



PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO LUIZ DO NORTE

PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DA PONTE SOBRE O RIO DAS ALMAS, LOCALIZADA NA GO-338 (SÃO LUIZ DO NORTE/GO - GOIANÉSIA/GO) NO MUNICÍPIO DE SÃO LUIZ DO NORTE – GO

RODOVIA: GO-338
TRECHO: Santa Terezinha de Goiás - Abadiânia
SUBTRECHO: BR-153/GO (Transbrasiliana) - GO-481
SEGMENTO: EST. 0 - EST. 42+18,26m
EXTENSÃO: 0,86 KM
LOTE: ÚNICO

VOLUME III – MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

MARÇO / 2024

SUMÁRIO

1	Descrição do Projeto	5
1.1	SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA	5
1.2	VISTA LONGITUDINAL	5
2	Propriedade dos Materiais	6
2.1	CONCRETO	6
2.2	AÇO	6
3	Bibliografia	7
4	Parâmetro de Durabilidade.....	7
4.1	CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	7
4.2	QUALIDADE DO CONCRETO	8
4.3	COBRIMENTO DAS ARMADURAS	8
4.4	CONTROLE DA FISSURAÇÃO.....	9
5	Características Geométricas	9
5.1	SEÇÃO TRANSVERSAL DO PRÉ-MOLDADO	9
5.2	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MODELO DE CÁLCULO	12
6	Programa de Cálculo	13
7	Carregamentos Verticais	15
7.1	CARGA PERMANENTE	15
7.1.1	Peso próprio das vigas pré-moldadas.....	15
7.1.2	Peso próprio da laje.....	15
7.1.3	Peso próprio do revestimento.....	15
7.1.4	Peso próprio da Barreira New Jersey.....	16
7.2	CARREGAMENTO DEVIDO À LAJE DE TRANSIÇÃO	16
7.3	CARGA MÓVEL	16
7.3.1	Coefficiente de Impacto Vertical (CIV).....	16
7.3.2	Coefficiente de Número de Faixas (CNF).....	17
7.3.3	Coefficiente de Impacto Adicional (CIA)	17
7.3.4	Hipóteses para as cargas móveis:.....	17
7.3.5	Seções analisadas.....	18
7.3.6	Carregamento devido a multidão na região de valores máximos	18
7.3.7	Carregamento devido ao veículo na região de valores máximos.....	18
8	Esforços Solicitantes das Longarinas	18
8.1	MOMENTOS FLETORES	19
8.1.1	Mg1 – Devido ao peso próprio da viga (g1).....	19
8.1.2	Mg2 – Devido ao peso da laje + pré-laje (g2).....	19
8.1.3	Mg3 – Devido a barreiras, pavimento e transversinas (g3).....	19
8.1.4	Mq – Envoltória devido ao carregamento da carga móvel (veículo + multidão)	19
8.2	QUADRO-RESUMO.....	19
8.2.1	Momentos fletores	20
8.3	FORÇA CORTANTE.....	20
8.3.1	Vg1 – Devido ao peso próprio da viga (g1).....	20
8.3.2	Vg2 – Devido ao peso da laje + pré-laje (g2).....	20
8.3.3	Vg3 – Devido a barreira, pavimento e transversinas (g3).....	21
8.3.4	Vq – Envoltória devido ao carregamento da carga móvel (veículo + multidão).....	21
8.4	QUADRO-RESUMO.....	21
8.4.1	Forças cortantes.....	22
9	Verificação das Tensões de Protensão.....	22
9.1	DADOS INICIAIS.....	22
9.2	PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSVERSAL	22
9.3	AÇÕES CONSIDERADAS	23
9.4	COMBINAÇÕES	24
9.4.1	Combinações Últimas	24

9.4.2	Combinações de Serviço	25
9.4.3	Coeficiente de Ponderação das Ações	25
9.5	PROTENSÃO NOS INSTANTES T_0 E T_∞	27
9.6	COMBINAÇÕES ELS E ELU	27
10	Estado Limite de Serviço	28
10.1	ESTADO LIMITE DE FORMAÇÃO DE FISSURA (ELS-F)	28
10.2	ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (ELS-D)	29
10.3	ESTADO LIMITE DE ÚLTIMO NO ATO DE PROTENSÃO (ELU-ATO)	29
10.4	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE (RUPTURA)	30
10.5	ARMADURA DE INTRODUÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO (PÓS-TRAÇÃO):	31
10.6	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À RUPTURA	31
10.7	DETERMINAÇÃO DA FLECHA	32
11	Verificação da ligação mesa-alma	32
12	Cálculo da Laje	33
12.1	ESFORÇOS SOLICITANTES	33
12.1.1	<i>MX - Momentos Fletores na direção X</i>	33
12.1.2	<i>Impacto do veículo na barreira</i>	35
12.1.3	<i>MY - Momentos Fletores na direção Y</i>	35
12.1.4	<i>Resumo tabelado dos momentos fletores</i>	37
12.2	DIMENSIONAMENTO	38
12.2.1	<i>Mxm</i>	39
12.2.2	<i>Mxe</i>	40
12.2.3	<i>Mym</i>	41
12.2.4	<i>Mym – Seção D</i>	42
12.2.5	<i>Mye</i>	43
12.2.6	<i>Mxe – barreira (12.1.2)</i>	44
12.3	QUADRO-RESUMO	44
12.3.1	<i>Armadura calculada (cm²/m)</i>	44
12.3.2	<i>Armadura Adotada</i>	44
12.4	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE	45
12.5	LAJE DE CONTINUIDADE (ELÁSTICA)	47
13	Dimensionamento da Transversina	49
13.1	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS:	49
13.2	DIMENSIONAMENTO	49
13.2.1	<i>Análise da seção</i>	49
13.2.2	<i>Armadura Transversal</i>	51
13.3	RESUMO DOS RESULTADOS	51
14	Cálculo da Laje de Transição	52
14.1	CARREGAMENTOS E ESFORÇOS SOLICITANTES	52
14.2	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NAS DUAS DIREÇÕES	52
14.3	RESUMO DO DIMENSIONAMENTO	53
15	Carregamentos Horizontais	53
15.1	AÇÃO DEVIDO À FRENAGEM E ACELERAÇÃO	53
15.2	AÇÃO DEVIDO ÀS DEFORMAÇÕES IMPOSTAS	53
15.3	AÇÃO DEVIDO AO VENTO	53
15.4	CARREGAMENTO DEVIDO À CARGA MÓVEL NA PAREDE (CORTINA) E ALAS	54
15.5	CARREGAMENTO DEVIDO AO ATERRO NA PAREDE (CORTINA) E ALAS	55
15.6	CARREGAMENTO DEVIDO AO ATERRO E CARGA MÓVEL NAS ESTACAS	55
15.7	CARREGAMENTO DEVIDO A ÁGUA NA MÁXIMA CHEIA	55
15.8	DESLOCAMENTOS NAS JUNTAS	55
16	Dimensionamento da Ala	56
17	Dimensionamento da Cortina	57
18	Cálculo das Travessas dos Encontros E1 e E2	58
18.1	ESFORÇOS DEVIDO A AÇÃO PERMANENTE	58
18.2	ESFORÇOS DEVIDO A CARGA MÓVEL	59

18.3	DIMENSIONAMENTO.....	59
18.4	DIMENSIONAMENTO DOS CONSOLOS	61
18.4.1	Laje de Transição.....	61
18.4.2	Troca de aparelho de apoio	62
19	Cálculo da Travessa do Apoio	63
19.1	ESFORÇOS DEVIDO A AÇÃO PERMANENTE:	63
19.2	ESFORÇOS DEVIDO A CARGA MÓVEL	64
19.3	DIMENSIONAMENTO.....	65
19.4	DIMENSIONAMENTO DO CONSOLO	67
19.4.1	Troca de aparelho de apoio	67
20	Fretagem.....	68
21	Cálculo do Neoprene	69
22	Verificação dos Pilares	70
22.1	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES A1 AO A7	70
23	Dimensionamento dos Blocos.....	74
24	Dimensionamento das Estacas	75
24.1	ESTACAS DOS ENCONTROS	75
24.2	ESTACAS DOS APOIOS INTERMEDIÁRIOS	78
25	Memória de quantidades	81
26	Cálculo dos pilaretes	91
27	Quantidades	101
28	Termo de encerramento	103

MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

1 DESCRIÇÃO DO PROJETO

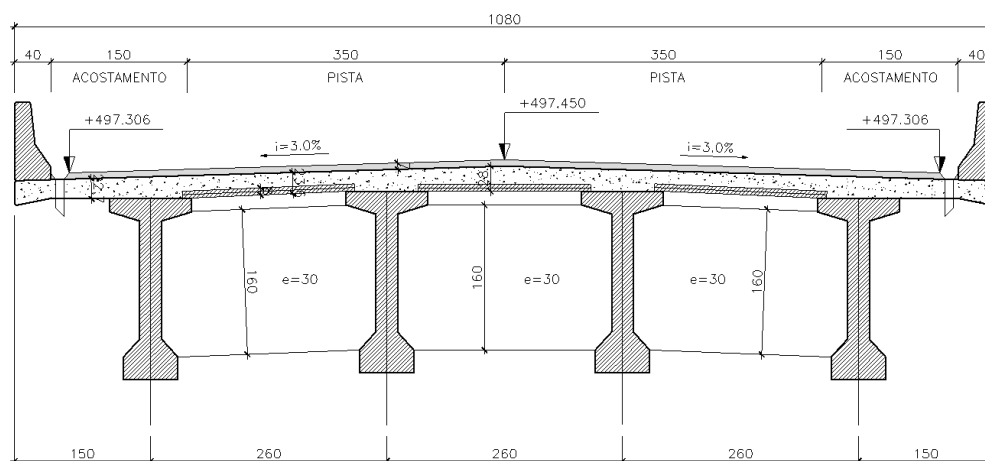
O Presente documento tem como objetivo apresentar o dimensionamento estrutural da ponte sobre o Rio das Almas, localizado na GO-338 (Estaca 15+0,70m).

A estrutura possui 280,0 m de comprimento, a partir das extremidades das cortinas, e dividi-se em oito vãos de 35m com uma largura de 10,80 m. A concepção estrutural está dividida em infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. A infraestrutura é constituída por estacas escavadas nos encontros com diâmetro de 120cm e pinada em rocha com diâmetro de 100cm. Nos apoios intermediários são blocos sobre estacas escavadas com diâmetro de 100cm e pinada em rocha com diâmetro de 80cm.

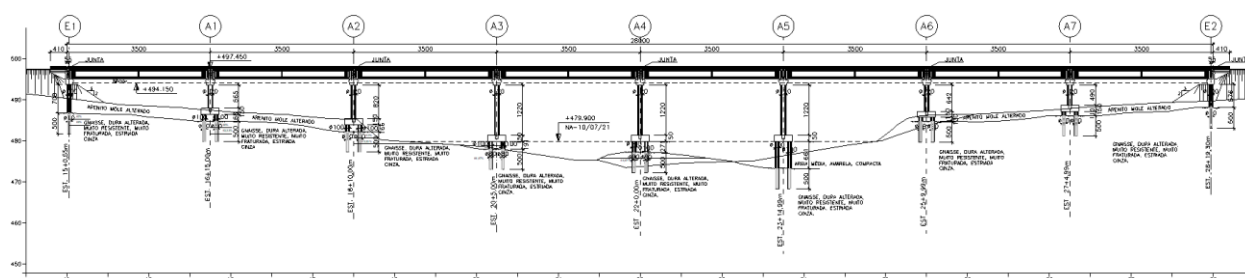
A mesoestrutura dos encontros compartilha com a infraestrutura o bloco ou viga travessa, em concreto armado, que receberá e apoiará as vigas principais (longarinas) sobre os aparelhos de apoio do tipo neoprene fretado, a fim de transmitir os esforços para as fundações. Nos apoios intermediários a solução foi pilar sobre blocos de estacas.

A superestrutura é formada por vigas de concreto protendido e lajes pré-moldadas em concreto armado, ambas com resistência característica do concreto de $f_{ck} \geq 35$ Mpa. Nota-se que as pré-lajes servem ainda de forma para complementação, de concreto armado *in loco*, para execução final da laje. A seção transversal possui largura de 10,80 m compreendendo: duas pistas de rolamento com 3,50 m, dois acostamentos de 2,50 m e duas barreiras de segurança de 0,40 m.

1.1 Seção transversal típica



1.2 Vista longitudinal



2 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

2.1 Concreto

a) Vigas longarinas, Transversinas e Laje do Tabuleiro - $f_{ck} \geq 35$ Mpa

Resistência característica 35 Mpa

Módulo de elasticidade secante* 29.000,00 Mpa

Coeficiente de dilatação térmica $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Peso Específico (Concreto com armação) 25 kN/m³

*Módulo de elasticidade secante determinado segundo o item 8.2.8 da NBR6118:2014 (Tabela 8.1).

Tabela 8.1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

b) Bloco/Vigas Travessa, Laje de Transição, Cortina, Ala e Barreira - $f_{ck} \geq 30$ Mpa

Resistência característica 30 Mpa

Módulo de elasticidade secante* 27.000,00 Mpa

Coeficiente de dilatação térmica $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Peso Específico (Concreto com armação) 25 kN/m³

*Módulo de elasticidade secante determinado segundo o item 8.2.8 da NBR6118:2014 (Tabela 8.1).

c) Estacas - $f_{ck} \geq 25$ Mpa

Resistência característica 25 Mpa

Módulo de elasticidade secante* 24.000,00 Mpa

Coeficiente de dilatação térmica $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Peso Específico (Concreto com armação) 25 kN/m³

*Módulo de elasticidade secante determinado segundo o item 8.2.8 da NBR6118:2014 (Tabela 8.1).

2.2 Aço

a) Armadura Passiva

Tensão de escoamento nominal 500 MPa

Módulo de Elasticidade 210 GPa

Coeficiente de Poisson 0,3

Coeficiente de dilatação térmica $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Peso específico 78,50 kN/m³

b) Armadura Ativa

Especificação	CP-190 RB
Tensão de ruptura	1,9 GPa
Módulo de Elasticidade	200 GPa
Coeficiente de Poisson	0,3
Coeficiente de dilatação térmica	$10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
Peso específico	78,50 kN/m ³

3 BIBLIOGRAFIA

As referencias bibliograficas utilizadas neste trabalho foram:

- NBR 6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento;
- NBR 6120:2019 Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento;
- NBR 6122:2019 Projeto e Execução de Fundações;
- NBR 6123:1988 (Corrigida em 2013) Forças devidas ao Vento em Edificações;
- NBR 7187:2021 Projeto de Pontes, viadutos e passarelas de concreto;
- NBR 7188:2013 Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre;
- NBR 8681:2003 Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento;
- NBR 9062:2017 Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado;
- NBR:14931:2004 Execução de Estruturas de Concreto;
- Manual de Obras de Arte do DNIT;
- Pontes em Concreto Armado - Walter Pfeil;
- Construções de concreto - F. Leonhardt / E. Monnig;
- Sub-rotinas básicas do dimensionamento do concreto – Lauro Modesto dos Santos;
- Fundamentos da técnica de armar – Péricles B. Fusco
- Estruturas de concreto – Solicitações Normais – Péricles B. Fusco
- Manual de Instruções da Neoprex.
- Estruturas em Concreto Protendido – 2ª Edição – Roberto Chust Carvalho
- Concreto Armado: Tabelas e Ábacos – Libânio Miranda Pinheiro

4 PARÂMETRO DE DURABILIDADE

4.1 Classe de Agressividade Ambiental

A classe de agressividade ambiental adotada para a ponte foi a CAA II, agressividade moderada, baseado na Tabela 6.1 da norma NBR 6118:2014.

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

4.2 Qualidade do Concreto

A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto. A norma NBR 6118:2014 traz uma correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, conforme apresentado na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

a) Relação água/cimento

- Vigas longarinas e Transversinas ≤ 0,55
- Laje do Tabuleiro ≤ 0,60
- Bloco/Vigas Travessa, Laje de Transição, Cortina, Ala e Barreira ≤ 0,60
- Estacas ≤ 0,60

4.3 Cobrimento das Armaduras

Para atender aos requisitos estabelecidos nesta norma NBR 6118:2014, o cobrimento mínimo da armadura é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado. As dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para $\Delta c = 10$ mm.

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

a) Concreto Armado

- Laje do Tabuleiro: 3,0 cm
- Laje de Transição, Cortina, Ala e Barreira: 3,0 cm
- Bloco/Vigas Travessa: 4,0 cm

b) Concreto Protendido

- Vigas longarinas e Transversinas: 3,5 cm

4.4 Controle da Fissuração

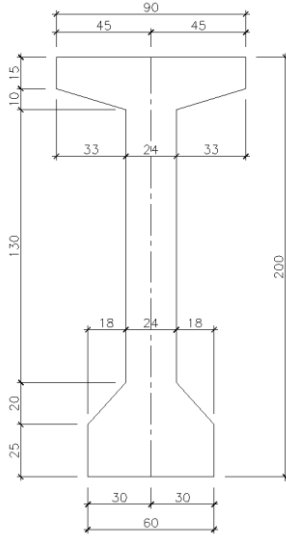
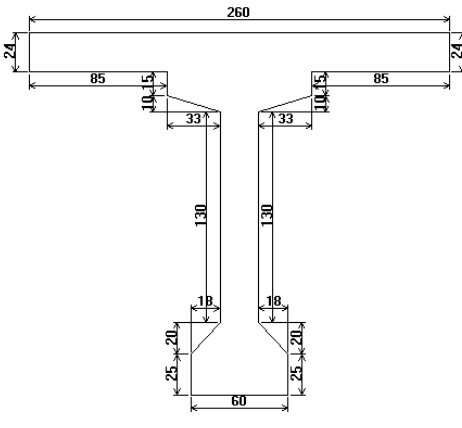
Conforme informado na norma NBR 6118:2014, a fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos. Visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras.

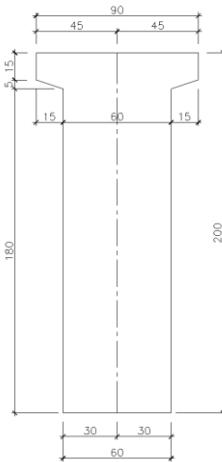
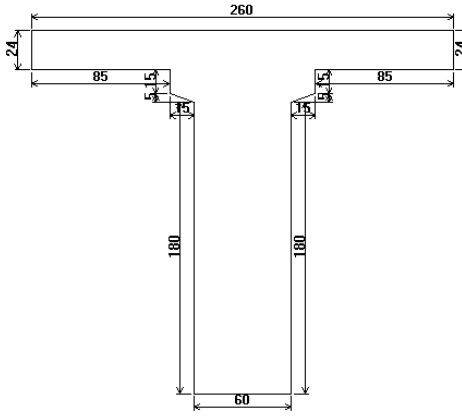
A abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, (conforme Tabela 13.4) sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas.

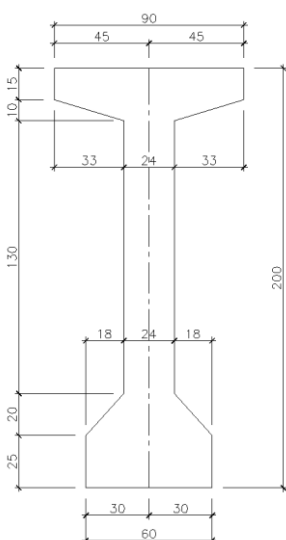
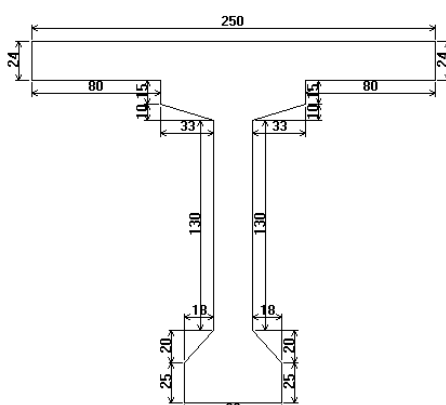
Para garantir a proteção das armaduras quanto à durabilidade o limite máximo para abertura de fissuras, nas peças de concreto armado, será de $w_k \leq 0,3$ mm.

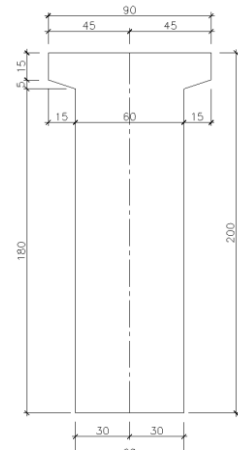
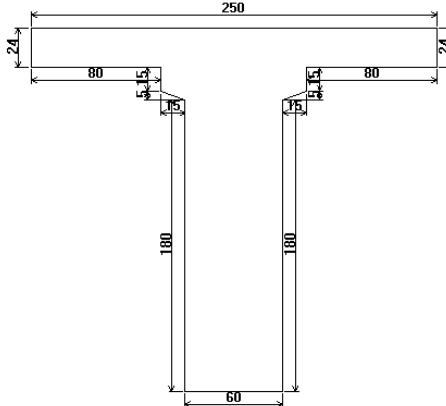
5 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

5.1 Seção Transversal do Pré-Moldado

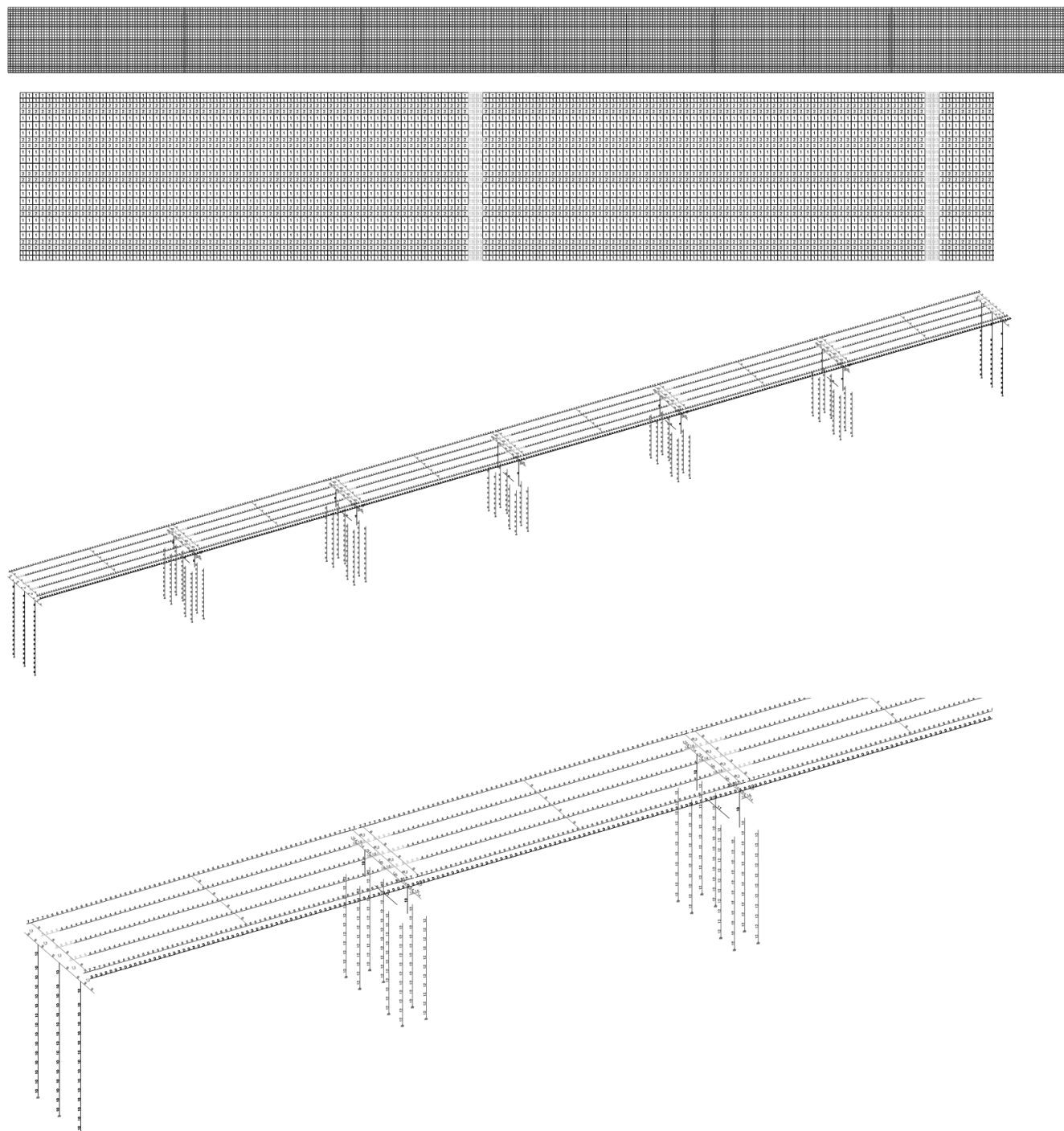
- seção da viga (und = cm)	Seção da viga Long_Int-1 (viga interna), com a laje incorporada (und = cm)
 ----- REGIONS ----- Area: 7380.0000 Perimeter: 612.78 Bounding Box: Lower Bound: X= -45.0000 Y= 0.0000 Z= 0.0000 Upper Bound: X= 45.0000 Y= 200.0000 Z= 0.0000 Centroid: X= 0.0000 Y= 102.06 Moments of inertia: X= 112153500.00 Y= 1863225.00 Products of inertia: XY: 0.0000 Radii of gyration: X= 123.28 Y= 15.89 Principal moments and X-Y directions about centroid: I: 35287296.66 along X= 1.0000 Y= 0.0000 J: 1863225.00 along X= 0.0000 Y= 1.0000	 Área: A=13620. Mom. de inércia: Ix=76456880. Iy=37015224. J=4751746.5 C.G.: xt=130. yt=152.427 Módulo elástico: Sx=501596.9 Sy=284732.5 raio de giração: rx=74.9238 ry=52.1317

- seção da viga (und = cm)	Seção da viga no apoio Long_Int-2, com a laje incorporada (und = cm)
 ----- REGIONS ----- Area: 12525.00 Perimeter: 571.62 Bounding Box: Lower Bound: X= -45.0000 Y= 0.0000 Z= 0.0000 Upper Bound: X= 45.0000 Y= 200.0000 Z= 0.0000 Centroid: X= 0.0000 Y= 103.82 Moments of inertia: X= 179204687.50 Y= 4334062.50 Products of inertia: XY: 0.0000 Radii of gyration: X= 119.62 Y= 18.60 Principal moments and X-Y directions about centroid: I: 44196692.24 along X= 1.0000 Y= 0.0000 J: 4334062.50 along X= 0.0000 Y= 1.0000	 Área: A=18765. Mom. de inércia: Ix=93236600. Iy=39486064. J=16004292. C.G.: xt=130. yt=139.795 Módulo elástico: Sx=666951.9 Sy=303739. raio de giração: rx=70.4886 ry=45.872

- seção da viga (und = cm)	Seção da viga Long_Ext-1 (viga externa), com a laje incorporada (und = cm)
 ----- REGIONS ----- Area: 7380.0000 Perimeter: 612.78 Bounding Box: Lower Bound: X= -45.0000 Y= 0.0000 Z= 0.0000 Upper Bound: X= 45.0000 Y= 200.0000 Z= 0.0000 Centroid: X= 0.0000 Y= 102.06 Moments of inertia: X= 112153500.00 Y= 1863225.00 Products of inertia: XY: 0.0000 Radii of gyration: X= 123.28 Y= 15.89 Principal moments and X-Y directions about centroid: I: 35287296.66 along X= 1.0000 Y= 0.0000 J: 1863225.00 along X= 0.0000 Y= 1.0000	 Área: A=13380. Mom. de inércia: Ix=75578328. Iy=33113224. J=4708885. C.G. : xt=125. yt=151.358 Módulo elástico: Sx=499333.7 Sy=264905.8 raio de giração. rx=75.1572 ry=49.7477

- seção da viga (und = cm)	Seção da viga no apoio Long_Ext-2, com a laje incorporada (und = cm)
 ----- REGIONS ----- Area: 12525.00 Perimeter: 571.62 Bounding Box: Lower Bound: X= -45.0000 Y= 0.0000 Z= 0.0000 Upper Bound: X= 45.0000 Y= 200.0000 Z= 0.0000 Centroid: X= 0.0000 Y= 103.82 Moments of inertia: X= 179204687.50 Y= 4334062.50 Products of inertia: XY: 0.0000 Radii of gyration: X= 119.62 Y= 18.60 Principal moments and X-Y directions about centroid: I: 44196692.24 along X= 1.0000 Y= 0.0000 J: 4334062.50 along X= 0.0000 Y= 1.0000	 Área: A=18525. Mom. de inércia: Ix=91957576. Iy=35584064. J=15997420. C.G. : xt=125. yt=138.86 Módulo elástico: Sx=662233.9 Sy=284672.5 raio de giração. rx=70.4555 ry=43.8277

5.2 Características Geométricas do Modelo de Cálculo



No cálculo da viga de 34,80 m de comprimento, o vão teórico é de 33,90 m (distância entre centro de neoprenes de apoio – restrições de apoio). O tabuleiro será considerado, a favor da segurança, simétrico com relação ao eixo longitudinal da obra.

O tabuleiro é constituído de:

- Quatro longarinas (representadas por elementos de barra);
- Elementos finitos que dividem as longarinas em 66 partes, conforme indicado na figura. As seções transversais foram divididas em 20 partes mais 3 partes nas bordas (inferior e superior). Entre vigas temos 5 elementos que representam a laje;
- Transversinas no centro e nos apoios (representadas por elementos de barra);

Largura do tabuleiro de cálculo (laje) é de 10,80 m.

6 PROGRAMA DE CÁLCULO

Para a determinação dos esforços solicitantes será utilizado o software de análise estrutural STRAP (*Structural Analysis Program*).

Trata-se de um conjunto de programas destinados a geração da geometria do modelo, composição de cargas e verificação de resultados.

Para facilitar a construção de modelos estruturais, o programa está subdividido com relação ao tipo de estrutura em: Frame Plane – estruturas planas, Grid – grelha, Space – estruturas espaciais e Truss-treliças. As etapas de análise de um modelo são as descritas a seguir:

1. Geração da geometria: determinação das propriedades mecânicas das barras e dos elementos;
2. Definição das condições de contorno (rótulas, apoios simples, engastes, etc.);
3. Definição dos carregamentos considerados (peso próprio, sobrecargas, cargas móveis, vento, etc.);
4. Cálculo do modelo;
5. Verificação dos resultados.

Propriedades e materiais das barras e elementos:

TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)						Informação
PROPRIEDADE N.1 -						Laje
Espessura =		24.000				
Material = 2 - C35						
PROPRIEDADE N.2 - P2						Laje engrossada
Espessura =		49.000				
Material = 2 - C35						
PROPRIEDADE N.3 - P3						Bloco
Espessura =		150.000				
Material = 1 - C30						
PROPRIEDADE N.4 - Long_Int-1						Longarina interna
A=0.1362E+05		I2=0.7646E+08	I3=0.3702E+08	J=0.4752E+07	SF2=0.500	
Material = 1 - C35		Perímetro=955.736		SF3=0.500		
h2=260.000		h3=224.000	e2=130.000	e3=152.427		
__Solid Long_Int-1						
PROPRIEDADE N.5 - Long_Int-2						Longarina apoio
A=0.1877E+05		I2=0.9324E+08	I3=0.3949E+08	J=0.1600E+08	SF2=0.500	
Material = 1 - C35		Perímetro=959.623		SF3=0.500		
h2=260.000		h3=224.000	e2=130.000	e3=139.795		
__Solid Long_Int-2						
PROPRIEDADE N.6 - Long_Ext-1						Longarina externa
A=0.1338E+05		I2=0.7558E+08	I3=0.3311E+08	J=0.4709E+07	SF2=0.500	
Material = 1 - C35		Perímetro=980.778		SF3=0.500		
h2=250.000		h3=224.000	e2=125.000	e3=151.358		
__Solid Long_Ext-1						
PROPRIEDADE N.7 - Long_Ext-2						Longarina apoio
A=0.1853E+05		I2=0.9196E+08	I3=0.3558E+08	J=0.1600E+08	SF2=0.500	
Material = 1 - C35		Perímetro=939.623		SF3=0.500		
h2=250.000		h3=224.000	e2=125.000	e3=138.860		
Solid Long_Ext-2						

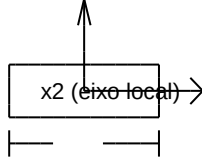
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)					Informação
PROPRIEDADE N.8 - 30/155					
A=0.4650E+04 Material = 1 - C35 h2=30.000	I2=0.931E+07 h3=155.000 x3	I3=0.3487E+06 Perímetro=350.000 e2=15.000	J=0.1225E+07 e3=77.500	SF2=0.850 SF3=0.850	Transversina
155	T ⊥			30.0	

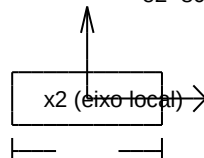
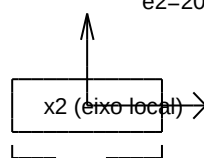
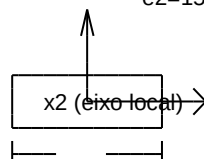
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)					Informação
PROPRIEDADE N.9 - 160/120					Travessa
A=0.1920E+05 Material = 2 - C30 h2=160.000	I2=0.2304E+08 h3=120.000 x3	I3=0.4096E+08 Perímetro=560.000 e2=80.000	J=0.4976E+08 e3=60.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
120	T ⊥			160	
PROPRIEDADE N.10 - D120					Pilar/estaca
A=0.1131E+05 Material = 1 - C30 h2=120.000	I2=0.1018E+08 h3=120.000 Circ., Diâmetro=	I3=0.1018E+08 Perímetro=376.991 e2=60.000	J=0.2036E+08 e3=60.000	SF2=0.890 SF3=0.890	
		120.000			
PROPRIEDADE N.11 - 40/60					Viga travamento
A=0.2400E+04 Material = 2 - C30 h2=40.000	I2=0.7200E+06 h3=60.000 x3	I3=0.3200E+06 Perímetro=200.000 e2=20.000	J=0.7512E+06 e3=30.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
60.0	T ⊥			40.0	
PROPRIEDADE N.12 - D100					Estaca
A=0.7854E+04 Material = 3 - C25 h2=100.000	I2=0.4909E+07 h3=100.000 Circ., Diâmetro=	I3=0.4909E+071 Perímetro=128.805 e2=50.000	J=0.9817E+07 e3=50.000	SF2=0.890 SF3=0.890	
		100.000			
PROPRIEDADE N.13 - 30/40					Neoprene
A=0.1200E+04 Material = 4 - NEO h2=30.000	I2=0.1600E+06 h3=40.000 x3	I3=0.9000E+05 Perímetro=140.000 e2=15.000	J=0.1944E+06 e3=20.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
40.0	T ⊥			30.0	

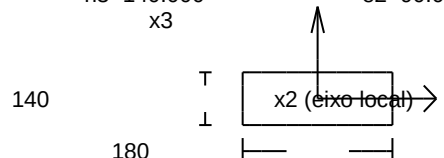
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)					Informação
PROPRIEDADE N.14 - 180/140 $A=0.2520E+05$ $I2=0.4116E+08$ $I3=0.6804E+08$ $J=0.8643E+08$ $SF2=0.850$ Material = 2 - C30 Perímetro=640.000 $SF3=0.850$ $h2=180.000$ $h3=140.000$ $e2=90.000$ $e3=70.000$ 					Travessa do apoio
PROPRIEDADE N.15 - P15 Espessura = 15.000 Material = 1 - C35					Laje elástica

TABELA DE MATERIAIS (unidades - tf metros)						
N.º	Nome	Módulo de Elasticidade	Coefic. Poisson	Densidade	Dilatação Térmica	Módulo Transv.(G)
1	C35	0.2816E+07	0.200	0.2500E+01	0.00001000	0.1173E+07
2	C30	0.2607E+07	0.200	0.2500E+01	0.00001000	0.1086E+07
3	C25	0.2380E+07	0.200	0.2500E+01	0.00001000	0.9917E+06
4	NEO	0.8000E+05	0.400	0.3000E+01	0.00001000	0.2857E+05

7 CARREGAMENTOS VERTICAIS

7.1 Carga Permanente

7.1.1 Peso próprio das vigas pré-moldadas

Os pesos próprios das vigas foram calculados utilizando o seu volume e o peso específico do concreto:

Peso próprio viga pré-moldada: $g_{1,k} = A_c \cdot \gamma_c = 0,738 \cdot 2,5 = 1,845 \text{ tf/m}$

Engrossamento: $g_{1,k} = A_c \cdot \gamma_c = 1,2525 \cdot 2,5 = 3,131 \text{ tf/m}$

7.1.2 Peso próprio da laje

No processo construtivo da laje será utilizadas pré-lajes, que servirão de forma também, e a espessura final será completada com concretagem *in loco*. A laje do tabuleiro terá altura final de 22,0 cm.

Peso próprio da laje do tabuleiro: $g_{2,k} = h_{Laje} \cdot \gamma_c = 0,24 \cdot 2,5 = 0,6 \text{ tf/m}^2$

7.1.3 Peso próprio do revestimento

Será adotada uma espessura para o pavimento de 10,0 cm e a utilização de 2,4 tf/m³ como sendo o peso específico para o CBUQ. Teremos ainda uma carga adicional de 0,20 tf/m² em atendimento ao item 7.1.2 da Norma ABNT 7187:2003, para computar um possível recapeamento.

Revestimento: $g_{3,k} = h_{rev} \cdot \gamma_c + g_{sc} = 0,1 \cdot 2,4 + 0,2 = 0,44 \text{ tf/m}^2$

7.1.4 Peso próprio da Barreira New Jersey

A geometria adotada para as barreiras do tipo New Jersey seguiu as definições do item 2.4.3.3.1 do Manual de projetos de obras especiais, DNER (1996).

Guarda-Rodas: $g_{3,k} = A_c \cdot \gamma_c = 0,232 \cdot 2,5 = 0,58 \text{ tf/m}$ (1,45 tf/m²)

7.2 Carregamento devido à Laje de Transição

- Laje de Transição:

→ para o cálculo da reação da laje de transição na estrutura será considerada uma viga biapoiada de 4,0m de vão, assim:

a) carga permanente da laje = peso próprio

$$pp = 2,5 \times (0,30 \times 4,00 \times 9,80) = \mathbf{29,40tf}$$

b) sobrecarga = aterro + pavimento + cm

$$\text{aterro} = 1,8 \times (0,35 \times 4,00 \times 9,80) = \mathbf{24,7tf}$$

$$\text{pavimento} = 2,4 \times (0,10 \times 4,00 \times 9,80) = \mathbf{9,41tf}$$

$$\text{cm} = 0,5 \times (4,00 \times 9,80) = \mathbf{19,6tf}$$

→ assim a reação na travessa de apoio é $(a + b)/2 = 83,11/2 = \mathbf{41,56tf}$

Ou $41,56/10,80 = 3,85\text{tf/m}$

7.3 Carga Móvel

A carga móvel utilizada foi o trem tipo brasileiro TB45, conforme especificado na NBR 7188:2013. Formado por um veículo de peso igual a 450 kN, 3 eixos espaçados em 1,5 metros e duas rodas em cada eixo espaçadas em 2,0 metros, totalizando em 75 kN por roda. A área de contato da roda vale 20 x 50 cm, sendo a menor dimensão na direção do tráfego. Deve ser aplicada concomitantemente uma carga distribuída de 5 kN/m² (Carga de multidão).

Segundo o item 5.1 – Cargas móveis da ABNT NBR 7188:2013, tanto a sobrecarga quanto o veículo tipo, devem ser ponderados pelo coeficiente de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA). Todos os coeficientes citados estão devidamente especificados na ABNT NBR 7188:2013 nos itens 5.1.2.1, 5.1.2.2 e 5.1.2.3 respectivamente.

7.3.1 Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)

As cargas móveis verticais características devem ser majoradas para o dimensionamento de todos os elementos estruturais pelo coeficiente de impacto vertical, definido por:

CIV = 1,35, para estruturas com vão menor que 10 m;

$CIV = 1 + 1,06[20/(L_{iv}+50)]$, para estruturas com vão entre 10 e 200 m.

Sendo L_{iv} o comprimento da longarina.

$$CIV = 1 + 1,06[20/(33,9+50)] \rightarrow CIV = 1,253$$

7.3.2 Coeficiente de Número de Faixas (CNF)

As cargas móveis características devem ser ajustadas pelo coeficiente de número de faixas do tabuleiro, conforme descrito abaixo:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n-2)$$

Onde, n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

Para duas faixas de tráfego → $CNF = 1$

7.3.3 Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)

Os esforços das cargas móveis devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional, conforme definido abaixo:

$CIA = 1,25$, para obras em concreto ou mistas;

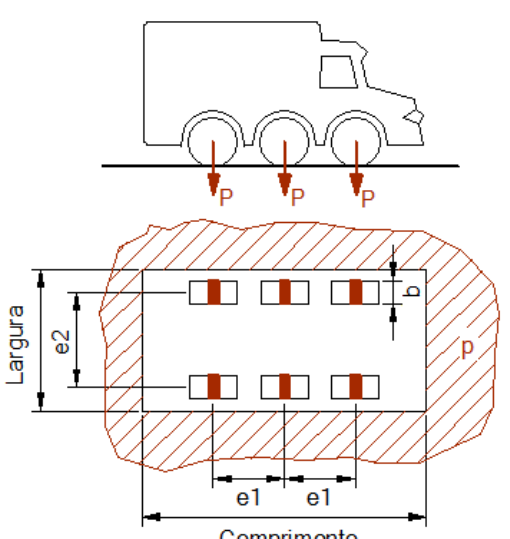
$CIA = 1,15$, para obras em aço

Para o presente projeto será adotado um $CIA = 1,25$.

Coeficientes de impacto adotados:

$CIV = 1,566$, para os 5,0 metros iniciais e finais da ponte.

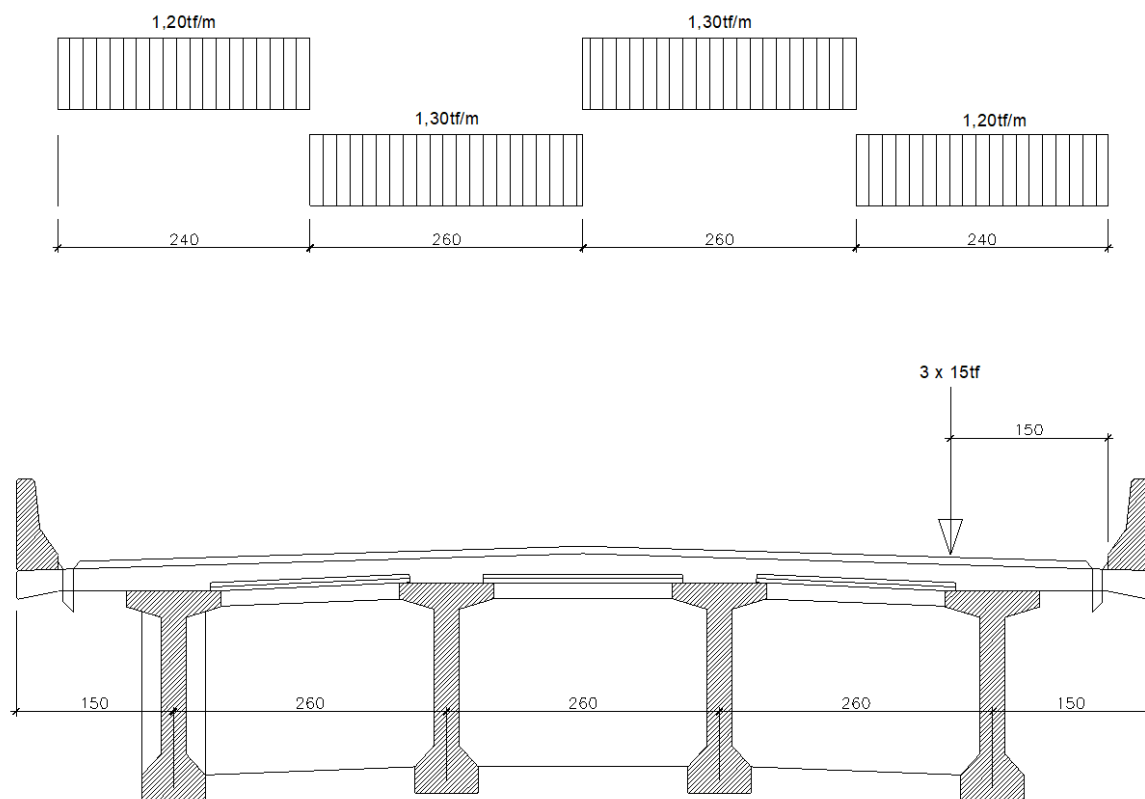
$CIV = 1,253$, para o restante da ponte.

$Q = P.CIV.CNF.CIA$ $q = p.CIV.CNF.CIA$ Sendo: $P = 7,5$ tf, é a carga concentrada por roda; $p = 0,5$ tf/m², é a carga de multidão, uniformemente distribuída; $p' = 0,3$ tf/m², é a carga de pedestres, uniformemente distribuída; CIV o coeficiente de impacto vertical; CNF o coeficiente de número de faixas; CIA o coeficiente de impacto adicional, aplicável somente para o dimensionamento de elementos de juntas estruturais e extremidade da obra.	
--	--

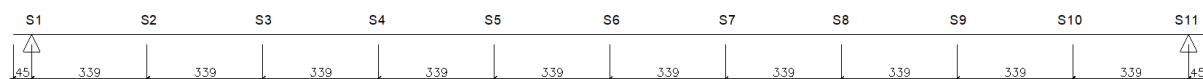
7.3.4 Hipóteses para as cargas móveis:

1. Para a carga móvel devido à multidão, foram consideradas as seguintes hipóteses:
 - 1.1. Atuando nas vigas extremas e no balanço;
 - 1.2. Atuando nas vigas internas;

2. Para a carga móvel devido ao veículo, considerou-se o veículo deslocando-se próximo a barreira lateral e em cima de cada viga;



7.3.5 Seções analisadas



7.3.6 Carregamento devido a multidão na região de valores máximos



7.3.7 Carregamento devido ao veículo na região de valores máximos



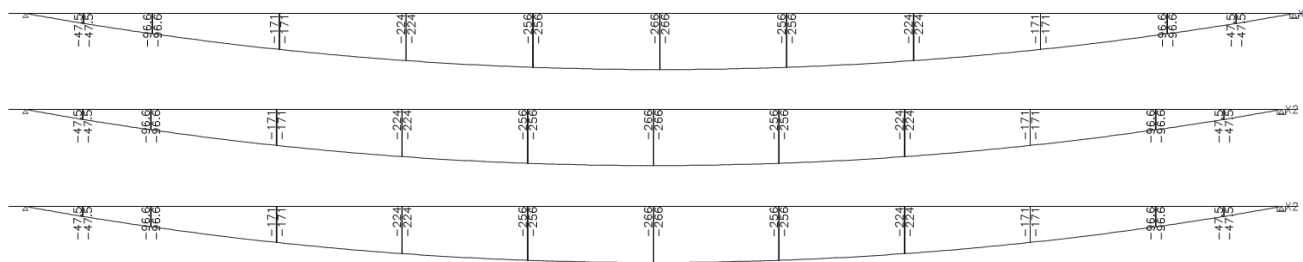
8 ESFORÇOS SOLICITANTES DAS LONGARINAS

Os esforços nas vigas abaixo, em função da simetria, estão apresentados até a 3ª viga.

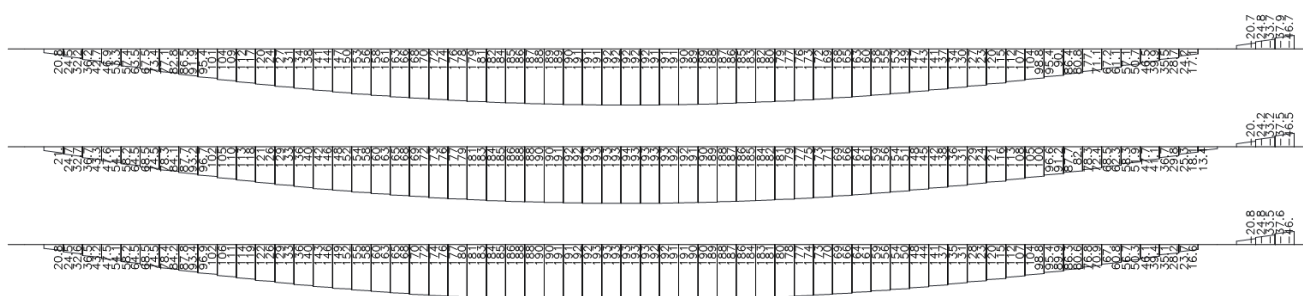
8.1 Momentos fletores

8.1.1 Mg1 – Devido ao peso próprio da viga (g1)

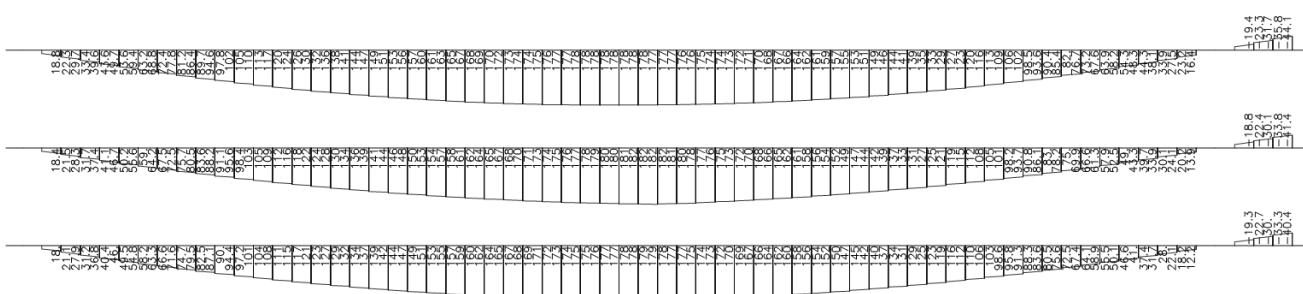
- sem o efeito de grelha.



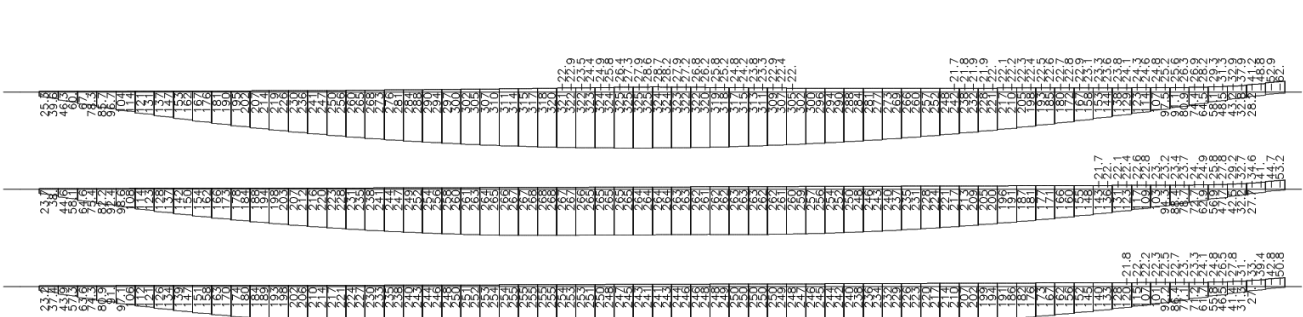
8.1.2 Mg2 – Devido ao peso da laje + pré-laje (g2)



8.1.3 Mg3 – Devido a barreiras, pavimento e transversinas (g3)



8.1.4 Mq – Envoltória devido ao carregamento da carga móvel (veículo + multidão)



8.2 Quadro-resumo

Todos os valores dos quadros-resumo abaixo estão expressos em **tf.m**.

$$M_g = M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}$$

$$M_q = M_{multidão} + M_{veículo}$$

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

8.2.1 Momentos fletores

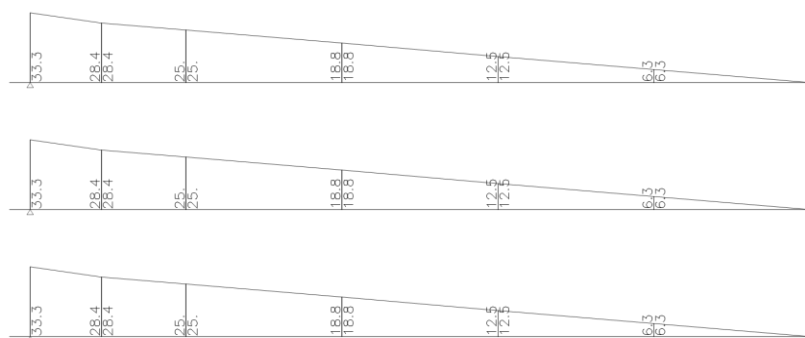
VIGA	M_{g1} (tf.m)	M_{g2} (tf.m)	M_{g3} (tf.m)	M_g (tf.m)	$M_{q,max}$ (tf.m)	$M_{q,min}$ (tf.m)	$M_{sd,max}$ (tf.m)	$M_{sd,min}$ (tf.m)
1	266,00	192,00	178,00	636,00	325,00	-28,60	1469,44	582,25
2	266,00	194,00	182,00	642,00	265,00	-12,50	1364,77	618,51
3	266,00	193,00	178,00	637,00	251,00	-12,10	1331,70	614,26

A partir dos resultados acima temos que a viga mais solicitada é a V1 da extremidade. Abaixo seguem os valores da carga móvel com impacto para o ELU.

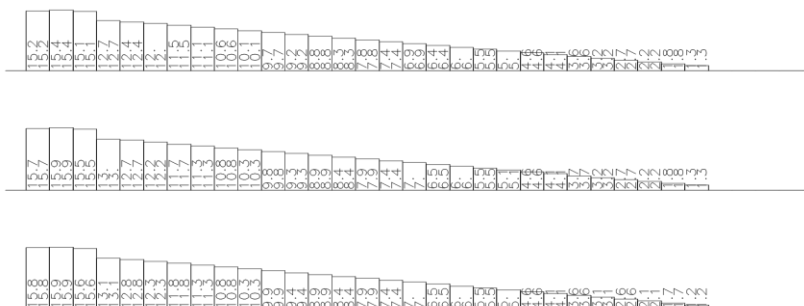
Seção	x (m)	M_{g1} (tf.m)	M_{g2} (tf.m)	M_{g3} (tf.m)	M_g (tf.m)	$M_{q,max}$ (tf.m)	$M_{q,min}$ (tf.m)	$M_{sd,max}$ (tf.m)	$M_{sd,min}$ (tf.m)
S1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2	3,39	96,60	73,40	68,80	238,80	137,00	-5,20	579,87	229,03
S3	6,78	171,00	127,00	120,00	418,00	230,00	-7,70	996,59	403,53
S4	10,17	224,00	166,00	156,00	546,00	284,00	-12,30	1270,88	522,88
S5	13,56	256,00	187,00	174,00	617,00	317,00	-20,70	1428,75	578,09
S6	16,95	266,00	192,00	178,00	636,00	325,00	-28,60	1469,44	582,25
S7	20,34	256,00	187,00	174,00	617,00	317,00	-20,70	1428,75	578,09
S8	23,73	224,00	166,00	156,00	546,00	284,00	-12,30	1270,88	522,88
S9	27,12	171,00	127,00	120,00	418,00	230,00	-7,70	996,59	403,53
S10	30,51	96,60	73,40	68,80	238,80	137,00	-5,20	579,87	229,03
S11	33,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

8.3 Força cortante

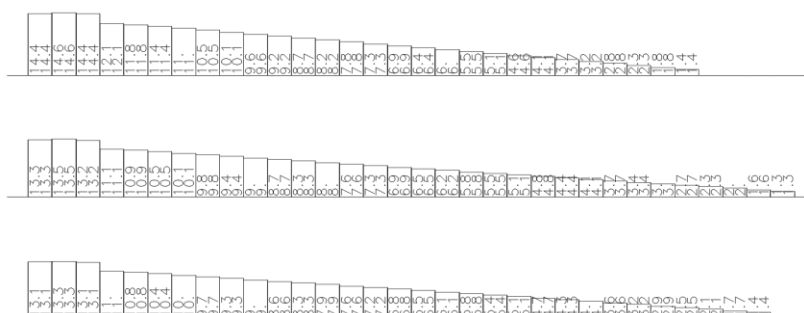
8.3.1 Vg1 – Devido ao peso próprio da viga (g1)



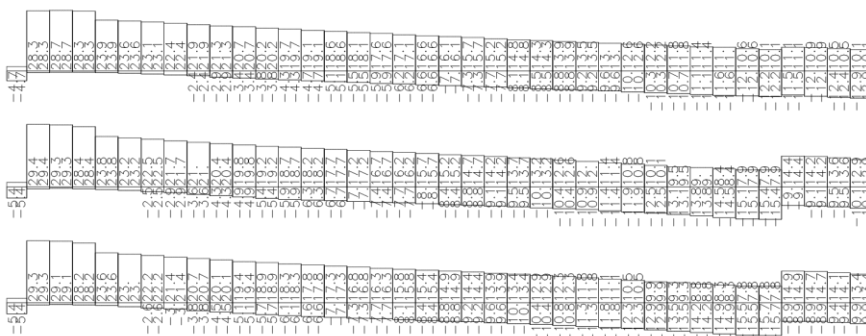
8.3.2 Vg2 – Devido ao peso da laje + pré-laje (g2)



8.3.3 Vg3 – Devido a barreira, pavimento e transversinas (g3)



8.3.4 Vq – Envoltória devido ao carregamento da carga móvel (veículo + multidão)



8.4 Quadro-resumo

$$V_{gk} = V_{g1} + V_{g2} + V_{g3}$$

$$V_{qk \text{ máx}} = V_{\text{mult.}, \text{máx}} + V_{\text{veic.}, \text{máx}}$$

$$V_{qk \text{ mín}} = V_{\text{mult.}, \text{mín}} + V_{\text{veic.}, \text{mín}}$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + 1,5 \times C_{IV} \times V_{q \text{ máx}}$$

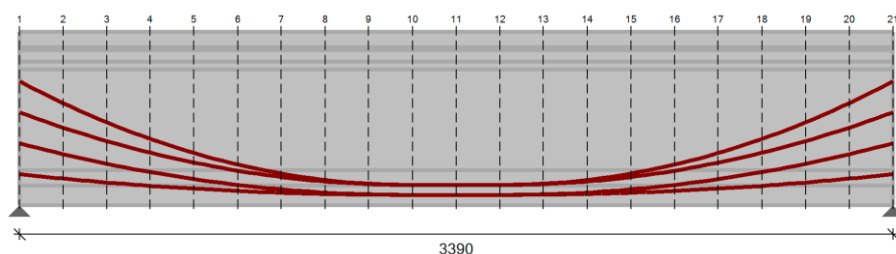
8.4.1 Forças cortantes

Seção	x (m)	V _{g1} (tf)	V _{g2} (tf)	V _{g3} (tf)	V _g (tf)	V _{q,max} (tf)	V _{q,min} (tf)	V _{sd,max} (tf)	V _{sd,min} (tf)
S1	0,00	33,3	15,2	14,4	62,9	28,3	0	138,10	0,00
S2	3,39	25	11,5	11	47,5	22,4	-2,4	106,23	-4,51
S3	6,78	18,8	8,3	8,2	35,3	18,6	-5,1	82,61	-9,59
S4	10,17	12,5	5,5	5,5	23,5	15,2	-7,7	60,29	-14,47
S5	13,56	6,3	2,2	2,3	10,8	12,6	-10	38,26	-18,80
S6	16,95	0	0	0	0	11,1	-11,5	20,86	-21,61
S7	20,34	-6,3	-2,2	-2,3	-10,8	8,2	-12,6	15,41	-38,26
S8	23,73	-12,5	-5,5	-5,5	-23,5	5,8	-15,2	10,90	-60,29
S9	27,12	-18,8	-8,3	-8,2	-35,3	3,8	-18,6	7,14	-82,61
S10	30,51	-25	-11,5	-11	-47,5	0	-22,4	0,00	-106,23
S11	33,90	-33,3	-15,2	-14,4	-62,9	0	-28,3	0,00	-138,10

9 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES DE PROTENSÃO

9.1 Dados iniciais

Geometria:



Concreto:

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 2,25 \text{ MPa}$
 $E_c = 29 \text{ GPa}$
 $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$
 $f_{ctmj} = 2,16 \text{ MPa}$
 $E_{cj} = 29 \text{ GPa}$
 $\gamma_c = 1,40$

Armadura ativa:

$f_{ptk} = 1900,00$
 $f_{pyk} = 1710,00$
 $E_p = 200 \text{ GPa}$
 $\gamma_p = 1,15$

Armadura passiva:

$f_{yk} = 500,00$
 $E_s = 210 \text{ GPa}$
 $\gamma_s = 1,15$

9.2 Propriedades da seção transversal

Tabela 1: Propriedades geométricas seção transversal (ATO de protensão)

Seção	x (m)	h (m)	y _i (m)	y _s (m)	A _c (m ²)	I _c (m ⁴)	W _i (m ³)	W _s (m ³)
1	0	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
2	1,695	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
3	3,39	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
4	5,085	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
5	6,78	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
6	8,475	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
7	10,17	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
8	11,865	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
9	13,56	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
10	15,255	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
11	16,95	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
12	18,645	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
13	20,34	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028

14	22,035	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
15	23,73	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
16	25,425	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
17	27,12	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
18	28,815	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
19	30,51	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
20	32,205	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028
21	33,9	2	1,02056	0,97944	0,738	0,35287	0,34576	0,36028

Tabela 2: Propriedades geométricas seção transversal (FASE FINAL)

Seção	x (m)	h (m)	y _i (m)	y _s (m)	A _c (m ²)	I _c (m ⁴)	W _i (m ³)	W _s (m ³)
1	0	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
2	1,695	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
3	3,39	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
4	5,085	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
5	6,78	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
6	8,475	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
7	10,17	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
8	11,865	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
9	13,56	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
10	15,255	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
11	16,95	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
12	18,645	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
13	20,34	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
14	22,035	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
15	23,73	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
16	25,425	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
17	27,12	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
18	28,815	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
19	30,51	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
20	32,205	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154
21	33,9	2,24	1,46624	0,77376	1,23108	0,72079	0,49159	0,93154

x - abscissa da seção

h - altura da seção transversal

y_i - distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior

y_s - distância do centro de gravidade da seção à fibra superior

A_c - área da seção transversal

I_c - momento de inércia seção transversal

W_i - módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

W_s - módulo resistente da seção em relação a fibra superior

9.3 Ações consideradas

A tabela 1 apresenta os casos de carregamentos considerados, bem com os correspondentes coeficientes de ponderação e fatores de combinações das cargas variáveis.

Tabela 1: Casos de carregamentos considerados

Caso	γ _f	γ _f (fav.)	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Peso próprio (G0)	1,35	1	-	-	-
Hiperestático de protensão (HP)	1,1	0,9	-	-	-
Permanente (G1)	1,35	1	-	-	-
Acidental (Q)	1,5	-	0,7	0,5	0,3

γ_f - coeficiente de ponderação para as ações

ψ₀ - fator de redução de combinação para ELU

ψ₁ - fator de redução de combinação frequente para ELS

ψ₂ - fator de redução de combinação quase permanente para ELS

9.4 Combinações

Conforme item 11.8 da norma NBR 6118, um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

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

A seguir estão classificadas as ações permanentes e ações variáveis:

a) Ações permanentes:

- Pesos próprios dos elementos estruturais;
- Peso do pavimento (incluindo capeamentos);
- Forças de protensão;
- Deformações impostas (retração e fluência);
- Peso de solo;
- Empuxos de solo.

b) Ações variáveis:

- As cargas móveis;
- Os empuxos provocados pelas cargas móveis;
- Pressões de vento;
- Pressões de água em movimento;
- Variações de temperatura.

9.4.1 Combinações Últimas

Uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional. Para facilitar a visualização, essas combinações estão dispostas na Tabela 11.3, da NBR 6118.

Tabela 11.3 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0c} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores P_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_s$, min, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0c} F_{eqk}$
Excepcionais ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + F_{q1exk} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0c} F_{eqk}$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} é o valor característicos das ações permanentes diretas;

F_{qk} é o valor característicos das ações variáveis diretas;

9.4.2 Combinações de Serviço

São classificadas de acordo com sua permanência na estrutura: quase permanentes, frequentes ou raras. Para facilitar a visualização, essas combinações estão dispostas na Tabela 11.4, da NBR 6118:2014.

Tabela 11.4 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \Sigma \psi_2 F_{qk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qk}$
onde $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

9.4.3 Coeficiente de Ponderação das Ações

De acordo com a norma NBR 8681:2003, os coeficientes de ponderação das ações são:

Tabela 1 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0
¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.			
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.			

Tabela 2 - Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Tabela 4 - Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Tabela 6 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

9.5 Protensão nos instantes T_0 e T_∞

Tabela 3: Força e momento de protensão nos instantes T_0 e T_∞

Seção	x (m)	P_i (tf)	P_0 (tf)	MP_0 (tf.m)	P_∞ (tf)	MP_∞ (tf.m)
1	0	834,00	729,96	-18,80	593,07	-15,28
2	1,695	834,00	733,86	-141,83	587,43	-113,53
3	3,39	834,00	736,89	-251,44	580,99	-198,25
4	5,085	834,00	739,38	-347,19	574,59	-269,81
5	6,78	834,00	741,64	-428,86	568,88	-328,96
6	8,475	834,00	743,93	-496,39	564,32	-376,55
7	10,17	834,00	746,46	-549,79	561,25	-413,38
8	11,865	834,00	749,42	-589,07	559,89	-440,10
9	13,56	834,00	752,93	-614,20	560,41	-457,15
10	15,255	834,00	755,70	-624,00	561,99	-464,05
11	16,95	834,00	756,36	-624,68	562,71	-464,74
12	18,645	834,00	755,70	-624,00	561,99	-464,05
13	20,34	834,00	752,93	-614,20	560,41	-457,15
14	22,035	834,00	749,42	-589,07	559,89	-440,10
15	23,73	834,00	746,46	-549,79	561,25	-413,38
16	25,425	834,00	743,93	-496,39	564,32	-376,55
17	27,12	834,00	741,64	-428,86	568,88	-328,96
18	28,815	834,00	739,38	-347,19	574,59	-269,81
19	30,51	834,00	736,89	-251,44	580,99	-198,25
20	32,205	834,00	733,86	-141,83	587,43	-113,53
21	33,9	834,00	729,96	-18,80	593,07	-15,28

x - abscissa da seção

P_i - força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração

P_0 - força de protensão após as perdas imediatas ($t=0$)

MP_0 - momento isostático após as perdas imediatas ($t=0$)

P_∞ - força de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$)

MP_∞ - momento isostático de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$)

9.6 Combinações ELS e ELU

Tabela 4: Momento fletor combinações ELS e ELU (tf.m)

Seção	x (m)	$M_{CQP,ma}$ x	$M_{CQP,min}$	$M_{CF,max}$	$M_{CF,min}$	$M_{CR,max}$	$M_{CR,min}$	$M_{Sd,max}$	$M_{Sd,min}$
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,695	150,20	126,37	166,08	126,37	205,79	126,37	289,73	126,37
3	3,39	284,31	239,52	314,18	239,52	388,84	239,52	547,33	239,52
4	5,085	402,66	339,43	444,81	339,43	550,20	339,43	774,38	339,43
5	6,78	505,24	426,11	557,99	426,11	689,87	426,11	970,89	426,11
6	8,475	592,05	499,57	653,71	499,57	807,86	499,57	1136,85	499,57
7	10,17	663,10	559,79	731,97	559,79	904,16	559,79	1272,27	559,79
8	11,865	718,68	606,78	793,28	606,78	979,78	606,78	1378,66	606,78
9	13,56	758,79	640,55	837,61	640,55	1034,68	640,55	1455,94	640,55
10	15,255	783,12	661,08	864,49	661,08	1067,90	661,08	1502,69	661,08
11	16,95	791,69	668,38	873,90	668,38	1079,43	668,38	1518,89	668,38
12	18,645	783,12	661,08	864,49	661,08	1067,90	661,08	1502,69	661,08
13	20,34	758,79	640,55	837,61	640,55	1034,68	640,55	1455,94	640,55
14	22,035	718,68	606,78	793,28	606,78	979,78	606,78	1378,66	606,78
15	23,73	663,10	559,79	731,97	559,79	904,16	559,79	1272,27	559,79
16	25,425	592,05	499,57	653,71	499,57	807,86	499,57	1136,85	499,57
17	27,12	505,24	426,11	557,99	426,11	689,87	426,11	970,89	426,11
18	28,815	402,66	339,43	444,81	339,43	550,20	339,43	774,38	339,43
19	30,51	284,31	239,52	314,18	239,52	388,84	239,52	547,33	239,52
20	32,205	150,20	126,37	166,08	126,37	205,79	126,37	289,73	126,37
21	33,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 5: Esforço cortante combinações ELS e ELU (tf)

Seção	x (m)	V _{CQP,max}	V _{CQP,min}	V _{CF,max}	V _{CF,min}	V _{CR,max}	V _{CR,min}	V _{Sd,max}	V _{Sd,min}
1	0	93,51	78,46	103,54	78,46	128,62	78,46	181,17	78,46
2	1,695	84,60	70,47	93,89	70,35	117,13	70,04	165,10	69,73
3	3,39	75,72	62,29	84,31	61,92	105,76	60,99	149,21	60,06
4	5,085	66,88	53,98	74,78	53,27	94,51	51,49	133,50	49,71
5	6,78	58,08	45,63	65,30	44,56	83,37	41,88	117,97	39,21
6	8,475	49,31	37,25	55,89	35,80	72,35	32,16	102,61	28,53
7	10,17	40,57	28,84	46,54	26,97	61,45	22,32	87,43	17,67
8	11,865	31,88	20,38	37,24	18,09	50,67	12,36	72,43	6,63
9	13,56	23,21	11,90	28,01	9,15	40,00	2,29	57,60	-4,58
10	15,255	14,58	3,38	18,83	0,15	29,46	-7,91	42,95	-15,96
11	16,95	5,99	-5,99	9,72	-9,72	19,03	-19,03	28,48	-28,48
12	18,645	-3,38	-14,58	-0,15	-18,83	7,91	-29,46	15,96	-42,95
13	20,34	-11,90	-23,21	-9,15	-28,01	-2,29	-40,00	4,58	-57,60
14	22,035	-20,38	-31,88	-18,09	-37,24	-12,36	-50,67	-6,63	-72,43
15	23,73	-28,84	-40,57	-26,97	-46,54	-22,32	-61,45	-17,67	-87,43
16	25,425	-37,25	-49,31	-35,80	-55,89	-32,16	-72,35	-28,53	-102,61
17	27,12	-45,63	-58,08	-44,56	-65,30	-41,88	-83,37	-39,21	-117,97
18	28,815	-53,98	-66,88	-53,27	-74,78	-51,49	-94,51	-49,71	-133,50
19	30,51	-62,29	-75,72	-61,92	-84,31	-60,99	-105,76	-60,06	-149,21
20	32,205	-70,47	-84,60	-70,35	-93,89	-70,04	-117,13	-69,73	-165,10
21	33,9	-78,46	-93,51	-78,46	-103,54	-78,46	-128,62	-78,46	-181,17

x - abscissa da seção

V_{CQP,max} – Esforço cortante máximo para combinação quase permanente

V_{CQP,min} – Esforço cortante mínimo para combinação quase permanente

V_{CF,max} – Esforço cortante máximo para combinação frequente

V_{CF,min} – Esforço cortante mínimo para combinação frequente

V_{CR,max} – Esforço cortante máximo para combinação rara

V_{CR,min} – Esforço cortante mínimo para combinação rara

V_{Sd,max} – Esforço cortante máximo para combinação ELU

V_{Sd,min} – Esforço cortante mínimo para combinação ELU

10 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

10.1 Estado limite de formação de fissura (ELS-F)

Tabela 6: Verificação ELS-F ($\sigma_c \leq 1,89 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-8,48	-7,61
2	1,695	-8,24	-6,77
3	3,39	-7,92	-6,09
4	5,085	-7,52	-5,38
5	6,78	-7,10	-4,42
6	8,475	-6,67	-3,53
7	10,17	-6,26	-2,76
8	11,865	-6,15	-2,11
9	13,56	-6,29	-1,59
10	15,255	-6,48	-1,20
11	16,95	-6,59	-1,01
12	18,645	-6,48	-1,20
13	20,34	-6,29	-1,59
14	22,035	-6,15	-2,11
15	23,73	-6,26	-2,76
16	25,425	-6,67	-3,53
17	27,12	-7,10	-4,42
18	28,815	-7,52	-5,38
19	30,51	-7,92	-6,09
20	32,205	-8,24	-6,77

21	33,9	-8,48	-7,61
----	------	-------	-------

x - abscissa da seção

$\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

$\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

10.2 Estado limite de descompressão (ELS-D)

Tabela 7: Verificação ELS-D ($\sigma_c \leq 0$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-8,48	-7,61
2	1,695	-8,24	-6,77
3	3,39	-7,92	-6,09
4	5,085	-7,52	-5,56
5	6,78	-7,10	-5,19
6	8,475	-6,67	-4,79
7	10,17	-6,26	-4,16
8	11,865	-5,90	-3,63
9	13,56	-5,70	-3,20
10	15,255	-5,87	-2,85
11	16,95	-5,98	-2,69
12	18,645	-5,87	-2,85
13	20,34	-5,70	-3,20
14	22,035	-5,90	-3,63
15	23,73	-6,26	-4,16
16	25,425	-6,67	-4,79
17	27,12	-7,10	-5,19
18	28,815	-7,52	-5,56
19	30,51	-7,92	-6,09
20	32,205	-8,24	-6,77
21	33,9	-8,48	-7,61

x - abscissa da seção

$\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

$\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

10.3 Estado limite de último no ato de protensão (ELU-ATO)

Tabela 8: Verificação ELU-ATO ($-24,5 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 2,7 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-11,48	-10,31
2	1,695	-13,99	-8,01
3	3,39	-16,22	-5,95
4	5,085	-18,16	-4,17
5	6,78	-19,79	-2,67
6	8,475	-21,13	-1,45
7	10,17	-22,18	-0,52
8	11,865	-22,94	0,12
9	13,56	-23,40	0,47
10	15,255	-23,53	0,51
11	16,95	-23,48	0,44
12	18,645	-23,53	0,51
13	20,34	-23,40	0,47
14	22,035	-22,94	0,12
15	23,73	-22,18	-0,52
16	25,425	-21,13	-1,45
17	27,12	-19,79	-2,67

18	28,815	-18,16	-4,17
19	30,51	-16,22	-5,95
20	32,205	-13,99	-8,01
21	33,9	-11,48	-10,31

x - abscissa da seção

$\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

$\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

A mesma protensão será utilizada para as vigas adjacentes

10.4 Verificação do Estado Limite Último de Resistência à Força Cortante (ruptura)

Seção (cm)	bw,min (cm)	bw,med (cm)	d (cm)	Vsd (tf)	Vpd (tf)	Vrd2 (tf)	Vc (tf)	Asw,cal (cm²/m)	Asw,min (cm²/m)	Asw,nec (cm²/m)	k (fadiga)
0	20,8	36,9	219	181,17	-56,23	254,15	37,85	14,971	4,738	14,971	1,939
169,5	20,8	36,9	219	165,10	-49,53	254,15	40,60	14,054	4,738	14,054	2,114
339	20,8	36,9	219	149,21	-42,87	254,15	43,30	11,806	4,738	11,806	2,112
508,5	20,8	36,9	219	133,50	-36,36	254,15	46,00	9,205	4,738	9,205	2,030
678	20,8	36,9	219	117,97	-30,00	254,15	48,69	6,541	4,738	6,541	1,878
847,5	20,8	36,9	219	102,61	-23,81	254,15	51,37	3,815	4,738	4,738	1,569
1017	20,8	36,9	219	87,43	-17,77	254,15	54,05	1,385	4,738	4,738	0,754
1186,5	20,8	36,9	219	72,43	-11,82	254,15	56,70	0,347	4,738	4,738	0,000
1356	20,8	36,9	219	57,60	-5,91	254,15	59,32	0,000	4,738	4,738	0,000
1525,5	20,8	36,9	219	42,95	0,00	254,15	61,64	0,000	4,738	4,738	0,000
1695	20,8	36,9	219	28,48	0,00	254,15	61,64	0,000	4,738	4,738	0,000
1864,5	20,8	36,9	219	-42,95	0,00	254,15	61,64	0,000	4,738	4,738	0,000
2034	20,8	36,9	219	-57,60	5,91	254,15	59,32	0,000	4,738	4,738	0,000
2203,5	20,8	36,9	219	-72,43	11,82	254,15	56,70	0,347	4,738	4,738	0,000
2373	20,8	36,9	219	-87,43	17,77	254,15	54,05	1,385	4,738	4,738	0,754
2542,5	20,8	36,9	219	-102,61	23,81	254,15	51,37	3,815	4,738	4,738	1,569
2712	20,8	36,9	219	-117,97	30,00	254,15	48,69	6,541	4,738	6,541	1,878
2881,5	20,8	36,9	219	-133,50	36,36	254,15	46,00	9,205	4,738	9,205	2,030
3051	20,8	36,9	219	-149,21	42,87	254,15	43,30	11,806	4,738	11,806	2,112
3220,5	20,8	36,9	219	-165,10	49,53	254,15	40,60	14,054	4,738	14,054	2,114
3390	20,8	36,9	219	-181,17	56,23	254,15	37,85	14,971	4,738	14,971	1,939

Onde:

bw,min - menor largura da seção transversal. No caso de elementos estruturais protendidos a largura resistente a considerar deve ser $(bw - 1/2\sum \phi)$.

bw,med - largura média da seção transversal

d - altura útil da seção transversal

Vsd - esforço cortante solicitante de cálculo

Vpd - componente tangencial da força de protensão

Vrd2 - força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

Vc - força cortante absorvida por mecanismos complementares

Asw,cal - armadura transversal calculada

Asw,min - armadura transversal mínima

Asw,nec - armadura transversal necessária

k - fator de correção para o efeito de fadiga

10.5 Armadura de introdução da força de protensão (Pós-Tração):

Armadura de introdução da força de protensão (Pós-Tração):

Armadura de fendilhamento:

$$Asw1 = 0,3 \cdot (1 - a0 / a1) \cdot P0 / fyd$$

Sendo:

$a0 = 29$ cm, é a altura da placa de ancoragem;

$f_{yd} = 434,78$ MPa, é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal;

Para $x = 0$ cm e $y = 40$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Para $x = 0$ cm e $y = 80$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Para $x = 0$ cm e $y = 120$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Para $x = 0$ cm e $y = 160$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Para $x = 3390$ cm e $y = 40$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Para $x = 3390$ cm e $y = 80$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Para $x = 3390$ cm e $y = 120$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Para $x = 3390$ cm e $y = 160$ cm: $P0 = 229,35$ tf; $a1 = 40$ cm; $Asw1 = 4,352$ cm² (16,312 cm²/m distribuído em 26,7 cm);

Equilíbrio da força de protensão:

$$Asw2 = \gamma_{fp2} \cdot 2 \cdot M / h \cdot fyd$$

$\gamma_{fp2} = 1,1$, é um fator de ponderação adicional da força de protensão;

Lado esquerdo: $M_{min} = -110,63$ tf.m; $h = 200$ cm; $Asw2 = 27,989$ cm² (27,989 cm²/m distribuído em 100 cm);

Lado direito: $M_{min} = -110,63$ tf.m; $h = 200$ cm; $Asw2 = 27,989$ cm² (27,989 cm²/m distribuído em 100 cm);

Cisalhamento longitudinal:

$$Asw3 = V_p / fyd$$

Lado esquerdo: $V_{p,max} = 278,64$ tf; $Asw3 = 64,088$ cm² (32,044 cm²/m distribuído em 200 cm);

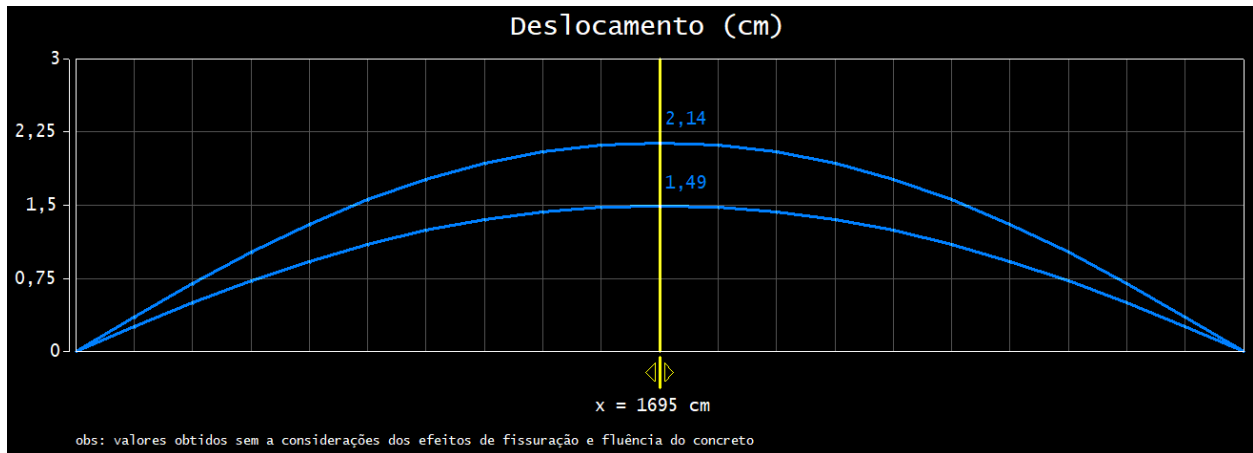
Lado direito: $V_{p,max} = 278,64$ tf; $Asw3 = 64,088$ cm² (32,044 cm²/m distribuído em 200 cm);

Obs.: Os valores da força de protensão foram ponderadas por $\gamma_{fp} = 1,1$.

10.6 Verificação do Estado Limite Último de Resistência à Ruptura

Seção (cm)	d (cm)	Med (tf.m)	As,cal (cm ²)	As' (cm ²)	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (tf.m)	As,min (cm ²)
0,0	219,00	0,00	0,000	0,000	37,98	6,58E+000	1010,32	0,000
169,5	219,00	289,73	0,000	0,000	38,33	6,39E+000	1173,88	0,000
339,0	219,00	547,33	0,000	0,000	37,89	6,21E+000	1310,07	0,000
508,5	219,00	774,38	0,000	0,000	37,53	6,06E+000	1428,85	0,000
678,0	219,00	970,89	0,000	0,000	37,24	5,94E+000	1529,85	0,000
847,5	219,00	1136,85	0,000	0,000	37,01	5,85E+000	1612,83	0,000
1017,0	219,00	1272,27	0,000	0,000	36,83	5,78E+000	1677,59	0,000
1186,5	219,00	1378,66	0,000	0,000	36,71	5,73E+000	1724,00	0,000
1356,0	219,00	1455,94	0,000	0,000	36,64	5,70E+000	1751,97	0,000
1525,5	219,00	1502,69	0,000	0,000	36,62	5,69E+000	1761,39	0,000
1695,0	219,00	1518,89	0,000	0,000	36,62	5,69E+000	1761,43	0,000
1864,5	219,00	1502,69	0,000	0,000	36,62	5,69E+000	1761,39	0,000
2034,0	219,00	1455,94	0,000	0,000	36,64	5,70E+000	1751,97	0,000
2203,5	219,00	1378,66	0,000	0,000	36,71	5,73E+000	1724,00	0,000
2373,0	219,00	1272,27	0,000	0,000	36,83	5,78E+000	1677,59	0,000
2542,5	219,00	1136,85	0,000	0,000	37,01	5,85E+000	1612,83	0,000
2712,0	219,00	970,89	0,000	0,000	37,24	5,94E+000	1529,85	0,000
2881,5	219,00	774,38	0,000	0,000	37,53	6,06E+000	1428,85	0,000
3051,0	219,00	547,33	0,000	0,000	37,89	6,21E+000	1310,07	0,000
3220,5	219,00	289,73	0,000	0,000	38,33	6,39E+000	1173,88	0,000
3390,0	219,00	0,00	0,000	0,000	37,98	6,58E+000	1010,32	0,000

10.7 Determinação da Flecha



A flecha devido a viga isolada, considerando uma combinação quase permanente, é uma contra flecha de 2,14cm.

11 VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO MESA-ALMA

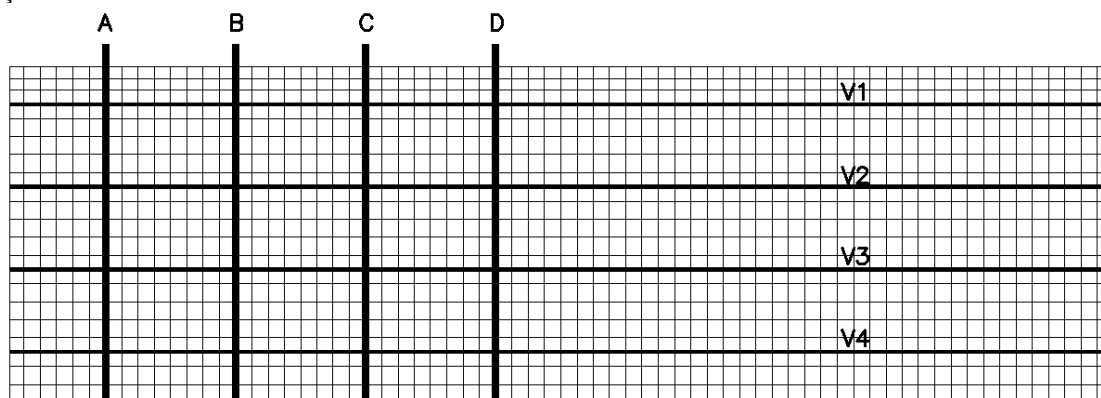
ANEXO E da NBR 7187 : 2021

LIGAÇÃO ENTRE MESA E ALMA

Esforço:	Geometria:	Material:
$V_{sd} := 138,1 \text{ tonnef}$	$b_f := 260 \text{ cm}$ $h_f := 23 \text{ cm}$	$\theta_f := 45 \text{ deg}$ $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
	$b_w := 24 \text{ cm}$ $d := 181 \text{ cm}$	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$
1- Banzo comprimido :		
$\eta := \frac{b_f - b_w}{2 \cdot b_f} = 0,454$	$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1,4}$	$f_{ctm} := 0,3 \cdot (1 \text{ MPa})^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$
$V_{fd} := \eta \cdot V_{sd} = 62,68 \text{ tonnef}$	$f_{ctkinf} := 0,7 \cdot (f_{ctm})$	$f_{ctd} := \frac{f_{ctkinf}}{1,4} = 1,6 \text{ MPa}$
$\alpha_{v2} := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0,86$		
$VR_{d2f} := 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot b_f \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 353,98 \text{ tonnef}$		
$V_{fd} < VR_{d2f}$ (Ok)		
Dimensionamento :		
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1,15}$		
$V_{cf0} := 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot h_f \cdot d = 40,88 \text{ tonnef}$		
$\text{if } (\theta_f = 45 \text{ deg}; V_{cf} := V_{cf0})$ Modelo I		
$s_f := 10 \text{ cm}$ espaçamento da armadura Asf		
$As_f := s_f \cdot \frac{(V_{fd} - V_{cf})}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot \tan(\theta_f) = 0,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$		
$\frac{As_f}{h_f \cdot s_f} = 0,131 \% > 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,128 \%$ (Ok)		

12 CÁLCULO DA LAJE

Conforme resultado do processamento do “STRAP”, a seguir serão apresentados os esforços solicitantes. As seções analisadas estão indicadas abaixo:

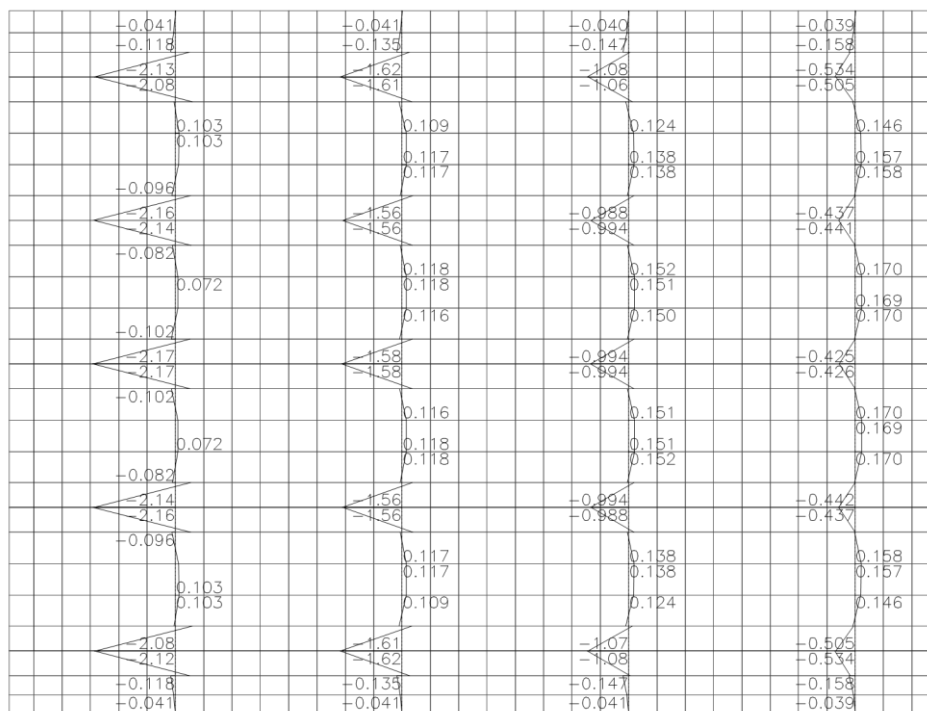


Dada à simetria transversal da estrutura, serão apresentados os resultados na metade do vão.

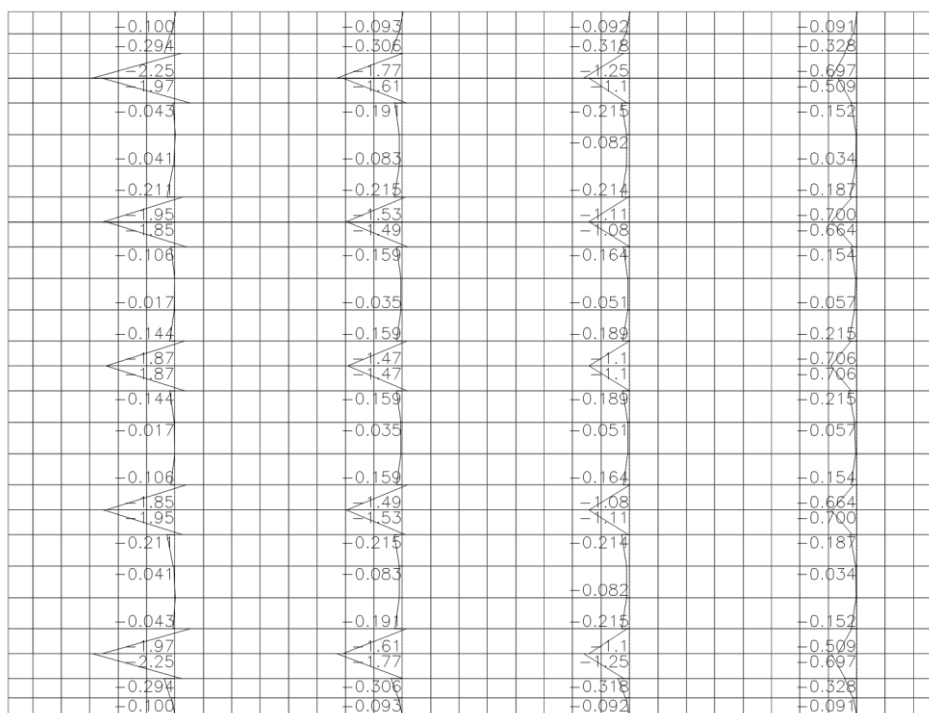
12.1 Esforços Solicitantes

12.1.1 MX - Momentos Fletores na direção X

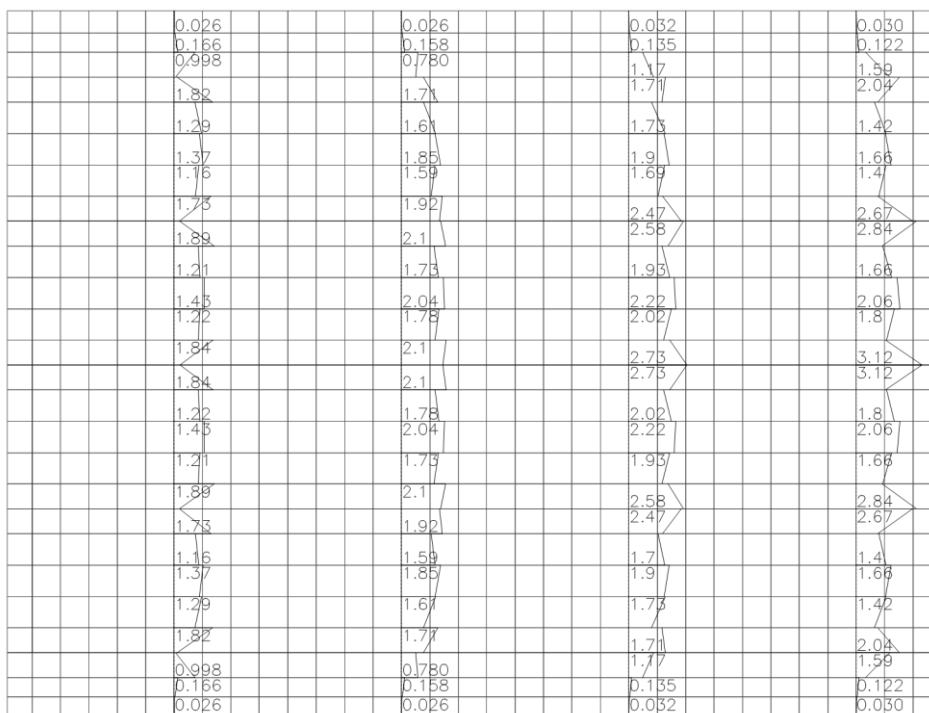
Momentos fletores devido ao peso da laje + pré-laje (G2)



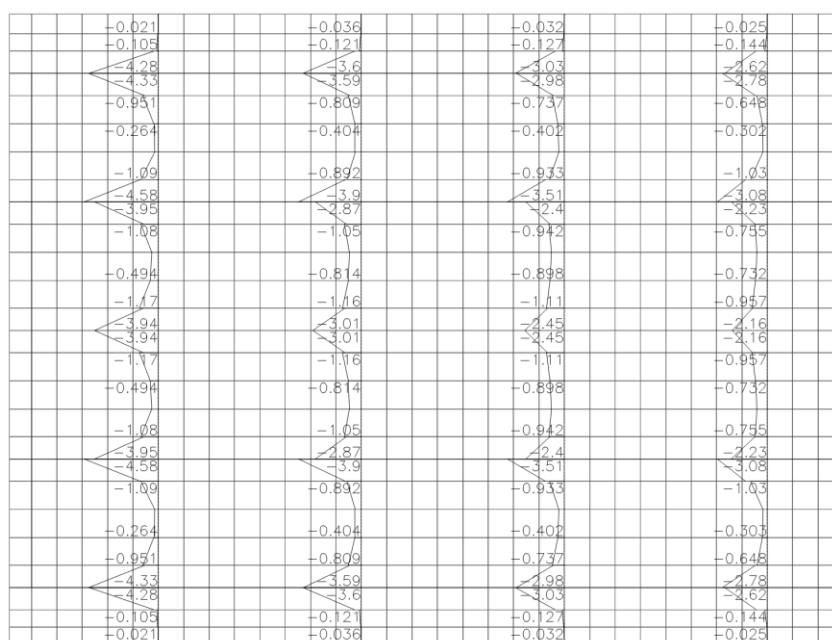
Momentos fletores devido ao G3



Envoltória máxima de momentos fletores devido à carga móvel



Envoltória mínima de momentos fletores devido à carga móvel



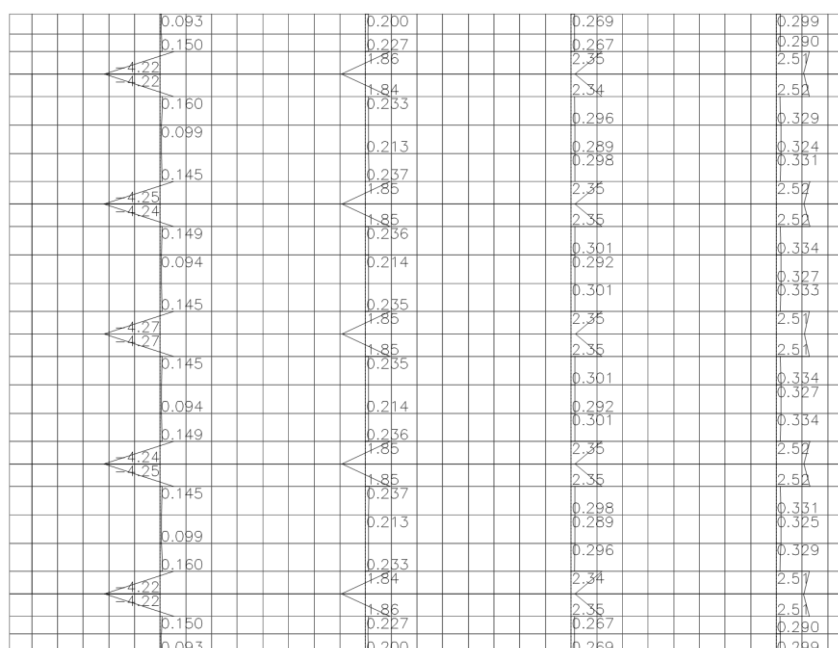
12.1.2 Impacto do veículo na barreira

Conforme manual de Obras de Arte Especiais deverá ser previsto uma força horizontal concentrada de intensidade $P = 100 \text{ kN}$ (10 tf) aplicada em sua aresta superior.

$$M_b = \frac{10 \cdot (0,87 + 0,10)}{1 + 2 \cdot (0,87 + 0,10)} = \frac{9,70}{2,94} = 3,3 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$$

12.1.3 MY - Momentos Fletores na direção Y

Momentos fletores devido ao peso da laje + pré-laje (G2)



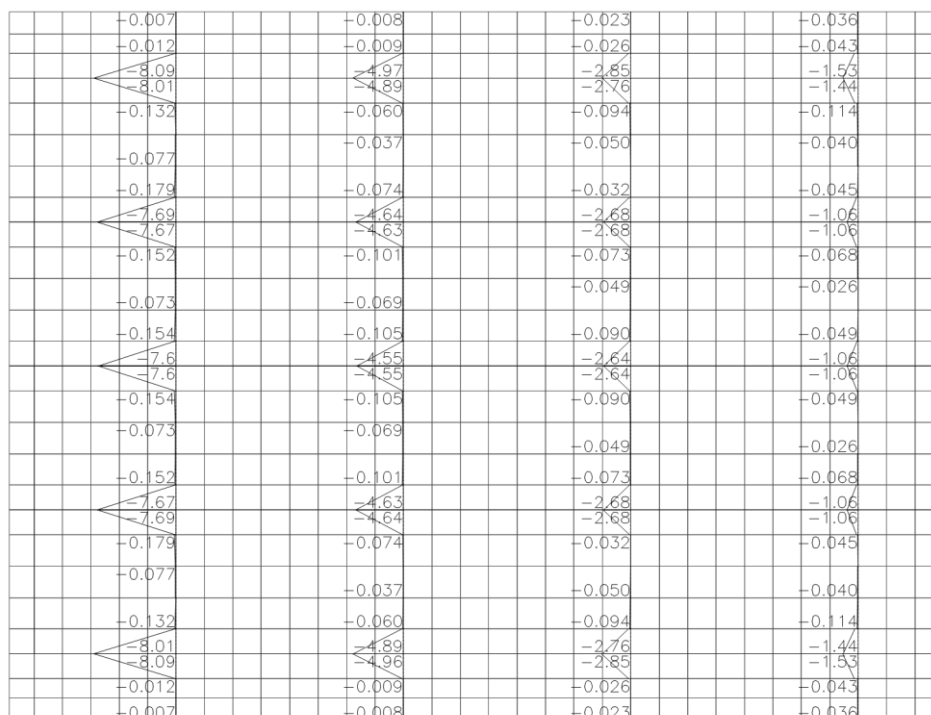
Momentos fletores devido ao G3

		0.093			0.202			0.265			0.293
		0.107			0.180			0.239			0.266
		4.07			-1.76			2.19			2.32
		4.02			-1.73			2.14			2.31
		0.155			0.193			0.230			0.267
		0.069			0.154			0.220			0.267
		0.101			0.177			0.225			0.270
		3.67			-1.71			2.07			2.32
		3.65			-1.71			2.07			2.31
		0.125			0.186			0.229			0.265
		0.065			0.156			0.221			0.260
		0.113			0.185			0.228			0.261
		3.62			-1.69			2.04			2.27
		3.62			-1.69			2.04			2.27
		0.113			0.185			0.228			0.261
		0.065			0.155			0.221			0.260
		0.125			0.186			0.229			0.265
		3.65			-1.71			2.07			2.31
		3.67			-1.71			2.07			2.32
		0.101			0.177			0.225			0.270
		0.069			0.154			0.220			0.267
		0.155			0.193			0.230			0.267
		4.02			-1.73			2.14			2.31
		4.07			-1.73			2.19			2.32
		0.107			0.180			0.239			0.266
		0.093			0.202			0.265			0.293

Envoltória máxima de momentos fletores devido à carga móvel

		0.240			0.414			0.525			0.577
		0.460			0.583			0.656			0.671
		2.81			4.02			5.14			6.88
		2.87			4.15			5.1			6.83
		0.959			1.08			1.26			1.25
		0.945			1.08			1.25			1.28
		0.905			1.02			1.18			1.17
		2.82			3.89			5.35			7.25
		2.8			3.88			5.37			7.28
		0.846			0.968			1.13			1.1
		0.937			1.09			1.22			1.24
		0.850			0.973			1.14			1.1
		2.79			3.8			5.4			7.21
		2.79			3.8			5.4			7.21
		0.850			0.973			1.14			1.1
		0.937			1.09			1.22			1.24
		0.846			0.968			1.13			1.1
		2.8			3.88			5.37			7.28
		2.82			3.89			5.35			7.25
		0.906			1.02			1.18			1.17
		0.945			1.08			1.25			1.28
		0.959			1.08			1.26			1.25
		2.87			4.15			5.1			6.83
		2.81			4.02			5.14			6.88
		0.459			0.583			0.656			0.670
		0.240			0.414			0.525			0.577

Envoltória mínima de momentos fletores devido à carga móvel



12.1.4 Resumo tabelado dos momentos fletores

- Momentos Mxm

Mxm	Seção A V2-V3 (tf.m/m)	Seção B V2-V3 (tf.m/m)	Seção C V2-V3 (tf.m/m)	Seção D V2-V3 (tf.m/m)
M _{g2}	0,072	0,118	0,152	0,170
M _{g3}	0,001	0,000	0,000	0,000
M _{cm. - max}	1,210	1,730	1,930	1,660
M _{cm. - min}	-0,494	-0,814	-0,898	-0,732
M _g	0,073	0,118	0,152	0,170
M _{q - max}	2,042	2,336	2,606	2,241
M _{q - min}	-0,834	-1,099	-1,212	-0,988
M_D	3,161	3,663	4,113	3,591

- Momentos Mxe

Mxe	Seção A V1 (tf.m/m)	Seção B V1 (tf.m/m)	Seção C V1 (tf.m/m)	Seção D V1 (tf.m/m)
M _{g2}	-2,130	-1,620	-1,080	-0,534
M _{g3}	-2,250	-1,770	-1,250	-0,697
M _{cm. - max}	0,050	0,780	1,170	1,590
M _{cm. - min}	-4,280	-3,600	-3,030	-2,620
M _g	-4,380	-3,390	-2,330	-1,231
M _{q - max}	0,084	1,053	1,580	2,147
M _{q - min}	-7,223	-4,860	-4,091	-3,537
M_D	-16,747	-11,867	-9,281	-6,967

Coefficientes de impacto: $CIV_{laje} = 1,35$

$$M_g = M_{g2} + M_{g3}$$

$$M_q = M_q \times CIV_{laje} \quad M_d = (1,00 \text{ ou } 1,35) \times M_g + 1,5 \times M_q$$

• Momentos M_{ym}

M_{ym}	Seção A V2-V3 (tf.m/m)	Seção B V2-V3 (tf.m/m)	Seção C V2-V3 (tf.m/m)	Seção D V2-V3 (tf.m/m)
M_{g2}	0,094	0,214	0,301	0,334
M_{g3}	0,065	0,156	0,221	0,265
$M_{cm. - max}$	0,937	1,090	1,220	1,240
$M_{cm. - min}$	-0,112	-0,085	-0,049	-0,026
M_g	0,159	0,370	0,522	0,599
$M_{q - max}$	1,581	1,472	1,647	1,674
$M_{q - min}$	-0,189	-0,115	-0,066	-0,035
M_D	2,586	2,707	3,175	3,320

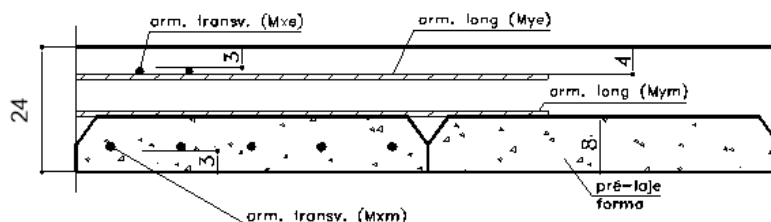
• Momentos M_{ye}

M_{ye}	Seção A V1 (tf.m/m)	Seção B V1 (tf.m/m)	Seção C V1 (tf.m/m)	Seção D V1 (tf.m/m)
M_{g2}	-4,220	2,100	0,600	2,400
M_{g3}	-4,070	-1,760	0,300	2,000
$M_{cm. - max}$	1,400	3,900	5,140	6,880
$M_{cm. - min}$	-8,090	-4,970	-2,850	-1,530
M_g	-8,290	0,340	0,900	4,400
$M_{q - max}$	2,363	5,265	6,939	9,288
$M_{q - min}$	-13,652	-6,710	-3,848	-2,066
M_D	-31,669	-9,724	-4,871	1,302

12.2 Dimensionamento

Será feito o dimensionamento à flexão, com verificação do estado limite último de resistência à fadiga e do estado limite de fissuração de acordo com as prescrições da NBR-6118/2014.

- Para M_{xm} altura da seção de cálculo = 24,0 cm (transversal positiva) – (armadura principal, disposta dentro da pré-laje);
- Para M_{xe} altura da seção de cálculo = 24,0 + 15,0 = 39,0 cm (transversal negativa);
- Para M_{ym} altura da seção de cálculo = 24,0 – 4,0 = 20,0 cm (seção útil) (longitudinal positiva);
- Para M_{ye} altura da seção de cálculo = 24,0 + 15,0 = 39 cm (longitudinal negativa sobre a viga).



COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.35	$\gamma_{fq} =$	1.50
$\gamma_{fg} =$	1.00		

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.80
Nº de Ciclos	2.00E+06		

COEFICIENTES DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS/ α_s :

$\gamma_c =$	1.4	E_s/E_c fissuração =	15
$\gamma_s =$	1.15	E_s/E_c fadiga =	10

12.2.1 Mxm

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

Esforços solicitantes		A	B	C	D
Mgk	(tfm/m)	0,07	0,12	0,15	0,17
Mqk max	(tfm/m)	2,04	2,34	2,61	2,24
Mqk min	(tfm/m)	-0,83	-1,10	-1,21	-0,99

Propriedades dos materiais

fck	(MPa)	35,00	35,00	35,00	35,00
fyk	(MPa)	500,00	500,00	500,00	500,00

Propriedades da seção

h	(cm)	24,00	24,00	24,00	24,00
bw	(cm)	100,00	100,00	100,00	100,00

Armadura inferior

ϕ (mm)	(mm)	10,0	10,0	10,0	10,0
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00	3,00	3,00

Armadura superior

As'	(cm ² /m)				
d'	(cm)	4,00	4,00	4,00	4,00

DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm/m)	3,16	3,66	4,11	3,59
d	(cm)	20,50	20,50	20,50	20,50
x	(cm)	0,92	1,07	1,21	1,05
As	(cm ²)	3,61	4,20	4,73	4,11
As' nec.	(cm ²)				

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm/m)	1,71	1,99	2,24	1,96
M _{Dmin} tensões	(tfm/m)	-0,59	-0,76	-0,82	-0,62
σ_{smax}	(kgf/cm ²)	2437	2456	2466	2474
σ_{smin}	(kgf/cm ²)	2	3	3	2
$\Delta\sigma_s$	(kgf/cm ²)	2435	2453	2463	2471
$\Delta\sigma_s$ Admissível	(kgf/cm ²)	1900	1900	1900	1900
K		1,28	1,29	1,30	1,30
A _{scorr.}	(cm ² /m)	4,63	5,42	6,13	5,35

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ_{smax}	(kgf/cm ²)	2476	2496	2507	2514
ρ_{ri}		0,005	0,005	0,005	0,005
w1	(mm)	0,10	0,10	0,10	0,10
w2	(mm)	0,36	0,37	0,37	0,37
ELS-W wk ≤	(mm)	0,30	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00	1,00
A _{scorr.}	(cm ² /m)	3,61	4,20	4,73	4,11

Armadura e espaçamento	(Ø10c/17,2cm)	(Ø10c/14,7cm)	(Ø10c/13cm)	(Ø10c/14,9cm)
Quantidade de barras	6	7	8	7

Armadura mínima: $0,164 h = 0,164 \times 24,0 = \underline{3,94 \text{ cm}^2/\text{m}}$.

12.2.2 Mxe

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

Esforços solicitantes		A	B	C	D
M _{gk}	(tfm/m)	4,38	3,39	2,33	1,23
M _{qk max}	(tfm/m)	7,22	4,86	4,09	3,54
M _{qk min}	(tfm/m)	-0,08	-1,05	-1,58	-2,15

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	35,00	35,00	35,00	35,00
f _{yk}	(MPa)	500,00	500,00	500,00	500,00

Propriedades da seção

h	(cm)	39,00	39,00	39,00	39,00
bw	(cm)	100,00	100,00	100,00	100,00

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	12,5	12,5	12,5	12,5
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00	3,00	3,00

Armadura superior

A _{s'}	(cm ² /m)				
d'	(cm)	4,00	4,00	4,00	4,00

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm/m)	16,75	11,87	9,28	6,97
d	(cm)	35,38	35,38	35,38	35,38
x	(cm)	2,88	2,02	1,57	1,17
A _s	(cm ²)	11,26	7,90	6,14	4,59
A _{s' nec.}	(cm ²)				

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax}	(tfm/m)	10,16	7,28	5,60	4,06
M _{Dmin}	(tfm/m)	4,31	2,55	1,07	-0,49
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2757	2786	2737	2636
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	1171	975	521	-18
Δσ _s	(kgf/cm ²)	1587	1811	2217	2654
Δσ _{s Admissível}	(kgf/cm ²)	1900	1900	1900	1900
K		1,00	1,00	1,17	1,40
A _{s corr.}	(cm ² /m)	11,26	7,90	7,17	6,41

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2796	2821	2770	2666
ρ _{ri}		0,009	0,006	0,005	0,005
w ₁	(mm)	0,15	0,16	0,15	0,14
w ₂	(mm)	0,30	0,42	0,48	0,47
ELS-W w _k ≤	(mm)	0,30	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00	1,00
A _{s corr.}	(cm ² /m)	11,26	7,90	6,14	4,59

Armadura e espaçamento	(Ø12,5c/11,1cm)	(Ø12,5c/15,8cm)	(Ø12,5c/17,4cm)	(Ø12,5c/19,4cm)
Quantidade de barras	9	7	6	6

Armadura mínima: $0,164 h = 0,164 \times 39,0 = 6,40 \text{ cm}^2/\text{m}$.

12.2.3 Mym

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

Esforços solicitantes		A	B	C	D
M _{gk}	(tfm/m)	0,16	0,37	0,52	0,60
M _{qk max}	(tfm/m)	1,58	1,47	1,65	1,67
M _{qk min}	(tfm/m)	-0,19	-0,12	-0,07	-0,04

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	35,00	35,00	35,00	35,00
f _{yk}	(MPa)	500,00	500,00	500,00	500,00

Propriedades da seção

h	(cm)	20,00	20,00	20,00	20,00
bw	(cm)	100,00	100,00	100,00	100,00

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	10,0	10,0	10,0	10,0
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00	3,00	3,00

Armadura superior

A _{s'}	(cm ² /m)				
d'	(cm)	4,00	4,00	4,00	4,00

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm/m)	2,59	2,71	3,18	3,32
d	(cm)	16,50	16,50	16,50	16,50
x	(cm)	0,94	0,99	1,16	1,22
A _s	(cm ²)	3,69	3,87	4,55	4,77
A _{s' nec.}	(cm ²)				

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax}	(tfm/m)	1,42	1,55	1,84	1,94
M _{Dmin}	(tfm/m)	0,01	0,28	0,47	0,57
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2480	2578	2622	2644
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	14	463	669	779
Δσ _s	(kgf/cm ²)	2466	2115	1953	1865
Δσ _{s Admissível}	(kgf/cm ²)	1900	1900	1900	1900
K		1,30	1,11	1,03	1,00
A _{s corr.}	(cm ² /m)	4,79	4,30	4,68	4,77

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2526	2626	2672	2695
ρ _{ri}		0,005	0,005	0,005	0,005
w ₁	(mm)	0,10	0,11	0,11	0,11
w ₂	(mm)	0,37	0,39	0,39	0,40
ELS-W w _k ≤	(mm)	0,30	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00	1,00
A _{s corr.}	(cm ² /m)	3,69	3,87	4,55	4,77

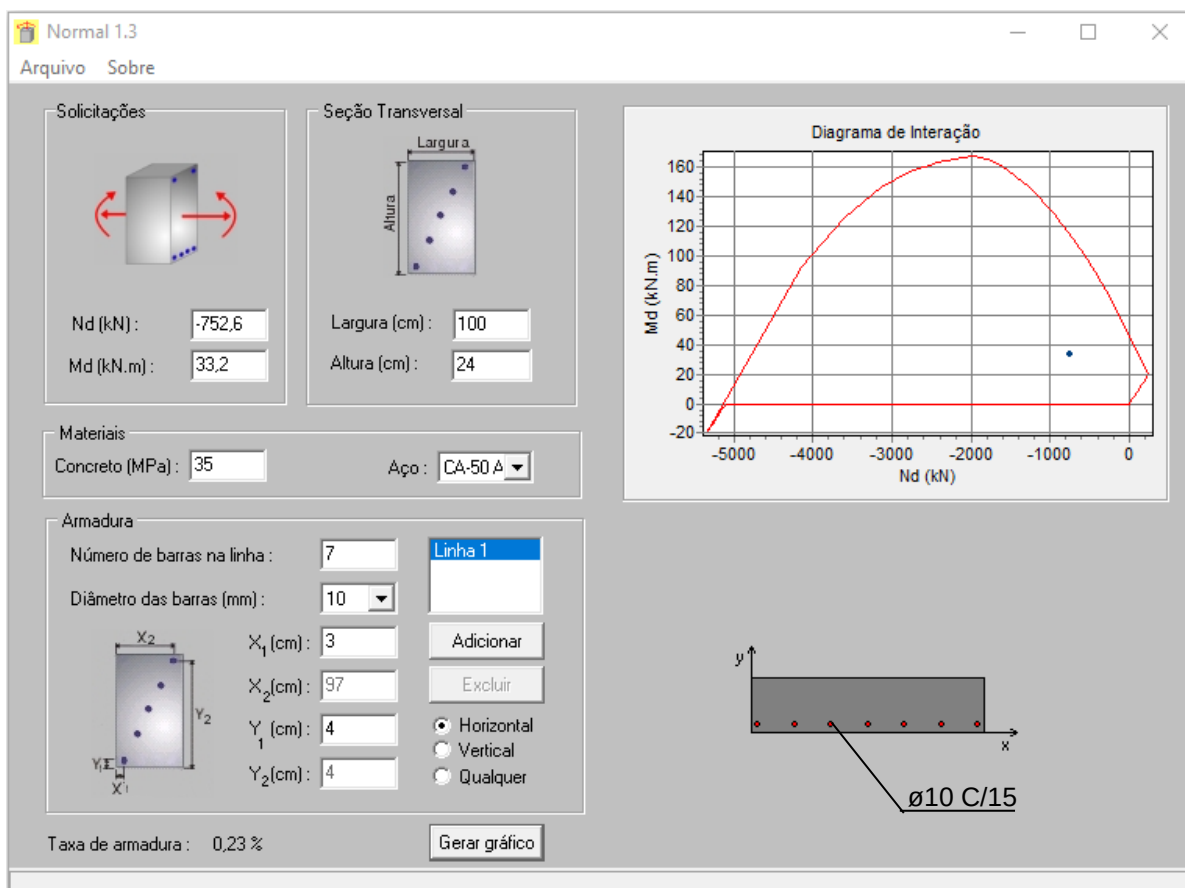
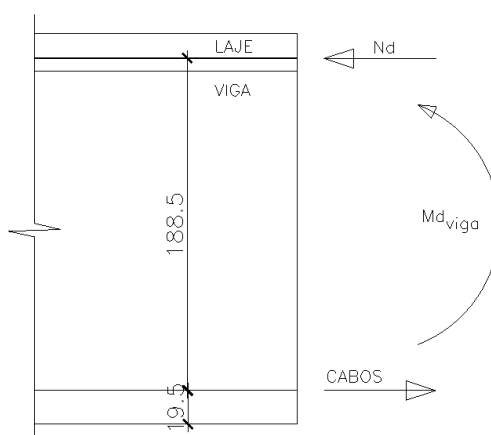
Armadura e espaçamento	(Ø10c/16,7cm)	(Ø10c/18,5cm)	(Ø10c/17cm)	(Ø10c/16,7cm)
Quantidade de barras	6	6	6	6

Armadura mínima: $0,164 h = 0,164 \times 20,0 = \underline{3,28 \text{ cm}^2/\text{m}}$.

12.2.4 Mym – Seção D

A partir da solidarização da laje e viga será considerado o efeito da flexo-compressão na laje. Desta forma verifica-se a armação da laje com o programa NORMAL para os carregamentos devido a G3 e a multidão com impacto, que representa os veículos menores, em todo o tabuleiro.

- Centro de gravidade dos cabos na seção 10 = 19,5cm
- $M_{viga} = 170 + 154 \cdot 1,253 = 362,96 \text{ tf.m}$ ($M_{G3} + M_{multidão}$) → viga V2
- $M_{d_{viga}} = \gamma_f \cdot M_{viga} = 1 \cdot 362,96 = 362,96 \text{ tf.m}$
- $N_d = 362,96 / (1,885 \cdot 2,60) = 75,26 \text{ tf/m}_{laje}$
- $M_{ym} = 3,32 \text{ tf.m/m}_{laje}$ (momento de cálculo na laje entre V2 e V3)



12.2.5 Mye

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

Esforços solicitantes		A	B	C
M _{gk}	(tfm/m)	8,29	0,00	0,00
M _{qk max}	(tfm/m)	13,65	6,71	3,85
M _{qk min}	(tfm/m)	-2,36	-5,27	-6,94

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	35,00	35,00	35,00
f _{yk}	(MPa)	500,00	500,00	500,00

Propriedades da seção

h	(cm)	39,00	39,00	39,00
b _w	(cm)	100,00	100,00	100,00

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	16,0	12,5	12,5
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00	3,00

Armadura superior

A _{s'}	(cm ² /m)			
d'	(cm)	4,00	4,00	4,00

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm/m)	31,67	10,07	5,77
d	(cm)	35,20	35,38	35,38
x	(cm)	5,66	1,71	0,97
A _s	(cm ²)	22,11	6,67	3,79
A _{s' nec.}	(cm ²)			

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm/m)	19,21	5,37	3,08
M _{Dmin} tensões	(tfm/m)	6,40	-4,21	-5,55
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2735	2420	2406
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	911	-150	-206
Δσ _s	(kgf/cm ²)	1824	2571	2613
Δσ _s Admissível	(kgf/cm ²)	1900	1900	1900
K		1,00	1,35	1,38
A _{s corr.}	(cm ² /m)	22,11	9,03	5,22

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2782	2450	2433
ρ _{ri}		0,014	0,005	0,005
w ₁	(mm)	0,20	0,12	0,12
w ₂	(mm)	0,25	0,43	0,42
ELS-W w _k ≤	(mm)	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00
A _{s corr.}	(cm ² /m)	22,11	6,67	3,79

Armadura e espaçamento	(Ø16c/9cm)	(Ø12,5c/13,8cm)	(Ø12,5c/23,9cm)
Quantidade de barras	12	8	5

Armadura mínima: $0,164 h = 0,164 \times 39,0 = \underline{6,40 \text{ cm}^2/\text{m}}$

12.2.6 Mxe – barreira (12.1.2)

$Mk := 3,3 \text{ tonnef m /m}$	$\gamma f := 1,5$	$Md := \gamma f \cdot Mk = 4,95 \text{ tonnef m /m}$
$bw := 1 \text{ m}$	$fck := 35 \text{ MPa}$	$kmd := \frac{Md}{bw \cdot d^2 \cdot fcd} = 0,0599$
$h := 22 \text{ cm}$	$fyk := 500 \text{ MPa}$	$kx := 1,25 - 1,917 \cdot \sqrt{0,425 - kmd} = 0,0917$
$d := h - d'$	$d' := 4 \text{ cm}$	$kz := 1 - 0,4 \cdot kx = 0,9633$
$fcd := \frac{fck}{1,4}$	$fyd := \frac{fyk}{1,15}$	$As := \frac{Md}{kz \cdot d \cdot fyd} = 6,44 \text{ cm}^2/\text{m}$

12.3 Quadro-Resumo

12.3.1 Armadura calculada (cm²/m)

	Seção A	Seção B	Seção C	Seção D
Mxm	4,63	5,42	6,13	5,35
Mxe	11,26	7,90	7,17	6,41
Mxe^(12.1.2)	6,44	6,44	6,44	6,44
Mym	4,79	4,30	4,68	4,77
Mye	22,11	9,03	6,40	6,40

12.3.2 Armadura Adotada

Sentido transversal:

Armadura positiva na laje: 4 Ø10 mm (para cada placa – 50cm) – As = 6,28 cm²/m

Armadura negativa na laje (viga 1 e 5): Ø16 mm c/15 + Ø10 mm c/15 – As = 19,5 cm²/m

Armadura negativa na laje (viga 2 a 4): Ø12,5 mm c/15 – As = 8,6 cm²/m

Sentido longitudinal:

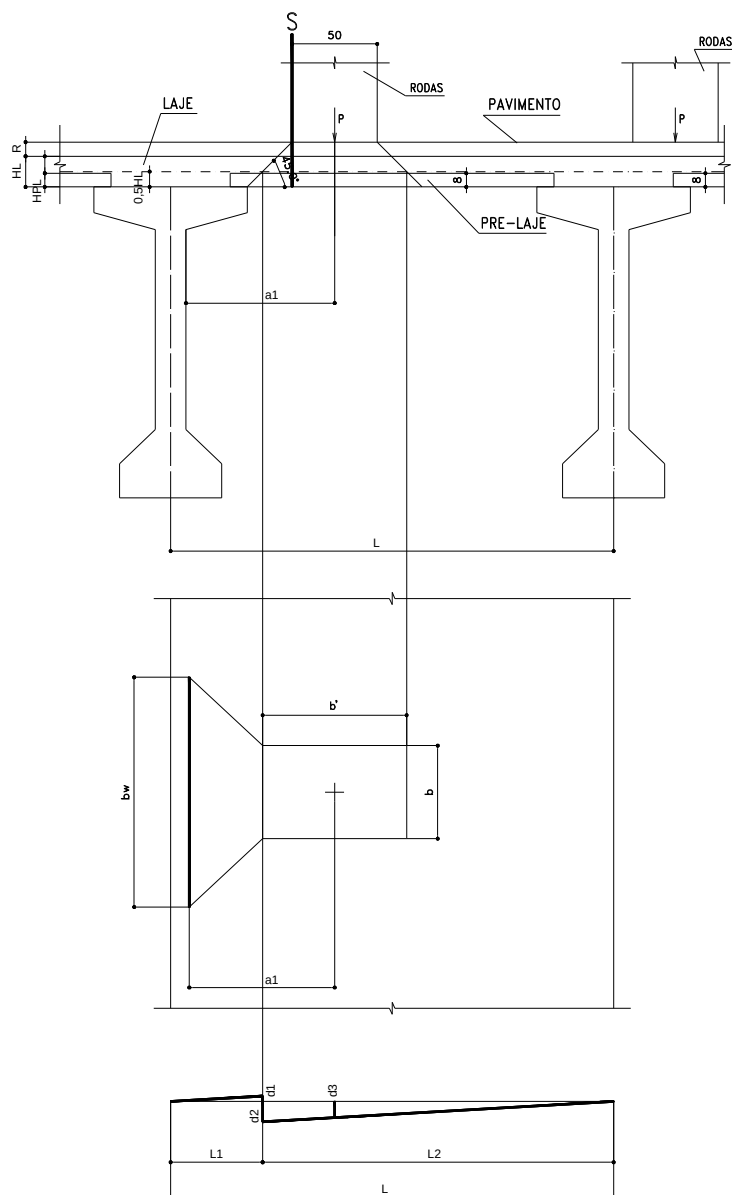
Armadura positiva: Ø10 mm c/15 – As = 5,50 cm²/m

Armadura negativa sobre a viga: Ø16 mm c/9 – As = 22,10 cm²/m

Armadura negativa na laje: Ø12,5 mm c/15 – As = 8,6 cm²/m

12.4 Verificação do estado limite último de resistência à força cortante

A verificação será feita para a posição do veículo abaixo indicada.



Datos de entrada

Materials

fck:	35 MPa
Peso conc:	2,50 tf/m3
Peso pav.:	2,40 tf/m3

Geometria

br:	20,00 cm
b'r:	50,00 cm
L:	260,00 cm
bf:	90,00 cm

tw:	24,00 cm
R:	5,00 cm
HL:	24,00 cm
HPL:	8,00 cm
b:	54,00 cm
b':	84,00 cm

$$b_w = b + a_1 \cdot \left(1 - \frac{b}{L}\right) = 122,93 \text{ cm}$$

Força cortante de cálculo - Vsd

Carregamento:

Laje - VI: 0,600 tf/m²

Pavimento - Vp: 0,120 tf/m²

V l/p: 0,720 tf/m²

Dados da L.I.

L1: 57,00 cm

L2: 203,00 cm

L3: 161,00 cm

d1: 0,219

d2: 0,781

d3: 0,619

$$V_{gk} = V_{L/P} \cdot \left(\frac{d2 \cdot L2}{2} - \frac{d1 \cdot L1}{2} \right) = 0,526 \text{ tf/m}$$

$$\phi = 1 + 1,06 \cdot [20 / (L + 50)] = 1,3500$$

Vveic: 6,270 tf

$$V_{qk,max} = \frac{V_{veic}}{b_w} = 5,100 \text{ tf/m}$$

$$V_{sd} = 1,35 \cdot V_{gk} + 1,5 \cdot V_{qk,max}$$

$$V_{sd} = 8,360 \text{ tf/m}$$

Força cortante resistente Vrd1

De acordo com o item 19.4 da NBR6118/2014, temos que:

“19.4 Força cortante em lajes e elementos lineares com $b_w \geq 5d$

19.4.1 Lajes sem armadura para força cortante

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b, podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$$V_{SD} \leq V_{Rd1}$$

A resistência de projeto ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \sigma_{cd}] b_w d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}, \text{ não maior que } |0,02|$$

$$\sigma_{cd} = N_{sd} / A_c$$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;
- para os demais casos: $k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, com d em metros;

Cálculo de Vrd1

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \sigma_{cd}] b_w d = 14,893 \text{ tf/m}$$

Vrd1 > Vsd - ok!

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,401 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,605 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{seção} \cdot d} = 0,00314$$

$$k = 1,400$$

$$A_{s1} = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$d = 20,00 \text{ cm}$$

Como $V_{SD} < V_{Rd1}$, não há necessidade de armadura de cisalhamento nas lajes.

12.5 Laje de Continuidade (Elástica)

Cálculo da Laje de Continuidade

A - Inércia do conjunto (laje + vigas)

$$n1 = \frac{2}{3} \quad (n^{\circ} \text{ de vigas de bordo})$$

$$n2 = \frac{3}{3} \quad (n^{\circ} \text{ de vigas de centrais})$$

$$J_{VB}^{conj} (m^4) = 0,721$$

$$J_{VC}^{conj} (m^4) = 0,721$$

$$J_{total}^{conj} (m^4) = n1 \times J_{conjVB} + n2 \times J_{conjVC}$$

$$J_{total}^{conj} (m^4) = 3,605$$

B - Inércia da laje de continuidade

$$J_{laje} = (b \times h^3) / 12$$

$$J_{laje} (m^4) = 0,00034133$$

onde: $b (m) = 1,00$
 $h (m) = 0,16$

C - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto

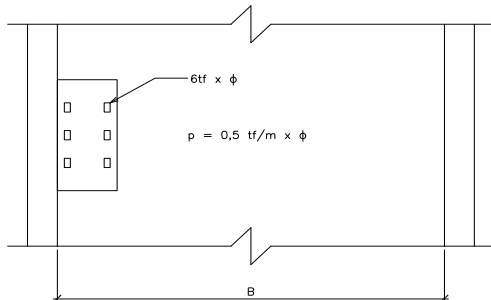
$$E_{cc} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

$$f_{ck} (MPa) = 35,00$$

$$E_{cc} (MPa) = 28.160,54$$

$$E_{cc} (tf/m^2) = 2.816.053,98$$

D - Trem tipo simplificado



$$P = 6 \times 6 \times \phi$$

$$p = 0,5 \times B \times \phi$$

$$Lv_{\text{vão}} (m) = 33,90$$

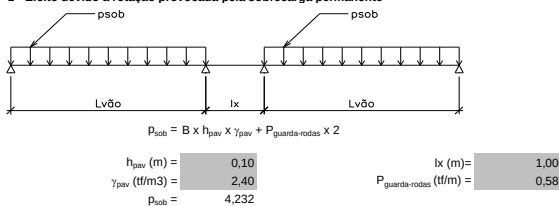
$$\phi = 1,2527$$

$$B = 12,80$$

$$P (tf) = 45,10$$

$$p (tf/m) = 8,02$$

1 - Efeito devido à rotação provocada pela sobrecarga permanente



$$P_{sob} = B \times h_{pav} \times \gamma_{pav} + P_{guarda-rodas} \times 2$$

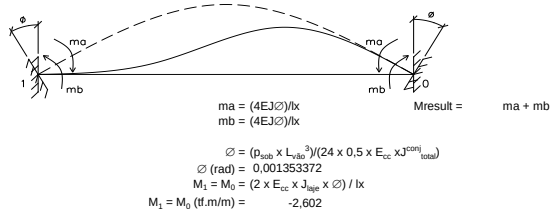
$$h_{pav} (m) = 0,10$$

$$\gamma_{pav} (tf/m^3) = 2,40$$

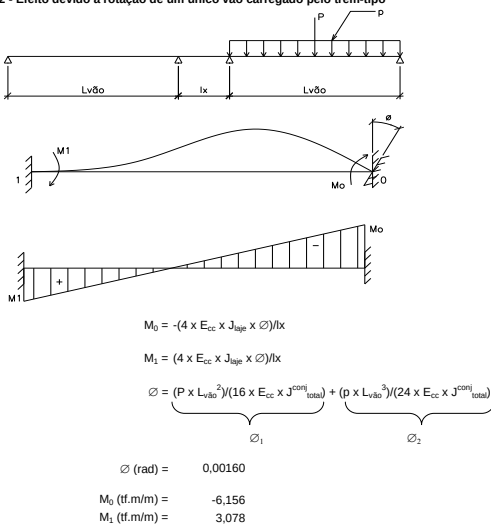
$$P_{sob} = 4,232$$

$$lx (m) = 1,00$$

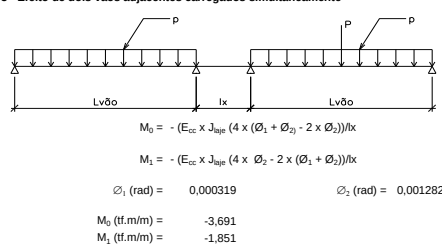
$$P_{guarda-rodas} (tf/m) = 0,58$$



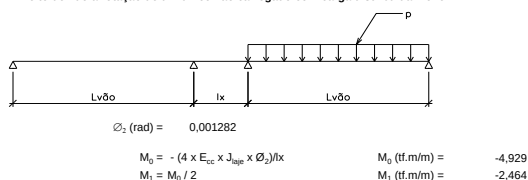
2 - Efeito devido à rotação de um único vão carregado pelo trem-tipo



3 - Efeito de dois vãos adjacentes carregados simultaneamente



4 - Efeito devido à rotação de um único vão carregado com carga distribuída móvel



5 - Efeito devido ao recalque do aparelho de apoio quando um dos vãos adjacentes está carregado com a carga móvel total

$$En = 2 \times G \times 0,69 \times (b / T)^2$$

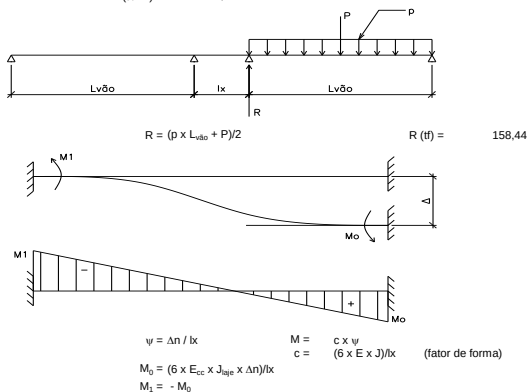
$a (m) = 0,30$ (dimensão longitudinal em planta do aparelho de apoio)

$b (m) = 0,40$ (dimensão transversal em planta do aparelho de apoio)

$T (m) = 0,030$ (espessura de borracha do aparelho de apoio)

$G (tf/m^2) = 100,00$

$$En (tf/m^2) = 24.533,33$$



Reação vertical por aparelho de apoio:

$$R_{reap} = R / n \quad \text{sendo } n = n^{\circ} \text{ de aparelhos de apoio}$$

$$n = 5$$

$$R_{reap} (tf) = 31,69$$

$$\sigma_n = R_{reap} / (a \times b)$$

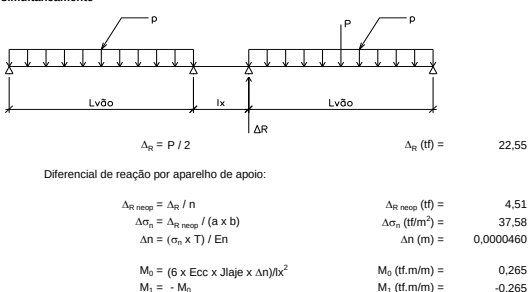
$$\epsilon = \sigma_n / En$$

$$\Delta n = \epsilon \times T$$

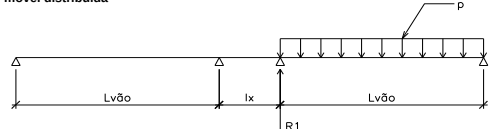
$$\Delta n = (\sigma_n \times T) / En$$

$$\Delta n (m) = 0,00032291$$

6 - Efeito devido ao recalque do aparelho de apoio quando os dois vãos estão carregados simultaneamente



7 - Efeito devido ao recalque do aparelho de apoio com m único vão carregado com a carga móvel distribuída



$$R1 = (p \times L_{vão}) / 2 \quad (p \times L_{vão}) / 2 \quad R1 \text{ (tf)} = 135,89$$

Reação por aparelho de apoio:

$$R_{reop} = R1 / n$$

$$R_{reop} \text{ (tf)} = 27,18$$

$$\sigma_n = R_{reop} / (a \times b) \quad \sigma_n \text{ (tf/m}^2\text{)} = 226,48$$

$$\varepsilon = \sigma_n / E_n$$

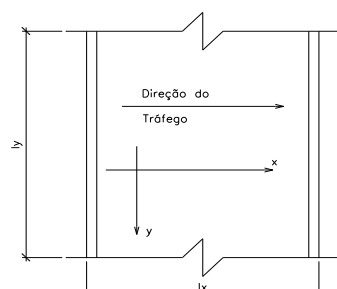
$$\Delta n = \varepsilon \times T$$

$$\Delta n = (\sigma_n \times T) / E_n \quad \Delta n \text{ (m)} = 0,000277$$

$$M_0 = (6 \times Ecc \times J_{laje} \times \Delta n) / l_x^2 \quad M_0 \text{ (tf.m/m)} = 1,597$$

$$M_1 = -M_0 \quad M_1 \text{ (tf.m/m)} = -1,597$$

8 - Efeito da ação direto trem-tipo sobre a laje e continuidade



Parâmetros de entrada na tabela de Rüsch (NR-27)

lx:	1,000 m
ly:	12,800 m
ly / lx =	12,800
φ:	1,3500
a:	2,000 m
lx / a:	0,50
Dimensões da roda:	0,200 m 0,500 m
Dim. Equivalente (R):	0,316 m

Cálculo de t (projeção da roda no eixo médio da laje)
e (m) = 0,10 (espessura do pavimento)
b (m) = 0,16 (espessura da laje)

$$t = 0,676 \text{ m}$$

$$t / a = 0,338$$

8.1) Carga permanente

$$g = b \times 2,5 + e \times 2,4$$

$$g \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,640$$

$$M_{xm} = 0,0417 \times g \times l_x^2$$

$$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = 0,0267$$

$$M_{ym} = 0,0069 \times g \times l_x^2$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,0044$$

$$M_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2$$

$$M_{xe} \text{ (tf.m/m)} = -0,0533$$

8.1) Carga permanente

$$g = b \times 2,5 + e \times 2,4$$

$$g \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,640$$

$$M_{xm} = 0,0417 \times g \times l_x^2$$

$$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = 0,0267$$

$$M_{ym} = 0,0069 \times g \times l_x^2$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,0044$$

$$M_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2$$

$$M_{xe} \text{ (tf.m/m)} = -0,0533$$

8.2) Carga móvel

$$M_{xm} = \varphi \times [P \times k1 + p \times (k2 + k3)]$$

$$P \text{ (tf)} = 7,50$$

$$M_{ym} = \varphi \times [P \times k4 + p \times (k5 + k6)]$$

$$p \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,50$$

$$M_{xe} = \varphi \times [P \times k7 + p \times (k8 + k9)]$$

Cálculo dos coeficientes da tabela:

Para Mxm:

lx/a	k1		
	t/a	0,250	0,338
0,500	0,083	0,068	0,041
0,500	0,068	0,068	0,041
1,000	0,129	0,111	0,078

$$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = 0,690$$

Para Mym:

lx/a	k4		
	t/a	0,250	0,338
0,500	0,054	0,046	0,032
0,500	0,046	0,046	0,032
1,000	0,092	0,080	0,058

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,468$$

Para Mxe:

lx/a	k7		
	t/a	0,250	0,338
0,500	0,190	0,165	0,120
0,500	0,165	0,165	0,120
1,000	0,260	0,232	0,180

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = -1,708$$

Envoltória dos esforços:

1ª hipótese: (1) + (2) + (5) + (8.1)

$$M_0 \text{ (tf.m/m)} = -6,948$$

$$M_1 \text{ (tf.m/m)} = -1,440$$

2ª hipótese: (1) + (3) + (6) + (8.1)

$$M_0 \text{ (tf.m/m)} = -6,081$$

$$M_1 \text{ (tf.m/m)} = -4,771$$

3ª hipótese: (1) + (4) + (7) + (8.1) + (8.2)

$$M_0 \text{ (tf.m/m)} = -7,694$$

$$M_1 \text{ (tf.m/m)} = -8,424$$

$$\begin{aligned} M_{\min} \text{ (tf.m/m)} &= -8,424 & (\text{armadura longitudinal}) \\ M_{\max} \text{ (tf.m/m)} &= 0,473 & (\text{armadura transversal: } M_{ym}^{c,perm} + M_{ym}^{c,movel}) \\ M_{transv} \text{ (tf.m/m)} &= 0,717 & (\text{armadura transversal: } M_{xm}^{c,perm} + M_{xm}^{c,movel}) \end{aligned}$$

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

Esforços solicitantes		Long(+)	Long(-)	Transv(+)	Transv(-)
Mgk	(tfm/m)	0,00	0,05	0,03	0,03
Mqk max	(tfm/m)	0,47	8,37	0,69	4,19
Mqk min	(tfm/m)	-8,37	-0,47	-4,19	-0,24

Propriedades dos materiais

fck	(MPa)	35,00	35,00	35,00	35,00
fyk	(MPa)	500,00	500,00	500,00	500,00

Propriedades da seção

h	(cm)	16,00	16,00	16,00	16,00
bw	(cm)	100,00	100,00	100,00	100,00

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	12,5	20,0	12,5	16,0
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00	3,00	3,00

Armadura superior

As'	(cm²/m)		11,53		9,68
d'	(cm)	4,00	4,00	4,00	4,00

DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm/m)	0,71	12,63	1,08	6,31
d	(cm)	12,38	12,00	12,38	12,20
x	(cm)	0,34	7,54	0,52	3,43
As	(cm²)	1,33	32,68	2,03	13,41
As' nec.	(cm²)		3,20		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm/m)	0,38	6,75	0,58	3,38
M _{Dmin} tensões	(tfm/m)	-6,69	-0,32	-3,32	-0,16
σ_{smax}	(kgf/cm²)	2220	2086	2338	2359
σ_{smin}	(kgf/cm²)	3454	68	1667	63
$\Delta\sigma_s$	(kgf/cm²)	-1234	2018	671	2296
$\Delta\sigma_s$ Admissível	(kgf/cm²)	1900	1850	1900	1900
K		1,00	1,09	1,00	1,21
A _{scorr.}	(cm²/m)	1,33	35,65	2,03	16,21

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ_{smax}	(kgf/cm²)	2268	2148	2388	2421
ρ_{ri}		0,005	0,017	0,005	0,008
w ₁	(mm)	0,10	0,15	0,11	0,15
w ₂	(mm)	0,40	0,20	0,42	0,34
ELS-W wk ≤	(mm)	0,30	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00	1,00
A _{scorr.}	(cm²/m)	1,33	32,68	2,03	13,41

Armadura e espaçamento	(Ø12,5c/94cm)	(Ø20c/8,8cm)	(Ø12,5c/61,4cm)	(Ø16c/12,3cm)
Quantidade de barras	2	12	2	9

Armadura mínima: $0,164 \text{ h} = 0,164 \times 16,0 = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}10\text{c}/30$

13 DIMENSIONAMENTO DA TRANSVERSINA

13.1 Propriedades Geométricas:

Seção Retangular

Altura total = 155 cm

Largura da alma = 30,0 cm

Peso próprio = $2,5 \times 1,55 \times 0,3 = 1,163 \text{ tf/m}$

13.2 Dimensionamento

13.2.1 Análise da seção

Dados para análise no programa SECC (FCO):

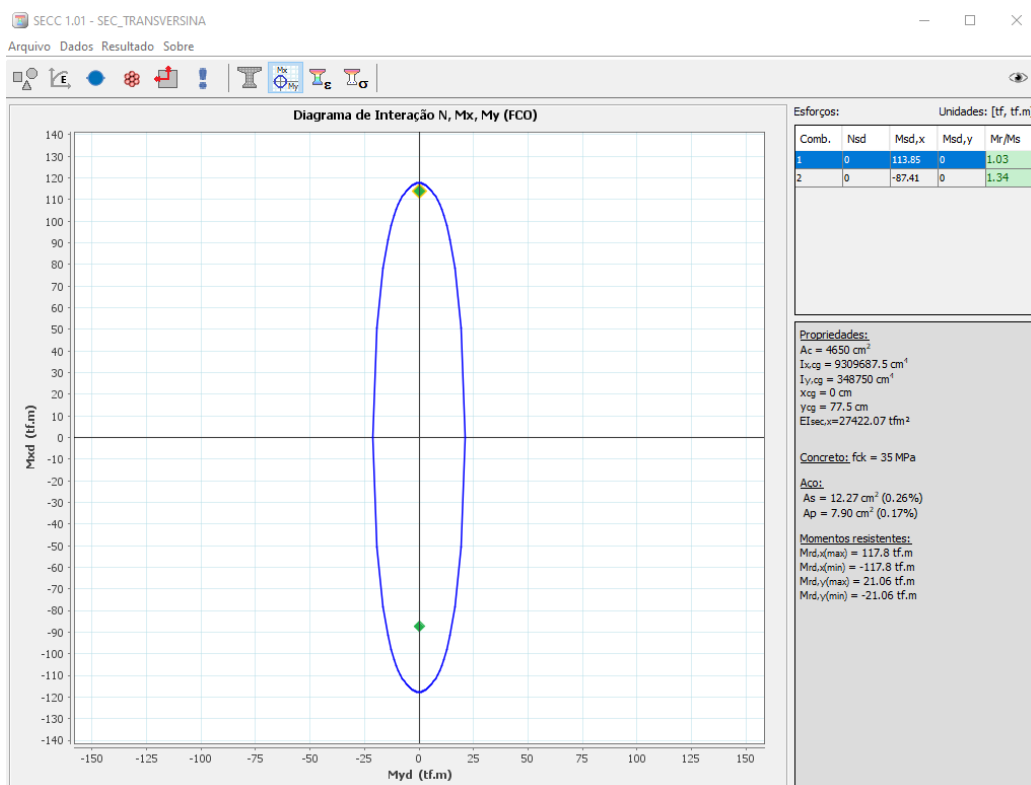
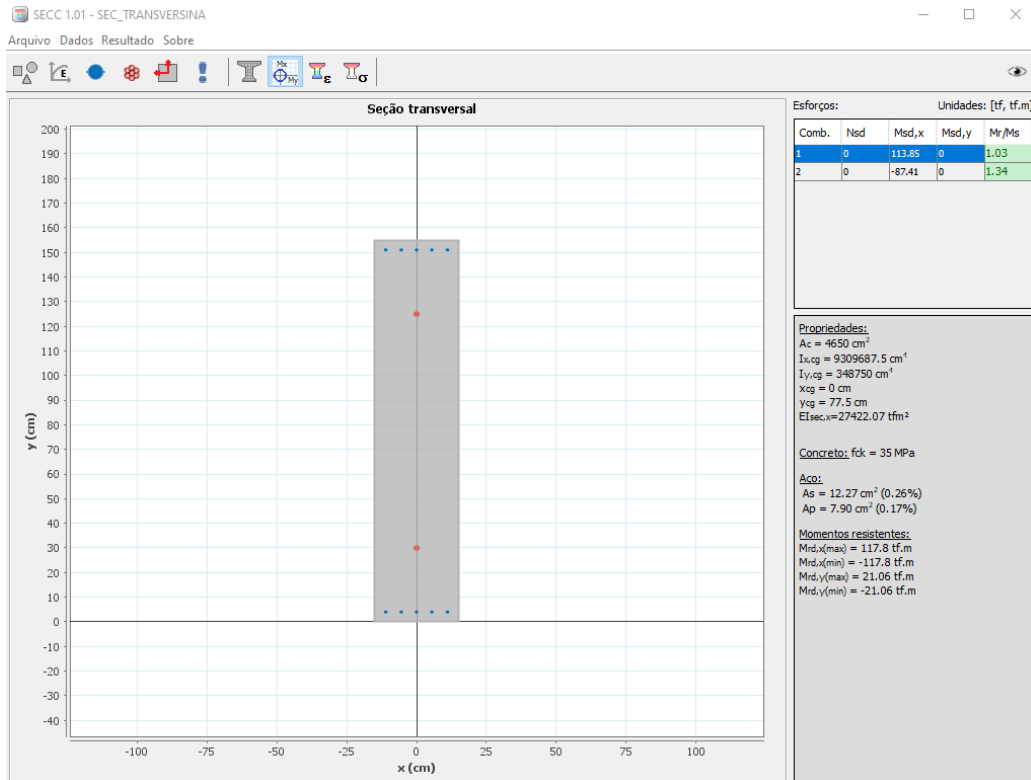
Protensão: $2 \times 60 \text{ tf} = \text{encurtamento} \rightarrow \epsilon = 7,6 \text{ ‰}$

Cabos = $4 \phi 12,7 \text{ mm}$

$M_d^{(+)} = 1,5 \times 75,9 = 113,85 \text{ tf.m}$

$M_d^{(-)} = 1,35 \times 11,3 + 1,5 \times 48,1 = 87,41 \text{ tf.m}$

$A_s = 12,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ Ø}12,5 \text{ mm}$



Propriedades:

$A_c = 4650 \text{ cm}^2$
 $I_{x,cg} = 9309687.5 \text{ cm}^4$
 $I_{y,cg} = 348750 \text{ cm}^4$
 $x_{cg} = 0 \text{ cm}$
 $y_{cg} = 77.5 \text{ cm}$
 $EI_{sec,x} = 27422.07 \text{ tfm}^2$

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

Aço:
 $A_s = 12.27 \text{ cm}^2$ (0.28%)
 $A_p = 7.90 \text{ cm}^2$ (0.18%)

Momentos resistentes:

$M_{rd,x(max)} = 117.8 \text{ tf.m}$
 $M_{rd,x(min)} = -117.8 \text{ tf.m}$
 $M_{rd,y(max)} = 21.06 \text{ tf.m}$
 $M_{rd,y(min)} = -21.06 \text{ tf.m}$

13.2.2 Armadura Transversal

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
V _{gk}	(tf)	4,00	1,00	2,00	2,00
V _{qkmax}	(tf)	10,50	16,90	15,20	15,20
V _{qkmin}	(tf)	-17,30	-15,20	-16,90	-16,90

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
d	(cm)	150,0	150,0	150,0	150,0
b _w	(cm)	30,00	30,00	30,00	30,00
bainha na alma	n	n	n	n	n
b _w útil	(cm)	30,00	30,00	30,00	30,00
bitola (mm)	(mm)	8	8	8	8
Ramos de estribo		2	2	2	2

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
V _{sd}	(tf)	21	27	26	26
V _{rd2}	(tf)	261	261	261	261
T _{sd}	(tf m)	0	0	0	0
T _{rd2}	(tf m)				
T _{sd} /T _{rd2} + V _{sd} /V _{rd2}		0,08	0,10	0,10	0,10

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

f _{ctm}	(MPa)	3,21	3,21	3,21	3,21
f _{ctd}	(MPa)	1,60	1,60	1,60	1,60
V _c = V _{co}	(tf)	43	43	43	43
Taxa mínima		0,13	0,13	0,13	0,13
A _{swmin}	(cm ² /m)	3,85	3,85	3,85	3,85
A _{sw}	(cm ² /m)	0,00	0,00	0,00	0,00

VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

V _{Sdmax}	(tf)	9	9	10	10
V _{Sdmin}	(tf)	-5	-7	-6	-6
σ σ _{wmax}	(MPa)	0	0	0	0
σ σ _{wmin}	(MPa)	0	0	0	0
Δσ _s	(MPa)	0	0	0	0
Δσ _{sadm}	(MPa)	85	85	85	85
K < 1.79		1,00	1,00	1,00	1,00
A _{swcorr.}	(cm ² /m)	3,85	3,85	3,85	3,85
Armadura cisalham.	(cm ² /m)	3,9	3,9	3,9	3,9
Sugerido cisalhamento		2RØ8 c/25,9	2RØ8 c/25,9	2RØ8 c/25,9	2RØ8 c/25,9

13.3 Resumo dos Resultados

	Armadura Longitudinal Positiva (cm ²)	Armadura Longitudinal Negativa (cm ²)	Armadura Transversal (cm ² /m)
Calculada	10,0	10,0	17,0
Adotada	5 φ 12,5mm	5 φ 12,5mm	2RØ8,0 c/25

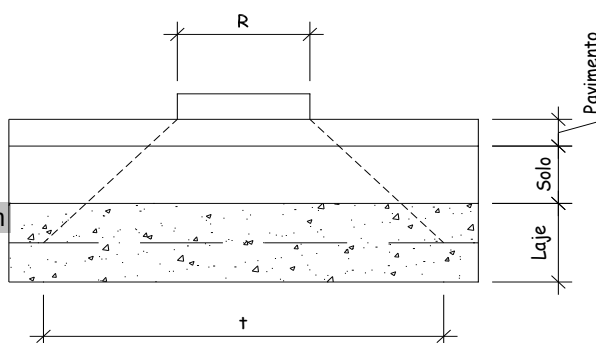
14 CÁLCULO DA LAJE DE TRANSIÇÃO

14.1 Carregamentos e esforços solicitantes

Laje de transição - Esforços

Geometria

lx:	4,000 m
ly:	9,800 m
ly / lx =	2,5
φ:	1,3500
a:	2,000 m
lx / a:	2,00
Tabela utilizada:	5,00
Dimensões da roda:	0,200 m
Dim. Equivalente (R):	0,316 m
t:	1,516 m
t / a:	0,76



Carregamento:

Camada	Espessura	Densidade	Peso
Laje:	0,300 m	2,500 tf/m3	0,750 tf/m2
Pavimento:	0,100 m	2,400 tf/m3	0,240 tf/m2
Solo:	0,350 m	1,800 tf/m3	0,630 tf/m2
		Total:	1,620 tf/m2

Coef de ajuste
0,960
1,020
0,970

Esforços:

P =	7,50 tf
p =	0,50 tf/m2

	Carga per	Carga móvel			Esforços	
Esforço	k	kl	kp	kp'	Mper	M móvel
Mxm	0,125	0,454	1,100	0,000	3,110	5,124
Mym	0,021	0,200	0,220	0,000	0,550	2,214
Mxr	0,125	0,908	0,600	0,000	3,143	9,308

$$M = \varphi \cdot [P \cdot kl + p \cdot (kp + kp')] \quad \text{Móvel}$$

$$M_{per} = G \cdot k \cdot \ell_x^2 \quad \text{Permanente}$$

14.2 Dimensionamento da armadura nas duas direções

ESFORÇOS SOLICITANTES:

Direção	X
M _g (tf.m/m) =	3,11
M _{qmax} (tf.m/m) =	5,12
M _{qmin} (tf.m/m) =	0,00
M _{Ddim} (tf.m/m) =	11,89

PROP. DOS MATERIAIS:

F _{ck} (MPa) =	25
F _{yk} (MPa) =	500

PROP. DA SEÇÃO:

b _{comp} (cm) =	100,0
h (cm) =	30,0
d (cm) =	26,4
c (cm) =	3,0

φ (mm) = 12,5

DIMENSIONAMENTO:

y (cm) =	3,2
x (cm) =	3,9
As (cm ² /m) =	11,02

CÁLCULO DA FADIGA NO AÇO:

σ _{smax} (kgf/cm ²) =	2710
σ _{smin} (kgf/cm ²) =	1169
Δσ _s (kgf/cm ²) =	1541
A _{scorr.} (cm ² /m) =	11,02

CONTROLE DA FISSURACÃO:

σ _{smax} (kgf/cm ²) =	2755
A _{scorr.} (cm ² /m) =	11,02

Espaçamento (cm) = 11,0

ESFORÇOS SOLICITANTES:

Direção	Y
M _g (tf.m/m) =	0,55
M _{qmax} (tf.m/m) =	2,21
M _{qmin} (tf.m/m) =	0,00
M _{Ddim} (tf.m/m) =	4,06

PROP. DOS MATERIAIS:

F _{ck} (MPa) =	25
F _{yk} (MPa) =	500

PROP. DA SEÇÃO:

b _{comp} (cm) =	100,0
h (cm) =	30,0
d (cm) =	26,5
c (cm) =	3,0

φ (mm) = 10,0

DIMENSIONAMENTO:

y (cm) =	1,0
x (cm) =	1,3
As (cm ² /m) =	3,60

CÁLCULO DA FADIGA NO AÇO:

σ _{smax} (kgf/cm ²) =	2565
σ _{smin} (kgf/cm ²) =	608
Δσ _s (kgf/cm ²) =	1958
A _{scorr.} (cm ² /m) =	3,71

CONTROLE DA FISSURACÃO:

σ _{smax} (kgf/cm ²) =	2600
A _{scorr.} (cm ² /m) =	3,60

Espaçamento (cm) = 21,0

14.3 Resumo do Dimensionamento

Armadura necessária (cm ² /m):	
Seção longitudinal	11,02
Seção transversal	3,60

As mínimo = 0,15 x h = 4,50 cm²/m

Armadura sugerida (cm ² /m):	
Seção longitudinal	φ 12,5 c/ 10 = 12,27
Seção transversal	φ 10 c/ 17 = 4,61

15 CARREGAMENTOS HORIZONTAIS

15.1 Ação devido à Frenagem e Aceleração

Conforme a norma NBR 7188:2013, as forças devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos aplicadas sobre o tabuleiro:

$$F_H \geq \begin{cases} 0,25 * B * L * CNF \\ 135kN = 13,5tf \end{cases}$$

$$F_H \geq \begin{cases} 0,25 * (10 * 280) * 1 = 700kN = 70tf \\ 135kN = 13,5tf \end{cases}$$

A força adotada foi $F_H = 70 \text{ tf}$

15.2 Ação devido às deformações impostas

Para simular os efeitos de retração do concreto, deformação imediata e lenta do concreto devidas à protensão e variação de temperatura, será adotada uma queda de temperatura de $\Delta T = -35^\circ\text{C}$.

15.3 Ação devido ao Vento

A norma ABNT NBR 6123:1988 em seu item 1.2 estabelece que sua aplicação se restrinja a edificações de formas, dimensões e localização comuns, sendo que, para casos fora deste escopo, estudos especiais devem ser realizados.

Para o projeto em questão, tem-se que:

Segundo o Item 4.2 ABNT NBR 6123:1988 a pressão dinâmica do vento é função da velocidade característica, dada por:

$$q = 0,613 * V_k^2$$

A velocidade característica do vento é dada por:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

Sendo:

V_0 – Velocidade básica do vento;

S_1 – Fator topográfico;

S_2 – Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno;

S_3 – Fator baseado em conceitos probabilísticos;

Obs: para a região em questão: $V_0 = 30\text{m/s}$

$S_1 = 1,0$ (terreno plano ou fracamente acidentado)

$$S_2 = 0,93 \rightarrow \begin{cases} \text{Classe C} \\ \text{Categoria III} \\ z = 15,50\text{m} \end{cases}$$

$S_3 = 1,1$ (utilizou-se o maior fator estatístico da Tabela 3 da NBR 6123)

Logo, $V_k = 30 \cdot 1,0 \cdot 0,93 \cdot 1,10 = 30,69\text{m/s}$

C_a – Coeficiente de arrasto;

$C_a = 1,3$: conforme EuroCode1

$$q = C_a \cdot 0,613 \cdot V_k^2 = 1,3 \cdot 0,613 \cdot 30,69^2 = 750,58 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

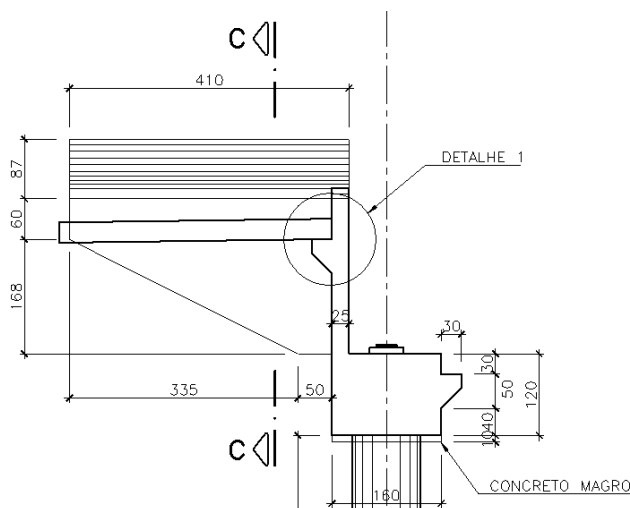
$$q = 0,751 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 0,075 \text{ tf/m}^2$$

$$F_{vento} = q \cdot h_{total} = 0,075 \cdot (2 + 0,1 + 0,22 + 1,8) = 0,31\text{tf/m}$$

$h_{total} = 2\text{m}$ (NBR 7187:2021) + altura do pavimento + laje + viga

15.4 Carregamento devido à carga móvel na parede (cortina) e alas



$$\text{Veículo} + \text{multidão} = \text{Veículo} + \text{multidão} = \frac{36}{(3 \cdot 6)} + 0,5 = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

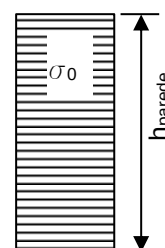
$$h_{fict.} = \frac{Q}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,8} = 1,39 \text{ m}$$

$$\sigma_0 = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_{fict} = \frac{1}{3} \cdot 1,8 \cdot 1,39 = 0,834\text{tf/m}^2$$

$$E_0 = \sigma_0 \cdot h_{parede+bloco} \cdot L$$

$$h_{parede+bloco} = 3,64 \text{ m}$$

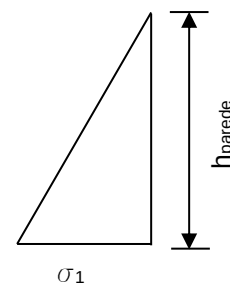
$$E_0 = 0,834 \cdot 3,64 \cdot 10,3 = 31,27 \text{ tf}$$



15.5 Carregamento devido ao aterro na parede (cortina) e alas

$$\sigma_1 = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_{parede+bloco} = \frac{1}{3} \cdot 1,8 \cdot 3,64 = 2,18 \text{ tf/m}^2$$

$$E_1 = \frac{\sigma_1 \cdot h_{parede+bloco}}{2} \cdot L = \frac{2,18 \cdot 3,64}{2} \cdot 10,3 = 40,87 \text{ tf}$$



15.6 Carregamento devido ao aterro e carga móvel nas estacas

$$D_{total} = 3 \cdot D_{pilar} = 3 \cdot 1,0 = 3,0 \text{ m}$$

$$E = (\sigma_0 + \sigma_1) \cdot D_{total} = (0,834 + 2,18) \cdot 3,0 = 9,04 \text{ tf/m}$$

Por estaca

15.7 Carregamento devido a água na máxima cheia

$$D_{total} = 3 \cdot D_{pilar} = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ m}$$

$$p_{\text{água}} = k \cdot V_a^2 = 0,34 \cdot 1,33^2 = 0,0601 \text{ tf/m}^2$$

$$E = p_{\text{água}} \cdot D_{total} = 0,0601 \cdot 3,6 = 2,17 \text{ tf/m}$$

Por pilar

15.8 Deslocamentos nas juntas

Para o cálculo dos deslocamentos horizontais será considerado os seguintes efeitos:

- Variações de temperatura = -10°C a +10°C
- Frenagem e/ou aceleração
- Empuxo de terra + CM nos encontros
- Deformações impostas = deformação imediata e lenta do concreto + variação de temperatura

Os deslocamentos considerados para combinação rara de ações relativas ao ELS foram:

- Deslocamento no sentido da abertura da junta

$$U^{(+)} = U_{\text{DEF.IMPOSTAS}} + U_{\text{FRENAGEM}} - 0,5\Delta T$$

- Deslocamento no sentido do encurtamento da junta

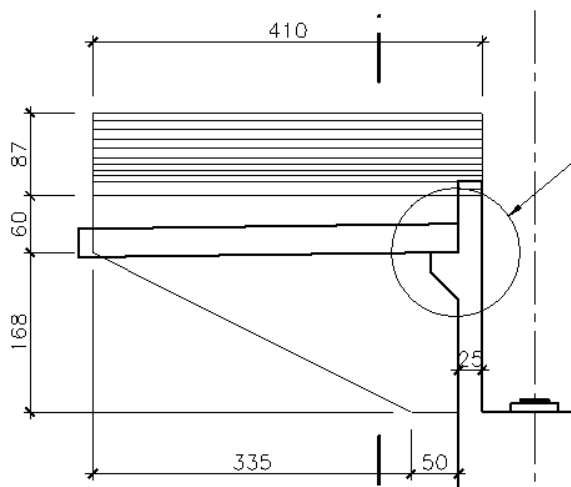
$$U^{(-)} = U_{\text{EMPUXO}} + U_{\text{FRENAGEM}} + 0,5\Delta T$$

No quadro abaixo apresentam-se os deslocamentos U nas juntas, retirados do modelo.

JUNTA	ΔT^-	ΔT^+	FREN_AC	E+CM	DEF.IMP.	U(mm)	
						U+	U-
E1/E2	3,43	3,43	1,40	0,48	12,00	11,69	3,59

Usar a JJ2540

16 DIMENSIONAMENTO DA ALA

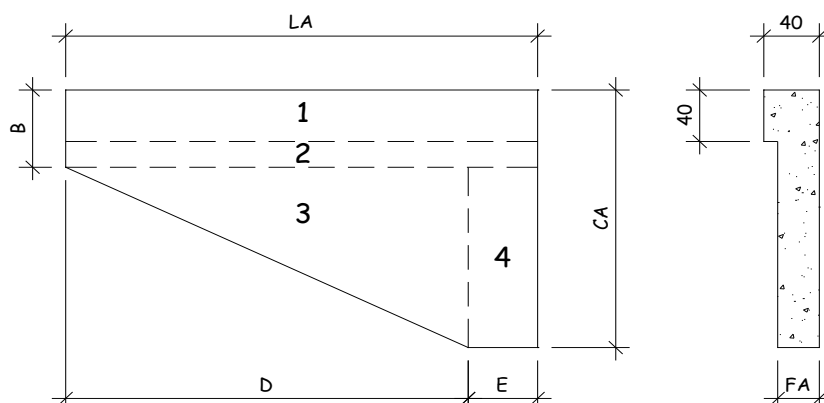


Dimensionamento das alas

1 - Geometria

LA:	3,850 m
B:	0,600 m
CA:	2,280 m
D:	3,350 m
E:	0,500 m
FA:	0,250 m

Volume: 1,722 m³
 Peso: 4,305 tf



2 - Cálculo como viga

Peso	
P0:	2,233 tf
P1:	1,540 tf
P2:	0,481 tf
P3:	1,759 tf
P4:	0,525 tf
Total:	6,538 tf

Cortante

$f_{ct,m}$:	2,896 MPa
f_{yw} :	500 MPa
A_{sw}/s :	2,90 cm ² /m

Momentos	
M0:	4,299 tf.m
M1:	2,965 tf.m
M2:	0,926 tf.m
M3:	2,843 tf.m
M4:	0,131 tf.m
Total:	11,164 tf.m

Cálculo	
Md:	16,746 tf.m
f_{ck} :	30 MPa
bw:	0,250 m
h:	2,280 m
d':	0,100 m
As:	1,774 cm ²
Asmin:	8,550 cm ²
As Adotada:	8,550 cm ²

3 - Verificação como laje

3.1 - Empuxo devido ao aterro

Tensões	
e1:	0,240 tf/m ²
e2:	0,360 tf/m ²
e3:	1,368 tf/m ²
e4:	1,368 tf/m ²

Empuxo		
	Retangular	Triangular
E1:	0,000 tf	0,185 tf
E2:	0,185 tf	0,046 tf
E3:	1,013 tf	1,418 tf
E4:	0,302 tf	0,423 tf

Momentos	
M1:	0,356 tf.m
M2:	0,445 tf.m
M3:	3,931 tf.m
M4:	0,181 tf.m
4,912 tf.m	

3.2 - Empuxo devido à carga móvel

 $heq:$

1,389 m

Tensões	
e1:	0,833 tf/m ²
e2:	0,833 tf/m ²
e3:	0,833 tf/m ²
e4:	0,833 tf/m ²

Empuxo	
	Retangular
E1:	1,283 tf
E2:	0,642 tf
E3:	2,345 tf
E4:	0,700 tf

Momentos	
M1:	2,470 tf.m
M2:	1,235 tf.m
M3:	3,791 tf.m
M4:	0,175 tf.m
7,672 tf.m	

Cálculo			
Md:	18,876 tf.m	h:	0,250 m
fck:	30 MPa	d':	0,050 m
bw:	2,280 m	As:	23,11 cm²

 $AS_{(min)laje}:$ **3,750 cm²**

4 - Impacto do veículo na extremidade da barreira

Fk:	10,00 tf	h=	0,400 m
Mk:	38,50 tf.m	As:	40,39 cm²/m

 $AS_{min40}:$ **2,400 cm²**

5 - Resumo do aço

As interna:	17,29 cm²	9	Ø 16,0 mm	C/11
As externa:	3,75 cm²	5	Ø 10,0 mm	C/20
As na parte engros:	40,39 cm²	13	Ø 20,0 mm	
As Estribos:	2,90 cm²	6	Ø 8,0 mm	C/16

17 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA

As cortinas têm, também, função de conter o aterro dos encontros no sentido longitudinal da ponte e apoiar a laje de transição, ficando assim sujeita ao empuxo do aterro e sobrecarga aplicada no encontro. Como a cortina está totalmente apoiada sobre a viga de apoio será verificado apenas seu comportamento como laje com bordo livre e engastado.

- Momento devido ao aterro:

$$e_1 = \frac{1}{3} \cdot 1,8 \cdot 2,45 = 1,47 \text{ tf} / \text{m}^2$$

$$M_1 = e_1 \cdot \frac{l^2}{6} = 1,47 \cdot \frac{2,45^2}{6} = 1,47 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

- Momento devido à sobrecarga móvel:

$$M_2 = e_2 \cdot \frac{l^2}{2} = 0,834 \cdot \frac{2,45^2}{2} = 2,50 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

- Área de aço:

$$M_d = 1,5 \times (1,47 + 2,50) \rightarrow M_d = 5,96 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$K_{MD} = \frac{5,96}{1,00 \times 0,20^2 \times 2143} = 0,07 \quad K_{MD} = 0,07$$

$$K_Z = 0,94$$

$$K_Z \times d = 0,188$$

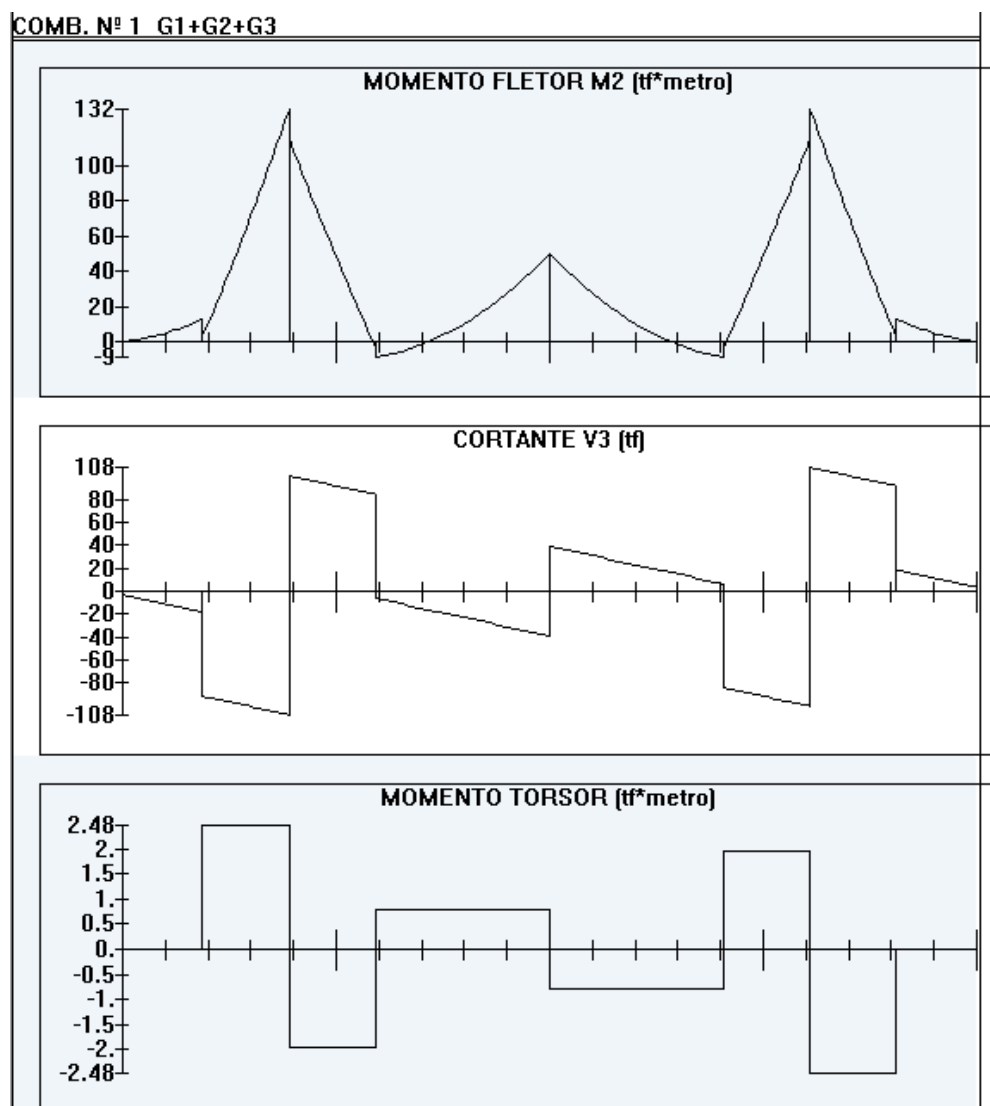
$$As = \frac{5,96}{0,188 \times 4,35} = 7,29 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi \text{ 12,5 C / 15}$$

$$As_{min} = 0,15\% \times 25 \times 100$$

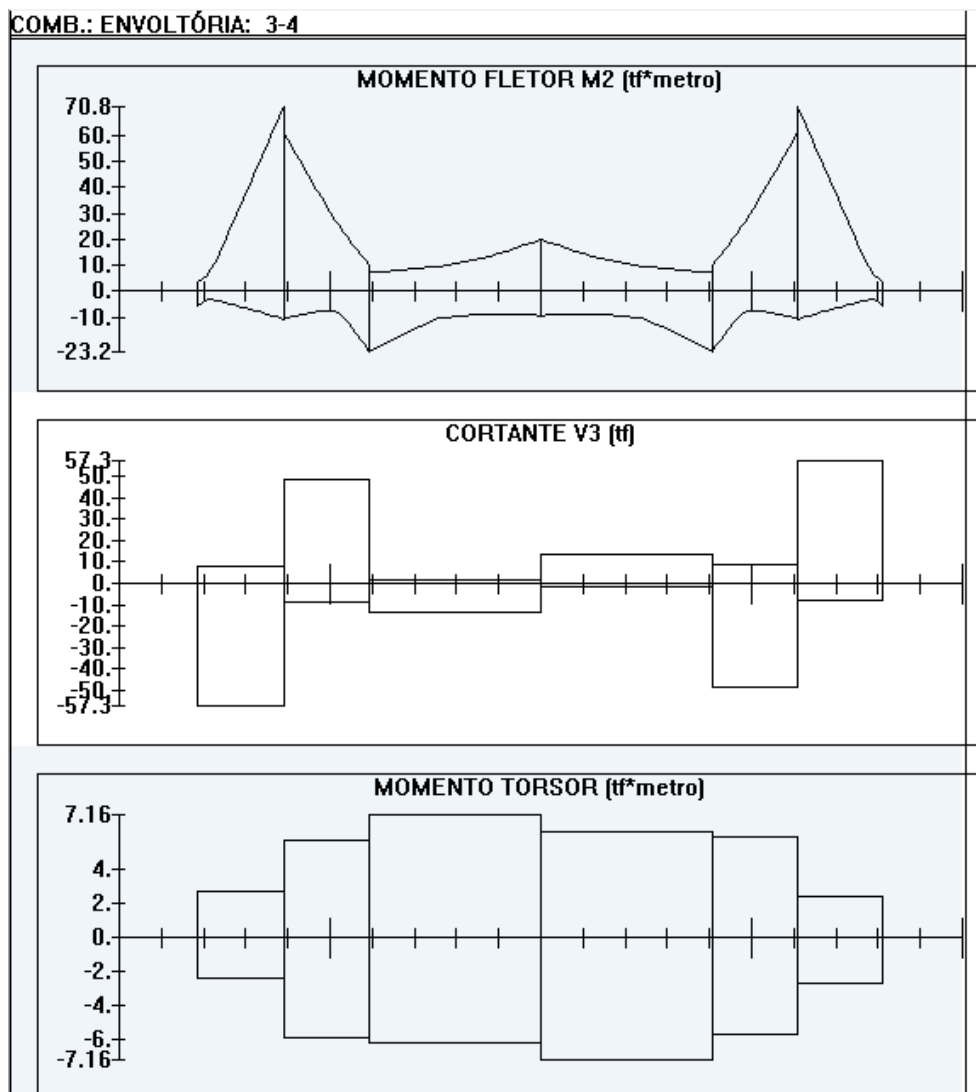
$A_{smin} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$

18 CÁLCULO DAS TRAVESSAS DOS ENCONTROS E1 E E2

18.1 Esforços devido a ação permanente



18.2 Esforços devido a carga móvel



18.3 Dimensionamento

Altura do bloco (h) = 120cm

Largura (bw) = 160cm

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES - VIGA

Esforços solicitantes		SEÇÃO 1 (-)	SEÇÃO 2 (+)	SEÇÃO 3 (-)
Mgk	(tfm)	132,00	9,00	50,00
Mqk max	(tfm)	70,80	23,20	20,00
Mqk min	(tfm)	-10,00	-10,00	-11,00

Propriedades dos materiais

fck	(MPa)	30,00	30,00	30,00
fyk	(MPa)	500,00	500,00	500,00

Propriedades da seção

bf	(cm)			
hf	(cm)			
bw	(cm)	160,00	160,00	160,00
h	(cm)	120,00	120,00	120,00

Armadura inferior

ϕ (mm)	(mm)	20,0	12,5	16,0
barras por camada		20	20	20
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00	3,00

Armadura superior

As'	(cm ²)			
d'	(cm)	5,00	5,00	5,00

DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm)	284,4	47,0	97,5
d	(cm)	116,0	116,4	116,2
x	(cm)	10,93	1,74	3,64
As	(cm ²)	58,60	9,33	19,54
As' nec.	(cm ²)			

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm)	167	20,60	60,00
M _{Dmin} tensões	(tfm)	127	4,00	44,50
σ_{smax}	(kgf/cm ²)	2643	1958	2759
σ_{smin}	(kgf/cm ²)	2005	380	2046
$\Delta\sigma_s$	(kgf/cm ²)	638	1578	713
$\Delta\sigma_s$ Admissível	(kgf/cm ²)	1850	1900	1900
K		1,00	1,00	1,00
A _{scorr.}	(cm ²)	58,60	9,33	19,54

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ_{smax}	(kgf/cm ²)	2671	1968	2777
ρ_{ri}		0,021	0,012	0,016
w1	(mm)	0,25	0,08	0,22
w2	(mm)	0,22	0,16	0,22
ELS-W wk ≤	(mm)	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00
A _{scorr.}	(cm ²)	58,60	9,33	19,54

Armadura sugerida		(19Ø20mm)	(8Ø12,5mm)	(10Ø16mm)
CG barras	(cm)	4,0	3,6	3,8
número de camadas		1	1	1

$$A_{smin} = 0,15\% \times b_w \times h = 28,8\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{14 \text{ } \phi \text{ } 16\text{mm}}$$

Estado limite último - Cisalhamento/Torção**ESFORÇOS SOLICITANTES:**

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
Vgk	(tf)	108,00	108,00	40,00	40,00
Vqkmax	(tf)	57,30	49,00	12,00	12,00
Vqkmin	(tf)	-8,00	-10,00	-2,00	-2,00
Vpk	(tf)				
Tgk	(tf m)	2,48	2,00	0,75	0,75
Tqk	(tf m)	3,00	6,00	7,16	7,00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
d	(cm)	110,0	110,0	110,0	110,0
bw	(cm)	160,00	160,00	160,00	160,00
bainha na alma		n	n	n	n
bw útil	(cm)	160,00	160,00	160,00	160,00
bitola (mm)	(mm)	12,5	12,5	10	10
Ramos de estribo		4	4	4	4
Ae	(cm ²)	14000	14000	14000	14000
hef	(cm)	20,00	20,00	20,00	20,00
uef	(cm)	480,00	480,00	480,00	480,00

CÁLCULO:**VERIFICAÇÃO DO CONCRETO**

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
Vsd	(tf)	232	219	72	72
Vrd2	(tf)	896	896	896	896
Tsd	(tf m)	8	12	12	12
Trd2	(tf m)	264	264	264	264
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		0,29	0,29	0,12	0,12

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	2,90	2,90	2,90	2,90
fctd	(MPa)	1,45	1,45	1,45	1,45
Vc = Vco	(tf)	153	153	153	153
Taxa mínima		0,12	0,12	0,12	0,12
Aswmin	(cm ² /m)	18,54	18,54	18,54	18,54
Asw	(cm ² /m)	18,31	15,42	0,00	0,00

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

Al/s (pele)	(cm ² /m)	0,64	0,96	0,97	0,95
AsT/s (torção)	(cm ² /m)	0,64	0,96	0,97	0,95

VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

VSdmax	(tf)	137	133	46	46
VSdmin	(tf)	104	103	39	39
σ _{owmax}	(MPa)	328	305	0	0
σ _{swmin}	(MPa)	150	145	0	0
Δσ _s	(MPa)	178	161	0	0
Δσ _{sadm}	(MPa)	85	85	85	85
K < 1.79		2,09	1,89	1,00	1,00
Aswcorr.	(cm ² /m)	38,80	35,06	18,54	18,54
Armadura cisalham.	(cm ² /m)	38,8	35,1	18,5	18,5
Sugerido cisalhamento		4RØ12,5 c/12,8	4RØ12,5 c/14,2	4RØ10 c/17,2	4RØ10 c/17,2

18.4 Dimensionamento dos Consolos**18.4.1 Laje de Transição**

- Carga permanente:

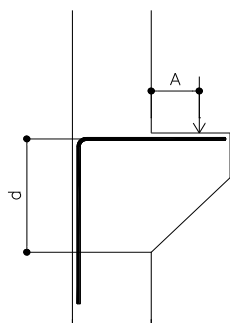
$$g_k = 0,30 \times 2,5 + 0,30 \times 1,8 + 0,1 \times 2,4 = 1,53 \text{ tf/m}^2$$

$$V_{gk} = (1,53 \text{ tf/m}^2 \times 4,0 \text{ m}) / 2 = 3,02 \text{ tf/m}$$

- Sobrecarga:

$$q_k = (45 - 0,5 \times 3 \times 6) / (3 \times 6) + 0,5 = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$V_{qk} = (2,5 \text{ tf/m}^2 \times 4,0 \text{ m}) / 2 = 5 \text{ tf/m}$$



A (cm) =	15
d (cm) =	45
b (cm) =	100
V _d (tf) =	12
f _{ck} (kgf/cm ²)	300
f _{yk} (kgf/cm ²)	5000

V _{gk} (tf) =	3,0
V _{qk} (tf) =	5,0
μ =	1,4

f _{cd} (kgf/cm ²)	200
f _{yd} (kgf/cm ²)	4348

Verificação do Concreto:

$$\tau_{wd} = 2,57 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{ok}$$

$$\tau_{wu} = 35,00 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Cálculo da Armadura do Tirante:

$$A_{s,tir} = 2,05 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} \quad A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)}$$

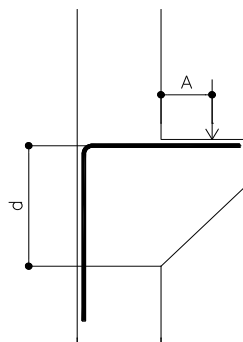
$$1,63 \quad 2,05$$

A _s (cons. curto) =	1,63
A _s (cons. muito curto) =	2,05

$$A_{scostura} = 40\% \times A_s = 0,82 \text{ cm}^2$$

18.4.2 Troca de aparelho de apoio

Carga permanente → V_g = 62,9tf (devido ao macaqueamento)



A (cm) =	15
d (cm) =	45
b (cm) =	100
V _d (tf) =	85
f _{ck} (kgf/cm ²)	300
f _{yk} (kgf/cm ²)	5000

V _{gk} (tf) =	62,9
V _{qk} (tf) =	0,0
μ =	1,4

f _{cd} (kgf/cm ²)	200
f _{yd} (kgf/cm ²)	4348

Verificação do Concreto:

$$\tau_{wd} = 18,87 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{ok}$$

$$\tau_{wu} = 35,00 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Cálculo da Armadura do Tirante:

$$A_{s,tir} = 15,07 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} \quad A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$11,92 \quad 15,07$$

A _s (cons. curto) =	11,92
A _s (cons. muito curto) =	15,07

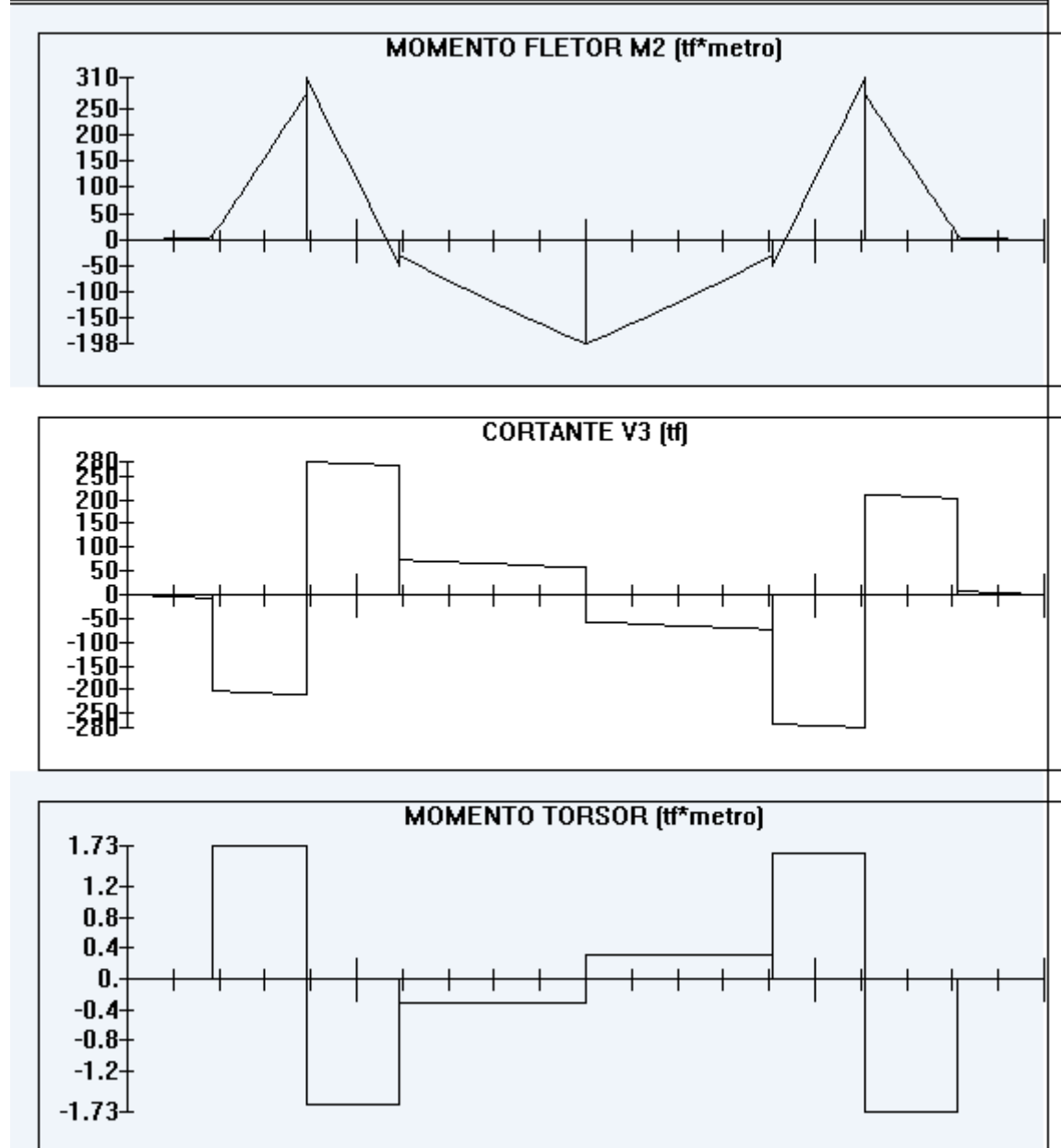
$$A_{scostura} = 40\% \times A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 0,116 \times d = 5,22 \text{ cm}^2$$

19 CÁLCULO DA TRAVESSA DO APOIO

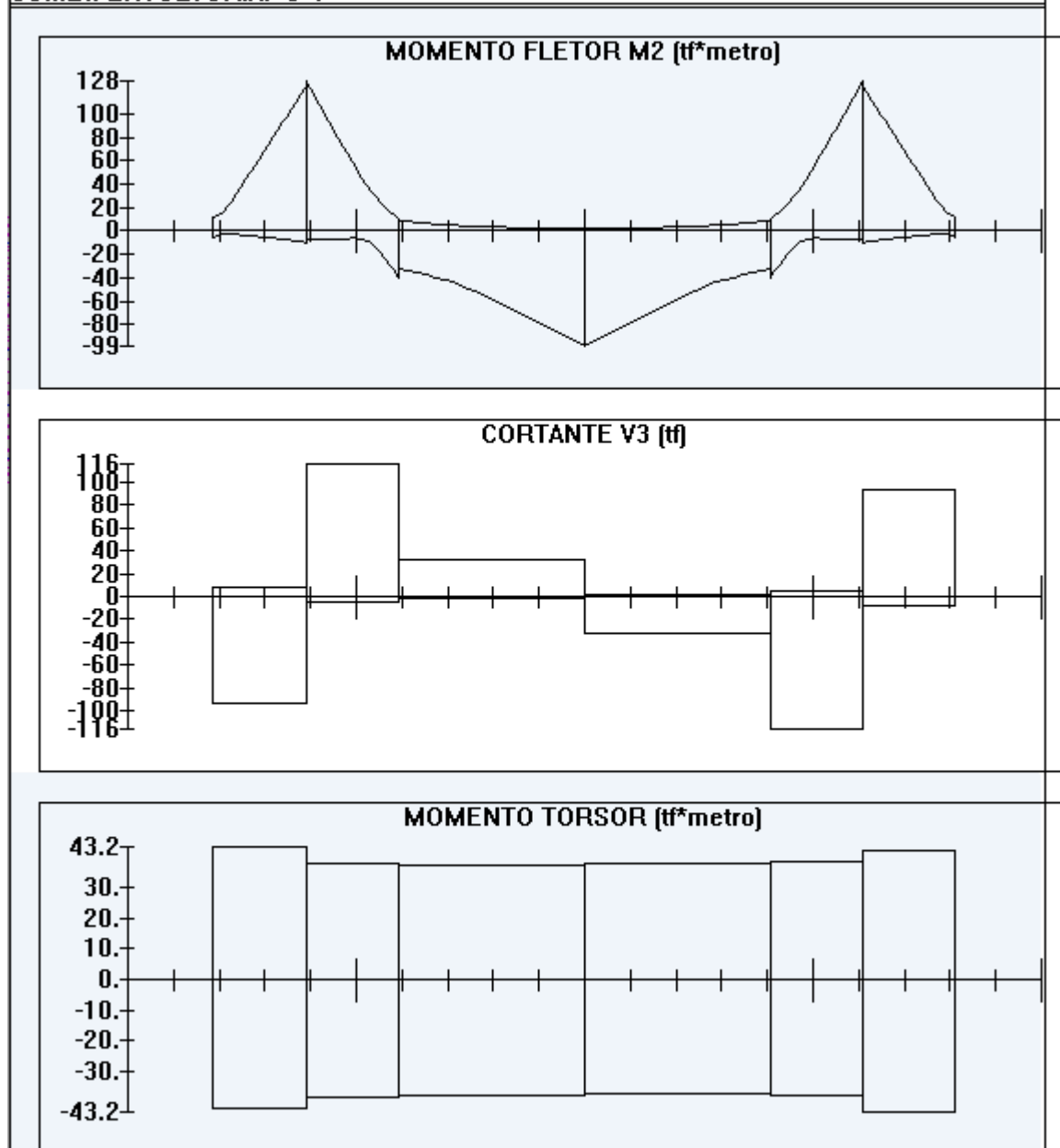
19.1 Esforços devido a ação permanente:

COMB. Nº 1 G1+G2+G3



19.2 Esforços devido a carga móvel

COMB.: ENVOLTÓRIA: 3-4



19.3 Dimensionamento

Altura do bloco (h) = 140cm

Largura (bw) = 180cm

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES - VIGA

Esforços solicitantes		SEÇÃO 1 (-)	SEÇÃO 2 (+)
M _{gk}	(tfm)	310,00	198,00
M _{gk} max	(tfm)	128,00	99,00
M _{gk} min	(tfm)	-10,00	-1,00

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	30,00	30,00
f _{yk}	(MPa)	500,00	500,00

Propriedades da seção

b _f	(cm)		
h _f	(cm)		
b _w	(cm)	180,00	180,00
h	(cm)	140,00	140,00

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	25,0	20,0
barras por camada		20	20
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00

Armadura superior

A _s '	(cm²)		
d'	(cm)	5,00	5,00

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm)	610,5	415,8
d	(cm)	135,5	135,5
x	(cm)	18,15	12,14
A _s	(cm²)	109,48	73,21
A _s ' nec.	(cm²)		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm)	374	247,50
M _{Dmin} tensões	(tfm)	305	197,50
σ _{smax}	(kgf/cm²)	2736	2671
σ _{smin}	(kgf/cm²)	2231	2131
Δσ _s	(kgf/cm²)	505	540
Δσ _s Admissível	(kgf/cm²)	1750	1850
K		1,00	1,00
A _{scorr.}	(cm²)	109,48	73,21

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm²)	2770	2698
ρ _{ri}		0,024	0,018
w ₁	(mm)	0,34	0,26
w ₂	(mm)	0,25	0,24
ELS-W w _k ≤	(mm)	0,30	0,30
K		1,00	1,00
A _{scorr.}	(cm²)	109,48	73,21

Armadura sugerida	(22Ø25mm)	(23Ø20mm)
CG barras	(cm)	4,5
número de camadas		2

$$A_{smin} = 0,15\% \times b_w \times h = 35,1\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{11 \text{ Ø } 20\text{mm}}$$

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
Vgk	(tf)	220,00	280,00	50,00	50,00
Vqkmax	(tf)	90,00	116,00	30,00	30,00
Vqkmin	(tf)	-10,00	-7,00	0,00	0,00
Vpk	(tf)				
Tgk	(tf m)	1,73	1,73	0,40	0,40
Tqk	(tf m)	43,20	40,00	39,00	40,00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
d	(cm)	130,0	130,0	130,0	130,0
bw	(cm)	180,00	180,00	180,00	180,00
bainha na alma	n	n	n	n	n
bw útil	(cm)	180,00	180,00	180,00	180,00
bitola (mm)	(mm)	12,5	12,5	10	10
Ramos de estribo	4	4	4	4	4
Ae	(cm²)	19200	19200	19200	19200
hef	(cm)	20,00	20,00	20,00	20,00
uef	(cm)	560,00	560,00	560,00	560,00

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		SEÇÃO 1e	SEÇÃO 1d	SEÇÃO 2e	SEÇÃO 2d
Vsd	(tf)	432	552	113	113
Vrd2	(tf)	1191	1191	1191	1191
Tsd	(tf m)	67	62	59	61
Trd2	(tf m)	362	362	362	362
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		0,55	0,64	0,26	0,26

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	2,90	2,90	2,90	2,90
fctd	(MPa)	1,45	1,45	1,45	1,45
Vc = Vco	(tf)	203	203	203	203
Taxa mínima		0,12	0,12	0,12	0,12
Aswmin	(cm²/m)	20,85	20,85	20,85	20,85
Asw	(cm²/m)	44,95	68,54	0,00	0,00

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

Al/s (pele)	(cm²/m)	4,02	3,73	3,54	3,63
AsT/s (torção)	(cm²/m)	4,02	3,73	3,54	3,63

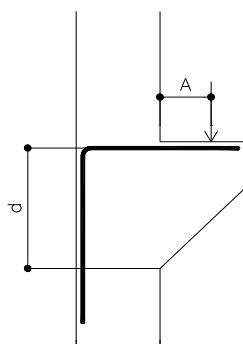
VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

VSdmax	(tf)	265	338	65	65
VSdmin	(tf)	215	277	50	50
$\sigma_{\sigma wmax}$	(MPa)	311	295	0	0
$\sigma_{\sigma wmin}$	(MPa)	215	218	0	0
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	95	77	0	0
$\Delta\sigma_{sadm}$	(MPa)	85	85	85	85
K < 1.79		1,12	1,00	1,00	1,00
Aswcorr.	(cm²/m)	50,28	68,54	20,85	20,85
Armadura cisalham.	(cm²/m)	50,3	68,5	20,9	20,9
Sugerido cisalhamento		4RØ12,5 c/9,9	4RØ12,5 c/7,2	4RØ10 c/15,3	4RØ10 c/15,3

19.4 Dimensionamento do Consolo

19.4.1 Troca de aparelho de apoio

Carga permanente → $V_g = 98,1\text{tf}$ (devido ao macaqueamento)



A (cm) =	15
d (cm) =	45
b (cm) =	100
V_d (tf) =	132
f_{ck} (kgf/cm ²)	300
f_{yk} (kgf/cm ²)	5000

V_{gk} (tf) =	98,1
V_{qk} (tf) =	0,0
μ =	1,4

f_{cd} (kgf/cm ²)	200
f_{yd} (kgf/cm ²)	4348

Verificação do Concreto:

$$\begin{aligned} \tau_{wd} &= 29,43 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \tau_{wu} &= 35,00 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned} \quad \text{ok}$$

Cálculo da Armadura do Tirante:

$$A_{s,tir} = 23,50 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} & \quad A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} \\ 18,59 & \quad 23,50 \end{aligned}$$

A_s (cons. curto) =	18,59
A_s (cons. muito curto) =	23,50

$$A_{scostura} = 30\% \times A_s = 7,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 0,116 \times d = 5,22 \text{ cm}^2$$

20 FRETAGEM

- ENCONTRO:

Dados de entrada:

Materiais

fck:	30 MPa
Aço:	500 MPa

Carga axial

Nd:	209,69 tf
-----	-----------

Geometria

a:	250,00 cm
a1:	160,00 cm

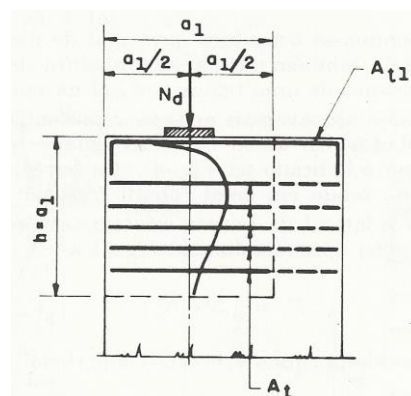
Neoprene

a0:	30,00 cm
b0:	40,00 cm

Resultados:

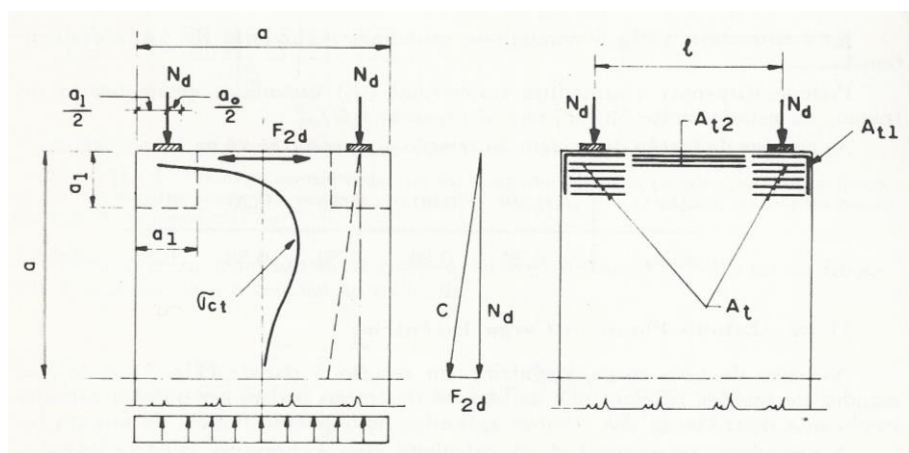
Ac =	16.000,00 cm ²	Fd =	55,36 tf
Ac0 =	1.200,00 cm ²	F1d =	15,73 tf
fcd =	21,43 MPa		
$\sigma_{cd,lim}$ =	70,71 MPa		
σ_{cd} =	17,47 MPa OK		

At =	12,73 cm ²
At1 =	3,62 cm ²



- APOIO:

Dados de entrada:



Materiais

fck:	30 MPa
Aço:	500 MPa

Carga axial

Nd:	237,68 tf
l:	110,00 cm

Geometria

a:	250,00 cm
a1:	70,00 cm

Neoprene

a0:	30,00 cm
b0:	40,00 cm

Resultados:

Ac =	7.000,00 cm ²	Fd =	62,75 tf
Ac0 =	1.200,00 cm ²	F1d =	7,57 tf
fcd =	21,43 MPa	F2d =	85,56 tf
$\sigma_{cd,lim}$ =	51,75 MPa		
σ_{cd} =	19,81 MPa OK		

At =	14,43 cm ²
At1 =	1,74 cm ²
At2 =	19,68 cm ²

Cálculo como viga parede:

At2 =	16,40 cm ²
-------	-----------------------

21 CÁLCULO DO NEOPRENE

Aparelhos de apoio de elastômero fretado

NEOPREX - EN 1337

Cliente: GOINFRA

Obra: Ponte sobre o Rio das Almas

Local: GO-338

Data: 20/09/2022

Carga permanente **96500** kgf
Carga acidental **71600** kgf
Fator majoração cargas vivas **1,5**
Rotação long. permanente **5,02E-04** rad
Rotação long. acidental **3,72E-04** rad
Horizontal long. permanente **0** kgf
Horizontal long. acidental **0** kgf
Deslocamento long. permanente **0** cm
Deslocamento long. acidental **0** cm

largura do aparelho: // eixo long. obra: **30** cm
comprimento do aparelho: **40** cm
espessura camada de elastômero: t_i **1** cm
altura total elastômero = $n \cdot t_i$ **3** cm
G **10** kgf/cm²
fyk **2100** kgf/cm²
atrito: concreto (6) ou demais (2) **6** fator

Versão 0,0
Atualizada em: 09/10/99
espessura da chapa externa **3** mm
espessura da chapa interna **3** mm
cobrimento vertical **3** mm
cobrimento horizontal **3** mm
nº de aparelhos para uso **64** unidades
nº de aparelhos p/ ensaio **0** unidades

Deslocamento total permanente
Deslocamento total acidental
Tensão normal considerando área total do aparelho
Tensão normal com área reduzida
Tensão normal permanente com área reduzida
Tmin - deslizamento - cargas permanentes
Tmin - deslizamento - cargas totais
Tmin - limitação deslocamento horizontal
Tmáx para estabilidade
Soma das deflexões das camadas internas
Soma das deflexões das camadas de cobrimento
Deflexão total
Rotação admissível pela análise da estabilidade
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5
Deformação de cisalhamento por esforços normais
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais
Deformação de cisalhamento devida às rotações
Deformações totais por cisalhamento no elastômero
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento
Espessura mínima para a chapa interna de aço

0,00 cm
0,00 cm
140 kgf/cm²
145,1 kgf/cm²
83,3 kgf/cm²
0,00 cm
0,00 cm
0,00 cm
11,37 cm
0,2998 cm
0,0087 cm
0,3085 cm
3,15E-02 rad
3,06E-02 rad
1,19E-02 rad
3,14
0,00
0,15
3,29
1,61
1,80 mm

Fator de forma t_i **8,42**
Fator de forma cobrimento **20,04**
H total **48,0** mm
 $\sigma_{máx}$ adm em área reduzida **150** kgf/cm²
 $\sigma_{mínadm}$ em área reduzida **30** kgf/cm²
Volume Unitário **5,760** dm³
Volume Total para Compra **368,640** dm³

VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE

Soma deflexões cam.internas **0,1251** cm
Soma deflexões cam. cobrim. **0,0049** cm
Deflexão total **0,1300** cm
Rot.adm. por estabilidade ($K=1$) **2,60E-02** rad
Idem. sem cam. cobrimento ($K=1$) **2,50E-02** rad
Rot. adm. permanente **1,52E-02** rad
PESO E VOLUME DO APARELHO
Volume do neoprene **4,3700** dm³
Volume do aço **1,3900** dm³
Peso unitário **17,03** kgf
Peso total **1089,90** kgf

22 VERIFICAÇÃO DOS PILARES

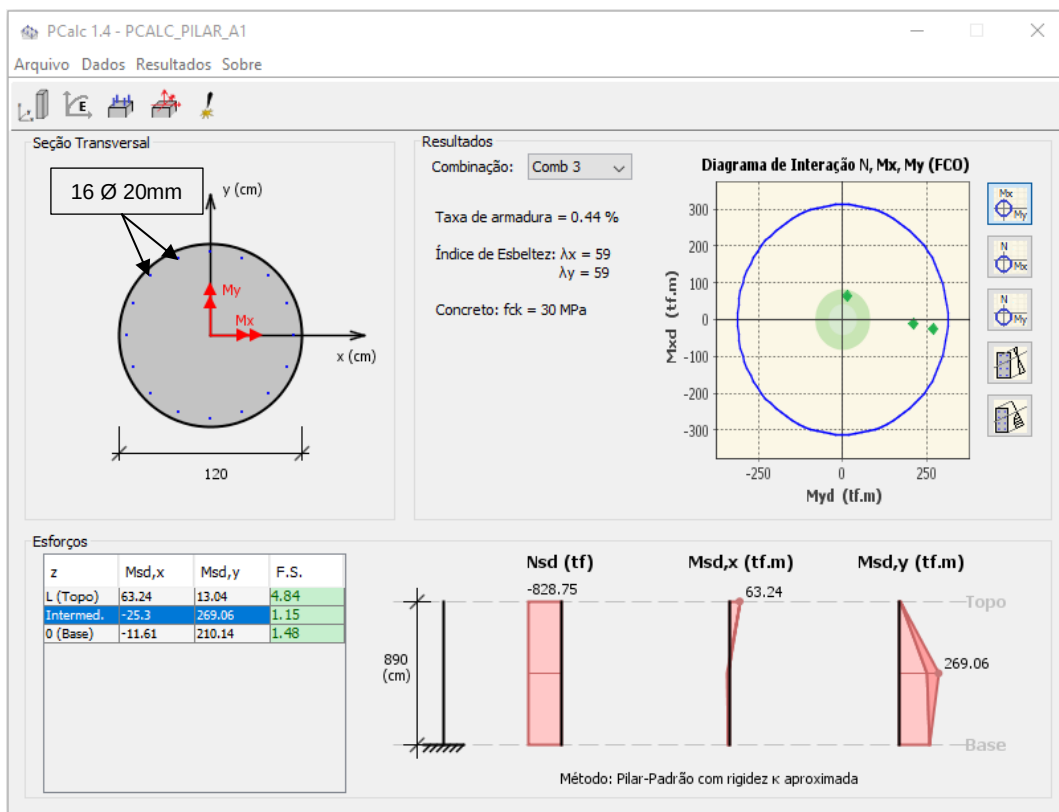
22.1 Dimensionamento dos pilares A1 ao A7

$A_{smin} = 0,4\%A_c = 45,24\text{cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 20\text{mm}$

- Verificação da capacidade do pilar A1=A7

PILAR DO APOIO A1=A7			
CARREGAMENTO	Nk (tf)	ML (tf.m)	MT (tf.m)
Permanente	425,00	32,70	-38,70
		-95,80	17,50
Carga Móvel	170,00	46,40	-20,80
		23,90	-4,10
Frenagem/Aceleração	0,00	-14,00	0,00
		41,00	0,00
Def. Impostas	0,00	-42,40	-5,30
		126,00	2,20
Vento	0,00	0,00	23,90
		0,00	-25,80
Água	0,00	0,00	0,00
		0,00	-11,90
ATERRO+CM	0,00	-28,80	0,00
		85,80	0,00

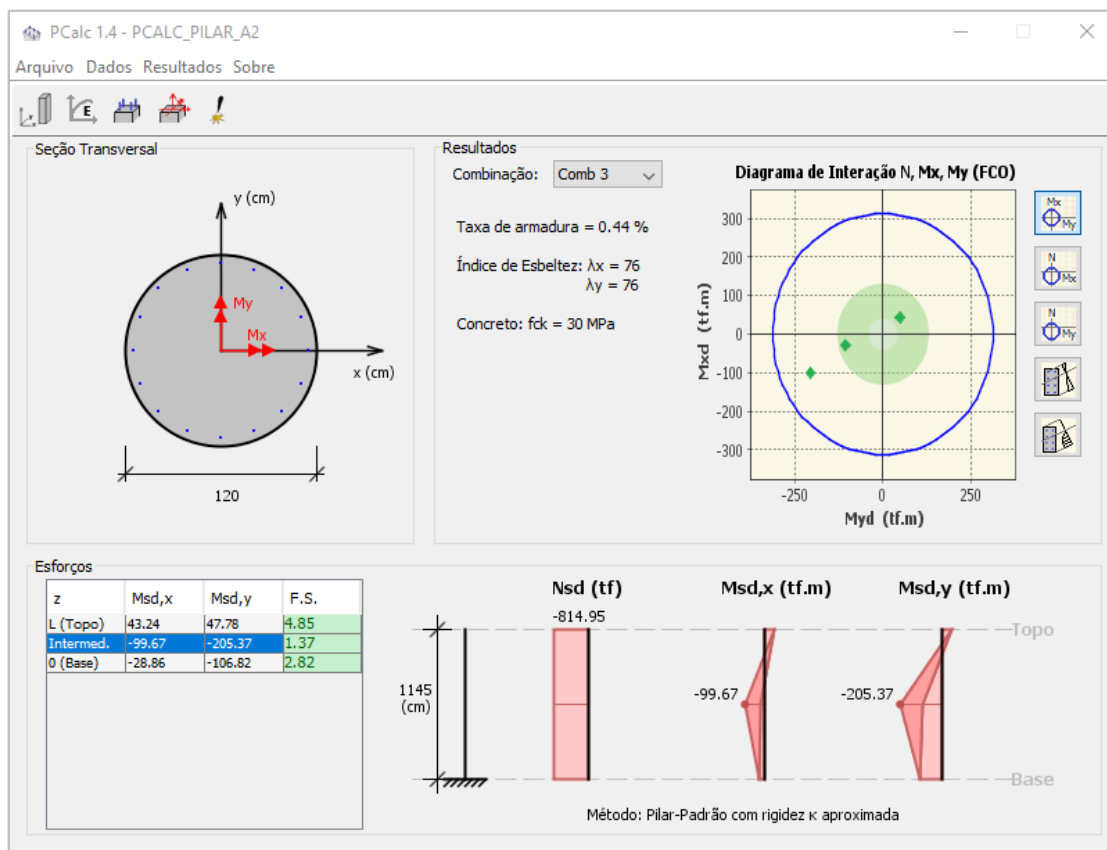
$F_{Ed} = \sum \gamma_g F_{GEd,k} + \gamma_q \left(F_{QEd,k} + \sum \psi_{0i} F_{QEd,k} \right)$	Nd	MdL (tf.m)	MdT (tf.m)
Combinação 1	828,75	28,20	-67,19
		160,41	-14,51
Combinação 2	828,75	1,02	-57,83
		168,11	-12,67
Combinação 3	828,75	-13,04	-63,24
		210,14	-11,61
Combinação 4	828,75	7,32	-49,22
		149,66	-27,12



- Verificação da capacidade do pilar A2=A6

PILAR DO APOIO A2=A6			
CARREGAMENTO	Nk (tf)	ML (tf.m)	MT (tf.m)
Permanente	417,00	0,00	-30,10
		-34,70	14,20
Carga Móvel	168,00	45,50	-16,90
		29,50	-5,50
Frenagem/Aceleração	0,00	0,00	0,00
		22,10	0,00
Def. Impostas	0,00	0,00	-3,70
		45,80	1,70
Vento	0,00	0,00	27,20
		0,00	-28,80
Água	0,00	0,00	0,00
		0,00	-20,10
ATERRO+CM	0,00	0,00	0,00
		31,80	0,00

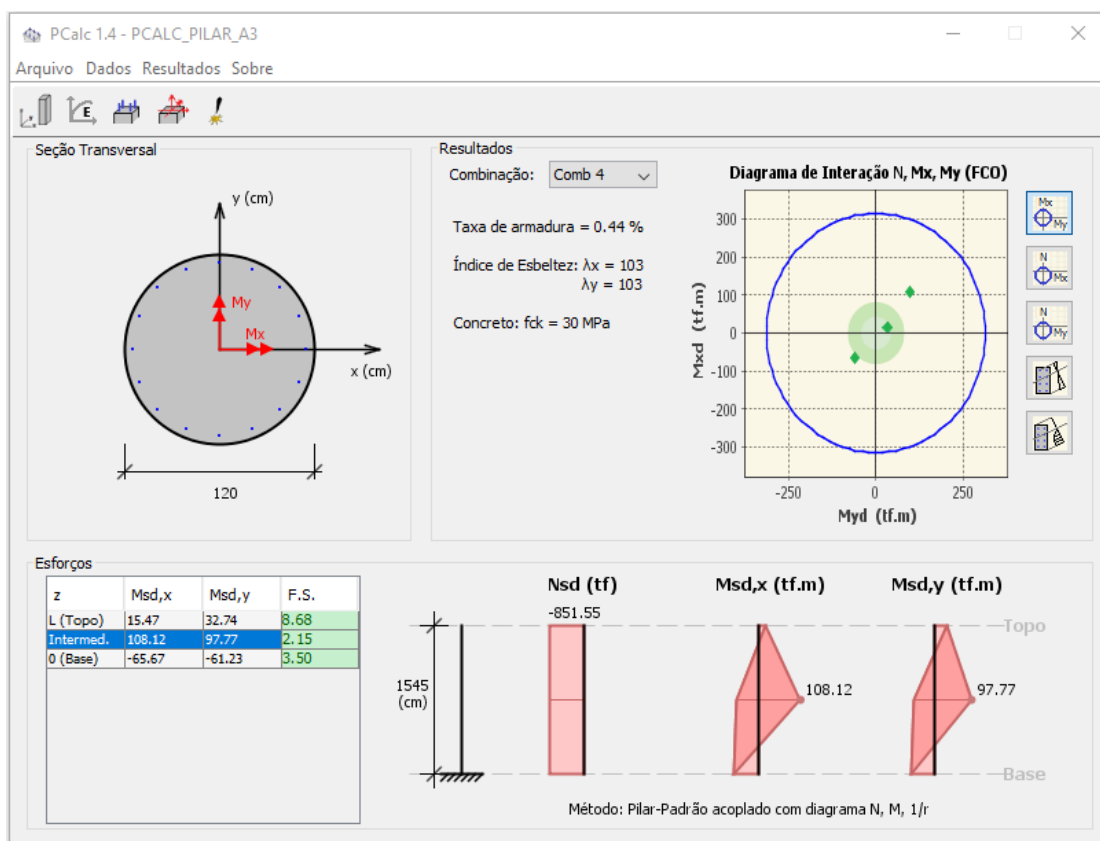
$F_d = \sum \gamma_g F_{GUA} + \gamma_q \left(F_{QUA} + \sum \gamma_{q1} F_{Q1A} \right)$	Nd	MdL (tf.m)	MdT (tf.m)
Combinação 1	814,95	68,25	-45,80
		98,11	-32,15
Combinação 2	814,95	47,78	-38,20
		94,78	-29,67
Combinação 3	814,95	47,78	-43,24
		106,82	-28,86
Combinação 4	814,95	47,78	-28,40
		84,83	-45,80



- Verificação da capacidade do pilar A3=A5

PILAR DO APOIO A3=A5			
CARREGAMENTO	Nk (tf)	ML (tf.m)	MT (tf.m)
Permanente	443,00	8,10	-24,10
		-14,80	11,60
Carga Móvel	169,00	37,10	-15,70
		27,80	-4,50
Frenagem/Aceleração	0,00	-9,20	0,00
		17,10	0,00
Def. Impostas	0,00	-10,40	-3,40
		19,50	1,60
Vento	0,00	0,00	30,00
		0,00	-31,40
Água	0,00	0,00	0,00
		0,00	-33,80
ATERRO+CM	0,00	0,00	0,00
		14,30	0,00

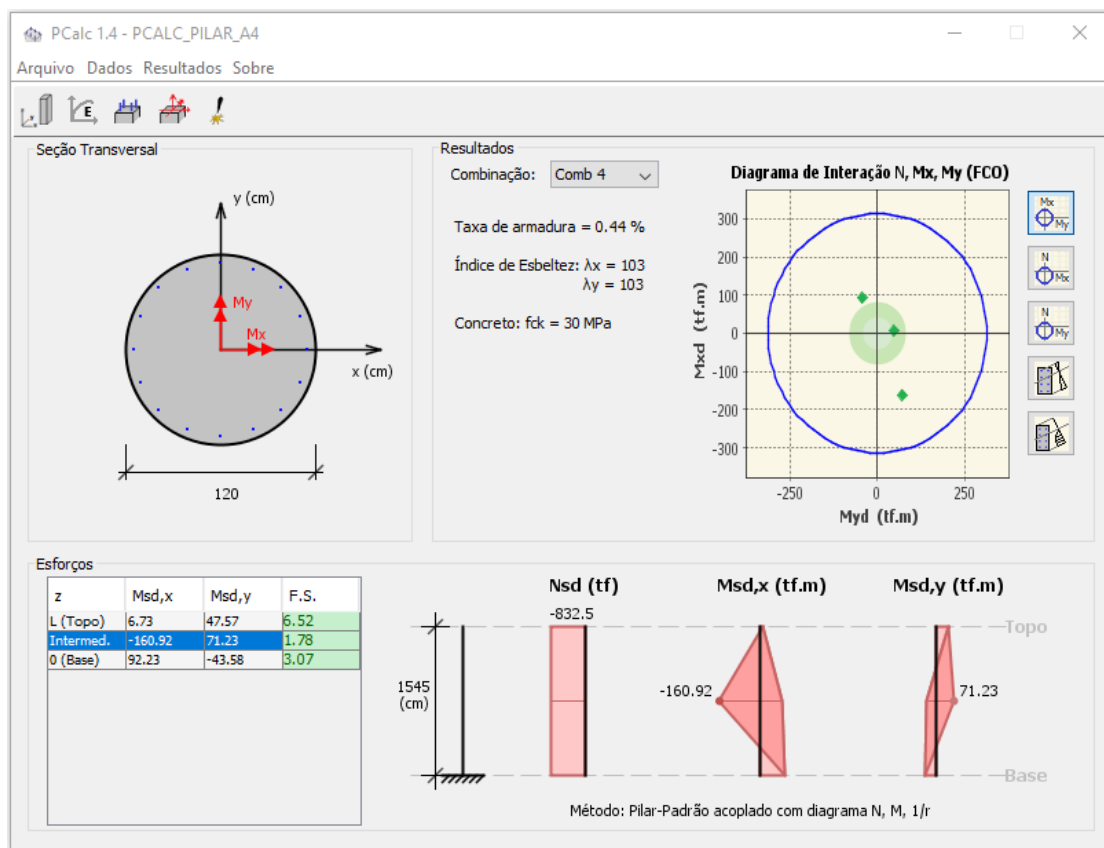
$F_d = \sum_{i=1}^n \gamma_i F_{G,i,k} + \gamma_q \left[F_{Q,1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} F_{Q,i,k} \right]$	Nd	MdL (tf.m)	MdT (tf.m)
Combinação 1	851,55	49,44	-33,33
		73,74	-50,11
Combinação 2	851,55	28,60	-26,27
		68,92	-48,09
Combinação 3	851,55	27,75	-31,50
		70,59	-47,32
Combinação 4	851,55	32,74	-15,47
		61,23	-65,67



- Verificação da capacidade do pilar A4

PILAR DO APOIO A4			
CARREGAMENTO	Nk (tf)	ML (tf.m)	MT (tf.m)
Permanente	430,00	0,00	-23,20
		0,00	11,20
Carga Móvel	168,00	45,30	-14,60
		29,00	-6,50
Frenagem/Aceleração	0,00	0,00	0,00
		12,50	0,00
Def. Impostas	0,00	0,00	-2,80
		0,00	1,30
Vento	0,00	0,00	42,00
		0,00	-43,90
Água	0,00	0,00	5,00
		0,00	-40,00
ATERRO+CM	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00

$F_d = \sum \gamma_g F_{G,i,k} + \gamma_q \left(F_{Q,i,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Q,j,k} \right)$	Nd	MdL (tf.m)	MdT (tf.m)
Combinação 1	832,50	67,95	-14,96
		56,63	-70,57
Combinação 2	832,50	47,57	-8,39
		49,20	-67,65
Combinação 3	832,50	47,57	-14,77
		43,58	-67,02
Combinação 4	832,50	47,57	6,73
		43,58	-92,23



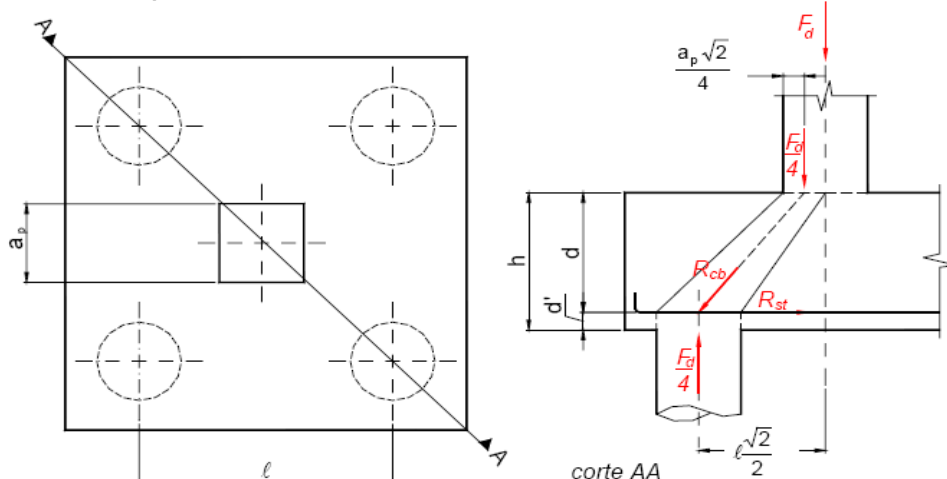
23 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

- Blocos centrais A1 a A7:

$$N_d = 1,35 \times (443 + 54,15) + 1,5 \times 169 = 924,65 \text{ tf}$$

Dimensionamento de blocos pelo método das bielas e tirantes

Bloco sobre quatro estacas



Dimensões:

ap:	120,00 cm	0,00 cm
L:	250,00 cm	
Ø est:	100,00 cm	
d:	140,00 cm	

Materiais:

fck:	300 kgf/cm ²
fyk:	5000 kgf/cm ²

Esforços:

Fd:	924,65 tf
-----	-----------

$$\phi = \arctg \left(\frac{d}{\frac{\ell \sqrt{2}}{2} - \frac{a_p \sqrt{2}}{4}} \right) = \begin{matrix} 0,81 \text{ rad} \\ 46,18^\circ \end{matrix}$$

Verificação do tirante:

Esforço no tirante:

$$R_{st} = \frac{F_d (2\ell - a_p)}{16d} = 156,86 \text{ tf}$$

Armadura do tirante (com adicional de 15% em R_{st}):

$$A_s = \frac{R_{st}}{F_{yd}} = 41,49 \text{ cm}^2$$

Armação segundo os lados

Distribuir 20% da armação entre as estacas:

$$8,30 \text{ cm}^2$$

Verificação da biela:

Próximo ao pilar:

Força atuante na biela:

$$R_{cb} = \frac{F_d}{4 \sin \phi} = 320,38 \text{ tf}$$

Área da biela na base do pilar:

$$A_{b,p} = 0,25 \cdot A_p \cdot \sin \phi = 2.040,04 \text{ cm}^2$$

Tensão normal na biela junto ao pilar:

$$\sigma_{cb,p} = \frac{R_{cb}}{A_{b,p}} = 157,05 \text{ kgf/cm}^2$$

Próximo à estaca:

Área da biela no topo da estaca:

$$A_{b,e} = A_e \cdot \sin \phi = 5.666,77 \text{ cm}^2$$

Tensão normal na biela junto à estaca:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{R_{cb}}{A_{b,e}} = 56,54 \text{ kgf/cm}^2$$

Verificação das tensões limite nas bielas:

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 \times 300 = 405,00 \text{ kgf/cm}^2$$

Biela na base do pilar ok!
Biela no topo da estaca ok!

24 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

24.1 Estacas dos encontros

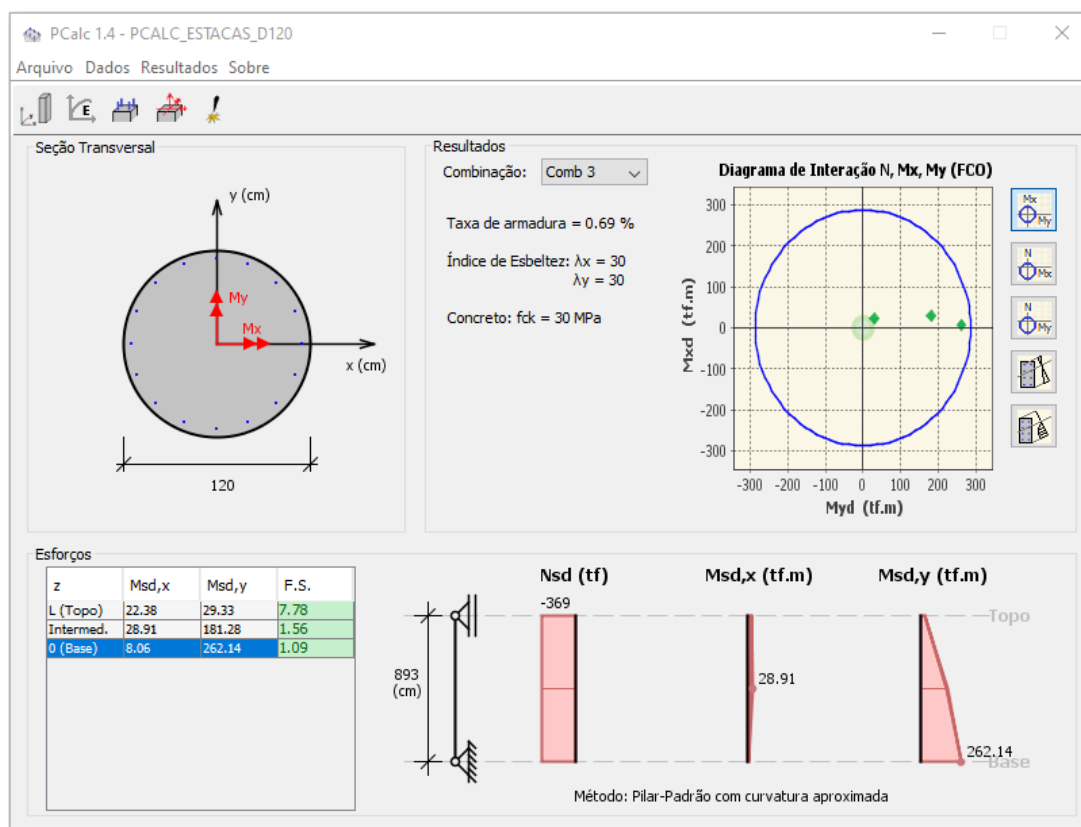
- Verificação da seção transversal

D = 120cm

AS_{min} = 0,4%Ac = 45,24cm² → 10 Ø 25mm → adotado: 16 Ø 25mm

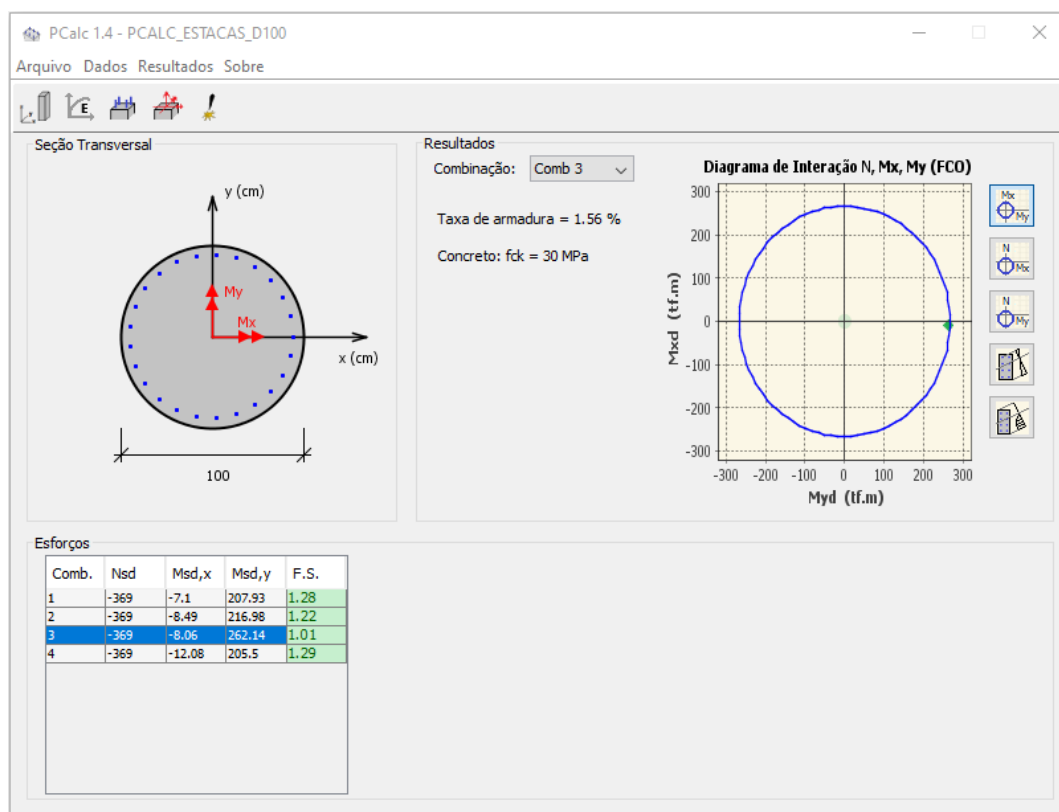
ESTACA DO ENCONTRO E1=E2			
CARREGAMENTO	Nk (tf)	ML (tf.m)	MT (tf.m)
Permanente	173,00	0,00	10,70
		-90,30	-5,20
Carga Móvel	90,30	5,40	6,00
		5,40	3,10
Frenagem/Aceleração	0,00	0,00	0,00
		25,50	0,00
Def. Impostas	0,00	0,00	-2,00
		118,00	0,90
Vento	0,00	0,00	5,60
		0,00	-6,40
ATERRO+CM	0,00	-25,00	0,00
		150,00	0,00

$F_d = \sum \gamma_g F_{Gd,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum \psi_{0i} F_{Qi,k} \right]$	Nd	MdL (tf.m)	MdT (tf.m)
Combinação 1	369,00	-26,90	26,71
		207,93	-7,10
Combinação 2	369,00	-29,33	24,01
		216,98	-8,49
Combinação 3	369,00	-29,33	22,38
		262,14	-8,06
Combinação 4	369,00	-29,33	26,03
		205,50	-12,08



$D = 100\text{cm}$

$A_{s\min} = 0,4\%A_c = 31,41\text{cm}^2 \rightarrow \text{adotado } 25\varnothing 25\text{mm}$



- Cálculo do embutimento

Baseado nos esforços aplicados nas fundações adotou-se estaca escavada com $\phi = 120\text{cm}$ e pino na rocha com diâmetro de $\phi = 100\text{cm}$.

Conforme Cabral e Antunes (2000), na maioria dos casos de estacas embutidas em rocha, devido à grande diferença dos coeficientes de rigidez do solo e da rocha, apenas se considera a capacidade de carga do trecho em rocha, desprezando-se a contribuição do solo e usando um coeficiente de segurança global igual a 3.

Para o dimensionamento utilizou-se como referência as sondagens SM-E01 e SM-E02 (encontros E1 e E2), com a seguinte característica: rocha tipo gnaíse.

Dados:

Concreto da estaca: $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ (Tabela 4 da NBR 6122)

Tensão de trabalho na estaca: adotar 5 Mpa

Diâmetro do pino: $\phi_n = 100\text{cm}$

Utilizando-se o método de Cabral e Antunes (2000), para o cálculo da resistência de ponta unitária (σ_p), tem-se que:

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} \text{ (valor máx. } 8,0 \text{ MPa)}$$

Onde, β_p é um valor adimensional de correlação e σ_c é a resistência à compressão da rocha, conforme tabelas abaixo:

Coeficiente de correlação β_p .

TIPO DE ROCHA	β_p	
	Varição	Média
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

Valores indicativos de σ_c .

TIPO DE ROCHA	σ_c (Mpa)
Rochas ígneas e metamórficas(Basaltos, gnaisses e granitos	70 a 250
Rochas metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40 a 90
Rochas Sedimentares bem cimentadas (Arenitos, calcários e siltitos)	30 a 80

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

Tendo em vista as características do perfil geotécnico apresentado nas sondagens SM-E01 (Apoio E1) e SM-E02 (Apoio E2) serão dimensionadas as estacas para os dois apoios, devido à similaridade geotécnica.

Tensão de ponta:

Para rocha alterada: $\beta_p = 0,24 \text{ a } 0,36$ Adotar: $\beta_p = 0,3$

Para rochas metamórficas: $\sigma_c = 70 \text{ a } 250$ Adotar: $\sigma_c = 150 \text{ Mpa}$

Logo, temos que:

$$\sigma_p = \frac{0,3 \cdot 150}{FS} = \frac{45 \text{ Mpa}}{3} = 15 \text{ Mpa e adotado } 8 \text{ Mpa}$$

Para o cálculo da resistência de atrito lateral unitária (σ_l), que por razões executivas deve ser 2,5% a 3,5% da resistência de ponta, Cabral e Antunes propõem a seguinte limitação:

$$\sigma_l < f_{ck}/15 \text{ (valor máximo } 1,3 \text{ Mpa)}$$

$$\sigma_l = 0,035 \cdot \sigma_p = 0,035 \cdot 8,0 \quad \sigma_l = 0,28 \text{ Mpa}$$

As cargas atuantes nos encontros são dadas pelas reações das vigas e da travessa de apoio. Para os encontros serão adotadas estacas de $\phi = 120 \text{ cm}$, com pino em rocha de $\phi = 100 \text{ cm}$, com 5,0 metros de embutimento.

$$P_p = A_p \cdot \sigma_p = \frac{\pi \cdot (100)^2}{4} \cdot 0,08 \quad P_p = 628,31 \text{ tf}$$

$$P_l = \pi \cdot d \cdot \sigma_l \cdot L = \pi \cdot 100 \cdot (0,0028) \cdot 500 \quad P_l = 439,82 \text{ tf}$$

$$P_{adm} = \frac{P_p + P_l}{3} = \frac{628,31 + 439,82}{3} \quad P_{adm} = 356 \text{ tf}$$

$$N_k = 263 \text{ tf / estaca}$$

24.2 Estacas dos apoios intermediários

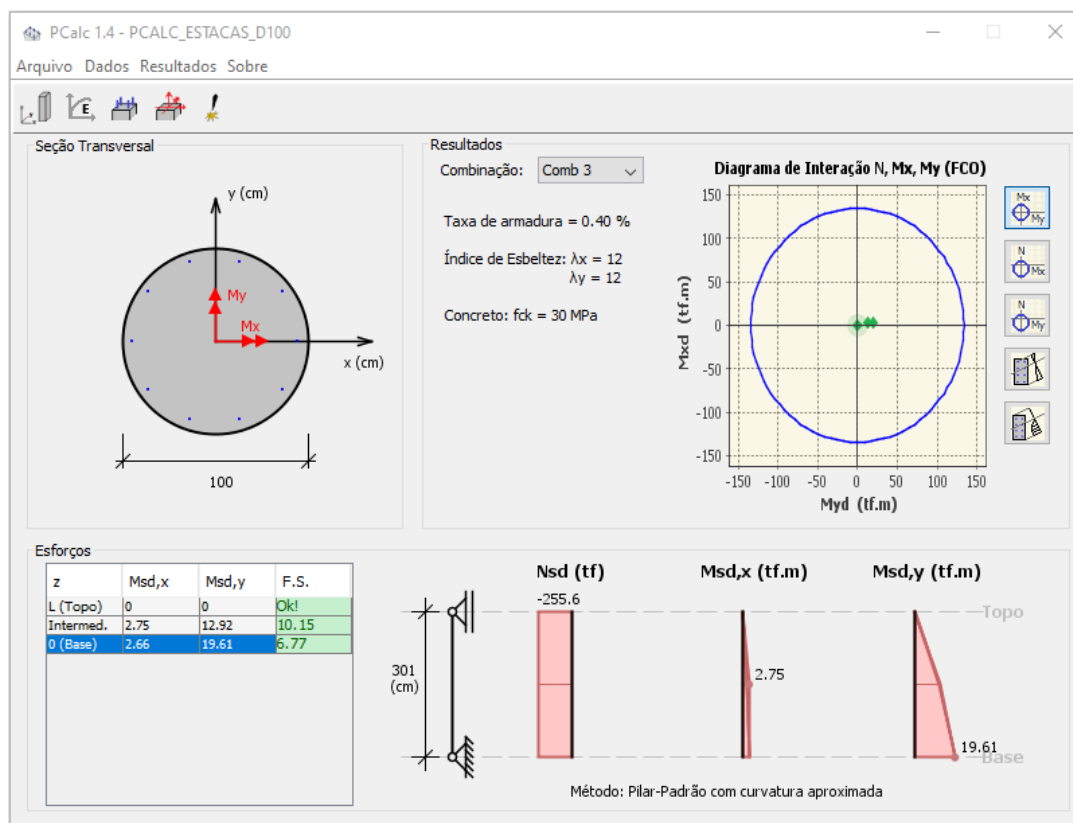
- Verificação da seção transversal

D = 100cm

AS_{min} = 0,4%Ac = 31,42cm² → 10 Ø 20mm → adotado: 12 Ø 20mm

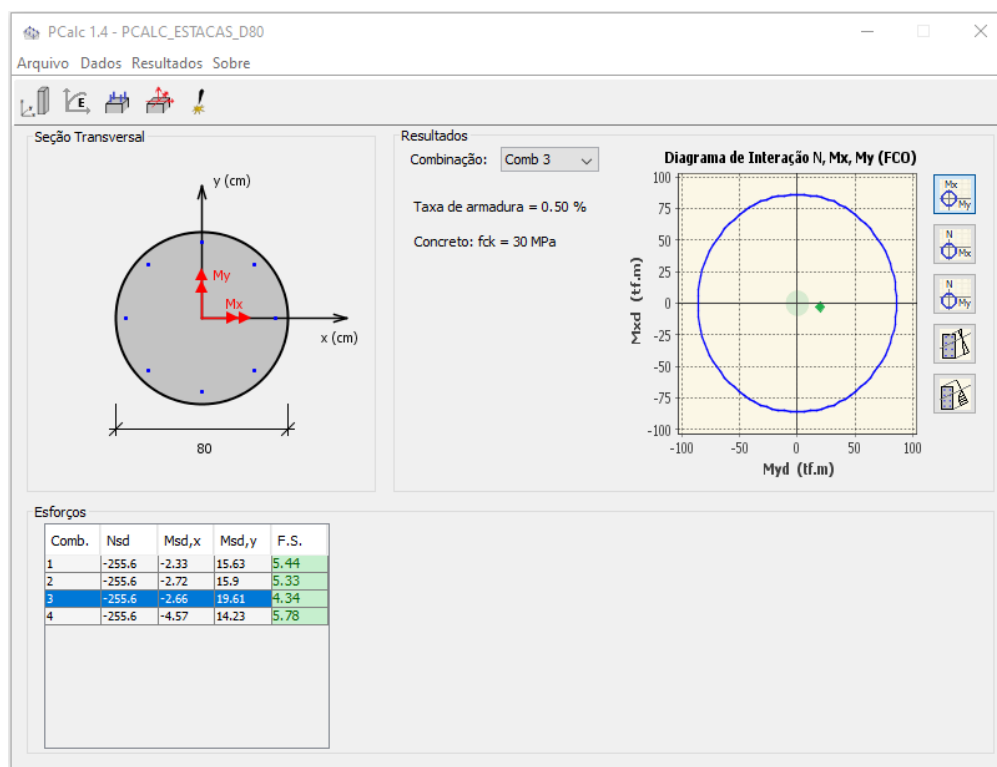
ESTACA DOS APOIOS A1aA7			
CARREGAMENTO	Nk (tf)	ML (tf.m)	MT (tf.m)
Permanente	143,00	0,00	0,00
		-8,60	1,30
Carga Móvel	41,70	0,00	0,00
		3,10	0,87
Frenagem/Aceleração	0,00	0,00	0,00
		3,70	0,00
Def. Impostas	0,00	0,00	0,00
		11,20	0,12
Vento	0,00	0,00	0,00
		0,00	-3,30
Água	0,00	0,00	0,00
		0,00	-2,70
ATERRO+CM	0,00	0,00	0,00
		7,60	0,00

$F_d = \sum \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum \gamma_{Qj} F_{Qj,k} \right)$	Nd	MdL (tf.m)	MdT (tf.m)
Combinação 1	255,60	0,00	0,00
		15,63	-2,33
Combinação 2	255,60	0,00	0,00
		15,90	-2,72
Combinação 3	255,60	0,00	0,00
		19,61	-2,66
Combinação 4	255,60	0,00	0,00
		14,23	-4,57



$D = 80\text{cm}$

$A_{s\min} = 0,4\%A_c = 20,11\text{cm}^2 \rightarrow \text{adotado } 12\varnothing 16\text{mm}$



Nos apoios intermediários, devido aos esforços aplicados nas fundações, adotou-se estaca escavada com pino na rocha com diâmetro de $\phi = 80\text{cm}$.

Conforme Cabral e Antunes (2000), na maioria dos casos de estacas embutidas em rocha, devido à grande diferença dos coeficientes de rigidez do solo e da rocha, apenas se considera a capacidade de carga do trecho em rocha, desprezando-se a contribuição do solo e usando um coeficiente de segurança global igual a 3.

Para o dimensionamento utilizou-se como referência a sondagem intermediária SM-A1 (Apoio A1), com a seguinte característica: rocha tipo gnaiss.

Dados:

Concreto da estaca: $f_{ck} = 30\text{ Mpa}$ (Tabela 4 da NBR 6122:2019)

Tensão de trabalho na estaca: adotar 5 Mpa

Diâmetro do pino: $\phi_n = 80\text{cm}$

Utilizando-se o método de Cabral e Antunes (2000), para o cálculo da resistência de ponta unitária (σ_p), tem-se que:

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} \text{ (valor máx. } 8,0\text{ MPa)}$$

Onde, β_p é um valor adimensional de correlação e σ_c é a resistência à compressão da rocha, conforme tabelas abaixo:

Coeficiente de correlação β_p .

TIPO DE ROCHA	β_p	
	Varição	Média
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

Valores indicativos de σ_c .

TIPO DE ROCHA	σ_c (Mpa)
Rochas ígneas e metamórficas(Basaltos, gnaisses e granitos)	70 a 250
Rochas metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40 a 90
Rochas Sedimentares bem cimentadas (Arenitos, calcários e siltitos)	30 a 80

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

Tendo em vista as características do perfil geotécnico apresentado na sondagem SM-A1 (Apoio A1) será dimensionada a estaca com os seguintes dados.

Tensão de ponta:

Para rocha alterada: $\beta_p = 0,24 \text{ a } 0,36$ Adotar: $\beta_p = 0,3$

Para rochas metamórficas: $\sigma_c = 70 \text{ a } 250$ Adotar: $\sigma_c = 150 \text{ Mpa}$

Logo, temos que:

$$\sigma_p = \frac{0,3 \cdot 150}{FS} = \frac{45 \text{ MPa}}{3} = 15 \text{ MPa e adotado } 8 \text{ MPa}$$

Para o cálculo da resistência de atrito lateral unitária (σ_l), que por razões executivas deve ser 2,5% a 3,5% da resistência de ponta, Cabral e Antunes propõem a seguinte limitação:

$$\sigma_l < \frac{f_{ck}}{15} \text{ (valor máximo } 1,3 \text{ MPa)}$$

$$\sigma_l = 0,03 \cdot \sigma_p = 0,03 \cdot 8,0 \quad \sigma_l = 0,24 \text{ MPa}$$

As cargas atuantes nos encontros são dadas pelas reações das vigas e da travessa de apoio. Para os apoios intermediários serão adotadas estacas de $\phi = 100 \text{ cm}$, com pino em rocha de $\phi = 80 \text{ cm}$, com 5,0 metros de embutimento.

$$P_p = A_p \cdot \sigma_p = \frac{\pi \cdot (80)^2}{4} \cdot 0,08$$

$$P_p = 402,12 \text{ tf}$$

$$P_l = \pi \cdot d \cdot \sigma_l \cdot L = \pi \cdot 80 \cdot (0,0024) \cdot 500$$

$$P_l = 301,59 \text{ tf}$$

$$P_{adm} = \frac{P_p + P_l}{3} = \frac{402,12 + 301,59}{3}$$

$$P_{adm} = 234,57 \text{ tf}$$

Nke = 184,7 tf / estaca

25 MEMÓRIA DE QUANTIDADES

1- INFRAESTRUTURA

ESTACAS:

1.1- Estaca escavada circular em solo - confecção - (m³)

$$Volume(D; h) := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$$

$$Volume_E1 := 3 \cdot Volume(120 \text{ cm}; 8,93 \text{ m}) = 30,3 \text{ m}^3$$

$$Volume_E2 := 3 \cdot Volume(120 \text{ cm}; 7,61 \text{ m}) = 25,82 \text{ m}^3$$

$$Le := 1,7 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + 3,0 \text{ m} + 1,0 \text{ m} + 1,1 \text{ m} = 8,5 \text{ m}$$

$$Volume_An := 8 \cdot Volume(100 \text{ cm}; Le) = 53,41 \text{ m}^3$$

$$Volume_estaca_solo := Volume_E1 + Volume_E2 + Volume_An = 109,53 \text{ m}^3$$

1.2- Escavação em solo - (m)

$$L120 := 3 \cdot (8,93 \text{ m} + 7,61 \text{ m}) = 49,62 \text{ m}$$

$$L100 := 8 \cdot (Le) = 68 \text{ m}$$

1.3- Estaca escavada circular em rocha - confecção - (m³)

$$Volume(D; h) := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$$

$$Volume_E1 := 3 \cdot Volume(100 \text{ cm}; 5 \text{ m}) = 11,78 \text{ m}^3$$

$$Volume_E2 := 3 \cdot Volume(100 \text{ cm}; 5 \text{ m}) = 11,78 \text{ m}^3$$

$$Ler := 7 \cdot 5 \text{ m} = 35 \text{ m}$$

$$Volume_An := 8 \cdot Volume(80 \text{ cm}; Ler) = 140,74 \text{ m}^3$$

$$Volume_estaca_rocha := Volume_E1 + Volume_E2 + Volume_An = 164,31 \text{ m}^3$$

1.4- Escavação em rocha - (m)

$$Lr100 := 3 \cdot (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) = 30 \text{ m}$$

$$Lr80 := 8 \cdot (Ler) = 280 \text{ m}$$

1.5- Camisa metálica de 9,5mm

$$L_Camisa_100 := 8 \cdot (2,71 \text{ m} + 6,61 \text{ m}) = 74,56 \text{ m}$$

BLOCOS:

1.1- Bloco sobre estacas

$$L_Bloco := 380 \text{ cm}$$

$Qtd_Apoios := 7$

$Qtd_Fundo := 3$

$C_Bloco := 380 \text{ cm}$

$h_Bloco := 150 \text{ cm}$

$Volume_Bloco := 2 \cdot (Qtd_Apoios \cdot L_Bloco \cdot C_Bloco \cdot h_Bloco) = 303,24 \text{ m}^3$

$Area_Bloco := 2 \cdot (Qtd_Apoios \cdot 2 \cdot (L_Bloco + C_Bloco) \cdot h_Bloco) + 2 \cdot Qtd_Fundo \cdot L_Bloco \cdot C_Bloco = 405,84 \text{ m}^2$

1.2- Viga de travamento

$L_Viga := 40 \text{ cm}$

$C_Viga := 300 \text{ cm}$

$h_Viga := 60 \text{ cm}$

$Volume_Viga := Qtd_Apoios \cdot L_Viga \cdot C_Viga \cdot h_Viga = 5,04 \text{ m}^3$

$Area_Viga := Qtd_Apoios \cdot 2 \cdot (L_Viga + C_Bloco) \cdot h_Viga = 35,28 \text{ m}^2$

1.1- Concreto Submerso $f_{ck} = 30\text{MPa}$, inclusive mão de obra e material - (m^3)

$Volume_estaca := Volume_estaca_solo + Volume_estaca_rocha = 273,83 \text{ m}^3$

1.2- Concreto Estrutural $f_{ck} = 30\text{MPa}$, inclusive mão de obra e material - (m^3)

$Volume_blocos := Volume_Bloco + Volume_Viga = 308,28 \text{ m}^3$

1.3- Confeccção e Posicionamento de Formas externas de Madeira Resinada (m^2)

$Forma_blocos := Area_Bloco + Area_Viga = 441,12 \text{ m}^2$

1.4- Fornecimento, Preparo e Colocação de Aço CA-50, inclusive mão de obra - (kg)

$Aço_estaca := 23441 \text{ kg}$

$Aço_bloco := 17577 \text{ kg}$

2- MESOESTRUTURA

TRAVESSA DO ENCONTRO E1 e E2

Travessa:

$Largura := 10,8 \text{ m}$

$bw_travessa := 160 \text{ cm}$

$h_travessa := 120 \text{ cm}$

$Area_lateral := bw_travessa \cdot h_travessa$

$Volume_travessa := Area_lateral \cdot Largura = 20,736 \text{ m}^3$

$Area_frente := h_travessa \cdot Largura$

$$\text{Area_travessa} := 2 \cdot \text{Area_lateral} + 2 \cdot \text{Area_frente} = 29,76 \text{ m}^2$$

Console da travessa:

$$\text{Area_console} := \frac{(50 \text{ cm} + 20 \text{ cm})}{2} \cdot 30 \text{ cm} = 0,105 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume_console} := \text{Area_console} \cdot \text{Largura} = 1,134 \text{ m}^3$$

Console LT:

$$\text{Area_console_LT} := \frac{(50 \text{ cm} + 20 \text{ cm})}{2} \cdot 30 \text{ cm} = 0,105 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume_console_LT} := \text{Area_console_LT} \cdot 12 \text{ m} = 1,26 \text{ m}^3$$

Cortina:

$$h_cortina := 168 \text{ cm} + 60 \text{ cm} + 15 \text{ cm} = 2,43 \text{ m}$$

$$\text{Area_lateral} := 25 \text{ cm} \cdot h_cortina = 0,6075 \text{ m}^2$$

$$\text{Area_frente} := h_cortina \cdot \text{Largura} = 26,24 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume_cortina} := \text{Area_lateral} \cdot \text{Largura} = 6,56 \text{ m}^3$$

$$\text{Area_cortina} := 2 \cdot \text{Area_lateral} + 2 \cdot \text{Area_frente} = 53,7 \text{ m}^2$$

ALA

$$\text{Ala_comp} := 410 \text{ cm} - 25 \text{ cm} = 3,85 \text{ m}$$

$$\text{Ala_40} := 40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 0,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Ala_lateral} := \frac{(20 \text{ cm} + 188 \text{ cm})}{2} \cdot (\text{Ala_comp} - 50 \text{ cm}) + 50 \text{ cm} \cdot 188 \text{ cm} = 4,42 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume_ala} := \text{Ala_40} \cdot \text{Ala_comp} + \text{Ala_lateral} \cdot 25 \text{ cm} = 1,72 \text{ m}^3$$

$$\text{Area_ala1} := \text{Ala_40} + 25 \text{ cm} \cdot \left(\sqrt{((110 \text{ cm})^2 + (150 \text{ cm})^2)} + 20 \text{ cm} + 50 \text{ cm} \right) = 0,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Area_ala2} := 2 \cdot \text{Ala_lateral} + 2 \cdot 40 \text{ cm} \cdot \text{Ala_comp} + 15 \text{ cm} \cdot \text{Ala_comp} = 12,51 \text{ m}^2$$

$$\text{Area_ala} := \text{Area_ala1} + \text{Area_ala2} = 13,31 \text{ m}^2$$

BERÇO

$$\text{Base} := 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}^2$$

$$h_base := 1 \text{ cm} + 8,8 \text{ cm}$$

$$\text{Volume_berço} := \text{Base} \cdot 2 \cdot h_base = 0,07 \text{ m}^3$$

$$\text{Area_berço} := 4 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 2 \cdot h_base = 0,47 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume_Encontro} := \text{Volume_travessa} + \text{Volume_console} + \text{Volume_console_LT} + \\ + \text{Volume_cortina} + \text{Volume_ala} \cdot 2 + \text{Volume_berço}$$

$$\text{Area_Encontro} := \text{Area_berço} + 2 \cdot \text{Area_console} + 2 \cdot \text{Area_console_LT} + \text{Area_cortina} + \\ + \text{Area_travessa} + 2 \cdot \text{Area_ala}$$

$$\text{Volume_magro} := (10 \text{ cm} \cdot \text{bw_travessa} \cdot \text{Largura}) \cdot 2 = 3,46 \text{ m}^3$$

Escoramento:

$$\text{L_travessa_E} := \text{bw_travessa} + 50 \text{ cm}$$

$$\text{C_travessa_E} := \text{h_travessa}$$

$$\text{V_travessa_E} := \text{L_travessa_E} \cdot \text{C_travessa_E} \cdot \text{Largura} = 27,22 \text{ m}^3$$

$$\text{V_ala} := \text{Ala_comp} \cdot 50 \text{ cm} \cdot \text{h_cortina} = 4,68 \text{ m}^3$$

TRAVESSA DO APOIO

Travessa

$$\text{Largura} := 10,8 \text{ m}$$

$$\text{bw_travessa} := 180 \text{ cm}$$

$$\text{h_travessa} := 140 \text{ cm}$$

$$\text{Qtd_travessa} := 7$$

$$\text{Area_lateral} := \text{bw_travessa} \cdot \text{h_travessa}$$

$$\text{Volume_travessa} := \text{Area_lateral} \cdot \text{Largura} = 27,22 \text{ m}^3$$

$$\text{Area_frente} := \text{h_travessa} \cdot \text{Largura}$$

$$\text{Area_travessa} := 2 \cdot \text{Area_lateral} + 2 \cdot \text{Area_frente} = 35,28 \text{ m}^2$$

Console travessa:

$$\text{Area_console} := \frac{(50 \text{ cm} + 20 \text{ cm})}{2} \cdot 30 \text{ cm} = 0,105 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume_console} := \text{Area_console} \cdot \text{Largura} = 1,134 \text{ m}^3$$

BERÇO

$$\text{Base} := 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\text{h_base} := 1 \text{ cm} + 8,8 \text{ cm}$$

$$\text{Volume_berço} := \text{Base} \cdot 2 \cdot \text{h_base} = 0,07 \text{ m}^3$$

$$\text{Area_berço} := 4 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 2 \cdot \text{h_base} = 0,47 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume_Apoio} := \text{Volume_travessa} + \text{Volume_console} \cdot 2 + \text{Volume_berço} \cdot 2$$

$$\text{Area_Apoio} := \text{Area_berço} \cdot 2 + \text{Area_console} \cdot 2 + \text{Area_travessa}$$

Escoramento:

$$\text{Alturas_pilar} := 750 \text{ cm} + 1005 \text{ cm} + 3 \cdot 1405 \text{ cm} + 827 \text{ cm} + 675 \text{ cm}$$

$$\text{L_travessa_A} := \text{bw_travessa} + 50 \text{ cm}$$

$$\text{C_travessa_A} := \text{h_travessa} \cdot \text{Qtd_travessa} + \text{Alturas_pilar}$$

$$\text{V_travessa_A} := \text{L_travessa_A} \cdot \text{C_travessa_A} \cdot \text{Largura} = 2099,48 \text{ m}^3$$

Pilar:

$$\text{Volume_pilar} := \text{Volume} (120 \text{ cm}; \text{Alturas_pilar}) \cdot 2 = 169,01 \text{ m}^3$$

$$\text{Forma_pilar} := (\pi \cdot 120 \text{ cm} \cdot \text{Alturas_pilar}) \cdot 2 = 563,38 \text{ m}^2$$

$$\text{Aço_pilar} := 11791 \text{ kg}$$

2.1- Concreto Estrutural fck = 30MPa, inclusive mão de obra e material - (m³)

$$\text{Volume_fck30} := \text{Volume_Encontro} \cdot 2 + \text{Volume_Apoio} \cdot \text{Qtd_travessa} + \text{Volume_pilar} = 442,8 \text{ m}^3$$

2.2- Confeção e Posicionamento de Formas externas de Madeira Resinada

$$\text{Forma_meso} := \text{Area_Encontro} \cdot 2 + \text{Area_Apoio} \cdot \text{Qtd_travessa} + \text{Forma_pilar} = 1040,32 \text{ m}^2$$

2.3- Fornecimento, Preparo e Colocação de Aço CA-50, inclusive mão de obra - (kg)

$$\text{Aço_encontro} := 8320 \text{ kg}$$

$$\text{Aço_travessa} := 28959 \text{ kg}$$

$$\text{Aço_Meso} := \text{Aço_encontro} + \text{Aço_travessa} + \text{Aço_pilar} = 49070 \text{ kg}$$

2.4- Concreto magro - (m³)

$$\text{Volume_magro} = 3,46 \text{ m}^3$$

2.5- Escoramento de madeira - (m³)

$$\text{Volume_travessa} := (\text{V_travessa_E} + \text{V_ala} \cdot 2) \cdot 2 + \text{V_travessa_A} = 2172,62 \text{ m}^3$$

2.6- Grout para regularização - (m³)

$$\text{Quantidade_aparelho} := 16 \cdot 4$$

$$\text{V_grout} := \text{Base} \cdot 1 \text{ cm} \cdot \text{Quantidade_aparelho} = 0,23 \text{ m}^3$$

2.7- Aparelho de apoio Neoprene Fretado - (dm³)

$$\text{Neoprene_a} := 30 \text{ cm}$$

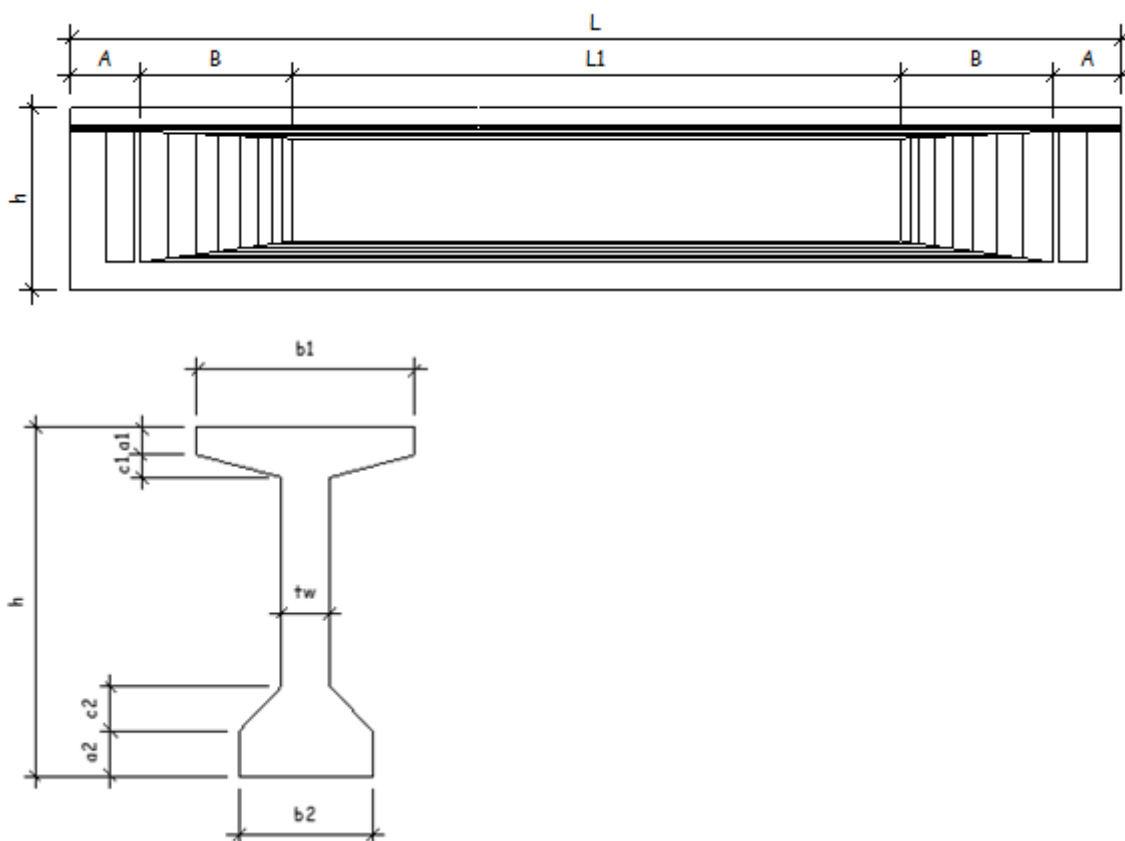
$$\text{Neoprene_b} := 40 \text{ cm}$$

$$\text{Neoprene_h} := 48 \text{ mm}$$

$$\text{V_neoprene} := \text{Neoprene_a} \cdot \text{Neoprene_b} \cdot \text{Neoprene_h} \cdot \text{Quantidade_aparelho} = 368,64 \text{ dm}^3$$

3- SUPERESTRUTURA

VIGAS



$$Lviga := 34,80 \text{ m}$$

$$A := 90 \text{ cm}$$

$$B := 110 \text{ cm}$$

$$h := 200 \text{ cm}$$

$$L1 := Lviga - 2 \cdot (A + B) = 30,8 \text{ m}$$

$$a1 := 15 \text{ cm}$$

$$a2 := 25 \text{ cm}$$

$$b1 := 90 \text{ cm}$$

$$b2 := 60 \text{ cm}$$

$$c1 := 10 \text{ cm}$$

$$c2 := 20 \text{ cm}$$

$$tw := 24 \text{ cm}$$

$$A1 := tw \cdot h + a1 \cdot (b1 - tw) + a2 \cdot (b2 - tw) + \frac{(b1 - tw)}{2} \cdot c1 + \frac{(b2 - tw)}{2} \cdot c2 = 0,738 \text{ m}^2$$

$$A2 := b2 \cdot h + (b1 - b2) \cdot a1 + \left(\frac{b1 - b2}{2} \cdot \frac{b1 - b2}{b1 - tw} \right) \cdot c1 = 1,2518 \text{ m}^2$$

$$Am := 0,5 \cdot (A1 + A2) = 0,9949 \text{ m}^2$$

Quantidade de vigas por vão.....: $N_{vigas} := 4$

Quantidade de vãos na obra.....: $N_{vãos} := 8$

$$Volume_VP := A1 \cdot L1 + 2 \cdot (A2 \cdot A + Am \cdot B) = 27,17 \text{ m}^3$$

$$Volume_VPs := N_{vãos} \cdot N_{vigas} \cdot (A1 \cdot L1 + 2 \cdot (A2 \cdot A + Am \cdot B)) = 869,52 \text{ m}^3$$

$$P1 := b2 + 2 \cdot \left(h - c1 - c2 + \sqrt{c2^2 + \left(\frac{b2 - tw}{2} \right)^2} + \sqrt{c1^2 + \left(\frac{b1 - tw}{2} \right)^2} \right) = 5,2278 \text{ m}$$

$$P2 := b2 + 2 \cdot \left(h - \frac{(b1 - b2) \cdot c1}{b1 - tw} + \sqrt{\left(\frac{b1 - b2}{2} \right)^2 + \left(\frac{(b1 - b2) \cdot c1}{(b1 - tw)} \right)^2} \right) = 4,8226 \text{ m}$$

$$Pm := 0,5 \cdot (P1 + P2) = 5,0252 \text{ m}$$

$$Forma_VP := N_{vãos} \cdot N_{vigas} \cdot (P1 \cdot L1 + 2 \cdot (P2 \cdot A + Pm \cdot B)) = 5784,05 \text{ m}^2$$

$$Aço_VP := 87520 \text{ kg}$$

Transversina

$$Base_t := 30 \text{ cm}$$

$$Altura_t := 155 \text{ cm}$$

$$Comprimento_t := 8,40 \text{ m}$$

$$N_transv := 3$$

$$Volume_t := N_transv \cdot N_{vãos} \cdot (Base_t \cdot Altura_t \cdot Comprimento_t) = 93,744 \text{ m}^3$$

$$Area_t := N_transv \cdot N_{vãos} \cdot ((Base_t + 2 \cdot Altura_t) \cdot Comprimento_t) = 685,44 \text{ m}^2$$

$$Altura_escoramento := 2 \text{ m}$$

$$Volume_escoramento := 0,5 \text{ m} \cdot Altura_escoramento \cdot Comprimento_t = 8,4 \text{ m}^3$$

$$Aço_transv := N_{vãos} \cdot 636 \text{ kg} = 5088 \text{ kg}$$

Pré-laje

Entre eixo das vigas $D := 2,60 \text{ m}$

Altura das pré-lajes $HPL := 8 \text{ cm}$

Largura das pré-lajes $LP := 49,5 \text{ cm}$

Quantidade das pré-lajes $QP := 864 + 846 = 1710$

$$Comprimento_CP := D - A + 2 \cdot 10 \text{ cm} = 1,9 \text{ m}$$

$$Volume_PL := Comprimento_CP \cdot HPL \cdot LP = 0,0752 \text{ m}^3$$

$$Volume_PLs := QP \cdot Volume_PL = 128,66 \text{ m}^3$$

$$Area_PL := 2 \cdot (Comprimento_CP + LP) \cdot HPL = 0,3832 \text{ m}^2$$

$$Area_PLs := QP \cdot Area_PL = 655,27 \text{ m}^2$$

$$Aço_PL := 19118 \text{ kg}$$

Laje

$$\text{Altura da laje } HL := 24 \text{ cm}$$

$$Volume_laje := Lviga \cdot Largura \cdot HL \cdot Nvãos = 721,61 \text{ m}^3$$

$$Area_laje := 2 \cdot HL \cdot Largura = 5,184 \text{ m}^2$$

$$\text{Comprimento do balanço } BAL := 1,5 \text{ m}$$

$$Area_balanço := (BAL - 0,5 \cdot b1 + HL + 8 \text{ cm}) \cdot Lviga \cdot 2 \cdot Nvãos = 762,816 \text{ m}^2$$

$$Escoramento_laje := Altura_escoramento \cdot Lviga \cdot BAL \cdot 2 \cdot Nvãos = 1670,4 \text{ m}^3$$

Laje Elástica

$$\text{Altura da laje } HLE := 15 \text{ cm}$$

$$Volume_lajeEl := 1 \text{ m} \cdot Largura \cdot HLE = 1,62 \text{ m}^3$$

$$Area_lajeEl := 1 \text{ m} \cdot Largura = 10,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Comprimento do balanço } BAL := 1,5 \text{ m}$$

$$Area_balançoEl := (BAL - 0,5 \cdot b1 + HLE + 8 \text{ cm}) \cdot 1 \text{ m} \cdot 2 = 2,56 \text{ m}^2$$

$$Area_LE := Area_lajeEl + Area_balançoEl = 13,36 \text{ m}^2$$

$$Escoramento_lajeEl := Altura_escoramento \cdot Largura \cdot 1 \text{ m} = 21,6 \text{ m}^3$$

3.1- Concreto Estrutural fck = 35MPa, inclusive mão de obra e material - (m³)

$$Volume_fck35 := Volume_VPs + Volume_t + Volume_laje + Volume_lajeEl = 1686,5 \text{ m}^3$$

3.2- Confeccção e Posicionamento de Formas externas de Madeira Resínada - (m²)

$$Forma_Super := Forma_VP + Area_t + Area_PLs + Area_laje + Area_balanço + Area_LE = 7906,13 \text{ m}^2$$

3.3- Fornecimento, Preparo e Colocação de Aço CA-50, inclusive mão de obra - (kg)

$$Aço_Laje := 99440 \text{ kg}$$

$$Aço_Super := Aço_VP + Aço_transv + Aço_PL + Aço_Laje = 211166 \text{ kg}$$

3.4- Cabos de protensão aço CP-190RB 15φ12,7mm, inclusive mão de obra - (kg)

$$Aço_CP190 := Nvigas \cdot Nvãos \cdot 1755,9 \text{ kg} = 56188,8 \text{ kg}$$

3.5- Ancoragem ativa p/ cabo de 15φ12,7mm - (un)

$$Ancoragem := Nvigas \cdot Nvãos \cdot 8 = 256$$

3.6- Colocação e injeção de bainha metálica $\phi = 70\text{mm}$ - (m)

$$\text{Bainha70} := \text{Nvigas} \cdot \text{Nvãos} \cdot 138,6 \text{ m} = 4435,2 \text{ m}$$

3.7- Cabos de protensão aço CP-190RB 4 ϕ 12,7mm, inclusive mão de obra - (kg)

$$\text{Aço_CP190} := \text{Nvãos} \cdot 97,92 \text{ kg} = 783,36 \text{ kg}$$

3.8- Ancoragem ativa p/ cabo de 4 ϕ 12,7mm - (un)

$$\text{Ancoragem} := \text{N_transv} \cdot \text{Nvãos} \cdot 4 = 96$$

3.9- Colocação e injeção de bainha metálica $\phi = 40\text{mm}$ - (m)

$$\text{Bainha40} := 403,44 \text{ m}$$

3.10- Lançamento de lajes pré-moldadas - (ton)

$$\text{Peso_laje} := \text{Volume_PLs} \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 321,65 \text{ tonne}$$

3.11- Lançamento de vigas pré-moldadas - (ton)

$$\text{Nvigas} \cdot \text{Nvãos} = 32$$

4- LAJE DE TRANSIÇÃO

4.1- Concreto Estrutural fck = 25MPa, inclusive mão de obra e material - (m³)

$$\text{Volume_LT} := ((\text{Largura} - 1 \text{ m}) \cdot 4 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m}) \cdot 2 = 23,52 \text{ m}^3$$

4.2- Confeccção e Posicionamento de Formas externas de Madeira - (m²)

$$\text{Forma_LT} := ((\text{Largura} - 1 \text{ m}) + 4 \text{ m}) \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 2 \cdot 2 = 16,56 \text{ m}^2$$

4.3- Concreto Magro, inclusive mão de obra e material - (m³)

$$\text{Volume_CM} := ((\text{Largura} - 1 \text{ m}) \cdot 4 \text{ m} \cdot 0,1 \text{ m}) \cdot 2 = 7,84 \text{ m}^3$$

4.4- Fornecimento, Preparo e Colocação de Aço CA-50, inclusive mão de obra - (kg)

$$\text{Aço_Laje} := 2012 \text{ kg}$$

5- ACABAMENTOS

5.1- Barreira de concreto armado tipo New Jersey - (m)

$$\text{Comprimento_NJ} := 2 \cdot (\text{Lviga} \cdot \text{Nvãos} + 2 \cdot \text{Ala_comp}) = 572,2 \text{ m}$$

$$\text{Seção_NJ} := 0,232 \text{ m}^2$$

$$\text{Contorno_NJ} := 1,95 \text{ m}$$

$$\text{Vconcreto_NJ} := \text{Seção_NJ} \cdot 1 \text{ m} = 0,232 \text{ m}^3$$

por metro

$$\text{Forma_NJ} := \frac{(2 \cdot \text{Seção_NJ} + \text{Contorno_NJ} \cdot \text{Comprimento_NJ})}{\text{Comprimento_NJ}} = 1,95 \text{ m}$$

por metro

$$\text{Aço_NJ} := 17 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

5.2- Junta de dilatação tipo elastomérica com lábios poliméricos - (m)

$$\text{Comprimento_junta} := 5 \cdot \text{Largura} = 54 \text{ m}$$

5.3- Dreno PVC $\phi 100\text{mm}$ - (m)

$$n\text{Dreno} := \text{round} \left(\frac{L\text{viga} \cdot N\text{vãos}}{4 \text{ m}} + 1; 0 \right) \cdot 2 = 142$$

$$\text{Comprimento_dreno} := n\text{Dreno} \cdot (HL + 20 \text{ cm}) = 62,48 \text{ m}$$

5.4- Pavimento em CBUQ - (ton)

$$h_{\text{pav}} := 7 \text{ cm}$$

$$c_{\text{pav}} := 280 \text{ m}$$

$$\text{Peso_pav} := h_{\text{pav}} \cdot (\text{Largura} - 0,8 \text{ m}) \cdot c_{\text{pav}} \cdot 2,4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 470,4 \text{ tonnef}$$

5.5- Enrocamento em pedra de mão - (m³)

$$\text{espessura_enr} := 30 \text{ cm}$$

$$\text{extensão_enr} := 10380 \text{ cm}$$

$$\text{comprimento_enr} := 1201 \text{ cm}$$

$$\text{Volume_enrocamento1} := \text{espessura_enr} \cdot \text{extensão_enr} \cdot \text{comprimento_enr} = 373,99 \text{ m}^3$$

$$\text{comprimento_enr} := 1201 \text{ cm}$$

$$\text{Volume_enrocamento2} := \text{espessura_enr} \cdot \text{extensão_enr} \cdot \text{comprimento_enr} = 373,99 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume_enrocamento} := \text{Volume_enrocamento1} + \text{Volume_enrocamento2} = 747,98 \text{ m}^3$$

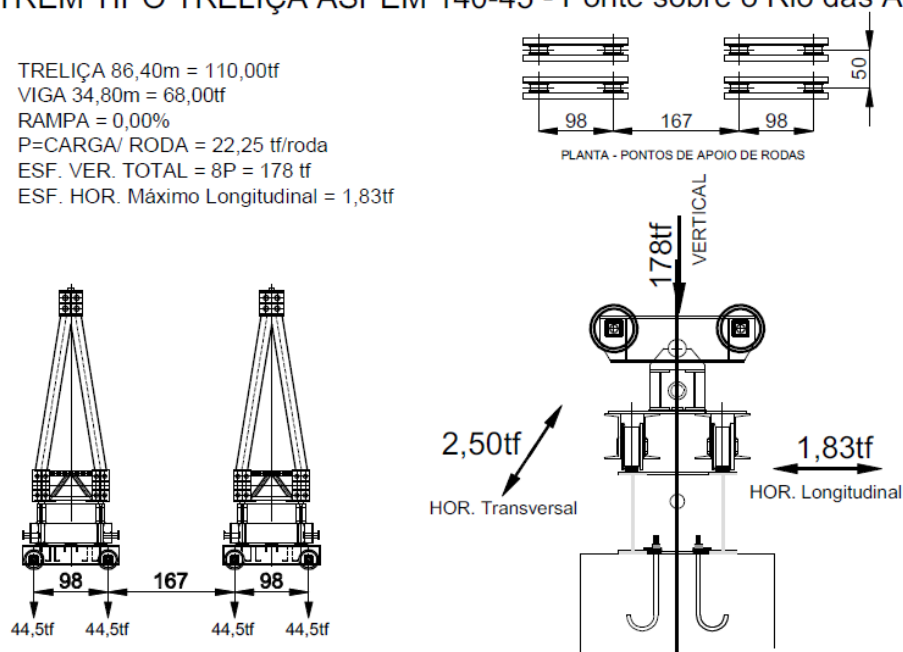
26 CÁLCULO DOS PILARETES

Memória de Cálculo dos pilaretes

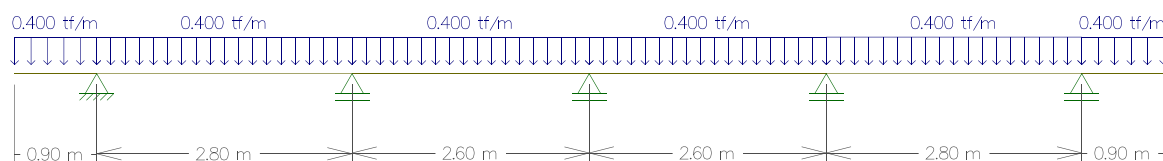
A) Trem – tipo na viga metálica transversal sobre os pilaretes:

TREM TIPO TRELIÇA ASPEM 140-45 - Ponte sobre o Rio das Almas

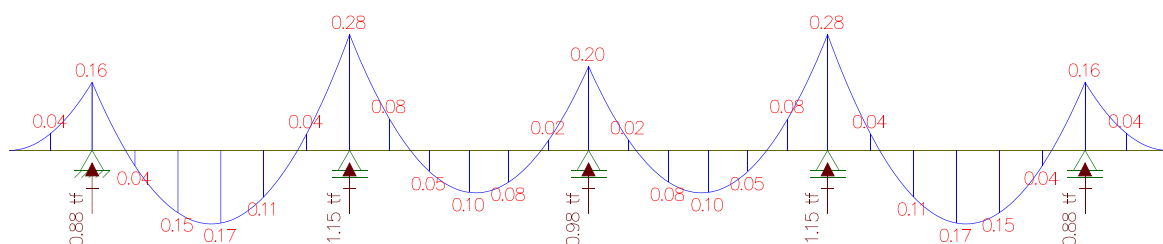
TRELIÇA 86,40m = 110,00tf
 VIGA 34,80m = 68,00tf
 RAMPA = 0,00%
 P=CARGA/ RODA = 22,25 tf/roda
 ESF. VER. TOTAL = 8P = 178 tf
 ESF. HOR. Máximo Longitudinal = 1,83tf



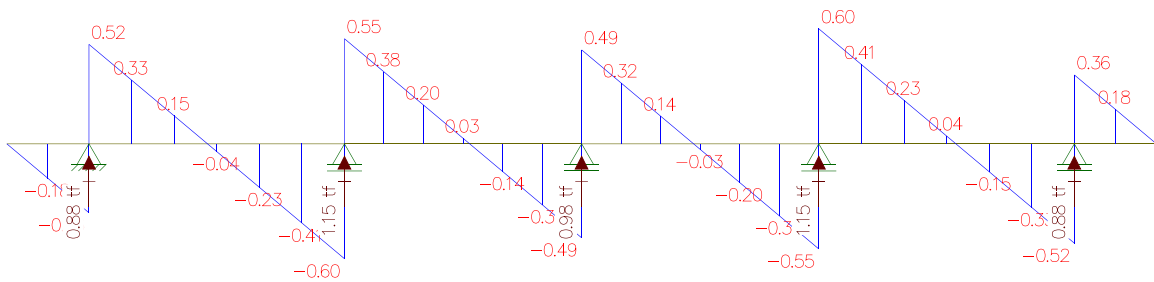
- Viga transversal metálica dupla com trilho:



- Momento fletor devido ao peso próprio:

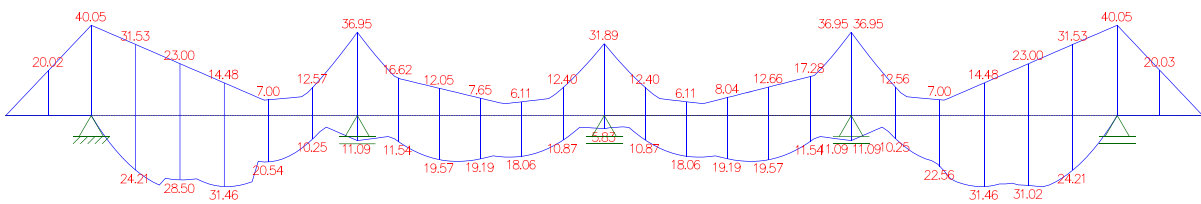


- Esforço cortante devido ao peso próprio:

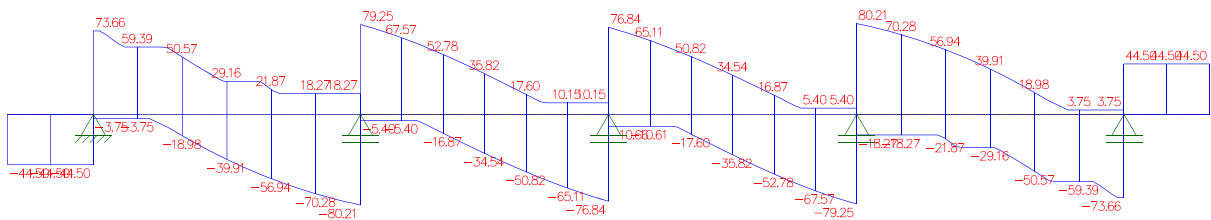


- Envoltório da carga móvel:

- Momento fletor:



- Esforço cortante:



$$Md := 1,4 \cdot 0,16 + 1,5 \cdot 40,05 = 60,3 \text{ tf.m}$$

para duas vigas

$$Vd := 1,4 \cdot 0,6 + 1,5 \cdot 80,21 = 121,16 \text{ tf}$$

$$\frac{Md}{2} = 30,15 \text{ tf.m}$$

para uma viga

$$\frac{Vd}{2} = 60,58 \text{ tf}$$

B) Pilarete metálico sobre as travessas:

$$Nd := 1,4 \cdot 1,15 + 1,5 \cdot (80,21 + 79,25) = 240,8 \text{ tf}$$

Perfil CS

Perfil: CS 300 95

Aço: ASTM A572 GR50 $f_y = 345 \text{ MPa}$ $f_u = 450 \text{ MPa}$

COMPRIMENTOS DA BARRA

$$K_x L_x = 2,2 \text{ m} \quad K_t L_t = 2,2 \text{ m}$$

$$K_y L_y = 2,2 \text{ m} \quad L_b = 2,2 \text{ m}$$

1. Cálculo da Tração

$$C_T = 1,00 \quad \text{Coeficiente de redução da área líquida}$$

$$A_n = 0,01 \text{ m}^2 \quad \text{Área líquida da seção transversal}$$

$$A_e = C_T \cdot A_n = 0,01 \text{ m}^2 \quad \text{Área líquida efetiva da seção transversal}$$

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 380,94 \text{ tf} \quad \text{Resistência de escoamento}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35} = 404,87 \text{ tf} \quad \text{Resistência à ruptura}$$

$$N_{tRd} = 380,94 \text{ tf} \quad \text{Força normal resistente de cálculo à tração}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

2. Cálculo da Compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 8524,48 \text{ tf}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 2937,29 \text{ tf}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 2857,04 \text{ tf}$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2}{r_o^2} = 1,00$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot H} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot H}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] = 2857,04 \text{ tf}$$

$$N_e = 2857,04 \text{ tf}$$

$$Q = 1,00 \quad \text{Fator de redução associado à instabilidade local}$$

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 419,04 \text{ tf}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 0,38$$

$$\lambda_o \leq 1,5 \text{ então } \chi = 0,658 (\lambda_o)^2 = 0,94$$

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 358,26 \text{ tf}$$

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = 0,71 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

3. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo X

$$\sigma_r = 10350,00 \text{ tf/m}^2 \quad \text{Tensão residual}$$

$$W = 0,00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo resistente elástico}$$

$$Z = 0,00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo resistente plástico}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 52,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor de plastificação da seção}$$

3.1. FLT - Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 28,57 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,38 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\beta_1 = 0,02$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 140,80 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W = 33,65 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor correspondente ao início do escoamento}$$

$$C_b = 1,00 \quad \text{Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}\right)} \leq M_{pl} = 52,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLT} = 52,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLT}$$

3.2. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 9,08 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0,75$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} = 23,73 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_{cr} = \frac{0,90 \cdot E \cdot k_c \cdot W_c}{\lambda^2} = 229,21 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 52,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

3.3. FLA - Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 28,21 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,53 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137,24 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_y = W \cdot f_y = 48,07 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLA} = 52,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLA}$$

$$M_{Rk} = 52,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{xRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 48,10 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} = 0,07 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

4. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Y

$$\sigma_r = 10350,00 \text{ tf/m}^2 \quad \text{Tensão residual}$$

$$W = 0,00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo resistente elástico}$$

$$Z = 0,00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo resistente plástico}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 25,05 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor de plastificação da seção}$$

4.1. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 9,38 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r) / k_c}} = 23,73 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad \text{então} \quad M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_{pl}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 24,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

$$M_{Rk} = 24,92 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{yRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 22,65 \text{ tf.m} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 0,10 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

5. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo X

$$\lambda = \frac{h}{t} = 18,75 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 59,22 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 73,76 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para para início de escoamento}$$

$$A_w = 0,01 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 132,15 \text{ tf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \text{então} \quad V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{xRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 120,14 \text{ tf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo X}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{xSd}}{V_{xRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

6. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t} = 28,21 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 59,22 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 73,76 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento}$$

$$A_w = 0,00 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 59,00 \text{ tf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \text{então} \quad V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{yRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 53,63 \text{ tf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

7. Equações de Interação

$$\frac{N_{cSd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0,17$$

$$\frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0,86$$

C) Pilarete de concreto armado e sapata.

$$N_d = 253,78 \text{ tf}$$

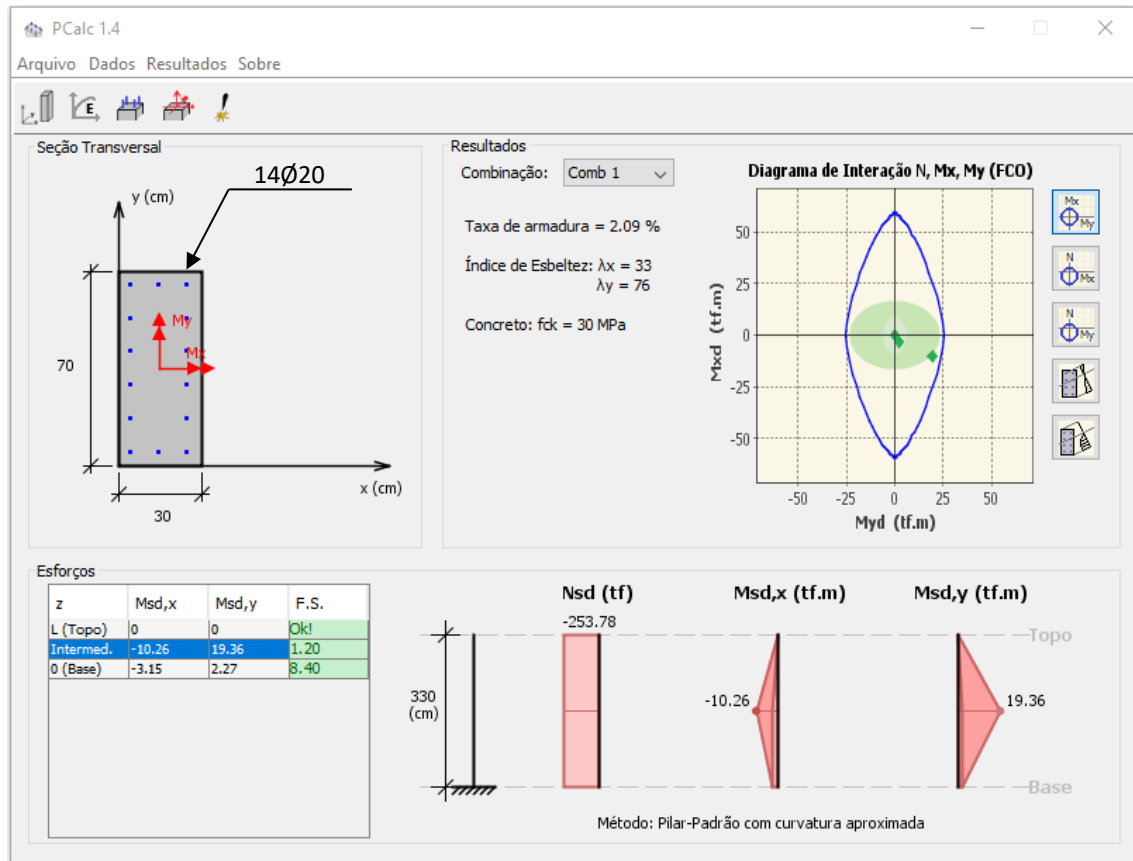
$$M_{xd} = 3,15 \text{ tf.m}$$

$$M_{yd} = 2,265 \text{ tf.m}$$

Bw = 30cm

H = 70cm

L = 3,30m



- Sapata

$$\sigma := 2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$N_k := 1,15 \text{ tonnef} + (80,21 + 79,25) \text{ tonnef} = 160,61 \text{ tonnef}$$

$$a := \sqrt{\frac{1,05 \cdot N_k}{\sigma}} = 2,9 \text{ m}$$

Pilarete :

$$a_0 := 70 \text{ cm}$$

$$b_0 := 30 \text{ cm}$$

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

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Adotado :

$$a := 3,0 \text{ m}$$

$$b := 2,80 \text{ m}$$

$$d := \begin{cases} \frac{a - a_0}{4} \geq \frac{b - b_0}{4} & = 0,62 \text{ m} \\ \frac{a - a_0}{4} \\ \text{else} \\ \frac{b - b_0}{4} \geq 1,44 \cdot \sqrt{\frac{Nk}{0,85 \cdot \frac{fck}{1,96}}} \\ \frac{b - b_0}{4} \\ \text{else} \\ 1,44 \cdot \sqrt{\frac{Nk}{0,85 \cdot \frac{fck}{1,96}}} \end{cases}$$

$$T_x := \frac{Nk \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d} = 73,88 \text{ tonnef}$$

$$T_y := \frac{Nk \cdot (b - b_0)}{8 \cdot d} = 80,31 \text{ tonnef}$$

$$A_{sx} := \frac{1,61 \cdot T_x}{f_{yk}} = 23,33 \text{ cm}^2$$

25Ø20mm C/12,5

$$A_{sy} := \frac{1,61 \cdot T_y}{f_{yk}} = 25,36 \text{ cm}^2$$

23Ø20mm C/12,5

Resumo:

Pilarete metálico:

CS 300x95

Altura = 2,2m

Quantidade = 5 x 9 = 45 unidades

Peso = 95 kg/m x 2,2m x 45 = 9.405kg

Total = 1,05 x 9.405 = 9.875,25 kg

(considerado 5% para as ligações e soldas)

Pilarete em concreto armado:

Concreto C30 = 10 x [(0,3m x 0,7m) x 2,2m] = 4,62m³

Forma = 10 x [2 x (0,3m + 0,7m) x 2,2m] = 44,00m²

Aço = 14 x 10 x (3m x 2,47kg/m) = 1.037,40kg

Sapata

$$\text{Concreto C30} = 10 \times [(2,8\text{m} \times 3,0\text{m}) \times 0,65] = 54,60\text{m}^3$$

$$\text{Aço} = 10 \times (25 \times 3,9\text{m} \times 2,47\text{kg/m} + 23 \times 3,7\text{m} \times 2,47\text{kg/m}) = 4.510,22\text{kg}$$

$$\text{Escavação} = 54,60\text{m}^3$$

Total:

$$\text{Concreto C30} = 59,22\text{m}^3$$

$$\text{Forma} = 44,00\text{m}^2$$

$$\text{Aço} = 5.547,62\text{kg}$$

$$\text{Escavação} = 54,60\text{m}^3$$

27 QUANTIDADES

5. OBRA DE ARTE ESPECIAL					
5.1 INFRAESTRUTURA					
5.1.1	2408149PP	PRÓPRIA	FURO SECANTE EM ROCHA PARA ESTACA ESCAVADA	M	48,00
5.1.1	2306705	SICRO	ESCAVAÇÃO COM PERFURATRIZ TIPO WIRTH EM SOLO - D = 1.200 MM	M	49,62
5.1.2	2306701	SICRO	ESCAVAÇÃO COM PERFURATRIZ TIPO WIRTH EM ROCHA COM MÉDIA DUREZA E MÉDIA ABRASÃO - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MENOR QUE 80MPa - D = 1000 MM	M	30,00
5.1.3	2306699	SICRO	ESCAVAÇÃO COM PERFURATRIZ TIPO WIRTH EM SOLO - D = 1.000 MM	M	68,00
5.1.4	2306694	SICRO	ESCAVAÇÃO COM PERFURATRIZ TIPO WIRTH EM ROCHA COM MÉDIA DUREZA E MÉDIA ABRASÃO - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MENOR QUE 80MPa - D = 800 MM	M	280,00
5.1.5	2306727	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA A ESCAVAÇÃO PERFURATRIZ TIPO WIRTH EM SOLO D = 600 A 1800 MM	M	24,00
5.1.6	2306728	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA A ESCAVAÇÃO PERFURATRIZ TIPO WIRTH EM ROCHA COM MÉDIA DUREZA E MÉDIA ABRASÃO - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MENOR QUE 80MPa - D = 800 MM	M	120,00
5.1.7	2306672	SICRO	CAMISA METÁLICA COM ESPESSURA DE 9,5 MM D = 1.000 MM - PARA PASSAGEM DE LÂMINA D'ÁGUA - POSICIONAMENTO	M	217,84
5.1.8	2306674	SICRO	CAMISA METÁLICA COM ESPESSURA DE 9,5 MM D = 1.200 MM - PARA PASSAGEM DE LÂMINA D'ÁGUA - POSICIONAMENTO	M	49,62
5.1.9	2306726	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA A EXECUÇÃO DA CRAVAÇÃO DE CAMISA METÁLICA D = 600 A 1800 MM	M	125,84
5.1.10	1108118	SICRO	CONCRETO SUBMERSO FCK = 30 MPa - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	325,54
5.1.11	1106088 PP	PRÓPRIA	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	325,54
5.1.12	1100657	SICRO	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	325,54
5.1.13	2306730	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA A EXECUÇÃO DA CONCRETAGEM DE CAMISAS METÁLICAS	M³	130,88
5.1.14	2306076	SICRO	ARMAÇÃO DE ESTACA ESCAVADA OU ESTACA BARRETE EM AÇO CA-50 COM APOIO DE GUINDASTE - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	23.441,00
5.1.15	2306731	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA A COLOCAÇÃO DA ARMAÇÃO EM CAMISA METÁLICA	KG	7.940,04
5.1.16	2306248	SICRO	ARRASAMENTO DE ESTACAS DE CONCRETO COM SEÇÃO SUPERIOR À 900 CM²	M³	25,38
5.1.17 BLOCOS					
5.1.15.1	45050	GOINFRA	CONCRETO FCK = 15MPa (APOIOS A2, A3, A6 E A7)	M³	6,40
5.1.17.1	1107890	SICRO	CONCRETO FCK = 30 MPa - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	308,28
5.1.17.2	1106088 PP	PRÓPRIA	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	308,28
5.1.17.3	1100657	SICRO	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	308,28
5.1.17.4	2306730	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA EXECUÇÃO DE CONCRETAGEM	M³	132,12
5.1.17.5	45040	GOINFRA	FORMA CHAPA COMPENSADA RESINADA 17 MM (INCLUSO DESFORMA)	M²	434,64
5.1.17.6	45045	GOINFRA	AÇO CA50/60 AQUISIÇÃO, ARMAÇÃO E COLOCAÇÃO (INCLUSO PERDAS) - INFRAESTRUTURA	KG	17.577,00
5.1.17.7	2306731	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA A COLOCAÇÃO DA ARMAÇÃO	KG	7.533,00
5.1.17.8	3816197	SICRO	PLATAFORMA DE TRABALHO EM MADEIRA APOIADA NO SOLO - ALTURA DE ATÉ 6 M - UTILIZAÇÃO DE 5 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M³	131,54
SUB - TOTAL - 5.1					
5.2 MESOESTRUTURA					
5.2.1	1107890	SICRO	CONCRETO FCK = 30 MPa - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	442,80
5.2.2	1106088 PP	PRÓPRIA	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	442,80
5.2.3	1100657	SICRO	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	442,80
5.2.4	2306730	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA EXECUÇÃO DE CONCRETAGEM	M³	232,18
5.2.5	45040	GOINFRA	FORMA CHAPA COMPENSADA RESINADA 17 MM (INCLUSO DESFORMA)	M²	1.040,32
5.2.6	45120	GOINFRA	AÇO CA50/60 AQUISIÇÃO, ARMAÇÃO E COLOCAÇÃO (INCLUSO PERDAS) - MESOESTRUTURA	KG	49.070,00
5.2.7	2306731	SICRO	APOIO NÁUTICO PARA A COLOCAÇÃO DA ARMAÇÃO	KG	21.922,05
5.2.8	45050	GOINFRA	CONCRETO FCK = 15MPa (APOIOS A2, A3, A6 E A7)	M³	3,46
5.2.12	45135	GOINFRA	ESCORAMENTO PARA PONTE	M³	4.240,36
5.2.13	1109680	SICRO	ARGAMASSA PARA REPAROS E GRAUTEAMENTO - CONFEÇÃO EM MISTURADOR E LANÇAMENTO MANUAL	M³	0,23
5.2.14	307732	SICRO	APARELHO DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO PARA ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	DM³	368,64
SUB - TOTAL - 5.2					

5.3 SUPERESTRUTURA					
5.3.1	1106281	SICRO	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA	M³	1.686,50
5.3.2	1106088 PP	PRÓPRIA	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	1.686,50
5.3.3	1100657	SICRO	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	1.686,50
5.3.4	45150	GOINFRA	FORMA CHAPA COMPENSADA RESINADA 17 MM (INCLUSO DESFORMA)	M²	7.906,13
5.3.5	45135	GOINFRA	ESCORAMENTO PARA PONTE	M³	1.700,40
5.3.6	45155	GOINFRA	AÇO CA50/60 AQUISIÇÃO, ARMAÇÃO E COLOCAÇÃO (INCLUSO PERDAS) - SUPERESTRUTURA	KG	211.166,00
5.3.7	407818	SICRO	ARMAÇÃO EM AÇO CA-25 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	1.440,00
5.3.8	45701	GOINFRA	FORNECIMENTO, CORTE E COLOCAÇÃO DE CABO CP-190 RB D=12,7mm C/ ADERÊNCIA	KG	56.972,16
5.3.9	45735	GOINFRA	FORNECIMENTO E COLOCAÇÃO DE ANCORAGENS ATIVAS, PROTENSÃO E INJEÇÃO DE NATA DE CIMENTO (12 CORDOALHAS D=12,7mm) - MAC	UN	256,00
5.3.10	45715	GOINFRA	FORNECIMENTO, CORTE E COLOCAÇÃO DE BAINHA METÁLICA D=70,0mm P/ 12 CORDOALHAS (D=12,7mm) - MAC	M	4.435,20
5.3.11	4507766	SICRO	ANCORAGEM ATIVA COM 4 CORDOALHAS ADERENTES D = 12,7 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	UN	96,00
5.3.12	4507828	SICRO	BAINHA METÁLICA REDONDA D = 40 MM PARA 4 CORDOALHAS D = 12,7 MM - FORNECIMENTO, INSTALAÇÃO E INJEÇÃO DE NATA DE CIMENTO	M	403,44
5.3.13	45151	GOINFRA	TRANSLADO, LANÇAMENTO E POSICIONAMENTO DE PRÉ-LAJES	UN	1.710,00
5.3.14	3806425	SICRO	LANÇAMENTO DE VIGA PRÉ-MOLDADA DE 980 A 1.225 KN COM UTILIZAÇÃO DE TRELIÇA LANÇADEIRA	UN	32,00
5.3.15	5915369	SICRO	CARGA, DESCARGA E MANOBRA DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE 1.000 A 1.250 KN EM CAVALO MECÂNICO COM REBOQUES DE 5 E 4 EIXOS COM CAPACIDADE DE 130 T	UN	32,00
5.3.16	3816197	SICRO	PLATAFORMA DE TRABALHO EM MADEIRA APOIADA NO SOLO - ALTURA DE ATÉ 6 M - UTILIZAÇÃO DE 5 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M³	1.424,40
5.3.17			ELEMENTO ESTRUTURAL/PILARETES PARA AUXILIO DA TRELIÇA		
5.3.16.1	1107890	SICRO	CONCRETO FCK = 30 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	59,22
5.3.16.2	1106088 PP	PRÓPRIA	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	59,22
5.3.16.3	1100657	SICRO	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	59,22
5.3.16.4	45040	GOINFRA	FORMA CHAPA COMPENSADA RESINADA 17 MM (INCLUSO DESFORMA)	M²	44,00
5.3.16.5	45120	GOINFRA	AÇO CA50/60 AQUISIÇÃO, ARMAÇÃO E COLOCAÇÃO (INCLUSO PERDAS) - MESOESTRUTURA	KG	5.547,62
5.3.16.6	2408149PP	PRÓPRIA	ESTRUTURA EM PERFIL METÁLICO DE AÇO ASTM A572 GR 50 PARA LANÇAMENTO DA VIGA COM TRELIÇA	KG	9.875,25
SUB - TOTAL - 5.3					
5.4 LAJE DE TRANSIÇÃO					
5.4.1	1119528	SICRO	CONCRETO FCK = 25 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	23,52
5.4.2	1106088 PP	PRÓPRIA	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	23,52
5.4.3	1100657	SICRO	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	23,52
5.4.4	45150	GOINFRA	FORMA CHAPA COMPENSADA RESINADA 17 MM (INCLUSO DESFORMA)	M²	16,56
5.4.5	45050	GOINFRA	CONCRETO FCK = 15MPa (APOIOS A2, A3, A6 E A7)	M³	7,84
5.4.6	45155	GOINFRA	AÇO CA50/60 AQUISIÇÃO, ARMAÇÃO E COLOCAÇÃO (INCLUSO PERDAS) - SUPERESTRUTURA	KG	2.012,00
SUB - TOTAL - 5.4					
5.5 BARREIRA DE CONCRETO TIPO NEW JERSEY					
5.5.1	1107890	SICRO	CONCRETO FCK = 30 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	132,75
5.5.2	1106088 PP	PRÓPRIA	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	132,75
5.5.3	1100657	SICRO	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	132,75
5.5.4	45150	GOINFRA	FORMA CHAPA COMPENSADA RESINADA 17 MM (INCLUSO DESFORMA)	M²	1.115,79
5.5.5	45155	GOINFRA	AÇO CA50/60 AQUISIÇÃO, ARMAÇÃO E COLOCAÇÃO (INCLUSO PERDAS) -	KG	9.727,40
SUB - TOTAL - 5.5					
5.6 ACABAMENTOS					
5.6.1	307734	SICRO	JUNTA DE DILATAÇÃO EM ELASTÔMERO E PERFIL VV - L = 25 MM E H = 50 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	M	54,00
5.6.2	307084	SICRO	LÁBIOS POLIMÉRICOS EM JUNTA DE PAVIMENTO DE CONCRETO - L = 20 MM E H = 30 MM - CONFEÇÃO E ASSENTAMENTO	M	54,00
5.6.3	45230	GOINFRA	DRENOS 100 MM	UN.	142,00
5.6.4	42845	GOINFRA	ENROCAMENTO DE PEDRA ARRUMADA	M³	747,98
SUB - TOTAL - 5.6					

28 TERMO DE ENCERRAMENTO

Este trabalho encerra com 103 (cento e três) páginas numericamente ordenadas, incluindo esta.

13 de março de 2024