


	MEMÓRIA DE CÁLCULO		Nº PCE: PJ1131-E-E00-VO-MC-001						
			Nº CLIENTE: EST_MEMO_01_CB						
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ		FOLHA: 1 de 11						
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600								
RESPONSÁVEL PELA APROVAÇÃO: ENG. CAMILO DE LELLIS MACHADO MASSA – CREA 1982105511									
ÍNDICE DE REVISÕES									
REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS								
0	Emissão Inicial.								
	REV. 0	REV. 1	REV. 2	REV. 3	REV. 4	REV. 5	REV. 6	REV. 7	VER. 8
DATA	07/08/2020								
PROJETO	PM								
EXECUÇÃO	PM								
VERIFICAÇÃO	CMM								
APROVAÇÃO	CMM								

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_01_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ			FOLHA 2 de 11	
	TÍTULO:				
	PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600				

ÍNDICE

1.

OBJETIVO.....

3

2.

NORMAS APLICAVEIS.....

3

3.

DOCUMENTOS GERADOS NO PROJETO.....

3

4.

LOCALIZAÇÃO DA OBRA

4

5.

CARACTERÍSTICAS DA OBRA

5

5.1

PONTE EIXO 200

5

5.1.1

SEÇÃO TRANSVERSAL

5

5.1.2

SEÇÃO LONGITUDINAL

5

5.2

PONTE EIXO 600

6

5.2.1

SEÇÃO TRANSVERSAL

6

5.2.2

SEÇÃO LONGITUDINAL

6

ANEXO I - MC-EIXO 200-INFRA

7

ANEXO II - MC-EIXO 200-SUPER P1-P2

8

ANEXO III - MC-EIXO 200-SUPER -P2-P3



9

ANEXO IV - MC-EIXO 600-INFRA

10

ANEXO V - MC-EIXO 600-SUPER.....

11

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_01_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ			FOLHA 3 de 11	
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600				

1. OBJETIVO

O presente documento é parte integrante do Projeto Executivo para a Reurbanização e Intervenção Viária do Acesso ao Bairro Cambinhas, município de Niterói e tem como objetivo principal apresentar a memória de cálculo de dimensionamento das Pontes dos Eixos 200 e 600.

2. NORMAS APLICAVEIS

Para a elaboração do projeto foram utilizadas as seguintes normas:

- NBR-6118 - Projetos e execução de concreto;
- NBR-7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido;
- NBR-7188 - Carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre;
- NBR- 9062 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.

3. DOCUMENTOS GERADOS NO PROJETO

EST_PONTES_01-27_CB
 EST_PONTES_02-27_CB
 EST_PONTES_03-27_CB
 EST_PONTES_04-27_CB
 EST_PONTES_05-27_CB
 EST_PONTES_06-27_CB
 EST_PONTES_07-27_CB
 EST_PONTES_08-27_CB
 EST_PONTES_09-27_CB
 EST_PONTES_10-27_CB
 EST_PONTES_11-27_CB
 EST_PONTES_12-27_CB
 EST_PONTES_13-27_CB
 EST_PONTES_14-27_CB
 EST_PONTES_15-27_CB
 EST_PONTES_16-27_CB
 EST_PONTES_17-27_CB
 EST_PONTES_18-27_CB
 EST_PONTES_19-27_CB
 EST_PONTES_20-27_CB
 EST_PONTES_21-27_CB
 EST_PONTES_22-27_CB
 EST_PONTES_23-27_CB



PREFEITURA
NITERÓI
EMUSA

MEMÓRIA DE CÁLCULO

Nº

EST_MEMO_01_CB

REV. 0

**PROJETO EXECUTIVO PARA A
REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA
DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS,
MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ**

FOLHA

4 de 11



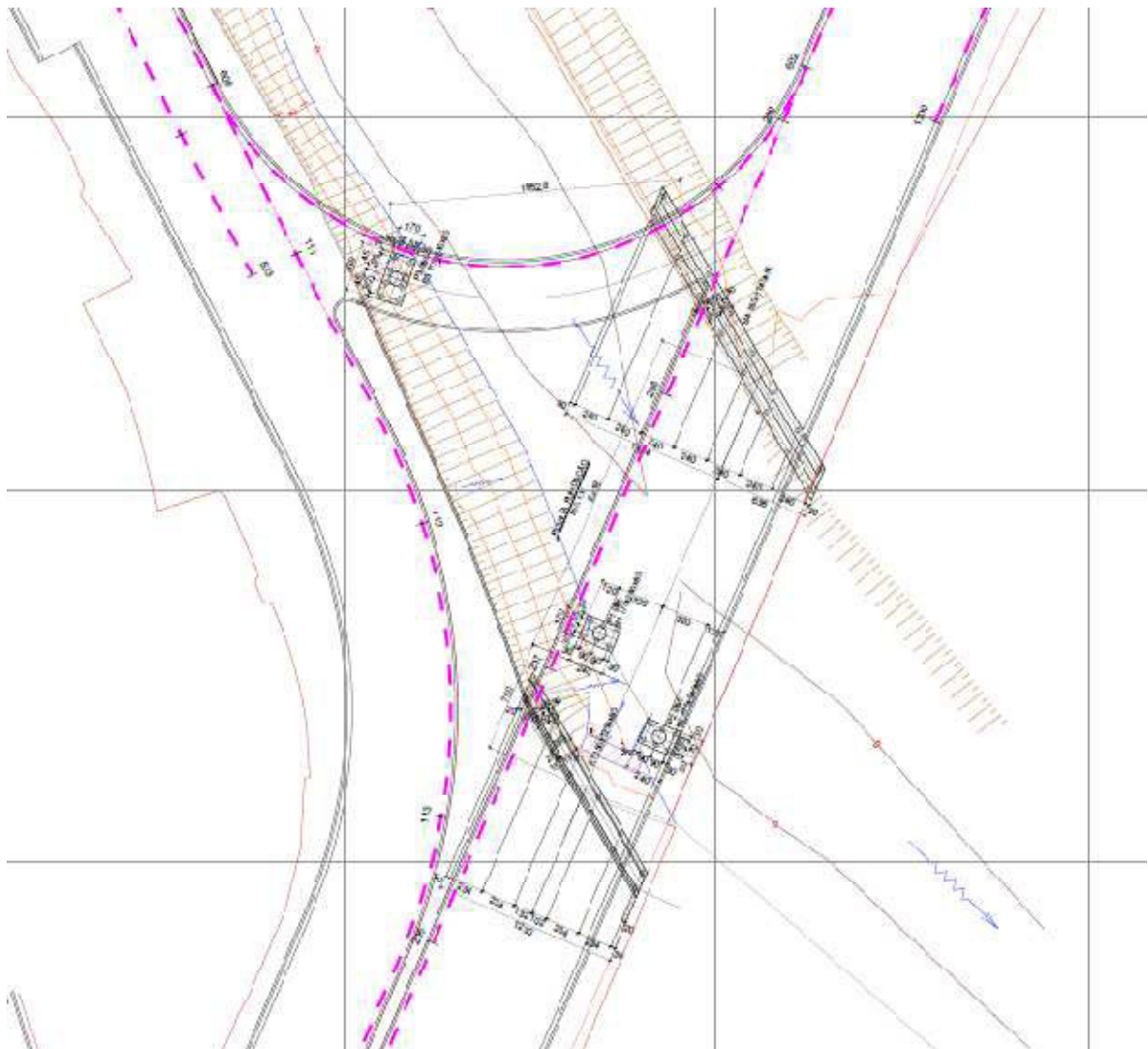
TÍTULO:



**PROJETO ESTRUTURAL
MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600**

EST_PONTES_24-27_CB
EST_PONTES_25-27_CB
EST_PONTES_26-27_CB
EST_PONTES_27-27_CB

4. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Ambas Obras de Arte Especiais estarão localizadas sobre o Canal do Camboatá conforme pode ser verificado na imagem abaixo.



	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº EST_MEMO_01_CB	REV. 0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ		FOLHA 5 de 11
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600		

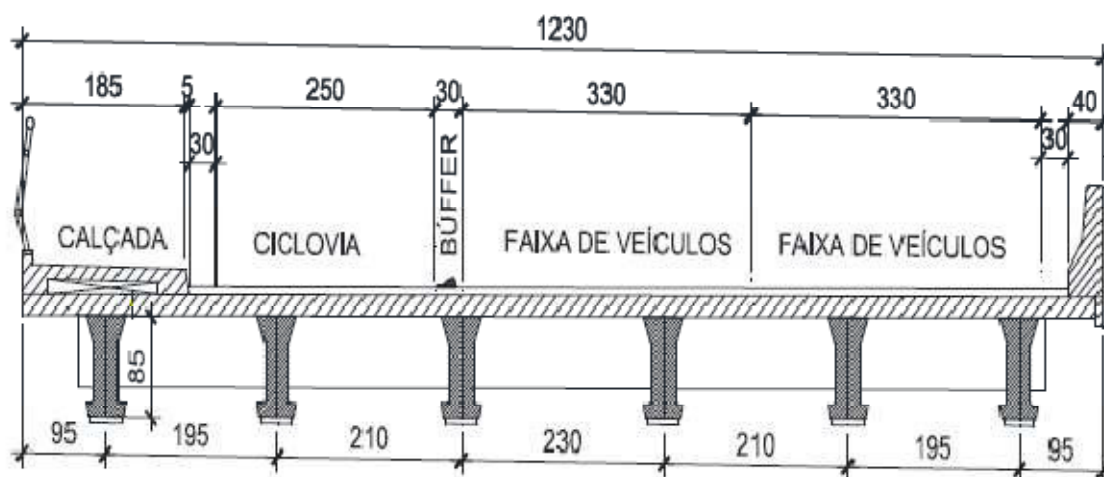
5. CARACTERÍSTICAS DA OBRA

Abaixo são apresentados os esquemas estruturais de cada obra.

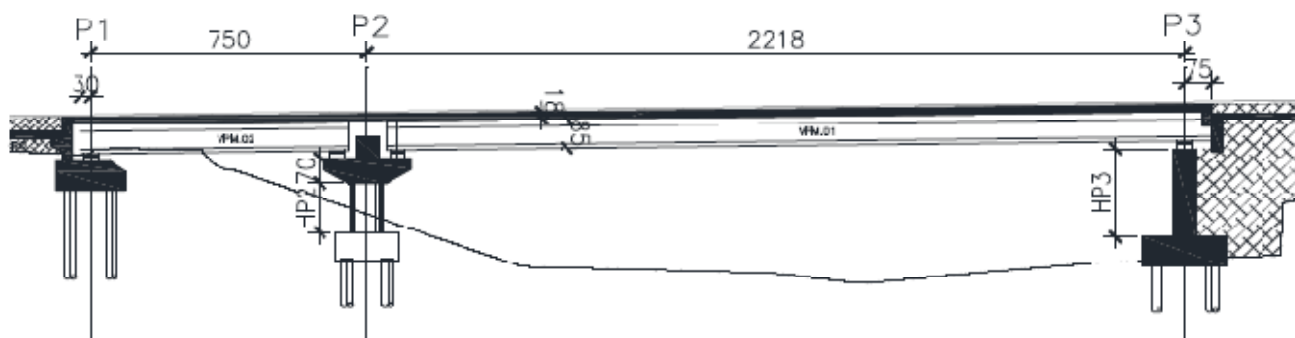
5.1 PONTE EIXO 200



5.1.1 SEÇÃO TRANSVERSAL

A estrutura em seção transversal é constituída por 6 vigas pretendidas com 0,85m de altura espaçadas de 1,95m, 2,10m e 2,30m, com dois balanços com 0,95m totalizando 12,30m de comprimento.



5.1.2 SEÇÃO LONGITUDINAL

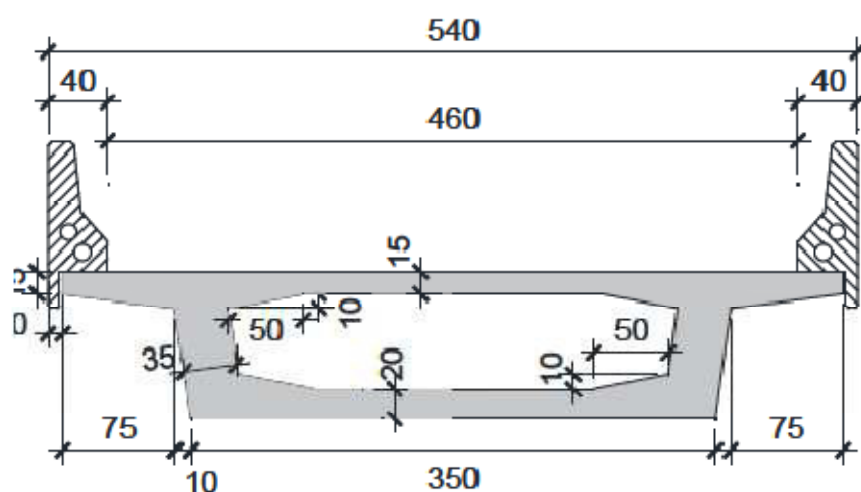


	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº EST_MEMO_01_CB	REV. 0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ		FOLHA 6 de 11
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600		

5.2 PONTE EIXO 600

5.2.1 SEÇÃO TRANSVERSAL

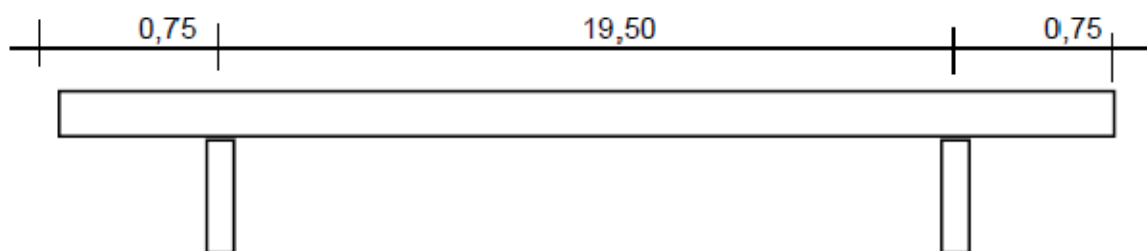
A estrutura em seção transversal é constituída por um caixão celular com duas vigas com largura total de 5,40m.



5.2.2 SEÇÃO LONGITUDINAL

No sentido longitudinal o viaduto apresenta uma curvatura em planta com raio médio, entre vigas de 24,00m e com comprimento total de 21,50m, vão central com 19,90m e dois balanços de 0,80m.

As vigas se apoiam através de apoios em neoprene, situados sobre uma travessa, apoiada em um pilar. As fundações são em de estacas, do tipo raiz.



	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_01_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ			FOLHA 7 de 11	
	TÍTULO:				
	PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600				
ANEXO I - MC-EIXO 200-INFRA					

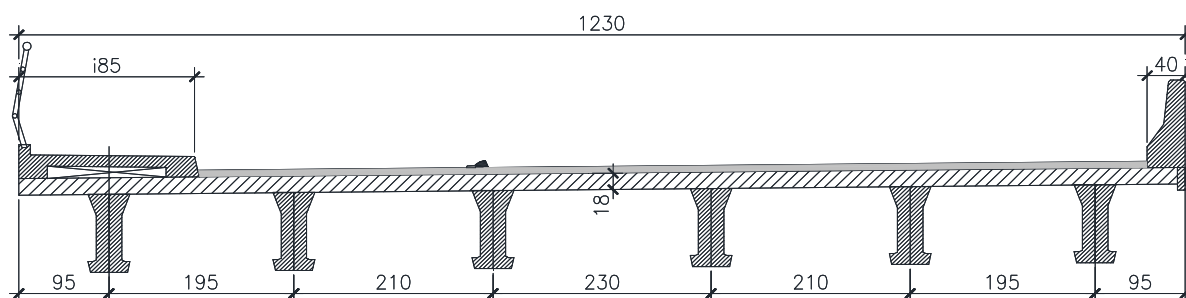
PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS

MUNICÍPIO DE NITERÓI

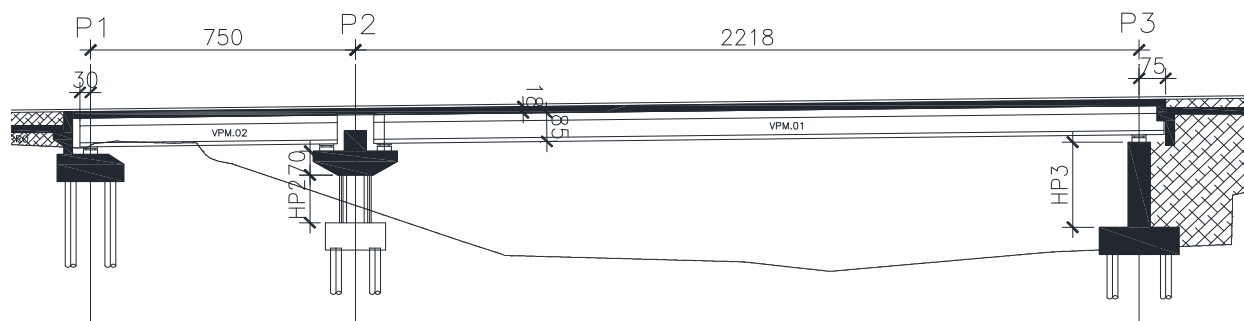
1- CÁLCULO DA INFRAESTRUTURA DO EIXO 200

1.1 Esquema estrutural

Seção transversal



Esquema longitudinal



Lb1=	0,30 m	H P1 =	0,10 m	H v1 =	0,85 m
Vão Lv1=	7,50 m	H p1 =	2,10 m	Hv2 =	0,85 m
Vão Lv2=	21,18 m	H p3 =	2,50 m		
Lb2=	0,75 m				
Comprimento total =	29,73 m	Largura total =	12,30 m		
		Largura da pista =	10,05 m		

Os esforços a considerar são:

- Rg= Peso próprio da superestrutura
- Rp= Carga móvel
- Ws= Vento na superestrutura
- Ff= Força de frenagem
- Rt= Temperatura + retração +fluência
- E0= Empuxo de terra
- E1= Empuxo da sobrecarga

2. Cálculo das rizezas longitudinais

2.1 Pilar P1

Reações verticais

Rg1 Va :	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb :	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,30 kN
Rg1 Vc :	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,30 kN
Rg1 Vd=	25,99 kN	Rg2 Vd=	36,04 kN	Rg3 Vd=	23,30 kN
Rg1 Ve :	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3Vf =	70,41 kN

Maximo Va		Maximo Vb		Maximo Vc	
RpVa=	144,20 kN	RpVa=	172,93 kN	RpVa=	170,16 kN
RpVb=	210,49 kN	RpVb=	230,28 kN	RpVb=	214,21 kN
RpVc=	153,92 kN	RpVc=	180,19 kN	RpVc=	233,56 kN
RpVd=	35,42 kN	RpVd=	79,26 kN	RpVd=	214,21 kN
RpVe=	-5,53 kN	RpVe=	13,30 kN	RpVe=	170,96 kN
RpVf=	-6,35 kN	RpVf=	-9,19 kN	RpVf=	-5,00 kN

Maximo Vf	
RpVa=	-3,08 kN
RpVb=	-7,80 kN
RpVc=	0,88 kN
RpVd=	71,22 kN
RpVe=	204,54 kN
RpVf=	281,14 kN

Pré dimensionamento do neoprene

Rg1 _{MAX} =	25,99 kN		
Rg2 _{MAX} =	36,04 kN		
Rg3 _{MAX} =	70,41 kN	RN _{MAX} =	413,58 kN
		RN _{MIN} =	124,64 kN
RpV _{MAX} =	281,14 kN		
RpV _{MIN} =	-7,80 kN		

Para o Neoprene adotaremos:

a0=	0,20 m	====>	0,2 m
Ac0=	0,044 m ²		
b0=	0,22 m	====>	0,30 m
N ^o camadas=	3	h0=	0,01 m
n ^o de neoprenes=	6		

$$Kn = 12000,00 \text{ KN/m}$$

Para o pilar adotaremos

Dimensões em planta

Ap =	0,40 m
Bp =	12,30 m

Ec=	3,0E+07 kN/m ²
A=	4,9200 m ²
Jl=	0,0656 m ⁴
Jt=	62,0289 m ⁴
H pilar =	0,10 m

A rigidez do pilar vale =

$$K_{long} = 1,18E+10 \text{ kN/m}$$

$$K_{transv} = 4,47E+13 \text{ kN/m}$$

Para as estacas temos

Estacas tipo Raiz $\Phi = 31,0$ cm

Nº de Estacas = 12

$$J_{long} = 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{long} = 0,00045 \text{ m}^4$$

$$J_{transv} = 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{transv} = 0,00045 \text{ m}^4$$

$$E_c = 2,10E+05 \text{ kN/cm}^2 \implies 2,10E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$n_h = 0,5 \text{ Kg/cm}^3$$

$$T = 113,73 \text{ cm}$$

$$H_{\text{agua}} = 0 \text{ m}$$

$$L = 1,99 \text{ m}$$

$$K_{e_{long}} = 14.481,56 \text{ kN/m}$$

$$K_{e_{transv}} = 14.481,56 \text{ kN/m}$$

$$\text{No conjunto} \quad K_{P1_{LONG}} = 6562,25 \text{ KN/m}$$

$$K_{P1_{TRANSV}} = 6562,25 \text{ KN/m}$$

2.2

Pilar P2

Reações verticais

Pilar P2esq

Rg1 Va =	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb =	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,3 kN
Rg1 Vc =	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,3 kN
Rg1 Vd =	25,99 kN	Rg2 Vd =	36,04 kN	Rg3 Vd =	23,3 kN
Rg1 Ve =	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3 Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3 Vf =	70,41 kN

Pilar P2dir

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd =	83,38 kN	Rg2 Vd =	150,35 kN	Rg3 Vd =	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3 Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3 Vf =	119,14 kN

Trecho P1-P2-P3 carregados

$$\begin{array}{ll} \text{Vão L1} = & 7,50 \text{ m} & \text{Vão L1} = & 21,18 \text{ m} \\ \text{Bal1} = & 0,30 \text{ m} & \text{Bal1} = & 0,35 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{Vão total} = 7,80 \text{ m} \quad \text{Vão total} = 21,53 \text{ m}$$

Trens tipos

VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
41,02	8,30	46,85	11,05	1,48	5,67	-0,79	-0,22
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
65,53	9,44	64,92	13,52	43,31	12,43	-2,48	-0,33
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C cor	
50,98	5,46	43,26	14,14	67,75	15,35	-1,71	0,98
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
12,08	1,09	10,39	10,30	43,93	14,55	17,57	5,37
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
-1,63	-0,29	-1,73	3,36	9,30	9,69	60,64	10,61
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F max	
-1,96	-0,29	-1,73	-0,95	-4,78	1,30	88,74	11,84

Maximo Va		Maximo Vb		Maximo Vc	
RpVa=	230,97 kN	RpVa=	286,32 kN	RpVa=	85,35 kN
RpVb=	314,21 kN	RpVb=	371,06 kN	RpVb=	296,45 kN
RpVc=	217,43 kN	RpVc=	320,83 kN	RpVc=	405,02 kN
RpVd=	48,60 kN	RpVd=	176,06 kN	RpVd=	328,54 kN
RpVe=	-8,61 kN	RpVe=	43,46 kN	RpVe=	164,34 kN
RpVf=	-9,51 kN	RpVe=	-18,34 kN	RpVe=	5,60 kN

Maximo Vf	
RpVa=	-5,31 kN
RpVb=	-11,50 kN
RpVc=	9,39 kN
RpVd=	124,96 kN
RpVe=	317,64 kN
RpVf=	411,97 kN

Trecho P1-P2 carregados

Maximo Va		Maximo Vb		Maximo Vc	
RpVa=	231,61 kN	RpVa=	304,14 kN	RpVa=	142,14 kN
RpVb=	274,71 kN	RpVb=	321,73 kN	RpVb=	273,92 kN
RpVc=	224,62 kN	RpVc=	283,10 kN	RpVc=	338,91 kN
RpVd=	107,36 kN	RpVd=	197,12 kN	RpVd=	291,33 kN
RpVe=	19,70 kN	RpVe=	94,79 kN	RpVe=	171,87 kN
RpVf=	-28,71 kN	RpVe=	-3,21 kN	RpVe=	33,82 kN

Máximo Vf	
RpVa=	-21,93 kN
RpVb=	0,44 kN
RpVc=	56,06 kN
RpVd=	165,67 kN
RpVe=	294,29 kN
RpVf=	393,16 kN

Pré dimensionamento do neoprene

Rg1 _{MAX} =	83,38 kN		
Rg2 _{MAX} =	161,53 kN		
Rg3 _{MAX} =	119,14 kN	RN _{MAX} =	757,21 kN
		RN _{MIN} =	342,12 kN
RpV _{MAX} =	393,16 kN		
RpV _{MIN} =	-21,93 kN		

Para o Neoprene adotaremos:

$$\begin{aligned} a_0 &= 0,27 \text{ m} \implies 0,3 \text{ m} \\ Ac_0 &= 0,080 \text{ m}^2 \\ b_0 &= 0,3 \text{ m} \implies 0,30 \text{ m} \\ h_0 &= 0,03 \text{ m} \\ n^\circ \text{ de neoprenes} &= 6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{nesq} &= 12000,00 \text{ KN/m} \\ K_{ndir} &= 18000,00 \text{ KN/m} \\ K_n &= 30000,00 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Para o pilar adotaremos

$$\begin{aligned} \text{Dimensões em planta} \\ \Phi &= 0,90 \text{ m} \\ E_c &= 3,0E+07 \text{ kN/m}^2 \\ A &= 0,6359 \text{ m}^2 \\ J_l &= 0,0322 \text{ m}^4 \\ J_t &= 0,0322 \text{ m}^4 \\ H \text{ pilar} &= 2,10 \text{ m} \end{aligned}$$

A rigidez do pilar vale =

$$\begin{aligned} K_{long} &= 625654,2 \text{ kN/m} \\ K_{transv} &= \text{#####} \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Para as estacas temos

$$\text{Estacas tipo} \quad \text{Raiz } \Phi = 31,0 \text{ cm}$$

$$N^0 \text{ de Estacas} = 12$$

$$\begin{aligned} J_{long} &= 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{long} = 4,53E-04 \text{ m}^4 \\ J_{transv} &= 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{transv} = 4,53E-04 \text{ m}^4 \\ E_s &= 2,10E+05 \text{ kN/cm}^2 \implies 2,10E+07 \text{ kN/m}^2 \\ n_h &= 0,5 \text{ Kg/cm}^3 \\ T &= 113,73 \text{ cm} \\ H_{agua} &= 0 \text{ m} \\ L &= 1,99 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{e_{long}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\ K_{e_{transv}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\ \text{No conjunto} \quad K_{P2_{LONG}} &= 9616,77 \text{ KN/m} \\ K_{P2_{TRANSV}} &= 9728,93 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Reações verticais

Pilar P3esq

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd=	83,38 kN	Rg2 Vd=	150,35 kN	Rg3 Vd=	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3Vf =	119,14 kN

Trecho P2-P3-arregado

Vão L2 = 21,18 m

Bal1 = 0,75 m

Trens tipos

VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
40,10	9,00	55,20	11,20	10,60	8,70	-3,10	-1,00
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
53,00	9,40	53,30	13,00	40,20	12,30	-2,90	0,70
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C max	
44,30	7,50	36,50	13,80	54,00	14,20	3,70	3,50
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
21,10	3,60	14,80	12,00	40,30	13,60	22,60	7,80
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
3,70	0,70	1,40	7,00	15,50	9,90	53,70	10,80
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F max	
-5,71	-0,95	-4,84	0,84	-4,96	3,74	82,33	12,07

Vão L = 21,18 m

Bal1 = 0,75 m

Ltrans= 3,00

Vão total= 21,93 m

Trecho P2-P3carregado

Máxima reação na viga A

RpVa=	232,20 kN
RpVb=	274,69 kN
RpVc=	224,99 kN
RpVd=	107,52 kN
RpVe=	19,74 kN
RpVf=	-28,78 kN

Máxima reação na viga B

RpVa=	304,29 kN
RpVb=	322,02 kN
RpVc=	283,73 kN
RpVd=	197,70 kN
RpVe=	94,40 kN
RpVf=	-3,16 kN

Máxima reação na viga C

RpVa=	142,96 kN
RpVb=	275,08 kN
RpVc=	339,53 kN
RpVd=	292,15 kN
RpVe=	172,63 kN
RpVf=	33,92 kN

Máxima reação na viga F

RpVa=	-21,88 kN
RpVb=	0,64 kN
RpVc=	55,88 kN
RpVd=	166,07 kN
RpVe=	294,78 kN
RpVf=	394,02 kN

Pré dimensionamento do neoprene

$$\begin{aligned}
 Rg1_{MAX} &= 83,38 \text{ kN} \\
 Rg2_{MAX} &= 161,53 \text{ kN} \\
 Rg3_{MAX} &= 119,14 \text{ kN} \\
 RN_{MAX} &= 758,07 \text{ kN} \\
 RN_{MIN} &= 342,17 \text{ kN} \\
 RpV_{MAX} &= 394,02 \text{ kN} \\
 RpV_{MIN} &= -21,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Para o Neoprene adotaremos:

$$\begin{aligned}
 a0 &= 0,27 \text{ m} \implies 0,30 \text{ m} \\
 Ac0 &= 0,080 \text{ m}^2 \\
 b0 &= 0,3 \text{ m} \implies 0,30 \text{ m} \\
 h0 &= 0,03 \text{ m} \\
 n^{\circ} \text{ de neoprene} &= 6 \\
 K_{nesq} &= 18000,00 \text{ KN/m} \\
 K_n &= 18000,00 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Para o pilar adotaremos

$$\begin{aligned}
 E_c &= 3,00E+07 \text{ kN/m}^2 \\
 A &= 5,8000 \text{ m}^2 \\
 J_l &= 0,1208 \text{ m}^4 \\
 J_t &= 65,0373 \text{ m}^4 \\
 H_{\text{pilar}} &= 2,50 \text{ m} \\
 \text{Dimensões em planta} \\
 A_p &= 0,50 \text{ m} \\
 B_p &= 11,60 \text{ m} \\
 \text{A rigidez do pilar vale =} \\
 K_{long} &= \text{#####} \text{ kN/m} \\
 K_{transv} &= 3,75E+08 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Para as estacas temos

$$\text{Estacas tipo} \quad \text{Raiz } \Phi = 31,0 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{ de Estacas} = 12$$

$$\begin{aligned}
 J_{long} &= 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{long} = 0,000453 \text{ m}^4 \\
 E_s &= 2,10E+05 \text{ kN/cm}^2 \implies 2,10E+07 \text{ kN/m}^2 \\
 n_h &= 0,5 \text{ Kg/cm}^3 \\
 T &= 113,73 \text{ cm} \\
 H_{\text{agua}} &= 0 \text{ m} \\
 L &= 1,99 \text{ m} \\
 K_{e_{long}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\
 K_{e_{transv}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\
 \text{No conjunto} \quad K_{E1_{LONG}} &= 7933,63 \text{ KN/m} \\
 K_{E1_{TRANSV}} &= 8024,94 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Resumo das rigezas longitudinais e transversais em kN/m

Abaixo temos um resumo das rigezas longitudinais.

Os esforços transversais de vento e da força centrífuga serão aplicados diretamente sobre os pilares.

Pilar	Longitudinal	%	Transversal	%
P1	6562,25	27,21%	6562,25	26,99%
P2	9616,77	39,88%	9728,93	40,01%
P3	7933,63	32,90%	8024,94	33,00%
Σ	24112,66	100,00%	Σ	24316,1 100,00%

3. Cálculo dos esforços horizontais

3.1 Esforços a considerar

3.1.1 Vento na superestrutura

Ponte Carregada

$$\text{Área de obstrução} = 93,65 \text{ m}^2 \quad F_v = 93,65 \text{ KN}$$

Ponte descarregada

$$\text{Área de obstrução} = 55,00 \text{ m}^2 \quad F_v = 82,50 \text{ KN}$$

$$F_{V\max} = 93,65 \text{ KN}$$

Determinação do centro de rotação

$x_{P1} =$	0,00 m	$K_{\text{transv}} P1 =$	6562,3 KN/pilar
$x_{P2} =$	7,50 m	$K_{\text{transv}} P2 =$	9728,9 KN/pilar
$x_{P3} =$	28,68 m	$K_{\text{transv}} P3 =$	8024,9 KN/pilar
		$\Sigma K =$	24316,12 KN/pilar
		$\Sigma K.x =$	303122,19 KN/pilar

$$x \text{ Centro de temperatura} = 12,47 \text{ m}$$

$$\text{Momento reduzido ao CR} \quad M_{CR} = 175,51 \text{ kNm}$$

$$\rho_{P1} = -12,47 \text{ m}$$

$$\rho_{P2} = -4,97 \text{ m}$$

$$\rho_{P3} = 16,21 \text{ m}$$

$$\text{Rotação da estrutura} \quad \psi = 5,21\text{E-}05 \text{ rd}$$

Deslocamento dos pilares na direção transversal

$$\delta_{P1} = -0,00065 \text{ m}$$

$$\delta_{P2} = -0,00026 \text{ m}$$

$$\delta_{P3} = 0,00084 \text{ m}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido ao momento reduzido ao CR.

$$F_{VP1} = -4,26 \text{ kN}$$

$$F_{VP2} = -2,52 \text{ kN}$$

$$F_{VP3} = 6,78 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 0,00 \text{ kN}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido a força reduzida ao CR.

$$F_{VP1} = 25,27 \text{ kN}$$

$$F_{VP2} = 37,47 \text{ kN}$$

$$F_{VP3} = 30,91 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 93,65 \text{ kN}$$

Os valores resultantes são

$F_{VP1} =$	21,01 kN	$M_t =$	33,09 kNm
$F_{VP2} =$	34,95 kN	$M_t =$	55,05 kNm
$F_{VP3} =$	37,68 kN	$M_t =$	59,35 kNm
$\Sigma =$	93,65 kN		

3.1.2 Força de frenagem ou aceleração

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times C_{NF} = 74,70 \text{ kN} \quad H_f = 135,00 \text{ kN}$$

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

$$n = 2$$

Reações por linha de pilares

$F_{FP1} =$	36,74 kN
$F_{FP2} =$	53,84 kN
$F_{FP3} =$	44,42 kN
$\Sigma =$	135,00 kN

3.1.3 Esforços de temperatura + retração + fluência

$$\Delta t = 30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Cálculo do centro de temperatura

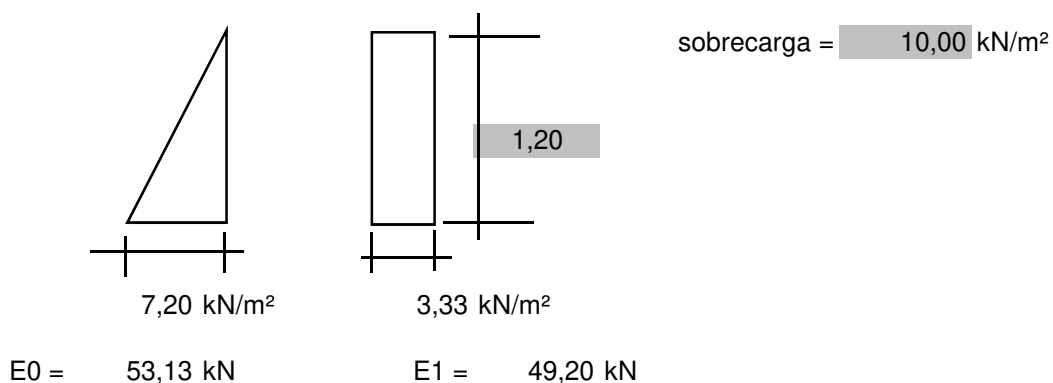
$x_{P1} =$	0,00 m	$K_{long} P1 =$	6562,3 kN/m ²
$x_{P2} =$	7,50 m	$K_{long} P2 =$	9616,8 kN/m ²
$x_{P3} =$	28,68 m	$K_{long} P3 =$	7933,6 kN/m ²
		$\Sigma K =$	24112,66 kN/m ²
		$\Sigma K \cdot x =$	299662,38 kN/m

$$x_{\text{Centro de temperatura}} = 12,43 \text{ m}$$

Reações no pilar

$\rho P1 =$	-12,43 m	$\delta P1 =$	-0,00373 m	$F_T P1 =$	-24,47 kN
$\rho P2 =$	-4,93 m	$\delta P2 =$	-0,00148 m	$F_T P2 =$	-14,22 kN
$\rho P3 =$	16,25 m	$\delta P3 =$	0,00488 m	$F_T P3 =$	38,68 kN
				$\Sigma =$	0,00 kN

3.1.4 Empuxo de terra e unilateral na cortina

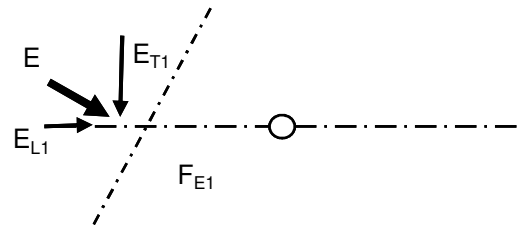


$$E = 102,33 \text{ kN}$$

Efeito da escondidade

$$\begin{aligned}\alpha &= 40^\circ \\ E_E &= 102,33 \text{ kN} \\ E_{T1} &= 65,75 \text{ kN} \\ E_{L1} &= 78,41 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{seno } \alpha &= 0,643 \\ \text{coso } \alpha &= 0,766\end{aligned}$$



3.1.5 Impacto direto sobre os pilares.

Caso não haja proteção dos pilares aplicaremos a 1,0m de altura do solo uma força de 100 kN/pilar, sem impacto

3.1.6 Força centrífuga

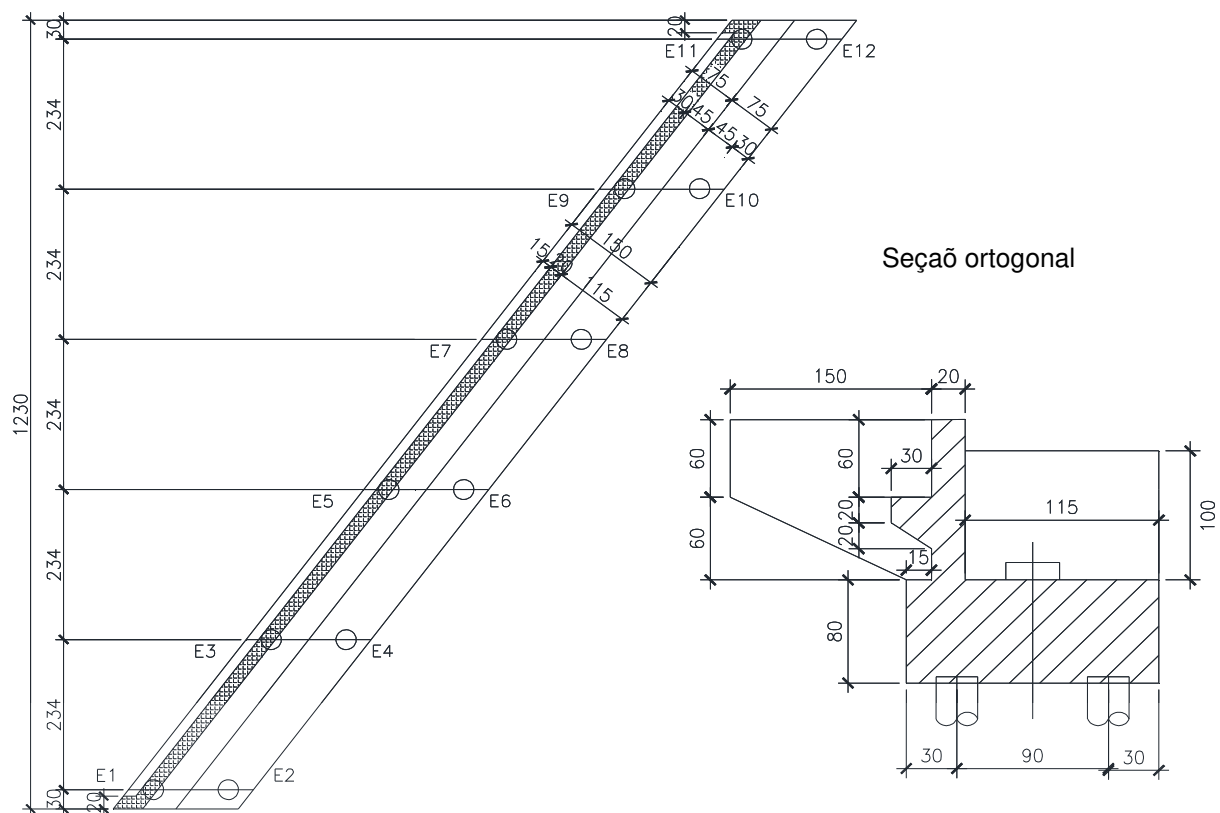
Será aplicada diretamente no pilar

$$\begin{aligned}R &= 0,00 \text{ m} \\ \text{se } R < 200,00 &>>> H_{fc} = 2,4P \\ 200 < R < 1500 &H_{fc} = (480/R)P = \\ H_{fc} &= 0,00 \text{ kN} \quad (\text{Não Há curvatura})\end{aligned}$$

4. Dimensionamento dos pilares e blocos

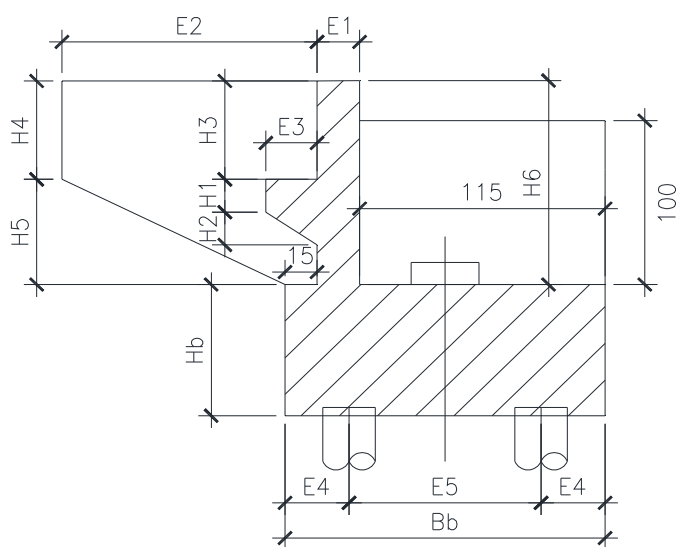
4.1 Pilar P1

Planta



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

Esforços nas estacas



$E1 = 0,20 \text{ m}$
 $E2 = 1,50 \text{ m}$
 $E3 = 0,30 \text{ m}$
 $E4 = 0,30 \text{ m}$
 $E5 = 0,90 \text{ m}$
 $BB = 1,50 \text{ m}$

$H1 = 0,25 \text{ m}$
 $H2 = 0,25 \text{ m}$
 $H3 = 0,60 \text{ m}$
 $H4 = 0,60 \text{ m}$
 $H5 = 0,60 \text{ m}$
 $H6 = 1,20 \text{ m}$
 $HB = 0,80 \text{ m}$
 $LB = 15,40 \text{ m}$
 $EA = 0,20 \text{ m}$
 $L \text{ trans.} = 3,00 \text{ m}$
 $Elt. = 0,20 \text{ m}$

Peso dos componentes do encontro

	Peso(kN)	Dist. A	M A
cortina =	92,40	0,500	46,20
Apoio LT =	42,19	0,75	31,64
Ala lateral =	9,00	1,35	12,15
	6,75	1,10	7,43
Terra s/o bloco =	0,00	0,00	0,00
Bloco =	462,00	0,00	0,00
Aletas =	11,50	-0,18	-2,01
Σ =	623,84 kN		95,40 kNm
excentricidade em relação ao ponto A =			0,153 m

Reação da laje de transição = 109,50 kN

Momento em relação ao ponto A MA = 82,13 kNm

Carga móvel s/a laje de transição

Sobrecarga= 5,00 kN/m² Rp= 109,50 kN
MA = 82,13 kNm

Empuxo de terra

ka = 0,30 E0 = 59,88 kN
 γ_s = 18,00 kN/m³
po = 6,48 kN/m² M A = -39,92 kNm

excentricidade em relação ao ponto A = 0,67 m

Dimensionamento do bloco de estacas

Esforços horizontais da superestrutura

		exc	M A
Temperatura =	-24,47 kN/bloco	0,95 m	-23,24 kNm
Frenagem =	36,74 kN/bloco	0,95 m	34,90 kNm
Empuxo Long =	78,41 kN/bloco	1,20 m	94,09 kNm
Empuxo Transv =	65,75 kN/bloco	1,20 m	78,90 kNm
			Σ 11,6606 kNm

Vento = 21,01 kN/bloco Mvento = 53,06 kNm

Esforços verticais da super estrutura

Rg1 Va :	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb :	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,3 kN
Rg1 Vc :	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,3 kN
Rg1 Vd=	25,99 kN	Rg2 Vd=	36,04 kN	Rg3 Vd=	23,3 kN
Rg1 Ve :	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3Vf =	70,41 kN
Σ =	155,94 kN	Σ =	204,35 kN	Σ =	195,26 kN

Maximo Va

RpVa=	144,2 kN
RpVb=	210,49 kN
RpVc=	153,92 kN
RpVd=	35,42 kN
RpVe=	-5,53 kN
RpVf=	-6,35 kN
Σ =	532,15 kN

Maximo Vb

RpVa=	172,93 kN
RpVb=	230,28 kN
RpVc=	180,19 kN
RpVd=	79,26 kN
RpVe=	13,3 kN
RpVf=	-9,19 kN
Σ =	666,77 kN

Maximo Vc

RpVa=	170,16 kN
RpVb=	214,21 kN
RpVc=	233,56 kN
RpVd=	214,21 kN
RpVe=	170,96 kN
RpVf=	-5 kN
Σ =	998,1 kN

Maximo Vf

RpVa=	-3,08 kN
RpVb=	-7,8 kN
RpVc=	0,88 kN
RpVd=	71,22 kN
RpVe=	204,54 kN
RpVf=	281,14 kN
Σ =	546,9 kN

x1 =	1,95 m
x2 =	2,10 m
x3 =	2,30 m
x4 =	2,10 m
x5 =	1,95 m
Σ =	10,4 m

Carga permanente

Máxima reação na Viga A
Máxima reação na Viga C
Máxima reação na Viga F

Rvert =	555,55 kN
Rvert =	532,15 kN
Rvert =	998,10 kN
Rvert =	546,90 kN

Mtransv =	0,00 kNm
Mtransv =	1621,20 kNm
Mtransv =	1073,65 kNm
Mtransv =	2248,94 kNm

Reações nas estacas

N° de estacas = 12

Coordenadas das estacas

	Xlong	Y transv	XCr ²	XCR/ Σ XCr ²	YCr ²	YCR/ Σ YCr ²
E 1	-0,565	5,85	0,32	-0,1475	34,22	0,0305
E 2	0,565	5,85	0,32	0,1475	34,22	0,0305
E 3	-0,565	3,51	0,32	-0,1475	12,32	0,0183
E 4	0,565	3,51	0,32	0,1475	12,32	0,0183
E 5	-0,565	1,17	0,32	-0,1475	1,37	0,0061
E 6	0,565	1,17	0,32	0,1475	1,37	0,0061
E 7	-0,565	-1,17	0,32	-0,1475	1,37	-0,0061
E 8	0,565	-1,17	0,32	0,1475	1,37	-0,0061
E 9	-0,565	-3,51	0,32	-0,1475	12,32	-0,0183
E 10	0,565	-3,51	0,32	0,1475	12,32	-0,0183
E 11	-0,565	-5,85	0,32	-0,1475	34,22	-0,0305
E 12	0,565	-5,85	0,32	0,1475	34,22	-0,0305
			0,0000		0,0000	

Σ XCr²= 3,83 Σ yCr²= 191,65

Hipótese 1 - Máxima reação na viga A

Rvertical = 1711,54 kN
 Mlong = 201,15 kNm
 Mtransv = 1753,15 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	142,63	53,51	-29,67	166,47
P2	142,63	53,51	29,67	225,81
P3	142,63	32,11	-29,67	145,07
P4	142,63	32,11	29,67	204,41
P5	142,63	10,70	-29,67	123,66
P6	142,63	10,70	29,67	183,00
P7	142,63	-10,70	-29,67	102,26
P8	142,63	-10,70	29,67	161,59
P9	142,63	-32,11	-29,67	80,85
P10	142,63	-32,11	29,67	140,19
P11	142,63	-53,51	-29,67	59,44
P12	142,63	-53,51	29,67	118,78

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 225,81 kN
 Rmin= 59,44 kN

Hipótese 2 - Máxima reação na viga C

Rvertical = 2177,49 kN
 Mlong = 201,15 kNm
 Mtransv = 1205,60 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	181,46	36,80	-29,67	188,59
P2	181,46	36,80	29,67	247,93
P3	181,46	22,08	-29,67	173,87
P4	181,46	22,08	29,67	233,21
P5	181,46	7,36	-29,67	159,15
P6	181,46	7,36	29,67	218,49
P7	181,46	-7,36	-29,67	144,43
P8	181,46	-7,36	29,67	203,77
P9	181,46	-22,08	-29,67	129,71
P10	181,46	-22,08	29,67	189,05
P11	181,46	-36,80	-29,67	114,99
P12	181,46	-36,80	29,67	174,33

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 247,93 kN
 Rmin= 114,99 kN

Hipótese 3 - Máxima reação na viga F

Rvertical = 1726,29 kN
Mlong = 201,15 kNm
Mtransv = 2380,89 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	143,86	72,68	-29,67	186,87
P2	143,86	72,68	29,67	246,20
P3	143,86	43,61	-29,67	157,79
P4	143,86	43,61	29,67	217,13
P5	143,86	14,54	-29,67	128,72
P6	143,86	14,54	29,67	188,06
P7	143,86	-14,54	-29,67	99,65
P8	143,86	-14,54	29,67	158,99
P9	143,86	-43,61	-29,67	70,58
P10	143,86	-43,61	29,67	129,92
P11	143,86	-72,68	-29,67	41,51
P12	143,86	-72,68	29,67	100,85

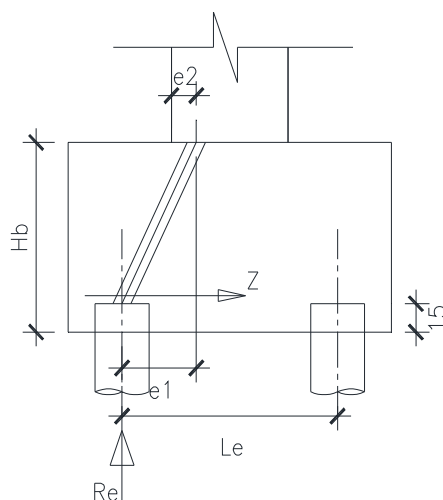
Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 246,20 kN
Rmin = 41,51 kN

4.1.1 Dimensionamento dos blocos de estacas

Pilar P1

Reações sobre o bloco de estacas



Re max = 247,93 kN

fck = 30,00 MPa
fcd = 21428,6 kN/m²
fyk = 500,00 MPa
fyd = 43,48 kN/cm²

Hbloco = 0,80 m

Le_{long} = 0,90 m
e1_{long} = 0,45 m
e1_{long} = 0,65 m

Armadura longitudinal

Z = 159,38 kN As = 5,13 cm²

As/s = 11,97 cm²/m Φ 16 cada 17 cm

Armadura transversal

$$R_{estaca} = 436,52 \text{ kN}$$

$$Z = 405,34 \text{ kN}$$

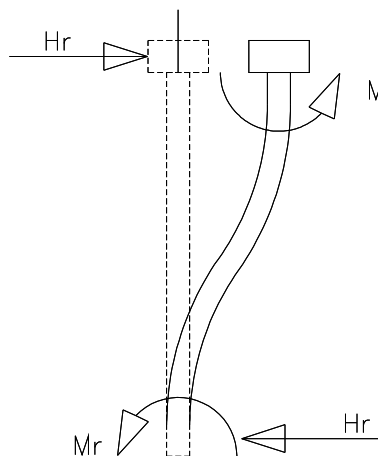
$$A_s = 13,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s/s = 13,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \text{ 16 cada } 15 \text{ cm}$$

4.1.2 Dimensionamento das estacas

$$\text{Adotada estaca raiz com } \Phi = 31,00 \text{ cm}$$



$$M_r = 0,93 H_r \cdot T$$

$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

$$nh = 0,50 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Phi = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 122,14$$

$$L_s = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 247,93 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = 41,51 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 11,63 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 7,23 \text{ kN}$$

$$H_r = 13,70 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 15,56 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenes&Montoya

$$\Phi = 0,31 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0,0754 \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = 17857,14 \text{ kN/m}^2$$

$$A_c \cdot f_{cd} = 1347,12 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_c \cdot \Phi \cdot f_c = 417,61 \text{ kNm}$$

$$A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 30,97 \text{ cm}^2$$

$$\nu = V / A_c \cdot f_c = 0,258$$

$$R_{\text{max}} = 0,258$$

$$\mu = M / A_c \cdot \Phi \cdot f_c = 0,052$$

$$R_{\text{min}} = 0,043$$

$$\omega = 0,100$$

$$0,100$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$0,41\%$$

$$A_s(\text{min}) = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

(De acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

α parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

β parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

- (I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;
- (II) Estacas tipo Franki;
- (III) Estacas escavada a céu aberto;
- (IV) Estacas-raiz

TABELA 1

Valores do parâmetro α (kN/m²)

SOLO COM (4 <	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com	440	380	310	290

TABELA 2

Valores do parâmetro β (kN/m²)

ESTACA TIPO	β (kN/m ²)
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro β independe do tipo de solo ao
Propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA TIPO	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos esatca Raiz $F = 31,0$ cm

Carga na estaca = 247,93 kN

Diâmetro da estaca = 30,00 cm na ponta

Área de ponta= 0,0707 m²

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca= 7,00 m

α adotado = 260,0 kN/m²

β adotado = 6,0 kN/m²

$N_P = 20,0$ G/30cm

$N_L = 20,0$ G/30cm

Carga de rotura da estaca

$$Pr = \alpha \cdot NP \cdot AP + \beta \cdot NL \cdot A L$$

PL =	817,7 kN	69,0%
PP =	367,4 kN	31,0%
PR=	1185,0 kN	
Pa =	592,52 kN	

Pexistente = 247,93 kN **OK**

verificação pelo método David Cabral

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada
F2 - Medianamente fraturada
C2 - Coerente e riscável

$$QR = Ap \cdot Q_p + \sigma_L \cdot U \quad Q_{adm} = QR/FS$$

$$FS = 2 \quad fck = 20,0 \text{ MPa}$$

Diâmetro das estacas = 30,0 cm

Área das estacas AP = 0,071 m²

Perímetro das estacas U = 0,942 m

Resistência de Ponta $\sigma_p = \beta_p \times \sigma_c < 0,4fck < 8,0 \text{ MPa}$

Resistência por atrito $\sigma_L = fck/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48$$

Rocha pouco alterada a sã.

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa}$$

Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \begin{cases} 0,4fck = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} \quad 8,00 \text{ MPa} \\ P \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad AP \cdot \sigma_P = 565,2 \text{ kN}$$

Resistência por atrito

$$QR = 1092,72 \text{ kN}$$

$$\sigma_L \leq \begin{cases} fck/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} \quad 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P \quad 0,28 \text{ MPa} \end{cases} \quad U \cdot \sigma_L = 527,52 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

Le mínimo = 4 x D = 1,20 m

Adotado Le = 2,0 m

Carga máxima nas estacas = 247,93 kN

OK

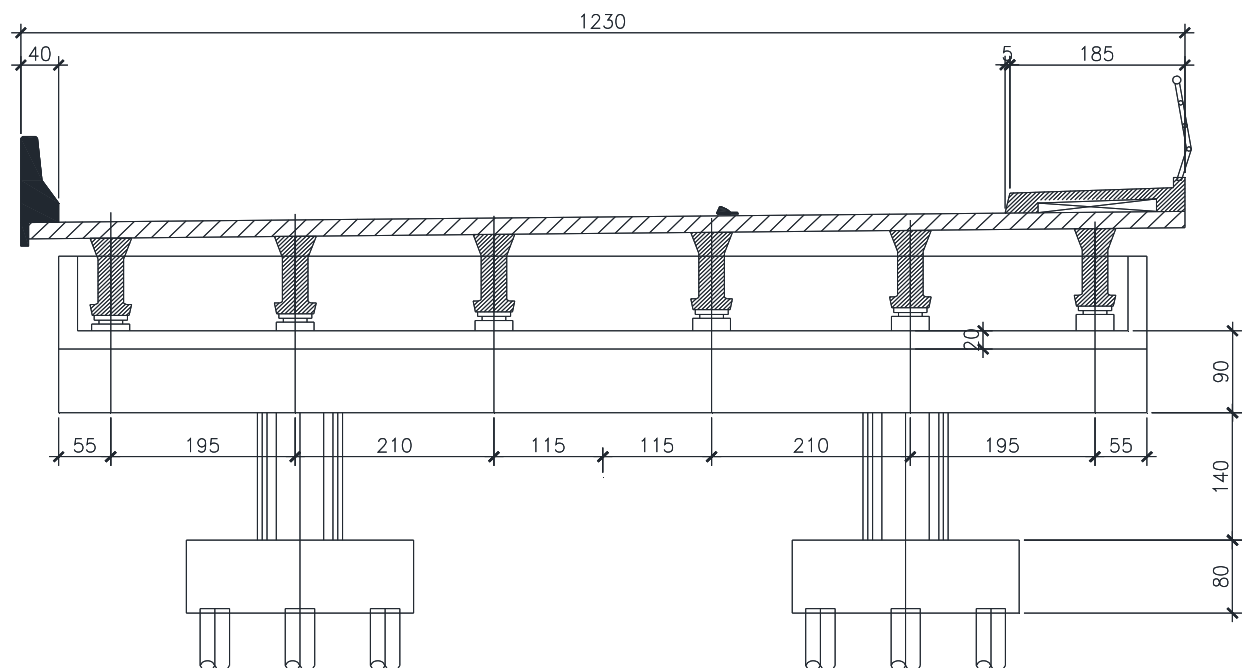
Carga admissível = 546,36 kN

[illegible]

4.2 Pilar P2

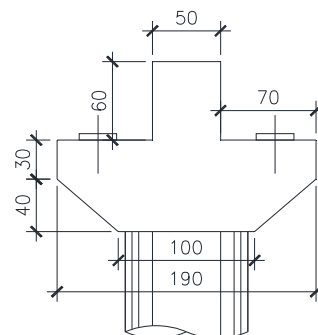
Características geométricas do pórtico.

Travessa



Φ pilar = 0,90 m
 A_p = 0,636 m²
 J_{pilar} = 0,032 m⁴
 $HP2$ = 1,40 m

peso próprio da travessa = 36,25 kN/m
 peso próprio do pilar = 15,90 kN/m



	L _{si}	L _{li}	h _i	y _i	S	S x y _i	s x y _i ²	J _o
1	0,500	0,500	0,600	1,000	0,300	0,1466	0,0716	0,0090
2	1,900	1,900	0,300	0,550	0,570	0,0220	0,0009	0,0043
5	1,900	1,000	0,400	0,221	0,580	-0,1686	0,0490	0,0075
			1,300		1,4500	0,0000	0,1215	0,0208

Área = 1,4500 m²
 Inércia = 0,1422 m⁴

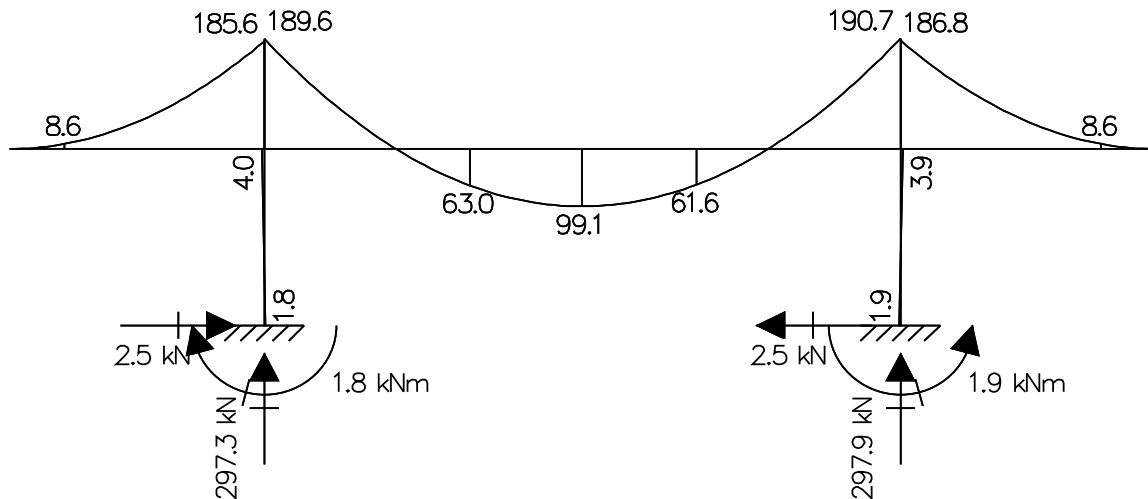
y_i CG = 0,5114 m
 y_s CG = 0,7886 m

W_i = 0,2782 m³
 W_s = 0,1804 m³

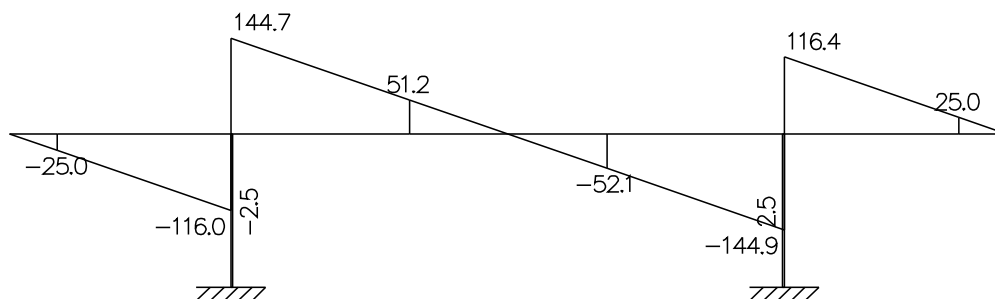
4.2.1 Esforços da carga permanente

RGV1	RGV2	RGV3	RGV4	RGV5	RGV6	
89,44	82,46	85,33	85,33	85,06	127,93 kN	gtrav = 36,25 kN/m
318,65	322,47	333,65	322,47	318,65	352,87 kN	gpilar = 15,90 kN/m
408,09	404,93	418,98	407,80	403,71	480,80 kN	

Momentos fletores



Esforços cortantes

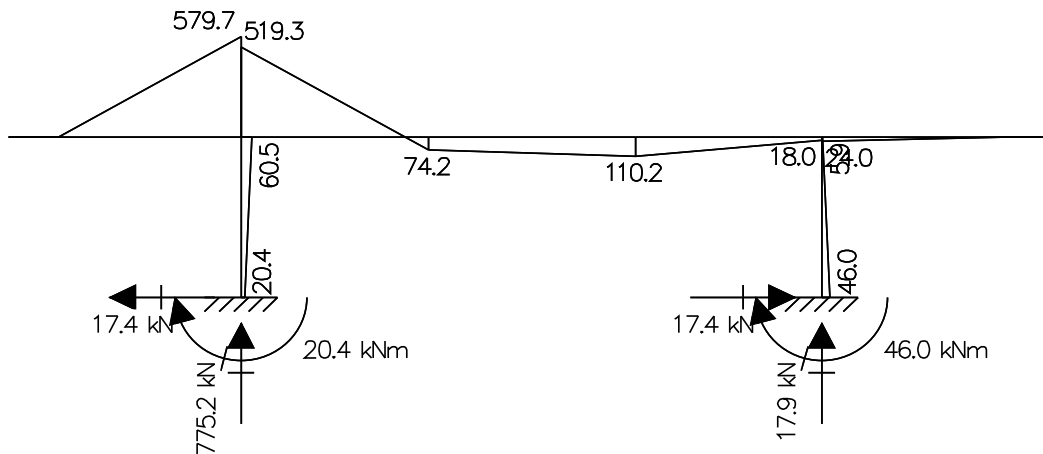


4.2.2 Esforços da carga móvel

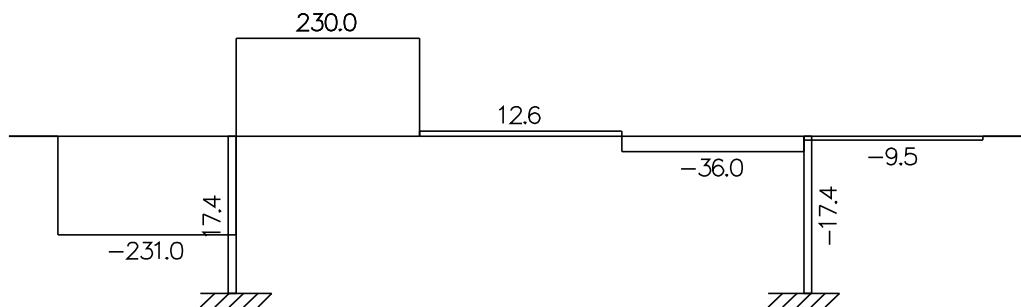
4.2.2.1 Máximo esforço na viga extrema Va

RPVa	RPVb	RPVc	RPVd	RPVe	RPVf
230,97	314,21	217,43	48,60	-8,61	-9,51 kN

Momento fletores



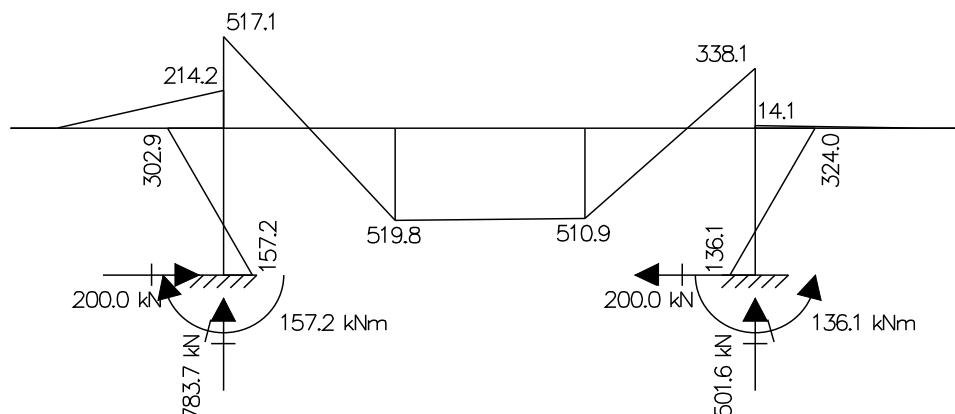
Esforços cortantes



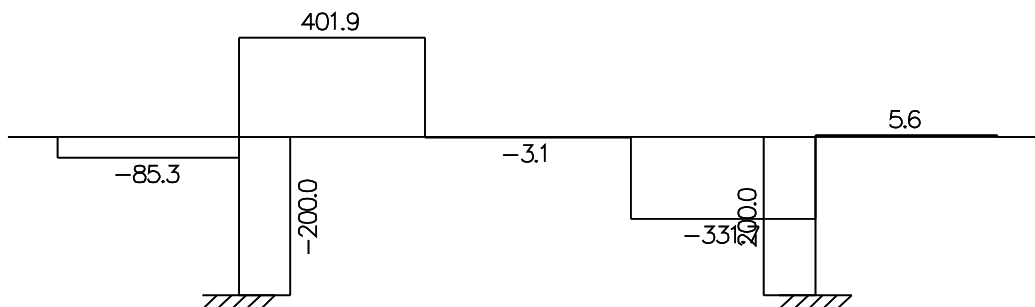
4.2.2.2 Máximo esforço na viga central

RPVa	RPVb	RPVc	RPVd	RPVe	RPVf
85,35	296,45	405,02	328,54	164,34	5,60 kN

Momentos fletores



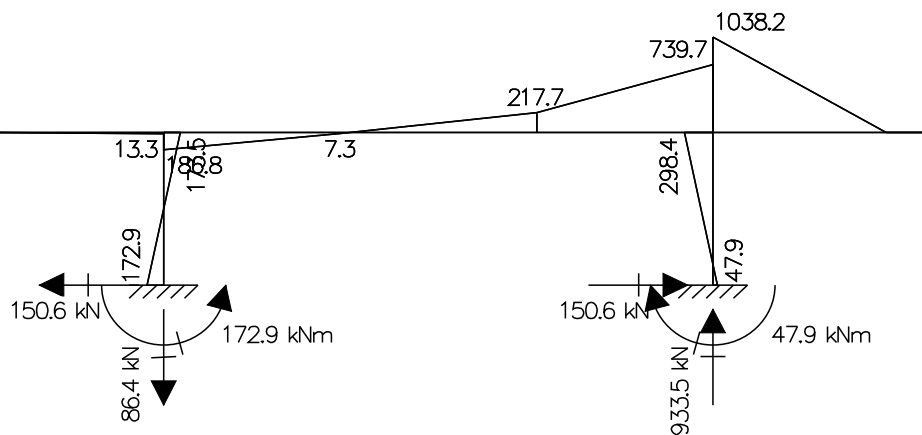
Esforços cortantes



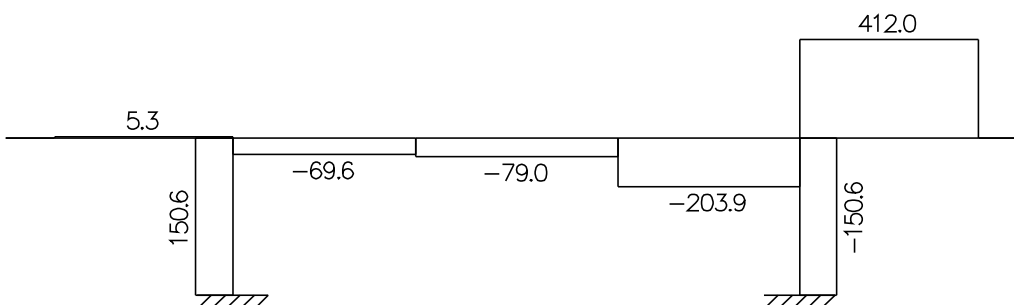
4.2.2.2 Máximo esforço na viga extrema Vf

RPVa	RPVb	RPVc	RPVd	RPVe	RPVf
-5,31	-11,50	9,39	124,96	317,64	411,97 kN

Momentos fletores



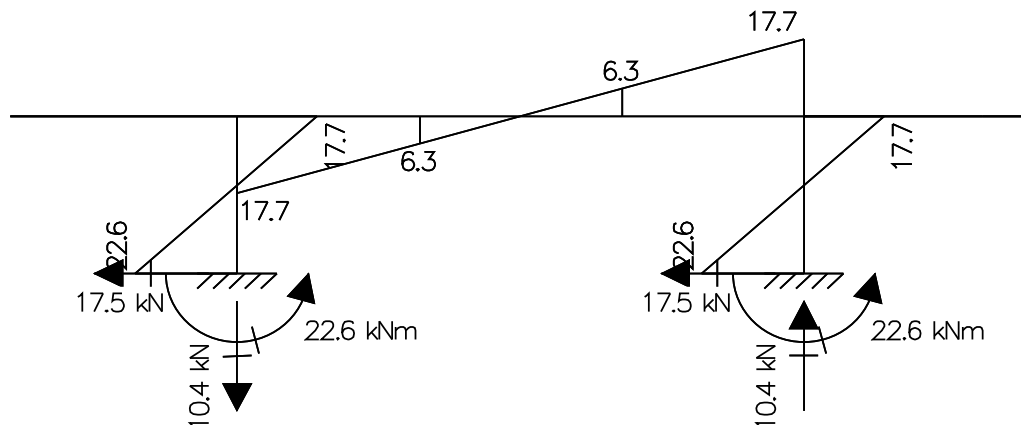
Esforços cortantes



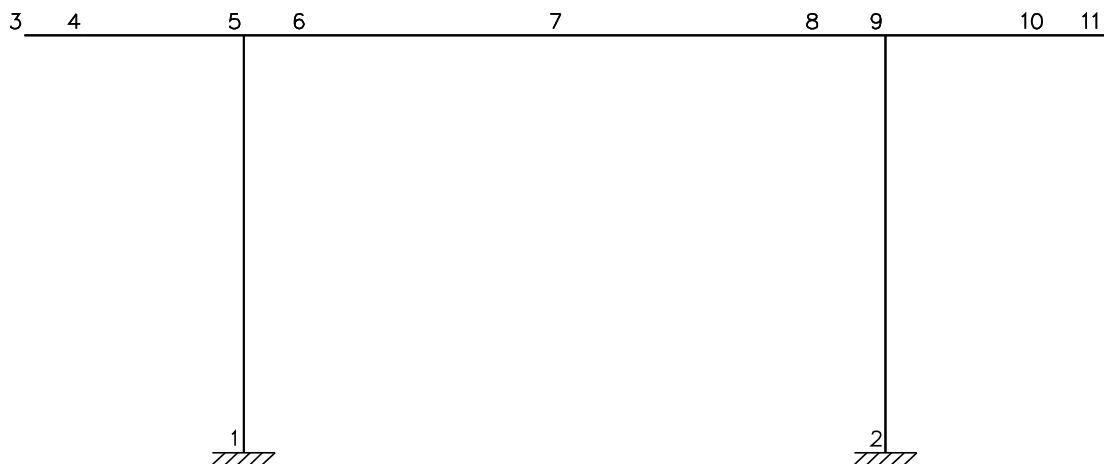
4.2.3 Vento

Hvento = 34,95 kN
Mvento = 55,05 kNm
Rvert = 6,88 kN

Distancia entre pilares = 8,00 m



Resumo dos esforços



Seção	Rvert					M _{trans}				
	Rg	RpmaxV6	RpmaxV3	Rvento	Rimpacto	Mg	MpmaxV6	MpmaxV3	Mvento	Mimpacto
1	297,3	933,50	501,6	-10,40	0,00	1,80	47,90	136,10	22,6	0
2	297,3	86,40	783,7	10,40	0,00	1,80	172,90	152,20	22,6	0

H horizontal				
Rg	RpmaxV6	RpmaxV3	Rvento	Rimpacto
1	2,50	150,60	200,00	17,50
2	2,50	150,60	200,00	15,50

	Cortantes					M _{trans}				
	Rg	RpmaxV6	RpmaxV3	Rvento	Rimpacto	Mg	MpmaxV6	MpmaxV3	Mvento	Mimpacto
5esq	116,4	412,00	401,90	4,43		-186,80	-1038,2	-14,10	0,00	0,00
5dir	-144,9	-203,9	-85,30	4,43	0,00	-190,70	-739,7	-338,10	-17,7	0,00
7	0	-79,00	-3,10	4,43	0,00	99,10	-217,70	519,80	0,00	0,00

H temp = 14,22 kN
H frenagem = 53,84 kN
h empuxo = 0,00 kN

H pilar = 2,10 m

	γg	γq	$\gamma \varepsilon g$	$\gamma \varepsilon q$	ψ_{0T}	ψ_{0V}
Normal	1,35	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60
	1,00	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60

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

Esforços de dimensionamento

Ponto 1
Rdmax = 1814,09 kN
Rdmin = 414,42 kN
Mdlong = 102,71 kNm
MdtransV6 = 101,40 kNm
MdtransV3 = 233,70 kNm
Hdlong = 48,91 kN
Hdtransv V1 = 250,28 kN
Hdtransv V3 = 324,38 kN

Hipótese de máximo esforço normal

Cálculo das excentricidades

Rd = 1814,09 kN
Mdlong = 102,71 kNm
Mtransv = 101,40 kNm
Mres = 144,33 kNm

Excentricidades existentes

$e_0 = 0,080$ m $\Phi = 0,90$ m $J_p = 0,0322$ m⁴
 $A_p = 0,6359$ m²
H pilar = 2,10 m

Excentricidades adicionais

ea = 0,030 m

Excentricidades de 2ª ordem

lelong = 4,20 m $\lambda_{long} = 18,67$
i = 0,225
e2 = 1/r (le²/10)
 $\nu = N_d / A_c f_{cd} = 0,50$
1/r long = 0,006 e2long = 0,000 m
fck = 30,0 MPa
fcd = 21428,6 kN/m²
fyk = 500,0 MPa
fyd = 43,5 kN/cm²

Os valores de dimensionamento são:

Hipótesis 1

Nd = 1814,09 kNm
Mdlong = 198,76 kNm

Hipótesis 2

Nd = 1814,09 kNm
Mdlong = 144,33 kNm

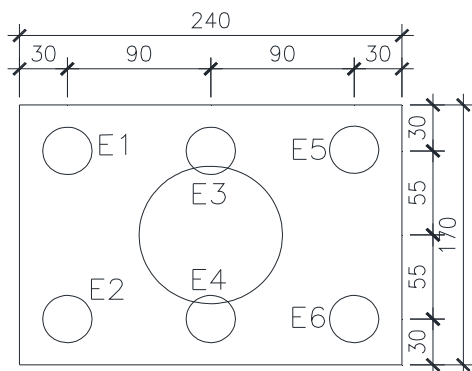
Pelos ábacos de Gimenés&Montoya temos

$A_c = 0,636 \text{ m}^2$
 $A_{cfd} = 13625,36 \text{ kN}$
 $A_{c.a.fcd} = 12262,82 \text{ kNm}$
 $A_{cfd}/f_{yd} = 313,38$

Hipótesis 1		Hipótesis 2	
	$\omega =$		$\omega =$
$\nu =$	0,13	$\nu =$	0,13
$\mu =$	0,02 0	$\mu =$	0,01 0
$A_s =$	0,00 cm^2	$A_s =$	0,0 cm^2
$A_s/A_c =$	0,0% cm^2	$A_s/A_c =$	0,0%
		$A_{s_{\min}} =$	$\parallel 25,43 \text{ cm}^2$ $6,26 \text{ cm}^2$
		Adotado	14 $\Phi 20$

4.2.3 Bloco do Pilar-P2

4.2.3.1 Esforços nas estacas



$h_b =$	0,80 m	$l \text{ estacas} =$	1,10
$l \text{ borda} =$	0,3 m	$t \text{ estacas} =$	0,90
$t \text{ borda} =$	0,3 m	$H \text{ P2} =$	2,10
$l \text{ bloco} =$	1,70 m		
$t \text{ bloco} =$	2,40 m		

Peso próprio do bloco = 81,6 kN

Temperatura =	7,11 kN/bloco
M temp =	20,61 kNm
Frenagem =	26,92 kN/bloco
M frenagem =	78,07 kNm

Esforços verticais da super estrutura

	Rmax kN	Rmin kN
Carga permanente	297,30	297,3
Máxima reação na Viga 6	933,50	86,40
Máxima reação na Viga 3	501,60	783,70

$M_{tg} = 1,80 \text{ kNm}$
 $M_{tP_{\max}V6} = 172,90 \text{ kNm}$
 $M_{tP_{\max}V3} = 152,20 \text{ kNm}$

Vento ==>	$R_{\text{vert}} =$	-10,40	10,40
	$R_{\text{hor}} =$	17,50	15,50
	M vento =	22,60	22,6
Impacto nos pilares ==>	$R_{\text{vert}} =$	0,00	0,00
	$R_{\text{hor}} =$	0,00	0,00
	M impacto =	0	0,00

Reações nas estacas

número de estacas = 6

	XCr	YCr	XCr ²	XCr/ΣXCr ²	YCr ²	YCr/ΣYCr ²
EST 1	-0,90	0,55	0,81	-0,2778	0,30	0,3030
EST 2	-0,90	-0,55	0,81	-0,2778	0,30	-0,3030
EST 3	0,00	0,55	0,00	0,0000	0,30	0,3030
EST 4	0,00	-0,55	0,00	0,0000	0,30	-0,3030
EST 5	0,90	0,55	0,81	0,2778	0,30	0,3030
EST 6	0,90	-0,55	0,81	0,2778	0,30	-0,3030
				0,0000		0,0000
		ΣXCr ² =	3,24	ΣYCr ² =	1,82	

Hipótese 1 - Máxima reação na viga 6

Rvertical = 1322,80 kN
 Mlong = 98,68 kNm Hlong = 17,01 kN
 Mtransv = 197,30 kNm Htransv = 17,50 kN

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr _T ²	Σr _L ²	
P1	220,47	-54,81	29,90	195,57
P2	220,47	-54,81	-29,90	135,76
P3	220,47	0,00	29,90	250,37
P4	220,47	0,00	-29,90	190,56
P5	220,47	54,81	29,90	305,18
P6	220,47	54,81	-29,90	245,37

Rmax = 305,18 kN
 Rmin= 135,76 kN

Hipótese 2 - Máxima reação na viga 3

Rvertical = 880,50 kN
 Mlong = 98,68 kNm Hlong = 17,01 kN
 Mtransv = 176,60 kNm Htransv = 17,50 kN

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr _T ²	Σr _L ²	
P1	146,75	-49,06	29,90	127,60
P2	146,75	-49,06	-29,90	67,79
P3	146,75	0,00	29,90	176,65
P4	146,75	0,00	-29,90	116,85
P5	146,75	49,06	29,90	225,71
P6	146,75	49,06	-29,90	165,90

Rmax = 225,71 kN
 Rmin= 67,79 kN

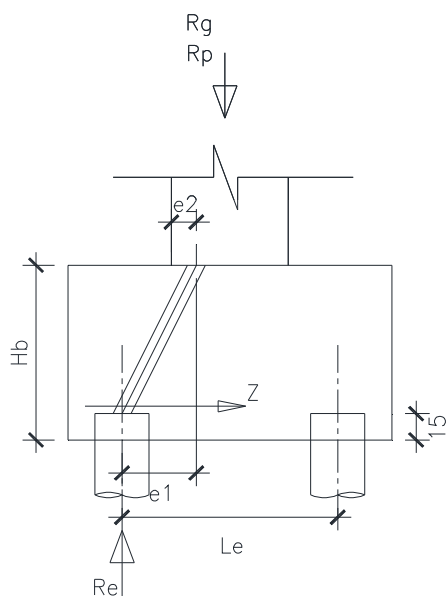
Hipótese 3 - Mínima reação

$R_{\text{vertical}} = 454,90 \text{ kN}$
 $M_{\text{long}} = 98,68 \text{ kNm}$ $H_{\text{long}} = 17,01 \text{ kN}$
 $M_{\text{transv}} = 176,60 \text{ kNm}$ $H_{\text{transv}} = 17,50 \text{ kN}$

Pilotes	V	MT r	ML r	R_{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	75,82	-49,06	29,90	56,67
P2	75,82	-49,06	-29,90	-3,14
P3	75,82	0,00	29,90	105,72
P4	75,82	0,00	-29,90	45,91
P5	75,82	49,06	29,90	154,78
P6	75,82	49,06	-29,90	94,97

$R_{\text{max}} = 154,78 \text{ kN}$
 $R_{\text{min}} = -3,14 \text{ kN}$

4.2.3.2 Determinação das armações do bloco de estacas do Pilar P2



$R_{\text{e max}} = 305,18 \text{ kN}$

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = \text{##### kN/m}^2$
 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

$H_{\text{bloco}} = 0,80 \text{ m}$

$L_{\text{e long}} = 0,55 \text{ m}$
 $L_{\text{e transv}} = 0,90 \text{ m}$

Armadura longitudinal

$Z = 258,23 \text{ kN}$ $A_s = 8,31 \text{ cm}^2$
 $A_{s/s} = 7,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\Phi 16 \text{ cada } 26 \text{ cm}$

Armadura transversal

Reações nas estacas

$RP5+RP6 = 550,54 \text{ kN}$ exc M eixo
 $RP5+RP6 = 391,61 \text{ kN}$ 0,90 m 495,49 kNm
 $RP5+RP6 = 249,74 \text{ kN}$

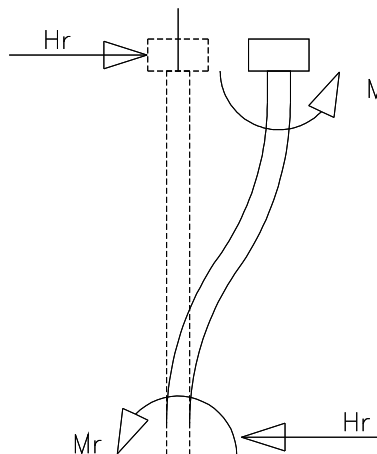
$M_d = 693,69 \text{ kNm}$ $k_{md} = 0,05$ $k_z = 0,90$

$A_s = 27,27 \text{ cm}^2$

$A_{s/s} = 16,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\Phi 20 \text{ cada } 20 \text{ cm}$

4.3.3 Dimensionamento das estacas

Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00$ cm



$$M_r = 0,93 H_r \cdot T$$

$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

$$nh = 0,50 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Phi = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 122,14$$

$$L_s = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 305,18 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = -3,14 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 2,84 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 2,92 \text{ kN}$$

$$H_r = 4,07 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 4,62 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gímenes&Montoya

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,31 \text{ m} \\ A_c &= 0,0754 \text{ m}^2 \\ A_{c.fcd} &= 1347,12 \text{ kN} \\ A_{c.\Phi.fc} &= 417,61 \text{ kNm} \\ A_{c.fcd} / f_{yd} &= 30,97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,14 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\nu = V / A_{c.tc} = 0,317$$

$$\mu = M / A_{c.\Phi.tc} = 0,015$$

$$\omega = 0,100$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2 \quad 0,41\%$$

$$A_{s(\text{min})} = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

4.2.3.4 Análise de capacidade de carga de estacas

(De acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

α parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

β parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

(I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;

(II) Estacas tipo Franki;

(III) Estacas escavada a céu aberto;

(IV) Estacas-raiz

TABELA 1Valores do parâmetro α (kN/m²)

SOLO COM ($4 <$	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro β (kN/m²)

ESTACA TIPO	β
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro β independe do tipo de solo ao Propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos esatca Raiz $\phi = 31,0$ cm

Carga na estaca = 305,18 kN

Diâmetro da estaca = 30,00 cm na ponta

Área de ponta = 0,0707 m²

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca = 6,00 m

 α adotado = 260,0 kN/m² β adotado = 6,0 kN/m² $N_P = 20,0$ G/30cm $N_L = 20,0$ G/30cm

Carga de rotura da estaca

$$Pr = \alpha \cdot NP \cdot AP + \beta \cdot NL \cdot AL$$

PL = 700,8 kN 65,6%

PP = 367,4 kN 34,4%

PR = 1068,2 kN

Pa = 534,11 kN

Pexistente = 305,18 kN

OK

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada
F2 - Medianamente fraturada
C2 - Coerente e riscável

$$QR = A_p \cdot Q_p + \sigma_L \cdot U \quad Q_{adm} = QR/FS$$

$$FS = 2 \quad f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Diâmetro das estacas} = 30,0 \text{ cm}$$

$$\text{Área das estacas } A_p = 0,071 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro das estacas } U = 0,942 \text{ m}$$

$$\text{Resistência de Ponta} \quad \sigma_p = \beta_p \times \sigma_c < 0,4f_{ck} < 8,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistência por atrito} \quad \sigma_L = f_{ck}/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_p$$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48 \quad \text{Rocha pouco alterada a sã.}$$

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa} \quad \text{Rochas Ígneas e metafóricas}$$

$$\sigma_p = \begin{cases} 0,4f_{ck} = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ MPa} = 8,00 \text{ MPa} \\ \beta_p \cdot \sigma_c = 33,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad A_p \cdot \sigma_p = 565,2 \text{ kN}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \begin{cases} f_{ck}/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} = 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_p = 0,28 \text{ MPa} \end{cases} \quad U \cdot \sigma_L = 527,52 \text{ kN}$$

$$QR = 1092,72 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

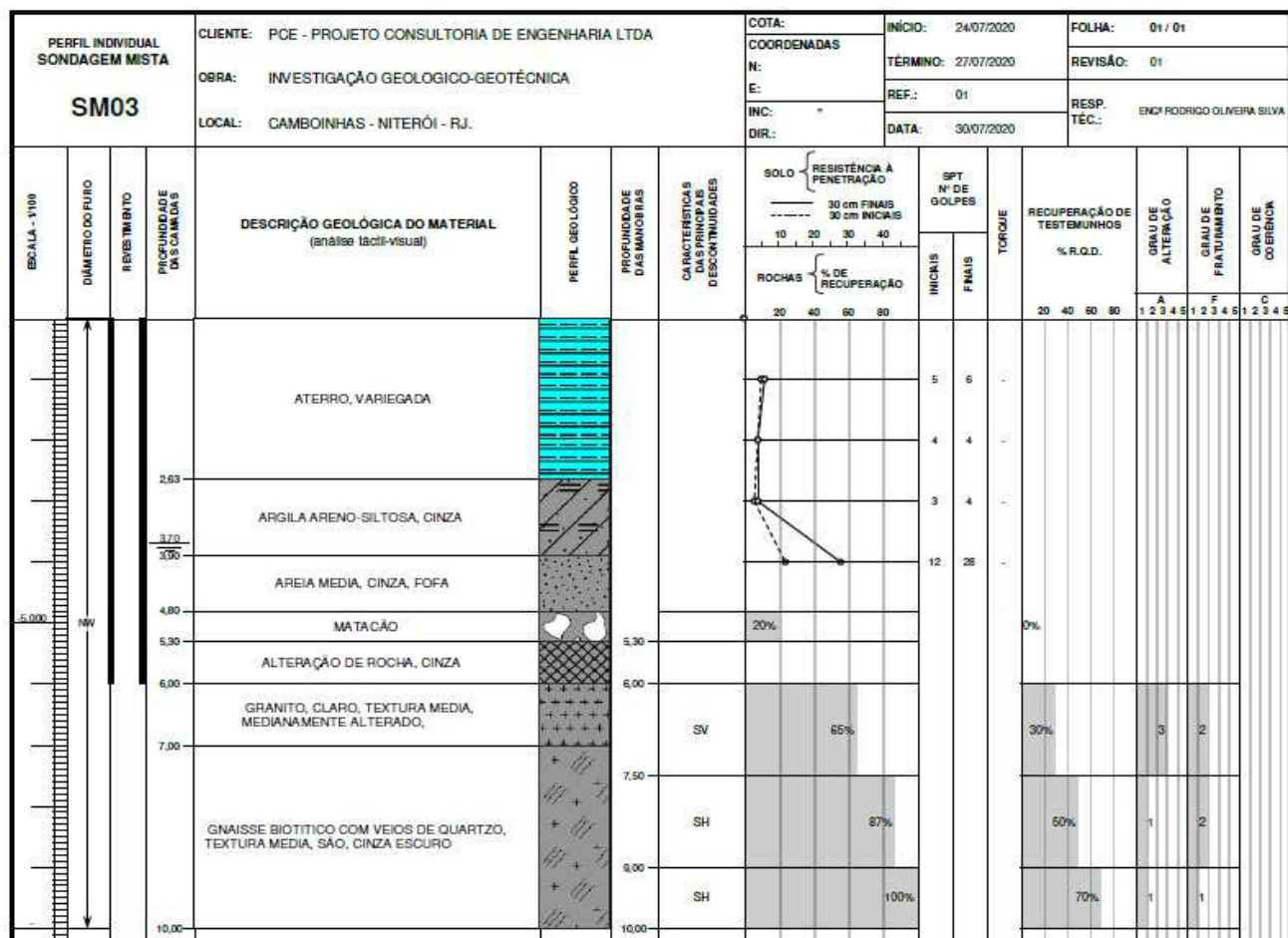
$$L_e \text{ mínimo} = 4 \times D = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Adotado } L_e = 2,0 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima nas estacas} = 305,18 \text{ kN}$$

OK

$$\text{Carga admissível} = 546,36 \text{ kN}$$



4.2.4 Travessa do pilar P2

4.2.4.1 Armadura de flexão

Armadura negativa

$$\begin{aligned} M_{g_{Eixo}} &= -190,70 \text{ kNm} \\ M_{p_{Eixo}} &= -1038,20 \text{ kNm} \\ M_{vento} &= -17,70 \text{ kNm} \\ M_{centrifuga} &= 0,00 \text{ kNm} \\ b_{+} &= 0,50 \text{ m} \\ b_{-} &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 1,30 \text{ m} \\ d &= 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 21428,6 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 43,5 \text{ kN/cm}^2 \\ M_d &= 1835,985 \text{ kNm} \\ k_{md} &= 0,059 \\ k_z &= 0,9 \end{aligned}$$

$$A_s = 39,10 \text{ cm}^2$$

Armadura positiva

$$\begin{aligned} M_g &= 99,10 \text{ kNm} \\ M_p &= 519,80 \text{ kNm} \\ b_{+} &= 0,50 \text{ m} \\ b_{-} &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 1,30 \text{ m} \\ d &= 1,20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 21428,6 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \\ M_d &= 913,485 \text{ kNm} \\ k_{md} &= 0,059 \\ k_z &= 0,9 \end{aligned}$$

$$A_s = 19,45 \text{ cm}^2$$

4.2.4.2 Dimensionamento da travessa ao cisalhamento

	Esq	Dir	1/2TRAV
Vg=	116,4	-144,9	0,0 kN
Vp=	412,00	-203,90	-79,00 kN
Vv=	4,43	4,43	4,43 kN
Vcentr=	0	0,00	0,00 kN
Vsd=	779,1225	-497,4825	-114,5175 kN

$$h = 1,30 \text{ m} \quad f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 2896,47 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 1,20 \text{ m} \quad f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma = 1448,24 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{sw} = A_{sw} / (b_w \cdot s \cdot \sin \alpha) \geq 0,2 \cdot f_{ctm} / f_{ywk} = 13,32 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_{wd} =$$

$$A_{s/s} \text{ min} = 6,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd, \max} =$$

$$\text{Adotaremos a favor da segurança } M_0 / M_{sd, \max} = 0$$

VIGA A						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m ²		Vc0 kN/m ²	As/s
esq	0,50	779,12	3054,86	OK	521,36	5,49 cm ² /m
dir	0,50	497,48	3054,86	OK	521,36	0,00 cm ² /m
1/2TRAV	0,50	114,52	3054,86	OK	521,36	0,00 cm ² /m

4.2.4.3 Verificação a torsão

O momento torsor atuante será calculado na consideração de apenas um vão carregado.

Resumo dos esforços a esquerda e a direita do pilar

Reações da carga permanente

Vão P1-P2

Rg1 Va :	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb :	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,30 kN
Rg1 Vc :	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,30 kN
Rg1 Vd=	25,99 kN	Rg2 Vd=	36,04 kN	Rg3 Vd=	23,30 kN
Rg1 Ve :	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3 Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3 Vf =	70,41 kN

Pilar P2dir

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd=	83,38 kN	Rg2 Vd=	150,35 kN	Rg3 Vd=	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3 Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3 Vf =	119,14 kN

Reações da carga móvel

Máximo VA	Máximo VB	Máximo VC
RpVa= 231,61 kN	RpVa= 304,14 kN	RpVa= 142,14 kN
RpVb= 274,71 kN	RpVb= 321,73 kN	RpVb= 273,92 kN
RpVc= 224,62 kN	RpVc= 283,10 kN	RpVc= 338,91 kN
RpVd= 107,36 kN	RpVd= 197,12 kN	RpVd= 291,33 kN
RpVe= 19,70 kN	RpVe= 94,79 kN	RpVe= 171,87 kN
RpVf= -28,71 kN	RpVe= -3,21 kN	RpVe= 33,82 kN

Momentos torsores

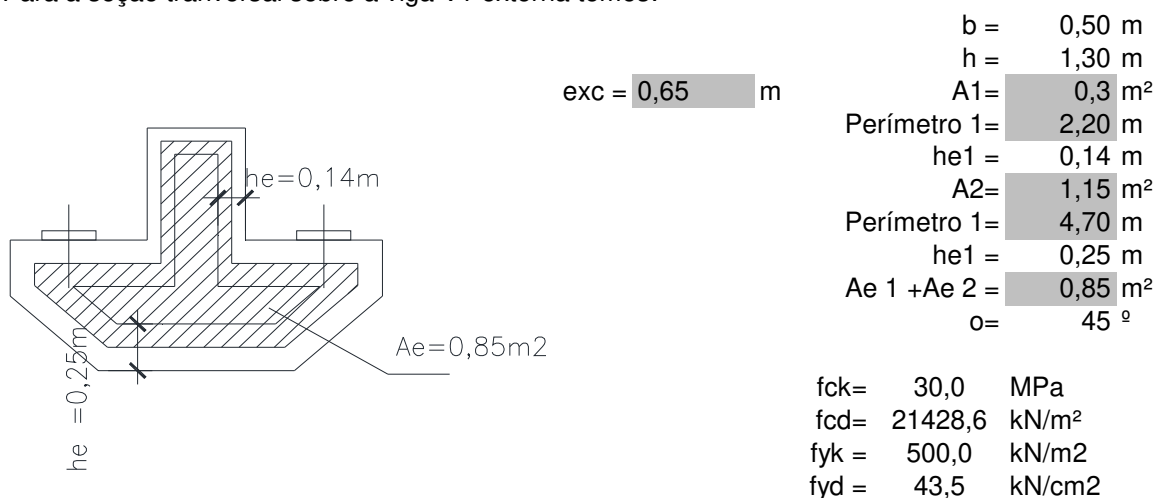
Tracho em balanço

A esquerda do pilar	Rg = 89,44 kN Rp = 0,00 kN	Mtg = 148,99 kNm Mtp = 150,55 kNm
A direita do pilar	Rg = 318,65 kN Rp = 231,61 kN	Tsd = 426,95 kNm

Tracho entre os pilares

A esquerda do pilar	Rg = 170,66 kN Rp = 0,00 kN	Mtg = 157,77 kNm Mtp = 204,83 kNm
A direita do pilar	Rg = 656,12 kN Rp = 630,24 kN	Tsd = 520,24 kNm

Para a seção transversal sobre a viga V1 externa temos:



$$Trd2 = 0,5 \cdot \alpha \cdot v2 \cdot f_{cd} \cdot Ae \cdot he \cdot \sin 2\alpha =$$

$$av2 = 1 - f_{ck}/250 = 0,88$$

$$Trd2 = 1092,86 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$As_{90}/s = Tsd / f_{yd} \cdot 2Ae \cdot \cot \alpha = 7,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Asl/U = Tsd / 2Ae \cdot f_{yd} \cdot \tan \alpha = 7,03 \text{ cm}^2$$

$$Trd3 = As_{90}/s \cdot f_{yd} \cdot 2Ae \cdot \cot \alpha =$$

$$As_{90}/s = 1\varnothing 10c15 = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Trd3 = 591,60 kNm OK

Asl/U.2Ae.fyd =

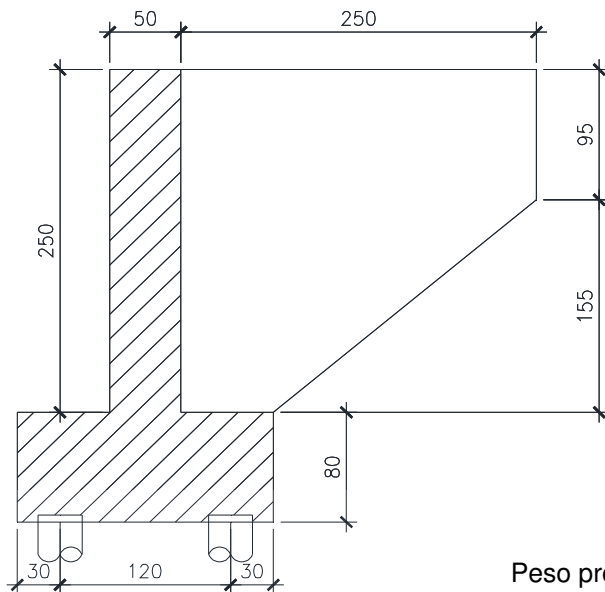
$\Sigma asl/s = 2\text{Ø}10\text{C}20$ 8,00 cm²/m

Trd4 = 591,60 kNm OK

4.3

Pilar P3

fck= 30 MPa



E1 =	0,50 m
E2 =	2,50 m
E3 =	0,30 m
E4 =	0,30 m
E5 =	1,20 m
BB =	1,80 m
LB =	14,80 m
HB =	0,80 m
HP =	2,50 m
H1ala =	0,95 m
H2ala =	1,55 m
EA =	0,25 m
L trans. =	3,00 m
Elt. =	0,20 m

Peso próprio do pilar = 462,50 kN
 Ala = 26,95 kN
 peso total = 489,45 kN

Peso dos componentes do encontro

	Peso(kN)	Dist. A	M A	
Ala lateral =	14,84	1,50	22,27	
	12,11	1,08	13,12	
Terra s/o bloco =	432,90	0,58	149,35	60%
Bloco =	532,80	0,00	0,00	
Σ =	992,65 kN		184,73 kNm	
excentricidade em relação ao ponto A =			0,186 m	

Reação da laje de transição = 105,00 kN

Empuxo de terra

ka = 0,33 E0 = 277,47 kN
 γ_s = 18,00 kN/m³
 po = 15,00 kN/m² M A = 231,23 kNm

Empuxo sobre o muro do Pilar P3

Hmuro = 2,50 m

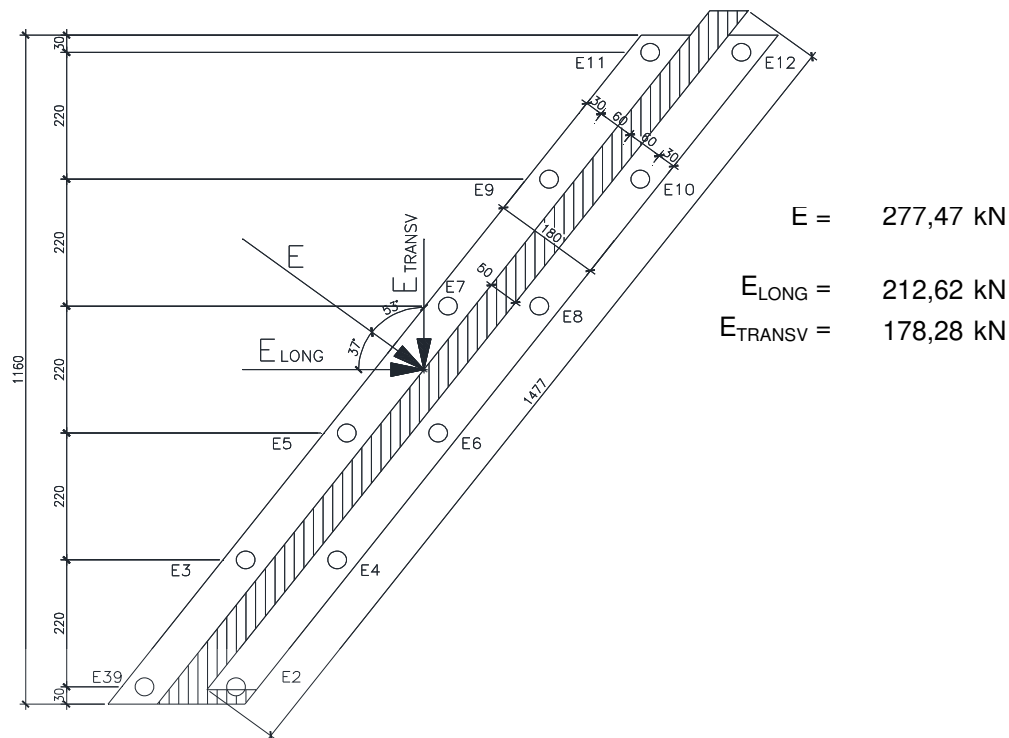
L muro = 14,8 m

$\alpha = 40^\circ$

$\text{seno } \alpha = 0,643$

$\text{Coseno } \alpha = 0,766$

Efeito da escondidade



Dimensionamento do muro, Pilar P3

Esforços horizontais da superestrutura

		exc	M A
Temperatura =	38,68 kN/bloco	2,50 m	96,71 kNm
Frenagem =	44,42 kN/bloco	2,50 m	111,05 kNm
Empuxo Long =	78,41 kN/bloco	2,50 m	196,02 kNm
Empuxo Transv =	65,75 kN/bloco	2,50 m	164,36 kNm
			$\Sigma 207,751 \text{ kNm}$

Vento = 37,68 kN/bloco

Mvento = 153,56 kNm

Esforços verticais da super estrutura

Cargas permanentes

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd=	83,38 kN	Rg2 Vd=	150,35 kN	Rg3 Vd=	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3Vf =	119,14 kN
$\Sigma =$	500,28 kN	$\Sigma =$	906,24 kN	$\Sigma =$	562,24 kN

Cargas moveis

Máxima reação na viga A	Máxima reação na viga B	Máxima reação na viga C
RpVa= 232,20 kN	RpVa= 304,29 kN	RpVa= 142,96 kN
RpVb= 274,69 kN	RpVb= 322,02 kN	RpVb= 275,08 kN
RpVc= 224,99 kN	RpVc= 283,73 kN	RpVc= 339,53 kN
RpVd= 107,52 kN	RpVd= 197,70 kN	RpVd= 292,15 kN
RpVe= 19,74 kN	RpVe= 94,40 kN	RpVe= 172,63 kN
RpVf= -28,78 kN	RpVf= -3,16 kN	RpVf= 33,92 kN
$\Sigma = 830,36$ kN	$\Sigma = 1198,98$ kN	$\Sigma = 1256,26$ kN
Máxima reação na viga F		
RpVa= -21,88 kN	x1 = 1,95 m	
RpVb= 0,64 kN	x2 = 2,10 m	
RpVc= 55,88 kN	x3 = 2,30 m	
RpVd= 166,07 kN	x4 = 2,10 m	
RpVe= 294,78 kN	x5 = 1,95 m	
RpVf= 394,02 kN	$\Sigma = 10,40$ m	
$\Sigma = 889,52$ kN		
Carga permanente	Rvert = 1968,76 kN	Mtransv = 0,00 kNm
Máxima reação na Viga A	Rvert = 830,36 kN	Mtransv = 2320,78 kNm
Máxima reação na Viga C	Rvert = 1256,26 kN	Mtransv = 954,49 kNm
Máxima reação na Viga F	Rvert = 889,52 kN	Mtransv = 3245,37 kNm

4.3.1 Determinação da Aarmação do Pilar

Hipótese de máximo esforço normal

	γg	γq	$\gamma \varepsilon g$	$\gamma \varepsilon q$	$\psi_0 T$	$\psi_0 V$
Normal	1,35	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60
	1,00	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60

$$\text{Normal} \quad F_d = \gamma g F + g_k + \gamma \varepsilon g F + \varepsilon g_k + \gamma q (F + q_1 k + \Sigma \psi_{0j} F + q_{1j} k) + \gamma \varepsilon q \psi_0 \varepsilon F + \varepsilon q_k$$

Para máxima reação na viga C

Cálculo das excentricidades

Rd = 5202,98 kN		
Md _{long} = 345,38 kNm	e ₀ L =	0,066 m
M _{transv} = 3619,38 kNm	e ₀ T =	0,696 m

Excentricidades adicionais

ea _{long} =	0,020 m
ea _{transv} =	0,493 m

Excentricidades de 2ª ordem

h pilar =	2,50 m	
Ap =	0,50 m	Ap = 7,40 m ²
Bp =	14,80 m	

fck =	30,0 MPa
fcd =	21428,57 kN/m ²
fck =	500,0 MPa
fyk =	43,48 kN/cm ²

J _{long} =	0,1542 m ⁴	i _{long} =	0,144
J _{transv} =	135,0747 m ⁴	i _{transv} =	4,272

$$\begin{aligned} l_{e\text{long}} &= 5,00 \text{ m} & \lambda \text{ long} &= 34,64 \\ l_{e\text{transv}} &= 2,50 \text{ m} & \lambda \text{ transv} &= 0,59 \end{aligned}$$

$$e2 = 1/r \text{ (} l_e^2/10 \text{)}$$

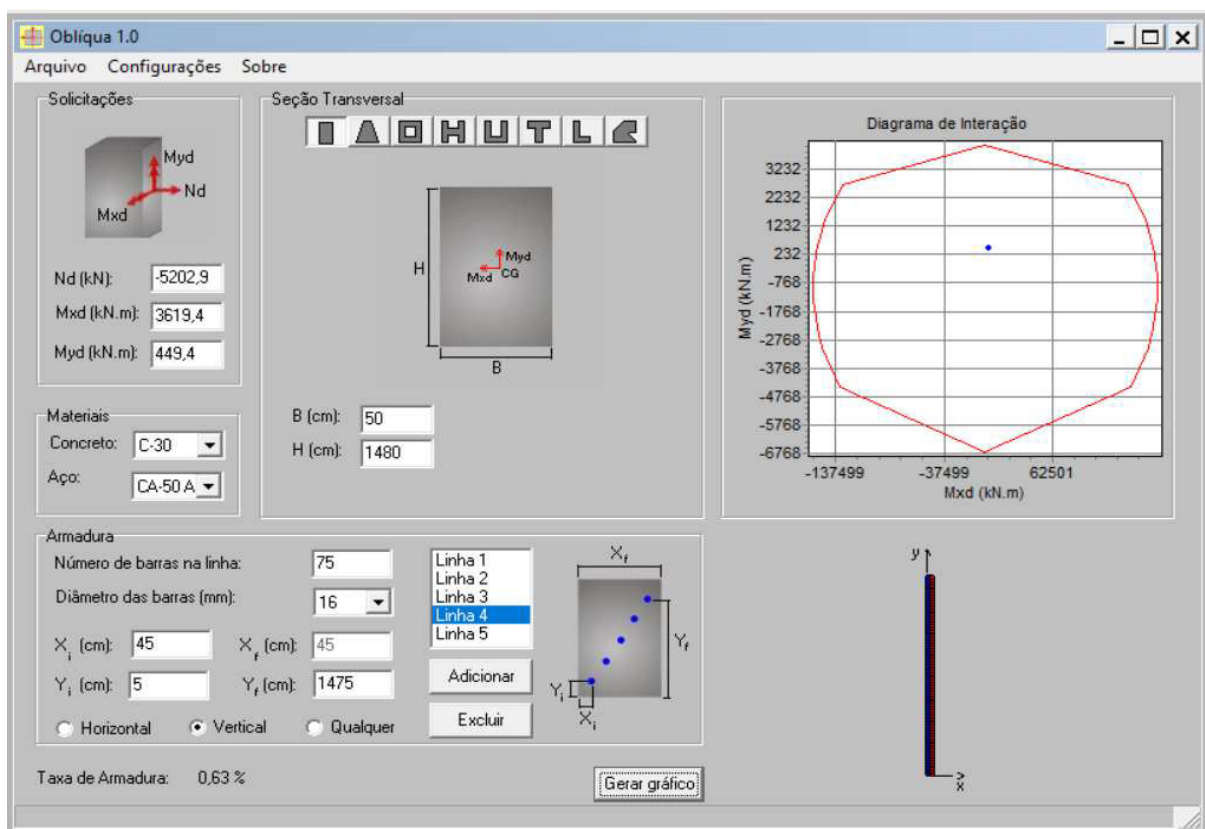
$$\nu = N_d/A_c \cdot t_{cd} = 0,50$$

$$\begin{aligned} 1/r \text{ long} &= 0,01000 & e2_{\text{long}} &= 0,000 \text{ m} \\ 1/r \text{ transv} &= 0,00034 & e2_{\text{transv}} &= 0,000 \text{ m} \end{aligned}$$

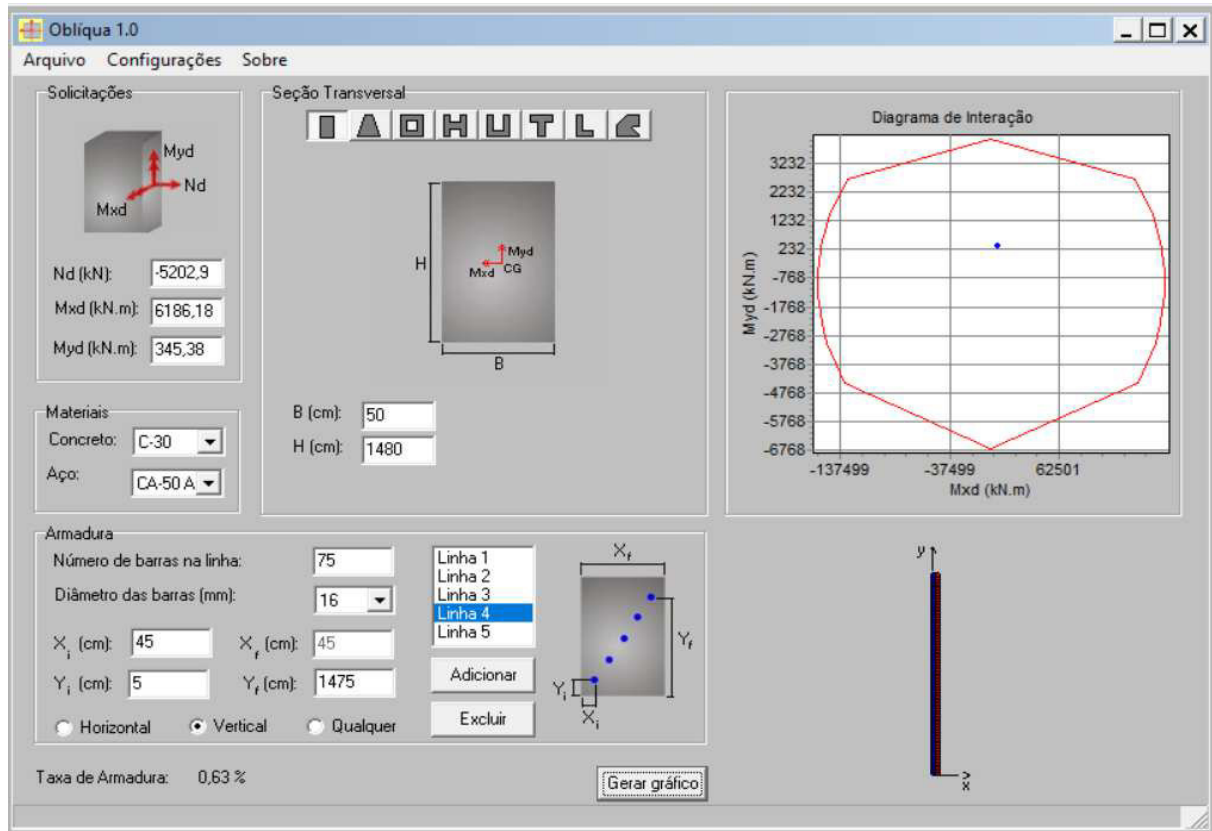
Os valores de dimensionamento são:

Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{\min}} = \left\ \begin{array}{l} 296,00 \text{ cm}^2 \\ 17,95 \text{ cm}^2 \end{array} \right\ $
$N_d = 5202,98 \text{ kNm}$ $M_{d\text{long}} = 449,44 \text{ kNm}$ $M_{d\text{transv}} = 3619,38 \text{ kNm}$	$N_d = 5202,98 \text{ kNm}$ $M_{d\text{long}} = 345,38 \text{ kNm}$ $M_{d\text{transv}} = 6186,18 \text{ kNm}$	

Hipótese 1



Hipótese 2



Para máxima reação na viga F

Cálculo das excentricidades

$$\begin{aligned} R_d &= 4652,87 \text{ kN} \\ M_{d_{\text{long}}} &= 345,38 \text{ kNm} & e_{0L} &= 0,074 \text{ m} \\ M_{d_{\text{transv}}} &= 5006,26 \text{ kNm} & e_{0T} &= 1,076 \text{ m} \end{aligned}$$

Excentricidades adicionais

$$\begin{aligned} e_{a_{\text{long}}} &= 0,020 \text{ m} \\ e_{a_{\text{transv}}} &= 0,493 \text{ m} \end{aligned}$$

Excentricidades de 2ª ordem

$$\begin{aligned} h_{\text{ pilar}} &= 2,50 \text{ m} \\ A_p &= 0,50 \text{ m} & A_p &= 7,40 \text{ m}^2 \\ B_p &= 14,80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30,0 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 21428,57 \text{ kN/m}^2 \\ f_{ck} &= 500,0 \text{ MPa} \\ f_{yk} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_{\text{long}} &= 0,1542 \text{ m}^4 & i_{\text{long}} &= 0,144 \\ J_{\text{transv}} &= 135,0747 \text{ m}^4 & i_{\text{transv}} &= 4,272 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_{e_{\text{long}}} &= 5,00 \text{ m} & \lambda_{\text{long}} &= 34,64 \\ i_{e_{\text{transv}}} &= 2,50 \text{ m} & \lambda_{\text{transv}} &= 0,59 \end{aligned}$$

$$e_2 = 1/r \text{ (} l_e^2/10 \text{)}$$

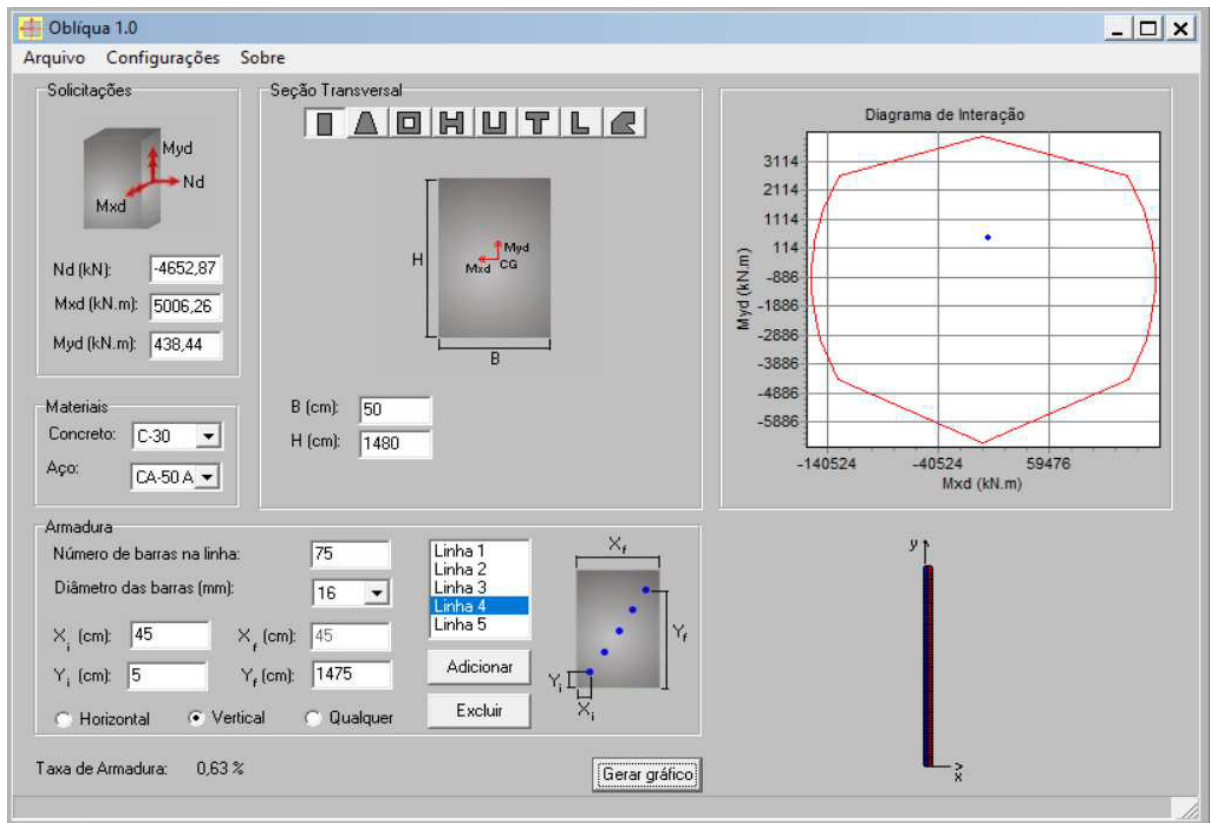
$$\nu = N_d / A_c f_{cd} = 0,50$$

$$\begin{aligned} 1/r_{\text{long}} &= 0,01000 & e_{2\text{long}} &= 0,000 \text{ m} \\ 1/r_{\text{transv}} &= 0,00034 & e_{2\text{transv}} &= 0,000 \text{ m} \end{aligned}$$

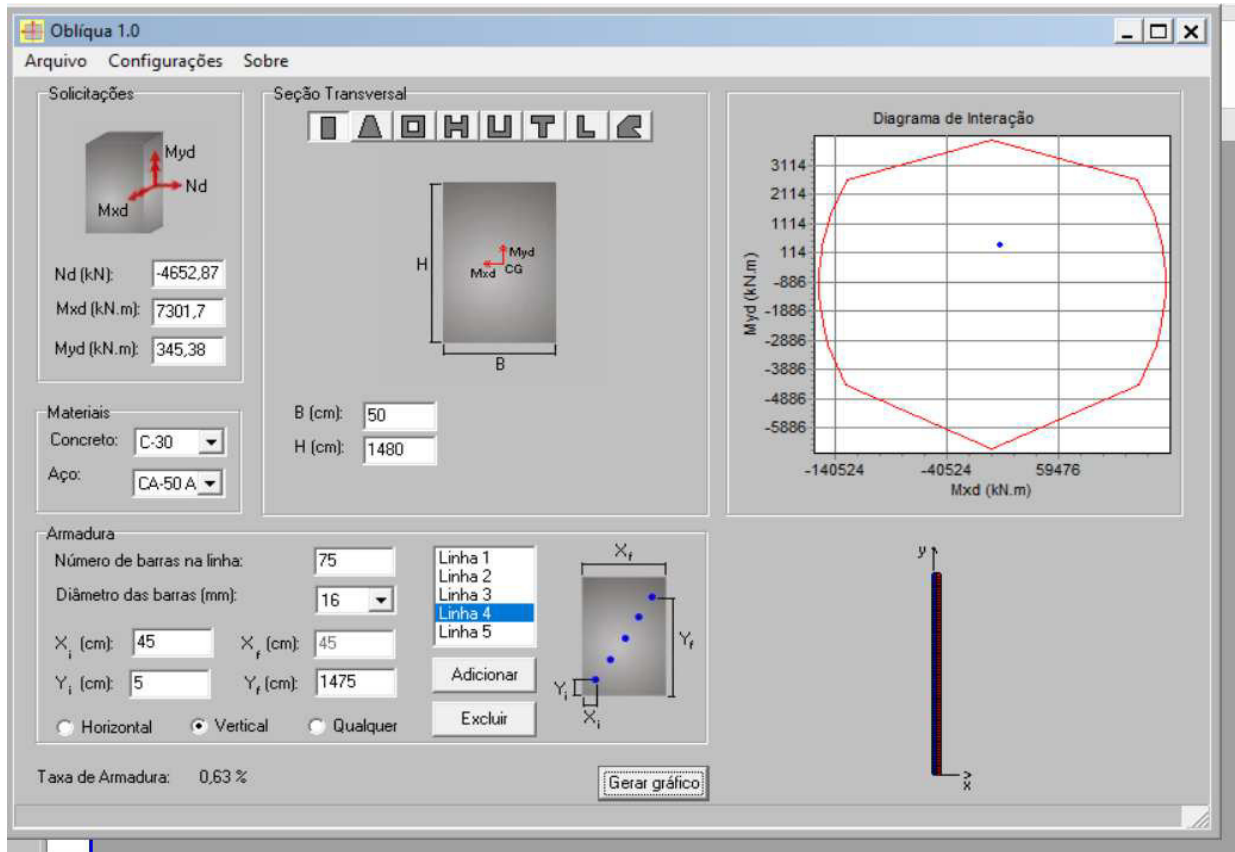
Os valores de dimensionamento são:

	Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{\min}} = \left\ \begin{array}{l} 296,00 \text{ cm}^2 \\ 16,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
$N_d =$	4652,87 kNm	4652,87 kNm	
$M_{d_{\text{long}}} =$	438,44 kNm	345,38 kNm	
$M_{d_{\text{transv}}} =$	5006,26 kNm	7301,67 kNm	

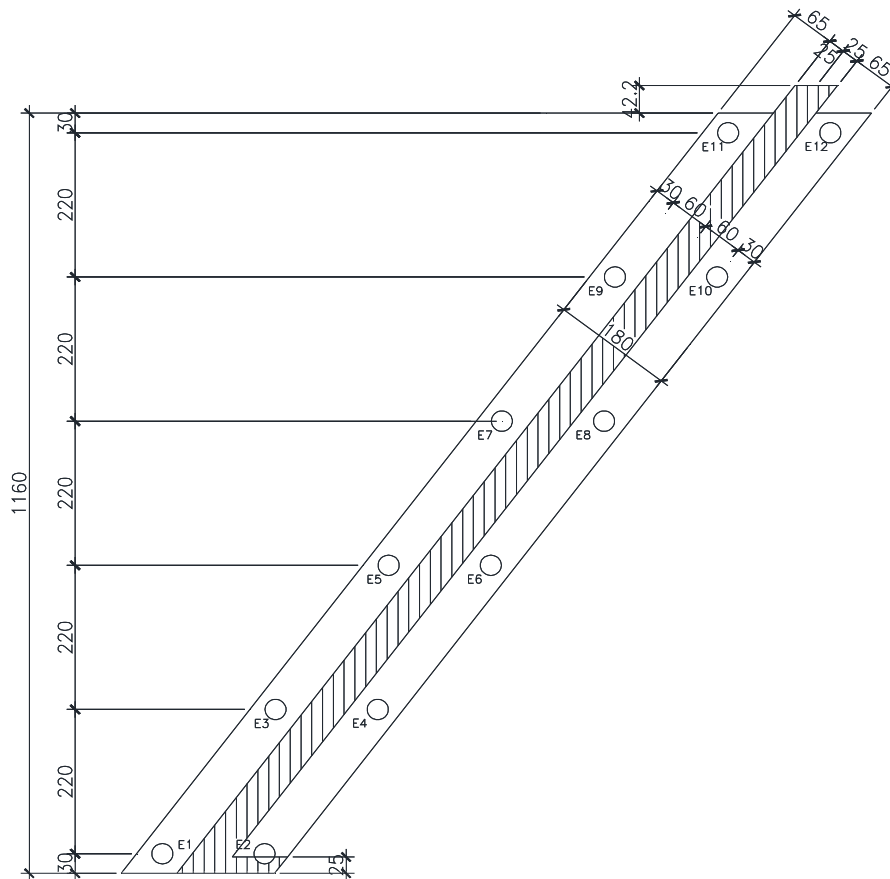
Hipótese 1



Hipótese 2



4.3.2 Dimensionamento do bloco de estacas



Reações nas estacas

Nº de estacas = 12

Coordenadas das estacas

	Xlong	Y transv	XCr ²	XCR/ΣXCr ²	YCr ²	YCR/ΣYCr ²
E 1	-0,75	5,50	0,56	-0,1958	30,25	0,0287
E 2	0,75	5,50	0,56	0,1958	30,25	0,0287
E 3	-0,75	3,30	0,56	-0,1958	10,89	0,0172
E 4	0,75	3,30	0,56	0,1958	10,89	0,0172
E 5	-0,75	1,10	0,56	-0,1958	1,21	0,0057
E 6	0,75	1,10	0,56	0,1958	1,21	0,0057
E 7	-0,75	-1,10	0,56	-0,1958	1,21	-0,0057
E 8	0,75	-1,10	0,56	0,1958	1,21	-0,0057
E 9	-0,75	-3,30	0,56	-0,1958	10,89	-0,0172
E 10	0,75	-3,30	0,56	0,1958	10,89	-0,0172
E 11	-0,75	-5,50	0,56	-0,1958	30,25	-0,0287
E 12	0,75	-5,50	0,56	0,1958	30,25	-0,0287
			0,0000		0,0000	
			ΣXCr ² =	6,75	ΣYCr ² =	169,40

Hipótese 1 - Máxima reação na viga A

Rvertical = 4254,27 kN
 Mlong = 588,51 kNm
 Mtransv = 2638,71 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	354,52	75,73	-115,22	315,03
P2	354,52	75,73	115,22	545,47
P3	354,52	45,44	-115,22	284,74
P4	354,52	45,44	115,22	515,18
P5	354,52	15,15	-115,22	254,45
P6	354,52	15,15	115,22	484,89
P7	354,52	-15,15	-115,22	224,15
P8	354,52	-15,15	115,22	454,60
P9	354,52	-45,44	-115,22	193,86
P10	354,52	-45,44	115,22	424,31
P11	354,52	-75,73	-115,22	163,57
P12	354,52	-75,73	115,22	394,02

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 545,47 kN
 Rmin= 163,57 kN

Hipótese 2 - Máxima reação na viga C

Rvertical = 4680,17 kN
 Mlong = 588,51 kNm
 Mtransv = 1272,41 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	390,01	36,52	-115,22	311,31
P2	390,01	36,52	115,22	541,75
P3	390,01	21,91	-115,22	296,70
P4	390,01	21,91	115,22	527,15
P5	390,01	7,30	-115,22	282,10
P6	390,01	7,30	115,22	512,54
P7	390,01	-7,30	-115,22	267,49
P8	390,01	-7,30	115,22	497,93
P9	390,01	-21,91	-115,22	252,88
P10	390,01	-21,91	115,22	483,33
P11	390,01	-36,52	-115,22	238,28
P12	390,01	-36,52	115,22	468,72

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 541,75 kN
 Rmin= 238,28 kN

Hipótese 3 - Máxima reação na viga F

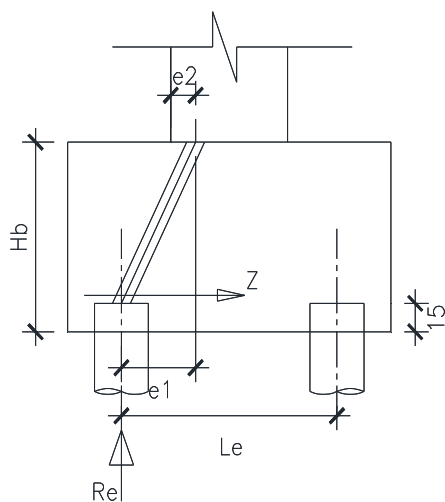
$R_{vertical} = 4313,44 \text{ kN}$
 $M_{long} = 588,51 \text{ kNm}$
 $M_{transv} = 3563,29 \text{ kNm}$

Pilotes	V	MT r	ML r	R_{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	359,45	102,26	-115,22	346,49
P2	359,45	102,26	115,22	576,94
P3	359,45	61,36	-115,22	305,59
P4	359,45	61,36	115,22	536,03
P5	359,45	20,45	-115,22	264,68
P6	359,45	20,45	115,22	495,13
P7	359,45	-20,45	-115,22	223,78
P8	359,45	-20,45	115,22	454,22
P9	359,45	-61,36	-115,22	182,87
P10	359,45	-61,36	115,22	413,32
P11	359,45	-102,26	-115,22	141,97
P12	359,45	-102,26	115,22	372,41

Reações máximas e mínimas em serviço

$R_{max} = 576,94 \text{ kN}$
 $R_{min} = 141,97 \text{ kN}$

4.3.3 Determinação das armaduras dos blocos de estacas



$R_{e \text{ max}} = 576,94 \text{ kN}$

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 21428,6 \text{ kN/m}^2$
 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

$H_{bloco} = 0,80 \text{ m}$
 $H_{bloco \text{ transv}} = 3,30 \text{ m}$
 $L_{e \text{ long}} = 1,50 \text{ m}$
 $e1 \text{ long} = 0,75 \text{ m}$
 $e1 \text{ transv} = 0,65 \text{ m}$
 $e2 = 0,155$

Armadura longitudinal

$Z = 490,40 \text{ kN}$ $A_s = 15,79 \text{ cm}^2$

$A_s/s = 13,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\Phi 16 \text{ cada } 15,2 \text{ cm}$

Armadura transversal

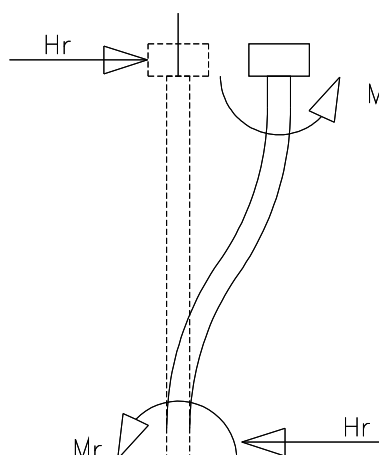
$R_{estaca} = 923,43 \text{ kN}$

$Z = 187,57 \text{ kN}$ $A_s = 6,04 \text{ cm}^2$

$$A_s/s = 3,36 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 16 \Phi 16$$

4.3.4 Dimensionamento das estacas

Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$



$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

$$nh = 0,50 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Phi = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 122,14$$

$$Ls = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 576,94 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = 141,97 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 7,01 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 8,62 \text{ kN}$$

$$H_r = 11,11 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 12,62 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenes&Montoya

$$\Phi = 0,31 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0,0754 \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = 17857,14 \text{ kN/m}^2$$

$$A_c \cdot f_{cd} = 1347,12 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_c \cdot \Phi \cdot f_c = 417,61 \text{ kNm}$$

$$A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 30,97 \text{ cm}^2$$

$$\nu = V / A_c \cdot t_c = 0,600$$

$$\mu = M / A_c \cdot \Phi \cdot t_c = 0,042$$

$$\omega = 0,100$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2 \quad 0,41\%$$

$$A_s(\text{min}) = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

(De acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

α parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

β parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

- (I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;
- (II) Estacas tipo Franki;
- (III) Estacas escavada a céu aberto;
- (IV) Estacas-raiz

TABELA 1Valores do parâmetro α (kN/m²)

SOLO COM (4 <	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro β (kN/m²)

ESTACA TIPO	β
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro β independe do tipo de solo ao Propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos esatca Raiz $F =$ 31,0 cm

Carga na estaca = 576,94 kN

Diâmetro da estaca = 30,00 cm na ponta

Área de ponta = 0,0707 m²

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca = 7,00 m

α adotado = 260,0 kN/m²

β adotado = 6,0 kN/m²

$N_P =$ 20,0 G/30cm

$N_L =$ 20,0 G/30cm

Carga de rotura da $Pr = \alpha \cdot NP \cdot AP + \beta \cdot NL \cdot AL$

PL = 817,7 kN 69,0%

PP = 367,4 kN 31,0%

PR = 1185,0 kN

Pa = 592,52 kN

Pexistente = 576,94 kN OK

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada
F2 - Medianamente fraturada
C2 - Coerente e riscável

$$QR = A_p \cdot Q_p + \sigma_L \cdot U \quad Q_{adm} = QR/FS$$

$$FS = 2$$

$$fck = 20,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Diâmetro das estacas} = 30,0 \text{ cm}$$

$$\text{Área das estacas } AP = 0,071 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro das estacas } U = 0,942 \text{ m}$$

Resistência de Ponta

$$\sigma_L = R_n \leq \sigma_L \leq 0,4fck = 8,0 \text{ MPa}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L = fck/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48$$

Rocha pouco alterada a sã.

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa}$$

Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \begin{cases} 0,4fck = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} = 8,00 \text{ MPa} \\ P \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad AP \cdot \sigma_P = 565,2 \text{ kN}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \begin{cases} fck/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} = 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P = 0,28 \text{ MPa} \end{cases} \quad U \cdot \sigma_L = 659,4 \text{ kN}$$

$$QR = 1224,60 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

$$Le \text{ mínimo} = 4 \times D = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Adotado } Le = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima nas estacas} = 576,94 \text{ kN}$$

OK

$$\text{Carga admissível} = 612,30 \text{ kN}$$

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA		CLIENTE: PCE - PROJETO CONSULTORIA DE ENGENHARIA LTDA		COTA:		INÍCIO: 20/07/2020		FOLHA: 01 / 01								
SM02		OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA		COORDENADAS		TÉRMINO: 23/07/2020		REVISÃO: 01								
		LOCAL: CAMBOINHAS - NITERÓI - RJ.		N:		REF.: 01		RESP. TÊC.: ENR RODRIGO OLIVEIRA SILVA								
				INC: "		DATA: 30/07/2020										
				DIR: "												
ESCALA: 1:100	DIÂMETRO DO RUFO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS INICIAIS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO { RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		SPT Nº DE GOLPES	TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	
								30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS								INICIAIS
								10 20 30 40								
								ROCHAS { % DE RECUPERAÇÃO								
								20 40 60 80				20 40 60 80	A 1 2 3 4 5	F 1 2 3 4 5	C 1 2 3 4	
				ATERRO, VARIEGADA						6	6	-				
				3,00						5	5	-				
				3,60						4	6	-				
				4,50						20	15	-				
				5,50				37%					20%	3	2	
							SH	70%					20%	2	3	
							SH	80%					60%	1	2	
							SH	80%					80%	1	1	

$$k_2 = 4,00 \text{ (aparelhos retangulares)}$$

$$\tau_N = 1378,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_H = H/Ac_0 =$$

	Temp.	Frenagem	Empuxo	Vento	Força centrífuga
H=	4,08	6,12	0,00	3,50	0,00 (kN)
$\Sigma HI =$	10,20 kN				
$\Sigma HT =$	3,50 kN				



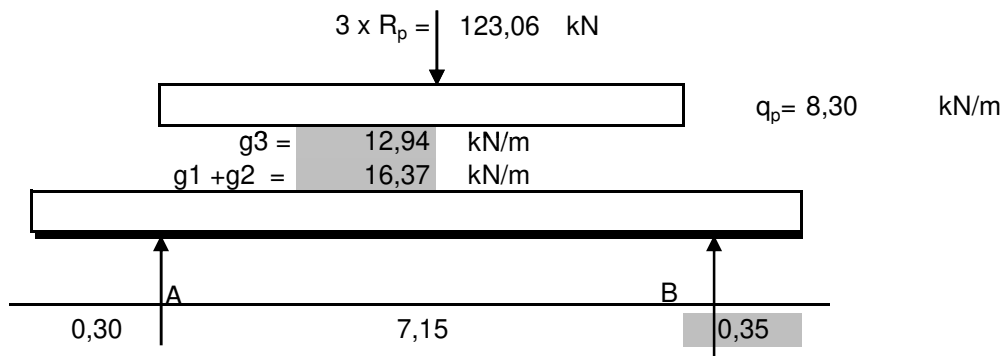
$$H_r = 10,79 \text{ kN}$$

$$\tau_H = 179,76 \text{ kN/m}^2 \leq 3 \times G \quad \text{OK}$$

$$\tau_\alpha = k_3 \cdot (a_0/\varepsilon)^2 \cdot E \cdot \alpha / n =$$

$$k_3 = 0,16 \text{ (aparelhos retangulares)}$$

Podemos avaliar a rotação α dos apoios na viga A (mais desfavorável) em:



$$J_v = 0,0187 \text{ m}^4$$

$$J(v+laje) = 0,0601 \text{ m}^4$$

$$E = 3,5E+07 \text{ kN/m}^2$$

Momentos em A devidos a $(g_1 + g_2)$ e g_3

$$M_A(g_1+g_2) = -0,74 \text{ kNm}$$

$$M_A g_3 = -0,58 \text{ kNm}$$

rotação	$g_1 + g_2$	g_3	R_p	q_p	$\alpha(g+p)_{total}$
α	0,0004	0,0001	0,0002	0,0001	0,0007

Devido a protensão temos:

$$6 \text{ cor } \varnothing=12,7 \text{ na tensão de } 80\% \sigma_{p_0} = 0,8X \quad 155,00 \text{ kN/cm}^2 = 124,00 \text{ kN/cm}^2 =$$

$$N_{p100} = 754,42 \text{ kN}$$

$$y_{cg} = 0,420 \text{ m}$$

$$c_{g \text{ cabos}} = 0,050 \text{ m}$$

$$M_{p100} = -279,13 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{prot} = -0,0005 \text{ rad}$$

$$\Sigma \alpha_{prot} = -0,0005 \text{ rad}$$

$$\text{A rotação em conjunto com a protensão} = 0,0002 \text{ rad}$$

A tensão tangencial levando em consideração a protensão vale:

$$\tau_{\alpha} = 15,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} = 1573,67 \text{ kN/m}^2 \leq 5G \quad \text{OK}$$

A distorção do aparelho de apoio vale

Para cargas permanentes

$$\Sigma H_I = 4,08 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 0,00 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 4,08 \text{ kN}$$

$$k_n = 2000,00 \text{ kN/m} \quad \delta n = 0,002 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,07 < 0,7 \quad \text{OK}$$

Para cargas permanentes e de curta duração

$$\Sigma H_I = 10,20 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 3,50 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 10,79 \text{ kN} \quad \delta n = 0,005 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,18 < 1,2 \quad \text{OK}$$

5.2 Pilar P2

$R_{\max} = 757,21 \text{ kN}$	$n^{\circ} \text{ de camadas} = 3$	$G_{\text{neoprene}} = 1000,00$
$R_{\min} = 342,12 \text{ kN}$	$k_{\text{neoprene}} = 3000,0 \text{ kN/m}$	
$H_{\text{temperatura}} = 2,37 \text{ kN/neop}$	$\delta T = 0,0008 \text{ m}$	
$H_{\text{frenagem}} = 8,97 \text{ kN/neop}$	$\delta F = 0,0030 \text{ m}$	
$H_{\text{empuxo}} = 0,00 \text{ kN/neop}$	$\delta E = 0,0000 \text{ m}$	
$H_{\text{vento}} = 5,83$	$\delta V = 0,0019 \text{ m}$	
$a_o = 0,30 \text{ m}$	$h_{\text{int}} = 0,010 \text{ m}$	$E_{\text{neoprene}} = 3000,00$
$b_o = 0,30 \text{ m}$	$n^{\circ} \text{ neoprenes} = 6$	

A verificação será feita segundo Topaloff

A tensão normal máxima vale:

$$\sigma_{\max} = 8413,44 \text{ kN/m}^2$$

OK

$$\sigma_{\text{adm}} = 15000,00 \text{ kN/m}^2$$

A tensão normal mínima vale:

$$\sigma_{\min} = 3801,33 \text{ kN/m}^2$$

OK

$$\sigma_{\text{adm}} = 2000,00 \text{ kN/m}^2$$

As tensões tangenciais devidos aos esforços Normal, Horizontal e Rotacional valem

$$\tau_N = k_2 \cdot (\varepsilon/a_o) \cdot \sigma b =$$

$$k_2 = 4,00 \quad (\text{aparelhos retangulares})$$

$$\tau_N = 1121,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_H = H/Ac_0 =$$

	Temp.	Frenagem	Empuxo	Vento	Força centrífuga
H=	2,37	8,97	0,00	5,83	0,00 (kN)
$\Sigma HI =$	11,34 kN				
$\Sigma HT =$	5,83 kN				

$$\rightarrow$$

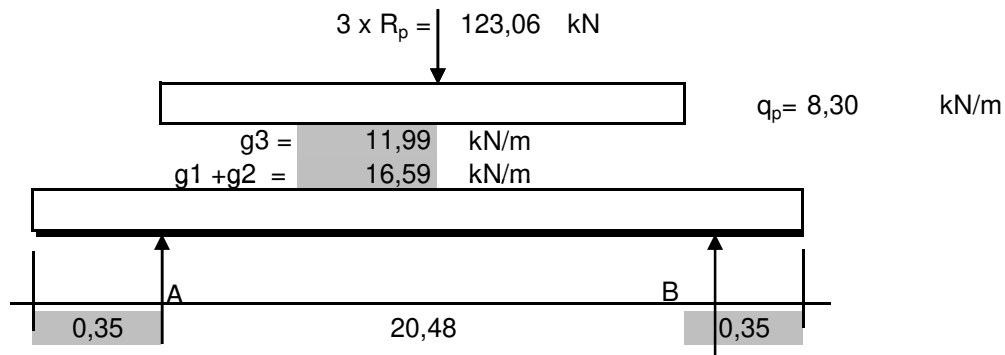
$$H_r = 12,75 \text{ kN}$$

$$\tau_H = 141,68 \text{ kN/m}^2 \leq 3 \times G \quad \text{OK}$$

$$\tau_\alpha = k_3 \cdot (a_0/\varepsilon)^2 \cdot E \cdot \alpha / n =$$

$$k_3 = 0,16 \text{ (aparelhos retangulares)}$$

Avaliação das rotações dos apoios da viga



$$J_v = 0,2943 \text{ m}^4 \quad E = 3,5E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$J(v+laje) = 0,0674 \text{ m}^4$$

Momentos em A devidos a (g1 + g2) e g3

$$M_A(g1+g2) = -1,02 \text{ kNm}$$

$$M_A g3 = -0,73 \text{ kNm}$$

rotação	g1 + g2	g3	Rp	q _p	$\alpha(g+p)_{total}$
α	0,0006	0,0018	0,0014	0,0012	0,0050

Devido a protensão temos:

12	cor Ø=12,7 na tensão de 80% $\sigma_{p0} = 0,8X$	157,5	kN/cm ² =	126,00 kN/cm ²
14	cor Ø=15,2 na tensão de 80% $\sigma_{p0} = 0,8X$	157,50	kN/cm ² =	126,00 kN/cm ²

$$N_{p100} = 3321,86 \text{ kN} \quad y_{cg} = 0,400 \text{ m}$$

$$M_{p100} = -996,56 \text{ kNm} \quad c_{g \text{ cabos}} = 0,100 \text{ m}$$

$$\alpha_{prot} = -0,0043 \text{ rad}$$

$$\Sigma \alpha_{prot} = -0,0043 \text{ rad}$$

$$\text{A rotação em conjunto com a protensão} = 0,0007 \text{ rad}$$

A tensão tangencial levando em consideração a protensão vale:

$$\tau_{\alpha} = 98,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} = 1361,87 \text{ kN/m}^2 \leq 5G \quad \text{OK}$$

A distorção do aparelho de apoio vale

Para cargas permanentes

$$\Sigma H_I = 2,37 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 0,00 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 2,37 \text{ kN}$$

$$k_n = 3000,00 \text{ kN/m} \quad \delta_n = 0,001 \text{ m}$$

$$\psi_n = 0,03 < 0,7 \quad \text{OK}$$

Para cargas permanentes e de curta duração



$$\Sigma H_I = 11,34 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 5,83 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 12,75 \text{ kN} \quad \delta_n = 0,004 \text{ m}$$

$$\psi_n = 0,14 < 1,2 \quad \text{OK}$$

FIM

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_01_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITEROI/RJ			FOLHA 8 de 11	
	TÍTULO:				
	PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600				
<div>ANEXO II - MC-EIXO 200-SUPER P1-P2</div>					

PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS

MUNICÍPIO DE NITERÓI

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL

1- CÁLCULO DA SUPERESTRUTURA DO EIXO 200 TRECHO PILAR P1-P2

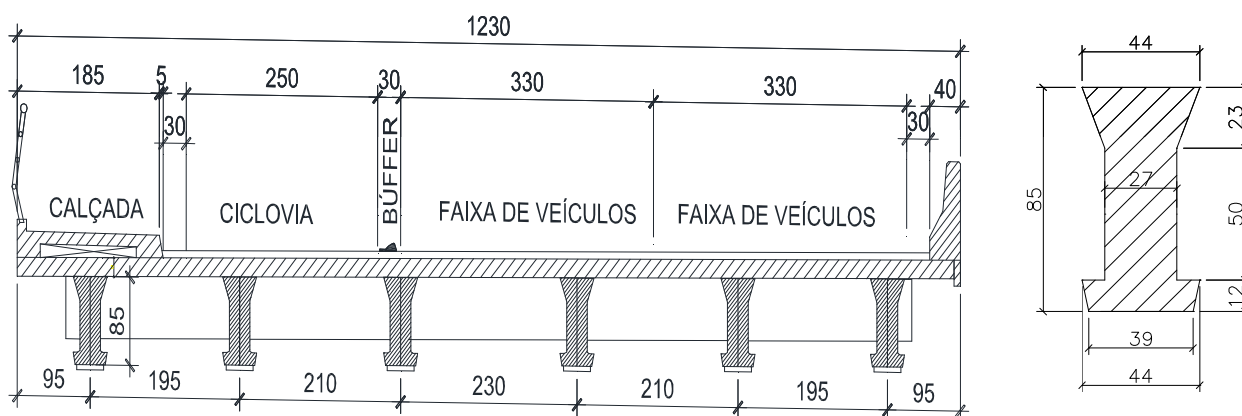
A estrutura em seção transversal é constituída por 6 vigas protendidas com 0,85m de altura espaçadas de 1,95m, 2,10m e 2,30m, com dois balanços com 0,95m totalizando 12,30m de

2 - Geometria

2.1 - Seção longitudinal

Comprimento total da viga = 7,28 m

Seção transversal



2.2 Características dos materiais

Concreto da laje superior	fck= 30 MPa	fctk= 2,5 MPa
Concreto da viga	fck= 45 MPa	fctk= 3,4 MPa
Cocreto da mesoestrutura	fck= 25 MPa	
Aço CA50A	fyk= 500 MPa	CPV-ARI
Aço CP210RB12.7	fyk= 2100 MPa	$\alpha_5 = 5,95$
Ec laje= 3,07E+07 kN/m ²		$\alpha_{15} = 5,38$ $\alpha_{adotado} = 5,51$
Ec viga= 3,76E+07 kN/m ²		$\alpha_{28} = 5,19$
Es CA50= 2,1E+08 kN/m ²		$\alpha_{med} = 5,51$
Es CP190= 1,95E+08 kN/m ²		

fct,m = 0,3 fck ^{2/3} =	3,796 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	4555,11	kN/m ²
fctk,inf = 0,7x fct,m =	2,657 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	3188,58	kN/m ²
fctk,sup = 1,3x fct,m =	3,454 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	4145,15	kN/m ²

A relação β_1 entre as resistências do concreto aos j dias e aos 28 dias (fck) é dada pela fórmula:

$$\beta_1 = \exp\{s [1-(28/t)^{1/2}]\} =$$

Para o concreto com cimento CPV-ARI , s = 0,20 daí para t =	5	0,761	34,24 MPa
	15	0,929	41,82 MPa
	28	1,000	45,00 MPa

Para as idades especificadas temos:

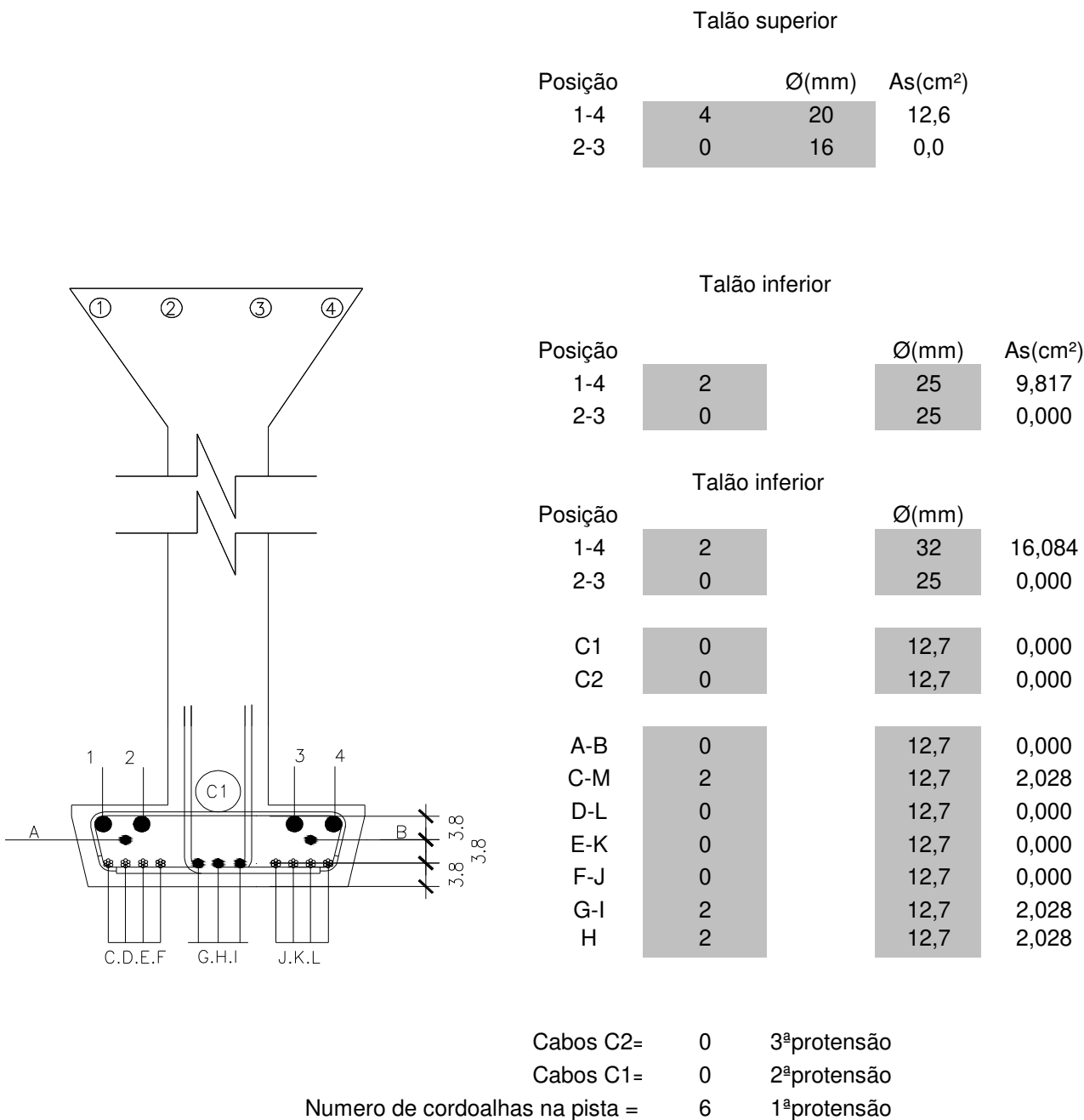
	Dias	Ecj =	fctj,m =	σ tração=
CPV-ARI	5	3,28E+07 kN/m ²	3163,66 kN/m ²	3796,39 kN/m ²
	15	3,62E+07 kN/m ²	3615,00 kN/m ²	4338,00 kN/m ²
	28	3,76E+07 kN/m ²	3795,93 kN/m ²	4555,11 kN/m ²

3 - Normas Técnicas

Foram usadas neste memorial as seguintes normas técnicas:

NBR-6118 Projetos e execução de concreto
 NBR-7187 Projeto de pontes de concreto armado e protendido
 NBR-7188 Carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre.
 NBR- 9062 Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado

4 - Configuração da seção plena



Plano de protensão.

- A primeira fase de protensão, será aplicada na fábrica aos 3 dias de idade, através de 6 cordoalhas pré tensionadas Ø = 12,7 mm, na tensão inicial de protensão de 155 kN/cm²
A seção transversal será homogenizada considerando a presença de 4 barras de aço CA50 com Ø= 16 mm no talão superior da viga e no talão inferior com 2 barras de aço CA50 com Ø= 25 mm.
- A 2ª protensão através de um cabo de 0 cord. Ø= 12,7 na tensão 155,0 kN/cm² atuando na viga isolada, permitindo a sua colocação sobre o berço dos encontros
- A 3ª protensão através de um cabo de 0 cord. Ø= 12,7 na tensão 155,0 kN/cm² a ser aplicada após a consolidação das vigas com a laje superior da estrutura

5 - Características geométricas

No instante da 1ª protensão na pista temos:

5.1 - Seção de apoio

	Lsi	Lii	hi	yi	S	S x yi	s x yi**2	Jo
1	0,44	0,27	0,230	0,744	0,082	0,0259	0,0082	0,0004
2	0,27	0,27	0,100	0,570	0,027	0,0039	0,0006	0,0000
3	0,27	0,27	0,100	0,470	0,027	0,0012	0,0001	0,0000
4	0,27	0,27	0,300	0,270	0,081	-0,0127	0,0020	0,0006
5	0,44	0,39	0,120	0,061	0,050	-0,0182	0,0067	0,0001
			0,850		0,2665	0,0000	0,0175	0,0011

Área= 0,26645 m² y i CG= 0,4269 m W i= 0,04343 m³
 Inercia= 0,0185 m⁴ ys CG= 0,4231 m Ws= 0,04383 m³

5.1.1 - Características da viga homogenizada

A seção será homogenizada em função da presença de barras de aço CA50, conforme quantidades e posicionamento e, também pelos furos das bainhas dos cabos da 2ª e 3ª protensão. Assim:

Talão superior

Pos	As(cm ²)	Asα(m ²)	y	Asα.y
1-4	12,57	0,0069		
2-3	0,00	0,0000		
Σ	12,57	0,0069	0,825	0,0057

Talão inferior

Pos	As(cm ²)	Asα(m ²)	y	Asα.y
1-4	16,08	0,009	0,080	0,001
2-3	0,00	0,000	0,080	0,000
A-B	0,00	0,0000	0,0750	0,00000
C-M	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
D-L	0,00	0,0000	0,0420	0,00000
E-K	0,00	0,0000	0,0420	0,00000
F-J	0,00	0,0000	0,0420	0,00000
G-I	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
H	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
C1	0,00	0,0000	0,0900	0,00000
C2	0,00	0,0000	0,1500	0,00000
Σ	22,17	0,0122		0,0008

$$\Sigma As\alpha.y = 0,0066 \text{ m}^2$$

$$\Sigma As\alpha. = 0,0191 \text{ m}^2$$

$$y = 0,3429 \text{ m}$$

	A	yi	A x yi	y' i	A x y' i	(A x y' i)2	Jo
Ac	0,2665	0,4269	0,1138	-0,006	-0,0015	0,00001	0,0185
As	0,0191	0,3429	0,0066	0,078	0,0015	0,00012	0,0000
Σ	0,2856		0,1203		0,0000	0,0001	0,0185

Área= 0,2856 m² y i CG= 0,4213 m W i= 0,04431 m³
 Inercia= 0,0187 m⁴ ys CG= 0,4287 m Ws= 0,04355 m³

5.1.2 - Características da viga em conjunto com a laje

Comprimento total da viga = 7,28 m
 Comprimento do balanço = 0,300 m
 Comprimento do balanço = 0,300 m
 Vão = 6,68 m

Número de vigas = 6

Larg. Tot. = 12,300 m

Dist. entre vigas

VA==VB 1,95 m

VB==VC 2,10 m

VC==VD 2,30 m

Bal 1 = 0,950 m

h laje = 0,180 m

h pav. = 0,070 m

S.pav = 0,080 m

h. total = 0,150 m

Pista = 9,700 m

Calçada = 1,900 m

Bal 2 = 0,950 m

Comprimento da Laje
 de transição = 3,00 m

Largura efetiva da laje

VIGA A

b1 <= 1,08 m
 0,67 m
 0,73 m

b2 <= 1,44 m
 0,67 m
 0,76 m

LI VA <= 1,78 m

LI VB <= 1,78 m

VIGA B

b1 <= 1,44 m
 0,67 m
 0,76 m

b2 <= 1,44 m
 0,67 m
 0,83 m

VIGA C

b1 <= 1,44 m
 0,67 m
 0,83 m

b2 <= 1,44 m
 0,67 m
 0,93 m

LI VC <= 1,78 m

Adotaremos um valor médio entre os valores encontrados

L = 1,78 m

	Area	yi	A x yi	y'i	A x y'i	A x y'i**2	J0
Viga	0,286	0,421	0,120	0,274	0,0782	0,0214	0,0187
Laje	0,320	0,940	0,300	-0,245	-0,0782	0,0191	0,0009
	0,6053		0,421		0,0000	0,0406	0,0195

Área 0,6053 m² y iv CG= 0,6953 m W iv= 0,0865 m³
 Inercia 0,0601 m⁴ ysv CG= 0,1547 m Wsv= 0,3885 m³
 ysl CG= 0,3347 m WsL= 0,1796 m³

5.2 - Seções do vão

	Lsi	Lii	hi	yi	S	S x yi	s x yi**2	Jo
1	0,44	0,27	0,230	0,744	0,082	0,0259	0,0082	0,0004
2	0,27	0,27	0,100	0,570	0,027	0,0039	0,0006	0,0000
3	0,27	0,27	0,100	0,470	0,027	0,0012	0,0001	0,0000
4	0,27	0,27	0,300	0,270	0,081	-0,0127	0,0020	0,0006
6	0,44	0,39	0,120	0,061	0,050	-0,0182	0,0067	0,0001
			0,850		0,2665	0,0000	0,0175	0,0011

Área= 0,2665 m² y i CG= 0,4269 m W i= 0,04343 m³
 Inercia= 0,0185 m⁴ ysv CG= 0,4231 m Ws= 0,04383 m³

5.2.1 Características da viga homogenizada

	A	yi	A x yi	y' i	A x y' i	(A x y' i)2	Jo
Ac	0,2665	0,4269	0,1138	-0,006	-0,0015	0,00001	0,0185
As	0,0191	0,3429	0,0066	0,078	0,0015	0,00012	0,0000
Σ	0,2856		0,1203		0,00000	0,00001	0,0185

Área=	0,28558 m²	y i CG=	0,4213 m	W i=	0,04431 m³
Inercia=	0,0187 m4	ys CG=	0,4287 m	Ws=	0,04355 m³

5.2.2 Características da viga em conjunto com a laje

Vão=	6,68 m	Dist. entre vigas=		Larg. Tot.=	12,300 m
		VA==VB	1,950 m	Bal 2=	0,950 m
		VC==VD	2,100 m	Larg. Pis=	9,700 m
		VB==VC	2,300 m	Larg. Pas=	1,900 m
		Bal 1 =	0,950 m		
		h laje=	0,180 m		
		h pav.=	0,070 m		
		h pav.=	0,080 m		
		h pav.=	0.150 m		

Largura efetiva da laje
VIGA A

VIGA B

bl <=	1,08 m 0,67 m 0,73 m	LI VA <=	1,78 m	b1 <=	1,44 m 0,67 m 0,76 m
b2 <=	1,44 m 0,67 m 0,76 m	LI VB <=	1,78 m	b2 <=	1,44 m 0,67 m 0,83 m

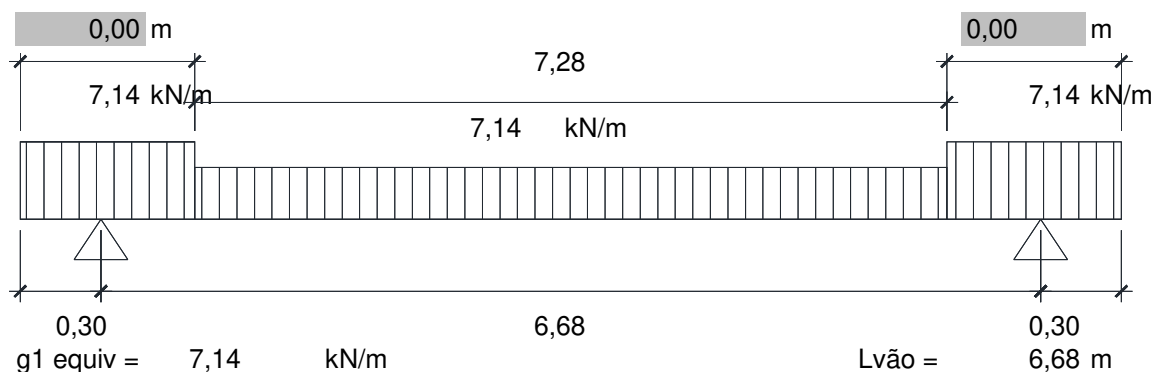
VIGA C

bl <=	1,44 m 0,67 m 0,83 m	LI VC <=	1,78 m
Adotaremos um valor médio entre os valores encontrados			
b2 <=	1,44 m 0,67 m 0,93 m	L =	1,78 m

	Area	y _i	A x y _i	y' _i	A x y' _i	A x y' _i **2	J0
Viga	0,286	0,421	0,120	0,274	0,0782	0,0214	0,0187
Laje	0,320	0,940	0,300	-0,245	-0,0782	0,0191	0,0009
	0,6053		0,421		0,0000	0,0406	0,0195

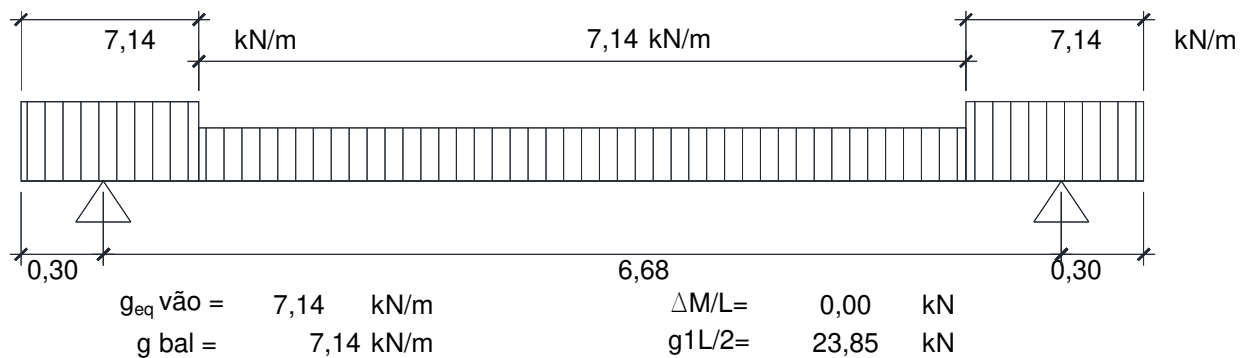
Área	0,6053	m²	y iv _{CG} =	0,6953	m	W iv=	0,0865	m³
Inercia	0,0601	m4	ysv _{CG} =	0,1547	m	Wsv=	0,3885	m³
			ysL _{CG} =	0,3347	m	WsL=	0,1796	m³

- 6 - Determinação dos esforços
6.1- Carga permanente
6.1.1.a g1 - Peso próprio da viga no instante da 1ª protensão



Seção	x1	$\varepsilon = x/L$	Momento	Tensões (kN/m²)	
0esq	0,30	0,00	-0,32	Sup laje	0,00
				Sup viga	7,38
				Inf viga	0,00
0dir	0,30	0,00	-0,32	Sup laje	0,00
				Sup viga	7,38
				Inf viga	0,00
1	0,668	0,10	14,02	Sup laje	0,00
				Sup viga	-321,84
				Inf viga	316,31
2	1,336	0,20	25,17	Sup laje	0,00
				Sup viga	-577,90
				Inf viga	567,96
3	2,004	0,30	33,13	Sup laje	0,00
				Sup viga	-760,80
				Inf viga	747,72
4	2,672	0,40	37,91	Sup laje	0,00
				Sup viga	-870,54
				Inf viga	855,57
5	3,340	0,50	39,50	Sup laje	0,00
				Sup viga	-907,12
				Inf viga	891,52
6	4,008	0,60	37,91	Sup laje	0,00
				Sup viga	-870,54
				Inf viga	855,57
7	4,676	0,70	33,13	Sup laje	0,00
				Sup viga	-760,80
				Inf viga	747,72
8	5,344	0,80	25,17	Sup laje	0,00
				Sup viga	-577,90
				Inf viga	567,96
9	6,012	0,90	14,02	Sup laje	0,00
				Sup viga	-321,84
				Inf viga	316,31
10esq	6,68	0,00	-0,32	Sup laje	0,0
				Sup viga	0,5
				Inf viga	-0,2
10dir	6,68	0,00	-0,32	Sup laje	0,0
				Sup viga	0,5
				Inf viga	-0,2

6.1.1.b- g1 - Peso próprio da viga no instante da 2ª protensão



Seção				Momento kNm	Tensões (kN/m ²)		Cortante kN
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'				
0esq	0,3	0,00	1,00	-0,32	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 7,38 -7,25	-2,14
0dir	0,3	0,00	1,00	-0,32	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 7,38 -7,25	23,85
1	0,668	0,10	0,90	14,02	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -321,84 316,31	19,08
2	1,336	0,20	0,80	25,17	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -577,90 567,96	14,31
3	2,004	0,30	0,70	33,13	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -760,80 747,72	9,54
4	2,672	0,40	0,60	37,91	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -870,54 855,57	4,77
5	3,34	0,50	0,50	39,50	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -907,12 891,52	0,00
6	4,008	0,60	0,40	37,91	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -870,54 855,57	-4,77
7	4,676	0,70	0,30	33,13	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -760,80 747,72	-9,54
8	5,344	0,80	0,20	25,17	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -577,90 567,96	-14,31
9	6,012	0,90	0,10	14,02	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -321,84 316,31	-19,08
10esq	6,680	1,00	0,00	-0,32	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 7,38 -7,25	-23,85
10dir	6,680	1,00	0,00	-0,32	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 7,38 -7,25	2,14

Peso da viga
 51,98 kN
 Peso da transversina
 0,00 kN
 Peso total da viga
 51,98 kN

6.1.2- g2 - Peso próprio da laje superior + Transversinas de vão

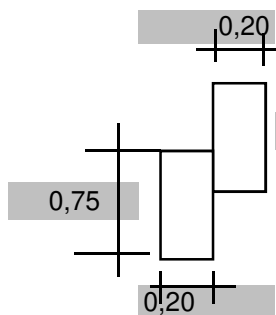
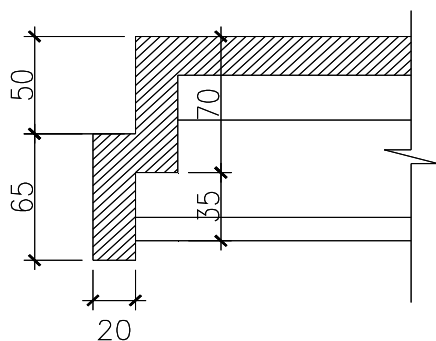
e= 0,00 m nº transv.= 0

P Ttransversina= P Viga A = 0,00 kN/viga
 P Viga B = 0,00 kN/viga
 P Viga C = 0,00 kN/viga

Peso da laje = 55,35 kN/m

g2A= 8,66 kN/m
 g2B= 9,11 kN/m g2_{medio} = 9,23 kN/m
 g2C= 9,90 kN/m

Peso da cortina + Laje de transição



P_{cort} = 0,00 kN/viga
 P_{laje} = 0,00 kN/viga
 P_{total} = 0,00 kN/viga

VIGA 1=VIGA 6
 $\Delta M/L = 0,00$ kN

 $g1L/2 = 28,93$ kN

Seção				Momento kNm	Tensões (kN/m²)		Cortante kN
0	x1	ε	ε'				
Ext	0,00	0,00	1,00	0,00	Sup laje	0,00	0,00
					Sup viga	0,00	
					Inf viga	0,00	
0esq	0,30	0,00	1,00	-0,39	Sup laje	0,00	-2,60
					Sup viga	8,95	
					Inf viga	-8,80	
0dir	0,30	0,00	1,00	-0,39	Sup laje	0,00	28,93
					Sup viga	8,95	
					Inf viga	-8,80	
1	0,67	0,10	0,90	17,00	Sup laje	0,00	23,15
					Sup viga	-390,49	
					Inf viga	383,78	
2	1,34	0,20	0,80	30,53	Sup laje	0,00	17,36
					Sup viga	-701,17	
					Inf viga	689,11	
3	2,00	0,30	0,70	40,20	Sup laje	0,00	11,57
					Sup viga	-923,08	
					Inf viga	907,21	
4	2,67	0,40	0,60	46,00	Sup laje	0,00	5,79
					Sup viga	-1056,23	
					Inf viga	1038,07	
5	3,34	0,50	0,50	47,93	Sup laje	0,00	0,00
					Sup viga	-1100,61	
					Inf viga	1081,69	
6	4,01	0,60	0,40	46,00	Sup laje	0,00	-5,79
					Sup viga	-1056,23	
					Inf viga	1038,07	
7	4,68	0,70	0,30	40,20	Sup laje	0,00	-11,57
					Sup viga	-923,08	
					Inf viga	907,21	
8	5,34	0,80	0,20	30,53	Sup laje	0,00	-17,36
					Sup viga	-701,17	
					Inf viga	689,11	
9	6,01	0,90	0,10	17,00	Sup laje	0,00	-23,15
					Sup viga	-390,49	
					Inf viga	383,78	
10esq	6,68	1,00	0,00	-0,39	Sup laje	0,00	-28,93
					Sup viga	8,95	
					Inf viga	-8,80	

VIGA 2
 $\Delta M/L = 0,00 \text{ kN}$
 $g1L/2 = 30,44 \text{ kN}$

Seção				Momento kNm	Tensões (kN/m²)		Cortante (kN) kN
	x1	ε	ε'				
Ext	0,00	0,00	1,00	0,00	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 0,00 0,00	0,00
0esq	0,30	0,00	1,00	-0,41	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 9,42 -9,25	-2,73
0dir	0,30	0,00	1,00	-0,41	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 9,42 -9,25	30,44
1	0,67	0,10	0,90	17,89	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -410,78 403,71	24,35
2	1,34	0,20	0,80	32,12	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -737,59 724,91	18,26
3	2,00	0,30	0,70	42,29	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -971,04 954,34	12,17
4	2,67	0,40	0,60	48,38	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1111,10 1091,99	6,09
5	3,34	0,50	0,50	50,42	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1157,79 1137,88	0,00
6	4,01	0,60	0,40	48,38	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1111,10 1091,99	-6,09
7	4,68	0,70	0,30	42,29	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -971,04 954,34	-12,17
8	5,34	0,80	0,20	32,12	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -737,59 724,91	-18,26
9	6,01	0,90	0,10	17,89	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -410,78 403,71	-24,35
10esq	6,68	1,00	0,00	-0,41	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 9,42 -9,25	-30,44

VIGA 3=VIGA 4=VIGA 5
 $\Delta M/L = 0,00 \text{ kN}$
 $g1L/2 = 33,07 \text{ kN}$

Seção				Momento kNm	Tensões (kN/m²)		Cortante (kN) kN
	x1	ε	ε'				
Ext	0,00	0,00	1,00	0,00	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 0,00 0,00	0,00
0esq	0,30	0,00	1,00	-0,45	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 10,23 -10,05	-2,97
0dir	0,30	0,00	1,00	-0,45	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 10,23 -10,05	33,07
1	0,67	0,10	0,90	19,43	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -446,28 438,60	26,45
2	1,34	0,20	0,80	34,90	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -801,34 787,56	19,84
3	2,00	0,30	0,70	45,94	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1054,95 1036,81	13,23
4	2,67	0,40	0,60	52,57	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1207,12 1186,36	6,61
5	3,34	0,50	0,50	54,77	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1257,84 1236,21	0,00
6	4,01	0,60	0,40	52,57	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1207,12 1186,36	-6,61
7	4,68	0,70	0,30	45,94	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -1054,95 1036,81	-13,23
8	5,34	0,80	0,20	34,90	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -801,34 787,56	-19,84
9	6,01	0,90	0,10	19,43	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 -446,28 438,60	-26,45
10esq	6,68	1,00	0,00	-0,45	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00 10,23 -10,05	-33,07

6.1.3 Pavimentação + guarda roda

A pavimentação será distribuída igualmente entre as (6-1) vigas

O guarda rodas e a calçada serão distribuído em função da linha de influência

Guarda rodas = 6,00 kN/m
Guarda corpo = 2,00 kN/m

Calçada = 7,75 kN/m
pavimentação = 32,01 kN/m

VIGA 1

g3 = 8,77 kN/m

Ordenada da linha de influência = 0,89
0,0093
0,8993

$\Delta M/L = 0,00$ kN
 $g1L/2 = 29,29$ kN

Seção	x1	ε	ε'	Momento kNm	Tensões (kN/m²)	Cortante (kN)
Ext	0,00	0,00	1,00	0,00	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00
0esq	0,30	0,00	1,00	-0,39	Sup laje Sup viga Inf viga	-2,63
0dir	0,30	0,00	1,00	-0,39	Sup laje Sup viga Inf viga	29,29
1	0,67	0,10	0,90	17,21	Sup laje Sup viga Inf viga	23,43
2	1,34	0,20	0,80	30,91	Sup laje Sup viga Inf viga	17,57
3	2,00	0,30	0,70	40,69	Sup laje Sup viga Inf viga	11,71
4	2,67	0,40	0,60	46,56	Sup laje Sup viga Inf viga	5,86
5	3,34	0,50	0,50	48,51	Sup laje Sup viga Inf viga	0,00
6	4,01	0,60	0,40	46,56	Sup laje Sup viga Inf viga	-5,86
7	4,68	0,70	0,30	40,69	Sup laje Sup viga Inf viga	-11,71
8	5,34	0,80	0,20	30,91	Sup laje Sup viga Inf viga	-17,57
9	6,01	0,90	0,10	17,21	Sup laje Sup viga Inf viga	-23,43
10esq	6,68	1,00	0,00	-0,39	Sup laje Sup viga Inf viga	-29,29

VIGA V2=V3=V4=V5

Guarda rodas = 2,0 kN/m Ordenada da linha de influência = 0,1000
 Calçada = 7,75 kN/m -0,1000
 Pavimentação = 0 kN/m 0

$\Delta M/L = 0,00$ kN
 $g3 = 6,40$ kN/m $g1L/2 = 21,38$ kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)		Cortante (KN)
0esq	-0,29		Sup laje	1,60	-1,92
			Sup viga	0,74	
			Inf viga	-3,33	
0dir	-0,29		Sup laje	1,60	21,38
			Sup viga	0,74	
			Inf viga	-3,33	
1	12,57		Sup laje	-69,98	17,11
			Sup viga	-32,35	
			Inf viga	145,36	
2	22,57		Sup laje	-125,66	12,83
			Sup viga	-58,09	
			Inf viga	261,00	
3	29,71		Sup laje	-165,43	8,55
			Sup viga	-76,47	
			Inf viga	343,61	
4	33,99		Sup laje	-189,29	4,28
			Sup viga	-87,50	
			Inf viga	393,17	
5	35,42		Sup laje	-197,24	0,00
			Sup viga	-91,18	
			Inf viga	409,69	
6	33,99		Sup laje	-189,29	-4,28
			Sup viga	-87,50	
			Inf viga	393,17	
7	29,71		Sup laje	-165,43	-8,55
			Sup viga	-76,47	
			Inf viga	343,61	
8	22,57		Sup laje	-125,66	-12,83
			Sup viga	-58,09	
			Inf viga	261,00	
9	12,57		Sup laje	-69,98	-17,11
			Sup viga	-32,35	
			Inf viga	145,36	
10esq	-0,29		Sup laje	1,60	-21,38
			Sup viga	0,74	
			Inf viga	-3,33	
10dir	-0,29		Sup laje	1,60	1,92
			Sup viga	0,74	
			Inf viga	-3,33	

VIGA V6

Guarda rodas = 6,00 kN/m Ordenadas da L.I. $y1 = 1,09$
 $y2 = 0,00$
 $\Sigma = 1,090$
 $\Delta M/L = 0,00$ kN
 $g3 = 12,94$ kN/m $g1L/2 = 43,23$ kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-0,58		Sup laje	3,24		-3,88
			Sup viga	1,50		
			Inf viga	-6,74		
0dir	-0,58		Sup laje	3,24		43,23
			Sup viga	1,50		
			Inf viga	-6,74		
1	25,41		Sup laje	-141,47		34,58
			Sup viga	-65,40		
			Inf viga	293,85		
2	45,62		Sup laje	-254,03		25,94
			Sup viga	-117,43		
			Inf viga	527,63		
3	60,06		Sup laje	-334,42		17,29
			Sup viga	-154,59		
			Inf viga	694,62		
4	68,72		Sup laje	-382,66		8,65
			Sup viga	-176,89		
			Inf viga	794,82		
5	71,61		Sup laje	-398,74		0,00
			Sup viga	-184,32		
			Inf viga	828,21		
6	68,72		Sup laje	-382,66		-8,65
			Sup viga	-176,89		
			Inf viga	794,82		
7	60,06		Sup laje	-334,42		-17,29
			Sup viga	-154,59		
			Inf viga	694,62		
8	45,62		Sup laje	-254,03		-25,94
			Sup viga	-117,43		
			Inf viga	527,63		
9	25,41		Sup laje	-141,47		-34,58
			Sup viga	-65,40		
			Inf viga	293,85		
10esq	-0,58		Sup laje	3,24		-43,23
			Sup viga	1,50		
			Inf viga	-6,74		
10dir	-0,58		Sup laje	3,24		3,88
			Sup viga	1,50		
			Inf viga	-6,74		

6.2- Esforços da carga móvel

TREM TIPO TB 45 - NBR7188

Eixo dianteiro =	75,0 kN	==>	60,0 kN	com impacto	81,00 kN
Eixo intermed. =	75,0 kN	==>	60,0 kN		81,00 kN
Eixo traseiro =	75,0 kN	==>	60,0 kN		81,00 kN
Carga distribuida =	5,0 kN/m²				6,75 kN/m²
Carga complementar =	3,0 kN/m²				3,0 kN/m²
Coeficiente de impacto					

$$\varphi = \text{CIV} \times \text{CNF} \times \text{CIA}$$

CIV= Coeficiente de impacto vertical =	1,35	$\varphi =$	1,35
CNF= Coeficiente de número de faixas =	1,00		
CIA= Coeficiente de impacto adicional =	1,00		

CIV = 1,35 para vãos menores do que 10,00 m

CIV = $(1 + 1,06(20/(\text{Liv} + 50)))$ para vãos maiores do que 10,0 m

Liv = 6,68 m

CNF = $1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \implies 1,000$

Numero de faixas= 2

CIA = 1,25

Cálculo dos trenstipos pelo método Homberg&Trenks&Weinmeister.

Jviga=	0,0601 m ⁴	Z=	0,12
		r =	1,00

J Laje =

2,88		0,180

Jtrnsv= 0,0014 m⁴

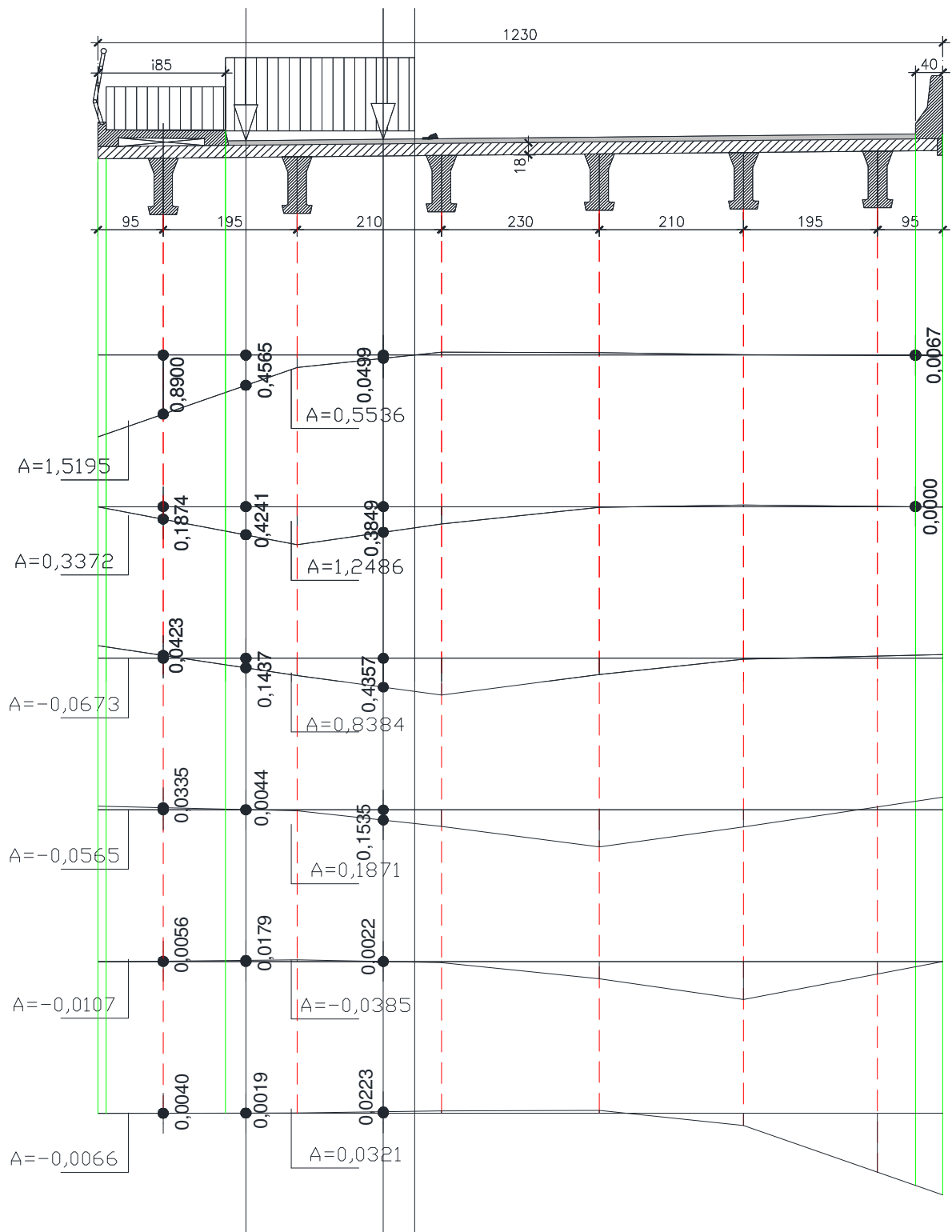
Para P=1 em A

Para P=1 em B

Para P=1 em C

Baa=	0,8900	Bba=	0,18740	Bca=	-0,0423
Bab=	0,1874	Bbb=	0,57100	Bcb=	0,2592
Bac=	-0,043	Bbc=	0,25920	Bcc=	0,5550
Bad=	-0,0335	Bbd=	0,01360	Bcd=	0,2480
Bae=	-0,0056	Bbe=	-0,02550	Bce=	0,0136
Baf=	0,0040	Bbf=	-0,00560	Bcf=	-0,0335
	0,9993		1,0057		1,0335

6.2.1 Para máxima reação na viga A, temos:



y1	y2	$\Sigma y =$	
0,4565	0,0499	0,5064	Viga A
0,4241	0,3849	0,8090	Viga B
0,1437	0,4857	0,6294	Viga C
-0,0044	0,1535	0,1491	Viga D
-0,0179	-0,0022	-0,0201	Viga E
-0,0019	-0,0223	-0,0242	Viga F
1,0001	1,0495		

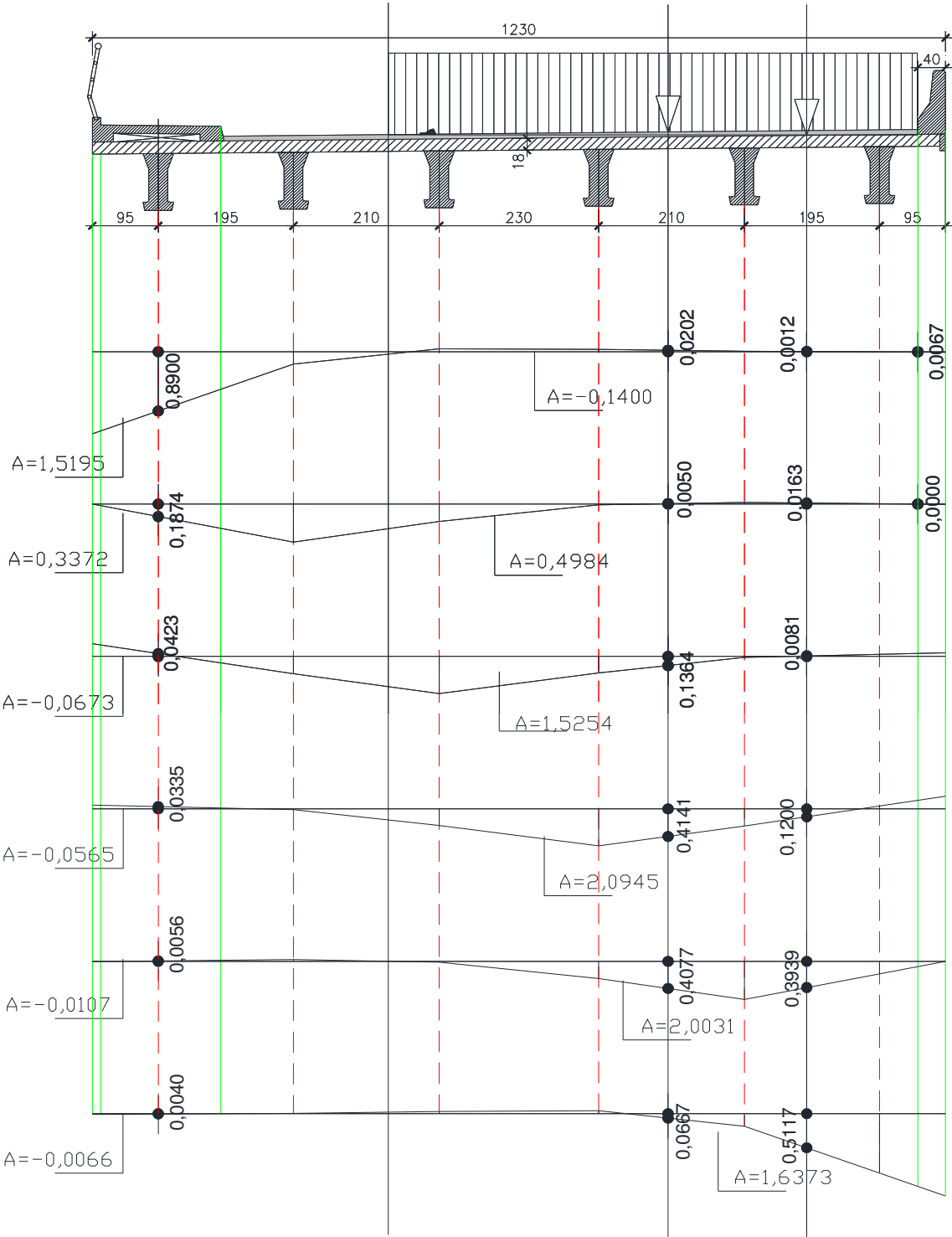
As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga A, em kN, e as correspondentes

	Viga A	Viga B	Viga C	Viga D	Viga F	Viga E
$R_{\text{eixo}} =$	41,02	65,53	50,98	12,08	-1,63	-1,96 kN/eixo

As reações da carga distribuida do trem tipo com Maxima reação na viga A e as correspondentes

	Viga A	Viga B	Viga C	Viga D	Viga E	Viga F
Area (5)=	0,5536	1,2486	0,8384	0,1871	-0,0385	-0,0321
Area (3)=	1,5195	0,3372	-0,0673	-0,0565	-0,0107	-0,0019
Q5 =	3,74	8,43	5,66	1,26	-0,26	-0,22
Q3 =	4,56	1,01	-0,20	-0,17	-0,03	-0,01
$Q_{\text{total}} =$	8,30	9,44	5,46	1,09	-0,29	-0,22 kN/m

6.2.2 Para máxima reação na viga B, temos:



y1	y2	Σy =	
0,5117	0,0667	0,5784	Viga A
0,3938	0,4077	0,8015	Viga B
0,1200	0,4141	0,5341	Viga C
-0,0081	0,1364	0,1283	Viga D
-0,0163	-0,0050	-0,0213	Viga E
-0,0012	-0,0202	-0,0214	Viga F
0,9999	0,9997		

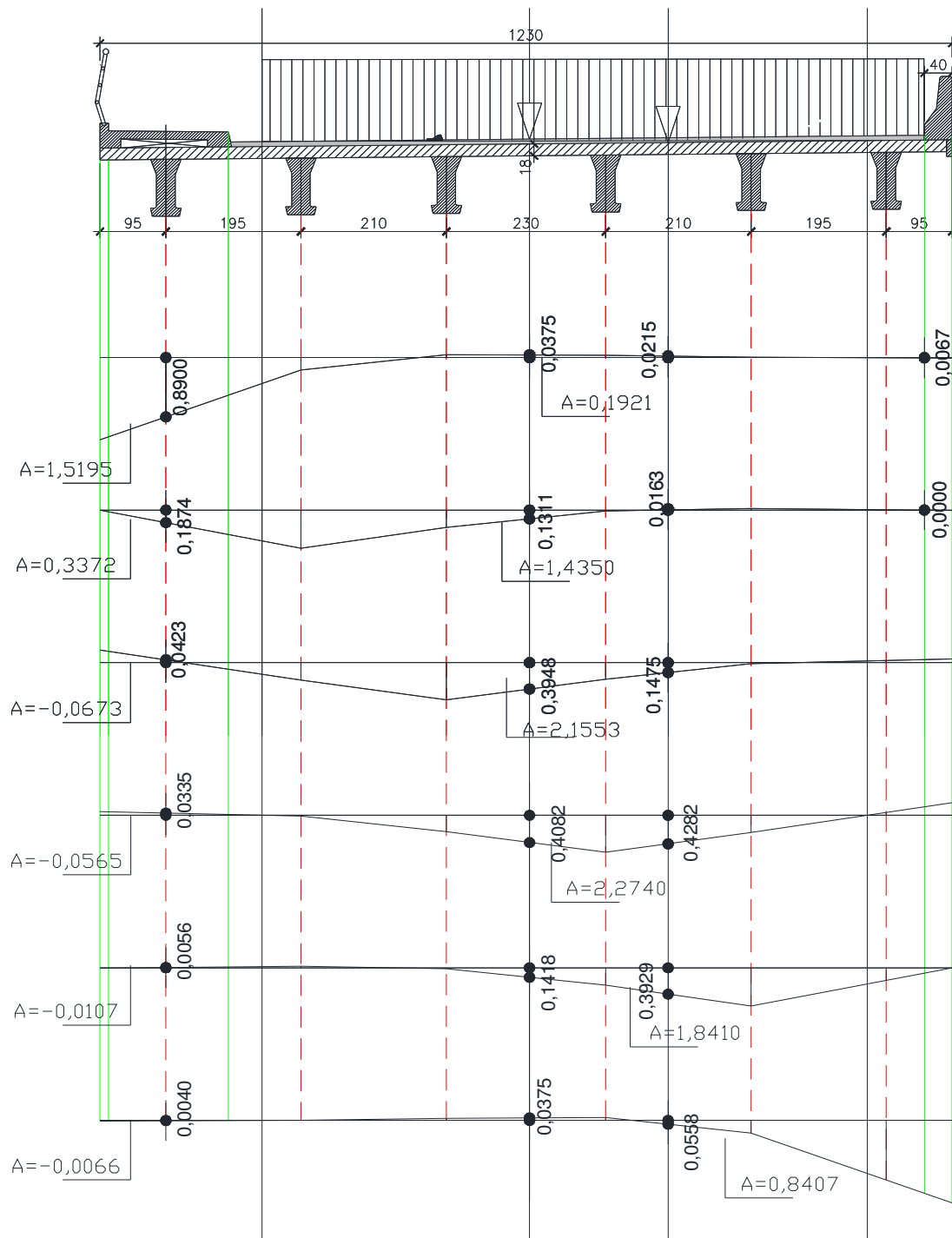
As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga B, em kN, e as correspondentes reações nas demais, com impacto, valem:

	Viga A	Viga B	Viga C	Viga D	Viga E	Viga F
$R_{\text{eixo}} =$	46,85	64,92	43,26	10,39	-1,73	-1,73 kN/eixo

As reações da carga distribuída do trem tipo com Maxima reação na viga B e as correspondentes

	Viga A	Viga B	Viga C	Viga D	Viga E	Viga F
Area (5)=	1,6373	2,003	2,095	1,525	0,498	-0,140
Area (3)=	0	0	0	0	0	0
Q5 =	11,05	13,52	14,14	10,30	3,36	-0,95
Q3 =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{\text{total}} =$	11,05	13,52	14,14	10,30	3,36	-0,95 kN/m

6.2.3 Para máxima reação na viga C, temos:



y1	y2	$\Sigma y =$	
0,0558	-0,0375	0,0183	Viga A
0,3929	0,1418	0,5347	Viga B
0,4282	0,4082	0,8364	Viga C
0,1475	0,3948	0,5423	Viga D
-0,0163	0,1311	0,1148	Viga E
-0,0215	-0,0375	-0,0590	Viga F
0,9866	1,0009		

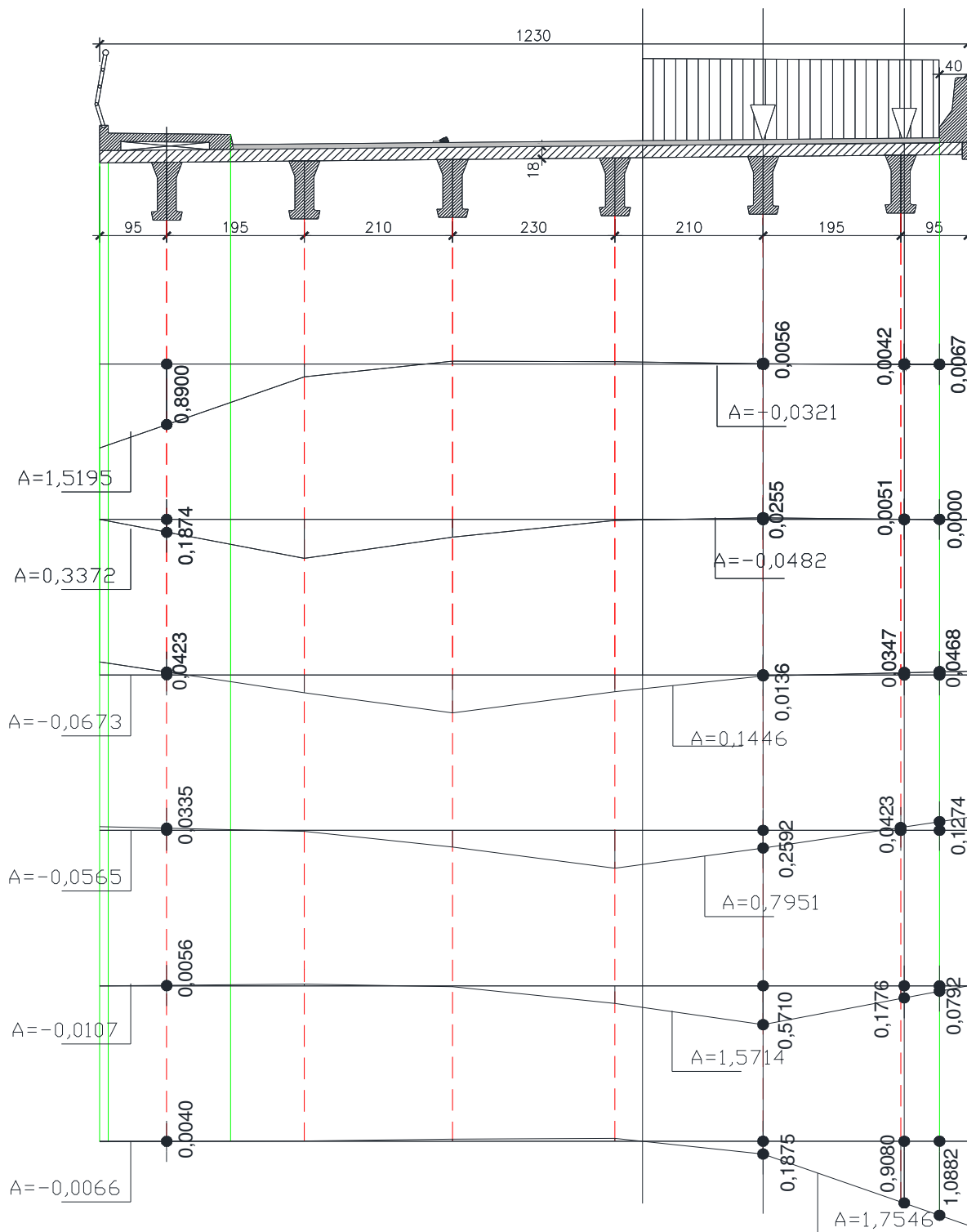
As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga B, em kN, e as correspondentes reações nas demais, com impacto, valem:

	Viga A	Viga B	Viga C	Viga D	Viga E	Viga E
$R_{\text{eixo}} =$	1,48	43,31	67,75	43,93	9,30	-4,78 kN/eixo

As reações da carga distribuída do trem tipo com Maxima reação na viga B e as correspondentes

	Viga A	Viga B	Viga C	Viga D	Viga E	Viga E
Area (5)=	0,8407	1,8410	2,2740	2,1553	1,4350	0,1921
Area (3)=	0	0	0	0	0	0
Q5 =	5,67	12,43	15,35	14,55	9,69	1,30
Q3 =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{\text{total}} =$	5,67	12,43	15,35	14,55	9,69	1,30 kN/m

6.2.4 Para máxima reação na viga F, temos:



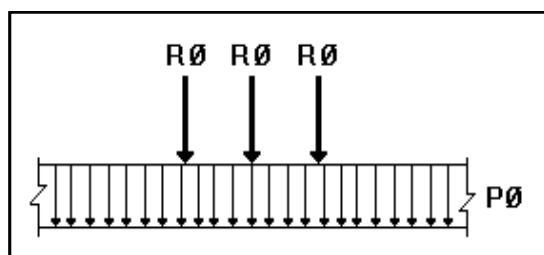
y1	y2	$\Sigma y =$	
0,9080	0,1875	1,0955	Viga 1
0,1776	0,5710	0,7486	Viga 2
-0,0423	0,2592	0,2169	Viga 3
-0,0347	0,0136	-0,0211	Viga 4
-0,0051	-0,0255	-0,0306	Viga 5
-0,0042	-0,0056	-0,0098	Viga 6
0,9993	1,0002		

As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga B, em kN, e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
$R_{\text{eixo}} =$	88,74	60,64	17,57	-1,71	-2,48	-0,79 kN/eixo

As reações da carga distribuida do trem tipo com Maxima reação na viga B e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
Area (5)=	1,7546	1,5714	0,7951	0,1446	-0,0482	-0,0321
Area (3)=	0	0	0	0	0	0
$Q_5 =$	11,84	10,61	5,37	0,98	-0,33	-0,22
$Q_3 =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{\text{total}} =$	11,84	10,61	5,37	0,98	-0,33	-0,22 kN/m



VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
41,02	8,30	46,85	11,05	1,48	5,67	-0,79	-0,22
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
65,53	9,44	64,92	13,52	43,31	12,43	-2,48	-0,33
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C max	
50,98	5,46	43,26	14,14	67,75	15,35	-1,71	0,98
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
12,08	1,09	10,39	10,30	43,93	14,55	17,57	5,37
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
-1,63	-0,29	-1,73	3,36	9,30	9,69	60,64	10,61
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor	
-1,96	-0,29	-1,73	-0,95	-4,78	1,30	88,74	11,84

Tensões devidas a carga móvel

Esforços e tensões na viga A

Lt= 3,00 m
 Lb1 = 0,30 m
 Lc = 6,68 m
 Lb2 = 0,30 m

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'	Mp _{max} +		σ p _{max} +	Mp _{max} -	σ p _{max} -	Vp _{max} +	Vp _{max} -
0esq	0,30			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
0dir	0,30			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	123,74	27,63
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
1	0,67			72,18	Sup laje	-401,94	0,00	0,00	106,17	15,05
		0,10	0,90		Sup viga	-185,80		0,00		
					Inf viga	834,85		0,00		
2	1,34			124,22	Sup laje	-691,71	0,00	0,00	89,16	1,91
		0,20	0,80		Sup viga	-319,75		0,00		
					Inf viga	1436,74		0,00		
3	2,00			156,11	Sup laje	-869,33	0,00	0,00	72,70	-11,78
		0,30	0,70		Sup viga	-401,86		0,00		
					Inf viga	1805,66		0,00		
4	2,67			167,87	Sup laje	-934,79	0,00	0,00	56,79	-26,02
		0,40	0,60		Sup viga	-432,11		0,00		
					Inf viga	1941,62		0,00		
5	3,34			159,48	Sup laje	-888,08	0,00	0,00	41,44	-40,82
		0,50	0,50		Sup viga	-410,52		0,00		
					Inf viga	1844,61		0,00		
6	4,01			167,87	Sup laje	-934,79	0,00	0,00	26,64	-56,18
		0,60	0,40		Sup viga	-432,11		0,00		
					Inf viga	1941,62		0,00		
7	4,68			156,11	Sup laje	-869,33	0,00	0,00	12,39	-72,08
		0,70	0,30		Sup viga	-401,86		0,00		
					Inf viga	1805,66		0,00		
8	5,34			124,22	Sup laje	-691,71	0,00	0,00	-1,30	-88,54
		0,80	0,20		Sup viga	-319,75		0,00		
					Inf viga	1436,74		0,00		
9	6,01			72,18	Sup laje	-401,94	0,00	0,00	-14,43	-105,56
		0,90	0,10		Sup viga	-185,80		0,00		
					Inf viga	834,85		0,00		
10esq	6,68			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	-27,02	-123,13
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		

Esforços e tensões na viga B

Lt= 3,00 m
 Lb1 = 0,30 m Lb2 = 0,30 m
 Lc = 6,68 m

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'	Mp _{max +}		σ p _{max +}	Mp _{max -}	σ p _{max -}	Vp _{max +}	Vp _{max -}
0esq	0,30			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
0dir	0,30			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	197,19	43,73
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
1	0,67			115,03	Sup laje	-640,54	0,00	0,00	169,13	23,81
		0,10	0,90		Sup viga	-296,10		0,00		
					Inf viga	1330,45		0,00		
2	1,34			198,00	Sup laje	-1102,59	0,00	0,00	141,98	2,98
		0,20	0,80		Sup viga	-509,68		0,00		
					Inf viga	2290,16		0,00		
3	2,00			248,92	Sup laje	-1386,14	0,00	0,00	115,73	-18,76
		0,30	0,70		Sup viga	-640,76		0,00		
					Inf viga	2879,12		0,00		
4	2,67			267,79	Sup laje	-1491,20	0,00	0,00	90,38	-41,40
		0,40	0,60		Sup viga	-689,32		0,00		
					Inf viga	3097,33		0,00		
5	3,34			254,60	Sup laje	-1417,76	0,00	0,00	65,94	-64,94
		0,50	0,50		Sup viga	-655,37		0,00		
					Inf viga	2944,80		0,00		
6	4,01			267,79	Sup laje	-1491,20	0,00	0,00	42,40	-89,38
		0,60	0,40		Sup viga	-689,32		0,00		
					Inf viga	3097,33		0,00		
7	4,68			248,92	Sup laje	-1386,14	0,00	0,00	19,76	-114,73
		0,70	0,30		Sup viga	-640,76		0,00		
					Inf viga	2879,12		0,00		
8	5,34			198,00	Sup laje	-1102,59	0,00	0,00	-1,97	-140,98
		0,80	0,20		Sup viga	-509,68		0,00		
					Inf viga	2290,16		0,00		
9	6,01			115,03	Sup laje	-640,54	0,00	0,00	-22,80	-168,13
		0,90	0,10		Sup viga	-296,10		0,00		
					Inf viga	1330,45		0,00		
10esq	6,68			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	-42,73	-196,19
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		

Esforços e tensões na viga C

Lt= 3,00 m
 Lb1 = 0,30 m Lb2 = 0,30 m
 Lc = 6,68 m

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'	Mp _{max +}		σ p _{max +}	Mp _{max -}	σ p _{max -}	Vp _{max +}	Vp _{max -}
0esq	0,30			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
0dir	0,30			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	210,01	45,64
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
1	0,67			122,53	Sup laje	-682,30	0,00	0,00	179,95	24,80
		0,10	0,90		Sup viga	-315,40		0,00		
					Inf viga	1417,18		0,00		
2	1,34			211,05	Sup laje	-1175,25	0,00	0,00	150,91	2,94
		0,20	0,80		Sup viga	-543,27		0,00		
					Inf viga	2441,07		0,00		
3	2,00			265,57	Sup laje	-1478,85	0,00	0,00	122,89	-19,95
		0,30	0,70		Sup viga	-683,61		0,00		
					Inf viga	3071,67		0,00		
4	2,67			286,09	Sup laje	-1593,10	0,00	0,00	95,90	-43,86
		0,40	0,60		Sup viga	-736,43		0,00		
					Inf viga	3308,99		0,00		
5	3,34			272,60	Sup laje	-1518,01	0,00	0,00	69,94	-68,80
		0,50	0,50		Sup viga	-701,71		0,00		
					Inf viga	3153,01		0,00		
6	4,01			286,09	Sup laje	-1593,10	0,00	0,00	45,00	-94,76
		0,60	0,40		Sup viga	-736,43		0,00		
					Inf viga	3308,99		0,00		
7	4,68			265,57	Sup laje	-1478,85	0,00	0,00	21,09	-121,75
		0,70	0,30		Sup viga	-683,61		0,00		
					Inf viga	3071,67		0,00		
8	5,34			211,05	Sup laje	-1175,25	0,00	0,00	-1,80	-149,77
		0,80	0,20		Sup viga	-543,27		0,00		
					Inf viga	2441,07		0,00		
9	6,01			122,53	Sup laje	-682,30	0,00	0,00	-23,66	-178,81
		0,90	0,10		Sup viga	-315,40		0,00		
					Inf viga	1417,18		0,00		
10esq	6,68			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	-44,50	-208,87
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		

6.3.4- Esforços e tensões na viga VF

$L_t = 3,00$
 $L_{b1} = 0,30 \text{ m}$ $L_{b2} = 0,30 \text{ m}$
 $L_c = 6,68 \text{ m}$

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'	Mp _{max +}		σ p _{max +}	Mp _{max -}	σ p _{max -}	Vp _{max +}	Vp _{max -}
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
0dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	247,74	-58,02
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
1	0,67			143,89	Sup laje	-801,29	0,00	0,00	213,61	-31,01
		0,10	0,90		Sup viga	-370,40		0,00		
					Inf viga	1664,33		0,00		
2	1,34			246,94	Sup laje	-1375,10	0,00	0,00	180,26	-3,20
		0,20	0,80		Sup viga	-635,65		0,00		
					Inf viga	2856,18		0,00		
3	2,00			309,13	Sup laje	-1721,43	0,00	0,00	147,71	25,40
		0,30	0,70		Sup viga	-795,75		0,00		
					Inf viga	3575,54		0,00		
4	2,67			330,48	Sup laje	-1840,29	0,00	0,00	115,94	54,79
		0,40	0,60		Sup viga	-850,69		0,00		
					Inf viga	3822,41		0,00		
5	3,34			310,97	Sup laje	-1731,67	0,00	0,00	84,97	84,97
		0,50	0,50		Sup viga	-800,48		0,00		
					Inf viga	3596,80		0,00		
6	4,01			330,48	Sup laje	-1840,29	0,00	0,00	54,79	115,94
		0,60	0,40		Sup viga	-850,69		0,00		
					Inf viga	3822,41		0,00		
7	4,68			309,13	Sup laje	-1721,43	0,00	0,00	25,40	147,71
		0,70	0,30		Sup viga	-795,75		0,00		
					Inf viga	3575,54		0,00		
8	5,34			246,94	Sup laje	-1375,10	0,00	0,00	-3,20	180,26
		0,80	0,20		Sup viga	-635,65		0,00		
					Inf viga	2856,18		0,00		
9	6,01			143,89	Sup laje	-801,29	0,00	0,00	-31,01	213,61
		0,90	0,10		Sup viga	-370,40		0,00		
					Inf viga	1664,33		0,00		
10esq	6,68			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	-58,02	247,74
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		
10dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	0,00	0,00	0,00	-58,02
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		0,00		
					Inf viga	0,00		0,00		

7 - Dimensionamento a protensão

A máxima tensão de tração existente vale:

	VA	VB	VC	VF
g1	891,5	891,5	891,5	891,5
g2	1081,7	1137,9	1236,2	1081,7
g3	561,1	409,7	409,7	828,2
p	1844,6	2944,8	3153,0	3596,8
Soma	4378,9	5383,9	5690,4	6398,2

Viga A $\sigma = 6398,22 \text{ kN/m}^2$

A força necessária para protensão completa na viga isolada será de:

$F_p = 538,49 \text{ kN}$

Para a cordoalha CP210 12,7 $A_s = 1,014 \text{ cm}^2$

$\sigma_{p1} = 155,00 \text{ kN/cm}^2$ daí; $N_{p,i} = 157,17 \text{ kN}$

Para as perdas de protensão no tempo $t = \infty$ 18% $N_{p,t} = 128,88 \text{ kN}$

O número de cordoalhas estimada é: $n^o = 4,18 \text{ Cord}$

Adotaremos para a 1ª protensão, na pista:

6 cordoalhas de $\varnothing = 12,7 \text{ mm}$ CP210 RB

em segunda protensão um cabo com 0 cordoalhas de 12,70 mm CP 210 RB

em terceira protensão um cabo com 0 cordoalhas de 12,70 mm CP 210 RB

7.1 Por ocasião da 1ª protensão temos:

Quando da protensão destas cordoalhas no tempo $t=0$ temos:

seção	$N_{p,i}$	$M_{p,i}$	$\sigma_{p,s}$	$\sigma_{p,i}$	$y_{cg} = 0,038 \text{ m}$
Ext	0,00	0,00	0,00	0,00	
0esq	0,00	0,00	0,00	0,00	
0dir	-628,68	-240,98	3332,51	-7640,1	4 cabos
1	-628,68	-240,98	3332,51	-7640,1	4
2	-628,68	-240,98	3332,51	-7640,1	4
3	-943,02	-361,47	4998,77	-11460,2	6
4	-943,02	-361,47	4998,77	-11460,2	6
5	-943,02	-361,47	4998,77	-11460,2	6
6	-943,02	-361,47	4998,77	-11460,2	6
7	-943,02	-361,47	4998,77	-11460,2	6
8	-628,68	-240,98	3332,51	-7640,1	4
9	-628,68	-240,98	3332,51	-7640,1	4
10esq	-628,68	-240,98	3332,51	-7640,1	4

As perdas imediatas de protensão valem:

$$n = 5,51$$

Combinando as tensões iniciais de protensão com as de peso próprio da viga isolada temos:

	Seções				
	1	2	3	4	5
$\sigma_{ps+g1} =$	3010,67	2754,6	4238,0	4128,2	4091,6 kN/m ²
$\sigma_{pi+g1} =$	-7323,80	-7072,1	-10712,4	-10604,6	-10568,6 kN/m ²

No nível do cg. das armaduras temos:

$$\sigma_{pi+g1} = -6801,00 \quad -6575,0 \quad -9956,1 \quad -9859,3 \quad -9827,0 \text{ kN/m}^2$$

A perda de protensão é de : -37465,11 -36220,3 -54846,0 -54312,5 -54134,7 kN/m²

$$\text{ou} \quad -3,75 \quad -3,6 \quad -5,5 \quad -5,4 \quad -5,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$151,25 \quad 151,38 \quad 149,52 \quad 149,57 \quad 149,59$$

Temos então as tensões logo após as perdas iniciais de protensão

$$P = 613,48 \quad 614,0 \quad 909,7 \quad 910,0 \quad 910,1 \text{ kN}$$

$$M = 232,09 \quad 232,3 \quad 344,1 \quad 344,3 \quad 344,3 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ps} = 3181,52 \quad 3184,1 \quad 4717,4 \quad 4719,1 \quad 4719,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{pi} = -7386,21 \quad -7392,3 \quad -10952,0 \quad -10955,9 \quad -10957,2 \text{ kN/m}^2$$

7.1.1- Quando da protensão na bancada, tempo $t = 0$

Quadro geral de tensões

VIGA A

Seção	Fibras	1	2	1+2	1,1x σ_{prot} +g1	1+2+3	4	1+2+3+4	5	1+2+3+4+5
		Protensão	g1	Fase 1		Fase 2	g3		p	

Odir	SI	0,0	0,0	0,0	0,00					
	SV	0,0	0,0	0,0	0,00					
	IV	0,0	0,0	0,0	0,00					
1	SI	0,0	0,0	0,0	0,00					
	SV	3181,5	-321,8	2859,7	3177,83					
	IV	-7386,2	316,3	-7069,9	-7808,52					
2	SI	0,0	0,0	0,0	0,00					
	SV	3184,1	-577,9	2606,2	2924,65					
	IV	-7392,3	568,0	-6824,3	-7563,55					
3	SI	0,0	0,0	0,0	0,00					
	SV	4717,4	-760,8	3956,6	4428,39					
	IV	-10952,0	747,7	-10204,3	-11299,48					
4	SI	0,0	0,0	0,0	0,00					
	SV	4719,1	-870,5	3848,6	4320,50					
	IV	-10955,9	855,6	-10100,3	-11195,92					
5	SI	0,0	0,0	0,0	0,00					
	SV	4719,7	-907,1	3812,6	4284,53					
	IV	-10957,2	891,5	-10065,7	-11161,41					

As tensões máximas permitidas valem:

$$\sigma_{t_{\max}} = 3956,64 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sera colocada armadura de aço necessária.})$$

Fase 1 $f_{ctm} = 0,3 f_{ck} \frac{2}{3} = 3,80 \text{ MPa}$ $\sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4555,11 \text{ kN/m}^2$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c,\max} = -10204,3 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{c,adm} = -23967,6 \text{ kN/m}^2 \quad 0,43$$

7.1.2 Verificação no tempo $t = \infty$

As perdas de protensão devidas as deformações por retração, fluência e relaxação do aço serão estimadas em:

17 % da tensão inicial de protensão:

Nesta fase, por fluência, as tensões de protensão serão incorporadas a toda seção da ponte e o cálculo das perdas diferidas serão avaliadas levando-se em conta esta consideração.

Daí:

$$\Delta \sigma_{p1} = 26,35 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	Np1 (kN)	Mp1 (kNm)		$\Delta \sigma_{p1}$ kN/m ²
Odir	106,88	70,25	S I	0,0
			S v	0,0
			I v	0,0
1	106,88	70,25	S I	0,0
			S v	0,0
			I v	0,0
2	106,88	70,25	S I	-214,6
			S v	-4,2
			I v	989,1
3	160,31	105,37	S I	-321,9
			S v	-6,4
			I v	1483,6
4	160,31	105,37	S I	-321,9
			S v	-6,4
			I v	1483,6
5	160,31	105,37	S I	-321,9
			S v	-6,4
			I v	1483,6

Temos a seguir as tensões de protensão na viga pré fabricada após a 1ª protensão, levando-se em consideração as perdas imediatas, atrito, acomodação das ancoragens, retração, fluência e relaxação do aço.

Seção		σ_{p1} kN/m ²	$\Delta s(p1)$ kN/m ²	$\sigma_{p(1)}$ kN/m ²
Odir	S l	0,0	0,0	0,0
	S v	0,0	0,0	0,0
	l v	0,0	0,0	0,0
1	S l	0,0	0,0	0,0
	S v	3181,5	0,0	3181,5
	l v	-7386,2	0,0	-7386,2
2	S l	0,0	-214,6	-214,6
	S v	3184,1	-4,2	3179,9
	l v	-7392,3	989,1	-6403,2
3	S l	0,0	-321,9	-321,9
	S v	4717,4	-6,4	4711,1
	l v	-10952,0	1483,6	-9468,4
4	S l	0,0	-321,9	-321,9
	S v	4719,1	-6,4	4712,8
	l v	-10955,9	1483,6	-9472,3
5	S l	0,0	-321,9	-321,9
	S v	4719,7	-6,4	4713,3
	l v	-10957,2	1483,6	-9473,6

Quadro geral de tensões no tempo t= 00

VIGA A										
Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4	6	1+2+3+6
		1ªprot	g1 + g2	Fase 4	g3	Fase 5	0,3p max +	Fase 6	0,5p max +	Fase 7
Odir	S l	0,0	0,0	0,0	2,2	2,2	0,0	2,2	0,0	2,2
	S v	0,0	16,3	16,3	1,0	17,3	0,0	17,3	0,0	17,3
	l v	0,0	-16,0	-16,0	-4,6	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6
1	S l	0,0	0,0	0,0	-95,8	-95,8	-120,6	-216,4	-201,0	-296,8
	S v	3181,5	-312,9	2868,6	-44,3	2824,3	-55,7	2768,6	-92,9	2731,4
	l v	-7386,2	307,5	-7078,7	199,1	-6879,6	250,5	-6629,2	417,4	-6462,2
2	S l	-214,6	0,0	-214,6	-172,1	-386,7	-207,5	-594,2	-345,9	-732,6
	S v	3179,9	-968,4	2211,5	-79,6	2131,9	-95,9	2036,0	-159,9	1972,1
	l v	-6403,2	951,7	-5451,5	357,5	-5094,0	431,0	-4663,0	718,4	-4375,6
3	S l	-321,9	0,0	-321,9	-226,6	-548,5	-260,8	-809,3	-434,7	-983,1
	S v	4711,1	-1462,0	3249,1	-104,7	3144,4	-120,6	3023,8	-200,9	2943,4
	l v	-9468,4	1436,8	-8031,6	470,6	-7561,0	541,7	-7019,3	902,8	-6658,1
4	S l	-321,9	0,0	-321,9	-259,3	-581,1	-280,4	-861,6	-467,4	-1048,5
	S v	4712,8	-1793,6	2919,1	-119,8	2799,3	-129,6	2669,7	-216,1	2583,2
	l v	-9472,3	1762,8	-7709,5	538,5	-7171,0	582,5	-6588,6	970,8	-6200,2
5	S l	-321,9	0,0	-321,9	-270,1	-592,0	-266,4	-858,5	-444,0	-1036,1
	S v	4713,3	-1963,4	2750,0	-124,9	2625,1	-123,2	2501,9	-205,3	2419,8
	l v	-9473,6	1929,6	-7544,0	561,1	-6982,9	553,4	-6429,5	922,3	-6060,6

$$\sigma_{t_{\max}} = 3144,4 \text{ kN/m}^2 \quad 3023,8 \text{ kN/m}^2 \quad 2943,4$$

$$\sigma_{c_{\max}} = -7561,0 \text{ kN/m}^2 \quad -7019,3 \text{ kN/m}^2 \quad -6658,1$$

Seção	Fibras	7	8	7+8	9	7+9	10	7+10	11	7+11
		Fase 5	1,0p max +	Fase 6	0,3p max -	Fase 7	0,5p max -	Fase 8	1p max -	Fase 9
Odir	S l	2,2	0,0	2,2	0,0	2,2	0,0	2,2	0,0	2,2
	S v	17,3	0,0	17,3	0,0	17,3	0,0	17,3	0,0	17,3
	I v	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6
1	S l	-95,8	-401,9	-497,8	0,0	-95,8	0,0	-95,8	0,0	-95,8
	S v	2824,3	-185,8	2638,5	0,0	2824,3	0,0	2824,3	0,0	2824,3
	I v	-6879,6	834,9	-6044,8	0,0	-6879,6	0,0	-6879,6	0,0	-6879,6
2	S l	-386,7	-691,7	-1078,4	0,0	-386,7	0,0	-386,7	0,0	-386,7
	S v	2131,9	-319,8	1812,2	0,0	2131,9	0,0	2131,9	0,0	2131,9
	I v	-5094,0	1436,7	-3657,3	0,0	-5094,0	0,0	-5094,0	0,0	-5094,0
3	S l	-548,5	-869,3	-1417,8	0,0	-548,5	0,0	-548,5	0,0	-548,5
	S v	3144,4	-401,9	2742,5	0,0	3144,4	0,0	3144,4	0,0	3144,4
	I v	-7561,0	1805,7	-5755,3	0,0	-7561,0	0,0	-7561,0	0,0	-7561,0
4	S l	-581,1	-934,8	-1515,9	0,0	-581,1	0,0	-581,1	0,0	-581,1
	S v	2799,3	-432,1	2367,2	0,0	2799,3	0,0	2799,3	0,0	2799,3
	I v	-7171,0	1941,6	-5229,4	0,0	-7171,0	0,0	-7171,0	0,0	-7171,0
5	S l	-592,0	-888,1	-1480,1	0,0	-592,0	0,0	-592,0	0,0	-592,0
	S v	2625,1	-410,5	2214,6	0,0	2625,1	0,0	2625,1	0,0	2625,1
	I v	-6982,9	1844,6	-5138,3	0,0	-6982,9	0,0	-6982,9	0,0	-6982,9

$$\sigma_{t_{\max}} = 2742,5 \quad 3144,4 \text{ kN/m}^2 \quad 3144,4 \text{ kN/m}^2 \quad 3144,4$$

$$\sigma_{c_{\max}} = -6044,8 \quad -7561,0 \text{ kN/m}^2 \quad -7561,0 \text{ kN/m}^2 \quad -7561,0$$

VIGA B

Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4	6	1+2+3+6
		1ª	g1 + g2	Fase 4	g3	Fase 5	0,3p max +	Fase 6	0,5p max +	Fase 7
Odir	S l	0,0	0,0	0,0	1,6	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6
	S v	0,0	16,8	16,8	0,7	17,5	0,0	17,5	0,0	17,5
	I v	0,0	-16,5	-16,5	-3,3	-19,8	0,0	-19,8	0,0	-19,8
1	S l	0,0	0,0	0,0	-70,0	-70,0	-192,2	-262,1	-320,3	-390,3
	S v	3181,5	-732,6	2448,9	-32,3	2416,6	-88,8	2327,7	-148,0	2268,5
	I v	-7386,2	720,0	-6666,2	145,4	-6520,8	399,1	-6121,7	665,2	-5855,6
2	S l	-214,6	0,0	-214,6	-125,7	-340,3	-330,8	-671,0	-551,3	-891,5
	S v	3179,9	-1315,5	1864,4	-58,1	1806,3	-152,9	1653,4	-254,8	1551,5
	I v	-6403,2	1292,9	-5110,4	261,0	-4849,3	687,0	-4162,3	1145,1	-3704,3
3	S l	-321,9	0,0	-321,9	-165,4	-487,3	-415,8	-903,2	-693,1	-1180,4
	S v	4711,1	-1731,8	2979,2	-76,5	2902,8	-192,2	2710,5	-320,4	2582,4
	I v	-9468,4	1702,1	-7766,3	343,6	-7422,7	863,7	-6559,0	1439,6	-5983,2
4	S l	-321,9	0,0	-321,9	-189,3	-511,2	-447,4	-958,5	-745,6	-1256,8
	S v	4712,8	-1981,6	2731,1	-87,5	2643,6	-206,8	2436,8	-344,7	2299,0
	I v	-9472,3	1947,6	-7524,7	393,2	-7131,6	929,2	-6202,4	1548,7	-5582,9
5	S l	-321,9	0,0	-321,9	-197,2	-519,1	-425,3	-944,5	-708,9	-1228,0
	S v	4713,3	-2064,9	2648,4	-91,2	2557,2	-196,6	2360,6	-327,7	2229,5
	I v	-9473,6	2029,4	-7444,2	409,7	-7034,5	883,4	-6151,1	1472,4	-5562,1

$$\sigma_{t_{\max}} = 2902,8 \text{ kN/m}^2 \quad 2710,5 \text{ kN/m}^2 \quad 2582,4$$

$$\sigma_{c_{\max}} = -7422,7 \text{ kN/m}^2 \quad -6559,0 \text{ kN/m}^2 \quad -5983,2$$

Seção	Fibras	7	8	7+8	9	7+9	10	7+10	11	7+11
		Fase 5	1,0p max +	Fase 6	0,3p max -	Fase 7	0,5p max -	Fase 8	1p max -	Fase 9
Odir	S l	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6
	S v	17,5	0,0	17,5	0,0	17,5	0,0	17,5	0,0	17,5
	I v	-19,8	0,0	-19,8	0,0	-19,8	0,0	-19,8	0,0	-19,8
1	S l	-70,0	-640,5	-710,5	0,0	-70,0	0,0	-70,0	0,0	-70,0
	S v	2416,6	-296,1	2120,5	0,0	2416,6	0,0	2416,6	0,0	2416,6
	I v	-6520,8	1330,5	-5190,4	0,0	-6520,8	0,0	-6520,8	0,0	-6520,8
2	S l	-340,3	-1102,6	-1442,8	0,0	-340,3	0,0	-340,3	0,0	-340,3
	S v	1806,3	-509,7	1296,6	0,0	1806,3	0,0	1806,3	0,0	1806,3
	I v	-4849,3	2290,2	-2559,2	0,0	-4849,3	0,0	-4849,3	0,0	-4849,3
3	S l	-487,3	-1386,1	-1873,5	0,0	-487,3	0,0	-487,3	0,0	-487,3
	S v	2902,8	-640,8	2262,0	0,0	2902,8	0,0	2902,8	0,0	2902,8
	I v	-7422,7	2879,1	-4543,6	0,0	-7422,7	0,0	-7422,7	0,0	-7422,7
4	S l	-511,2	-1491,2	-2002,4	0,0	-511,2	0,0	-511,2	0,0	-511,2
	S v	2643,6	-689,3	1954,3	0,0	2643,6	0,0	2643,6	0,0	2643,6
	I v	-7131,6	3097,3	-4034,2	0,0	-7131,6	0,0	-7131,6	0,0	-7131,6
5	S l	-519,1	-1417,8	-1936,9	0,0	-519,1	0,0	-519,1	0,0	-519,1
	S v	2557,2	-655,4	1901,9	0,0	2557,2	0,0	2557,2	0,0	2557,2
	I v	-7034,5	2944,8	-4089,7	0,0	-7034,5	0,0	-7034,5	0,0	-7034,5

$$\sigma_{t_{\max}} = \begin{matrix} 2262,0 & 2902,8 \text{ kN/m}^2 & 2902,8 \text{ kN/m}^2 & 2902,8 \end{matrix}$$

$$\sigma_{c_{\max}} = \begin{matrix} -5190,4 & -7422,7 \text{ kN/m}^2 & -7422,7 \text{ kN/m}^2 & -7422,7 \end{matrix}$$

VIGA C

Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4	6	1+2+3+6
		1ª prot	g1 + g2	Fase 4	g3	Fase 5	0,3p max +	Fase 6	0,5p max +	Fase 7
Odir	S l	0,0	0,0	0,0	1,6	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6
	S v	0,0	17,6	17,6	0,7	18,3	0,0	18,3	0,0	18,3
	I v	0,0	-17,3	-17,3	-3,3	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6
1	S l	0,0	0,0	0,0	-70,0	-70,0	-204,7	-274,7	-341,1	-411,1
	S v	3181,5	-768,1	2413,4	-32,3	2381,1	-94,6	2286,4	-157,7	2223,4
	I v	-7386,2	754,9	-6631,3	145,4	-6485,9	425,2	-6060,8	708,6	-5777,4
2	S l	-214,6	0,0	-214,6	-125,7	-340,3	-352,6	-692,8	-587,6	-927,9
	S v	3179,9	-1379,2	1800,7	-58,1	1742,6	-163,0	1579,6	-271,6	1470,9
	I v	-6403,2	1355,5	-5047,7	261,0	-4786,7	732,3	-4054,4	1220,5	-3566,2
3	S l	-321,9	0,0	-321,9	-165,4	-487,3	-443,7	-931,0	-739,4	-1226,7
	S v	4711,1	-1815,8	2895,3	-76,5	2818,9	-205,1	2613,8	-341,8	2477,0
	I v	-9468,4	1784,5	-7683,9	343,6	-7340,3	921,5	-6418,8	1535,8	-5804,4
4	S l	-321,9	0,0	-321,9	-189,3	-511,2	-477,9	-989,1	-796,6	-1307,7
	S v	4712,8	-2077,7	2635,1	-87,5	2547,6	-220,9	2326,7	-368,2	2179,4
	I v	-9472,3	2041,9	-7430,4	393,2	-7037,2	992,7	-6044,5	1654,5	-5382,7
5	S l	-321,9	0,0	-321,9	-197,2	-519,1	-455,4	-974,5	-759,0	-1278,1
	S v	4713,3	-2165,0	2548,4	-91,2	2457,2	-210,5	2246,7	-350,9	2106,3
	I v	-9473,6	2127,7	-7345,9	409,7	-6936,2	945,9	-5990,3	1576,5	-5359,7

$$\sigma_{t_{\max}} = \begin{matrix} 2818,9 \text{ kN/m}^2 & 2613,8 \text{ kN/m}^2 & 2477,0 \end{matrix}$$

$$\sigma_{c_{\max}} = \begin{matrix} -7340,3 \text{ kN/m}^2 & -6418,8 \text{ kN/m}^2 & -5804,4 \end{matrix}$$

Seção	Fibras	7	8	7+8	9	7+9	10	7+10	11	7+11
		Fase 5	1,0p max +	Fase 6	0,3p max -	Fase 7	0,5p max -	Fase 8	1p max -	Fase 9
Odir	S l	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6	0,0	1,6
	S v	18,3	0,0	18,3	0,0	18,3	0,0	18,3	0,0	18,3
	I v	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6	0,0	-20,6
1	S l	-70,0	-682,3	-752,3	0,0	-70,0	0,0	-70,0	0,0	-70,0
	S v	2381,1	-315,4	2065,7	0,0	2381,1	0,0	2381,1	0,0	2381,1
	I v	-6485,9	1417,2	-5068,8	0,0	-6485,9	0,0	-6485,9	0,0	-6485,9
2	S l	-340,3	-1175,2	-1515,5	0,0	-340,3	0,0	-340,3	0,0	-340,3
	S v	1742,6	-543,3	1199,3	0,0	1742,6	0,0	1742,6	0,0	1742,6
	I v	-4786,7	2441,1	-2345,6	0,0	-4786,7	0,0	-4786,7	0,0	-4786,7
3	S l	-487,3	-1478,8	-1966,2	0,0	-487,3	0,0	-487,3	0,0	-487,3
	S v	2818,9	-683,6	2135,2	0,0	2818,9	0,0	2818,9	0,0	2818,9
	I v	-7340,3	3071,7	-4268,6	0,0	-7340,3	0,0	-7340,3	0,0	-7340,3
4	S l	-511,2	-1593,1	-2104,3	0,0	-511,2	0,0	-511,2	0,0	-511,2
	S v	2547,6	-736,4	1811,2	0,0	2547,6	0,0	2547,6	0,0	2547,6
	I v	-7037,2	3309,0	-3728,2	0,0	-7037,2	0,0	-7037,2	0,0	-7037,2
5	S l	-519,1	-1518,0	-2037,1	0,0	-519,1	0,0	-519,1	0,0	-519,1
	S v	2457,2	-701,7	1755,5	0,0	2457,2	0,0	2457,2	0,0	2457,2
	I v	-6936,2	3153,0	-3783,2	0,0	-6936,2	0,0	-6936,2	0,0	-6936,2

$$\sigma_{t_{\max}} = \begin{matrix} 2135,2 & 2818,9 \text{ kN/m}^2 & 2818,9 \text{ kN/m}^2 & 2818,9 \end{matrix}$$

$$\sigma_{c_{\max}} = \begin{matrix} -5068,8 & -7340,3 \text{ kN/m}^2 & -7340,3 \text{ kN/m}^2 & -7340,3 \end{matrix}$$

As tensões máximas permitidas valem:

$$\sigma_{t_{\text{adm}}} = 4555,1 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{\max}} = 3144,4 \text{ kN/m}^2$ **OK**

$\sigma_{t_{\max}} =$ Sera colocada armadura de aço necessária.

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{\text{adm}}} = -31500,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{\text{exist}}} = -7561,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

VIGA F

Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4	6	1+2+3+6
		1ª prot	g1 + g2	Fase 4	g3	Fase 5	0,3p max +	Fase 6	0,5p max +	Fase 7
Odir	Sl	0,0	0,0	0,0	3,2	3,2	0,0	3,2	0,0	3,2
	Sv	0,0	16,3	16,3	1,5	17,8	0,0	17,8	0,0	17,8
	Lv	0,0	-16,0	-16,0	-6,7	-22,8	0,0	-22,8	0,0	-22,8
1	Sl	0,0	0,0	0,0	-141,5	-141,5	-240,4	-381,9	-400,6	-542,1
	Sv	3181,5	-712,3	2469,2	-65,4	2403,8	-111,1	2292,7	-185,2	2218,6
	Lv	-7386,2	700,1	-6686,1	293,8	-6392,3	499,3	-5893,0	832,2	-5560,1
2	Sl	-214,6	0,0	-214,6	-254,0	-468,6	-412,5	-881,1	-687,5	-1156,2
	Sv	3179,9	-1279,1	1900,8	-117,4	1783,4	-190,7	1592,7	-317,8	1465,6
	Lv	-6403,2	1257,1	-5146,1	527,6	-4618,5	856,9	-3761,7	1428,1	-3190,4
3	Sl	-321,9	0,0	-321,9	-334,4	-656,3	-516,4	-1172,7	-860,7	-1517,0
	Sv	4711,1	-1683,9	3027,2	-154,6	2872,6	-238,7	2633,9	-397,9	2474,7
	Lv	-9468,4	1654,9	-7813,5	694,6	-7118,9	1072,7	-6046,2	1787,8	-5331,1
4	Sl	-321,9	0,0	-321,9	-382,7	-704,6	-552,1	-1256,6	-920,1	-1624,7
	Sv	4712,8	-1926,8	2786,0	-176,9	2609,1	-255,2	2353,9	-425,3	2183,8
	Lv	-9472,3	1893,6	-7578,7	794,8	-6783,9	1146,7	-5637,1	1911,2	-4872,7
5	Sl	-321,9	0,0	-321,9	-398,7	-720,6	-519,5	-1240,1	-865,8	-1586,5
	Sv	4713,3	-2007,7	2705,6	-184,3	2521,3	-240,1	2281,1	-400,2	2121,0
	Lv	-9473,6	1973,2	-7500,4	828,2	-6672,2	1079,0	-5593,2	1798,4	-4873,8

$$\sigma_{t_{\max}} = 2872,6 \text{ kN/m}^2 \quad 2633,9 \text{ kN/m}^2 \quad 2474,7$$

$$\sigma_{c_{\max}} = -7118,9 \text{ kN/m}^2 \quad -6046,2 \text{ kN/m}^2 \quad -5560,1$$

Seção	Fibras	7	8	7+8	9	7+9	10	7+10	11	7+11
		Fase 5	1,0p max +	Fase 6	0,3p max -	Fase 7	0,5p max -	Fase 8	1p max -	Fase 9
Odir	Sl	3,2	0,0	3,2	0,0	3,2	0,0	3,2	0,0	3,2
	Sv	17,8	0,0	17,8	0,0	17,8	0,0	17,8	0,0	17,8
	Lv	-22,8	0,0	-22,8	0,0	-22,8	0,0	-22,8	0,0	-22,8
1	Sl	-141,5	-801,3	-942,8	0,0	-141,5	0,0	-141,5	0,0	-141,5
	Sv	2403,8	-370,4	2033,4	0,0	2403,8	0,0	2403,8	0,0	2403,8
	Lv	-6392,3	1664,3	-4727,9	0,0	-6392,3	0,0	-6392,3	0,0	-6392,3
2	Sl	-468,6	-1375,1	-1843,7	0,0	-468,6	0,0	-468,6	0,0	-468,6
	Sv	1783,4	-635,7	1147,7	0,0	1783,4	0,0	1783,4	0,0	1783,4
	Lv	-4618,5	2856,2	-1762,3	0,0	-4618,5	0,0	-4618,5	0,0	-4618,5
3	Sl	-656,3	-1721,4	-2377,7	0,0	-656,3	0,0	-656,3	0,0	-656,3
	Sv	2872,6	-795,7	2076,9	0,0	2872,6	0,0	2872,6	0,0	2872,6
	Lv	-7118,9	3575,5	-3543,3	0,0	-7118,9	0,0	-7118,9	0,0	-7118,9
4	Sl	-704,6	-1840,3	-2544,8	0,0	-704,6	0,0	-704,6	0,0	-704,6
	Sv	2609,1	-850,7	1758,4	0,0	2609,1	0,0	2609,1	0,0	2609,1
	Lv	-6783,9	3822,4	-2961,4	0,0	-6783,9	0,0	-6783,9	0,0	-6783,9
5	Sl	-720,6	-1731,7	-2452,3	0,0	-720,6	0,0	-720,6	0,0	-720,6
	Sv	2521,3	-800,5	1720,8	0,0	2521,3	0,0	2521,3	0,0	2521,3
	Lv	-6672,2	3596,8	-3075,4	0,0	-6672,2	0,0	-6672,2	0,0	-6672,2

$$\sigma_{t_{\max}} = 2076,9 \quad 2872,6 \text{ kN/m}^2 \quad 2872,6 \text{ kN/m}^2 \quad 2872,6$$

$$\sigma_{c_{\max}} = -4727,9 \quad -7118,9 \text{ kN/m}^2 \quad -7118,9 \text{ kN/m}^2 \quad -7118,9$$

As tensões máximas permitidas valem:

$$\sigma_{t_{\text{adm}}} = 4555,1 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{\max}} = 3144,4 \text{ kN/m}^2$ **OK**

$\sigma_{t_{\max}} =$ Sera colocada armadura de aço necessária.

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$\sigma_{c_{\text{adm}}} = -31500,0 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{c_{\text{exist}}} = -7561,0 \text{ kN/m}^2$ **OK**

8 - Verificação a rotura

8.1- Momentos fletores

VIGA A					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Odir	-0,32	-0,39	-0,39	0,00	0,00
1	14,02	17,00	17,21	72,18	0,00
2	25,17	30,53	30,91	124,22	0,00
3	33,13	40,20	40,69	156,11	0,00
4	37,91	46,00	46,56	167,87	0,00
5	39,50	47,93	48,51	159,48	0,00

VIGA B					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Odir	-0,32	-0,41	-0,39	0,00	0,00
1	14,02	17,89	17,21	115,03	0,00
2	25,17	32,12	30,91	198,00	0,00
3	33,13	42,29	40,69	248,92	0,00
4	37,91	48,38	46,56	267,79	0,00
5	39,50	50,42	48,51	254,60	0,00

VIGA C					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Odir	-0,32	-0,45	-0,39	0,00	0,00
1	14,02	19,43	17,21	122,53	0,00
2	25,17	34,90	30,91	211,05	0,00
3	33,13	45,94	40,69	265,57	0,00
4	37,91	52,57	46,56	286,09	0,00
5	39,50	54,77	48,51	272,60	0,00

VIGA F					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Odir	-0,32	-0,39	-0,58	0,00	0,00
1	14,02	17,00	25,41	143,89	0,00
2	25,17	30,53	45,62	246,94	0,00
3	33,13	40,20	60,06	309,13	0,00
4	37,91	46,00	68,72	330,48	0,00
5	39,50	47,93	71,61	310,97	0,00

$$\begin{aligned} Md1 &= 1.00M_{ge} + 1.40M_p + \\ Md2 &= 1.33M_{ge} + 1.40M_p + \\ Md3 &= 1.00M_{ge} + 1.40M_p - \\ Md4 &= 1.3M_{ge} + 1.40M_p - \end{aligned}$$

Seção	VIGA A			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Odir	-1,11	-1,44	-1,11	-1,49
1	149,28	163,75	48,23	62,70
2	260,51	286,49	86,61	112,59
3	332,57	366,78	114,01	148,22
4	365,48	404,61	130,46	169,60
5	359,21	400,00	135,94	176,73

Seção	VIGA B			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Odir	-1,13	-1,46	-1,13	-1,50
1	210,15	224,89	49,12	65,32
2	365,39	391,85	88,19	117,29
3	464,59	499,42	116,10	154,42
4	507,75	547,61	132,85	176,69
5	494,87	536,40	138,43	184,11

Seção	VIGA C			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Odir	-1,16	-1,51	-1,16	-1,51
1	222,20	237,40	50,66	65,86
2	386,44	413,73	90,97	118,26
3	491,55	527,48	119,76	155,68
4	537,55	578,66	137,03	178,14
5	524,43	567,27	142,79	185,63

Seção	VIGA F			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Odir	-1,29	-1,68	-1,29	-1,68
1	257,88	274,80	56,42	73,35
2	447,03	477,43	101,32	131,71
3	566,17	606,18	133,38	173,40
4	615,29	661,08	152,62	198,41
5	594,39	642,11	159,04	206,75

Seção	Md _{max} +	Md _{max} -
	kNm	kNm

Odir	-1,11	-1,68
1	274,80	48,23
2	477,43	86,61
3	606,18	114,01
4	661,08	130,46
5	642,11	135,94

fck =	32142,86 kN/m ²
fyk =	43,48 kN/m ²
D =	0,930 m
bw _s =	1,78 m
bw _i =	0,39 m
fyk210 =	190,00 kN/m ²

bw0 =	0,27 m
bwv =	0,27 m
h _{mesa} sup =	0,18 m
h _{mesa} inf =	0,12 m

Para as armaduras positivas temos

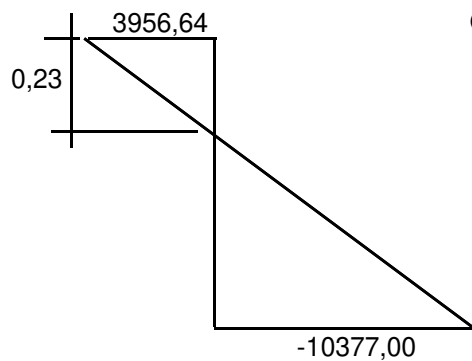
Seção	Md(kNm)	kMd	kz	kx	x LN(m)	As _{inf} (cm ²)	Aexist	Asnec
0dir	-1,68	0,000	0,980	0,050	0,04	0,01	0,00	0,05 cm ²
1	274,80	0,006	0,980	0,050	0,04	1,82	4,06	-9,75 cm ²
2	477,43	0,010	0,976	0,060	0,04	3,18	4,06	-3,81 cm ²
3	606,18	0,012	0,972	0,070	0,05	4,06	6,08	-8,85 cm ²
4	661,08	0,013	0,972	0,070	0,05	4,43	6,08	-7,24 cm ²
5	642,11	0,013	0,972	0,070	0,05	4,30	6,08	-7,80 cm ²

Por ocasião da protensão na bancada, existe tensões de tração na fibra superior da viga

Daí, temos:

A posição da LN é: 0,23 m

O comprimento médio da mesa superior vale = 0,28 m



$\sigma_{\text{tração}} = 3956,6 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{\text{comp}} = -10377,0 \text{ kN/m}^2$

Ft = 204,24 kN

As = 6,57 cm²

4 Ø 16
3 Ø 20
2 Ø 25

Verificação do momento último de cálculo.

O momento último de resistencia vale:

$$M_u = \phi(A_{sp} \times f_{ps}(dp-a/2) + A_s \times f_y(ds-a/2) - A's \times f'y(d's-a/2)) =$$

a = distância da linha neutra

$$a = (A_{sp} \times f_{ps} + A_s \times f_y - A's \times f'y) / 0,85f_{ck} \times b =$$

Asp = 6,084 cm²

As = 9,82 cm²

A's = 12,57 cm²

bw = 177,60 cm

f_{ps} = f_{pu}[1 - (y_p/b₁)](r_p f_{pu}/f'_c) =

Ø = 0,9

ρ_p = A_{ps}/bw dp = 0,00035

f_{pu} = 171,00 kN/cm²

f_{ck} = 300,00 kgf/cm²

dp = 97,00 cm

d's = 3,00 cm

f_y = 4347,83 kgf/cm²

f'_y = 3600,00 kgf/cm²

Aço RB y_p = 0,28

b₁ = 0,85 - (f_{ck} - 280/70) * 0,05 = 0,84

fps = 16984,67 kgf/cm²

Daí temos a profundidade da linha neutra a= 2,23 cm

Mu= 1252,432 kNm M_{dmax}= 661,1 kNm **OK**

0,53

8.2 Esforços cortantes

VIGA A					
Seção	Vg1	Vg2	Vg3	Vp+	Vp-
0esq	-2,14	-2,60	-2,63	0,00	0,00
0dir	23,85	28,93	29,29	123,74	27,63
1	19,08	23,15	23,43	106,17	15,05
2	14,31	17,36	17,57	89,16	1,91
3	9,54	11,57	11,71	72,70	-11,78
4	4,77	5,79	5,86	56,79	-26,02
5	0,00	0,00	0,00	41,44	-40,82

VIGA B					
Seção	Vg1	Vg2	Vg3	Vp+	Vp-
0esq	-2,14	-2,73	-2,63	0,00	0,00
0dir	23,85	30,44	29,29	197,19	43,73
1	19,08	24,35	23,43	169,13	23,81
2	14,31	18,26	17,57	141,98	2,98
3	9,54	12,17	11,71	115,73	-18,76
4	4,77	6,09	5,86	90,38	-41,40
5	0,00	0,00	0,00	65,94	-64,94

VIGA C					
Seção	Vg1	Vg2	Vg3	Vp+	Vp-
0esq	-2,14	-2,97	-2,63	0,00	0,00
0dir	23,85	33,07	29,29	210,01	45,64
1	19,08	26,45	23,43	179,95	24,80
2	14,31	19,84	17,57	150,91	2,94
3	9,54	13,23	11,71	122,89	-19,95
4	4,77	6,61	5,86	95,90	-43,86
5	0,00	0,00	0,00	69,94	-68,80

VIGA F					
Seção	Vg1	Vg2	Vg3	Vp+	Vp-
0esq	-2,14	-2,60	-3,88	0,00	0,00
0dir	23,85	28,93	43,23	247,74	-58,02
1	19,08	23,15	34,58	213,61	-31,01
2	14,31	17,36	25,94	180,26	-3,20
3	9,54	11,57	17,29	147,71	25,40
4	4,77	5,79	8,65	115,94	54,79
5	0,00	0,00	0,00	84,97	84,97

Envoltória de dimensionamento

$$Vd1 = 1.00V_{ge} + 1.40V_{p+}$$

$$Vd2 = 1.3V_{ge} + 1.40V_{p+}$$

$$Vd3 = 1.00V_{ge} + 1.40V_{p-}$$

$$Vd4 = 1.3V_{ge} + 1.40V_{p-}$$

VIGA A				
Seção	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4
0esq	-7,37	-9,58	-7,37	-9,58
0dir	255,31	279,93	120,75	145,37
1	214,30	233,99	86,72	106,42
2	174,06	188,83	51,92	66,69
3	134,60	144,45	16,34	26,18
4	95,92	100,84	-20,02	-15,10
5	58,01	58,01	-57,15	-57,15

VIGA B				
Seção	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4
0esq	-7,51	-9,76	-7,51	-9,76
0dir	359,64	384,71	22,34	169,87
1	303,64	323,70	33,53	120,24
2	248,91	263,96	45,98	69,35
3	195,45	205,48	59,69	17,19
4	143,25	148,26	74,67	-36,23
5	92,32	92,32	90,91	-90,91

VIGA C				
Seção	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4
0esq	-7,74	-10,07	-7,74	-10,07
0dir	380,21	406,07	150,09	175,95
1	320,88	341,57	103,68	124,37
2	262,99	278,50	55,83	71,35
3	206,53	216,87	6,55	16,89
4	151,50	156,67	-44,17	-39,00
5	97,91	97,91	-96,32	-96,32

VIGA F				
Seção	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4
0esq	-8,62	-11,21	-8,62	-11,21
0dir	442,84	471,65	14,78	43,58
1	375,85	398,89	33,40	56,44
2	309,97	327,25	53,13	70,41
3	245,19	256,71	73,96	85,48
4	181,52	187,28	95,91	101,67
5	118,96	118,96	118,96	118,96

Dimensionamento

$h =$	1,03 m	$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} =$	3795,5 kN/m ²
$d =$	0,93 m	$f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma$	1897,7 kN/m ²
$f_{ck} =$	45,00 MPa	$f_{yd} =$	43,48 kN/cm ²
$f_{cd} =$	32142,86 kN/m ²	$\alpha_{v2} =$	0,82
$f_{yk} =$	500,00 MPa		

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{ctd} b_w d =$$

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd, \max} =$$

Adotaremos a favor da segurança $M_0 / M_{sd, \max} = 0$

VIGA A						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN		Vc0 kN	As/s
0esq	0,24	9,58	1555,30	OK	248,85	0,00
0dir	0,24	279,93	1555,30	OK	248,85	0,85
1	0,24	233,99	1588,39	OK	254,14	0,00
2	0,24	188,83	1588,39	OK	254,14	0,00
3	0,24	144,45	1588,39	OK	254,14	0,00
4	0,24	100,84	1588,39	OK	254,14	0,00
5	0,24	58,01	1588,39	OK	254,14	0,00

Envoltória de fadiga

$$V_1 = V_g + 0,5V_p +$$

$$\sigma_{s1} = (V_1 - 0,5V_{c0}) / 0,9d A_{sw}/s \quad \Delta \sigma_{sd, fadiga} = 8,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_2 = V_g + 0,5V_p -$$

$$\sigma_{s2} = (V_2 - 0,5V_{c0}) / 0,9d A_{sw}/s$$

$$ff = (\sigma_{s1} - \sigma_{s2}) / \Delta \sigma_{sd, fadiga} =$$

VIGA A								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN	(As/s)	ΔV kN	$\Delta \sigma$ (kN/cm ²)	ff	ff(As/s)fa d
0esq	7,37	7,37	124,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0dir	143,94	95,88	124,42	0,85	48,06	0,00	0,00	0,85
1	118,74	73,18	127,07	0,00	45,56	0,00	0,00	0,00
2	93,82	50,20	127,07	0,00	43,62	0,00	0,00	0,00
3	69,17	26,94	127,07	0,00	42,24	0,00	0,00	0,00
4	44,81	3,40	127,07	0,00	41,41	0,00	0,00	0,00
5	20,72	-20,41	127,07	0,00	20,72	0,00	0,00	0,00

VIGA B						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN		Vc0 kN	As/s
0esq	0,24	-9,76	1555,30	OK	248,85	0,00
0dir	0,24	384,71	1555,30	OK	248,85	3,73
1	0,24	323,70	1588,39	OK	254,14	1,91
2	0,24	263,96	1588,39	OK	254,14	0,27
3	0,24	205,48	1588,39	OK	254,14	0,00
4	0,24	148,26	1588,39	OK	254,14	0,00
5	0,24	92,32	1588,39	OK	254,14	0,00

Envoltória de fadiga

$$V1 = Vg + 0,5Vp+$$

$$\sigma s1 = (V1 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s} \quad \Delta \sigma_{sd, fadiga} = 8,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V2 = Vg + 0,5Vp-$$

$$\sigma s2 = (V2 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s}$$

$$ff = (\sigma s1 - \sigma s2) / \Delta \sigma_{sd, fadiga} =$$

VIGA B								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN	(As/s)	ΔV kN	$\Delta \sigma$ (kN/cm ²)	ff	ff(As/s)fa d
0esq	-7,51	-7,51	124,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0dir	182,16	105,44	124,42	3,73	76,73	0,00	0,00	3,73
1	151,42	78,76	127,07	1,91	72,66	0,00	0,00	1,91
2	121,13	51,63	127,07	0,27	69,50	0,00	0,00	0,27
3	91,29	24,05	127,07	0,00	67,25	0,00	0,00	0,00
4	61,91	-3,98	127,07	0,00	45,19	0,00	0,00	0,00
5	32,97	-32,47	127,07	0,00	32,97	0,00	0,00	0,00

VIGA C						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m ²		Vc0 kN/m ²	As/s
0esq	0,24	-10,07	1555,30	OK	248,85	0,00
0dir	0,24	406,07	1555,30	OK	248,85	4,32
1	0,24	341,57	1588,39	OK	254,14	2,40
2	0,24	278,50	1588,39	OK	254,14	0,67
3	0,24	216,87	1588,39	OK	254,14	0,00
4	0,24	156,67	1588,39	OK	254,14	0,00
5	0,24	97,91	1588,39	OK	254,14	0,00

Envoltória de fadiga

$$V1 = Vg + 0,5Vp+$$

$$\sigma s1 = (V1 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s} \quad \Delta \sigma_{sd, fadiga} = 8,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V2 = Vg + 0,5Vp-$$

$$\sigma s2 = (V2 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s}$$

$$ff = (\sigma s1 - \sigma s2) / \Delta \sigma_{sd, fadiga} =$$

VIGA C								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN/m ²	(As/s)	ΔV kN	$\Delta \sigma$ (kN/cm ²)	ff	ff(As/s)fa d
0esq	-7,74	-7,74	124,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0dir	191,20	109,02	124,42	4,32	82,19	0,00	0,00	4,32
1	158,93	81,36	127,07	2,40	77,57	0,00	0,00	2,40
2	127,17	53,19	127,07	0,67	73,98	0,00	0,00	0,67
3	95,92	24,50	127,07	0,00	71,42	0,00	0,00	0,00
4	65,19	-4,69	127,07	0,00	47,95	0,00	0,00	0,00
5	34,97	-34,40	127,07	0,00	34,97	0,00	0,00	0,00

VIGA F						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m²		Vc0 kN/m²	As/s
0esq	0,24	-11,21	1555,30	OK	248,85	0,00
0dir	0,24	471,65	1555,30	OK	248,85	6,12
1	0,24	398,89	1588,39	OK	254,14	3,98
2	0,24	327,25	1588,39	OK	254,14	2,01
3	0,24	256,71	1588,39	OK	254,14	0,07
4	0,24	187,28	1588,39	OK	254,14	0,00
5	0,24	118,96	1588,39	OK	254,14	0,00

Envoltória de fadiga

$$V1 = Vg + 0,5Vp+ \quad \sigma s1 = (V1 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s} \quad \Delta sd, \text{fadiga} = 8,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V2 = Vg + 0,5Vp- \quad \sigma s2 = (V2 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s}$$

$$ff = (\sigma s1 - \sigma s2) / \Delta sd, \text{fadiga} =$$

VIGA F								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN/m²	(As/s)	ΔV kN	$\Delta \sigma$ (kN/cm²)	ff	ff(As/s)fa d
0esq	-8,62	-8,62	124,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0dir	219,88	66,99	124,42	6,12	152,88	4,65	0,55	6,12
1	183,61	61,30	127,07	3,98	122,31	0,00	0,00	3,98
2	147,73	56,00	127,07	2,01	91,73	0,00	0,00	2,01
3	112,26	51,10	127,07	0,07	61,15	0,00	0,00	0,07
4	77,17	46,60	127,07	0,00	30,58	0,00	0,00	0,00
5	42,49	42,49	127,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Resumo das armaduras

Seção	Viga A	Viga B	Viga C	Viga F	As/s, min = bw 0,2 fctm/fyx =	
	As/s cm²/m	As/s cm²/m	As/s cm²/m	As/s cm²/m	As/s.min cm²/m	As/s.adot. cm²/m
0esq	0,00	0,00	0,00	0,00	3,57	3,57
0dir	0,85	3,73	4,32	6,12	3,57	6,12
1	0,00	1,91	2,40	3,98	3,64	3,98
2	0,00	0,27	0,67	2,01	3,64	3,64
3	0,00	0,00	0,00	0,07	3,64	3,64
4	0,00	0,00	0,00	0,00	3,64	3,64
5	0,00	0,00	0,00	0,00	3,64	3,64

8.3- Ligação da laje com a viga

Mestático= 0,078 m³

b= 0,44 m

J= 0,06011 m⁴

$$V_d = 0,5 \cdot (V_{g1} + v_{g2}) + 1,35 V_{g3} + 1,5 V_p$$

VIGA A-VIGA B-VIGA D

Seção	Vd (kN)	Td kN/m²	ρ cm/m²	As/s
0esq	-5,92	17,52	0,40	0,18
0dir	251,54	744,07	17,10	7,53
1	212,00	627,11	14,42	6,34
2	173,29	512,61	11,78	5,18
3	135,42	400,56	9,21	4,05
4	98,37	290,98	6,69	2,94
5	62,16	183,86	4,23	1,86

Verificação adicional

$$C_d/A_{\text{CONTATO}} \leq \begin{cases} 0,25 f_{cd} = 5357,1 \text{ KN/m}^2 \\ 9,0 \text{ Mpa} = 9000,0 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad f_{cd} = 21428,57 \text{ KN/m}^2$$

$$C_d = M_{RU}/z =$$

$$M_{RU} = 348,43 \text{ kNm}$$

$$C_d = 232,28 \text{ kN}$$

$$z = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Área do buraco} = 0,21 \times 0,21 = 0,044 \text{ m}^2$$

$$\text{Número de buracos} = 11$$

$$\text{Área de contato} = 0,49 \text{ m}^2$$

$$C_d/A_{\text{CONTATO}} = 478,8 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Armadura necessária na ligação

$$\rho_{wL} = (C_d/A_{\text{CONT}} - 0,2(f_{cd}^{2/3})/0,8 f_{yd} = 7,11 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$A_s/s = 1,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Comparando com as armaduras de cisalhamento calculadas temos:

Seção	As/s	As/s	As/s Adicional
0	4,32	1,49	-2,83
1	2,40	1,49	-0,91
2	0,67	1,49	0,82
3	0,00	1,49	1,49
4	0,00	1,49	1,49
5	0,00	1,49	1,49

Reações verticais da superestrutura

Peso próprio da viga		Peso da laje superior		Peso da pavimentação mais guarda rodas	
Rg1Va=	25,99 kN	Rg2Va=	31,53 kN	Rg3Va=	31,92 kN
Rg1Vb=	25,99 kN	Rg2Vb=	33,17 kN	Rg3Vb=	23,30 kN
Rg1Vc=	25,99 kN	Rg2Vc=	36,04 kN	Rg3Vc=	23,30 kN
Rg1Vd=	25,99 kN	Rg2Vd=	36,04 kN	Rg3Vd=	23,30 kN
Rg1Ve=	25,99 kN	Rg2Ve=	36,04 kN	Rg3Ve=	23,30 kN
Rg1Vf=	25,99 kN	Rg2Vf=	31,53 kN	Rg3Vf=	70,41 kN

Reações da carga móvel

VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
41,02	8,30	46,85	11,05	1,48	5,67	-0,79	-0,22
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
65,53	9,44	64,92	13,52	43,31	12,43	-2,48	-0,33
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C max	
50,98	5,46	43,26	14,14	67,75	15,35	-1,71	0,98
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
12,08	1,09	10,39	10,30	43,93	14,55	17,57	5,37
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
-1,63	-0,29	-1,73	3,36	9,30	9,69	60,64	10,61
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor	
-1,96	-0,29	-1,73	-0,95	-4,78	1,30	88,74	11,84

Vão L = 6,68 m
 Bal1 = 0,30 m
 Bal2 = 0,30 m
 Ltrans= 3,00
 Vão total= 6,98 m

Máxima reação na viga A

RpVa= 144,20 kN
 RpVb= 210,49 kN
 RpVc= 153,92 kN
 RpVd= 35,42 kN
 RpVe= -5,53 kN
 RpVf= -6,35 kN

Máxima reação na viga B

RpVa= 172,93 kN
 RpVb= 230,28 kN
 RpVc= 180,19 kN
 RpVd= 79,26 kN
 RpVe= 13,30 kN
 RpVf= -9,19 kN

Máxima reação na viga C

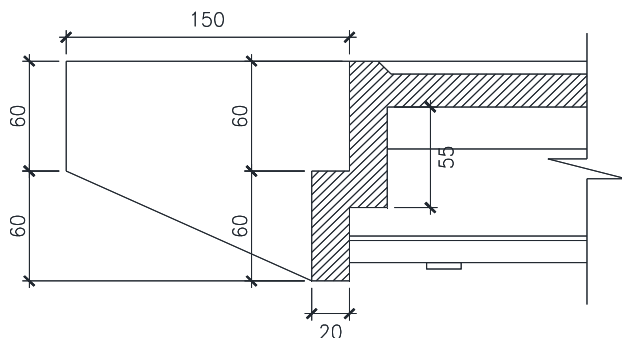
RpVa= 33,24 kN
 RpVb= 171,39 kN
 RpVc= 246,77 kN
 RpVd= 183,96 kN
 RpVe= 73,39 kN
 RpVf= -5,00 kN

Máxima reação na viga C

RpVa= -3,08 kN
 RpVb= -7,80 kN
 RpVc= 0,88 kN
 RpVd= 71,22 kN
 RpVe= 204,54 kN
 RpVf= 280,14 kN

9.- Vigas transversais

9.1- Cortina

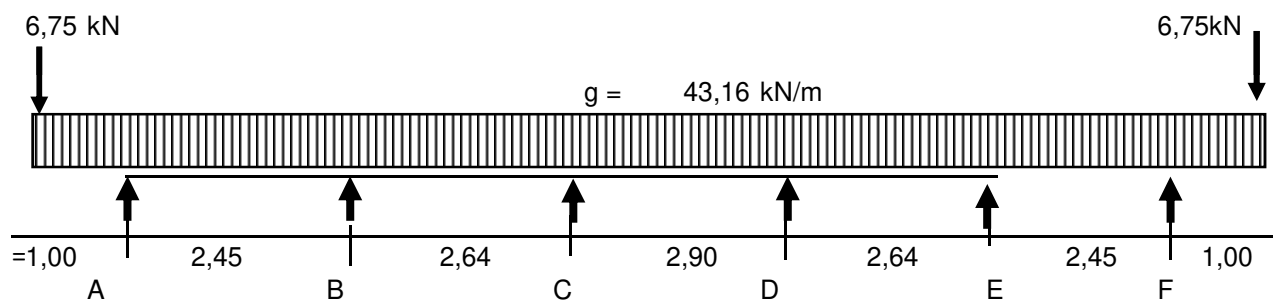


$f_{ck} =$	30,00 Mpa
$e =$	0,20 m
$h =$	1,20 m
$J =$	0,0288 m ⁴
$A_{cort} =$	0,47 m ²
$G_c =$	11,75 kN/m
$A_{ala} =$	6,75 kN

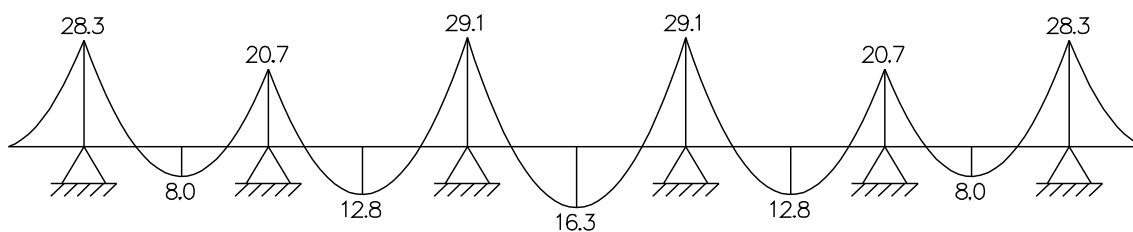
Laje transição= 31,41 kN/m

Os esforços a seguir foram obtidos na resolução da viga em questão

Carga permanente



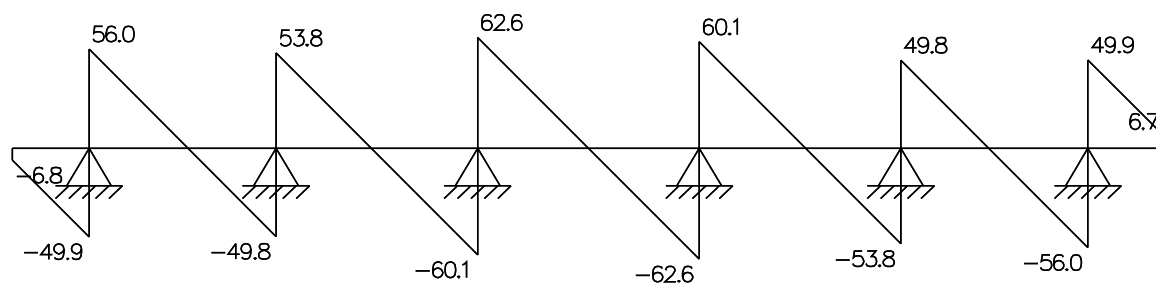
Momento Fletor



$M_{g \text{ pos}} = 16,30 \text{ kNm}$

$M_{g \text{ neg}} = -29,10 \text{ kNm}$

Esforço cortante



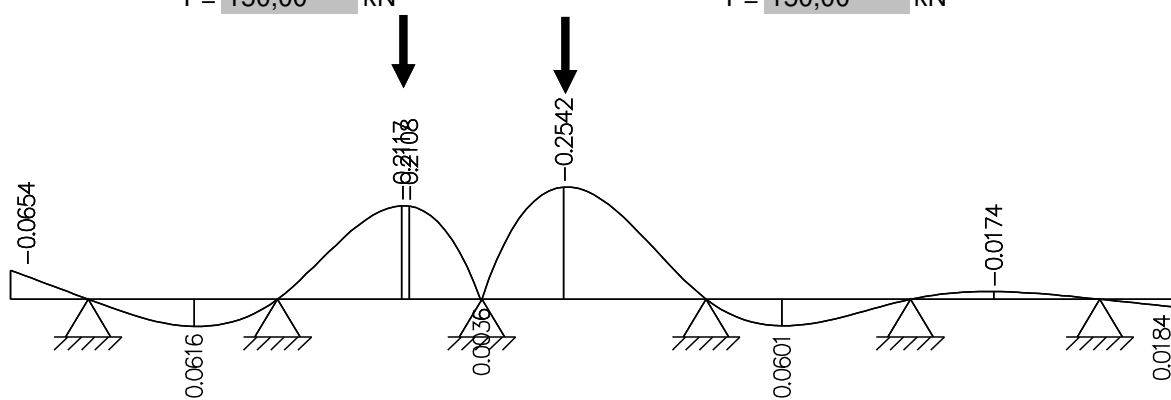
Vg pos = 62,6 kN

Carga móvel Posição 1

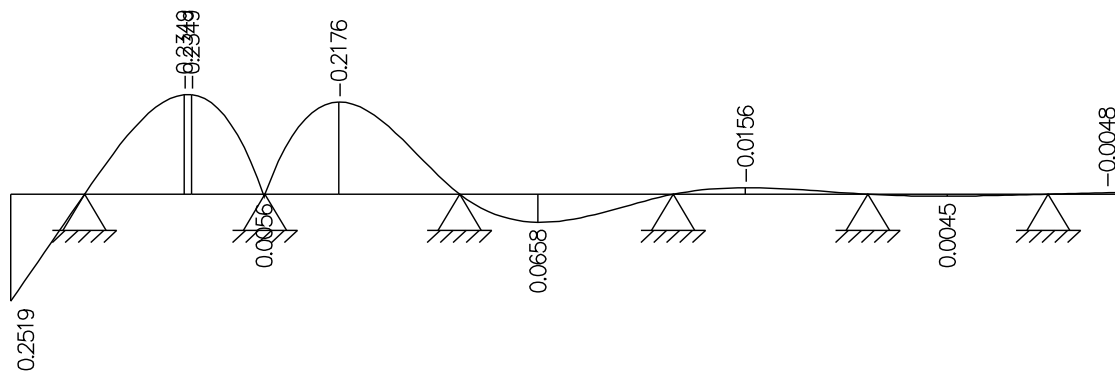
Momento fletor

P= 150,00 kN

P= 150,00 kN



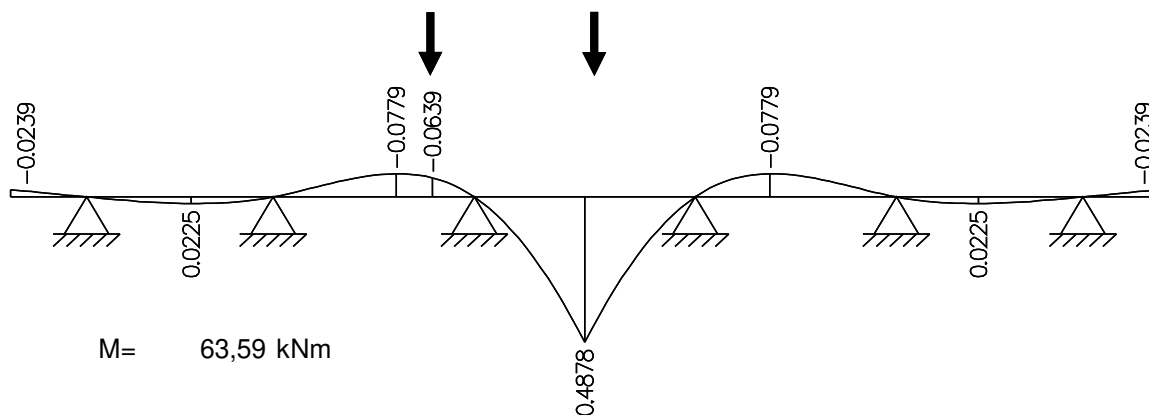
Carga móvel posição 2



MC= -69,63 kNm

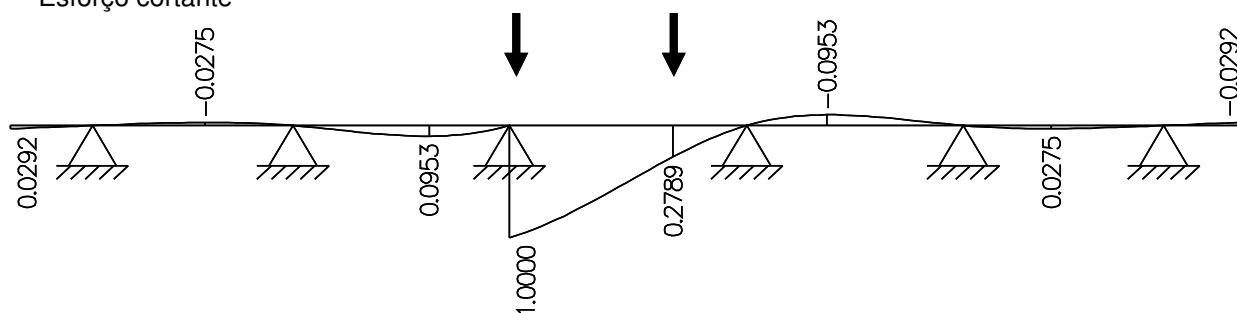
MB= -67,14 kNm

Carga móvel Posição 3



Carga móvel Posição 4

Esforço cortante



Os máximos esforços são:

$$M_{\text{neg}} = -29,10 \text{ kNm} \quad M_{\text{gpos}} = 16,30 \text{ kNm}$$

$$M_p = -69,63 \text{ kNm} \quad M_p = 63,59 \text{ kNm}$$

$$V_g = 62,60 \text{ kN}$$

$$V_p = 191,84 \text{ kN}$$

Dimensionamento a flexão

$$M_{\text{MAX}}^- = -143,73 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{MAX}}^+ = 117,38 \text{ kNm}$$

$$b_{w+} = 0,20 \text{ m}$$

$$b_{w-} = 0,20 \text{ m}$$

$$h = 1,20 \text{ m}$$

$$d = 1,08 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 4,57 \text{ kN/cm}^2$$

Momento negativo

$$M_d = -143,73 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = 0,029$$

$$A_s = 29,95 \text{ cm}^2$$

$$K_z = 0,97$$

Momento positivo

$$M_d = 117,38 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = 0,023$$

$$A_s = 24,46 \text{ cm}^2$$

$$K_z = 0,97$$

$$A_{smin} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Dimensionamento ao cisalhamento

$$\begin{aligned} h &= 1,20 \text{ m} & f_{ct,m} &= 0,3f_{ck}^{2/3} = 2896,47 \text{ kN/m}^2 \\ d &= 1,10 \text{ m} & f_{ctd} &= 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma = 1448,24 \text{ kN/m}^2 \\ f_{ck} &= 30,00 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 21428,6 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yk} &= 500,00 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \\ \alpha_{v2} &= 0,88 \end{aligned}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d =$$

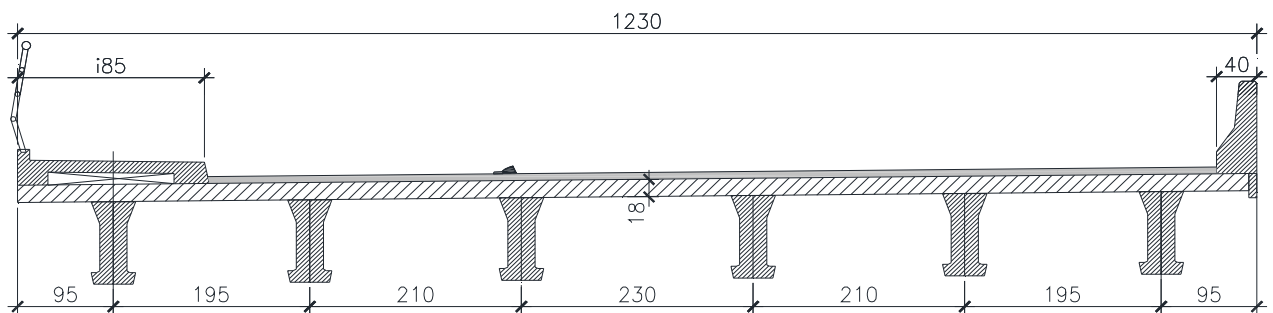
$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd,max} = \quad A_{s/s,min} = b_w 0,2 f_{ctm} / f_{yd} = 2,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotaremos a favor da segurança $M_0 / M_{sd,max} = 0$

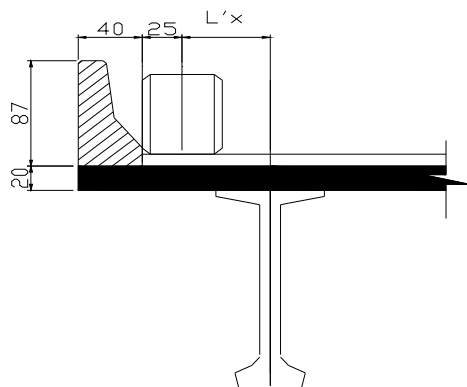
VIGA A						
Seção	b_w (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m ²		Vc0 kN/m ²	As/s

0,20 372,26 1120,11 OK 191,17 4,21 $\Phi 10c$ 38,03 cm

9 - Cálculo da laje superior



9.1 Laje em balanço



Cargas permanentes

$$\begin{aligned} L(A-B) &= 1,95 \text{ m} & L(C-D) &= 2,30 \text{ m} \\ Lb1 &= 0,950 \text{ m} & d_{\text{laje}} &= 0,180 \text{ m} \\ Lb2 &= 0,950 \text{ m} & d_{\text{pav.}} &= 0,070 \text{ m} \\ gl1 &= 4,50 \text{ kN/m}^2 & d_{\text{spav.}} &= 0,080 \text{ m} \\ & & d_{\text{tot}} &= 0,150 \text{ m} \end{aligned}$$

$M_{xe} = -2,53 \text{ kNm/m}$ $g_{pav} = 3,3 \text{ kN/m}^2$
 $M_{xm} = -0,52 \text{ kNm/m}$ Peso do Guarda rodas = **6,00 kN/m**
 $M_{GR} = -4,68 \text{ kNm/m}$

Carga móvel

Valores na viga A

$l'x = 0,300 \text{ m}$ $a = 2,00 \text{ m}$ $t = 0,63$
 $l'x/a = 0,150$ $t/a = 0,316$

Utilizando a tabela de Rusch para cálculo de lajes, temos
Valores da tabela 98

-Mxe					Myr				
		t/a					t/a		
		0,250	0,316	0,500			0,250	0,316	0,500
lx/a	0,100	0,100	0,100	0,100	lx/a	0,100	0,100	0,089	0,060
	0,150	0,100	0,100	0,100		0,150	0,089	0,089	0,060
	0,125	0,100	0,100	0,100		0,125	0,100	0,089	0,060
		p	p'				p	p'	
lx/a	0,100	0,000	0,000		lx/a	0,100	0,000	0,000	
	0,150	0,000	0,000			0,150	0,000	0,000	
	0,125	0,000	0,000			0,125	0,000	0,000	

+ Mxm (lx/2)					+ Mym (lx/2)				
		t/a					t/a		
		0,250	0,316	0,500			0,250	0,316	0,500
lx/a	0,100	0,013	0,013	0,013	lx/a	0,100	0,048	0,039	0,014
	0,150	0,013	0,013	0,013		0,150	0,186	0,186	0,014
	0,125	0,013	0,013	0,013		0,125	0,148	0,112	0,014
		p	p'				p	p'	
lx/a	0,100	0,000	0,000		lx/a	0,100	0,000	0,000	
	0,150	0,000	0,000			0,150	0,000	0,000	
	0,125	0,000	0,000			0,125	0,000	0,000	

-Mxm (lx/2)				
		t/a		
		0,250	0,316	0,500
lx/a	0,100	0,043	0,035	0,013
	0,150	0,035	0,035	0,013
	0,125	0,043	0,035	0,013
		p	p'	
lx/a	0,100	0,000	0,000	
	0,150	0,000	0,000	
	0,125	0,000	0,000	

$P = 0,035$ $p = 0,000$ $p' = 0,000$
 $-M_{xm} = 0,035$ $M_{xm} = 0,013$ $-M_{xe} = 0,100$ $M_{ym} = 0,186$ $Myr = 0,089$
 $-M_{xe} = 0,100$ $M_{ym} = 0,000$ $Myr = 0,000$

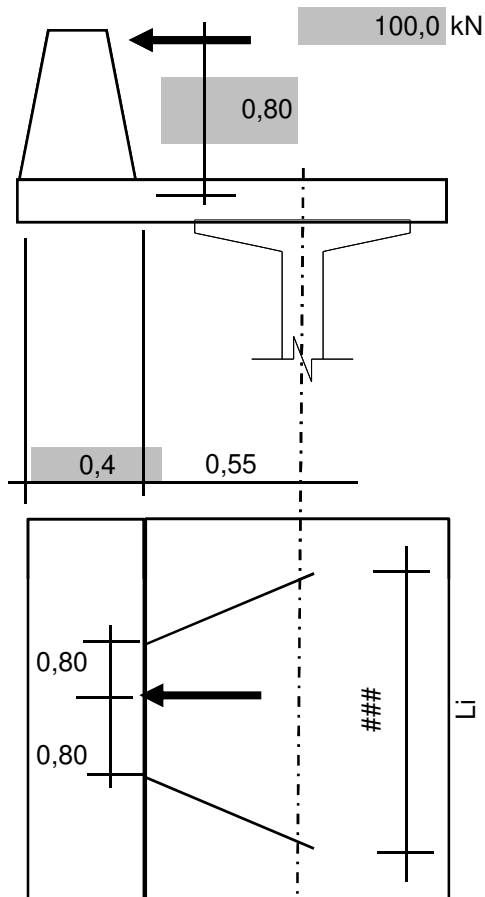
impacto = **1,35**

Peso da roda do veículo = **75,00 kN/roda** ou 101,25 kN/roda
 Carga distribuída p = **5,00 kN/m²** ou 6,75 kN/m²
 Carga distribuída p' = **5,00 kN/m²** ou 5,00 kN/m²

Daí temos os seguintes momentos fletores para a carga móvel

$$\begin{aligned} -M_{xm} &= -3,55 \text{ KNm/m} \\ M_{xm} &= 1,32 \text{ KNm/m} \\ -M_{xe} &= -10,13 \text{ KNm/m} \\ M_{ym} &= 18,82 \text{ KNm/m} \\ M_{yr} &= 9,05 \text{ KNm/m} \end{aligned}$$

Impacto no guarda rodas



$$M_0 = 100 \times 0,8 / 1,6 = -50,00 \text{ KNm/m}$$

No dimensionamento o fator de ponderação será igual a 1, daí:

$$M_{EIXO} = (M_0 / L_i) / \gamma_p = -12,35 \text{ KNm/m}$$

$$\gamma_p = 1,5 \text{ Coeficiente de majoração da carga}$$

$$M_{xe} = -22,47 \text{ KNm/m}$$

9.2 Laje central

Trecho A-B

Cargas permanentes

$$L = 1,950 \text{ m} \quad d = 0,18 \text{ m} \quad dpav = 0,15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} g &= 7,8 \text{ kN/m}^2 \\ k &= 0,0069 \end{aligned} \quad \begin{aligned} M_{xm} &= 3,71 \text{ kNm/m} \\ M_{xe} &= -2,47 \text{ kNm/m} \\ M_{ym} &= 0,20 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Cargas móveis

$$l_x/a = 0,975 \quad t/a = 0,316$$

Valores da tabela 27 (Rusch)

-Mxe					Mym				
		t/a					t/a		
		0,250	0,316	0,500			0,250	0,316	0,500
lx/a	1,000	0,260	0,239	0,180	lx/a	1,000	0,091	0,080	0,051
	0,975		0,231			0,975		0,078	
	1,500	0,400	0,384	0,340		1,500	0,134	0,120	0,080
		p	p'				p	p'	
lx/a	1,000	0,000	0,280		lx/a	1,000	0,000	0,010	
	0,975	0,000	0,277			0,975	0,000	0,009	
	1,500	0,000	0,350			1,500	0,000	0,030	

+ Mxm (lx/2)				
		t/a		
		0,250	0,316	0,500
lx/a	1,000	0,129	0,115	0,078
	0,975		0,111	
	1,500	0,216	0,205	0,175
		p	p'	
lx/a	1,000	0,000	0,000	
	0,975	0,000	-0,003	
	1,500	0,000	0,050	

	P	p	p'
Mxm=	0,111	0,000	-0,003
Mym=	0,078	0,000	0,009
-Mxe=	0,231	0,000	0,277

Peso da roda do veículo= 75,00 KN/roda ou 101,25 KN/roda

Carga distribuída p = 5,00 KN/m² ou 6,75 KN/m²

Carga distribuída p' = 5,00 KN/m² ou 5,00 KN/m²

impacto= 1,35

Daí temos os seguintes momentos fletores para a carga móvel

Mxm= 11,22 KNm/m

Mym= 7,98 KNm/m

Mxe= -24,82 KNm/m

Trecho B-C

Cargas permanentes

L= 2,300 m d= 0,18 m dpav= 0,15 m

		Mxm=	5,16 kNm/m
g=	7,8 kN/m²	Mxe=	-3,44 kNm/m
k=	0,0069	Mym=	0,28 kNm/m

Cargas móveis

lx/a= 1,150 t/a= 0,316

Valores da tabela 27 (Rusch)

-Mxe					Mym				
		t/a					t/a		
		0,250	0,316	0,500			0,250	0,316	0,500
lx/a	1,000	0,260	0,239	0,180	lx/a	1,000	0,091	0,080	0,051
	1,150		0,282			1,150		0,092	
	1,500	0,400	0,384	0,340		1,500	0,134	0,120	0,080
		p	p'				p	p'	
lx/a	1,000	0,000	0,280		lx/a	1,000	0,000	0,010	
	1,150	0,000	0,301			1,150	0,000	1,000	
	1,500	0,000	0,350			1,500	0,000	0,030	

+ Mxm (lx/2)				
		t/a		
		0,250	0,316	0,500
lx/a	1,000	0,129	0,115	0,078
	1,150		0,142	
	1,500	0,216	0,205	0,175
		p	p'	
lx/a	1,000	0,000	0,000	
	1,150	0,000	0,015	
	1,500	0,000	0,050	

	P	p	p'
Mxm=	0,142	0,000	0,015
Mym=	0,092	0,000	1,000
-Mxe=	0,282	0,000	0,301

Peso da roda do veículo= 75,00 KN/roda ou 101,25 KN/roda

Carga distribuída p = 5,00 KN/m² ou 6,75 KN/m²

Carga distribuída p' = 5,00 KN/m² ou 5,00 KN/m²

impacto= 1,35

Daí temos os seguintes momentos fletores para a carga móvel

Mxm= 14,49 KNm/m

Mym= 14,33 KNm/m

Mxe= -30,09 KNm/m

Resumo dos esforços

	Seção	Mg	Mp+	Mp-
Balanço Viga A	-Mxm=	-0,52	0,00	-3,55
	Mxm=	0,00	1,32	0,00
	-Mxe=	-2,53	0,00	-22,47
	Mym=	0,00	18,82	0,00
	Myr=	0,00	9,05	0,00

Trecho A-B

Laje central	Mxm=	3,71	11,22	0,00
	Mym=	0,20	7,98	0,00
	-Mxe=	-2,47	0,00	-24,82

Trecho C-D

Laje central	Mxm=	5,16	14,49	0,00
	Mym=	0,28	14,33	0,00
	-Mxe=	-3,44	0,00	-30,09

Envoltória de dimensionamento

$$\begin{aligned} Md1 &= 0,9Mg + 1,5Mp+ \\ Md2 &= 1,35Mg + 1,5Mp+ \\ Md3 &= 0,9Mg + 1,5Mp+ \\ Md4 &= 1,35Mg + 1,5Mp+ \end{aligned}$$

	Seção	Mg	Mp+	Mp-	Md1	Md2	Md3	Md4
Balanço Viga A	-Mxm=	-0,52	0,00	-3,55	-0,47	-0,70	-5,79	-6,02
	Mxm=	0,00	1,32	0,00	1,97	1,97	0,00	0,00
	-Mxe=	-2,53	0,00	-22,47	-2,28	-3,42	-35,98	-37,12
	Mym=	0,00	18,82	0,00	28,23	28,23	0,00	0,00
	Myr=	0,00	9,05	0,00	13,57	13,57	0,00	0,00

Trecho A-B

Laje central	Mxm=	3,71	11,22	0,00	20,17	21,84	3,34	5,01
	Mym=	0,20	7,98	0,00	12,16	12,25	0,18	0,28
	-Mxe=	-2,47	0,00	-24,82	-2,22	-3,34	-39,46	-40,57

Trecho C-D

Laje central	Mxm=	5,16	14,49	0,00	26,37	28,70	4,64	6,96
	Mym=	0,28	14,33	0,00	21,75	21,88	0,26	0,38
	-Mxe=	-3,44	0,00	-30,09	-3,09	-4,64	-48,23	-49,78

Dimensionamento

$$\begin{aligned} fck &= 30,00 \text{ Mpa} & fcd &= 21428,57 \text{ kN/m}^2 \\ fyk &= 500,00 \text{ Mpa} & fyk &= 43,48 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

	Seção	Mdmax	Kmd	Kz	As/s
Balanço Viga A	-Mxm=	-6,02	0,0117	0,936	0,95 cm ² /m
	Mxm=	1,97	0,0038	0,968	0,30 cm ² /m
	-Mxe=	-37,12	0,0721	0,900	6,12 cm ² /m
	Mym=	28,23	0,0548	0,992	4,22 cm ² /m
	Myr=	13,57	0,0264	0,980	2,06 cm ² /m

Trecho A-B

Laje central	Mxm=	21,84	0,0424	0,980	3,31 cm ² /m
	Mym=	12,25	0,0238	0,988	1,84 cm ² /m
	-Mxe=	-40,57	0,0788	0,960	6,27 cm ² /m

Trecho B-C

Laje central	Mxm=	28,70	0,0557	0,956	4,45 cm ² /m
	Mym=	21,88	0,0425	0,980	3,31 cm ² /m
	-Mxe=	-49,78	0,0967	0,880	8,39 cm ² /m

Envoltória de fadiga

$$\begin{aligned} \text{Md1,serv} &= 1\text{Mg} + 0,8 \text{Mq} + = & \sigma \text{As1} &= (\text{Md1,serv}) / \text{Kz d As} & \Delta \text{sd,fadiga} &= 19,00 \text{ kN/cm}^2 \\ \text{Md2,serv} &= 1\text{Mg} + 0,8 \text{Mq} - = & \sigma \text{As2} &= (\text{Md2,serv}) / \text{Kz d As} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 0,180 \text{ m} & ff &= (\sigma \text{As1} - \sigma \text{As2}) / \Delta \text{sd,fadiga} = \\ h &= 0,15 \text{ m} \\ \text{No estadio II } h_{II} &= 5/6 h = 0,13 \text{ m} \end{aligned}$$

Seção		Md1,serv	Md2,serv	As/s	σ As1 (kN/cm²)	σ As2 (kN/cm²)	ff	ff As/s	
Balanço	Viga A	-Mxm=	-0,52	-3,35	0,95	-3,73	-24,23	1,08	1,03 cm²/m
		Mxm=	1,05	0,00	0,30	23,19	0,00	1,22	0,37 cm²/m
		-Mxe=	-2,53	-20,51	6,12	-2,96	-24,02	1,11	6,78 cm²/m
		Mym=	15,05	0,00	4,22	23,19	0,00	1,22	5,15 cm²/m
		Myr=	7,24	0,00	2,06	23,19	0,00	1,22	2,51 cm²/m

Trecho A-B

Laje central	Mxm=	12,69	3,71	3,31	25,25	7,38	0,94	3,31 cm ² /m
	Mym=	6,59	0,20	1,84	23,39	0,73	1,19	2,20 cm ² /m
	-Mxe=	-2,47	-22,33	6,27	-2,65	-23,93	1,12	7,02 cm ² /m

Trecho C-D

Laje central	Mxm=	16,75	5,16	4,45	25,38	7,81	0,92	4,45 cm ² /m
	Mym=	11,75	0,28	3,31	23,35	0,57	1,20	3,97 cm ² /m
	-Mxe=	-3,44	-27,51	8,39	-3,00	-24,03	1,11	9,29 cm ² /m

Cálculo da ancoragem

$$\begin{aligned} f_{bd} &= n1 \cdot n2 \cdot n3 \cdot f_{ctd} = 2,53 \text{ MPa} & f_{ctd} &= f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,61 \text{ MPa} \\ n1 &= 2,25 \text{ CA 50} & f_{ctk,inf} &= 0,7 f_{ctm} = 2,25 \text{ MPa} \\ n2 &= 0,70 \text{ Má aderência} & f_{ctm} &= 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,21 \text{ MPa} \\ n3 &= 1,00 \Phi < 32 \text{ mm} & f_{ck} &= 35,00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

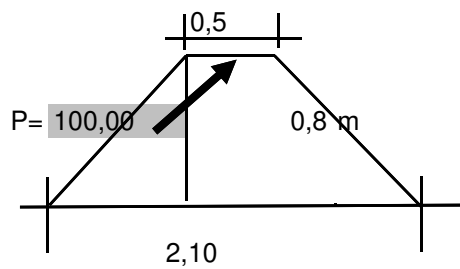
$$\begin{aligned} \Phi &= 12,7 \text{ mm} \\ f_{yk} &= 500,00 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 434,78 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$l_b = \Phi / 4 (f_{yd} / f_{bd}) = 42,99 \quad \Phi = > 54,60 \text{ cm}$$

$$l_{b_{\text{Gancho}}} = 38,22 \text{ cm}$$

Calculo do guarda rodas

Será dimensionado para resistir o impacto de uma roda do veículo tipo, distante a 80cm do eixo



O momento por unidade de comprimento vale

$$M = 38,10 \text{ kNm/m}$$

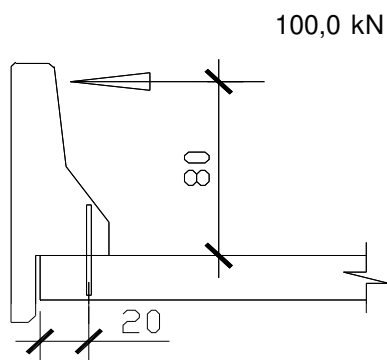
$$M_d = 57,1 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = 0,058$$

$$k_z = 0,9$$

$$A_s = 3,94 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \varnothing 10 \text{ c } 20,28 \text{ cm}$$

A ligação entre o guarda rodas pré moldado e a laje se dara através de pinos.



$$M = 38,10 \text{ kNm/m}$$

$$M_d = 53,33 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = M_d / b \cdot d \cdot f_{cd} =$$

$$k_{md} = 0,06$$

$$k_z = 0,90$$

$$d = 0,2 \text{ m}$$

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

$$f_{cd} = 21428,6 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 6,81 \text{ cm}^2 \quad 2\varnothing 20 \text{ C } 1,6 \text{ m}$$

para corte temos

$$v_d = 140,00 \text{ kN/m}$$

$$A_s = 2\varnothing 20 \text{ C } 1,6 \text{ m} =$$

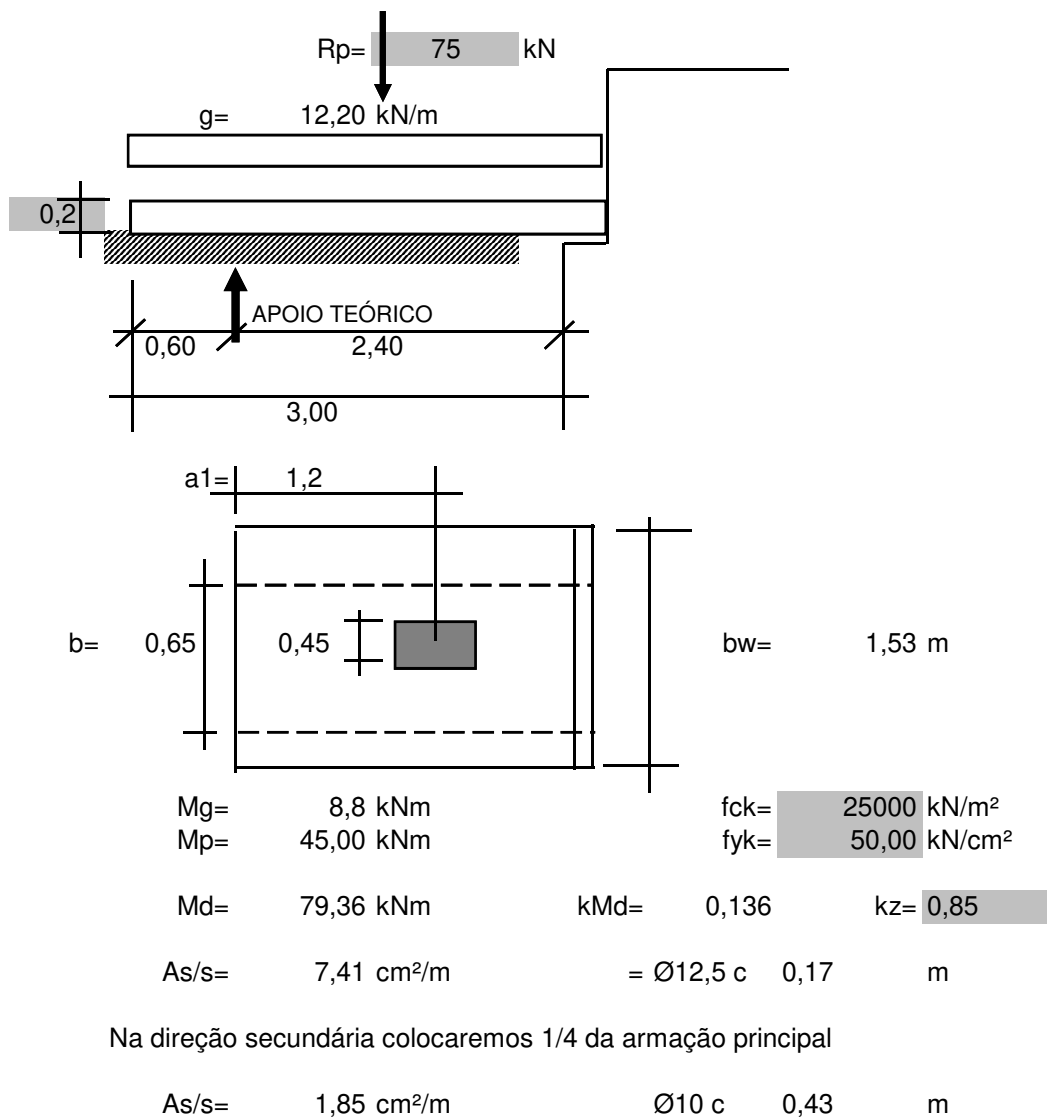
$$6,28 \text{ cm}^2$$



$$\tau_d = 22,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = 0,6 f_y = 30,00 \text{ kN/cm}^2$$

11 Dimensionamento da laje de transição

O dimensionamento será feito com o posicionamento de uma roda do veículo tipo em sua



	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_01_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITEROI/RJ			FOLHA 9 de 11	
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600				
	 <				

PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS

MUNICÍPIO DE NITERÓI

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL

1- CÁLCULO DA SUPERESTRUTURA DO EIXO 200 TRECHO PILAR P2-P3

A estrutura em seção transversal é constituída por 6 vigas protendidas com 0,85m de altura espaçadas de 1,95m, 2,10m e 2,30m, com dois balanços com 0,95m totalizando 12,30m de

1.1- Características dos materiais

Concreto da laje superior	fck=	30 MPa	fctk=	2,5 MPa
Concreto da viga	fck=	45 MPa	fctk=	3,4 MPa
Cocreto da mesoestrutura	fck=	30 MPa		
Aço CA50A	fyk=	500 MPa		
Aço CP210RB12.7	fyk=	2100 MPa		
Ec laje=	3,07E+07 kN/m ²			
Ec viga=	3,76E+07 kN/m ²			
Es CA50=	2,1E+08 kN/m ²			
Es CP210=	1,95E+08 kN/m ²			
		CPV-ARI		
		α_5 =	5,95	
		α_{15} =	5,38	$\alpha_{adotado}$ = 5,51
		α_{28} =	5,19	
		α_{med} =	5,51	

fct,m = 0,3 fck ^{2/3} =	3,796 MPa	$\sigma_{tração}$ = 1,2 fctm =	4555,11	kN/m ²
fctk,inf = 0,7x fct,m =	2,657 MPa	$\sigma_{tração}$ = 1,2 fctm =	3188,58	kN/m ²
fctk,sup = 1,3x fct,m =	3,454 MPa	$\sigma_{tração}$ = 1,2 fctm =	4145,15	kN/m ²

A relação β_1 entre as resistências do concreto aos j dias e aos 28 dias (fck) é dada pela fórmula:

$$\beta_1 = \exp\{s [1 - (28/t)^{1/2}]\} =$$

Para o concreto com cimento CPV-ARI, s = 0,20 daí para t =

5	0,761	34,24 MPa
15	0,929	41,82 MPa
28	1,000	45,00 MPa

Para as idades especificadas temos:

	Dias	Ecj =	fctj,m =	$\sigma_{tração}$ =
CPV-ARI	5	3,28E+07 kN/m ²	3163,66 kN/m ²	3796,39 kN/m ²
	15	3,62E+07 kN/m ²	3615,00 kN/m ²	4338,00 kN/m ²
	28	3,76E+07 kN/m ²	3795,93 kN/m ²	4555,11 kN/m ²

Levaremos em consideração as seguintes resistências de compressão do concreto:

Resistência na desforma em 24/30 horas, f_{ck} = 28,00 MPa

Resistência no transporte em 72 horas. F_{ck} = 35,00 MPa

Resistência por ocasião da 2ª protensão, f_{ck} = 35,00 MPa

Resistência no manuseio e lançamento, f_{ck} = 45,00 MPa

2 - Normas Técnicas

Foram usadas neste memorial as seguintes normas técnicas:

NBR-6118 Projetos e execução de concreto

NBR-7187 Projeto de pontes de concreto armado e protendido

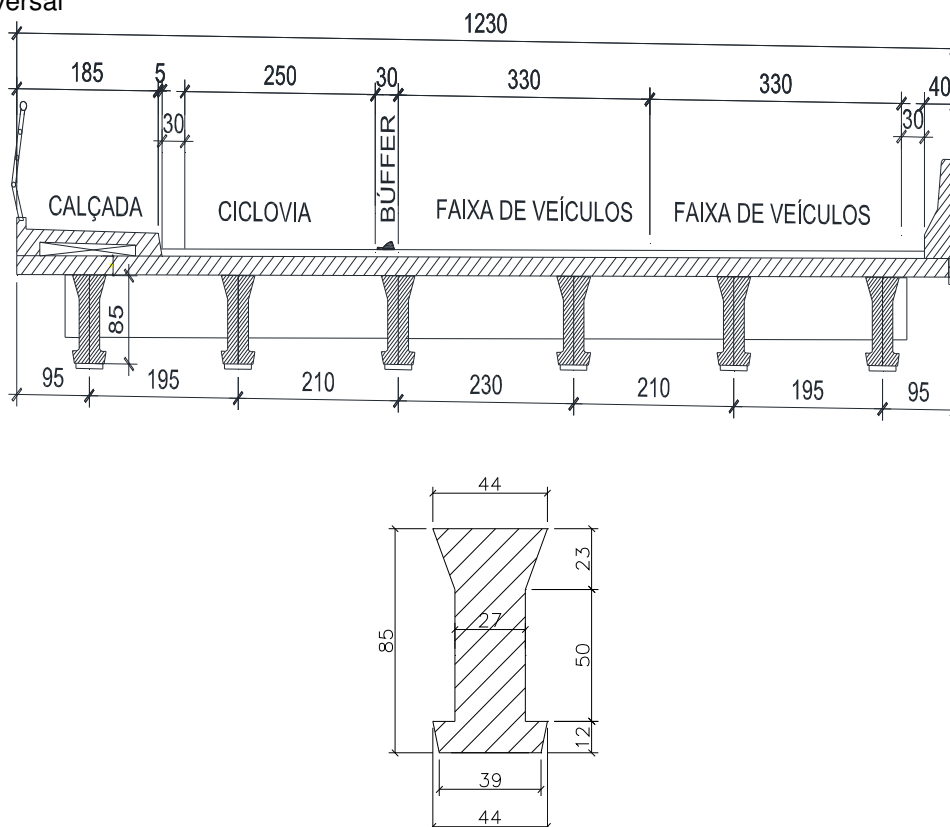
NBR-7188 Carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre.

3 - Geometria

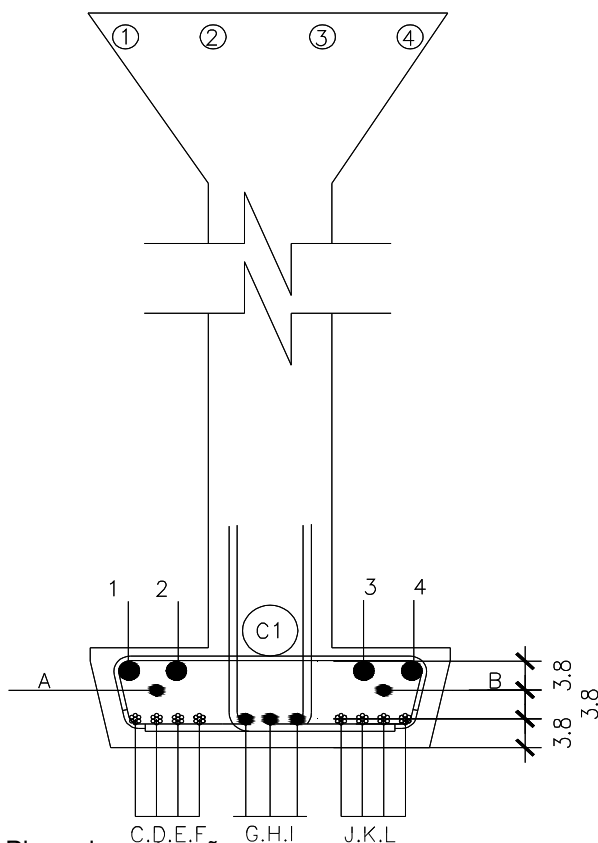
3.1 - Seção longitudinal

Comprimento total da viga = 22,25 m

Seção transversal



3.2 Configuração da seção plena



Talão superior			
Posição		Ø(mm)	As(cm²)
1-4	4	16	8,0
2-3	0	20	0,0
Talão inferior			
Posição		Ø(mm)	
1-4	2	32	16,084
2-3	0	25	0,000
C1	12	12,7	12,168
A-B	2	12,7	2,028
C-M	2	12,7	2,028
D-L	2	12,7	2,028
E-K	2	12,7	2,028
F-J	2	12,7	2,028
G-I	2	12,7	2,028
H	2	12,7	2,028
Numero de cordoalhas =			12
Numero de cordoalhas na pista =			14

4 - Plano de protensão.

- A primeira fase de protensão, será aplicada na fábrica aos 3 dias de idade, através de 14 cordoalhas pré tensionadas Ø = 12,7 mm, na tensão inicial de protensão de 157,5 kN/cm². A seção transversal será homogenizada considerando a presença de 4 barras de aço CA50 com Ø= 16 mm no talão superior da viga e no talão inferior com 2 barras de aço CA50 com Ø= 32 mm.
- A 2ª protensão através de 12 cordoalhas Ø= 12,7 mm na tensão 157,5 kN/cm².

5 - Características geométricas

5.1 - Viga isolada

	Lsi	Lii	hi	yi	S	S x yi	s x yi**2	Jo
1	0,44	0,27	0,230	0,744	0,082	0,0259	0,0082	0,0004
2	0,27	0,27	0,100	0,570	0,027	0,0039	0,0006	0,0000
3	0,27	0,27	0,100	0,470	0,027	0,0012	0,0001	0,0000
4	0,27	0,27	0,300	0,270	0,081	-0,0127	0,0020	0,0006
5	0,44	0,39	0,120	0,061	0,050	-0,0182	0,0067	0,0001
			0,850		0,2665	0,0000	0,0175	0,0011

Área= 0,2665 m² y i CG= 0,4269 m W i= 0,0434 m³
 Inercia= 0,0185 m⁴ ys CG= 0,4231 m Ws= 0,0438 m³

5.2- Características da viga homogenizada

A seção será homogenizada em função da presença de barras de aço CA50, conforme quantidades e posicionamento e cordoalhas do talão inferior.

Assim:

Talão superior

Pos	As(cm²)	Asα(m²)	y	Asα.y
1-4	8,04	0,0044	0,825	0,0037
2-3	0,00	0,0000		
Σ	8,04	0,0044		

$$\Sigma As_{\alpha}.y = 0,0058 \text{ m}^2$$

$$\Sigma As_{\alpha}. = 0,0278 \text{ m}^2$$

$$y = 0,2089 \text{ m}$$

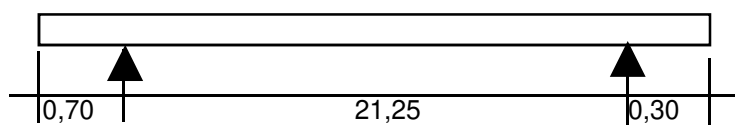
Talão inferior

Pos	As(cm²)	Asα(m²)	y	Asα.y
1-4	16,08	0,009	0,100	0,001
2-3	0,00	0,000	0,100	0,000
A-B	2,03	0,0011	0,0750	0,00008
C-M	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
D-L	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
E-K	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
F-J	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
G-I	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
H	2,03	0,0011	0,0420	0,00005
C1	12,17	0,0067	0,1350	0,00090
Σ	42,45	0,0234		0,0022

	A	y _i	A x y _i	y' i	A x y' i	(A x y' i)²	Jo
Ac	0,2665	0,4269	0,1138	-0,021	-0,0055	0,00011	0,0185
As	0,0278	0,2089	0,0058	0,197	0,0055	0,00108	0,0000
Σ	0,2943		0,1196		0,00000	0,0012	0,0185

Área= 0,2943 m² y i CG= 0,4063 m W i= 0,04858 m³
 Inercia= 0,0197 m⁴ y s CG= 0,4437 m W s= 0,04449 m³

5.3 - Características da viga em conjunto com a laje



Lviga=	22,25 m	Dist. entre vigas=	1,95 m	Larg. Tot.=	12,30 m
l bal1 =	0,70 m		2,10 m	Nº de vigas=	6
l bal2 =	0,30 m		2,30 m		
L teorico=	21,25 m	Bal 1 =	0,950 m	Bal 2=	0,95 m
		h laje=	0,180 m	Larg. Pis=	9,70 m
		h pav.=	0,070 m	Larg. Pas=	1,90 m
		s.pav=	0,08 m	Laje de transição	3,00 m
		h pav.total=	0,15 m		

Largura efetiva da laje

VIGA A

b1 <=	1,08 m	LI VA <=	1,93 m
	2,13 m		
	0,73 m		
b2 <=	1,44 m	LI VB <=	2,03 m
	2,13 m		
	0,76 m		

VIGA B

b1 <=	1,44 m
	2,13 m
	0,76 m
b2 <=	1,44 m
	2,13 m
	0,83 m

VIGA C

b1 <=	1,44 m	LI VC <=	2,20 m
	2,13 m		
	0,83 m		
b2 <=	1,44 m	L =	2,05 m
	2,13 m		
	0,93 m		

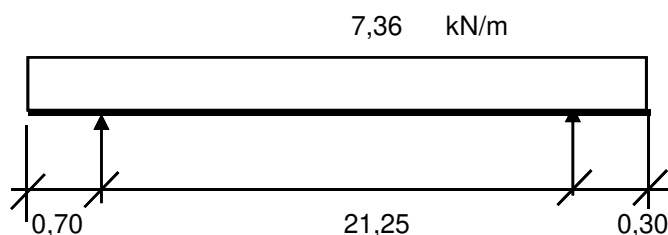
Adotaremos um valor médio entre os valores encontrados

	Area	yi	A x yi	y'i	A x y'i	A x y'i**2	J0
Viga	0,294	0,406	0,120	0,297	0,0874	0,0259	0,0197
Laje	0,369	0,940	0,347	-0,237	-0,0874	0,0207	0,0010
	0,6633		0,466		0,0000	0,0466	0,0207

Área	0,6633	m ²	y iv CG=	0,7032	m	W iv=	0,0958	m ³
Inercia	0,0674	m ⁴	ysv CG=	0,1468	m	Wsv=	0,4590	m ³
			ysL CG=	0,3268	m	WsL=	0,2061	m ³

- 6 - Determinação dos esforços
6.1- Carga permanente

6.1.1 g₁ - Peso próprio da viga no instante da 1ª protensão



g₁= 7,36 kN/m

$\Delta M/L = 0,07$ kN

g₁L/2= 78,16 kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m ²)			Cortante (KN)
0esq	-1,80		Sup laje	0,00		-5,15
			Sup viga	-40,51		
			Inf viga	-37,10		
0dir	-1,80		Sup laje	0,00		78,23
			Sup viga	-40,51		
			Inf viga	-37,10		
1	149,01		Sup laje	0,00		62,60
			Sup viga	-3349,26		
			Inf viga	3067,53		
2	265,13		Sup laje	0,00		46,97
			Sup viga	-5959,29		
			Inf viga	5458,02		
3	348,03		Sup laje	0,00		31,33
			Sup viga	-7822,66		
			Inf viga	7164,64		
4	397,72		Sup laje	0,00		15,70
			Sup viga	-8939,35		
			Inf viga	8187,41		
5	414,18		Sup laje	0,00		0,07
			Sup viga	-9309,38		
			Inf viga	8526,31		
6	397,42		Sup laje	0,00		-15,56
			Sup viga	-8932,74		
			Inf viga	8181,35		
7	347,45		Sup laje	0,00		-31,20
			Sup viga	-7809,43		
			Inf viga	7152,53		
8	264,25		Sup laje	0,00		-46,83
			Sup viga	-5939,45		
			Inf viga	5439,85		
9	147,83		Sup laje	0,00		-62,46
			Sup viga	-3322,80		
			Inf viga	3043,30		
10esq	-0,33		Sup laje	0,00		-78,09
			Sup viga	7,44		
			Inf viga	-6,81		
10dir	-0,33		Sup laje	0,00		2,21
			Sup viga	7,44		
			Inf viga	-6,81		

6.1.2- g2 - Peso próprio da laje superior + Transversinas de vão + cortina

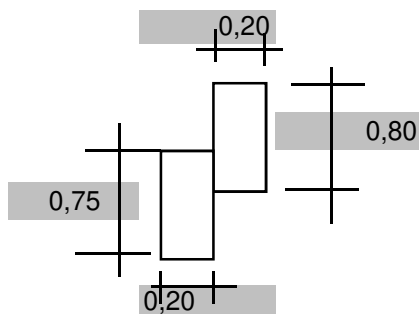
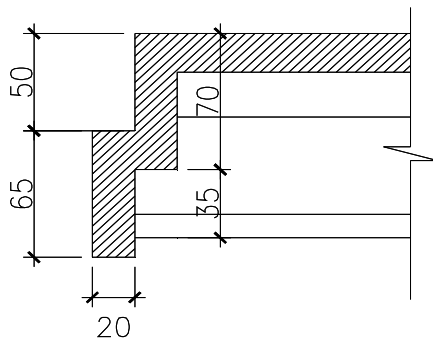
e= 0,20 m nº transv.= 0

P Ttransversina= P Viga A = 0,00 kN/viga
 P Viga C = 0,00 kN/viga
 P Viga A = 0,00 kN/viga

Peso da laje = 55,35 kN/m

g2A= 8,66 kN/m g2 medio = 9,23 kN/m
 g2B= 9,11 kN/m
 g2C= 9,90 kN/m

Peso da cortina + Laje de transição



P_{cort} = 15,89 kN/viga

P_{laje} = 31,86 kN/viga

P_{total} = 47,74 kN/viga

VIGA 1=VIGA 6
 $\Delta M/L = 0,98 \text{ kN}$
 $g1L/2 = 92,04 \text{ kN}$

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-35,54		Sup laje	0,00		-53,81
			Sup viga	798,87		
			Inf viga	-731,67		
0dir	-35,54		Sup laje	0,00		93,02
			Sup viga	798,87		
			Inf viga	-731,67		
1	159,23		Sup laje	0,00		74,61
			Sup viga	-3578,95		
			Inf viga	3277,90		
2	294,05		Sup laje	0,00		56,20
			Sup viga	-6609,37		
			Inf viga	6053,41		
3	389,76		Sup laje	0,00		37,80
			Sup viga	-8760,58		
			Inf viga	8023,67		
4	446,35		Sup laje	0,00		19,39
			Sup viga	-10032,58		
			Inf viga	9188,68		
5	463,83		Sup laje	0,00		0,98
			Sup viga	-10425,37		
			Inf viga	9548,43		
6	442,19		Sup laje	0,00		-17,43
			Sup viga	-9938,95		
			Inf viga	9102,92		
7	381,43		Sup laje	0,00		-35,84
			Sup viga	-8573,31		
			Inf viga	7852,16		
8	281,56		Sup laje	0,00		-54,24
			Sup viga	-6328,46		
			Inf viga	5796,14		
9	142,57		Sup laje	0,00		-72,65
			Sup viga	-3204,40		
			Inf viga	2934,86		
10esq	-14,71		Sup laje	0,00		-91,06
			Sup viga	330,69		
			Inf viga	-302,87		
10dir	-14,71		Sup laje	0,00		2,60
			Sup viga	330,69		
			Inf viga	-302,87		

VIGA 2
 $\Delta M/L = -0,59 \text{ kN}$
 $g1L/2 = 96,82 \text{ kN}$

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-2,23		Sup laje	0,00		-54,12
			Sup viga	-50,18		
			Inf viga	-45,96		
0dir	-2,23		Sup laje	0,00		96,23
			Sup viga	-50,18		
			Inf viga	-45,96		
1	171,69		Sup laje	0,00		76,87
			Sup viga	-3858,94		
			Inf viga	3534,34		
2	316,96		Sup laje	0,00		57,50
			Sup viga	-7124,13		
			Inf viga	6524,88		
3	421,08		Sup laje	0,00		38,14
			Sup viga	-9464,44		
			Inf viga	8668,33		
4	484,05		Sup laje	0,00		18,78
			Sup viga	-10879,87		
			Inf viga	9964,69		
5	505,88		Sup laje	0,00		-0,59
			Sup viga	-11370,41		
			Inf viga	10413,97		
6	486,55		Sup laje	0,00		-19,95
			Sup viga	-10936,06		
			Inf viga	10016,16		
7	426,08		Sup laje	0,00		-39,32
			Sup viga	-9576,83		
			Inf viga	8771,26		
8	324,46		Sup laje	0,00		-58,68
			Sup viga	-7292,71		
			Inf viga	6679,27		
9	181,69		Sup laje	0,00		-78,04
			Sup viga	-4083,71		
			Inf viga	3740,20		
10esq	-14,73		Sup laje	0,00		-97,41
			Sup viga	331,15		
			Inf viga	-303,29		
10dir	-14,73		Sup laje	0,00		2,73
			Sup viga	331,15		
			Inf viga	-303,29		

VIGA 3=VIGA 4=VIGA 5
 $\Delta M/L = 1,67 \text{ kN}$
 $g1L/2 = 105,19 \text{ kN}$

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-35,85		Sup laje	0,0		-54,67
			Sup viga	-805,7		
			Inf viga	-737,9		
0dir	-35,85		Sup laje	0,0		106,85
			Sup viga	-805,7		
			Inf viga	-737,9		
1	197,19		Sup laje	0,0		85,82
			Sup viga	-4432,1		
			Inf viga	4059,3		
2	350,11		Sup laje	0,0		64,78
			Sup viga	-7869,4		
			Inf viga	7207,4		
3	458,33		Sup laje	0,0		43,74
			Sup viga	-10301,8		
			Inf viga	9435,3		
4	521,85		Sup laje	0,0		22,70
			Sup viga	-11729,5		
			Inf viga	10742,8		
5	540,66		Sup laje	0,0		1,67
			Sup viga	-12152,3		
			Inf viga	11130,1		
6	514,77		Sup laje	0,0		-19,37
			Sup viga	-11570,4		
			Inf viga	10597,1		
7	444,17		Sup laje	0,0		-40,41
			Sup viga	-9983,6		
			Inf viga	9143,8		
8	328,87		Sup laje	0,0		-61,45
			Sup viga	-7392,0		
			Inf viga	6770,2		
9	168,87		Sup laje	0,0		-82,48
			Sup viga	-3795,5		
			Inf viga	3476,3		
10esq	-0,45		Sup laje	0,0		-103,52
			Sup viga	10,0		
			Inf viga	-9,2		
10dir	-0,45		Sup laje	0,0		2,97
			Sup viga	10,0		
			Inf viga	-9,2		

6.1.3- g3 - Peso próprio da pavimentação + cguarda rodas

A pavimentação será distribuída igualmente entre as (6-1)vigas

O guarda rodas e a calçada serão distribuído em função da linha de influência

Guarda corpo =	2,0 kN/m	Ordenadas da L.I.	y1=	0,7910
Calçada =	7,75 kN/m		y2=	0,0093
Pavimentação =	32,01 kN/m		Σ=	0,8003

g3 = 7,80 kN/m

VIGA V1

ΔM/L= 0,07 kN

g1L/2= 82,91 kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-1,91		Sup laje	9,27		-5,46
			Sup viga	4,17		
			Inf viga	-19,96		
0dir	-1,91		Sup laje	9,27		82,98
			Sup viga	4,17		
			Inf viga	-19,96		
1	158,05		Sup laje	-766,72		66,40
			Sup viga	-344,37		
			Inf viga	1650,08		
2	281,22		Sup laje	-1364,22		49,82
			Sup viga	-612,73		
			Inf viga	2935,96		
3	369,15		Sup laje	-1790,78		33,24
			Sup viga	-804,32		
			Inf viga	3853,99		
4	421,85		Sup laje	-2046,42		16,65
			Sup viga	-919,14		
			Inf viga	4404,15		
5	439,31		Sup laje	-2131,13		0,07
			Sup viga	-957,18		
			Inf viga	4586,45		
6	421,53		Sup laje	-2044,91		-16,51
			Sup viga	-918,46		
			Inf viga	4400,89		
7	368,52		Sup laje	-1787,75		-33,09
			Sup viga	-802,96		
			Inf viga	3847,47		
8	280,28		Sup laje	-1359,67		-49,67
			Sup viga	-610,69		
			Inf viga	2926,19		
9	156,80		Sup laje	-760,66		-66,25
			Sup viga	-341,65		
			Inf viga	1637,05		
10esq	-0,35		Sup laje	1,70		-82,83
			Sup viga	0,77		
			Inf viga	-3,67		
10dir	-0,35		Sup laje	1,70		2,34
			Sup viga	0,77		
			Inf viga	-3,67		

VIGA V2=V3=V4=V5

Guarda rodas =	2,0 kN/m	Ordenadas da L.I.	y1=	0,2842
Calçada =	7,75 kN/m		y2=	-0,1000
Pavimentação =	32,01 kN/m		Σ=	0,1842
		ΔM/L=	0,07	kN
g3 =	7,83 kN/m	g1L/2=	83,19	kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-1,92		Sup laje	9,31		-5,48
			Sup viga	4,18		
			Inf viga	-20,03		
0dir	-1,92		Sup laje	9,31		83,26
			Sup viga	4,18		
			Inf viga	-20,03		
1	158,59		Sup laje	-769,34		66,62
			Sup viga	-345,54		
			Inf viga	1655,71		
2	282,18		Sup laje	-1368,87		49,99
			Sup viga	-614,82		
			Inf viga	2945,98		
3	370,41		Sup laje	-1796,89		33,35
			Sup viga	-807,06		
			Inf viga	3867,14		
4	423,29		Sup laje	-2053,40		16,71
			Sup viga	-922,27		
			Inf viga	4419,18		
5	440,81		Sup laje	-2138,40		0,07
			Sup viga	-960,45		
			Inf viga	4602,10		
6	422,97		Sup laje	-2051,88		-16,56
			Sup viga	-921,59		
			Inf viga	4415,91		
7	369,78		Sup laje	-1793,85		-33,20
			Sup viga	-805,70		
			Inf viga	3860,60		
8	281,24		Sup laje	-1364,31		-49,84
			Sup viga	-612,77		
			Inf viga	2936,17		
9	157,34		Sup laje	-763,26		-66,48
			Sup viga	-342,81		
			Inf viga	1642,63		
10esq	-0,35		Sup laje	1,71		-83,12
			Sup viga	0,77		
			Inf viga	-3,68		
10dir	-0,35		Sup laje	1,71		2,35
			Sup viga	0,77		
			Inf viga	-3,68		

VIGA V6

Guarda rodas = 6,00 kN/m

Ordenadas da L.I.

y1= 0,93

y2= 0,00

Σ = 0,932

$\Delta M/L$ = 0,11 kN

g3 = 11,99 kN/m

g1L/2= 127,42 kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-2,94		Sup laje	14,25		-8,39
			Sup viga	6,40		
			Inf viga	-30,67		
0dir	-2,94		Sup laje	14,25		127,53
			Sup viga	6,40		
			Inf viga	-30,67		
1	242,91		Sup laje	-1178,36		102,05
			Sup viga	-529,25		
			Inf viga	2535,98		
2	432,20		Sup laje	-2096,64		76,56
			Sup viga	-941,69		
			Inf viga	4512,24		
3	567,34		Sup laje	-2752,23		51,08
			Sup viga	-1236,14		
			Inf viga	5923,14		
4	648,33		Sup laje	-3145,11		25,60
			Sup viga	-1412,61		
			Inf viga	6768,67		
5	675,16		Sup laje	-3275,30		0,11
			Sup viga	-1471,08		
			Inf viga	7048,85		
6	647,85		Sup laje	-3142,79		-25,37
			Sup viga	-1411,56		
			Inf viga	6763,67		
7	566,38		Sup laje	-2747,57		-50,85
			Sup viga	-1234,05		
			Inf viga	5913,12		
8	430,76		Sup laje	-2089,66		-76,34
			Sup viga	-938,56		
			Inf viga	4497,22		
9	240,99		Sup laje	-1169,05		-101,82
			Sup viga	-525,07		
			Inf viga	2515,95		
10esq	-0,54		Sup laje	2,62		-127,30
			Sup viga	1,18		
			Inf viga	-5,63		
10dir	-0,54		Sup laje	2,62		3,60
			Sup viga	1,18		
			Inf viga	-5,63		

6.2- Esforços da carga móvel

TREM TIPO TB 45 - NBR7188

Eixo dianteiro =	75,0 kN	==>	60,0 kN	 com impacto	77,85 kN
Eixo intermed. =	75,0 kN	==>	60,0 kN		77,85 kN
Eixo traseiro =	75,0 kN	==>	60,0 kN		77,85 kN
Carga distribuida =	5,0 kN/m ²				6,49 kN/m ²
Carga complementar =	3,0 kN/m ²				3,0 kN/m ²

Coeficiente de impacto

$$\varphi = \text{CIV} \times \text{CNF} \times \text{CIA}$$

CIV= Coeficiente de impacto vertical =	1,30	 $\varphi =$	1,30
CNF= Coeficiente de número de faixas =	1,00		
CIA= Coeficiente de impacto adicional =	1,00		

CIV = 1,35 para vãos menores do que 10,00 m

CIV = $(1 + 1,06(20/(\text{Liv} + 50)))$ para vãos maiores do que 10,0 m

Liv = 21,25 m

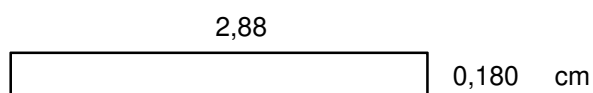
CNF = $1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \implies 1,000$

Numero de faixas= 2

CIA = 1,25 $\varphi = 1,30$

A distribuição transversal das cargas móveis será feita pelo método Homberg&Trenks&Weinmeister.

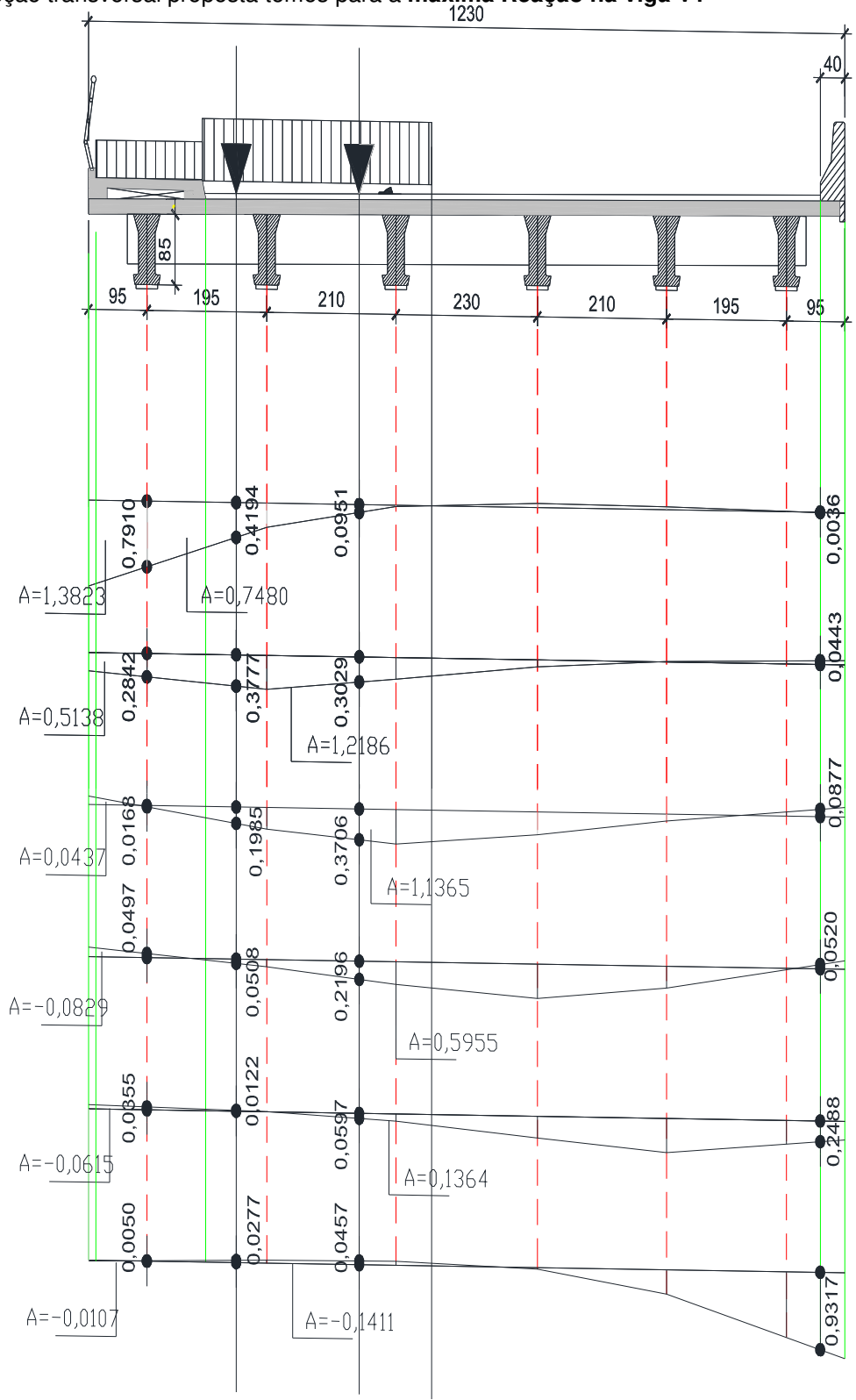
Jviga= 0,0674 m⁴



Jlaje= 0,0014 m⁴

Baa= 0,7915	Bba= 0,28240	Bca= 0,0168	Z= 3,36 r = 1,00
Bab= 0,2824	Bbb= 0,40960	Bcb= 0,2606	
Bac= 0,0168	Bbc= 0,26060	Bcc= 0,4142	
Bad= -0,0497	Bbd= 0,08510	Bcd= 0,2730	
Bae= -0,0355	Bbe= -0,00210	Bce= 0,0851	
Baf= -0,0050	Bbf= -0,03550	Bcf= -0,0497	
1,0005	1,0001	1,0000	

6.2.1 Para a seção transversal proposta temos para a máxima Reação na viga V1



y1	y2	$\Sigma y =$	
0,4194	0,0951	0,5145	Viga 1
0,3777	0,3029	0,6806	Viga 2
0,1985	0,3706	0,5691	Viga 3
0,0508	0,2196	0,2704	Viga 4
-0,0122	0,0597	0,0475	Viga 5
-0,0277	-0,0457	-0,0734	Viga 6
1,0065	1,0022		

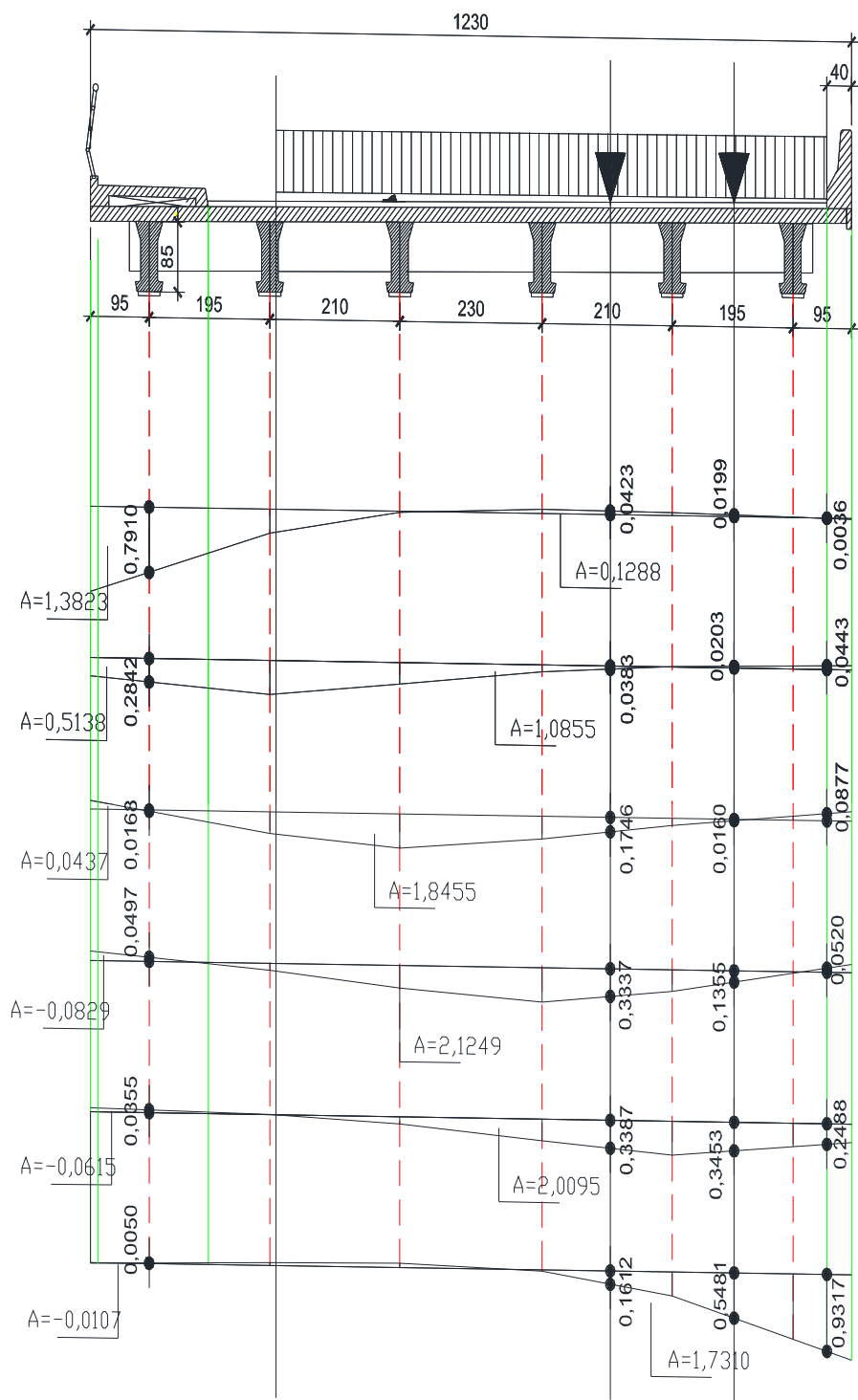
As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga A, em kN, e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
R _{eixo} =	40,06	52,99	44,31	21,05	3,70	-5,71 kN/eixo

As reações da carga distribuída do trem tipo com Maxima reação na viga A e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
Area (5)=	0,748	1,2186	1,1365	0,5955	0,1364	-0,1411
Area (3)=	1,3823	0,5138	0,0437	-0,0829	-0,0615	-0,0107
Q5 =	4,85	7,91	7,37	3,86	0,88	-0,92
Q3 =	4,15	1,54	0,13	-0,25	-0,18	-0,03
Q _{total} =	9,00	9,45	7,50	3,61	0,70	-0,95 kN/m

6.2.2 Para a seção transversal proposta temos para a máxima Reação na viga V2



y1	y2	$\Sigma y =$	
0,5481	0,1612	0,7093	Viga 1
0,3453	0,3387	0,6840	Viga 2
0,1355	0,3337	0,4692	Viga 3
0,0160	0,1746	0,1906	Viga 4
-0,0203	0,0383	0,0180	Viga 5
-0,0199	-0,0423	-0,0622	Viga 6
1,0047	1,0042		

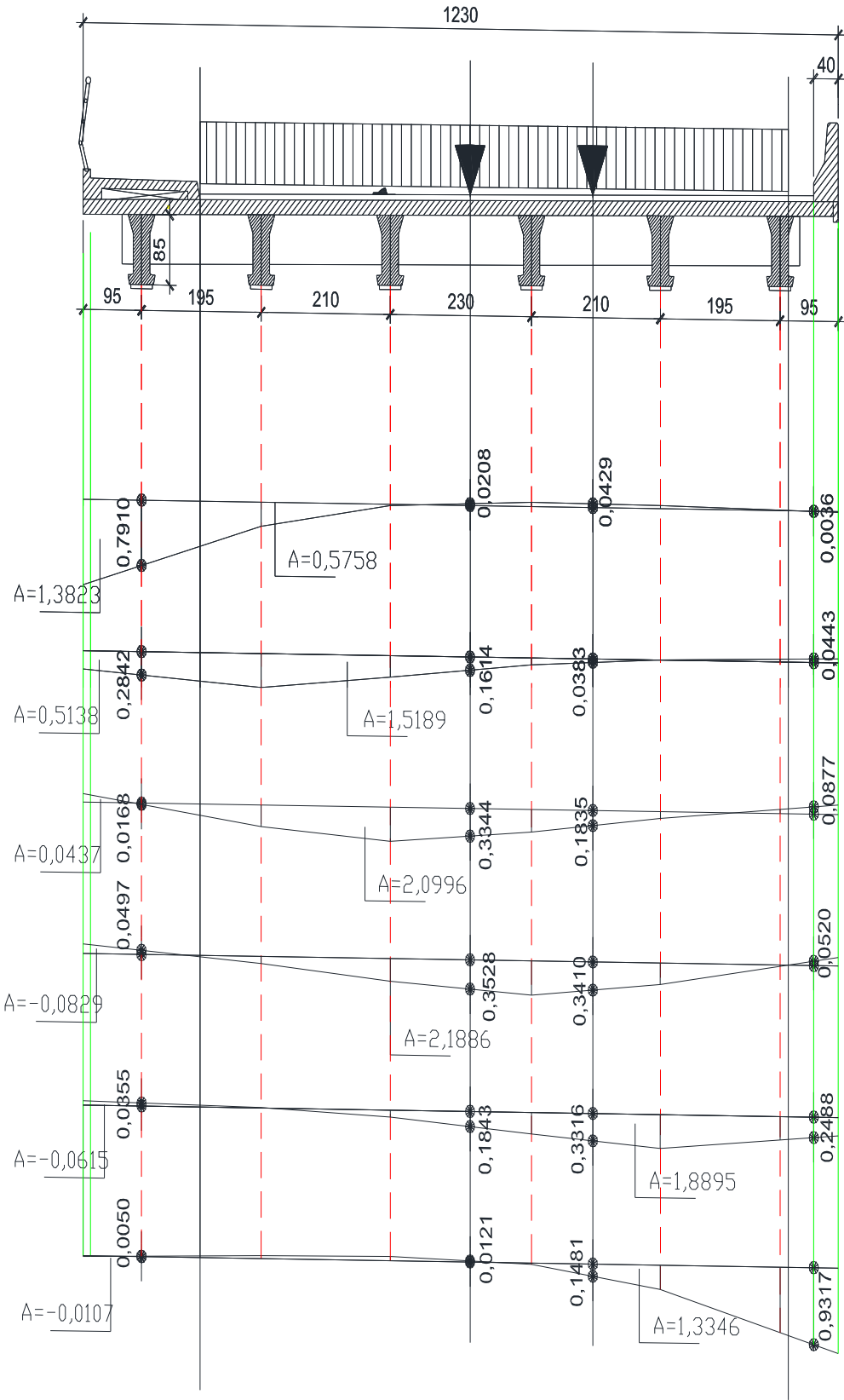
As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga B, em kN, e as correspondentes reações nas demais, com impacto, valem:

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
$R_{\text{eixo}} =$	55,22	53,25	36,53	14,84	1,40	-4,84 kN/eixo

As reações da carga distribuída do trem tipo com Maxima reação na viga B e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
Area (5)=	1,731	2,010	2,125	1,846	1,086	0,129
Area (3)=	0	0	0	0	0	0
Q5 =	11,23	13,04	13,79	11,97	7,04	0,84
Q3 =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{\text{total}} =$	11,23	13,04	13,79	11,97	7,04	0,84 kN/m

6.2.3 Para máxima reação na viga C, temos:



y1	y2	$\Sigma y =$	
0,1481	-0,0121	0,1360	Viga 1
0,3316	0,1843	0,5159	Viga 2
0,3410	0,3528	0,6938	Viga 3
0,1835	0,3344	0,5179	Viga 4
0,0383	0,1614	0,1997	Viga 5
-0,0429	-0,0208	-0,0637	Viga 6
0,9996	1,0000		

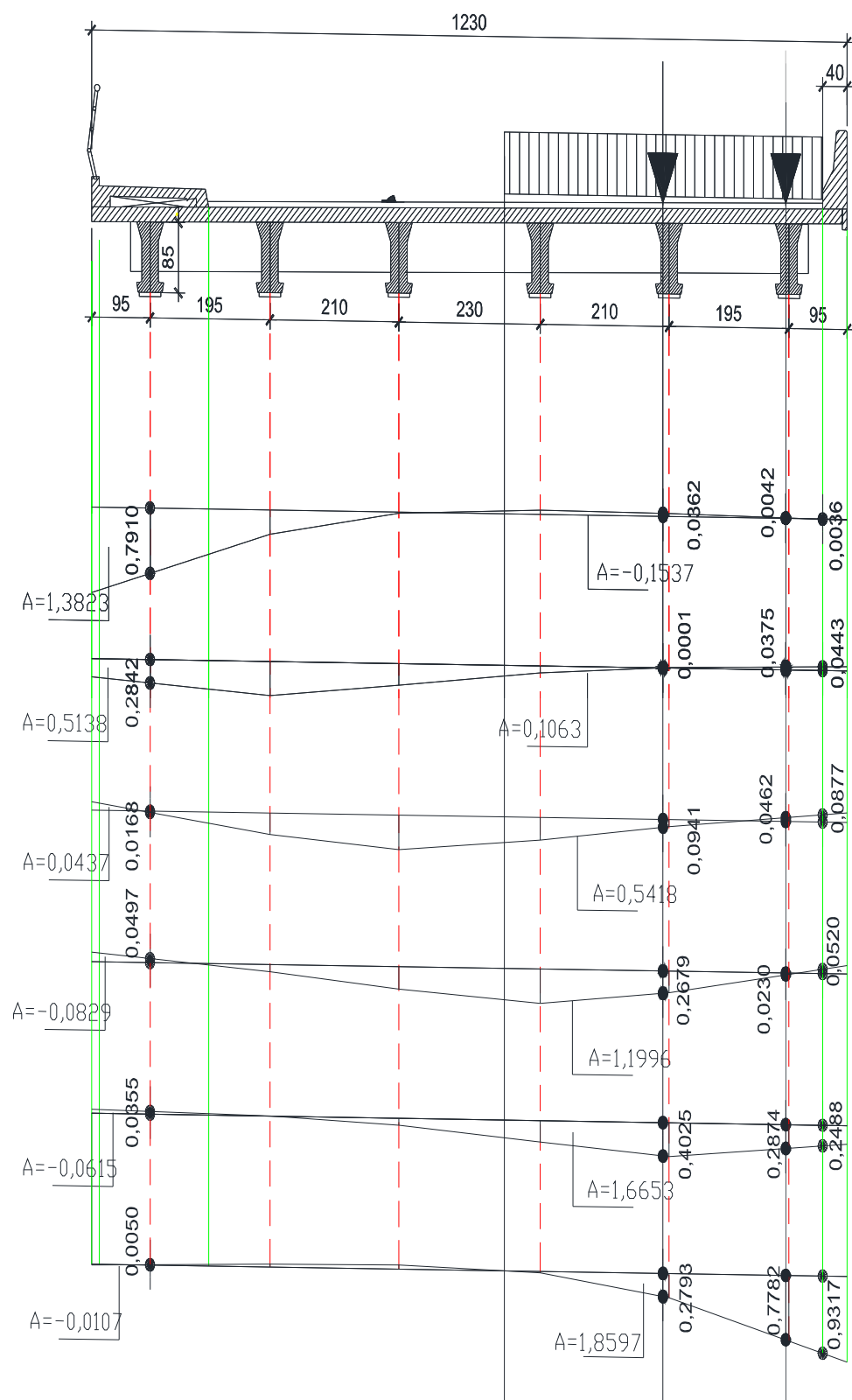
As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga B, em kN, e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
R _{eixo} =	10,59	40,16	54,01	40,32	15,55	-4,96 kN/eixo

As reações da carga distribuída do trem tipo com Maxima reação na viga B e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
Area (5)=	1,3346	1,8895	2,1886	2,0996	1,5189	0,5758
Area (3)=	0	0	0	0	0	0
Q5 =	8,66	12,26	14,20	13,62	9,85	3,74
Q3 =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q _{total} =	8,66	12,26	14,20	13,62	9,85	3,74 kN/m

6.2.4 Para máxima reação na viga F, temos:



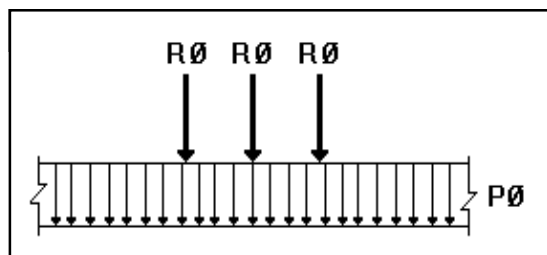
y1	y2	$\Sigma y =$	
-0,0362	-0,0042	-0,0404	Viga 1
-0,0001	-0,0375	-0,0376	Viga 2
0,0941	-0,0462	0,0479	Viga 3
0,2679	0,0230	0,2909	Viga 4
0,4025	0,2874	0,6899	Viga 5
0,2793	0,7782	1,0575	Viga 6
1,0075	1,0007		

As reações dos eixos do trem tipo com Maxima reação na viga B, em kN, e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
R _{eixo} =	-3,15	-2,93	3,73	22,65	53,71	82,33 kN/eixo

As reações da carga distribuída do trem tipo com Maxima reação na viga B e as correspondentes

	Viga V1	Viga V2	Viga V3	Viga V4	Viga V5	Viga V6
Area (5)=	-0,1537	0,1063	0,5418	1,1996	1,6653	1,8597
Area (3)=	0	0	0	0	0	0
Q5 =	-1,00	0,69	3,52	7,78	10,80	12,07
Q3 =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q _{total} =	-1,00	0,69	3,52	7,78	10,80	12,07 kN/m



VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
40,06	9,00	55,22	11,23	10,59	8,66	-3,15	-1,00
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
52,99	9,45	53,25	13,04	40,16	12,26	-2,93	0,69
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C max	
44,31	7,50	36,53	13,79	54,01	14,20	3,73	3,52
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
21,05	3,61	14,84	11,97	40,32	13,62	22,65	7,78
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
3,70	0,70	1,40	7,04	15,55	9,85	53,71	10,80
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor	
-5,71	-0,95	-4,84	0,84	-4,96	3,74	82,33	12,07

Tensões devidas a carga móvel

6.3.1- Esforços e tensões na viga V1

Lt= 3,00
 Lb1 = 0,70 m Lb2 = 0,30 m
 Lc = 21,25 m

Seção				Tensões (kN/m²)					Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'	Mp _{max +}		$\sigma p_{max +}$	Mp _{max -}	$\sigma p_{max -}$	Vp _{max +}	Vp _{max -}
0esq	0,00	0,00	1,00	0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
					Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
0dir	0,00	0,00	1,00	0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	208,40	-8,06
					Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
1	2,13	0,10	0,90	394,67	Sup laje	-1914,6	0,00	0,0	178,22	-4,91
					Sup viga	-859,9		0,0		
					Inf viga	4120,4		0,0		
2	4,25	0,20	0,80	697,63	Sup laje	-3384,3	0,00	0,0	149,95	-19,79
					Sup viga	-1520,0		0,0		
					Inf viga	7283,4		0,0		
3	6,38	0,30	0,70	908,88	Sup laje	-4409,1	0,00	0,0	123,59	-36,59
					Sup viga	-1980,3		0,0		
					Inf viga	9488,9		0,0		
4	8,50	0,40	0,60	1028,42	Sup laje	-4989,0	0,00	0,0	99,14	-55,30
					Sup viga	-2240,8		0,0		
					Inf viga	10736,9		0,0		
5	10,63	0,50	0,50	1056,25	Sup laje	-5124,0	0,00	0,0	76,60	-75,93
					Sup viga	-2301,4		0,0		
					Inf viga	11027,4		0,0		
6	12,75	0,60	0,40	1028,42	Sup laje	-4989,0	0,00	0,0	55,98	-98,46
					Sup viga	-2240,8		0,0		
					Inf viga	10736,9		0,0		
7	14,88	0,70	0,30	908,88	Sup laje	-4409,1	0,00	0,0	37,27	-122,91
					Sup viga	-1980,3		0,0		
					Inf viga	9488,9		0,0		
8	17,00	0,80	0,20	697,63	Sup laje	-3384,3	0,00	0,0	20,47	-149,27
					Sup viga	-1520,0		0,0		
					Inf viga	7283,4		0,0		
9	19,13	0,90	0,10	394,67	Sup laje	-1914,6	0,00	0,0	5,59	-177,54
					Sup viga	-859,9		0,0		
					Inf viga	4120,4		0,0		
10esq	21,25	1,00	0,00	0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	-7,39	-207,72
					Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
10dir	0,00	0,00	1,00	0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	-76,28
					Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		

6.3.2- Esforços e tensões na viga V2

$L_t = 3,00$
 $L_{b1} = 0,70 \text{ m}$ $L_{b2} = 0,30 \text{ m}$
 $L_c = 21,25 \text{ m}$

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon =x/ L$	$\varepsilon '$	$M_{p_{\max +}}$		$\sigma_{p_{\max +}}$	$M_{p_{\max -}}$	$\sigma_{p_{\max -}}$	$V_{p_{\max +}}$	$V_{p_{\max -}}$
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
0dir	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	288,58	-10,67
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
1	2,13			546,48	Sup laje	-2651,0	0,00	0,0	246,29	-6,69
		0,10	0,90		Sup viga	-1190,7		0,0		
					Inf viga	5705,4		0,0		
2	4,25			966,20	Sup laje	-4687,1	0,00	0,0	206,77	-26,82
		0,20	0,80		Sup viga	-2105,2		0,0		
					Inf viga	10087,3		0,0		
3	6,38			1259,15	Sup laje	-6108,3	0,00	0,0	170,01	-49,72
		0,30	0,70		Sup viga	-2743,5		0,0		
					Inf viga	13145,8		0,0		
4	8,50			1425,34	Sup laje	-6914,5	0,00	0,0	136,03	-75,40
		0,40	0,60		Sup viga	-3105,6		0,0		
					Inf viga	14880,8		0,0		
5	10,63			1464,76	Sup laje	-7105,7	0,00	0,0	104,82	-103,84
		0,50	0,50		Sup viga	-3191,5		0,0		
					Inf viga	15292,4		0,0		
6	12,75			1425,34	Sup laje	-6914,5	0,00	0,0	76,38	-135,05
		0,60	0,40		Sup viga	-3105,6		0,0		
					Inf viga	14880,8		0,0		
7	14,88			1259,15	Sup laje	-6108,3	0,00	0,0	50,71	-169,03
		0,70	0,30		Sup viga	-2743,5		0,0		
					Inf viga	13145,8		0,0		
8	17,00			966,20	Sup laje	-4687,1	0,00	0,0	27,80	-205,79
		0,80	0,20		Sup viga	-2105,2		0,0		
					Inf viga	10087,3		0,0		
9	19,13			546,48	Sup laje	-2651,0	0,00	0,0	7,67	-245,31
		0,90	0,10		Sup viga	-1190,7		0,0		
					Inf viga	5705,4		0,0		
10esq	21,25			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	-9,69	-287,60
		1,00	0,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
10dir	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	-103,34
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		

6.3.3- Esforços e tensões na viga V3

$L_t = 3,00$
 $L_{b1} = 0,70 \text{ m}$ $L_{b2} = 0,30 \text{ m}$
 $L_c = 21,25 \text{ m}$

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon =x/ L$	$\varepsilon '$	$M_{p_{\max +}}$		$\sigma_{p_{\max +}}$	$M_{p_{\max -}}$	$\sigma_{p_{\max -}}$	$V_{p_{\max +}}$	$V_{p_{\max -}}$
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
0dir	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	303,20	-10,78
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
1	2,13			574,13	Sup laje	-2785,2	0,00	0,0	258,33	-6,94
		0,10	0,90		Sup viga	-1250,9		0,0		
					Inf viga	5994,0		0,0		
2	4,25			1015,27	Sup laje	-4925,2	0,00	0,0	216,48	-27,67
		0,20	0,80		Sup viga	-2212,1		0,0		
					Inf viga	10599,6		0,0		
3	6,38			1323,43	Sup laje	-6420,1	0,00	0,0	177,65	-51,41
		0,30	0,70		Sup viga	-2883,5		0,0		
					Inf viga	13816,9		0,0		
4	8,50			1498,60	Sup laje	-7269,9	0,00	0,0	141,83	-78,18
		0,40	0,60		Sup viga	-3265,2		0,0		
					Inf viga	15645,7		0,0		
5	10,63			1540,79	Sup laje	-7474,5	0,00	0,0	109,03	-107,96
		0,50	0,50		Sup viga	-3357,1		0,0		
					Inf viga	16086,1		0,0		
6	12,75			1498,60	Sup laje	-7269,9	0,00	0,0	79,25	-140,76
		0,60	0,40		Sup viga	-3265,2		0,0		
					Inf viga	15645,7		0,0		
7	14,88			1323,43	Sup laje	-6420,1	0,00	0,0	52,48	-176,58
		0,70	0,30		Sup viga	-2883,5		0,0		
					Inf viga	13816,9		0,0		
8	17,00			1015,27	Sup laje	-4925,2	0,00	0,0	28,74	-215,41
		0,80	0,20		Sup viga	-2212,1		0,0		
					Inf viga	10599,6		0,0		
9	19,13			574,13	Sup laje	-2785,2	0,00	0,0	8,01	-257,26
		0,90	0,10		Sup viga	-1250,9		0,0		
					Inf viga	5994,0		0,0		
10esq	21,25			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	-9,71	-302,13
		1,00	0,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
10dir	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	-106,58
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		

6.3.4- Esforços e tensões na viga V6

$L_t = 3,00$
 $L_{b1} = 0,70 \text{ m}$ $L_{b2} = 0,30 \text{ m}$
 $L_c = 21,25 \text{ m}$

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'	$M_{p_{\max +}}$		$\sigma_{p_{\max +}}$	$M_{p_{\max -}}$	$\sigma_{p_{\max -}}$	$V_{p_{\max +}}$	$V_{p_{\max -}}$
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
0dir	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	359,22	-16,87
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
1	2,13			680,48	Sup laje	-3301,1	0,00	0,0	310,16	9,11
		0,10	0,90		Sup viga	-1482,7		0,0		
					Inf viga	7104,4		0,0		
2	4,25			1201,52	Sup laje	-5828,7	0,00	0,0	263,67	37,65
		0,20	0,80		Sup viga	-2617,9		0,0		
					Inf viga	12544,1		0,0		
3	6,38			1563,10	Sup laje	-7582,8	0,00	0,0	219,74	68,76
		0,30	0,70		Sup viga	-3405,7		0,0		
					Inf viga	16319,0		0,0		
4	8,50			1765,23	Sup laje	-8563,3	0,00	0,0	178,38	102,43
		0,40	0,60		Sup viga	-3846,2		0,0		
					Inf viga	18429,3		0,0		
5	10,63			1807,90	Sup laje	-8770,3	0,00	0,0	109,03	138,67
		0,50	0,50		Sup viga	-3939,1		0,0		
					Inf viga	18874,9		0,0		
6	12,75			1765,23	Sup laje	-8563,3	0,00	0,0	103,34	177,47
		0,60	0,40		Sup viga	-3846,2		0,0		
					Inf viga	18429,3		0,0		
7	14,88			1563,10	Sup laje	-7582,8	0,00	0,0	69,67	218,83
		0,70	0,30		Sup viga	-3405,7		0,0		
					Inf viga	16319,0		0,0		
8	17,00			1201,52	Sup laje	-5828,7	0,00	0,0	38,56	262,76
		0,80	0,20		Sup viga	-2617,9		0,0		
					Inf viga	12544,1		0,0		
9	19,13			680,48	Sup laje	-3301,1	0,00	0,0	10,02	309,25
		0,90	0,10		Sup viga	-1482,7		0,0		
					Inf viga	7104,4		0,0		
10esq	21,25			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	-9,71	358,31
		1,00	0,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		
10dir	0,00			0,00	Sup laje	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,0		0,0		
					Inf viga	0,0		0,0		

7 - Dimensionamento a protensão

A máxima tensão de tração existente vale:

	VA	VB	VC	VF
g1	8526,3	8526,3	8526,3	8526,3
g2	9548,4	10414,0	11130,1	9548,4
g3	4586,5	4602,1	4602,1	7048,9
p	11027,4	15292,4	16086,1	18874,9
Soma	33688,6	38834,7	40344,6	43998,5

Viga A $\sigma = 43998,47 \text{ kN/m}^2$

A força necessária para protensão completa na viga isolada será de:

$$F_p = 4099,00 \text{ kN}$$

Para a cordoalha CP210 12,7 $A_s = 1,014 \text{ cm}^2$

$\sigma_{p1} = 157,50 \text{ kN/cm}^2$ daí; $N_{p,i} = 159,705 \text{ kN}$

Para as perdas de protensão no tempo $t=\infty$ **18%**

$N_{p,t} = 130,96 \text{ kN}$

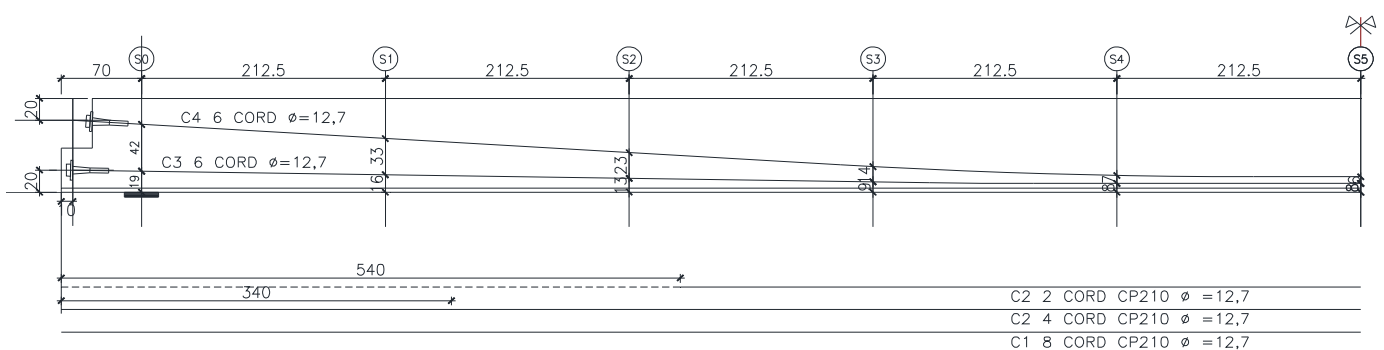
O número de cordoalhas estimada é: $n^o = 31,30 \text{ Cord}$

Foi adotado neste estudo o seguinte plano de protensão.

1ª protensão, na pista: 14 cordoalhas de $\varnothing = 12,5\text{mm}$ CP 210 RB

2ª protensão 12 cordoalhas de $\varnothing = 12,50 \text{ mm}$ CP210 RB

Desenho dos cabos



8 - Verificação das tensões

8.1 Por ocasião da 1ª protensão temos:

Quando da protensão destas cordoalhas no tempo $t=0$ temos:

$$\sigma_p = 157,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = 1,014 \text{ cm}^2$$

seção	$N_{p,i}$	$M_{p,i}$	$\sigma_{p,s}$	$\sigma_{p,i}$	cabos
0	-638,8	-235,3	3117,9	-7014,9	4
1	-1277,6	-470,6	6235,9	-14029,7	8
2	-1916,5	-705,9	9353,8	-21044,6	12
3	-2235,9	-823,6	10912,8	-24552,0	14
4	-2235,9	-823,6	10912,8	-24552,0	14
5	-2235,9	-823,6	10912,8	-24552,0	14
6	-2235,9	-823,6	10912,8	-24552,0	14
7	-2235,9	-823,6	10912,8	-24552,0	14
8	-1916,5	-705,9	9353,8	-21044,6	12
9	-1277,6	-470,6	6235,9	-14029,7	8
10	-638,8	-235,3	3117,9	-7014,9	4

As perdas imediatas de protensão valem:

$$n = 5,51$$

Combinando as tensões iniciais de protensão com as de peso próprio da viga isolada (kN/m²)

	σ_{prot}		σ_{g1}	$\sigma_{prot} + \sigma_{g1}$	σ_{cg}	$\Delta\sigma_{prot}$	kN/cm ²
0	$\sigma_{p,s}$	3117,9	-40,5	3077,4	-6539,5	-36024,8	-3,60
	$\sigma_{p,i}$	-7014,9	-37,1	-7052,0			
1	$\sigma_{p,s}$	6235,9	-3349,3	2886,6	-10261,6	-56528,9	-5,65
	$\sigma_{p,i}$	-14029,7	3067,5	-10962,2			
2	$\sigma_{p,s}$	9353,8	-5959,3	3394,5	-14626,4	-80573,3	-8,06
	$\sigma_{p,i}$	-21044,6	5458,0	-15586,6			
3	$\sigma_{p,s}$	10912,8	-7822,7	3090,1	-16351,5	-90076,5	-9,01
	$\sigma_{p,i}$	-24552,0	7164,6	-17387,4			
4	$\sigma_{p,s}$	10912,8	-8939,4	1973,4	-15436,9	-85038,6	-8,50
	$\sigma_{p,i}$	-24552,0	8187,4	-16364,6			
5	$\sigma_{p,s}$	10912,8	-9309,4	1603,4	-15133,9	-83369,2	-8,34
	$\sigma_{p,i}$	-24552,0	8526,3	-16025,7			
6	$\sigma_{p,s}$	10912,8	-8932,7	1980,0	-15442,4	-85068,4	-8,51
	$\sigma_{p,i}$	-24552,0	8181,3	-16370,7			
7	$\sigma_{p,s}$	10912,8	-7809,4	3103,3	-16362,3	-90136,2	-9,01
	$\sigma_{p,i}$	-24552,0	7152,5	-17399,5			
8	$\sigma_{p,s}$	9353,8	-5939,5	3414,4	-14642,6	-80662,8	-8,07
	$\sigma_{p,i}$	-21044,6	5439,8	-15604,8			
9	$\sigma_{p,s}$	6235,9	-3322,8	2913,1	-10283,3	-56648,2	-5,66
	$\sigma_{p,i}$	-14029,7	3043,3	-10986,4			
10	$\sigma_{p,s}$	6235,9	7,4	6243,3	-6350,6	-34984,2	-3,50
	$\sigma_{p,i}$	-7014,9	-6,8	-7021,7			

Temos então as tensões logo após as perdas iniciais de protensão (kN/m²)

		P(kN)	M(kNm)		σprot	σg1	σprot+g1	1,1σprot + g1
	0	624,2	226,8	σp,s	2976,5	-40,5	2936,0	3233,60
				σp,i	-6790,2	-37,1	-6827,3	-7506,29
	1	1231,8	447,6	σp,s	5873,6	-3349,3	2524,4	3111,72
				σp,i	-13399,4	3067,5	-10331,9	-11671,81
	2	1818,4	660,7	σp,s	8670,9	-5959,3	2711,6	3578,72
				σp,i	-19780,8	5458,0	-14322,8	-16300,91
	3	2108,0	765,9	σp,s	10051,7	-7822,7	2229,1	3234,27
				σp,i	-22930,9	7164,6	-15766,3	-18059,35
	4	2115,1	768,5	σp,s	10085,9	-8939,4	1146,5	2155,08
				σp,i	-23008,7	8187,4	-14821,3	-17122,16
	5	2117,5	769,4	σp,s	10097,2	-9309,4	787,8	1797,49
				σp,i	-23034,5	8526,3	-14508,2	-16811,62
	6	2115,1	768,5	σp,s	10085,7	-8932,7	1152,9	2161,48
				σp,i	-23008,2	8181,3	-14826,9	-17127,71
	7	2107,9	765,9	σp,s	10051,3	-7809,4	2241,9	3247,05
				σp,i	-22930,0	7152,5	-15777,4	-18070,45
	8	1818,3	660,7	σp,s	8670,4	-5939,5	2731,0	3597,99
				σp,i	-19779,7	5439,8	-14339,8	-16317,78
	9	1231,7	447,5	σp,s	5873,2	-3322,8	2550,4	3137,67
				σp,i	-13398,4	3043,3	-10355,0	-11694,88
10	624,6	227,0	σp,s	2978,5	7,4	2985,9	3283,77	
			σp,i	-6794,8	-6,8	-6801,6	-7481,05	

As tensões máximas permitidas valem:

$$\sigma_{t,max} = 2985,9 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sera colocada armadura de aço necessária.})$$

$$\sigma_{C,max} = -15777,4 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão admissível nesta fase de desforma vale:

$$f_{ck} = 35,00 \text{ MPa} \quad \sigma_{C,adm} = -24500,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2- Por ocasião da 2ª protensão temos:

Através da protensão de 12 cordoalhas sobre a viga isolada.
Na tensão de 157,50 kN/cm²

$$A_s = 1,014 \text{ cm}^2 \quad E_p = 1,95E+04 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão no cabo C1, após perdas por atrito cabo/bainha

Seção	$\Sigma \alpha^\circ$	x	$\Delta \sigma p$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,atr}$
Ext	0,00	0	0,0000	157,5000
0	0,00	0,70	0,1653	157,3347
1	3,00	2,83	2,2990	155,2010
2	3,00	4,95	2,7929	154,7071
3	4,00	7,08	3,8223	153,6777
4	4,00	9,20	4,3114	153,1886
5	4,00	11,33	4,7989	152,7011

$$\mu = 0,03 \quad 1,03$$

$$k = 0,200 \quad 0,0015 \quad \mu (1/m)$$

Influência da acomodação da ancoragem

Adotaremos: 5 mm $E_p \times \delta = 9750,00$ kN/cm $E_{aço} = 2,0E+04$ kN/cm²
 $L/10 = 212,5$ cm

Seção	xb cm	Area kN/cm	Alongamento do cabo =	89,76 mm ou 7,93 mm/m
0	70,00	160,9		
1	282,50	335,0		
2	495,00	1135,4		
3	707,50	1723,5		
4	920,00	2517,0		
5	1132,50	3517,6		

A influencia se da até um ponto entre as seções: Após a S5 $\Delta \sigma 1 = 5,50$ kN/cm²

Após a perda de acomodação da ancoragem temos:

Seção	$\sigma_{p_x,at}$ kN/cm ²	$\Delta \sigma_{p_0,an}$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm ²
Extr.	157,50	15,10	142,40
0	157,33	14,77	142,56
1	155,20	10,50	144,70
2	154,71	9,52	145,19
3	153,68	7,46	146,22
4	153,19	6,48	146,71
5	152,70	5,50	147,20

Ordenadas do cabo de cordoalhas

	S0	S1	S2	S3	S4	S5
C4	0,19	0,160	0,130	0,090	0,080	0,080
C5	0,61	0,490	0,360	0,230	0,150	0,140
C_{medio}	0,400	0,325	0,245	0,160	0,115	0,110
Nº de cabos=	2	2	2	2	2	2
Nº de cabos rotura=		6	6	12	12	12

Ordenadas do cabo de cordoalhas

	S6	S7	S8	S9	S10
C3	0,080	0,090	0,130	0,160	0,190
C4	0,150	0,230	0,360	0,490	0,610
C_{medio}	0,115	0,160	0,245	0,325	0,400
Nº de cabos=	2	2	2	2	2
Nº de cabos rotura=	12	12	6	6	0

Na viga premoldada por ocasião da 2ª protensão temos, após as perdas de atrito e acomodação das ancoragens:

Seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm ²	N _{p2,anc} kN	e cabo inf	e _{cg} m	M _{p2,anc} kNm	Tensões (kN/m ²)	
Extr.	142,40	-1732,71	0,400	0,006	-10,99	S v	-5641,3
						I v	-6114,4
0	142,56	-1734,72	0,400	0,006	-11,00	S v	-5647,9
						I v	-6121,5
1	144,70	-1760,68	0,325	0,081	-143,21	S v	-2764,3
						I v	-8931,6
2	145,19	-1766,69	0,245	0,161	-285,04	S v	403,0
						I v	-11871,6
3	146,22	-1779,22	0,160	0,246	-438,29	S v	3805,1
						I v	-15069,1
4	146,71	-1785,17	0,115	0,291	-520,09	S v	5623,4
						I v	-16773,2
5	147,20	-1791,10	0,110	0,296	-530,78	S v	5843,4
						I v	-17013,3
6	146,71	-1785,17	0,115	0,291	-520,09	S v	5623,4
						I v	-16773,2
7	146,22	-1779,22	0,160	0,246	-438,29	S v	3805,1
						I v	-15069,1
8	145,19	-1766,69	0,245	0,161	-285,04	S v	403,0
						I v	-11871,6
9	144,70	-1760,68	0,325	0,081	-143,21	S v	-2764,3
						I v	-8931,6
10	142,56	-1734,72	0,400	0,006	-11,00	S v	-5647,9
						I v	-6121,5

Devido a segunda protensão e o consequente encurtamento imediato do concreto, gera nos cabos pré tensionados perdas e seus valores estão avaliados abaixo.

Seção		σ_{p1} kN/m ²	$\sigma_{p2,an}$ kN/m ²	σ_{g1} kN/m ²	σ_{g1+p} kN/m ²	$\sigma_{(g+p)cg}$ kN/m ²	$\Delta\sigma_{p1}$ kN/cm ²
Extr.	S v	2976,5	-5641,3	-40,5	-2705,4	-12339,6	6,80
	I v	-6790,2	-6114,4	-37,1	-12941,7		
0	S v	2976,5	-5647,9	-40,5	-2711,9	-12346,6	6,80
	I v	-6790,2	-6121,5	-37,1	-12948,8		
1	S v	5873,6	-2764,3	-3349,3	-240,0	-18144,4	10,00
	I v	-13399,4	-8931,6	3067,5	-19263,4		
2	S v	8670,9	403,0	-5959,3	3114,6	-24470,4	13,48
	I v	-19780,8	-11871,6	5458,0	-26194,4		
3	S v	10051,7	3805,1	-7822,7	6034,2	-28666,5	15,79
	I v	-22930,9	-15069,1	7164,6	-30835,3		
4	S v	10085,9	5623,4	-8939,4	6769,9	-29337,8	16,16
	I v	-23008,7	-16773,2	8187,4	-31594,5		
5	S v	10097,2	5843,4	-9309,4	6631,2	-29277,2	16,13
	I v	-23034,5	-17013,3	8526,3	-31521,5		
6	S v	10085,7	5623,4	-8932,7	6776,3	-29342,7	16,16
	I v	-23008,2	-16773,2	8181,3	-31600,1		
7	S v	10051,3	3805,1	-7809,4	6047,0	-28676,3	15,80
	I v	-22930,0	-15069,1	7152,5	-30846,5		
8	S v	8670,4	403,0	-5939,5	3133,9	-24485,2	13,49
	I v	-19779,7	-11871,6	5439,8	-26211,4		
9	S v	5873,2	-2764,3	-3322,8	-214,0	-18164,7	10,01
	I v	-13398,4	-8931,6	3043,3	-19286,6		
10	S v	2978,5	-5647,9	7,4	-2662,0	-12319,5	6,79
	I v	-6794,8	-6121,5	-6,8	-12923,1		

Temos então na viga premoldada uma queda de tensões devida a perda de tensão nos cabos pré tensionados, por ocasião da 2ª protensão.

Seção	$\Delta\sigma_{p1}$ kN/cm ²	ΔN_{p1} kN	ΔM_{p1} kNm		$\Delta\sigma_{p1}$ kN/m ²	σ_{p1} kN/m ²	σ_{p1+} $\Delta\sigma_{p1}$
Extr.	6,80	27,57	9,82	S v	-127,1	2976,5	2849,3
				I v	295,9	-6790,2	-6494,2
0	6,80	27,59	9,83	S v	-127,2	2976,5	2849,3
				I v	296,1	-6790,2	-6494,1
1	10,00	81,08	28,89	S v	-373,9	5873,6	5499,7
				I v	870,3	-13399,4	-12529,1
2	13,48	164,03	58,45	S v	-756,3	8670,9	7914,6
				I v	1760,7	-19780,8	-18020,2
3	15,79	224,18	79,88	S v	-1033,7	10051,7	9018,0
				I v	2406,3	-22930,9	-20524,6
4	16,16	229,43	81,75	S v	-1057,9	10085,9	9027,9
				I v	2462,7	-23008,7	-20546,0
5	16,13	228,95	81,59	S v	-1055,7	10097,2	9041,4
				I v	2457,6	-23034,5	-20576,9
6	16,16	229,47	81,77	S v	-1058,1	10085,7	9027,6
				I v	2463,1	-23008,2	-20545,2
7	15,80	224,26	79,91	S v	-1034,1	10051,3	9017,3
				I v	2407,2	-22930,0	-20522,8
8	13,49	164,13	58,48	S v	-756,8	8670,4	7913,6
				I v	1761,7	-19779,7	-18017,9
9	10,01	81,17	28,93	S v	-374,3	5873,2	5498,9
				I v	871,3	-13398,4	-12527,0
10	6,79	27,53	9,81	S v	-126,9	2978,5	2851,6
				I v	295,5	-6794,8	-6499,3

Temos a seguir as tensões de protensão na viga pré fabricada após a 1ª e 2ª protensão, levando-se em consideração as perdas imediatas e as de atrito e acomodação das ancoragens.

Seção		σ_{p1} kN/m ²	σ_{p2} kN/m ²	$\sigma_{p1} + \sigma_{p2}$ kN/m ²
Extr.	S v	2849,3	-5641,3	-2792,0
	I v	-6494,2	-6114,4	-12608,7
0	S v	2849,3	-5647,9	-2798,6
	I v	-6494,1	-6121,5	-12615,6
1	S v	5499,7	-2764,3	2735,4
	I v	-12529,1	-8931,6	-21460,6
2	S v	7914,6	403,0	8317,6
	I v	-18020,2	-11871,6	-29891,8
3	S v	9018,0	3805,1	12823,1
	I v	-20524,6	-15069,1	-35593,6
4	S v	9027,9	5623,4	14651,4
	I v	-20546,0	-16773,2	-37319,2
5	S v	9041,4	5843,4	14884,8
	I v	-20576,9	-17013,3	-37590,2
6	S v	9027,6	5623,4	14651,0
	I v	-20545,2	-16773,2	-37318,4
7	S v	9017,3	3805,1	12822,4
	I v	-20522,8	-15069,1	-35591,9
8	S v	7913,6	403,0	8316,6
	I v	-18017,9	-11871,6	-29889,5
9	S v	5498,9	-2764,3	2734,5
	I v	-12527,0	-8931,6	-21458,6
10	S v	2851,6	-5647,9	-2796,3
	I v	-6499,3	-6121,5	-12620,8

8.2.1- Quando da 2ª protensão no canteiro, no tempo $t = 0$

Quadro geral de tensões para 1ª e 2ª protensão

VIGA A								
Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4
		1ª e 2ª prot	g1	Fase 2	g2	Fase 3	g3	Fase 4
Extr.	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,3	9,3
	SV	-2792,0	0,0	-2792,0	798,9	-1993,1	4,2	-1989,0
	IV	-12608,7	0,0	-12608,7	-731,7	-13340,3	-20,0	-13360,3
0	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,3	9,3
	SV	-2798,6	-40,5	-2839,1	798,9	-2040,3	4,2	-2036,1
	IV	-12615,6	-37,1	-12652,7	-731,7	-13384,4	-20,0	-13404,3
1	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-766,7	-766,7
	SV	2735,4	-3349,3	-613,9	-3578,9	-4192,8	-344,4	-4537,2
	IV	-21460,6	3067,5	-18393,1	3277,9	-15115,2	1650,1	-13465,1
2	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1364,2	-1364,2
	SV	8317,6	-5959,3	2358,3	-6609,4	-4251,1	-612,7	-4863,8
	IV	-29891,8	5458,0	-24433,8	6053,4	-18380,4	2936,0	-15444,4
3	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1790,8	-1790,8
	SV	12823,1	-7822,7	5000,5	-8760,6	-3760,1	-804,3	-4564,4
	IV	-35593,6	7164,6	-28429,0	8023,7	-20405,3	3854,0	-16551,3
4	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2046,4	-2046,4
	SV	14651,4	-8939,4	5712,0	-10032,6	-4320,6	-919,1	-5239,7
	IV	-37319,2	8187,4	-29131,8	9188,7	-19943,1	4404,2	-15539,0
5	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2131,1	-2131,1
	SV	14884,8	-9309,4	5575,4	-10425,4	-4849,9	-957,2	-5807,1
	IV	-37590,2	8526,3	-29063,9	9548,4	-19515,5	4586,5	-14929,0
6	SI		0,0	0,0	0,0	0,0	-2044,9	-2044,9
	SV	14651,0	-8932,7	5718,2	-9938,9	-4220,7	-918,5	-5139,2
	IV	-37318,4	8181,3	-29137,0	9102,9	-20034,1	4400,9	-15633,2
7	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1787,8	-1787,8
	SV	12822,4	-7809,4	5012,9	-8573,3	-3560,4	-803,0	-4363,3
	IV	-35591,9	7152,5	-28439,4	7852,2	-20587,2	3847,5	-16739,7
8	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1359,7	-1359,7
	SV	8316,6	-5939,5	2377,1	-6328,5	-3951,3	-610,7	-4562,0
	IV	-29889,5	5439,8	-24449,7	5796,1	-18653,6	2926,2	-15727,4
9	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-760,7	-760,7
	SV	2734,5	-3322,8	-588,3	-3204,4	-3792,7	-341,6	-4134,3
	IV	-21458,6	3043,3	-18415,3	2934,9	-15480,5	1637,0	-13843,4
10	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	1,7
	SV	-2796,3	7,4	-2788,9	330,7	-2458,2	0,8	-2457,4
	IV	-12620,8	-6,8	-12627,7	-302,9	-12930,5	-3,7	-12934,2

$$\sigma_{\text{tração}} = 5718,2 \text{ kN/m}^2 \quad -1993,1 \text{ kN/m}^2 \quad -1989,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp}} = -29137,0 \text{ kN/m}^2 \quad -20587,2 \text{ kN/m}^2 \quad -16739,7 \text{ kN/m}^2$$

Nesta fase a viga está na sua conformação final e será colocada sobre os pilares.

As tensões máximas permitidas valem:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,80 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4555,11 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = 5718,23 \text{ kN/m}^2$ **Sera colocada armadura de tração**

$$\sigma_{c_{adm}} = -31500,0 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{max}} = -29137,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Quadro geral de tensões para 1ª e 2ª protensão

VIGA B								
Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4
		1ª e 2ª prot	g1	Fase 2	g2	Fase 3	g3	Fase 4
Extr.	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,3	9,3
	SV	-2792,0	0,0	-2792,0	-50,2	-2842,2	4,2	-2838,0
	IV	-12608,7	0,0	-12608,7	-46,0	-12654,6	-20,0	-12674,7
0	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,3	9,3
	SV	-2798,6	-40,5	-2839,1	-50,2	-6698,1	4,2	-6693,9
	IV	-12615,6	-37,1	-12652,7	-46,0	-9118,4	-20,0	-9138,4
1	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-769,3	-769,3
	SV	2735,4	-3349,3	-613,9	-3858,9	-4472,8	-345,5	-4818,3
	IV	-21460,6	3067,5	-18393,1	3534,3	-14858,8	1655,7	-13203,1
2	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1368,9	-1368,9
	SV	8317,6	-5959,3	2358,3	-7124,1	-4765,9	-614,8	-5380,7
	IV	-29891,8	5458,0	-24433,8	6524,9	-17908,9	2946,0	-14962,9
3	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1796,9	-1796,9
	SV	12823,1	-7822,7	5000,5	-9464,4	-4464,0	-807,1	-5271,0
	IV	-35593,6	7164,6	-28429,0	8668,3	-19760,7	3867,1	-15893,5
4	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2053,4	-2053,4
	SV	14651,4	-8939,4	5712,0	-10879,9	-5167,9	-922,3	-6090,1
	IV	-37319,2	8187,4	-29131,8	9964,7	-19167,1	4419,2	-14748,0
5	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2138,4	-2138,4
	SV	14884,8	-9309,4	5575,4	-11370,4	-5795,0	-960,4	-6755,4
	IV	-37590,2	8526,3	-29063,9	10414,0	-18649,9	4602,1	-14047,8
6	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2051,9	-2051,9
	SV	14651,0	-8932,7	5718,2	-10936,1	-5217,8	-921,6	-6139,4
	IV	-37318,4	8181,3	-29137,0	10016,2	-19120,9	4415,9	-14704,9
7	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1793,9	-1793,9
	SV	12822,4	-7809,4	5012,9	-9576,8	-4563,9	-805,7	-5369,6
	IV	-35591,9	7152,5	-28439,4	8771,3	-19668,1	3860,6	-15807,5
8	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1364,3	-1364,3
	SV	8316,6	-5939,5	2377,1	-7292,7	-4915,6	-612,8	-5528,3
	IV	-29889,5	5439,8	-24449,7	6679,3	-17770,4	2936,2	-14834,2
9	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-763,3	-763,3
	SV	2734,5	-3322,8	-588,3	-4083,7	-4672,0	-342,8	-5014,8
	IV	-21458,6	3043,3	-18415,3	3740,2	-14675,1	1642,6	-13032,5
10	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	1,7
	SV	-2796,3	7,4	-2788,9	331,1	-2457,8	0,8	-2457,0
	IV	-12620,8	-6,8	-12627,7	-303,3	-12930,9	-3,7	-12934,6

$$\sigma_{tração} = 5718,2 \text{ kN/m}^2 \quad -2457,8 \text{ kN/m}^2 \quad -2457,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{comp} = -29137,0 \text{ kN/m}^2 \quad -19760,7 \text{ kN/m}^2 \quad -15893,5 \text{ kN/m}^2$$

Nesta fase a viga está na sua conformação final e será colocada sobre os pilares.

As tensões máximas permitidas valem:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,80 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4555,11 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = 5718,23 \text{ kN/m}^2$ **Sera colocada armadura de tração**

$$\sigma_{c_{adm}} = -31500,0 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{max}} = -29131,8 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Quadro geral de tensões para 1ª e 2ª protensão

VIGA C								
Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4
		1ª e 2ª prot	g1	Fase 2	g2	Fase 3	g3	Fase 4
Extr.	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,3	9,3
	SV	-2792,0	0,0	-2792,0	-805,7	-3597,7	4,2	-3593,5
	IV	-12608,7	0,0	-12608,7	-737,9	-13346,6	-20,0	-13366,6
0	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,3	9,3
	SV	-2798,6	-40,5	-2839,1	-805,7	-7271,2	4,2	-7267,0
	IV	-12615,6	-37,1	-12652,7	-737,9	-8593,4	-20,0	-8613,5
1	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-769,3	-769,3
	SV	2735,4	-3349,3	-613,9	-4432,1	-5045,9	-345,5	-5391,5
	IV	-21460,6	3067,5	-18393,1	4059,3	-14333,8	1655,7	-12678,1
2	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1368,9	-1368,9
	SV	8317,6	-5959,3	2358,3	-7869,4	-5511,1	-614,8	-6125,9
	IV	-29891,8	5458,0	-24433,8	7207,4	-17226,4	2946,0	-14280,4
3	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1796,9	-1796,9
	SV	12823,1	-7822,7	5000,5	-10301,8	-5301,4	-807,1	-6108,4
	IV	-35593,6	7164,6	-28429,0	9435,3	-18993,7	3867,1	-15126,6
4	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2053,4	-2053,4
	SV	14651,4	-8939,4	5712,0	-11729,5	-6017,5	-922,3	-6939,8
	IV	-37319,2	8187,4	-29131,8	10742,8	-18389,0	4419,2	-13969,8
5	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2138,4	-2138,4
	SV	14884,8	-9309,4	5575,4	-12152,3	-6576,9	-960,4	-7537,3
	IV	-37590,2	8526,3	-29063,9	11130,1	-17933,8	4602,1	-13331,7
6	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2051,9	-2051,9
	SV	14651,0	-8932,7	5718,2	-11570,4	-5852,1	-921,6	-6773,7
	IV	-37318,4	8181,3	-29137,0	10597,1	-18539,9	4415,9	-14124,0
7	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1793,9	-1793,9
	SV	12822,4	-7809,4	5012,9	-9983,6	-4970,6	-805,7	-5776,3
	IV	-35591,9	7152,5	-28439,4	9143,8	-19295,6	3860,6	-15435,0
8	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1364,3	-1364,3
	SV	8316,6	-5939,5	2377,1	-7392,0	-5014,8	-612,8	-5627,6
	IV	-29889,5	5439,8	-24449,7	6770,2	-17679,5	2936,2	-14743,3
9	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-763,3	-763,3
	SV	2734,5	-3322,8	-588,3	-3795,5	-4383,8	-342,8	-4726,6
	IV	-21458,6	3043,3	-18415,3	3476,3	-14939,0	1642,6	-13296,4
10	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	1,7
	SV	-2796,3	7,4	-2788,9	10,0	-2778,9	0,8	-2778,1
	IV	-12620,8	-6,8	-12627,7	-9,2	-12636,8	-3,7	-12640,5

$$\sigma_{\text{tração}} = 5718,2 \text{ kN/m}^2 \quad -2778,9 \text{ kN/m}^2 \quad -2778,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp}} = -29137,0 \text{ kN/m}^2 \quad -19295,6 \text{ kN/m}^2 \quad -15435,0 \text{ kN/m}^2$$

Nesta fase a viga está na sua conformação final e será colocada sobre os pilares.

As tensões máximas permitidas valem:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,80 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4555,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A máxima tensão de tração é: } \sigma_{t_{max}} = 5718,23 \text{ kN/m}^2$$

Sera colocada armadura de tração

$$\sigma_{c_{adm}} = -31500,0 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{max}} = -29137,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Quadro geral de tensões para 1ª e 2ª protensão

VIGA F

Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4
		1ª e 2ª prot	g1	Fase 2	g2	Fase 3	g3	Fase 4
Extr.	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	14,3	14,3
	SV	-2792,0	0,0	-2792,0	798,9	-1993,1	6,4	-1986,7
	IV	-12608,7	0,0	-12608,7	-731,7	-13340,3	-30,7	-13371,0
0	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	14,3	14,3
	SV	-2798,6	-40,5	-2839,1	798,9	-2040,3	6,4	-2033,9
	IV	-12615,6	-37,1	-12652,7	-731,7	-13384,4	-30,7	-13415,0
1	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1178,4	-1178,4
	SV	2735,4	-3349,3	-613,9	-3578,9	-4192,8	-529,3	-4722,1
	IV	-21460,6	3067,5	-18393,1	3277,9	-15115,2	2536,0	-12579,2
2	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2096,6	-2096,6
	SV	8317,6	-5959,3	2358,3	-6609,4	-4251,1	-941,7	-5192,8
	IV	-29891,8	5458,0	-24433,8	6053,4	-18380,4	4512,2	-13868,1
3	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2752,2	-2752,2
	SV	12823,1	-7822,7	5000,5	-8760,6	-3760,1	-1236,1	-4996,3
	IV	-35593,6	7164,6	-28429,0	8023,7	-20405,3	5923,1	-14482,2
4	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3145,1	-3145,1
	SV	14651,4	-8939,4	5712,0	-10032,6	-4320,6	-1412,6	-5733,2
	IV	-37319,2	8187,4	-29131,8	9188,7	-19943,1	6768,7	-13174,5
5	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3275,3	-3275,3
	SV	14884,8	-9309,4	5575,4	-10425,4	-4849,9	-1471,1	-6321,0
	IV	-37590,2	8526,3	-29063,9	9548,4	-19515,5	7048,9	-12466,6
6	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3142,8	-3142,8
	SV	14651,0	-8932,7	5718,2	-9938,9	-4220,7	-1411,6	-5632,3
	IV	-37318,4	8181,3	-29137,0	9102,9	-20034,1	6763,7	-13270,4
7	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2747,6	-2747,6
	SV	12822,4	-7809,4	5012,9	-8573,3	-3560,4	-1234,1	-4794,4
	IV	-35591,9	7152,5	-28439,4	7852,2	-20587,2	5913,1	-14674,1
8	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2089,7	-2089,7
	SV	8316,6	-5939,5	2377,1	-6328,5	-3951,3	-938,6	-4889,9
	IV	-29889,5	5439,8	-24449,7	5796,1	-18653,6	4497,2	-14156,3
9	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1169,1	-1169,1
	SV	2734,5	-3322,8	-588,3	-3204,4	-3792,7	-525,1	-4317,8
	IV	-21458,6	3043,3	-18415,3	2934,9	-15480,5	2516,0	-12964,5
10	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,6	2,6
	SV	-2796,3	7,4	-2788,9	330,7	-2458,2	1,2	-2457,0
	IV	-12620,8	-6,8	-12627,7	-302,9	-12930,5	-5,6	-12936,2

PAULO MACHADO MASSA

PROFESSOR DE PONTES E OBRAS ESPECIAIS DA UERJ

$$\sigma_{\text{tração}} = 5718,2 \text{ kN/m}^2 \quad -1993,1 \text{ kN/m}^2 \quad -1986,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp}} = -29137,0 \text{ kN/m}^2 \quad -20587,2 \text{ kN/m}^2 \quad -14674,1 \text{ kN/m}^2$$

Nesta fase a viga está na sua conformação final e será colocada sobre os pilares.

As tensões máximas permitidas valem:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,80 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4555,11 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = 5718,23 \text{ kN/m}^2$ **Sera colocada armadura de tração**

$$\sigma_{c_{adm}} = -31500,0 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{max}} = -29137,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.3- Verificação no tempo $t = \infty$

As perdas de protensão devidas as deformações por retração, fluência e relaxação do aço serão estimadas em:

17 % da tensão inicial de protensão:

Nesta fase , por fluência, as tensões de protensão nas tres fases serão incorporadas a toda seção da ponte e o cálculo das perdas diferidas serão avaliadas levando-se em conta esta consideração.

Daí:

$$\Delta\sigma_{p1} = 26,78 \text{ kN/cm}^2 \quad \Delta\sigma_{p2} = 26,78 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	Np1 (kN)	Mp1(kNm)	Np2 (kN)	ei p2 (m)	Mp2 (kNm)		$\Delta\sigma_{p1}$ kN/m ²	$\Delta\sigma_{p2}$ kN/m ²	$\Delta\sigma(p1+p2)$ kN/m ²
Extr.	108,60	72,24	54,30	0,303	16,47	S I	-186,7	2,0	-184,7
						S v	6,3	46,0	52,3
						I v	918,0	253,8	1171,8
0	108,60	72,24	54,30	0,303	16,47	S I	-186,7	2,0	-184,7
						S v	6,3	46,0	52,3
						I v	918,0	253,8	1171,8
1	217,20	144,49	54,30	0,378	20,54	S I	-373,5	-17,8	-391,2
						S v	12,7	37,1	49,8
						I v	1836,0	296,3	2132,2
2	325,80	216,73	54,30	0,458	24,88	S I	-560,2	-38,8	-599,0
						S v	19,0	27,7	46,6
						I v	2753,9	341,6	3095,6
3	380,10	252,85	54,30	0,543	29,50	S I	-653,6	-61,2	-714,8
						S v	22,1	17,6	39,7
						I v	3212,9	389,8	3602,8
4	380,10	252,85	54,30	0,588	31,94	S I	-653,6	-73,1	-726,6
						S v	22,1	12,3	34,4
						I v	3212,9	415,3	3628,3
5	380,10	252,85	54,30	0,593	32,21	S I	-653,6	-74,4	-728,0
						S v	22,1	11,7	33,8
						I v	3212,9	418,2	3631,1
6	380,10	252,85	54,30	0,588	31,94	S I	-653,6	-73,1	-726,6
						S v	22,1	12,3	34,4
						I v	3212,9	415,3	3628,3
7	380,10	252,85	54,30	0,543	29,50	S I	-653,6	-61,2	-714,8
						S v	22,1	17,6	39,7
						I v	3212,9	389,8	3602,8
8	325,80	216,73	54,30	0,458	24,88	S I	-560,2	-38,8	-599,0
						S v	19,0	27,7	46,6
						I v	2753,9	341,6	3095,6
9	217,20	144,49	54,30	0,378	20,54	S I	-373,5	-17,8	-391,2
						S v	12,7	37,1	49,8
						I v	1836,0	296,3	2132,2
10	108,60	72,24	54,30	0,303	16,47	S I	-186,7	2,0	-184,7
						S v	6,3	46,0	52,3
						I v	918,0	253,8	1171,8

Temos a seguir as tensões de protensão na viga pré fabricada após a 1ª e 2ª protensão, levando-se em consideração as perdas imediatas, atrito, acomodação das ancoragens, retração, fluência e relaxação do aço.

Seção		$\sigma_{p1} + \sigma_{p2}$ kN/m ²	$\Delta s(p1+p2)$ kN/m ²	$\sigma_{p(1+2)}$ kN/m ² 00
Extr.	S l	0,0	-184,7	-184,7
	S v	-2792,0	52,3	-2739,7
	l v	-12608,7	1171,8	-11436,9
0	S l	0,0	-184,7	-184,7
	S v	-2798,6	52,3	-2746,3
	l v	-12615,6	1171,8	-11443,8
1	S l	0,0	-391,2	-391,2
	S v	2735,4	49,8	2785,2
	l v	-21460,6	2132,2	-19328,4
2	S l	0,0	-599,0	-599,0
	S v	8317,6	46,6	8364,2
	l v	-29891,8	3095,6	-26796,2
3	S l	0,0	-714,8	-714,8
	S v	12823,1	39,7	12862,8
	l v	-35593,6	3602,8	-31990,9
4	S l	0,0	-726,6	-726,6
	S v	14651,4	34,4	14685,8
	l v	-37319,2	3628,3	-33691,0
5	S l	0,0	-728,0	-728,0
	S v	14884,8	33,8	14918,6
	l v	-37590,2	3631,1	-33959,1
6	S l	0,0	-726,6	-726,6
	S v	14651,0	34,4	14685,4
	l v	-37318,4	3628,3	-33690,1
7	S l	0,0	-714,8	-714,8
	S v	12822,4	39,7	12862,1
	l v	-35591,9	3602,8	-31989,1
8	S l	0,0	-599,0	-599,0
	S v	8316,6	46,6	8363,2
	l v	-29889,5	3095,6	-26794,0
9	S l	0,0	-391,2	-391,2
	S v	2734,5	49,8	2784,3
	l v	-21458,6	2132,2	-19326,4
10	S l	0,0	-184,7	-184,7
	S v	-2796,3	52,3	-2744,0
	l v	-12620,8	1171,8	-11449,1

Quadro geral de tensões

VIGA A								
Seção	Fibras	1	2	1+2	3			
		1ª+2ª prot	g1+g2+g3	Fase 4	$\sigma_{pmax} +$ kN/m²	Fase4 + 0,3 $\sigma_{pmax} +$	Fase4 + 0,5 $\sigma_{pmax} +$	Fase4 + 1,0 $\sigma_{pmax} +$
Extr.	SI	-184,7	9,3	-175,5	0,0	-175,5	-175,5	-175,5
	SV	-2739,7	803,0	-1936,7	0,0	-1936,7	-1936,7	-1936,7
	IV	-11436,9	-751,6	-12188,5	0,0	-12188,5	-12188,5	-12188,5
0	SI	-184,7	9,3	-175,5	0,0	-175,5	-175,5	-175,5
	SV	-2746,3	762,5	-1983,8	0,0	-1983,8	-1983,8	-1983,8
	IV	-11443,8	-788,7	-12232,6	0,0	-12232,6	-12232,6	-12232,6
1	SI	-391,2	-766,7	-1157,9	-1914,6	-1732,3	-2115,2	-3072,5
	SV	2785,2	-7272,6	-4487,4	-859,9	-4745,4	-4917,4	-5347,3
	IV	-19328,4	7995,5	-11332,9	4120,4	-10096,8	-9272,7	-7212,5
2	SI	-599,0	-1364,2	-1963,2	-3384,3	-2978,5	-3655,4	-5347,5
	SV	8364,2	-13181,4	-4817,2	-1520,0	-5273,2	-5577,2	-6337,2
	IV	-26796,2	14447,4	-12348,8	7283,4	-10163,8	-8707,1	-5065,4
3	SI	-714,8	-1790,8	-2505,6	-4409,1	-3828,3	-4710,1	-6914,6
	SV	12862,8	-17387,6	-4524,7	-1980,3	-5118,8	-5514,9	-6505,0
	IV	-31990,9	19042,3	-12948,6	9488,9	-10101,9	-8204,2	-3459,7
4	SI	-726,6	-2046,4	-2773,1	-4989,0	-4269,7	-5267,5	-7762,0
	SV	14685,8	-19891,1	-5205,3	-2240,8	-5877,5	-6325,7	-7446,1
	IV	-33691,0	21780,2	-11910,7	10736,9	-8689,7	-6542,3	-1173,9
5	SI	-728,0	-2131,1	-2859,1	-5124,0	-4396,3	-5421,1	-7983,1
	SV	14918,6	-20691,9	-5773,3	-2301,4	-6463,7	-6924,0	-8074,7
	IV	-33959,1	22661,2	-11297,9	11027,4	-7989,7	-5784,2	-270,5
6	SI	-726,6	-2044,9	-2771,5	-4989,0	-4268,2	-5266,0	-7760,5
	SV	14685,4	-19790,1	-5104,8	-2240,8	-5777,0	-6225,1	-7345,5
	IV	-33690,1	21685,2	-12004,9	10736,9	-8783,9	-6636,5	-1268,1
7	SI	-714,8	-1787,8	-2502,5	-4409,1	-3825,3	-4707,1	-6911,6
	SV	12862,1	-17185,7	-4323,6	-1980,3	-4917,7	-5313,8	-6303,9
	IV	-31989,1	18852,2	-13137,0	9488,9	-10290,3	-8392,6	-3648,1
8	SI	-599,0	-1359,7	-1958,7	-3384,3	-2974,0	-3650,8	-5343,0
	SV	8363,2	-12878,6	-4515,4	-1520,0	-4971,4	-5275,4	-6035,4
	IV	-26794,0	14162,2	-12631,8	7283,4	-10446,8	-8990,1	-5348,4
9	SI	-391,2	-760,7	-1151,9	-1914,6	-1726,3	-2109,2	-3066,5
	SV	2784,3	-6868,9	-4084,6	-859,9	-4342,5	-4514,5	-4944,5
	IV	-19326,4	7615,2	-11711,2	4120,4	-10475,0	-9651,0	-7590,7
10	SI	-184,7	1,7	-183,0	0,0	-183,0	-183,0	-183,0
	SV	-2744,0	338,9	-2405,1	0,0	-2405,1	-2405,1	-2405,1
	IV	-11449,1	-313,4	-11762,4	0,0	-11762,4	-11762,4	-11762,4

$$\sigma_{t_{max}} = -1936,7 \quad -1936,7 \quad -1936,7 \quad -270,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -13137,0 \quad -12232,6 \quad -12232,6 \quad -12232,6 \text{ kN/m}^2$$

Seção	Fibras	Fase 4	σ_{pmax} - kN/m ²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$ -
Extr.	S l	-175,5	0,0	-175,5	-175,5	-175,5
	S v	-1936,7	0,0	-1936,7	-1936,7	-1936,7
	l v	-12188,5	0,0	-12188,5	-12188,5	-12188,5
0	S l	-175,5	0,0	-175,5	-175,5	-175,5
	S v	-1983,8	0,0	-1983,8	-1983,8	-1983,8
	l v	-12232,6	0,0	-12232,6	-12232,6	-12232,6
1	S l	-1157,9	0,0	-1157,9	-1157,9	-1157,9
	S v	-4487,4	0,0	-4487,4	-4487,4	-4487,4
	l v	-11332,9	0,0	-11332,9	-11332,9	-11332,9
2	S l	-1963,2	0,0	-1963,2	-1963,2	-1963,2
	S v	-4817,2	0,0	-4817,2	-4817,2	-4817,2
	l v	-12348,8	0,0	-12348,8	-12348,8	-12348,8
3	S l	-2505,6	0,0	-2505,6	-2505,6	-2505,6
	S v	-4524,7	0,0	-4524,7	-4524,7	-4524,7
	l v	-12948,6	0,0	-12948,6	-12948,6	-12948,6
4	S l	-2773,1	0,0	-2773,1	-2773,1	-2773,1
	S v	-5205,3	0,0	-5205,3	-5205,3	-5205,3
	l v	-11910,7	0,0	-11910,7	-11910,7	-11910,7
5	S l	-2859,1	0,0	-2859,1	-2859,1	-2859,1
	S v	-5773,3	0,0	-5773,3	-5773,3	-5773,3
	l v	-11297,9	0,0	-11297,9	-11297,9	-11297,9
6	S l	-2771,5	0,0	-2771,5	-2771,5	-2771,5
	S v	-5104,8	0,0	-5104,8	-5104,8	-5104,8
	l v	-12004,9	0,0	-12004,9	-12004,9	-12004,9
7	S l	-2502,5	0,0	-2502,5	-2502,5	-2502,5
	S v	-4323,6	0,0	-4323,6	-4323,6	-4323,6
	l v	-13137,0	0,0	-13137,0	-13137,0	-13137,0
8	S l	-1958,7	0,0	-1958,7	-1958,7	-1958,7
	S v	-4515,4	0,0	-4515,4	-4515,4	-4515,4
	l v	-12631,8	0,0	-12631,8	-12631,8	-12631,8
9	S l	-1151,9	0,0	-1151,9	-1151,9	-1151,9
	S v	-4084,6	0,0	-4084,6	-4084,6	-4084,6
	l v	-11711,2	0,0	-11711,2	-11711,2	-11711,2
10	S l	-183,0	0,0	-183,0	-183,0	-183,0
	S v	-2405,1	0,0	-2405,1	-2405,1	-2405,1
	l v	-11762,4	0,0	-11762,4	-11762,4	-11762,4

$$\sigma_{t_{max}} = -1936,7 \quad -1936,7 \quad -1936,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -13137,0 \quad -13137,0 \quad -13137,0 \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas vale:

$$f_{ck} = 45,00 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 4555,11 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = -1936,66 \text{ kN/m}^2$ **OK**

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{adm}} = -27000,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -13137,0 \text{ kN/m}^2 \quad \textbf{OK}$$

VIGA B

Seção	Fibras	1	2	1+2	3			
		1ª+2ª prot	g1+g2+g3	Fase 4	$\sigma_{pmax}+$ kN/m²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}+$	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}+$	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$
Extr.	S l	-184,7	9,3	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	S v	-2739,7	-46,0	-2785,7	0,0	-2785,7	-2785,7	-2785,7
	l v	-11436,9	-66,0	-11502,9	0,0	-11502,9	-11502,9	-11502,9
0	S l	-184,7	9,3	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	S v	-2746,3	-86,5	-2832,8	0,0	-2832,8	-2832,8	-2832,8
	l v	-11443,8	-103,1	-11546,9	0,0	-11546,9	-11546,9	-11546,9
1	S l	-391,2	-769,3	-1160,6	-2651,0	-1955,9	-2486,1	-3811,6
	S v	2785,2	-7553,7	-4768,6	-1190,7	-5125,8	-5363,9	-5959,3
	l v	-19328,4	8257,6	-11070,8	5705,4	-9359,2	-8218,1	-5365,4
2	S l	-599,0	-1368,9	-1967,9	-4687,1	-3374,0	-4311,5	-6655,0
	S v	8364,2	-13698,2	-5334,1	-2105,2	-5965,6	-6386,7	-7439,3
	l v	-26796,2	14928,9	-11867,3	10087,3	-8841,1	-6823,7	-1780,0
3	S l	-714,8	-1796,9	-2511,7	-6108,3	-4344,2	-5565,8	-8620,0
	S v	12862,8	-18094,2	-5231,3	-2743,5	-6054,4	-6603,1	-7974,8
	l v	-31990,9	19700,1	-12290,8	13145,8	-8347,0	-5717,9	855,0
4	S l	-726,6	-2053,4	-2780,0	-6914,5	-4854,4	-6237,3	-9694,5
	S v	14685,8	-20741,5	-6055,7	-3105,6	-6987,4	-7608,5	-9161,3
	l v	-33691,0	22571,3	-11119,7	14880,8	-6655,4	-3679,3	3761,1
5	S l	-728,0	-2138,4	-2866,4	-7105,7	-4998,1	-6419,2	-9972,1
	S v	14918,6	-21640,2	-6721,6	-3191,5	-7679,0	-8317,3	-9913,1
	l v	-33959,1	23542,4	-10416,7	15292,4	-5829,0	-2770,5	4875,6
6	S l	-726,6	-2051,9	-2778,5	-6914,5	-4852,9	-6235,8	-9693,0
	S v	14685,4	-20790,4	-6105,0	-3105,6	-7036,7	-7657,8	-9210,6
	l v	-33690,1	22613,4	-11076,7	14880,8	-6612,4	-3636,3	3804,1
7	S l	-714,8	-1793,9	-2508,6	-6108,3	-4341,1	-5562,8	-8616,9
	S v	12862,1	-18192,0	-5329,9	-2743,5	-6152,9	-6701,6	-8073,4
	l v	-31989,1	19784,4	-12204,8	13145,8	-8261,0	-5631,9	941,0
8	S l	-599,0	-1364,3	-1963,3	-4687,1	-3369,5	-4306,9	-6650,5
	S v	8363,2	-13844,9	-5481,7	-2105,2	-6113,3	-6534,3	-7586,9
	l v	-26794,0	15055,3	-11738,7	10087,3	-8712,5	-6695,0	-1651,3
9	S l	-391,2	-763,3	-1154,5	-2651,0	-1949,8	-2480,0	-3805,5
	S v	2784,3	-7749,3	-4965,0	-1190,7	-5322,2	-5560,4	-6155,7
	l v	-19326,4	8426,1	-10900,2	5705,4	-9188,6	-8047,5	-5194,8
10	S l	-184,7	1,7	-183,0	0,0	-183,0	-183,0	-183,0
	S v	-2744,0	339,4	-2404,7	0,0	-2404,7	-2404,7	-2404,7
	l v	-11449,1	-313,8	-11762,9	0,0	-11762,9	-11762,9	-11762,9

$$\sigma_{tmax} = -2404,7 \quad -2404,7 \quad -2404,7 \quad 4875,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cmax} = -12290,8 \quad -11762,9 \quad -11762,9 \quad -11762,9 \text{ kN/m}^2$$

Seção	Fibras	Fase 4	σ_{pmax} - kN/m ²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$ -
Extr.	S l	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	S v	-2785,7	0,0	-2785,7	-2785,7	-2785,7
	l v	-11502,9	0,0	-11502,9	-11502,9	-11502,9
0	S l	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	S v	-2832,8	0,0	-2832,8	-2832,8	-2832,8
	l v	-11546,9	0,0	-11546,9	-11546,9	-11546,9
1	S l	-1160,6	0,0	-1160,6	-1160,6	-1160,6
	S v	-4768,6	0,0	-4768,6	-4768,6	-4768,6
	l v	-11070,8	0,0	-11070,8	-11070,8	-11070,8
2	S l	-1967,9	0,0	-1967,9	-1967,9	-1967,9
	S v	-5334,1	0,0	-5334,1	-5334,1	-5334,1
	l v	-11867,3	0,0	-11867,3	-11867,3	-11867,3
3	S l	-2511,7	0,0	-2511,7	-2511,7	-2511,7
	S v	-5231,3	0,0	-5231,3	-5231,3	-5231,3
	l v	-12290,8	0,0	-12290,8	-12290,8	-12290,8
4	S l	-2780,0	0,0	-2780,0	-2780,0	-2780,0
	S v	-6055,7	0,0	-6055,7	-6055,7	-6055,7
	l v	-11119,7	0,0	-11119,7	-11119,7	-11119,7
5	S l	-2866,4	0,0	-2866,4	-2866,4	-2866,4
	S v	-6721,6	0,0	-6721,6	-6721,6	-6721,6
	l v	-10416,7	0,0	-10416,7	-10416,7	-10416,7
6	S l	-2778,5	0,0	-2778,5	-2778,5	-2778,5
	S v	-6105,0	0,0	-6105,0	-6105,0	-6105,0
	l v	-11076,7	0,0	-11076,7	-11076,7	-11076,7
7	S l	-2508,6	0,0	-2508,6	-2508,6	-2508,6
	S v	-5329,9	0,0	-5329,9	-5329,9	-5329,9
	l v	-12204,8	0,0	-12204,8	-12204,8	-12204,8
8	S l	-1963,3	0,0	-1963,3	-1963,3	-1963,3
	S v	-5481,7	0,0	-5481,7	-5481,7	-5481,7
	l v	-11738,7	0,0	-11738,7	-11738,7	-11738,7
9	S l	-1154,5	0,0	-1154,5	-1154,5	-1154,5
	S v	-4965,0	0,0	-4965,0	-4965,0	-4965,0
	l v	-10900,2	0,0	-10900,2	-10900,2	-10900,2
10	S l	-183,0	0,0	-183,0	-183,0	-183,0
	S v	-2404,7	0,0	-2404,7	-2404,7	-2404,7
	l v	-11762,9	0,0	-11762,9	-11762,9	-11762,9

$$\sigma_{t_{max}} = -2404,7 \quad -2404,7 \quad -2404,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -12290,8 \quad -12290,8 \quad -12290,8 \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas vale:

$$f_{ck} = 45,00 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 4555,11 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = -2404,67 \text{ kN/m}^2$ **OK**

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{adm}} = -30150,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -12290,8 \text{ kN/m}^2 \quad \textbf{OK}$$

VIGA C

Seção	Fibras	1	2	1+2	3			
		1ª+2ª prot	g1+g2+g3	Fase 4	$\sigma_{pmax}+$ kN/m²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}+$	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}+$	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}+$
Extr.	Sl	-184,7	9,3	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	Sv	-2739,7	-801,5	-3541,2	0,0	-3541,2	-3541,2	-3541,2
	lv	-11436,9	-757,9	-12194,9	0,0	-12194,9	-12194,9	-12194,9
0	Sl	-184,7	9,3	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	Sv	-2746,3	-842,0	-3588,3	0,0	-3588,3	-3588,3	-3588,3
	lv	-11443,8	-795,0	-12238,9	0,0	-12238,9	-12238,9	-12238,9
1	Sl	-391,2	-769,3	-1160,6	-2785,2	-1996,1	-2553,1	-3945,7
	Sv	2785,2	-8126,9	-5341,7	-1250,9	-5717,0	-5967,2	-6592,7
	lv	-19328,4	8782,5	-10545,9	5994,0	-8747,7	-7548,9	-4551,9
2	Sl	-599,0	-1368,9	-1967,9	-4925,2	-3445,5	-4430,5	-6893,1
	Sv	8364,2	-14443,5	-6079,3	-2212,1	-6742,9	-7185,3	-8291,4
	lv	-26796,2	15611,4	-11184,8	10599,6	-8004,9	-5885,0	-585,2
3	Sl	-714,8	-1796,9	-2511,7	-6420,1	-4437,7	-5721,7	-8931,8
	Sv	12862,8	-18931,6	-6068,7	-2883,5	-6933,8	-7510,5	-8952,2
	lv	-31990,9	20467,1	-11523,8	13816,9	-7378,8	-4615,4	2293,0
4	Sl	-726,6	-2053,4	-2780,0	-7269,9	-4961,0	-6415,0	-10049,9
	Sv	14685,8	-21591,1	-6905,3	-3265,2	-7884,9	-8538,0	-10170,6
	lv	-33691,0	23349,4	-10341,5	15645,7	-5647,8	-2518,7	5304,1
5	Sl	-728,0	-2138,4	-2866,4	-7474,5	-5108,7	-6603,6	-10340,9
	Sv	14918,6	-22422,2	-7503,5	-3357,1	-8510,7	-9182,1	-10860,7
	lv	-33959,1	24258,5	-9700,6	16086,1	-4874,7	-1657,5	6385,6
6	Sl	-726,6	-2051,9	-2778,5	-7269,9	-4959,5	-6413,5	-10048,4
	Sv	14685,4	-21424,7	-6739,3	-3265,2	-7718,9	-8371,9	-10004,5
	lv	-33690,1	23194,4	-10495,7	15645,7	-5802,0	-2672,9	5149,9
7	Sl	-714,8	-1793,9	-2508,6	-6420,1	-4434,7	-5718,7	-8928,7
	Sv	12862,1	-18598,7	-5736,6	-2883,5	-6601,7	-7178,4	-8620,1
	lv	-31989,1	20156,9	-11832,2	13816,9	-7687,2	-4923,8	1984,6
8	Sl	-599,0	-1364,3	-1963,3	-4925,2	-3440,9	-4425,9	-6888,5
	Sv	8363,2	-13944,2	-5581,0	-2212,1	-6244,6	-6687,0	-7793,1
	lv	-26794,0	15146,2	-11647,8	10599,6	-8467,9	-6347,9	-1048,1
9	Sl	-391,2	-763,3	-1154,5	-2785,2	-1990,0	-2547,1	-3939,6
	Sv	2784,3	-7461,2	-4676,9	-1250,9	-5052,2	-5302,3	-5927,8
	lv	-19326,4	8162,2	-11164,2	5994,0	-9366,0	-8167,2	-5170,1
10	Sl	-184,7	1,7	-183,0	0,0	-183,0	-183,0	-183,0
	Sv	-2744,0	18,2	-2725,8	0,0	-2725,8	-2725,8	-2725,8
	lv	-11449,1	-19,7	-11468,8	0,0	-11468,8	-11468,8	-11468,8

$\sigma_{tmax} =$ -2725,8 -2725,8 -1657,5 6385,6 kN/m²

$\sigma_{cmax} =$ -12238,9 -12238,9 -12238,9 -12238,9 kN/m²

Seção	Fibras	Fase 4	σ_{pmax} - kN/m ²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$ -
Extr.	SI	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	SV	-3541,2	0,0	-3541,2	-3541,2	-3541,2
	IV	-12194,9	0,0	-12194,9	-12194,9	-12194,9
0	SI	-175,4	0,0	-175,4	-175,4	-175,4
	SV	-3588,3	0,0	-3588,3	-3588,3	-3588,3
	IV	-12238,9	0,0	-12238,9	-12238,9	-12238,9
1	SI	-1160,6	0,0	-1160,6	-1160,6	-1160,6
	SV	-5341,7	0,0	-5341,7	-5341,7	-5341,7
	IV	-10545,9	0,0	-10545,9	-10545,9	-10545,9
2	SI	-1967,9	0,0	-1967,9	-1967,9	-1967,9
	SV	-6079,3	0,0	-6079,3	-6079,3	-6079,3
	IV	-11184,8	0,0	-11184,8	-11184,8	-11184,8
3	SI	-2511,7	0,0	-2511,7	-2511,7	-2511,7
	SV	-6068,7	0,0	-6068,7	-6068,7	-6068,7
	IV	-11523,8	0,0	-11523,8	-11523,8	-11523,8
4	SI	-2780,0	0,0	-2780,0	-2780,0	-2780,0
	SV	-6905,3	0,0	-6905,3	-6905,3	-6905,3
	IV	-10341,5	0,0	-10341,5	-10341,5	-10341,5
5	SI	-2866,4	0,0	-2866,4	-2866,4	-2866,4
	SV	-7503,5	0,0	-7503,5	-7503,5	-7503,5
	IV	-9700,6	0,0	-9700,6	-9700,6	-9700,6
6	SI	-2778,5	0,0	-2778,5	-2778,5	-2778,5
	SV	-6739,3	0,0	-6739,3	-6739,3	-6739,3
	IV	-10495,7	0,0	-10495,7	-10495,7	-10495,7
7	SI	-2508,6	0,0	-2508,6	-2508,6	-2508,6
	SV	-5736,6	0,0	-5736,6	-5736,6	-5736,6
	IV	-11832,2	0,0	-11832,2	-11832,2	-11832,2
8	SI	-1963,3	0,0	-1963,3	-1963,3	-1963,3
	SV	-5581,0	0,0	-5581,0	-5581,0	-5581,0
	IV	-11647,8	0,0	-11647,8	-11647,8	-11647,8
9	SI	-1154,5	0,0	-1154,5	-1154,5	-1154,5
	SV	-4676,9	0,0	-4676,9	-4676,9	-4676,9
	IV	-11164,2	0,0	-11164,2	-11164,2	-11164,2
10	SI	-183,0	0,0	-183,0	-183,0	-183,0
	SV	-2725,8	0,0	-2725,8	-2725,8	-2725,8
	IV	-11468,8	0,0	-11468,8	-11468,8	-11468,8

$$\sigma_{t_{max}} = -2725,8 \quad -2725,8 \quad -2725,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -12238,9 \quad -12238,9 \quad -12238,9 \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas vale:

$$f_{ck} = 45,00 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 4555,11 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = -1657,51 \text{ kN/m}^2$ **OK**

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{adm}} = -27000,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -12238,9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

VIGA F

Seção	Fibras	1	2	1+2	3			
		1ª+2ª prot	g1+g2+g3	Fase 4	$\sigma_{pmax} +$ kN/m²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax} +$	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax} +$	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$
Extr.	SI	-184,7	14,3	-170,5	0,0	-170,5	-170,5	-170,5
	SV	-2739,7	805,3	-1934,4	0,0	-1934,4	-1934,4	-1934,4
	IV	-11436,9	-762,3	-12199,3	0,0	-12199,3	-12199,3	-12199,3
0	SI	-184,7	14,3	-170,5	0,0	-170,5	-170,5	-170,5
	SV	-2746,3	764,8	-1981,6	0,0	-1981,6	-1981,6	-1981,6
	IV	-11443,8	-799,4	-12243,3	0,0	-12243,3	-12243,3	-12243,3
1	SI	-391,2	-1178,4	-1569,6	-3301,1	-2559,9	-3220,1	-4870,7
	SV	2785,2	-7457,5	-4672,3	-1482,7	-5117,1	-5413,6	-6155,0
	IV	-19328,4	8881,4	-10447,0	7104,4	-8315,7	-6894,8	-3342,6
2	SI	-599,0	-2096,6	-2695,7	-5828,7	-4444,3	-5610,0	-8524,4
	SV	8364,2	-13510,4	-5146,2	-2617,9	-5931,5	-6455,1	-7764,1
	IV	-26796,2	16023,7	-10772,5	12544,1	-7009,3	-4500,5	1771,5
3	SI	-714,8	-2752,2	-3467,0	-7582,8	-5741,8	-7258,4	-11049,8
	SV	12862,8	-17819,4	-4956,5	-3405,7	-5978,3	-6659,4	-8362,3
	IV	-31990,9	21111,5	-10879,4	16319,0	-5983,7	-2719,9	5439,6
4	SI	-726,6	-3145,1	-3871,7	-8563,3	-6440,7	-8153,4	-12435,1
	SV	14685,8	-20384,5	-5698,8	-3846,2	-6852,6	-7621,9	-9544,9
	IV	-33691,0	24144,8	-9546,2	18429,3	-4017,4	-331,5	8883,1
5	SI	-728,0	-3275,3	-4003,3	-8770,3	-6634,4	-8388,4	-12773,6
	SV	14918,6	-21205,8	-6287,2	-3939,1	-7468,9	-8256,8	-10226,3
	IV	-33959,1	25123,6	-8835,5	18874,9	-3173,0	601,9	10039,4
6	SI	-726,6	-3142,8	-3869,4	-8563,3	-6438,4	-8151,1	-12432,7
	SV	14685,4	-20283,2	-5597,9	-3846,2	-6751,7	-7520,9	-9444,0
	IV	-33690,1	24047,9	-9642,2	18429,3	-4113,4	-427,5	8787,2
7	SI	-714,8	-2747,6	-3462,4	-7582,8	-5737,2	-7253,7	-11045,1
	SV	12862,1	-17616,8	-4754,7	-3405,7	-5776,4	-6457,6	-8160,4
	IV	-31989,1	20917,8	-11071,3	16319,0	-6175,6	-2911,8	5247,7
8	SI	-599,0	-2089,7	-2688,7	-5828,7	-4437,3	-5603,0	-8517,4
	SV	8363,2	-13206,5	-4843,3	-2617,9	-5628,6	-6152,2	-7461,2
	IV	-26794,0	15733,2	-11060,8	12544,1	-7297,5	-4788,7	1483,3
9	SI	-391,2	-1169,1	-1560,3	-3301,1	-2550,6	-3210,8	-4861,4
	SV	2784,3	-7052,3	-4268,0	-1482,7	-4712,8	-5009,3	-5750,7
	IV	-19326,4	8494,1	-10832,3	7104,4	-8700,9	-7280,1	-3727,9
10	SI	-184,7	2,6	-182,1	0,0	-182,1	-182,1	-182,1
	SV	-2744,0	339,3	-2404,7	0,0	-2404,7	-2404,7	-2404,7
	IV	-11449,1	-315,3	-11764,4	0,0	-11764,4	-11764,4	-11764,4

$\sigma_{tmax} =$ -1934,4 -1934,4 601,9 10039,4 kN/m²

$\sigma_{cmax} =$ -12243,3 -12243,3 -12243,3 -12243,3 kN/m²

Seção	Fibras	Fase 4	σ_{pmax} - kN/m ²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$ -
Extr.	S I	-170,5	0,0	-170,5	-170,5	-170,5
	S v	-1934,4	0,0	-1934,4	-1934,4	-1934,4
	I v	-12199,3	0,0	-12199,3	-12199,3	-12199,3
0	S I	-170,5	0,0	-170,5	-170,5	-170,5
	S v	-1981,6	0,0	-1981,6	-1981,6	-1981,6
	I v	-12243,3	0,0	-12243,3	-12243,3	-12243,3
1	S I	-1569,6	0,0	-1569,6	-1569,6	-1569,6
	S v	-4672,3	0,0	-4672,3	-4672,3	-4672,3
	I v	-10447,0	0,0	-10447,0	-10447,0	-10447,0
2	S I	-2695,7	0,0	-2695,7	-2695,7	-2695,7
	S v	-5146,2	0,0	-5146,2	-5146,2	-5146,2
	I v	-10772,5	0,0	-10772,5	-10772,5	-10772,5
3	S I	-3467,0	0,0	-3467,0	-3467,0	-3467,0
	S v	-4956,5	0,0	-4956,5	-4956,5	-4956,5
	I v	-10879,4	0,0	-10879,4	-10879,4	-10879,4
4	S I	-3871,7	0,0	-3871,7	-3871,7	-3871,7
	S v	-5698,8	0,0	-5698,8	-5698,8	-5698,8
	I v	-9546,2	0,0	-9546,2	-9546,2	-9546,2
5	S I	-4003,3	0,0	-4003,3	-4003,3	-4003,3
	S v	-6287,2	0,0	-6287,2	-6287,2	-6287,2
	I v	-8835,5	0,0	-8835,5	-8835,5	-8835,5
6	S I	-3869,4	0,0	-3869,4	-3869,4	-3869,4
	S v	-5597,9	0,0	-5597,9	-5597,9	-5597,9
	I v	-9642,2	0,0	-9642,2	-9642,2	-9642,2
7	S I	-3462,4	0,0	-3462,4	-3462,4	-3462,4
	S v	-4754,7	0,0	-4754,7	-4754,7	-4754,7
	I v	-11071,3	0,0	-11071,3	-11071,3	-11071,3
8	S I	-2688,7	0,0	-2688,7	-2688,7	-2688,7
	S v	-4843,3	0,0	-4843,3	-4843,3	-4843,3
	I v	-11060,8	0,0	-11060,8	-11060,8	-11060,8
9	S I	-1560,3	0,0	-1560,3	-1560,3	-1560,3
	S v	-4268,0	0,0	-4268,0	-4268,0	-4268,0
	I v	-10832,3	0,0	-10832,3	-10832,3	-10832,3
10	S I	-182,1	0,0	-182,1	-182,1	-182,1
	S v	-2404,7	0,0	-2404,7	-2404,7	-2404,7
	I v	-11764,4	0,0	-11764,4	-11764,4	-11764,4

$$\sigma_{t_{max}} = -1934,4 \quad -1934,4 \quad -1934,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -12243,3 \quad -12243,3 \quad -12243,3 \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas vale:

$$f_{ck} = 45,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t_{adm}} = 4555,11 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = 601,94 \text{ kN/m}^2$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{adm}} = -27000,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -12243,3 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

9 - Verificação a rotura

PAULO MACHADO MASSA
PROFESSOR DE PONTES E OBRAS ESPECIAIS DA UERJ

Verificação do momento último de cálculo.

O momento último de resistencia vale:

$$M_u = \phi (A_{sp} \times f_{ps}(d_p - a/2) + A_s \times f_y(d_s - a/2) - A'_s \times f'_y(d'_s - a/2)) =$$

a = distância da linha neutra

$$a = (A_{sp} \times f_{ps} + A_s \times f_y - A'_s \times f'_y) / 0,85 f_{ck} \times b =$$

Asp =	26,364	cm ²	fpu =	200,00	kN/cm ²	fy =	5000,00
As =	16,08	cm ²	fck =	300,00	kgf/cm ²	f'y =	4300,00
A's =	8,04	cm ²					
bw =	205,00	cm	dp =	93,00	cm		

$f_{ps} = f_{pu} [1 - (y_p/b_1)] (r_p f_{pu}/f'_c) =$
 $\phi = 0,9$
 $\rho_p = A_{ps}/b_w d_p = 0,00138$

Aço RB yp = 0,28

b1 = 0,85 - (fck - 280/70) * 0,05 = 0,84

fps = 19382,25 kgf/cm²

Daí temos a profundidade da linha neutra a = 10,65 cm

Mu = 4683,239 kNm Mdmax = 4549,02 kNm **OK**

Momentos fletores existentes

9.1- Momentos fletores

VIGA A					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Ext	-1,80	-35,54	-1,91	0,00	0,00
0	-1,80	-35,54	-1,91	0,00	0,00
1	149,01	159,23	158,05	394,67	0,00
2	265,13	294,05	281,22	697,63	0,00
3	348,03	389,76	369,15	908,88	0,00
4	397,72	446,35	421,85	1028,42	0,00
5	414,18	463,83	439,31	1056,25	0,00
6	397,42	442,19	421,53	1028,42	0,00
7	347,45	381,43	368,52	908,88	0,00
8	264,25	281,56	280,28	697,63	0,00
9	147,83	142,57	156,80	394,67	0,00
10	-0,33	-14,71	-0,35	0,00	0,00

$Md1 = 1.00Mge + 1.50Mp+$
 $Md2 = 1.35Mge + 1.50Mp+$
 $Md3 + 1.00Mge + 1.50Mp -$
 $Md4 + 1.35Mge + 1.50Mp -$

Seção	VIGA A			
	Md1	Md2	Md3	Md4

Ext	-39,26	-53,00	-39,26	-53,00
0	-39,26	-53,00	-39,26	-53,00
1	1058,29	1221,49	466,29	629,49
2	1886,85	2180,99	840,40	1134,55
3	2470,26	2857,69	1106,95	1494,38
4	2808,54	3251,61	1265,92	1708,99
5	2901,69	3362,75	1317,32	1778,38
6	2803,77	3245,17	1261,14	1702,55
7	2460,72	2844,81	1097,40	1481,49
8	1872,53	2161,66	826,09	1115,22
9	1039,20	1195,72	447,20	603,72
10	-15,39	-20,78	-15,39	-20,78

Seção	VIGA B				
	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-

Ext	-1,80	-2,23	-1,91	0,00	0,00
0	-1,80	-2,23	-1,91	0,00	0,00
1	149,01	171,69	158,05	546,48	0,00
2	265,13	316,96	281,22	966,20	0,00
3	348,03	421,08	369,15	1259,15	0,00
4	397,72	484,05	421,85	1425,34	0,00
5	414,18	505,88	439,31	1464,76	0,00
6	397,42	486,55	421,53	1425,34	0,00
7	347,45	426,08	368,52	1259,15	0,00
8	264,25	324,46	280,28	966,20	0,00
9	147,83	181,69	156,80	546,48	0,00
10	-0,33	181,69	-0,35	0,00	0,00

Seção	VIGA B			
	Md1	Md2	Md3	Md4

Ext	-5,95	-8,03	-5,95	-8,03
0	-5,95	-8,03	-5,95	-8,03
1	1298,47	1466,03	478,75	646,31
2	2312,61	2614,76	863,31	1165,46
3	3026,99	3425,38	1138,26	1536,65
4	3441,62	3897,88	1303,61	1759,88
5	3556,50	4032,27	1359,36	1835,14
6	3443,51	3900,44	1305,51	1762,43
7	3030,78	3430,49	1142,05	1541,77
8	2318,29	2622,43	868,99	1173,13
9	1306,05	1476,26	486,32	656,53
10	181,00	244,36	181,00	244,36

VIGA C					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Ext	-1,80	-35,85	-1,91	0,00	0,00
0	-1,80	-35,85	-1,91	0,00	0,00
1	149,01	197,19	158,05	574,13	0,00
2	265,13	350,11	281,22	1015,27	0,00
3	348,03	458,33	369,15	1323,43	0,00
4	397,72	521,85	421,85	1498,60	0,00
5	414,18	540,66	439,31	1540,79	0,00
6	397,42	514,77	421,53	1498,60	0,00
7	347,45	444,17	368,52	1323,43	0,00
8	264,25	328,87	280,28	1015,27	0,00
9	147,83	168,87	156,80	574,13	0,00
10	-0,33	-0,45	-0,35	0,00	0,00

Seção	VIGA C			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Ext	-39,56	-53,41	-39,56	-53,41
0	-39,56	-53,41	-39,56	-53,41
1	1365,44	1541,93	504,25	680,73
2	2419,37	2733,13	896,46	1210,22
3	3160,66	3572,09	1175,52	1586,95
4	3589,31	4058,81	1341,41	1810,91
5	3705,33	4193,28	1394,15	1882,10
6	3581,63	4048,43	1333,73	1800,53
7	3145,29	3551,34	1160,14	1566,19
8	2396,31	2702,00	873,40	1179,09
9	1334,69	1500,42	473,50	639,23
10	-1,13	-1,52	-1,13	-1,52

VIGA F					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Ext	-1,80	-2,23	-1,92	0,00	0,00
0	-1,80	-2,23	-1,92	0,00	0,00
1	149,01	171,69	158,59	680,48	0,00
2	265,13	316,96	282,18	1201,52	0,00
3	348,03	421,08	370,41	1563,10	0,00
4	397,72	484,05	423,29	1765,23	0,00
5	414,18	505,88	440,81	1807,90	0,00
6	397,42	486,55	422,97	1765,23	0,00
7	347,45	426,08	369,78	1563,10	0,00
8	264,25	324,46	281,24	1201,52	0,00
9	147,83	181,69	157,34	680,48	0,00
10	-0,33	-14,73	-0,35	0,00	0,00

Seção	VIGA F			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Ext	-5,95	-8,04	-5,95	-8,04
0	-5,95	-8,04	-5,95	-8,04
1	1500,01	1667,76	479,29	647,04
2	2666,54	2969,03	864,27	1166,76
3	3484,17	3883,00	1139,52	1538,35
4	3952,89	4409,66	1305,05	1761,82
5	4072,72	4549,02	1360,86	1837,16
6	3954,79	4412,22	1306,94	1764,38
7	3487,95	3888,11	1143,31	1543,46
8	2672,22	2976,70	869,94	1174,42
9	1507,58	1677,98	486,86	657,26
10	-15,42	-20,81	-15,42	-20,81

Seção	Md _{max} +	Md _{max} -
	kNm	kNm

Ext	-5,95	-53,41
0	-5,95	-53,41
1	1667,76	466,29
2	2969,03	840,40
3	3883,00	1106,95
4	4409,66	1265,92
5	4549,02	1317,32
6	4412,22	1261,14
7	3888,11	1097,40
8	2976,70	826,09
9	1677,98	447,20
10	244,36	-20,81

fck =	32142,9 kN/m ²
fyk =	43,48 kN/m ²
h =	0,980 m
bw _s =	2,05 m
bw _i =	0,44 m
fyk210 =	210,00 kN/m ²
h sec 01 =	0,58 m

bw0 =	0,27 m
bwv =	0,27 m
L _{mesa} sup =	2,05 m
h _{mesainf} =	0,12 m

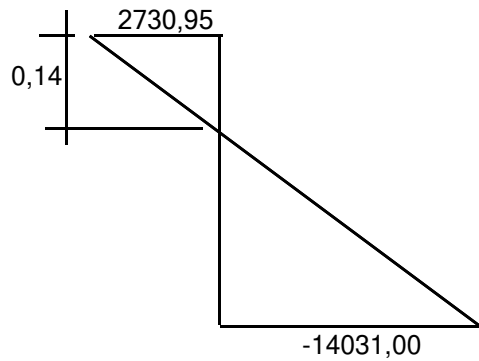
Para as armaduras positivas temos

Seção	Md(kNm)	kMd	kz	kx	x LN(m)	As _{inf} (cm ²)	Aexist	Asnec
Ext	0,00	0,000	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00 cm ²
0	0,00	0,000	0,988	0,030	0,02	0,00	0,00	0,00 cm ²
1	1667,76	0,026	0,984	0,040	0,03	9,47	14,20	-22,82 cm ²
2	2969,03	0,047	0,980	0,050	0,04	16,93	18,25	-5,55 cm ²
3	3883,00	0,061	0,976	0,060	0,05	22,23	26,36	-19,96 cm ²
4	4409,66	0,070	0,972	0,070	0,05	25,35	26,36	-4,89 cm ²
5	4549,02	0,072	0,972	0,070	0,05	26,15	26,36	-1,02 cm ²
6	4412,22	0,070	0,972	0,070	0,05	25,37	26,36	-4,82 cm ²
7	3888,11	0,061	0,976	0,060	0,05	22,26	26,36	-19,82 cm ²
8	2976,70	0,047	0,980	0,050	0,04	16,97	18,25	-6,18 cm ²
9	1677,98	0,027	0,984	0,040	0,03	9,53	14,20	-22,54 cm ²
10	244,36	0,004	0,990	0,025	0,02	1,38	4,06	-12,93 cm ²

Por ocasião da protensão na bancada, existe tensões de tração na fibra superior da viga

Daí, temos:

A posição da LN é: 0,14 m



$$\sigma_{\text{tração}} = 2731,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp}} = -14031,0 \text{ kN/m}^2$$

$$F_t = 67,13 \text{ kN}$$

$$A_s = 2,16 \text{ cm}^2$$

2 Ø 16
1 Ø 20
1 Ø 25

Por ocasião da 2ª protensão, existe tensões de tração na fibra superior da viga

Daí, temos:

$$\sigma_{\text{tração}} = 5718,2 \text{ kN/m}^2$$

A posição da LN é: 0,14 m

$$\sigma_{\text{comp}} = -28513,0 \text{ kN/m}^2$$

$$F_t = 144,12 \text{ kN}$$

$$A_s = 3,31 \text{ cm}^2$$

2 Ø 16
2 Ø 20
1 Ø 25

9.2- Esforços cortantes

VIGA F					
Seção	Vg1	Vg2	Vg3	Vp+	Vp-
0esq	-5,15	-53,81	-8,39	0,00	0,00
0dir	78,23	93,02	127,53	359,22	-16,87
1	62,60	74,61	102,05	310,16	9,11
2	46,97	56,20	76,56	263,67	37,65
3	31,33	37,80	51,08	219,74	68,76
4	15,70	19,39	25,60	178,38	102,43
5	0,07	0,98	0,11	109,03	138,67
6	-15,56	-17,43	-25,37	103,34	177,47
7	-31,20	-35,84	-50,85	69,67	218,83
8	-46,83	-54,24	-76,34	38,56	262,76
9	-62,46	-72,65	-101,82	10,02	309,25
10esq	-78,09	-91,06	-127,30	-9,71	358,31
10dir	2,21	2,60	3,60	0,00	0,00

Envoltória de dimensionamento

$$Vd1 = 1.00Vge + 1.40Vp+$$

$$Vd2 = 1.3Vge + 1.40Vp+$$

$$Vd3 = 1.00Vge + 1.40Vp -$$

$$Vd4 = 1.3Vge + 1.40Vp -$$

VIGA A				
Seção	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4
0esq	-67,35	-87,56	-67,35	-87,56
0dir	801,69	891,32	275,16	364,80
1	673,48	745,26	252,01	323,79
2	548,87	602,79	232,45	286,37
3	427,85	463,91	216,48	252,54
4	310,42	328,62	204,09	222,30
5	153,80	154,15	195,30	195,65
6	86,32	68,81	190,10	172,59
7	-20,35	-55,71	188,48	153,12
8	-123,42	-176,65	190,46	137,23
9	-222,91	-293,99	196,02	124,94
10esq	-310,05	-398,99	205,17	116,24
10dir	8,40	10,92	8,40	11,34

Dimensionamento

$h =$	1,03 m	$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} =$	3795,45 kN/m ²
$d =$	0,93 m	$f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma$	1897,7 kN/m ²
$f_{ck} =$	45,00 MPa		
$f_{cd} =$	32142,86 kN/m ²		
$f_{yk} =$	500,00 MPa		
$f_{yd} =$	43,48 kN/cm ²	$M_{sd} =$	4549,02 kNm
$\alpha_{v2} =$	0,82	$P_{00} =$	3404,91 kN
$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cdb_{wd}} =$		$W_i =$	0,0958 m ³
$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd,max} =$		$A_c =$	0,6633 m ²
$M_0 = (\gamma_p P_{00} + \gamma_f N_g + q) W_i / A_c + \gamma_p P_{00} \cdot e_p =$		$e_p =$	0,073 m
Daí:	$M_0 =$		667,42 kNm

$$V_{sw} = (A_s/s)(0,9d f_{yd}) =$$

$$V_c = V_{c0}(1 + M_0/M_{sd,max}) =$$

VIGA A									
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m²	Vc0 kN/m²	Vc kN/m²	As/s	Vsw kN/m²	Vrd3 kN/m²	
0esq	0,235	-87,56	1555,30	248,85	285,36	0,00	0,00	285,36	OK
0dir	0,235	891,32	1555,30	248,85	285,36	16,65	605,96	891,32	OK
1	0,235	745,26	1555,30	248,85	285,36	12,64	459,90	745,26	OK
2	0,235	602,79	1555,30	248,85	285,36	8,72	317,43	602,79	OK
3	0,235	463,91	1555,30	248,85	285,36	4,91	178,55	463,91	OK
4	0,235	328,62	1555,30	248,85	285,36	1,19	43,26	328,62	OK
5	0,235	195,65	1555,30	248,85	285,36	0,00	0,00	285,36	OK
6	0,235	-68,81	1555,30	248,85	285,36	0,00	0,00	285,36	OK
7	0,235	55,71	1555,30	248,85	285,36	0,00	0,00	285,36	OK
8	0,235	176,65	1555,30	248,85	285,36	0,00	0,00	285,36	OK
9	0,235	293,99	1555,30	248,85	285,36	0,24	8,63	293,99	OK
10esq	0,235	398,99	1555,30	248,85	285,36	3,12	113,63	398,99	OK
10dir	0,235	11,34	1555,30	248,85	285,36	0,00	0,00	285,36	OK

Envoltória de fadiga

$$V1 = V_g + 0,5V_{p+} \quad \sigma_{s1} = (V1 - 0,5V_{c0}) / 0,9d A_{sw}/s \quad \Delta\sigma_{sd,fadiga} = 8,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V2 = V_g + 0,5V_{p-} \quad \sigma_{s2} = (V2 - 0,5V_{c0}) / 0,9d A_{sw}/s$$

$$ff = (\sigma_{s1} - \sigma_{s2}) / \Delta\sigma_{sd,fadiga} =$$

VIGA A								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN/m²	(As/s)	ΔV kN	$\Delta \sigma$ (kN/cm²)	ff	ff(As/s)f ad
0esq	-67,35	-67,35	124,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0dir	478,39	298,78	124,42	16,65	179,61	3,31	0,39	16,65
1	394,34	239,26	124,42	12,64	155,08	2,43	0,29	12,64
2	311,57	179,73	124,42	8,72	131,83	0,85	0,10	8,72
3	230,08	120,21	124,42	4,91	109,87	-2,97	-0,35	4,91
4								

Resumo das armaduras

Seção	Viga A	As/s,min = bw 0,2 fctm/fyx =	
	As/s cm²/m	As/s.min cm²/m	As/s.adot. cm²/m
0esq	0,00	3,57	3,57
0dir	16,65	3,57	16,65
1	12,64	3,57	12,64
2	8,72	3,57	8,72
3	4,91	3,57	4,91
4	0,00	3,57	3,57

9.3- Ligação da laje com a viga

Mestático= 0,087 m³

b= 0,44 m

J= 0,06736 m⁴

$$V_d = 0,5 \cdot (V_{g1} + v_{g2}) + 1,35 V_{g3} + 1,5 V_p$$

VIGA A-VIGA B-VIGA D

Seção	Vd (kN)	τ_d kN/m²	ρ cm/m²	As/s
0esq	-40,81	120,30	2,77	1,22
0dir	796,62	2348,26	53,98	23,75
1	671,61	1979,76	45,51	20,03
2	550,45	1622,61	37,30	16,41
3	433,14	1276,79	29,35	12,91
4	319,67	942,31	21,66	9,53
5	164,22	484,09	11,13	4,90

Verificação adicional

$$C_d/A_{\text{CONTATO}} \leq \begin{cases} 0,25 f_{cd} = 5357,1 \text{ KN/m}^2 \\ 9,0 \text{ Mpa} = 9000,0 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad f_{cd} = 21428,6 \text{ KN/m}^2$$

$$C_d = M_{RU}/z =$$

$$M_{RU} = 2616,44 \text{ kNm}$$

$$C_d = 4025,29 \text{ kN}$$

$$z = 0,65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Área do buraco} &= 0,21 \times 0,21 = 0,044 \text{ m}^2 \\ \text{Número de buracos} &= 35 \end{aligned}$$

$$\text{Área de contato} = 1,54 \text{ m}^2$$

$$C_d/A_{\text{CONTATO}} = 2607,9 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Armadura necessária na ligação

$$\rho w_L = (C_d/A_{\text{CONT}} - 0,2(f_{cd}^{2/3})/0,8 f_{yd} = 68,29 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

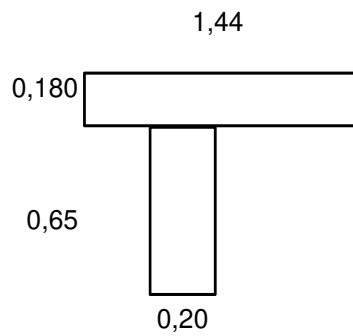
$$A_s/s = 14,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Comparando com as armaduras de cisalhamento calculadas temos:

Seção	As/s	As/s	As/s Aaditional
0	16,65	14,34	-2,31
1	12,64	14,34	1,70
2	8,72	14,34	5,62
3	4,91	14,34	9,43
4	0,00	14,34	14,34
5	0,00	14,34	14,34

10- Vigas transversais

10.1- Transversina de Apoio intermediária

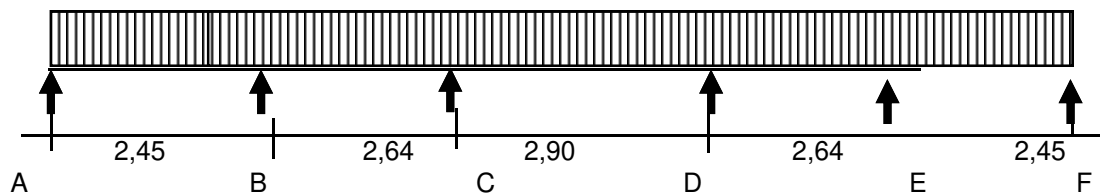


$f_{ck} = 30,00 \text{ Mpa}$
 $f_{yk} = 500,00 \text{ Mpa}$

Peso próprio = 9,73 kN/m

Esforços

Os esforços a seguir foram obtidos na resolução da viga em questão

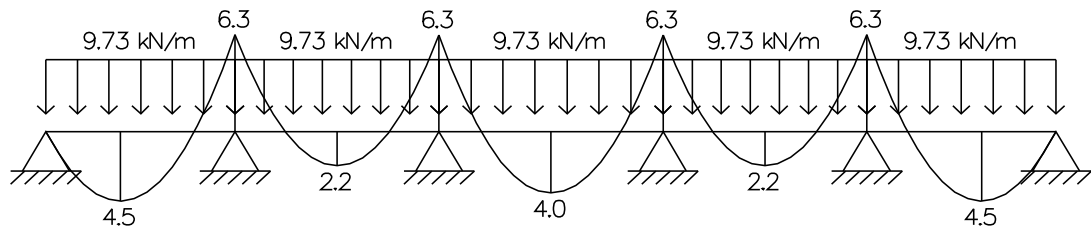


Carga permanente

Peso da transversina

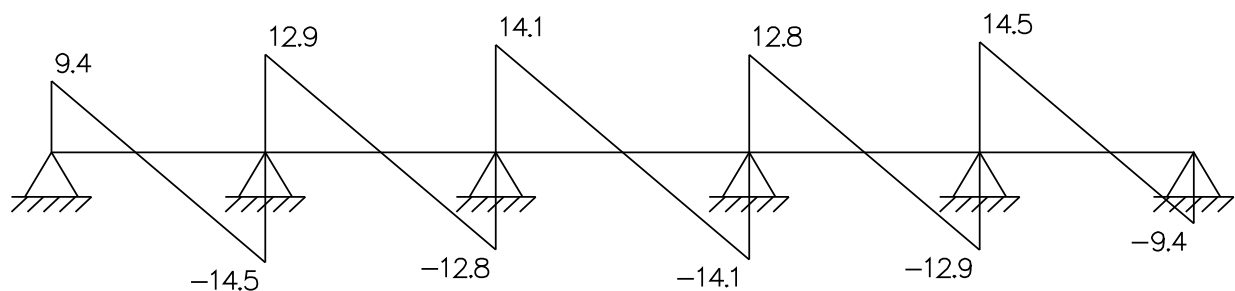
$g_1 = 9,73 \text{ kN/m}$

Momento Fletor



Mg pos =	4,50 kNm	4,00 kNm
Mgneg =	-6,30 kNm	-6,30 kNm

Esforço cortante

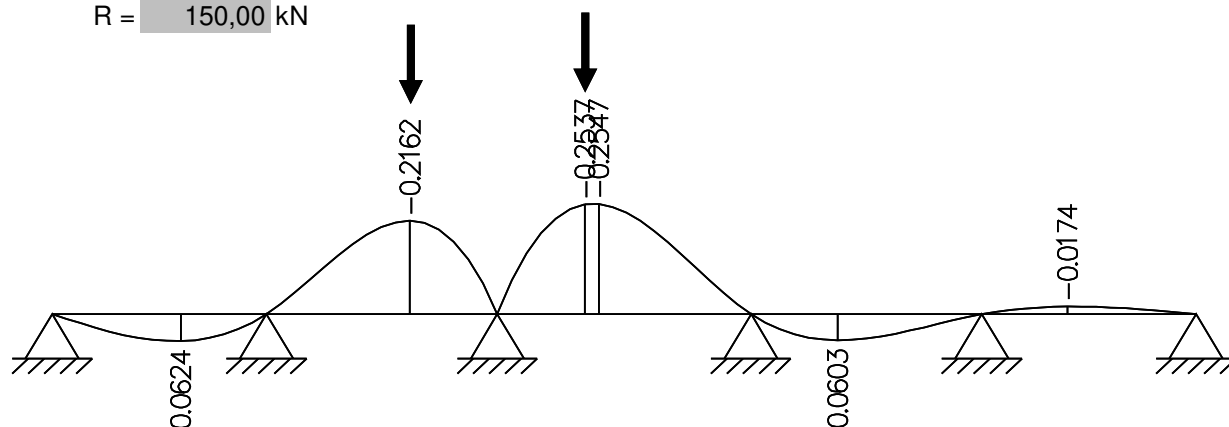


Vg pos = 14,5 kN

Esforços da carga móvel

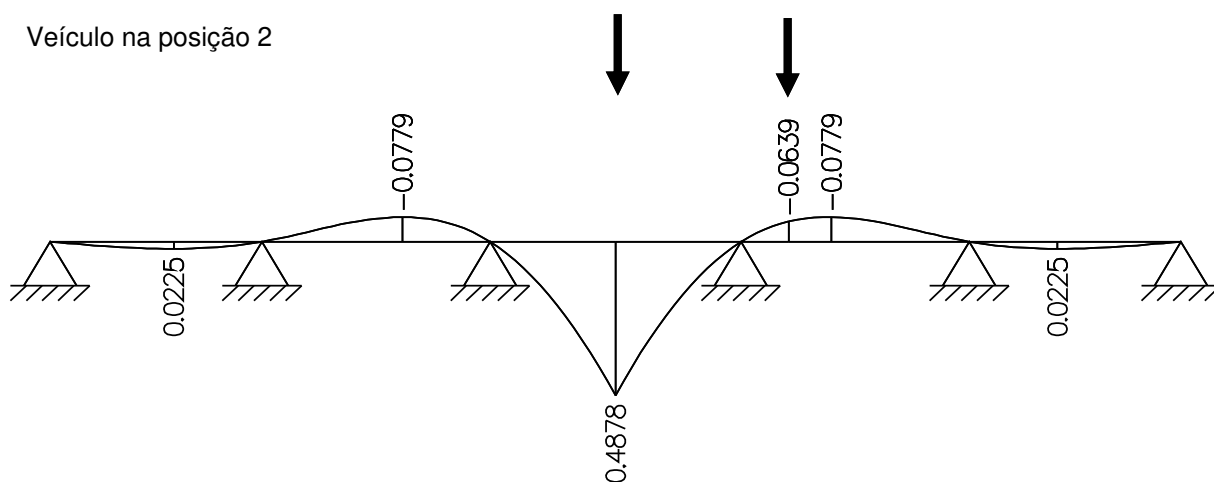
Veículo na posição 1

R = 150,00 kN



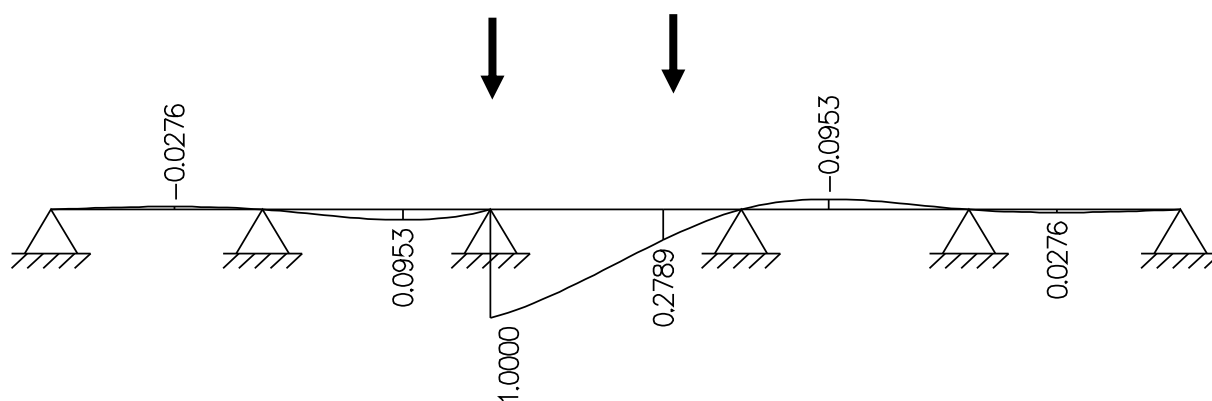
Mneg = 70,49 kNm

Veículo na posição 2



Mpos = 63,59 kNm

Veículo na posição 3



V = 190,92 kN

Os máximos esforços são:

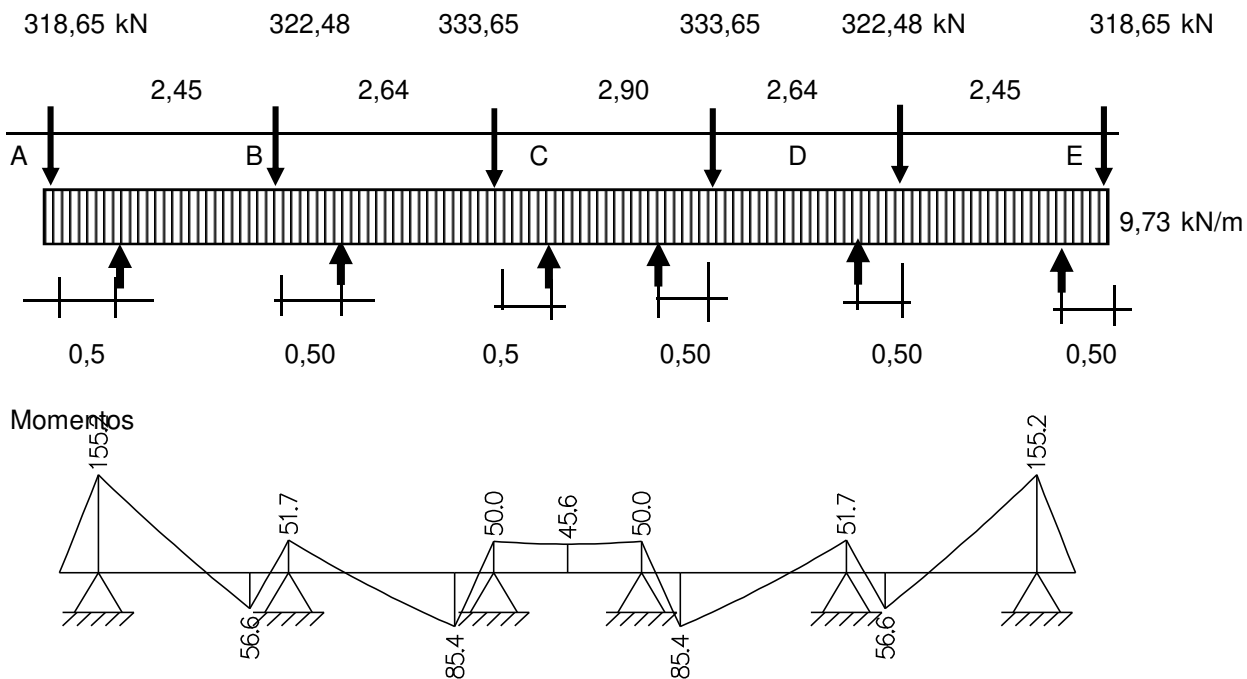
	Ponto B	1/2 Vão
Mg=	-6,30 kNm	4,50 kNm
Mp=	-70,49 kNm	63,59 kNm
Vg=	14,50 kN	
Vp=	190,92 kN	

Dimensionamento a flexão

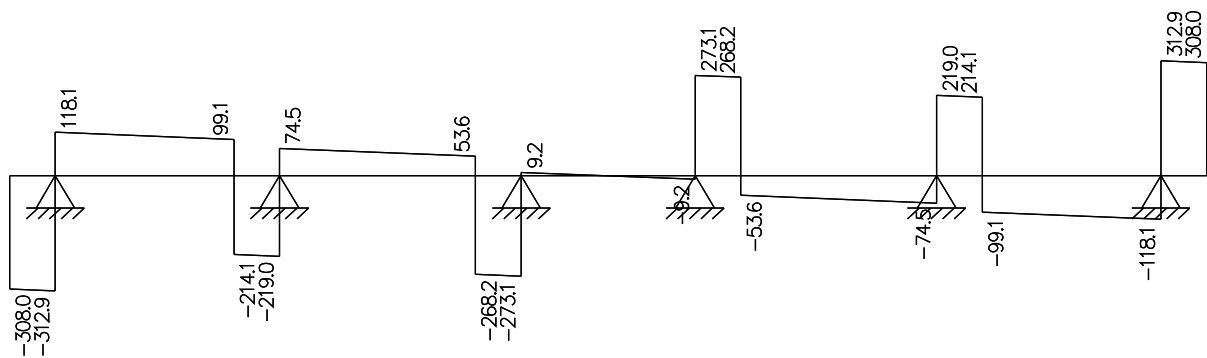
Md _{MAX} ⁻ = -114,23 kNm			
Md _{MAX} ⁺ = 101,45 kNm			
bw ⁺ = 1,44 m	Momento negativo		
bw ⁻ = 0,20 m			
h = 0,83 m		Md= -114,23 kNm	
d = 0,75 m		kmd= 0,048	Kz= 0,97
fcd = 21428,57 kN/m ²		As= 3,62 cm ²	
fyd = 43,48 kN/cm ²			
Momento positivo			
		Md= 101,45 kNm	
		kmd= 0,006	Kz= 0,97
		As= 3,21 cm ²	
Asmin = 2,5 cm ²			

Armaduras para troca dos aparelhos de apoios

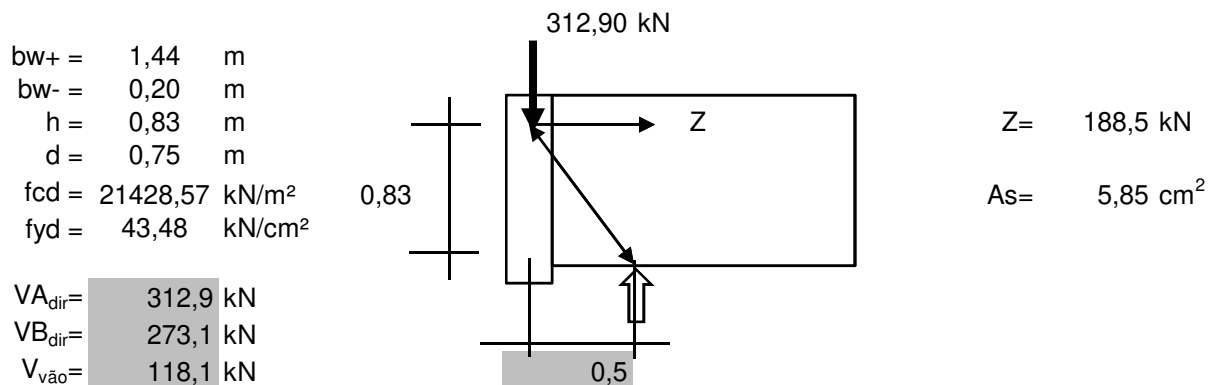
Os esforços a seguir foram obtidos na resolução da viga em questão



Cortantes



Pontos AE



Dimensionamento ao cisalhamento

$h = 0,83 \text{ m}$
 $d = 0,75 \text{ m}$
 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$
 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$
 $\alpha_{v2} = 0,82$

$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 2896,47 \text{ kN/m}^2$
 $f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma = 1448,24 \text{ kN/m}^2$

$Asw/S = V_{sw} / (0,9d f_{yd})$

$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{ctd} b_w d =$
 $V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd,max} =$
 $As/s, min = b_w 0,2 f_{ctm} / f_{yd} = 2,66 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adotaremos a favor da segurança $M_0 / M_{sd,max} = 0$

VIGA A						
Seção	b_w (m)	V_{sd} (kN)	V_{rd2} kN/m ²		V_{c0} kN/m ²	As/s

$V_{Adir} =$	0,20	422,42	708,80	OK	129,82	10,01	ϕ 10c	15,98 cm
$V_{Bdir} =$	0,20	368,69	708,80	OK	129,82	8,17	ϕ 10c	19,58 cm
$V_{vão} =$	0,20	159,44	708,80	OK	129,82	1,01	ϕ 10c	60,04 cm

Reações verticais da superestrutura

Peso próprio da viga		Peso da laje superior		Peso da pavimentação mais guarda rodas	
Rg1Va=	83,38 kN	Rg2Va=	146,83 kN	Rg3Va=	88,44 kN
Rg1Vb=	83,38 kN	Rg2Vb=	150,35 kN	Rg3Vb=	88,74 kN
Rg1Vc=	83,38 kN	Rg2Vc=	161,53 kN	Rg3Vc=	88,74 kN
Rg1Vd=	83,38 kN	Rg2Vd=	150,35 kN	Rg3Vd=	88,74 kN
Rg1Ve=	83,38 kN	Rg2Ve=	146,83 kN	Rg3Ve=	88,44 kN
Rg1Vf=	83,38 kN	Rg2Vf=	150,35 kN	Rg3Vf=	119,14 kN

Reações da carga móvel

VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
40,1	9,0	55,2	11,2	10,6	8,7	-3,1	-1,0
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
53,0	9,4	53,3	13,0	40,2	12,3	-2,9	0,7
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C max	
44,3	7,5	36,5	13,8	54,0	14,2	3,7	3,5
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
21,1	3,6	14,8	12,0	40,3	13,6	22,6	7,8
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
3,7	0,7	1,4	7,0	15,5	9,9	53,7	10,8
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor	
-5,71	-0,95	-4,84	0,84	-4,96	3,74	82,33	12,07

Vão L = 21,25 m Ltrans= 3,00
 Bal1 = 0,70 m Vão total= 21,95 m
 Bal2 = 0,30 m

Máxima reação na viga A

RpVa= 231,61 kN
 RpVb= 274,71 kN
 RpVc= 224,62 kN
 RpVd= 107,36 kN
 RpVe= 19,70 kN
 RpVf= -28,71 kN

Máxima reação na viga B

RpVa= 304,14 kN
 RpVb= 321,73 kN
 RpVc= 283,10 kN
 RpVd= 197,12 kN
 RpVe= 94,79 kN
 RpVf= -3,21 kN

Máxima reação na viga C

RpVa= 142,14 kN
 RpVb= 273,92 kN
 RpVc= 338,91 kN
 RpVd= 291,93 kN
 RpVe= 171,87 kN
 RpVf= 33,82 kN

Máxima reação na viga F

RpVa= -21,93 kN
 RpVb= 0,44 kN
 RpVc= 56,06 kN
 RpVd= 165,67 kN
 RpVe= 294,29 kN
 RpVf= 393,16 kN

Máxima reação na viga A

RpVa=	225,41 kN
RpVb=	267,59 kN
RpVc=	218,83 kN
RpVd=	104,59 kN
RpVe=	19,19 kN
RpVf=	-27,97 kN

Máxima reação na viga B


RpVa=	296,10 kN
RpVb=	313,02 kN
RpVc=	275,01 kN
RpVd=	191,05 kN
RpVe=	91,63 kN
RpVf=	-3,30 kN

Máxima reação na viga C

RpVa=	137,75 kN
RpVb=	266,29 kN
RpVc=	329,65 kN
RpVd=	283,69 kN
RpVe=	166,68 kN
RpVf=	32,46 kN

Máxima reação na viga F

RpVa=	-21,32 kN
RpVb=	0,30 kN
RpVc=	54,31 kN
RpVd=	160,99 kN
RpVe=	286,52 kN
RpVf=	383,23 kN

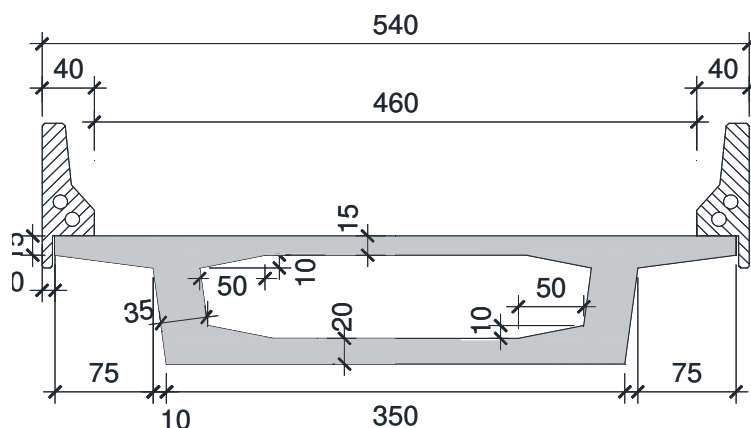
	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_01_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITEROI/RJ			FOLHA 10 de 11	
	TÍTULO:				
	PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600				
ANEXO IV - MC-EIXO 600-INFRA					

PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS MUNICÍPIO DE NITERÓI

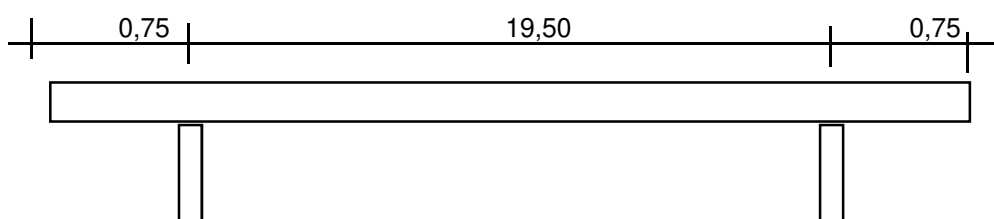
MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL

1- Cálculo da infraestrutura

Seção transversal



Vista longitudinal



Vão B1=	0,75 m	Número de vigas=	1
Vão L1=	19,50 m	H P1 =	2,00 m
Vão B2=	0,75 m	H P2 =	2,00 m
Laje T =	3,00 m		
Comprimento total =	21,00 m	Largura total =	5,40 m
H viga=	1,00 m	Largura da pista =	4,60 m
		Distancia entre noeprenes=	3,0 m

Os esforços a considerar são:

- Rg= Peso próprio da superestrutura
- Rp= Carga móvel
- Ws= Vento na superestrutura
- Ff= Força de frenagem
- Rt= Temperatura + retração +fluência
- E0= Empuxo de terra
- E1= Empuxo da sobrecarga

2- Determinação das reações verticais

2.1 Cargas permanentes

Reações verticais

Peso próprio da superestrutura

$$\begin{aligned} R_{g1} &= 608,36 \text{ kN} \\ R_{g2} &= 285,40 \text{ kN} \\ M_{Tg} &= 509,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.2 Cargas móveis

Ponte total carregada

Ponte metade carregada

$$R_p(1/1) = 803,39 \text{ kN}$$

$$R_p(1/2) = 622,21 \text{ kN}$$

$$M_{T(1/1)} = 309,14 \text{ kNm}$$

$$M_{T(1/2)} = 516,25 \text{ kNm}$$

As reações nos neoprenes valem:

$$R_{\max}(1/1) = 1121,288 \text{ kN}$$

$$R_{\min}(1/1) = 575,86 \text{ kN}$$

$$R_{\max}(1/2) = 1099,735 \text{ kN}$$

$$R_{\min}(1/2) = 416,24 \text{ kN}$$

Para o neoprene temos

$$A_{\text{neop}} = 0,112 \text{ m}^2$$

$$R_{\min} = 3468,6 \text{ kN/m}^2$$

$$b_0 = 0,400 \text{ m} \Rightarrow \text{adotado } a_0 = 0,40 \text{ m}$$

$$a_0 = 0,280 \text{ m} \Rightarrow \text{adotado } b_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$\varepsilon_c = 0,01 \text{ m } N^{\circ}_{\text{cam}} = 3$$

3 - Determinação dos esforços horizontais

3.1 - Cálculo das rizezas longitudinais

3.1.1 - P1

$$\text{Rigidez do neoprene } K_n = 8000,0 \text{ kN/m}$$

Para o pilar temos

$$h = 2,70 \text{ m}$$

Para seção transversal do pilar temos:

$$A_c = 0,249 \text{ m}^2$$

$$\varnothing = 0,56 \text{ m}$$

$$\text{Adotado } \varnothing = 0,90 \text{ m}$$

$$J_l = 0,03219 \text{ m}^4$$

$$E_c = 3,0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{p1} = \text{##### kN/m}$$

Para as estacas adotaremos

$$\Phi_{\text{ext}} = 31,00 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{int}} = 0,00 \text{ cm}$$

$$A_s = 754,4 \text{ cm}^2$$

$$J = 45310,2 \text{ cm}^4$$

$E_c = 3,00E+05 \text{ Kgf/cm}^2$ $h = 2,46 \text{ m}$
 $J = 45310,2 \text{ cm}^4$ $T = 140,31 \text{ cm}$ $j = 4,53E-04 \text{ m}^4$
 $H \text{ agua} = 0 \text{ m}$ $E_s = 2,1E+07 \text{ kN/m}^2$
 $nh = 0,5 \text{ Kgf/cm}^3$ $L = 2,46 \text{ m}$ $kestaca = 6,2E+04 \text{ KN/m}$
 $n^\circ \text{ de estacas} = 8$ No conjunto $KP1 = 6756,79 \text{ KN/m}$

3.1.2 - P2

Rigidez do neoprene $Kn = 8000,0 \text{ KN/m}$

Paro o pilar temos

$h = 2,00 \text{ m}$

Para seção transversal do pilar temos:

$Ac = 0,249 \text{ m}^2$

$Ap = 0,40 \text{ m}$

$Bp = 5,40 \text{ m}$

$Jl = 0,02880 \text{ m}^4$

$E_c = 3,0E+07 \text{ kN/m}^2$

$Kp2 = ##### \text{ kN/m}$

Para as estacas adotaremos

$\Phi_{ext} = 31,00 \text{ cm}$

$\Phi_{int} = 0,00 \text{ cm}$

$As = 754,4 \text{ cm}^2$

$J = 45310,2 \text{ cm}^4$

$E_c = 3,00E+05 \text{ Kgf/cm}^2$ $h = 2,46 \text{ m}$
 $J = 45310,2 \text{ cm}^4$ $T = 140,31 \text{ cm}$ $j = 4,53E-04 \text{ m}^4$
 $H \text{ agua} = 0 \text{ m}$ $E_s = 2,1E+07 \text{ kN/m}^2$
 $nh = 0,5 \text{ Kgf/cm}^3$ $L = 2,46 \text{ m}$ $kestaca = 61708,67 \text{ KN/m}$
 $n^\circ \text{ de estacas} = 8$ No conjunto $KP2 = 6930,41 \text{ KN/m}$

Cálculo das rizezas transversais

$KT P1 = 6756,79 \text{ kN/m}$

No conjunto

$KT P2 = 8000,00 \text{ kN/m}$

Resumo das rizezas longitudinais e transversais em kN/m

Pilar	Longitudinal	%	Transversal	%
E1	6756,79	49,37%	6756,79	45,79%
E2	6930,41	50,63%	8000,00	54,21%
	$\Sigma = 13687,20$	100,00%	$\Sigma = 14756,79$	100,00%

4. Esforços a considerar

4.1 Vento na superestrutura

4.1.1 Ponte Carregada

$$\text{Área de obstrução} = 65,1 \text{ m}^2 \quad F_v = 65,1 \text{ KN}$$

Determinação do centro de rotação

$$\begin{aligned} x_{E1} &= 0,00 \text{ m} & K_{\text{trans}} E1 &= 6756,79 \text{ KN/pilar} \\ x_{E2} &= 19,50 \text{ m} & K_{\text{trans}} P1 &= 8000,00 \text{ KN/pilar} \\ \Sigma K &= 14756,79 \text{ KN/pilar} \\ \Sigma K.x &= 1,56E+05 \text{ KN/pilar} & x_{\text{Centro rotação}} &= 10,57 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momento reduzido ao CR} \quad M_{CR} = -53,47 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{E1} &= 10,57 \text{ m} \\ \rho_{P1} &= -8,93 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Rotação da estrutura} \quad \psi = -3,84E-05 \text{ rd}$$

Deslocamento dos pilares na direção transversal

$$\begin{aligned} \delta_{E1} &= -0,00041 \text{ m} \\ \delta_{E2} &= 0,00034 \text{ m} \end{aligned}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido a força reduzida ao CR.

$$\begin{aligned} L_{ws}E1 &= 29,81 \text{ kN} \\ L_{ws}E2 &= 35,29 \text{ kN} \\ \Sigma &= 65,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido ao momento reduzida ao CR.

$$\begin{aligned} L_{ws}E1 &= -2,74 \text{ kN} \\ L_{ws}E2 &= 2,74 \text{ kN} \\ \Sigma &= 0,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Os valores resultantes são

$$H_{WS} = 1,55 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_{ws}E1 &= 27,07 \text{ kN} & M_{WS} &= 41,95 \text{ kNm} \\ L_{ws}E2 &= 38,03 \text{ kN} & M_{WS} &= 58,95 \text{ kNm} \\ \Sigma &= 65,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

a- Ponte descarregada

$$\text{Área de obstrução} = 37,80 \text{ m}^2 \quad F_v = 56,70 \text{ KN}$$

Determinação do centro de rotação

$$\begin{aligned}
 x_{E1} &= 0,00 \text{ m} & K_{\text{trans}} E1 &= 6756,79 \text{ KN/pilar} \\
 x_{E2} &= 19,50 \text{ m} & K_{\text{trans}} P1 &= 8000,00 \text{ KN/pilar} \\
 \Sigma K &= 14756,79 \text{ KN/pilar} \\
 \Sigma K.x &= 1,56E+05 \text{ KN/pilar} & x_{\text{Centro rotação}} &= 10,57 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Momento reduzido ao CR} \quad MCR = -46,57 \text{ kNm}$$

$$\rho_{E1} = 10,57 \text{ m}$$

$$\rho_{E2} = -8,93 \text{ m}$$

$$\text{Rotação da estrutura} \quad \psi = -3,34E-05 \text{ rd}$$

Deslocamento dos pilares na direção transversal

$$\delta E1 = -0,00035 \text{ m}$$

$$\delta P1 = 0,00030 \text{ m}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido a força reduzida ao CR.

$$L_{WS}E1 = 25,96 \text{ kN}$$

$$L_{WS}P1 = 30,74 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 56,70 \text{ kN}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido ao momento reduzida ao CR.

$$L_{WS}E1 = -2,39 \text{ kN}$$

$$L_{WS}P1 = 2,39 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 0,00 \text{ kN}$$

Os valores resultantes são

$$HWS = 0,90 \text{ m}$$

$$L_{WS}E1 = 23,57 \text{ kN}$$

$$L_{WS}E2 = 33,13 \text{ kN}$$

$$MWS = 21,22 \text{ kNm}$$

$$MWS = 29,81 \text{ kNm}$$

4.2 Força de frenagem ou aceleração

$$CNF = 1 - 0,05(N-2) > 0,9$$

$$N = 1 \text{ Faixas de tráfego}$$

$$CNF = 1,05 \text{ adotado } 1,05$$

5% da carga de multidão

30% do peso do veículo

$$F_f = 25,36 \text{ KN}$$

$$F_f = 135,00 \text{ KN}$$

$$F_{fE1} = 12,52 \text{ KN/pilar}$$

$$F_{fE2} = 12,84 \text{ KN/pilar}$$

$$\Sigma = 25,36 \text{ KN}$$

$$F_{fE1} = 66,64 \text{ KN/pilar}$$

$$F_{fE2} = 68,36 \text{ KN/pilar}$$

$$\Sigma = 135,00 \text{ KN}$$

4.3 Esforços de temperatura + retração + fluência

$$\Delta t = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

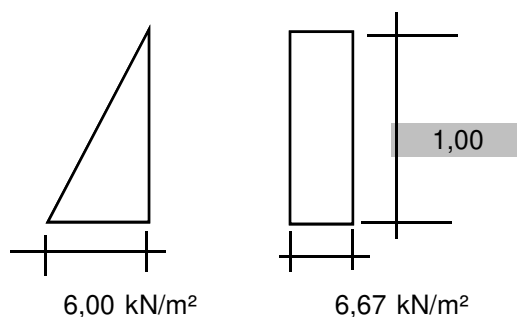
Cálculo do centro elástico

$x_{E1} =$	0,00 m	$K_{\text{long}} E1 =$	6756,79 kN/pilar
$x_{E2} =$	19,50 m	$K_{\text{long}} E2 =$	6930,41 kN/pilar
$\Sigma K =$		13687,20 kN/pilar	
$\Sigma K.x =$		135143,00 kN/pilar	

$$x_{\text{Centro elástico}} = 9,87 \text{ m}$$

$\rho_{E1} =$	-9,87 m	$\delta_{E1} =$	-0,00296 m	$F_T E1 =$	-20,01 kN
$\rho_{E2} =$	9,63 m	$\delta_{E2} =$	0,00289 m	$F_T E2 =$	20,01 kN

4.4 Empuxo unilateral de terra + da sobrecarga



$$\text{sobrecarga} = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

$E0 =$	16,20 kN	$E1 =$	36,00 kN
$E0+E1 =$	52,19 kN	$\text{Ângulo central} =$	$48,00^{\circ}$
		$\tan =$	1,110

4.5 Força centrífuga

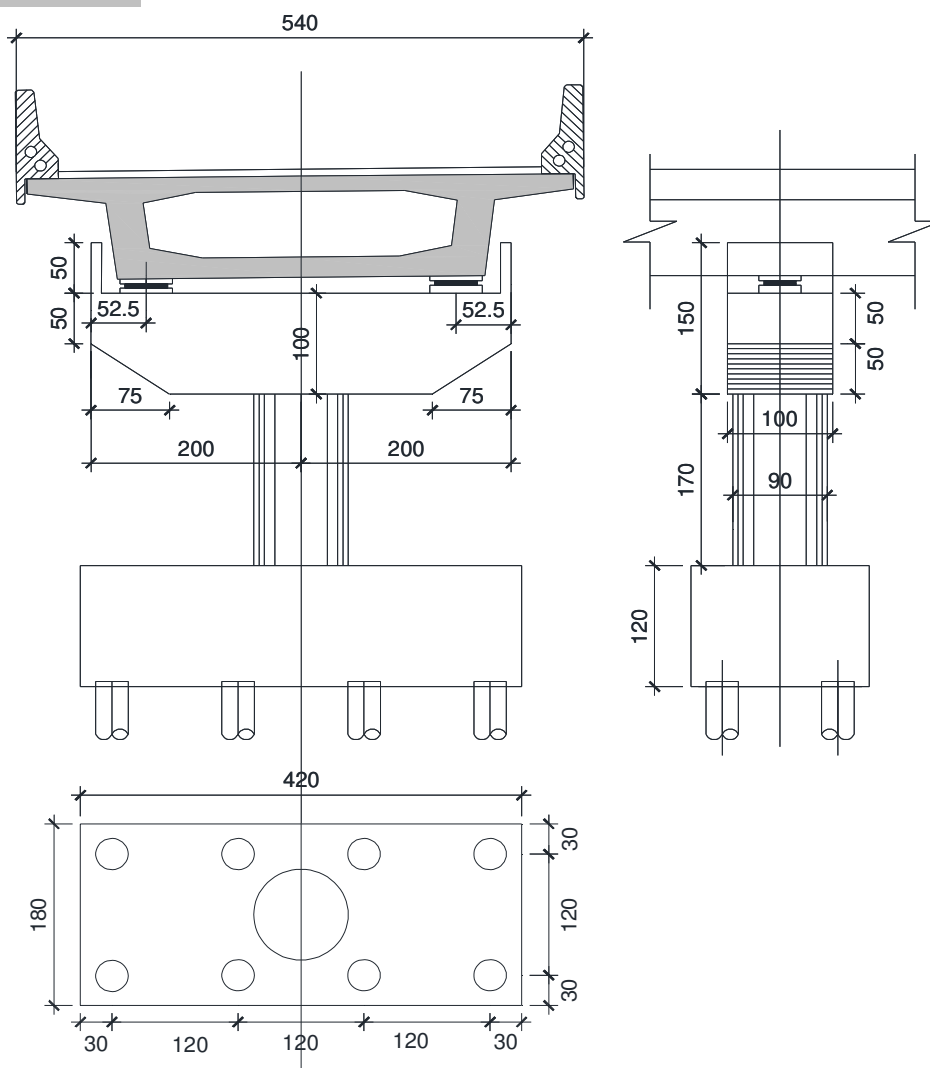
$$C = 0,07 \cdot 450 = 31,5 \text{ kN}$$

Resumo dos esforços por pilar

$R_g =$	893,76 kN	$M_t =$	509,00 kNm	$F_{Tv} =$	27,07 kN
$R_{p \text{ max (1/1)}} =$	803,39 kN	$M_t =$	309,14 kNm	$F_f =$	66,64 kN
$R_{p \text{ max (1/2)}} =$	622,21 kN	$M_t =$	516,25 kNm	$F_t =$	20,01 kN
				$F_c =$	31,50 kN
				$F_{Le} =$	52,19 kN

5. Dimensionamento dos pilares

5.1 Pilar P1



Na base do pilar temos:

h travessa = 0,70 m

h pilar = 2,00 m

Φ = 0,90 m

f_{ck} = 30,0 MPa
 f_{cd} = 21428,57 kN/m²

Área trav = 3,72 m²

Peso próprio da travessa = 93,00 kN

Peso próprio do pilar = 31,79 KN

Reações da super estrutura

R_{g1} = 608,36 kN

R_{g2} = 285,40 kN

M_{tg} = 509,00 kNm

$R_{p(1/1)}$ = 803,39 kN

$M_{t(1/1)}$ = 309,14 kNm

$R_{p(1/2)}$ = 622,21 kN

$M_{t(1/2)}$ = 516,25 kNm

F_{Tv} = 27,07 kN

F_f = 66,64 kN

F_t = 20,01 kN

F_c = 31,50 kN

F_{Le} = 52,19 kN

Os esforços de dimensionamento são:

$R_{dmax}(1/1)=$	2580,13 KN	$R_{dmin}(1/1)=$	2098,85 KN
$R_{dmax}(1/2)=$	2308,36 KN	$R_{dmin}(1/2)=$	1827,08 KN
Hd long=	187,91 KN	Hd long=	187,91 KN
Hd transv=	79,73 KN	Hd transv=	79,73 KN
Mdlong =	507,36 KNm	Mdlong =	507,36 KNm
Mdtransv=	1366,13 KNm	Mdtransv=	1676,79 KNm

Dimensionamento para $R_{dmax}= 2580,13$ KN

$M_{resultante}= 1457,30$ KNm

$S_{pilar} = 0,636$ m²

$J_{pilar} = 0,032$ m⁴

Cálculo das excentricidades

$i = \text{Raiz}(J/S) = 0,225$

$\lambda = 17,78 < 35 \implies e_2 = 0$

$e_0 = 0,565$ m

$1/r = 0,005/(dx(v+0,5)) = 0,006$ m

$e_a = 0,030$ m

$\nu = N_d/A_c f_{cd} = 0,50$

$e_2 = 0,000$ m

$L_e = 4,00$ m

$e_2 = 0,000$ m

Daí os valores de dimensionamento são:

$R_{dmax} = 2580,13$ KN

$M_{dl} = 1534,70$ KNm

Pelo Montoya temos:

$A_c = 0,64$ m²

$\nu = 0,19$

$A_c f_{cd} = 13625,36$ kN

$\omega = 0,25$

$A_c f_{cd} a = 12262,82$ kNm

$A_c f_{cd} / f_{yd} = 313,23$ cm²

$\mu = 0,13$

$A_s = 78,31$ cm²

$A_s \text{ minimo} = 31,79$ cm²

Taxa de armadura = 1,23%

Dimensionamento para $R_{dmin} = 1827,08$ KN

$M_{resultante} = 1751,87$ KNm

Cálculo das excentricidades

$e_0 = 0,959$ m

$e_a = 0,030$ m

$e_2 = 0,000$ m

Daí os valores de dimensionamento são:

$R_{dmin} = 1827,08$ KN

$M_{dl} = 1806,68$ KNm

Pelo Montoya temos:

$A_c = 0,64$ m²

$\nu = 0,13$

$A_c f_{cd} = 13625,36$ T

$\omega = 0,3$

$A_c f_{cd} a = 12262,82$ Tm

$A_c f_{cd} / f_{yd} = 313,23$ cm²

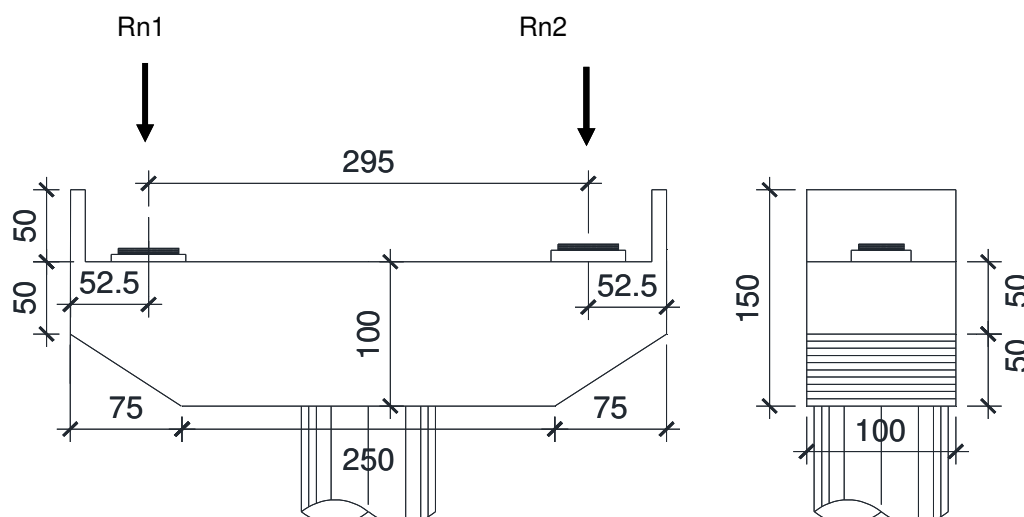
$\mu = 0,15$

$A_s = 93,97$ cm²

1,48%

$A_s \text{ minimo} = 31,79$ cm²

Dimensionamento da travessa



As reações por neoprene são:

$R_{n1} = 1099,74 \text{ kN}$	$H_t = 1,00 \text{ m}$	$\Phi p = 0,90 \text{ m}$
$R_{n2} = 1121,29 \text{ kN}$	$dt = 0,90 \text{ m}$	$L_{neop} = 2,95 \text{ m}$
$M_t = 1653,90 \text{ kNm}$	$B_{wt} = 1,00 \text{ m}$	$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
$M_{td} = 2315,46 \text{ kNm}$		$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$
		$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
		$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$
$k_{md} = 0,133$	$k_z = 0,9$	$A_s = 65,75 \text{ cm}^2$

Dimensionamento ao cisalhamento

$$V_{sd} = 1569,80 \text{ kN}$$

$h = 1,00 \text{ m}$	$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 2896,47 \text{ kN/m}^2$
$d = 0,90 \text{ m}$	$f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ct,m} / \gamma = 1448,236 \text{ kN/m}^2$
$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$	
$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$	
$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$	
$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$	
$\alpha_{v2} = 0,88$	

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d =$$

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd, \max} = \quad A_{s/s, \min} = b_w 0,2 f_{ctm} / f_{yd} = 13,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotaremos a favor da segurança $M_0 / M_{sd, \max} = 0$

VIGA A						
Seção	b_w (m)	V_{sd} (kN)	V_{rd2} (kN/m ²)		V_{c0} kN/m ²	$A_{s/s}$

0	1,00	1569,80	4582,29	OK	782,05	22,37	2 ϕ 10c	21,46 cm
---	------	---------	---------	----	--------	-------	--------------	----------

5.1.1 Dimensionamento do bloco das estacas

Resumo dos esforços em serviço no topo do bloco

h pilar = 2,00 m Ac= 0,63585 m²
 Ø pilar= 0,90 m

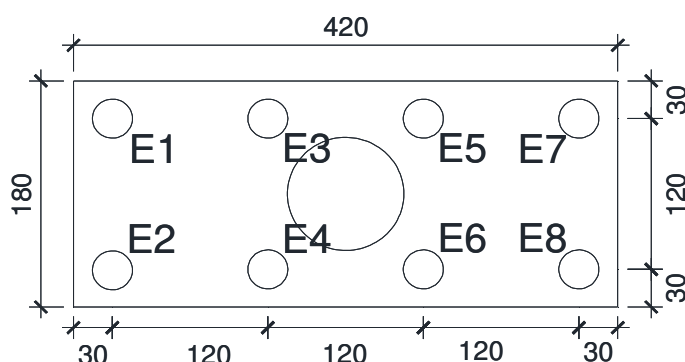
Rg1= 608,36 kN Rp(1/1)= 803,39 kN Rp(1/2)= 622,21 kN
 Rg2= 285,40 kN Mt(1/1) = 309,14 kNm Mt(1/2) = 516,25 kNm
 Mtg = 509,00 kN

FTv= 27,07 kN
 Ff= 66,64 kN
 Ft= 20,01 kN
 Fc= 31,50 kN
 FLe= 52,19 kN

Peso próprio da travessa = 93,00 kN

Peso próprio do pilar = 31,79 kN

Peso próprio do bloco = 226,80 kN



Distâncias entre estacas

Número de estacas = 8

eh1= 1,20 m
 eh2= 1,20 m
 eh3= 1,20 m

L bloco= 4,20 m
 B bloco= 1,80 m
 h bloco= 1,20 m

ev= 1,20 m

	XCr	YCr	XCr ²	XCR/ΣXCr ²	YCr ²	YCR/ΣYCr ²
Estaca P1	-1,80	0,60	3,24	-0,1250	0,36	0,2083
Estaca P2	-1,80	-0,60	3,24	-0,1250	0,36	-0,2083
Estaca P3	-0,60	0,60	0,36	-0,0417	0,36	0,2083
Estaca P4	-0,60	-0,60	0,36	-0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P5	0,60	0,60	0,36	0,0417	0,36	0,2083
Estaca P6	0,60	-0,60	0,36	0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P7	1,80	0,60	3,24	0,1250	0,36	0,2083
Estaca P8	1,80	-0,60	3,24	0,1250	0,36	-0,2083
				0,0000		0,0000
		ΣXCr ² =	14,40	ΣyCr ² =	2,88	

Esforços para ponte totalmente carregada

Para o bloco em questão temos:

$$\begin{aligned}
 R_v &= 2048,74 \text{ kN} & M_{\text{long}} &= 541,53 \text{ kNm} \\
 H_{\text{long}} &= 138,85 \text{ kN} & M_{\text{trans}} &= 1046,55 \text{ kNm} \\
 H_{\text{trans}} &= 58,57 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	256,09	-130,82	112,82	238,09
P2	256,09	-130,82	-112,82	12,46
P3	256,09	-43,61	112,82	325,30
P4	256,09	-43,61	-112,82	99,67
P5	256,09	43,61	112,82	412,52
P6	256,09	43,61	-112,82	186,88
P7	256,09	130,82	112,82	499,73
P8	256,09	130,82	-112,82	274,09

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned}
 R_{\text{max}} &= 499,73 \text{ kN} \\
 R_{\text{min}} &= 12,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Esforços para a Ponte metade carregada

Para o bloco em questão temos:

$$\begin{aligned}
 R_v &= 1867,56 \text{ kN} & M_{\text{long}} &= 541,53 \text{ kNm} \\
 H_{\text{long}} &= 138,85 \text{ kN} & M_{\text{trans}} &= 1253,66 \text{ kNm} \\
 H_{\text{trans}} &= 58,57 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

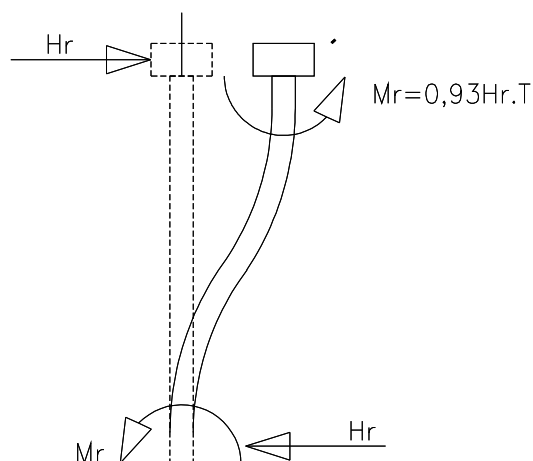
Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	233,45	-156,71	112,82	189,56
P2	233,45	-156,71	-112,82	-36,08
P3	233,45	-52,24	112,82	294,03
P4	233,45	-52,24	-112,82	68,39
P5	233,45	52,24	112,82	398,50
P6	233,45	52,24	-112,82	172,86
P7	233,45	156,71	112,82	502,97
P8	233,45	156,71	-112,82	277,33

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned}
 R_{\text{max}} &= 502,97 \text{ kN} \\
 R_{\text{min}} &= -36,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.1.2 Dimensionamento da estacas

O momento na estaca devido aos esforços horizontais vale:



Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$

$$T = \text{Raiz}(5(EJ/nh))$$

$$nh = 0,25 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Phi = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 140,31$$

$$Ls = 1,7T = 245,54 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 502,97 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = -36,08 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 17,36 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 7,32 \text{ kN}$$

$$H_r = 18,84 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 24,58 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gímenes&Montoya

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,31 \text{ m} \\ A_c &= 0,0754 \text{ m}^2 \\ A_c \cdot f_{cd} &= 1347,12 \text{ kN} \\ A_c \cdot \Phi \cdot f_c &= 417,61 \text{ kNm} \\ A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} &= 30,97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 25,00 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 17857,14 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 43,50 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \nu &= V / A_c \cdot f_c = 0,523 & R_{\text{max}} &= 502,97 & R_{\text{min}} &= -36,08 \\ \mu &= M / A_c \cdot \Phi \cdot f_c = 0,082 & & & & \\ \omega &= 0,100 & & & & \end{aligned}$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2 \quad 0,41\%$$

$$A_s(\text{min}) = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

5.1.3 Dimensionamento das armaduras do bloco

Armadura longitudinal

O esforço máximo nas estacas vale:

$$R = 502,97 \text{ kN}$$

$$h_{\text{pilar}} = 0,90 \text{ m}$$

$$H_b = 1,20 \text{ m}$$

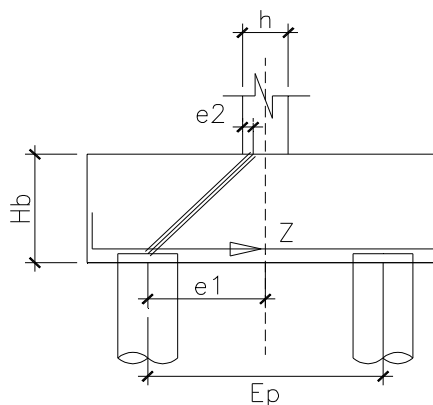
$$E_p = 1,20 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,60 \text{ m}$$

$$e_2 = h/4 = 0,23 \text{ m}$$

$$Z = R (e_1 - e_2) / (H_b - 0,15) =$$

$$Z_{\text{max}} = 171,47 \text{ kN}$$



$A_s = 5,52 \text{ cm}^2$
 Distribuindo as armaduras ao longo do blocotemos:
 $A_s/s = 5,93 \text{ cm}^2/\text{m}$

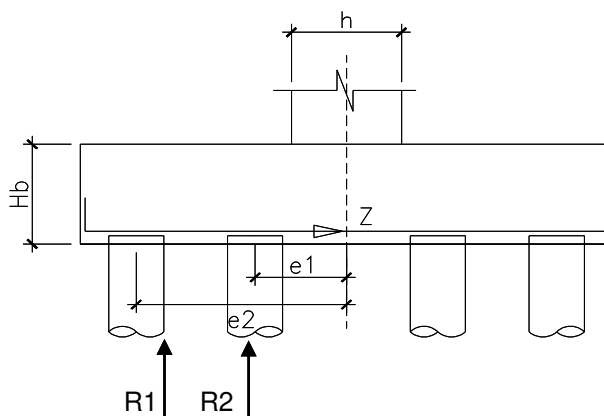
Adoptaremos

$\varnothing = 12,5$	cada	0,21 cm
$\varnothing = 16$	cada	0,34 cm

Armadura transversal

O esforço máximo nas estacas vale:

$R_1 =$	780,30 kN
$R_2 =$	599,40 kN
$h =$	0,90 m
$H_b =$	1,20 m
$e_1 =$	0,60 m
$e_2 =$	1,80 m
$e_2 = h/4 =$	0,23 m



$M_d = 2035,26 \text{ kNm}$

$k_{md} = 0,044$ $k_z = 0,90$

$A_s = 47,26 \text{ cm}^2$

$A_s/s = 26,26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adoptaremos

$\varnothing = 20$	cada	0,12 cm
$\varnothing = 25$	cada	0,19 cm

5.1.4

Análise de capacidade de carga de estacas

(de acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

a parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

b parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

- (I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;
- (II) Estacas tipo Franki;
- (III) Estacas escavada a céu aberto;
- (IV) Estacas-raiz

TABELA 1Valores do parâmetro a (kN/m^2)

SOLO COM ($4 < \text{SPT} < 40$)	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulho	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro b (kN/m^2)

ESTACA TIPO	b (kN/m^2)
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro b independe do tipo de solo ao longo do fuste da estaca.

Propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os coeficientes de segurança em relação à ruptura do sistema estaca/solo constante na tabela 3.

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA TIPO	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_p / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos estaca Raiz $\Phi = 31,0$ cm

Carga na estaca = 502,97 kN

Diâmetro da estaca = 31,00 cm

Área de ponta = 0,0754 m^2

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca=	7,00 m
a adotado =	260,0 kN/m ²
b adotado =	6,0 kN/m ²
N _p =	20,0 G/30cm
N _L =	20,0 G/30cm

Carga de rotura da es **$Pr = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$**

PL =	817,7 kN	67,6%
PP =	392,3 kN	32,4%
PR=	1209,9 kN	
Pa =	604,97 kN	

Pexistente 502,97 kN **OK**

verificação pelo método David Cabral

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada
F2 - Medianamente fraturada
C2 - Coerente e riscável

$$QR = A_p \cdot Q_{p+} \cdot \sigma_L \cdot U \quad Q_{adm} = QR/FS$$

$$FS = 2$$

$$fck = 20,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Diâmetro das estacas} = 31,0 \text{ cm}$$

$$\text{Área das estacas } AP = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro das estacas } U = 0,973 \text{ m}$$

$$\text{Resistência de Ponta} \quad \sigma_P = \beta_p \times \sigma_c < 0,4fck < 8,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistência por atrito} \quad \sigma_L = fck/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48$$

Rocha pouco alterada a sã.

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa}$$

Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \left\{ \begin{array}{l} 0,4fck = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 8,00 \text{ MPa} \\ \beta_P \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad AP \cdot \sigma_P = 603,508 \text{ kN}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \left\{ \begin{array}{l} fck/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P = 0,28 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad U \cdot \sigma_L = 681,38 \text{ kN}$$

$$QR = 1284,89 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

$$L_e \text{ m\u00ednimo} = 4 \times D = 1,24 \text{ m}$$

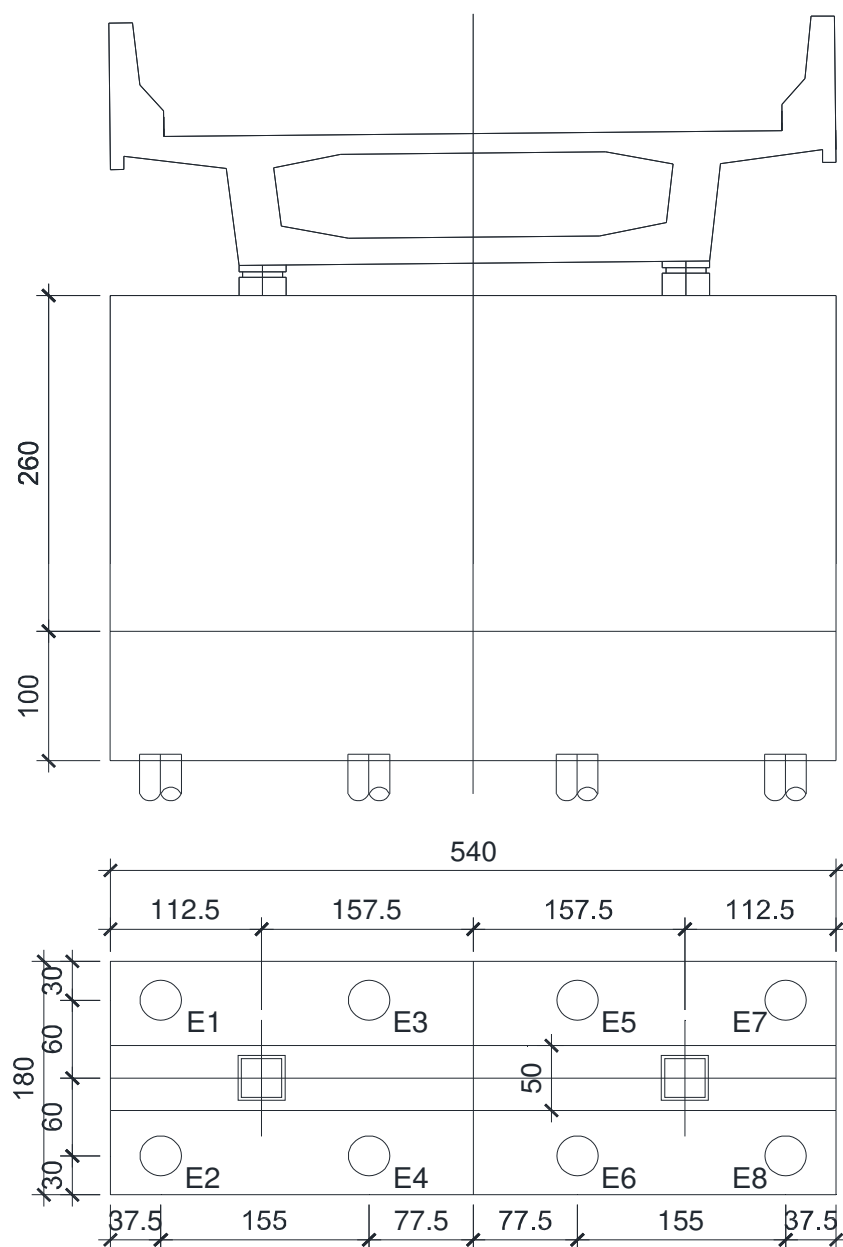
$$\text{Adotado } L_e = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Carga m\u00e1xima nas estacas} = 502,97 \text{ kN}$$

OK

$$\text{Carga admiss\u00edvel} = 642,44 \text{ kN}$$

5.2 Pilar P2



Na base do pilar temos:

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$$

$$h \text{ travessa} = 0,00 \text{ m}$$

$$h \text{ pilar} = 2,60 \text{ m}$$

$$A_p = 0,50 \text{ m}$$

$$B_p = 5,40 \text{ m}$$

$$\text{\u00c1rea trav} = 0 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso pr\u00f3prio da travessa} = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{Peso pr\u00f3prio do pilar} = 175,50 \text{ KN}$$

Reações da super estrutura

Rg1=	608,36 kN	Rp(1/1)=	803,39 kN	Rp(1/2)=	622,21 kN
Rg2=	285,40 kN	Mt(1/1) =	309,14 kNm	Mt(1/2) =	516,25 kNm
Mtg =	509,00 kNm				

F _{Tv} =	38,03 kN	Empuxo no pilar	
F _f =	68,36 kN		
F _t =	20,01 kN	p =	15,60 kN/m ²
F _c =	31,50 kN		
F _{Le} =	52,19 kN	E =	109,50 kN

Os esforços de dimensionamento são:

Rdmax(1/1)=	2648,59 kN	Rdmin(1/1)=	2098,85 kN
Rdmax(1/2)=	2376,82 kN	Rdmin(1/2)=	1827,08 kN
Hd long=	240,97 kN	Hd long=	240,97 kN
Hd transv=	92,89 kN	Hd transv=	92,89 kN
Mdlong =	495,07 kNm	Mdlong =	495,07 kNm
Mdtransv=	1392,38 kNm	Mdtransv=	1703,04 kNm

Dimensionamento para Rdmax= 2648,59 kN

Md _{long} =	495,07 kNm	e ₀ L =	0,187 m
M _{transv} =	1392,38 kNm	e ₀ T =	0,526 m

Excentricidades adicionais

ea _{long} =	0,020 m
ea _{transv} =	0,180 m

Excentricidades de 2ª ordem

h pilar =	2,60 m		
Ap =	0,50 m	Ap =	2,70 m ²
Bp =	5,40 m		

fck=	30,0 MPa
fcd =	21428,57 kN/m ²
fck =	500,0 MPa
fyk =	43,48 kN/cm ²

Jlong =	0,0563 m ⁴	i _{long} =	0,144338
Jtransv =	6,5610 m ⁴	i _{transv} =	1,558846

le _{long} =	5,20 m	λ long=	36,03
le _{transv} =	5,20 m	λ transv =	3,34

$$e_2 = 1/r (le^2/10)$$

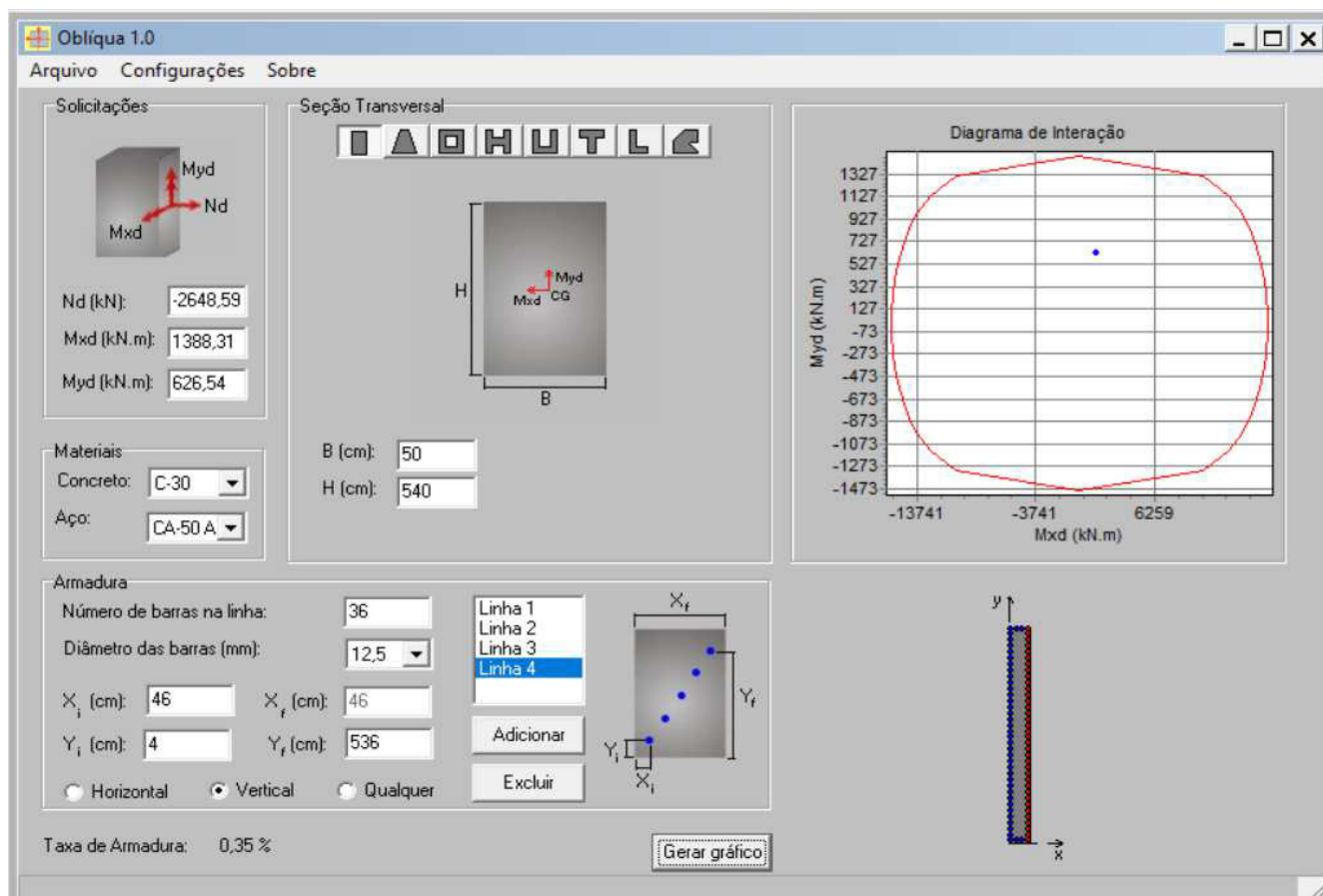
$$\nu = Nd/Ac fcd = 0,50$$

1/r long =	0,010	e _{2long} =	0,027 m
1/r transv =	0,001	e _{2transv} =	0,000 m

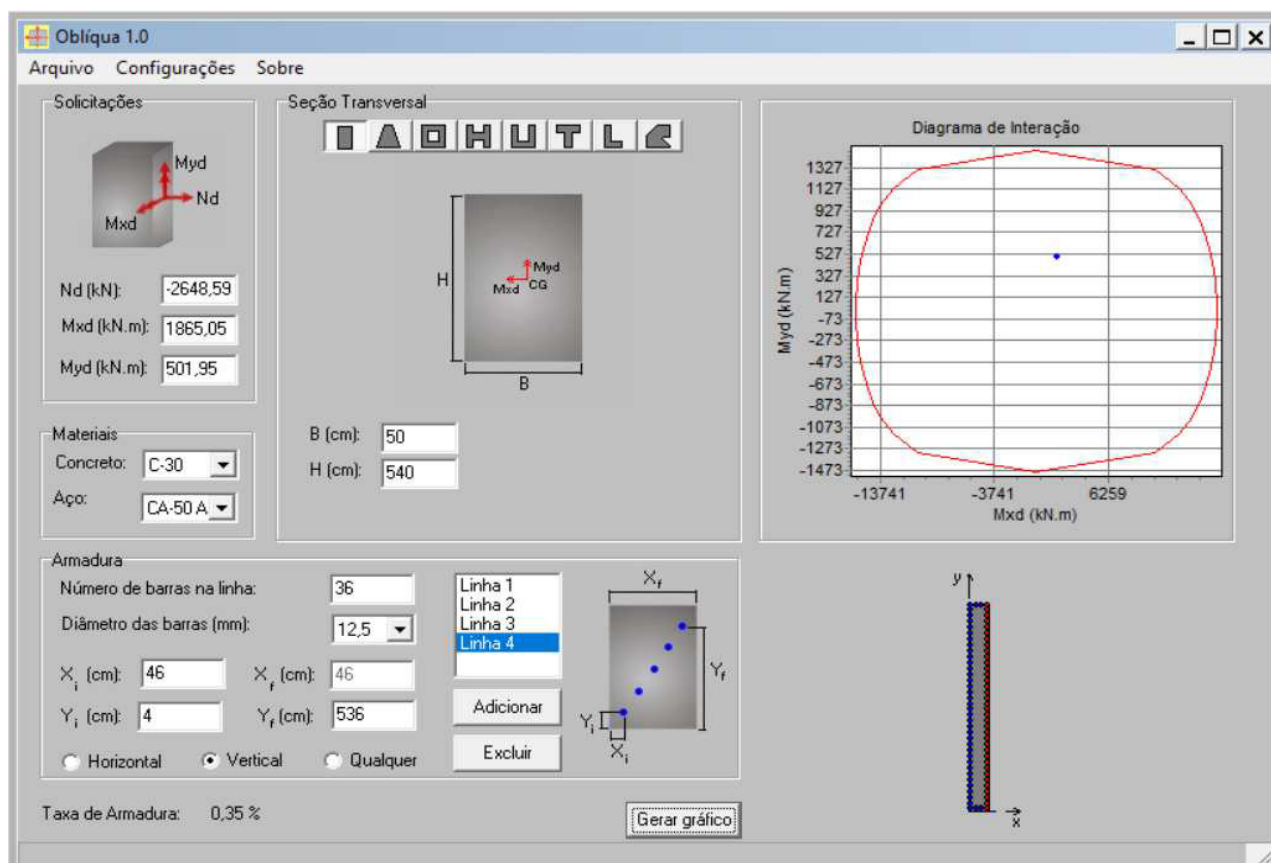
Os valores de dimensionamento são:

Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{min}} = \begin{cases} 108,00 \text{ cm}^2 \\ 9,14 \text{ cm}^2 \end{cases}$
$N_d = 2648,59 \text{ kNm}$	$N_d = 2648,59 \text{ kNm}$	
$M_{d_{long}} = 619,66 \text{ kNm}$	$M_{d_{long}} = 495,07 \text{ kNm}$	
$M_{d_{transv}} = 1392,38 \text{ kNm}$	$M_{d_{transv}} = 1869,12 \text{ kNm}$	

Hipótese 1



Hipótese 2



Dimensionamento para $R_{dmin} = 1827,08 \text{ KN}$

$M_{d\text{long}} = 495,07 \text{ kNm}$ $e_{0L} = 0,271 \text{ m}$

$M_{d\text{transv}} = 1703,04 \text{ kNm}$ $e_{0T} = 0,932 \text{ m}$

Excentricidades adicionais

$ea_{\text{long}} = 0,020 \text{ m}$

$ea_{\text{transv}} = 0,180 \text{ m}$

Excentricidades de 2ª ordem

$h_{\text{ pilar}} = 2,60 \text{ m}$

$Ap = 0,50 \text{ m}$

$Bp = 5,40 \text{ m}$

$Ap = 2,70 \text{ m}^2$

$J_{\text{long}} = 0,0563 \text{ m}^4$

$J_{\text{transv}} = 6,5610 \text{ m}^4$

$i_{\text{long}} = 0,144338$

$i_{\text{transv}} = 1,558846$

$le_{\text{long}} = 5,20 \text{ m}$

$le_{\text{transv}} = 5,20 \text{ m}$

$\lambda_{\text{long}} = 36,03$

$\lambda_{\text{transv}} = 3,34$

$e_2 = 1/r (le^2/10)$

$\nu = Nd/Ac f_{cd} = 0,50$

$1/r_{\text{long}} = 0,010$

$1/r_{\text{transv}} = 0,001$

$e_{2\text{long}} = 0,027 \text{ m}$

$e_{2\text{transv}} = 0,000 \text{ m}$

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$

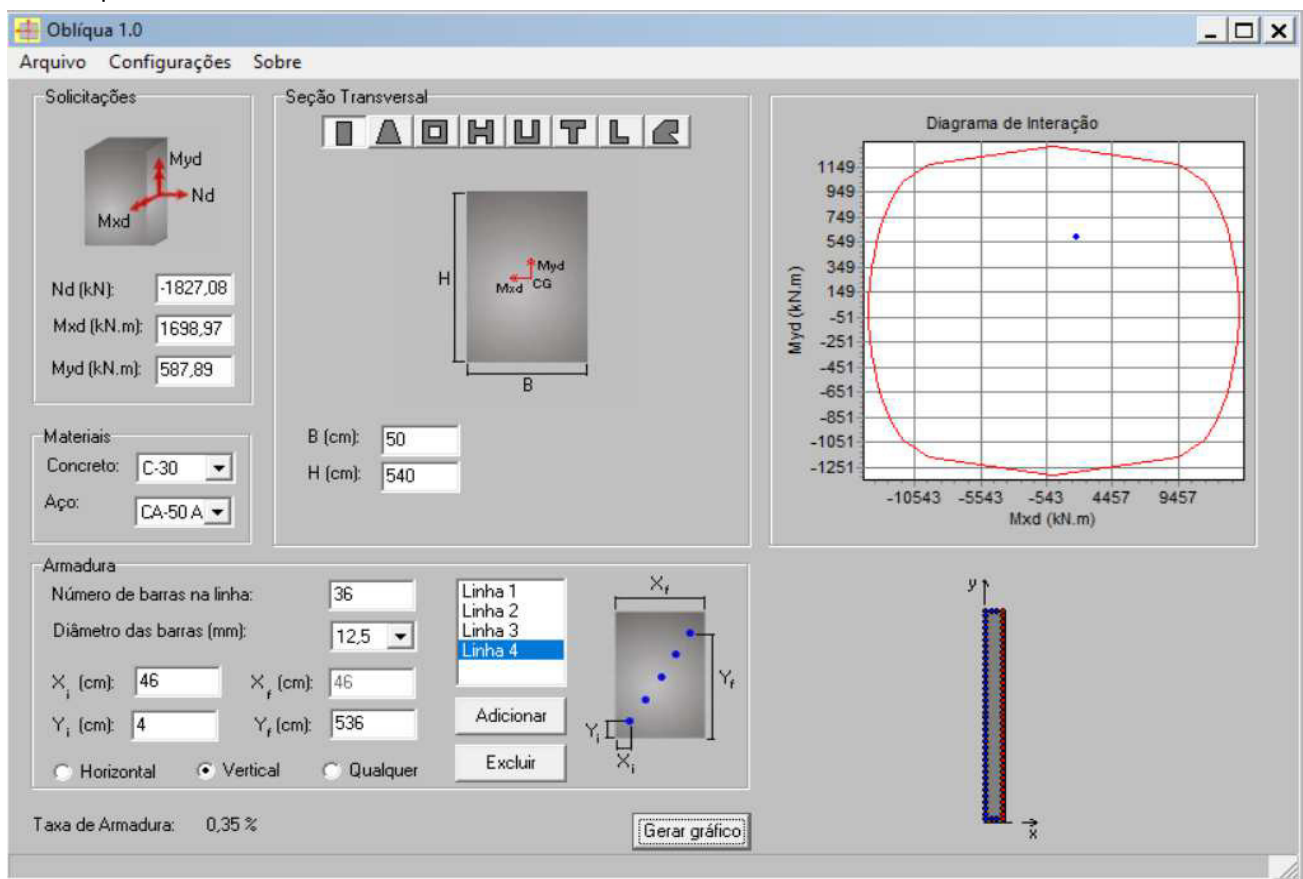
$f_{ck} = 500,0 \text{ MPa}$

$f_{yk} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

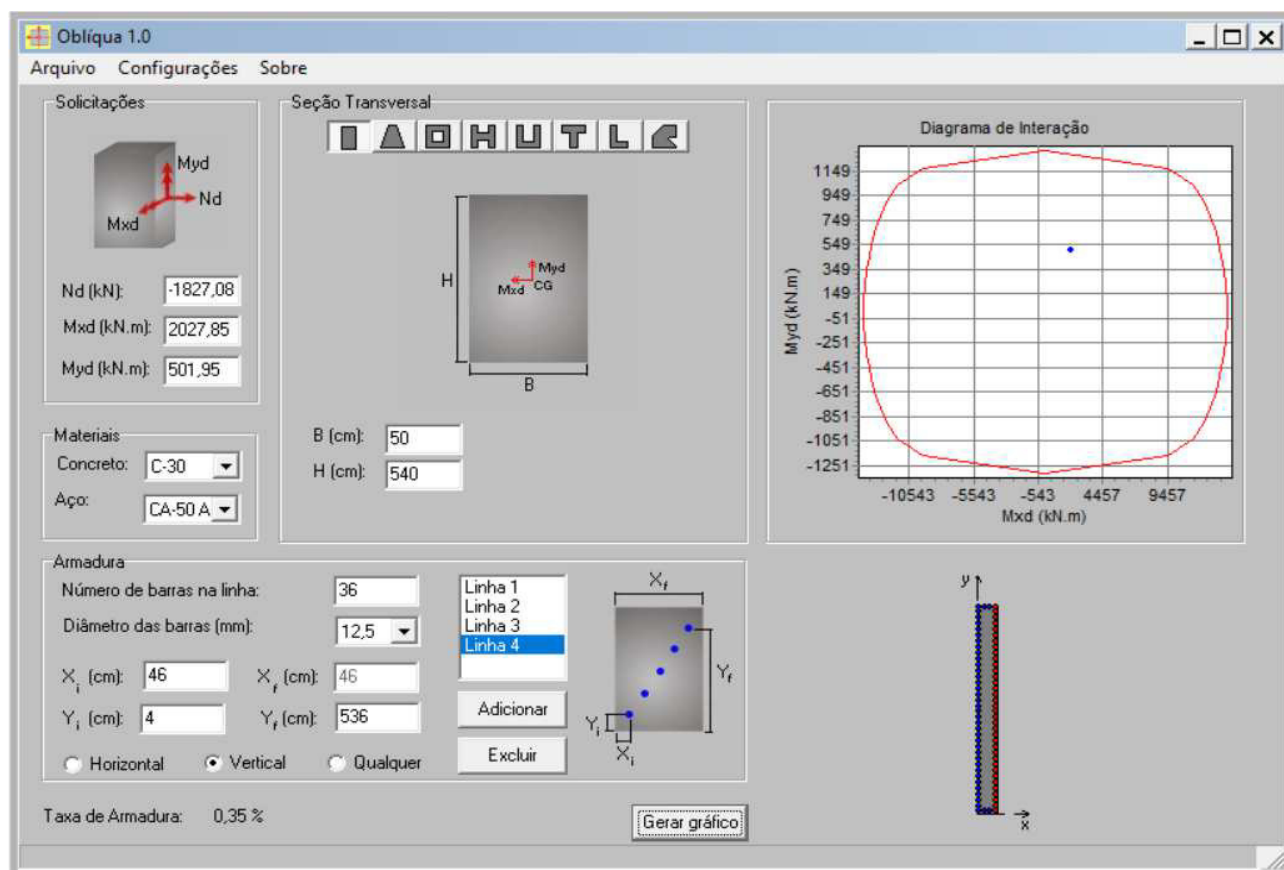
Os valores de dimensionamento são:

Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{min}} = \left\ \begin{array}{l} 108,00 \text{ cm}^2 \\ 6,30 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
$N_d = 1827,08 \text{ kNm}$	$N_d = 1827,08 \text{ kNm}$	
$M_{d_{long}} = 581,02 \text{ kNm}$	$M_{d_{long}} = 495,07 \text{ kNm}$	
$M_{d_{transv}} = 1703,04 \text{ kNm}$	$M_{d_{transv}} = 2031,92 \text{ kNm}$	

Hipótese 1



Hipótese 2



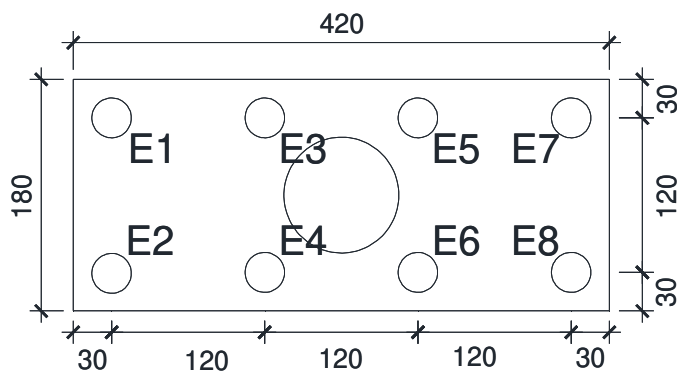
5.2.1 Dimensionamento do bloco das estacas

Resumo dos esforços em serviço no topo do bloco

$h_{\text{ pilar }} = 2,60 \text{ m}$ $A_c = 2,7 \text{ m}^2$
 $A_p = 0,50 \text{ m}$
 $B_p = 5,40 \text{ m}$

$R_{g1} = 608,36 \text{ kN}$ $R_{p(1/1)} = 803,39 \text{ kN}$ $R_{p(1/2)} = 622,21 \text{ kN}$
 $R_{g2} = 285,40 \text{ kN}$ $M_{t(1/1)} = 309,14 \text{ kNm}$ $M_{t(1/2)} = 516,25 \text{ kNm}$
 $M_{tg} = 509,00 \text{ kN}$

$FT_v = 38,03 \text{ kN}$ Empuxo no pilar
 $F_f = 68,36 \text{ kN}$
 $F_t = 20,01 \text{ kN}$ $p = 15,6 \text{ kN/m}^2$
 $F_c = 31,50 \text{ kN}$
 $F_{Le} = 52,19 \text{ kN}$ $E = 109,5$



Peso próprio da travessa = 0,00 kN

Peso próprio do pilar = 175,50 kN

Peso próprio do bloco = 189,00 kN

Distâncias entre estacas

eh1= 1,20 m

eh2= 1,20 m

eh3= 1,20 m

ev= 1,20 m

Número de estacas = 8

L bloco= 4,20 m

B bloco= 1,80 m

h bloco= 1,00 m

	XCr	YCr	XCr ²	XCr/ΣXCr ²	YCr ²	YCr/ΣYCr ²
Estaca P1	-1,80	0,60	3,24	-0,1250	0,36	0,2083
Estaca P2	-1,80	-0,60	3,24	-0,1250	0,36	-0,2083
Estaca P3	-0,60	0,60	0,36	-0,0417	0,36	0,2083
Estaca P4	-0,60	-0,60	0,36	-0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P5	0,60	0,60	0,36	0,0417	0,36	0,2083
Estaca P6	0,60	-0,60	0,36	0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P7	1,80	0,60	3,24	0,1250	0,36	0,2083
Estaca P8	1,80	-0,60	3,24	0,1250	0,36	-0,2083
				0,0000		0,0000
		ΣXCr ² =	14,40	ΣyCr ² =	2,88	

Esforços para ponte totalmente carregada

Para o bloco em questão temos:

R_v = 2061,65 kN

H_{long} = 250,07 kN

H_{trans} = 69,53 kN

M_{long} = 710,44 kNm

M_{trans} = 1068,46 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr _T ²	Σr _L ²	
P1	257,71	-133,56	148,01	272,16
P2	257,71	-133,56	-148,01	-23,86
P3	257,71	-44,52	148,01	361,19
P4	257,71	-44,52	-148,01	65,18
P5	257,71	44,52	148,01	450,23
P6	257,71	44,52	-148,01	154,22
P7	257,71	133,56	148,01	539,27
P8	257,71	133,56	-148,01	243,26

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 539,27 \text{ kN} \\ R_{\min} &= -23,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Esforços para a Ponte metade carregada

Para o bloco em questão temos:

$$\begin{aligned} R_v &= 1880,47 \text{ kN} & M_{\text{long}} &= 710,44 \text{ kNm} \\ H_{\text{long}} &= 250,07 \text{ kN} & M_{\text{trans}} &= 1275,57 \text{ kNm} \\ H_{\text{trans}} &= 69,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

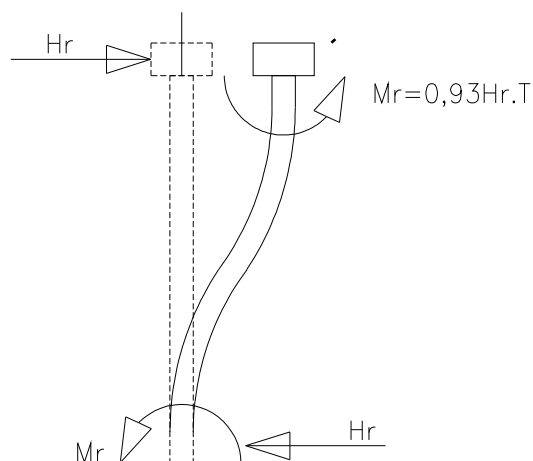
Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	235,06	-159,45	148,01	223,62
P2	235,06	-159,45	-148,01	-72,40
P3	235,06	-53,15	148,01	329,92
P4	235,06	-53,15	-148,01	33,90
P5	235,06	53,15	148,01	436,22
P6	235,06	53,15	-148,01	140,20
P7	235,06	159,45	148,01	542,51
P8	235,06	159,45	-148,01	246,50

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 542,51 \text{ kN} \\ R_{\min} &= -72,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.2 Dimensionamento da estacas

O momento na estaca devido aos esforços horizontais vale:



Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$

$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

$$nh = 0,50 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\varnothing = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 122,14$$

$$L_s = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\max} = 542,51 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\min} = -72,40 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 31,26 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 8,69 \text{ kN}$$

$$H_r = 32,44 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 36,85 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenes&Montoya

$\varnothing =$	0,31 m	$f_{ck} =$	25,00 MPa
$A_c =$	0,0754 m ²	$f_{cd} =$	17857,14 kN/m ²
$A_c \cdot f_{cd} =$	1347,12 kN	$f_{yd} =$	43,50 kN/cm ²
$A_c \cdot \varnothing \cdot f_c =$	417,61 kNm		
$A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} =$	30,97 cm ²		

	R_{max}	R_{min}
$\nu = V / A_c \cdot f_c =$	0,564	-0,075
$\mu = M / A_c \cdot \varnothing \cdot f_c =$	0,124	0,124
$\omega =$	0,200	0,300

$$A_s = 9,29 \text{ cm}^2 \quad 1,23\%$$

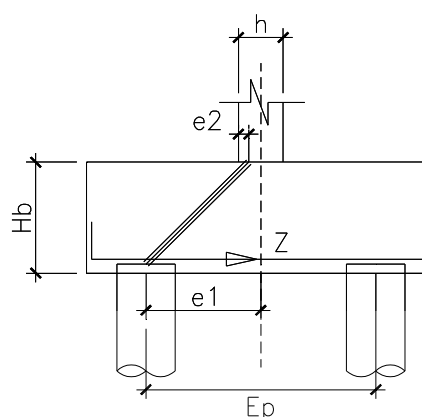
$$A_{s(min)} = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

5.2.3 Dimensionamento das armaduras do bloco

Armadura longitudinal

O esforço máximo nas estacas vale:

$R =$	542,51 kN
$A_p =$	0,50 m
$H_b =$	1,00 m
$E_p =$	1,20 m
$e_1 =$	0,60 m
$e_2 = h/4 =$	0,13 m



$$Z = R (e_1 - e_2) / (H_b - 0,15) =$$

$Z_{max} =$	286,33 kN
$A_s =$	9,22 cm ²

$$A_s/s = 14,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptaremos

$\varnothing =$	12,5	cada	0,08 cm
$\varnothing =$	16	cada	0,13 cm

5.2.4 Análise de capacidade de carga de estacas

(de acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

a parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

b parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

- (I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;
- (II) Estacas tipo Franki;
- (III) Estacas escavada a céu aberto;
- (IV) Estacas-raiz

TABELA 1

Valores do parâmetro a (kN/m^2)

SOLO COM ($4 < \text{SPT} < 40$)	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulho	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro b (kN/m²)

ESTACA TIPO	b (kN/m ²)
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro b independe do tipo de solo ao propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA TIPO	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos esatca Raiz $F =$ 41,0 cm

Carga na estaca = 542,51 kN

Diâmetro da estaca = 41,00 cm

Área de ponta = 0,1320 m²

Perímetro = 1,29 m

comprimento da estaca = 7,00 m

a adotado = 260,0 kN/m²

b adotado = 6,0 kN/m²

$N_p = 20,0$ G/30cm

$N_L = 20,0$ G/30cm

Carga de rotura da es **$P_r = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$**

PL = 1081,4 kN 61,2%

PP = 686,2 kN 38,8%

PR = 1767,6 kN

Pa = 883,80 kN

Pexistente 542,51 kN **OK**

verificação pelo método David Cabral

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada

F2 - Medianamente fraturada

C2 - Coerente e riscável

$QR = A_p \cdot Q_{p+} + \sigma_l \cdot U$ $Q_{adm} = QR/FS$

FS = 2 fck = 20,0 MPa

Diâmetro das estacas = 31,0 cm

Área das estacas $A_P = 0,075$ m²

Perímetro das estacas $U = 0,973$ m

Resistência de Ponta $\sigma_p = \beta_p \times \sigma_c < 0,4fck < 8,0$ MPa

Resistência por atrito $\sigma_L = f_{ck}/15$ ou $\sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$\beta_p = 0,48$ Rocha pouco alterada a sã.
 $\sigma_c = 70,00$ MPa Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \left\{ \begin{array}{l} 0,4f_{ck} = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 8,00 \text{ MPa} \\ P \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} AP \cdot \sigma_P = 603,508 \text{ kN} \\ \end{array}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \left\{ \begin{array}{l} f_{ck}/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P = 0,28 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} U \cdot \sigma_L = 681,38 \text{ kN} \\ \end{array}$$

$$QR = 1284,89 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

Le mínimo = $4 \times D = 1,24 \text{ m}$

Adotado Le = $2,5 \text{ m}$

Carga máxima nas estacas = $542,51 \text{ kN}$

OK

Carga admissível = $642,44 \text{ kN}$

6. - Verificação dos aparelhos de apoio

Pilar P1=P2

$R_{\max} = 1121,29 \text{ kN}$ n° de camadas = 3 $G_{\text{neoprene}} = 1000,0 \text{ kN/m}^2$
 $R_{\min} = 416,24 \text{ kN}$
 $a_o = 0,30 \text{ m}$ $\varepsilon_{\text{cam}} = 0,01 \text{ m}$ $E_{\text{neoprene}} = 3000,0 \text{ kN/m}^2$
 $b_o = 0,40 \text{ m}$

A verificação será feita segundo Topaloff

A tensão normal máxima vale:

A tensão normal mínima vale:

$$\sigma_{\max} = 9344,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 3468,63 \text{ kN/m}^2$$

OK

OK

$$\sigma_{\text{adm}} = 10000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 2000,00 \text{ kN/m}^2$$

As tensões tangenciais devidos aos esforços Normal, Horizontal e Rotacional valem

$$\tau_N = k_2 \cdot (\varepsilon/a_0) \cdot \sigma b =$$

$$k_2 = 4,00 \quad (\text{aparelhos retangulares})$$

$$\tau_N = 1245,876 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_H = H/Ac_0 =$$

	Temp.	Frenagem	Empuxo	Centrífuga	Vento	
H=	20,01	66,64	52,19	0,00	27,07	(kN)

$$H_r = 138,85 \text{ kN}$$

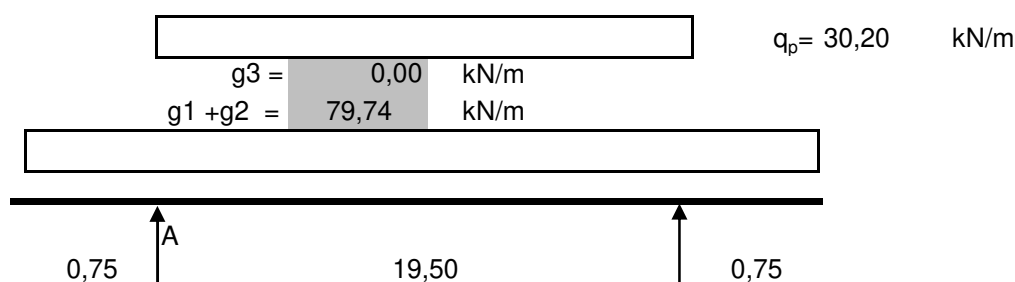
$$\tau_H = 1157,11 \text{ kN/m}^2 \leq 3 \times G \quad \text{OK}$$

$$\tau_\alpha = k_3 \cdot (a_0/\varepsilon)^2 \cdot E \cdot \alpha / n =$$

$$k_3 = 0,16 \quad (\text{aparelhos retangulares})$$

Podemos avaliar a rotação α dos apoios na viga A (mais desfavorável) em:

$$3 \times R_p = 469,8 \text{ kN}$$



$$J_v = 0,0000 \text{ m}^4$$

$$E = 3,5E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$J(v+laje) = 0,2721 \text{ m}^4$$

Momentos em A devidos a $(g_1 + g_2)$ e g_3

$$M(g_1+g_2) = -22,43 \text{ kNm}$$

$$Mg_3 = 0,00 \text{ kNm}$$

rotação	$g_1 + g_2$	g_3	R_p	q_p	$\alpha (g+p)_{\text{total}}$
α	0,0025	0,0000	0,0012	0,0010	0,0047 rad

Devido a protensão temos:

120cor Ø=12,7 na tensão de(155-20%155kN/cm²)

$$N_{p100} = 15083,00 \text{ kN}$$

$$y_{cg} = 0,580 \text{ m}$$

$$M_{p100} = -6711,94 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{\text{prot}} = -0,0068 \text{ rad}$$

A rotação total vale: -0,0021 rad

A tensão tangencial levando em consideração a protensão vale:

$$\tau_\alpha = 306,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 2709,88 \text{ kN/m}^2 \leq 5G \quad \text{OK}$$

A distorção do aparelho de apoio vale

Para cargas permanentes

$\Sigma H_{\text{long}} =$	72,21 kN	$H_R =$	77,1	kN
$\Sigma H_{\text{trans}} =$	27,07 kN			
$\kappa n =$	8000.00 kN/m	$\delta n =$	0,010	m

$\psi_n = 0,32 < 0,7$ OK

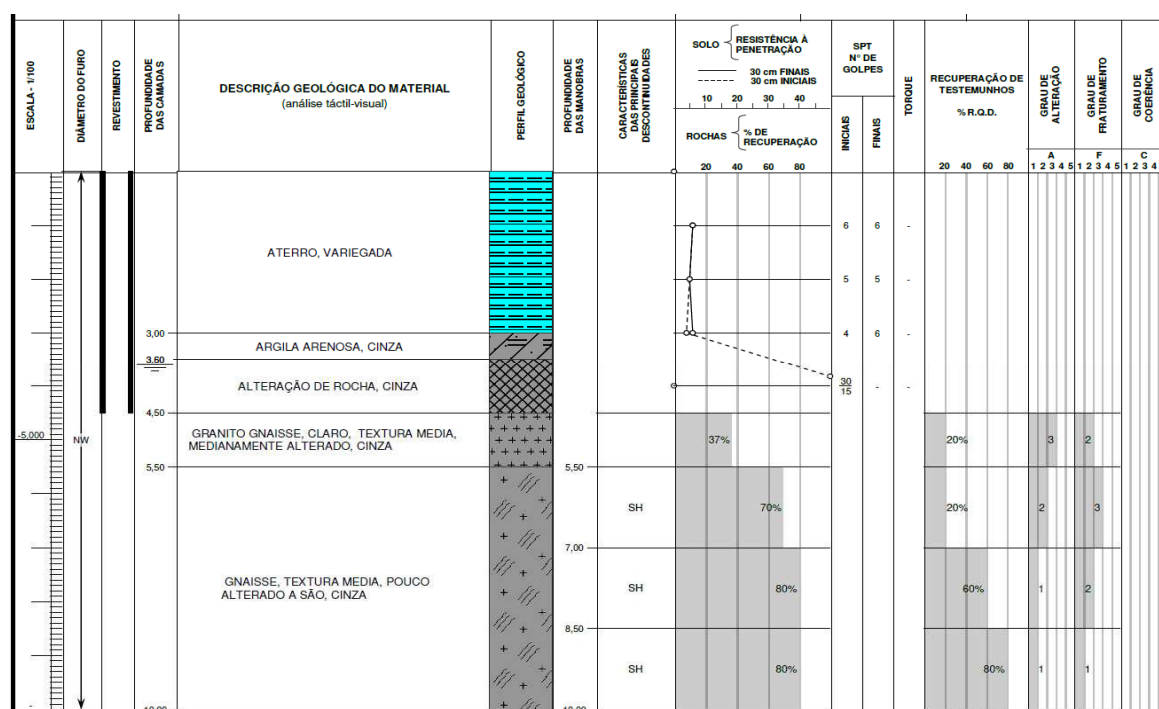
Para cargas permanentes e de curta duração

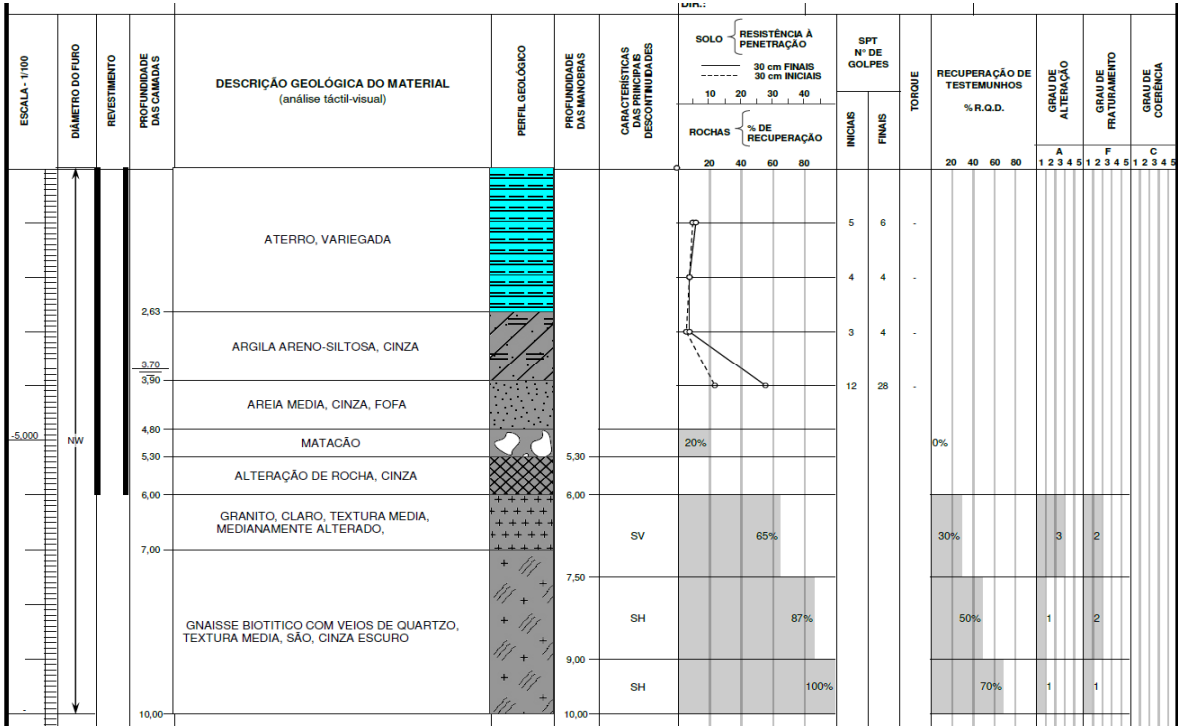
$$\begin{array}{lcl} \Sigma H_{\text{long}} = & 138,85 \text{ kN} & \\ \Sigma H_{\text{trans}} = & 27,07 \text{ kN} & \end{array} \quad H_R = \quad 141,5 \quad \text{kN}$$

$$\delta n = 0,018 \text{ m}$$



$\psi_n = 0,59 < 1,2$ OK

7 - Sondagens





FIM

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_01_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITEROI/RJ			FOLHA 11 de 11	
	TÍTULO:				
	PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS PONTES DOS EIXOS 200 E 600				
<div>ANEXO V - MC-EIXO 600-SUPER</div>					

PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS

MUNICÍPIO DE NITERÓI

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL

1- CÁLCULO DA SUPER ESTRUTURA DO EIXO 600

A estrutura em seção transversal é constituída por um caixão celular com duas vigas com largura total de 5,40m.

No sentido longitudinal o viaduto apresenta uma curvatura em planta com raio médio, entre vigas de 24,00m e com comprimento total de 21,50m, vão central com 19,90m e dois balanços de 0,80m.

As vigas se apoiam através de apoios em neoprene, situados sobre uma travessa, apoiada em um pilar. As fundações são em de estacas, do tipo raiz.

1.1- Características dos materiais

Concreto da superestrutura	fck=	45 MPa	fctk=	3,4 MPa
Concreto da mesoestrutura	fck=	25 MPa		
Aço CA50A	fyk=	500 MPa		
Aço CP219RB12.7	fyk=	2100 MPa		
Ec laje=	3,76E+07 kN/m ²			
Es CA50=	2,10E+08 kN/m ²	CPV-ARI		
Es CP190=	1,95E+08 kN/m ²	$\alpha_5 =$	5,55	
		$\alpha_{15} =$	5,38	$\alpha_{adotado} = 5,38$
		$\alpha_{28} =$	5,19	
		$\alpha_{med} =$	5,38	

fct,m = 0,3 fck ^{2/3} =	3,796 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	4555,11	kN/m ²
fctk,inf = 0,7x fct,m =	2,657 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	3188,58	kN/m ²
fctk,sup = 1,3x fct,m =	3,454 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	4145,15	kN/m ²

A relação β_1 entre as resistências do concreto aos j dias e aos 28 dias (fck) é dada pela fórmula:

$$\beta_1 = \exp\{s [1 - (28/t)^{1/2}]\} =$$

Para o concreto com cimento CPV-ARI, s = 0,20 daí para t =

10	0,874	39,33 MPa
15	0,929	41,82 MPa
28	1,000	45,00 MPa

Para as idades especificadas temos:

	Dias	Ecj =	fctj,m =	$\sigma_{tração} =$
CPV-ARI	10	3,51E+07 kN/m ²	3469,98 kN/m ²	4163,97 kN/m ²
	15	3,62E+07 kN/m ²	3615,00 kN/m ²	4338,00 kN/m ²
	28	3,76E+07 kN/m ²	3795,93 kN/m ²	4555,11 kN/m ²

Levaremos em consideração as seguintes resistências de compressão do concreto:

Resistência na protensão, fck =	41,82 MPa
Resistência em serviço, fck =	45,00 MPa

Foram usadas neste memorial as seguintes normas técnicas:

NBR-6118 Projetos e execução de concreto

NBR-7187 Projeto de pontes de concreto armado e protendido

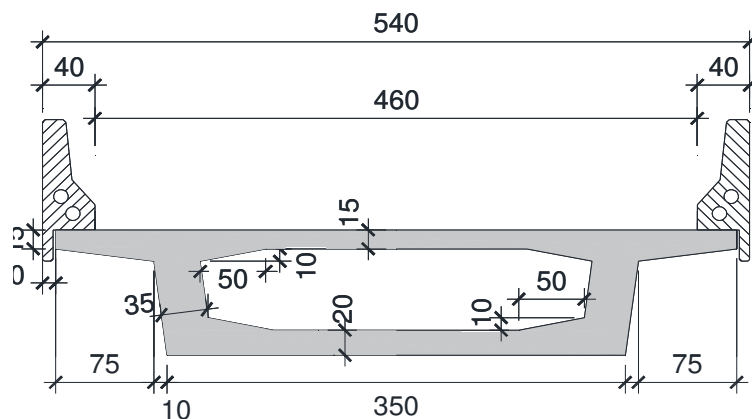
NBR-7188 Carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre.

3 - Geometria

Comprimento total da viga = 21,00 m

3.1 - Características geométricas

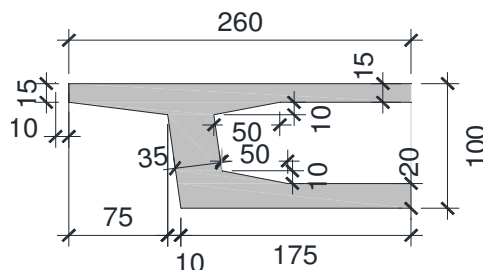
3.1.1 - Seção transversal nos apoios



	Lsi	Lii	hi	yi	S	S x yi	s x yi**2	Jo
1	5,20	5,20	0,150	0,925	0,780	0,2987	0,1144	0,0015
2	3,20	0,70	0,100	0,811	0,195	0,0524	0,0141	0,0001
3	0,70	0,70	0,450	0,525	0,315	-0,0054	0,0001	0,0053
4	0,70	1,70	0,100	0,257	0,120	-0,0342	0,0098	0,0001
5	3,55	3,50	0,200	0,100	0,705	-0,3115	0,1376	0,0023
			1,000		2,1150	0,0000	0,2759	0,0094

Área=	2,1150 m²	y i CG=	0,5421 m	W i=	0,5263 m³
Inercia=	0,2853 m4	ys CG=	0,4579 m	Ws=	0,6230 m³

Levando em consideração a contribuição efetiva das lajes superior e inferior, temos:



	Lsi	Lii	hi	yi	S	S x yi	s x yi**2	Jo
1	5,20	5,20	0,150	0,925	0,780	0,2987	0,1144	0,0015
2	3,20	0,70	0,100	0,811	0,195	0,0524	0,0141	0,0001
3	0,70	0,70	0,450	0,525	0,315	-0,0054	0,0001	0,0053
4	0,70	1,70	0,100	0,257	0,120	-0,0342	0,0098	0,0001
5	3,55	3,50	0,200	0,100	0,705	-0,3115	0,1376	0,0023

L transição = 3,00 m

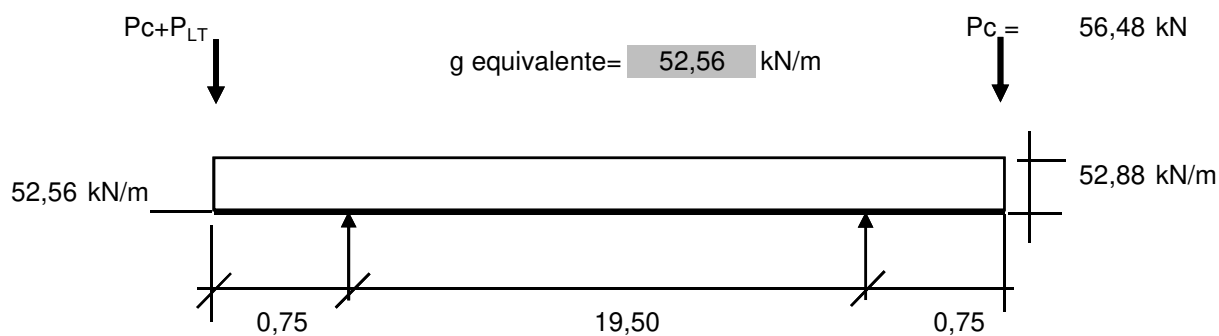
4 - Determinação dos esforços

4.1 Carga permanente

4.1.1 g1 - Peso próprio da viga em caixão no instante da 1ª protensão

g vão = 52,47 kN/m

g apoio = 52,88 kN/m



Peso da cortina+ Laje de transição

Viga= 33,75 kN

Suporte Laje de transição= 10,35 kN $P_c = 56,48 \text{ kN}$

Área ala = 1,66 m²

b ala = 0,25 m

Alas = 12,38 kN

Laje de transição

$P_{LT} = 91,01 \text{ kN}$

g1= 52,56 KN/m

$\Delta M/L = 0,00$ kN

g1L/2= 512,46 kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-57,14			0,00		-95,90
			Sup viga	91,72		
			Inf viga	-108,57		
0dir	-57,14		Sup laje	0,00		512,46
			Sup viga	91,72		
			Inf viga	-108,57		
1	842,23		Sup laje	0,00		409,97
			Sup viga	-1351,95		
			Inf viga	1600,30		
2	1541,74		Sup laje	0,00		307,48
			Sup viga	-2380,05		
			Inf viga	3285,51		
3	2041,38		Sup laje	0,00		204,98
			Sup viga	-3151,39		
			Inf viga	4350,28		
4	2341,17		Sup laje	0,00		102,49
			Sup viga	-3614,18		
			Inf viga	4989,15		
5	2441,10		Sup laje	0,00		0,00
			Sup viga	-3768,45		
			Inf viga	5202,10		
6	2341,17		Sup laje	0,00		-102,49
			Sup viga	-3614,18		
			Inf viga	4989,15		
7	2041,38		Sup laje	0,00		-204,98
			Sup viga	-3151,39		
			Inf viga	4350,28		
8	1541,74		Sup laje	0,00		-307,48
			Sup viga	-2380,05		
			Inf viga	3285,51		
9	842,23		Sup laje	0,00		-409,97
			Sup viga	-1351,95		
			Inf viga	1600,30		
10esq	-57,14		Sup laje	0,00		-512,46
			Sup viga	91,72		
			Inf viga	-108,57		
10dir	-57,14		Sup laje	0,00		95,90
			Sup viga	91,72		
			Inf viga	-108,57		

4.1.2- g2 - Peso próprio da pavimentação + guarda rodas

Guarda rodas = 6,0 kN/m
 Guarda corpo = 0,00 kN/m
 Pavimentação = 15,18 kN/m

g2 = 27,18 kN/m

$\Delta M/L = 0,00$ kN

g1L/2 = 265,01 kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-7,64		Sup laje	0,00		-20,39
			Sup viga	12,27		
			Inf viga	-14,52		
0dir	-7,64		Sup laje	0,00		265,01
			Sup viga	12,27		
			Inf viga	-14,52		
1	457,44		Sup laje	0,00		212,00
			Sup viga	-734,29		
			Inf viga	869,17		
2	819,17		Sup laje	0,00		159,00
			Sup viga	-1264,59		
			Inf viga	1745,69		
3	1077,55		Sup laje	0,00		106,00
			Sup viga	-1663,47		
			Inf viga	2296,31		
4	1232,58		Sup laje	0,00		53,00
			Sup viga	-1902,79		
			Inf viga	2626,68		
5	1284,26		Sup laje	0,00		0,00
			Sup viga	-1982,57		
			Inf viga	2736,80		
6	1232,58		Sup laje	0,00		-53,00
			Sup viga	-1902,79		
			Inf viga	2626,68		
7	1077,55		Sup laje	0,00		-106,00
			Sup viga	-1663,47		
			Inf viga	2296,31		
8	819,17		Sup laje	0,00		-159,00
			Sup viga	-1264,59		
			Inf viga	1745,69		
9	457,44		Sup laje	0,00		-212,00
			Sup viga	-734,29		
			Inf viga	869,17		
10esq	-7,64		Sup laje	0,00		-265,01
			Sup viga	12,27		
			Inf viga	-14,52		
10dir	-7,64		Sup laje	0,00		20,39
			Sup viga	12,27		
			Inf viga	-14,52		

4.2- Esforços da carga móvel

TREM TIPO TB 45 - NBR7188

Eixo dianteiro =	75,0 kN	==>	60,0 kN	com impacto	78,30 kN
Eixo intermed. =	75,0 kN	==>	60,0 kN		78,30 kN
Eixo traseiro =	75,0 kN	==>	60,0 kN		78,30 kN
Carga distribuida =	5,0 kN/m ²				6,53 kN/m ²
Carga complementar =	3,0 kN/m ²				3,0 kN/m ²

Coeficiente de impacto

$$\varphi = CIV \times CNF \times CIA$$

CIV= Coeficiente de impacto vertical =	1,31	$\varphi =$	1,31
CNF= Coeficiente de número de faixas =	1,00		
CIA= Coeficiente de impacto adicional =	1,00		

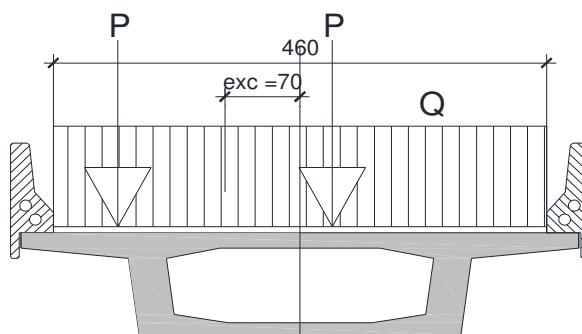
CIV = 1,35 para vãos menores do que 10,00 m
CIV = $(1 + 1,06(20/(Liv + 50)))$ para vãos maiores do que 10,0 m

Liv = 19,50 m

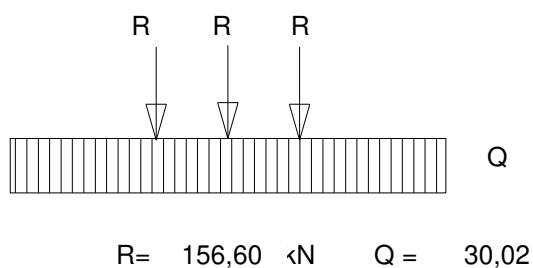
CNF = $1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \implies 1,000$

Numero de faixas= 2

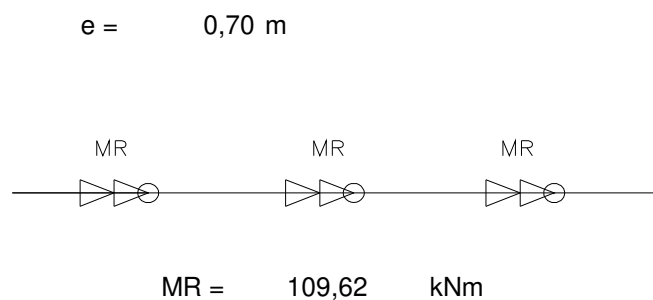
4.2.1 Ponte total carregada



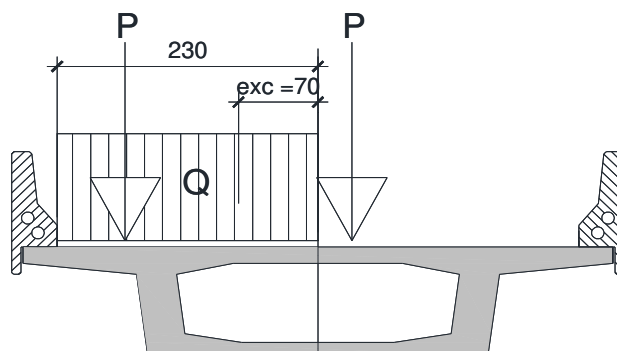
Trem tipo de flexão



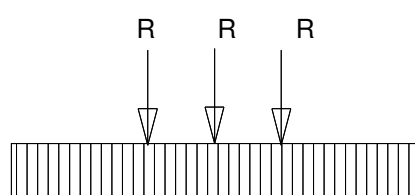
Trem tipo de torção



4.2.2 Ponte metade carregada

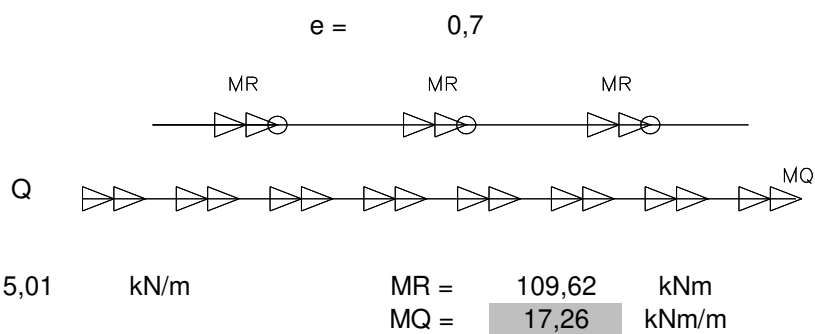


Trem tipo de flexão



$$R = 156,60 \text{ kN} \quad Q = 15,01 \text{ kN/m}$$

Trem tipo de torção



4.3 Tensões devidas a carga móvel

4.3.1- Esforços e tensões para Ponte totalmente carregada

Lt=	3,00 m			SeLb<1,5	$\Sigma y= 1,0125$
Lb1 =	0,75 m	Lb2 =	0,75 m	SeLb>1,5	$\Sigma y= 0,3375$
Lc =	19,50 m			$\Sigma A1 =$	1,41
				$\Sigma A2 =$	1.41

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon =x/ L$	$\varepsilon '$	Mp _{max +}		σ p _{max +}	Mp _{max} ⁻	σ p _{max} ⁻	Vp _{max +}	Vp _{max} ⁻
0esq	0,000			0,00	Sup laje	0,00	466,75	0,00	0,00	-537,35
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		-749,24		
					Inf viga	0,00		886,87		
0dir	0,000			0,00	Sup laje	0,00	466,75	0,00	730,66	31,81
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		-749,24		
					Inf viga	0,00		886,87		
1	1,950			1267,66	Sup laje	0,00	-184,92	0,00	628,07	-18,10
		0,10	0,90		Sup viga	-2034,86		296,83		
					Inf viga	2408,65		-351,35		
2	3,900			2237,95	Sup laje	0,00	-169,06	0,00	531,34	-73,86
		0,20	0,80		Sup viga	-3454,84		260,98		
					Inf viga	4769,18		-360,27		
3	5,850			2910,89	Sup laje	0,00	-153,20	0,00	440,46	-135,47
		0,30	0,70		Sup viga	-4493,68		236,51		
					Inf viga	6203,23		-326,48		
4	7,800			3286,46	Sup laje	0,00	-137,35	0,00	355,43	-202,94
		0,40	0,60		Sup viga	-5073,47		212,03		
					Inf viga	7003,59		-292,69		
5	9,750			3364,67	Sup laje	0,00	-121,49	0,00	276,26	-276,26
		0,50	0,50		Sup viga	-5194,20		187,55		
					Inf viga	7170,26		-258,90		
6	11,700			3286,46	Sup laje	0,00	-137,35	0,00	202,94	-355,43
		0,60	0,40		Sup viga	-5073,47		212,03		
					Inf viga	7003,59		-292,69		
7	13,650			2910,89	Sup laje	0,00	-153,20	0,00	135,47	-440,46
		0,70	0,30		Sup viga	-4493,68		236,51		
					Inf viga	6203,23		-326,48		
8	15,600			2237,95	Sup laje	0,00	-169,06	0,00	73,86	-531,34
		0,80	0,20		Sup viga	-3454,84		260,98		
					Inf viga	4769,18		-360,27		
9	17,550			1267,66	Sup laje	0,00	-184,92	0,00	18,10	-628,07
		0,90	0,10		Sup viga	-2034,86		296,83		
					Inf viga	2408,65		-351,35		
10esq	19,500			0,00	Sup laje	0,00	466,75	0,00	-31,81	-730,66
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		-749,24		
					Inf viga	0,00		886,87		
10dir	0,000			0,00	Sup laje	0,00	466,75	0,00	537,35	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		-749,24		
					Inf viga	0,00		886,87		

4.3.2- Esforços e tensões para ponte metade carregada

Lt=	3,00			SeLb<1,5	Σy= 1,0125
Lb1 =	0,75 m	Lb2 =	0,75 m	SeLb>1,5	Σy= 0,3375
Lc =	19,50 m			ΣA1 =	1,41
				ΣA2 =	1,41

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/ L$	ε'	Mp _{max +}		σ p _{max +}	Mp _{max -}	σ p _{max -}	Vp _{max +}	Vp _{max -}
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,00	487,86	0,00	0,00	-503,58
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		-783,12		
					Inf viga	0,00		926,97		
0dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	487,86	0,00	582,17	33,97
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		-783,12		
					Inf viga	0,00		926,97		
1	1,95			1010,85	Sup laje	0,00	-163,81	0,00	507,38	-7,21
		0,10	0,90		Sup viga	-1622,63		262,95		
					Inf viga	1920,70		-311,25		
2	3,90			1781,41	Sup laje	0,00	-147,95	0,00	435,52	-65,84
		0,20	0,80		Sup viga	-2750,05		228,40		
					Inf viga	3796,27		-315,30		
3	5,85			2311,68	Sup laje	0,00	-132,10	0,00	366,59	-120,14
		0,30	0,70		Sup viga	-3568,65		203,93		
					Inf viga	4926,29		-281,51		
4	7,80			2601,65	Sup laje	0,00	-116,24	0,00	300,59	-177,36
		0,40	0,60		Sup viga	-4016,29		179,45		
					Inf viga	5544,23		-247,72		
5	9,75			2651,32	Sup laje	0,00	-100,39	0,00	237,51	-237,51
		0,50	0,50		Sup viga	-4092,98		154,97		
					Inf viga	5650,09		-213,93		
6	11,70			2601,65	Sup laje	0,00	-116,24	0,00	177,36	-300,59
		0,60	0,40		Sup viga	-4016,29		179,45		
					Inf viga	5544,23		-247,72		
7	13,65			2311,68	Sup laje	0,00	-132,10	0,00	120,14	-366,59
		0,70	0,30		Sup viga	-3568,65		203,93		
					Inf viga	4926,29		-281,51		
8	15,60			1781,41	Sup laje	0,00	-147,95	0,00	65,84	-435,52
		0,80	0,20		Sup viga	-2750,05		228,40		
					Inf viga	3796,27		-315,30		
9	17,55			1010,85	Sup laje	0,00	-163,81	0,00	14,47	-507,38
		0,90	0,10		Sup viga	-1622,63		252,88		
					Inf viga	1920,70		-349,09		
10esq	19,50			0,00	Sup laje	0,00	487,86	0,00	-33,97	-582,17
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		-753,13		
					Inf viga	0,00		1039,65		
10dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	487,86	0,00	503,58	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		-753,13		
					Inf viga	0,00		1039,65		

5 - Dimensionamento a protensão

A máxima tensão de tração existente vale:

Ponte total carregada

g1	5202,10
g2	2736,80
p	7170,26
Soma	15109,16

Viga A $\sigma = 15109,16 \text{ kN/m}^2$

A força necessária para protensão completa na viga será de:

$$F_p = 10849,38 \text{ kN}$$

Para a cordoalha CP190 12,7

$$A_s = 1,014 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{p1} = 155,00 \text{ kN/cm}^2$$

daí;

$$N_{p,i} = 157,17 \text{ kN}$$

Para as perdas de protensão no tempo $t = \infty$

$$30\%$$

$$N_{p,t} = 110,02 \text{ kN}$$

O número de cordoalhas estimada é:

$$n^o = 98,61 \text{ Cord}$$

Foi adotado neste estudo o seguinte plano de protensão.

1ª protensão: 12 cabos de 10 cordoalhas de $\varnothing = 12,5 \text{ mm}$ CP 210RB

6 - Verificação das tensões

6.1 Por ocasião da protensão dos cabos C1 e C2 temos:

$$\sigma_{pC1} = 155,00 \text{ kN/cm}^2$$

4

cabos de

10

cordoalhas

$$A_s = 40,56 \text{ cm}^2$$

E p =

$$1,95 \text{ E} + 04 \text{ kN/cm}^2$$

Tensões no cabo

C1-C2

depois das perdas de atrito cabo/bainha

sección	$\Sigma \alpha 0$ Vertical	x	$\Sigma \alpha 0$ Horizontal	$\Sigma \alpha 0$ result.	$\Delta \sigma_p$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm ²
Extr.	0,00	0,000	0	0,00	0,000	155,0000
0	0,00	0,750	1,69	1,69	1,157	153,8434
1	0,00	2,700	6,08	6,08	4,124	150,8763
2	2,00	4,650	10,46	10,65	7,156	147,8443
3	2,00	6,600	14,85	14,98	9,972	145,0280
4	2,00	8,550	19,24	19,34	12,750	142,2498
5	2,00	10,500	23,63	23,71	15,482	139,5180

$$\mu = 0,2500$$

$$k = 0,0400 \text{ } \mu (1/m)$$

$$\alpha = 2,25^\circ/m$$

Influência da acomodação da ancoragem

Adotaremos

5

mm

$$E_p \times \delta = 9750,00 \text{ kN/cm}$$

$$L/10 =$$

$$195 \text{ cm}$$

$$E_{aço} = 1,95 \text{ E} + 04 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	xb cm	Area kN/cm	Alongamento do cabo	73,33 mm ou 6,98 mm/m
0	75,00	86,75		
1	270,00	1110,38		
2	465,00	3338,91		
3	660,00	6507,28		
4	855,00	10716,22		
5	1050,00	15920,26		

A influência vai até um ponto entre as seções

S3 e S4

Se a influência for depois da seção S5 temos

$$\Delta\sigma_1 = -5,88 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 9,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 11,90 \text{ kN/cm}^2$$

$$b = 195,00 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0,0132$$

Tensão de referência =

S4
133,07

Por tentativa tenemos:

x	σ_x	sección	xb cm	Area kN/cm
184,05	11,76 kN/cm ²	0	75,00	86,75
		1	270,00	1110,38
		2	465,00	3338,91
		3	660,00	6507,28
		4	855,00	10169,83
		5	1050,00	0,00

NOVA TENTATIVA

Após a perda de acomodação da ancoragem temos:

Seção	$\sigma_{p,at}$ kN/cm ²	$\Delta\sigma_{p_0,an}$ kN/cm ²	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm ²
Extr.	155,00	23,51	131,49
0	153,84	21,20	132,65
1	150,88	15,26	135,61
2	147,84	9,20	138,65
3	145,03	3,57	141,46
4	142,25	-1,99	144,24
5	139,52	-7,45	146,97

Na viga protendida por ocasião da 1ª protensão, temos depois das perdas de acomodação das ancoragens:

C1-C2			40	Cord Ø=	12,7mm	Ac =	40,56 cm²	
seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm²	Angulo α	$N_{p1, \cos \alpha}$ kN	e cabo inf	e_{p2} m	$M_{p2,anc}$ kNm	Tensões (KN/m²)	
Extr.	131,49		-5329,98	0,200	0,342	-1823,18	σ_{sl}	
		2					σ_{sv}	406,49
							σ_{iv}	-5984,26
0	132,65		-5376,86	0,180	0,362	-1946,75	σ_{sl}	
		2					σ_{sv}	582,69
							σ_{iv}	-6241,23
1	135,61		-5497,13	0,120	0,422	-2320,12	σ_{sl}	
		2					σ_{sv}	1125,17
							σ_{iv}	-7007,53
2	138,65		-5623,46	0,080	0,500	-2811,22	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	1660,38
							σ_{iv}	-8670,26
3	141,46		-5737,69	0,080	0,500	-2868,32	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	1694,11
							σ_{iv}	-8846,38
4	144,24		-5850,37	0,080	0,500	-2924,65	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	1727,38
							σ_{iv}	-9020,11
5	146,97		-5961,17	0,080	0,500	-2980,04	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	1760,09
							σ_{iv}	-9190,95

6.2 Por ocasião da protensão dos cabos C3 e C4 temos:

$\sigma_p = 155,00 \text{ kN/cm}^2$ 4 cabos de 10 cordoalhas

$A_s = 40,56 \text{ cm}^2$ $E_p = 1,95E+04 \text{ kN/cm}^2$

Tensões no cabo **C3-C4** depois das perdas de atrito cabo/bainha

sección	$\Sigma \alpha 0$ Vertical	x	$\Sigma \alpha 0$ Horizontal	$\Sigma \alpha 0$ result.	$\Delta \sigma_p$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm ²
Extr.	0,00	0,000	0	0,00	0,000	155,0000
0	0,00	0,750	1,69	1,69	1,157	153,8434
1	0,00	2,700	6,08	6,08	4,124	150,8763
2	2,00	4,650	10,46	10,65	7,156	147,8443
3	4,00	6,600	14,85	15,38	10,222	144,7782
4	4,00	8,550	19,24	19,65	12,941	142,0590
5	4,00	10,500	23,63	23,96	15,635	139,3649

$\mu = 0,2500$

$k = 0,0400 \mu (1/m)$

$\alpha = 2,25^\circ/m$
Horiz./m

Influência da acomodação da ancoragem

Adotaremos 5 mm

$E_p \times \delta = 9750,00 \text{ kN/cm}$
 $L/10 = 195 \text{ cm}$

$E_{aço} = 1,95E+04 \text{ kN/cm}^2$

Seção	xb cm	Area kN/cm	Alongamento do cabo	73,28 mm ou 6,98 mm/m
0	75,00	86,75		
1	270,00	1110,38		
2	465,00	3338,91		
3	660,00	4994,60		
4	855,00	7523,48		
5	1050,00	11079,63		

A influência vai até um ponto entre as seções

S4 e S5

Se a influência for depois da seção S5 temos

$\Delta \sigma_1 = -1,27 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_4 = 12,10 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_5 = 14,62 \text{ kN/cm}^2$

$b = 195,00 \text{ cm}$

$\text{tg } \alpha = 0,0129$

Tensão de referência =

S5

130,38

Por tentativa tenemos:

x	σ_x	sección	xb cm	Area kN/cm
115,00	13,59 kN/cm ²	0	75,00	86,75
		1	270,00	1110,38
		2	465,00	3338,91
		3	660,00	4994,60
		4	855,00	7523,48
		5	1050,00	10235,71

NOVA TENTATIVA

Após a perda de acomodação da ancoragem temos:

Seção	$\sigma_{p_x,at}$ kN/cm ²	$\Delta\sigma_{p_0,an}$ kN/cm ²	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm ²
Extr.	155,00	27,17	127,83
0	153,84	24,86	128,98
1	150,88	18,92	131,95
2	147,84	12,86	134,98
3	144,78	6,73	138,05
4	142,06	1,29	140,77
5	139,36	-4,10	143,46

Na viga protendida por ocasião da 1ª protensão, temos depois das perdas de acomodação das ancoragens:

C3-C4			40	Cord Ø= 12,7mm	Ac = 40,56 cm ²			
seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm ²	Angulo α	$N_{p1,cos\alpha}$ kN	e cabo inf	ep2 m	$M_{p2,anc}$ kNm	Tensões (KN/m ²)	
Extr.	127,83		-5172,07	0,500	0,042	-217,54	σ_{sl}	
		4					σ_{sv}	-2096,23
							σ_{iv}	-2858,77
0	128,98		-5218,87	0,460	0,082	-428,26	σ_{sl}	
		4					σ_{sv}	-1780,10
							σ_{iv}	-3281,29
1	131,95		-5338,92	0,330	0,212	-1132,18	σ_{sl}	
		4					σ_{sv}	-706,94
							σ_{iv}	-4675,54
2	134,98		-5461,60	0,220	0,360	-1965,68	σ_{sl}	
		4					σ_{sv}	432,20
							σ_{iv}	-6791,26
3	138,05		-5595,88	0,160	0,420	-2349,76	σ_{sl}	
		2					σ_{sv}	961,14
							σ_{iv}	-7673,73
4	140,77		-5709,58	0,160	0,420	-2397,50	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	980,67
							σ_{iv}	-7829,65
5	143,46		-5818,85	0,160	0,420	-2443,39	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	999,44
							σ_{iv}	-7979,49

6.3 Por ocasião da protensão dos cabos C5 e C6 temos:

$\sigma_p = 155,00 \text{ kN/cm}^2$ 4 cabos de 10 cordoalhas

$A_s = 40,56 \text{ cm}^2$ $E_p = 1,95E+04 \text{ kN/cm}^2$

Tensões no cabo **C5-C6** depois das perdas de atrito cabo/bainha

sección	$\Sigma \alpha 0$ Vertical	x	$\Sigma \alpha 0$ Horizontal	$\Sigma \alpha 0$ result.	$\Delta \sigma_p$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm ²
Extr.	0,00	0,000	0	0,00	0,000	155,0000
0	0,00	0,750	1,69	1,69	1,157	153,8434
1	0,00	2,700	6,08	6,08	4,124	150,8763
2	0,00	4,650	10,46	10,46	7,034	147,9665
3	5,00	6,600	14,85	15,67	10,405	144,5953
4	5,00	8,550	19,24	19,88	13,082	141,9180
5	5,00	10,500	23,63	24,15	15,749	139,2513

$\mu = 0,2500$

$k = 0,0400 \mu (1/m)$

$\alpha = 2,25^\circ/m$
Horiz./m

Influência da acomodação da ancoragem

Adotaremos 5 mm

$E_p \times \delta = 9750,00 \text{ kN/cm}$
 $L/10 = 195 \text{ cm}$

$E_{aço} = 1,95E+04 \text{ kN/cm}^2$

Seção	xb cm	Area kN/cm	Alongamento do cabo	73,25 mm ou 6,98 mm/m
0	75,00	86,75		
1	270,00	1110,38		
2	465,00	3249,10		
3	660,00	7041,68		
4	855,00	11097,82		
5	1050,00	16177,91		

A influência vai até um ponto entre as seções

S3 e S4

Se a influência for depois da seção S5 temos

$\Delta \sigma_1 = -6,12 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_4 = 7,06 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_5 = 12,24 \text{ kN/cm}^2$

$b = 195,00 \text{ cm}$

$\tan \alpha = 0,0266$

Tensão de referência =

S4

132,76

Por tentativa tenemos:

x	σ_x	sección	xb cm	Area kN/cm
84,76	9,31 kN/cm ²	0	75,00	86,75
		1	270,00	1110,38
		2	465,00	3249,10
		3	660,00	7041,68
		4	855,00	10204,60
		5	1050,00	0,00

NOVA TENTATIVA

Após a perda de acomodação da ancoragem temos:

Seção	$\sigma_{p,at}$ kN/cm ²	$\Delta\sigma_{p0,an}$ kN/cm ²	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm ²
Extr.	155,00	18,62	136,38
0	153,84	16,31	137,53
1	150,88	10,38	140,50
2	147,97	4,56	143,41
3	144,60	-2,19	146,78
4	141,92	-7,54	149,46
5	139,25	-12,87	152,13

Na viga protendida por ocasião da 1ª protensão, temos depois das perdas de acomodação das

C5-C6			40	Cord Ø= 12,7mm	Ac = 40,56 cm ²		
seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm ²	Angulo α	$N_{p1, \cos \alpha}$ kN	e cabo inf	ep2 m	$M_{p2,anc}$ kNm	Tensões (KN/m ²)
Extr.	136,38	3	-5523,87	0,800	-0,258	1424,82	σ_{sl}
							σ_{sv} -4898,90
							σ_{iv} 95,52
0	137,53	0	-5578,36	0,750	-0,208	1159,96	σ_{sl}
							σ_{sv} -4499,50
							σ_{iv} -433,51
1	140,50	6	-5667,52	0,560	-0,018	101,67	σ_{sl}
							σ_{sv} -2842,88
							σ_{iv} -2486,49
2	143,41	9	-5745,18	0,400	0,180	-1033,61	σ_{sl}
							σ_{sv} -1141,80
							σ_{iv} -4940,10
3	146,78	6	-5920,88	0,280	0,300	-1775,72	σ_{sl}
							σ_{sv} -79,88
							σ_{iv} -6605,29
4	149,46	0	-6062,05	0,240	0,340	-2060,54	σ_{sl}
							σ_{sv} 292,55
							σ_{iv} -7279,52
5	152,13	0	-6170,21	0,240	0,340	-2097,31	σ_{sl}
							σ_{sv} 297,77
							σ_{iv} -7409,41

6.4 Por ocasião da protensão dos cabos C7 e C8 temos:

$\sigma_p =$ 0,00 kN/cm² 0 cabos de 10 cordoalhas

$A_s =$ 0,00 cm² $E_p =$ 1,95E+04 kN/cm²

Tensões no cabo **C7-C8** depois das perdas de atrito cabo/bainha

sección	$\Sigma \alpha 0$ Vertical	x	$\Sigma \alpha 0$ Horizontal	$\Sigma \alpha 0$ result.	$\Delta \sigma_p$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm ²
Extr.	0,00	0,000	0	0,00	0,000	0,0000
0	0,00	0,750	1,69	1,69	0,000	0,0000
1	0,00	2,700	6,08	6,08	0,000	0,0000
2	4,00	4,650	10,46	11,20	0,000	0,0000
3	7,00	6,600	14,85	16,42	0,000	0,0000
4	7,00	8,550	19,24	20,47	0,000	0,0000
5	7,00	10,500	23,63	24,64	0,000	0,0000

$\mu =$ 0,2500

$k =$ 0,0400 μ (1/m)

α 1⁰/m
Horiz./m

Influência da acomodação da ancoragem

Adotaremos 5 mm

$E_p \times \delta =$ 9750,00 kN/cm
 $L/10 =$ 195 cm

$E_{aço} =$ 1,95E+04 kN/cm²

Seção	xb cm	Area kN/cm	Alongamento do cabo	0,00 mm ou 0,00 mm/m
0	75,00	0,00		
1	270,00	0,00		
2	465,00	0,00		
3	660,00	0,00		
4	855,00	0,00		
5	1050,00	0,00		

A influência vai até um ponto entre as seções

depois da S5

Se a influência for depois da seção S5 temos

$\Delta \sigma_1 =$ 9,29 kN/cm²

$\sigma_1 =$ 0,00 kN/cm²

$\sigma_2 =$ 0,00 kN/cm²

$b =$ 195,00 cm

$\text{tg } \alpha = 0,0000$

Tensão de referência =

S2

0,00

Por tentativa tenemos:

x	σ_x	sección	xb cm	Area kN/cm
266,25	0,00 kN/cm ²	0	75,00	0,00
		1	270,00	0,00
		2	465,00	0,00
		3	660,00	0,00
		4	855,00	0,00
		5	1050,00	0,00

NOVA TENTATIVA

Após a perda de acomodação da ancoragem temos:

Seção	$\sigma_{p_x,at}$ kN/cm ²	$\Delta\sigma_{p_0,an}$ kN/cm ²	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm ²
Extr.	0,00	0,00	0,00
0	0,00	0,00	0,00
1	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00

Na viga protendida por ocasião da 1ª protensão, temos depois das perdas de acomodação das

C7-C8			0	Cord Ø= 12,7mm	Ac = 0,00 cm ²			
seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm ²	Angulo α	$N_{p1,cos\alpha}$ kN	e cabo inf	ep2 m	$M_{p2,anc}$ kNm	Tensões (KN/m ²)	
Extr.	0,00		0,00	0,000	0,542	0,00	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	0,00
							σ_{iv}	0,00
0	0,00		0,00	0,000	0,542	0,00	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	0,00
							σ_{iv}	0,00
1	0,00		0,00	0,000	0,542	0,00	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	0,00
							σ_{iv}	0,00
2	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	0,00
							σ_{iv}	0,00
3	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	0,00
							σ_{iv}	0,00
4	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	0,00
							σ_{iv}	0,00
5	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	σ_{sl}	
		0					σ_{sv}	0,00
							σ_{iv}	0,00

Somatório das tensões dos cabos C1 a C4 mais as tensões de carga permanente da viga

Seção		C1-C2	C3-C4	C5-C6	C7-C8	Σ	σ_{g1}	$\Sigma(\sigma_{prot} + \sigma_{g1})$
Extr.	σ_{sl}	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	406,5	-2096,2	-4898,90	0,00	-6588,63	0,00	-6588,63
	σ_{iv}	-5984,3	-2858,8	95,52	0,00	-8747,52	0,00	-8747,52
0	σ_{sl}	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	582,7	-1780,1	-4499,50	0,00	-5696,91	91,72	-5605,19
	σ_{iv}	-6241,2	-3281,3	-433,51	0,00	-9956,03	-108,57	-10064,59
1	σ_{sl}	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	1125,2	-706,9	-2842,88	0,00	-2424,65	-1351,95	-3776,60
	σ_{iv}	-7007,5	-4675,5	-2486,49	0,00	-14169,56	1600,30	-12569,26
2	σ_{sl}	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	1660,4	432,2	-1141,80	0,00	950,78	-2380,05	-1429,27
	σ_{iv}	-8670,3	-6791,3	-4940,10	0,00	-20401,62	3285,51	-17116,11
3	σ_{sl}	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	1694,1	961,1	-79,88	0,00	2575,38	-3151,39	-576,01
	σ_{iv}	-8846,4	-7673,7	-6605,29	0,00	-23125,40	4350,28	-18775,12
4	σ_{sl}	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	1727,4	980,7	292,55	0,00	3000,60	-3614,18	-613,58
	σ_{iv}	-9020,1	-7829,6	-7279,52	0,00	-24129,28	4989,15	-19140,14
5	σ_{sl}	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	1760,1	999,4	297,77	0,00	3057,31	-3768,45	-711,15
	σ_{iv}	-9190,9	-7979,5	-7409,41	0,00	-24579,85	5202,10	-19377,75

Perdas imediatas de protensão devido ao encurtamento da viga por protensão sucessiva

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

Numero de cabos n = 12

$\alpha_p = 5,38$

Seção		$\Sigma(\sigma_{prot} + \sigma_{g1})$	e médio (m)	σ_{cg} kN/m ²	$\Delta\sigma_p$ kN/cm ²	ΔN_p kN	ΔM_p kNm	$\Delta\sigma_p$ kN/m ²
Extr.	σ_{sl}	0,00	0,50	-7668,07	1,9	229,90	9,67	0,00
	σ_{sv}	-6588,63						93,18
	σ_{iv}	-8747,52						127,07
0	σ_{sl}	0,00	0,46	-7995,43	2,0	239,72	18,71	0,00
	σ_{sv}	-5605,19						83,30
	σ_{iv}	-10064,59						148,90
1	σ_{sl}	0,00	0,34	-9597,34	2,4	287,74	58,72	0,00
	σ_{sv}	-3776,60						41,80
	σ_{iv}	-12569,26						247,62
2	σ_{sl}	0,00	0,24	-13414,01	3,3	402,17	138,31	0,00
	σ_{sv}	-1429,27						-21,89
	σ_{iv}	-17116,11						486,37
3	σ_{sl}	0,00	0,18	-15572,08	3,8	466,88	188,58	0,00
	σ_{sv}	-576,01						-68,66
	σ_{iv}	-18775,12						624,32
4	σ_{sl}	0,00	0,16	-16175,89	4,0	484,98	203,65	0,00
	σ_{sv}	-613,58						-83,30
	σ_{iv}	-19140,14						665,06
5	σ_{sl}	0,00	0,16	-16391,09	4,0	491,43	206,36	0,00
	σ_{sv}	-711,15						-84,41
	σ_{iv}	-19377,75						673,91

Considerando as perdas imediatas por protensão sucessivas temos

Seção		$\Sigma(\sigma_{\text{prot}} + \sigma_{g1})$	$\Delta\sigma_p \text{ kN/m}^2$	$\Sigma(\sigma_{\text{prot}} + \sigma_{g1} + \Delta\sigma_p)$
Extr.	σ_{sl}	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	-6588,63	93,18	-6495,45
	σ_{iv}	-8747,52	127,07	-8620,44
0	σ_{sl}	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	-5605,19	83,30	-5521,89
	σ_{iv}	-10064,59	148,90	-9915,70
1	σ_{sl}	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	-3776,60	41,80	-3734,81
	σ_{iv}	-12569,26	247,62	-12321,65
2	σ_{sl}	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	-1429,27	-21,89	-1451,17
	σ_{iv}	-17116,11	486,37	-16629,74
3	σ_{sl}	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	-576,01	-68,66	-644,67
	σ_{iv}	-18775,12	624,32	-18150,80
4	σ_{sl}	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	-613,58	-83,30	-696,88
	σ_{iv}	-19140,14	665,06	-18475,08
5	σ_{sl}	0,00	0,00	0,00
	σ_{sv}	-711,15	-84,41	-795,55
	σ_{iv}	-19377,75	673,91	-18703,84

As tensões máximas permitidas são:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,80 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4555,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{adm}} = 0,7 f_{tk} = -27531,3 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de tração vale

$$\sigma_{t_{max}} = -644,7 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

A máxima tensão de compressão vale

$$\sigma_{c_{max}} = -18703,8 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

6.5 Verificação no tempo t = infinito

As perdas de protensão devidas as deformações por retração, fluência e relaxação do aço estão abaixo avaliadas em percentagem.

$$\Delta\sigma_p(t_{00},t_0) = \{7,4 + (\alpha_p/18,7)[\varphi(t_{00},t_0)]\exp^{1,07(3+\sigma_{cp0})}\}\sigma_{p0}$$

$$\alpha_p = 5,38$$

$$\varphi(t_{00},t_0) = 2 \quad N^0 \text{ vigas analisadas} = 2$$

$\sigma(p+g)$ = Tensão no concreto, média entre as vigas, devido a protensão e cargas permanentes, no instante t=0

Seção	Tensões (kN/m ²)	$\sigma(p+g)$ kN/m ²	σ_p MPa	e do cabo (m)	$\sigma_p(cg)$ MPa	%
Extr.	S v	-3247,73	-3,25	0,50	3,78	11,49
	I v	-4310,22	-4,31			
0	S v	-2760,94	-2,76	0,46	3,94	11,59
	I v	-4957,85	-4,96			
1	S v	-3734,81	-3,73	0,34	9,42	14,90
	I v	-12321,65	-12,32			
2	S v	-1451,17	-1,45	0,24	13,05	17,09
	I v	-16629,74	-16,63			
3	S v	-644,67	-0,64	0,18	15,07	18,31
	I v	-18150,80	-18,15			
4	S v	-696,88	-0,70	0,16	15,63	18,64
	I v	-18475,08	-18,48			
5	S v	-795,55	-0,80	0,16	15,84	18,77
	I v	-18703,84	-18,70			

Temos então as tensões finais de protensão contemplando todas as perdas imediatas, atrito cabo/bainha, acomodação das ancoragens e as diferidas.

Seção	Tensões (kN/m ²)	σ_p kN/m ²	σ_{p00} kN/m ²
Extr.	S L	0,00	0,00
	S v	-6495,45	-5749,03
	I v	-8620,44	-7629,83
0	S L	0,00	0,00
	S v	-5521,89	-4882,02
	I v	-9915,70	-8766,69
1	S L	0,00	0,00
	S v	-3734,81	-3178,48
	I v	-12321,65	-10486,25
2	S L	0,00	0,00
	S v	-1451,17	-1203,23
	I v	-16629,74	-13788,45
3	S L	0,00	0,00
	S v	-644,67	-526,66
	I v	-18150,80	-14828,11
4	S L	0,00	0,00
	S v	-696,88	-566,95
	I v	-18475,08	-15030,49
5	S L	0,00	0,00
	S v	-795,55	-646,23
	I v	-18703,84	-15193,12

Quadro geral de tensões

Ponte total carregada								
Seção	Fibras	1	2	1+2	3			
		σ_{prot00}	$g1+g2$	Fase 4	σ_{pmax+} kN/m ²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$ +	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}+$	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$ +
Extr.	SI	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
	Sv	-5749,0	0,0	-5749,0	0,0	-5749,0	-5749,0	-5749,0
	Iv	-7629,8	0,0	-7629,8	0,0	-7629,8	-7629,8	-7629,8
0	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Sv	-4882,0	104,0	-4778,0	0,0	-4778,0	-4778,0	-4778,0
	Iv	-8766,7	-123,1	-8889,8	0,0	-8889,8	-8889,8	-8889,8
1	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Sv	-3178,5	-2086,2	-5264,7	-2034,9	-5875,2	-6282,1	-7299,6
	Iv	-10486,3	2469,5	-8016,8	2408,6	-7294,2	-6812,5	-5608,1
2	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Sv	-1203,2	-3644,6	-4847,9	-3454,8	-5884,3	-6575,3	-8302,7
	Iv	-13788,5	5031,2	-8757,3	4769,2	-7326,5	-6372,7	-3988,1
3	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Sv	-526,7	-4814,9	-5341,5	-4493,7	-6689,6	-7588,3	-9835,2
	Iv	-14828,1	6646,6	-8181,5	6203,2	-6320,6	-5079,9	-1978,3
4	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Sv	-567,0	-5517,0	-6083,9	-5073,5	-7606,0	-8620,7	-11157,4
	Iv	-15030,5	7615,8	-7414,7	7003,6	-5313,6	-3912,9	-411,1
5	SI	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Sv	-646,2	-5751,0	-6397,2	-5194,2	-7955,5	-8994,3	-11591,4
	Iv	-15193,1	7938,9	-7254,2	7170,3	-5103,1	-3669,1	-84,0

$\sigma_{tmax} =$ -4778,0 -4778,0 -3669,1 -84,0 kN/m²

$\sigma_{Cmax} =$ -8889,8 -8889,8 -8994,3 -11591,4 kN/m²

Seção	Fibras	Fase 4	σ_{pmax} - kN/m²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}$	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$
Extr.	S l	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	S v	-5749,0	0,0	-5749,0	-5749,0	-5749,0
	l v	-7629,8	0,0	-7629,8	-7629,8	-7629,8
0	S l	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	S v	-4778,0	-749,2	-5002,8	-5152,7	-5527,3
	l v	-8889,8	886,9	-8623,7	-8446,4	-8002,9
1	S l	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	S v	-5264,7	296,8	-5175,7	-5116,3	-4967,9
	l v	-8016,8	-351,4	-8122,2	-8192,5	-8368,1
2	S l	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	S v	-4847,9	261,0	-4769,6	-4717,4	-4586,9
	l v	-8757,3	-360,3	-8865,3	-8937,4	-9117,5
3	S l	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	S v	-5341,5	236,5	-5270,6	-5223,3	-5105,0
	l v	-8181,5	-326,5	-8279,5	-8344,8	-8508,0
4	S l	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	S v	-6083,9	212,0	-6020,3	-5977,9	-5871,9
	l v	-7414,7	-292,7	-7502,5	-7561,0	-7707,4
5	S l	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	S v	-6397,2	187,6	-6341,0	-6303,5	-6209,7
	l v	-7254,2	-258,9	-7331,9	-7383,7	-7513,1

$$\sigma_{t_{max}} = \begin{matrix} -4769,6 & -4717,4 & -4586,9 \end{matrix} \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = \begin{matrix} -8865,3 & -8937,4 & -9117,5 \end{matrix} \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas vale:

$$f_{ck} = 45,00 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 4555,11 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = -3669,09 \text{ kN/m}^2$ **OK**

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{adm}} = -27000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -11591,45 \text{ kN/m}^2 \quad \textbf{OK}$$

7 - Verificação a rotura

Verificação do momento último de cálculo.

O momento último de resistencia vale:

$$M_u = \phi(A_{sp} \times f_{ps}(d_p - a/2) + A_s \times f_y(d_s - a/2) - A'_s \times f'_y(d'_s - a/2))$$

a = distância da linha neutra

$$a = (A_{sp} \times f_{ps} + A_s \times f_y - A'_s \times f'_y) / 0,85f_{ck} \times b$$

$A_{sp} =$	121,68	cm ²	$f_{pu} =$	200,00	kN/cm ²	$f_y =$	5000,00
$A_s =$	0,00	cm ²	$f_{ck} =$	450,00	kgf/cm ²	$f'_y =$	4300,00
$A'_s =$	0,00	cm ²					
$b_w =$	520,00	cm	$d_p =$	85,00	cm		
$f_{ps} = f_{pu}[1 - (y_p/b_1)(\rho_p f_{pu}/f'_c)]$							
$\phi =$	0,9						
$\rho_p = A_{sp}/b_w d_p$							
							0,00275

Aço RB $y_p =$ 0,28

$b_1 = 0,85 - (f_{ck} - 280/70) \times 0,05 =$ 0,73

$f_{ps} =$ 19059,56 kgf/cm²

Daí temos a profundidade da linha neutra $a =$ 11,66 cm

Mu = 16524,77 kNm $M_{dmax} =$ 10076,24 kNm **OK**

Momentos fletores existentes

7.1- Momentos fletores

Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+(1/1)	Mp-(1/1)	Mp+(1/2)	Mp-(1/2)
Ext	-57,14		-7,64	0,00	466,75	0,00	487,86
0	-57,14		-7,64	0,00	466,75	0,00	487,86
1	842,23		457,44	1267,66	-184,92	1010,85	-163,81
2	1541,74		819,17	2237,95	-169,06	1781,41	-147,95
3	2041,38		1077,55	2910,89	-153,20	2311,68	-132,10
4	2341,17		1232,58	3286,46	-137,35	2601,65	-116,24
5	2441,10		1284,26	3364,67	-121,49	2651,32	-100,39
6	2341,17		1232,58	3286,46	-137,35	2601,65	-116,24
7	2041,38		1077,55	2910,89	-153,20	2311,68	-132,10
8	1541,74		819,17	2237,95	-169,06	1781,41	-147,95
9	842,23		457,44	1267,66	-184,92	1010,85	-163,81
10	-57,14		-7,64	0,00	466,75	0,00	487,86

$M_{d1} = 1.00M_{ge} + 1.50M_{p+}$

$M_{d2} = 1.35M_{ge} + 1.50M_{p+}$

$M_{d3} = 1.00M_{ge} + 1.50M_{p-}$

$M_{d4} = 1.35M_{ge} + 1.50M_{p-}$

Seção	Ponte total carregada				Seção	Ponte total carregada			
	Md1	Md2	Md3	Md4		Md1	Md2	Md3	Md4
Ext	-64,78	-87,46	635,35	612,67	Ext	-64,78	-87,46	667,01	644,33
0	-64,78	-87,46	635,35	612,67	0	-64,78	658,61	487,86	658,61
1	3201,16	3656,04	1022,29	1477,18	1	2815,95	1143,51	847,04	1143,51
2	5717,84	6544,16	2107,32	2933,64	2	5033,03	2205,17	1633,46	2205,17
3	7485,27	8576,90	2889,13	3980,76	3	6586,45	2942,43	2179,58	2942,43
4	8503,44	9754,26	3367,73	4618,55	4	7476,22	3355,30	2485,41	3355,30
5	8772,36	10076,24	3543,12	4847,00	5	7702,34	3443,77	2550,94	3443,77
6	8503,44	9754,26	3367,73	4618,55	6	7476,22	3355,30	2485,41	3355,30
7	7485,27	8576,90	2889,13	3980,76	7	6586,45	2942,43	2179,58	2942,43
8	5717,84	6544,16	2107,32	2933,64	8	5033,03	2205,17	1633,46	2205,17
9	3201,16	3656,04	1022,29	1477,18	9	2815,95	1143,51	847,04	1143,51
10	-64,78	-87,46	635,35	612,67	10	-64,78	658,61	487,86	658,61

Seção	Md _{max} +	Md _{max} -
	kNm	kNm

Ext	635,35	-87,46
0	635,35	-87,46
1	3656,04	1022,29
2	6544,16	2107,32
3	8576,90	2889,13
4	9754,26	3367,73
5	10076,24	3543,12
6	9754,26	3367,73
7	8576,90	2889,13
8	6544,16	2107,32
9	3656,04	1022,29
10	635,35	-87,46

fck =	32142,86 kN/m ²		
fyk =	43,48 kN/m ²	bw0=	0,70 m
h =	0,900 m	bwv=	0,70 m
bw _s =	5,20 m	h _{mesa} sup=	0,15 m
bw _i =	3,55 m	h _{mesa} inf=	0,20 m
fyk210=	189,00 kN/m ²		
h sec 01 =	0,50 m		

Para as armaduras positivas temos

Seção	Md(kNm)	kMd	kz	kx	x LN(m)	As _{inf} (cm ²)	Ae _{xist}	As _{rec}
Ext	635,35	0,000	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00 cm ²
0	87,46	0,001	0,988	0,030	0,02	0,60	81,12	-304,37 cm ²
1	3656,04	0,027	0,984	0,040	0,03	25,12	40,56	-58,37 cm ²
2	6544,16	0,048	0,980	0,050	0,04	45,15	81,12	-135,98 cm ²
3	8576,90	0,063	0,976	0,060	0,04	59,41	121,68	-235,37 cm ²
4	9754,26	0,072	0,972	0,070	0,05	67,85	121,68	-203,49 cm ²
5	10076,24	0,074	0,972	0,070	0,05	70,09	121,68	-195,03 cm ²

7.2- Esforços cortantes

Seção	Vg1	Vg2	Vp+(1/1)	Vp-(1/1)	Vp+(1/2)	Vp-(1/2)
0esq	-95,90	-20,39	0,00	-537,35	0,00	-503,58
0dir	512,46	265,01	730,66	31,81	582,17	33,97
1	409,97	212,00	628,07	-18,10	507,38	-7,21
2	307,48	159,00	531,34	-73,86	435,52	-65,84
3	204,98	106,00	440,46	-135,47	366,59	-120,14
4	102,49	53,00	355,43	-202,94	300,59	-177,36
5	0,00	0,00	276,26	-276,26	237,51	-237,51

Envoltória de dimensionamento

$$\begin{aligned} Vd1 &= 1.00V_{ge} + 1.50V_{p+} \\ Vd2 &= 1.35V_{ge} + 1.50V_{p+} \\ Vd3 &= 1.00V_{ge} + 1.50V_{p-} \\ Vd4 &= 1.35V_{ge} + 1.50V_{p-} \end{aligned}$$

Seção	Ponte total carregada				Ponte metade carregada			
	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4
0esq	-116,28	-156,98	689,74	-963,00	-116,28	-156,98	639,09	-912,35
0dir	1873,45	2145,56	729,75	1097,29	1650,71	1922,83	726,50	1100,54
1	1564,08	1781,77	649,12	812,52	1383,04	1600,73	632,79	828,84
2	1263,49	1426,75	577,27	518,96	1119,77	1283,03	565,24	530,99
3	971,68	1080,52	514,19	216,62	860,88	969,72	491,19	239,62
4	688,64	743,07	459,90	-94,49	606,38	660,80	421,54	-56,13
5	414,39	414,39	414,39	-414,39	356,27	356,27	356,27	-356,27

Dimensionamento

$$\begin{aligned} h &= 1,00 \text{ m} & f_{ct,m} &= 0,3f_{ck}^{2/3} = 3795,45 \text{ kN/m}^2 \\ d &= 0,90 \text{ m} & f_{ctd} &= 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma = 1897,726 \text{ kN/m}^2 \\ f_{ck} &= 45,00 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 32142,86 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yk} &= 500,00 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \\ \alpha_{v2} &= 0,82 \\ V_{rd2} &= 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_{wd} = \\ V_{c0} &= 0,6 f_{ctd} b_{wd} + M_0 / M_{sd,max} = \\ M_0 &= (\gamma_p P_{00} + \gamma_f N_g + q) W_i / A_c + \gamma_p P_{00} \cdot e_p = \\ \text{Daí: } M_0 &= 7319,29 \text{ kNm} \\ V_{sw} &= (A_s / s) (0,9 d f_{yd} = \\ V_c &= V_{c0} (1 + M_0 / M_{sd,max}) = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{sd}(1/2) &= 9754,3 \text{ kNm} \\ M_{sd}(1/1) &= 10076,2 \text{ kNm} \\ P_{00} &= 13202,3 \text{ kN} \\ W_i &= 0,47 \text{ m}^3 \\ A_c &= 2,10 \text{ m}^2 \\ e_p &= 0,392 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A_s / s, \min = b_w 0,2 f_{ctm} / f_{yk} =$$

Ponte total carregada por viga								
Seção	b _w (m)	V _{sd} /viga (kN)	V _{rd2} kN/m ²	V _{c0} kN	V _c kN/m ²	A _s /s	A _s /s mínimo	
0esq	0,315	481,50	2017,51	322,80	557,28	0,00	5,50	OK
0dir	0,315	1072,78	2017,51	322,80	557,28	14,64	5,50	OK
1	0,315	890,88	2017,51	322,80	557,28	9,47	5,50	OK
2	0,315	713,38	2017,51	322,80	557,28	4,43	5,50	OK
3	0,315	540,26	2017,51	322,80	557,28	0,00	5,50	OK
4	0,315	371,53	2017,51	322,80	557,28	0,00	5,50	OK
5	0,315	207,19	2017,51	322,80	557,28	0,00	5,50	OK

Envoltória de fadiga

$$\begin{aligned} V1 &= V_g + 0,5V_{p+} & \Delta s_{d,fadiga} &= 8,50 \text{ kN/cm}^2 \\ V2 &= V_g \\ ff &= (\Delta s / \Delta s_{d,fadiga} = \end{aligned}$$

Ponte total carregada por viga								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN	(As/s)	ΔV kN	Δs (kN/cm ²)	ff	ff(As/s)fa d
Oesq	116,28	116,28	161,40	5,50	0,00	0,00	0,00	5,50
Odir	1142,79	777,47	161,40	14,64	365,33	13,93	1,64	23,99
1	936,01	621,97	161,40	9,47	314,04	16,11	1,90	17,96
2	732,15	466,48	161,40	5,50	265,67	18,96	2,23	12,27
3	531,22	310,99	161,40	5,50	220,23	10,70	1,26	6,92
4	333,21	155,49	161,40	5,50	177,72	2,97	0,35	5,50

Ponte metade carregada por viga								
Seção	bw (m)	Vsd/viga (kN)	Vrd2 kN/m ²	Vc0 kN/m ²	Vc kN/m ²	As/s	As/s minimo	
Oesq	0,315	456,17	2017,51	322,80	565,02	0,00	5,50	OK
Odir	0,315	961,41	2017,51	322,80	565,02	11,26	5,50	OK
1	0,315	800,37	2017,51	322,80	565,02	6,68	5,50	OK
2	0,315	641,52	2017,51	322,80	565,02	2,17	5,50	OK
3	0,315	484,86	2017,51	322,80	565,02	0,00	5,50	OK
4	0,315	330,40	2017,51	322,80	565,02	0,00	5,50	OK
5	0,315	178,14	2017,51	322,80	565,02	0,00	5,50	OK

Envoltória de fadiga

$$V1 = Vg + 0,5Vp+ \quad \sigma s1 = (V1 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s} \quad \Delta sd, \text{fadiga} = 8,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V2 = Vg + 0,5Vp- \quad \sigma s2 = (V2 - 0,5Vc0) / 0,9d \text{ Asw/s}$$

$$ff = (\sigma s1 - \sigma s2) / \Delta sd, \text{fadiga} =$$

Ponte metade carregada por viga								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN	(As/s)	ΔV kN	Δs (kN/cm ²)	ff	ff(As/s)fa d
Oesq	116,28	368,07	161,40	5,50	251,79	16,44	1,93	10,63
Odir	1068,55	794,45	161,40	11,26	274,10	10,01	1,18	13,26
1	875,66	621,97	161,40	6,68	253,69	13,81	1,62	10,86
2	684,24	466,48	161,40	5,50	217,76	10,25	1,21	6,63
3	494,28	310,99	161,40	5,50	183,30	3,98	0,47	5,50
4	305,79	155,49	161,40	5,50	150,30	-2,02	-0,24	5,50

Resumo das armaduras

$$As/s, \text{min} = bw \cdot 0,2 \cdot fctm / fyx =$$

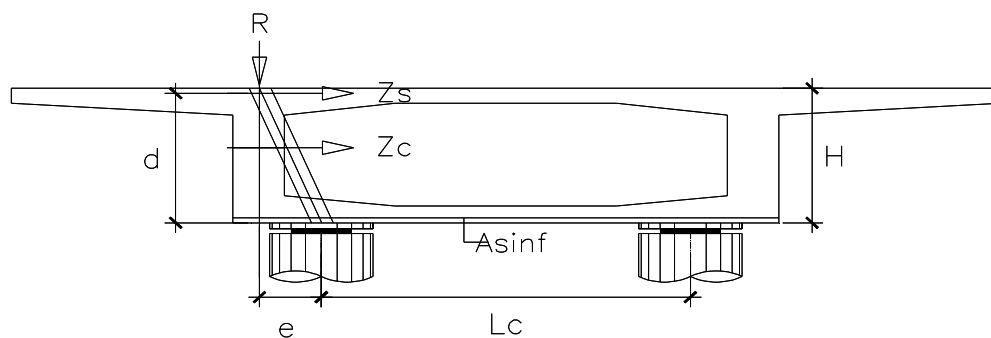
Considerando as armaduras de cortante mais torção

Seção	Ponte totalmente carregada			Ponte metade carregada				
	Cortante As/s cm ² /m	Torsor As/s cm ² /m	Cortante + torsor	Cortante As/s cm ² /m	Torsor As/s cm ² /m	Cortante + torsor	As/s.min cm ² /m	As/s.adot . cm ² /m
Oesq	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,78	0,00
Odir	14,64	14,44	29,08	11,26	17,63	28,88	4,78	29,08
1	9,47	12,70	22,17	6,68	15,24	21,93	4,78	22,17
2	4,43	10,28	14,71	2,17	12,26	14,43	4,78	14,71
3	0,00	7,52	7,52	0,00	9,04	9,04	4,78	9,04
4	0,00	4,45	4,45	0,00	5,56	5,56	4,78	5,56

8 - Vigas transversais

8.1 Transversina de Apoio

$e = 0,15 \text{ m}$ $f_{ck} = 45,00 \text{ Mpa}$
 $h = 1,00 \text{ m}$
 $L_c = 3,00 \text{ m}$



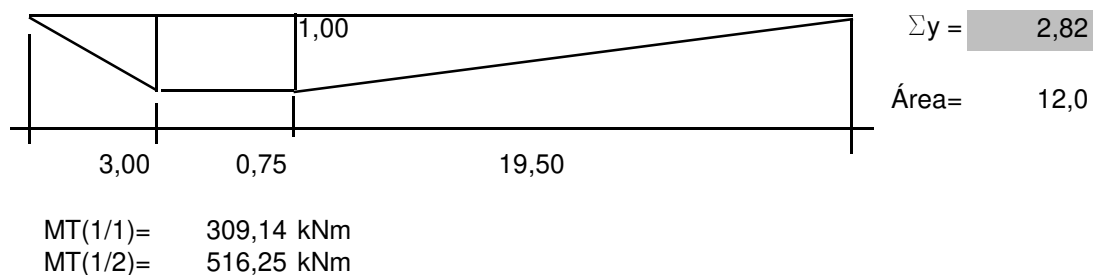
Momento transversal nos apoios

Carga permanente

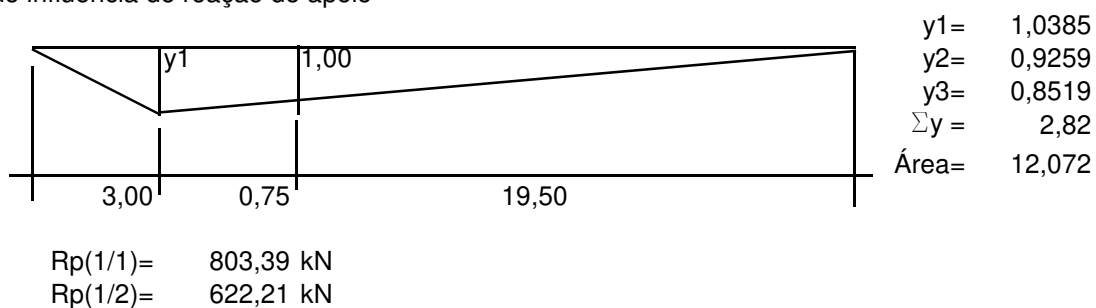
$MT_g = 509,00 \text{ kNm}$

Carga móvel

Linha de influência de momento transversal



Linha de influência de reação de apoio



As reações verticais por pilar valem:

$R_{g1/2} = 304,18 \text{ kN}$	$R_{MT}(g_1+g_2)/L_c = 169,67 \text{ kNm}$
$R_{g2/2} = 142,70 \text{ kN}$	
$R_{p(1/1)/2} = 401,69 \text{ kN}$	$R_{MP}(1/1)/L_c = 103,05 \text{ kNm}$
$R_{p(1/2)/2} = 311,11 \text{ kN}$	$R_{MP}(1/2)/L_c = 172,08 \text{ kNm}$
$R_{max}(1/1) = 1121,28 \text{ kN}$	$R_{max}(1/2) = 1099,73 \text{ kN}$
$R_{min}(1/1) = 575,86 \text{ kN}$	$R_{min}(1/2) = 416,23 \text{ kN}$

Para a armadura superior temos:

$$R = 1121,28 \text{ kN}$$

$$A_s = 6,01 \text{ cm}^2$$

9 - Dimensionamento da laje inferior

Determinação dos esforços de torção

Carga permanente

$$\text{Raio de curvatura} = 24,00 \text{ m}$$

Seção	M fletor g1+g2	M / R	M torsor
S0	0,00	0,00	509,00 kNm
S1	1299,67	54,15	454,84 kNm
S2	2360,91	98,37	356,47 kNm
S3	3118,94	129,96	226,52 kNm
S4	3573,75	148,91	77,61 kNm
S5	3725,36	155,22	-77,61 kNm
S6	3573,75	148,91	-226,52 kNm
S7	3118,94	129,96	-356,47 kNm
S8	2360,91	98,37	-454,84 kNm
S9	1299,67	54,15	-509,00 kNm
S10	0,00	0,00	-509,00 kNm
	$\Sigma =$	1018,00	

Carga móvel

Ponte total carregada

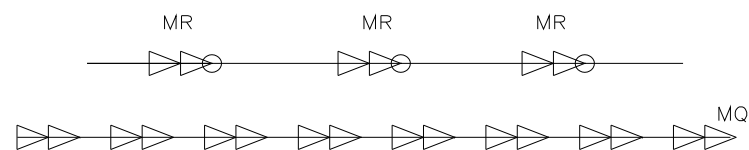
$$L = 19,50 \text{ m}$$



$$MR = 109,62 \text{ kNm/eixo}$$

$$MQ = 0,00 \text{ kNm/m}$$

Ponte metade carregada



$$MR = 109,62 \text{ kNm/eixo}$$

$$MQ = 17,26 \text{ kNm/m}$$

		Momento torsor	
ε'		1/1	1/2
S0	1	303,57	471,85 kNm
S1	0,9	270,68	406,99 kNm
S2	0,8	237,80	345,49 kNm
S3	0,7	204,91	287,37 kNm
S4	0,6	172,02	232,60 kNm
S5	0,5	139,14	181,21 kNm
S6	0,4	106,25	133,17 kNm
S7	0,3	73,36	88,51 kNm
S8	0,2	40,48	47,21 kNm
S9	0,1	7,59	9,27 kNm
S10	0	0,00	0,00 kNm

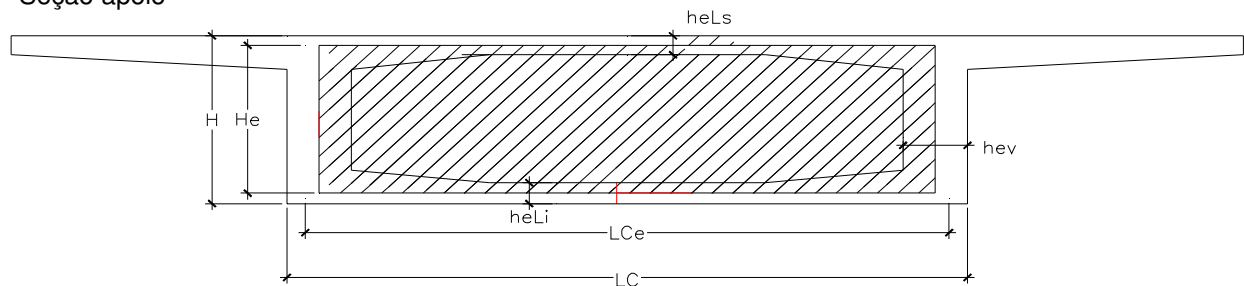
Envoltória de momentos torsores

	1/1	1/2		
	Tsd	Tsd		
S0	1142,50	1394,92 kNm	fck= 45,0	MPa
S1	1020,07	1224,52 kNm	fcd= 32142,86	kN/m²
S2	837,94	999,48 kNm		
S3	613,17	736,85 kNm		
S4	362,81	453,68 kNm		
S5	103,93	167,03 kNm		

Armaduras de torção

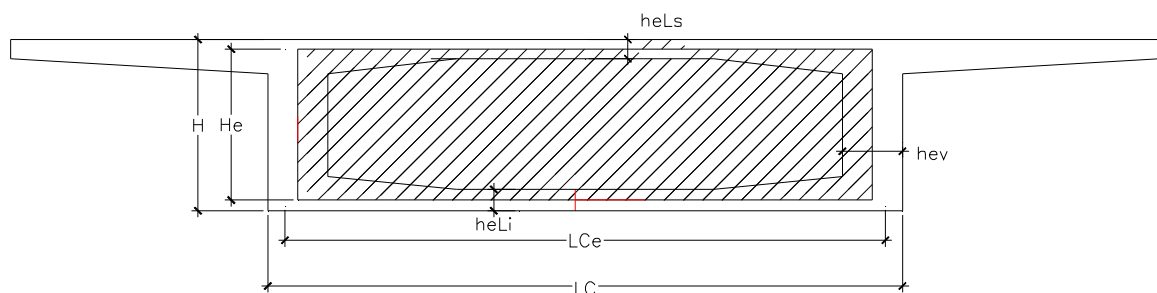
H =	1,00 m	A = H.LC=	3,5 m ²	he=A/U<=	0,389 m
LC =	3,50 m	Perímetro=	9 m		

Seção apoio



He =	0,825 m	Lce =	3,15
heLs =	0,150 m	Ae =	2,599
heLi =	0,200 m		
Hev =	0,350 m		

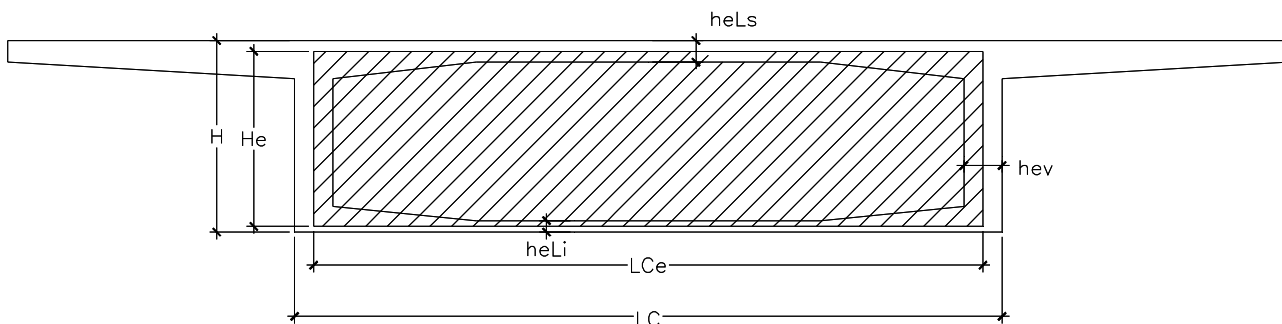
Seção 1



He =	0,838 m	Lce =	3,15
heLs =	0,150 m	Ae =	2,638
heLi =	0,175 m		

Hev = 0,350 m

Seção do 2 a 5



He = 0,850 m Lce = 3,15
 heLs = 0,150 m Ae = 2,678
 heLi = 0,150 m
 Hev = 0,350 m Trd2 = $0,5 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he \cdot \sin 2\alpha$
 $\alpha v2 = 1 - fck/250 = 0,82$
 Armação transversal As/s = $Tsd / (2Ae \cdot he \cdot fyd)$

Seção				Seção			
		Ponte total carregada				Ponte metade carregada	
	Tsd	Trd2	As/s		Tsd	Trd2	As/s
S0esq				S0	1394,92	6849,6 OK	30,85
S0dir	1142,50	6849,6 OK	25,27	S1	1224,52	6084,2 OK	30,49
S1	1020,07	6084,2 OK	25,40	S2	999,48	5292,844 OK	28,60
S2	837,94	5292,844 OK	23,98	S3	736,85	5292,844 OK	21,09
S3	613,17	5292,844 OK	17,55	S4	453,68	5292,844 OK	12,98
S4	362,81	5292,844 OK	10,38	S5	167,03	5292,844 OK	4,78
S5	103,93	5292,844 OK	2,97				

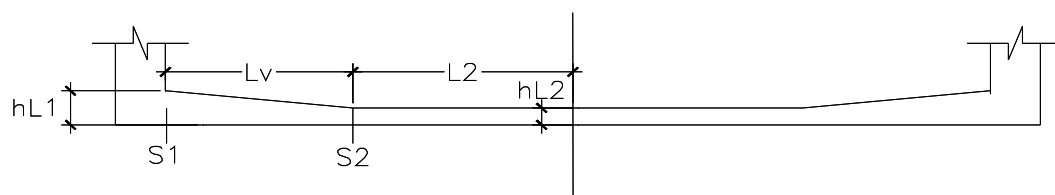
Armação longitudinal

Seção	Ponte total carregada		Ponte metade carregada	
	Tsd	AsL/s	Tsd	As/s
S0	1142,50	25,27	1394,92	30,85
S1	1020,07	25,40	1224,52	30,49
S2	837,94	23,98	999,48	28,60
S3	613,17	17,55	736,85	21,09
S4	362,81	10,38	453,68	12,98
S5	103,93	2,97	167,03	4,78

Armação transversal de torção nas vigas longitudinais.

Seção				Seção			
		Ponte total carregada				Ponte metade carregada	
	Tsd	Trd2	As/s		Tsd	Trd2	As/s
S0esq		11986,73	0,00	S0	1394,92	11986,73 OK	17,63
S0dir	1142,50	11986,7 OK	14,44	S1	1224,52	12168,35 OK	15,24
S1	1020,07	12168,4 OK	12,70	S2	999,48	12349,97 OK	12,26
S2	837,94	12350,0 OK	10,28	S3	736,85	12349,97 OK	9,04
S3	613,17	12350,0 OK	7,52	S4	453,68	12349,97 OK	5,56
S4	362,81	12350,0 OK	4,45	S5	167,03	12349,97 OK	2,05
S5	103,93	12350,0 OK	1,27				

Armaduras devida a flexão normal- Armadura de costura



h1apoio =	0,30 m	Lv =	0,50 m	yCG apoio =	0,5421 m
h2 apoio =	0,20 m	L2 apoio =	0,9 m	yCG vão =	0,5799 m
h1vão =	0,25 m	L2 vão =	0,9 m	J apoio =	0,2853 m ⁴
h2 vão =	0,15 m			j vão =	0,2721 m ⁴

ms _{S2} apoio =	0,080 m ³	ms _{S1} apoio =	0,131 m ³
ms _{S2} vão =	0,068 m ³	ms _{S1} vão =	0,121 m ³

$$\tau = Vms/h_i.J =$$

Esforços cortantes por viga				Esforços de cálculo	
Seção	Vg1+g2	Vp(1/1)	Vp(1/2)	Ponte 1/1	Ponte1/2
0esq	58,14	268,67	251,79	481,50	456,17
0 dir	388,73	365,33	291,08	1072,78	961,41
1	310,99	314,04	253,69	890,88	800,37
2	233,24	265,67	217,76	713,38	641,52
3	155,49	220,23	183,30	540,26	484,86
4	77,75	177,72	150,30	371,53	330,40
5	0,00	138,13	118,76	207,19	178,14

Seção	Seção S1				Seção S2			
	τ 1/1	τ 1/2	As/s1/1	As/s1/2	τ 1/1	τ 1/2	As/s1/1	As/s1/2
0esq	739,79	700,88	5,10	4,83	671,50	636,18	3,09	2,92
0 dir	1648,25	1477,14	11,37	10,19	1496,10	1340,78	6,88	6,16
1	1324,39	1189,83	7,61	6,84	1487,68	1336,53	5,13	4,61
2	1060,51	953,68	6,09	5,48	1191,26	1071,26	4,11	3,69
3	803,15	720,79	4,62	4,14	902,18	809,67	3,11	2,79
4	552,32	491,17	3,17	2,82	620,42	551,73	2,14	1,90
5	308,02	264,82	1,77	1,52	345,99	297,47	1,19	1,03

Computando as armaduras de torsão com as de costura, temos

PONTE TOTALMENTE CARREGADA						
Seção	Seção S1			Seção S2		
	Torsão	Costura	Σ	Torsão	Costura	Σ
0esq		5,10	5,10 cm ² /m	0,00	3,09	3,09 cm ² /m
0 dir	25,27	11,37	36,63 cm ² /m	25,27	6,88	32,15 cm ² /m
1	25,40	7,61	33,01 cm ² /m	25,40	5,13	30,53 cm ² /m
2	23,98	6,09	30,08 cm ² /m	23,98	4,11	28,09 cm ² /m
3	17,55	4,62	22,16 cm ² /m	17,55	3,11	20,66 cm ² /m
4	10,38	3,17	13,56 cm ² /m	10,38	2,14	12,52 cm ² /m
5	2,97	1,77	4,74 cm ² /m	2,97	1,19	4,17 cm ² /m

PONTE METADE CARREGADA						
Seção S1			Seção S2			
Torsão	Costura	Σ	Torsão	Costura	Σ	

Seção						
0esq	0,00	4,83	4,83 cm ² /m	0,00	2,92	2,92 cm ² /m
0 dir	30,85	10,19	41,04 cm ² /m	30,85	6,16	37,01 cm ² /m
1	30,49	6,84	37,33 cm ² /m	30,49	4,61	35,10 cm ² /m
2	28,60	5,48	34,09 cm ² /m	28,60	3,69	32,30 cm ² /m
3	21,09	4,14	25,23 cm ² /m	21,09	2,79	23,88 cm ² /m
4	12,98	2,82	15,81 cm ² /m	12,98	1,90	14,89 cm ² /m
5	4,78	1,52	6,30 cm ² /m	4,78	1,03	5,81 cm ² /m

Resumo das armações

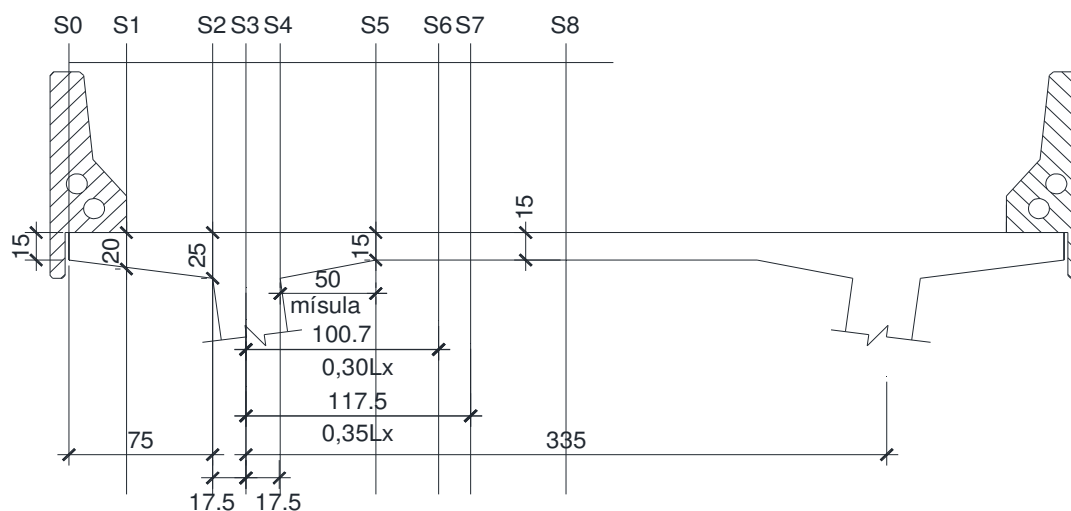
Armaduras transversais

Armaduras longitudinais

Seção S1	Seção S2
----------	----------

Seção			Seção	
0esq	5,10 cm ² /m	3,09 cm ² /m	0esq	
0 dir	41,04 cm ² /m	37,01 cm ² /m	0 dir	30,85
1	37,33 cm ² /m	35,10 cm ² /m	1	30,49
2	34,09 cm ² /m	32,30 cm ² /m	2	28,60
3	25,23 cm ² /m	23,88 cm ² /m	3	21,09
4	15,81 cm ² /m	14,89 cm ² /m	4	12,98
5	6,30 cm ² /m	5,81 cm ² /m	5	4,78

10 - Dimensionamento da laje superior



10.1 Laje em balanço

Cargas permanentes

x0 =	0,00 m	h0 =	0,15 m	Mg1 =	-0,188 kNm/m
x1 =	0,3 m	h1 =	0,20 m	Mg2 =	-1,289 kNm/m
x2 =	0,750 m	h2 =	0,25 m	Mg3 =	-1,961 kNm/m
x3 =	0,925 m	h3 =	0,25 m		
x3c =	0,000 m	h4 =	0,25 m		
x4 =	0,175 m				
x5 =	0,675 m	h5 =	0,15 m		
x6 =	1,007 m	h6 =	0,15 m		

$$x7 = 1,175 \text{ m}$$

$$x8 = 1,675 \text{ m}$$

$$h7 = 0,15 \text{ m}$$

$$h8 = 0,15 \text{ m}$$

$$hA = 0,25 \text{ m}$$

$$g_{\text{pav}} = 3,3 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{GR}} = 5,8 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\text{pav}2} = -0,334 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{pav}3} = -0,645 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{GR}1} = -1,74 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{GR}2} = -4,350 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{GR}3} = -5,365 \text{ kNm/m}$$

Carga móvel

Carga na passarela

Carga na pista

$$l'x = 0,400 \text{ m}$$

$$l'x/a = 0,200$$

$$a = 2,00 \text{ m}$$

$$t/a = 0,301$$

$$t = 0,60$$

Utilizando a tabela de Rusch para cálculo de lajes, temos
Valores da tabela 98

-Mxe					Myr				
t/a					t/a				
0,250					0,250				
0,301					0,301				
0,500					0,500				
lx/a	0,125	0,100	0,100	0,100	lx/a	0,125	0,100	0,092	0,060
lx/a	0,200		0,174		lx/a	0,200		0,135	
lx/a	0,250	0,230	0,224	0,200	lx/a	0,250	0,180	0,164	0,100
p					p				
p'					p'				
lx/a	0,125	0,000	0,000		lx/a	0,125	0,000	0,000	
lx/a	0,200	0,000	0,000		lx/a	0,200	0,000	0,000	
lx/a	0,250	0,000	0,000		lx/a	0,250	0,000	0,000	

+ Mxm (lx/2)					+ Mym (lx/2)				
t/a					t/a				
0,250					0,250				
0,301					0,301				
0,500					0,500				
lx/a	0,125	0,013	0,012	0,007	lx/a	0,125	0,048	0,014	0,600
lx/a	0,200		0,018		lx/a	0,200		0,041	
lx/a	0,250	0,024	0,022	0,015	lx/a	0,250	0,068	0,060	0,027
p					p				
p'					p'				
lx/a	0,125	0,000	0,000		lx/a	0,125	0,000	0,000	
lx/a	0,200	0,000	0,000		lx/a	0,200	0,000	0,000	
lx/a	0,250	0,000	0,000		lx/a	0,250	0,000	0,000	

-Mxm (lx/2)				
t/a				
0,250				
0,301				
0,500				
lx/a	0,125	0,043	0,034	0,000
lx/a	0,200		0,062	13,000
lx/a	0,250	0,086	0,080	0,056
p				
p'				
lx/a	0,125	0,000	0,000	
lx/a	0,200	0,000	0,000	
lx/a	0,250	0,000	0,000	

$$P = 0,062$$

$$p = 0,000$$

$$p' = 0,000$$

$$-M_{xm} = 0,062$$

$$M_{xm} = 0,018$$

$$-M_{xe} = 0,174$$

$$M_{ym} = 0,041$$

$$M_{yr} = 0,135$$

$$\text{impacto} = 1,35$$

$$\text{Peso da roda do veículo} = 75,00 \text{ KN/roda}$$

$$\text{ou } 101,25 \text{ KN/roda}$$

$$\text{Carga distribuída } p = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

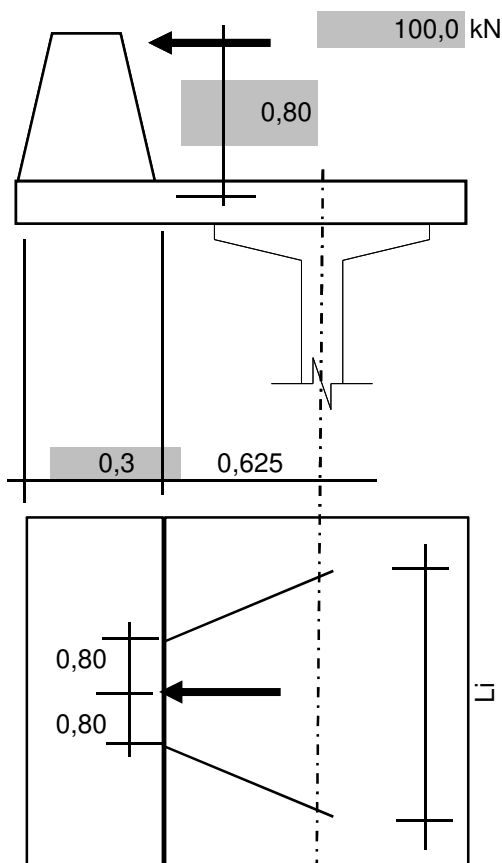
$$\text{ou } 6,75 \text{ KN/m}^2$$

Carga distribuída $p' =$ **5,00** KN/m² ou 5,00 KN/m²

Daí temos os seguintes momentos fletores para a carga móvel

$-M_{xm} = -6,24$ KNm/m
 $M_{xm} = 1,82$ KNm/m
 $-M_{xe3} = -17,65$ KNm/m $M_{x2} = \#DIV/0!$ KNm
 $M_{ym} = 4,19$ KNm/m
 $M_{yr} = 13,66$ KNm/m

Impacto no guarda rodas



$$M_2 = 100 \times 0,8 / 1,6 = -50,00 \text{ KNm/m}$$

No dimensionamento o fator de ponderação será igual a 1, daí:

$$M_s = (M_2 / L_i) / \gamma_p =$$

$\gamma_p =$ **1,5** Coeficiente de majoração da carga

$L_{i2} = 2,50$ m

$L_{i3} = 2,85$ m

$M_2 = -13,33$ KNm/m

$M_3 = -11,70$ KNm/m

10.2 Laje central

Cargas permanentes

$LC =$ 3,350 m	$h_1 =$ 0,150 m	$dpav =$ 0,15 m	
$LV =$ 0,500 m	$h_2 =$ 0,25 m		
Dequivalente = 0,16 m			
	$\varepsilon_4 = 0,052$	$\varepsilon'_4 = 0,948$	$M_3 = -6,94$ kNm
$0,3LC = 1,005$ m	$\varepsilon_5 = 0,201$	$\varepsilon'_5 = 0,799$	$M_4 = -4,88$ kNm
$0,35LC = 1,173$ m	$\varepsilon_6 = 0,300$	$\varepsilon'_6 = 0,700$	$M_5 = -0,24$ kNm
	$\varepsilon_7 = 0,350$	$\varepsilon'_7 = 0,650$	$M_6 = 1,80$ kNm
$g = 7,42$ kN/m ²	$\varepsilon_8 = 0,500$	$\varepsilon'_8 = 0,500$	$M_7 = 2,53$ kNm
			$M_8 = 3,47$ kNm
$k =$ 0,0069	$M_{ym} = 0,57$ kNm/m		

Cargas móveis

$$l/a = 1,675$$

$$t/a = 0,301$$

Valores da tabela 27 (Rusch)

-Mxe					Mym				
		t/a					t/a		
		0,250	0,301	0,500			0,250	0,301	0,500
lx/a	1,500	0,400	0,388	0,340	lx/a	1,500	0,134	0,123	0,080
	1,675		0,444			1,675		0,134	
	2,000	0,560	0,550	0,510		2,000	0,168	0,153	0,096
		p	p'				p	p'	
lx/a	1,500	0,000	0,350		lx/a	1,500	0,000	0,030	
	1,675	0,011	0,350			1,675	0,000	0,037	
	2,000	0,030	0,350			2,000	0,000	0,050	

+ Mxm (lx/2)				
		t/a		
		0,250	0,301	0,500
lx/a	1,500	0,216	0,208	0,175
	1,675		0,234	
	2,000	0,290	0,282	0,250
		p	p'	
lx/a	1,500	0,000	0,050	
	1,675	0,000	0,068	
	2,000	0,000	0,100	

	P	p	p'
Mxm=	0,234	0,000	0,068
Mym=	0,134	0,000	0,037
-Mxe=	0,444	0,011	0,350

Peso da roda do veículo= 75,00 KN/roda

ou 101,25 KN/roda

Carga distribuída p = 5,00 KN/m²

ou 6,75 KN/m²

Carga distribuída p' = 5,00 KN/m²

ou 5,00 KN/m²

impacto= 1,35

Daí temos os seguintes momentos fletores para a carga móvel

Mx8= 23,99 KNm/m

My8= 13,71 KNm/m

Mx3= -46,82 KNm/m

Resumo dos esforços

	Seção	Mg	Mp+	Mp-
Balanço Viga A	M0	0,00	0,00	0,00 KNm/m
	M1	-1,93	0,0	-33,33 KNm/m
	M2	-5,97	1,82	-19,57 KNm/m
	M3	-7,97	0,00	-29,99 KNm/m
	My2 =	0,00	4,19	0,00 KNm/m
	Myr =	0,00	13,66	0,00 KNm/m
Laje central	Mx3 =	-6,94	0,00	-46,82 KNm/m
	Mx4 =	-4,88	4,18	-39,83 KNm/m
	Mx5 =	-0,24	11,93	-19,87 KNm/m
	Mx6 =	1,80	23,99	-6,69 KNm/m
	Mx7 =	2,53	23,99	0,00 KNm/m
	Mx8 =	3,47	23,99	0,00 KNm/m

My8 = 0,57 13,71 0,00 kNm/m

Envoltória de dimensionamento

$$\begin{aligned} Md1 &= 0,9Mg + 1,5Mp+ \\ Md2 &= 1,35Mg + 1,5Mp+ \\ Md3 &= 0,9Mg + 1,5Mp+ \\ Md4 &= 1,35Mg + 1,5Mp+ \end{aligned}$$

Laje em balanço

	Seção	Mg	Mp+	Mp-	Md1	Md2	Md3	Md4
Balanço Viga	M0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	M1	-1,93	0,00	-33,33	-1,73	-2,60	-51,73	-52,60
	M2	-5,97	1,82	-19,57	-2,64	-5,33	-34,73	-37,42
	M3	-7,97	0,00	-29,99	-7,17	-10,76	-52,16	-55,75
	My2 =	0,00	4,19	0,00	6,28	6,28	0,00	0,00
	Myr =	0,00	13,66	0,00	20,49	20,49	0,00	0,00

Laje central

Laje central	Mx3 =	-6,94	0,00	-46,82	-6,25	-9,37	-76,48	-79,60
	Mx4 =	-4,88	4,18	-39,83	1,87	-0,32	-64,14	-66,34
	Mx5 =	-0,24	11,93	-19,87	17,69	17,58	-30,02	-30,13
	Mx6 =	1,80	23,99	-6,69	37,61	38,42	-8,41	-7,60
	Mx7 =	2,53	23,99	0,00	38,26	39,40	2,28	3,42
	Mx8 =	3,47	23,99	0,00	39,11	40,67	3,12	4,69
	Mym =	0,57	13,71	0,00	21,08	21,34	0,52	0,78

Dimensionamento

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 45,00 \text{ Mpa} & f_{cd} &= 32142,86 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yk} &= 500,00 \text{ Mpa} & f_{yk} &= 43,48 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

	Seção	Mdmax	d	Kmd	Kz	As/s
Balanço Viga	M0	0,00	0,125	0,0000	1,000	0,00 cm ² /m
	M1	-52,60	0,175	0,0534	0,960	6,91 cm ² /m
	M2	-37,42	0,225	0,0230	0,984	3,83 cm ² /m
	M3	-55,75	0,225	0,0343	0,976	5,70 cm ² /m
	My2 =	6,28	0,125	0,0125	0,990	1,16 cm ² /m
	Myr =	20,49	0,225	0,0126	0,988	2,09 cm ² /m
Laje central	Mx3 =	-79,60	0,2250	0,0489	0,964	8,44 cm ² /m
	Mx4 =	-66,34	0,2250	0,0408	0,972	6,98 cm ² /m
	Mx5 _{neg} =	-30,13	0,1250	0,0600	0,924	6,00 cm ² /m
	Mx5 _{pos} =	17,69	0,1250	0,0352	0,976	3,33 cm ² /m
	Mx6 _{neg} =	-8,41	0,1250	0,0167	0,992	1,56 cm ² /m
	Mx7 _{pos} =	39,40	0,1250	0,0785	0,944	7,68 cm ² /m
	Mx8 _{pos} =	40,67	0,1250	0,0810	0,949	7,89 cm ² /m
	Mym =	21,34	0,1250	0,0425	0,968	4,06 cm ² /m

Envoltória de fadiga

$$Md1, \text{serv} = 1Mg + 0,8 Mq+ =$$

$$Md2, \text{serv} = 1Mg + 0,8 Mq- =$$

$$\sigma As1 = (Md1, \text{serv}) / Kz d As$$

$$\sigma As2 = (Md2, \text{serv}) / Kz d As$$

$$\Delta sd, \text{fadiga} = 19,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 0,2500 \text{ m}$$

$$h = 0,22 \text{ m}$$

$$\text{No estadio II } h_{II} = 5/6 h =$$

$$0,18 \text{ m}$$

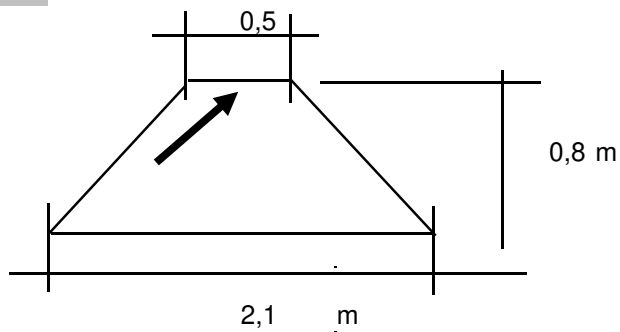
$$ff = (\sigma As1 - \sigma As2) / \Delta sd, \text{fadiga} =$$

	Seção	Md1,serv	Md2,serv	As/s	d	$\sigma As1$ (kN/cm ²)	$\sigma As2$ (kN/cm ²)	ff	ff As/s
Balanço Viga A	M0	0,00	0,00	0,00	0,125	0,00	0,00	0,00	0,00 cm ² /m
	M1	-1,93	-28,59	6,91	0,175	-1,66	-24,62	1,21	8,35 cm ² /m
	M2	-4,51	-21,63	3,83	0,225	-5,33	-25,54	1,06	4,07 cm ² /m
	M3	-7,97	-31,96	5,70	0,225	-6,37	-25,54	1,01	5,75 cm ² /m
	My2 =	3,35	0,00	1,16	0,125	23,42	0,00	1,23	1,43 cm ² /m
	Myr =	10,93	0,00	2,09	0,225	23,47	0,00	1,24	2,59 cm ² /m
Laje central	Mx3 =	-6,94	-44,40	8,44	0,23	-3,79	-24,25	1,08	9,09 cm ² /m
	Mx4 =	-1,54	-36,75	6,98	0,23	-1,01	-24,08	1,21	8,47 cm ² /m
	Mx5 =	9,31	-16,13	6,00	0,13	13,43	-23,29	1,93	11,59 cm ² /m
	Mx6 =	21,00	-3,55	3,33	0,13	51,62	-8,72	2,00	6,67 cm ² /m
	Mx7 =	21,73	2,53	1,56	0,13	112,33	13,10	2,00	3,12 cm ² /m
	Mx8 =	22,66	3,47	7,68	0,13	25,01	3,83	1,11	8,56 cm ² /m
	My8 =	11,54	0,57	4,06	0,13	23,99	1,19	1,20	4,87 cm ² /m

10.4 Cálculo do guarda rodas

Será dimensionado para resistir o impacto de uma roda do veículo tipo, distante a 80cm do eixo da

$$P = 100,00 \text{ kN}$$



O momento por unidade de comprimento vale

$$M = 38,10 \text{ kNm/m}$$

$$Md = 38,1 \text{ kNm}$$

$$kmd = 0,082$$

$$d = 0,120$$

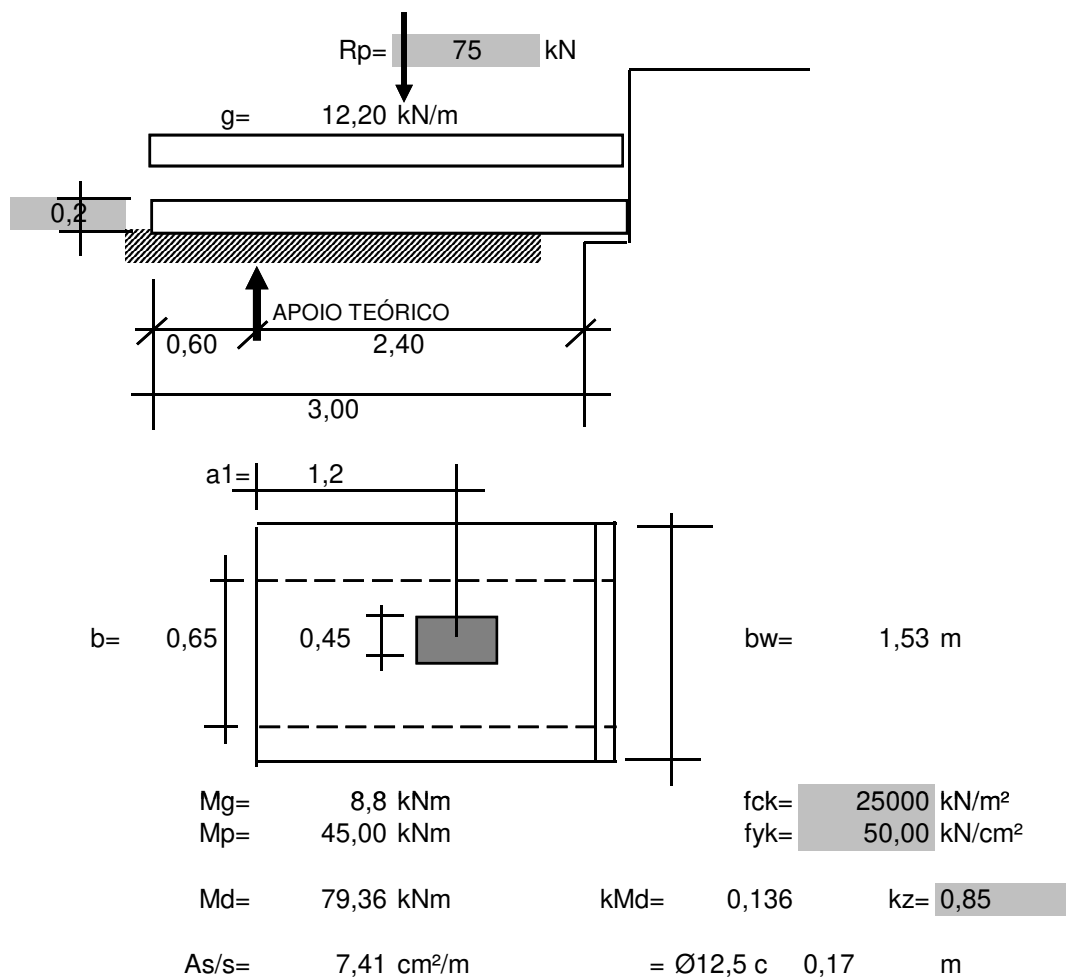
$$kz = 0,9$$

$$As =$$

$$8,11 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \varnothing 10 \text{ c } 9,87 \text{ cm}$$

10.5 Dimensionamento da laje de transição

O dimensionamento será feito com o posicionamento de uma roda do veículo tipo em sua posição



Na direção secundária colocaremos 1/4 da armação principal

$A_{s/s} = 1,85$ cm²/m Ø10 c 0,43 m

FIM