

# 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 <sup>2</sup>		
Es CA50=	2,10E+08	kN/m <sup>2</sup>	CPV-ARI	
Es CP190=	1,95E+08	kN/m <sup>2</sup>	$\alpha_5=$	5,55
			$\alpha_{15}=$	5,38
			$\alpha_{28}=$	5,19
			$\alpha_{med}=$	5,38
			$\alpha_{adotado}=$	5,38

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

A relação  $\beta_1$  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 <sup>2</sup>	3469,98 kN/m <sup>2</sup>	4163,97 kN/m <sup>2</sup>
	15	3,62E+07 kN/m <sup>2</sup>	3615,00 kN/m <sup>2</sup>	4338,00 kN/m <sup>2</sup>
	28	3,76E+07 kN/m <sup>2</sup>	3795,93 kN/m <sup>2</sup>	4555,11 kN/m <sup>2</sup>

Levaremos em consideração as seguintes resistências de compressão do concreto:

Resistência na protensão, fck =	41,82 MPa
Resistência em serviço, fck =	45,00 MPa

## 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

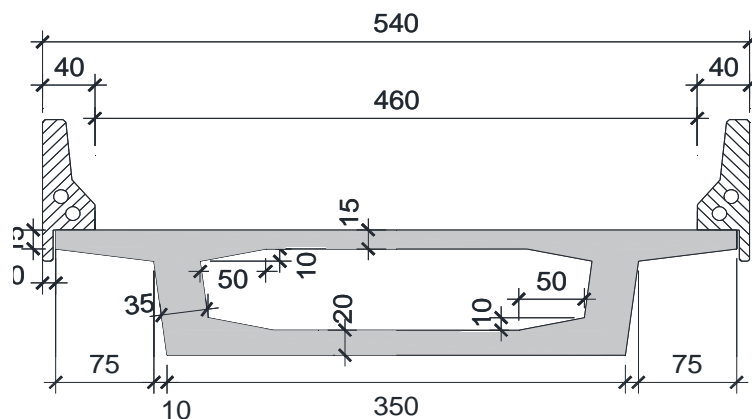
NBR-7188 Carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre.

### 3 - Geometria

Comprimento total da viga = 21,00 m

### 3.1 - Características geométricas

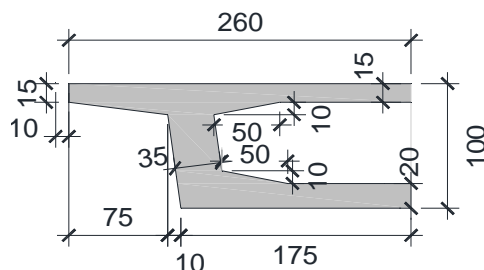
### 3.1.1 - Seção transversal nos apoios



	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

**PAULO MACHADO MASSA**  
**PROFESSOR DE PONTES E OBRAS ESPECIAIS DA UERJ**



L transição = 3,00 m

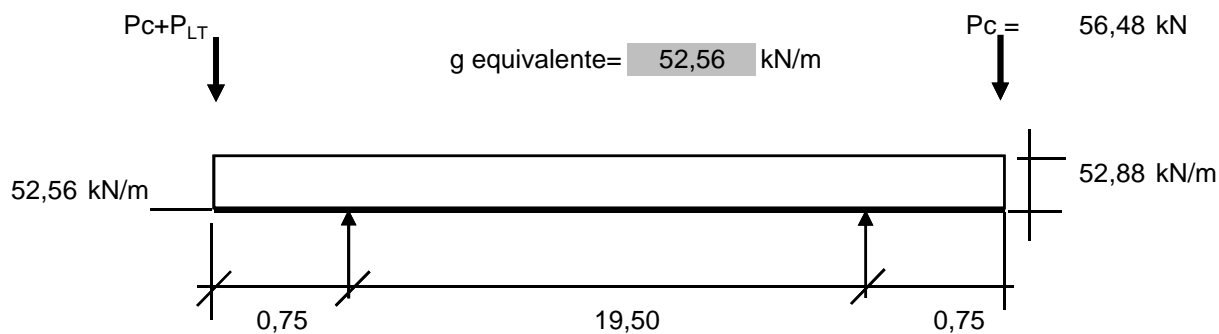
#### 4 - Determinação dos esforços

##### 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 m<sup>2</sup>

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 <sup>2</sup>				6,53 kN/m <sup>2</sup>
Carga complementar =	3,0 kN/m <sup>2</sup>				3,0 kN/m <sup>2</sup>

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		

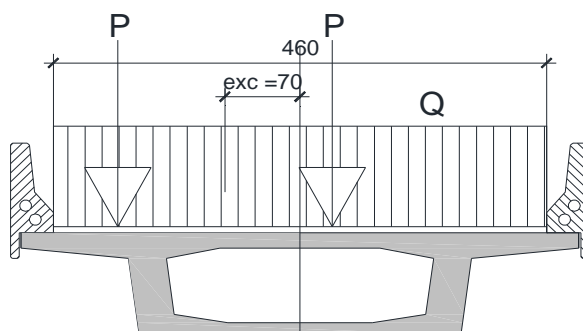
CIV = 1,35 para vãos menores do que 10,00 m  
CIV =  $(1 + 1,06(20/(Liv + 50)))$  para vãos maiores do que 10,0 m

Liv = 19,50 m

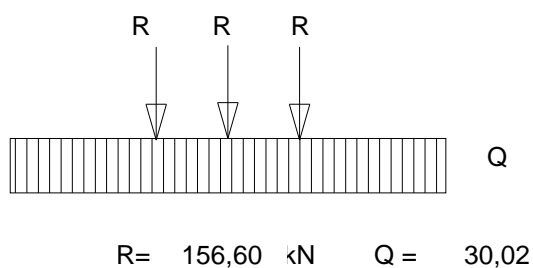
CNF =  $1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$  ==> 1,000

Numero de faixas= 2

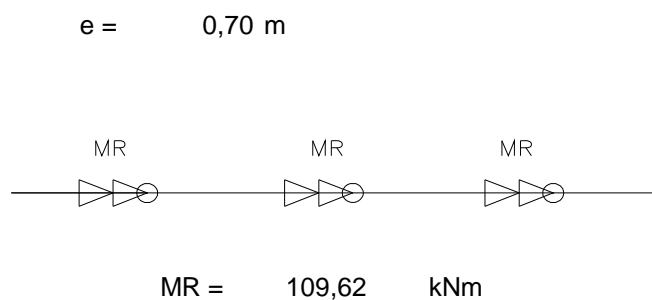
#### 4.2.1 Ponte total carregada



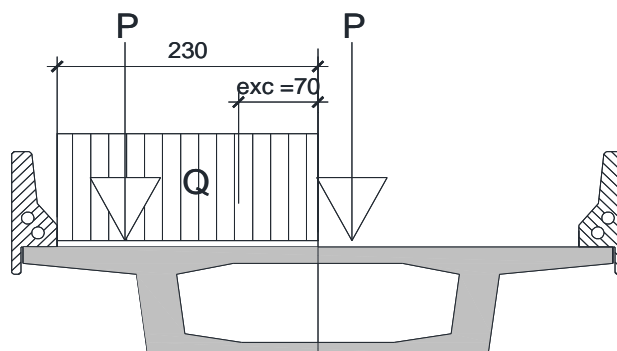
Trem tipo de flexão



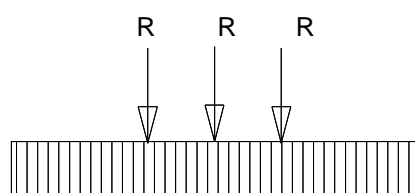
Trem tipo de torção



#### 4.2.2 Ponte metade carregada

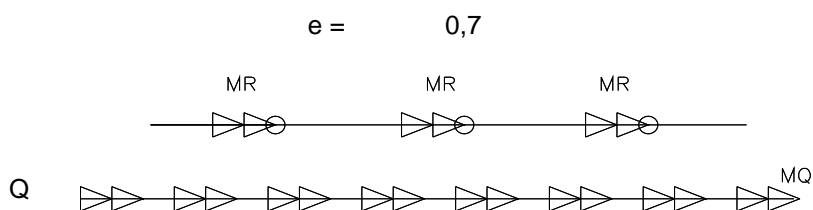


Trem tipo de flexão



$$R = 156,60 \text{ kN} \quad Q = 15,01 \text{ kN/m}$$

Trem tipo de torção



$$MR = 109,62 \text{ kNm}$$

$$MQ = 17,26 \text{ kNm/m}$$



### 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 <sub>max +</sub>		$\sigma$ p <sub>max +</sub>	Mp <sub>max -</sub>	$\sigma$ p <sub>max -</sub>	Vp <sub>max +</sub>	Vp <sub>max -</sub>
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	$\varepsilon = x/ L$	$\varepsilon'$	$M_{p_{max}+}$		$\sigma_{p_{max}+}$	$M_{p_{max}-}$	$\sigma_{p_{max}-}$	$V_{p_{max}+}$	$V_{p_{max}-}$
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,00	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  $t = \text{infinito}$

$$30\%$$

$$N_{p,t} = 110,02 \text{ kN}$$

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:

$$\sigma_{pC1} = 155,00 \text{ kN/cm}^2 \quad 4 \text{ cabos de } 10 \text{ cordoalhas}$$

$$A_s = 40,56 \text{ cm}^2$$

$$E_p = 1,95 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

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 <sup>2</sup>	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm <sup>2</sup>
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

$$\mu = 0,2500$$

$$k = 0,0400 \text{ } \mu (1/\text{m})$$

$$\alpha = 2,25^\circ/\text{m}$$

Influência da acomodação da ancoragem

Adotaremos 5 mm

$$E_p \times \delta = 9750,00 \text{ kN/cm}$$

$$L/10 = 195 \text{ cm}$$

$$E_{aço} = 1,95 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

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	$\sigma_x$	sección	xb cm	Area kN/cm
184,05	11,76 kN/cm <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{p_0,an}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm <sup>2</sup>
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 $\alpha$	$N_{p1, \cos \alpha}$ 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	$\sigma_{sl}$	
		2					$\sigma_{sv}$	406,49
							$\sigma_{iv}$	-5984,26
0	132,65		-5376,86	0,180	0,362	-1946,75	$\sigma_{sl}$	
		2					$\sigma_{sv}$	582,69
							$\sigma_{iv}$	-6241,23
1	135,61		-5497,13	0,120	0,422	-2320,12	$\sigma_{sl}$	
		2					$\sigma_{sv}$	1125,17
							$\sigma_{iv}$	-7007,53
2	138,65		-5623,46	0,080	0,500	-2811,22	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	1660,38
							$\sigma_{iv}$	-8670,26
3	141,46		-5737,69	0,080	0,500	-2868,32	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	1694,11
							$\sigma_{iv}$	-8846,38
4	144,24		-5850,37	0,080	0,500	-2924,65	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	1727,38
							$\sigma_{iv}$	-9020,11
5	146,97		-5961,17	0,080	0,500	-2980,04	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	1760,09
							$\sigma_{iv}$	-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 <sup>2</sup>	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm <sup>2</sup>
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 temos:

x	$\sigma_x$	sección	xb cm	Area kN/cm
115,00	13,59 kN/cm <sup>2</sup>	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	$\sigma_{p,at}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{p0,an}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>	
seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm <sup>2</sup>	Angulo $\alpha$	$N_{p1, \cos \alpha}$ kN	e cabo inf	ep2 m	$M_{p2,anc}$ kNm	Tensões (KN/m <sup>2</sup> )	
Extr.	127,83		-5172,07	0,500	0,042	-217,54	$\sigma_{sl}$	
		4					$\sigma_{sv}$	-2096,23
							$\sigma_{iv}$	-2858,77
0	128,98		-5218,87	0,460	0,082	-428,26	$\sigma_{sl}$	
		4					$\sigma_{sv}$	-1780,10
							$\sigma_{iv}$	-3281,29
1	131,95		-5338,92	0,330	0,212	-1132,18	$\sigma_{sl}$	
		4					$\sigma_{sv}$	-706,94
							$\sigma_{iv}$	-4675,54
2	134,98		-5461,60	0,220	0,360	-1965,68	$\sigma_{sl}$	
		4					$\sigma_{sv}$	432,20
							$\sigma_{iv}$	-6791,26
3	138,05		-5595,88	0,160	0,420	-2349,76	$\sigma_{sl}$	
		2					$\sigma_{sv}$	961,14
							$\sigma_{iv}$	-7673,73
4	140,77		-5709,58	0,160	0,420	-2397,50	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	980,67
							$\sigma_{iv}$	-7829,65
5	143,46		-5818,85	0,160	0,420	-2443,39	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	999,44
							$\sigma_{iv}$	-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 <sup>2</sup>	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm <sup>2</sup>
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	$\sigma_x$	sección	xb cm	Area kN/cm
84,76	9,31 kN/cm <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{p0,an}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>	
seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm <sup>2</sup>	Angulo $\alpha$	$N_{p1, \cos \alpha}$ kN	e cabo inf	ep2 m	$M_{p2,anc}$ kNm	Tensões (KN/m <sup>2</sup> )	
Extr.	136,38	3	-5523,87	0,800	-0,258	1424,82	$\sigma_{sl}$	
							$\sigma_{sv}$	-4898,90
							$\sigma_{iv}$	95,52
0	137,53	0	-5578,36	0,750	-0,208	1159,96	$\sigma_{sl}$	
							$\sigma_{sv}$	-4499,50
							$\sigma_{iv}$	-433,51
1	140,50	6	-5667,52	0,560	-0,018	101,67	$\sigma_{sl}$	
							$\sigma_{sv}$	-2842,88
							$\sigma_{iv}$	-2486,49
2	143,41	9	-5745,18	0,400	0,180	-1033,61	$\sigma_{sl}$	
							$\sigma_{sv}$	-1141,80
							$\sigma_{iv}$	-4940,10
3	146,78	6	-5920,88	0,280	0,300	-1775,72	$\sigma_{sl}$	
							$\sigma_{sv}$	-79,88
							$\sigma_{iv}$	-6605,29
4	149,46	0	-6062,05	0,240	0,340	-2060,54	$\sigma_{sl}$	
							$\sigma_{sv}$	292,55
							$\sigma_{iv}$	-7279,52
5	152,13	0	-6170,21	0,240	0,340	-2097,31	$\sigma_{sl}$	
							$\sigma_{sv}$	297,77
							$\sigma_{iv}$	-7409,41

6.4 Por ocasião da protensão dos cabos C7 e C8 temos:

$\sigma_p =$  0,00 kN/cm<sup>2</sup> 0 cabos de 10 cordoalhas

As = 0,00 cm<sup>2</sup> E p = 1,95E+04 kN/cm<sup>2</sup>

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 <sup>2</sup>	$\sigma_{p2,atr}$ kN/cm <sup>2</sup>
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  $\mu$  (1/m)

$\alpha$  1 °/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/cm<sup>2</sup>

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/cm<sup>2</sup>

$\sigma_1 =$  0,00 kN/cm<sup>2</sup>

$\sigma_2 =$  0,00 kN/cm<sup>2</sup>

b = 195,00 cm

tg  $\alpha = 0,0000$

Tensão de referência =

S2

0,00

Por tentativa tenemos:

x	$\sigma_x$	sección	xb cm	Area kN/cm
266,25	0,00 kN/cm <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{p_0,an}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{p,anc}$ kN/cm <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>			
seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm <sup>2</sup>	Angulo $\alpha$	$N_{p1,cos\alpha}$ kN	e cabo inf	ep2 m	$M_{p2,anc}$ kNm	Tensões (KN/m <sup>2</sup> )	
Extr.	0,00		0,00	0,000	0,542	0,00	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	0,00
							$\sigma_{iv}$	0,00
0	0,00		0,00	0,000	0,542	0,00	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	0,00
							$\sigma_{iv}$	0,00
1	0,00		0,00	0,000	0,542	0,00	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	0,00
							$\sigma_{iv}$	0,00
2	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	0,00
							$\sigma_{iv}$	0,00
3	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	0,00
							$\sigma_{iv}$	0,00
4	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	0,00
							$\sigma_{iv}$	0,00
5	0,00		0,00	0,000	0,580	0,00	$\sigma_{sl}$	
		0					$\sigma_{sv}$	0,00
							$\sigma_{iv}$	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	$\Sigma$	$\sigma_{g1}$	$\Sigma(\sigma_{prot} + \sigma_{g1})$
Extr.	$\sigma_{sl}$	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	406,5	-2096,2	-4898,90	0,00	-6588,63	0,00	-6588,63
	$\sigma_{iv}$	-5984,3	-2858,8	95,52	0,00	-8747,52	0,00	-8747,52
0	$\sigma_{sl}$	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	582,7	-1780,1	-4499,50	0,00	-5696,91	91,72	-5605,19
	$\sigma_{iv}$	-6241,2	-3281,3	-433,51	0,00	-9956,03	-108,57	-10064,59
1	$\sigma_{sl}$	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	1125,2	-706,9	-2842,88	0,00	-2424,65	-1351,95	-3776,60
	$\sigma_{iv}$	-7007,5	-4675,5	-2486,49	0,00	-14169,56	1600,30	-12569,26
2	$\sigma_{sl}$	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	1660,4	432,2	-1141,80	0,00	950,78	-2380,05	-1429,27
	$\sigma_{iv}$	-8670,3	-6791,3	-4940,10	0,00	-20401,62	3285,51	-17116,11
3	$\sigma_{sl}$	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	1694,1	961,1	-79,88	0,00	2575,38	-3151,39	-576,01
	$\sigma_{iv}$	-8846,4	-7673,7	-6605,29	0,00	-23125,40	4350,28	-18775,12
4	$\sigma_{sl}$	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	1727,4	980,7	292,55	0,00	3000,60	-3614,18	-613,58
	$\sigma_{iv}$	-9020,1	-7829,6	-7279,52	0,00	-24129,28	4989,15	-19140,14
5	$\sigma_{sl}$	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	1760,1	999,4	297,77	0,00	3057,31	-3768,45	-711,15
	$\sigma_{iv}$	-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)	$\sigma_{cg}$ kN/m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_p$ kN/cm <sup>2</sup>	$\Delta N_p$ kN	$\Delta M_p$ kNm	$\Delta\sigma_p$ kN/m <sup>2</sup>
Extr.	$\sigma_{sl}$	0,00	0,50	-7668,07	1,9	229,90	9,67	0,00
	$\sigma_{sv}$	-6588,63						93,18
	$\sigma_{iv}$	-8747,52						127,07
0	$\sigma_{sl}$	0,00	0,46	-7995,43	2,0	239,72	18,71	0,00
	$\sigma_{sv}$	-5605,19						83,30
	$\sigma_{iv}$	-10064,59						148,90
1	$\sigma_{sl}$	0,00	0,34	-9597,34	2,4	287,74	58,72	0,00
	$\sigma_{sv}$	-3776,60						41,80
	$\sigma_{iv}$	-12569,26						247,62
2	$\sigma_{sl}$	0,00	0,24	-13414,01	3,3	402,17	138,31	0,00
	$\sigma_{sv}$	-1429,27						-21,89
	$\sigma_{iv}$	-17116,11						486,37
3	$\sigma_{sl}$	0,00	0,18	-15572,08	3,8	466,88	188,58	0,00
	$\sigma_{sv}$	-576,01						-68,66
	$\sigma_{iv}$	-18775,12						624,32
4	$\sigma_{sl}$	0,00	0,16	-16175,89	4,0	484,98	203,65	0,00
	$\sigma_{sv}$	-613,58						-83,30
	$\sigma_{iv}$	-19140,14						665,06
5	$\sigma_{sl}$	0,00	0,16	-16391,09	4,0	491,43	206,36	0,00
	$\sigma_{sv}$	-711,15						-84,41
	$\sigma_{iv}$	-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.	$\sigma_{sl}$	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	-6588,63	93,18	-6495,45
	$\sigma_{iv}$	-8747,52	127,07	-8620,44
0	$\sigma_{sl}$	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	-5605,19	83,30	-5521,89
	$\sigma_{iv}$	-10064,59	148,90	-9915,70
1	$\sigma_{sl}$	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	-3776,60	41,80	-3734,81
	$\sigma_{iv}$	-12569,26	247,62	-12321,65
2	$\sigma_{sl}$	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	-1429,27	-21,89	-1451,17
	$\sigma_{iv}$	-17116,11	486,37	-16629,74
3	$\sigma_{sl}$	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	-576,01	-68,66	-644,67
	$\sigma_{iv}$	-18775,12	624,32	-18150,80
4	$\sigma_{sl}$	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	-613,58	-83,30	-696,88
	$\sigma_{iv}$	-19140,14	665,06	-18475,08
5	$\sigma_{sl}$	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_{sv}$	-711,15	-84,41	-795,55
	$\sigma_{iv}$	-19377,75	673,91	-18703,84

As tensões máximas permitidas são:

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

$$\sigma_{c_{adm}} = 0,7 f_{ck} = -27531,3 \text{ kN/m}^2$$

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 <sup>2</sup> )	$\sigma(p+g)$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_p$ 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 <sup>2</sup> )	$\sigma_p$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{p00}$ kN/m <sup>2</sup>
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			
		$\sigma_{prot00}$	$g1+g2$	Fase 4	$\sigma_{pmax+}$ kN/m <sup>2</sup>	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/m<sup>2</sup>

$\sigma_{Cmax} =$  -8889,8      -8889,8    -8994,3    -11591,4 kN/m<sup>2</sup>

Seção	Fibras	Fase 4	$\sigma_{pmax}$ - 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:

$$f_{ck} = 45,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t_{adm}} = 4555,11 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é:

$$\sigma_{t_{max}} = -3669,09 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

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

$$\sigma_{c_{adm}} = -27000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -11591,45 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

## 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

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

$A_{sp} =$	121,68	cm <sup>2</sup>	$f_{pu} =$	200,00	kN/cm <sup>2</sup>	$f_y =$	5000,00
$A_s =$	0,00	cm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	450,00	kgf/cm <sup>2</sup>	$f'_y =$	4300,00
$A'_s =$	0,00	cm <sup>2</sup>					
$b_w =$	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						
$\rho_p = A_{ps}/b_w d_p$							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/cm<sup>2</sup>

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

$M_{d1} = 1,00 M_{ge} + 1,50 M_{p+}$

$M_{d2} = 1,35 M_{ge} + 1,50 M_{p+}$

$M_{d3} = 1,00 M_{ge} + 1,50 M_{p-}$

$M_{d4} = 1,35 M_{ge} + 1,50 M_{p-}$

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 <sub>max</sub> +	Md <sub>max</sub> -
	kNm	kNm

Ext	635,35	-87,46	fck =	32142,86 kN/m²		
0	635,35	-87,46	fyk =	43,48 kN/m²	bw0=	0,70 m
1	3656,04	1022,29	h =	0,900 m	bwv=	0,70 m
2	6544,16	2107,32	bw <sub>s</sub> =	5,20 m	h <sub>mesa</sub> sup=	0,15 m
3	8576,90	2889,13	bw <sub>i</sub> =	3,55 m	h <sub>mesainf</sub> =	0,20 m
4	9754,26	3367,73	fyk210=	189,00 kN/m²		
5	10076,24	3543,12	h sec 01 =	0,50 m		
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				

Para as armaduras positivas temos

Seção	Md(kNm)	kMd	kz	kx	x LN(m)	As <sub>inf</sub> (cm²)	Ae <sub>xist</sub>	As <sub>rec</sub>
Ext	635,35	0,000	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00 cm²
0	87,46	0,001	0,988	0,030	0,02	0,60	81,12	-304,37 cm²
1	3656,04	0,027	0,984	0,040	0,03	25,12	40,56	-58,37 cm²
2	6544,16	0,048	0,980	0,050	0,04	45,15	81,12	-135,98 cm²
3	8576,90	0,063	0,976	0,060	0,04	59,41	121,68	-235,37 cm²
4	9754,26	0,072	0,972	0,070	0,05	67,85	121,68	-203,49 cm²
5	10076,24	0,074	0,972	0,070	0,05	70,09	121,68	-195,03 cm²

## 7.2- Esforços cortantes

Seção	Vg1	Vg2	Vp+(1/1)	Vp-(1/1)	Vp+(1/2)	Vp-(1/2)
Oesq	-95,90	-20,39	0,00	-537,35	0,00	-503,58
Odir	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
Oesq	-116,28	-156,98	689,74	-963,00	-116,28	-156,98	639,09	-912,35
Odir	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 <sub>w</sub> (m)	V <sub>sd</sub> /viga (kN)	V <sub>rd2</sub> kN/m <sup>2</sup>	V <sub>c0</sub> kN	V <sub>c</sub> kN/m <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> /s	A <sub>s</sub> /s mínimo	
Oesq	0,315	481,50	2017,51	322,80	557,28	0,00	5,50	OK
Odir	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)	$\Delta V$ kN	$\Delta s$ (kN/cm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup>	Vc0 kN/m <sup>2</sup>	Vc kN/m <sup>2</sup>	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

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

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

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

Ponte metade carregada por viga								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN	(As/s)	$\Delta V$ kN	$\Delta s$ (kN/cm <sup>2</sup> )	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

$$As/s, \text{min} = bw \cdot 0,2 \cdot fctm / fyx =$$

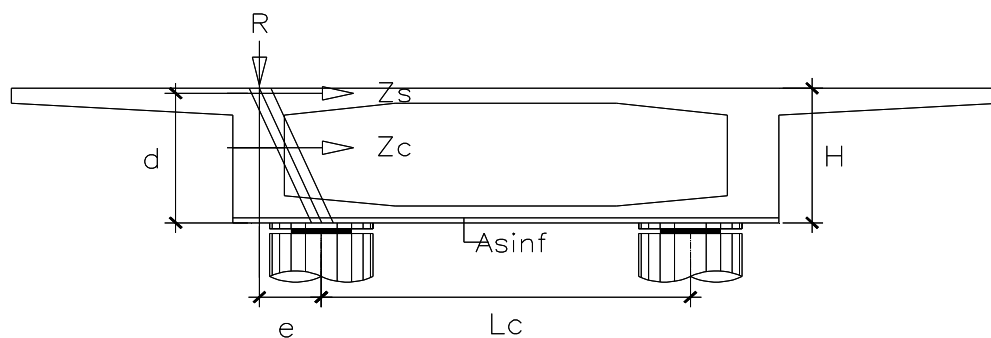
Considerando as armaduras de cortante mais torção

Seção	Ponte totalmente carregada			Ponte metade carregada				
	Cortante As/s cm <sup>2</sup> /m	Torsor As/s cm <sup>2</sup> /m	Cortante + torsor	Cortante As/s cm <sup>2</sup> /m	Torsor As/s cm <sup>2</sup> /m	Cortante + torsor	As/s.min cm <sup>2</sup> /m	As/s.adot . cm <sup>2</sup> /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

$e = 0,15 \text{ m}$   
 $h = 1,00 \text{ m}$   
 $L_c = 3,00 \text{ m}$   
 $f_{ck} = 45,00 \text{ Mpa}$



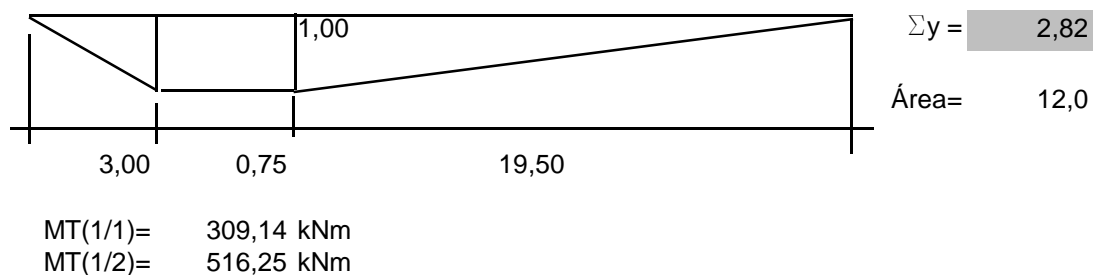
Momento transversal nos apoios

Carga permanente

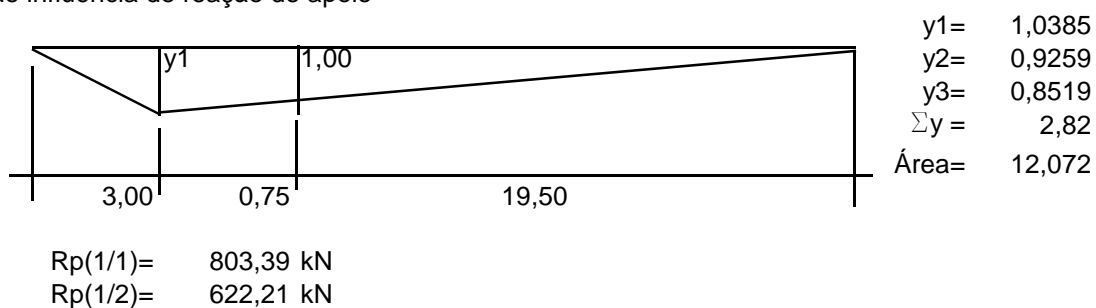
$MT_g = 509,00 \text{ kNm}$

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

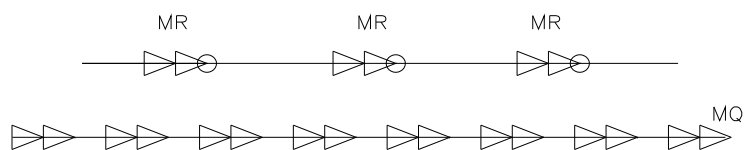
$$L = 19,50 \text{ m}$$



$$MR = 109,62 \text{ kNm/eixo}$$

$$MQ = 0,00 \text{ kNm/m}$$

Ponte metade carregada



$$MR = 109,62 \text{ kNm/eixo}$$

$$MQ = 17,26 \text{ kNm/m}$$



		Momento torsor	
$\varepsilon'$		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

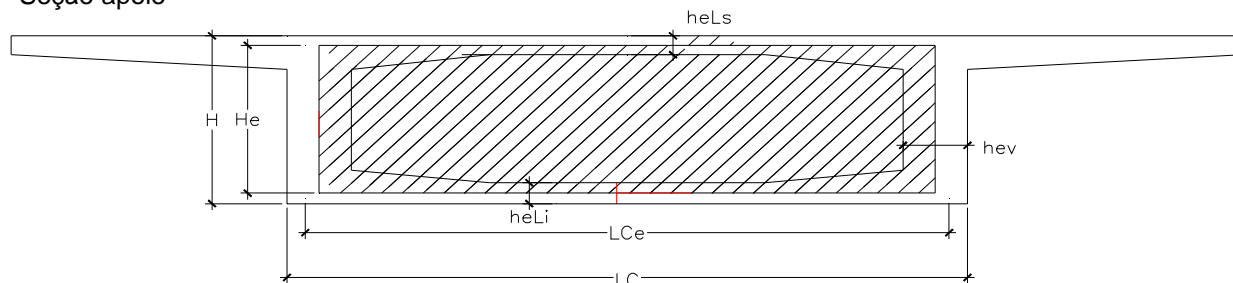
#### Envoltória de momentos torsores

	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/m <sup>2</sup>
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

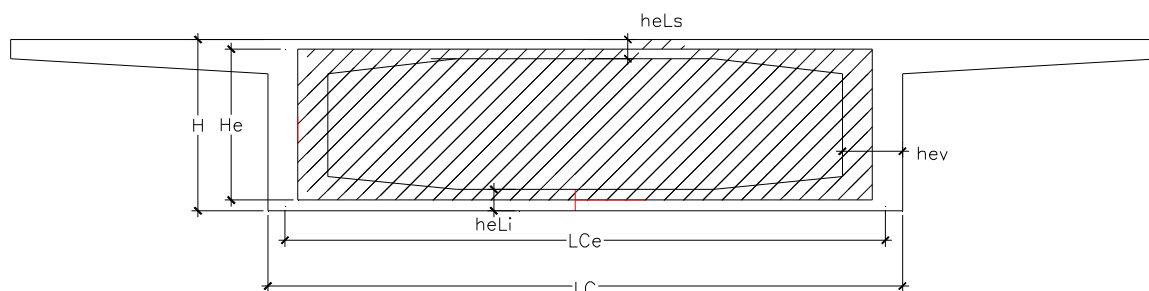
H =	1,00 m	A = H.LC=	3,5 m <sup>2</sup>	he=A/U<=	0,389 m
LC =	3,50 m	Perímetro=	9 m		

#### Seção apoio



He =	0,825 m	Lce =	3,15
heLv =	0,150 m	Ae =	2,599
heLi =	0,200 m		
Hev =	0,350 m		

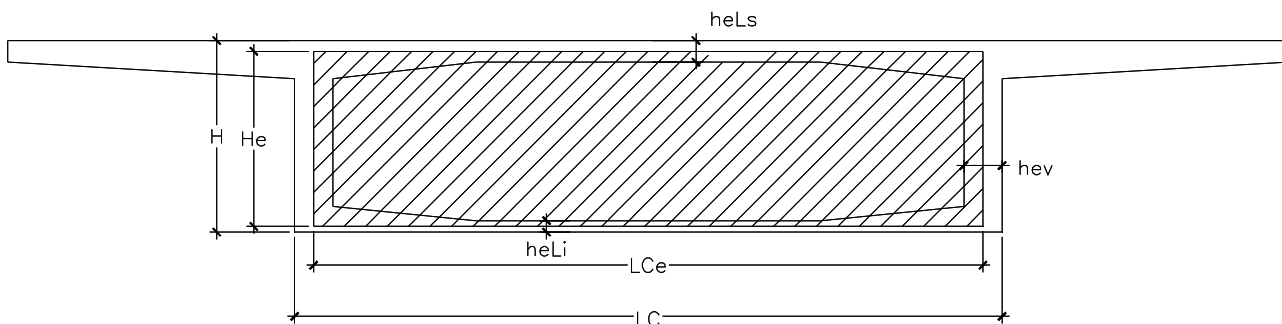
#### Seção 1



He =	0,838 m	Lce =	3,15
heLv =	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 =  $0,5 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he \cdot sen 2\alpha$   
 $\alpha v2 = 1 - fck/250 = 0,82$   
 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				

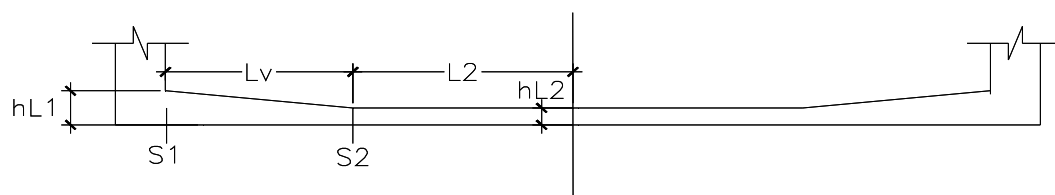
## Armação longitudinal

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	y <sub>CG</sub> apoio =	0,5421 m
h2 apoio=	0,20 m	L2 apoio =	0,9 m	y <sub>CG</sub> vão =	0,5799 m
h1vão =	0,25 m	L2 vão =	0,9 m	J apoio =	0,2853 m <sup>4</sup>
h2 vão=	0,15 m			j vão =	0,2721 m <sup>4</sup>

ms <sub>S2</sub> apoio=	0,080 m <sup>3</sup>	ms <sub>S1</sub> apoio=	0,131 m <sup>3</sup>
ms <sub>S2</sub> vão=	0,068 m <sup>3</sup>	ms <sub>S1</sub> vão=	0,121 m <sup>3</sup>

$$\tau = Vms/hi.J =$$

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			
	$\tau$ 1/1	$\tau$ 1/2	As/s1/1	As/s1/2	$\tau$ 1/1	$\tau$ 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	$\Sigma$	Torsão	Costura	$\Sigma$
0esq		5,10	5,10 cm <sup>2</sup> /m	0,00	3,09	3,09 cm <sup>2</sup> /m
0 dir	25,27	11,37	36,63 cm <sup>2</sup> /m	25,27	6,88	32,15 cm <sup>2</sup> /m
1	25,40	7,61	33,01 cm <sup>2</sup> /m	25,40	5,13	30,53 cm <sup>2</sup> /m
2	23,98	6,09	30,08 cm <sup>2</sup> /m	23,98	4,11	28,09 cm <sup>2</sup> /m
3	17,55	4,62	22,16 cm <sup>2</sup> /m	17,55	3,11	20,66 cm <sup>2</sup> /m
4	10,38	3,17	13,56 cm <sup>2</sup> /m	10,38	2,14	12,52 cm <sup>2</sup> /m
5	2,97	1,77	4,74 cm <sup>2</sup> /m	2,97	1,19	4,17 cm <sup>2</sup> /m

PONTE METADE CARREGADA						
Seção S1			Seção S2			

Seção	Torsão	Costura	$\Sigma$	Torsão	Costura	$\Sigma$
0esq	0,00	4,83	4,83 cm <sup>2</sup> /m	0,00	2,92	2,92 cm <sup>2</sup> /m
0 dir	30,85	10,19	41,04 cm <sup>2</sup> /m	30,85	6,16	37,01 cm <sup>2</sup> /m
1	30,49	6,84	37,33 cm <sup>2</sup> /m	30,49	4,61	35,10 cm <sup>2</sup> /m
2	28,60	5,48	34,09 cm <sup>2</sup> /m	28,60	3,69	32,30 cm <sup>2</sup> /m
3	21,09	4,14	25,23 cm <sup>2</sup> /m	21,09	2,79	23,88 cm <sup>2</sup> /m
4	12,98	2,82	15,81 cm <sup>2</sup> /m	12,98	1,90	14,89 cm <sup>2</sup> /m
5	4,78	1,52	6,30 cm <sup>2</sup> /m	4,78	1,03	5,81 cm <sup>2</sup> /m

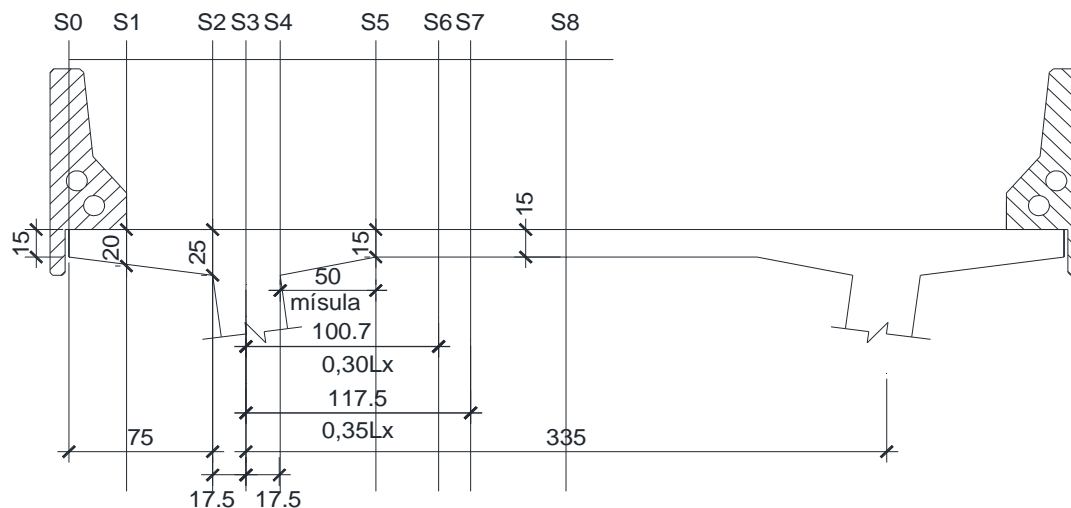
Resumo das armações

Armaduras transversais
------------------------

Armaduras longitudinais
-------------------------

Seção	Seção S1	Seção S2	Seção	
0esq	5,10 cm <sup>2</sup> /m	3,09 cm <sup>2</sup> /m	0esq	
0 dir	41,04 cm <sup>2</sup> /m	37,01 cm <sup>2</sup> /m	0 dir	30,85
1	37,33 cm <sup>2</sup> /m	35,10 cm <sup>2</sup> /m	1	30,49
2	34,09 cm <sup>2</sup> /m	32,30 cm <sup>2</sup> /m	2	28,60
3	25,23 cm <sup>2</sup> /m	23,88 cm <sup>2</sup> /m	3	21,09
4	15,81 cm <sup>2</sup> /m	14,89 cm <sup>2</sup> /m	4	12,98
5	6,30 cm <sup>2</sup> /m	5,81 cm <sup>2</sup> /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 m  
x8 = 1,675 m

h7 = 0,15 m  
h8 = 0,15 m

hA = 0,25 m

Pavimento  
g<sub>pav</sub> = 3,3 kN/m<sup>2</sup>  
Guarda rodas  
P GR = 5,8 kN/m<sup>2</sup>

M<sub>pav2</sub> = -0,334 kNm/m  
M<sub>pav3</sub> = -0,645 kNm/m

M<sub>GR1</sub> = -1,74 kNm/m  
M<sub>GR2</sub> = -4,350 kNm/m  
M<sub>GR3</sub> = -5,365 kNm/m

Carga móvel

Carga na passarela

Carga na pista

l'x = 0,400 m  
l'x/a = 0,200

a = 2,00 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	0,301	0,500			0,250	0,301	0,500
lx/a		0,125	0,100	0,100	lx/a		0,125	0,092	0,060
	0,200		0,174			0,200		0,135	
	0,250	0,230	0,224	0,200		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
	0,200		0,000	0,000		0,200		0,000	0,000
	0,250		0,000	0,000		0,250		0,000	0,000

+ Mxm (lx/2)					+ Mym (lx/2)				
		t/a					t/a		
		0,250	0,301	0,500			0,250	0,301	0,500
lx/a		0,125	0,013	0,012	lx/a		0,125	0,014	0,007
	0,200		0,018			0,200		0,041	
	0,250	0,024	0,022	0,015		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
	0,200		0,000	0,000		0,200		0,000	0,000
	0,250		0,000	0,000		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
	0,200		0,062	0,000
	0,250	0,086	0,080	0,056
		p	p'	
lx/a		0,125	0,000	0,000
	0,200		0,000	0,000
	0,250		0,000	0,000

P      p      p'

-Mxm = 0,062    0,000    0,000

Mxm = 0,018    0,000    0,000

-Mxe = 0,174    0,000    0,000

Mym = 0,041    0,000    0,000

Myr = 0,135    0,000    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/m<sup>2</sup>

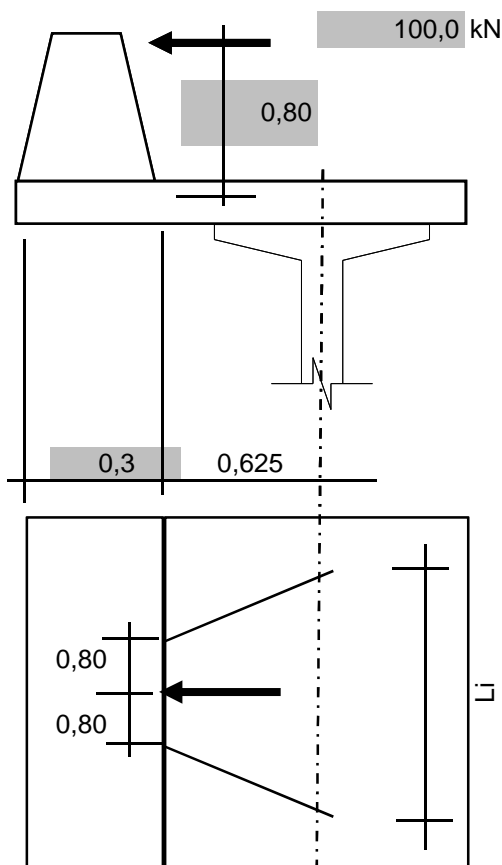
ou 6,75 kN/m<sup>2</sup>

Carga distribuída  $p' =$  **5,00** KN/m<sup>2</sup> ou 5,00 KN/m<sup>2</sup>

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=	<b>3,350</b> m	h1=	<b>0,150</b> m	dpav=	<b>0,15</b> m		
LV =	<b>0,500</b> m	h2=	<b>0,25</b> m				
	Dequivalente =	<b>0,16</b> m					
		$\varepsilon_4 =$	<b>0,052</b>	$\varepsilon'_4 =$	<b>0,948</b>	M3=	<b>-6,94</b> kNm
		$\varepsilon_5 =$	<b>0,201</b>	$\varepsilon'_5 =$	<b>0,799</b>	M4 =	<b>-4,88</b> kNm
0,3LC =	<b>1,005</b> m	$\varepsilon_6 =$	<b>0,300</b>	$\varepsilon'_6 =$	<b>0,700</b>	M5 =	<b>-0,24</b> kNm
0,35LC =	<b>1,173</b> m	$\varepsilon_7 =$	<b>0,350</b>	$\varepsilon'_7 =$	<b>0,650</b>	M6 =	<b>1,80</b> kNm
		$\varepsilon_8 =$	<b>0,500</b>	$\varepsilon'_8 =$	<b>0,500</b>	M7 =	<b>2,53</b> kNm
g=	<b>7,42</b> kN/m <sup>2</sup>					M8 =	<b>3,47</b> kNm
		k=	<b>0,0069</b>	Mym=	<b>0,57</b> kNm/m		

Cargas móveis

$$l_x/a = 1,675$$

$$t/a = 0,301$$

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

$$Md1=0,9Mg+1,5Mp+$$

$$Md2=1,35Mg+1,5Mp+$$

$$Md3=0,9Mg+1,5Mp+$$

$$Md4=1,35Mg+1,5Mp+$$

## 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

$$f_{ck}= 45,00 \text{ Mpa}$$

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

$$f_{cd}= 32142,86 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk}= 43,48 \text{ kN/m}^2$$

	Seção	Mdmax	d	Kmd	Kz	As/s
Balanço Viga	M0	0,00	0,125	0,0000	1,000	0,00 cm²/m
	M1	-52,60	0,175	0,0534	0,960	6,91 cm²/m
	M2	-37,42	0,225	0,0230	0,984	3,83 cm²/m
	M3	-55,75	0,225	0,0343	0,976	5,70 cm²/m
	My2 =	6,28	0,125	0,0125	0,990	1,16 cm²/m
	Myr =	20,49	0,225	0,0126	0,988	2,09 cm²/m
Laje central	Mx3 =	-79,60	0,2250	0,0489	0,964	8,44 cm²/m
	Mx4 =	-66,34	0,2250	0,0408	0,972	6,98 cm²/m
	Mx5 <sub>neg</sub> =	-30,13	0,1250	0,0600	0,924	6,00 cm²/m
	Mx5 <sub>pos</sub> =	17,69	0,1250	0,0352	0,976	3,33 cm²/m
	Mx6 <sub>neg</sub> =	-8,41	0,1250	0,0167	0,992	1,56 cm²/m
	Mx7 <sub>pos</sub> =	39,40	0,1250	0,0785	0,944	7,68 cm²/m
	Mx8 <sub>pos</sub> =	40,67	0,1250	0,0810	0,949	7,89 cm²/m
	Mym =	21,34	0,1250	0,0425	0,968	4,06 cm²/m

## Envoltória de fadiga

$$Md1, \text{serv} = 1Mg + 0,8 Mq+ =$$

$$\sigma As1 = (Md1, \text{serv}) / Kz d As$$

$$\Delta sd, \text{fadiga} = 19,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$Md2, \text{serv} = 1Mg + 0,8 Mq- =$$

$$\sigma As2 = (Md2, \text{serv}) / Kz d As$$

$$d = 0,2500 \text{ m}$$

$$ff = (\sigma As1 - \sigma As2) / \Delta sd, \text{fadiga} =$$

$$h = 0,22 \text{ m}$$

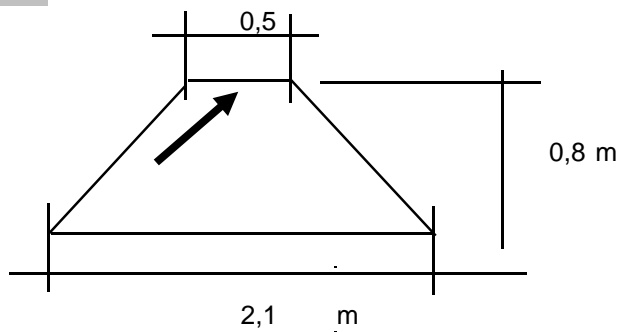
$$\text{No estadio II } h_{II} = 5/6 h = 0,18 \text{ m}$$

	Seção	Md1,serv	Md2,serv	As/s	d	$\sigma As1$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma As2$ (kN/cm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> /m
	M1	-1,93	-28,59	6,91	0,175	-1,66	-24,62	1,21	8,35 cm <sup>2</sup> /m
	M2	-4,51	-21,63	3,83	0,225	-5,33	-25,54	1,06	4,07 cm <sup>2</sup> /m
	M3	-7,97	-31,96	5,70	0,225	-6,37	-25,54	1,01	5,75 cm <sup>2</sup> /m
	My2 =	3,35	0,00	1,16	0,125	23,42	0,00	1,23	1,43 cm <sup>2</sup> /m
	Myr =	10,93	0,00	2,09	0,225	23,47	0,00	1,24	2,59 cm <sup>2</sup> /m
Laje central	Mx3 =	-6,94	-44,40	8,44	0,23	-3,79	-24,25	1,08	9,09 cm <sup>2</sup> /m
	Mx4 =	-1,54	-36,75	6,98	0,23	-1,01	-24,08	1,21	8,47 cm <sup>2</sup> /m
	Mx5 =	9,31	-16,13	6,00	0,13	13,43	-23,29	1,93	11,59 cm <sup>2</sup> /m
	Mx6 =	21,00	-3,55	3,33	0,13	51,62	-8,72	2,00	6,67 cm <sup>2</sup> /m
	Mx7 =	21,73	2,53	1,56	0,13	112,33	13,10	2,00	3,12 cm <sup>2</sup> /m
	Mx8 =	22,66	3,47	7,68	0,13	25,01	3,83	1,11	8,56 cm <sup>2</sup> /m
	My8 =	11,54	0,57	4,06	0,13	23,99	1,19	1,20	4,87 cm <sup>2</sup> /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

$$M = 38,10 \text{ kNm/m}$$

$$Md = 38,1 \text{ kNm}$$

$$kmd = 0,082$$

$$kz = 0,9$$

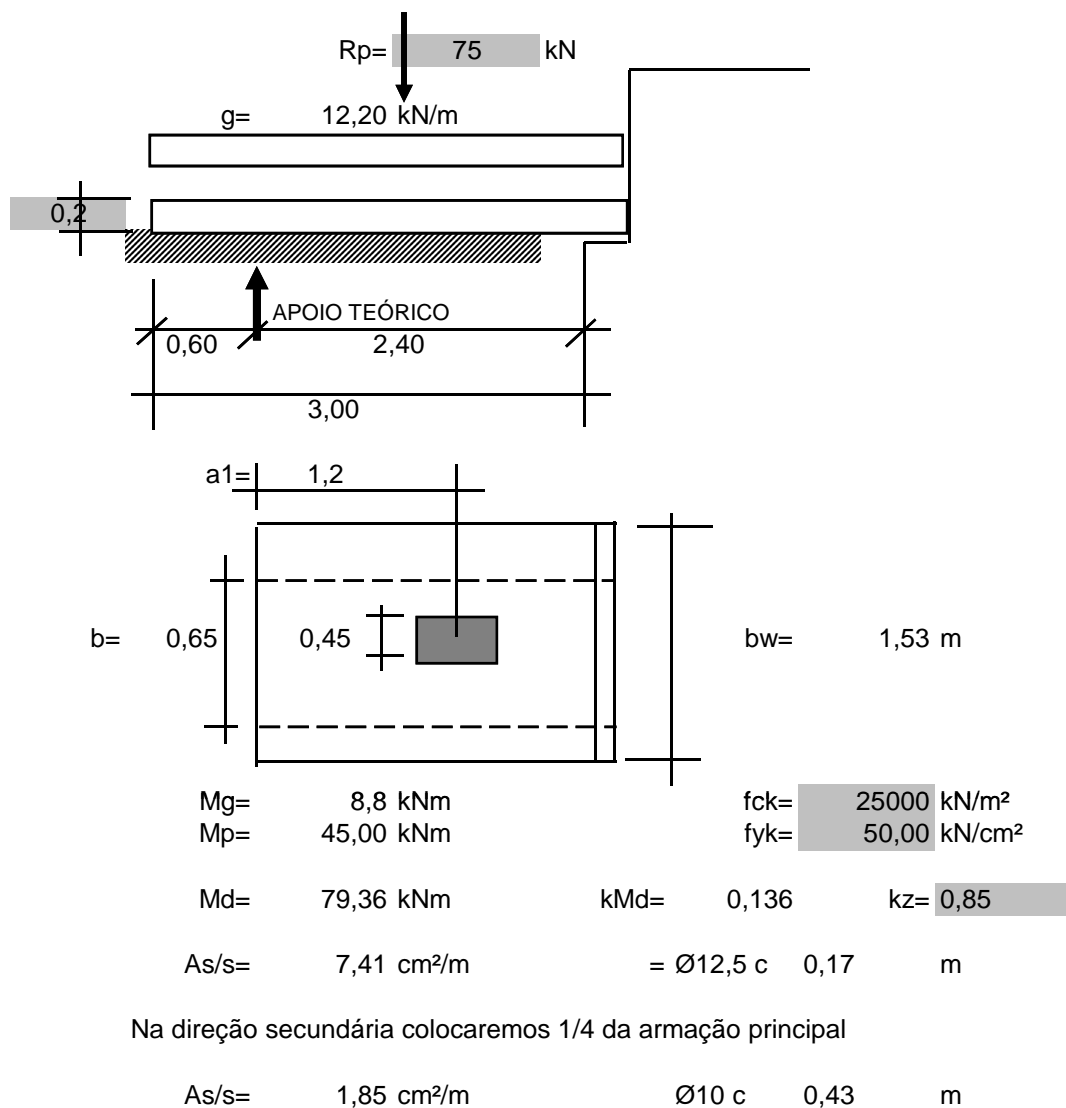
$$As =$$

$$8,11 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \varnothing 10 \text{ c } 9,87 \text{ cm}$$

$$d = 0,120$$

## 10.5 Dimensionamento da laje de transição

O dimensionamento será feito com o posicionamento de uma roda do veículo tipo em sua posição



FIM