga 1 e 5:

Peso próprio da Viga

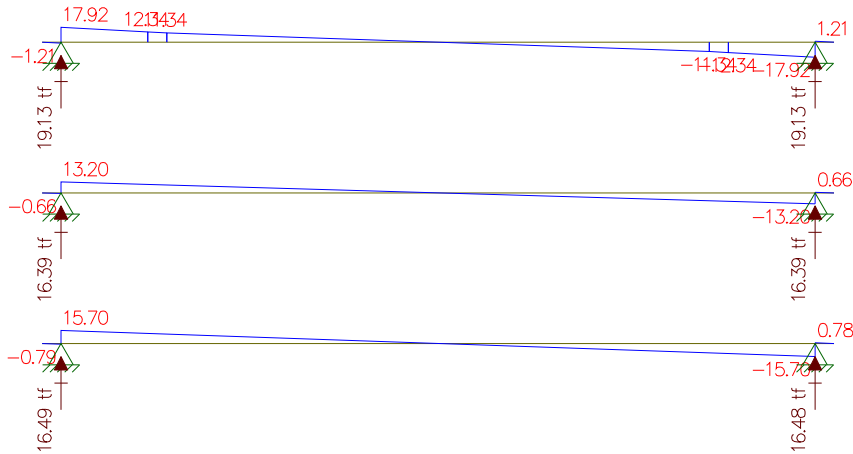
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

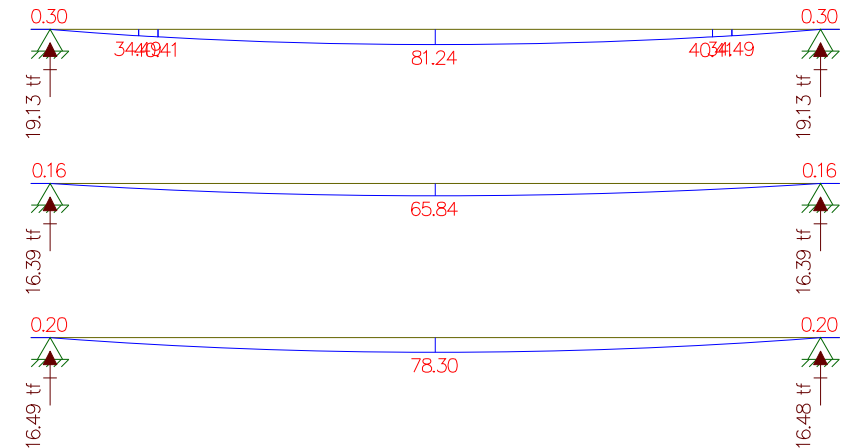
Cargas



Cortante

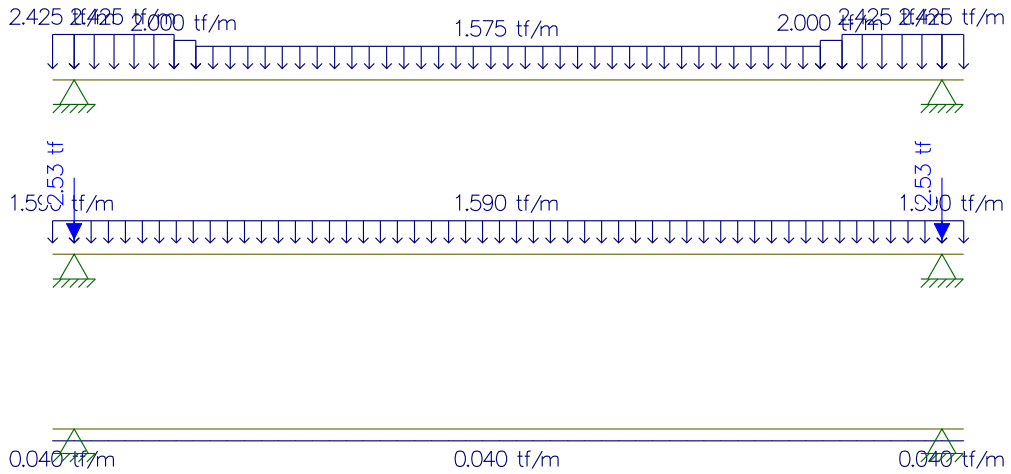


Momentos

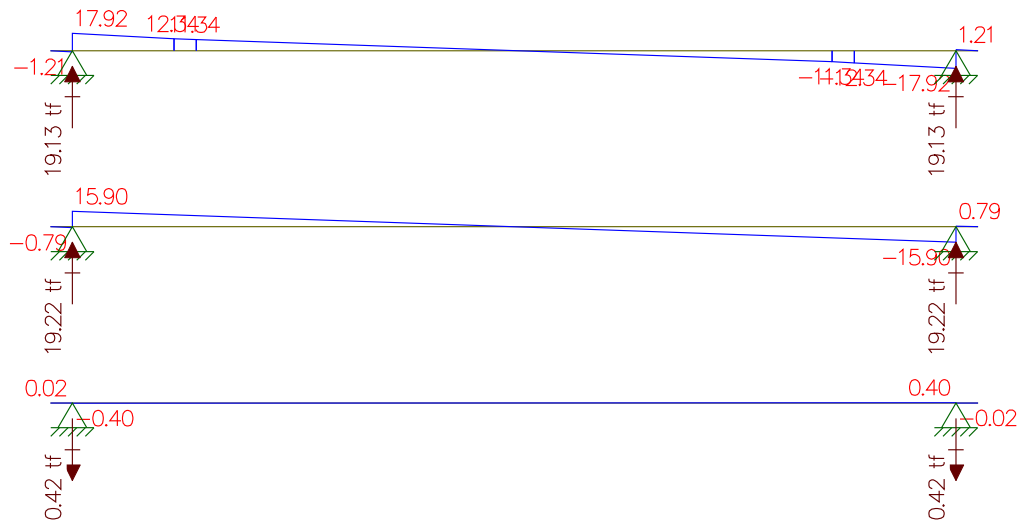


- Viga 2 e 4:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Peso da laje

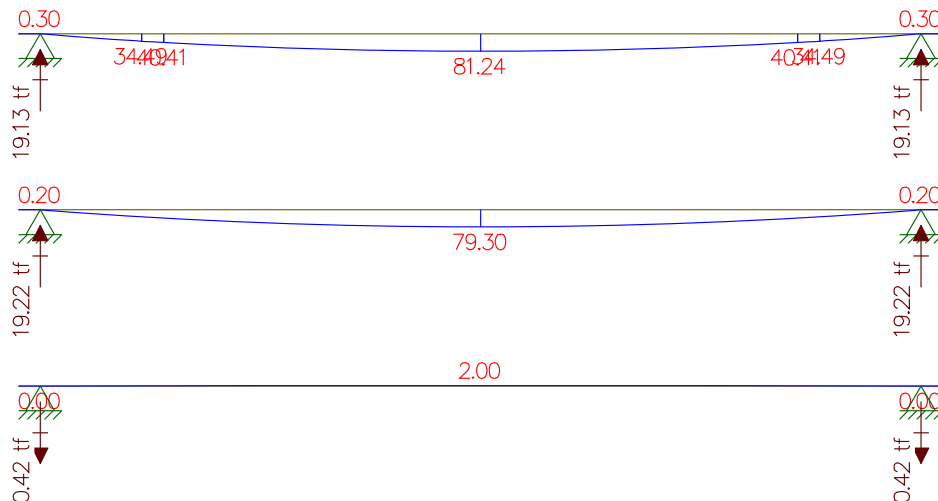
Cargas



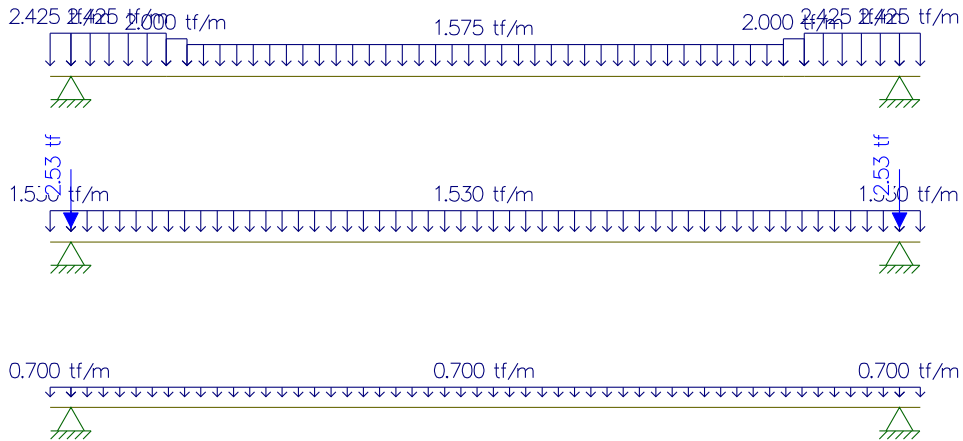
Cortante



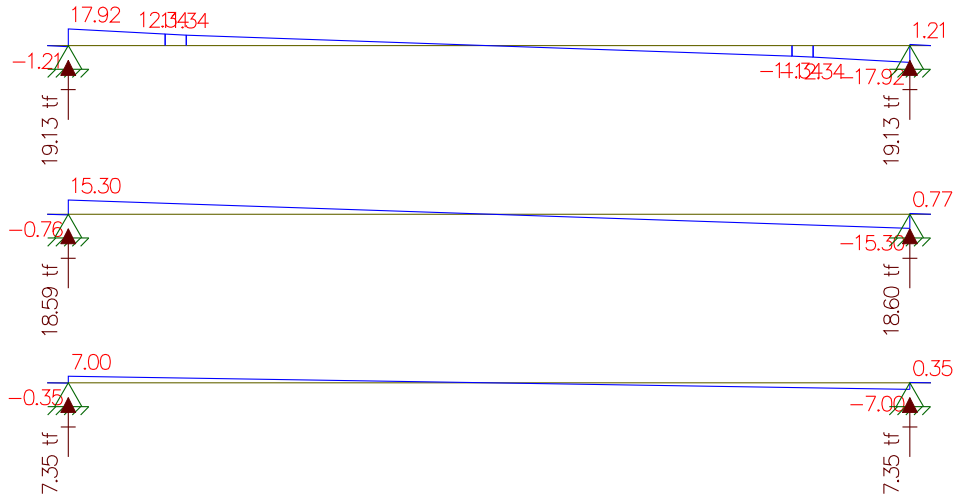
Momento



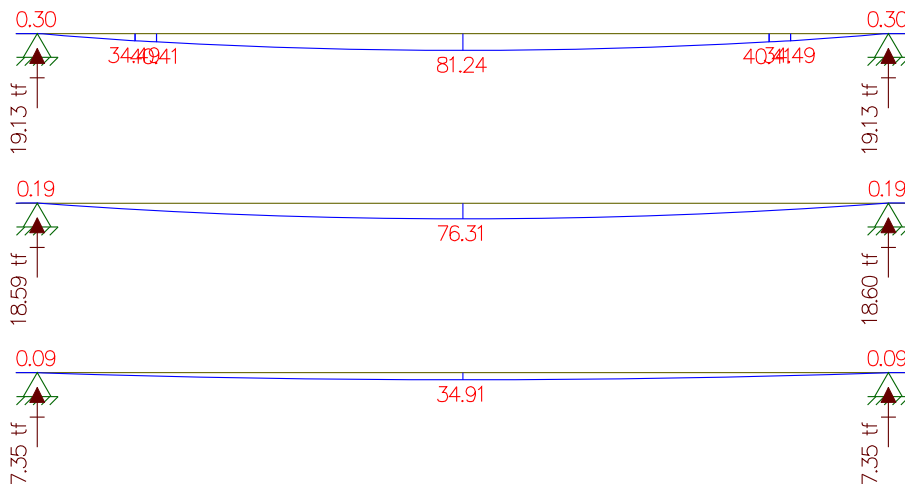
- Viga 3:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Peso da laje
- Cargas**



Cortantes

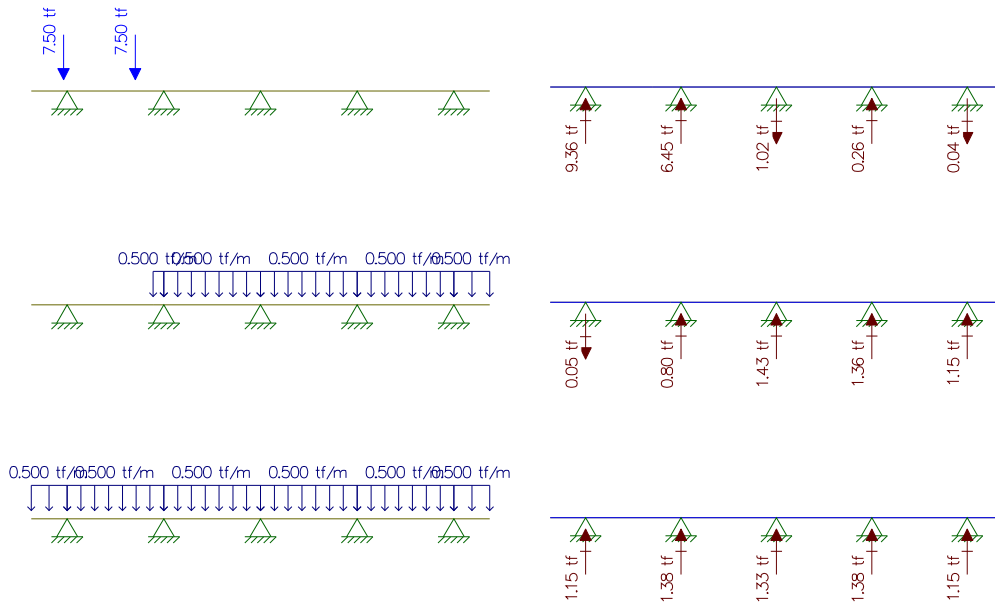


Momentos



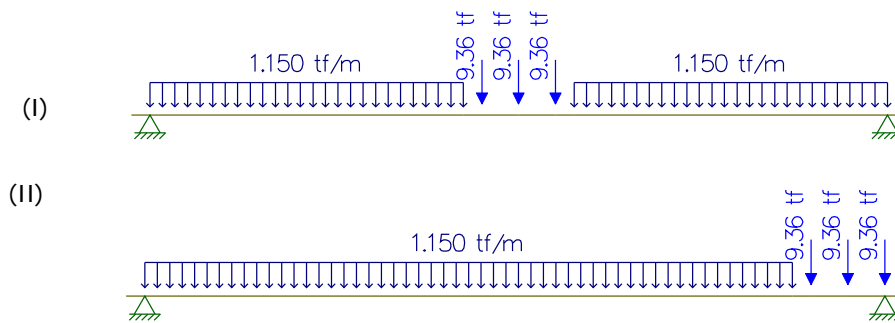
Carga Móvel
▪ Vigas 1 e 5

Transversal

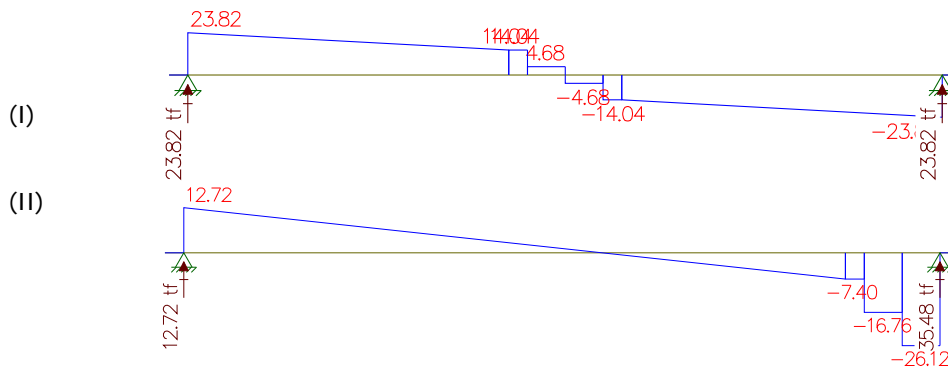


Longitudinal

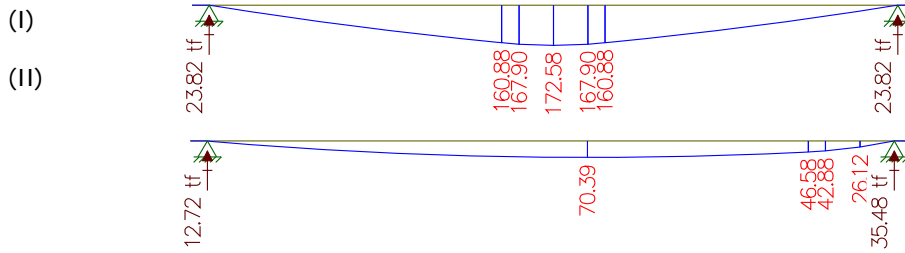
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

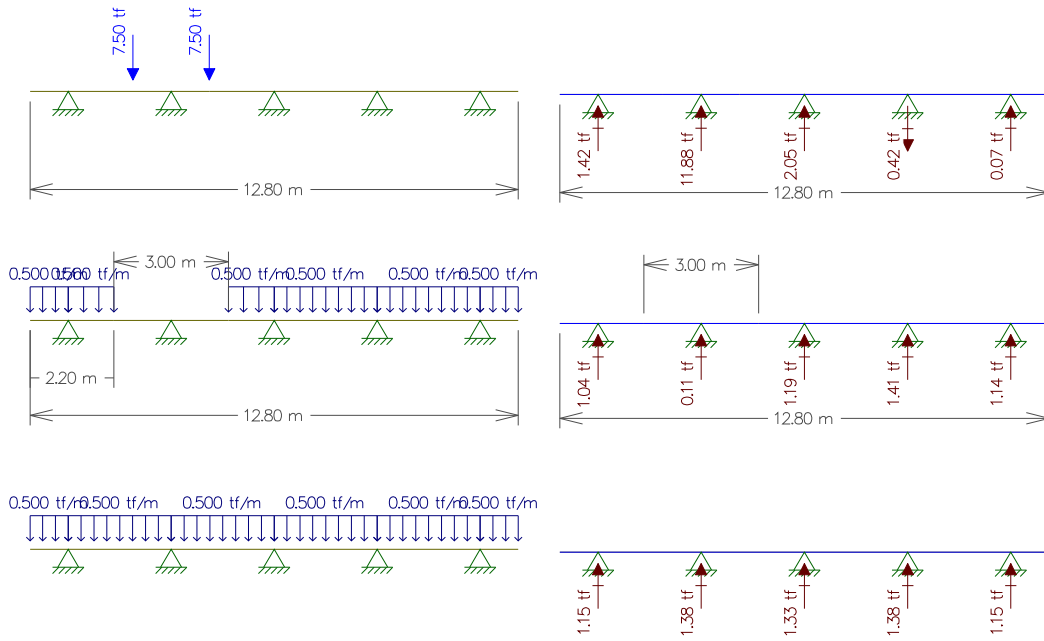


Momento



▪ Vigas 2 e 4

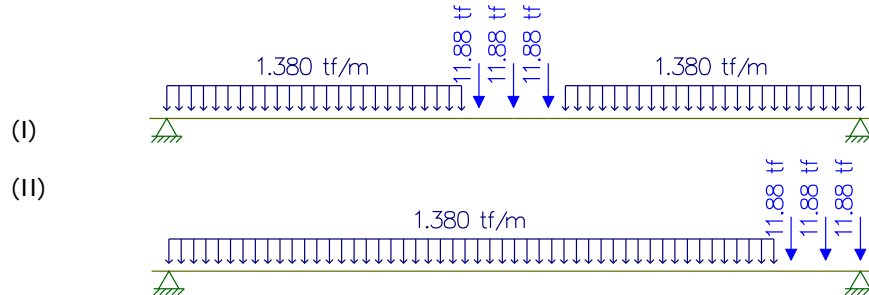
Transversal



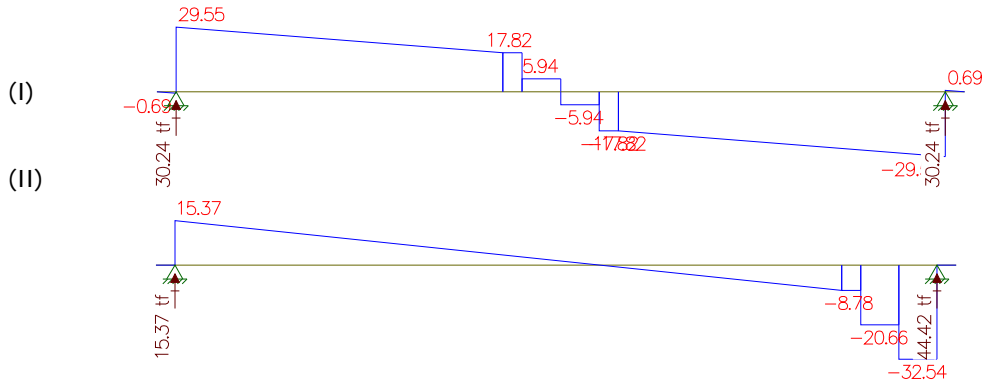
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

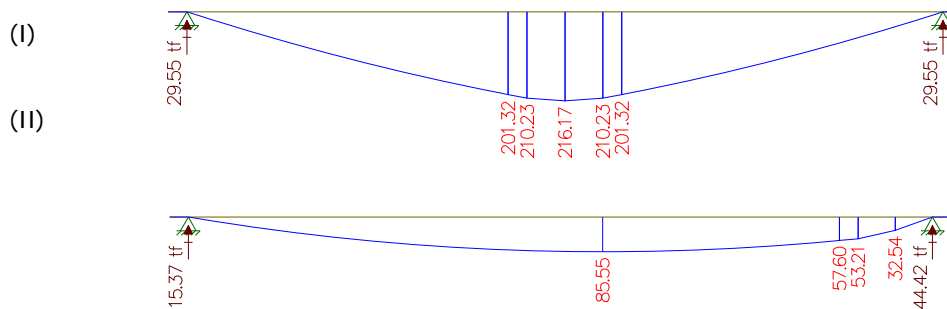
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

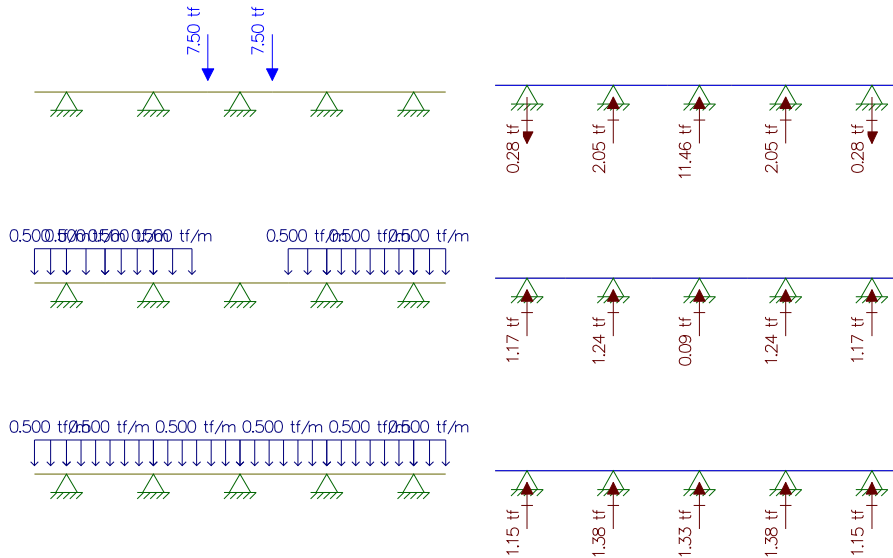


Momento

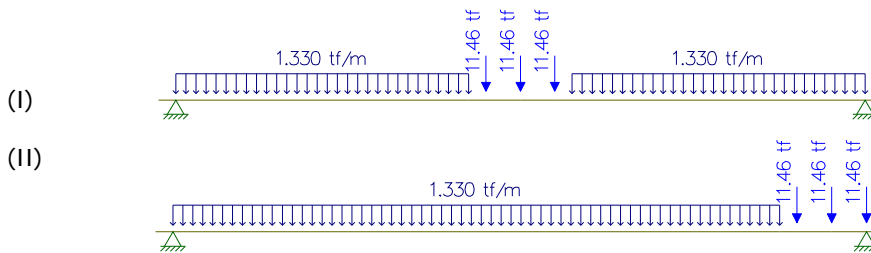


▪ Viga 3

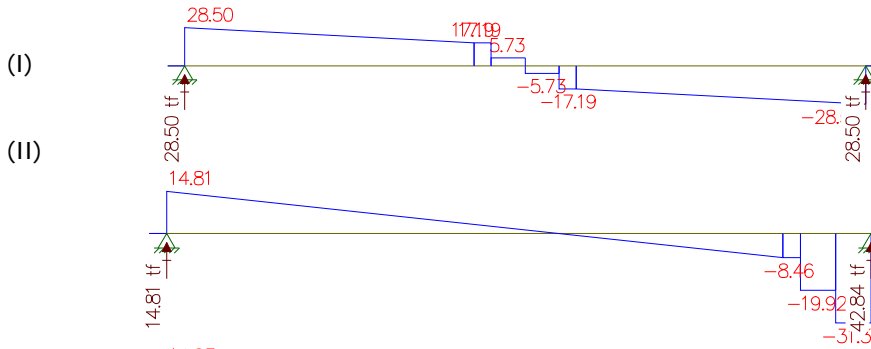
Transversal



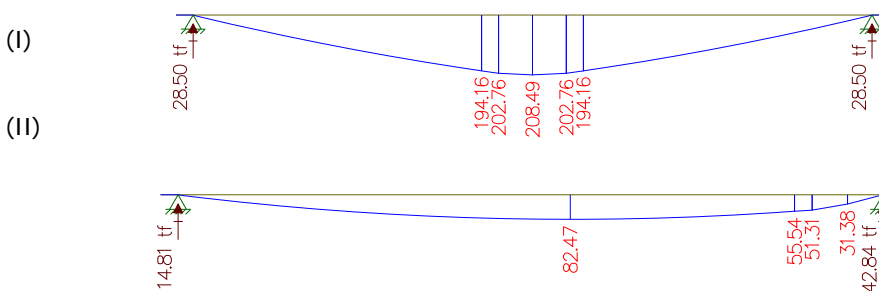
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



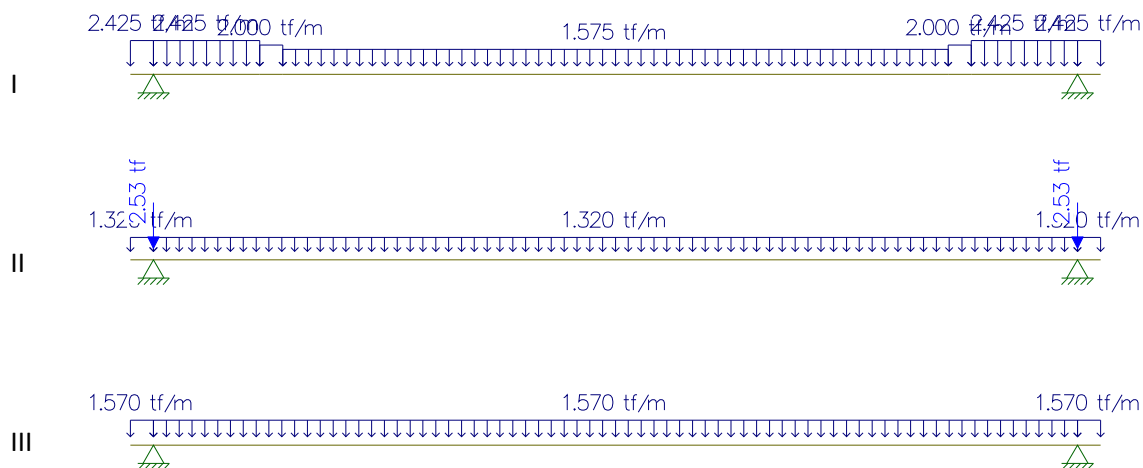
Memória de Cálculo da Travessa – 21m

Carga Permanente

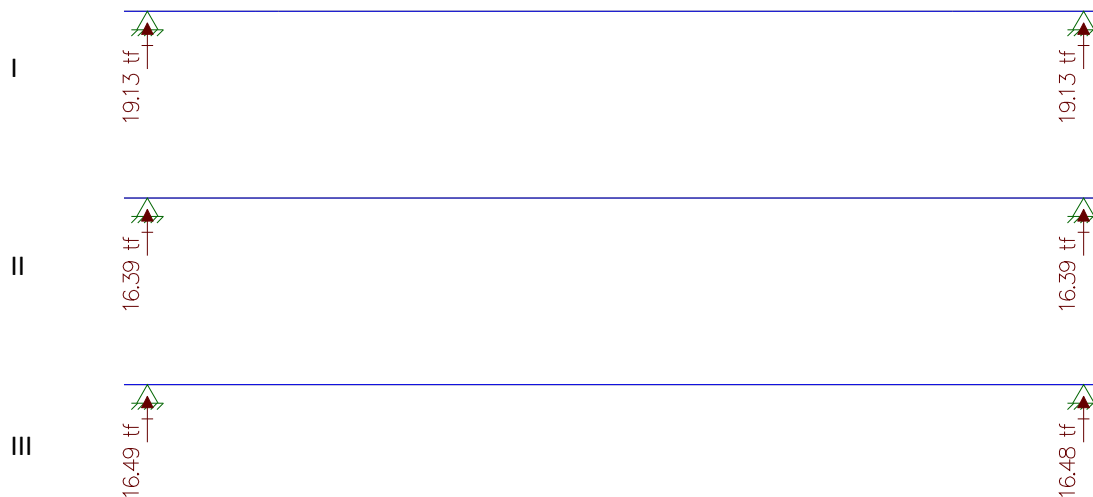
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 1 e 5

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



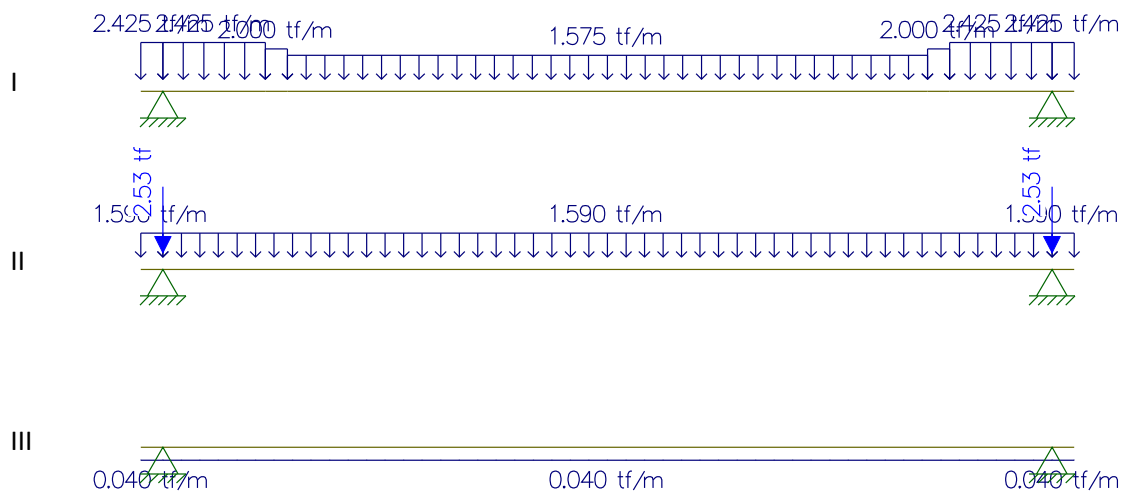
Reações



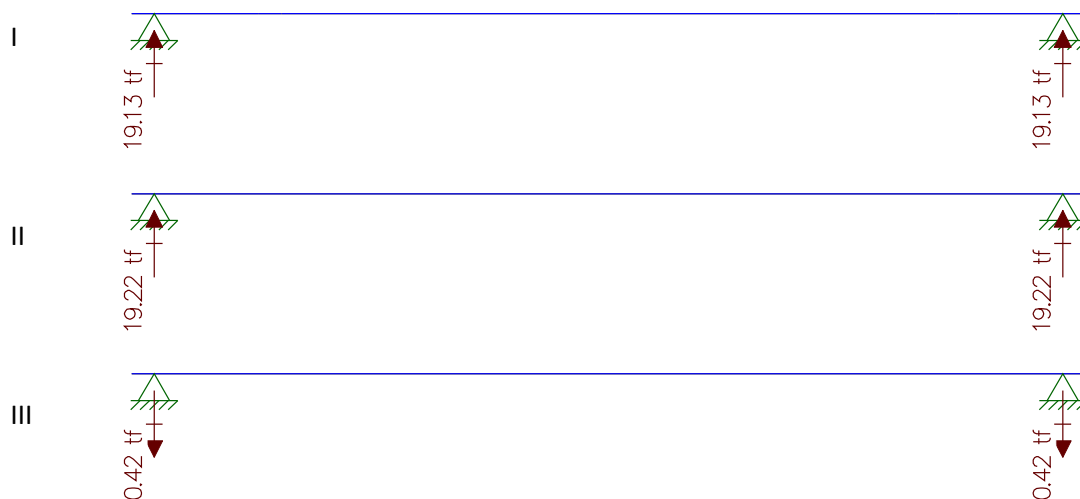
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



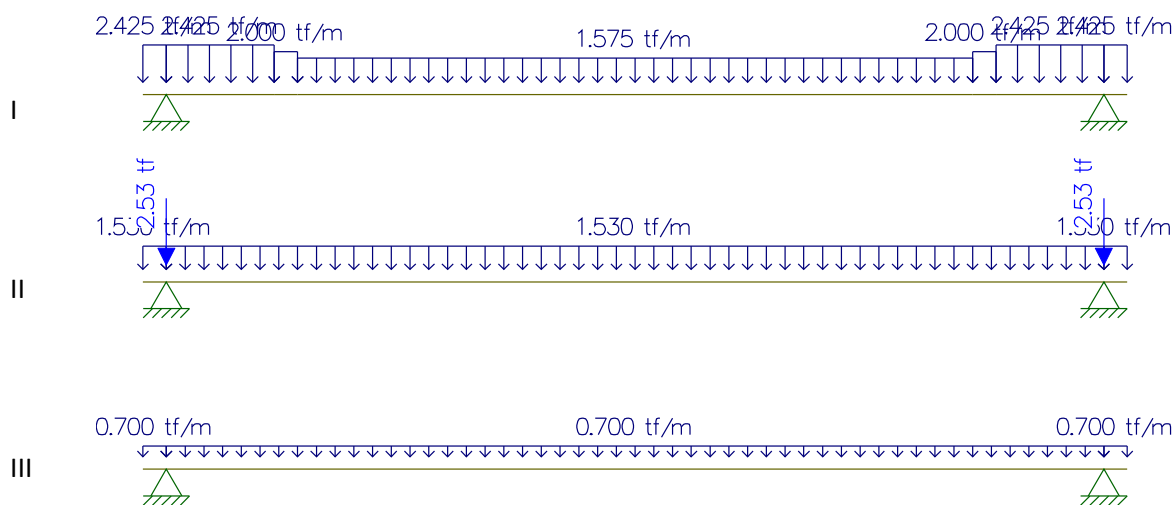
Reações



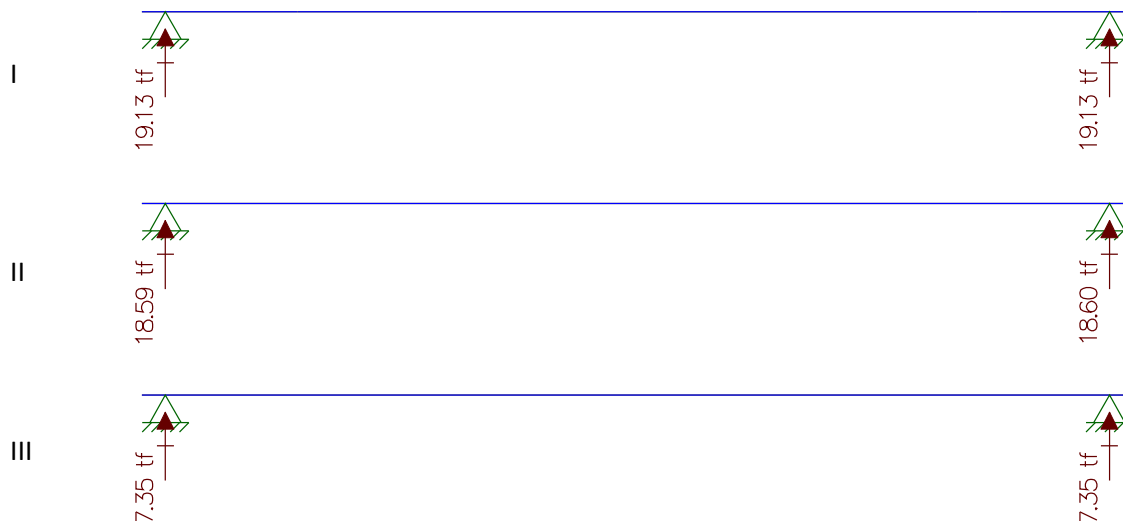
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações

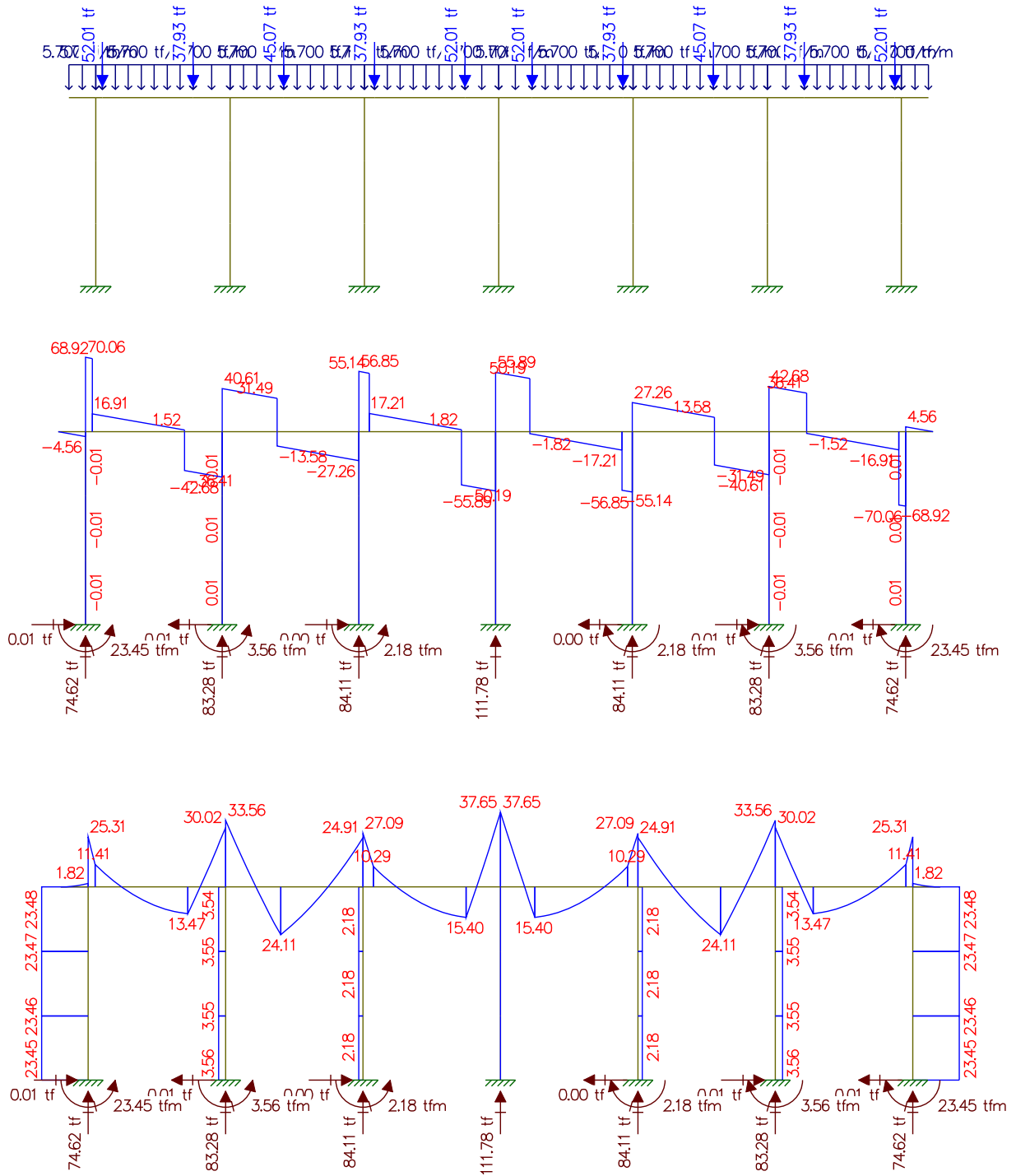


Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (21m)

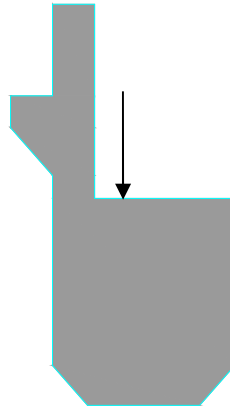
Área da seção = 2,28m²
 $2,28\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,70\text{tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



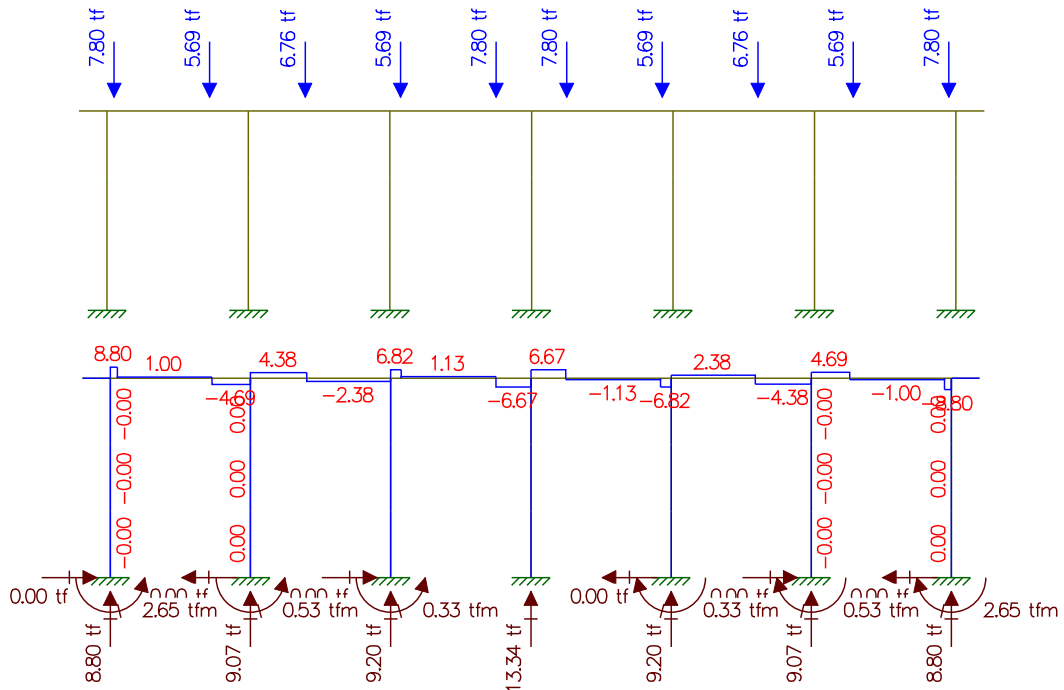
Carga x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	52,01	0,150	7,80
Viga 2	37,93	0,150	5,69
Viga 3	45,07	0,150	6,76
Viga 4	37,93	0,150	5,69
Viga 5	52,01	0,150	7,80

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

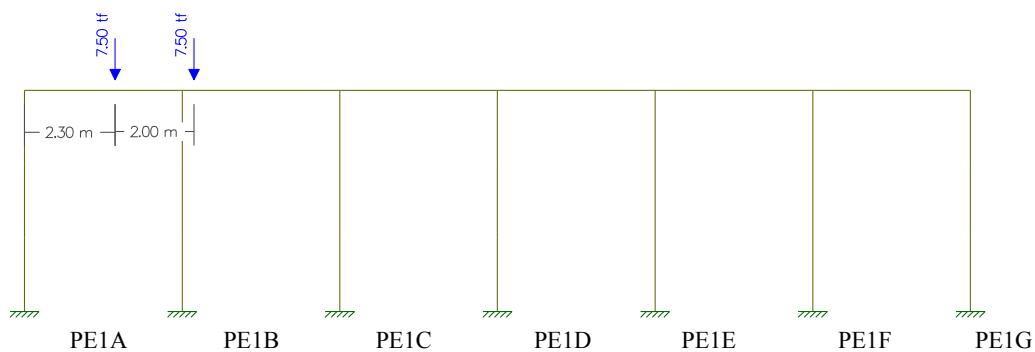
Cargas / Cortante



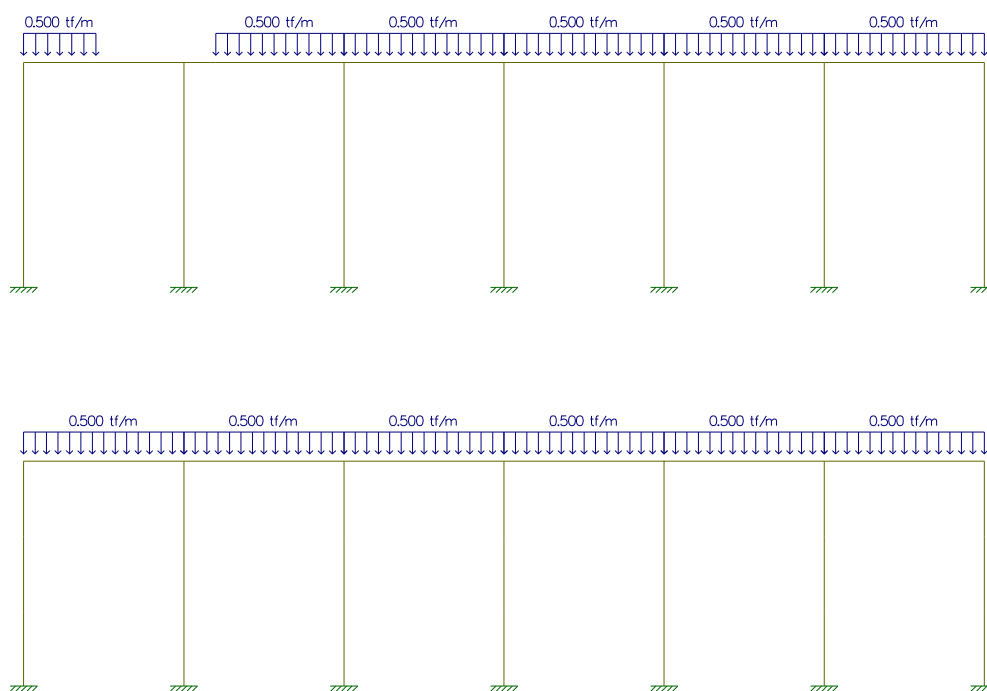
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

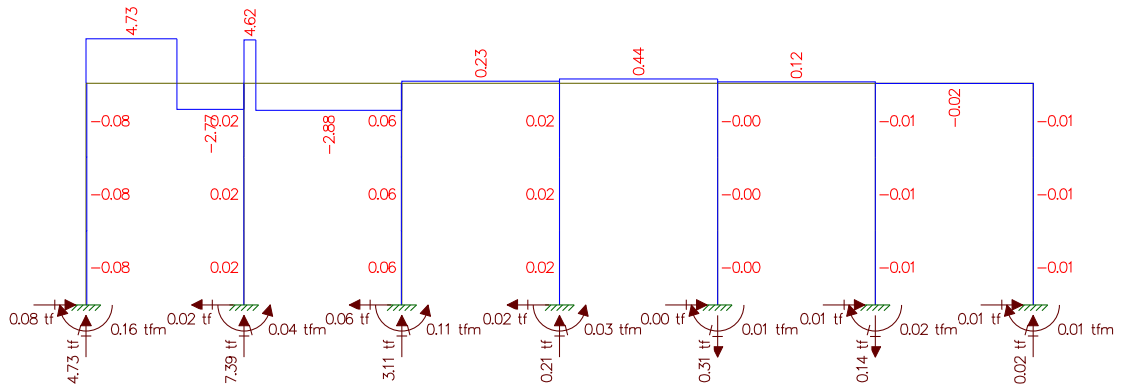


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

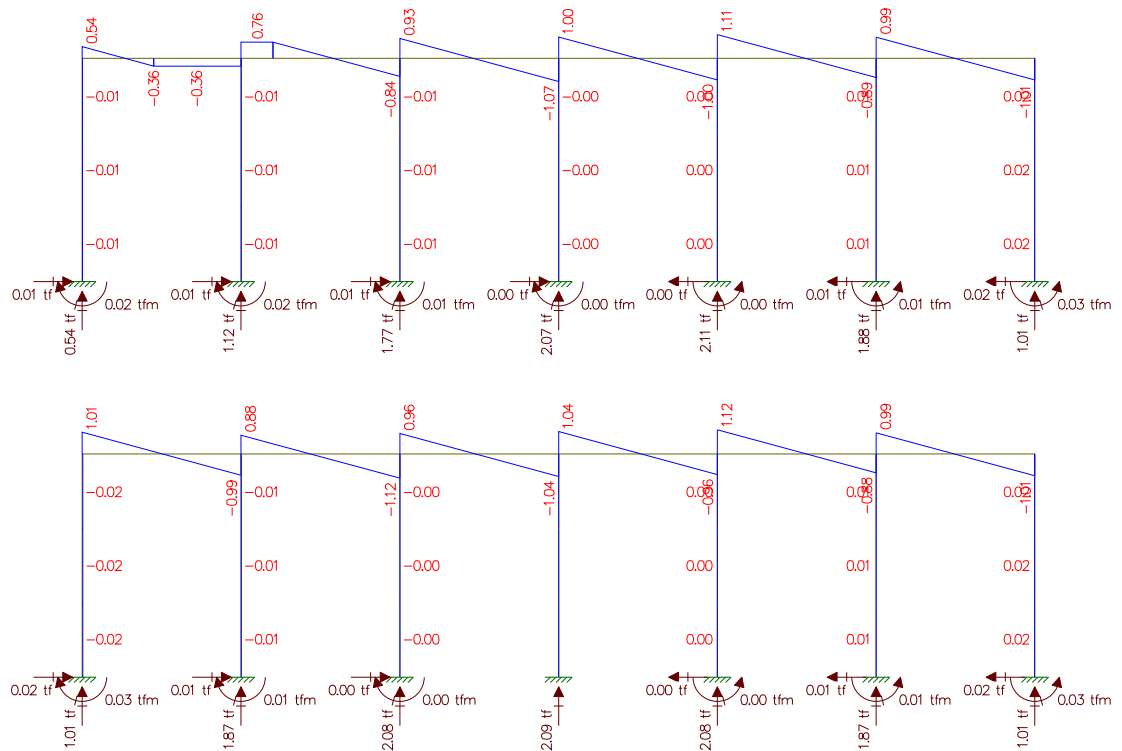


Cortante

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

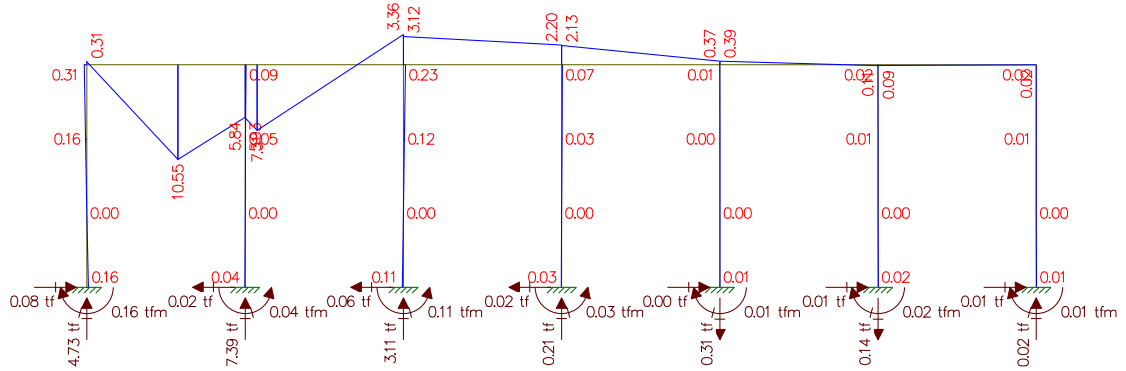


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

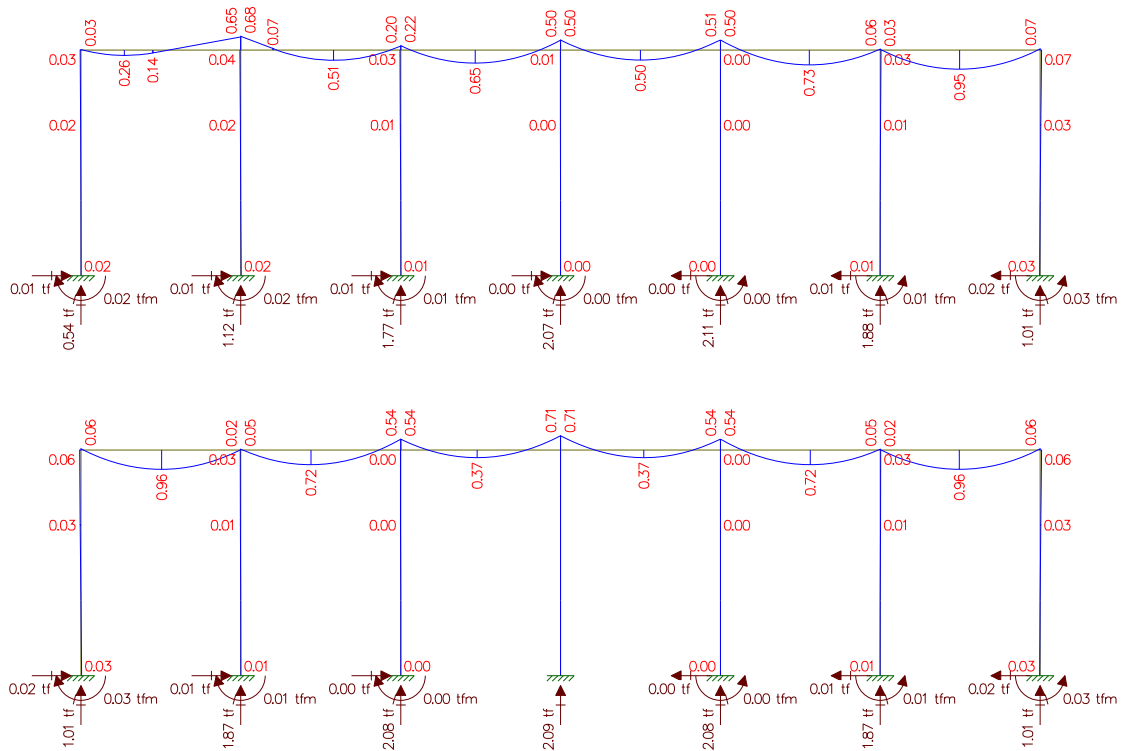


Momento Fletor

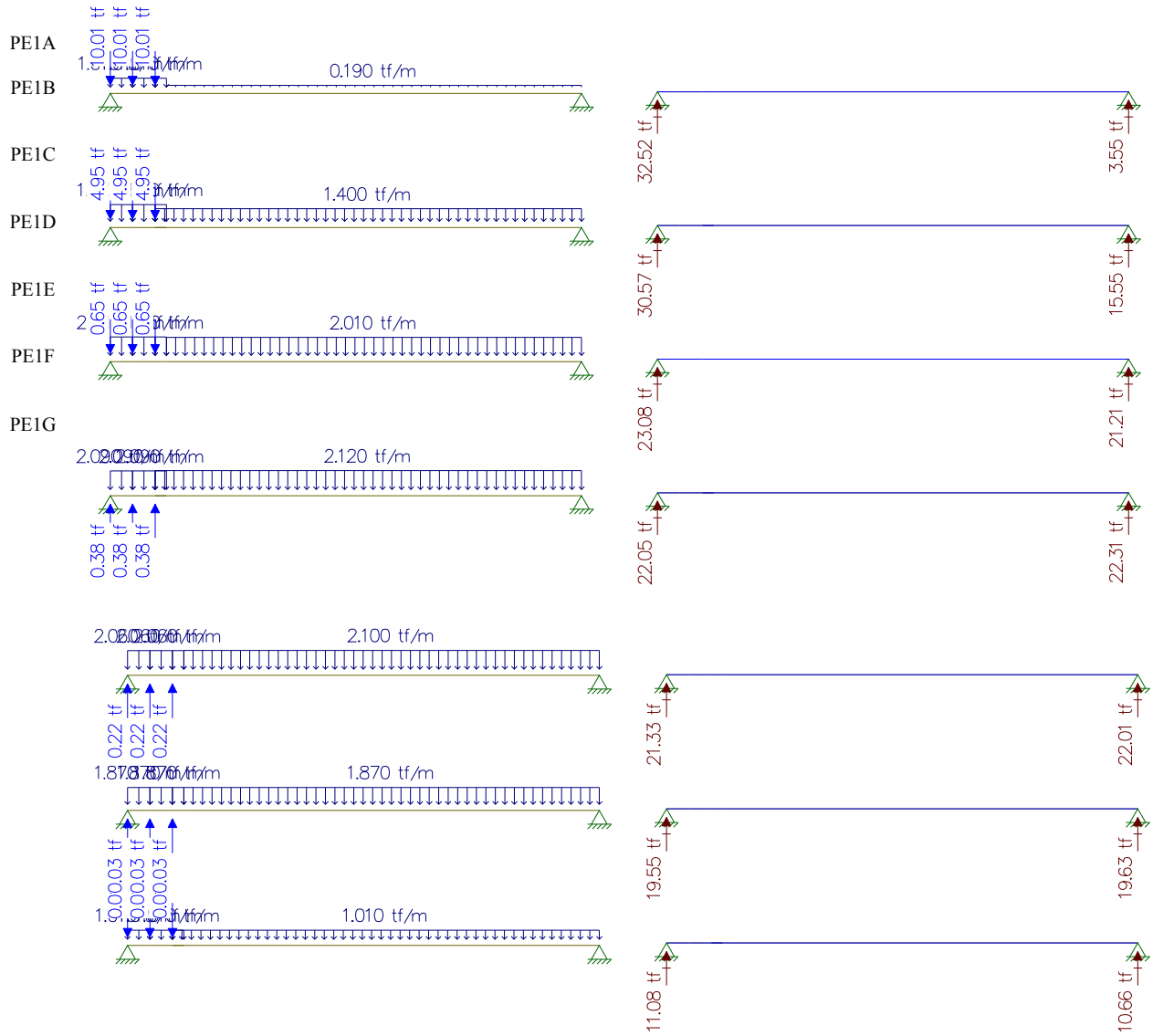
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



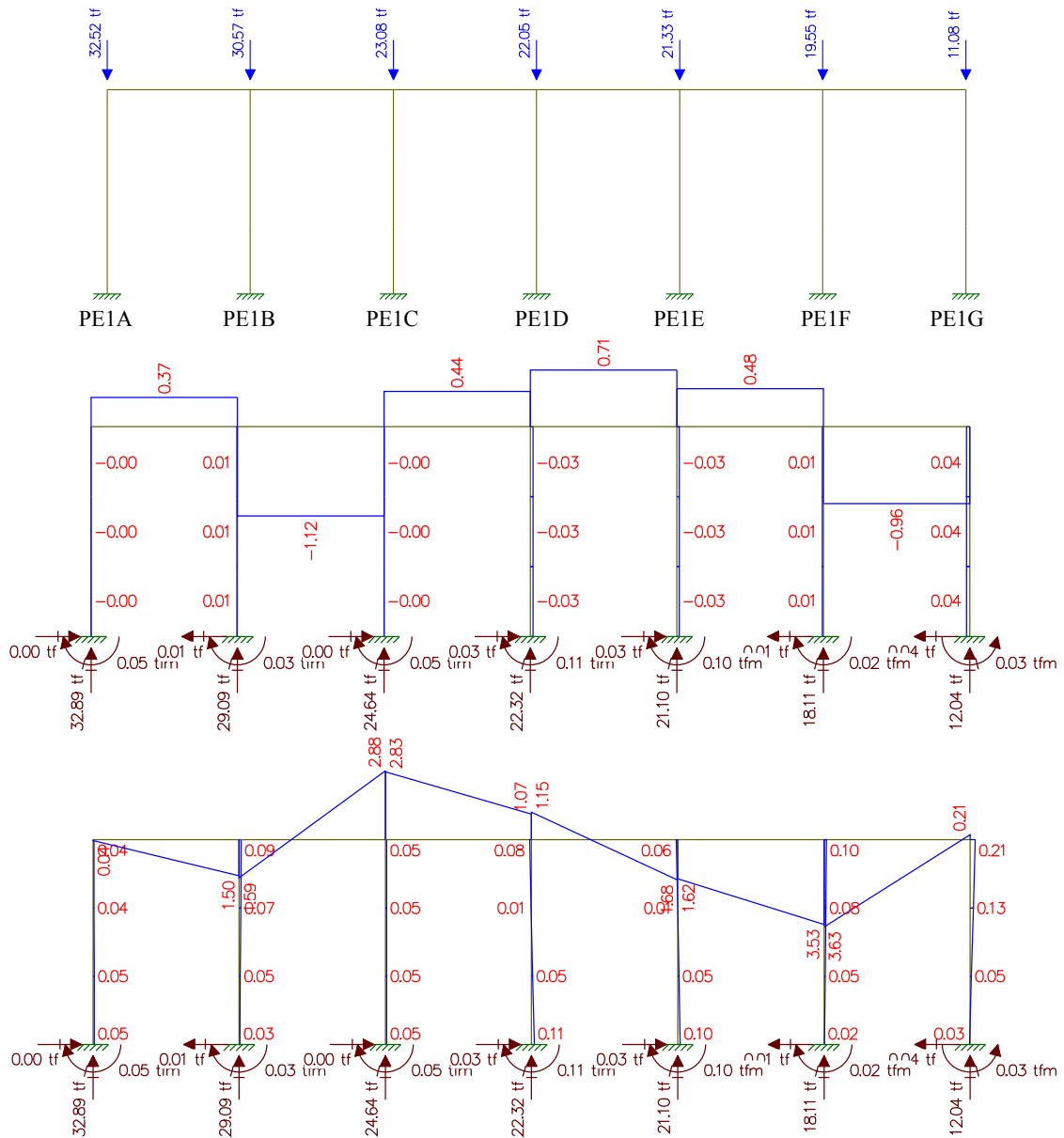
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

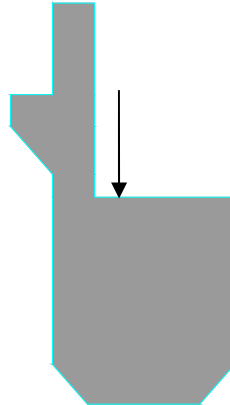


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

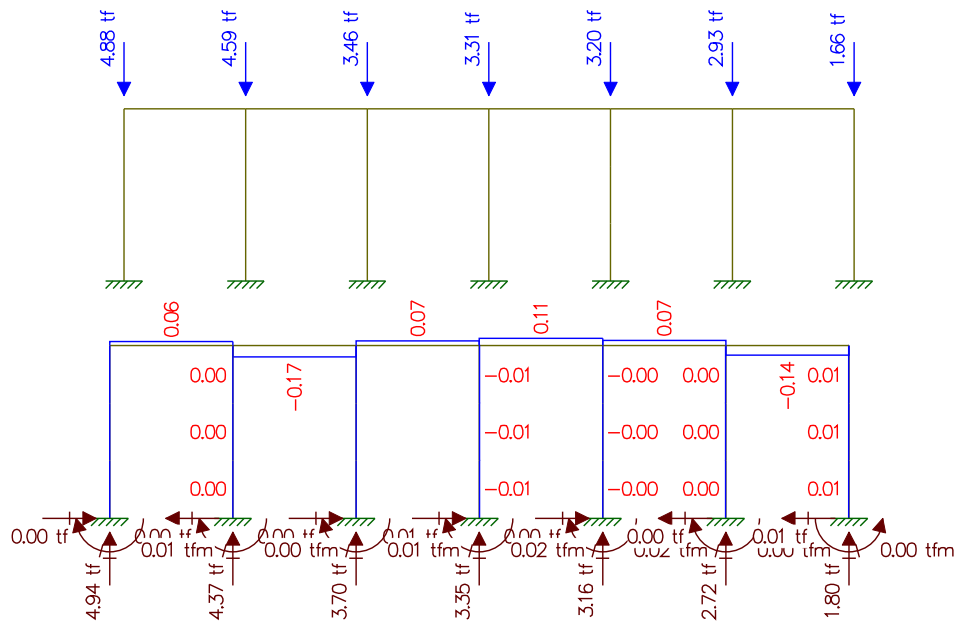


Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	32,52	0,150	4,88
Pilar 2	30,57	0,150	4,59
Pilar 3	23,08	0,150	3,46
Pilar 4	22,05	0,150	3,31
Pilar 5	21,33	0,150	3,20
Pilar 6	19,55	0,150	2,93
Pilar 7	11,08	0,150	1,66

Resultado do Estudo do Momento Torsor

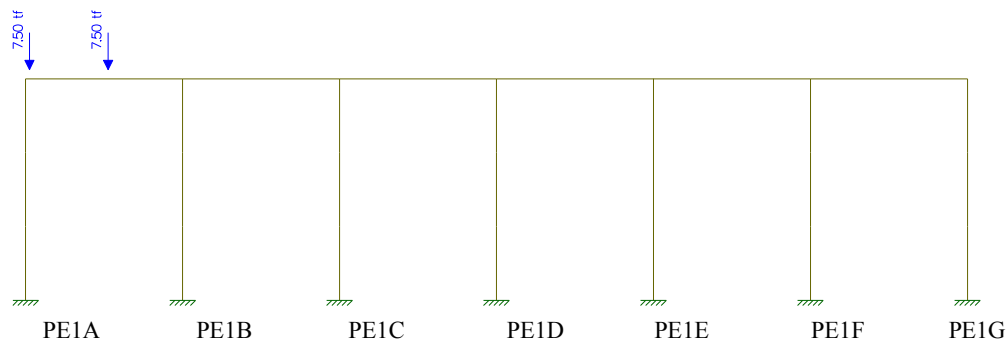
Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



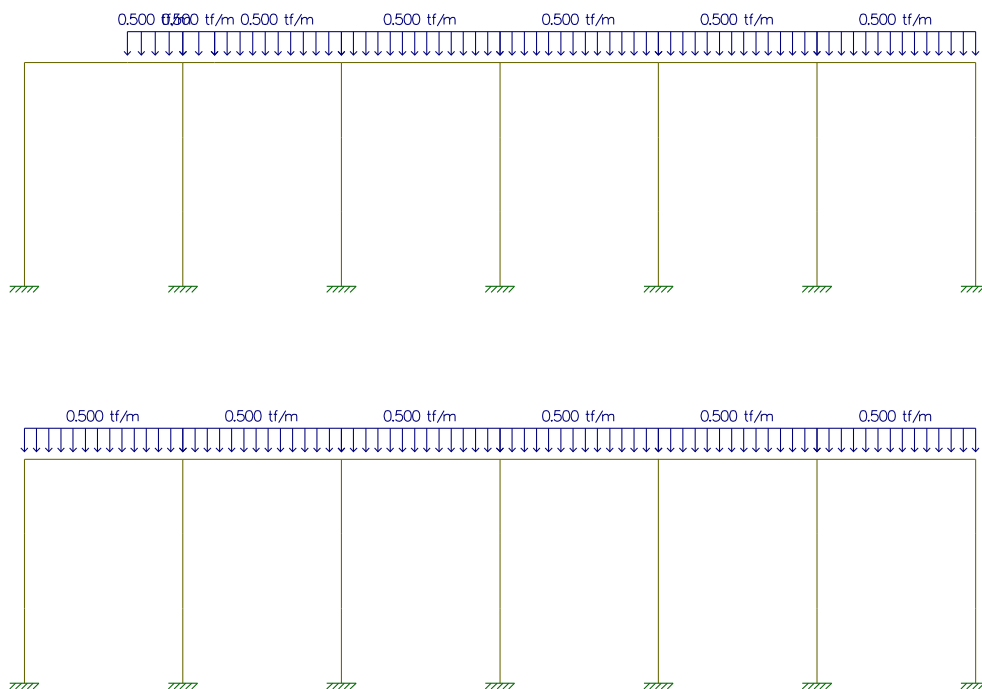
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

Transversal

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

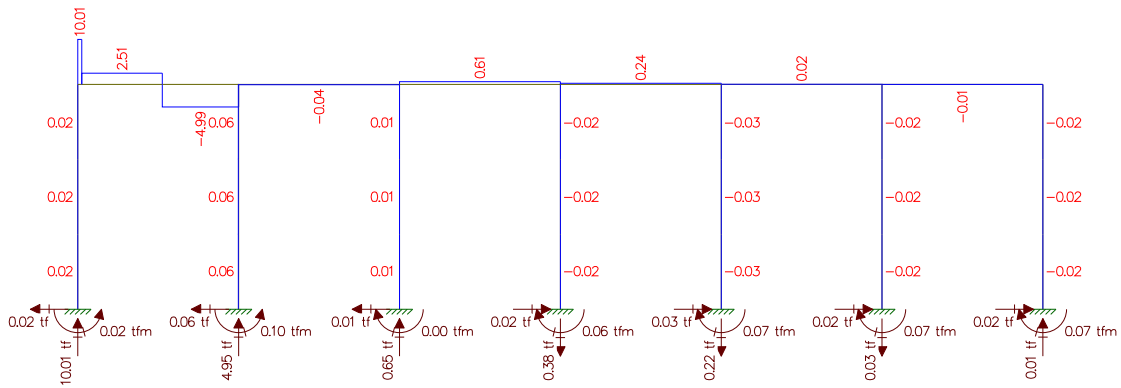


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

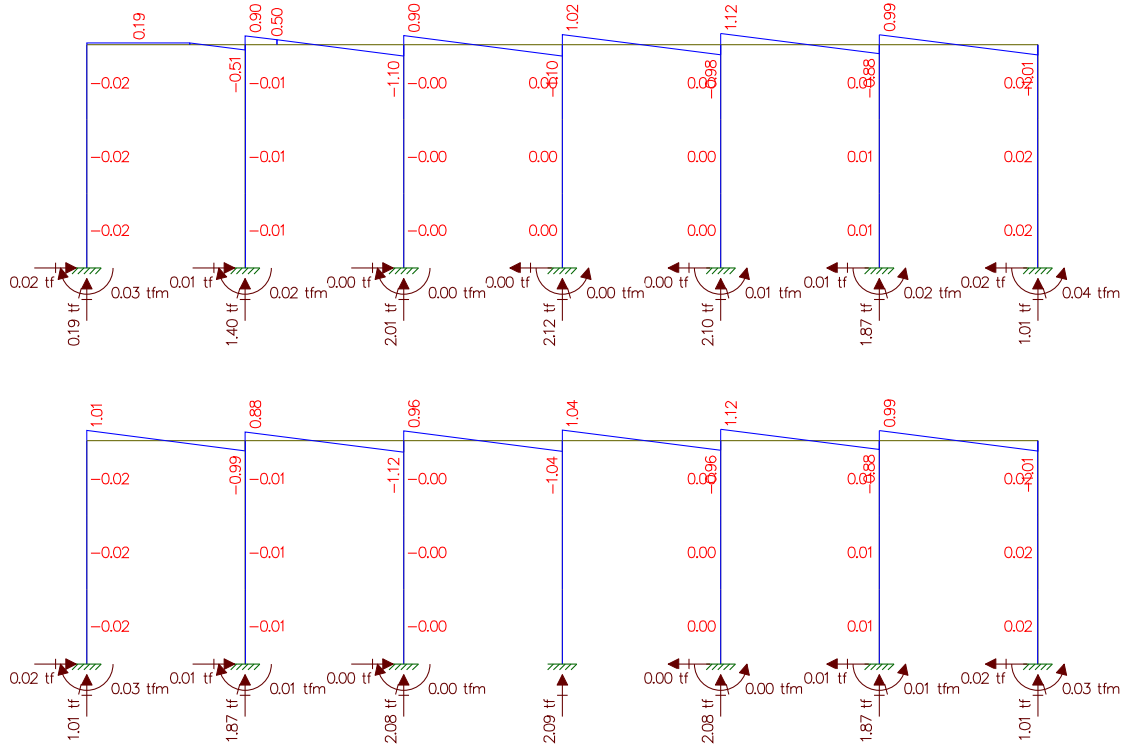


Cortantes

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

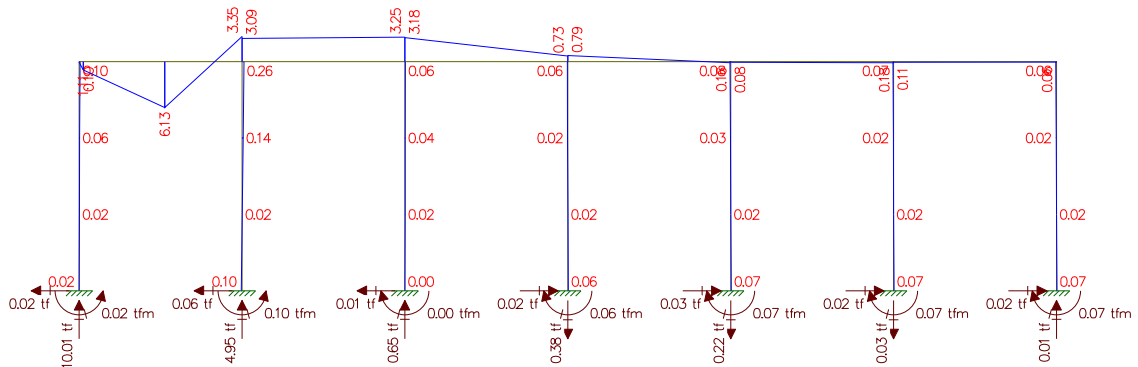


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

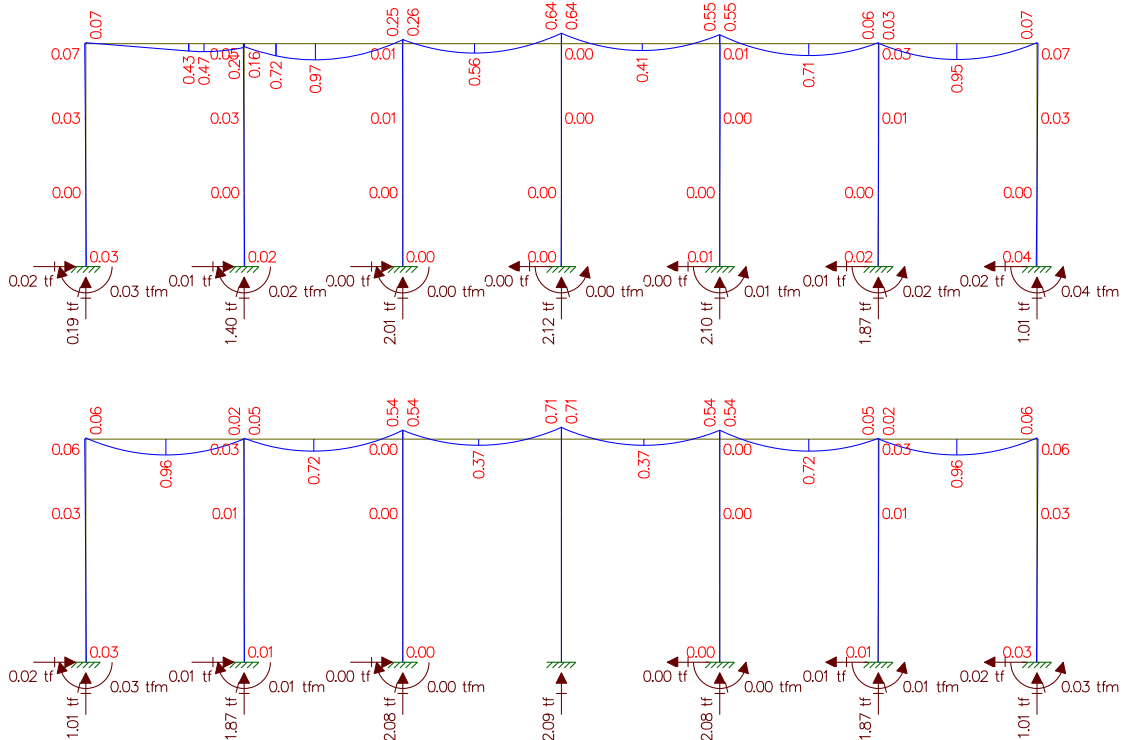


Momento Fletor

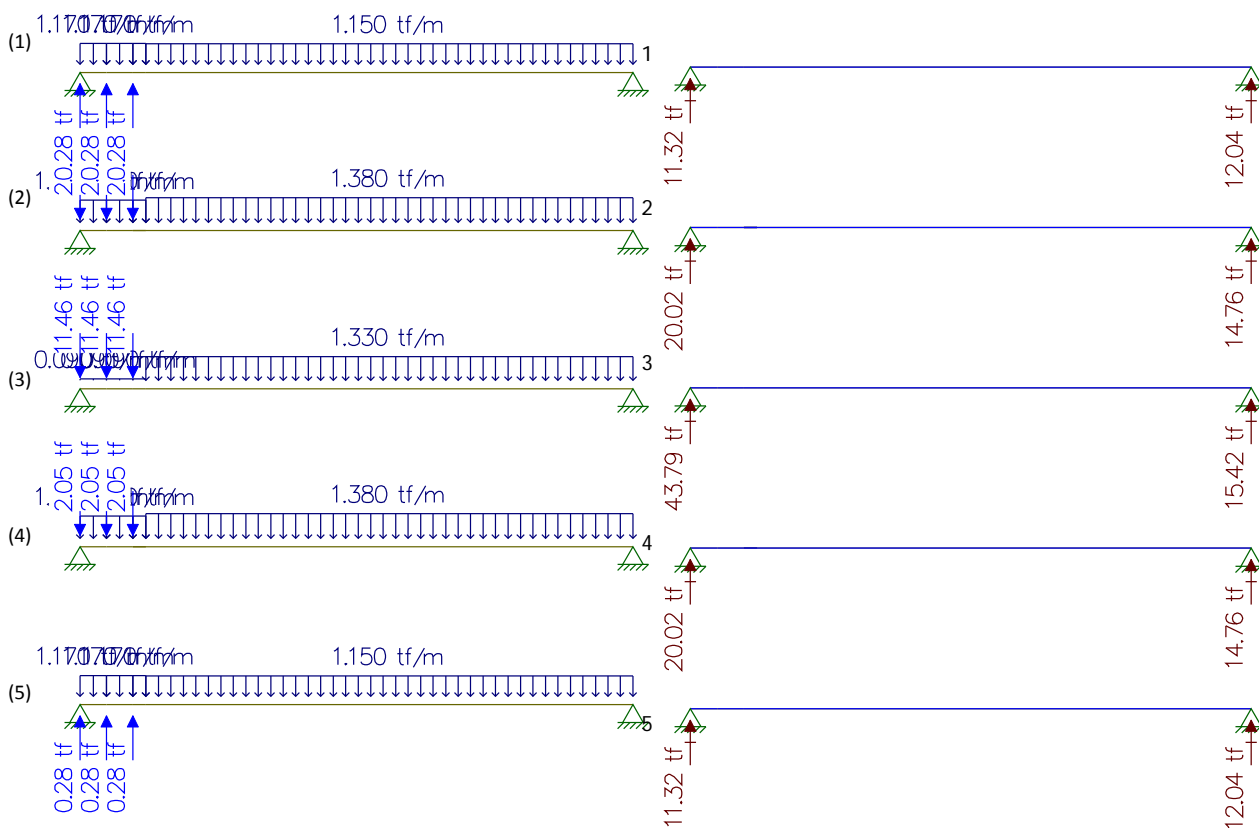
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

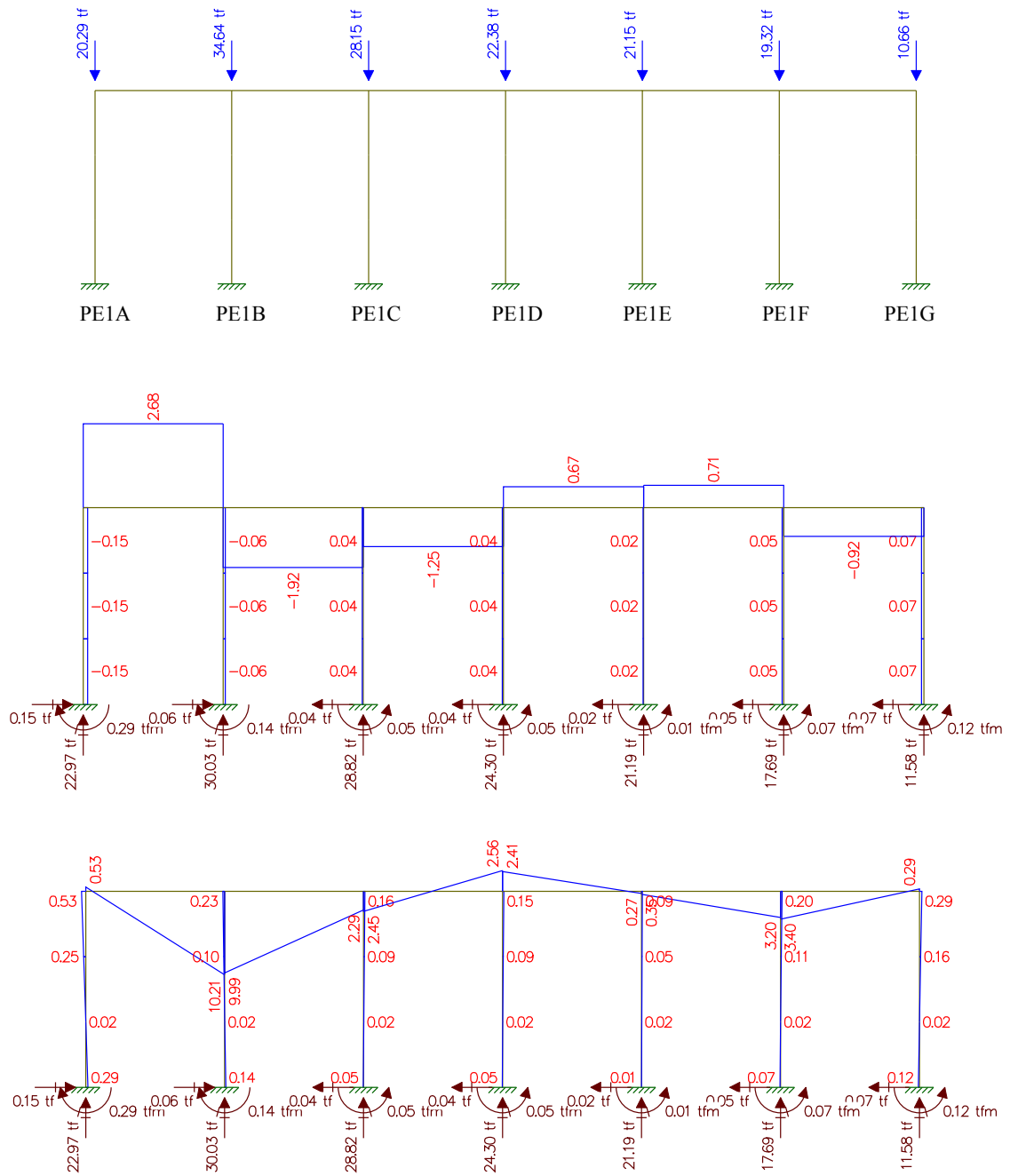


Longitudinais



Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Memória de Cálculo da Travessa – 21-21m

Carga Permanente

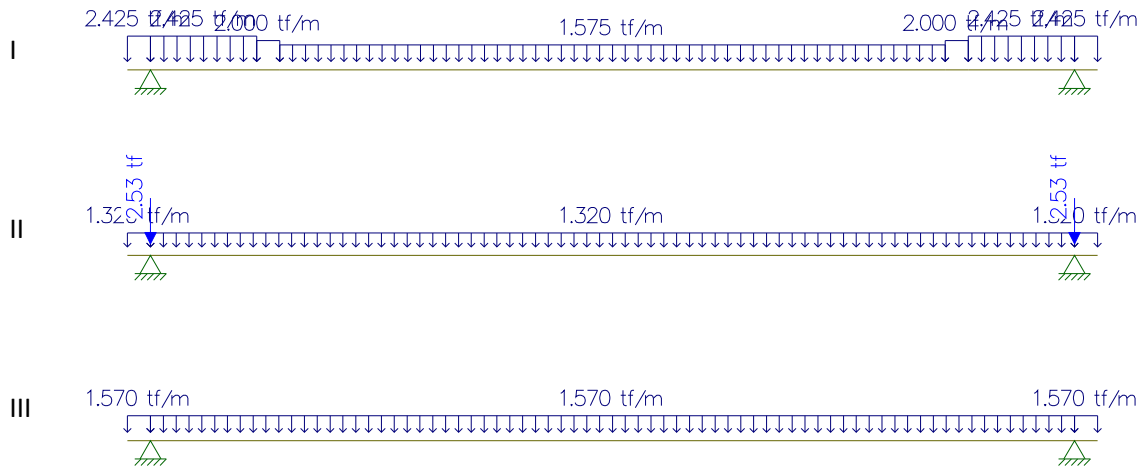
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 21 metros - Longitudinal - viga 1 e 5

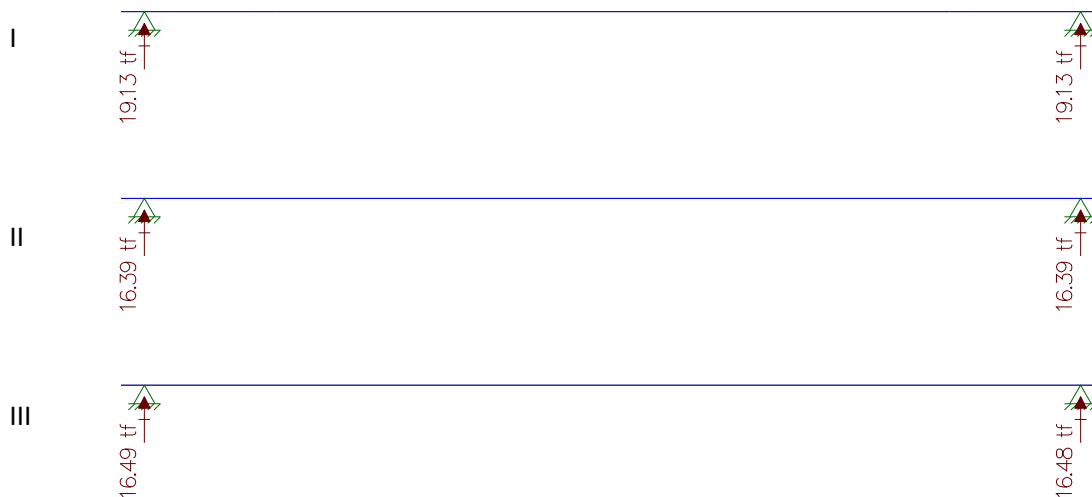
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

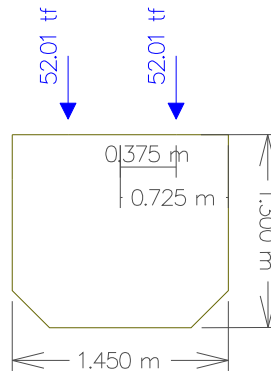
Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$



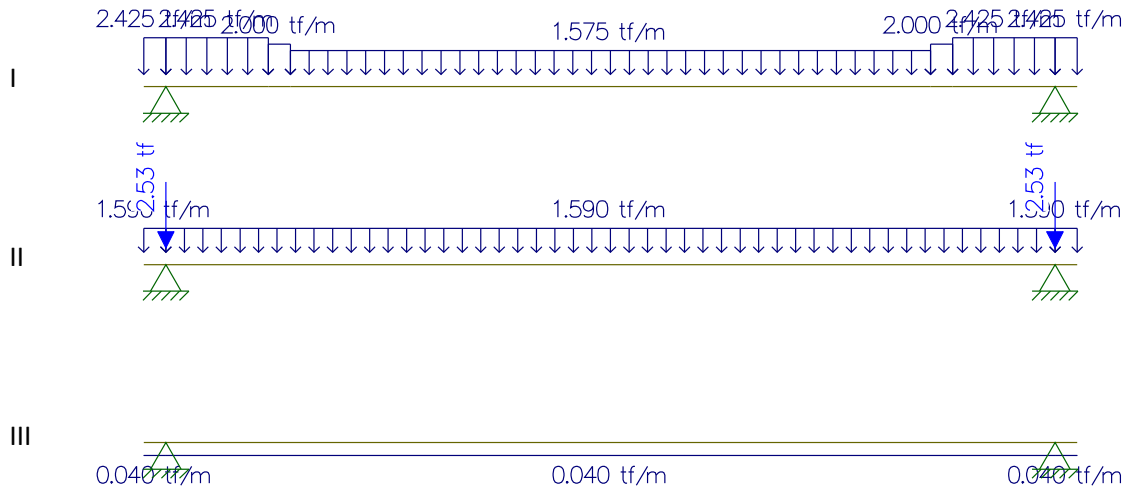
Total de cargas pontuais: 52,01tf + 52,01tf = 104,02tf

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4

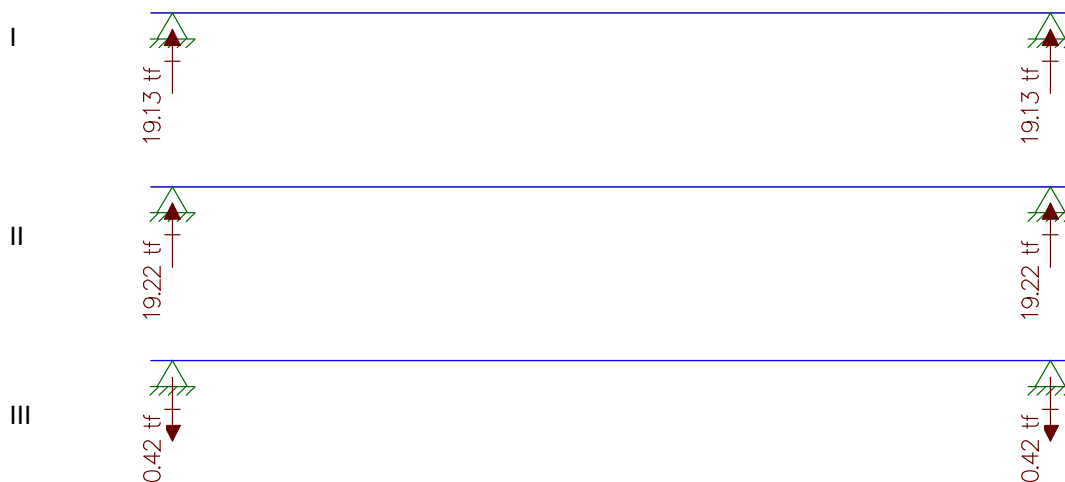
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

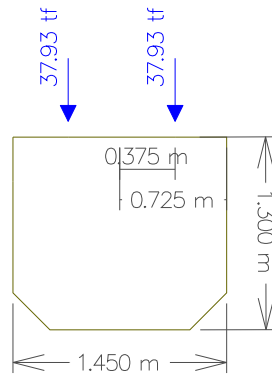
Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + reapecamento



Reações



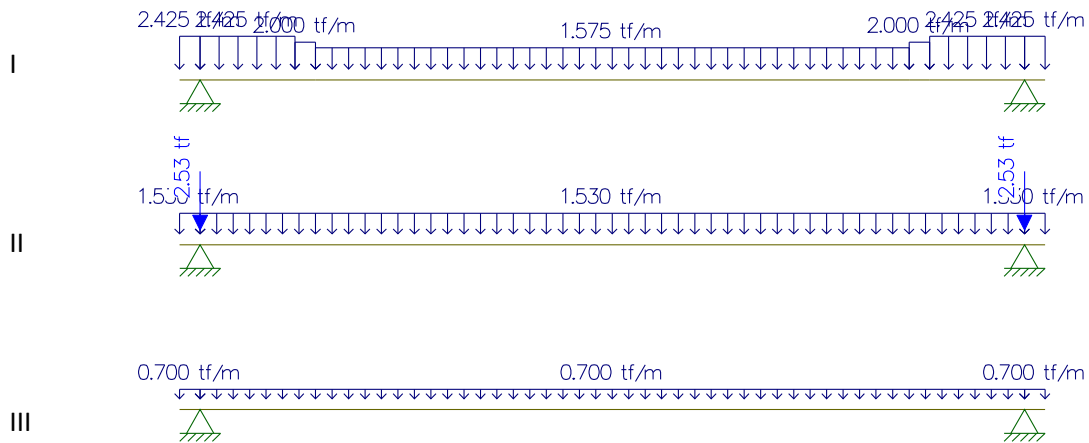
Reação resultante: 19,13tf + 19,22 tf – 0,42 tf = 37,93tf



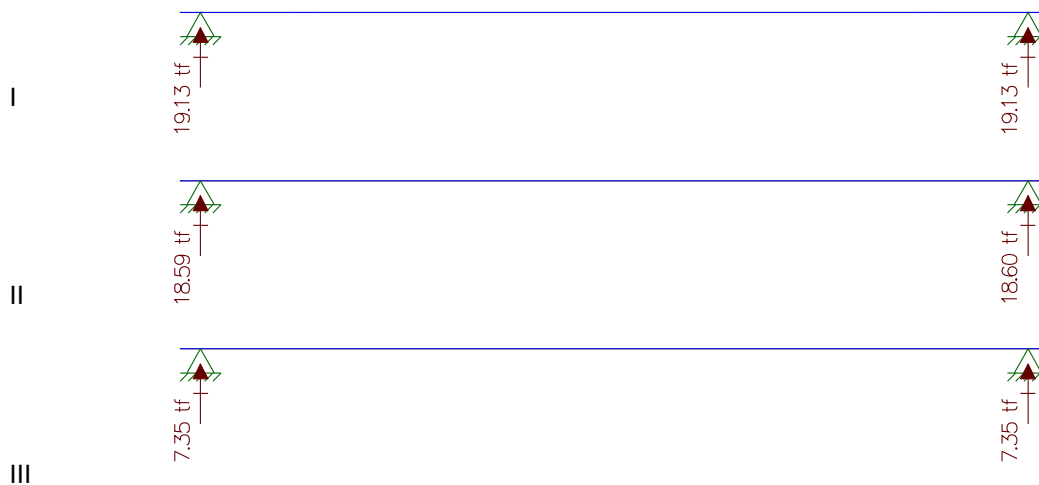
Total de cargas pontuais: $37,93\text{tf} + 37,93\text{tf} = 75,86\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3

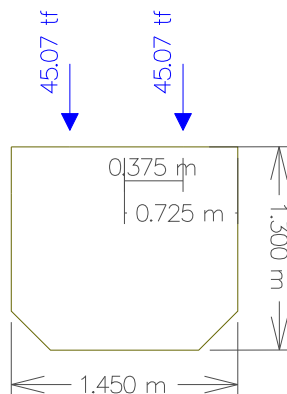
Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$



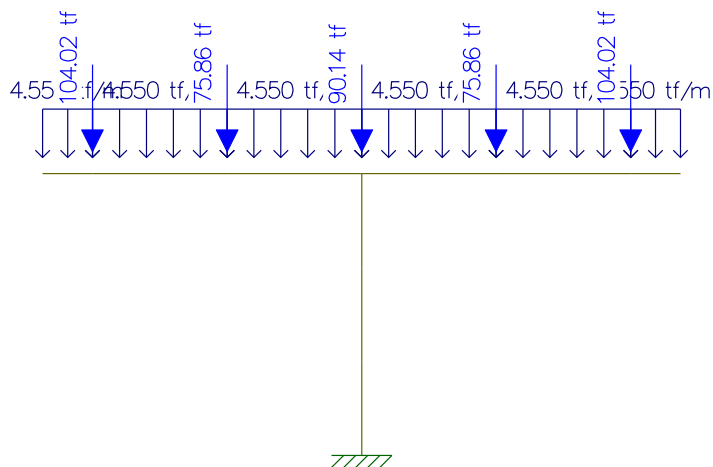
Total de cargas pontuais: $45,07\text{tf} + 45,07\text{tf} = 90,14\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (21 – 21m)

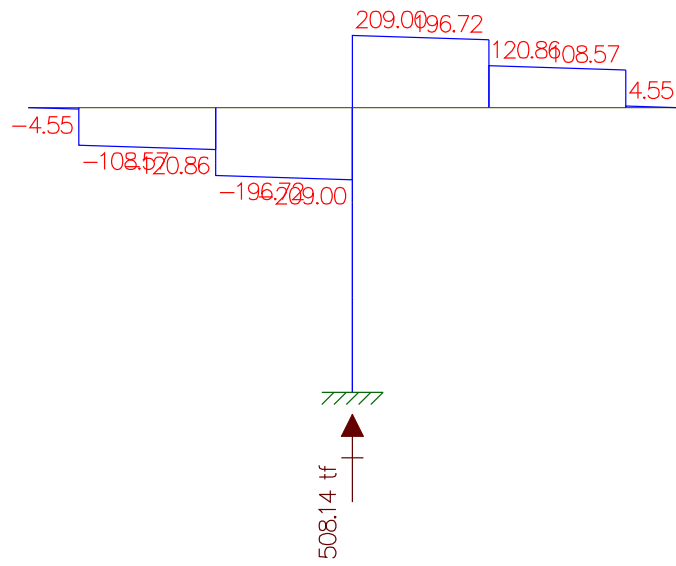
Área da seção = $1,82\text{m}^2$
 $1,82\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 4,55 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante

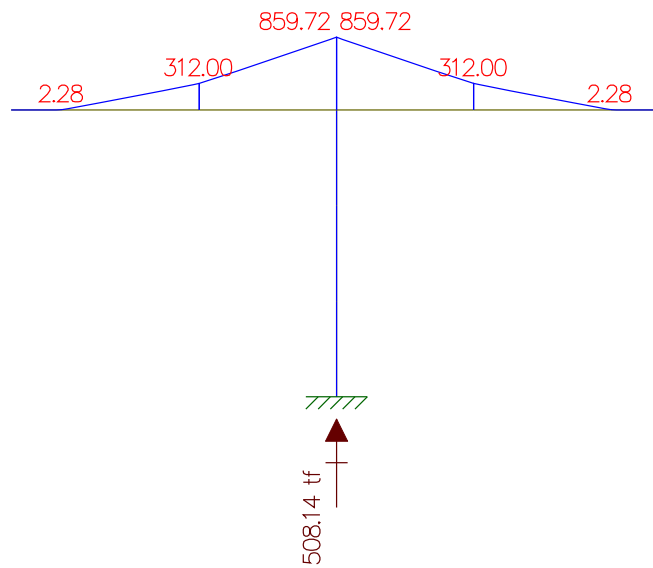
Cargas



Cortante

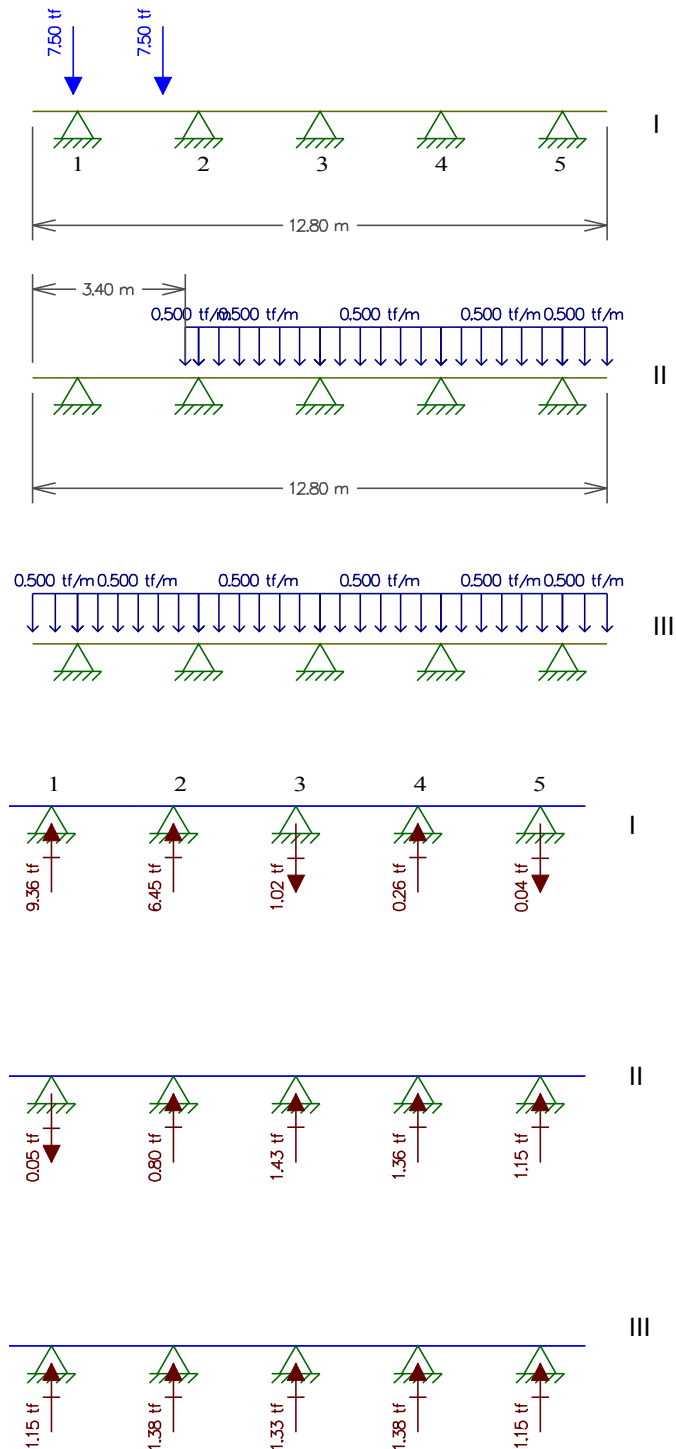


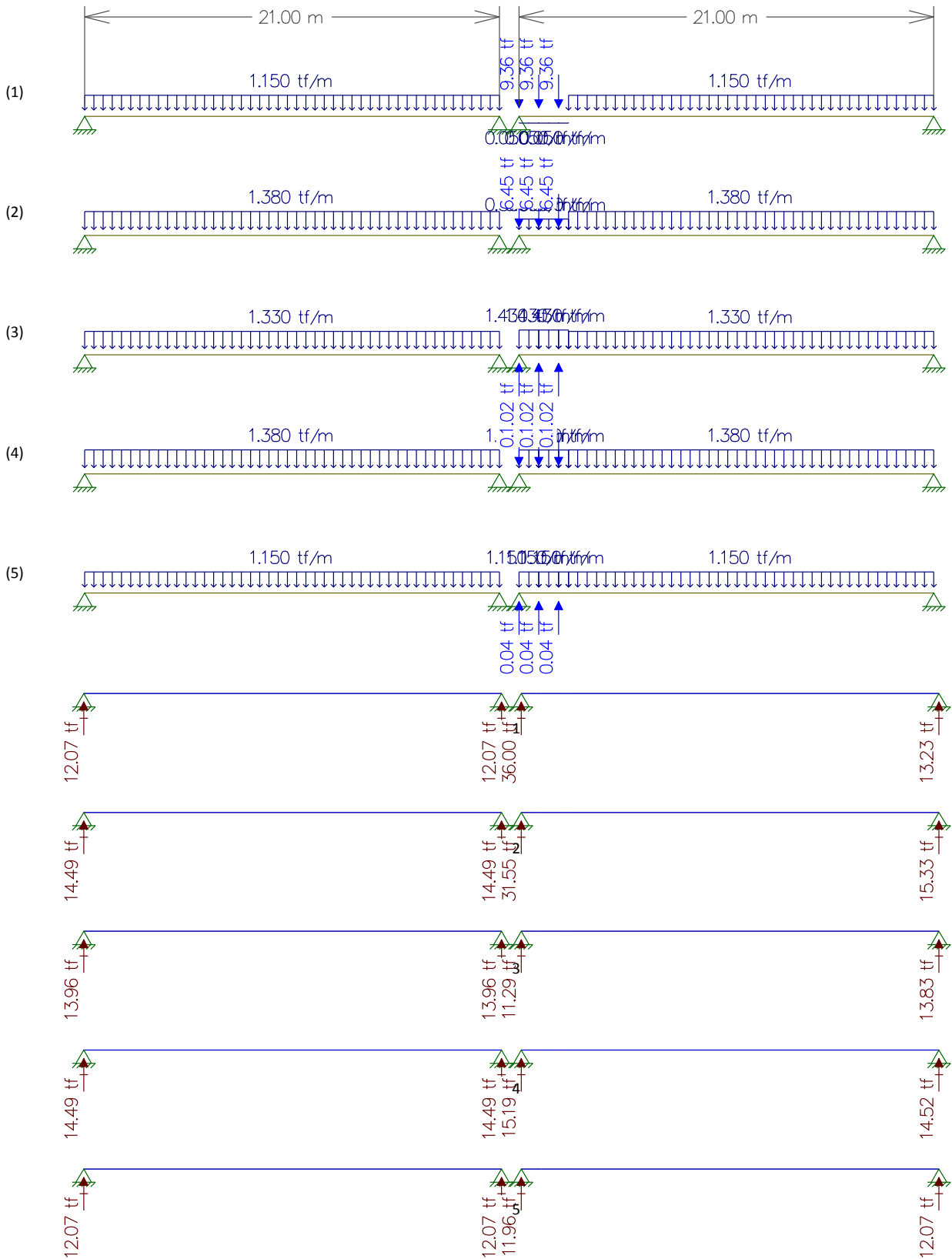
Momento Fletor



Carga Móvel

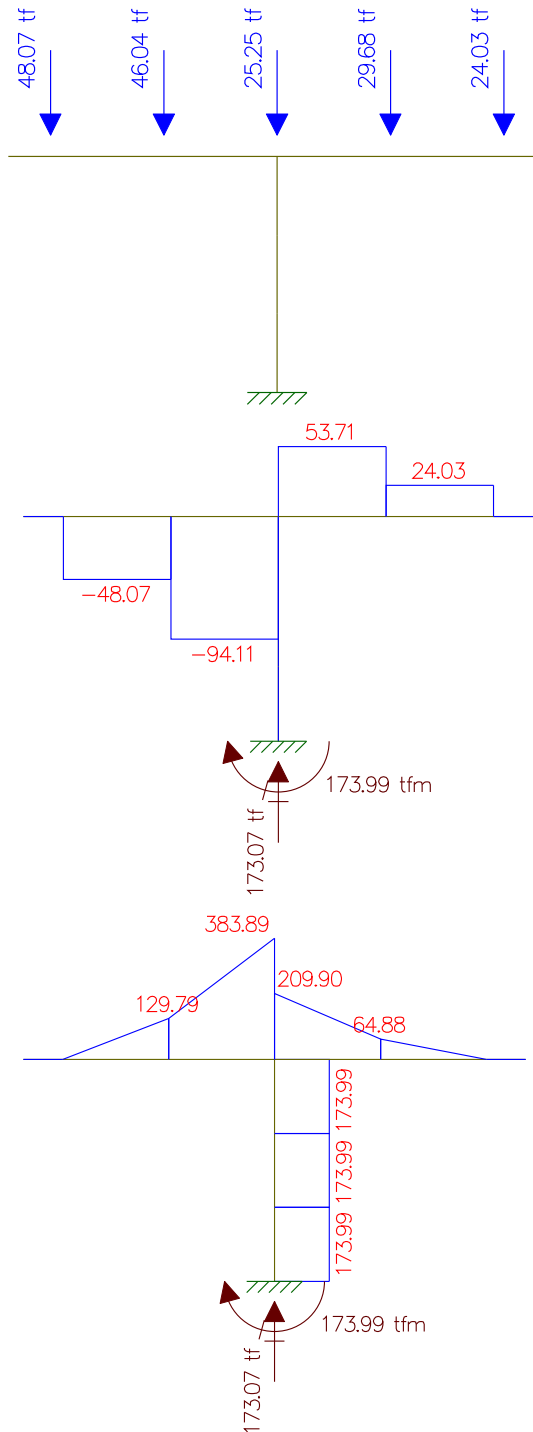
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão
Com carga de multidão no menor vão





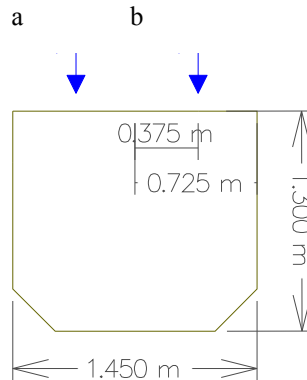
Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 36,00\text{tf} = 48,07\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 31,55\text{tf} = 46,04\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 11,29\text{tf} = 25,25\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 15,19\text{tf} = 29,68\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,96\text{tf} = 24,03\text{tf}$



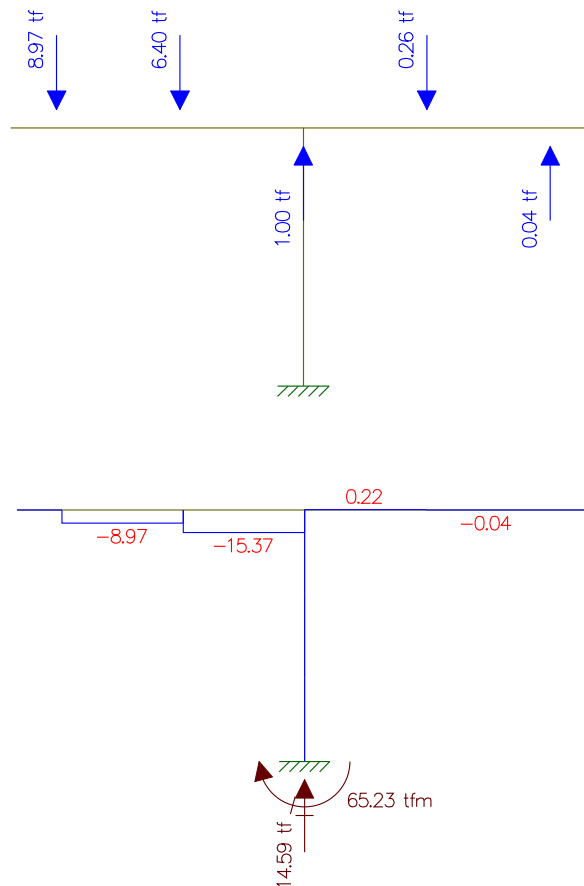
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



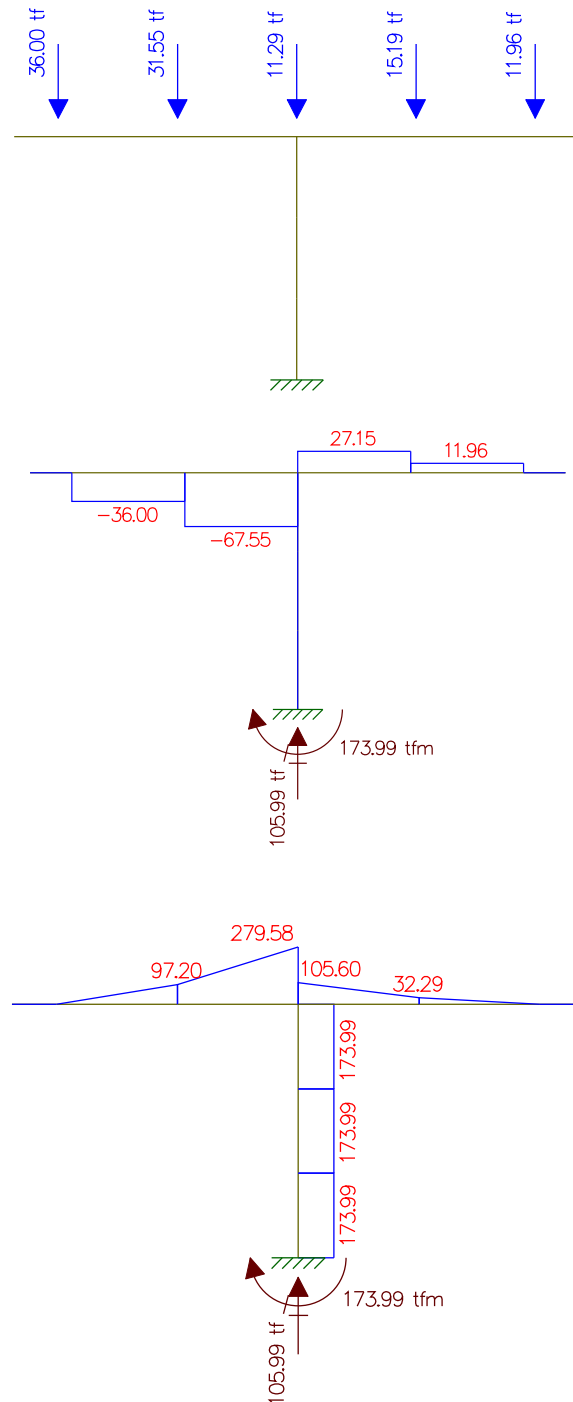
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	36,00	12,07	23,93	0,375	8,97
Viga 2	31,55	14,49	17,06	0,375	6,40
Viga 3	11,29	13,96	- 2,67	0,375	-1,00
Viga 4	15,19	14,49	0,70	0,375	0,26
Viga 5	11,96	12,07	- 0,11	0,375	-0,04



Sem carga de multidão no menor vão

- Reação devido a Viga 1 sem a carga de multidão em um dos vãos: 36,00tf
- Reação devido a Viga 2 sem a carga de multidão em um dos vãos: 31,55tf
- Reação devido a Viga 3 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,29tf
- Reação devido a Viga 4 sem a carga de multidão em um dos vãos: 15,19tf
- Reação devido a Viga 5 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,96tf

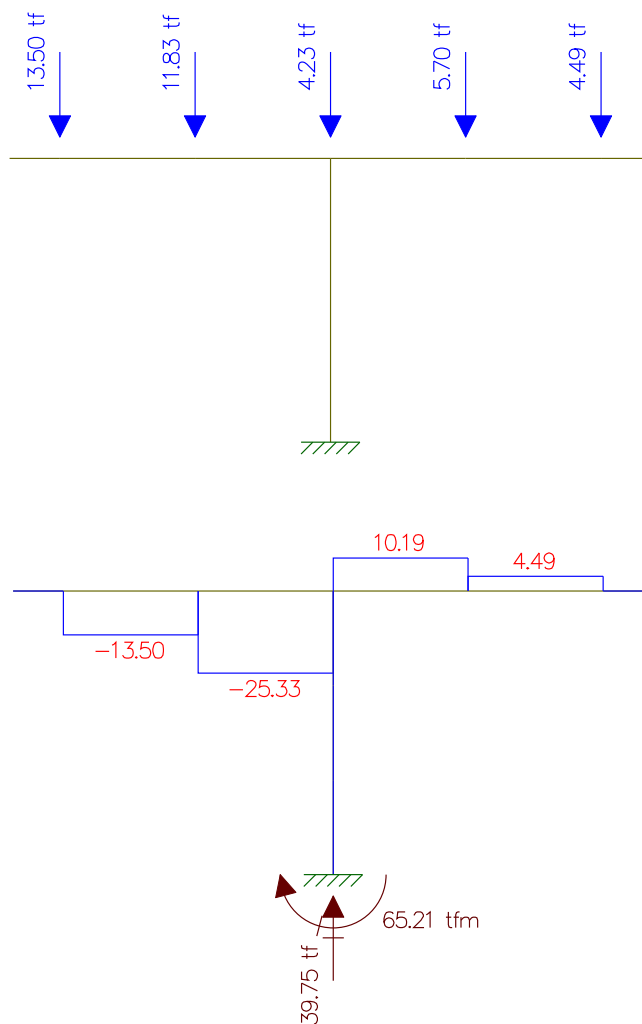


Estudo do Momento Torsor

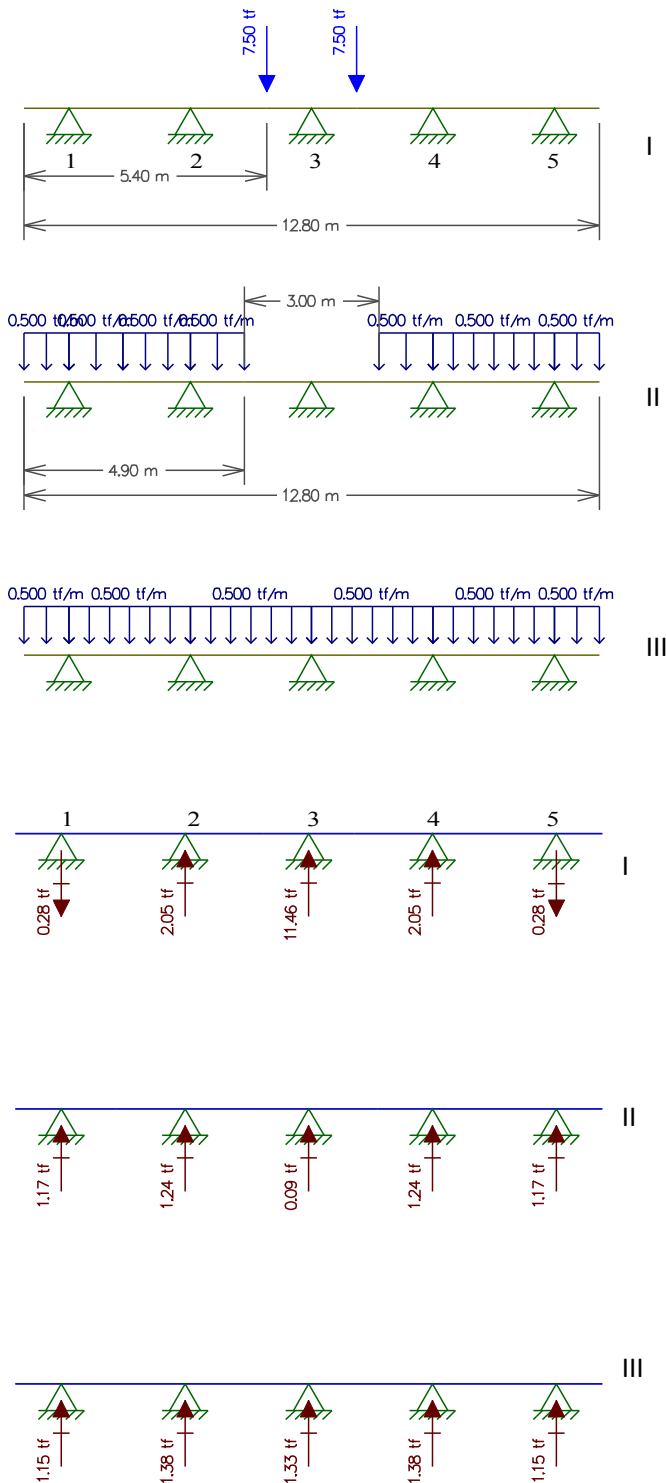
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

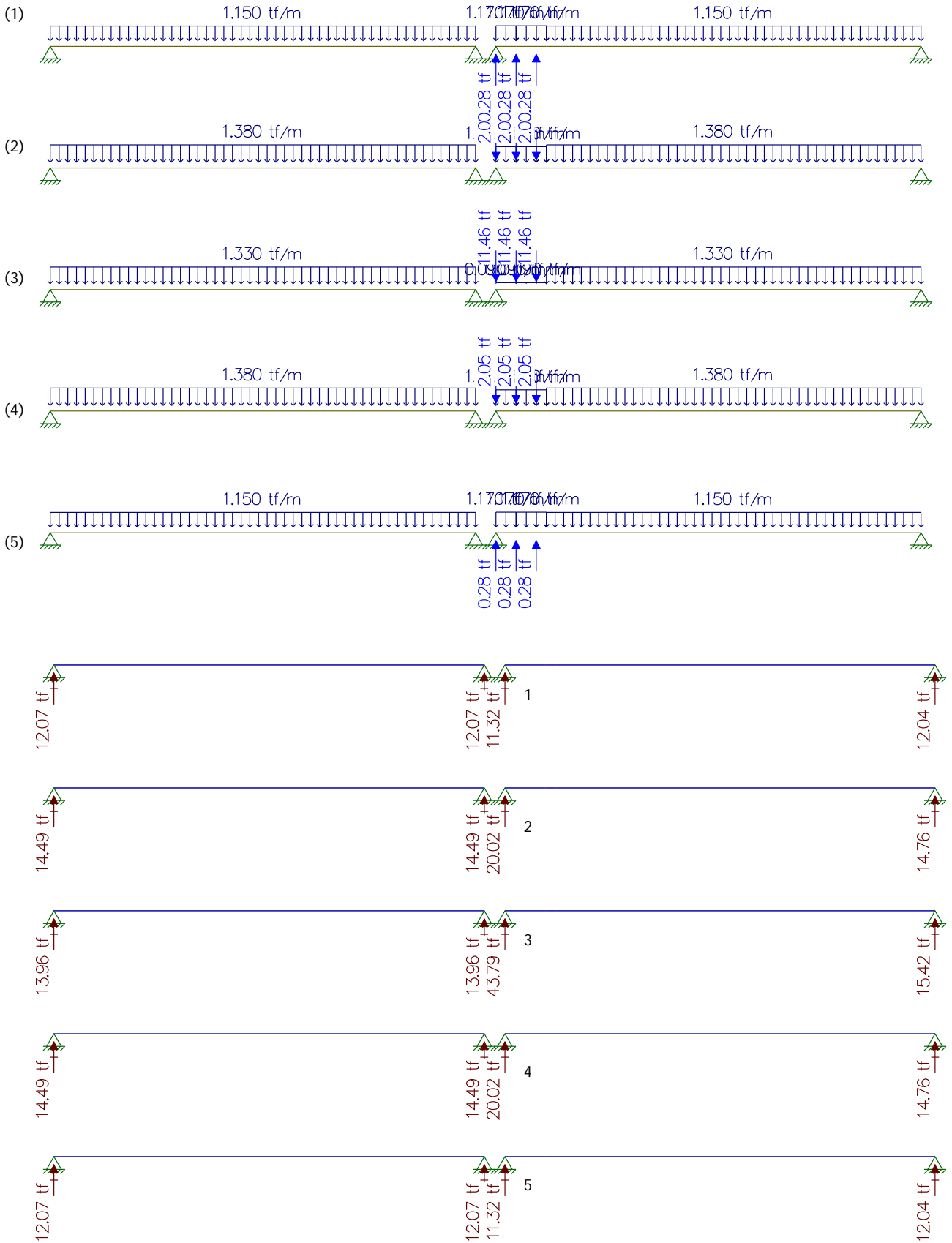
Viga 1: 36,0tf
Viga 2: 31,55tf
Viga 3: 11,29tf
Viga 4: 15,19tf
Viga 5: 11,96tf

$M_t = 36,0\text{tf} \times 0,375\text{m} = 13,5\text{tf.m}$
 $M_t = 31,55\text{tf} \times 0,375\text{m} = 11,83\text{tf.m}$
 $M_t = 11,29\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,23\text{tf.m}$
 $M_t = 15,19\text{tf} \times 0,375\text{m} = 5,70\text{tf.m}$
 $M_t = 11,96\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,49\text{tf.m}$



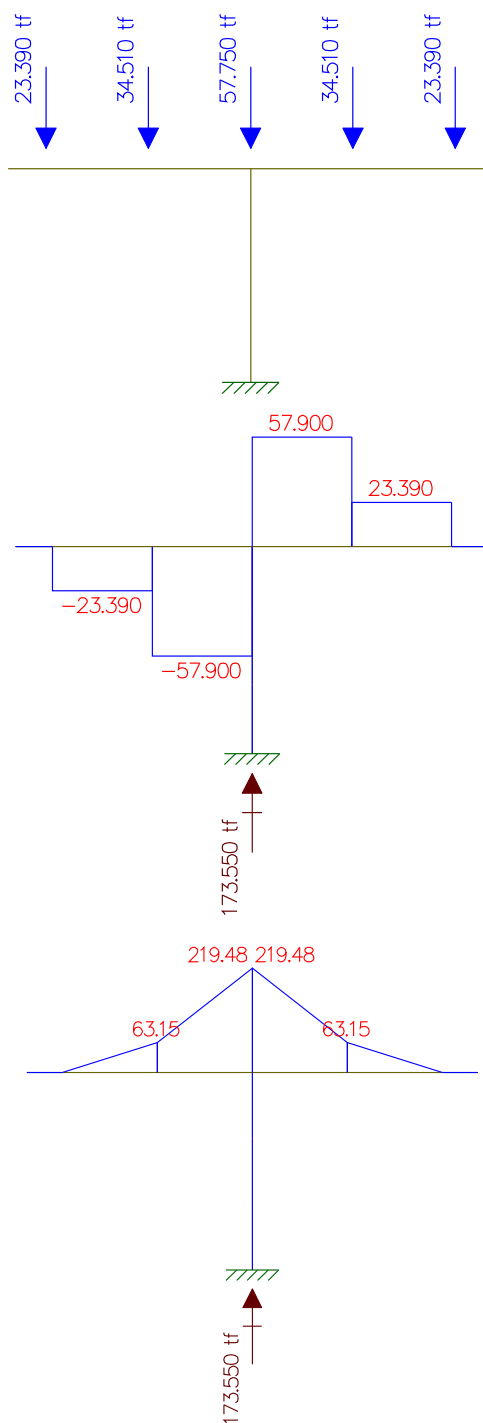
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante Com carga de multidão no menor vão





Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 43,79\text{tf} = 57,75\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$

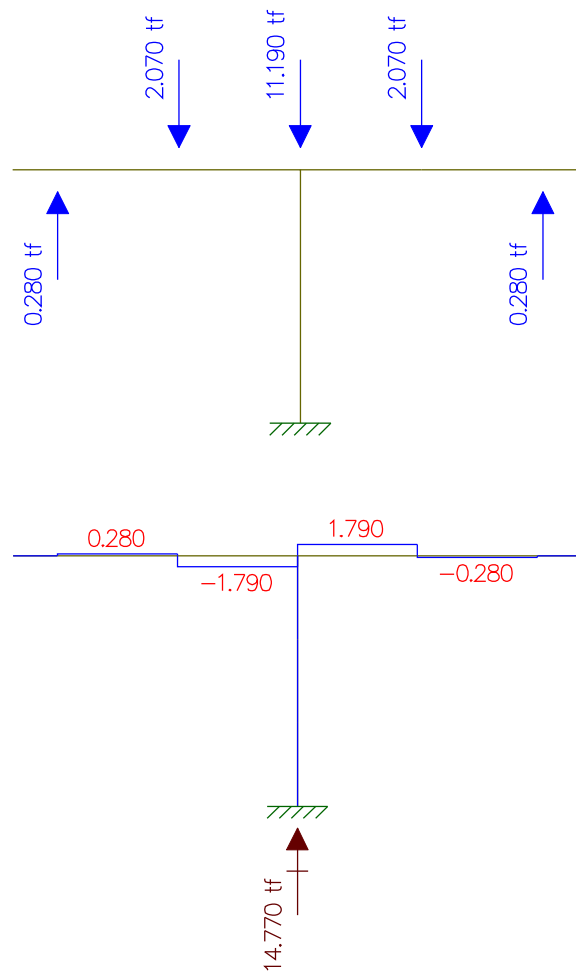


Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

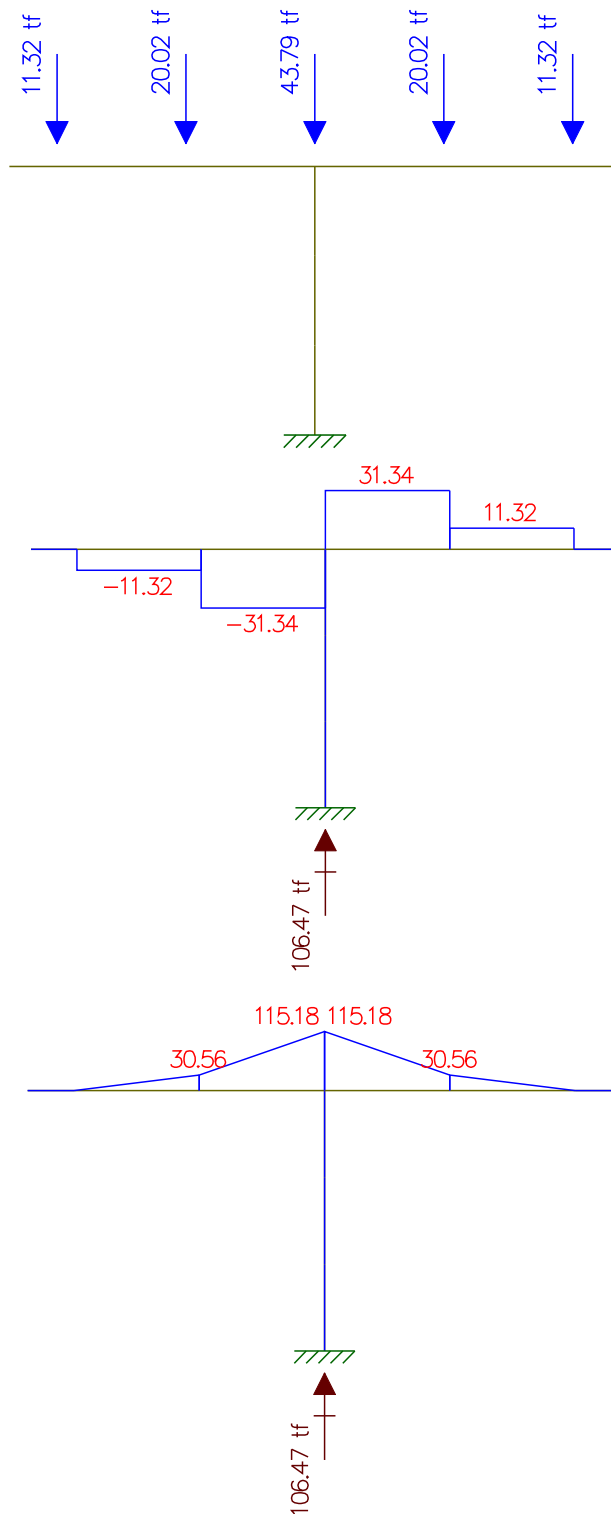
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28
Viga 2	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 3	43,79	13,96	29,83	0,375	11,19
Viga 4	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 5	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28



Sem carga de multidão no menor vão

- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

Viga 1: 11,32tf

$$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$$

Viga 2: 20,02tf

$$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$$

Viga 3: 43,79tf

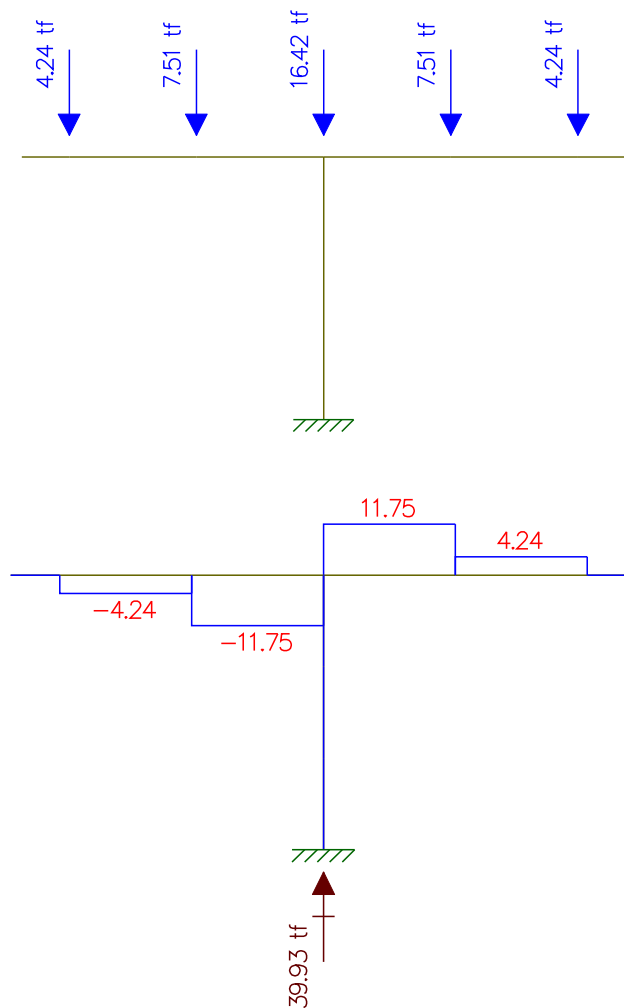
$$M_t = 43,79\text{tf} \times 0,375\text{m} = 16,42125\text{tf.m}$$

Viga 4: 20,02tf

$$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$$

Viga 5: 11,32tf

$$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$$



**Processamento superestrutura
Dimensionamento da longarina
Viga de 21m**

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 1 - Viga Isolada

Dimensões Constantes

ALT. = 1.500 LLSU = 1.000 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTII = .000 HTII = .000 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .150 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTIS	BTIN	HTIS	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Tipo	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
2	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
3	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
4	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
5	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
6	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149

OBS.- As demais seções não serão tabuladas, devido à simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Características do Cabo utilizado
Fase Única

Unidade de Protensão = 9φ12.7mm
Módulo de Elasticidade = 19500. Kg/mm**2
Área da Seção Transversal = 1202. mm**2
Tensão Inicial de Protensão = 140. Kg/mm**2
Acomodação de Ancoragem = 6. mm
Perdas Def.(Lenta+Imediata) = 22. Kg/mm**2
Coef. de Atrito na Reta = .0025 /M
Coef. de Atrito na Curva = .0040 /G

Cabo C1

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Ângulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			*
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	1.21	-1.4	14000./12651.	*	130.	-3.	-66.	*	121.	-3.	-62.	*
2	1.27	-1.4	13915./12736.	*	131.	-3.	-74.	*	122.	-3.	-70.	*
3	1.33	-1.2	13818./12833.	*	132.	-3.	-84.	*	124.	-3.	-79.	*
4	1.37	-.8	13715./12937.	*	133.	-2.	-90.	*	125.	-2.	-84.	*
5	1.40	-.4	13606./13045.	*	134.	-1.	-95.	*	127.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13504./13147.	*	135.	0.	-95.	*	128.	0.	-90.	*
7	1.40	.4	13606./13045.	*	134.	1.	-95.	*	127.	1.	-89.	*
8	1.37	.8	13715./12937.	*	133.	2.	-90.	*	125.	2.	-84.	*
9	1.33	1.2	13818./12833.	*	132.	3.	-84.	*	124.	3.	-79.	*
10	1.27	1.4	13915./12736.	*	131.	3.	-74.	*	122.	3.	-70.	*
11	1.21	1.4	14000./12651.	*	130.	3.	-66.	*	121.	3.	-62.	*

Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
* * (mm/m) * *
DA = 85.7 * EA = 7.06 * LA = 12.152
DB = 85.7 * EB = 7.06 * LB = 12.152
DA+DB = 171.5 * EM = 7.06 * L = 24.304

Cabo C2

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Ângulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			*
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	.91	-4.9	14000./12402.	*	127.	-11.	-26.	*	118.	-10.	-24.	*
2	1.10	-4.0	13863./12539.	*	128.	-9.	-51.	*	120.	-8.	-48.	*
3	1.25	-2.9	13720./12681.	*	130.	-7.	-72.	*	122.	-6.	-68.	*
4	1.35	-1.8	13573./12828.	*	132.	-4.	-86.	*	124.	-4.	-81.	*
5	1.40	-.6	13427./12974.	*	133.	-1.	-94.	*	126.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13315./13087.	*	135.	0.	-95.	*	127.	0.	-90.	*
7	1.40	.6	13427./12974.	*	133.	1.	-94.	*	126.	1.	-89.	*
8	1.35	1.8	13573./12828.	*	132.	4.	-86.	*	124.	4.	-81.	*
9	1.25	2.9	13720./12681.	*	130.	7.	-72.	*	122.	6.	-68.	*
10	1.10	4.0	13863./12539.	*	128.	9.	-51.	*	120.	8.	-48.	*
11	.91	4.9	14000./12402.	*	127.	11.	-26.	*	118.	10.	-24.	*

Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
* * (mm/m) * *
DA = 85.0 * EA = 6.99 * LA = 12.166
DB = 85.0 * EB = 6.99 * LB = 12.166
DA+DB = 170.1 * EM = 6.99 * L = 24.331

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Peso-próprio da viga isolada **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

2.427	2.427	1.575	1.575	1.575	1.575
1.575	1.575	1.575	2.427	2.427	

Cargas Nodais

PT	P
1	.72
11	.72

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.866
2	1.866

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	22.3
1	2	46.9	-166.6	189.4	*	16.4
1	3	79.8	-326.4	378.2	*	11.6
1	4	103.1	-421.4	488.4	*	7.7
1	5	117.0	-478.4	554.4	*	3.8
1	6	121.7	-497.4	576.5	*	.0
1	7	117.0	-478.4	554.4	*	-3.8
1	8	103.1	-421.4	488.4	*	-7.7
1	9	79.8	-326.4	378.2	*	-11.6
1	10	46.9	-166.6	189.4	*	-16.4
1	11	.0	.0	.0	*	-22.3

Reação Núm. 1 = 23.0
Reação Núm. 2 = 23.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Concretagem da laje superior **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160
1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160

Cargas Concentradas

XR	P
12.15	.88

Cargas Nodais

PT	P
1	.98
11	.98

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.354
2	1.354

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	14.5
1	2	31.9	-113.3	128.8	*	11.7
1	3	56.9	-232.7	269.7	*	8.9
1	4	75.1	-307.1	355.9	*	6.1
1	5	86.5	-353.5	409.6	*	3.3
1	6	91.0	-371.8	430.9	*	.0
1	7	86.5	-353.5	409.6	*	-3.3
1	8	75.1	-307.1	355.9	*	-6.1
1	9	56.9	-232.7	269.7	*	-8.9
1	10	31.9	-113.3	128.8	*	-11.7
1	11	.0	.0	.0	*	-14.5

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	15.5
Reação Núm.	2 =	15.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Superior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.714
2	-4.714

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Superior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	-35.2
1	2	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	-28.4
1	3	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	-20.1
1	4	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	-10.8
1	5	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	-3.2
1	6	-270.9	467.6	-1923.3	-639.9 *	.0
1	7	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	3.2
1	8	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	10.8
1	9	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	20.1
1	10	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	28.4
1	11	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	35.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=0

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7
2	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
3	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
4	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
5	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
6	SS	-497.4	529.3	31.8	-371.8	-340.0
	SI	576.5	-2157.8	-1581.4	430.9	-1150.5
7	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
8	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
9	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
10	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
11	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0
2	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
3	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
4	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
5	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
6	SS	-497.4	467.6	-29.8	-371.8	-401.6
	SI	576.5	-1923.3	-1346.8	430.9	-915.9
7	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
8	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
9	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
10	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
11	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Inferior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.425
2	-4.425

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Inferior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	-32.5
1	2	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	-26.4
1	3	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	-18.8
1	4	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	-10.1
1	5	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	-3.0
1	6	-255.8	441.5	-1815.5	-604.0 *	.0
1	7	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	3.0
1	8	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	10.1
1	9	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	18.8
1	10	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	26.4
1	11	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	32.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=0

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2
2	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
3	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
4	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
5	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
6	SS	-497.4	516.9	19.4	-371.8	-352.4
	SI	576.5	-2102.2	-1525.7	430.9	-1094.9
7	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
8	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
9	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
10	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
11	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3
2	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
3	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
4	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
5	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
6	SS	-497.4	441.5	-55.9	-371.8	-427.8
	SI	576.5	-1815.5	-1239.1	430.9	-808.2
7	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
8	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
9	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
10	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
11	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 2 - Viga Conjunta (Viga Isolada + Laje Superior)

Dimensões Constantes

ALT. = 1.700 LLSU = 2.320 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTIS = .000 HTIS = .150 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .200 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTII	BTIN	HTII	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Seção	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
2	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
3	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
4	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
5	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
6	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267

OBS.- As demais seções não serao tabuladas, devido a simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Carregamento G2 = Barreiras + Guarda-corpo

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

.788	.788	.788	.788	.788	.788
.788	.788	.788	.788	.788	.788

Cargas Nodais

PT	P
1	.28
11	.28

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-.438
2	.438

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	9.6
1	2	20.9	-33.6	55.2	*	7.7
1	3	37.2	-61.0	124.9	*	5.7
1	4	48.9	-80.1	164.0	*	3.8
1	5	55.8	-91.5	187.4	*	1.9
1	6	58.2	-95.3	195.2	*	.0
1	7	55.8	-91.5	187.4	*	-1.9
1	8	48.9	-80.1	164.0	*	-3.8
1	9	37.2	-61.0	124.9	*	-5.7
1	10	20.9	-33.6	55.2	*	-7.7
1	11	.0	.0	.0	*	-9.6

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	9.9
Reação Núm.	2 =	9.9

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Trem-tipo considerado - TB-45

Membro	Carga P	Carga Q
1	7.91	1.579

Deslocam.s - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Deslocam.	DMax	DMin
1	.000	-1.700
2	1.700	.000

Reações - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Reação	RMax	RMin
1	41.5	.0
2	41.5	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Esforço Cortante - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Seção	Cort Max	Cort Min
1	41.5	.0
2	35.4	-1.3
3	29.8	-4.0
4	24.6	-7.4
5	19.7	-11.1
6	15.2	-15.2
7	11.1	-19.7
8	7.4	-24.6
9	4.0	-29.8
10	1.3	-35.4
11	.0	-41.5

Momento Fletor - Carga Móvel - TT TB-45
=====

SEÇÃO	MP+	MP-	TENSÃO F. SUP (MP+)	TENSÃO F. INF (MP+)	TENSÃO F. SUP (MP-)	TENSÃO F. INF (MP-)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
3	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
4	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
5	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
6	248.9	.0	-407.9	835.4	.0	.0
7	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
8	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
9	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
10	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Envoltória de Deslocamentos - $D=DG+DP$

TT TB-45

Deslocam.	Dg	Dp+	Dp-	D Max	D Min
1	.912	.000	-1.700	.912	-.788
2	-.912	1.700	.000	.788	-.912

OBS - Deslocamentos em mm
Rotações em Rad/1000

Envoltória de Momento Fletor- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*MP+1.5*MQ		1.35*MP+1.5*MQ	
	M MAX	M MIN	M MAX	M MIN
1	.0	.0	.0	.0
2	156.4	20.9	163.7	28.3
3	276.9	37.2	289.9	50.3
4	361.4	48.9	378.5	66.0
5	413.5	55.8	433.1	75.4
6	431.5	58.2	451.9	78.5
7	413.5	55.8	433.1	75.4
8	361.4	48.9	378.5	66.0
9	276.9	37.2	289.9	50.3
10	156.4	20.9	163.7	28.3
11	.0	.0	.0	.0

Quadro Geral de Momentos e Tensões

TT TB-45

Seção	MMax	MMin	Tensão F. Sup (MMax)	Tensão F. Inf (MMax)	Tensão F. Sup (MMin)	Tensão F. Inf (MMin)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
3	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
4	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
5	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
6	307.1	58.2	-503.2	1030.6	-95.3	195.2
7	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
8	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
9	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
10	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Quadro Geral dos Cortantes- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*QP+1.5*QQ		1.35*QP+1.5*QQ	
	Q Max	Q Min	Q Max	Q Min
1	71.8	9.6	75.1	12.9
2	60.8	5.7	63.5	8.4
3	50.4	-3	52.5	1.7
4	40.7	-7.2	42.0	-5.9
5	31.4	-14.7	32.1	-14.1
6	22.8	-22.8	22.8	-22.8
7	14.7	-31.4	14.1	-32.1
8	7.2	-40.7	5.9	-42.0
9	.3	-50.4	-1.7	-52.5
10	-5.7	-60.8	-8.4	-63.5
11	-9.6	-71.8	-12.9	-75.1

Envoltória de Reações- NBR-6118

TT TB-45

Reação	1.0*RP+1.5*RQ		1.35*RP+1.5*RQ	
	R Max	R Min	R Max	R Min
1	110.7	48.4	127.6	75.5
2	110.7	48.4	127.6	75.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
	SI -657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0
2	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
	SI -660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
3	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
	SI -965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
4	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
	SI -968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
5	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
	SI -942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
6	SS 0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
	SS' -401.6	0.0	-401.6	-61.1	-462.7	-261.6	0.0	-724.4	-462.7
	SI -915.9	0.0	-915.9	195.2	-720.7	835.4	0.0	114.7	-720.7
7	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
	SI -942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
8	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
	SI -968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
9	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
	SI -965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
10	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
	SI -660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
11	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
	SI -657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior

SEÇÃO V+VII	F1	PROT.	I+II	G3	III+IV	MP+	MP-	V+VI	
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
IX									
1	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3
2	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
3	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
4	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
5	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
6	SS 0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
	SS' -427.8	0.0	-427.8	-61.1	-488.9	-261.6	0.0	-750.6	-488.9
	SI -808.2	0.0	-808.2	195.2	-613.0	835.4	0.0	222.4	-613.0
7	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
8	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
9	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
10	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
11	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 782 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DEVIDA AO CORTANTE - NBR-6118

Ponte totalmente carregada

SEÇÃO	VDMAX	VDMIN	VRDMAX	TWD	TC	TD	RO	AS/S (CM)
1	125.	46.	96.	113.	0.	130.	.00299	.179
2	101.	34.	78.	92.	0.	106.	.00243	.146
3	80.	20.	63.	203.	0.	234.	.00538	.135
4	61.	6.	51.	166.	0.	190.	.00438	.109
5	42.	-8.	39.	126.	0.	144.	.00332	.083
6	-23.	23.	-23.	73.	0.	84.	.00194	.049
7	-42.	8.	-39.	126.	0.	144.	.00332	.083
8	-61.	-6.	-51.	166.	0.	190.	.00438	.109
9	-80.	-20.	-63.	203.	0.	234.	.00538	.135
10	-101.	-34.	-78.	92.	0.	106.	.00243	.146
11	-125.	-46.	-96.	113.	0.	130.	.00299	.179

Armadura Total (Cortante+Torção+Fadiga)- NBR-6118

Ponte totalmente carregada

Seção	AS/S (CM)		Espacamento Long.(CM)				Espacamento Transv.(CM)			
	Long.	Nerv.	1/4	5/16	3/8	1/2	1/4	5/16	3/8	1/2
1	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.
2	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
3	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
4	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
5	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
6	.000	.100	30.	30.	30.	30.	6.	10.	14.	25.
7	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
8	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
9	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
10	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
11	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.

Dimensionamento da laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsçh, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16\text{m}$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90\text{m}$$

Para Carga Permanente :

$$\text{Guarda - rodas} = 0,60\text{t/m}$$

$$\text{p. próprio + pavimento} = 0,72\text{t/m}^2$$

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

$$\text{Balanço reduzido} = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535\text{m}$$

$$P = 7,50\text{t}$$

$$\varphi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$$

$$P\varphi = 10,444\text{t}$$

$$p\varphi = 0,697\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente:

$$m_{xe} = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 \times 1,16^2/2 = -1,074\text{mt/m}$$

Seção junto ao Guarda - rodas:

$$m_{xe} = 0,60 \times 0,20 + 0,74 \times 0,20^2/2 = -0,135\text{mt/m}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela Nº 98 do Prof. Rüsçh

$$l \ x/a = 0,535/2 = 0,268$$

$$t/a = 0,425\text{m}$$

Temos então :

$$m_{xe} = 0,35 \times 10,444 = -3,655\text{mt/m}$$

$$m_{yr} = 0,18 \times 10,344 = 1,862\text{mt/m}$$

$$m_{xm} = 0,24 \times 10,344 = 2,483\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,115 \times 10,344 = 1,190\text{mt/m}$$

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45⁰

$$l = 2 \times 0,97 = 1,94\text{m}$$

$$m_{xe} = 6,0 \times 0,97/1,94 = -3,00\text{mt/m na junção do guarda - rodas.}$$

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos :

$$l = (1,16 - 0,40) \times 2 + 1,94 = 3,46\text{m}$$

$$m_{xe} = 6 \times 0,97/3,46 = -1,682\text{mt/m}$$

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos :

Distribuição a 45°

$$l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) \times 2 + 1,94 = 3,29\text{m}$$

$$m_{xe} = -6 \times 0,97/3,29 = -1,769\text{mt/m}$$

Dimensionamento:

Seção junto ao Guarda - rodas:

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,135 + 1,50 \times 3,00 = -5,177\text{mt/m}$$

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada:

$$m_{xed} = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769\text{mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema:

$$m_{xed} = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455\text{mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas:

$$m_{xed} = -5,177\text{mt/m}$$

$$b = 1,00\text{m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = 0,085 \quad \text{ok!}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada:

$$m_{xed} = -7,449\text{mt/m}$$

$$k_{md} = 0,122 \quad \text{ok!}$$

Seção de aço Necessária:

$$A_{s1} = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s3} = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83\text{cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00\text{m} \quad h = 0,30\text{m} \quad d = 0,275\text{m} \quad m_{xe} = -9,465\text{mt/m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$k_{md} = 0,063 \quad \text{ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$l_x = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79\text{m}$$

$$h = 0,07\text{m}$$

$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045\text{m}$$
$$\text{pp. total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50\text{t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20\text{t/m}^2$$
$$M_k = 0,20 \times 1,39^2/8 = 0,048\text{mt/placa}$$

$$M_d = 0,068\text{mt/placa}$$

$$bd^2 f_{cd} = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$k_{md} = 0,068/1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindia da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm², em serviço, considerando :

Laje Central :

$$\begin{aligned} \text{mxm } b &= 1,00\text{m} \\ h &= 0,20\text{m} \\ d &= 0,175\text{m} \\ f_{yk} &= 5000\text{kg/m}^2 \\ f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{máx}} &= 1,441\text{mt/m} \\ M_{\text{mín}} &= 0,154\text{mt/m} \\ A_s &= 0,0003122\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{mym } b &= 1,00\text{m} \\ h &= 0,20\text{m} \\ d &= 0,175\text{m} \\ f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\ f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\ M_{\text{máx}} &= 0,860 \text{ mt/m} \\ M_{\text{mín}} &= 0,026\text{mt/m} \\ A_s &= 0,0002528\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mxe } b &= 1,00\text{m} \\ h &= 0,30\text{m} \\ d &= 0,275\text{m} \\ f_{yk} &= 50000\text{t/m}^2 \\ f_{ck} &= 3000\text{t/m}^2 \\ M_{\text{máx}} &= -2,989\text{mt/m} \\ M_{\text{mín}} &= -0,308\text{mt/m} \\ A_s &= 0,0003489\text{m}^2 \end{aligned}$$

Laje do Balanço :

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$$\begin{aligned} b &= 1,00\text{m} \\ h &= 0,20\text{m} \end{aligned}$$

$d = 0,175\text{m}$
 $f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$
 $f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$
 $M_{\text{máx}} = -3,134\text{mt/m}$
 $M_{\text{mín}} = -0,134\text{mt/m}$
 $A_s = 0,000760\text{m}^2$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$b = 1,00\text{m}$
 $h = 0,20\text{m}$
 $d = 0,175\text{m}$
 $f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$
 $f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$
 $M_{\text{máx}} = 1,913\text{t/m}$
 $M_{\text{mín}} = 0,673\text{mt/m}$
 $A_s = 0,000798\text{m}^2$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$b = 1,00\text{m}$
 $h = 0,30\text{m}$
 $d = 0,275\text{m}$
 $f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$
 $f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$
 $M_{\text{máx}} = 4,872\text{mt/m}$
 $M_{\text{mín}} = 1,252\text{mt/m}$
 $A_s = 0,0008828\text{m}^2$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com Δf_{sd} , f_{ad} , min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D > 25\varnothing$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são :

$f_{ck} = 30\text{MPa}$
 $E_f = 210.000\text{MPa}$
Área de aço em m^2

Momento máximo e mínimo em mt/m

Tensão na armadura em kg/cm^2

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço :

Lajes centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais

$$l_x = 2,32\text{m}$$

$$l_y/a = \infty$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço:

$$M_{xeg} = -1,074\text{mt/m}$$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente:

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$

$$M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2/12 = -0,332\text{mt/m}$$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsçh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$$\left. \begin{array}{l} g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500\text{t/m}^2 \text{ peso próprio} \\ g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24\text{t/m}^2 \text{ pavimentação} \end{array} \right\} 0,740\text{t/m}^2$$

Carga Móvel

$$P = 7,50\text{t}$$

$$p = 0,50\text{t/m}^2$$

Impacto

$$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$$

$$P\varphi = 10,379\text{t}$$

$$p\varphi = 0,692\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$$m_{xm} = 0,417 \times g \times l_x^2 = 0,154\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,069 \times g \times l_x^2 = 0,026\text{mt/m}$$

$$m_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2 = 0,308\text{mt/m}$$

$$\text{onde, } g \times l_x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.

$$l_x/a = 2,32/2,00 = 1,16$$

$$t/a = (0,45 + 2 \times 0,20) / 2 = 0,425$$

Temos então,

Carga Móvel

$$m_{xm} = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287 \text{ mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834 \text{ mt/m}$$

$$m_{xe} = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681 \text{ mt/m}$$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$$m_{xmd} = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138 \text{ mt/m}$$

$$m_{ymd} = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286 \text{ mt/m}$$

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437 \text{ mt/m}$$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138 \text{ mt/m}$

$$h = 0,175 \text{ m}$$

$$d = 0,175 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = M_d / bd^2 fcd = 0,035 \text{ ok!}$$

Para $M_{ym} = 1,250 \text{ mt/m}$

$$d = 0,130 \text{ m}$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$$

$$k_{md} = 0,038 \text{ ok!}$$

Para $M_{xed} = -4,437 \text{ mt/m}$

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$d = 0,325 \text{ m}$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,375^2 \times 2000 = 211,25$$

$$k_{md} = 0,021 \text{ ok!}$$

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$$A_s = 2,138 / 0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,286 / 0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,437 / 0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Laje de Continuidade

Cálculo da Placa de Continuidade

- $l_x = 0,83\text{m}$ / Faixa de 1m de Largura

- Área de Concreto - $0,19 \times 1,0 = 0,19\text{m}^2$

- Inércia da Placa - $I_{Placa} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

- FCK = 30MPa

- Módulo de Elasticidade - $E_{ct} = 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50 \text{ MPa}$

Momento de inércia do conjunto (vigas+laje)

- $I_{ca21} = 1,75\text{m}^4$ - P/ Viga de 21m

- $I_{ca30} = 2,57\text{m}^4$ - P/ Viga de 30m

Trem -Tipo Simplificado

$P = 6 \times 7,5\text{t} = 45\text{t}$

$q_1 = 3 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ t/m}$

$q_2 = 9,8 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 4,9 \text{ t/m}$

$q = 6,4 \text{ t/m}$

1- Efeito devido a rotação de um único vão carregado.

$$M_0 = \frac{-4E_{ct}I_{Placa}}{l_x} = 0$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$$

$$\theta_1 = \frac{Pl^3}{16E_{ct}I_c}$$

$$\theta_2 = \frac{ql^3}{24E_{ct}I_c}$$

$$\theta\theta_1 = \frac{45 \times 20,3^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta\theta_2 = \frac{6,4 \times 20,3^3}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 30067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ tm/m}$$

2- Dois vãos adjacentes carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times I_{pilaca}}{lx} \right) \times \theta \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,92} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$\theta_2 = \frac{64 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,67} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\theta = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3 - Recalque do aparelho de apoio quando só um dos vãos é carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_c \times I_p \times \Delta n}{lx^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

$$E_{vs}$$

$$E_{vs} = 2 \times 100 \times 0,69 (0,047)^2$$

$$E_{vs} = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

Relação Vertical Compatível Com (Θ) por Apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t /Ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25t/\text{Apoio}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 8067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,88^3} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56tm$$

$$M_1 = -12,56tm$$

Dimensionamento do Guarda-Rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,991$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,963$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Laje de Transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

$$\text{Peso Próprio: } \gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Carga Móvel: TB45} = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$M_g = 1,25 \text{ tfm}$$

$$M_q = 5,00 \text{ tfm}$$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,920$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Viga Transversina

Vão de 21,00m

Cargas Permanentes:

Peso Próprio

$$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$$

Laje + Pav.

$$g_2 = ((\gamma_c \times h_{\text{laje}} + \gamma_{\text{pav}} \times h_{\text{pav}}) \times A) / l_{\text{viga}} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$$

$$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$$

Estrutura e Carregamento:

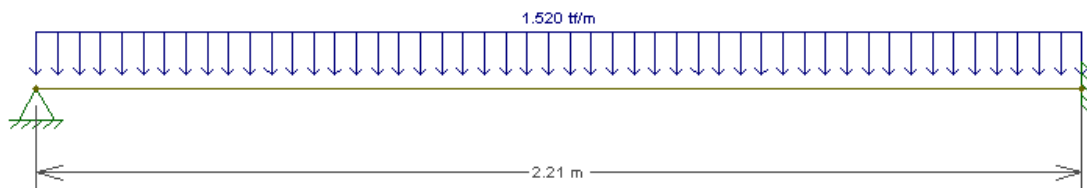


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:

Carga TB-45 Centrada

Estrutura e Carregamento

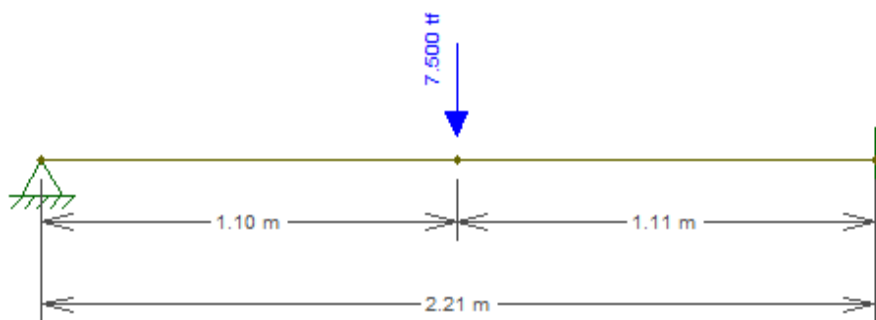


Diagrama de Momento – (tf.m):



Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \phi \times M_q$$

$$\phi = 1,40 - 0,007 \times 1 = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	Mg (tf.m)	Mq (tf.m)	Md (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \mathbf{8,30 \text{ cm}^2}$$

Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \mathbf{8,30 \text{ cm}^2}$$

Verificação a fadiga:

Momento Positivo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$o \text{ max.} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$o \text{ min.} = 36,69 \text{ kgf/cm}^2$$

Coeficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14 \text{ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.}$$

Momento Negativo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$o \text{ max.} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$o \text{ min.} = 43,04 \text{ kgf/cm}^2$$

Coeficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14 \text{ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.}$$

Processamento da mesoestrutura
Dimensionamento da ala e cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1(retângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9 / 2 = 0,24 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$$

Trecho2(triângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\text{Média } \sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6 / 2 = 2,04 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$$

$$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$$

$$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times M_{1\text{total}} + 1,5 \times M_{2\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$$

Pela tabela: $K_z = 0,984$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009$$

Pela tabela: $K_z = 0,995$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do console de macaqueamento

Para as vigas de 25,00 m

$$P. \text{laje} = 37,67 \text{ tf}$$

$$P. \text{Próprio viga} = 30,46 \text{ tf}$$

$$\text{Total: } P = 68,13 \text{ tf}$$

$$\sigma_{yd} = 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2$$

$$A / d = 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}$$

$$T_d = 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d)$$

$$T_d = 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf}$$

$$A_s = T_d / f_{yd}$$

$$A_s = 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2$$

Verificação cisalhamento do concreto.

$$\text{Logo } \tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

Dimensionamento do Aparelho de Apoio

Carga normal máxima

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
23	15,5	9,9	41,5

Valor p/cada apoio = $23 + 15,5 + 9,9 + 41,5 = 89,9t$

Esforços horizontais longitudinais de longa duração

Δ Temp.

$$Ap1 \rightarrow 17,084/5 = 3,417$$

$$Ap2 \rightarrow 2,834/5 = 0,567$$

$$Ap3 \rightarrow -2,974/5 = -0,595$$

$$Ap4 \rightarrow -16,944/5 = -3,389$$

Esforços horizontais longitudinais de curta duração Frenagem

$$Ap1 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

$$Ap2 \rightarrow 3,265/5 = 0,653$$

$$Ap3 \rightarrow 3,511/5 = 0,702$$

$$Ap4 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

Esforços horizontais transversais de curta duração

$$Ap1 \rightarrow 6,390/5 = 1,278$$

$$Ap2 \rightarrow 7,876/5 = 1,575$$

$$Ap3 \rightarrow 8,157/5 = 1,631$$

$$Ap4 \rightarrow 6,295/5 = 1,259$$

Rotação de apoio na montagem

1,866

Rotação de carregamento

1,7

Dimensionamento da viga travessa

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares: $Md = -376 \text{ tf.m}$

No centro da travessa: $Md = 187 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $Vd = 239 \text{ t}$

Junto aos pilares, na parte interna : $Vd = 344 \text{ t}$

A partir da figura acima, temos :

Para $M(+)$ $b = 1,60 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para $M(-)$ $b = 1,30 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$kmd+ = 376/4.536 = 0,083$

$kmd- = 187/3.685 = 0,051$

$As(+)= 37,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ } \varnothing 20.0 \text{ mm}$

$As(-)= 76,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 25.0 \text{ mm}$

Esforços Cortantes

$\tau = 334,0 (1,26 \times 1,30) = 203,91 \text{ t/m}^2$

$\tau d = 1,15 \times \tau m = 234,5 \text{ t/m}^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 304,89 \text{ t/m}$

$As = 304,84 (4 \times 4,348) = 17,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As = 12,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ com 6 pernas $\varnothing 12^5 \text{ c.12}$
 $\varnothing 12^5 \text{ c.15}^5$

A seguir, o estudo da fadiga :

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0078750	m ²	As	0,0044100	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	267,428	mt/m	Mmáx	125,516	mt/m
Mmin	157,872	mt/m	Mmin	96,150	mt/m
$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²	$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,823529412	-	n	8,823529412	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,29	m	x	0,22	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σ máx	2919,31054	Kg/cm ²	σ máx	2401,44568	Kg/cm ²
σ min	1723,37001	Kg/cm ²	σ min	1839,59815	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	1195,94054	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	561,84752	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,65	-	Kf	0,30	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	78,75	cm ²	Asfad	44,10	cm ²

Dimensionamento dos Pilares Cargas Permanentes – Pilar BR 230

Pilar central

Carga permanente

V1/V5

Vão 21m – 52,01t
Vão 30m – 78,75t
130,76t

V2/V4

Vão 21m – 37,93t
Vão 30m – 58,65t
96,58t

V3

Vão 21m – 45,07t
Vão 30m – 68,85t
113,92t

$$PP_{Trav} = Ax \cdot l \cdot Y_c$$

$$PP_{Trav} = 2,035 \times 12,8 \times 2,5 = 65,13t$$

$$PP_{Pilar} = 2,9 \times 0,6 \times 4,9 \times 2,5 = 21,5t$$

$$N_{gk} = [(2 \times (130,76 + 96,58))] + 113,92] + 65,13 + 21,5 = 655,23t$$

Carga móvel

V1/V5

$$\begin{aligned} \text{Vão 21m} &- 35,48t \\ \text{Vão 30m} &- \underline{41,04t} \\ &76,52t \end{aligned}$$

V2/V4

$$\begin{aligned} \text{Vão 21m} &- 44,42t \\ \text{Vão 30m} &- \underline{51,12t} \\ &95,54t \end{aligned}$$

V3

$$\begin{aligned} \text{Vão 21m} &- 42,84t \\ \text{Vão 30m} &- \underline{49,30t} \\ &92,14t \end{aligned}$$

$$N_{gk} = [(2 \times (76,52 + 95,54))] + 92,14] = 436,26t$$

$$N_d = 1,35 \times N_{gk} + 1,5 \times \phi \times 1,25 \times 436,26$$

$$N_d = 1702,55t$$

Cargas horizontais

Frenagem e aceleração

$$H_f = \frac{(0,3 \times 45)}{2} = 6,75$$

Cargas transversais

Carga de vento

$$P_v = 0,1 \frac{t}{m^2}$$

Carregada

$$H_{v21} = \left[0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{21}{2} \right) \right] = 4,2t - \text{Vão 21m}$$

$$H_{v30} = 0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 6t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 4,2 + 6 = 10,2t$$

Descarregada

$$H_{v21} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{21}{2} \right) = 3,05t - 21m$$

$$H_{v31} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 4,35t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 3,05 + 4,35 = 7,4t$$

Momento torsor

Carga permanente - $M_{tg} = 10,03 \text{ tfm}$

Carga móvel - $M_{tq} = 18,83 \text{ tfm}$

$M_{td} = 1,35M_{tg} + 1,5 \varphi M_{tq}$

$M_{td} = 1,35 \times 10,03 + 1,5 \times 1,25 \times 18,83$

$M_{td} = 48,85 \text{ tfm}$

Esforços de cálculo

Combinação elu

$$Fd = 1,35 cp + 1,5 \varphi cm + 1,5 (0,7 H_v + 0,5 H_{ta})$$

$$Hd_g = 1,5 \times 1,25 \times 6,75 = 12,66t$$

$$Hd_g = 1,5 \times 0,7 \times 10,2 = 10,71t$$

Momento na base do pilar

1ª Ordem

$$M_g = Hd_g \times h = 12,66 \times 6,2 \cong 78,5tm$$

$$M_{dt} = (10,71 \times 6,3) + (1,5 \times 1,25 \times 176,55) = 398,50tm$$

Excentricidades mínimas

$$e_{1ymin} = 1,5 + 0,03h = 1,5 + 0,03 \times 60 = 3,3cm$$

$$e_{1ymin}' = 1,5 + 0,03 \times 200 = 7,50cm$$

Momentos mínimos

$$M_{1dxmin} = Nd \times C_{1x,min}$$

$$M_{1dxmin} = 1702,55 \times 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dxmin} = Nd \times C_{1x,min}$$

$$1702,55 \times 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de flambagem

Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$l_e = 2l = 2 \times 6,30 = 12,60m$$

$$\lambda_1 = 35 \quad \lambda_x = \frac{l}{i} \quad A_D = 0,6 \times 2 = 1,2m^2$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 f_g}{h_x} = \frac{3,46 \times 12,60}{0,6} = 72,66 \quad I_x = \frac{2 \times 0,6^3}{12} = 0,036 \text{ m}^4$$

Como $\lambda_x > \lambda_1$ serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_y = \frac{3,46 f_g}{h_y} \quad A_b = 1,2 \text{ m}^2$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 12,6}{2} = 21,8 \quad I_y = \frac{0,6 \times 2^3}{12} = 0,4 \text{ m}^4$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ – não serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$A_c = 0,6 \times 2,0 = 1,20 \text{ m}^2$$

$$Fcd = \frac{fck}{\gamma_f} = \frac{2500}{1,4} = 1785,7 \text{ t/m}^2 \quad A_{cfed} = 2142,86 \text{ t}$$

Força normal adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_{cfed}} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

CURVATURA SUJEITA A EFEITOS DE 2ª ORDEM

$$\frac{1}{V_x} = \frac{0,005}{hx(V + 0,5)} = \frac{0,005}{60 \times (0,79 + 0,5)} = 6,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{h_x} = 8,3 \text{ x/c}$$

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200x(0,79 + 0,5)} = 1,9 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Excentricidade de 2ª ordem

$$e_{2x} = \frac{f_g^2}{10} \left(\frac{1}{V_x} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = 10,32 \text{ cm}$$

$$e_{2y} = \frac{f_g^2}{10} \left(\frac{1}{V_y} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = 3,02 \text{ cm}$$

Momentos finais

$$M_{dx} = \alpha_b M_{1dx} + Nd_{e2x} = (1 \times 78,5 + 48,85) + (1702,55 \times 0,1032) = 303,0 \text{ tm}$$

$$M_{dy} = \alpha_b M_{1dy} + Nd_{e2y} = (1 \times 398,50 + 1702,55 \times 0,03) = 449,6 \text{ tm}$$

Esforços adimensionais

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y A_c fcd} = \frac{303}{0,60 \times 2142,86} \simeq 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{449,6}{2,0 \times 2142,86} \cong 0,10$$

Pelo ábaco de J. Montoya temos para taxa mecânica de armadura:

$$W=0,82$$

$$A_s = \frac{w A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \left(\frac{0,82 \times 2142,86}{5000} \right) \times 1,15 = 40,4 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c$$

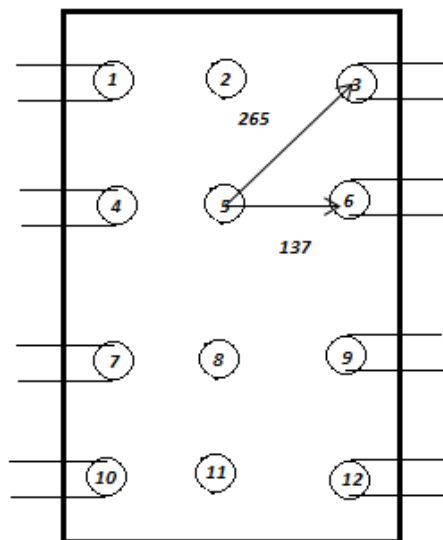
$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{50} = 44,4 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 48 \text{ cm}^2$$

Processamento da infraestrutura

Dimensionamento dos blocos

Bloco Central



$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

$$a_3^2 = 110^2 + 240^2$$

$$a^2 = 265 \text{ cm}$$

$$a_6^2 = b_6^2 + c_6^2$$

$$a_6^2 = 110^2 + 80^2$$

$$a^2 = 137 \text{ cm}$$

EST 3

$a_3 = 265 \text{ cm}$

$h = 140 \text{ cm}$

$\text{tg}\alpha = 140/265 = 0,53$

$\alpha = 28^\circ$

$z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,53 = 151 \text{ tf}$

$x = 110 \text{ cm}$

$y = 240 \text{ cm}$

$\text{tg}\theta = 110/240 = 0,46$

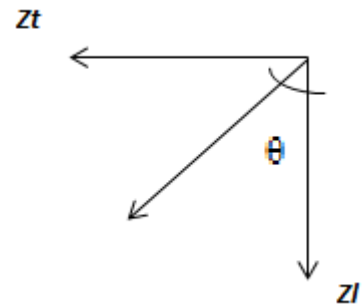
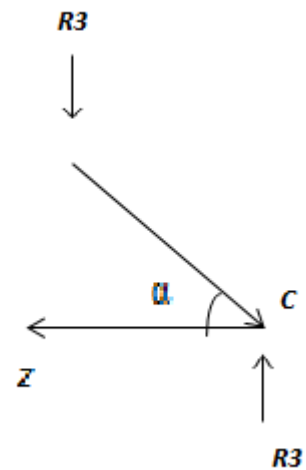
$\theta = 22,6^\circ$

$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$

$151 \cdot \cos 22,6^\circ = 139,4 \text{ tf}$

$z_{t3} = z \cdot \text{sen } \theta$

$151 \cdot \text{sen } 22,6^\circ = 58 \text{ tf}$



EST 6

$$a_3 = 137 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$$

$$z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$$

$$x = 110 \text{ cm}$$

$$y = 80 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$$

$$\theta = 53,97^\circ$$

$$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$$

$$81,6 \cdot \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$$

$$z_{t3} = z \cdot \text{sen} \theta$$

$$81,6 \cdot \text{sen} 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$$

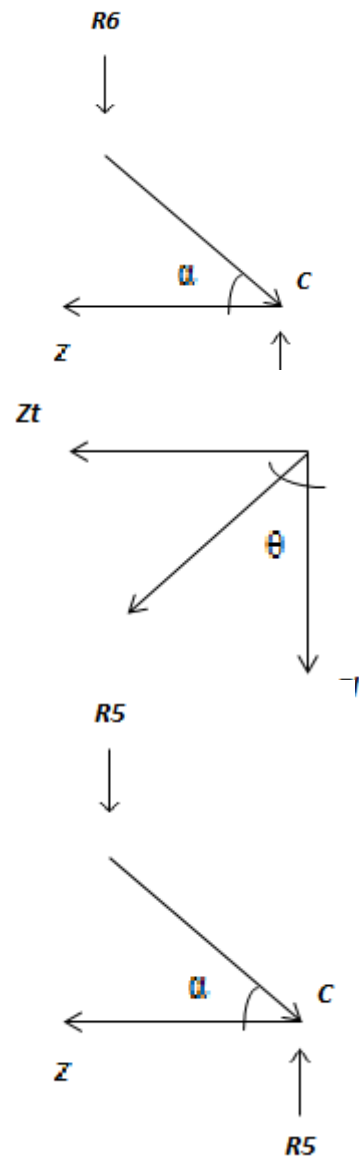
EST 5

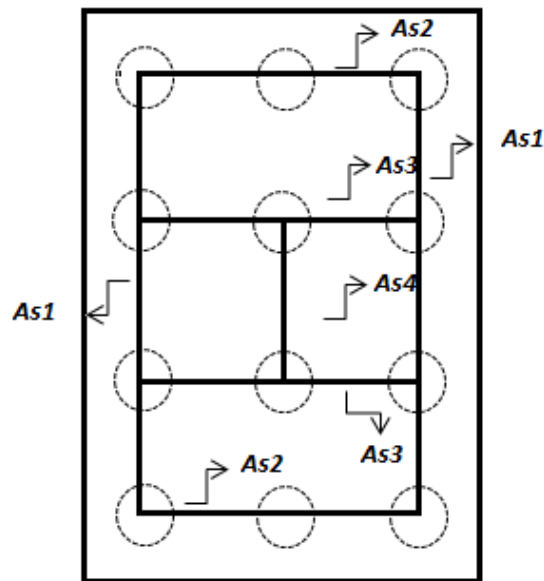
$$d = 80 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\alpha = 140/80 = 1,75$$

$$z = R/\text{tg}\alpha = 83,52/1,75 = 47,73 \text{ tf}$$





$$As1 = (139,4 + 48)/4,348 = 43 \text{ cm}^2 \quad 14 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As2 = (58)/4,348 = 13,34 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As3 = (66)/4,348 = 15,18 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As4 = (47,73)/4,348 = 10,98 \text{ cm}^2 \quad 4 \Phi 20 \text{ mm}$$

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

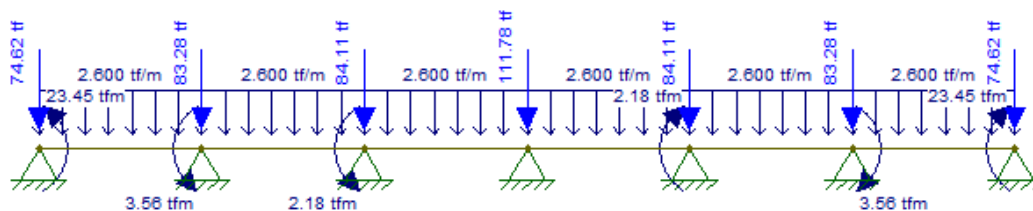


Diagrama de esforços Cortantes:

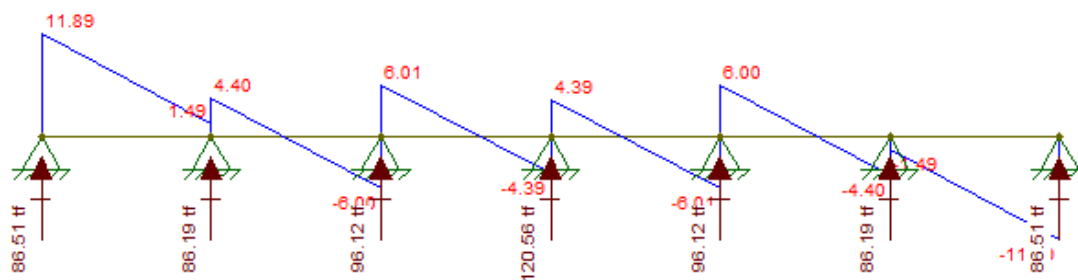
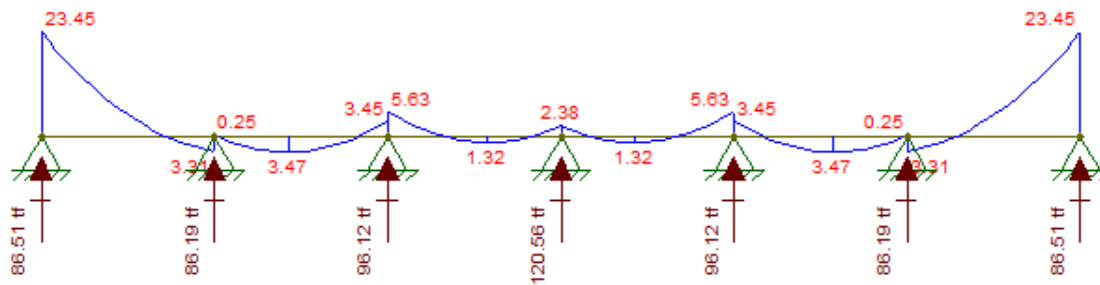


Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

$$M_d = 1,4 \times 23,45 = \mathbf{32,83 \text{ tfm}}$$

$$V_d = \mathbf{16,65 \text{ tf}}$$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

d	76	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{Sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Adotou-se 6 Φ 16 mm

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

ABAIXO O PROCESSAMENTO DO PROGRAMA AOKI VELLOSO

SP01

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Veloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS01 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ
Perimetro.....: 128.80 cm F1 = 1.25 F2 = 2.30
Cota Arrasamento: -1.000 m Area da Base.: 1320.25 cm²

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS01
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 0.45	Areia
0.45 A 2.10	Silte Argilo Arenoso
2.10 A 5.20	Silte Argilo Arenoso
5.20 A 8.38	Silte Areno Argiloso
8.38 A 10.25	Silte Areno Argiloso
10.25 A 12.45	Silte Areno Argiloso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	3.00	6	79	86
3.00	5.00	23	132	155
4.00	8.00	50	211	262
5.00	13.00	94	563	657
6.00	14.00	182	665	847
7.00	12.00	274	570	844
8.00	17.00	376	808	1184
9.00	15.00	489	713	1202
10.00	14.00	591	665	1257
11.00	18.00	704	856	1560
12.00	40.00	909	1901	2810

SP02

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS02 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ
Perimetro.....: 128.80 cm F1 = 1.25 F2 = 2.30
Cota Arrasamento: -1.000 m Area da Base..: 1320.25 cm²

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 0.40	Areia
0.40 A 2.30	Silte Argilo Arenoso
2.30 A 3.40	Silte Argilo Arenoso
3.40 A 5.20	Silte Areno Argiloso
5.20 A 10.40	Silte Argilo Arenoso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	5.00	10	132	143
3.00	8.00	38	313	350
4.00	14.00	103	665	768
5.00	18.00	216	551	767
6.00	15.00	294	396	691
7.00	12.00	351	317	668
8.00	18.00	414	475	889
9.00	40.00	536	1056	1592
10.00	40.00	704	1056	1760

SP03

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS03 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ
Perimetro.....: 128.80 cm F1 = 1.25 F2 = 2.30
Cota Arrasamento: -1.000 m Area da Base..: 1320.25 cm²

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS03
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 0.50	Areia
0.50 A 4.80	Silte Argilo Arenoso
4.80 A 9.70	Silte Argilo Arenoso
9.70 A 11.90	Silte Areno Argiloso
11.90 A 14.40	Silte Areno Argiloso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	6.00	13	158	171
3.00	5.00	36	132	168
4.00	5.00	57	132	189
5.00	4.00	76	106	181
6.00	24.00	134	634	768
7.00	18.00	223	475	698
8.00	20.00	302	528	830
9.00	22.00	391	720	1111
10.00	26.00	512	1236	1748
11.00	29.00	706	1378	2084
12.00	33.00	925	1568	2493
13.00	40.00	1182	1901	3083
14.00	40.00	1465	1901	3366

SP04

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS04 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ
Perimetro.....: 128.80 cm F1 = 1.25 F2 = 2.30
Cota Arrasamento: -1.000 m Area da Base..: 1320.25 cm²

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS04
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 0.85	Areia
0.85 A 3.65	silte Areno Argiloso
3.65 A 6.45	silte Areno Argiloso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	8.00	28	380	408
3.00	9.00	88	428	516
4.00	15.00	173	713	886
5.00	22.00	303	1046	1349
6.00	38.00	515	1806	2321

SP05

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS05 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ
Perimetro.....: 128.80 cm F1 = 1.25 F2 = 2.30
Cota Arrasamento: -1.000 m Area da Base..: 1320.25 cm²

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS05
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 0.80	Areia
0.80 A 3.15	Silte Argilo Arenoso
3.15 A 5.20	Silte Areno Argiloso
5.20 A 7.30	Silte Areno Argiloso
7.30 A 11.20	Silte Areno Argiloso
11.20 A 16.40	Silte Argilo Arenoso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	4.00	8	106	114
3.00	6.00	29	266	296
4.00	8.00	76	380	456
5.00	12.00	146	570	717
6.00	17.00	249	808	1057
7.00	20.00	379	951	1330
8.00	18.00	513	856	1369
9.00	20.00	647	951	1598
10.00	35.00	841	1664	2505
11.00	31.00	1074	950	2024
12.00	37.00	1236	977	2213
13.00	40.00	1398	1056	2454
14.00	40.00	1566	1056	2622
15.00	40.00	1734	1056	2790
16.00	40.00	1902	1056	2958

SP06

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

CONTECNICA - CONSULTORIA TECNICA
URBANIZACAO DA BR-230
MANAIRA - JOAO PESSOA-PB
NUMERO : FS06 DATA : 07/10/13

1) DADOS DA ESTACA

RAIZ
Perimetro.....: 128.80 cm F1 = 1.25 F2 = 2.30
Cota Arrasamento: -1.000 m Area da Base..: 1320.25 cm²

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: FS06
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 1.80	Areia
1.80 A 4.15	Silte Argilo Arenoso
4.15 A 6.80	Silte Areno Argiloso
6.80 A 8.60	Silte Arenoso
8.60 A 12.25	Silte Argiloso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
2.00	10.00	36	264	300
3.00	12.00	82	317	399
4.00	9.00	126	399	525
5.00	11.00	192	523	715
6.00	6.00	252	298	550
7.00	17.00	333	988	1320
8.00	28.00	485	1248	1733
9.00	25.00	639	607	1247
10.00	40.00	782	972	1753
11.00	40.00	957	972	1928
12.00	40.00	1132	972	2104

ABAIXO O PROCESSAMENTO DO PROGRAMA ESTACA

PROJETO 3771 ESTACA 782 EXTREMIDADE VÃO 21m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 2

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geometricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-0.700	0.000	0.000	-0.700	-10.000	0.000	10.000
2	0.700	0.000	0.000	0.700	-10.000	0.000	10.000

PROJETO 3771 ESTACA 782 EXTREMIDADE VÃO 21m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-3.02	-146.28	-1.04	-38.18	0.00	-30.45

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
0.00000	-0.00268	0.00000	-0.00004	0.00000	-0.00114

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	51.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	94.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	-51.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-94.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

 PROJETO 3771 ESTACA 782 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
 SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 12

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-1.100	0.000	-2.400	-3.179	-9.781	-2.400	10.000
2	0.000	0.000	-2.400	0.000	-10.000	-2.400	10.000
3	1.100	0.000	-2.400	3.179	-9.781	-2.400	10.000
4	-1.100	0.000	-0.800	-3.179	-9.781	-0.800	10.000
5	0.000	0.000	-0.800	0.000	-10.000	-0.800	10.000
6	1.100	0.000	-0.800	3.179	-9.781	-0.800	10.000
7	-1.100	0.000	0.800	-3.179	-9.781	0.800	10.000
8	0.000	0.000	0.800	0.000	-10.000	0.800	10.000
9	1.100	0.000	0.800	3.179	-9.781	0.800	10.000
10	-1.100	0.000	2.400	-3.179	-9.781	2.400	10.000
11	0.000	0.000	2.400	0.000	-10.000	2.400	10.000
12	1.100	0.000	2.400	3.179	-9.781	2.400	10.000

 PROJETO 3771 ESTACA 782 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 12 estacas com inclinação vertical de 12°

Força-X	Força-Y	Força-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-3.02	-765.55	-1.04	-129.69	0.00	-182.02

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X Desl.-Y Desl.-Z Rot.-X Rot.-Y Rot.-Z
***** -0.00241 0.00000 -0.00013 -0.00087*****

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	74.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	68.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	62.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	57.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-74.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-68.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-62.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-57.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.11.3 – Memória de Cálculo das Quantidades

INFRAESTRUTURA						
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		7,54 m3				
Concreto de regularização						
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)	
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,30	1,10	0,10	12	3,04	
BE1=BE2 (B)	2,30	2,10	0,10	2	0,97	
B1(A,B)	3,10	5,70	0,10	2	3,53	
TOTAL (m³)					7,54	
Estaca raiz D=410mm, perfurada em solo incluindo fornecimento de todos os materiais e injeção						
	Quantidade	Comprimento (m)	Total (m)			
BE1	14	10,00	140,00			
BE2	14	10,00	140,00			
B1	20	10,00	200,00			
TOTAL (m)			480,00			
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		123,84 m3				
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)	
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,20	1,00	1,40	12	36,96	
BE1=BE2 (B)	2,20	2,00	2,40	2	21,12	
B1(A,B)	3,00	5,60	1,50	2	50,40	
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	0,40	4,00	0,80	12	15,36	
TOTAL (m³)					123,84	
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Blocos					
	Peso (kg)					
Blocos	4074					
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Cintas					
	Peso (kg)					
Cintas	1105					
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Encontros					
	Peso (kg)					
Encontro A	11367					
Encontro B	101					
Total	11468					
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
Q =		295,44 m2				
Blocos e cintas						
	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m²)		
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	6,40	1,40	12	107,52		
BE1=BE2 (B)	8,40	2,40	2	40,32		
B1(A,B)	17,20	1,50	2	51,60		
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	2,00	4,00	12	96,00		
TOTAL (m²)				295,44		
2 S 03 000 02	Escavação manual de cavas em material 1a cat					
Q escav. =		649,09 m3				
No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção, (blocos) e 0,5m em cada sentido para as cintas de travamento. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.						
Blocos						
	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)		
BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06		
BE1B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98		
BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06		
BE2B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98		
B1A/B1B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24		
TOTAL (m³)				595,33		
Cintas						
	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)		
CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88		
CE2 (a,b,c,d,e,f)- 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88		
TOTAL (m³)				53,76		
2.2 - Compactação de aterros a 95% procto normal				Total (blocos e cintas)	649,09	
2 S 01 510 00	Compactação de aterros a 95% procto normal					
Q compact =		533,88 m3				
Blocos						
	Ve (m³)	Vb (m³)	Compactação (m³)			
BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58			
BE1B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42			
BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58			
BE2B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42			
B1A/B1B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84			
TOTAL (m³)			486,85			
Cintas						
	Ve (m³)	Vc (m³)	Compactação (m³)			
CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20			
CE2 (a,b,c,d,e,f)- 400x40x80	26,88	7,68	19,20			
C1A-1080x40x80	12,10	3,46	8,64			
TOTAL (m³)			47,04			
			Total (blocos e cintas)	533,88		
Ve – Volume de escavação Vt – Volume da viga travessa enterrada						

MESOESTRUTURA

2 S 03 510 00 Aparelho de apoio em neoprene fretado fom. e aplic.

Q = 563,81 kg

3.1 - Aparelho de apoio em neoprene fretado fom. e aplic.

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)	Peso esp. (kg/m³)	Quantidade	Peso (kg)
0,25	0,4	0,047	0,005	2999	40	563,81
TOTAL (kg)						563,81

2 S 03 329 03 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç

Q = 39,46 m³

	Área (m²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)
-				
PE1 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	7	4,00	8,96
PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	7	6,00	13,44
P1(A,B) - 60xVAR	14,22	2	0,60	17,06
TOTAL (m³)				39,46

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 237,12 m²

	Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m²)
-				
PE1 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	4,00	7	67,2
PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	6,00	7	100,8
P1(A,B) - 60xVAR	-	5,00	2	69,12
TOTAL (m²)				237,12

2 S 03 580 02 Fomecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Pilares

	Peso (kg)
-	
Pilares	12963

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 272,00 m³

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
-					
	0,8	0,4	4	14	134,4
Total (m³)					272

SUPERESTRUTURA

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 4.005,33 m²

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade	Forma (m²)
-						
Laje do tabuleiro	25,62	42,12	0,22	26,06	1	1108,95
Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	3,60	20	1548,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	3,90	2	206,60
Viga travessa	1,45	25,62	1,30	4,05	1	107,53
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	40	32,60
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4	233,00
Transversinas (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	2,90	8	278,40
Guarda-rodas	0,40	42,12	0,87	1,74	4	295,00
Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2	195,26
TOTAL (m²)						4005,33

2 S 03 329 04 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz. c/adit.conf.e lanç

Q = 917,66 m³

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m²)	Quantidade	Volume (m³)
-						
Laje do tabuleiro	25,62	42,12	0,22	5,64	1	237,56
Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	0,9	20	378,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	1,69	2	86,60
Viga travessa	1,45	25,62	1,30	2,03	1	52,01
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,20	40	4,00
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	1,00	4	50,00
Transversinas (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	0,39	8	37,44
Guarda-rodas	0,40	42,12	0,87	0,23	4	38,75
Cortina	0,30	25,62	1,82	0,65	2	33,31
TOTAL (m³)						917,66

2 S 03 580 02 Fomecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Pré laje

	Peso (kg)
-	
Pré laje	7060

2 S 03 580 02 Fomecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje do tabuleiro

	Peso (kg)
-	
Laje do tabuleiro 21 m	9344
Total	

2 S 03 580 02 Fomecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 21m

	Peso (kg)
-	
Longarinas 21 m	30460

2 S 03 580 02 Fomecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Viga travessa

	Peso (kg)
-	
Viga travessa (encontro)	3805

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje de transição

	Peso (kg)
-	
Laje de transição	3620

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Transversinas 2 (vão 21m)

	Peso (kg)
-	
Transversinas 2 (vão 21m)	3860

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - laje elástica

	Peso (kg)
-	
Laje elástica	3256

Fornecimento, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 9 D=12,7mm

	Peso (kg)
-	
Vão de 21m	9510
TOTAL (kg)	

Fornecimento, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 9 D=12,7mm

	Unidade
-	
Vão de 21m	120
TOTAL (un)	

Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 62mm

	Comprimento (m)
-	
Vão de 21m	1124
TOTAL (m)	1124

Pré-Laje

Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m³)	Peso (Kg)
VAR	42,12	666,00	46,00	100	4600,00

4 S 06 030 11 Barreira de segurança dupla DNER PRO 176/86

Q1 = 168,50 m

Comprimento (m)	Total (m)
168,50	168,50

4.10 - Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 21 m de extensão até 40 tf de peso

	Quantidade
-	
Vão de 21 m	20

2 S 03 991 02 Dreno de PVC D=100 mm

Q1 = 22,00 m

Quantidade
22,00

2 S 03 930 00 Junta de cantoneira

Junta de dilatação e vedação em perfil elastomérico com lábios poliméricos de 25 mm, JJ 2540 V-V

Quantidade	Largura (m)	Total (m)
3	25,62	76,86

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 519,00 m3

	Volume (m³)
-	
Viga travessa	519,00
TOTAL (m³)	519,00

CONTENÇÃO

5 S 05 303 02 Terra armada - ECE - greide 6,0<h<9,00

Q = 891,40 m2

Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	891,40

5 S 05 303 05 Terra armada - ECE - pé de talude 6,0<h<9,00m

Q = 35,60 m2

Terra Armada - ECE - Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	35,60

5 S 05 303 09 Escamas de concreto armado para terra armada

Q = 134,00 m3

Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)
	134,00

3.12 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 845+0,00

3.12.1 – Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 845, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 63,00m de superestrutura, constituída de 3 vãos com cadencia de 21m, iniciando-se na estaca 842+12,818 até a estaca 845+15,938, e dois tabuleiros de 12,80m cada, com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.12.2 - Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 63,00m de superestrutura, constituída de 3 vãos com cadencia de 21,00m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em vigas múltiplas bi-apoiadas, pré-moldadas, em concreto protendido.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – fck = 10MPa

Infraestrutura – fck = 25MPa

Mesoestrutura – fck = 30MPa

Superestrutura – fck = 30MPa

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Pavimentação: 2,40t/m³

Terra: 1,80t/m³

Coefficientes de Segurança

Majoração :

Para Esforços de Carga Permanente = 1,35

Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração :

Resistência do Concreto = 1,40

Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos

NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações

NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento

NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.

NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações

Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER

Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER

Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsçh

Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras

Fundações Teoria e Prática – Editora Pini

Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed.McGRAW – Hill do Brasil LTDA

Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento

Sofistik/Ftool;

A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa *Estaca* da Projecon;

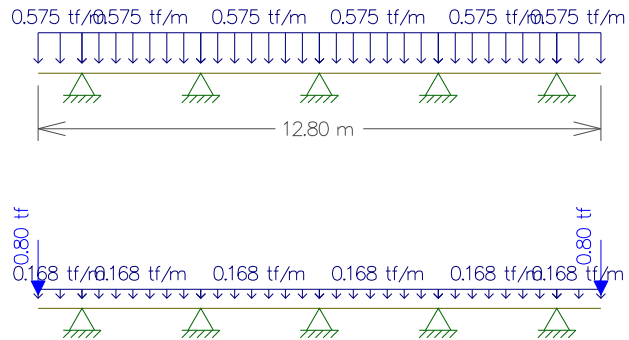
A interação *estaca x solo* com o Programa *Aoki-Velloso* e verificado pelo programa de análise

PFM da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

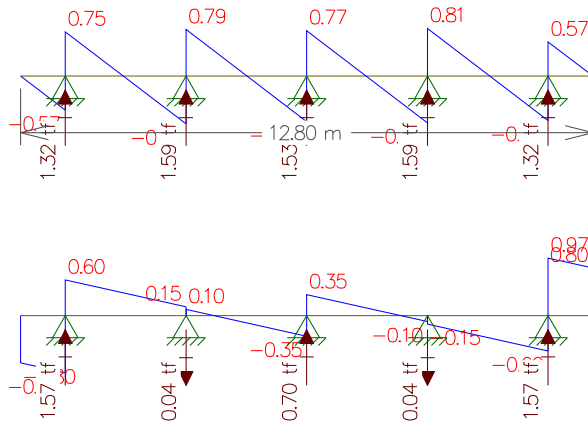
Processamento
Memória de Cálculo da Viga de 21m
Carga Permanente

Transversal

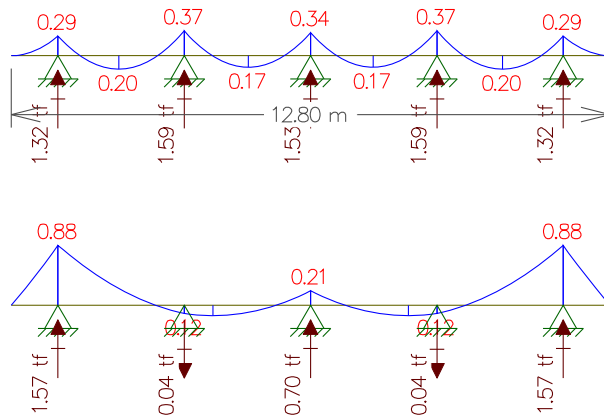
- Peso da Laje
- Peso do Guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Cargas



- Cortantes



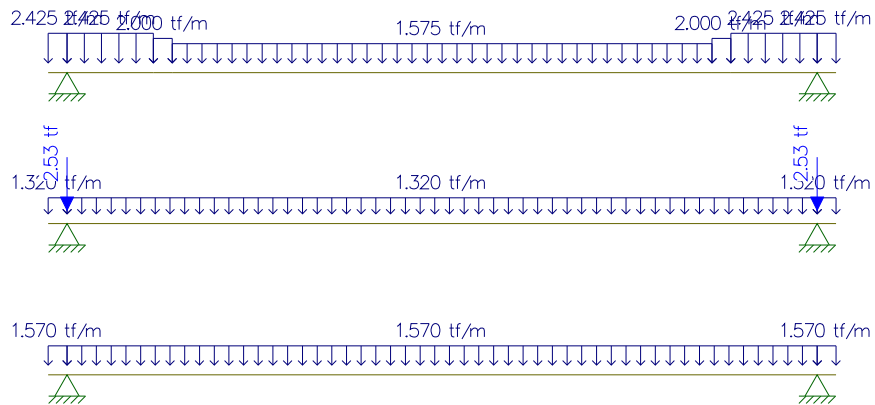
- Momentos



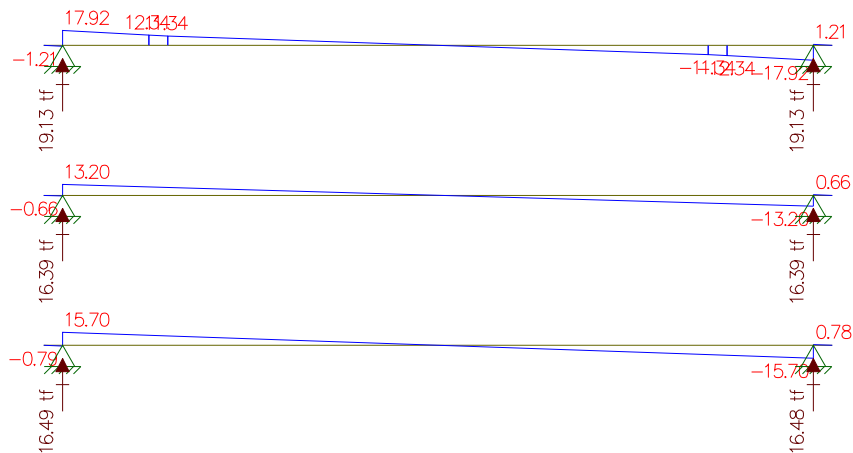
Longitudinal

- Viga 1 e 5:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Peso da laje

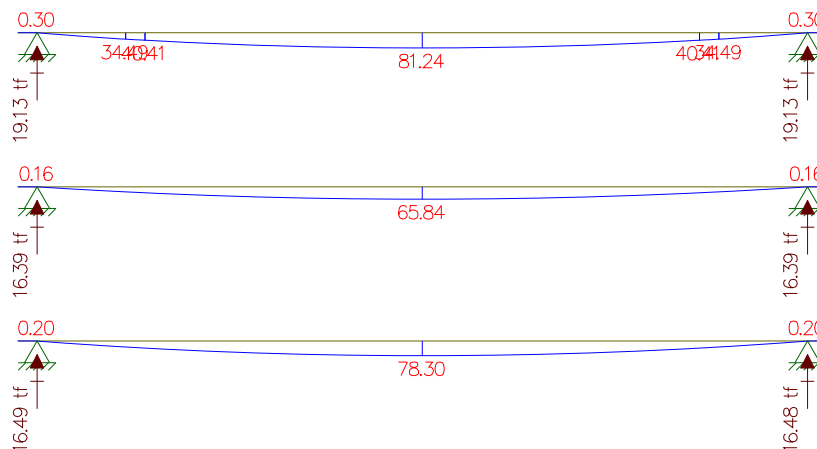
Cargas



Cortante

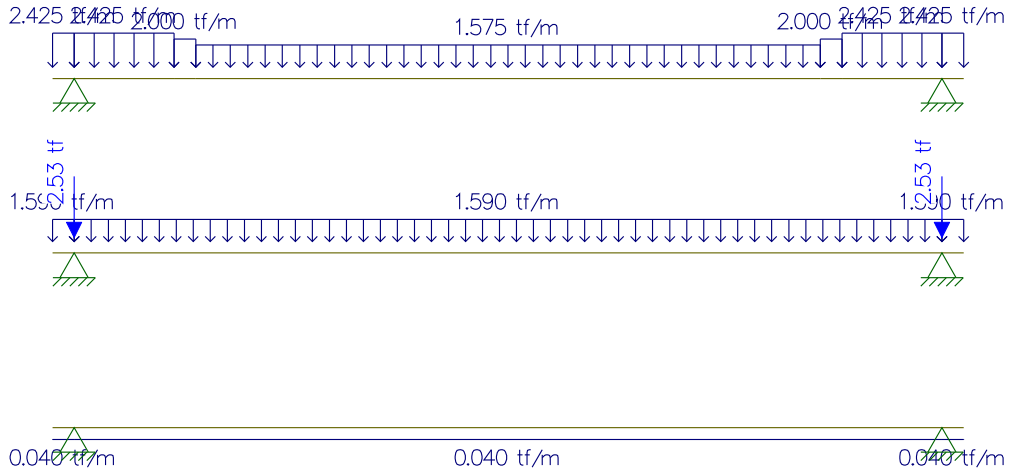


Momentos

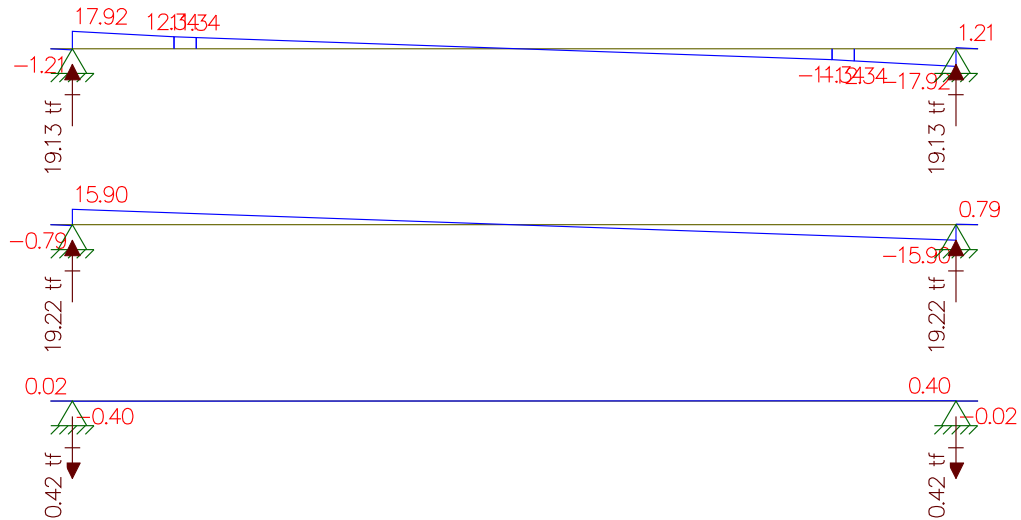


- Viga 2 e 4:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Peso da laje

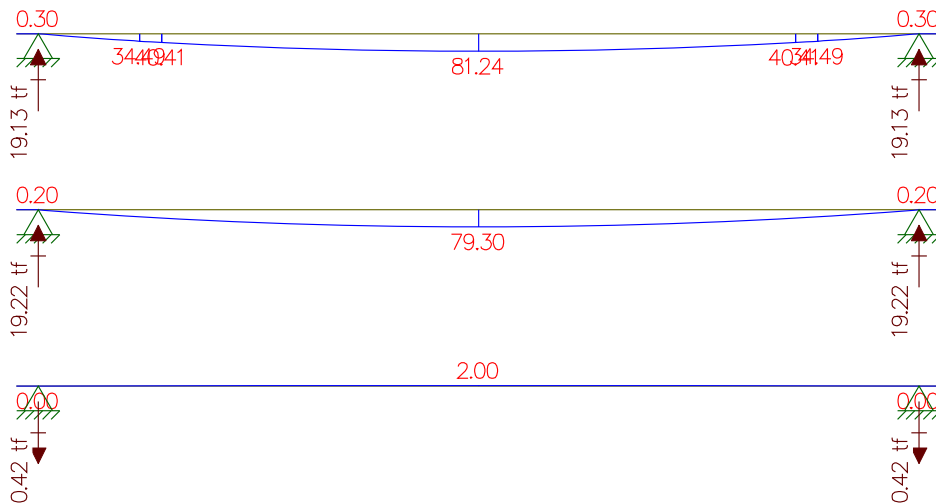
Cargas



Cortante

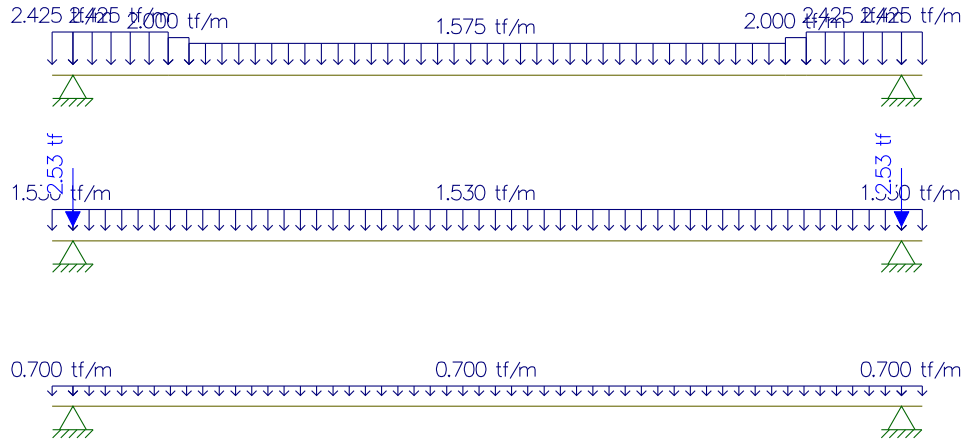


Momento

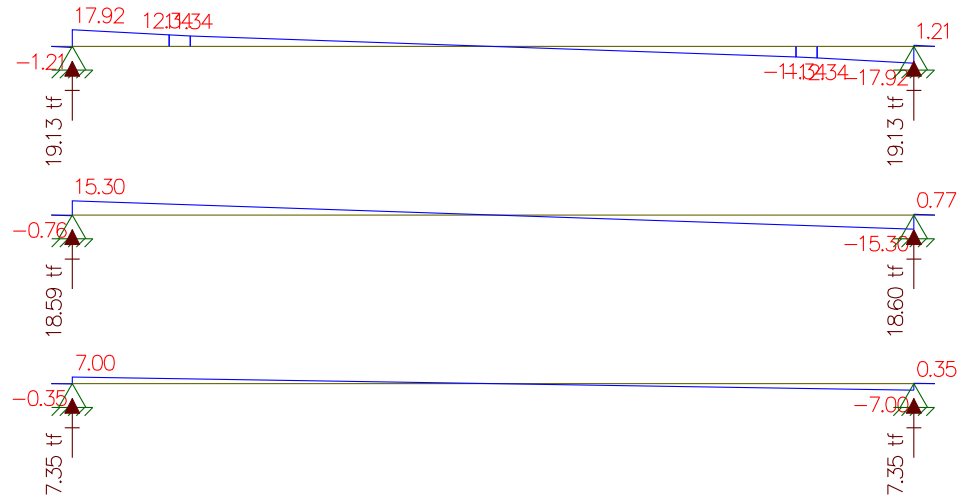


- Viga 3:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Peso da laje

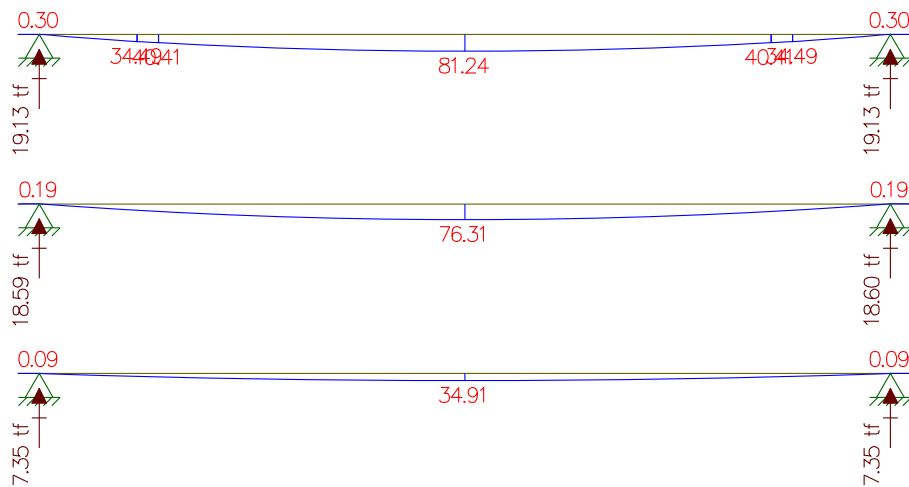
Cargas



Cortantes



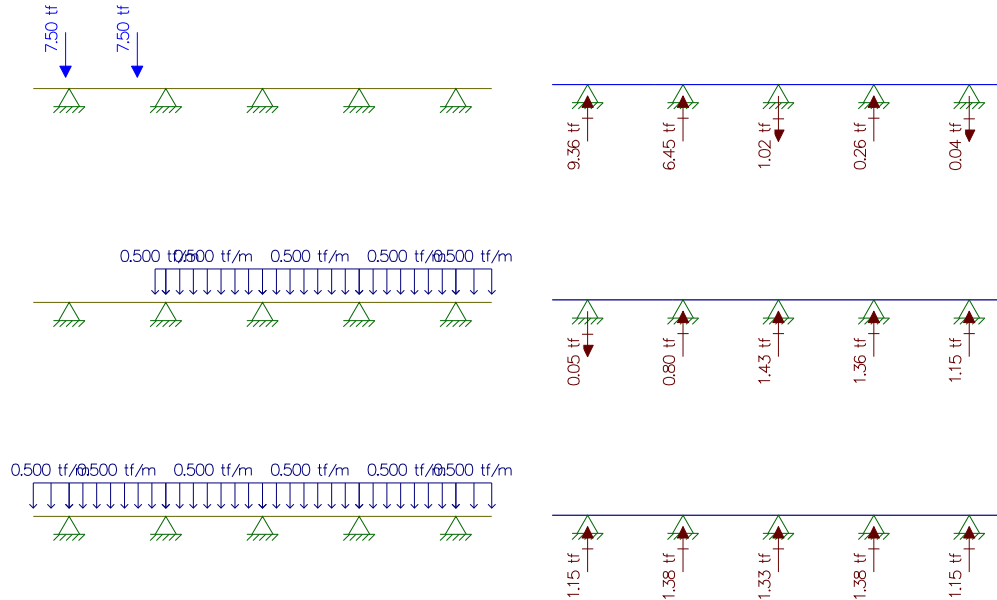
Momentos



Carga Móvel

▪ Vigas 1 e 5

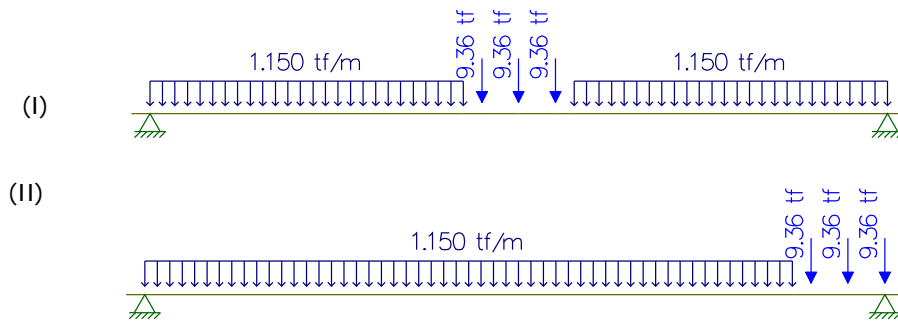
Transversal



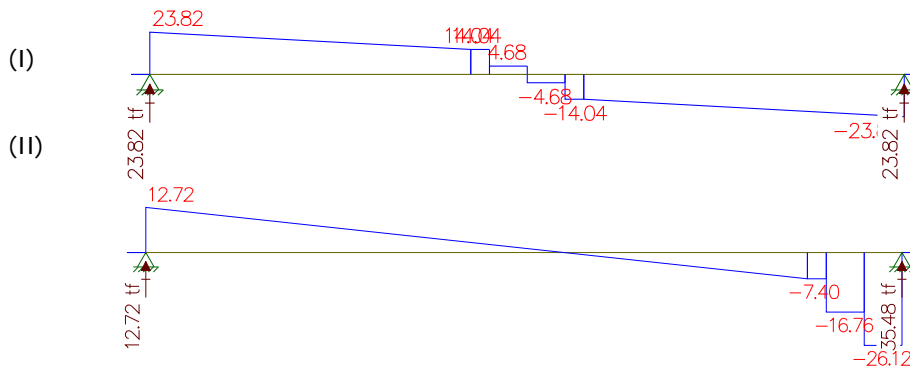
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

Para obter a reação e a cortante máximas.



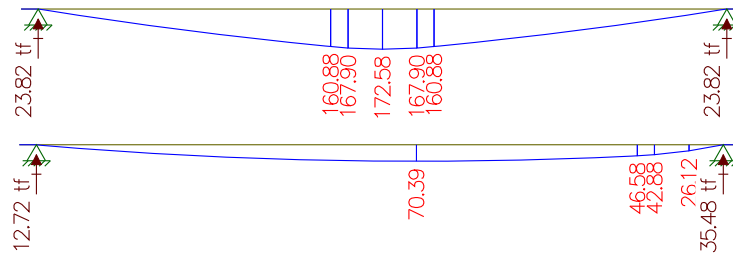
Cortante



Momento

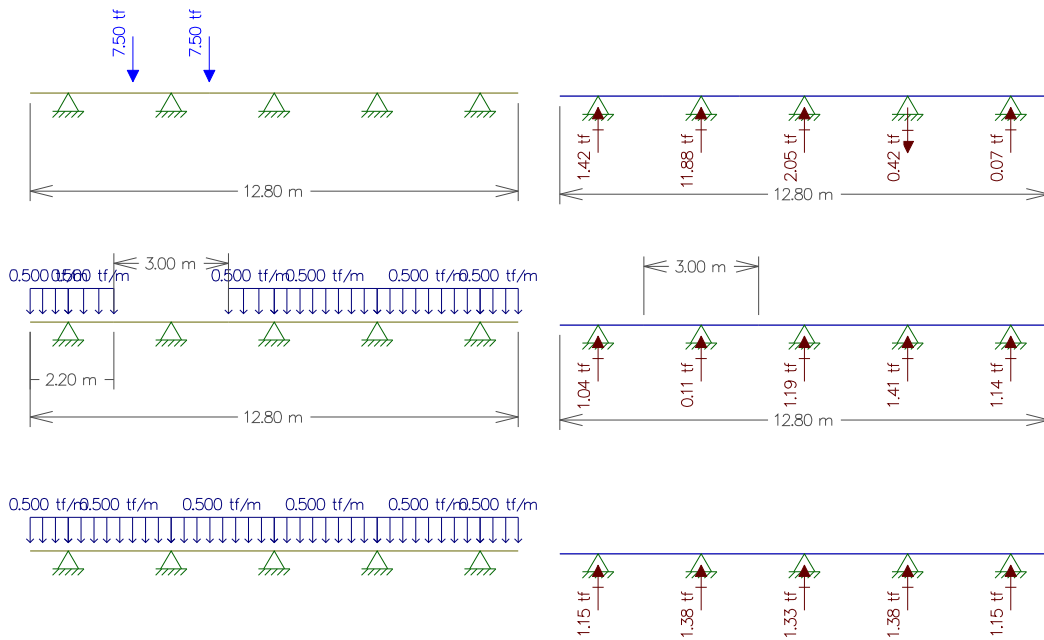
(I)

(II)



▪ Vigas 2 e 4

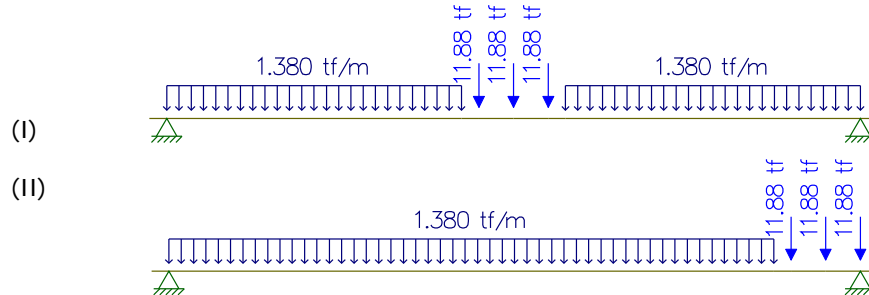
Transversal



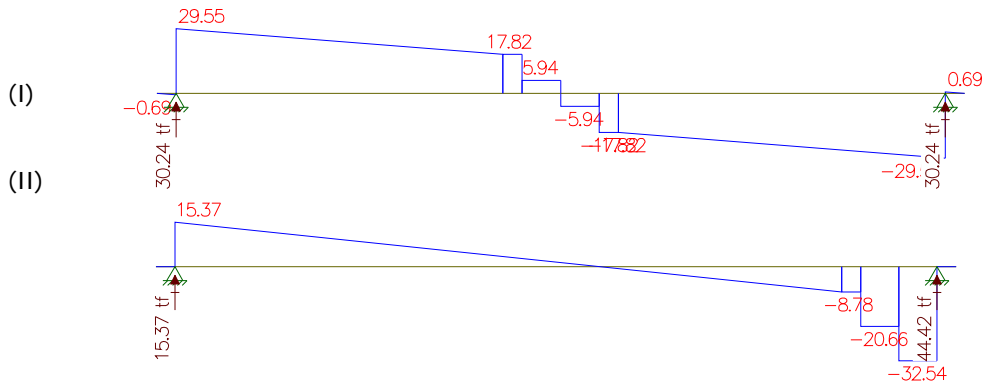
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

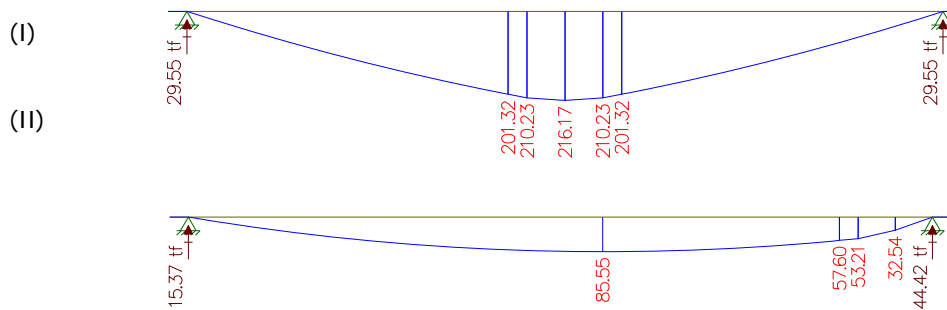
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

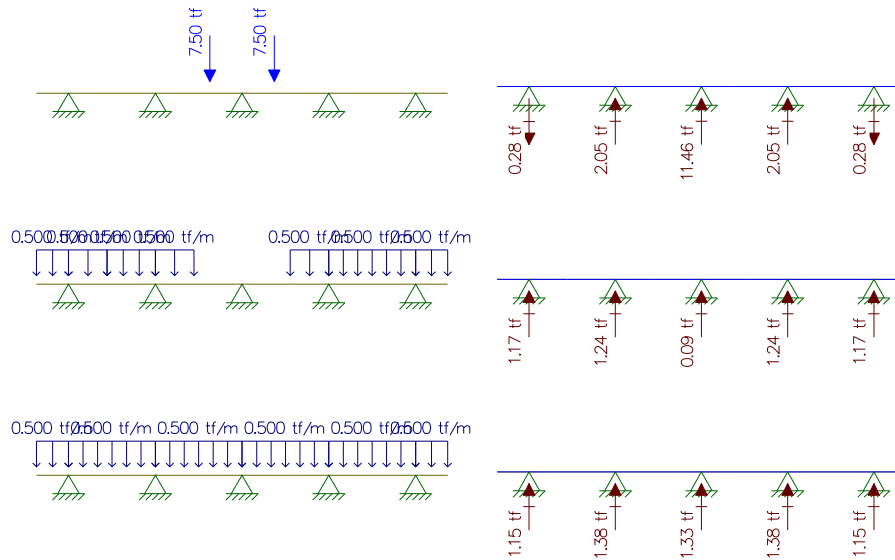


Momento

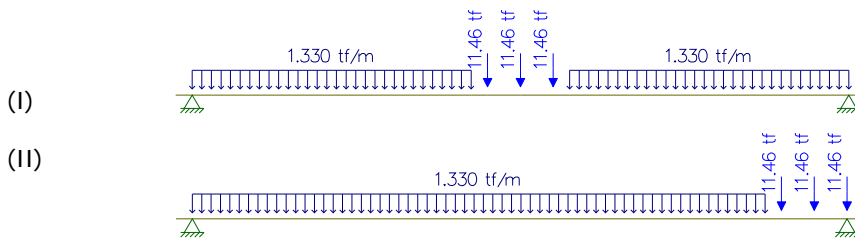


Viga 3

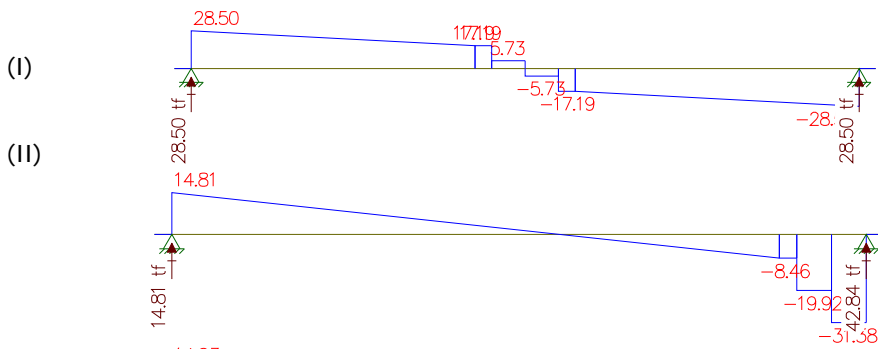
Transversal



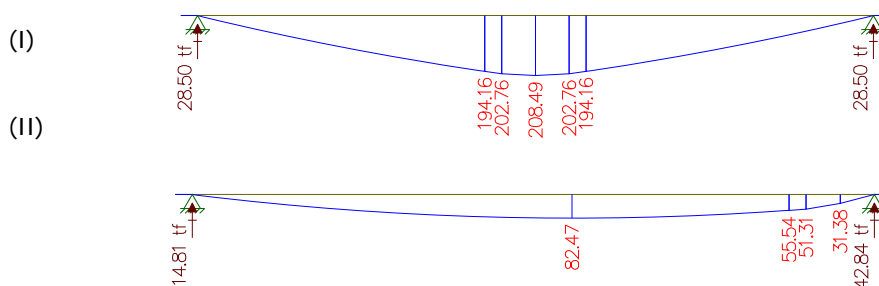
Para obter o momento máximo.
 Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



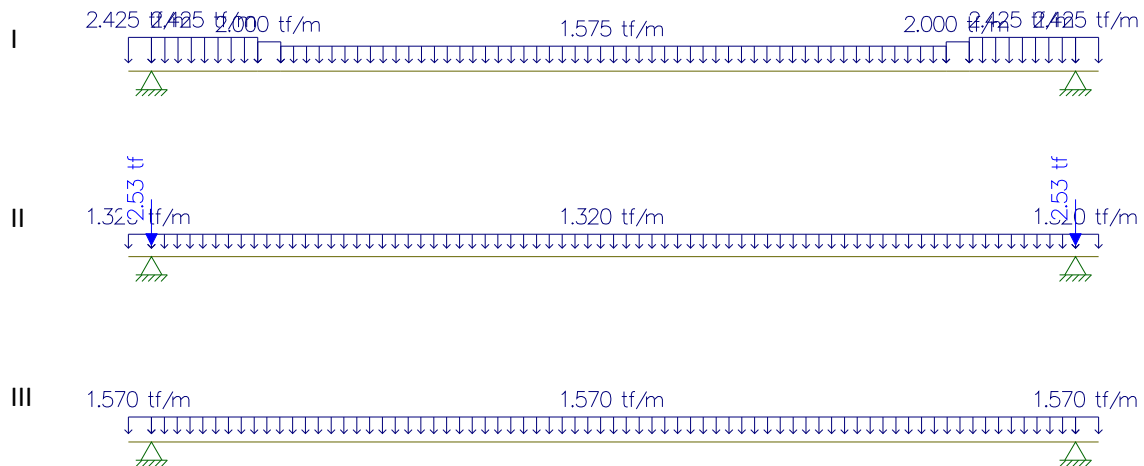
Memória de Cálculo da Travessa – 21m

Carga Permanente

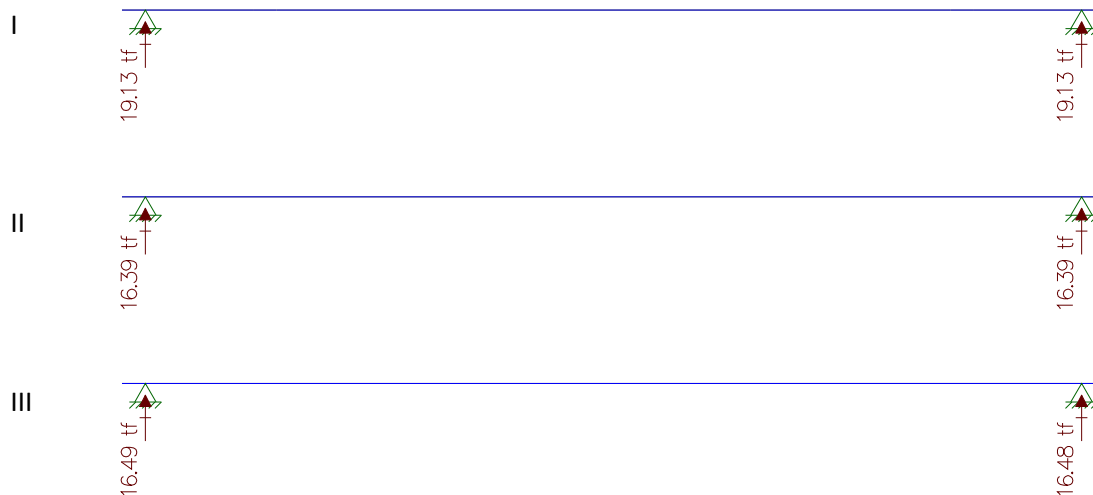
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 1 e 5

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



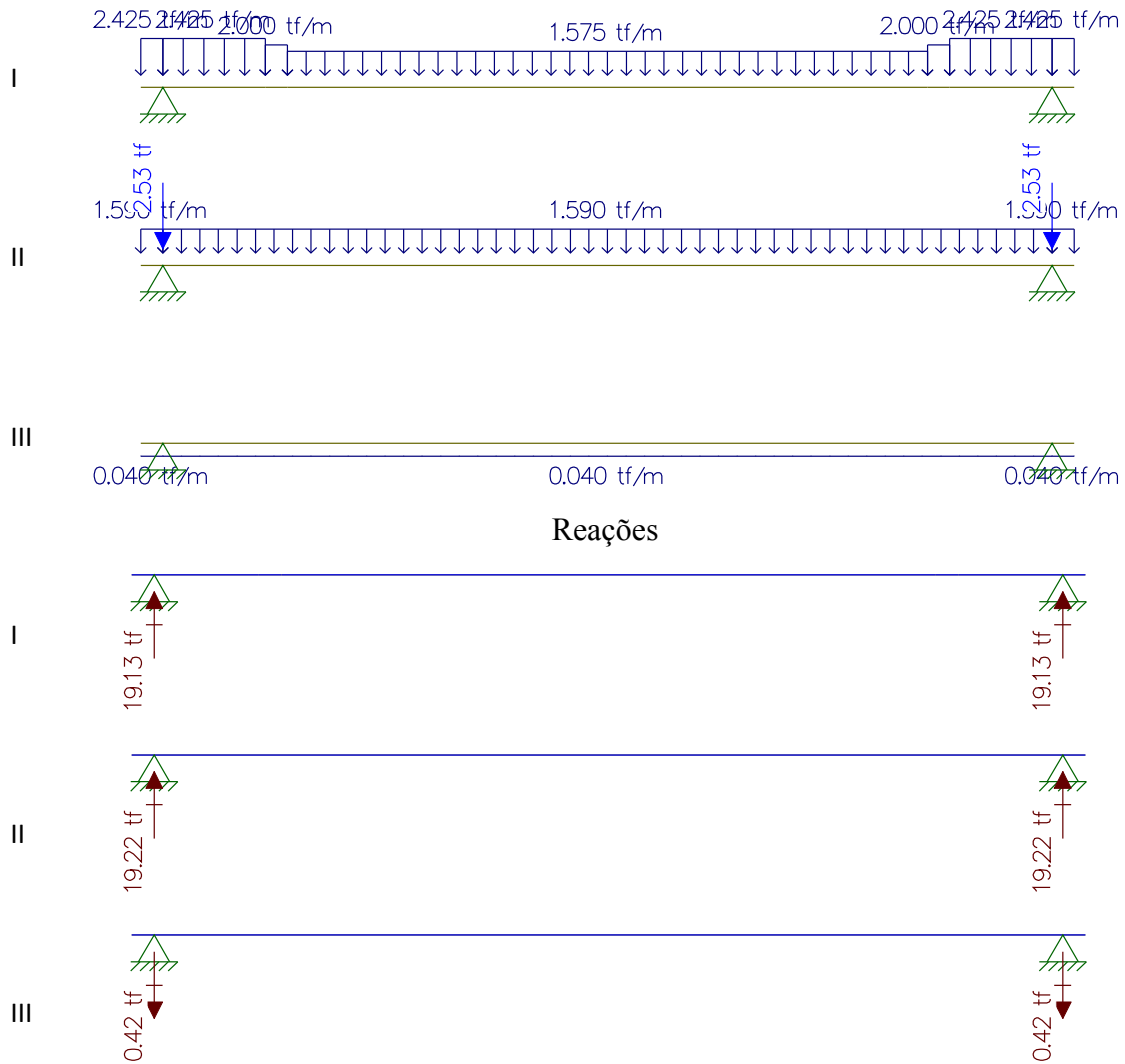
Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4

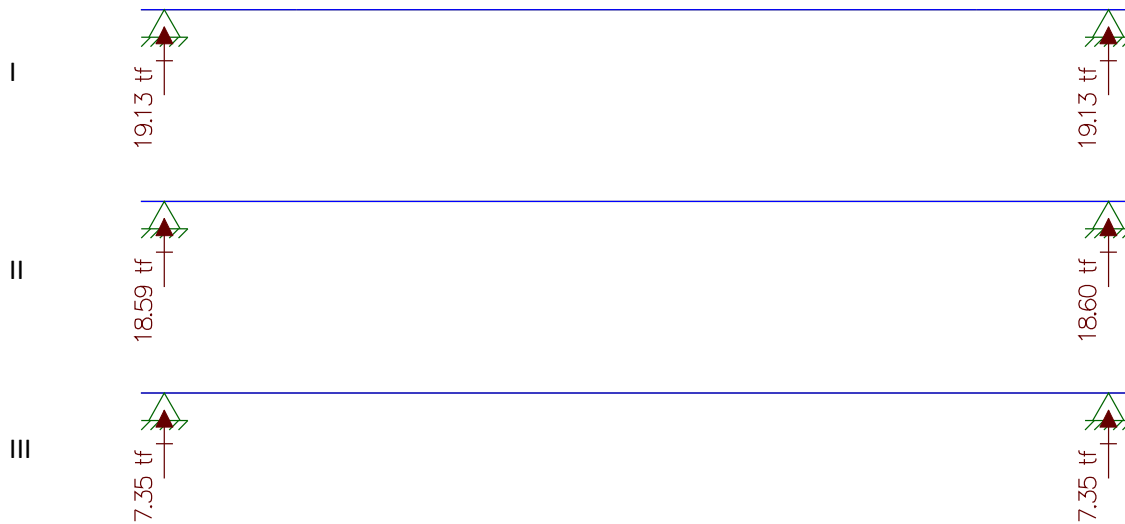
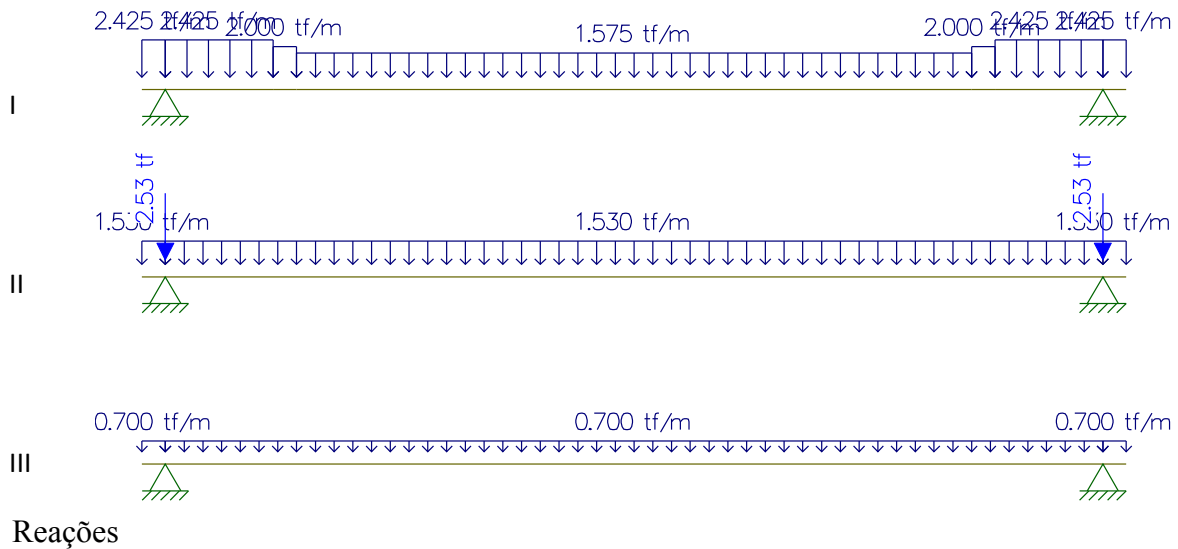
Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$

Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



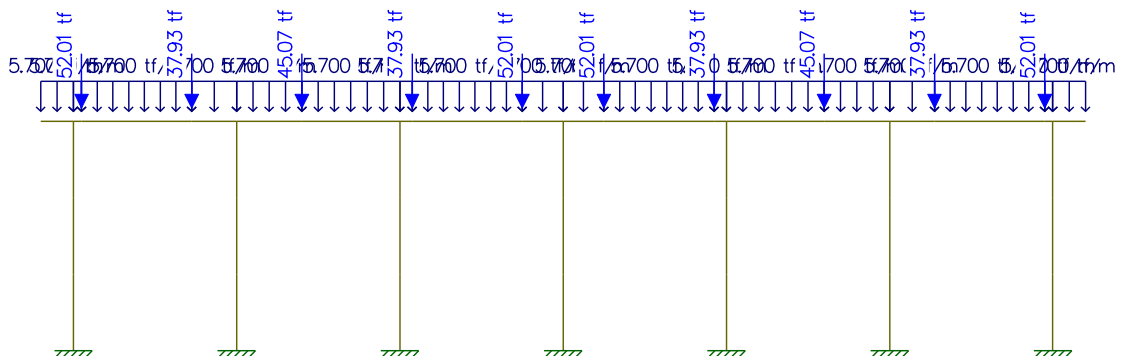
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$

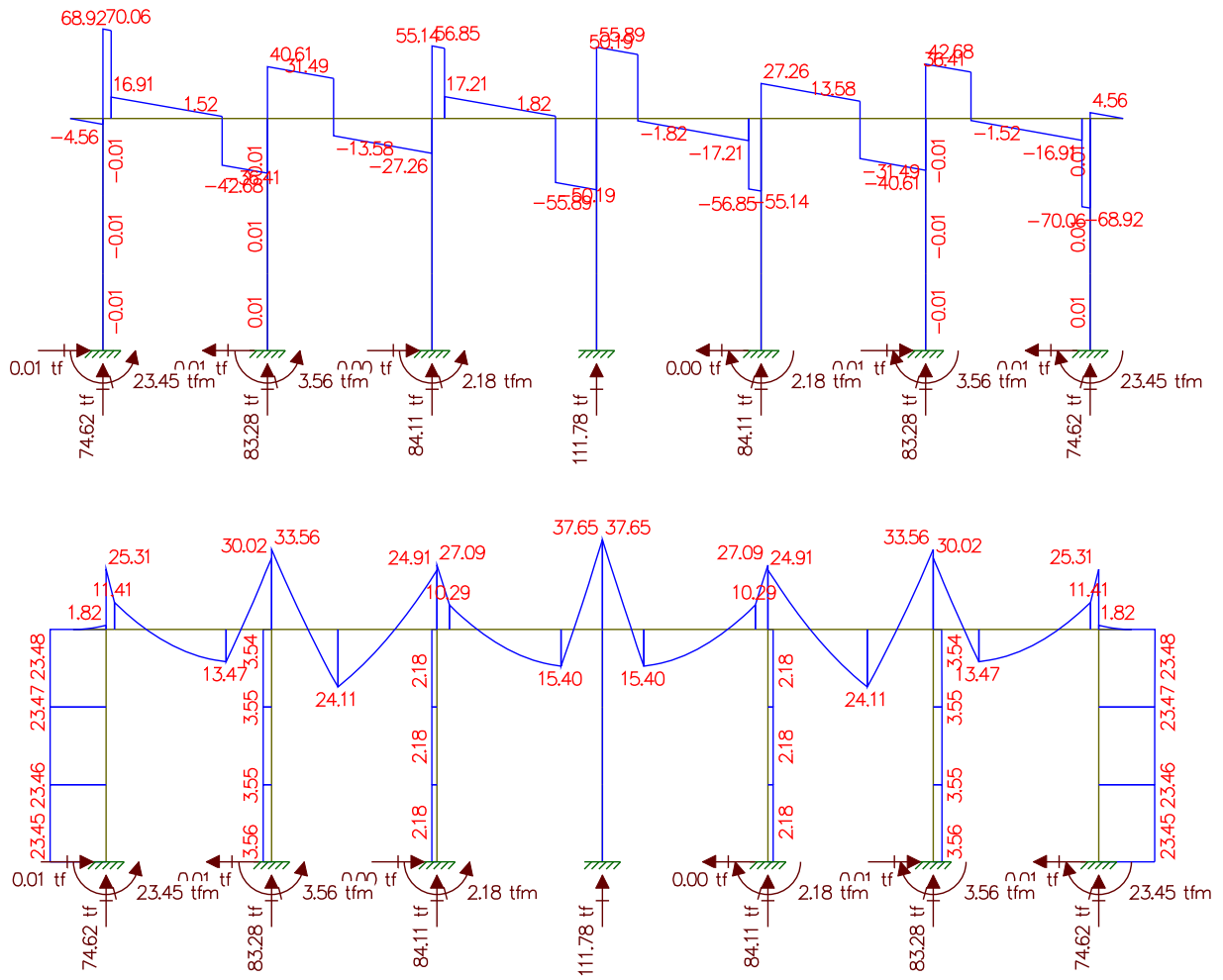
Peso próprio da Travessa (21m)

Área da seção = $2,28\text{m}^2$

$2,28\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,70\text{tf/m}$

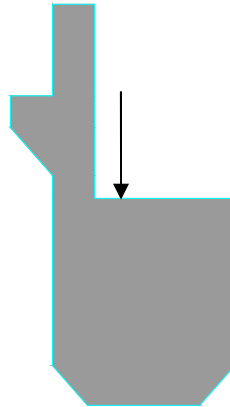
Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante





Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



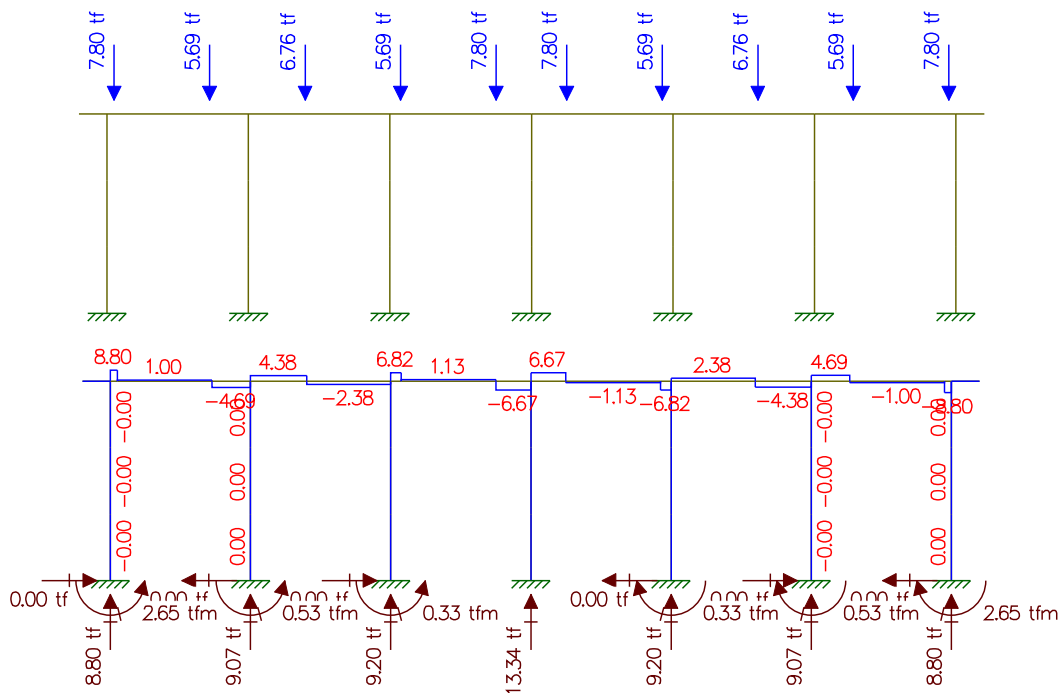
Carga x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	52,01	0,150	7,80
Viga 2	37,93	0,150	5,69
Viga 3	45,07	0,150	6,76
Viga 4	37,93	0,150	5,69
Viga 5	52,01	0,150	7,80

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

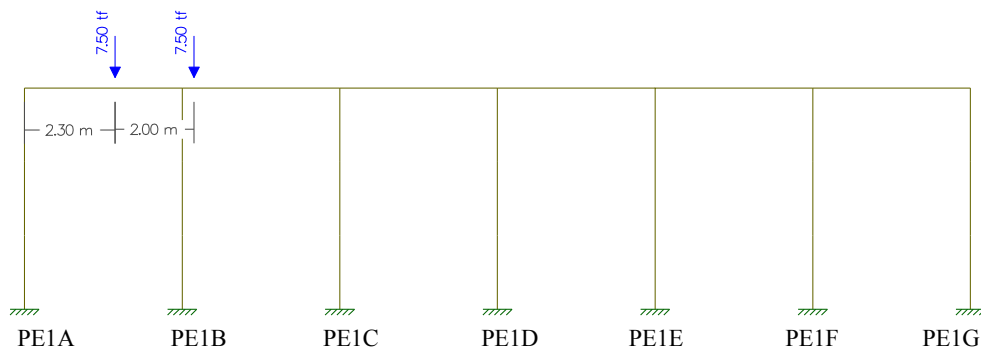
Cargas / Cortante



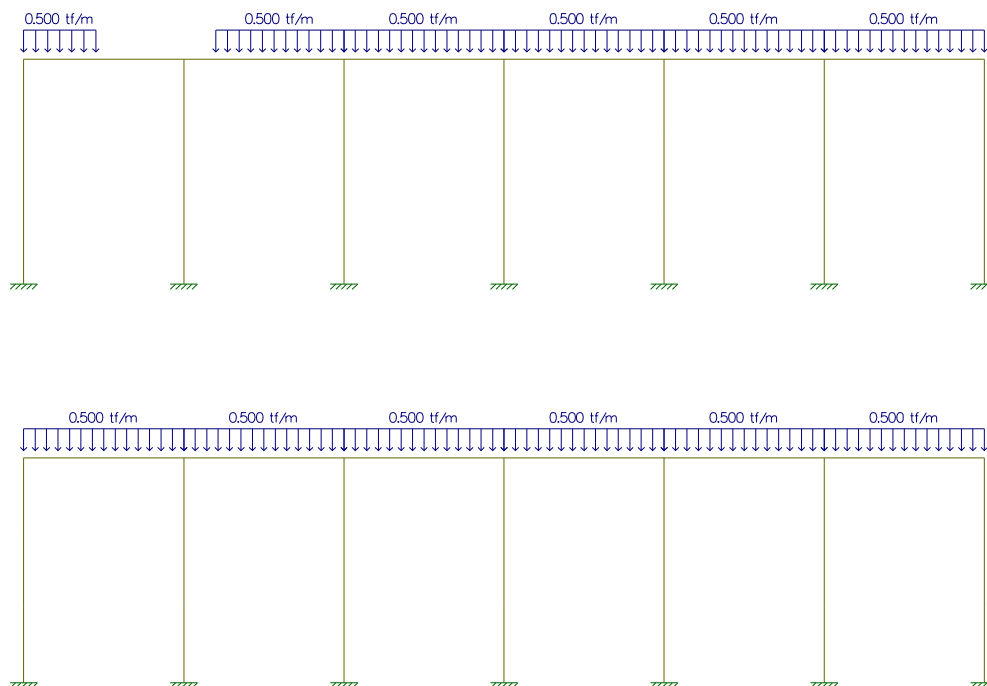
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

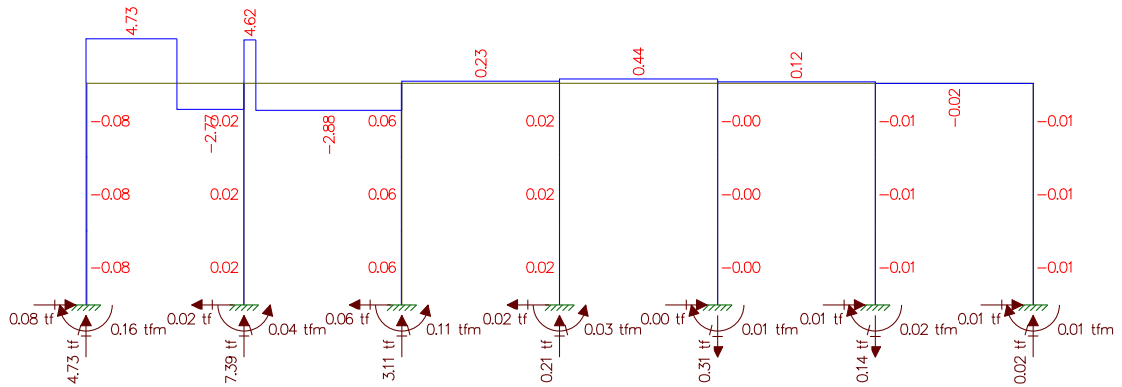


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

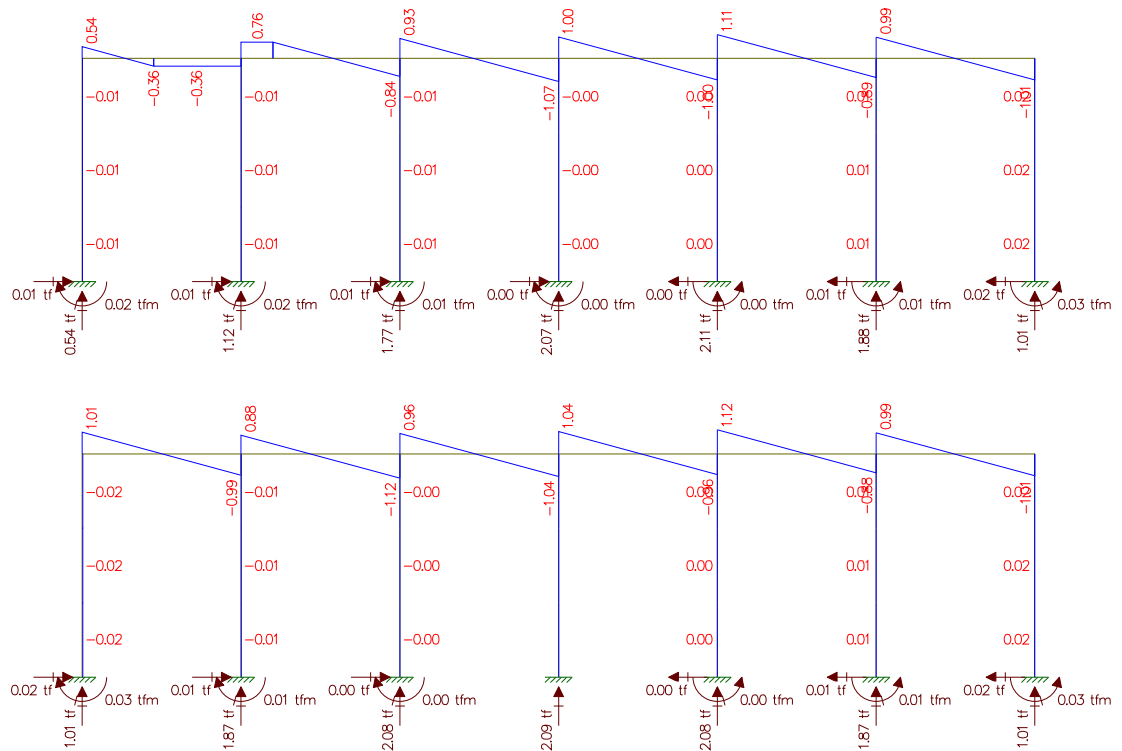


Cortante

Cargas Pontuais do Trem Tipo

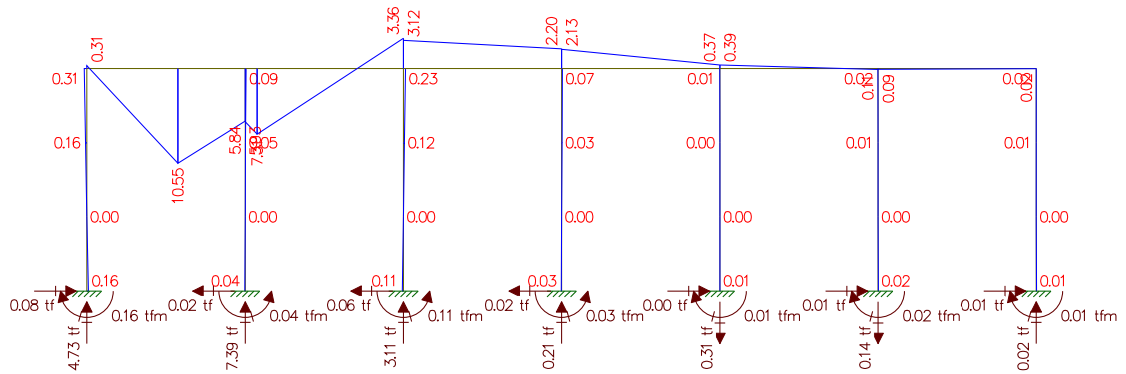


Cargas de multidão do Trem Tipo

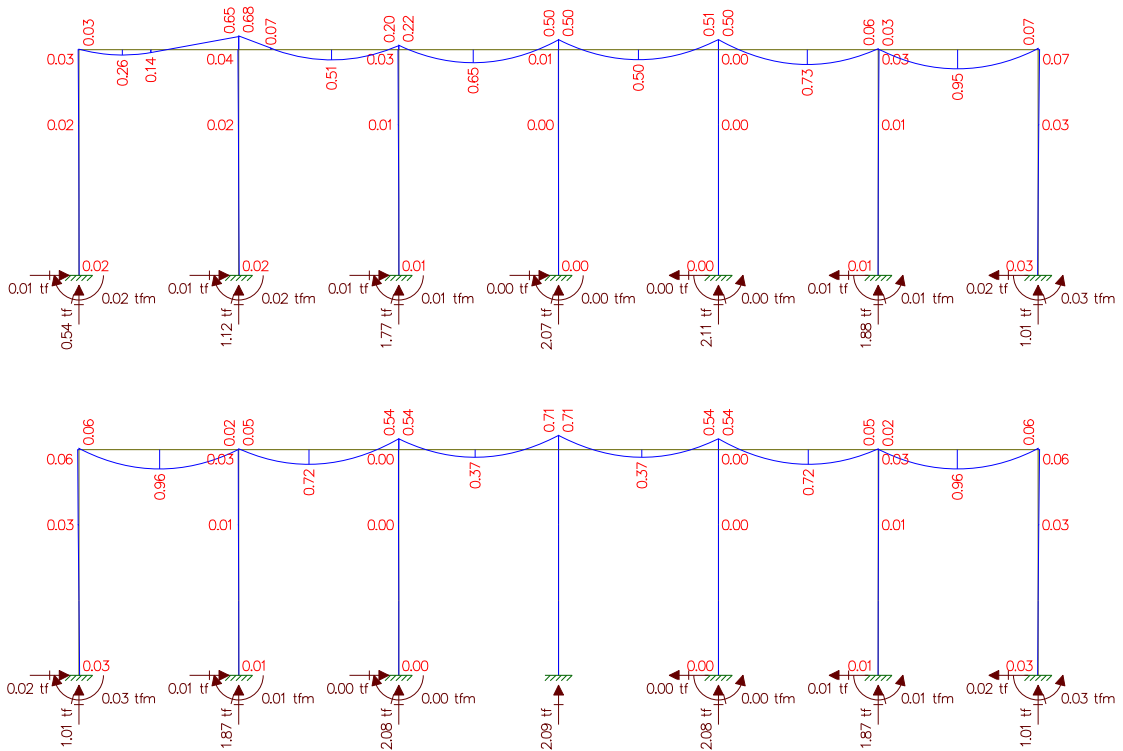


Momento Fletor

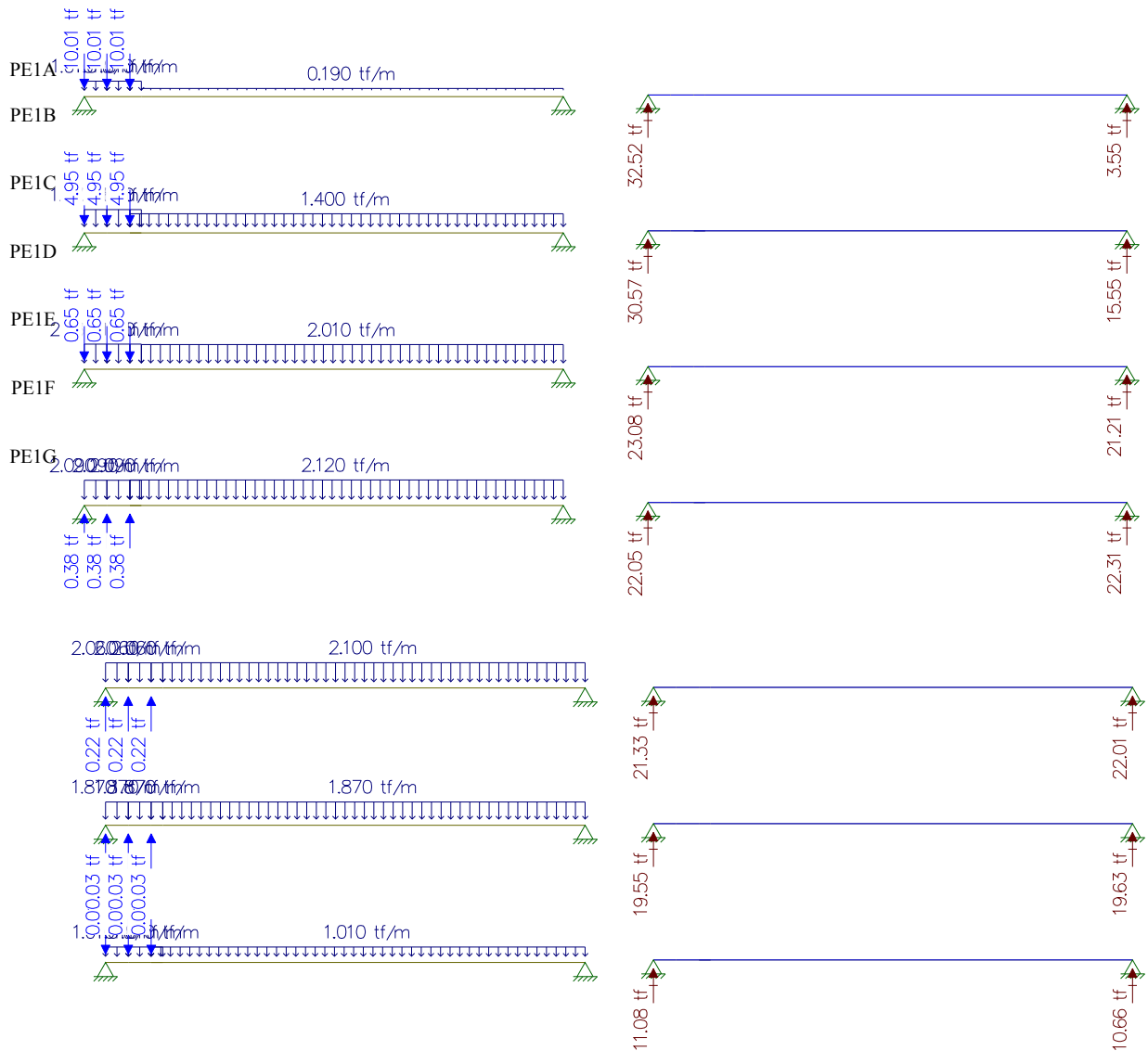
Cargas Pontuais do Trem Tipo



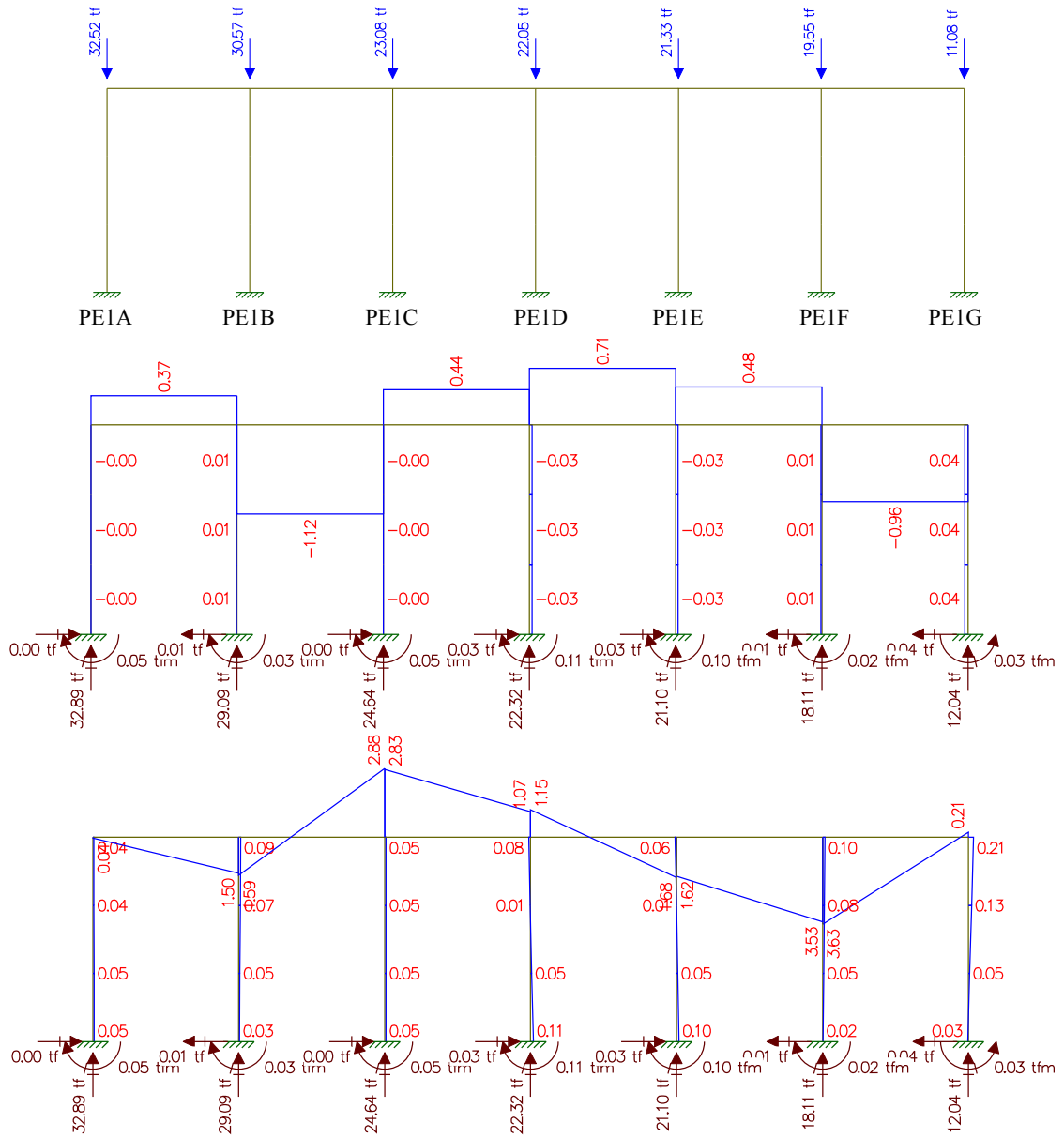
Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

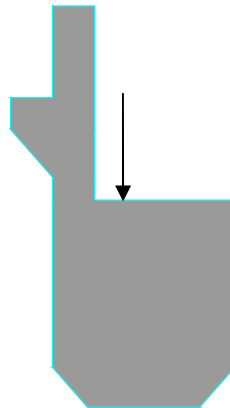


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



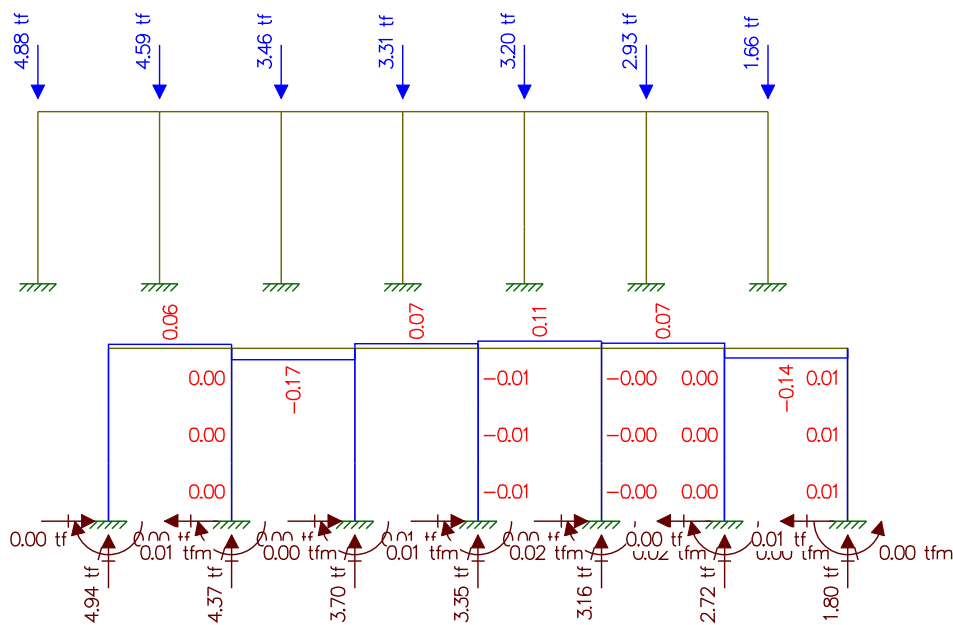
$Carga\ a - Carga\ b = Carga\ c$ $Carga\ c \times\ distância = Momento\ Torsor\ (tf.m)$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	32,52	0,150	4,88
Pilar 2	30,57	0,150	4,59
Pilar 3	23,08	0,150	3,46
Pilar 4	22,05	0,150	3,31
Pilar 5	21,33	0,150	3,20
Pilar 6	19,55	0,150	2,93
Pilar 7	11,08	0,150	1,66

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

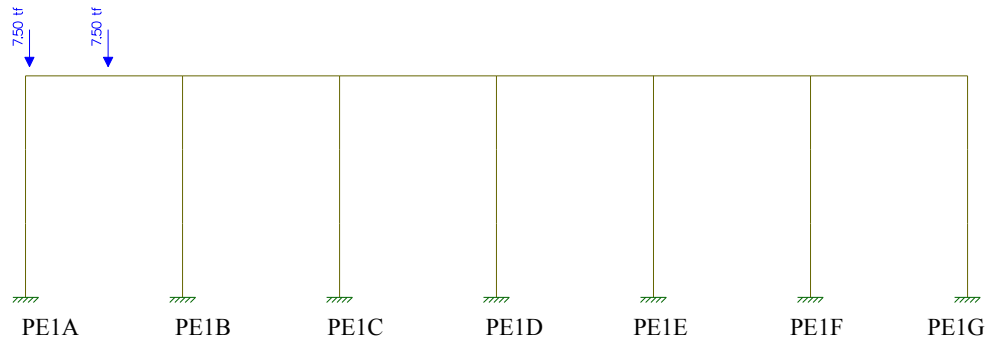
Cargas / Cortante



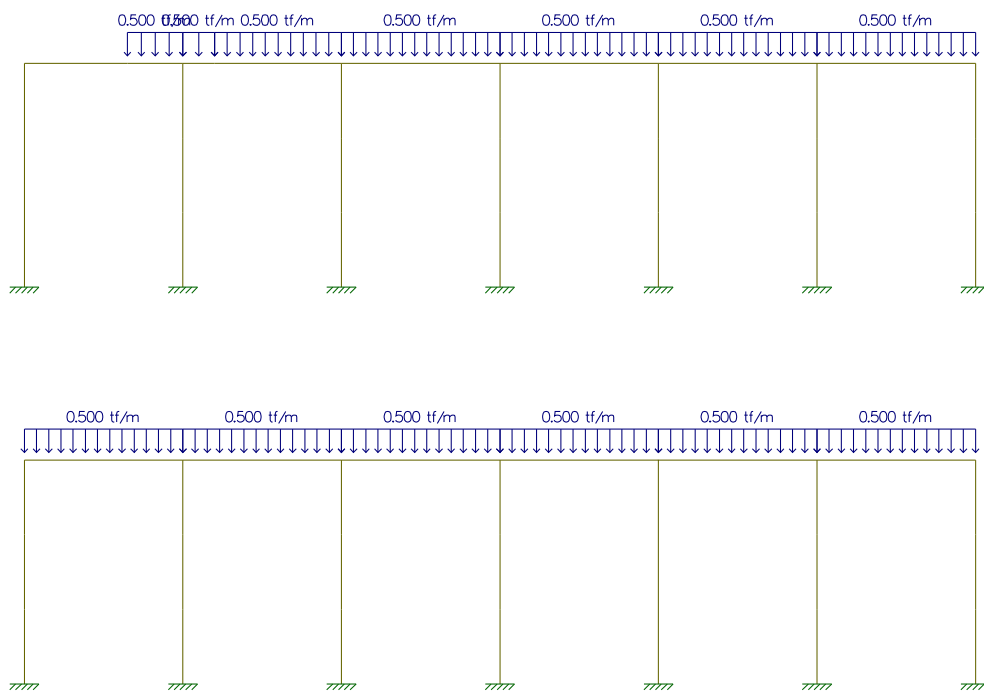
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

Transversal

Cargas Pontuais do Trem Tipo

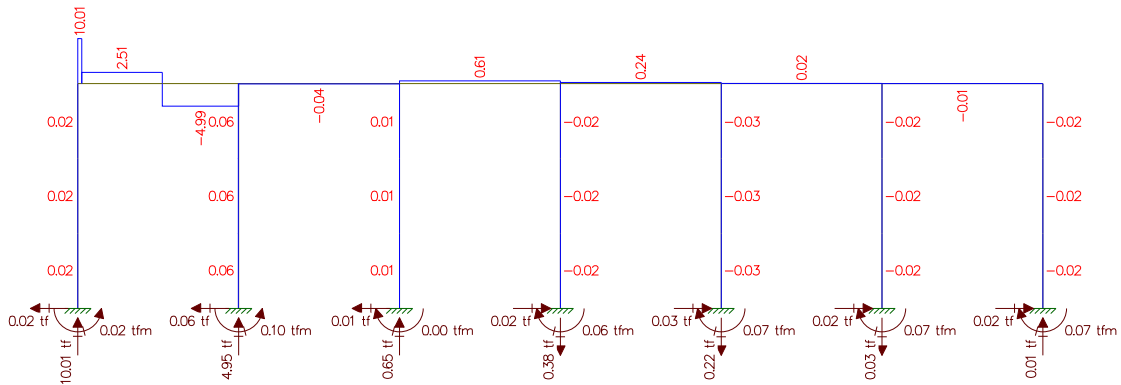


Cargas de multidão do Trem Tipo

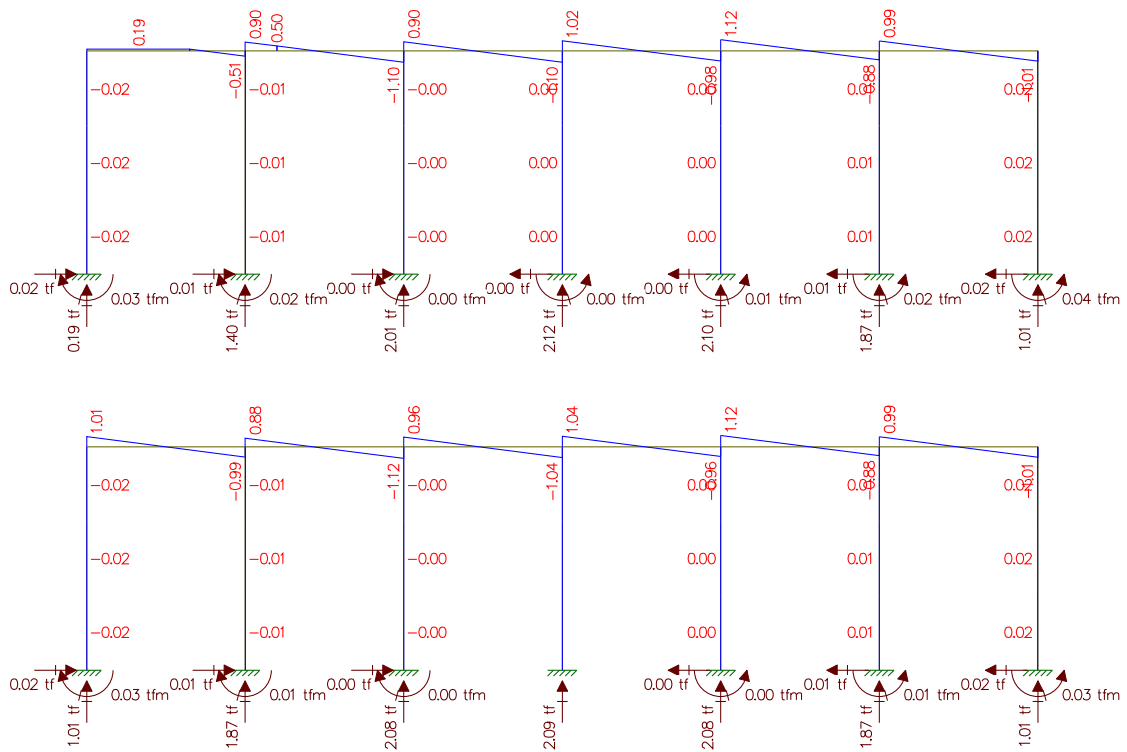


Cortantes

Cargas Pontuais do Trem Tipo

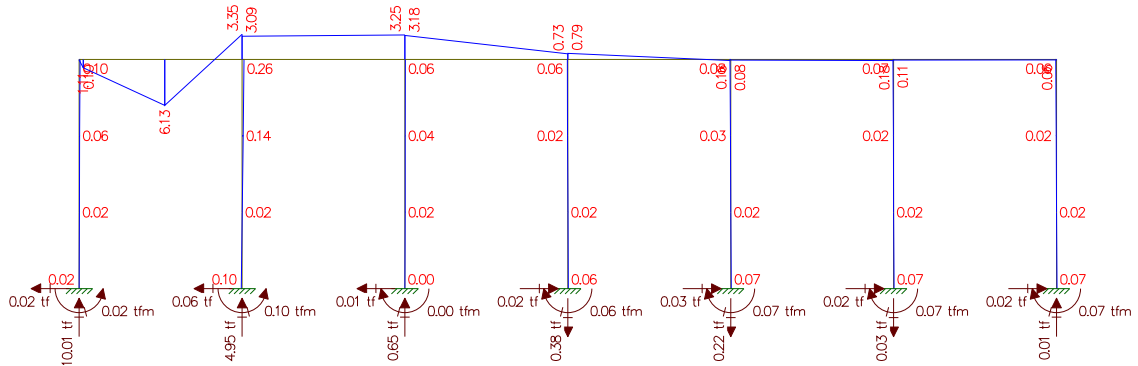


Cargas de multidão do Trem Tipo

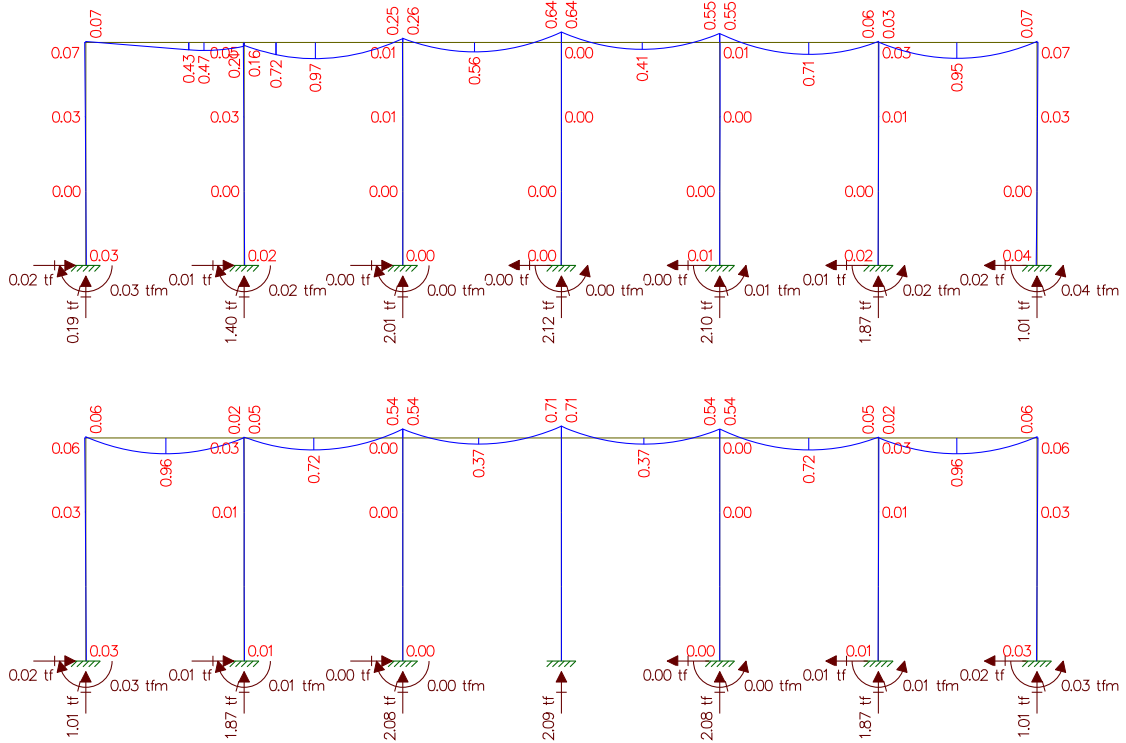


Momento Fletor

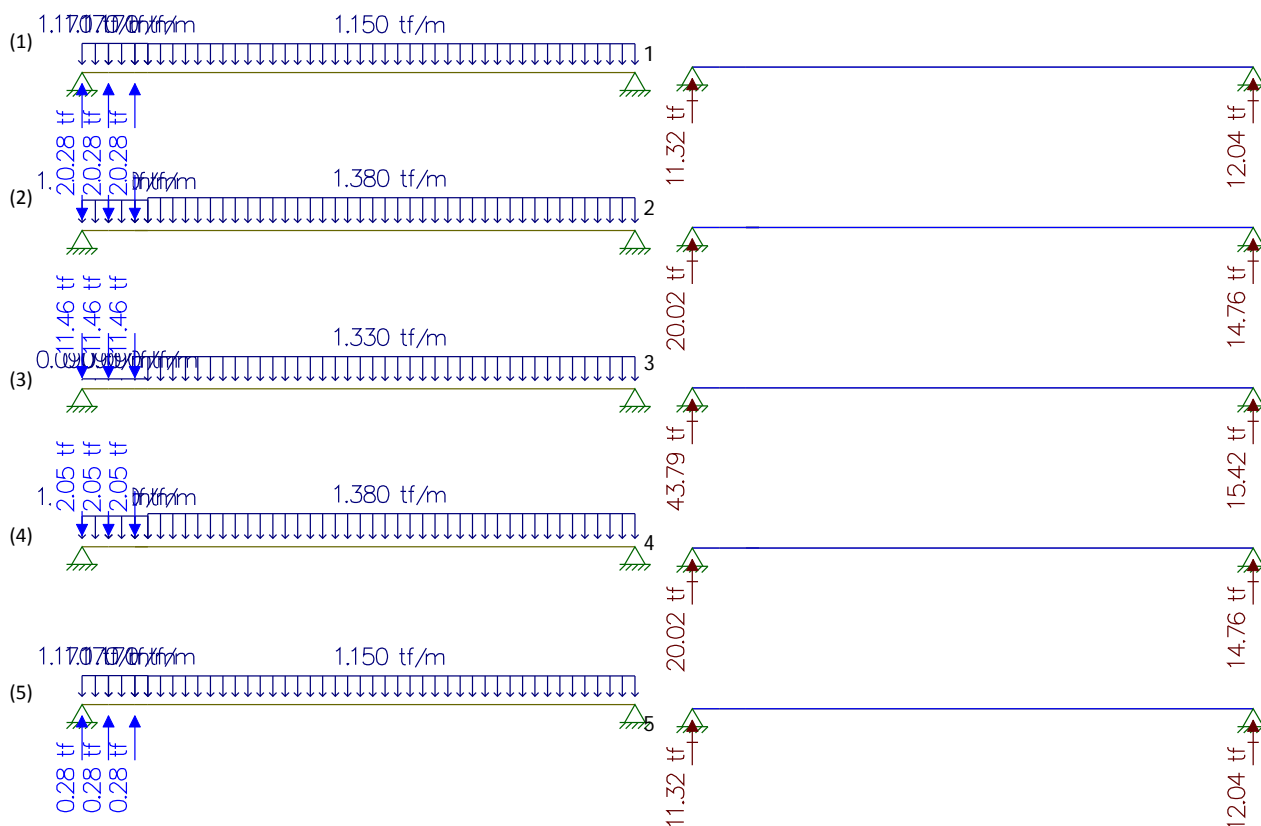
Cargas Pontuais do Trem Tipo



Cargas de multidão do Trem Tipo

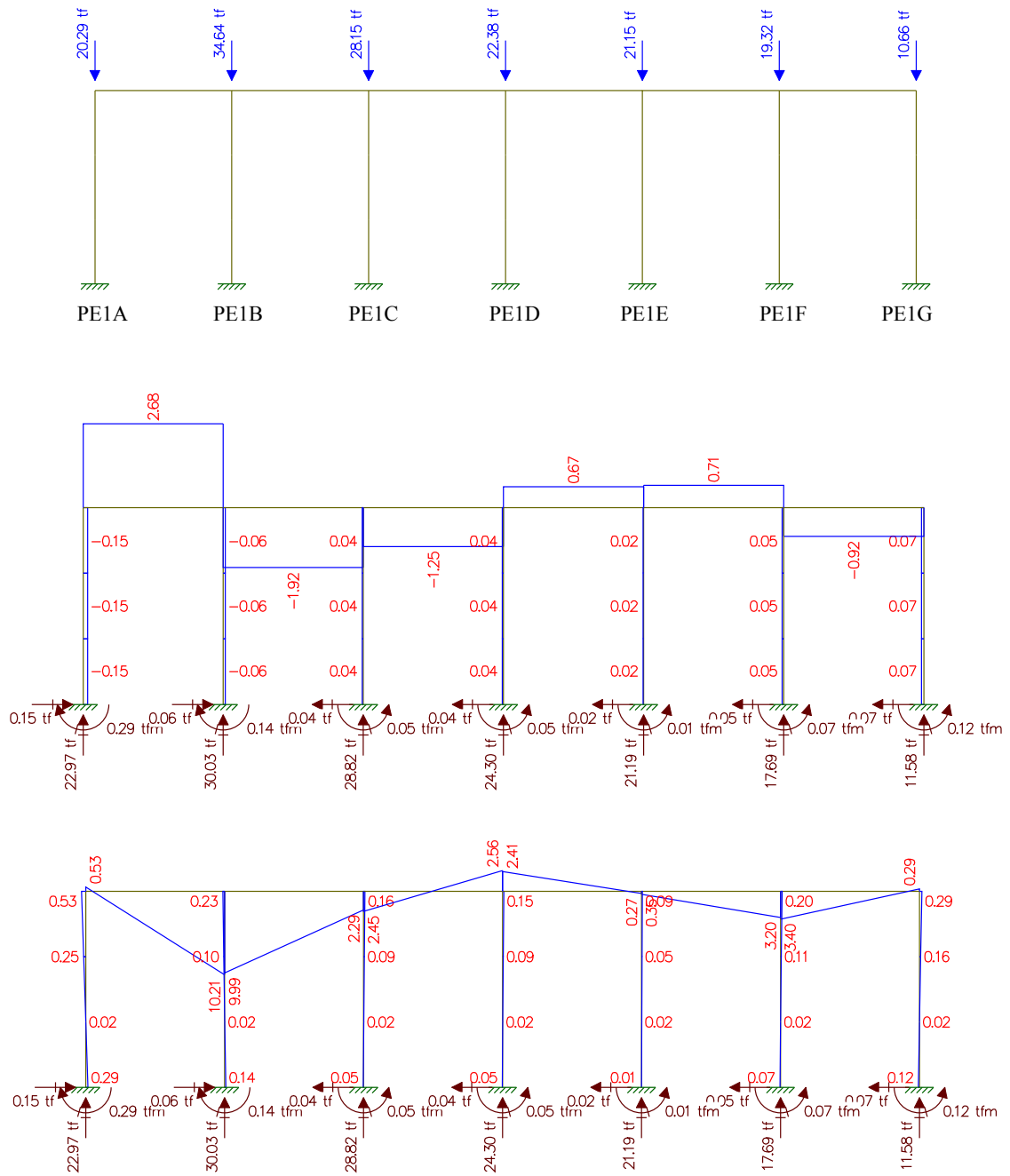


Longitudinais



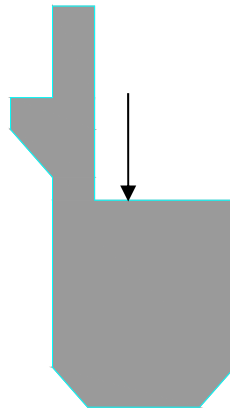
Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

Reação devido a Viga 1: 11,32tf
 Reação devido a Viga 2: 20,02tf
 Reação devido a Viga 3: 43,79tf
 Reação devido a Viga 4: 20,02tf
 Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

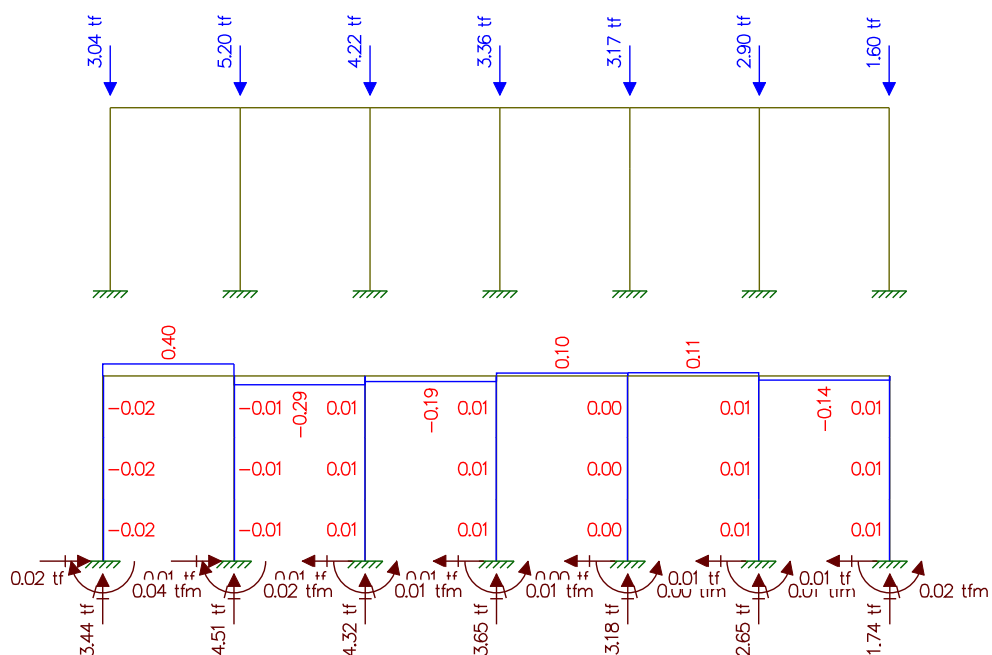


$Carga\ a - Carga\ b = Carga\ c \times\ distância = Momento\ Torsor\ (tf.m)$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	20,29	0,150	3,04
Pilar 2	34,64	0,150	5,20
Pilar 3	28,15	0,150	4,22
Pilar 4	22,38	0,150	3,36
Pilar 5	21,15	0,150	3,17
Pilar 6	19,32	0,150	2,90
Pilar 7	10,66	0,150	1,60

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



Memória de Cálculo da Travessa – 21-21m

Carga Permanente

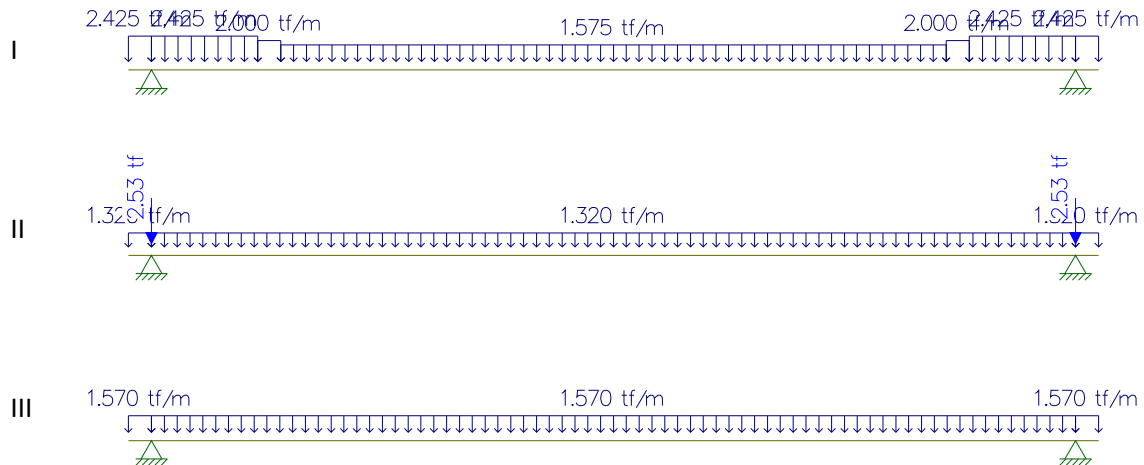
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 21 metros - Longitudinal - viga 1 e 5

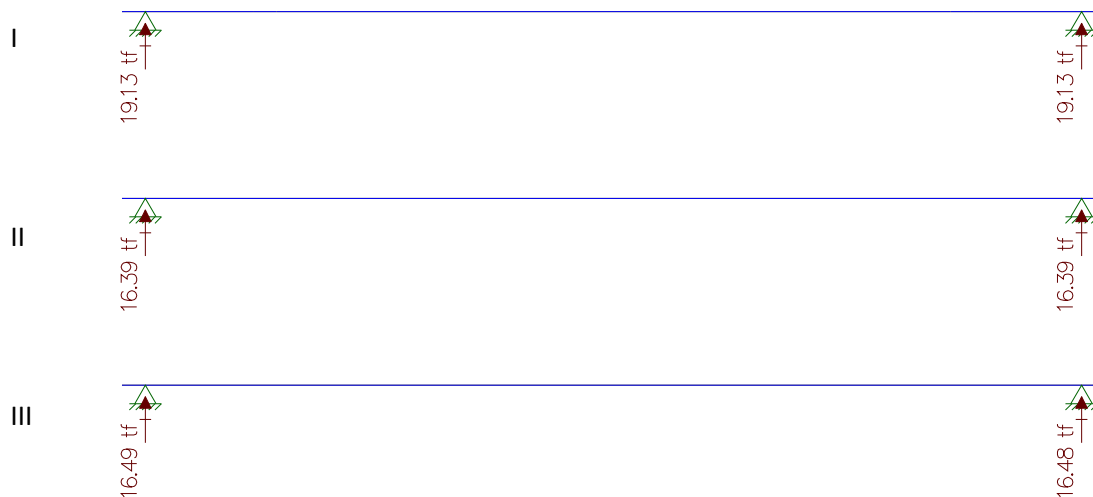
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

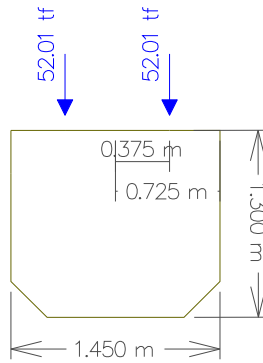
Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$



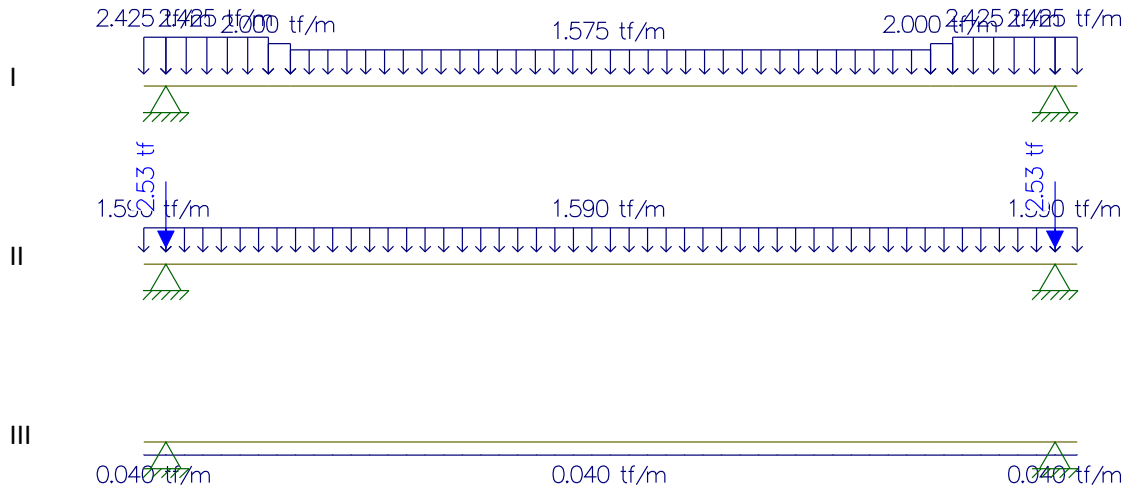
Total de cargas pontuais: 52,01tf + 52,01tf = 104,02tf

Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4

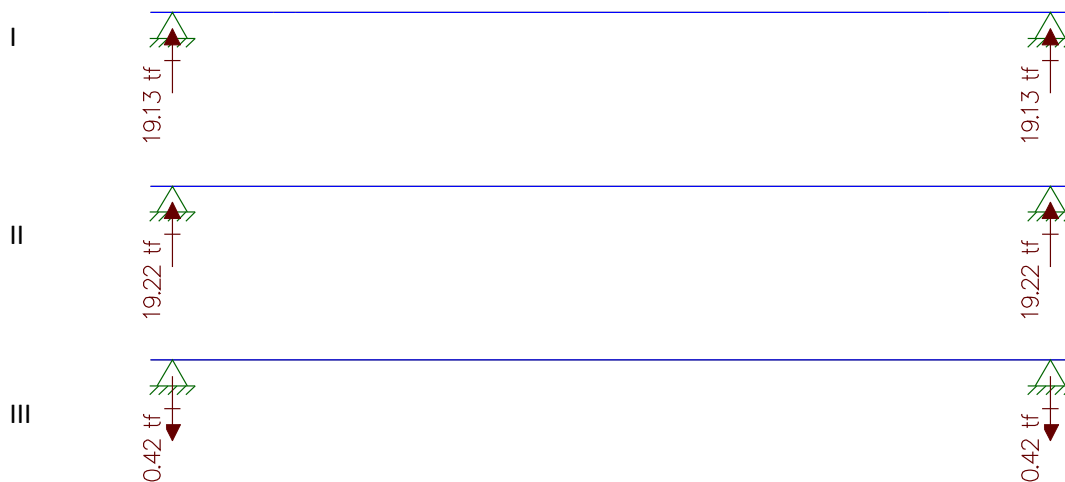
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

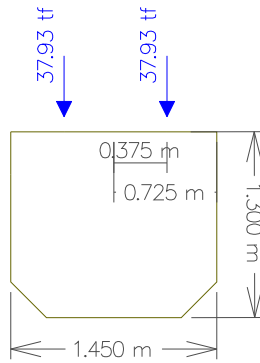
Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



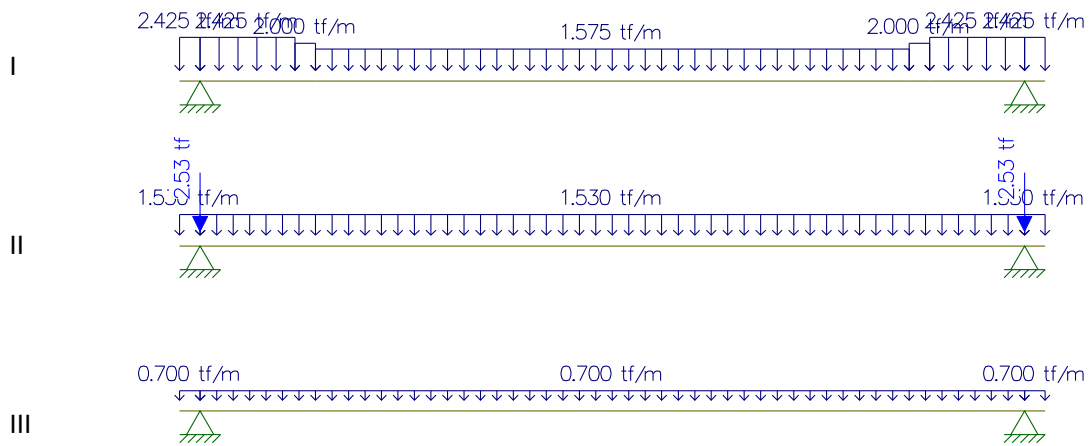
Reação resultante: 19,13tf + 19,22 tf – 0,42 tf = 37,93tf



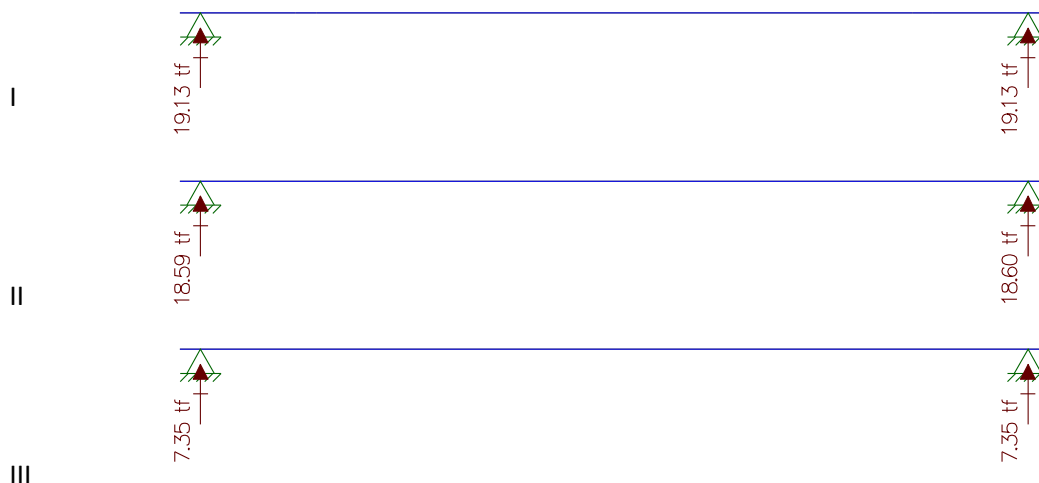
Total de cargas pontuais: 37,93tf + 37,93tf = 75,86 tf

Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3

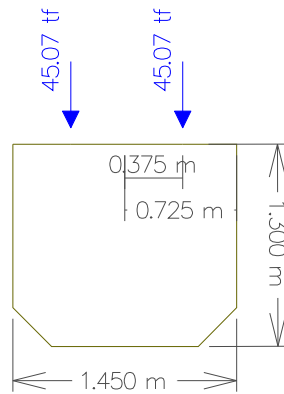
Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



Reação resultante: 19,13tf + 18,59tf + 7,35tf = 45,07tf



Total de cargas pontuais: $45,07\text{tf} + 45,07\text{tf} = 90,14\text{tf}$

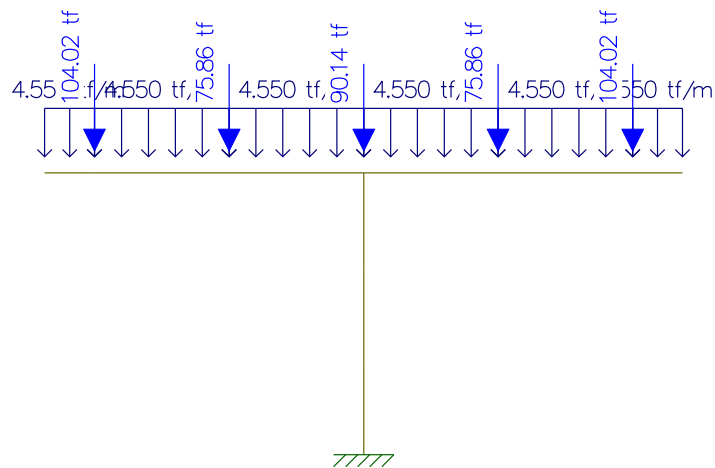
Peso próprio da Travessa (21 – 21m)

Área da seção = $1,82\text{m}^2$

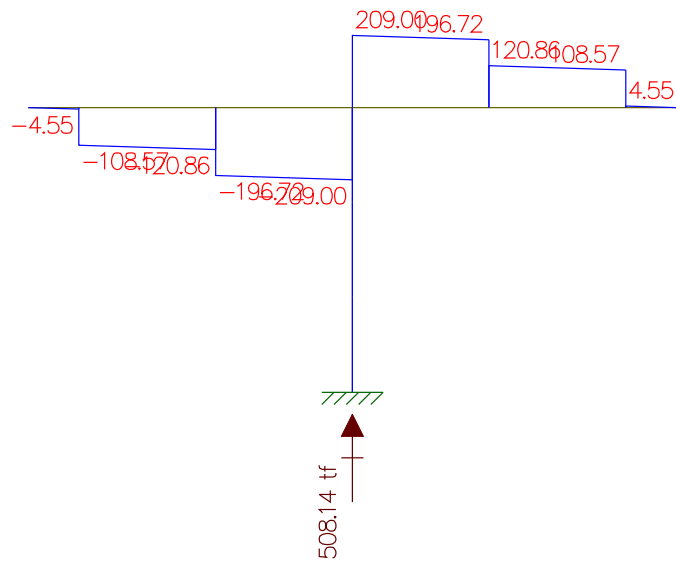
$1,82\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 4,55 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante

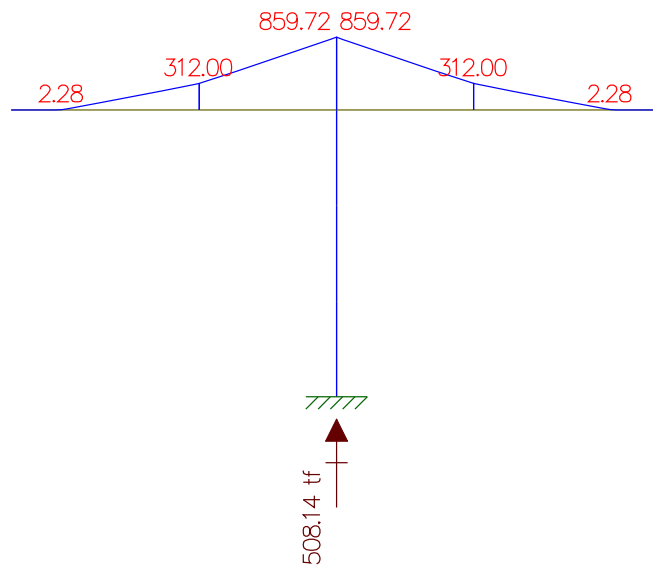
Cargas



Cortante

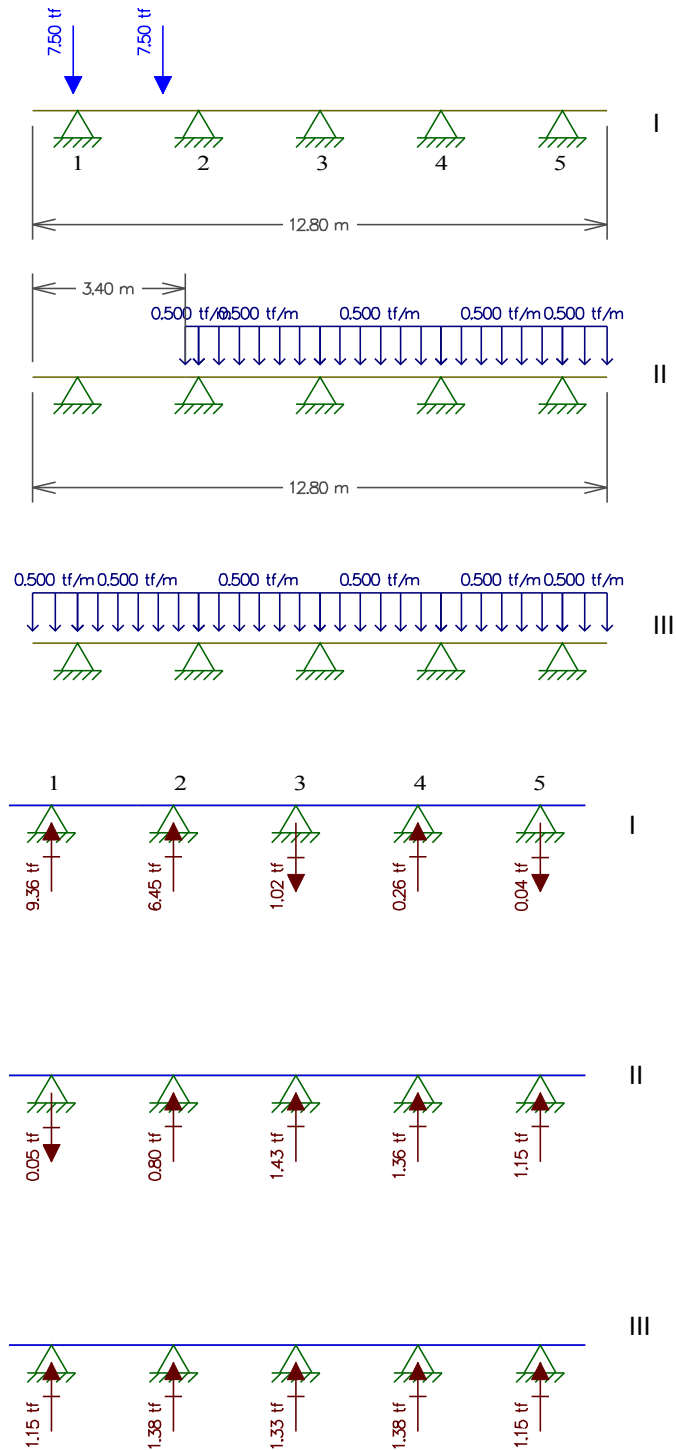


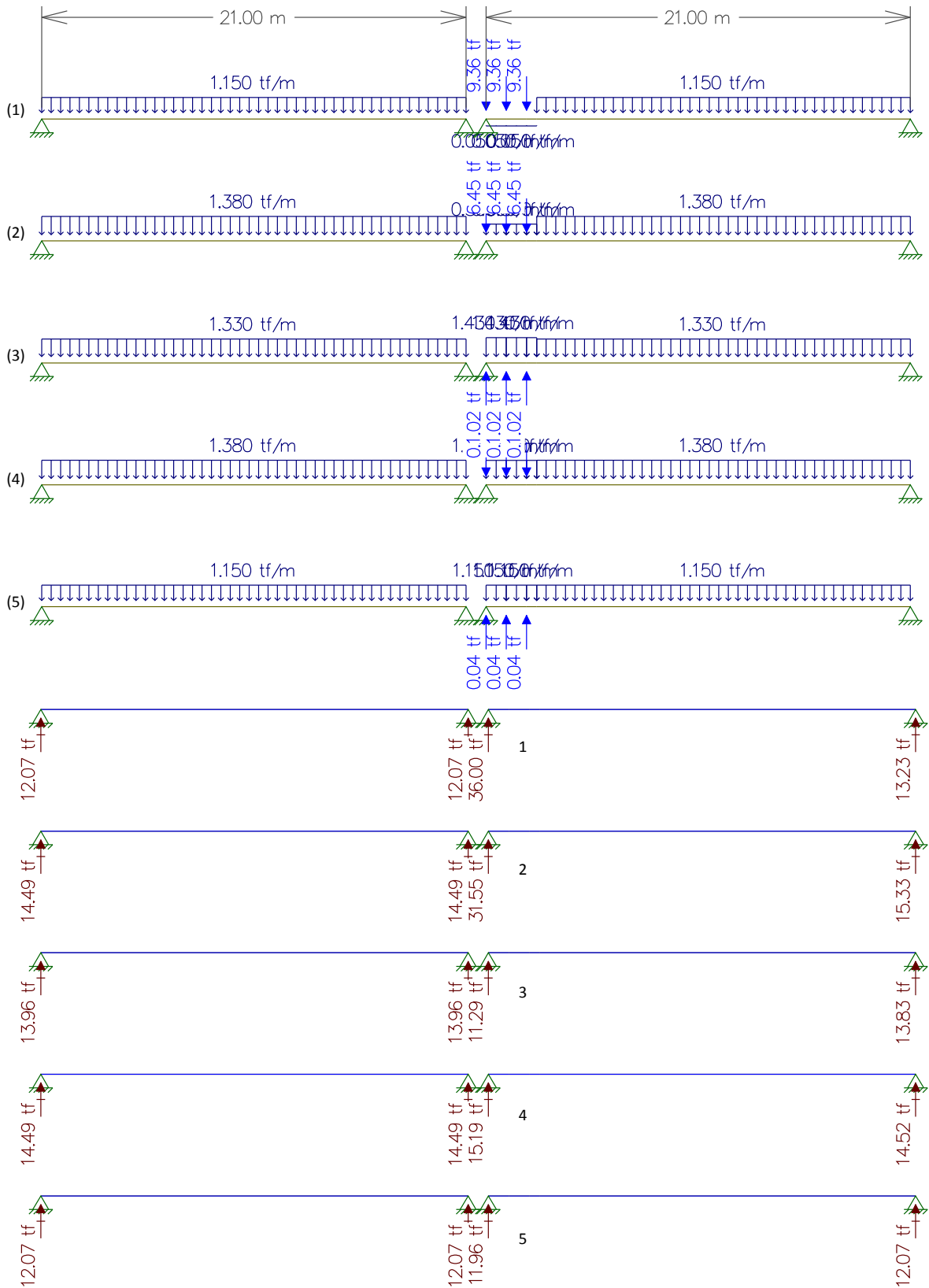
Momento Fletor



Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão
Com carga de multidão no menor vão





Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

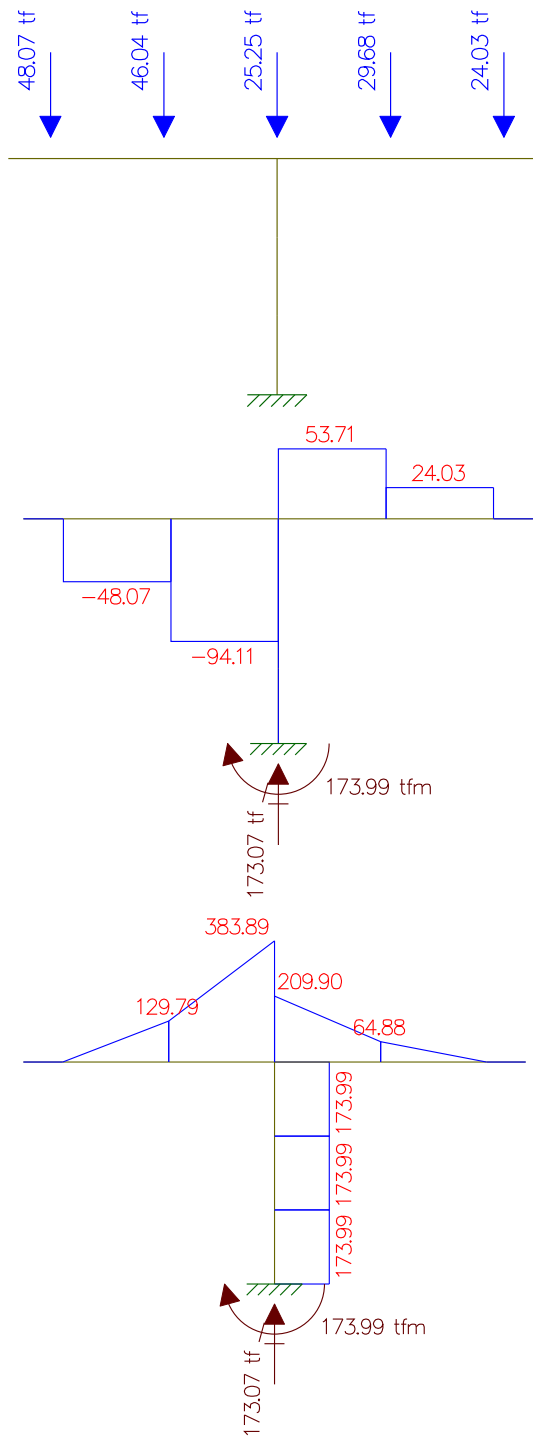
Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 36,00\text{tf} = 48,07\text{tf}$

Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 31,55\text{tf} = 46,04\text{tf}$

Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 11,29\text{tf} = 25,25\text{tf}$

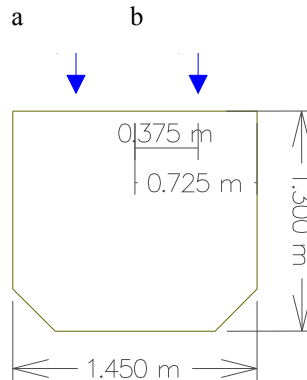
Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 15,19\text{tf} = 29,68\text{tf}$

Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,96\text{tf} = 24,03\text{tf}$



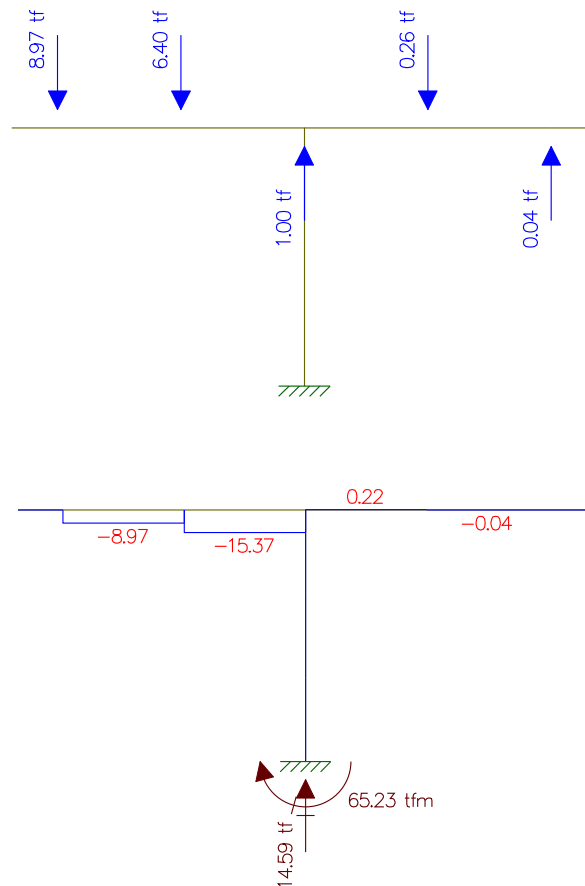
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



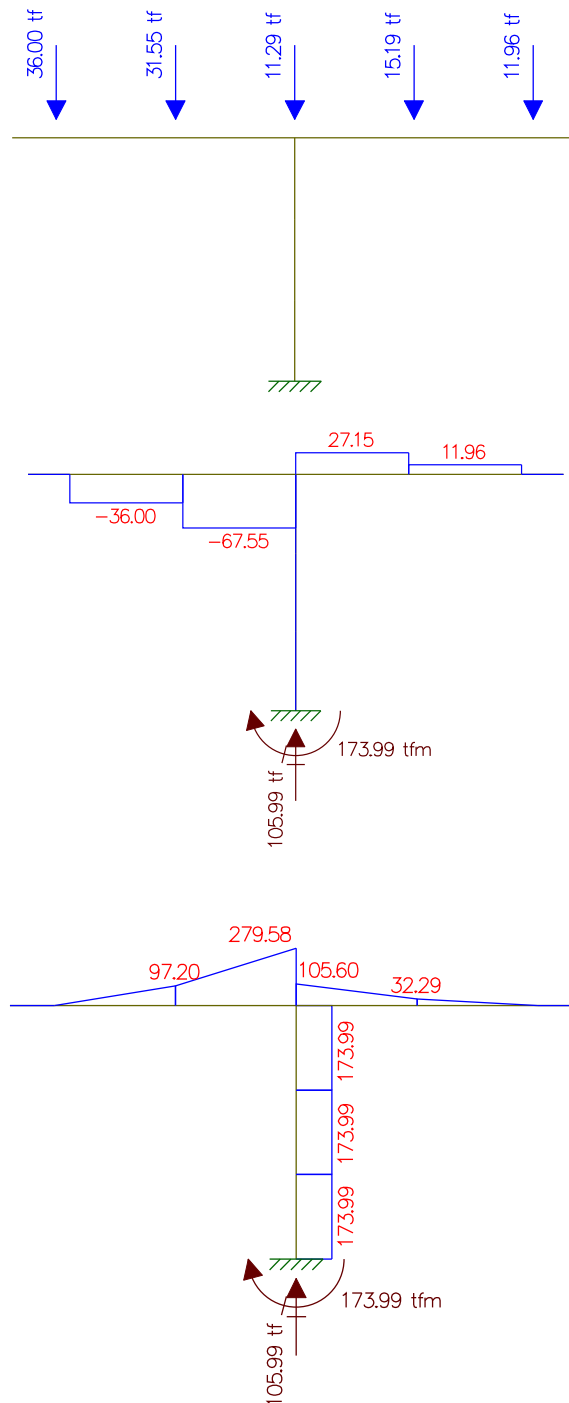
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	36,00	12,07	23,93	0,375	8,97
Viga 2	31,55	14,49	17,06	0,375	6,40
Viga 3	11,29	13,96	- 2,67	0,375	-1,00
Viga 4	15,19	14,49	0,70	0,375	0,26
Viga 5	11,96	12,07	- 0,11	0,375	-0,04



Sem carga de multidão no menor vão

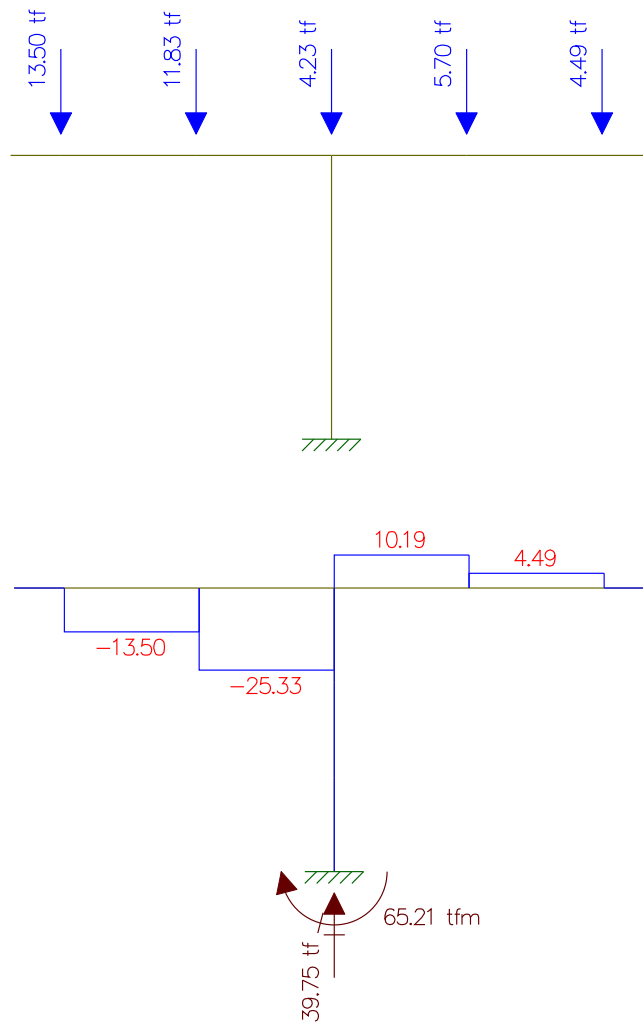
Reação devido a Viga 1 sem a carga de multidão em um dos vãos: 36,00tf
 Reação devido a Viga 2 sem a carga de multidão em um dos vãos: 31,55tf
 Reação devido a Viga 3 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,29tf
 Reação devido a Viga 4 sem a carga de multidão em um dos vãos: 15,19tf
 Reação devido a Viga 5 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,96tf



Estudo do Momento Torsor

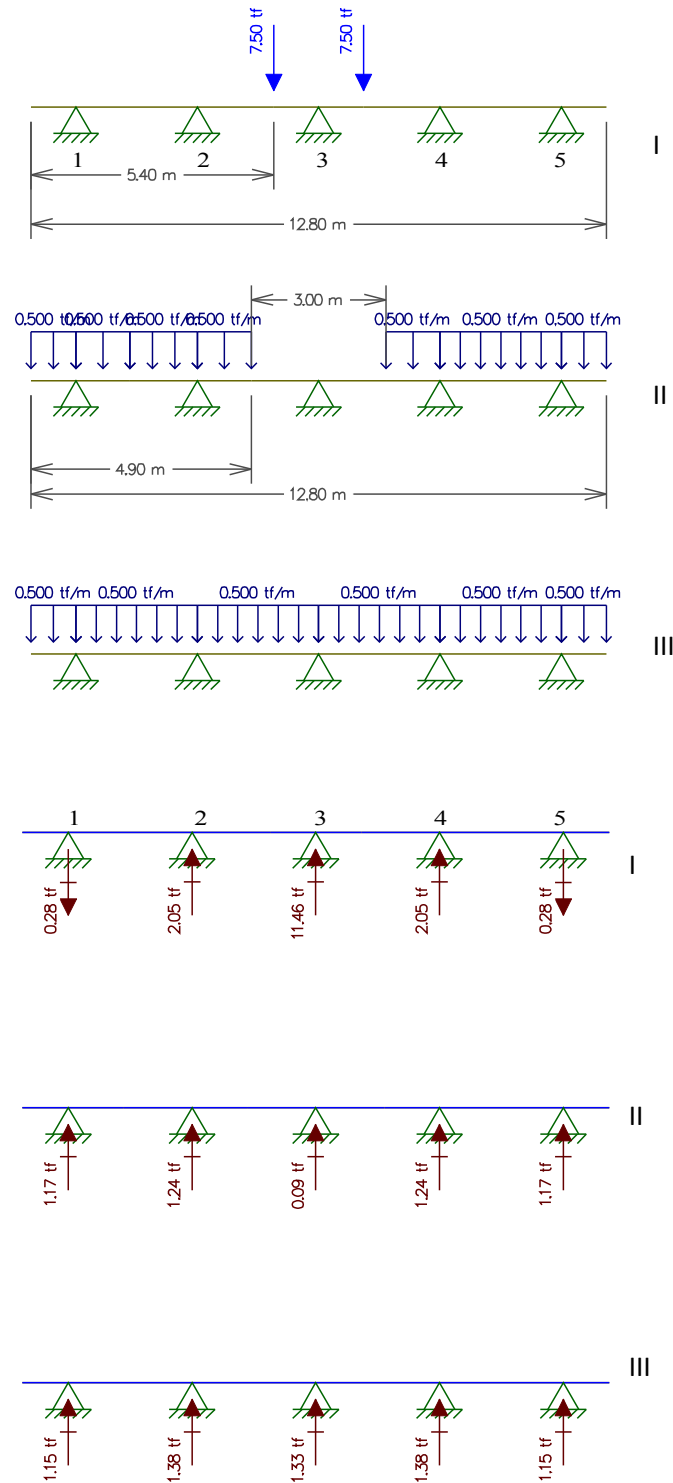
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

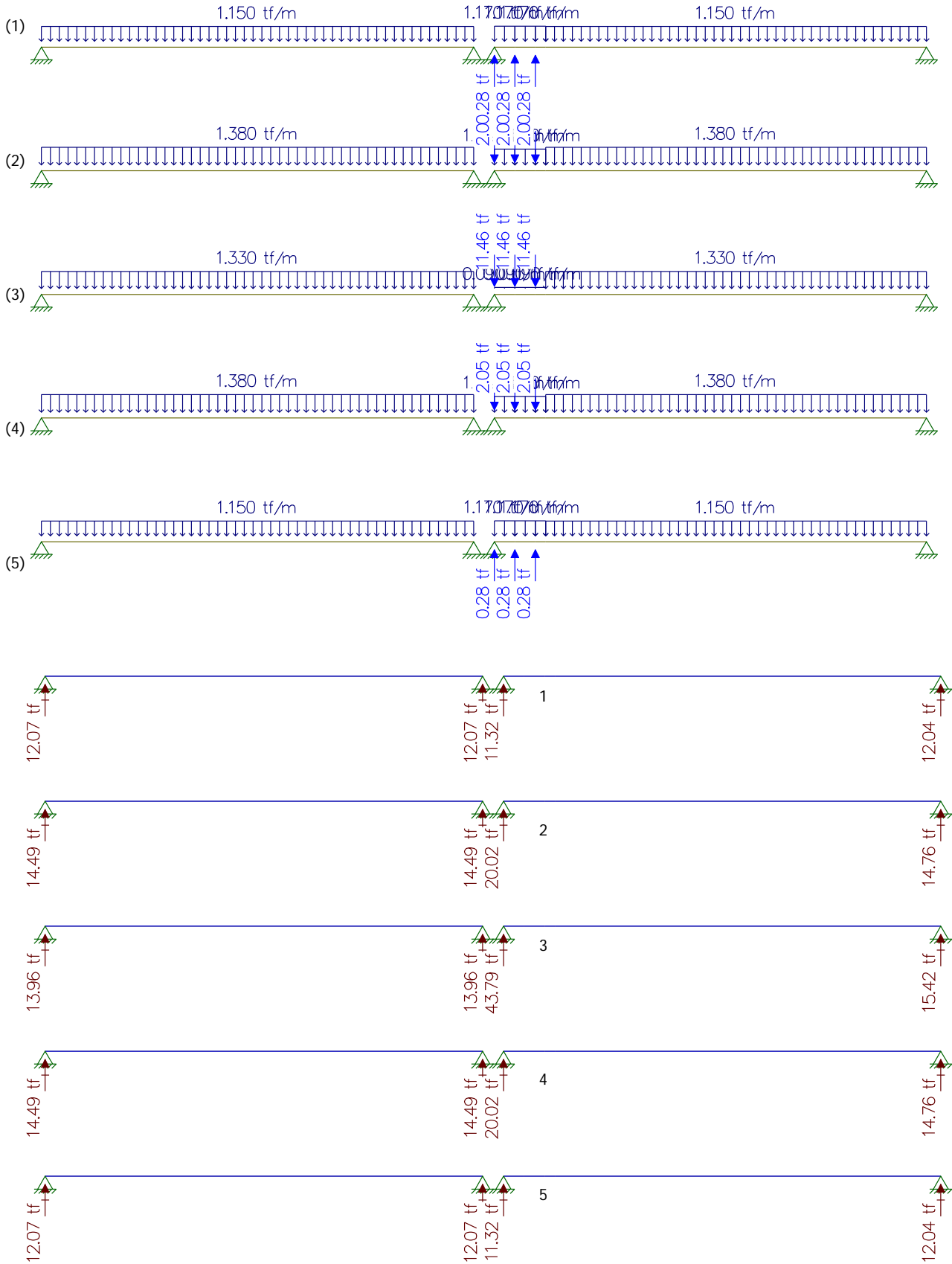
Viga 1: 36,0tf	$M_t = 36,0\text{tf} \times 0,375\text{m} = 13,5\text{tf.m}$
Viga 2: 31,55tf	$M_t = 31,55\text{tf} \times 0,375\text{m} = 11,83\text{tf.m}$
Viga 3: 11,29tf	$M_t = 11,29\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,23\text{tf.m}$
Viga 4: 15,19tf	$M_t = 15,19\text{tf} \times 0,375\text{m} = 5,70\text{tf.m}$
Viga 5: 11,96tf	$M_t = 11,96\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,49\text{tf.m}$



Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

Com carga de multidão no menor vão





Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

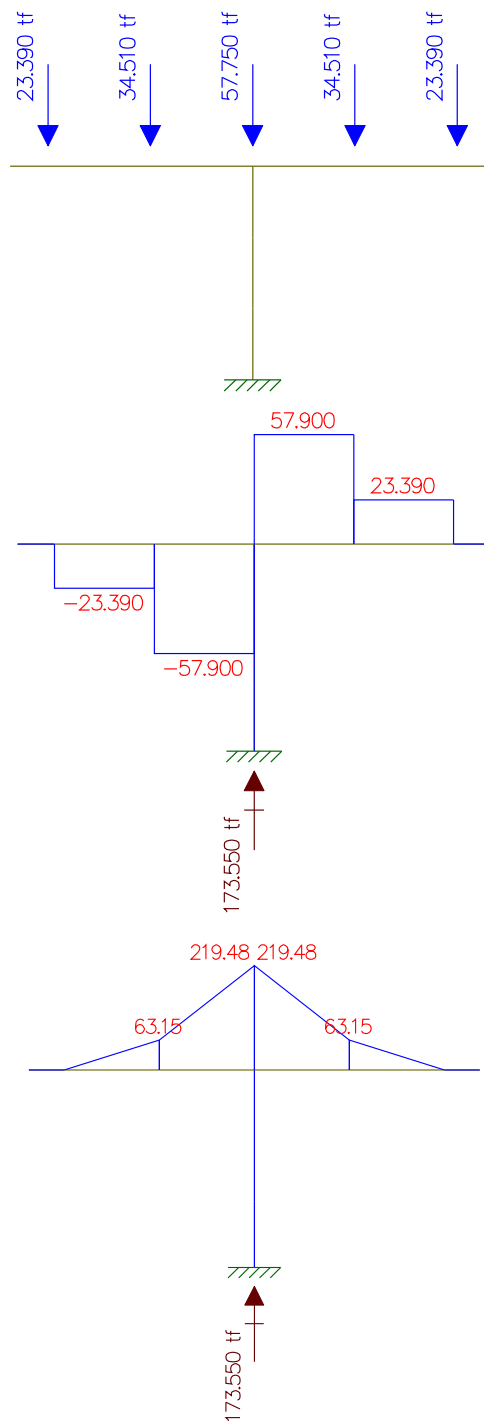
Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$

Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$

Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 43,79\text{tf} = 57,75\text{tf}$

Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$

Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$

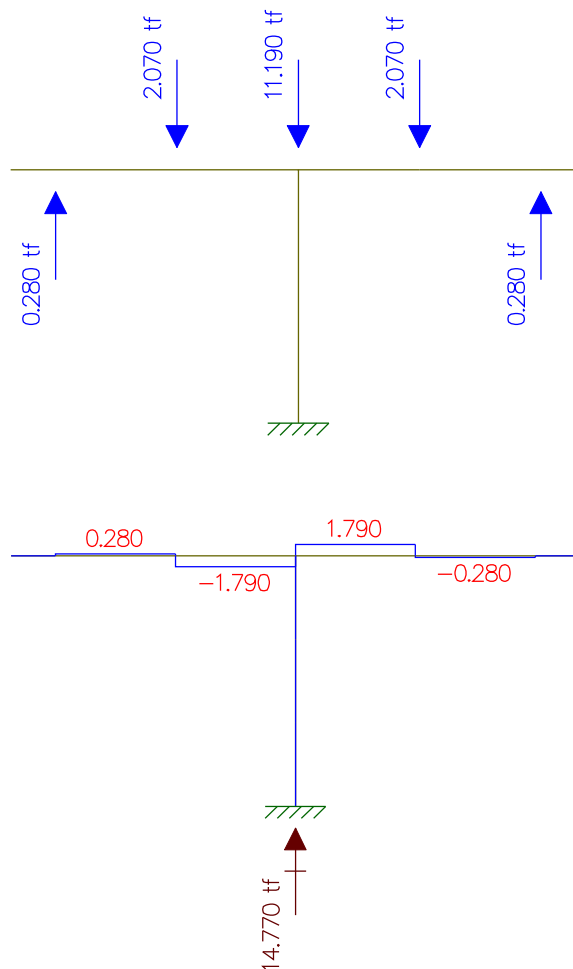


Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28
Viga 2	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 3	43,79	13,96	29,83	0,375	11,19
Viga 4	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 5	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28



Sem carga de multidão no menor vão

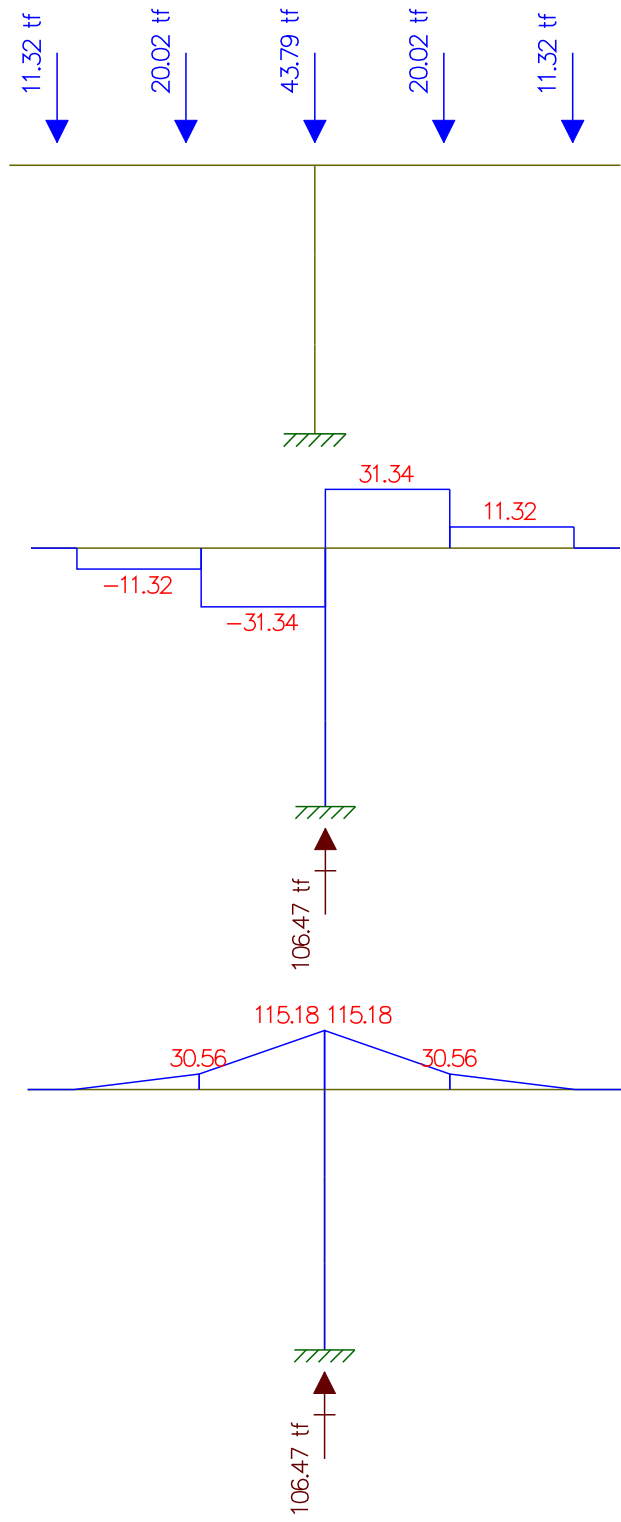
Reação devido a Viga 1: 11,32tf

Reação devido a Viga 2: 20,02tf

Reação devido a Viga 3: 43,79tf

Reação devido a Viga 4: 20,02tf

Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

Viga 1: 11,32tf

$$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$$

Viga 2: 20,02tf

$$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$$

Viga 3: 43,79tf

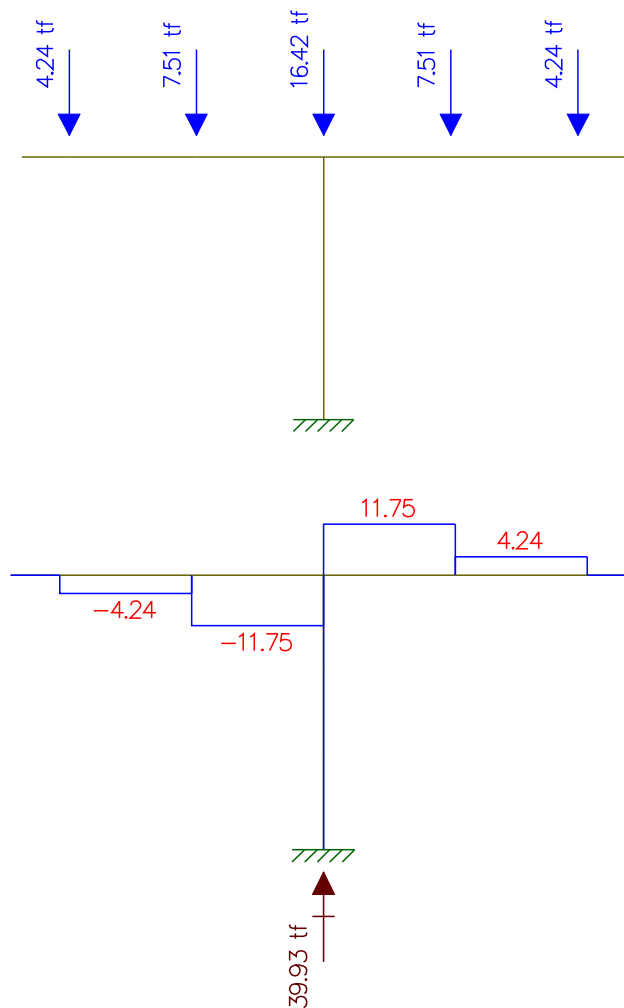
$$M_t = 43,79\text{tf} \times 0,375\text{m} = 16,42125\text{tf.m}$$

Viga 4: 20,02tf

$$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$$

Viga 5: 11,32tf

$$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$$



Processamento Superestrutura
Viga de 21m

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 1 - Viga Isolada

Dimensões Constantes

ALT. = 1.500 LLSU = 1.000 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTII = .000 HTII = .000 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .150 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTIS	BTIN	HTIS	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Tipo	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
2	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
3	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
4	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
5	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
6	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149

OBS.- As demais seções não serão tabuladas, devido à simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Características do Cabo utilizado
Fase Única

Unidade de Protensão = 9 ϕ 12.7mm
Módulo de Elasticidade = 19500. Kg/mm**2
Área da Seção Transversal = 1202. mm**2
Tensão Inicial de Protensão = 140. Kg/mm**2
Acomodação de Ancoragem = 6. mm
Perdas Def.(Lenta+Imediata) = 22. Kg/mm**2
Coef. de Atrito na Reta = .0025 /M
Coef. de Atrito na Curva = .0040 /G

Cabo C1

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			*
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	1.21	-1.4	14000./12651.	*	130.	-3.	-66.	*	121.	-3.	-62.	*
2	1.27	-1.4	13915./12736.	*	131.	-3.	-74.	*	122.	-3.	-70.	*
3	1.33	-1.2	13818./12833.	*	132.	-3.	-84.	*	124.	-3.	-79.	*
4	1.37	-.8	13715./12937.	*	133.	-2.	-90.	*	125.	-2.	-84.	*
5	1.40	-.4	13606./13045.	*	134.	-1.	-95.	*	127.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13504./13147.	*	135.	0.	-95.	*	128.	0.	-90.	*
7	1.40	.4	13606./13045.	*	134.	1.	-95.	*	127.	1.	-89.	*
8	1.37	.8	13715./12937.	*	133.	2.	-90.	*	125.	2.	-84.	*
9	1.33	1.2	13818./12833.	*	132.	3.	-84.	*	124.	3.	-79.	*
10	1.27	1.4	13915./12736.	*	131.	3.	-74.	*	122.	3.	-70.	*
11	1.21	1.4	14000./12651.	*	130.	3.	-66.	*	121.	3.	-62.	*

Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
* * (mm/m) * *
DA = 85.7 * EA = 7.06 * LA = 12.152
DB = 85.7 * EB = 7.06 * LB = 12.152
DA+DB = 171.5 * EM = 7.06 * L = 24.304

Cabo C2
Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Ângulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			*
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	.91	-4.9	14000./12402.	*	127.	-11.	-26.	*	118.	-10.	-24.	*
2	1.10	-4.0	13863./12539.	*	128.	-9.	-51.	*	120.	-8.	-48.	*
3	1.25	-2.9	13720./12681.	*	130.	-7.	-72.	*	122.	-6.	-68.	*
4	1.35	-1.8	13573./12828.	*	132.	-4.	-86.	*	124.	-4.	-81.	*
5	1.40	-.6	13427./12974.	*	133.	-1.	-94.	*	126.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13315./13087.	*	135.	0.	-95.	*	127.	0.	-90.	*
7	1.40	.6	13427./12974.	*	133.	1.	-94.	*	126.	1.	-89.	*
8	1.35	1.8	13573./12828.	*	132.	4.	-86.	*	124.	4.	-81.	*
9	1.25	2.9	13720./12681.	*	130.	7.	-72.	*	122.	6.	-68.	*
10	1.10	4.0	13863./12539.	*	128.	9.	-51.	*	120.	8.	-48.	*
11	.91	4.9	14000./12402.	*	127.	11.	-26.	*	118.	10.	-24.	*

Alongamentos - (mm)	*	Alongamentos	Específicos	*	Comprimentos (M)
	*		(mm/m)	*	
DA = 85.0	*	EA = 6.99		*	LA = 12.166
DB = 85.0	*	EB = 6.99		*	LB = 12.166
DA+DB = 170.1	*	EM = 6.99		*	L = 24.331

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Peso-próprio da viga isolada **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

2.427	2.427	1.575	1.575	1.575	1.575
1.575	1.575	1.575	2.427	2.427	

Cargas Nodais

PT	P
1	.72
11	.72

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.866
2	1.866

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	22.3
1	2	46.9	-166.6	189.4	*	16.4
1	3	79.8	-326.4	378.2	*	11.6
1	4	103.1	-421.4	488.4	*	7.7
1	5	117.0	-478.4	554.4	*	3.8
1	6	121.7	-497.4	576.5	*	.0
1	7	117.0	-478.4	554.4	*	-3.8
1	8	103.1	-421.4	488.4	*	-7.7
1	9	79.8	-326.4	378.2	*	-11.6
1	10	46.9	-166.6	189.4	*	-16.4
1	11	.0	.0	.0	*	-22.3

Reação Núm. 1 = 23.0
Reação Núm. 2 = 23.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Concretagem da laje superior **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160
1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160

Cargas Concentradas

XR	P
12.15	.88

Cargas Nodais

PT	P
1	.98
11	.98

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.354
2	1.354

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	14.5
1	2	31.9	-113.3	128.8	*	11.7
1	3	56.9	-232.7	269.7	*	8.9
1	4	75.1	-307.1	355.9	*	6.1
1	5	86.5	-353.5	409.6	*	3.3
1	6	91.0	-371.8	430.9	*	.0
1	7	86.5	-353.5	409.6	*	-3.3
1	8	75.1	-307.1	355.9	*	-6.1
1	9	56.9	-232.7	269.7	*	-8.9
1	10	31.9	-113.3	128.8	*	-11.7
1	11	.0	.0	.0	*	-14.5

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	15.5
Reação Núm.	2 =	15.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Superior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.714
2	-4.714

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Superior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	-35.2
1	2	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	-28.4
1	3	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	-20.1
1	4	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	-10.8
1	5	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	-3.2
1	6	-270.9	467.6	-1923.3	-639.9 *	.0
1	7	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	3.2
1	8	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	10.8
1	9	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	20.1
1	10	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	28.4
1	11	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	35.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=0

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7
2	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
3	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
4	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
5	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
6	SS	-497.4	529.3	31.8	-371.8	-340.0
	SI	576.5	-2157.8	-1581.4	430.9	-1150.5
7	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
8	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
9	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
10	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
11	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0
2	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
3	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
4	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
5	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
6	SS	-497.4	467.6	-29.8	-371.8	-401.6
	SI	576.5	-1923.3	-1346.8	430.9	-915.9
7	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
8	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
9	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
10	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
11	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Inferior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.425
2	-4.425

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Inferior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	-32.5
1	2	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	-26.4
1	3	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	-18.8
1	4	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	-10.1
1	5	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	-3.0
1	6	-255.8	441.5	-1815.5	-604.0 *	.0
1	7	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	3.0
1	8	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	10.1
1	9	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	18.8
1	10	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	26.4
1	11	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	32.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=0

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2
2	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
3	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
4	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
5	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
6	SS	-497.4	516.9	19.4	-371.8	-352.4
	SI	576.5	-2102.2	-1525.7	430.9	-1094.9
7	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
8	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
9	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
10	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
11	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3
2	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
3	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
4	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
5	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
6	SS	-497.4	441.5	-55.9	-371.8	-427.8
	SI	576.5	-1815.5	-1239.1	430.9	-808.2
7	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
8	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
9	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
10	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
11	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 2 - Viga Conjunta (Viga Isolada + Laje Superior)

Dimensões Constantes

ALT. = 1.700 LLSU = 2.320 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTIS = .000 HTIS = .150 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .200 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTII	BTIN	HTII	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Seção	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
2	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
3	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
4	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
5	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
6	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267

OBS.- As demais seções não serao tabuladas, devido a simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Carregamento G2 = Barreiras + Guarda-corpo

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

.788	.788	.788	.788	.788	.788
.788	.788	.788	.788	.788	.788

Cargas Nodais

PT	P
1	.28
11	.28

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-.438
2	.438

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	9.6
1	2	20.9	-33.6	55.2	*	7.7
1	3	37.2	-61.0	124.9	*	5.7
1	4	48.9	-80.1	164.0	*	3.8
1	5	55.8	-91.5	187.4	*	1.9
1	6	58.2	-95.3	195.2	*	.0
1	7	55.8	-91.5	187.4	*	-1.9
1	8	48.9	-80.1	164.0	*	-3.8
1	9	37.2	-61.0	124.9	*	-5.7
1	10	20.9	-33.6	55.2	*	-7.7
1	11	.0	.0	.0	*	-9.6

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	9.9
Reação Núm.	2 =	9.9

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Trem-tipo considerado - TB-45

Membro	Carga P	Carga Q
1	7.91	1.579

Deslocam.s - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Deslocam.	DMax	DMin
1	.000	-1.700
2	1.700	.000

Reações - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Reação	RMax	RMin
1	41.5	.0
2	41.5	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Esforço Cortante - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Seção	Cort Max	Cort Min
1	41.5	.0
2	35.4	-1.3
3	29.8	-4.0
4	24.6	-7.4
5	19.7	-11.1
6	15.2	-15.2
7	11.1	-19.7
8	7.4	-24.6
9	4.0	-29.8
10	1.3	-35.4
11	.0	-41.5

Momento Fletor - Carga Móvel - TT TB-45
=====

SEÇÃO	MP+	MP-	TENSÃO F. SUP (MP+)	TENSÃO F. INF (MP+)	TENSÃO F. SUP (MP-)	TENSÃO F. INF (MP-)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
3	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
4	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
5	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
6	248.9	.0	-407.9	835.4	.0	.0
7	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
8	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
9	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
10	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Envoltória de Deslocamentos - $D=DG+DP$

TT TB-45

Deslocam.	Dg	Dp+	Dp-	D Max	D Min
1	.912	.000	-1.700	.912	-.788
2	-.912	1.700	.000	.788	-.912

OBS - Deslocamentos em mm
Rotações em Rad/1000

Envoltória de Momento Fletor- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*MP+1.5*MQ		1.35*MP+1.5*MQ	
	M MAX	M MIN	M MAX	M MIN
1	.0	.0	.0	.0
2	156.4	20.9	163.7	28.3
3	276.9	37.2	289.9	50.3
4	361.4	48.9	378.5	66.0
5	413.5	55.8	433.1	75.4
6	431.5	58.2	451.9	78.5
7	413.5	55.8	433.1	75.4
8	361.4	48.9	378.5	66.0
9	276.9	37.2	289.9	50.3
10	156.4	20.9	163.7	28.3
11	.0	.0	.0	.0

Quadro Geral de Momentos e Tensões

TT TB-45

Seção	MMax	MMin	Tensão F. Sup (MMax)	Tensão F. Inf (MMax)	Tensão F. Sup (MMin)	Tensão F. Inf (MMin)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
3	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
4	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
5	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
6	307.1	58.2	-503.2	1030.6	-95.3	195.2
7	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
8	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
9	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
10	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Quadro Geral dos Cortantes- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*QP+1.5*QQ		1.35*QP+1.5*QQ	
	Q Max	Q Min	Q Max	Q Min
1	71.8	9.6	75.1	12.9
2	60.8	5.7	63.5	8.4
3	50.4	-3	52.5	1.7
4	40.7	-7.2	42.0	-5.9
5	31.4	-14.7	32.1	-14.1
6	22.8	-22.8	22.8	-22.8
7	14.7	-31.4	14.1	-32.1
8	7.2	-40.7	5.9	-42.0
9	.3	-50.4	-1.7	-52.5
10	-5.7	-60.8	-8.4	-63.5
11	-9.6	-71.8	-12.9	-75.1

Envoltória de Reações- NBR-6118

TT TB-45

Reação	1.0*RP+1.5*RQ		1.35*RP+1.5*RQ	
	R Max	R Min	R Max	R Min
1	110.7	48.4	127.6	75.5
2	110.7	48.4	127.6	75.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
	SI -657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0
2	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
	SI -660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
3	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
	SI -965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
4	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
	SI -968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
5	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
	SI -942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
6	SS 0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
	SS' -401.6	0.0	-401.6	-61.1	-462.7	-261.6	0.0	-724.4	-462.7
	SI -915.9	0.0	-915.9	195.2	-720.7	835.4	0.0	114.7	-720.7
7	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
	SI -942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
8	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
	SI -968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
9	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
	SI -965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
10	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
	SI -660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
11	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
	SI -657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1 SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SS'	-139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
SI	-612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3
2 SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
SS'	-168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
SI	-594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
3 SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
SS'	-333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
SI	-860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
4 SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
SS'	-356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
SI	-856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
5 SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
SS'	-395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
SI	-831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
6 SS	0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
SS'	-427.8	0.0	-427.8	-61.1	-488.9	-261.6	0.0	-750.6	-488.9
SI	-808.2	0.0	-808.2	195.2	-613.0	835.4	0.0	222.4	-613.0
7 SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
SS'	-395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
SI	-831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
8 SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
SS'	-356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
SI	-856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
9 SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
SS'	-333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
SI	-860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
10 SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
SS'	-168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
SI	-594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
11 SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SS'	-139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
SI	-612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 845 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DEVIDA AO CORTANTE - NBR-6118

Ponte totalmente carregada

SEÇÃO	VDMAX	VDMIN	VRDMAX	TWD	TC	TD	RO	AS/S (CM)
1	125.	46.	96.	113.	0.	130.	.00299	.179
2	101.	34.	78.	92.	0.	106.	.00243	.146
3	80.	20.	63.	203.	0.	234.	.00538	.135
4	61.	6.	51.	166.	0.	190.	.00438	.109
5	42.	-8.	39.	126.	0.	144.	.00332	.083
6	-23.	23.	-23.	73.	0.	84.	.00194	.049
7	-42.	8.	-39.	126.	0.	144.	.00332	.083
8	-61.	-6.	-51.	166.	0.	190.	.00438	.109
9	-80.	-20.	-63.	203.	0.	234.	.00538	.135
10	-101.	-34.	-78.	92.	0.	106.	.00243	.146
11	-125.	-46.	-96.	113.	0.	130.	.00299	.179

Armadura Total (Cortante+Torção+Fadiga)- NBR-6118

Ponte totalmente carregada

Seção	AS/S (CM)		Espacamento Long.(CM)				Espacamento Transv.(CM)			
	Long.	Nerv.	1/4	5/16	3/8	1/2	1/4	5/16	3/8	1/2
1	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.
2	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
3	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
4	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
5	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
6	.000	.100	30.	30.	30.	30.	6.	10.	14.	25.
7	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
8	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
9	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
10	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
11	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.

Dimensionamento da Laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsç, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do Balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16\text{m}$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90\text{cm}$$

Para Carga Permanente :

$$\text{Guarda - rodas} = 0,60\text{t/m}$$

$$p. \text{ próprio} + \text{ pavimento} = 0,72\text{t/m}^2$$

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

$$\text{Balanço reduzido} = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535\text{m}$$

$$P = 7,50\text{t}$$

$$\varphi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$$

$$P\varphi = 10,444\text{t}$$

$$p\varphi = 0,697\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanent :

$$m_{xe} = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 \times 1,16^2/2 = -1,074\text{mt/m}$$

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xe} = 0,60 \times 0,20 + 0,74 \times 0,20^2/2 = -0,135\text{mt/m}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela Nº 98 do Prof. Rüsç

$$l_x/a = 0,535/2 = 0,268$$

$$t/a = 0,425\text{m}$$

Temos então :

$$m_{xe} = 0,35 \times 10,444 = -3,655\text{mt/m}$$

$$m_{yr} = 0,18 \times 10,344 = 1,862\text{mt/m}$$

$$m_{xm} = 0,24 \times 10,344 = 2,483\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,115 \times 10,344 = 1,190\text{mt/m}$$

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45°

$$l = 2 \times 0,97 = 1,94\text{m}$$

$$m_{xe} = 6,0 \times 0,97/1,94 = -3,00\text{mt/m} \text{ na junção do guarda - rodas.}$$

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos :

$$l = (1,16 - 0,40) \times 2 + 1,94 = 3,46\text{m}$$

$$m_{xe} = 6 \times 0,97/3,46 = -1,682\text{mt/m}$$

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos :

Distribuição a 45°

$$l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) \times 2 + 1,94 = 3,29\text{m}$$

$$m_{xe} = -6 \times 0,97/3,29 = -1,769\text{mt/m}$$

Dimensionamento :

Seção junto ao Guarda - roda:

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,135 + 1,50 \times 3,00 = -5,177\text{mt/m}$$

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada :

$$m_{xed} = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769\text{mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema :

$$m_{xed} = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455\text{mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas:

$$m_{xed} = -5,177\text{mt/m}$$

$$b = 1,00\text{m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = 0,085 \quad \text{ok!}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada :

$$m_{xed} = -7,449\text{mt/m}$$

$$k_{md} = 0,122 \quad \text{ok!}$$

Seção de aço Necessária :

$$A_{s1} = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s3} = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00\text{m} \quad h = 0,30\text{m} \quad d = 0,275\text{m} \quad m_{xe} = -9,465\text{mt/m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$k_{md} = 0,063 \quad \text{ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$l_x = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79\text{m}$$

$$h = 0,07\text{m}$$
$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045\text{m}$$
$$pp. \text{ total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50\text{t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20\text{t/m}^2$$
$$M_k = 0,20 \times 1,39^2/8 = 0,048\text{mt/placa}$$

$$M_d = 0,068\text{mt/placa}$$

$$bd^2 f_{cd} = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$k_{md} = 0,068/1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindia da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm², em serviço, considerando :

Laje Central :

$$\text{mxm} \quad b = 1,00\text{m}$$
$$\quad \quad h = 0,20\text{m}$$
$$\quad \quad d = 0,175\text{m}$$
$$f_{yk} = 5000\text{kg/m}^2$$
$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,441\text{mt/m}$$
$$M_{\text{mín}} = 0,154\text{mt/m}$$
$$A_s = 0,0003122\text{m}^2$$

$$\text{mym} \quad b = 1,00\text{m}$$
$$\quad \quad h = 0,20\text{m}$$
$$\quad \quad d = 0,175\text{m}$$
$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$
$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$
$$M_{\text{máx}} = 0,860 \text{ mt/m}$$
$$M_{\text{mín}} = 0,026\text{mt/m}$$
$$A_s = 0,0002528\text{m}^2$$

$$M_{xe} \quad b = 1,00\text{m}$$
$$\quad \quad h = 0,30\text{m}$$
$$\quad \quad d = 0,275\text{m}$$
$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$
$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$
$$M_{\text{máx}} = -2,989\text{mt/m}$$
$$M_{\text{mín}} = -0,308\text{mt/m}$$
$$A_s = 0,0003489\text{m}^2$$

Laje do Balanço :

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = -3,134\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,134\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,000760\text{m}^2$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,913\text{t/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,673\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,000798\text{m}^2$$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 4,872\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 1,252\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0008828\text{m}^2$$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com $\Delta f_{sd, fad}$, min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D > 25\varnothing$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são :

$$f_{ck} = 30\text{MPa}$$

$$E_f = 210.000\text{MPa}$$

$$\text{Área de aço em m}^2$$

Momento máximo e mínimo em mt/m

Tensão na armadura em kg/cm²

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço :

Lajes centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais

$$l_x = 2,32\text{m}$$

$$l_y/a = \infty$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço :

$$M_{xeg} = -1,074\text{mt/m}$$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente :

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$

$$M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2/12 = -0,332\text{mt/m}$$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsçh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$$\left. \begin{array}{l} g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500\text{t/m}^2 \text{ peso próprio} \\ g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24\text{t/m}^2 \text{ pavimentação} \end{array} \right\} 0,740\text{t/m}^2$$

Carga Móvel

$$P = 7,50\text{t}$$

$$p = 0,50\text{t/m}^2$$

Impacto

$$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$$

$$P\varphi = 10,379\text{t}$$

$$p\varphi = 0,692\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$$m_{xm} = 0,417 \times g \times l_x^2 = 0,154\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,069 \times g \times l_x^2 = 0,026\text{mt/m}$$

$$m_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2 = 0,308\text{mt/m}$$

$$\text{onde, } g \times l_x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.

$$l_x/a = 2,32/2,00 = 1,16$$

$$t/a = (0,45 + 2 \times 0,20)/2 = 0,425$$

Temos então,

Carga Móvel

$$m_{xm} = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287 \text{ mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834 \text{ mt/m}$$

$$m_{xe} = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681 \text{ mt/m}$$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$$m_{xmd} = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138 \text{ mt/m}$$

$$m_{ymd} = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286 \text{ mt/m}$$

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437 \text{ mt/m}$$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138 \text{ mt/m}$

$$h = 0,175 \text{ m}$$

$$d = 0,175 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = M_d / bd^2 f_{cd} = 0,035 \text{ ok!}$$

Para $M_{ym} = 1,250 \text{ mt/m}$

$$d = 0,130 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$$

$$k_{md} = 0,038 \text{ ok!}$$

Para $M_{xed} = -4,437 \text{ mt/m}$

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$d = 0,325 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,375^2 \times 2000 = 211,25$$

$$k_{md} = 0,021 \text{ ok!}$$

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$$A_s = 2,138 / 0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,286 / 0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,437 / 0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de continuidade

Cálculo da placa de continuidade

- $l_x = 0,83\text{m}/\text{Faixa de } 1\text{m de Largura}$

- $\text{área de Concreto} - 0,19 \times 1,0 = 0,19\text{m}^2$

- $\text{Inércia da Placa} - J_{\text{Placa}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

- $f_{ck} = 30\text{mpa}$

- $\text{Módulo de Elasticidade} - E_{ct} = 5.600 \sqrt{f_{ck}} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50\text{MPa}$

Momento de inércia do conjunto (vigas+laje)

- $I_{ca1} = 1,75\text{m}^4$ - p/ viga de 21m

- $I_{ca0} = 2,57\text{m}^4$ - p/ viga de 30m

Trem -tipo simplificado

$P = 6 \times 7,5\text{t} = 45\text{t}$

$q_1 = 3 \times 0,5\text{ t}/\text{m}^2 = 1,5\text{ t}/\text{m}$

$q_2 = 9,8 \times 0,5\text{ t}/\text{m}^2 = 4,9\text{ t}/\text{m}$

$q = 6,4\text{ t}/\text{m}$

1 - Efeito devido a rotação de um único vão carregado.

$M_0 = \frac{-4 \cdot \text{area} \cdot J_{\text{Placa}}}{I_x} = 0$

$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$

$\theta_1 = \frac{P \cdot l^3}{16 E_c J_c}$

$\theta_2 = \frac{q \cdot l^3}{24 E_c J_c}$

$\theta_{\theta_1} = \frac{45 \times 20,30^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$

$\theta_{\theta_2} = \frac{6,4 \times 20,30^3}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 30067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ tm/m}$$

2- Dois vãos adjacentes carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times I_{ptaca}}{lx} \right) \times \vartheta \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\vartheta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$\vartheta_2 = \frac{6,4 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\vartheta = \vartheta_1 + \vartheta_2$$

$$\vartheta = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3 - Recalque do aparelho de apoio quando só um dos vãos é carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_c \times I_p \times \Delta u}{lx^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

$$E_c$$

$$E_c = 2 \times 100 \times 0,69 (0,047)^2$$

$$E_c = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

Relação vertical compatível com (θ) por apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t/ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25t/\text{apolo}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 806,7260 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,88^2} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56tm$$

$$M_1 = -12,56tm$$

Dimensionamento do Guarda-Rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$B = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$D = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$F_{ck} = 30 \text{ mpa}$$

Aço ca-50

$$K_{md} = m_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

$$\text{Pela tabela: } k_z = 0,991$$

$$A_s = m_d / (k_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = a_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$B = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$D = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

$$F_{ck} = 30 \text{ mpa}$$

Aço ca-50

$$K_{md} = m_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

$$\text{Pela tabela: } k_z = 0,963$$

$$A_s = m_d / (k_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = a_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Laje de Transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

$$\text{Peso Próprio: } \gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Carga Móvel: TB45} = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$M_g = 1,25 \text{ tfm}$$

$$M_q = 5,00 \text{ tfm}$$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,920$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Viga Transversina Vão de 21,00m

Cargas Permanentes:
Peso Próprio

$$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$$

Laje + Pav.

$$g_2 = ((\gamma_c \times h_{\text{laje}} + \gamma_{\text{pav}} \times h_{\text{pav}}) \times A) / l_{\text{viga}} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$$

$$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$$

Estrutura e Carregamento:

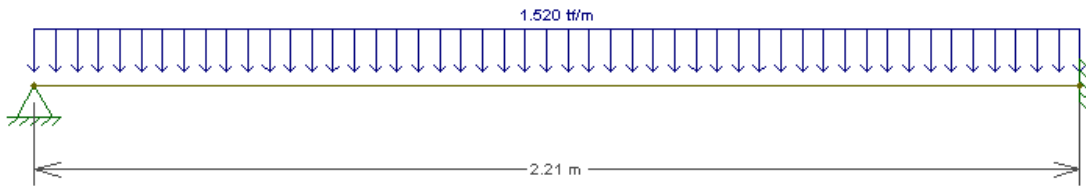


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:

Carga TB-45 Centrada

Estrutura e Carregamento

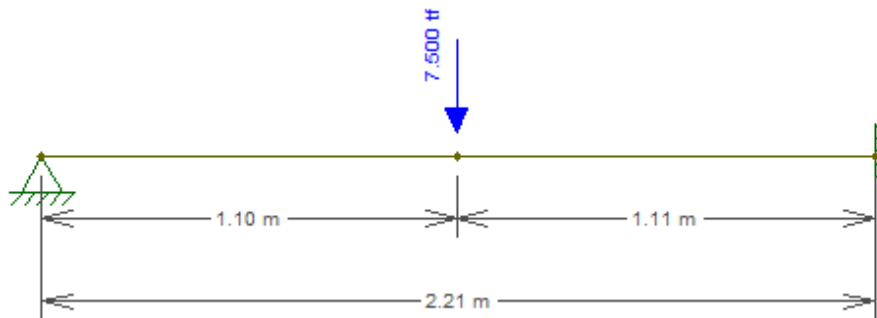
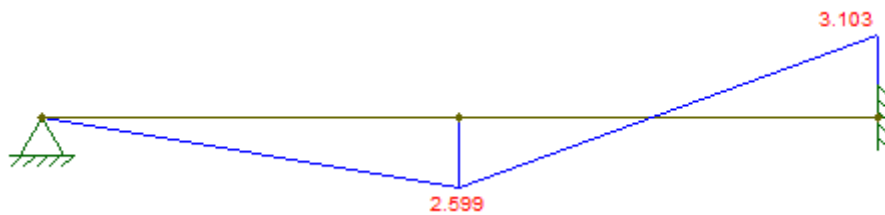


Diagrama de Momento – (tf.m):



- Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \phi \times M_q$$

$$\phi = 1,40 - 0,007 \times 1 = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	Mg (tf.m)	Mq (tf.m)	Md (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \mathbf{8,30 \text{ cm}^2}$$

Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \mathbf{8,30 \text{ cm}^2}$$

Verificação a fadiga:

Momento Positivo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$\text{o max.} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{o min.} = 36,69 \text{ kgf/cm}^2$$

Coefficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14 \text{ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.}$$

Momento Negativo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$\text{o max.} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{o min.} = 43,04 \text{ kgf/cm}^2$$

Coefficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14 \text{ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.}$$

Processamento da mesoestrutura Dimensionamento da ala e cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1(retângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9 / 2 = 0,24 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$$

Trecho2(triângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\text{Media } \sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6 / 2 = 2,04 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$$

$$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$$

$$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times M_{1\text{total}} + 1,5 \times M_{2\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$$

Pela tabela: $K_z = 0,984$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009$$

Pela tabela: $K_z = 0,995$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do console de macaqueamento

Para as vigas de 25,00 m

$$P. \text{ laje} = 37,67 \text{ tf}$$

$$P. \text{ Próprio viga} = 30,46 \text{ tf}$$

$$\text{Total: } P = 68,13 \text{ tf}$$

$$\sigma_{yd} = 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2$$

$$A / d = 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}$$

$$T_d = 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d)$$

$$T_d = 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf}$$

$$A_s = T_d / f_{yd}$$

$$A_s = 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2$$

Verificação cisalhamento do concreto.

$$\text{Logo } \tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ ok!}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio

Carga normal máxima

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
23	15,5	9,9	41,5

$$\text{Valor p/cada apoio} = 23 + 15,5 + 9,9 + 41,5 = 89,9\text{t}$$

Esforços horizontais longitudinais de longa duração

$$\Delta \text{Temp.}$$

$$Ap1 \rightarrow 17,084/5 = 3,417$$

$$Ap2 \rightarrow 2,834/5 = 0,567$$

$$Ap3 \rightarrow -2,974/5 = -0,595$$

$$Ap4 \rightarrow -16,944/5 = -3,389$$

Esforços horizontais longitudinais de curta duração

Frenagem

$$Ap1 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

$$Ap2 \rightarrow 3,265/5 = 0,653$$

$$Ap3 \rightarrow 3,511/5 = 0,702$$

$$Ap4 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

Esforços horizontais transversais de curta duração

$$Ap1 \rightarrow 6,390/5 = 1,278$$

$$Ap2 \rightarrow 7,876/5 = 1,575$$

$$Ap3 \rightarrow 8,157/5 = 1,631$$

$$Ap4 \rightarrow 6,295/5 = 1,259$$

Rotação de apoio na montagem

1,866

Rotação de carregamento

1,7

Dimensionamento da viga travessa

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares : $Md = -376 \text{ tf.m}$

No centro da travessa : $Md = 187 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $Vd = 239tj$

Junto aos pilares, na parte interna : $Vd = 344tf$

A partir da figura acima, temos :

Para $M(+)$ $b = 1,60m$ $h = 1,26m$ $bd^2 fcd = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para $M(-)$ $b = 1,30m$ $h = 1,26m$ $bd^2 fcd = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$kmd+ = 376/4.536 = 0,083$

$kmd- = 187/3.685 = 0,051$

$As(+)$ = $37,93cm^2 \rightarrow 14 \text{ } \varnothing 20.0mm$

$As(-)$ = $76,26cm^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 25.0mm$

Esforços Cortantes

$\tau = 334,0 (1,26 \times 1,30) = 203,91t/m^2$

$\tau d = 1,15 \times \tau m = 234,5t/m^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 304,89t/m$

$As = 304,84 (4 \times 4,348) = 17,53cm^2/m$

$As = 12,54cm^2/m$ com 6 pernas $\varnothing 12^5$ c.12
 $\varnothing 12^5$ c.15⁵

A seguir, o estudo da fadiga:

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0078750	m ²	As	0,0044100	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	267,428	mt/m	Mmáx	125,516	mt/m
Mmin	157,872	mt/m	Mmin	96,150	mt/m
$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²	$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,823529412	-	n	8,823529412	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,29	m	x	0,22	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σ smáx	2919,31054	Kg/cm ²	σ smáx	2401,44568	Kg/cm ²
σ min	1723,37001	Kg/cm ²	σ min	1839,59815	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	1195,94054	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	561,84752	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,65	-	Kf	0,30	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	78,75	cm ²	Asfad	44,10	cm ²

Dimensionamento dos pilares Cargas permanentes – pilar br 230

Pilar Central

Carga permanente

V1/V5

Vão 21m – 52,01t
Vão 30m – 78,75t
130,76t

V2/V4

Vão 21m – 37,93t
Vão 30m – 58,65t
96,58t

V3

Vão 21m – 45,07t
Vão 30m – 68,85t

$$PP_{Trav} = A_s f_x Y_c$$

$$PP_{Trav} = 2,035 \times 12,8 \times 2,5 = 65,13t$$

113,92t

$$PP_{pitacar} = 2,9 \times 0,6 \times 4,9 \times 2,5 = 21,5t$$

$$N_{gk} = [(2 \times (130,76 + 96,58)) + 113,92] + 65,13 + 21,5 = 655,23t$$

CARGA MÓVEL

V1/V5

$$\begin{aligned} \text{Vão 21m} &- 35,48t \\ \text{Vão 30m} &- \frac{41,04t}{76,52t} \end{aligned}$$

V2/V4

$$\begin{aligned} \text{Vão 21m} &- 44,42t \\ \text{Vão 30m} &- \frac{51,12t}{95,54t} \end{aligned}$$

V3

$$\begin{aligned} \text{Vão 21m} &- 42,84t \\ \text{Vão 30m} &- \frac{49,30t}{92,14t} \end{aligned}$$

$$N_{qk} = [(2 \times (76,52 + 95,54)) + 92,14] = 436,26t$$

$$N_d = 1,35 \times N_{gk} + 1,5 \times \phi 1,25 \times 436,26$$

$$N_d = 1702,55t$$

Cargas horizontais

Frenagem e aceleração

$$H_f = \frac{(0,3 \times 45)}{2} = 6,75$$

Cargas transversais

Carga de vento

$$F_v = 0,1 \frac{t}{m^2}$$

Carregada

$$H_{V21} = \left[0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{21}{2} \right) \right] = 4,2t - \text{Vão 21m}$$

$$H_{V30} = 0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 6t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 4,2 + 6 = 10,2t$$

Descarregada

$$H_{V21} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{21}{2} \right) = 3,05t - 21m$$

$$H_{V30} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 4,35t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 3,05 + 4,35 = 7,4t$$

Momento torsor

Carga permanente - $M_{tg} = 10,03 \text{ tfm}$

Carga móvel - $M_{tq} = 18,83 \text{ tfm}$

$M_{td} = 1,35M_{tg} + 1,5 \varphi M_{tq}$

$M_{td} = 1,35 \times 10,03 + 1,5 \times 1,25 \times 18,83$

$M_{td} = 48,85 \text{ tfm}$

Esforços de cálculo

Combinação elu

$$F_{cd} = 1,35 c_p + 1,5 \varphi c_{im} + 1,5 (0,7 H_{w1} + 0,5 H_{ta})$$

$$H_{d2} = 1,5 \times 1,25 \times 6,75 = 12,66t$$

$$H_{d3} = 1,5 \times 0,7 \times 10,2 = 10,71t$$

Momento na base do pilar

1ª Ordem

$$M_{d2} = H_{d2} \times h - M_{d3} = 12,66 \times 6,2 \cong 78,5tm$$

$$M_{d3} = (10,71 \times 6,3) + (1,5 \times 1,25 \times 176,55) = 398,50tm$$

Excentricidades mínimas

$$e_{1ymin} = 1,5 + 0,03h = 1,5 + 0,03 \times 60 = 3,3cm$$

$$e'_{1ymin} = 1,5 + 0,03 \times 200 = 7,50cm$$

Momentos mínimos

$$M_{1dxmin} = Nd \times C_{1ymin}$$

$$M_{1dxmin} = 1702,55 \times 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dxmin} = Nd \times C_{1xmin}$$

$$1702,55 \times 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de flambagem

Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$l_e = 2l = 2 \times 6,30 = 12,60m$$

$$\lambda_1 = 35 \quad \lambda_w = \frac{l}{i} \quad A_b = 0,6 \times 2 = 1,2m^2$$

$$\lambda_w = \frac{3,46 l_e}{h_x} = \frac{3,46 \times 12,60}{0,6} = 72,66 \quad I_w = \frac{2 \times 0,6^3}{12} = 0,036m^4$$

Como $\lambda_w > \lambda_1$ serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_y = \frac{3,46 \text{ kg}}{h_y} \quad A_b = 1,2 \text{ m}^2$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 12,6}{2} = 21,8 \quad I_y = \frac{0,002^3}{12} = 0,4 \text{ m}^4$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ = não serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$A_c = 0,6 \times 2,0 = 1,20 \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} = \frac{2508}{1,4} = 1785,7 \text{ t/m}^2 \quad A_{cfed} = 2142,86 \text{ t}$$

Força normal adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_{cfed}} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

Curvatura sujeita a efeitos de 2ª ordem

$$\frac{1}{V_x} = \frac{0,005}{h_x(V + 0,5)} = \frac{0,005}{60 \times (0,79 + 0,5)} = 6,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{h_x} = 8,3 \text{ x/c}$$

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200 \times (0,79 + 0,5)} = 1,9 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Excentricidade de 2ª ordem

$$e_{2,x} = \frac{e_s^2}{10} \left(\frac{1}{V_x} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = 10,32 \text{ cm}$$

$$e_{2,y} = \frac{e_s^2}{10} \left(\frac{1}{V_y} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = 3,02 \text{ cm}$$

Momentos finais

$$M_{dx} = \alpha_b M_{1dx} + Nd_{e2x} = (1 \times 78,5 + 48,85) + (1702,55 \times 0,1032) = 303,0 \text{ tm}$$

$$M_{dy} = \alpha_b M_{1dy} + Nd_{e2y} = (1 \times 398,50 + 1702,55 \times 0,03) = 449,6 \text{ tm}$$

Esforços adimensionais

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{303}{0,60 \times 2142,86} \cong 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_x A_c f_{cd}} = \frac{449,6}{2,0 \times 2142,86} \cong 0,10$$

Pelo ábaco de J. Montoya temos para taxa mecânica de armadura:

$$W=0,82$$

$$A_s = \frac{w A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \left(\frac{0,82 \times 2142,86}{5000} \right) \times 1,15 = 40,4 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c$$

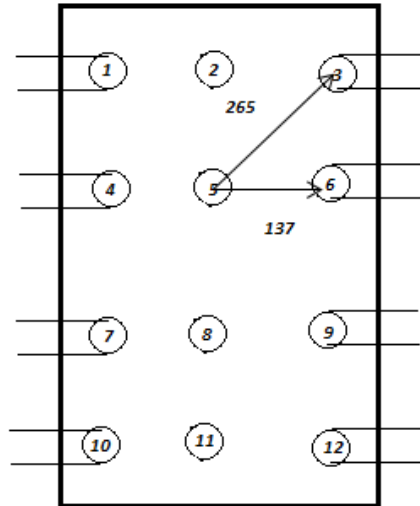
$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{\frac{50}{0,15}} = 44,4 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 48 \text{ cm}^2$$

Processamento da infraestrutura

Dimensionamento dos Blocos

Bloco Central



$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

$$a_3^2 = 110^2 + 240^2$$

$$a^2 = 265 \text{ cm}$$

$$a_6^2 = b_6^2 + c_6^2$$

$$a_6^2 = 110^2 + 80^2$$

$$a^2 = 137 \text{ cm}$$

EST 3

$$a_3 = 265 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = 140/265 = 0,53$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$z = R/\text{tg} \alpha = 79,98/0,53 = 151 \text{ tf}$$

$$x = 110 \text{ cm}$$

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

$$\text{tg} \theta = 110/240 = 0,46$$

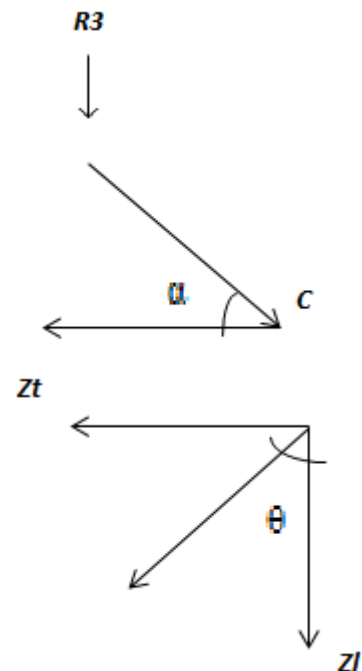
$$\theta = 22,6^\circ$$

$$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$$

$$151 \cdot \cos 22,6^\circ = 139,4 \text{ tf}$$

$$z_{t3} = z \cdot \sin \theta$$

$$151 \cdot \sin 22,6^\circ = 58 \text{ tf}$$



EST 6

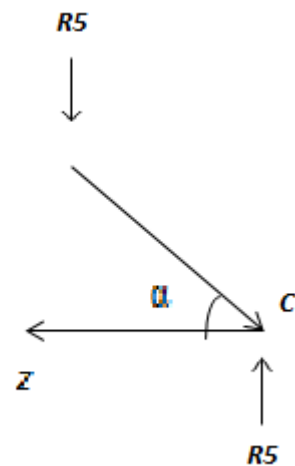
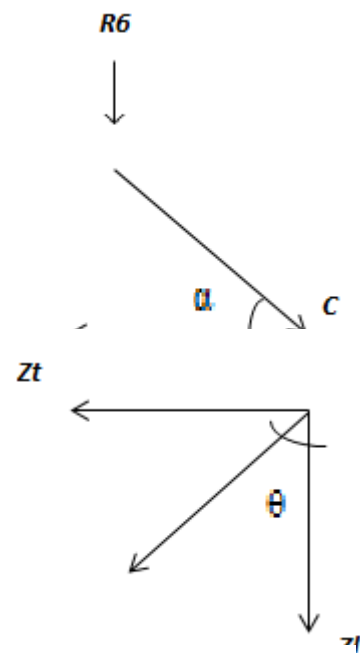
$a_3 = 137 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$

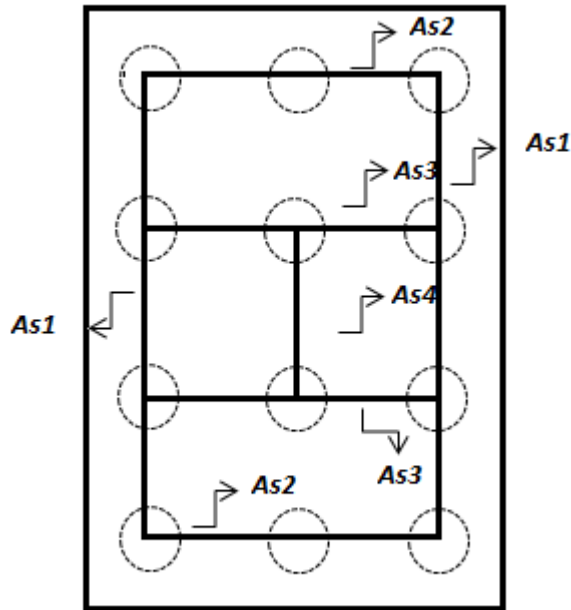
$x = 110 \text{ cm}$
 $y = 80 \text{ cm}$
 $\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$
 $\theta = 53,97^\circ$

$z_{l3} = z \cdot \cos \theta = 81,6 \cdot \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$
 $z_{t3} = z \cdot \sin \theta = 81,6 \cdot \sin 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$

EST 5

$d = 80 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 140/80 = 1,75$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 83,52/1,75 = 47,73 \text{ tf}$





$$As1 = (139,4 + 48)/4,348 = 43 \text{ cm}^2 \quad 14 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As2 = (58)/4,348 = 13,34 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As3 = (66)/4,348 = 15,18 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As4 = (47,73)/4,348 = 10,98 \text{ cm}^2 \quad 4 \Phi 20 \text{ mm}$$

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

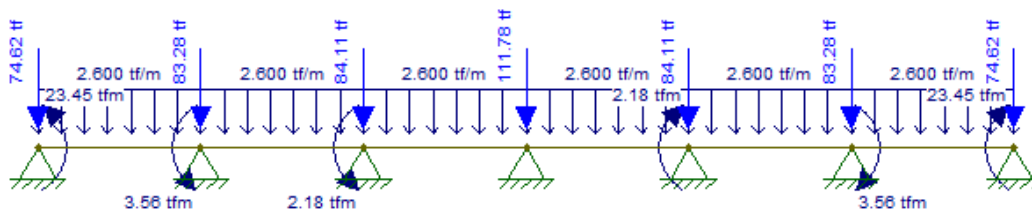


Diagrama de esforços Cortantes:

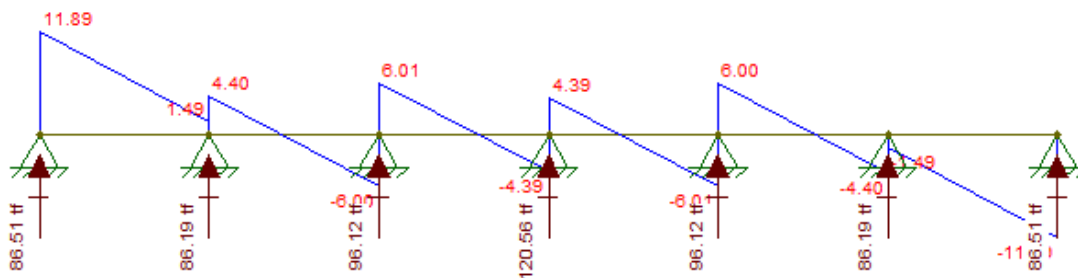
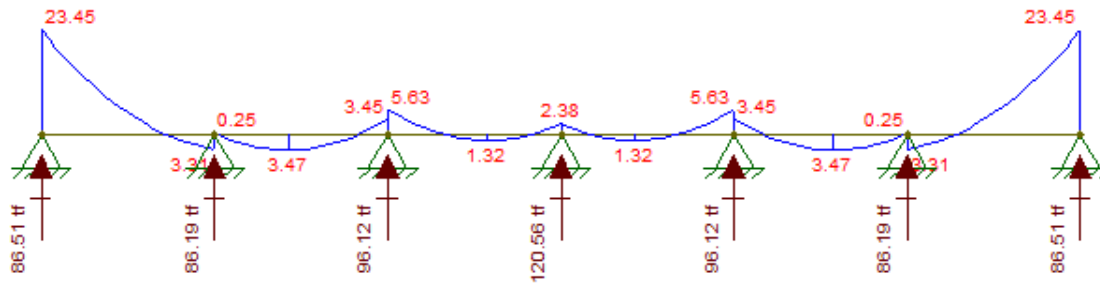


Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

$$M_d = 1,4 \times 23,45 = \mathbf{32,83 \text{ tfm}}$$

$$V_d = \mathbf{16,65 \text{ tf}}$$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

d	76	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{Sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Adotou-se 6 Φ 16 mm

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

Dimensionamento das Estacas

 PROJETO 3771 ESTACA 845 extremidade vão 21 M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
 SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 2

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geometricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-0.700	0.000	0.000	-0.700	-10.000	0.000	10.000
2	0.700	0.000	0.000	0.700	-10.000	0.000	10.000

 PROJETO 3771 ESTACA 845 extremidade vão 21 M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.26	-148.44	-1.04	-31.49	0.00	-36.37

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
0.00000	-0.00272	0.00000	-0.00003	0.00000	-0.00136

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	48.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	100.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	-48.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-100.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

 PROJETO 3771 ESTACA 845 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
 SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 12

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-1.100	0.000	-2.400	-3.179	-9.781	-2.400	10.000
2	0.000	0.000	-2.400	0.000	-10.000	-2.400	10.000
3	1.100	0.000	-2.400	3.179	-9.781	-2.400	10.000
4	-1.100	0.000	-0.800	-3.179	-9.781	-0.800	10.000
5	0.000	0.000	-0.800	0.000	-10.000	-0.800	10.000
6	1.100	0.000	-0.800	3.179	-9.781	-0.800	10.000
7	-1.100	0.000	0.800	-3.179	-9.781	0.800	10.000
8	0.000	0.000	0.800	0.000	-10.000	0.800	10.000
9	1.100	0.000	0.800	3.179	-9.781	0.800	10.000
10	-1.100	0.000	2.400	-3.179	-9.781	2.400	10.000
11	0.000	0.000	2.400	0.000	-10.000	2.400	10.000
12	1.100	0.000	2.400	3.179	-9.781	2.400	10.000

O ESTAQUEAMENTO NAO TEM RIGIDEZ NA DIRECAO 3

 PROJETO 3771 ESTACA 845 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 12 estacas com inclinação vertical de 12°

Força-X	Força-Y	Força-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.26	-767.16	-1.04	-183.92	0.00	-125.66

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X Desl.-Y Desl.-Z Rot.-X Rot.-Y Rot.-Z
***** -0.00241 0.00000 -0.00018 -0.00060*****

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	77.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	69.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	61.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	53.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-77.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-69.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-61.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-53.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.12.3 – Memória de Cálculo das Quantidades

INFRAESTRUTURA						
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
	Q = 11,07 m3					
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,30	1,10	0,10	12	3,04
	BE1=BE2 (B)	2,30	2,10	0,10	2	0,97
	B1=B2 (A,B)	3,10	5,70	0,10	4	7,07
	TOTAL (m³)					11,07
	Estaca raiz D=410mm, perfurada em solo incluindo fornecimento de todos os materiais e injeção					
		Quantidade	Comprimento (m)	Total (m)		
	BE1	14	10,00	140,00		
	BE2	14	10,00	140,00		
	B1	20	10,00	200,00		
	B2	20	10,00	200,00		
	TOTAL (m)			680,00		
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
	Q = 181,15 m3					
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,20	1,00	1,40	12	36,96
	BE1=BE2 (B)	2,20	2,00	2,40	2	21,12
	B1=B2 (A,B)	3,00	5,60	1,50	4	100,80
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	0,40	4,00	0,80	12	15,36
	C1=C2 (a)	0,40	10,80	0,80	2	6,91
	TOTAL (m³)					181,15
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Blocos					
		Peso (kg)				
	Blocos	6039				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Cintas					
		Peso (kg)				
	Cintas	1105				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Encontros					
		Peso (kg)				
	Encontro A	11367				
	Encontro B	101				
	Total	11468				
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
	Q = 347,04 m2					
	Blocos e cintas					
		Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m²)	
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	6,40	1,40	12	107,52	
	BE1=BE2 (B)	8,40	2,40	2	40,32	
	B1=B2 (A,B)	17,20	1,50	4	103,20	
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	2,00	4,00	12	96,00	
	TOTAL (m²)				347,04	
2 S 03 000 02	Escavação manual de cavas em material 1a cat					
	Q escav. = 788,32 m3					
	No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. (blocos) e 0,5m em cada sentido para as cintas de travamento As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.					
	Blocos					
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)	
	BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06	
	BE1B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98	
	BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06	
	BE2B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98	
	B1A/B1B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24	
	B2A/B2B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24	
	TOTAL (m³)				734,56	
	Cintas					
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)	
	CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88	
	CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88	
	TOTAL (m³)				53,76	
	Total (blocos e cintas)					788,32
2 S 01 510 00	Compactação de aterros a 95% procto normal					
	Q compact. = 614,08 m3					
	Blocos					
		Ve (m³)	Vb (m³)	Compactação (m³)		
	BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58		
	BE1B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42		
	BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58		
	BE2B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42		
	B1A/B1B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84		
	B2A/B2B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84		
	TOTAL (m³)			575,68		
	Cintas					
		Ve (m³)	Vc (m³)	Compactação (m³)		
	CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20		
	CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20		
	TOTAL (m³)			38,40		
	Total (blocos e cintas)					614,08
	Ve – Volume de escavação Vvt – Volume da viga travessa enterrada					

MESOESTRUTURA

2 S 03 510 00 Aparelho de apoio em neoprene fretado forn. e aplic.

Q = 845,72 kg

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)	Peso esp. (kg/m³)	Quantidade	Peso (kg)
0,25	0,4	0,047	0,005	2999	60	845,72
TOTAL (kg)						845,72

2 S 03 329 03 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç

Q = 60,91 m³

	Área (m²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)
-				
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	14	5,40	24,19
P1=P2 (A) - 60xVAR	15,30	2	0,60	18,36
P1=P2 (B) - 60xVAR	15,30	2	0,60	18,36
TOTAL (m³)				60,91

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 329,64 m²

	Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m²)
-				
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	5,40	14	181,44
P1=P2 (A) - 60xVAR	-	-	2	74,10
P1=P2 (B) - 60xVAR	-	-	2	74,10
TOTAL (m²)				329,64

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Pilares

	Peso (kg)
-	
Pilares	18283

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 328,76 m³

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
-					
	0,8	0,4	5,4	14	181
Total (m³)					328,76

SUPERESTRUTURA

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 5.735,78 m²

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade	Forma (m²)
-						
Laje do tabuleiro	25,62	63,12	0,22	26,06	1	1656,21
Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	3,60	30	2322,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	3,90	2	206,60
Viga travessa	1,45	25,62	1,30	4,05	2	215,06
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	60	48,90
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4	233,00
Transversinas (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	2,90	12	417,60
Guarda-rodas	0,40	63,12	0,87	1,74	4	441,16
Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2	195,26
TOTAL (m²)						5735,78

2 S 03 329 04 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz. c/adit.conf.e lanç

Q = 1.317,15 m³

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m²)	Quantidade	Volume (m³)
-						
Laje do tabuleiro	25,62	63,12	0,22	5,64	1	356,00
Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	0,9	30	567,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	1,69	2	86,60
Viga travessa	1,45	25,62	1,30	2,03	2	104,02
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,20	60	6,00
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	1,00	4	50,00
Transversinas (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	0,39	12	56,16
Guarda-rodas	0,40	63,12	0,87	0,23	4	58,07
Cortina	0,30	25,62	1,82	0,65	2	33,31
TOTAL (m³)						1317,15

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Pré laje

	Peso (kg)
-	
Pré laje	10590

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje do tabuleiro

	Peso (kg)
-	
Laje do tabuleiro 21 m	14016
Total	14016

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 21m

	Peso (kg)
-	
Longarinas 21 m	45870

2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Viga travessa												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Viga travessa (encontro)</td> <td>7610</td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Viga travessa (encontro)	7610								
-	Peso (kg)												
Viga travessa (encontro)	7610												
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje de transição												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Laje de transição</td> <td>3620</td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Laje de transição	3620								
-	Peso (kg)												
Laje de transição	3620												
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Transversinas 2 (vão 21m)												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Transversinas 2 (vão 21m)</td> <td>5790</td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Transversinas 2 (vão 21m)	5790								
-	Peso (kg)												
Transversinas 2 (vão 21m)	5790												
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - laje elástica												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Laje elástica</td> <td>6512</td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Laje elástica	6512								
-	Peso (kg)												
Laje elástica	6512												
	Fornecimento, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 9 D=12,7mm												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Vão de 21m</td> <td>9510</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (kg)</td> <td></td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Vão de 21m	9510	TOTAL (kg)							
-	Peso (kg)												
Vão de 21m	9510												
TOTAL (kg)													
	Fornecimento, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 9 D=12,7mm												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Unidade</td> </tr> <tr> <td>Vão de 21m</td> <td>120</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (un)</td> <td></td> </tr> </table>	-	Unidade	Vão de 21m	120	TOTAL (un)							
-	Unidade												
Vão de 21m	120												
TOTAL (un)													
	Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 62mm												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Comprimento (m)</td> </tr> <tr> <td>Vão de 21m</td> <td>1124</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (m)</td> <td>1124</td> </tr> </table>	-	Comprimento (m)	Vão de 21m	1124	TOTAL (m)	1124						
-	Comprimento (m)												
Vão de 21m	1124												
TOTAL (m)	1124												
	Pré-Laje												
	<table border="1"> <tr> <td>Largura (m)</td> <td>Comprimento (m)</td> <td>Forma (m²)</td> <td>Volume (m³)</td> <td>Taxa (Kg/m³)</td> <td>Peso (Kg)</td> </tr> <tr> <td>VAR</td> <td>63,12</td> <td>1021,00</td> <td>71,00</td> <td>100</td> <td>7100,00</td> </tr> </table>	Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m ²)	Volume (m ³)	Taxa (Kg/m ³)	Peso (Kg)	VAR	63,12	1021,00	71,00	100	7100,00
Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m ²)	Volume (m ³)	Taxa (Kg/m ³)	Peso (Kg)								
VAR	63,12	1021,00	71,00	100	7100,00								
	Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 21 m de extensão até 40 tf de peso												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Quantidade</td> </tr> <tr> <td>Vão de 21 m</td> <td>30</td> </tr> </table>	-	Quantidade	Vão de 21 m	30								
-	Quantidade												
Vão de 21 m	30												
4 S 06 030 11	Barreira de segurança dupla DNER PRO 176/86												
	Q1 = 252,50 m												
	<table border="1"> <tr> <td>Comprimento (m)</td> <td>Total (m)</td> </tr> <tr> <td>252,50</td> <td>252,50</td> </tr> </table>	Comprimento (m)	Total (m)	252,50	252,50								
Comprimento (m)	Total (m)												
252,50	252,50												
2 S 03 991 02	Dreno de PVC D=100 mm												
	Q1 = 32,00 m												
	<table border="1"> <tr> <td>Quantidade</td> </tr> <tr> <td>32,00</td> </tr> </table>	Quantidade	32,00										
Quantidade													
32,00													
2 S 03 930 00	Junta de cantoneira Junta de dilatação e vedação em perfil elastomérico com lábios poliméricos de 25 mm, JJ 2540 V-V												
	<table border="1"> <tr> <td>Quantidade</td> <td>Largura (m)</td> <td>Total (m)</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>25,62</td> <td>102,48</td> </tr> </table>	Quantidade	Largura (m)	Total (m)	4	25,62	102,48						
Quantidade	Largura (m)	Total (m)											
4	25,62	102,48											
2 S 03 119 01	Escoramento com madeira de OAE												
	Q = 753,50 m ³												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Volume (m³)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>753,50</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (m³)</td> <td>753,50</td> </tr> </table>	-	Volume (m ³)		753,50	TOTAL (m ³)	753,50						
-	Volume (m ³)												
	753,50												
TOTAL (m ³)	753,50												
CONTENÇÃO													
5 S 05 303 02	Terra armada - ECE - greide 6,0<h<9,00												
	Q = 607,00 m ²												
	<table border="1"> <tr> <td>Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m</td> <td>Total (m²)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>607,00</td> </tr> </table>	Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m ²)		607,00								
Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m ²)												
	607,00												
5 S 05 303 05	Terra armada - ECE - pé de talude 6,0<h<9,00m												
	Q = 23,00 m ²												
	<table border="1"> <tr> <td>Terra Armada - ECE -Pé de Talude - 6,0<h<9,0m</td> <td>Total (m²)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>23,00</td> </tr> </table>	Terra Armada - ECE -Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m ²)		23,00								
Terra Armada - ECE -Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m ²)												
	23,00												
5 S 05 303 09	Escamas de concreto armado para terra armada												
	Q = 91,10 m ³												
	<table border="1"> <tr> <td>Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC</td> <td>Total (m³)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>91,10</td> </tr> </table>	Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m ³)		91,10								
Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m ³)												
	91,10												

3.13 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 1015

3.13.1 – INTRODUÇÃO

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao alargamento do Viaduto Estaca 1025, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. O viaduto é composto por dois tabuleiros sendo um com aproximadamente 40,00m de superestrutura, constituída de um vão de 31,00m, e dois balanços, um de 2,85m e outro com 5,50m, e outro com aproximadamente 49,00m de superestrutura, constituída de um vão de 34,00m e dois balanços com 7,40m cada. A largura transversal total é de 32,60m sendo dois guarda-rodas extremos de 0,40m e um central de 0,60m e faixa de rolagem de 15,60 em cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.13.2 - FICHA TÉCNICA

Generalidades

Viaduto Rodoviário, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: O viaduto apresenta 29,30m de superestrutura, constituída de vão único de 22,30m e 1 dois balanços de 3,50m.

Largura: Dois tabuleiros de 16,30m, com largura total aproximada de 32,60m, dois guarda rodas extremos de 0,40m e um central de 0,60m e uma faixa de rolagem de 15,60m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em viga caixão bi-apoiada, moldada no local, em concreto armado.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – fck = 10MPa

Infraestrutura – fck = 25MPa

Mesoestrutura – fck = 30MPa

Superestrutura – fck = 30Mpa

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Pavimentação: 2,40t/m³

Terra: 1,80t/m³

Coefficientes de Segurança

Majoração :

- Para Esforços de Carga Permanente = 1,35
- Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração :

- Resistência do Concreto = 1,40
- Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

- Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

- NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos
- NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações
- NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento
- NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento
- NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
- NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.
- NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações
- Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER
- Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER
- Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

- Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsck
- Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras
- Fundações Teoria e Prática – Editora Pini
- Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed.McGRAW – Hill do Brasil LTDA
- Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

- O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento **Sofistik/Ftool**;
- A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa **Estaca** da Projecon;
- A interação *estaca x solo* com o Programa **Aoki-Velloso** e verificado pelo programa de análise **PFM** da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento**Dimensionamento da superestrutura**

Ações Consideradas

Ações Permanentes

guarda-rodas: $2,5 * 0,23 = 0,58$ t/mpavimentação: $2,4 * 0,07 * 3,50 = 0,59$ t/mrecapeamento: $0,2 * 3,50 = 0,7$ t/m

Carga total:

Extremo:

 $g2 + g3 + g4 + g5 = 6,52$ tf/m

Central:

 $g1 + g3 + g4 + g5 = 5,97$ tf/m

Ações Variáveis

Foi utilizado o veículo tipo TB45 da NBR 7188

Carga de multidão = $3,80 * 0,5 = 1,9$ tf/m

Veículo = 15 tf

As cargas dos veículos e da multidão da pista são afetadas pelo coeficiente de impacto, em função do vão $\varphi = 1,4 - 0,007 * 22,30 = 1,24$ $Mg^+ = 331,89$ tfm $Mq^+ = 291,48 * 1,24 = 361,40$ tfm $Mg^- = 29,93$ tfm $Mq^- = 90 * 1,38 = 124,20$ tfm

Estudo da Protensão

Características da Seção $S = 1,33$ m² $Y_i = 0,51$ m $Y_g = 0,95 - 0,51 = 0,44$ m $I = 0,128$ m⁴ $W_{superior} = 0,29$ m³ $W_{inferior} = 0,25$ m³

Tensão por cordoalha

Cordoalha de 15.2mm no tempo $t = \infty$ Área de uma cordoalha = 1,455 cm² $F_p = 0,7F_{pt}$ $F_p = 0,7 * 26,6$ $F_p = 18,6$ tf

Perda por atrito

 $P = P_{00} - (\mu P + kx)$ Sendo $\mu = 0,20$ $\Phi = 5$ graus

$$K = 1,5 \times 10^{-3}$$

$$X = 11,50 \text{ cm}$$

$$P = 18,6 \times e^{-(0,2 \times 0,135 + 1,5 \times 10^{-3} \times 29,3)}$$

$$P = 18,6 \times 0,0932 = 17,33 \text{ tf}$$

$$Y_i = 0,95 - 0,2 = 0,75 \text{ cm}$$

$$L_i = 22,30/2 = 11,15 \text{ cm}$$

$$\Phi = (2 \times 0,75)/11,15 = 0,135$$

Estimando demais perdas em 10% temosp

$$P = 0,9 \times 17,33 = 15,6 \text{ tf}$$

$$\sigma_t = \frac{-P}{A} - \frac{Pxe}{ws} = \frac{-15,6}{1,33} - \frac{15,6 \times 0,41}{0,29} = -33,8 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{-P}{A} + \frac{Pxe}{ws} = \frac{-15,6}{1,33} + \frac{15,6 \times 0,41}{0,25} = 13,86 \text{ tf/m}^2$$

Tensões atuantes na viga

$$\sigma_s = \frac{-Mg^+ + Mg^+}{ws} = \frac{-(331,89 + 361,4)}{0,29} = 2350,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{Mg^+ + Mg^+}{wt} = \frac{(331,89 + 361,4)}{0,25} = 2773,2 \text{ t/m}^2$$

Número de cordoalhas

$$\frac{2773,2}{33,8} = 82 \text{ cordoalhas}$$

Adotado 9 cabos de 9 ϕ 15,2 mm

Tensões Finais no “tempo infinito”:

	$\sigma_{\text{superior}} \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\sigma_{\text{inferior}} \text{ (t/m}^2\text{)}$
Protensão	1123	-2738
Carga Permanente	-1144,45	1327,56
Carga Móvel	-1246,20	1445,60
Total	-1267,65	35,16

Guarda-Rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$
$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$
$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$
$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$
$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

Pela tabela: $K_z = 0,991$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$
$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$
$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

Pela tabela: $K_z = 0,963$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Laje de Transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$
$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$
$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

Peso Próprio: $\gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$

Carga Móvel: $TB45 = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$

$$M_g = 1,25 \text{ tfm}$$
$$M_q = 5,00 \text{ tfm}$$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$
$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$
$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$
$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

Pela tabela: $K_z = 0,920$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fissuração

Conforme o item 17.3.3.3 da NBR 6118 – 2003 - “Projeto das Estruturas de Concreto – Procedimento” pode-se dispensar a avaliação da grandeza das aberturas de fissuras e considerar atendido ao estado limite de fissuração desde que os elementos sejam dimensionados atendendo as restrições da tabela 17.2 (diâmetro e espaçamento máximo das armaduras) bem como as exigências de cobrimento (Seção 7) e armadura mínima (item 17.3.5.2) , como todos estes itens foram atendidos, o quesito fissuração está liberado de verificação.

3.14 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1132+0,00

3.14.1 – Apresentação

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 1132, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 63,00m de superestrutura, constituída de 3 vãos com cadencia de 21m, iniciando-se na estaca 1130+2,845 até a estaca 1133+5,973, e dois tabuleiros de 12,80m cada, com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.14.2 - Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 63,00m de superestrutura, constituída de 3 vãos com cadencia de 21,00m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em vigas múltiplas bi-apoiadas, pré-moldadas, em concreto protendido.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – fck = 10MPa

Infraestrutura – fck = 25MPa

Mesoestrutura – fck = 30MPa

Superestrutura – fck = 30MPa

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Pavimentação: 2,40t/m³

Terra: 1,80t/m³

Coeficientes de Segurança

Majoração :

- Para Esforços de Carga Permanente = 1,35
- Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração :

- Resistência do Concreto = 1,40
- Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

- Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com $\varnothing=100\text{mm}$.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

- NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos
- NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações
- NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento
- NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento
- NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
- NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.
- NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações
- Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER
- Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER
- Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

- Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsçh
- Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras
- Fundações Teoria e Prática – Editora Pini
- Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed.McGRAW – Hill do Brasil LTDA
- Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

- O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento *Sofistik/Ftool*;
- A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa *Estaca* da Projecon;
- A interação *estaca x solo* com o Programa *Aoki-Velloso* e verificado pelo programa de

análise **PFM** da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento

Memória de Cálculo da Viga de 21m

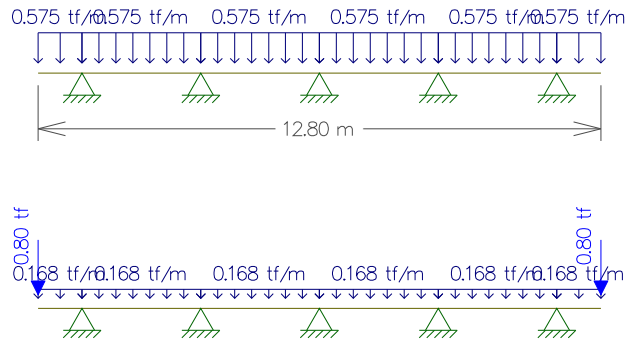
Carga Permanente

Transversal

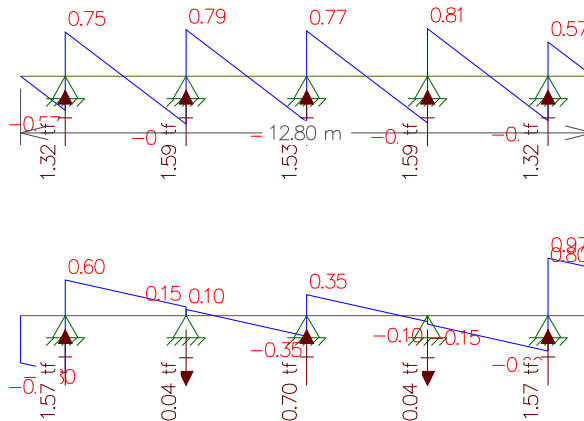
Peso da Laje

Peso do Guarda-rodas + pavimento

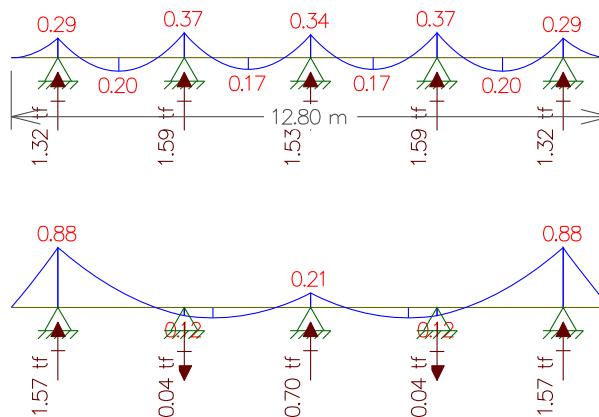
○ Cargas



○ Cortantes



○ Momentos

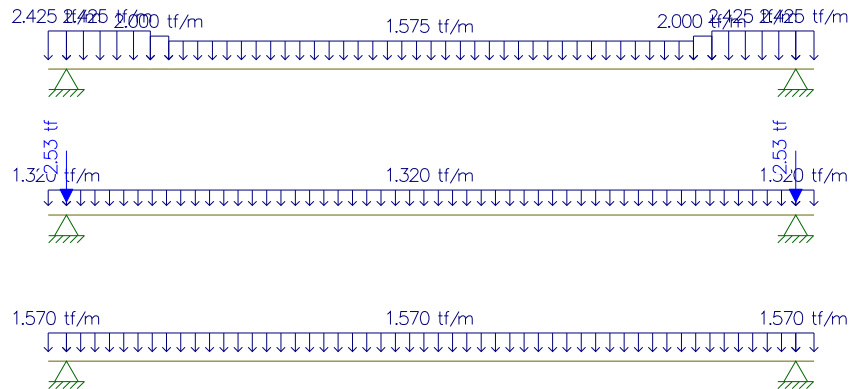


Longitudinal

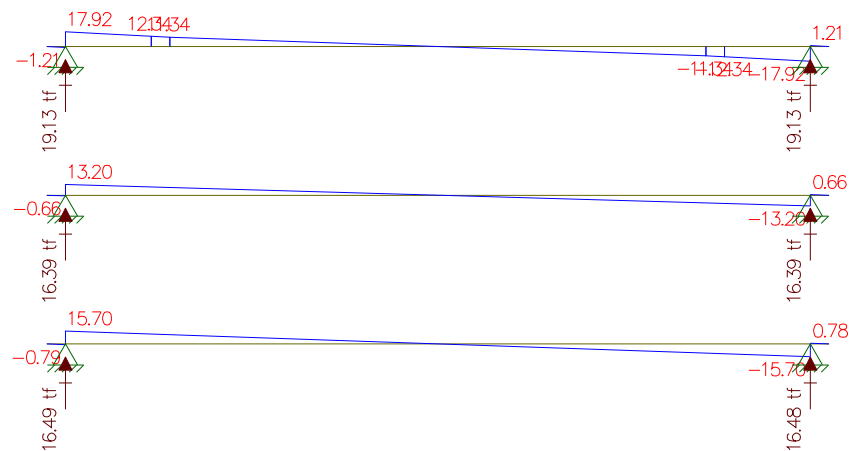
Viga 1 e 5:

1. Peso próprio da Viga
2. Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento
3. Peso da laje

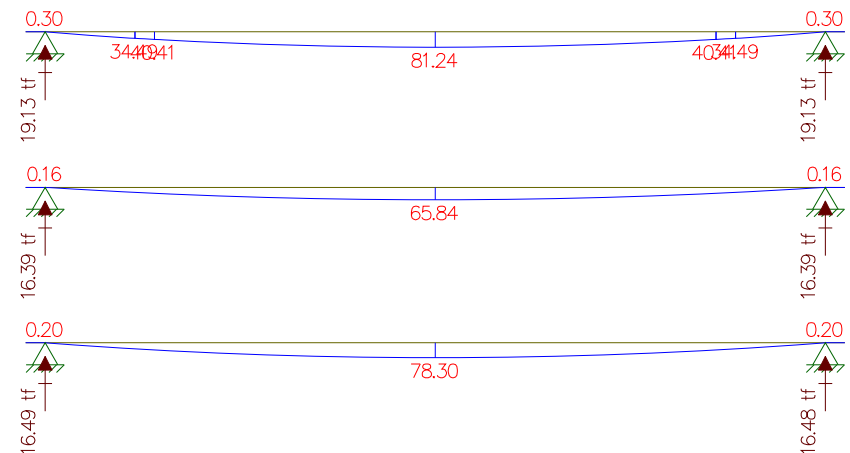
Cargas



Cortante



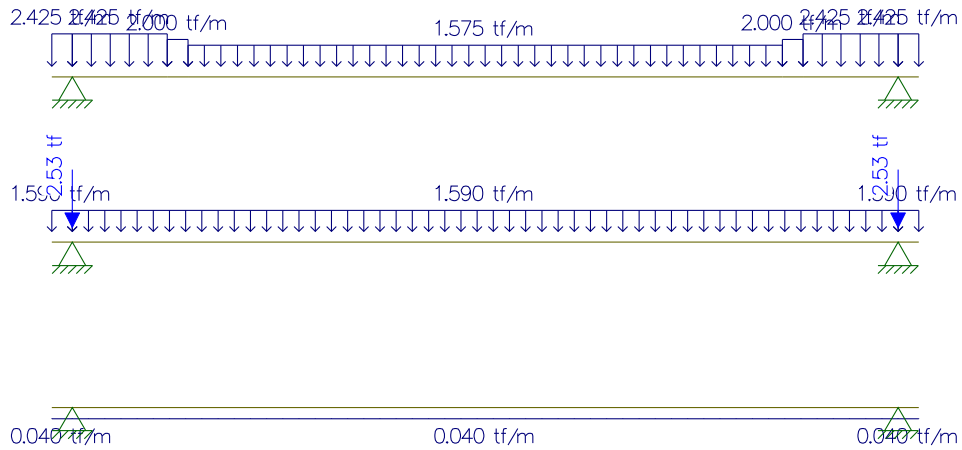
Momentos



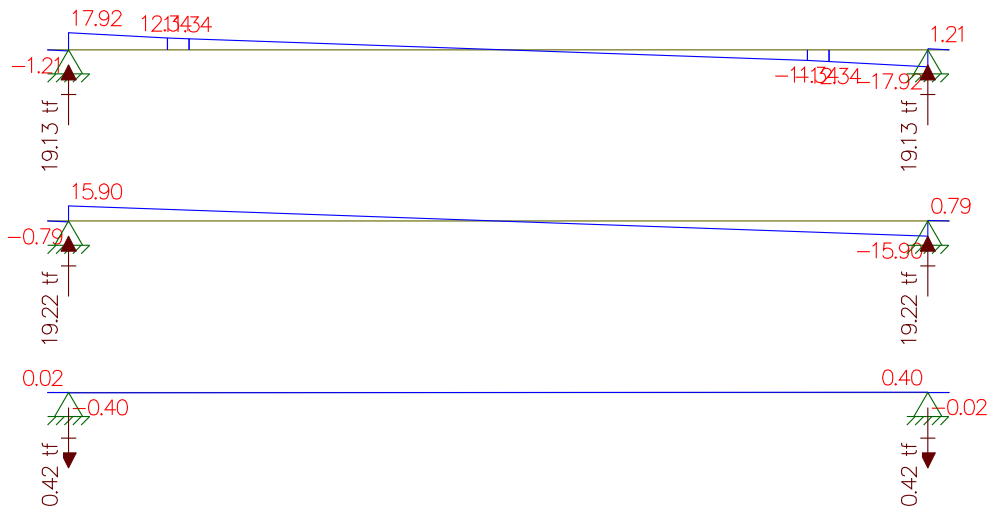
Viga 2 e 4:

1. Peso próprio da Viga
2. Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento
3. Peso da laje

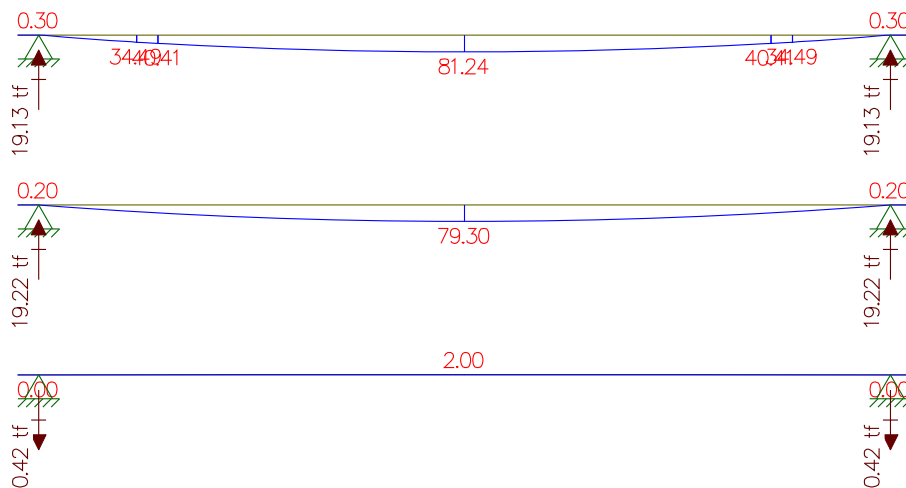
Cargas



Cortante



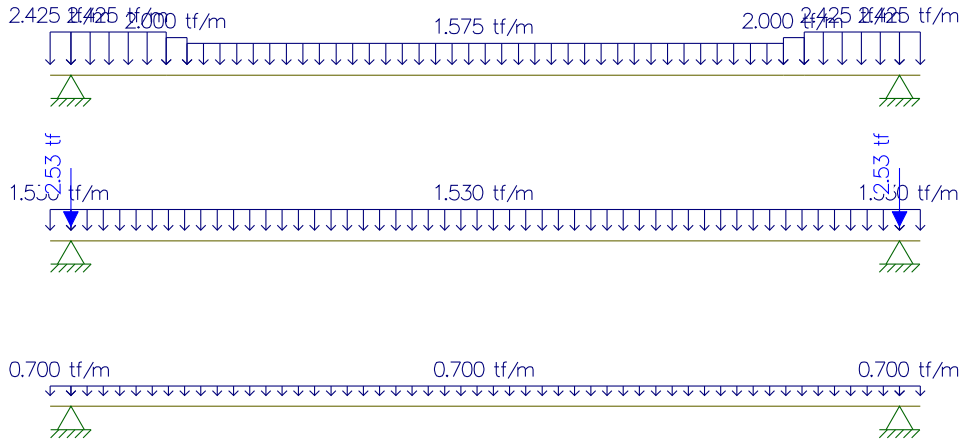
Momento



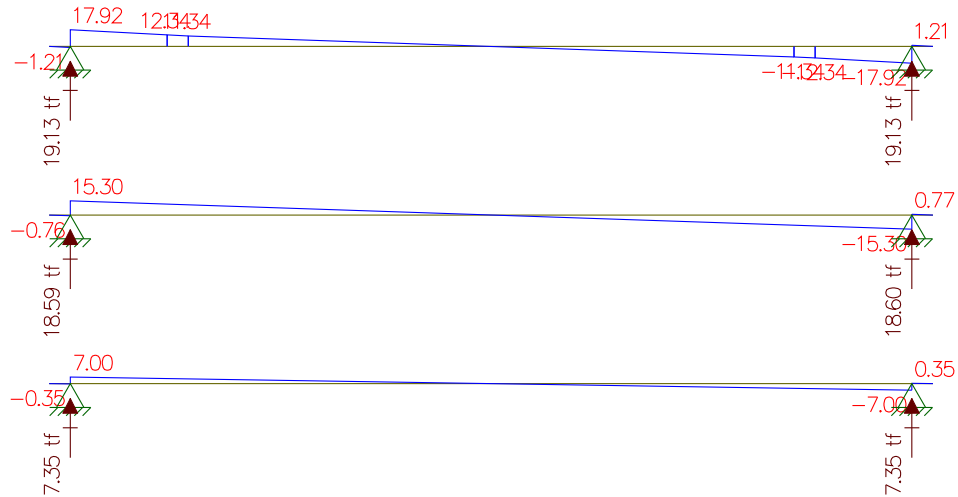
Viga 3:

- 4. Peso próprio da Viga
- 5. Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento
- 6. Peso da laje

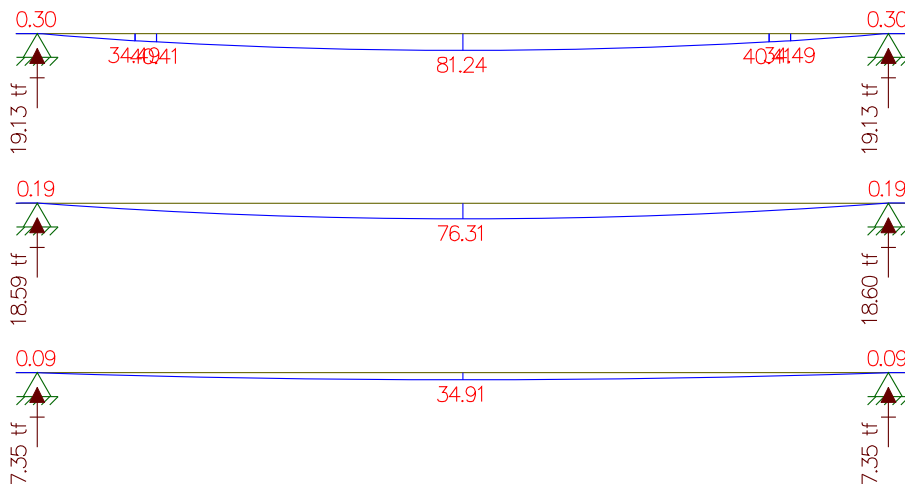
Cargas



Cortantes



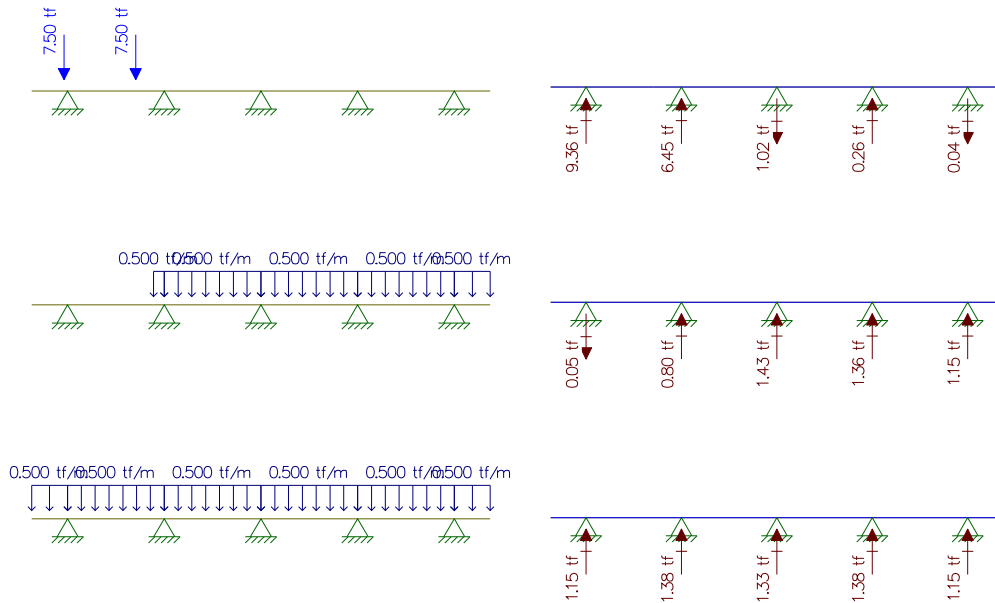
Momentos



Carga Móvel

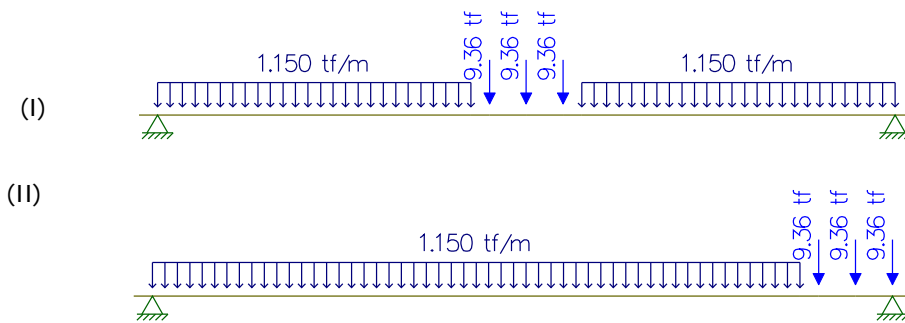
▪ Vigas 1 e 5

Transversal

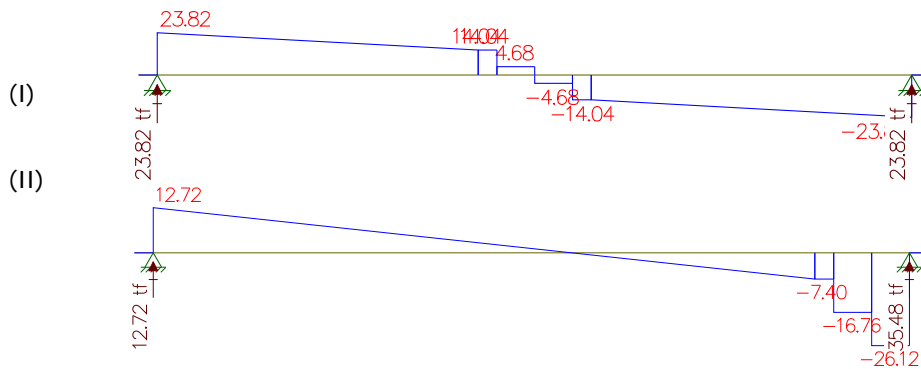


Longitudinal

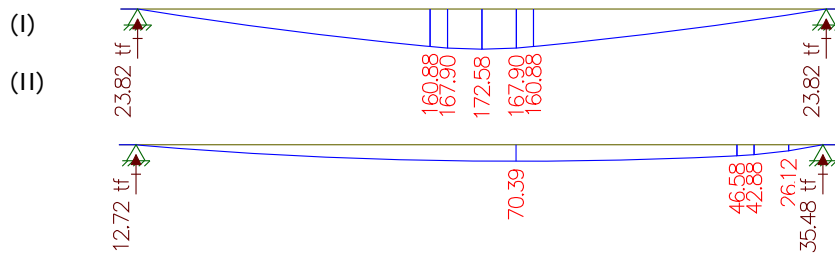
- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

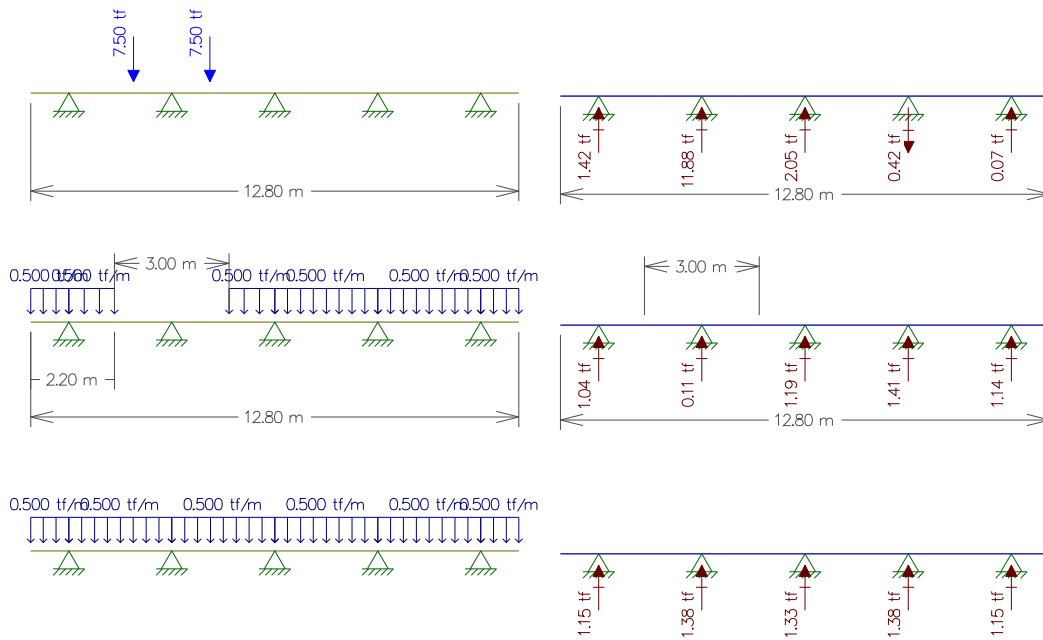


Momento



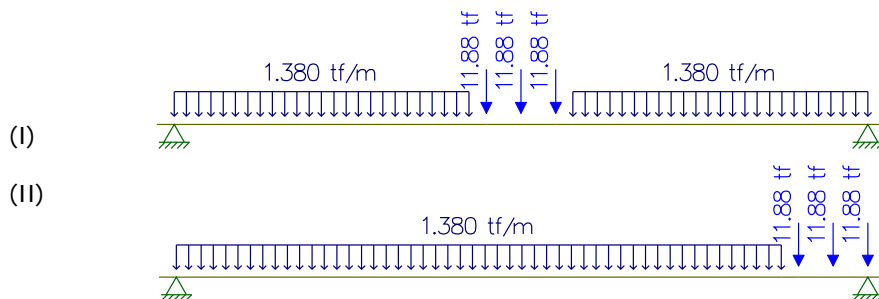
▪ Vigas 2 e 4

Transversal

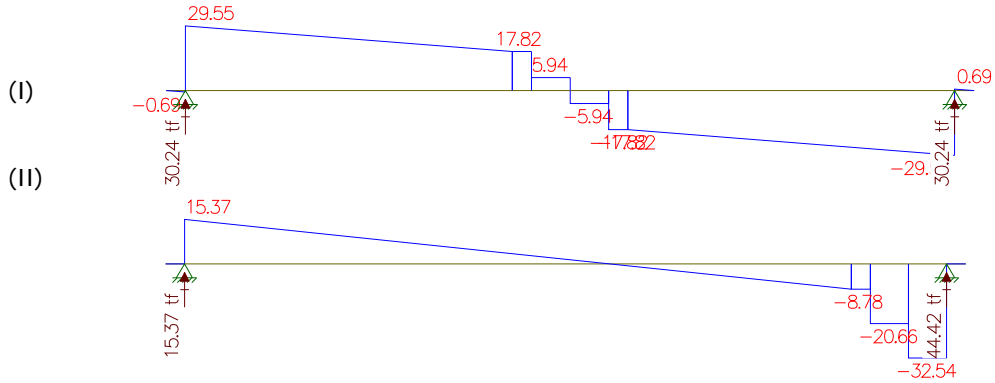


Longitudinal

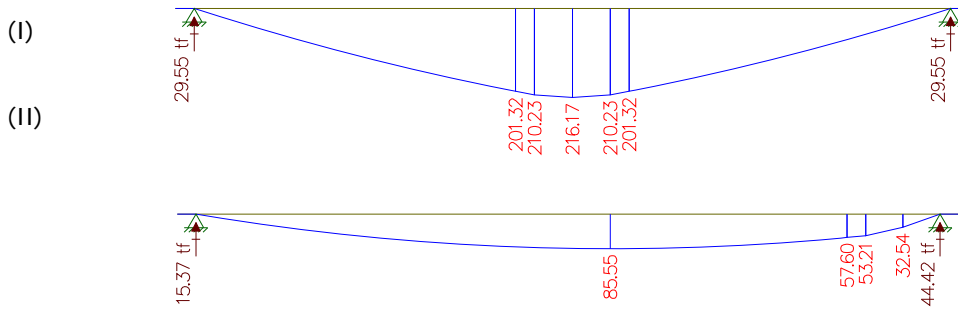
- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

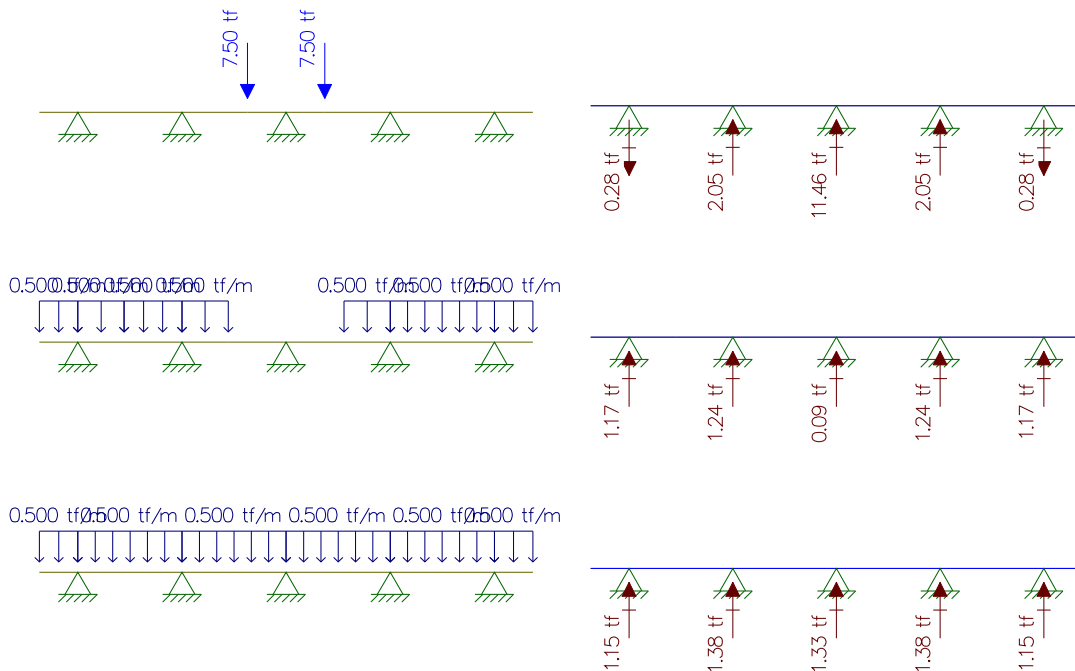


Momento



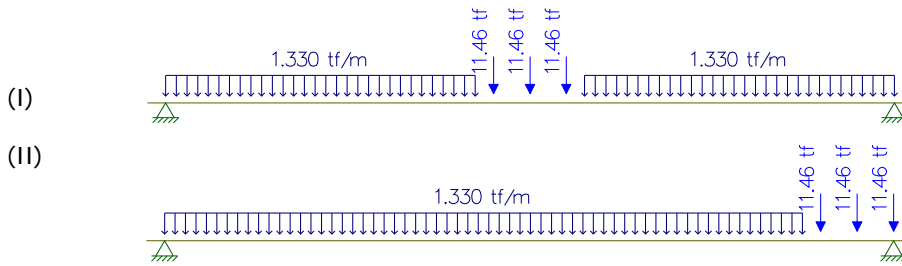
▪ **Viga 3**

Transversal

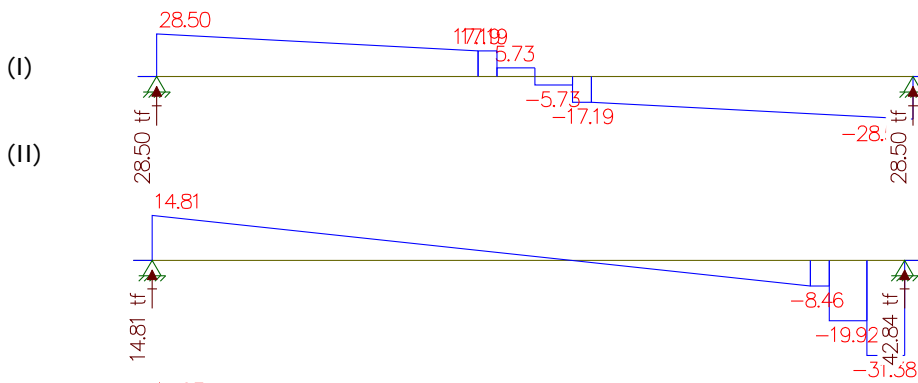


Para obter o momento máximo.

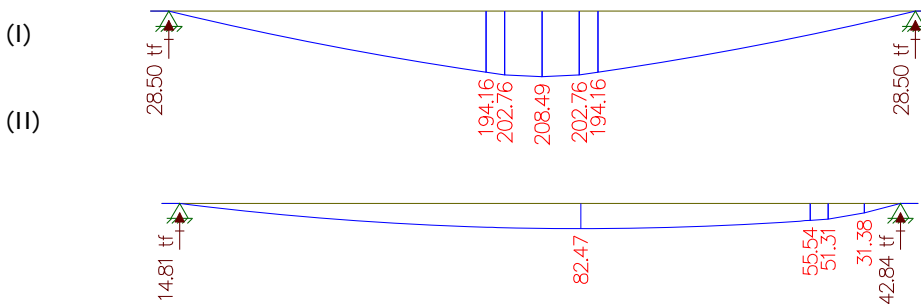
(I) Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



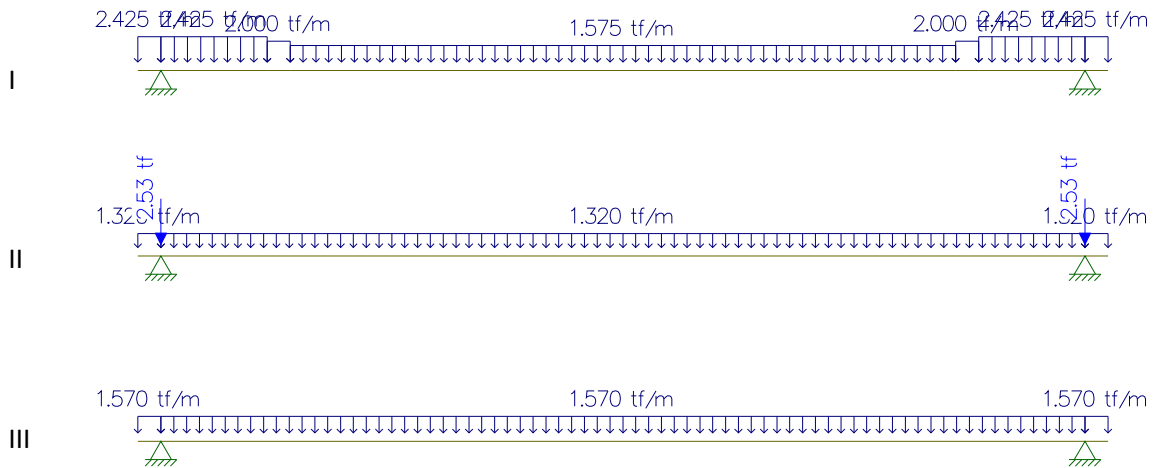
Memória de Cálculo da Travessa – 21m

Carga Permanente

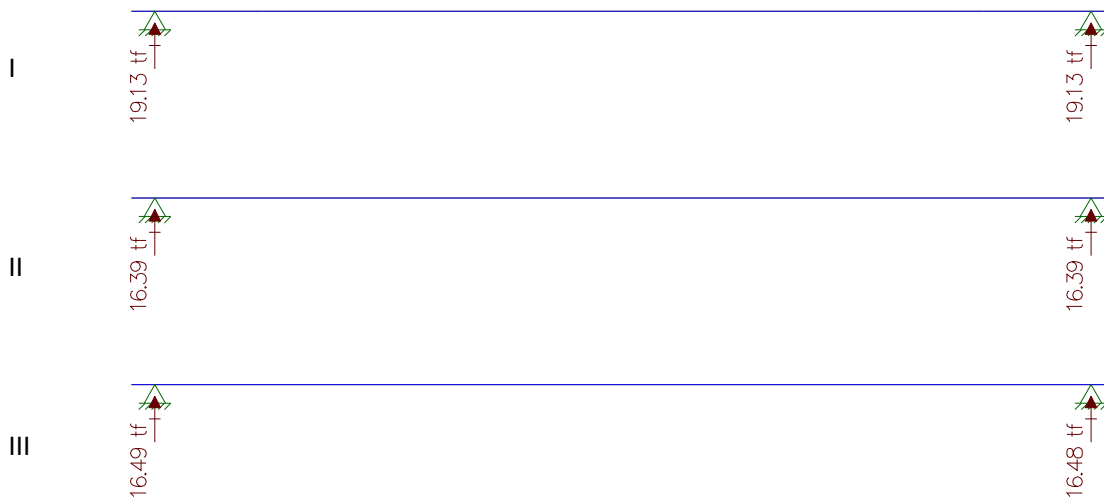
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

• **Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 1 e 5**

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento



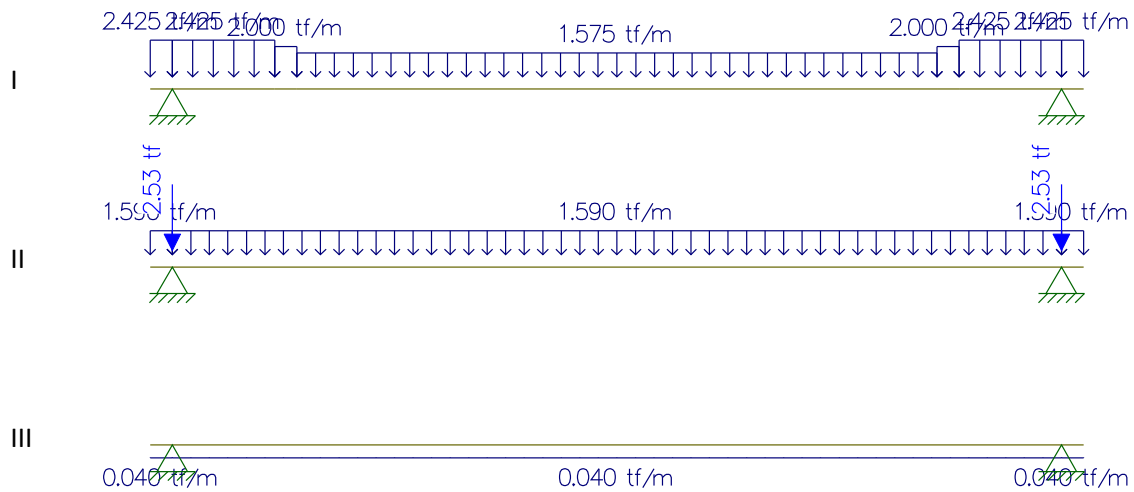
Reações



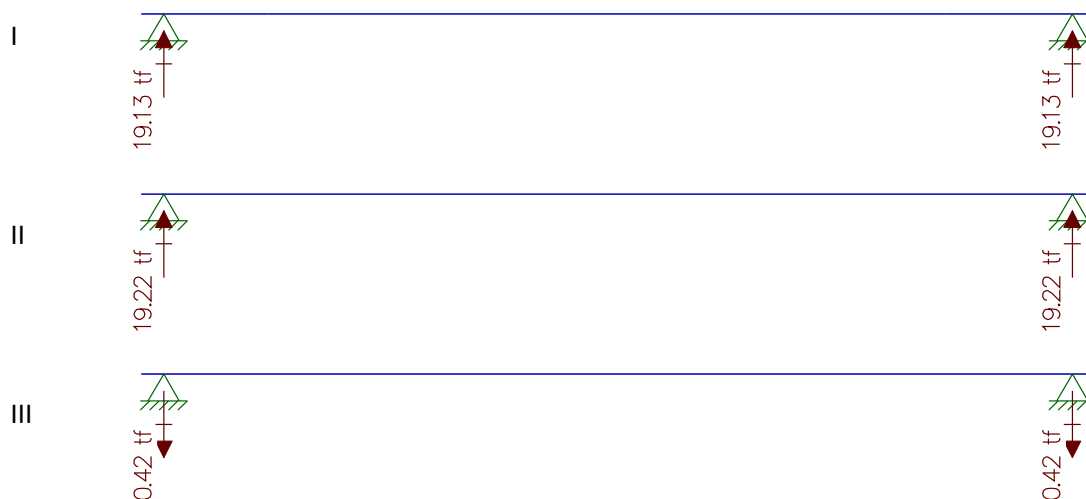
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$

• **Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4**

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento



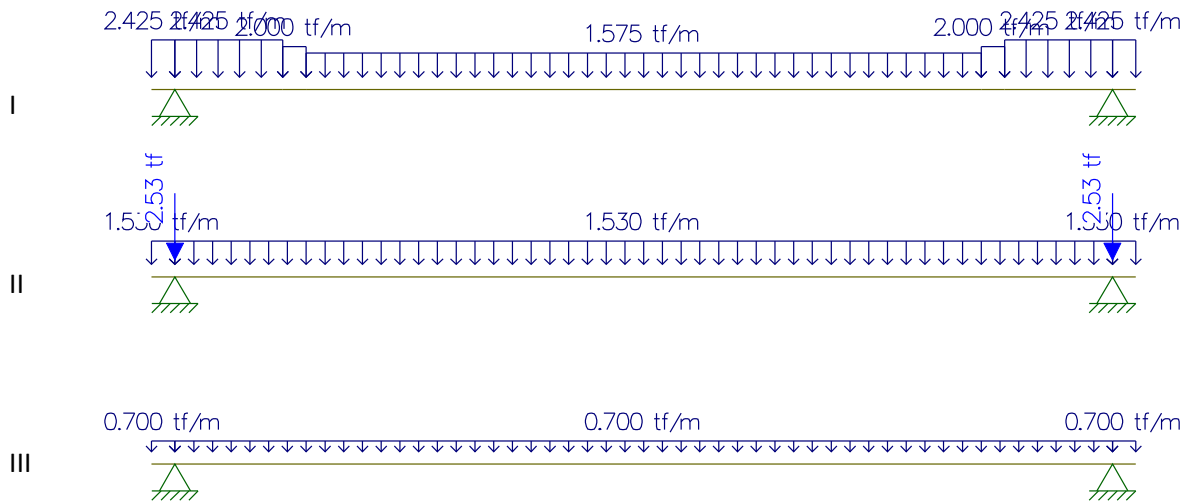
Reações



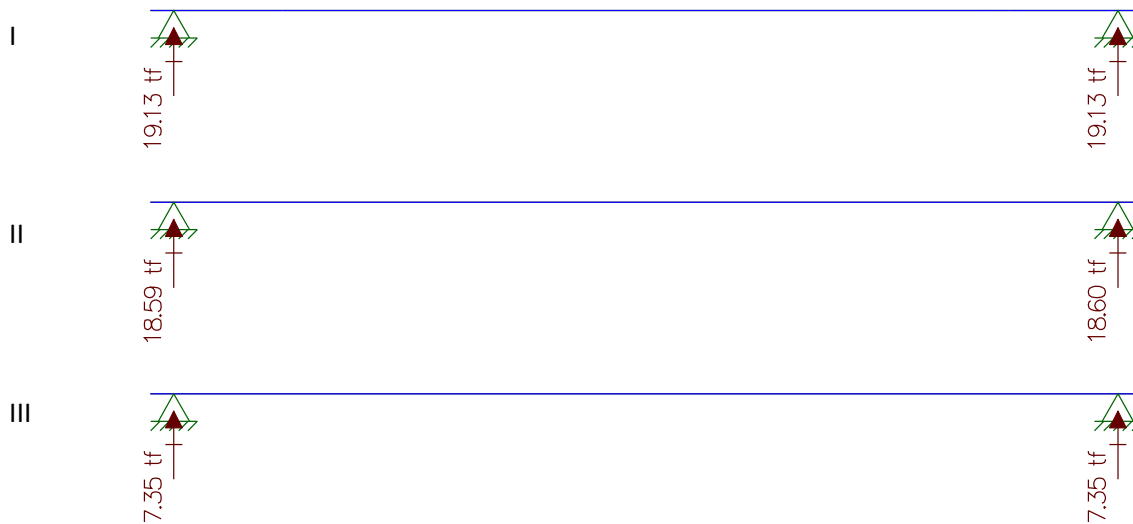
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$

• **Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3**

Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento



Reações



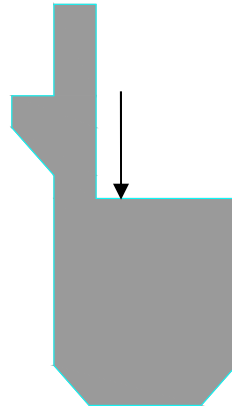
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$

- **Peso próprio da Travessa (21m)**

Área da seção = 2,28m²
 2,28m² x 2,5 tf/m³ = 5,70tf/m

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Estudo do Momento Torsor
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



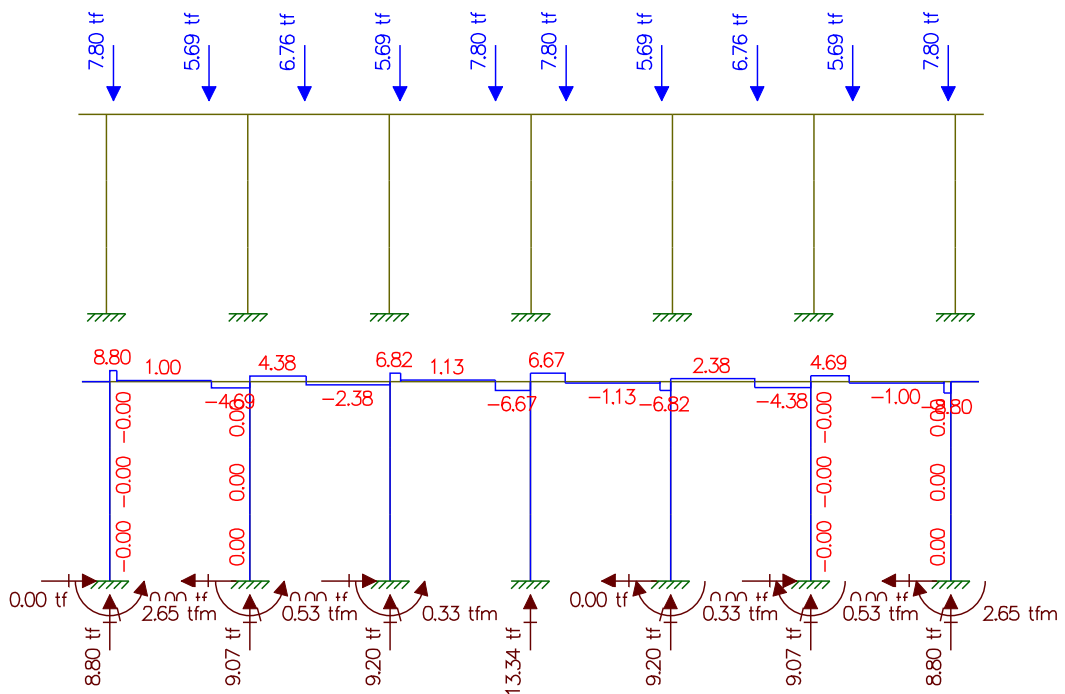
- Carga x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	52,01	0,150	7,80
Viga 2	37,93	0,150	5,69
Viga 3	45,07	0,150	6,76
Viga 4	37,93	0,150	5,69
Viga 5	52,01	0,150	7,80

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

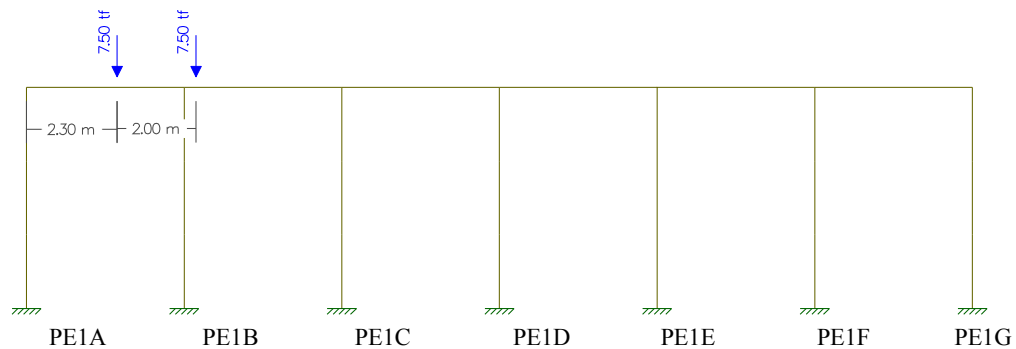
Cargas / Cortante



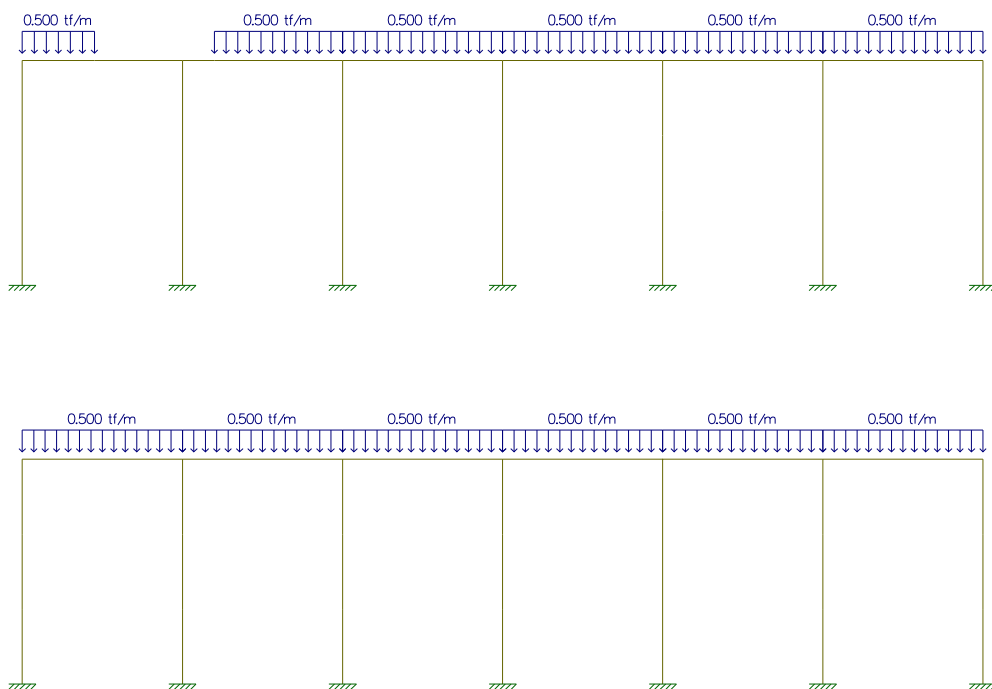
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

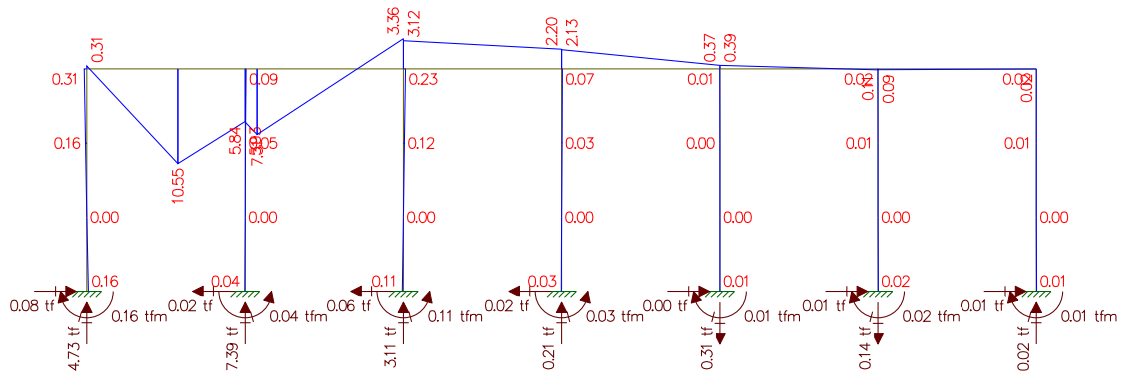


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

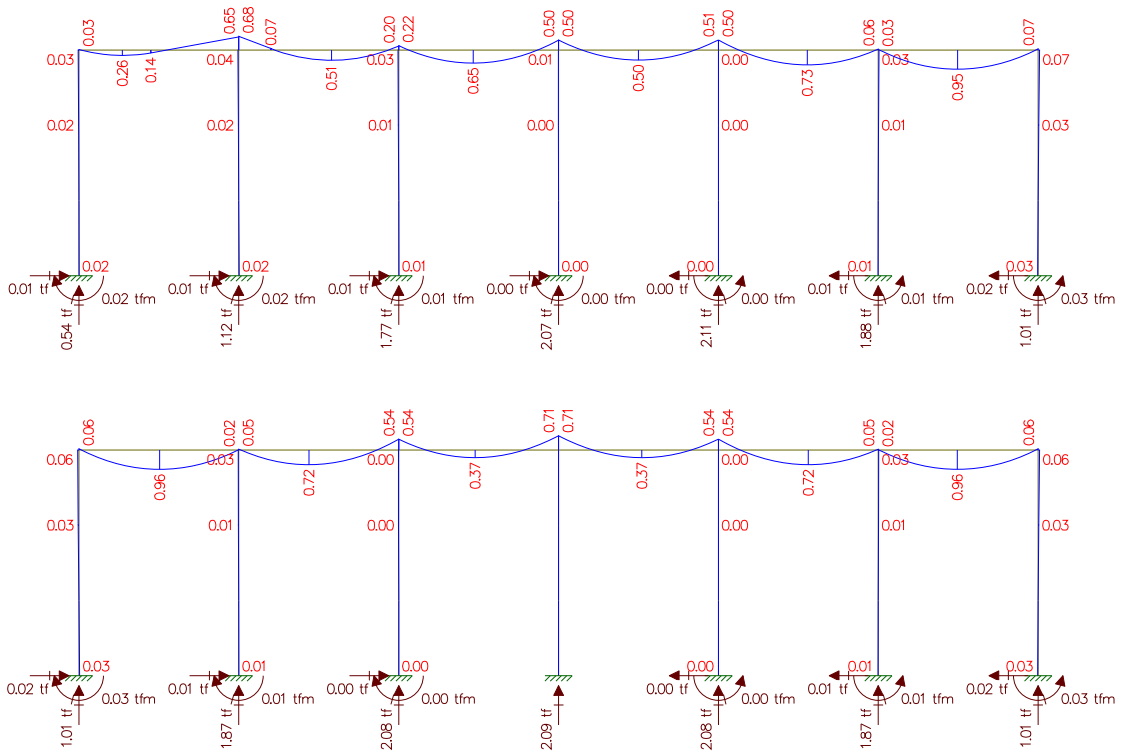


Momento Fletor

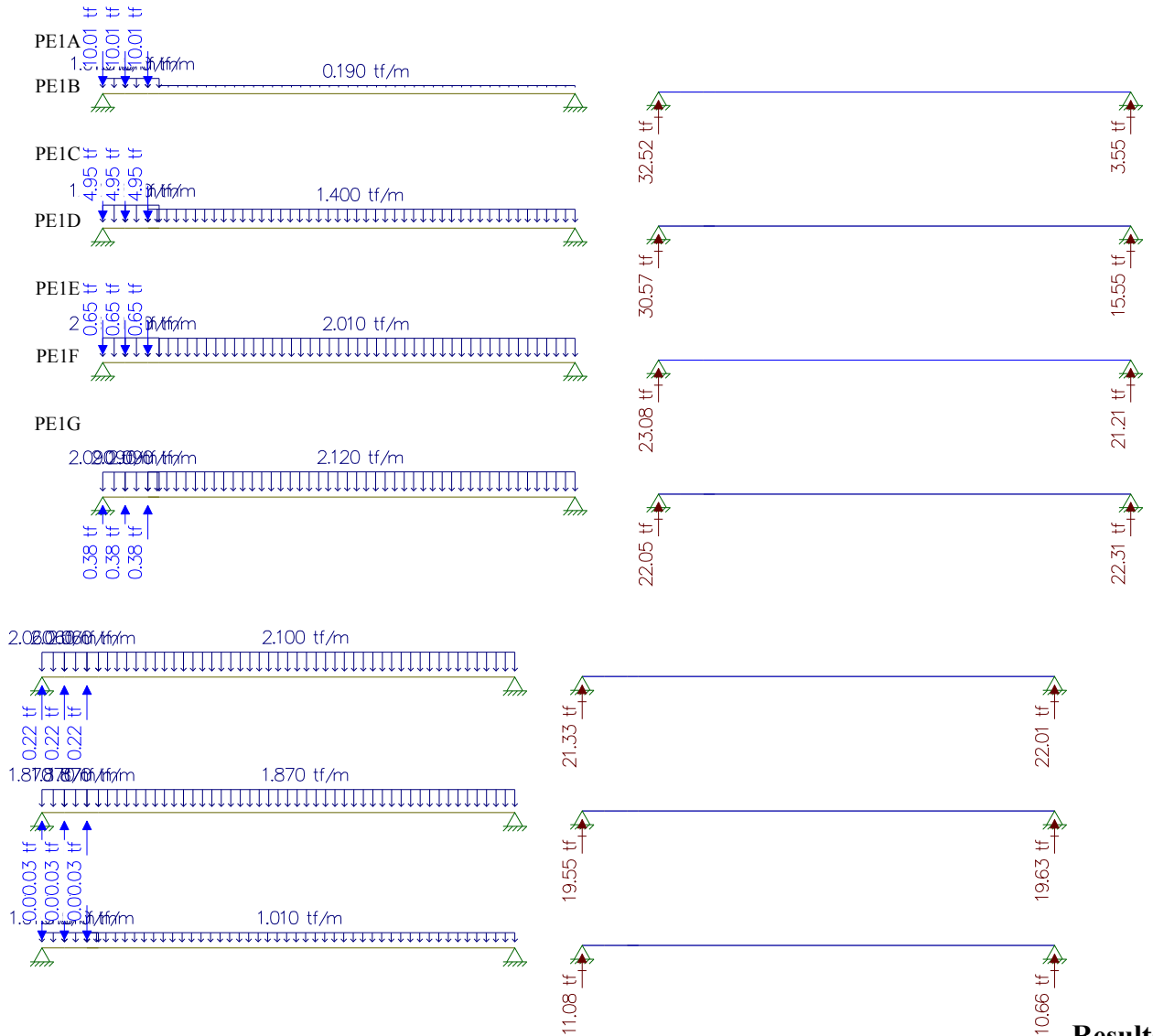
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

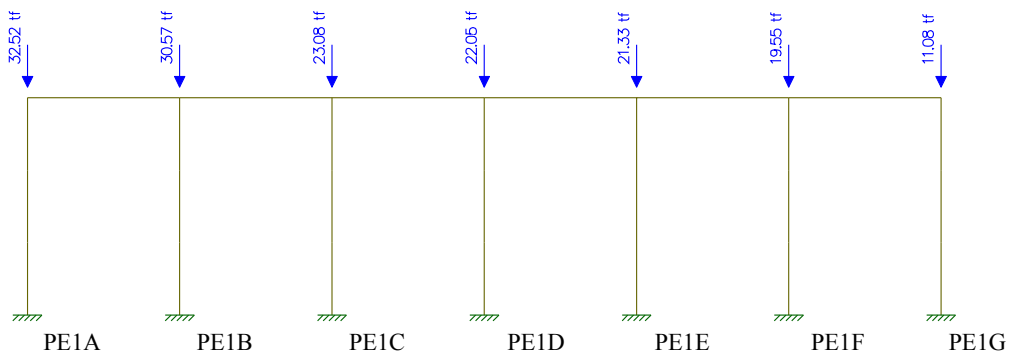


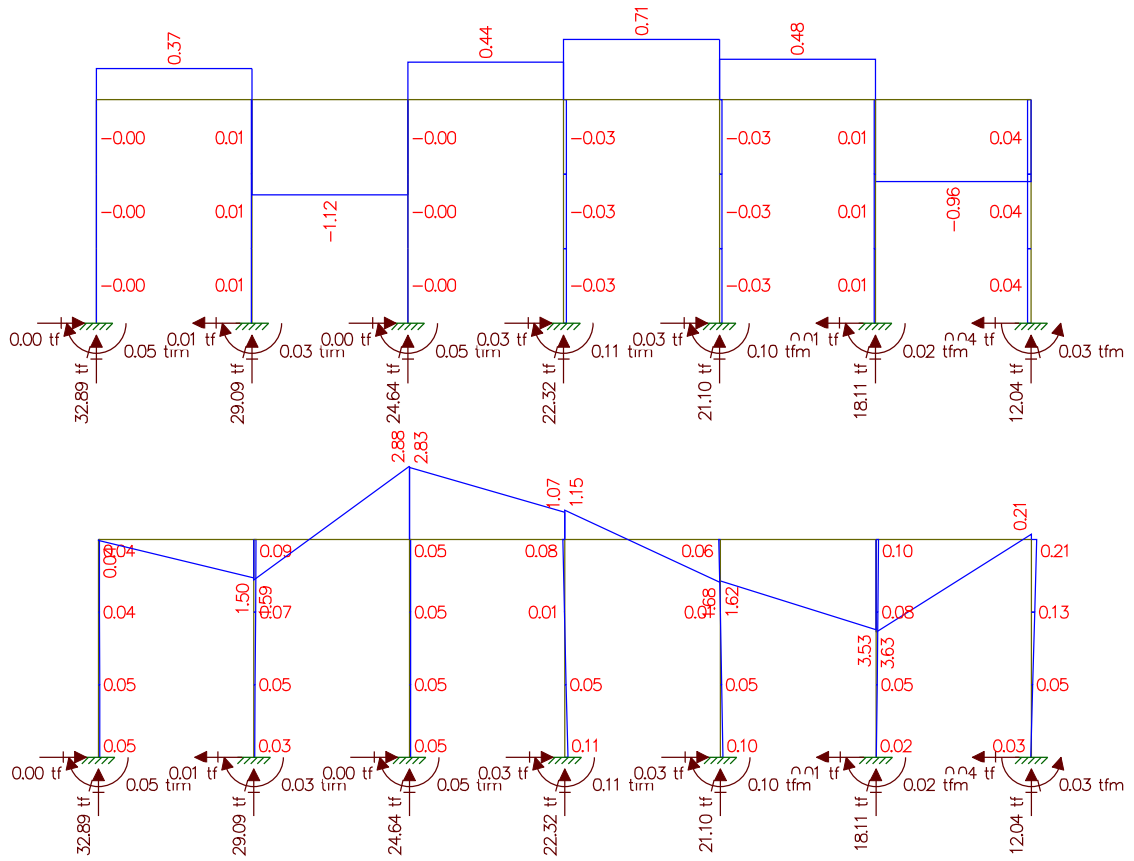
Longitudinais



Resultado do

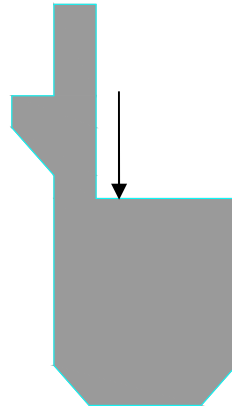
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão





Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



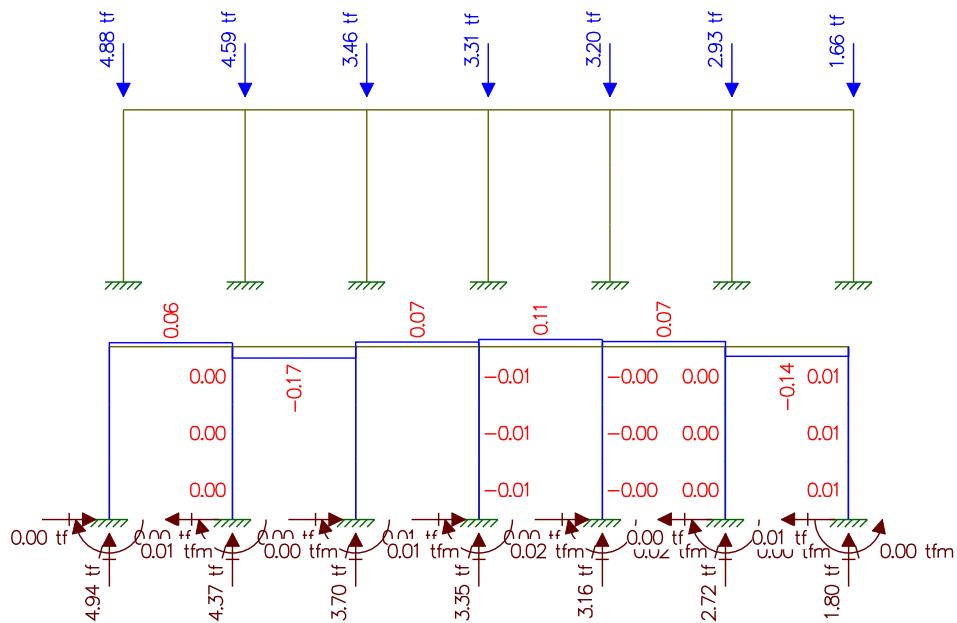
- Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	32,52	0,150	4,88
Pilar 2	30,57	0,150	4,59
Pilar 3	23,08	0,150	3,46
Pilar 4	22,05	0,150	3,31
Pilar 5	21,33	0,150	3,20
Pilar 6	19,55	0,150	2,93
Pilar 7	11,08	0,150	1,66

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

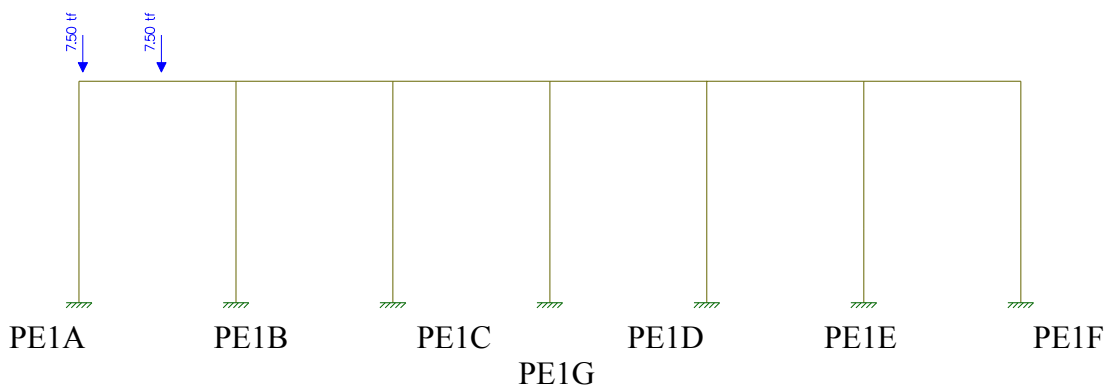
Cargas / Cortante



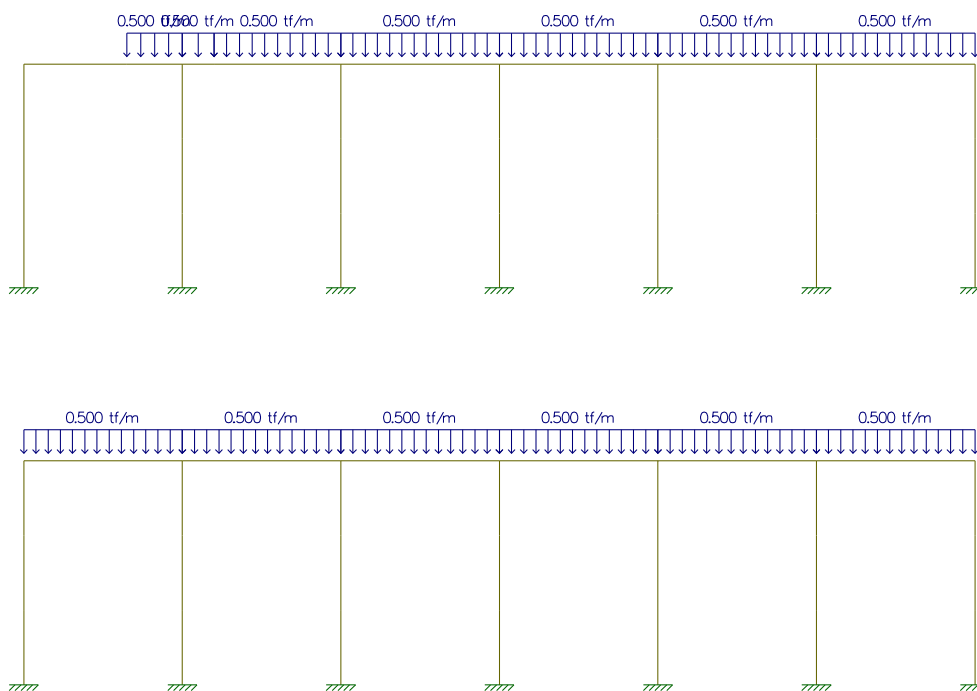
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

Transversal

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

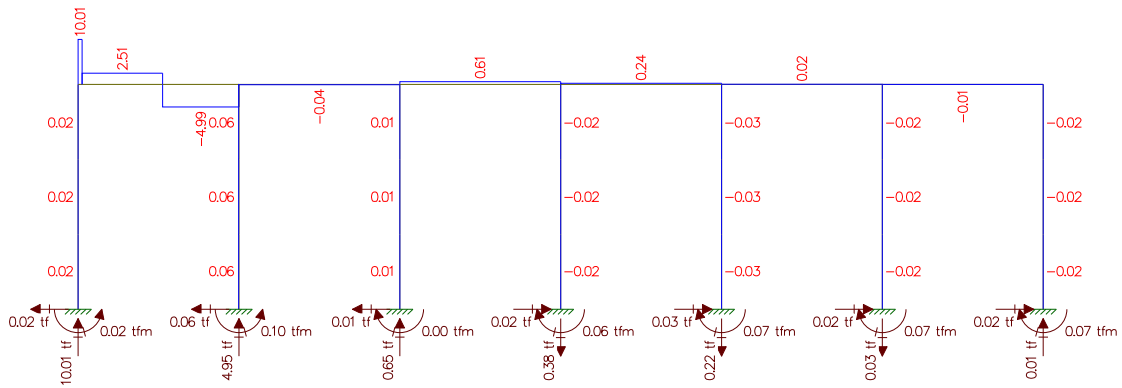


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

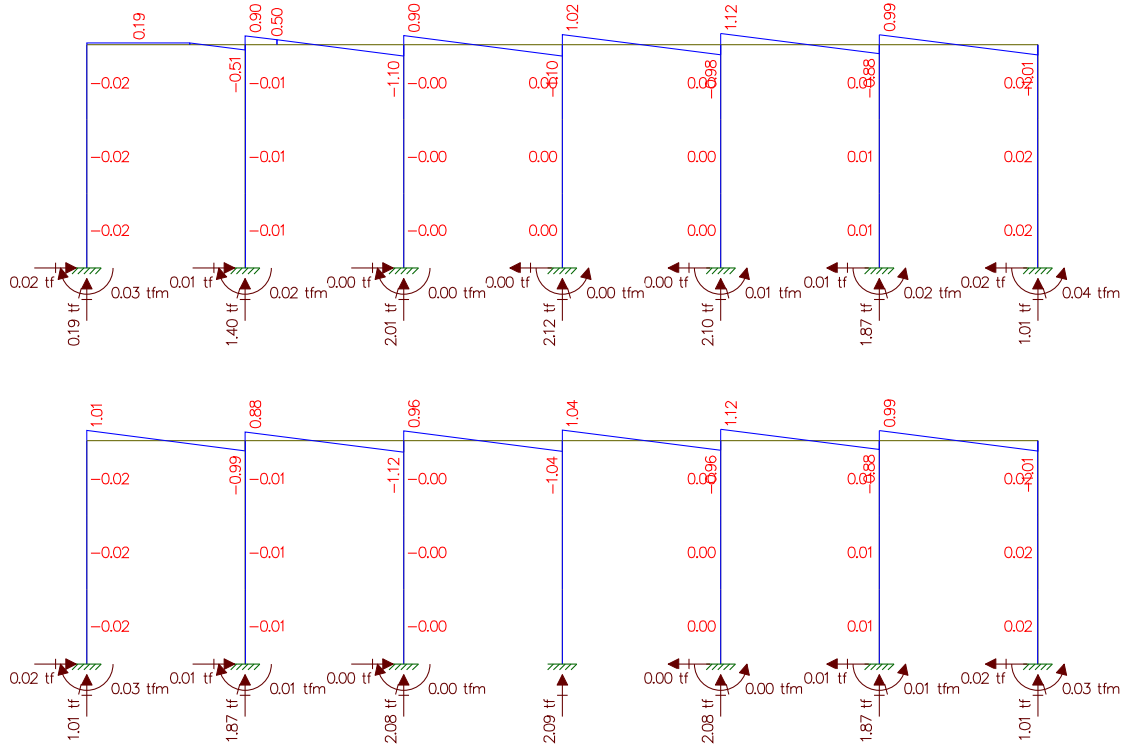


Cortantes

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

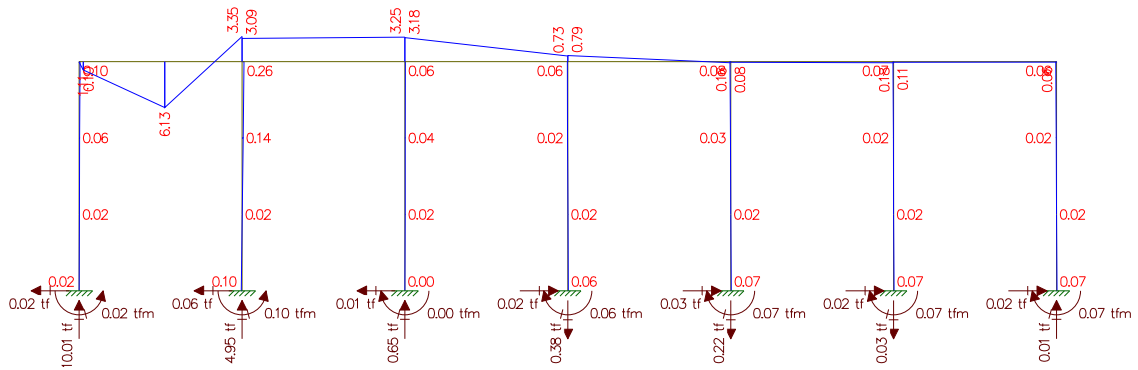


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

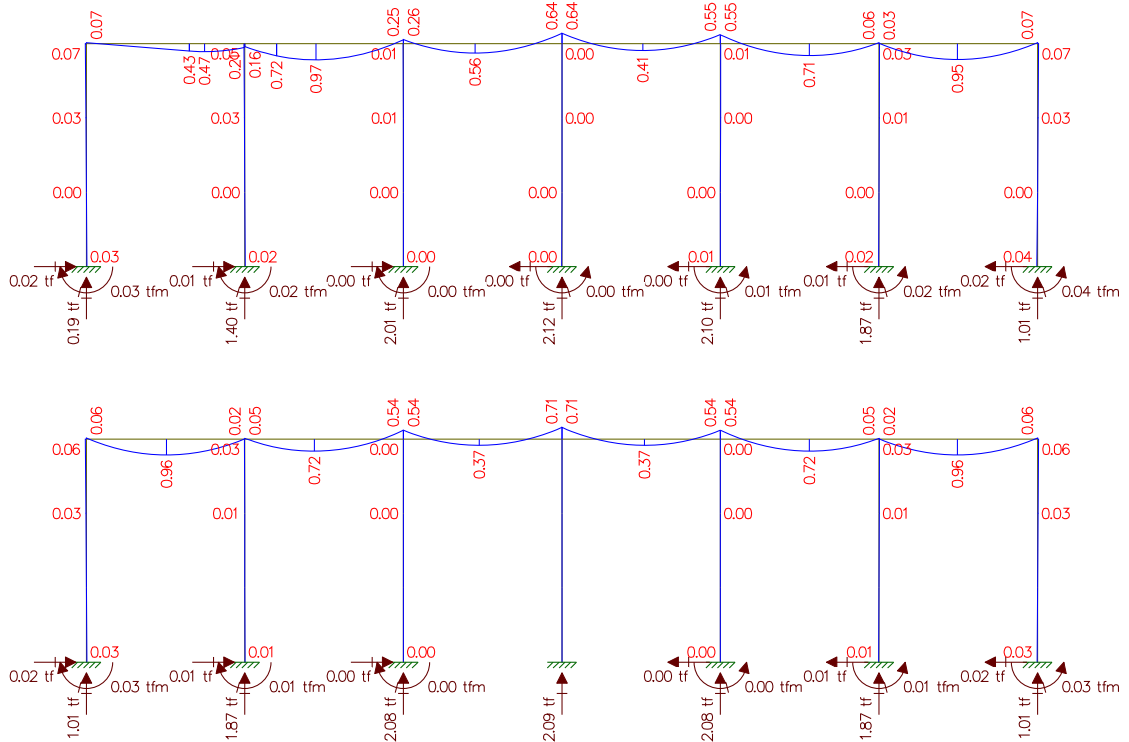


Momento Fletor

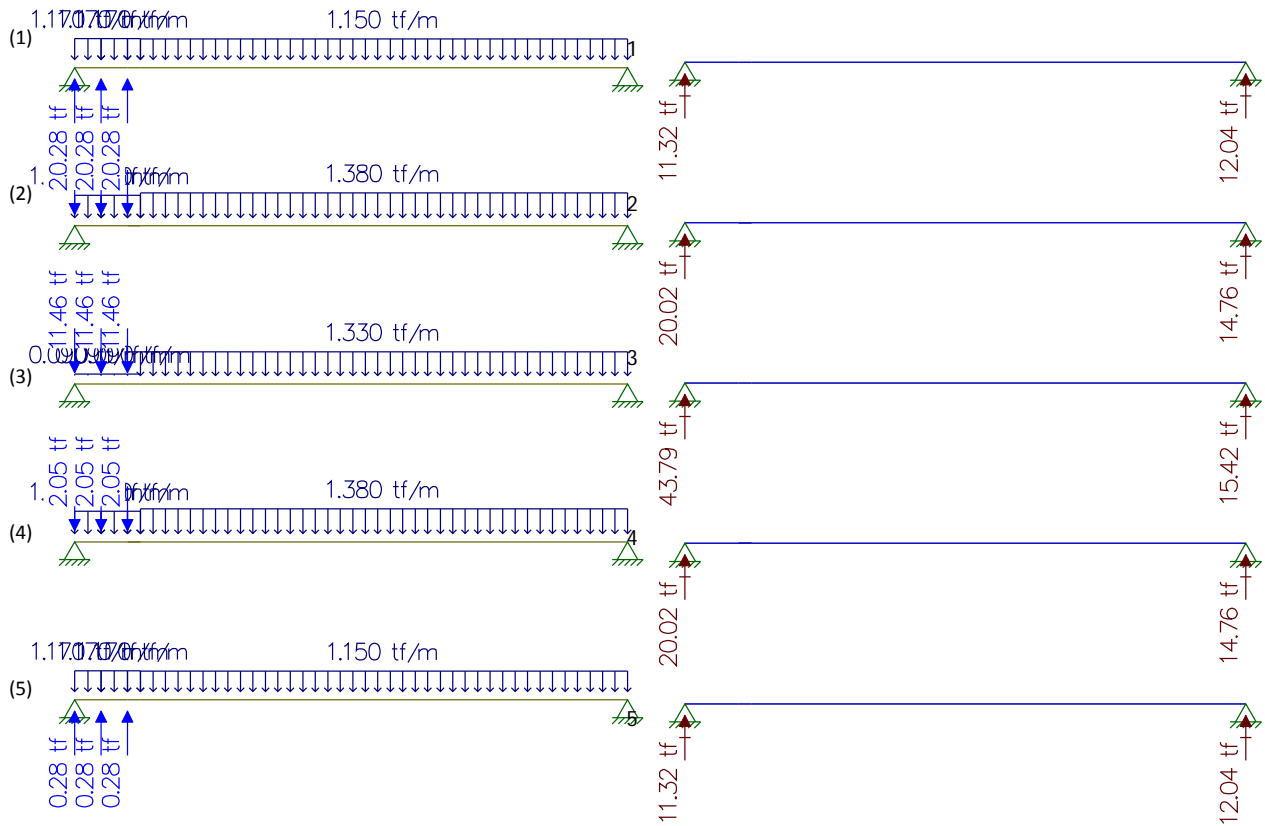
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

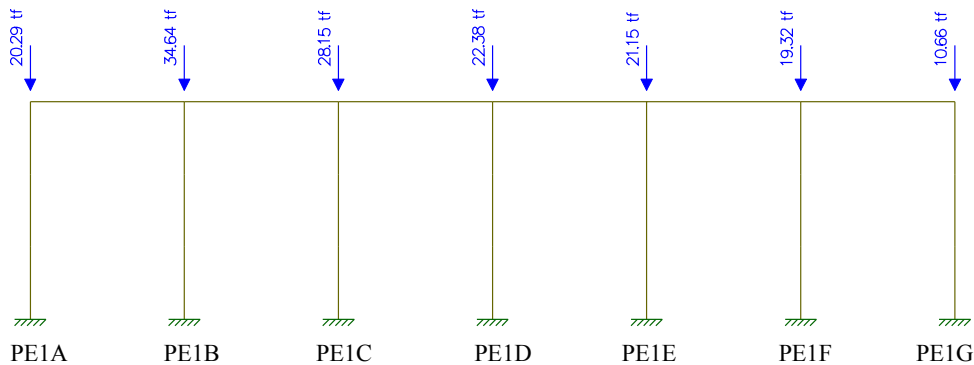


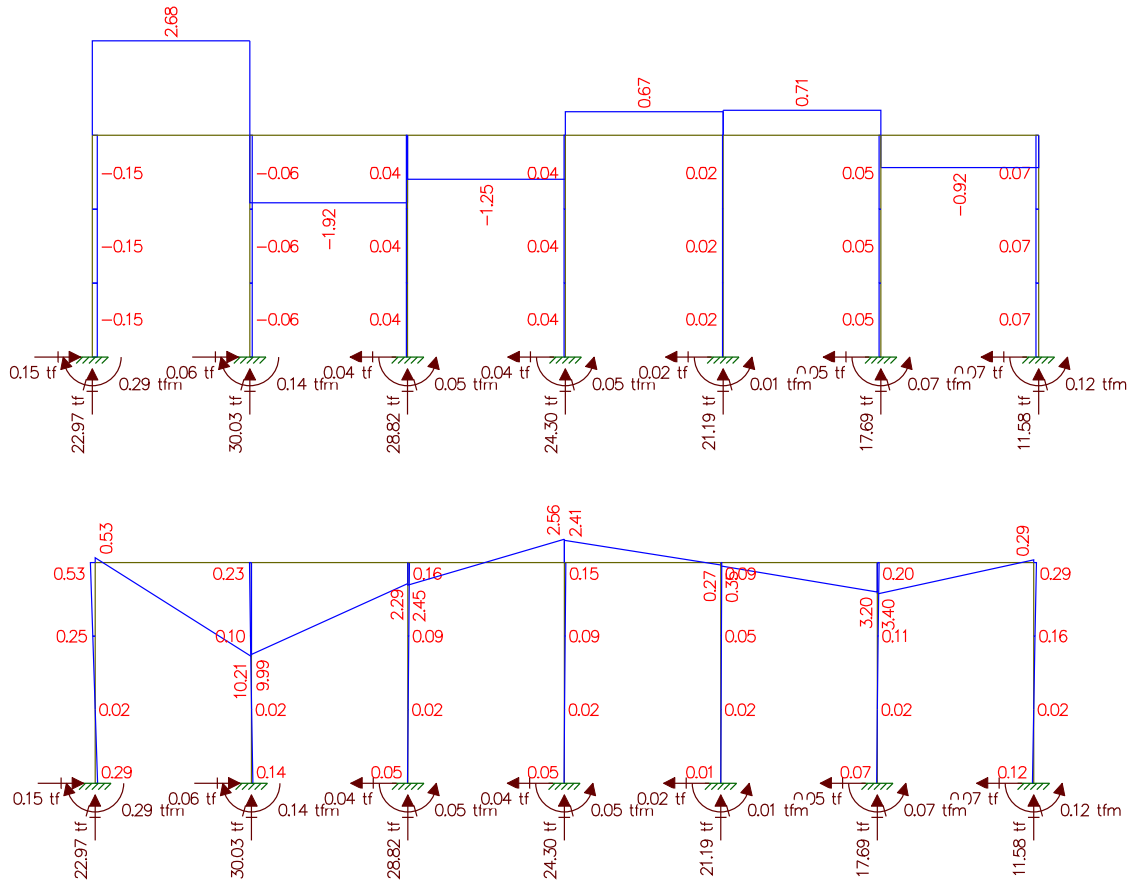
Longitudinais



Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf





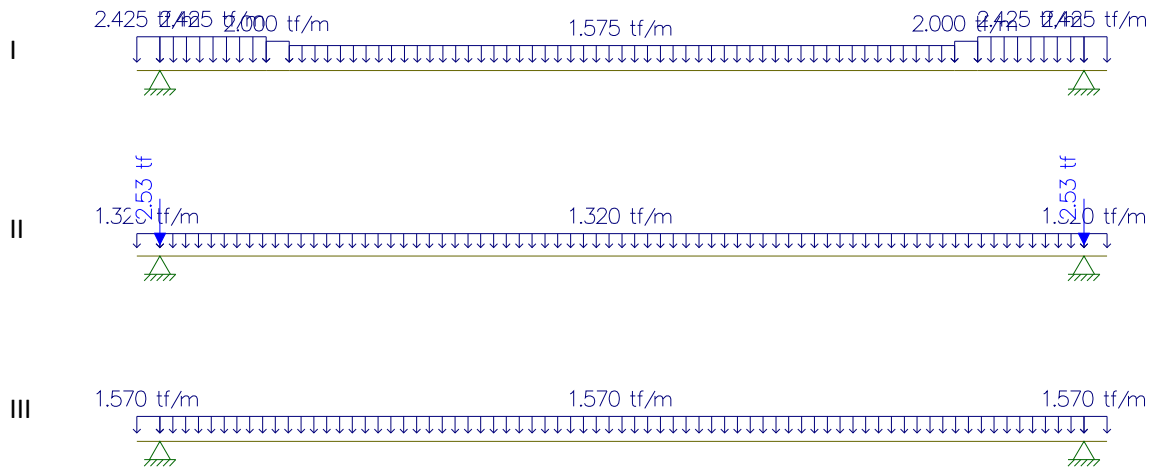
Memória de Cálculo da Travessa – 21-21m
Carga Permanente
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

• **Vão de 21 metros - Longitudinal - viga 1 e 5**

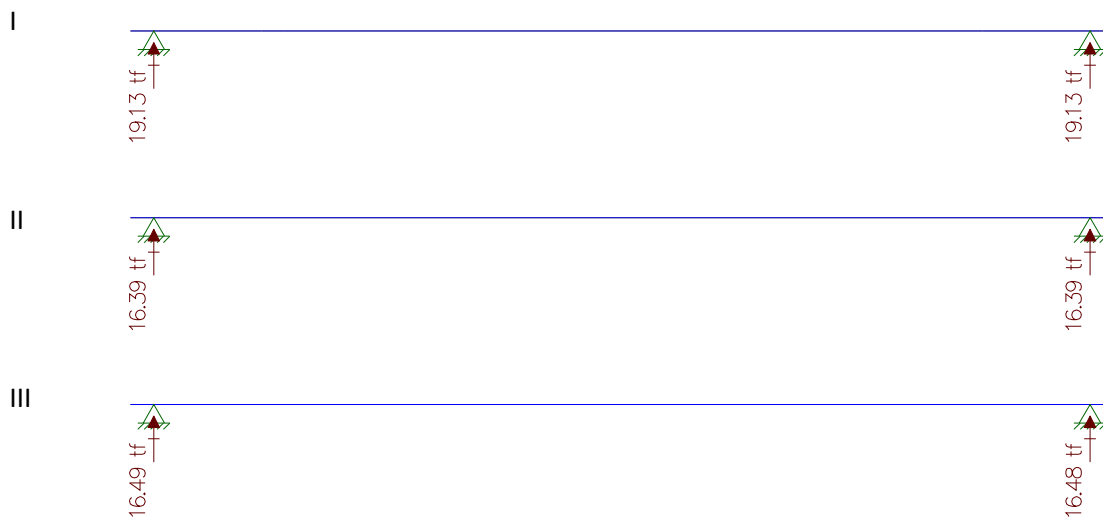
(I) Peso da Viga

(II) Peso da laje + Peso da transversina

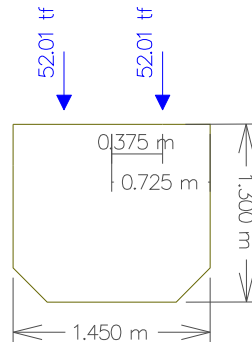
(III) Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$



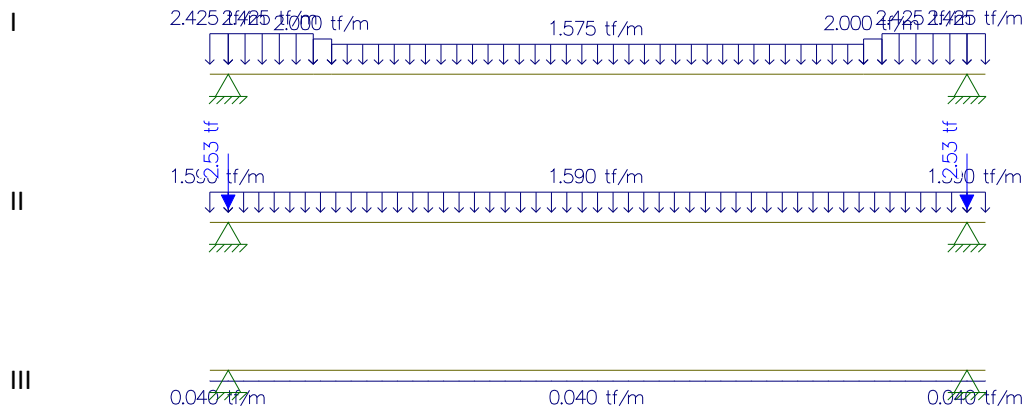
Total de cargas pontuais: $52,01\text{tf} + 52,01\text{tf} = 104,02\text{tf}$

• **Vão de 21 metros – Longitudinal – viga 2 e 4**

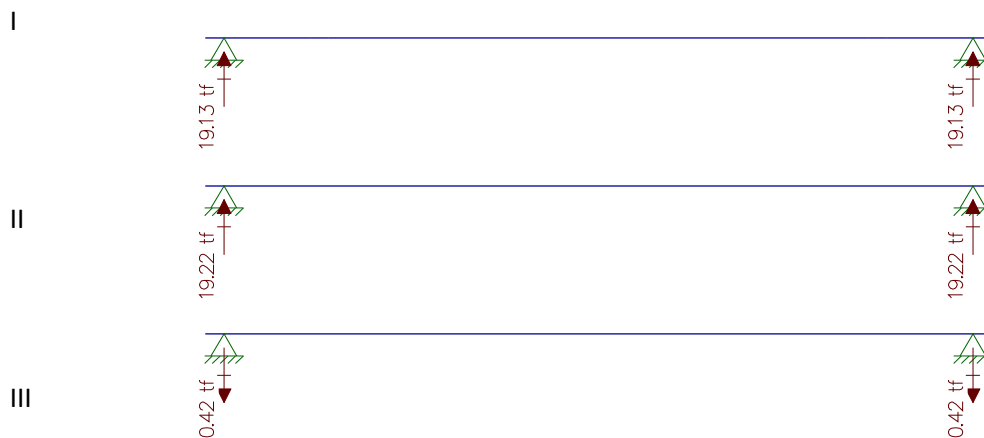
(I) **Peso da Viga**

(II) **Peso da laje + Peso da transversina**

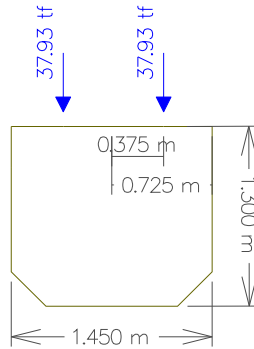
(III) **Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento**



Reações



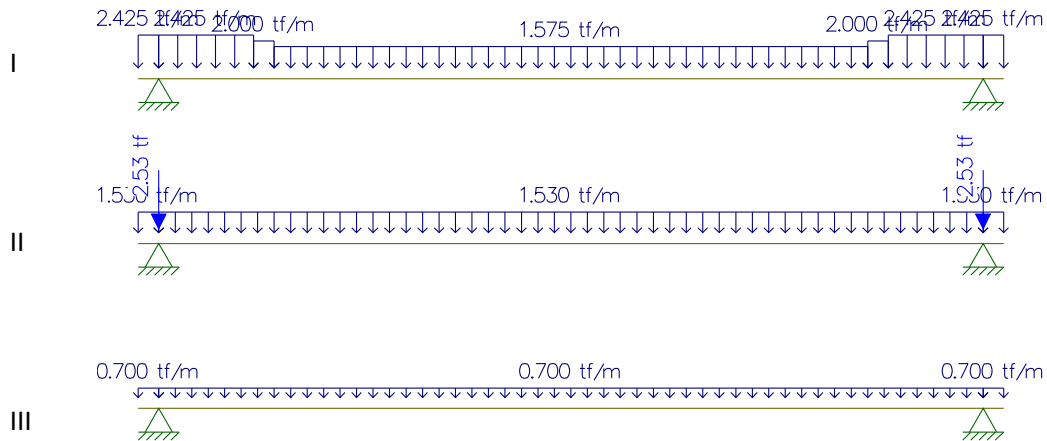
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$



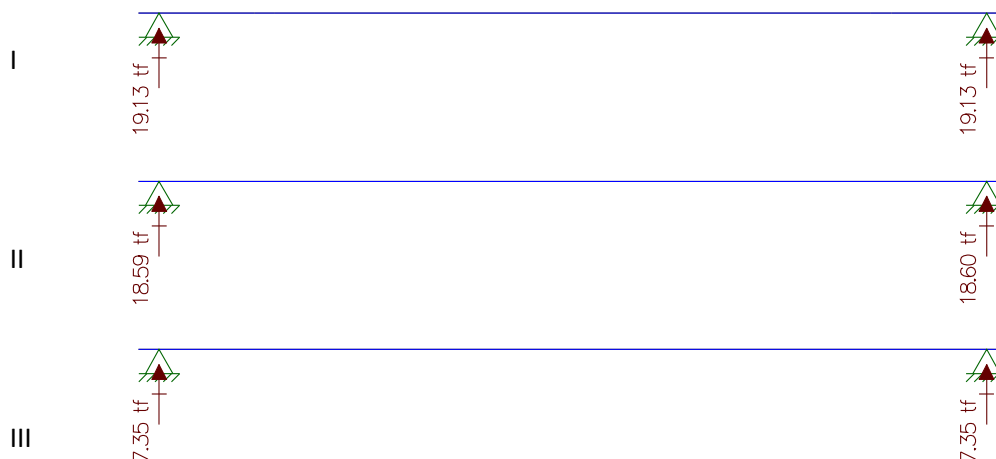
Total de cargas pontuais: $37,93\text{tf} + 37,93\text{tf} = 75,86\text{tf}$

• **Vão de 21 metros – Longitudinal - viga 3**

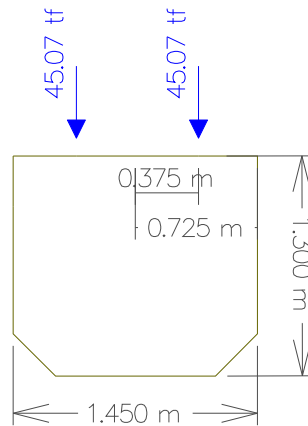
Respectivamente: Peso da Viga, Peso da laje + Peso da transversina, Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$



Total de cargas pontuais: $45,07\text{tf} + 45,07\text{tf} = 90,14\text{tf}$

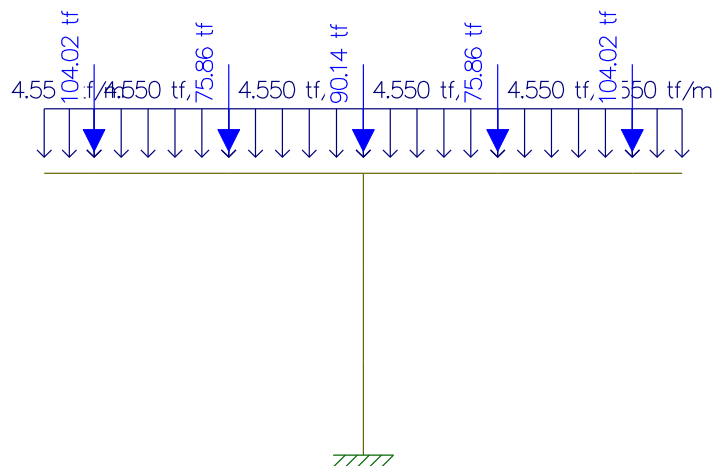
- **Peso próprio da Travessa (21 – 21m)**

Área da seção = $1,82\text{m}^2$

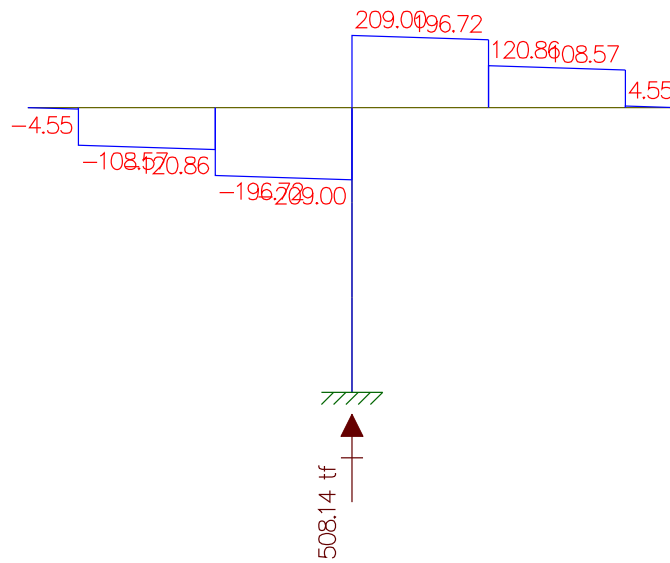
$1,82\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 4,55 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante

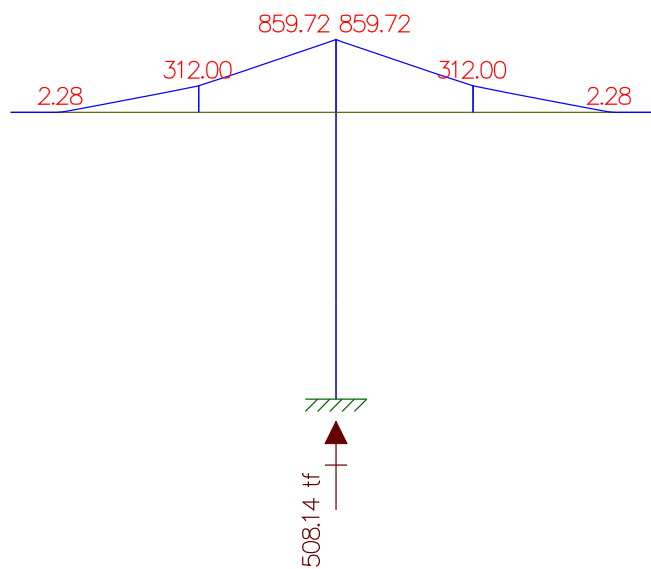
Cargas



Cortante

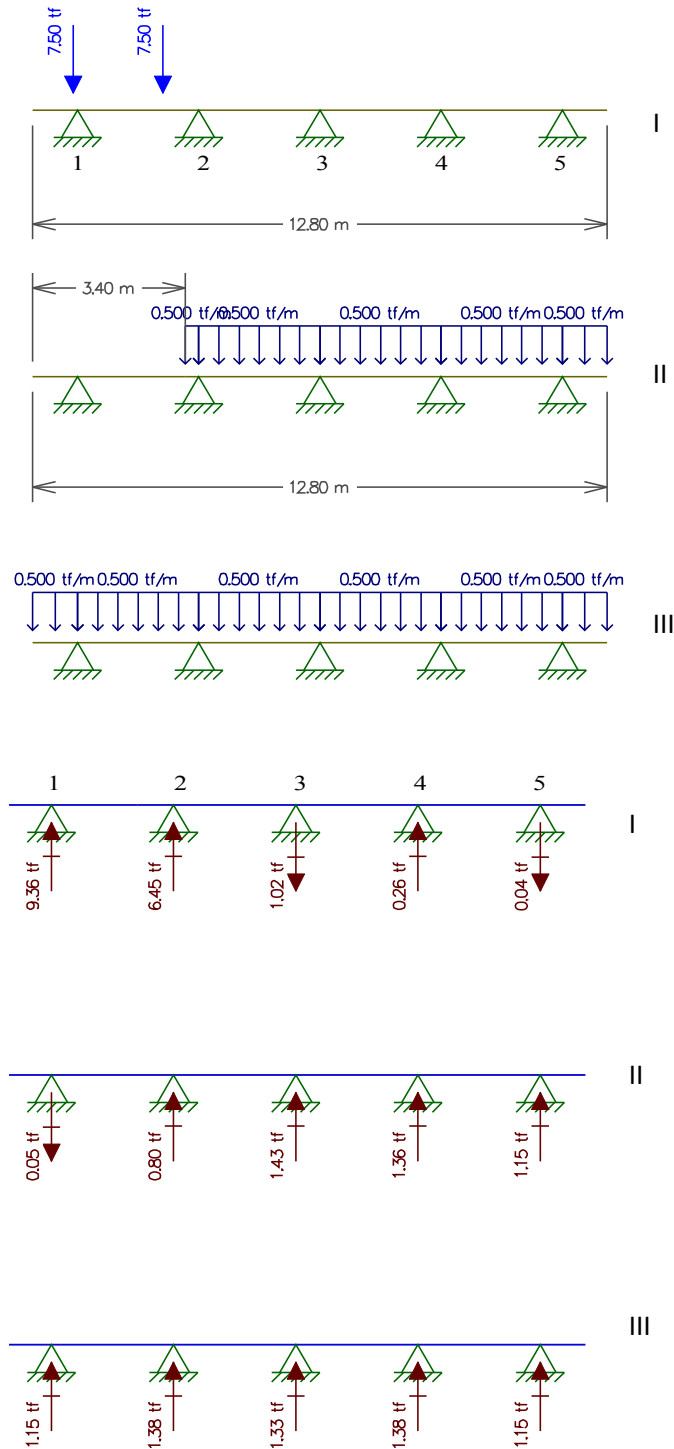


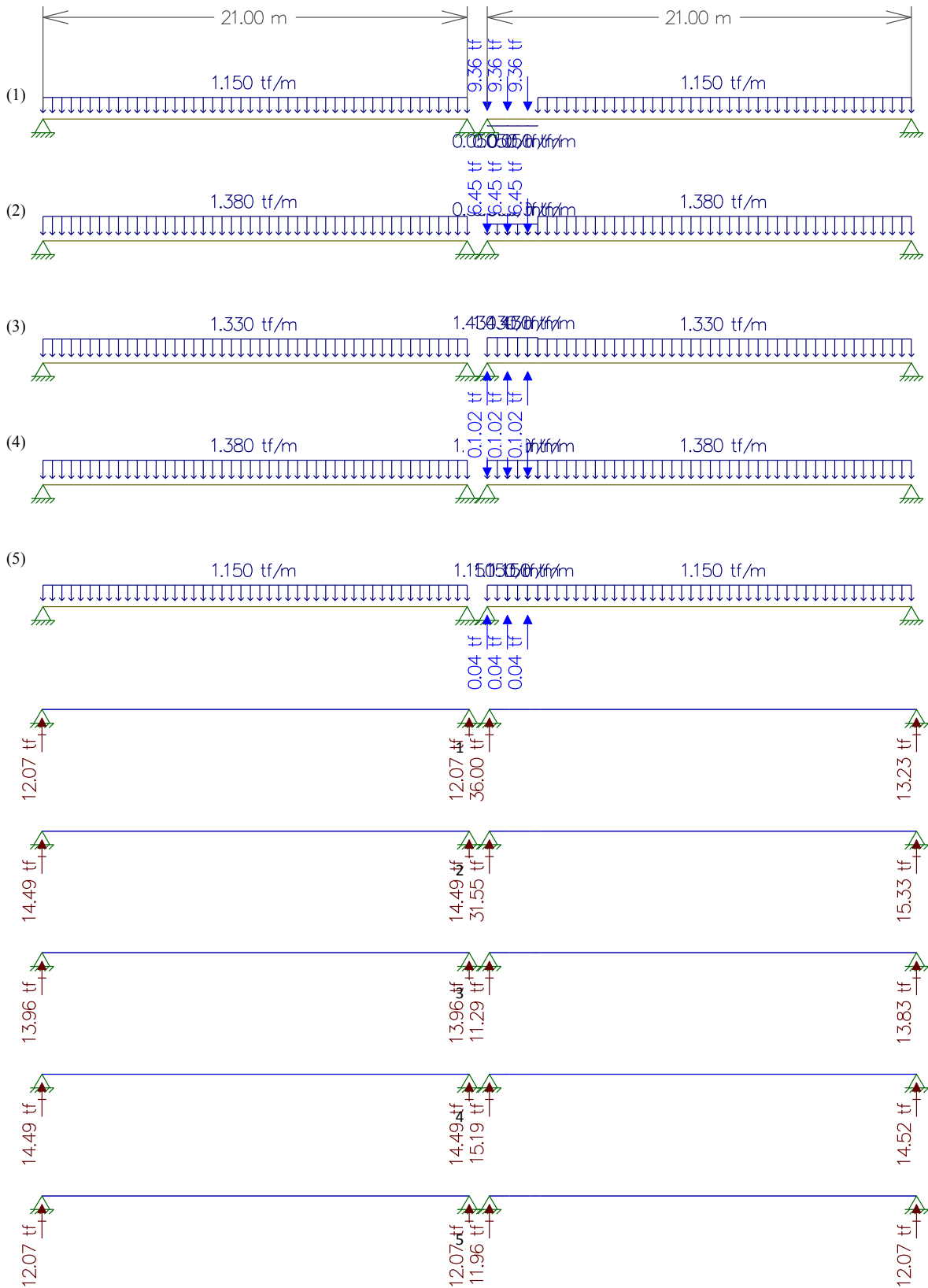
Momento Fletor



Carga Móvel

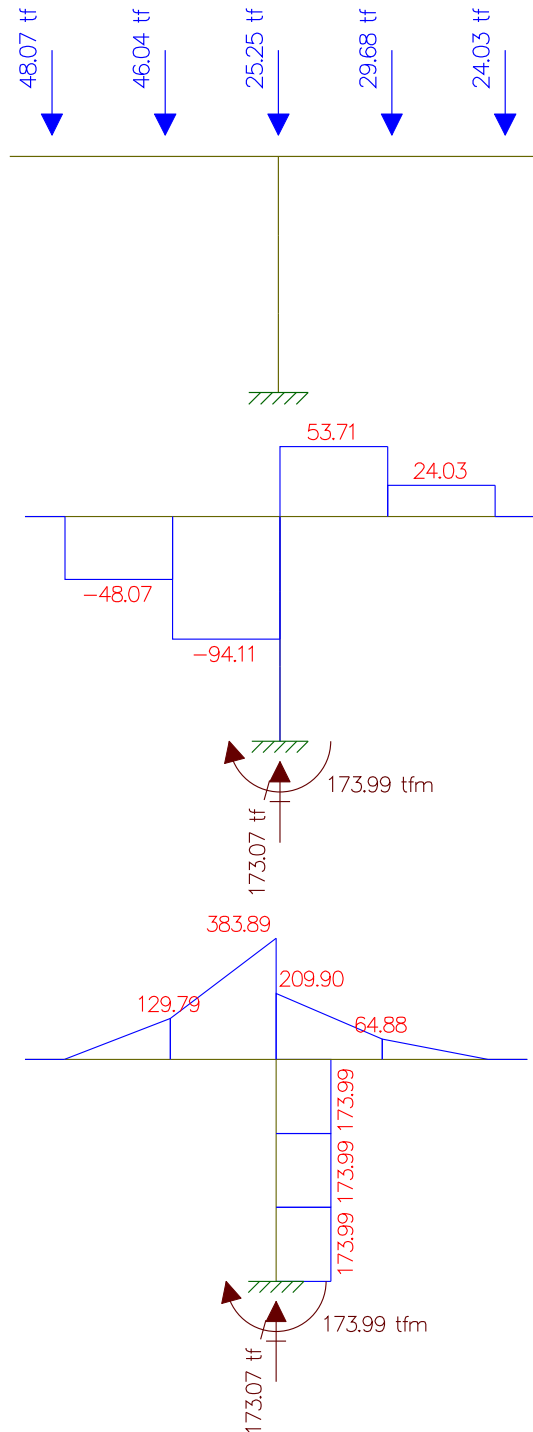
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão
Com carga de multidão no menor vão





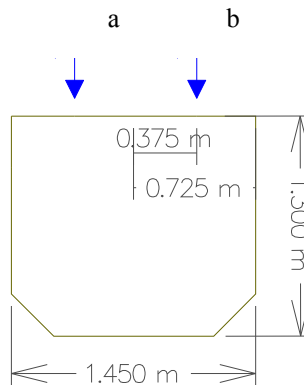
Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 36,00\text{tf} = 48,07\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 31,55\text{tf} = 46,04\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 11,29\text{tf} = 25,25\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 15,19\text{tf} = 29,68\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,96\text{tf} = 24,03\text{tf}$



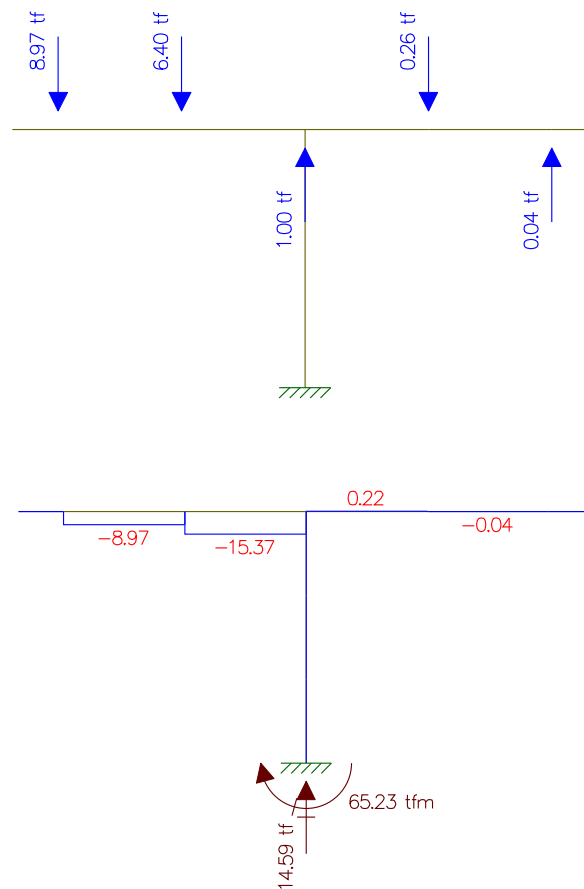
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



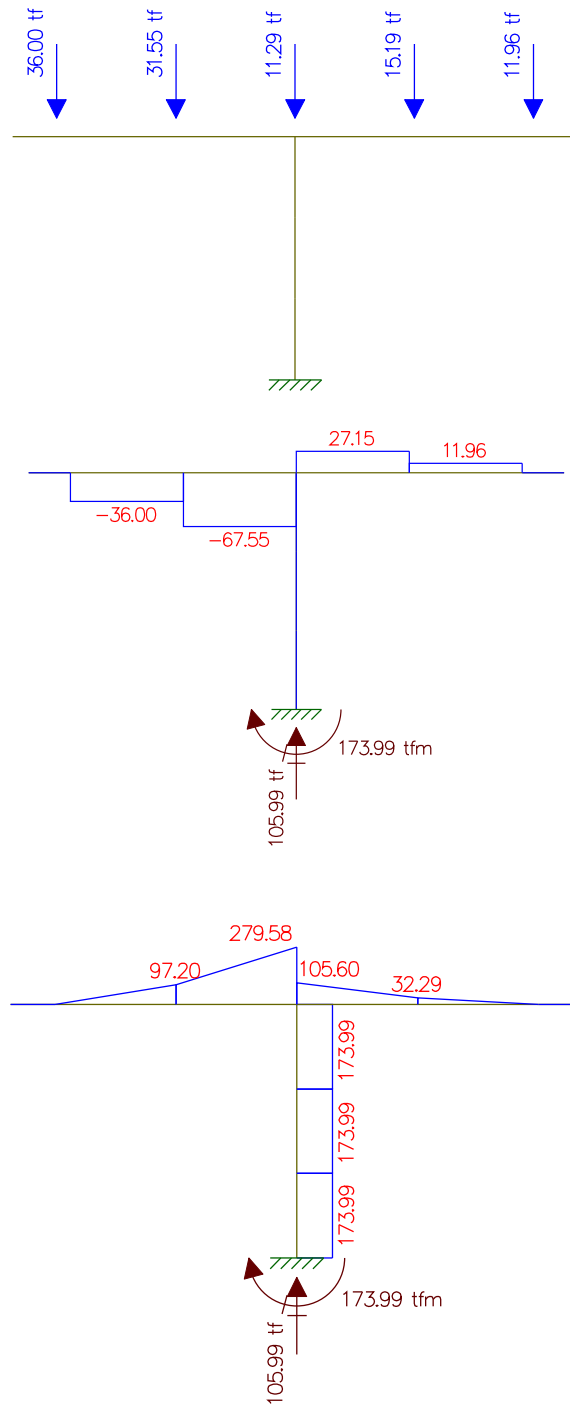
- Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	36,00	12,07	23,93	0,375	8,97
Viga 2	31,55	14,49	17,06	0,375	6,40
Viga 3	11,29	13,96	- 2,67	0,375	-1,00
Viga 4	15,19	14,49	0,70	0,375	0,26
Viga 5	11,96	12,07	- 0,11	0,375	-0,04



Sem carga de multidão no menor vão

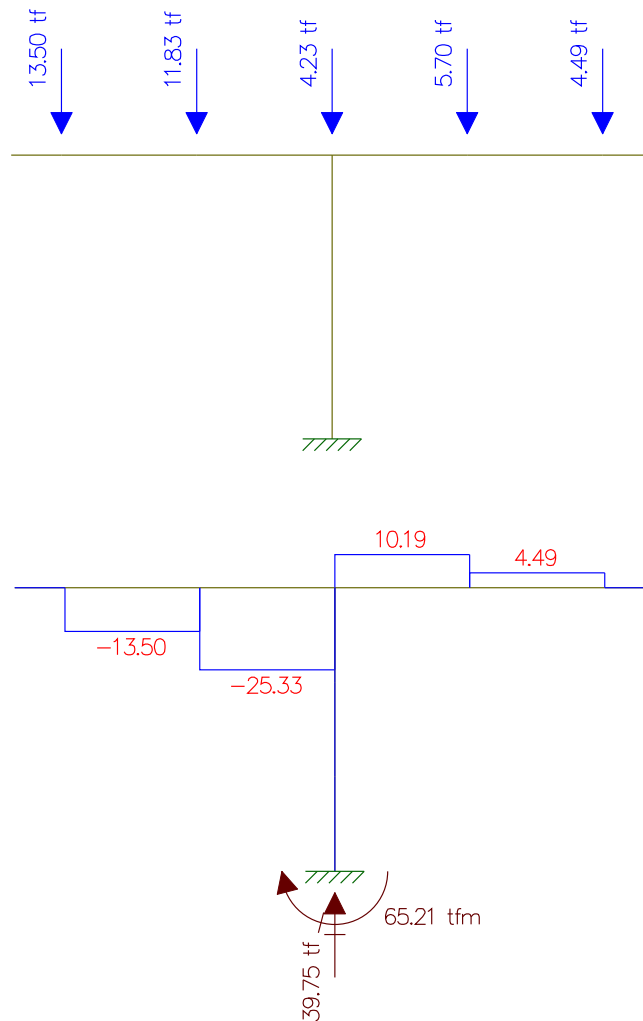
- Reação devido a Viga 1 sem a carga de multidão em um dos vãos: 36,00tf
- Reação devido a Viga 2 sem a carga de multidão em um dos vãos: 31,55tf
- Reação devido a Viga 3 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,29tf
- Reação devido a Viga 4 sem a carga de multidão em um dos vãos: 15,19tf
- Reação devido a Viga 5 sem a carga de multidão em um dos vãos: 11,96tf



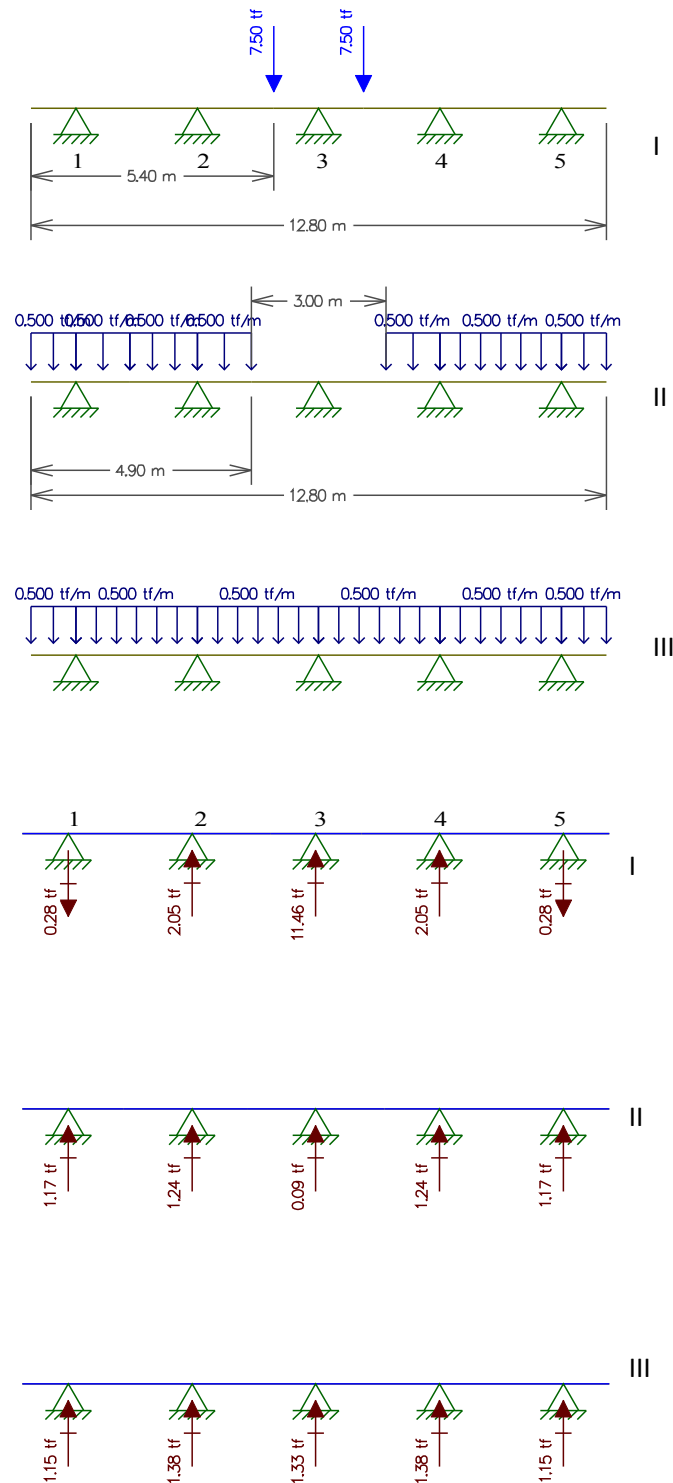
Estudo do Momento Torsor

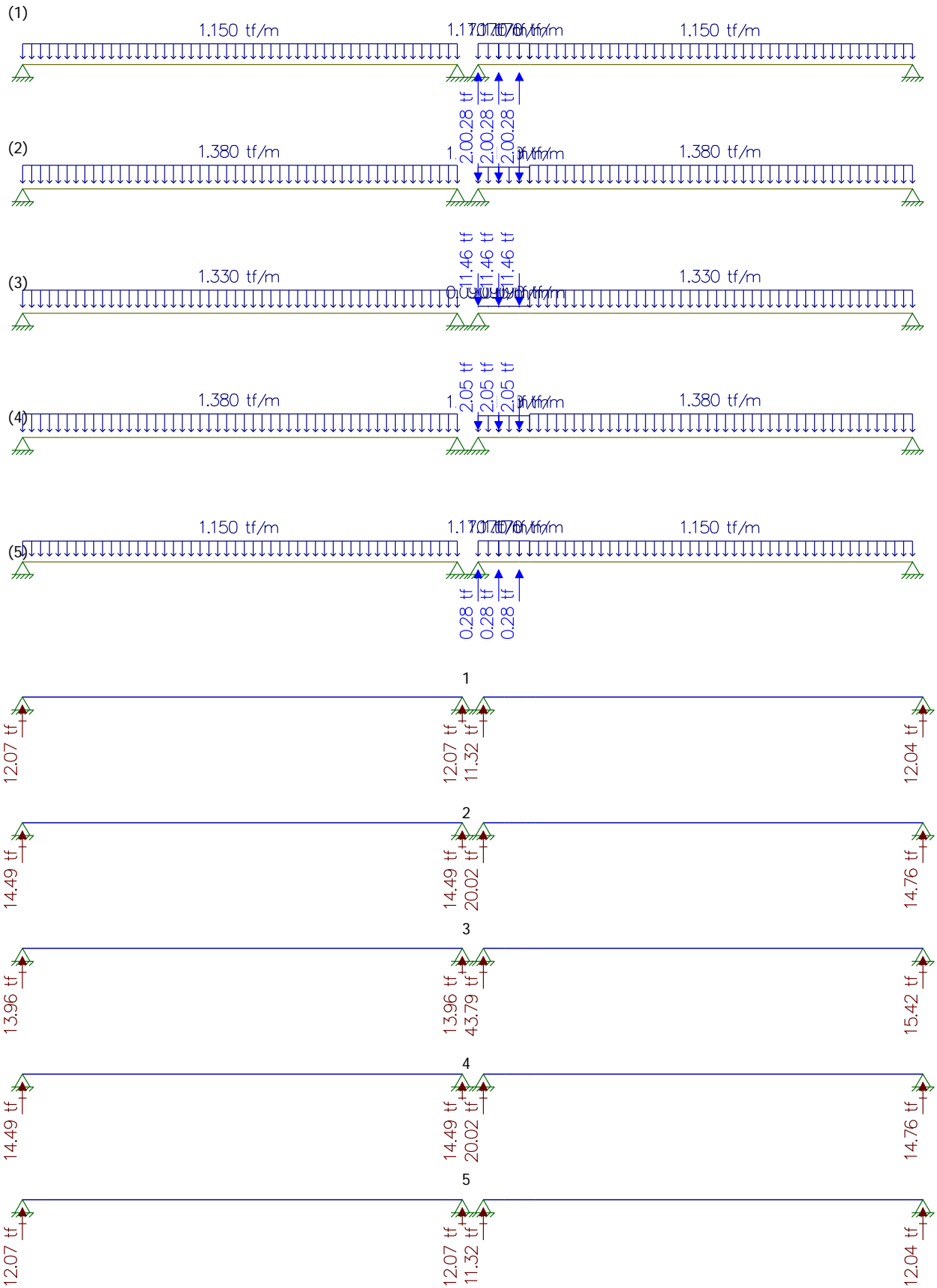
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

- Viga 1: 36,0tf $M_t = 36,0\text{tf} \times 0,375\text{m} = 13,5\text{tf.m}$
- Viga 2: 31,55tf $M_t = 31,55\text{tf} \times 0,375\text{m} = 11,83\text{tf.m}$
- Viga 3: 11,29tf $M_t = 11,29\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,23\text{tf.m}$
- Viga 4: 15,19tf $M_t = 15,19\text{tf} \times 0,375\text{m} = 5,70\text{tf.m}$
- Viga 5: 11,96tf $M_t = 11,96\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,49\text{tf.m}$



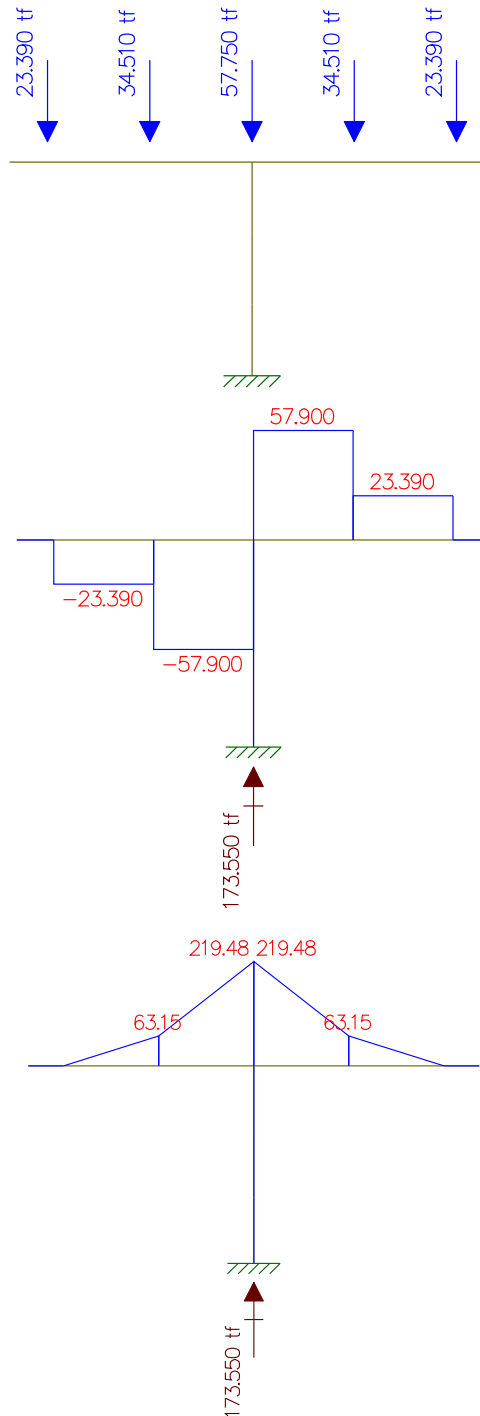
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante
Com carga de multidão no menor vão





Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 43,79\text{tf} = 57,75\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 20,02\text{tf} = 34,51\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 11,32\text{tf} = 23,39\text{tf}$

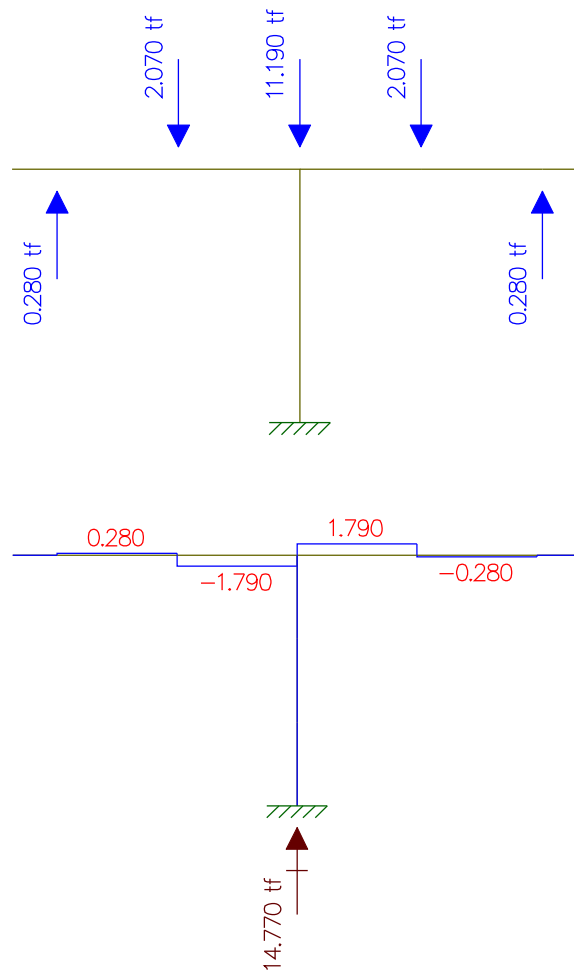


Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

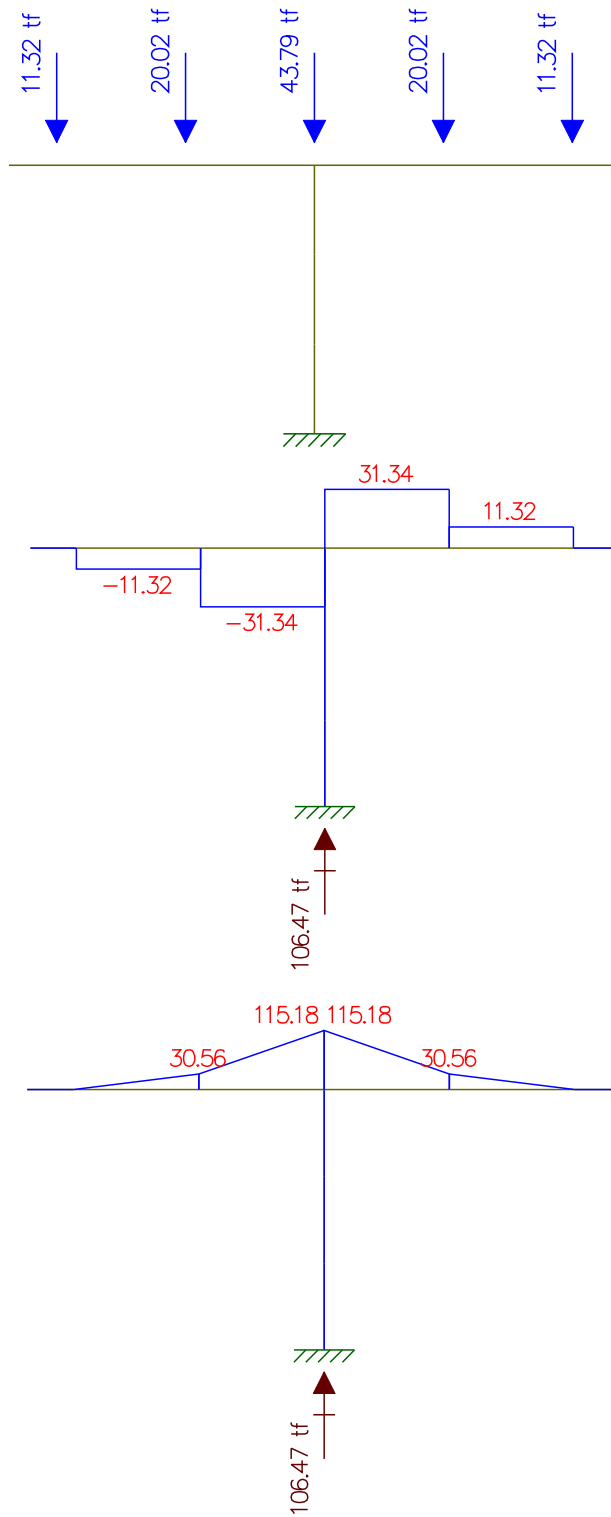
- $Carga\ a - Carga\ b = Carga\ c$ $Carga\ c \times distância = Momento\ torsor\ (tf.m)$

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28
Viga 2	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 3	43,79	13,96	29,83	0,375	11,19
Viga 4	20,02	14,49	5,53	0,375	2,07
Viga 5	11,32	12,07	-0,75	0,375	-0,28



Sem carga de multidão no menor vão

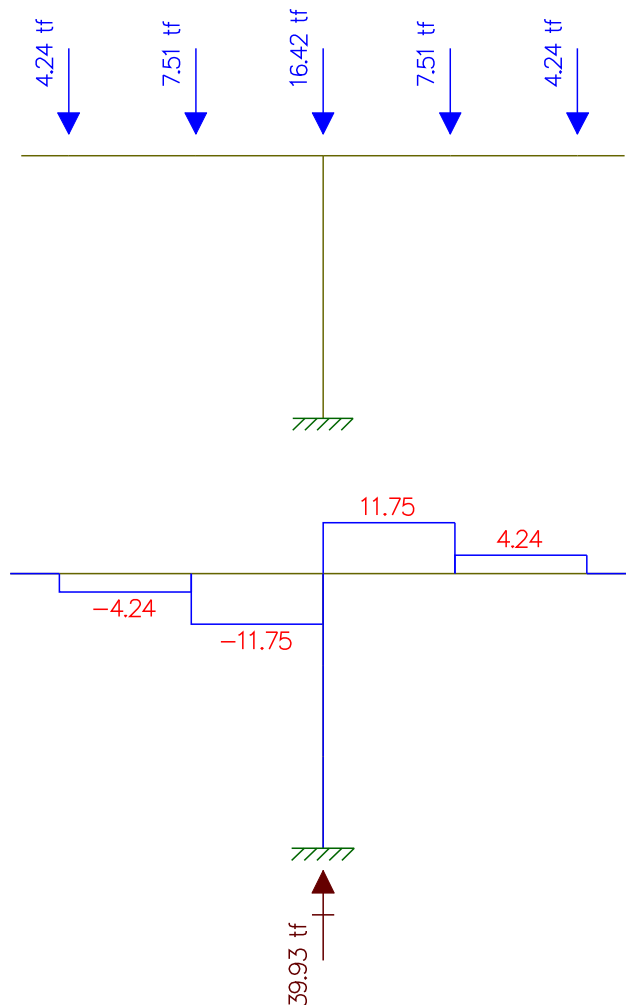
- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

- Viga 1: 11,32tf $M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$
- Viga 2: 20,02tf $M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
- Viga 3: 43,79tf $M_t = 43,79\text{tf} \times 0,375\text{m} = 16,42125\text{tf.m}$
- Viga 4: 20,02tf $M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
- Viga 5: 11,32tf $M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$



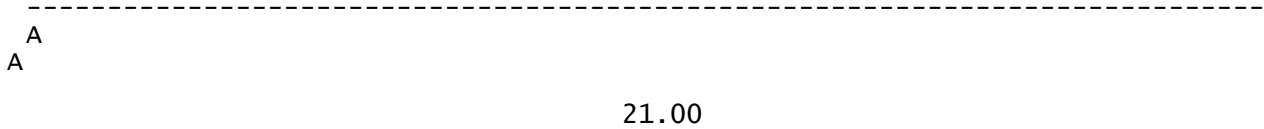
Processamento Superestrutura Viga de 21m

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m *** Out/13 ***

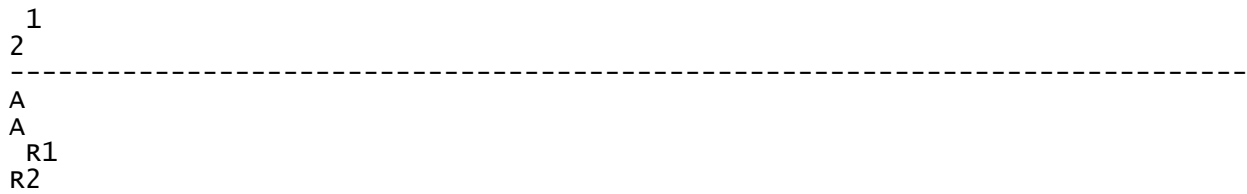
*
* Cálculo Estático - *
* *
* PROJECON - Consultoria de *
* *
* Projeto de Construção de *
* *
* Grandes Estruturas S/C *
* *

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

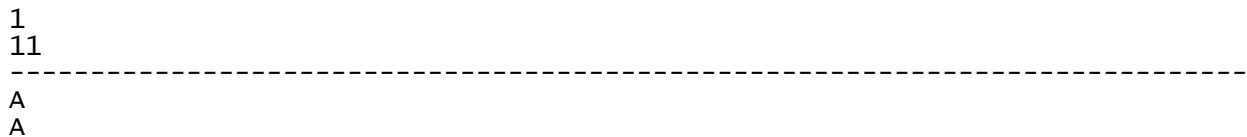
Sistema Estrutural



Coordenadas de Deslocamentos e Reações



Númeração dos Pontos



DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 1 - Viga Isolada

Dimensões Constantes

ALT. = 1.500 LLSU = 1.000 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTII = .000 HTII = .000 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .150 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTIS	BTIN	HTIS	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Tipo	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
2	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
3	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
4	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
5	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
6	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149

OBS.- As demais seções não serão tabuladas, devido à simetria da Estrutura

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Características do Cabo utilizado
 Fase Única

 Unidade de Protensão = 9φ12.7mm
 Módulo de Elasticidade = 19500. Kg/mm**2
 Área da Seção Transversal = 1202. mm**2
 Tensão Inicial de Protensão = 140. Kg/mm**2
 Acomodação de Ancoragem = 6. mm
 Perdas Def. (Lenta+Imediata) = 22. Kg/mm**2
 Coef. de Atrito na Reta = .0025 /M
 Coef. de Atrito na Curva = .0040 /G

Cabo C1

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior		
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M
*											
1	1.21	-1.4	14000./12651.	*	130.	-3.	-66.	*	121.	-3.	-62.
*											
2	1.27	-1.4	13915./12736.	*	131.	-3.	-74.	*	122.	-3.	-70.
*											
3	1.33	-1.2	13818./12833.	*	132.	-3.	-84.	*	124.	-3.	-79.
*											
4	1.37	-.8	13715./12937.	*	133.	-2.	-90.	*	125.	-2.	-84.
*											
5	1.40	-.4	13606./13045.	*	134.	-1.	-95.	*	127.	-1.	-89.
*											
6	1.40	.0	13504./13147.	*	135.	0.	-95.	*	128.	0.	-90.
*											
7	1.40	.4	13606./13045.	*	134.	1.	-95.	*	127.	1.	-89.
*											
8	1.37	.8	13715./12937.	*	133.	2.	-90.	*	125.	2.	-84.
*											
9	1.33	1.2	13818./12833.	*	132.	3.	-84.	*	124.	3.	-79.
*											
10	1.27	1.4	13915./12736.	*	131.	3.	-74.	*	122.	3.	-70.
*											
11	1.21	1.4	14000./12651.	*	130.	3.	-66.	*	121.	3.	-62.
*											

 Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
 * * (mm/m) * *
 DA = 85.7 * EA = 7.06 * LA = 12.152
 DB = 85.7 * EB = 7.06 * LB = 12.152
 DA+DB = 171.5 * EM = 7.06 * L = 24.304

Cabo C2

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior		
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M
*											
1	.91	-4.9	14000./12402.	*	127.	-11.	-26.	*	118.	-10.	-24.
*											
2	1.10	-4.0	13863./12539.	*	128.	-9.	-51.	*	120.	-8.	-48.
*											
3	1.25	-2.9	13720./12681.	*	130.	-7.	-72.	*	122.	-6.	-68.
*											
4	1.35	-1.8	13573./12828.	*	132.	-4.	-86.	*	124.	-4.	-81.
*											

*	5	1.40	-.6	13427./12974.	*	133.	-1.	-94.	*	126.	-1.	-89.
*	6	1.40	.0	13315./13087.	*	135.	0.	-95.	*	127.	0.	-90.
*	7	1.40	.6	13427./12974.	*	133.	1.	-94.	*	126.	1.	-89.
*	8	1.35	1.8	13573./12828.	*	132.	4.	-86.	*	124.	4.	-81.
*	9	1.25	2.9	13720./12681.	*	130.	7.	-72.	*	122.	6.	-68.
*	10	1.10	4.0	13863./12539.	*	128.	9.	-51.	*	120.	8.	-48.
*	11	.91	4.9	14000./12402.	*	127.	11.	-26.	*	118.	10.	-24.

Alongamentos - (mm)	* Alongamentos	Especificos	* Comprimentos (M)
	*	(mm/m)	*
DA = 85.0	* EA = 6.99		* LA = 12.166
DB = 85.0	* EB = 6.99		* LB = 12.166
DA+DB = 170.1	* EM = 6.99		* L = 24.331

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m *** Out/13 ***

** Peso-próprio da viga isolada **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

2.427	2.427	1.575	1.575	1.575	1.575
1.575	1.575	1.575	2.427	2.427	

Cargas Nodais

PT	P
1	.72
11	.72

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.866
2	1.866

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	22.3
1	2	46.9	-166.6	189.4	*	16.4
1	3	79.8	-326.4	378.2	*	11.6
1	4	103.1	-421.4	488.4	*	7.7
1	5	117.0	-478.4	554.4	*	3.8
1	6	121.7	-497.4	576.5	*	.0
1	7	117.0	-478.4	554.4	*	-3.8
1	8	103.1	-421.4	488.4	*	-7.7
1	9	79.8	-326.4	378.2	*	-11.6
1	10	46.9	-166.6	189.4	*	-16.4
1	11	.0	.0	.0	*	-22.3

Reação Núm. 1 = 23.0
Reação Núm. 2 = 23.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Concretagem da laje superior **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160
1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160

Cargas Concentradas

XR	P
12.15	.88

Cargas Nodais

PT	P
1	.98
11	.98

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.354
2	1.354

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	14.5
1	2	31.9	-113.3	128.8	*	11.7
1	3	56.9	-232.7	269.7	*	8.9
1	4	75.1	-307.1	355.9	*	6.1
1	5	86.5	-353.5	409.6	*	3.3
1	6	91.0	-371.8	430.9	*	.0
1	7	86.5	-353.5	409.6	*	-3.3
1	8	75.1	-307.1	355.9	*	-6.1
1	9	56.9	-232.7	269.7	*	-8.9
1	10	31.9	-113.3	128.8	*	-11.7
1	11	.0	.0	.0	*	-14.5

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	15.5
Reação Núm.	2 =	15.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Superior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.714
2	-4.714

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Superior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	-35.2
1	2	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	-28.4
1	3	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	-20.1
1	4	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	-10.8
1	5	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	-3.2
1	6	-270.9	467.6	-1923.3	-639.9 *	.0
1	7	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	3.2
1	8	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	10.8
1	9	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	20.1
1	10	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	28.4
1	11	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	35.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=0

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7
2	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
3	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
4	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
5	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
6	SS	-497.4	529.3	31.8	-371.8	-340.0
	SI	576.5	-2157.8	-1581.4	430.9	-1150.5
7	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
8	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
9	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
10	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
11	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0
2	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
3	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
4	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
5	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
6	SS	-497.4	467.6	-29.8	-371.8	-401.6
	SI	576.5	-1923.3	-1346.8	430.9	-915.9
7	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
8	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
9	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
10	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
11	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Inferior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.425
2	-4.425

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Inferior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	-32.5
1	2	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	-26.4
1	3	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	-18.8
1	4	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	-10.1
1	5	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	-3.0
1	6	-255.8	441.5	-1815.5	-604.0 *	.0
1	7	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	3.0
1	8	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	10.1
1	9	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	18.8
1	10	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	26.4
1	11	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	32.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=0

SEÇÃO	G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1 SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2
2 SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
3 SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
4 SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
5 SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
6 SS	-497.4	516.9	19.4	-371.8	-352.4
SI	576.5	-2102.2	-1525.7	430.9	-1094.9
7 SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
8 SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
9 SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
10 SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
11 SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3
2	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
3	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
4	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
5	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
6	SS	-497.4	441.5	-55.9	-371.8	-427.8
	SI	576.5	-1815.5	-1239.1	430.9	-808.2
7	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
8	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
9	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
10	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
11	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 2 - Viga Conjunta (Viga Isolada + Laje Superior)

Dimensões Constantes

ALT. = 1.700 LLSU = 2.320 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTIS = .000 HTIS = .150 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .200 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTII	BTIN	HTII	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Seção	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
2	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
3	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
4	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
5	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
6	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267

OBS.- As demais seções não serao tabuladas, devido a simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Carregamento G2 = Barreiras + Guarda-corpo

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

.788	.788	.788	.788	.788	.788
.788	.788	.788	.788	.788	.788

Cargas Nodais

PT	P
1	.28
11	.28

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-.438
2	.438

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	9.6
1	2	20.9	-33.6	55.2	*	7.7
1	3	37.2	-61.0	124.9	*	5.7
1	4	48.9	-80.1	164.0	*	3.8
1	5	55.8	-91.5	187.4	*	1.9
1	6	58.2	-95.3	195.2	*	.0
1	7	55.8	-91.5	187.4	*	-1.9
1	8	48.9	-80.1	164.0	*	-3.8
1	9	37.2	-61.0	124.9	*	-5.7
1	10	20.9	-33.6	55.2	*	-7.7
1	11	.0	.0	.0	*	-9.6

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	9.9
Reação Núm.	2 =	9.9

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Trem-tipo considerado - TB-45

Membro	Carga P	Carga Q
1	7.91	1.579

Deslocam.s - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Deslocam.	DMax	DMin
1	.000	-1.700
2	1.700	.000

Reações - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Reação	RMax	RMin
1	41.5	.0
2	41.5	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Esforço Cortante - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Seção	Cort Max	Cort Min
1	41.5	.0
2	35.4	-1.3
3	29.8	-4.0
4	24.6	-7.4
5	19.7	-11.1
6	15.2	-15.2
7	11.1	-19.7
8	7.4	-24.6
9	4.0	-29.8
10	1.3	-35.4
11	.0	-41.5

Momento Fletor - Carga Móvel - TT TB-45
=====

SEÇÃO	MP+	MP-	TENSÃO F. SUP (MP+)	TENSÃO F. INF (MP+)	TENSÃO F. SUP (MP-)	TENSÃO F. INF (MP-)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
3	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
4	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
5	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
6	248.9	.0	-407.9	835.4	.0	.0
7	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
8	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
9	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
10	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m *** Out/13 ***

Envoltória de Deslocamentos - D=DG+DP

TT TB-45

Deslocam.	Dg	Dp+	Dp-	D Max	D Min
1	.912	.000	-1.700	.912	-.788
2	-.912	1.700	.000	.788	-.912

OBS - Deslocamentos em mm
Rotações em Rad/1000

Envoltória de Momento Fletor- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*MP+1.5*MQ		1.35*MP+1.5*MQ	
	M MAX	M MIN	M MAX	M MIN
1	.0	.0	.0	.0
2	156.4	20.9	163.7	28.3
3	276.9	37.2	289.9	50.3
4	361.4	48.9	378.5	66.0
5	413.5	55.8	433.1	75.4
6	431.5	58.2	451.9	78.5
7	413.5	55.8	433.1	75.4
8	361.4	48.9	378.5	66.0
9	276.9	37.2	289.9	50.3
10	156.4	20.9	163.7	28.3
11	.0	.0	.0	.0

Quadro Geral de Momentos e Tensões

TT TB-45

Seção	MMax	MMin	Tensão F. Sup (MMax)	Tensão F. Inf (MMax)	Tensão F. Sup (MMin)	Tensão F. Inf (MMin)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
3	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
4	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
5	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
6	307.1	58.2	-503.2	1030.6	-95.3	195.2
7	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
8	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
9	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
10	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Quadro Geral dos Cortantes- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*QP+1.5*QQ		1.35*QP+1.5*QQ	
	Q Max	Q Min	Q Max	Q Min
1	71.8	9.6	75.1	12.9
2	60.8	5.7	63.5	8.4
3	50.4	-3	52.5	1.7
4	40.7	-7.2	42.0	-5.9
5	31.4	-14.7	32.1	-14.1
6	22.8	-22.8	22.8	-22.8
7	14.7	-31.4	14.1	-32.1
8	7.2	-40.7	5.9	-42.0
9	.3	-50.4	-1.7	-52.5
10	-5.7	-60.8	-8.4	-63.5
11	-9.6	-71.8	-12.9	-75.1

Envoltória de Reações- NBR-6118

TT TB-45

Reação	1.0*RP+1.5*RQ		1.35*RP+1.5*RQ	
	R Max	R Min	R Max	R Min
1	110.7	48.4	127.6	75.5
2	110.7	48.4	127.6	75.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6
	SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0
2	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3
	SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3
3	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1
	SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3
4	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4
	SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2
5	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6
	SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9
6	SS	0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2
	SS'	-401.6	0.0	-401.6	-61.1	-462.7	-261.6	0.0	-724.4
	SI	-915.9	0.0	-915.9	195.2	-720.7	835.4	0.0	114.7
7	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6
	SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9
8	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4
	SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2
9	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1
	SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3
10	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3
	SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3
11	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6
	SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3
2	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
3	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
4	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
5	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
6	SS 0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
	SS' -427.8	0.0	-427.8	-61.1	-488.9	-261.6	0.0	-750.6	-488.9
	SI -808.2	0.0	-808.2	195.2	-613.0	835.4	0.0	222.4	-613.0
7	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
8	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
9	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
10	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
11	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 1132 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DEVIDA AO CORTANTE - NBR-6118

Ponte totalmente carregada

SEÇÃO	VDMAX	VDMIN	VRDMAX	TWD	TC	TD	RO	AS/S (CM)
1	125.	46.	96.	113.	0.	130.	.00299	.179
2	101.	34.	78.	92.	0.	106.	.00243	.146
3	80.	20.	63.	203.	0.	234.	.00538	.135
4	61.	6.	51.	166.	0.	190.	.00438	.109
5	42.	-8.	39.	126.	0.	144.	.00332	.083
6	-23.	23.	-23.	73.	0.	84.	.00194	.049
7	-42.	8.	-39.	126.	0.	144.	.00332	.083
8	-61.	-6.	-51.	166.	0.	190.	.00438	.109
9	-80.	-20.	-63.	203.	0.	234.	.00538	.135
10	-101.	-34.	-78.	92.	0.	106.	.00243	.146
11	-125.	-46.	-96.	113.	0.	130.	.00299	.179

Armadura Total (Cortante+Torção+Fadiga)- NBR-6118

Ponte totalmente carregada

Seção	AS/S (CM)		Espacamento Long. (CM)				Espacamento Transv. (CM)			
	Long.	Nerv.	1/4	5/16	3/8	1/2	1/4	5/16	3/8	1/2
1	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.
2	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
3	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
4	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
5	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
6	.000	.100	30.	30.	30.	30.	6.	10.	14.	25.
7	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
8	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
9	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
10	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
11	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.

Dimensionamento da laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsçh, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16\text{m}$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90\text{cm}$$

Para Carga Permanente :

$$\text{Guarda - rodas} = 0,60\text{t/m}$$

$$p. \text{ próprio} + \text{ pavimento} = 0,72\text{t/m}^2$$

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

$$\text{Balanço reduzido} = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535\text{m}$$

$$P = 7,50\text{t}$$

$$\varphi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$$

$$P\varphi = 10,444\text{t}$$

$$p\varphi = 0,697\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente:

$$m_{xe} = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 \times 1,16^2/2 = -1,074\text{mt/m}$$

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xe} = 0,60 \times 0,20 + 0,74 \times 0,20^2/2 = -0,135\text{mt/m}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela N° 98 do Prof. Rüsçh

$$l_x/a = 0,535/2 = 0,268$$

$$t/a = 0,425\text{m}$$

Temos então :

$$\begin{aligned}m_{xe} &= 0,35 \times 10,444 = -3,655\text{mt/m} \\m_{yr} &= 0,18 \times 10,344 = 1,862\text{mt/m} \\m_{xm} &= 0,24 \times 10,344 = 2,483\text{mt/m} \\m_{ym} &= 0,115 \times 10,344 = 1,190\text{mt/m}\end{aligned}$$

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45°

$$l = 2 \times 0,97 = 1,94\text{m}$$

$$m_{xe} = 6,0 \times 0,97/1,94 = -3,00\text{mt/m na junção do guarda - rodas.}$$

Distribuído até o eixo da viga extrema, temos :

$$l = (1,16 - 0,40) \times 2 + 1,94 = 3,46\text{m}$$

$$m_{xe} = 6 \times 0,97/3,46 = -1,682\text{mt/m}$$

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos :

Distribuição a 45°

$$l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) \times 2 + 1,94 = 3,29\text{m}$$

$$m_{xe} = -6 \times 0,97/3,29 = -1,769\text{mt/m}$$

Dimensionamento :

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,135 + 1,50 \times 3,00 = -5,177\text{mt/m}$$

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada :

$$m_{xed} = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769\text{mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema :

$$m_{xed} = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455\text{mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = -5,177\text{mt/m}$$

$$b = 1,00\text{m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = 0,085 \text{ **ok!**}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada :

$$m_{xed} = -7,449\text{mt/m}$$

$$k_{md} = 0,122 \text{ **ok!**}$$

Seção de aço Necessária :

$$A_{s1} = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s3} = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83\text{cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00\text{m} \quad h = 0,30\text{m} \quad d = 0,275\text{m} \quad m_{xe} = -9,465\text{mt/m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$k_{md} = 0,063 \quad \text{ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$l_x = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79\text{m}$$

$$h = 0,07\text{m}$$

$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045\text{m}$$

$$pp. \text{ total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50\text{t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20\text{t/m}^2$$

$$M_k = 0,20 \times 1,39^2 / 8 = 0,048\text{mt/placa}$$

$$M_d = 0,068\text{mt/placa}$$

$$bd^2 f_{cd} = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$k_{md} = 0,068 / 1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindia da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm², em serviço, considerando :

Laje Central :

$$m_{xm} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 5000\text{kg/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,441\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,154\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003122\text{m}^2$$

$$m_{ym} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 5000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,026\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0002528\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{xe} \quad b &= 1,00\text{m} \\ h &= 0,30\text{m} \\ d &= 0,275\text{m} \end{aligned}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = -2,989\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,308\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003489\text{m}^2$$

Laje do Balanço :

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = -3,134\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,134\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,000760\text{m}^2$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,913\text{t/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,673\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,000798\text{m}^2$$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 4,872\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 1,252\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0008828\text{m}^2$$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com $\sigma_{fsd, fad}$, min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D \geq 25$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são:

$f_{ck} = 30\text{MPa}$
 $E_f = 210.000\text{MPa}$
Área de aço em m^2

Momento máximo e mínimo em mt/m
ensão na armadura em kg/cm^2

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço:

Lajes centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais

$$l_x = 2,32\text{m}$$

$$l_y/a = \infty$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço :

$$M_{xeg} = -1,074\text{mt/m}$$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente :

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$

$$M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2/12 = -0,332\text{mt/m}$$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsçh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$$\left. \begin{array}{l} g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500\text{t/m}^2 \text{ peso próprio} \\ g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24\text{t/m}^2 \text{ pavimentação} \end{array} \right\} 0,740\text{t/m}^2$$

Carga Móvel

$$P = 7,50\text{t}$$

$$p = 0,50\text{t/m}^2$$

Impacto

$$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$$

$$P\varphi = 10,379\text{t}$$

$$p\varphi = 0,692\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$$m_{xm} = 0,417 \times g \times l_x^2 = 0,154 \text{ mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,069 \times g \times l_x^2 = 0,026 \text{ mt/m}$$

$$m_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2 = 0,308 \text{ mt/m}$$

$$\text{onde, } g \times l_x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.

$$l_x/a = 2,32/2,00 = 1,16$$

$$t/a = (0,45 + 2 \times 0,20)/2 = 0,425$$

Temos então,

Carga Móvel

$$m_{xm} = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287 \text{ mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834 \text{ mt/m}$$

$$m_{xe} = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681 \text{ mt/m}$$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$$m_{xmd} = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138 \text{ mt/m}$$

$$m_{ymd} = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286 \text{ mt/m}$$

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437 \text{ mt/m}$$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138 \text{ mt/m}$

$$h = 0,175 \text{ m}$$

$$d = 0,175 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = M_d / bd^2 f_{cd} = 0,035 \text{ ok!}$$

Para $M_{ym} = 1,250 \text{ mt/m}$

$$d = 0,130 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$$

$$k_{md} = 0,038 \text{ ok!}$$

Para $M_{xed} = -4,437 \text{ mt/m}$

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$d = 0,325 \text{ m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,325^2 \times 2000 = 211,25$$

$$k_{md} = 0,021 \text{ ok!}$$

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$$A_s = 2,138 / 0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,286 / 0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,437 / 0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de continuidade

Cálculo da Placa de Continuidade

$$- l_x = 0,83 \text{ m} / \text{Faixa de 1m de Largura}$$

$$- \text{Área de Concreto} - 0,19 \times 1,0 = 0,19 \text{ m}^2$$

$$- \text{Inércia da Placa} - J_{\text{Placa}} = \frac{bck^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

-FCK= 30MPa

$$- \text{Módulo de Elasticidade} - E_c = 5.600 \sqrt{f_{ck}} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50 \text{ MPa}$$

Momento de inércia do conjunto (vigas+laje)

$$- I_{G21} = 1,75 \text{ m}^4 - \text{P/ Viga de 21m}$$

$$- I_{G30} = 2,57 \text{ m}^4 - \text{P/ Viga de 30m}$$

Trem -tipo simplificado

$$P = 6 \times 7,5 \text{ t} = 45 \text{ t}$$

$$q_1 = 3 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 9,8 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 4,9 \text{ t/m}$$

$$q = 6,4 \text{ t/m}$$

1- Efeito devido a rotação de um único vão carregado.

$$M_0 = \frac{-4E_c J_{\text{Placa}}}{l_x} = 0$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$$

$$\phi_1 = \frac{p l^4}{16 E_c I_c}$$

$$\phi_2 = \frac{q l^4}{24 E_c I_c}$$

$$\phi_1 = \frac{45 \times 20,30^4}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\phi_2 = \frac{6,4 \times 20,30^4}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ tm/m}$$

2- Dois vãos adjacentes carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times J_{\text{Placa}}}{l_x} \right) \times \phi \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\phi_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$\phi_2 = \frac{6,4 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\phi = \phi_1 + \phi_2$$

$$\phi = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3) Recalque do aparelho de apoio quando só um dos vãos é carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_c \times J_p \times \Delta_n}{l^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

$$E_n = 2G \times 0,69 \times \left(\frac{b}{\pi}\right)^2$$

$$E_n = 2 \times 100 \times 0,69 \times (0,047)^2$$

$$E_n = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

Relação vertical compatível com (θ) por apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t/Ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25 \text{ t/Apoio}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83^2} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56 \text{ tm}$$

$$M_1 = -12,56 \text{ tm}$$

Dimensionamento do guarda-rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Aço CA-50}$$

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

Pela tabela: $K_z = 0,991$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

Pela tabela: $K_z = 0,963$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

$$\text{Peso Próprio: } \gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Carga Móvel: TB45} = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$M_g = 1,25 \text{ tfm}$$

$$M_q = 5,00 \text{ tfm}$$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

Pela tabela: $K_z = 0,920$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da viga transversina Vão de 21,00m

Cargas Permanentes:
Peso Próprio

$$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$$

Laje + Pav.

$$g_2 = ((\gamma_c \times h_{\text{laje}} + \gamma_{\text{pav}} \times h_{\text{pav}}) \times A) / l_{\text{viga}} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$$

$$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$$

Estrutura e Carregamento:

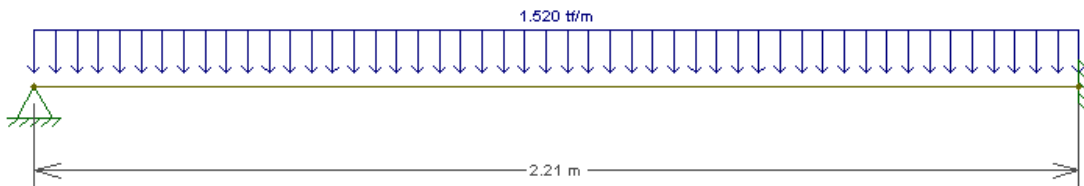
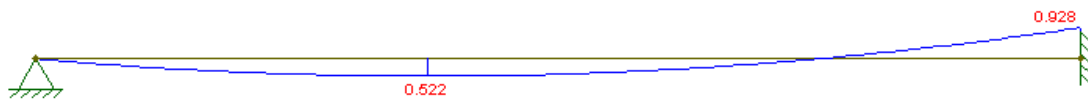


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:

Carga TB-45 Centrada

Estrutura e Carregamento

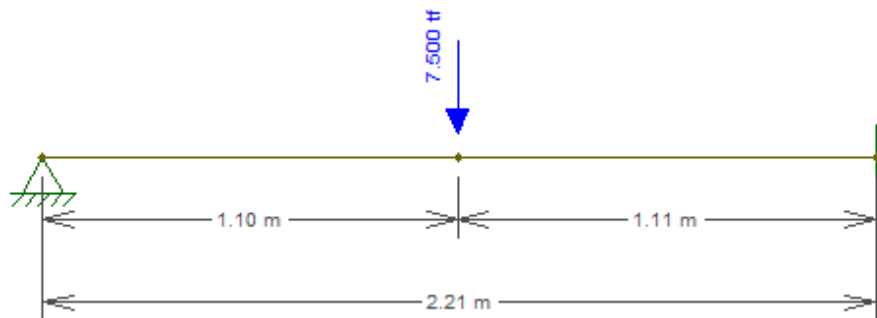


Diagrama de Momento – (tf.m):



Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \phi \times M_q$$

$$\phi = 1,40 - 0,007 \times 1 = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	Mg (tf.m)	Mq (tf.m)	Md (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

-Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Verificação a fadiga:

Momento Positivo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$\sigma_{\text{max.}} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min.}} = 36,69 \text{ kgf/cm}^2$$

Coefficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

Momento Negativo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$\sigma_{\text{max.}} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min.}} = 43,04 \text{ kgf/cm}^2$$

Coefficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

Processamento da mesoestrutura

Dimensionamento da ala e cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1(retângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9 / 2 = 0,24 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$$

Trecho2(triângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\text{Média } \sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6 / 2 = 2,04 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$$

$$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$$

$$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times M_{1\text{total}} + 1,5 \times M_{2\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,984$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009$$

Pela tabela: $K_z = 0,995$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do console de macaqueamento Para as vigas de 25,00 m

P. laje = 37,67 tf

P. Próprio viga = 30,46 tf

Total: P = 68,13 tf

$$\sigma_{yd} = 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2$$

$$A / d = 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}$$

$$T_d = 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d)$$

$$T_d = 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf}$$

$$A_s = T_d / f_{yd}$$

$$A_s = 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2$$

Verificação cisalhamento do concreto.

Logo $\tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$

$$\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio Carga normal máxima

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
23	15,5	9,9	41,5

Valor p/cada apoio = $23 + 15,5 + 9,9 + 41,5 = 89,9t$

Esforços horizontais longitudinais de longa duração

Δ Temp.

$$Ap1 \rightarrow 17,084/5 = 3,417$$

$$Ap2 \rightarrow 2,834/5 = 0,567$$

$$Ap3 \rightarrow -2,974/5 = -0,595$$

$$Ap4 \rightarrow -16,944/5 = -3,389$$

Esforços horizontais longitudinais de curta duração

Frenagem

$$Ap1 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

$$Ap2 \rightarrow 3,265/5 = 0,653$$

$$Ap3 \rightarrow 3,511/5 = 0,702$$

$$Ap4 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

Esforços horizontais transversais de curta duração

$$Ap1 \rightarrow 6,390/5 = 1,278$$

$$Ap2 \rightarrow 7,876/5 = 1,575$$

$$Ap3 \rightarrow 8,157/5 = 1,631$$

$$Ap4 \rightarrow 6,295/5 = 1,259$$

Rotação de apoio na montagem

1,866

Rotação de carregamento

1,7

Dimensionamento da viga travessa

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares : $Md = -376 \text{ tf.m}$

No centro da travessa : $Md = 187 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $Vd = 239 \text{ tj}$

Junto aos pilares, na parte interna : $Vd = 344 \text{ tf}$

A partir da figura acima, temos :

Para $M(+)$ $b = 1,60 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 \text{ fcd} = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para $M(-)$ $b = 1,30 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 \text{ fcd} = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$kmd+ = 376/4.536 = 0,083$

$kmd- = 187/3.685 = 0,051$

$As(+)= 37,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ } \varnothing 20.0 \text{ mm}$

$As(-)= 76,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 25.0 \text{ mm}$

Esforços Cortantes

$\tau = 334,0 (1,26 \times 1,30) = 203,91 \text{ t/m}^2$

$\tau d = 1,15 \times \tau m = 234,5 \text{ t/m}^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 304,89 \text{ t/m}$

$As = 304,84 (4 \times 4,348) = 17,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As = 12,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ com 6 pernas $\varnothing 12^5 \text{ c.12}$
 $\varnothing 12^5 \text{ c.15}^5$

A seguir, o estudo da fadiga:

VIADUTO SOBRE A RFFSA					
CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa			Travessa		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0078750	m ²	As	0,0044100	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	267,428	mt/m	Mmáx	125,516	mt/m
Mmin	157,872	mt/m	Mmin	96,150	mt/m
Δσlimite	1850	kg/cm ²	Δσlimite	1850	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,82352941	-	n	8,82352941	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,29	m	x	0,22	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σsmáx	2919,31054	Kg/cm ²	σsmáx	2401,44568	Kg/cm ²
σmin	1723,37001	Kg/cm ²	σmin	1839,59815	Kg/cm ²
Δσ	1195,94054	Kg/cm ²	Δσ	561,847523	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,65	-	Kf	0,30	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	78,75	cm ²	Asfad	44,10	cm ²

Dimensionamento dos pilares
Cargas permanentes – pilar br 230
Pilar Central

Carga permanente

V1/V5

Vão 21m – 52,01t
 Vão 30m – 78,75t
 130,76t

V2/V4

Vão 21m – 37,93t
 Vão 30m – 58,65t
 96,58t

V3

Vão 21m – 45,07t
 Vão 30m – 68,85t
 113,92t

$$PP_{Trav} = A \cdot l \cdot \gamma_c$$

$$PP_{Trav} = 2,035 \times 12,8 \times 2,5 = 65,13t$$

$$PP_{Pilar} = 2,9 \times 0,6 \times 4,9 \times 2,5 = 21,5t$$

$$N_{gk} = [(2 \times (130,76 + 96,58)) + 113,92] + 65,13 + 21,5 = 655,23t$$

Carga móvel

V1/V5

Vão 21m – 35,48t

Vão 30m – $\frac{41,04t}{76,52t}$

V2/V4

Vão 21m – 44,42t

Vão 30m – $\frac{51,12t}{95,54t}$

V3

Vão 21m – 42,84 t

Vão 30m – $\frac{49,30t}{92,14t}$

$$N_{qk} = [(2 \times (76,52 + 95,54)) + 92,14] = 436,26t$$

$$N_d = 1,35 \times N_{gk} + 1,5 \times \varphi 1,25 \times 436,26$$

$$N_d = 1702,55 t$$

Cargas horizontais

Frenagem e aceleração

$$H_f = \frac{(0,3 \times 45)}{2} = 6,75$$

Cargas transversais

Carga de vento

$$P_v = 0,1 \frac{t}{m^2}$$

Carregada

$$H_{v21} = \left[0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{21}{2} \right) \right] = 4,2t - \text{Vão 21m}$$

$$H_{v30} = 0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 6t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 4,2 + 6 = 10,2t$$

Descarregada

$$H_{v21} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{21}{2} \right) = 3,05t - 21m$$

$$H_{v31} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 4,35t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 3,05 + 4,35 = 7,4t$$

Momento torsor

Carga permanente - $M_{tg} = 10,03 \text{ tfm}$

Carga móvel - $M_{tq} = 18,83 \text{ tfm}$

$M_{td} = 1,35M_{tg} + 1,5 \varphi M_{tq}$

$M_{td} = 1,35 \times 10,03 + 1,5 \times 1,25 \times 18,83$

$M_{td} = 48,85 \text{ tfm}$

Esforços de cálculo

Combinação elu

$$Fd = 1,35 cp + 1,5 \varphi cm + 1,5 (0,7 H_v + 0,5 H_{ta})$$

$$Hd_\ell = 1,5 \times 1,25 \times 6,75 = 12,66t$$

$$Hd_t = 1,5 \times 0,7 \times 10,2 = 10,71t$$

Momento na base do pilar

1ª ordem

$$M_\ell = Hd_\ell \times h - Md_\ell = 12,66 \times 6,2 \cong 78,5tm$$

$$M_{dt} = (10,71 \times 6,3) + (1,5 \times 1,25 \times 176,55) = 398,50tm$$

Excentricidades mínimas

$$e_{1ymin} = 1,5 + 0,03h = 1,5 + 0,03 \times 60 = 3,3cm$$

$$e'_{1ymin} = 1,5 + 0,03 \times 200 = 7,50cm$$

Momentos mínimos

$$M_{1dx,min} = Nd \times C_{1x,min}$$

$$M_{1dx,min} = 1702,55 \times 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dx,min} = Nd \times C_{1x,min}$$

$$1702,55 \times 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de flambagem

Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$\ell_g = 2\ell = 2 \times 6,30 = 12,60m$$

$$\lambda_1 = 35 \quad \lambda_x = \frac{\ell}{i} \quad A_b = 0,6 \times 2 = 1,2m^2$$

$$\lambda_x = \frac{346 \ell_g}{A_x} = \frac{346 \times 12,60}{0,6} = 72,66 \quad I_x = \frac{2 \times 0,6^3}{12} = 0,036m^4$$

Como $\lambda_x > \lambda_1$ serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_y = \frac{346 \ell_g}{A_y} \quad A_b = 1,2m^2$$

$$\lambda_y = \frac{3,46126}{2} = 21,8 \quad I_y = \frac{0,6 \times 2^3}{12} = 0,4 \text{m}^4$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ = não serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$A_c = 0,6 \times 2,0 = 1,20 \text{m}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_f} = \frac{2500}{1,4} = 1785,7 \text{t/m}^2 \quad A_{cfd} = 2142,86 \text{t}$$

Força normal adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_{cfd}} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

Curvatura sujeita a efeitos de 2ª ordem

$$\frac{1}{V_x} = \frac{0,005}{hx(V + 0,5)} = \frac{0,005}{60 \times (0,79 + 0,5)} = 6,5 \times 10^{-5} \text{cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{h_x} = 8,3 \text{x/c}$$

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200 \times (0,79 + 0,5)} = 1,9 \times 10^{-5} \text{cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} \text{cm}^{-1}$$

Excentricidade de 2ª ordem

$$e_{2,x} = \frac{e_s^2}{10} \left(\frac{1}{V_x} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = 10,32 \text{cm}$$

$$e_{2,y} = \frac{e_s^2}{10} \left(\frac{1}{V_y} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = 3,02 \text{cm}$$

Momentos finais

$$M_{dx} = \alpha_b M_{1dx} + Nd_{e2x} = (1 \times 78,5 + 48,85) + (1702,55 \times 0,1032) = 303,0 \text{tm}$$

$$M_{dy} = \alpha_b M_{1dy} + Nd_{e2y} = (1 \times 398,50 + 1702,55 \times 0,03) = 449,6 \text{tm}$$

Esforços adimensionais

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{303}{0,60 \times 2142,86} \cong 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{449,6}{2,0 \times 2142,86} \cong 0,10$$

Pelo ábaco de J. Montoya temos para taxa mecânica de armadura:

W=0,82

$$A_s = \frac{w A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \left(\frac{0,82 \times 2142,86}{5000} \right) \times 1,15 = 40,4 \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c$$

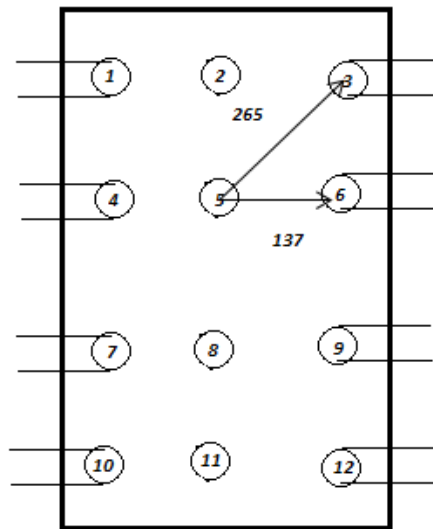
$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{50} = 44,4cm^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48cm^2$$

$$A_{s,min} = 48cm^2$$

Processamento da infraestrutura

Dimensionamento dos blocos

Bloco Central



$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

$$a_3^2 = 110^2 + 240^2$$

$$a^2 = 265 \text{ cm}$$

$$a_6^2 = b_6^2 + c_6^2$$

$$a_6^2 = 110^2 + 80^2$$

$$a^2 = 137 \text{ cm}$$

EST 3

$$a_3 = 265 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = 140/265 = 0,53$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$z = R/\text{tg} \alpha = 79,98/0,53 = 151 \text{ tf}$$

$$x = 110 \text{ cm}$$

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

$$\text{tg} \theta = 110/240 = 0,46$$

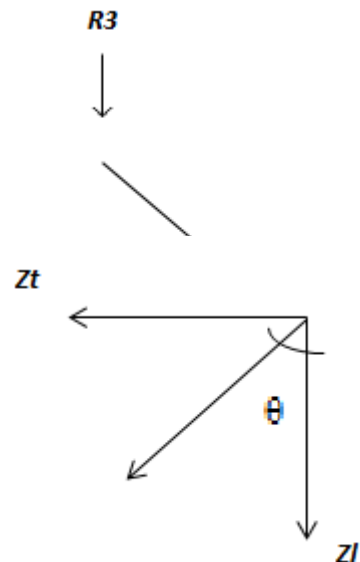
$$\theta = 22,6^\circ$$

$$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$$

$$151 \cdot \cos 22,6^\circ = 139,4 \text{ tf}$$

$$z_{t3} = z \cdot \sin \theta$$

$$151 \cdot \sin 22,6^\circ = 58 \text{ tf}$$



EST 6

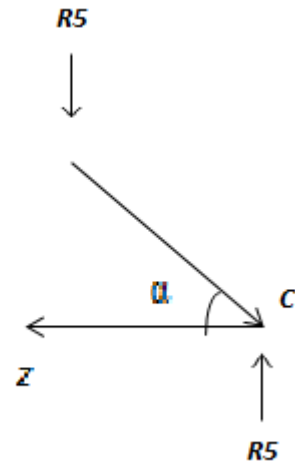
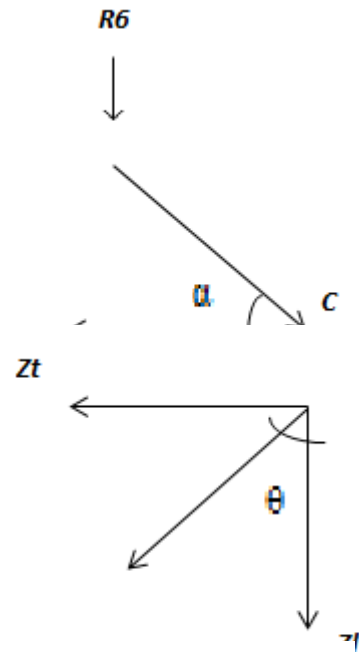
$a_3 = 137 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$

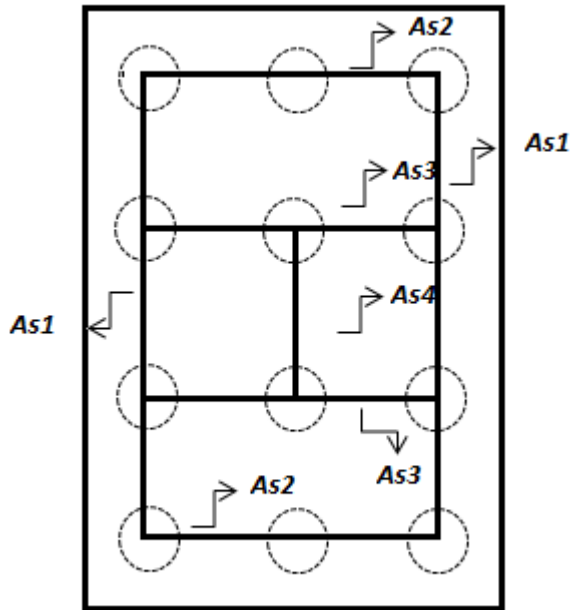
$x = 110 \text{ cm}$
 $y = 80 \text{ cm}$
 $\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$
 $\theta = 53,97^\circ$

$z_{l3} = z \cdot \cos \theta = 81,6 \cdot \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$
 $z_{t3} = z \cdot \sin \theta = 81,6 \cdot \sin 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$

EST 5

$d = 80 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 140/80 = 1,75$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 83,52/1,75 = 47,73 \text{ tf}$





$$As1 = (139,4 + 48) / 4,348 = 43 \text{ cm}^2 \quad 14 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As2 = (58) / 4,348 = 13,34 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As3 = (66) / 4,348 = 15,18 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As4 = (47,73) / 4,348 = 10,98 \text{ cm}^2 \quad 4 \Phi 20 \text{ mm}$$

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

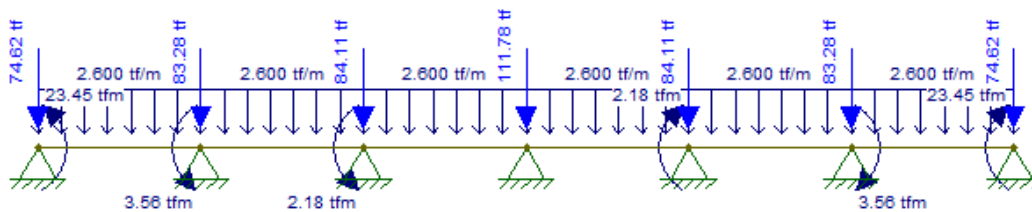


Diagrama de esforços Cortantes:

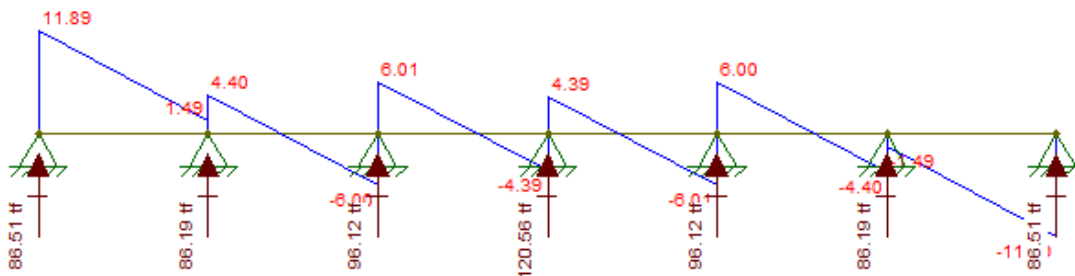
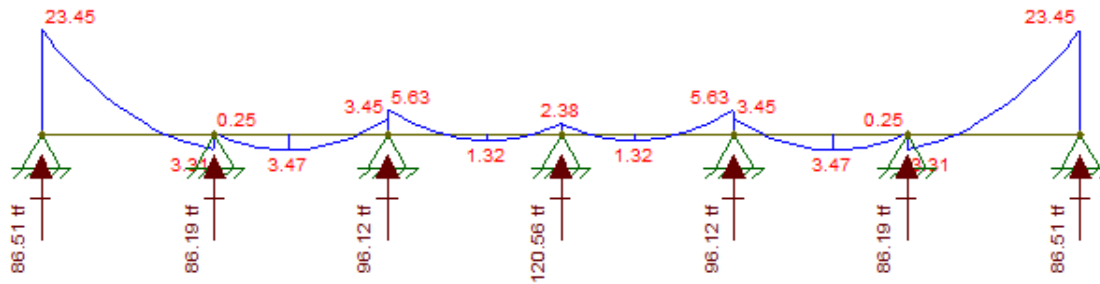


Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

$$M_d = 1,4 \times 23,45 = \mathbf{32,83 \text{ tfm}}$$

$$V_d = \mathbf{16,65 \text{ tf}}$$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

d	76	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{Sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Adotou-se 6 Φ 16 mm

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

Dimensionamento das Estacas

```

*****
PROJETO 3771 ESTACA 1132 extremidade vão VÃO 21 M
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO
*****

Usou licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 2

E = 2100000.          G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geometricas das Estacas
AX= 0.1300   IX= 0.000140   IY= 0.001400   IZ= 0.001400

EST.    XI      YI      ZI      XF      YF      ZF      COMPR.
-----
1      -0.700    0.000    0.000   -0.700  -10.000  0.000   10.000
2       0.700    0.000    0.000    0.700  -10.000  0.000   10.000

*****
PROJETO 3771 ESTACA 1132 extremidade vão 21 M
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO
*****

B1: 2 estacas

Forca-X   Forca-Y   Forca-Z   Mom. -X   Mom. -Y   Mom. -Z
-----
-2.26    -151.40    -1.04    -35.67     0.00    -44.51

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X   Desl. -Y   Desl. -Z   Rot. -X   Rot. -Y   Rot. -Z
-----
0.00000   -0.00277   0.00000   -0.00004   0.00000   -0.00166

-----
Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)
EST.   FORC-X   FORC-Y   FORC-Z   MOM. -X   MOM. -Y   MOM. -Z
-----
1      43.91    0.00    0.00    0.00    0.00    0.00
2     107.49    0.00    0.00    0.00    0.00    0.00

-----
Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)
EST.   FORC-X   FORC-Y   FORC-Z   MOM. -X   MOM. -Y   MOM. -Z
-----
1     -43.91    0.00    0.00    0.00    0.00    0.00
2    -107.49    0.00    0.00    0.00    0.00    0.00

```

 PROJETO 3771 ESTACA 1132 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
 SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 12

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Caracteristicas Geometricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-1.100	0.000	-2.400	-3.179	-9.781	-2.400	10.000
2	0.000	0.000	-2.400	0.000	-10.000	-2.400	10.000
3	1.100	0.000	-2.400	3.179	-9.781	-2.400	10.000
4	-1.100	0.000	-0.800	-3.179	-9.781	-0.800	10.000
5	0.000	0.000	-0.800	0.000	-10.000	-0.800	10.000
6	1.100	0.000	-0.800	3.179	-9.781	-0.800	10.000
7	-1.100	0.000	0.800	-3.179	-9.781	0.800	10.000
8	0.000	0.000	0.800	0.000	-10.000	0.800	10.000
9	1.100	0.000	0.800	3.179	-9.781	0.800	10.000
10	-1.100	0.000	2.400	-3.179	-9.781	2.400	10.000
11	0.000	0.000	2.400	0.000	-10.000	2.400	10.000
12	1.100	0.000	2.400	3.179	-9.781	2.400	10.000

O ESTAQUEAMENTO NAO TEM RIGIDEZ NA DIRECAO 3

 PROJETO 3771 ESTACA 1132 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 21M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 12 estacas com inclinação vertical de 12°

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.26	-763.88	-1.04	-181.71	0.00	-125.66

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X Desl.-Y Desl.-Z Rot.-X Rot.-Y Rot.-Z
 ***** -0.00240 0.00000 -0.00018 -0.00060*****

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	77.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	69.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	61.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	53.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-77.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-69.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-61.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-53.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
