



CÓDIGO		REV.
MC-OAE-GO070-- 002		00
EMISSION	ELABORADO POR	FOLHA
06/2025	RQ	1 de 39
EMITENTE		
ENGEVIA GO		

DOCUMENTO TÉCNICO

EMITENTE				
ENGEVIA GO				
LICITAÇÃO	CONTRATO		ORDEN DE SERVIÇO	
TOMADA DE PREÇO.				
OBJETO				
PROJETO DE IMPLANTAÇÃO DE OBRA DE ARTE ESPECIAL PARA REABILITAÇÃO DA TRAFEGABILIDADE DA GO-070 MUNICÍPIO DE GOIÂNIA, NESTE ESTADO.				
TÍTULO				
MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL E DE QUANTIDADES – OAE GO070 PONTE 01				
ELABORAÇÃO	RESP. TÉCNICO	VERIFICAÇÃO	LIBERAÇÃO	APROVAÇÃO
Eng.º Rafael Queiroz	Eng.º Rafael Queiroz	Eng.º Rafael Queiroz		
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA				

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES					
REVISÃO	DATA	RESP. TÉCNICO	VERIFICAÇÃO	LIBERAÇÃO	APROVAÇÃO

CÓDIGO		REV.
MC-OAE-GO070- 002		01
EMIÇÃO	ELABORADO POR	FOLHA
06/2025	GS	2 de 39
EMITENTE		
ENGEVIA GO		

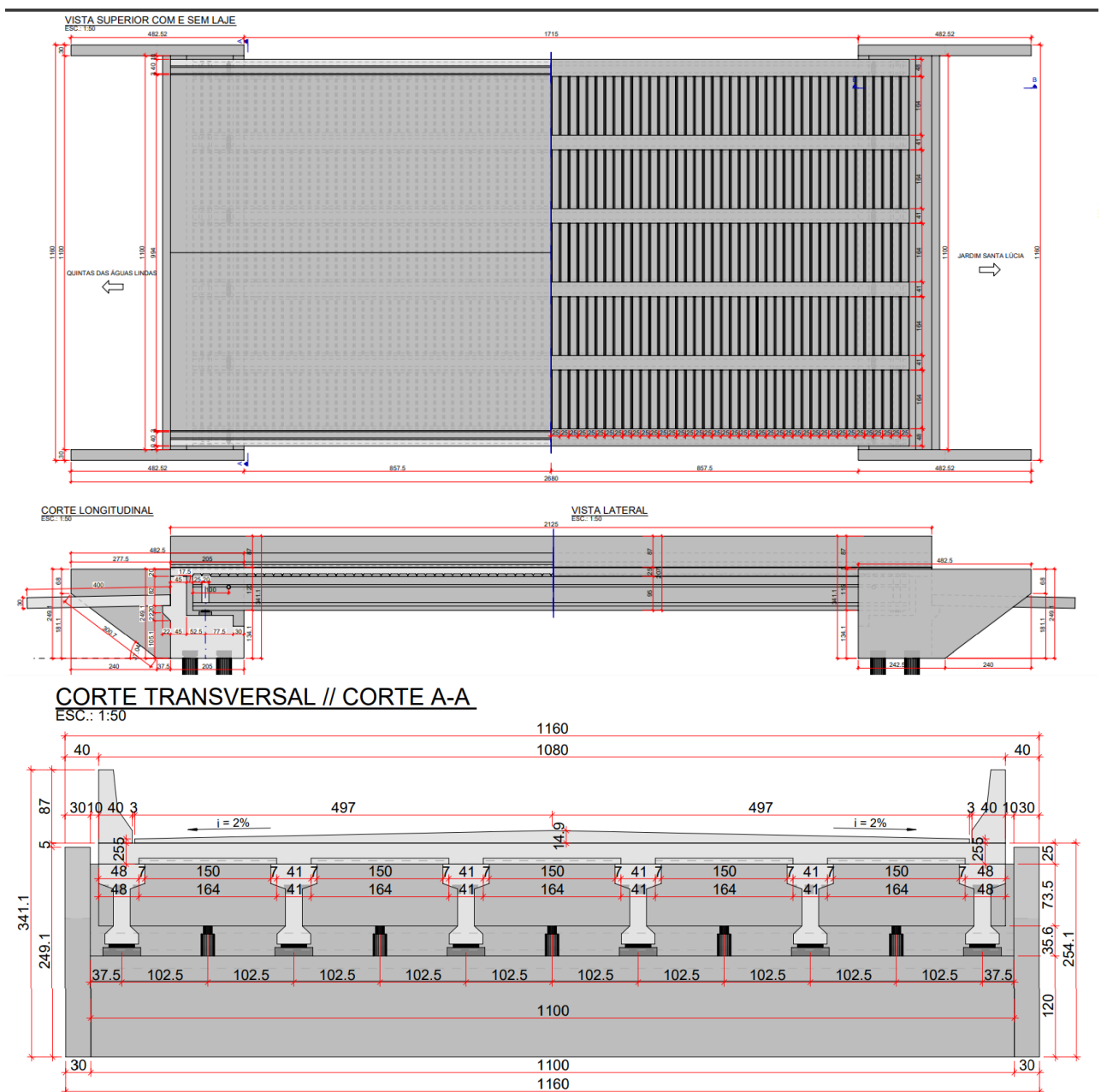
1	INTRODUÇÃO	3
2	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	3
3	NORMAS TÉCNICAS	4
4	MATERIAIS	4
5	PROGRAMAS UTILIZADOS	5
6	SUPERESTRUTURA	5
6.1	MODELAGEM NUMÉRICA	5
6.1.1	Características geométricas	5
6.2	CARREGAMENTOS	6
6.2.1	Carga permanente	6
6.2.2	Carga móvel	6
6.2.3	Modelo para laje e transversinas	7
6.2.4	Modelo para longarinas	8
6.3	ESFORÇOS SOLICITANTES NAS LONGARINAS	8
6.3.1	Esforços Solicitantes	8
6.4	DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS NOVAS	13
6.4.1	Geometria	13
6.4.2	Seção transversal	14
6.4.3	Ações consideradas	15
6.4.4	Combinações	15
6.4.5	Protensão	16
6.4.6	Esforços solicitantes	16
6.4.7	Estado limite de formação de fissura (ELS-F)	18
6.4.8	Estado limite de descompressão (ELS-D)	18
6.4.9	Estado limite de último no ato de protensão (ELU-ATO)	19
6.5	TRANSVERSINAS	19
6.5.1	Seções de Estudo	19
6.5.2	Esforços Solicitantes	20
6.5.3	Dimensionamento a flexão	20
6.5.4	Dimensionamento a força cortante	20
6.6	LAJE DO TABULEIRO	20
6.6.1	Seções de Estudo	21
6.6.2	Esforços Solicitantes	21
6.6.3	Dimensionamento à Flexão	23
7	INFRAESTRUTURA	23
7.1	BLOCO SOBRE ESTACAS	23
8	Reações nas estacas	25
9	Definição das bielas	27
10	Verificação da tensão das bielas (na estaca)	30
11	Verificação da tensão das bielas (no pilar)	31
12	Componentes de tração e armadura dos tirantes	32
13	Verificação da ancoragem dos tirantes	35
13.1	ESTACAS	36
13.1.1	Ponte 2	36
13.1.2	Ponte 2	37
13.1.3	Ponte 3	37
13.2	Aparelhos de apoio	38
14	SONDAGENS	39

1 INTRODUÇÃO

Este documento tem por objetivo apresentar os cálculos da OAE Ponte 1, Ponte 2 e Ponte 3, situada na GO – 070 sentidos Goiânia à Goianira, coordenadas PONTE 1: -16.571360°, -49.394504°, PONTE 2: -16.571461°, -49.394690°, PONTE 3: -16.571268° -49.394330°, objeto de contrato com o intuito de evitar problemas causados por alagamento.



2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA



3 NORMAS TÉCNICAS

Foram obedecidas as normas técnicas da ABNT em suas versões vigentes no ano de 2021:

- NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto – Procedimento
- NBR 6122 – Projeto e execução de Fundações
- NBR 7187 – Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido
- NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre
- NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado

4 MATERIAIS

Classe de Agressividade (CAA) I; cobrimentos de 3cm Vigas e peças de fund; demais 2,5cm

- Superestrutura

Concreto das vigas pré-moldadas:

$f_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$

Concreto das pré-lajes, laje moldada no local e transversinas:	$f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Concreto do guarda-rodas:	$f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Aço para armadura passiva:	CA-50A
<ul style="list-style-type: none"> Meso e infraestruturas 	
Concreto dos pilares:	$f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$
Concreto das travessas:	$f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$
Concreto das lajes de aproximação:	$f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$
Concreto dos berços:	$f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$
Aço para armadura passiva:	CA-50A
Aparelhos de apoio:	Neoprene Fretado DS60

5 PROGRAMAS UTILIZADOS

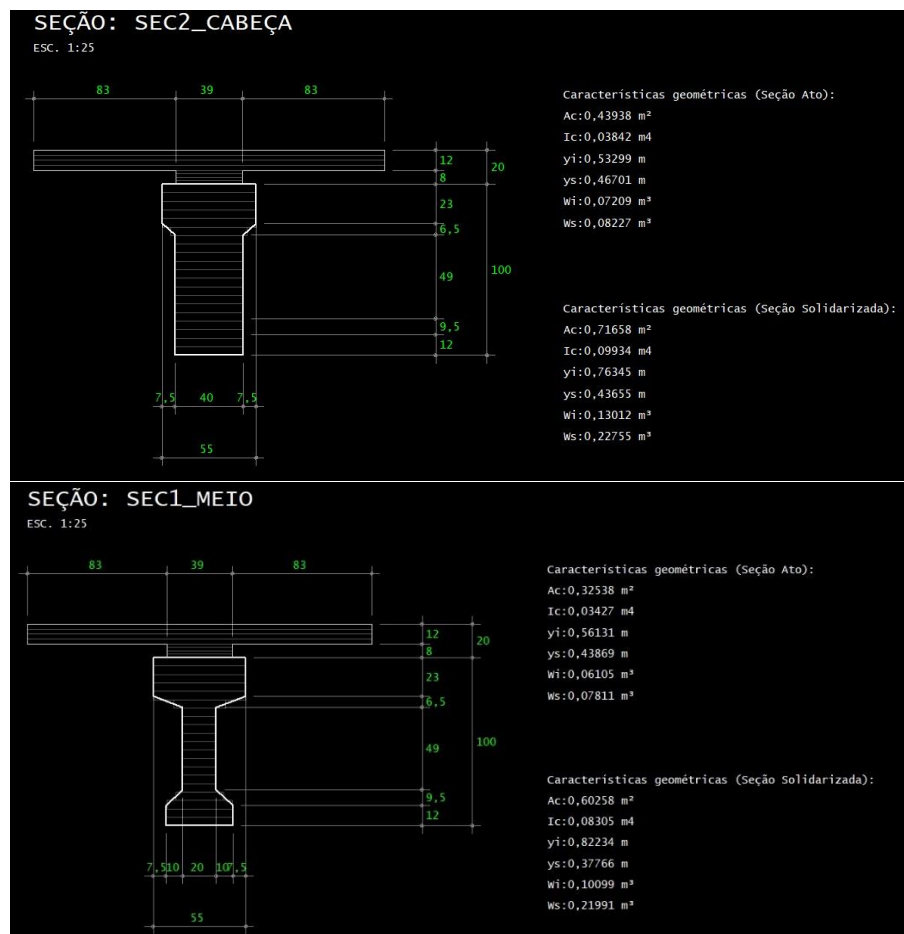
SAP2000
VPRO
LIP

6 SUPERESTRUTURA

6.1 MODELAGEM NUMÉRICA

6.1.1 Características geométricas

Vigas Centrais – Seções Simples e Composta



6.2 CARREGAMENTOS

6.2.1 Carga permanente

Peso próprio viga pré-moldada: $g_{1,k} = A_c \cdot \gamma_c = 0,325 \cdot 25 = 8,13 \text{ kN/m}$

Peso próprio da laje do tabuleiro: $g_{2,k} = h_{\text{Laje}} \cdot \gamma_c = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$

Revestimento: $g_{3,k} = h_{\text{rev}} \cdot \gamma_c + g_{sc} = 0,1 \cdot 24 + 2 = 4,4 \text{ kN/m}^2$

Guarda-Rodas: $g_{4,k} = A_c \cdot \gamma_c = 0,23 \cdot 25 = 5,75 \text{ kN/m}$

6.2.2 Carga móvel

Como carregamento móvel foi considerado o veículo tipo TB45, de acordo com a NBR 7188:2012 (Carga rodoviária e de pedestres em pontes, passarelas e outras estruturas):

$$Q = P \cdot \text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot \text{CIA} \quad q = p \cdot \text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot \text{CIA}$$

Sendo:

$P = 75 \text{ kN}$, é a carga concentrada por roda;

$p = 5 \text{ kN/m}^2$, é a carga de multidão, uniformemente distribuída;

$p' = 3 \text{ kN/m}^2$, 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.

- Coeficientes CIV e CNF

O coeficiente de impacto vertical é dado por:

$\text{CIV} = 1,35$, para estruturas com vão menor que 10 m;

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

Sendo Liv o comprimento da longarina.

O coeficiente de número de faixas é dado por:

$$\text{CNF} = 1 - 0,005 (n-2)$$

Sendo:

n é a parte inteira da razão $B/3,5$;

B é a largura do tabuleiro rodoviário transversalmente contínuo em metros, a ser carregado para uma determinada hipótese de carga.

Para o vão ($L = 19,3\text{m}$) temos:

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 (20 / \text{Liv} + 50)$$

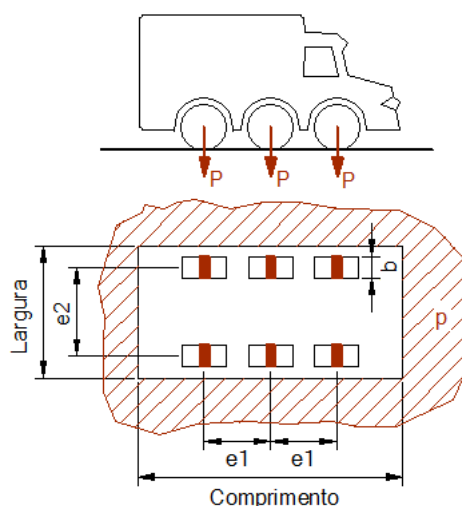
$$\text{CIV} = 1 + 1,06 (20 / 19,3 + 50)$$

$$\text{CIV} = 1,28$$

$$\text{CNF} = 1$$

$$\text{CIV} \cdot \text{CNF} = 1 \cdot 1,30 = 1,30$$

$\text{CIA} = 1,25$ (a menos de 5,0m de juntas ou extremos, somente nos elementos transversais como cortina, laje e transversinas)



Ações longitudinais na OAE

- Frenagem e aceleração

Segundo a ABNT NBR 7187 (2003) e ABNT NBR 7188 (2013), as forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são:

Frenagem e aceleração (hf)

$$\begin{aligned}
 &L_1 := 80 \quad B_1 := 9,6 \text{ m} \\
 &H_f := (0,25 \cdot B_1 \cdot L_1 \cdot CNF) = 192 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad H_f \geq 135 \text{ kN} \\
 &\text{Logo,} \quad H_f = 192 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 &H_{f,pilar} := \frac{H_f}{8} = 24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Empuxo do solo nas cortinas

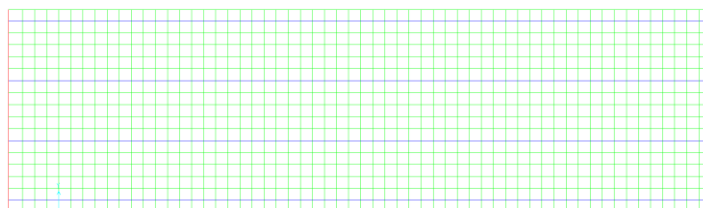
Na OAE em cena, as cortinas (ou vigas de fechamento) nas extremidades do balanço têm 10,4m de largura por 2,35m de altura. Foram determinados os esforços causados pelo empuxo do solo e da sobrecarga (carga móvel).

Empuxo de solo nas cortinas (ΔE)

$$\begin{aligned}
 &h := 2,50 \text{ m} \quad bc := 10,4 \text{ m} - 0,4 \text{ m} \cdot 2 = 9,6 \text{ m} \quad Y_{solo} := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 &h_e := 1 \text{ m} + 2,2 \text{ m} = 3,2 \text{ m} \\
 &p_v := \frac{450 \text{ kN}}{3 \text{ m} \cdot 6 \text{ m}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_m := \frac{p_v \cdot 3 \text{ m} + q \cdot (bc - 3 \text{ m})}{bc} = 11,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 &h_o := \frac{P_m}{Y_{solo}} = 0,62 \text{ m} \quad \Delta P := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot h_o = 3,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 &A_o := bc \cdot h_e = 30,72 \text{ m}^2 \quad \Delta E := \Delta P \cdot A_o = 115,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Admitindo que os aterros serão executados concomitantemente, foram adotados para o cálculo dos pilares apenas o empuxo diferencial proveniente da carga móvel (Eq) sobre o aterro de acesso em apenas uma das extremidades da ponte.

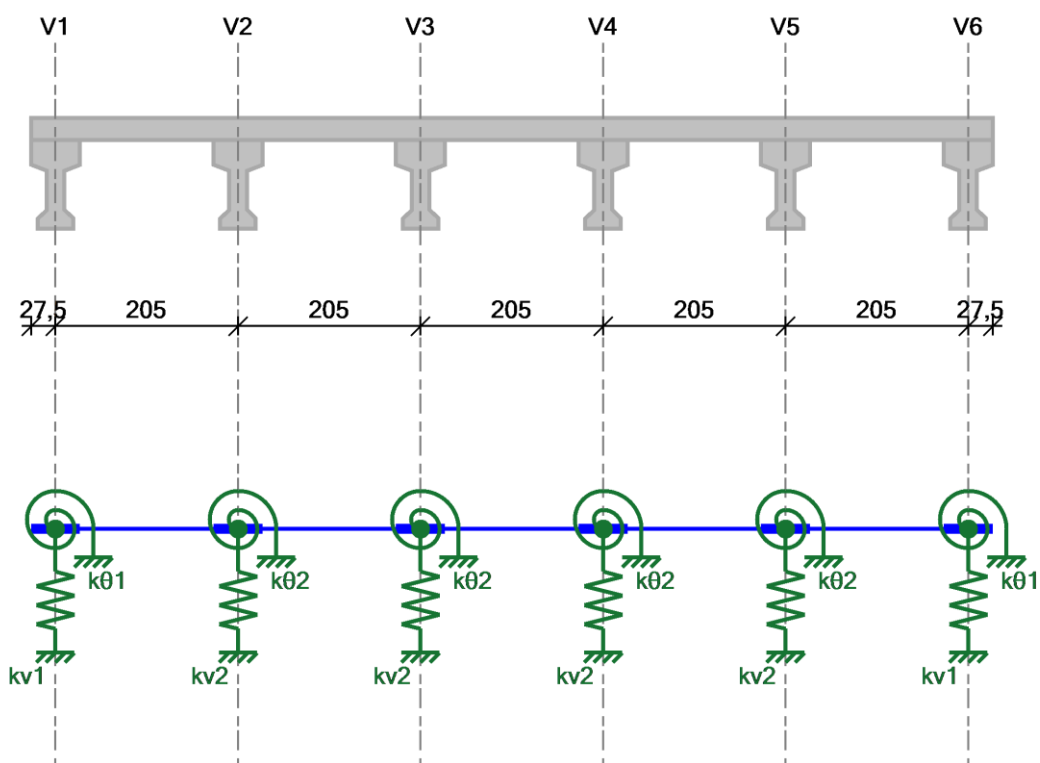
6.2.3 Modelo para laje e transversinas



O tabuleiro apresentado acima corresponde ao modelo realizado a fim de determinar os esforços solicitantes nas lajes e transversinas. As linhas azuis correspondem às longarinas, as linhas vermelhas correspondem às transversinas e os elementos de malha indicados em verde correspondem à laje do tabuleiro.

6.2.4 Modelo para longarinas

Modelo para distribuição transversal de cargas: Processo Fauchart



Apoio elástico:

$$K_{v1} = 1864 \text{ kN/m}$$

$$K_{\theta1} = 2756 \text{ kN.m/rad}$$

$$K_{v2} = 2146 \text{ kN/m}$$

$$K_{\theta1} = 3873 \text{ kN.m/rad}$$

Propriedades das barras:

$$E_c = 32000 \text{ MPa}$$

Barra 1:

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$I_c = 0,00130 \text{ m}^4$$

Barra 2:

$$h = 29,58 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$I_c = 0,00216 \text{ m}^4$$

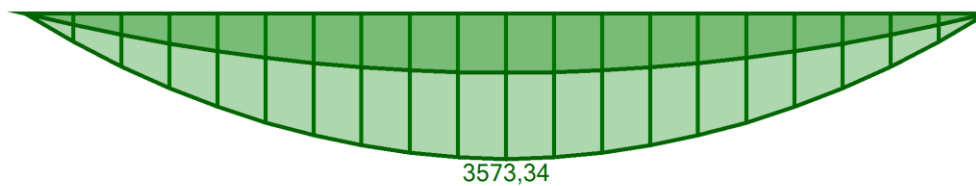
6.3 ESFORÇOS SOLICITANTES NAS LONGARINAS

6.3.1 Esforços Solicitantes

A seguir estão as tabelas com os valores de momento fletores e força cortante para a viga crítica que no caso é a VIGA CENTRAL (VL2 e VL5).

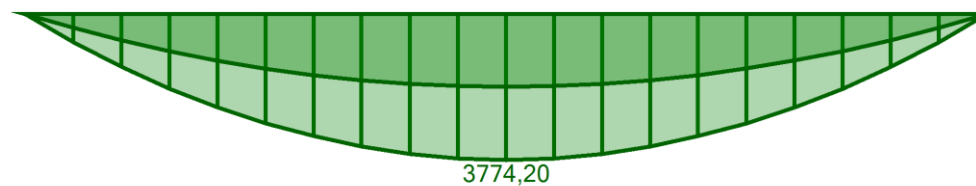
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V1

Unidade: kN.m



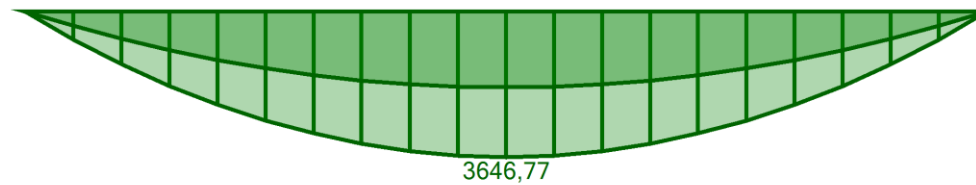
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V2

Unidade: kN.m



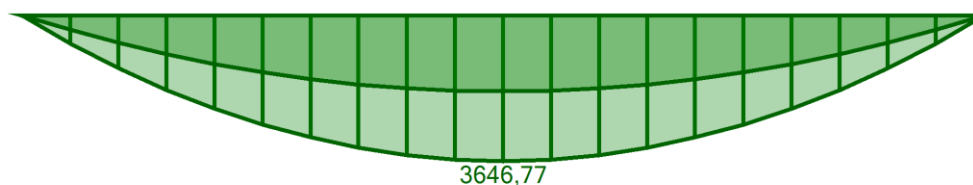
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V3

Unidade: kN.m



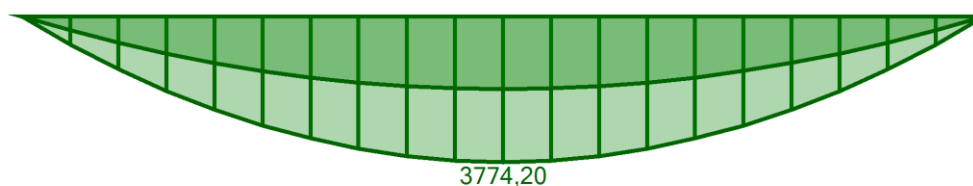
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V4

Unidade: kN.m



Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V5

Unidade: kN.m



Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V6

Unidade: kN.m

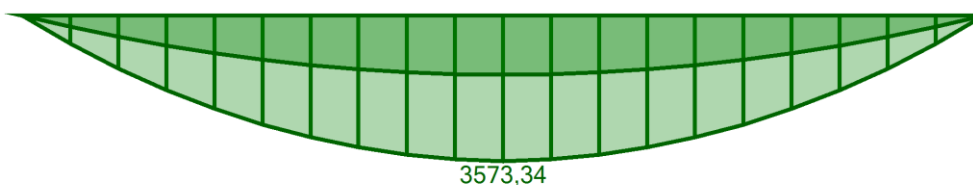
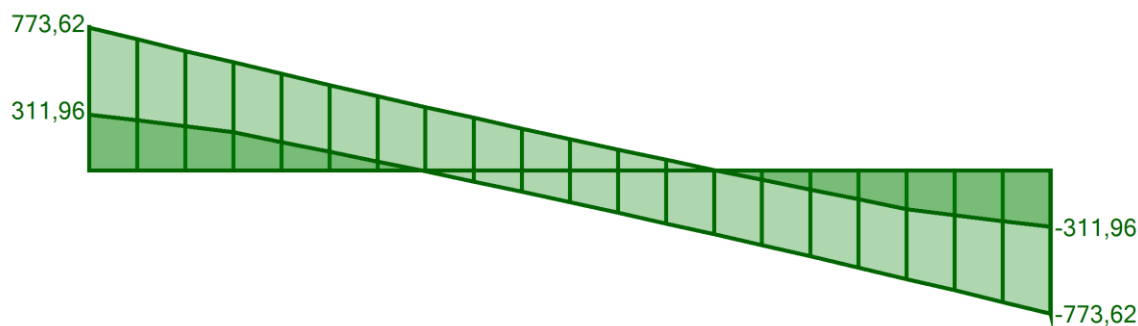


Tabela Resumo - Momento Fletor [kN.m]

Seção	x (m)	M _g (kN.m)	M _{q,max} (kN.m)	M _{q,min} (kN.m)	M _{csp,max} (kN.m)	M _{csp,min} (kN.m)	M _{cf,max} (kN.m)	M _{cf,min} (kN.m)	M _{cr,max} (kN.m)	M _{cr,min} (kN.m)	M _{sd,max} (kN.m)	M _{sd,min} (kN.m)
S1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2	0,00	0,29	0,27	0,00	0,37	0,29	0,43	0,29	0,56	0,29	0,80	0,39
S3	0,97	265,90	246,32	-0,38	339,79	265,79	389,06	265,71	512,22	265,52	728,44	358,39
S4	1,93	503,81	460,84	-0,76	642,06	503,58	734,23	503,43	964,64	503,05	1371,40	679,00
S5	2,90	713,73	647,95	-1,14	908,11	713,39	1037,70	713,16	1361,68	712,59	1935,46	961,82
S6	3,86	895,66	808,49	-1,52	1138,21	895,20	1299,91	894,90	1704,15	894,14	2421,88	1206,86
S7	4,83	1049,60	942,46	-1,90	1332,34	1049,03	1520,83	1048,65	1992,06	1047,70	2830,65	1414,11
S8	5,79	1175,55	1049,86	-2,28	1490,51	1174,87	1700,48	1174,41	2225,41	1173,27	3161,78	1583,57
S9	6,76	1273,52	1137,04	-2,64	1614,63	1272,73	1842,04	1272,20	2410,55	1270,88	3424,80	1715,29
S10	7,72	1343,49	1203,47	-2,92	1704,53	1342,62	1945,23	1342,03	2546,96	1340,57	3618,91	1809,34
S11	8,69	1385,48	1243,33	-3,12	1758,47	1384,54	2007,14	1383,92	2628,80	1382,36	3735,38	1865,72
S12	9,65	1399,47	1256,61	-3,23	1776,45	1398,50	2027,78	1397,85	2656,08	1396,24	3774,20	1884,43
S13	10,62	1385,48	1243,33	-3,27	1758,47	1384,49	2007,14	1383,84	2628,80	1382,20	3735,38	1865,48
S14	11,58	1343,49	1203,47	-3,23	1704,53	1342,52	1945,23	1341,88	2546,96	1340,26	3618,91	1808,87
S15	12,55	1273,52	1137,04	-3,11	1614,63	1272,59	1842,04	1271,96	2410,55	1270,41	3424,80	1714,59
S16	13,51	1175,55	1049,86	-2,90	1490,51	1174,68	1700,48	1174,10	2225,41	1172,65	3161,78	1582,65
S17	14,48	1049,60	942,46	-2,62	1332,34	1048,82	1520,83	1048,29	1992,06	1046,98	2830,65	1413,03
S18	15,44	895,66	808,49	-2,26	1138,21	894,98	1299,91	894,53	1704,15	893,41	2421,88	1205,76
S19	16,41	713,73	647,95	-1,81	908,11	713,19	1037,70	712,82	1361,68	711,92	1935,46	960,82
S20	17,37	503,81	460,84	-1,29	642,06	503,42	734,23	503,17	964,64	502,52	1371,40	678,21
S21	18,34	265,90	246,32	-0,68	339,79	265,69	389,06	265,56	512,22	265,22	728,44	357,94
S22	19,30	0,29	0,27	0,00	0,37	0,29	0,43	0,29	0,56	0,29	0,80	0,39
S23	19,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

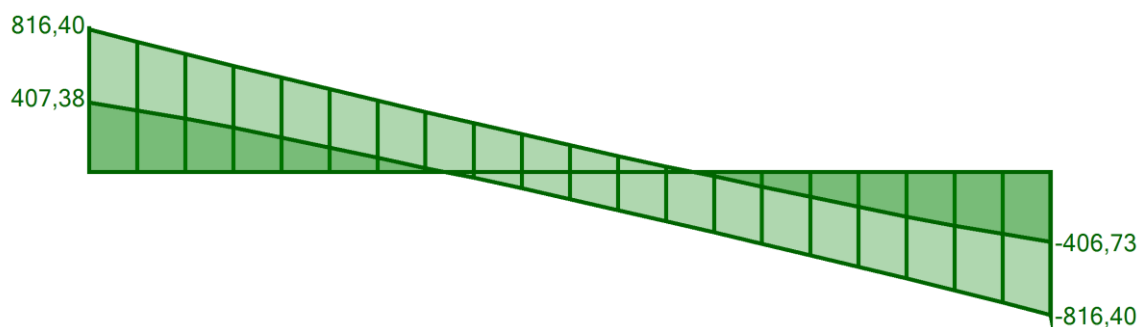
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V1

Unidade: kN



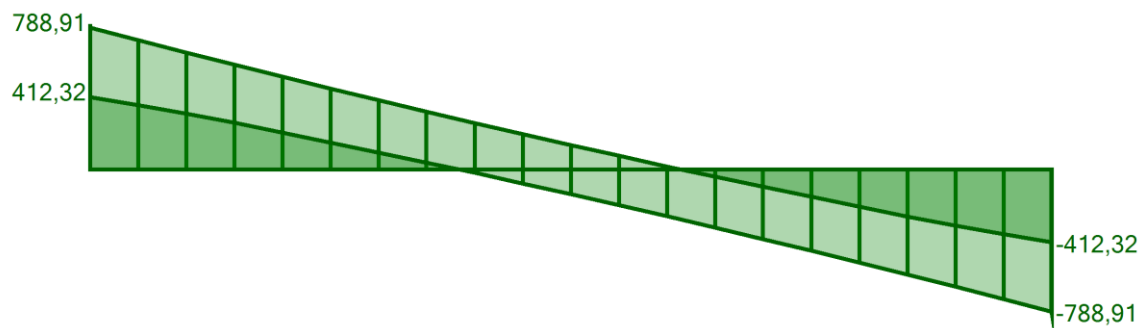
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V2

Unidade: kN



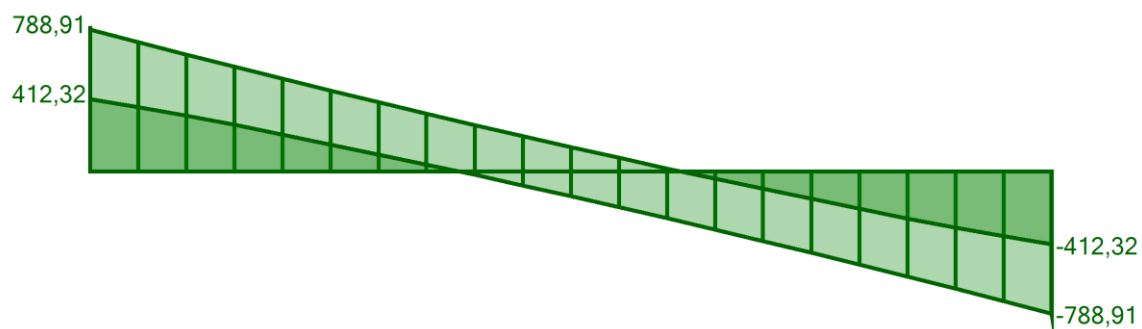
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V3

Unidade: kN



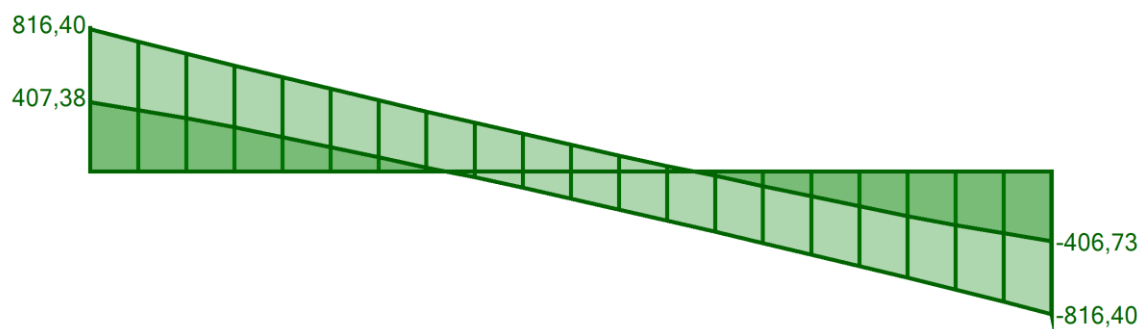
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V4

Unidade: kN



Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V5

Unidade: kN



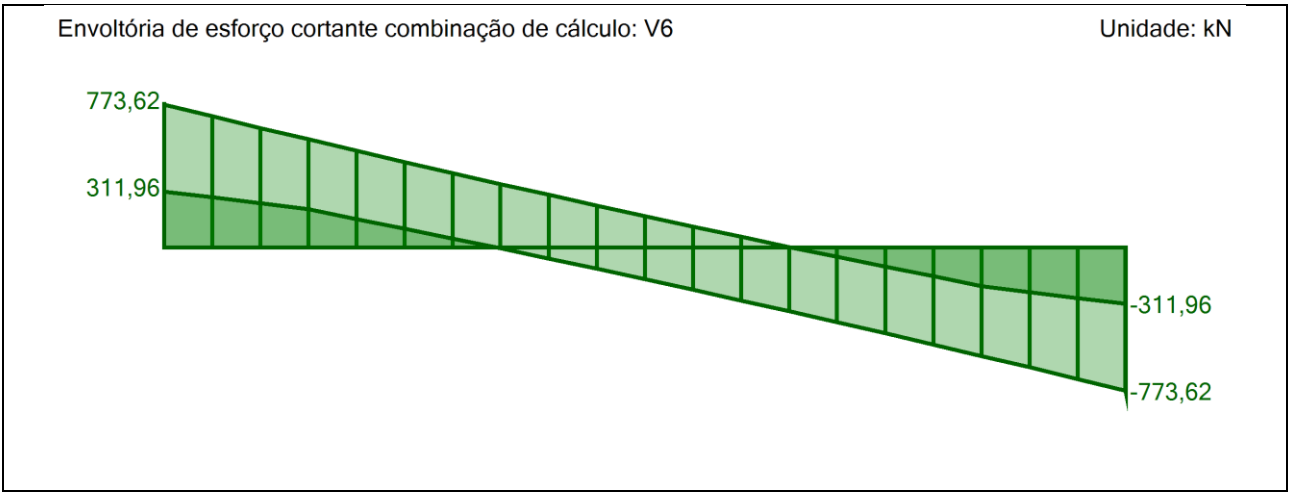


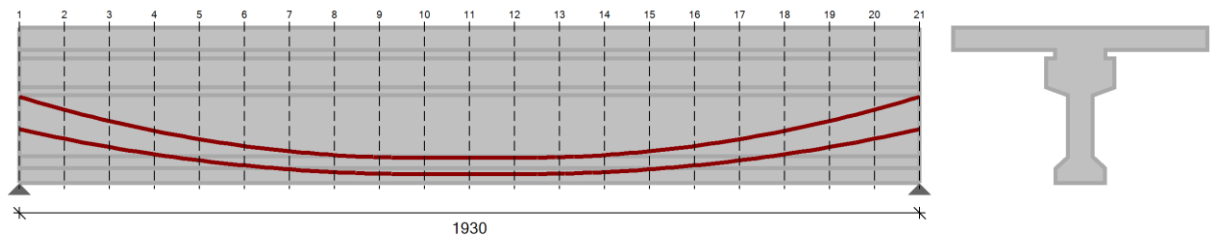
Tabela Resumo – Esforço Cortante [kN]

Seção	x (m)	V _g (kN)	V _{q,max} (kN)	V _{q,min} (kN)	V _{cqp,max} (kN)	V _{cqp,min} (kN)	V _{cd,min} (kN)	V _{cd,min} (kN)	V _{cr,min} (kN)	V _{cr,min} (kN)	V _{sd,min} (kN)	V _{sd,min} (kN)
S1	0	302,2	272,29	-0,39	383,89	302,08	438,34	302	574,49	301,81	816,4	407,38
S2	0	290,02	272,27	-0,39	371,7	289,9	426,15	289,82	562,28	289,62	799,92	390,93
S3	0,97	261,04	252,69	-3,45	336,85	260	387,39	259,31	513,73	257,59	731,44	347,22
S4	1,93	232,04	233,66	-8,66	302,14	229,44	348,87	227,71	465,7	223,38	663,74	300,27
S5	2,9	203,03	215,2	-15,97	267,59	198,24	310,63	195,05	418,23	187,07	596,89	250,14
S6	3,86	174,03	197,3	-26,51	233,22	166,08	272,68	160,77	371,33	147,52	530,89	195,18
S7	4,83	145,02	179,97	-37,69	199,01	133,72	235,01	126,18	324,99	107,33	465,73	139,24
S8	5,79	116,02	163,2	-49,38	164,98	101,21	197,62	91,33	279,21	66,64	401,42	82,56
S9	6,76	87,01	146,99	-61,63	131,11	68,53	160,51	56,2	234,01	25,39	337,96	25,03
S10	7,72	58,01	131,35	-74,44	97,41	35,68	123,69	20,79	189,36	-16,43	275,34	-33,35
S11	8,69	29	116,28	-87,82	63,89	2,66	87,14	-14,91	145,28	-58,82	213,57	-92,58
S12	9,65	0	101,77	-101,77	30,53	-30,53	50,88	-50,88	101,77	-101,77	152,65	-152,65
S13	10,62	-29	87,82	-116,28	-2,66	-63,89	14,91	-87,14	58,82	-145,28	92,58	-213,57
S14	11,58	-58,01	74,44	-131,35	-35,68	-97,41	-20,79	-123,69	16,43	-189,36	33,35	-275,34
S15	12,55	-87,01	61,63	-146,99	-68,53	-131,11	-56,2	-160,51	-25,39	-234,01	-25,03	-337,96
S16	13,51	-116,02	49,38	-163,2	-101,21	-164,98	-91,33	-197,62	-66,64	-279,21	-82,56	-401,42
S17	14,48	-145,02	37,69	-179,97	-133,72	-199,01	-126,18	-235,01	-107,33	-324,99	-139,24	-465,73
S18	15,44	-174,03	26,51	-197,3	-166,08	-233,22	-160,77	-272,68	-147,52	-371,33	-195,18	-530,89
S19	16,41	-203,03	15,97	-215,2	-198,24	-267,59	-195,05	-310,63	-187,07	-418,23	-250,14	-596,89
S20	17,37	-232,04	8,66	-233,66	-229,44	-302,14	-227,71	-348,87	-223,38	-465,7	-300,27	-663,74
S21	18,34	-261,04	3,45	-252,69	-260	-336,85	-259,31	-387,39	-257,59	-513,73	-347,22	-731,44
S22	19,3	-290,02	0,83	-272,27	-289,77	-371,7	-289,6	-426,15	-289,18	-562,28	-390,27	-799,92
S23	19,3	-302,2	0,83	-272,29	-301,95	-383,89	-301,79	-438,34	-301,37	-574,49	-406,73	-816,4

6.4 DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS NOVAS

Os esforços considerados para o dimensionamento das longarinas correspondem às longarinas CENTRAIS as quais possuem as máximas solicitações.

6.4.1 Geometria



Concreto:

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
 $E_c = 33 \text{ GPa}$
 $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$
 $f_{ctm,j} = 3 \text{ MPa}$
 $E_{c,j} = 30 \text{ GPa}$

$\gamma_c = 1,40$

Armadura ativa:

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

Armadura passiva:

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

6.4.2 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	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
2	0,965	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
3	1,93	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
4	2,895	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
5	3,86	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
6	4,825	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
7	5,79	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
8	6,755	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
9	7,72	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
10	8,685	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
11	9,65	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
12	10,615	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
13	11,58	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
14	12,545	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
15	13,51	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
16	14,475	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
17	15,44	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
18	16,405	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
19	17,37	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
20	18,335	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811
21	19,3	1	0,56131	0,43869	0,32538	0,03427	0,06105	0,07811

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

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	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
2	0,965	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
3	1,93	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
4	2,895	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
5	3,86	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148

6	4,825	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
7	5,79	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
8	6,755	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
9	7,72	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
10	8,685	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
11	9,65	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
12	10,615	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
13	11,58	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
14	12,545	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
15	13,51	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
16	14,475	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
17	15,44	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
18	16,405	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
19	17,37	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
20	18,335	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148
21	19,3	1,25	0,84481	0,40519	0,62666	0,08974	0,10623	0,22148

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

6.4.3 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

6.4.4 Combinações

A seguir são apresentadas as combinações de esforços solicitantes para os estados limites último e de serviço, obtidas de acordo com a NBR 8681.

Combinações últimas das ações (ELU)

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right)$$

Onde:

$F_{G,k}$ é o valor característicos das ações permanentes;

$F_{01,k}$ é o valor característicos da ação variável admitida como principal;

$F_{O_i,k}$ é o valor característicos das ações variáveis secundárias.

Combinações de serviço das ações

A seguir são definidas as combinações em serviço:

- Combinação quase permanente (CQPERM): $F_{CQP} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$

- Combinação frequente (CFREQ): $F_{CF} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$

- Combinação rara (CRARA): $F_{CR} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k}$

6.4.5 Protensão

Tabela 2: Força e momento de protensão nos instantes T_0 e T_∞

Seção	x (m)	P_i (kN)	P_o (kN)	MP_o (kN.m)	P_∞ (kN)	MP_∞ (kN.m)
1	0	2780,00	2429,07	-2,30	2027,73	-1,92
2	96,5	2780,00	2439,18	-220,11	2028,44	-183,05
3	193	2780,00	2447,44	-413,70	2032,43	-343,55
4	289,5	2780,00	2454,57	-582,53	2038,94	-483,89
5	386	2780,00	2461,18	-726,33	2047,35	-604,20
6	482,5	2780,00	2467,84	-844,97	2057,14	-704,35
7	579	2780,00	2474,98	-938,42	2067,92	-784,08
8	675,5	2780,00	2482,96	-1006,66	2079,40	-843,04
9	772	2780,00	2492,05	-1049,59	2091,35	-880,82
10	868,5	2780,00	2502,41	-1067,05	2103,62	-897,00
11	965	2780,00	2509,20	-1070,06	2110,61	-900,08
12	1061,5	2780,00	2518,93	-1074,10	2114,21	-901,52
13	1158	2780,00	2529,99	-1065,46	2115,76	-891,01
14	1254,5	2780,00	2542,38	-1030,51	2117,90	-858,46
15	1351	2780,00	2555,99	-968,76	2120,96	-803,88
16	1447,5	2780,00	2568,18	-878,97	2123,73	-726,86
17	1544	2780,00	2570,28	-758,80	2120,90	-626,14
18	1640,5	2780,00	2564,52	-608,93	2114,57	-502,09
19	1737	2780,00	2558,32	-432,76	2110,31	-356,98
20	1833,5	2780,00	2551,01	-230,54	2108,64	-190,57
21	1930	2780,00	2541,82	-2,76	2110,14	-2,29

x - abcissa da seção

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

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

MP₀ – 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=∞)

6.4.6 Esforços solicitantes

Tabela 3: Momento fletor combinações ELS e ELU (kN.m)

[illegible]

2	0,965	338,80	265,16	387,89	265,16	510,62	265,16	726,16	265,16
3	1,93	640,25	502,41	732,13	502,41	961,86	502,41	1367,42	502,41
4	2,895	905,57	711,75	1034,79	711,75	1357,82	711,75	1929,97	711,75
5	3,86	1135,02	893,18	1296,25	893,18	1699,31	893,18	2414,99	893,18
6	4,825	1328,60	1046,69	1516,54	1046,69	1986,39	1046,69	2822,59	1046,69
7	5,79	1486,33	1172,30	1695,68	1172,30	2219,06	1172,30	3152,75	1172,30
8	6,755	1610,30	1269,99	1837,18	1269,99	2404,37	1269,99	3416,06	1269,99
9	7,72	1699,75	1339,77	1939,74	1339,77	2539,70	1339,77	3608,59	1339,77
10	8,685	1753,54	1381,64	2001,48	1381,64	2621,32	1381,64	3724,73	1381,64
11	9,65	1771,47	1395,59	2022,06	1395,59	2648,53	1395,59	3763,45	1395,59
12	10,615	1753,54	1381,64	2001,48	1381,64	2621,32	1381,64	3724,73	1381,64
13	11,58	1699,75	1339,77	1939,74	1339,77	2539,70	1339,77	3608,59	1339,77
14	12,545	1610,30	1269,99	1837,18	1269,99	2404,37	1269,99	3416,06	1269,99
15	13,51	1486,33	1172,30	1695,68	1172,30	2219,06	1172,30	3152,75	1172,30
16	14,475	1328,60	1046,69	1516,54	1046,69	1986,39	1046,69	2822,59	1046,69
17	15,44	1135,02	893,18	1296,25	893,18	1699,31	893,18	2414,99	893,18
18	16,405	905,57	711,75	1034,79	711,75	1357,82	711,75	1929,97	711,75
19	17,37	640,25	502,41	732,13	502,41	961,85	502,41	1367,42	502,41
20	18,335	338,80	265,16	387,89	265,16	510,62	265,16	726,16	265,16
21	19,3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

x - abscissa da seção

MCQP,max – Momento fletor máximo para combinação quase permanente

MCQP,min – Momento fletor mínimo para combinação quase permanente

MCF,max – Momento fletor máximo para combinação frequente

MCF,min – Momento fletor mínimo para combinação frequente

MCR,max – Momento fletor máximo para combinação rara

MCR,min – Momento fletor mínimo para combinação rara

MSd,max – Momento fletor máximo para combinação ELU

MSd,min – Momento fletor mínimo para combinação ELU

Tabela 4: Esforço cortante combinações ELS e ELU (kN)

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	371,73	290,05	426,19	290,05	562,33	290,05	799,99	290,05
2	0,965	336,85	260,00	387,39	259,31	513,75	257,58	731,47	255,85
3	1,93	302,14	229,39	348,88	227,62	465,73	223,20	663,79	218,78
4	2,895	267,60	198,19	310,65	194,97	418,27	186,91	596,95	178,85
5	3,86	233,23	166,07	272,70	160,76	371,38	147,50	530,96	134,23
6	4,825	199,03	133,70	235,04	126,15	325,05	107,28	465,82	88,41
7	5,79	165,00	101,19	197,65	91,30	279,28	66,58	401,52	41,85
8	6,755	131,13	68,50	160,55	56,16	234,08	25,32	338,06	-5,53
9	7,72	97,44	35,65	123,72	20,75	189,44	-16,51	275,45	-53,77
10	8,685	63,91	2,63	87,18	-14,95	145,36	-58,90	213,69	-102,85
11	9,65	30,55	-30,55	50,92	-50,92	101,85	-101,85	155,44	-155,44
12	10,615	-2,63	-63,91	14,95	-87,18	58,90	-145,36	102,85	-213,69
13	11,58	-35,65	-97,44	-20,75	-123,72	16,51	-189,44	53,77	-275,45
14	12,545	-68,50	-131,13	-56,16	-160,55	-25,32	-234,08	5,53	-338,06
15	13,51	-101,19	-165,00	-91,30	-197,65	-66,58	-279,28	-41,85	-401,52
16	14,475	-133,70	-199,03	-126,15	-235,04	-107,28	-325,05	-88,41	-465,82
17	15,44	-166,07	-233,23	-160,76	-272,70	-147,50	-371,38	-134,23	-530,96
18	16,405	-198,19	-267,60	-194,97	-310,65	-186,91	-418,27	-178,85	-596,95
19	17,37	-229,39	-302,14	-227,62	-348,88	-223,20	-465,73	-218,78	-663,79
20	18,335	-260,00	-336,85	-259,31	-387,39	-257,58	-513,75	-255,85	-731,47
21	19,3	-290,05	-371,73	-290,05	-426,19	-290,05	-562,33	-290,05	-799,99

x - abscissa da seção

VCQP,max – Esforço cortante máximo para combinação quase permanente

VCQP,min – Esforço cortante mínimo para combinação quase permanente

VCF,max – Esforço cortante máximo para combinação frequente

VCF,min – Esforço cortante mínimo para combinação frequente

VCR,max – Esforço cortante máximo para combinação rara

VCR,min – Esforço cortante mínimo para combinação rara

VSd,max – Esforço cortante máximo para combinação ELU

VSd,min – Esforço cortante mínimo para combinação ELU

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

Tabela 5: Verificação ELS-F ($\sigma_c \leq 2,44\text{MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-6,26	-6,21
2	0,965	-6,24	-5,08
3	1,93	-6,20	-4,03
4	2,895	-6,15	-3,11
5	3,86	-6,10	-2,30
6	4,825	-6,03	-1,61
7	5,79	-5,95	-1,03
8	6,755	-5,85	-0,51
9	7,72	-5,72	-0,07
10	8,685	-5,55	0,29
11	9,65	-5,46	0,44
12	10,615	-5,65	0,18
13	11,58	-5,96	-0,31
14	12,545	-6,22	-0,88
15	13,51	-6,44	-1,51
16	14,475	-6,61	-2,17
17	15,44	-6,68	-2,72
18	16,405	-6,68	-3,43
19	17,37	-6,66	-4,29
20	18,335	-6,61	-5,29
21	19,3	-6,52	-6,46

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)

6.4.8 Estado limite de descompressão (ELS-D)

Tabela 6: Verificação ELS-D ($\sigma_c \leq 0$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-6,26	-6,21
2	0,965	-6,24	-5,14
3	1,93	-6,20	-4,22
4	2,895	-6,15	-3,44
5	3,86	-6,10	-2,78
6	4,825	-6,03	-2,25
7	5,79	-5,95	-1,86
8	6,755	-5,85	-1,60
9	7,72	-5,72	-1,48
10	8,685	-5,55	-1,51

11	9,65	-5,46	-1,56
12	10,615	-5,65	-1,49
13	11,58	-5,96	-1,43
14	12,545	-6,22	-1,52
15	13,51	-6,44	-1,77
16	14,475	-6,61	-2,17
17	15,44	-6,68	-2,72
18	16,405	-6,68	-3,43
19	17,37	-6,66	-4,29
20	18,335	-6,61	-5,29
21	19,3	-6,52	-6,46

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)

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

Tabela 7: Verificação ELU-ATO ($-22 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 2,83 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-8,25	-8,18
2	0,965	-11,04	-6,07
3	1,93	-13,50	-4,19
4	2,895	-15,64	-2,56
5	3,86	-17,45	-1,19
6	4,825	-18,93	-0,07
7	5,79	-20,08	0,79
8	6,755	-20,90	1,38
9	7,72	-21,40	1,71
10	8,685	-21,56	1,78
11	9,65	-21,58	1,75
12	10,615	-21,74	1,82
13	11,58	-21,81	1,81
14	12,545	-21,53	1,52
15	13,51	-20,90	0,94
16	14,475	-19,88	0,07
17	15,44	-18,40	-1,10
18	16,405	-16,49	-2,56
19	17,37	-14,22	-4,30
20	18,335	-11,60	-6,30
21	19,3	-8,64	-8,55

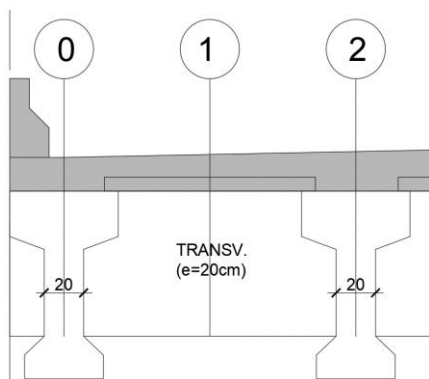
x - abscissa da seção

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

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

6.5 TRANSVERSINAS

6.5.1 Seções de Estudo



6.5.2 Esforços Solicitantes

$$\phi = 1,25 \cdot 1,31 = 1,64 \text{ (NBR 7188:2013)}$$

MOMENTOS FLETORES						
Transversina	bw (m)	h (m)	d (m)	Mg (kN.m)	ϕMq (kN.m)	Md (kN.m)
Ponte de 20 m	0,20	0,735	0,65	5,40	0,00	7,56

ESFORÇOS CORTANTES						
Transversina	bw (m)	h (m)	d (m)	Vg (kN.m)	ϕVq (kN.m)	Vd (kN.m)
Ponte de 20 m	0,20	0,735	0,65	10,60	0,00	14,84

6.5.3 Dimensionamento a flexão

Transversina	ξ	$A_{s,cal}$ (cm ²)	$M_{f,ad,m\acute{a}x}$ (kN.m)	$M_{f,ad,min}$ (kN.m)	$\Delta M_{d,freq}$ (kN.m)	$\Delta f_{ad,fad}$ (kN/cm ²)	$\gamma f \Delta \sigma_s$ (kN/cm ²)	x (cm)	$A_{s,fad}$ (cm ²)	Bitola (mm)	Quant.	$A_{s,adot}$ (cm ²)
Ponte de 20 m	0,0053	2,41	5,40	5,40	0,00	10,50	0,00	18,50	4,95	12,5	6	7,36

VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO							
Transversina	σ_s (kN/cm ²)	A_{cr} (cm ²)	ρ_{fi}	w1 (mm)	w2 (mm)	wk (mm)	Verificação
Ponte de 20 m	0,00	285	0,026	0,000	0,000	0,000	OK!

Portanto, adotar 6 ϕ 12.5mm.

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE PELE				
Longarina	$A_{sp/face}$	Bitola (mm)	Quant.	$A_{s,adot}$
Ponte de 25 m	1,47	10	6	4,71

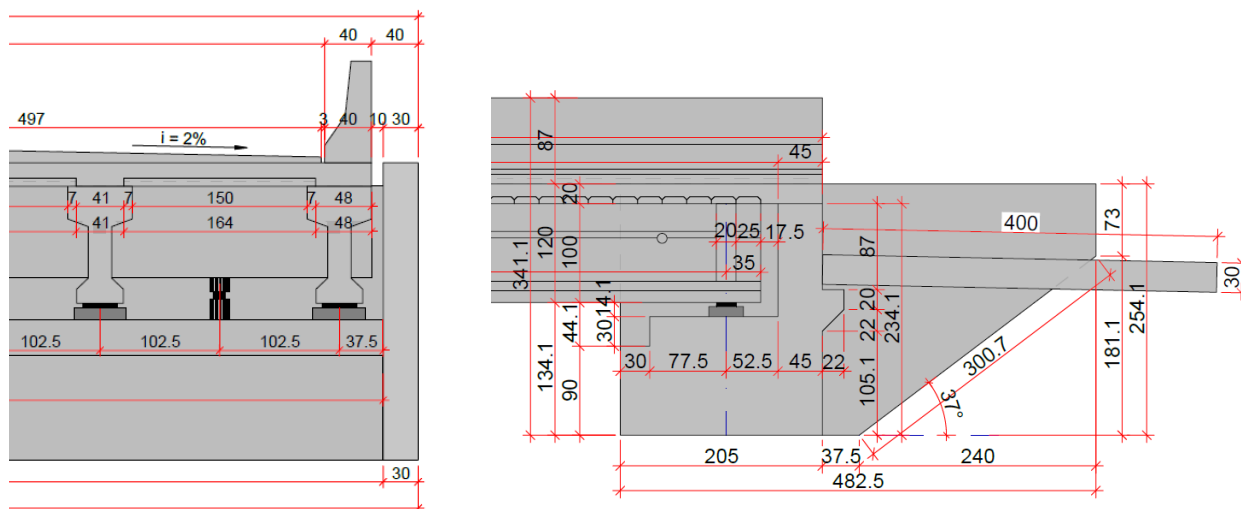
6.5.4 Dimensionamento a força cortante

VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO														
Transversina	σ_s (kN/cm²)	Acr (cm²)	ρ_{fi}	w1 (mm)	w2 (mm)	wk (mm)	Verificação							
Ponte de 20 m	0,00	285	0,026	0,000	0,000	0,000	OK!							
DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE COM FADIGA														
Transversina	Vrd2 (kN)	Vc (kN)	$A_{sw,cal}$ (cm²/m)	$A_{sw,min}$ (cm²/m)	Vsd _{máx,fad} (kN)	Vsd _{min,fad} (kN)	$\Delta f_{ad,fad}$ (kN/cm²)	$\gamma f \Delta \sigma_s$ (kN/cm²)	Bitola (mm)	Ramos	Espaçam. Adot. (cm)	Espaçam. Máx (cm)	A_s , adot (cm²/m)	
Ponte de 20 m	754,65	125,19	-4,34	2,57	10,60	10,60	8,50	-4,89	12,5	2	13,5	-57	18,18	

Portanto, adotar estribos de 2 ramos ϕ 12,5mm c/ 10cm.

6.6 LAJE DO TABULEIRO

6.6.1 Seções de Estudo



6.6.2 Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes para a carga permanente estão mostrados a seguir.

- Momento Positivo**

Região a 5m das extremidades (com CIA)

- Momento Negativo**

M11 (-)

Região a 5m das extremidades (com CIA)

Dimensões:

lx = 2,05 m

ly = ∞ m

t = 0,67 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ↑ ☐ →

Coefficiente de Impacto (φ): 1,31

Calcular

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,5	0,118	0,083	0,041	0,02	0,0	0,0
1,0	0,171	0,129	0,078	0,061	0,0	0,0
1,5	0,266	0,216	0,175	0,12	0,0	0,05
2,0	0,332	0,29	0,25	0,195	0,0	0,1
2,5	0,399	0,357	0,318	0,264	0,0	0,27
3,0	0,452	0,415	0,37	0,33	0,3	0,53
4,0	0,56	0,52	0,485	0,44	0,8	1,11
5,0	0,65	0,62	0,58	0,53	1,25	1,79
6,0	0,74	0,71	0,67	0,63	1,65	2,9
7,0	0,82	0,79	0,75	0,7	2,0	4,5
8,0	0,87	0,85	0,81	0,76	2,4	6,3
9,0	0,91	0,89	0,85	0,8	2,75	8,4
10,0	0,94	0,91	0,87	0,82	3,12	10,55

Resultados:

Tabela Utilizada: 27

Cargas Móveis:

ML=0,12

Mp=0,00

Mp'=0,00

Mxm=11,43 kN.m/m

Cargas Permanentes:

k_{pm}=0,04

Mxm=0,18g kN.m/m

Dimensões:

lx = 2,05 m

ly = ∞ m

t = 0,67 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego:

☒ ↑ ☐ →

Coefficiente de Impacto (φ): 1,31

Calcular

Mxm

Mym

Mxe

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,5	0,25	0,19	0,12	0,05	0,0	0,1
1,0	0,32	0,26	0,18	0,09	0,0	0,28
1,5	0,42	0,4	0,34	0,25	0,0	0,35
2,0	0,58	0,56	0,51	0,4	0,03	0,35
2,5	0,72	0,7	0,66	0,55	0,08	0,37
3,0	0,85	0,84	0,8	0,78	0,2	0,8
4,0	1,06	1,06	1,01	0,98	0,55	2,2
5,0	1,21	1,21	1,18	1,14	1,0	4,25
6,0	1,32	1,32	1,3	1,26	1,4	7,6
7,0	1,41	1,41	1,4	1,36	2,0	11,8
8,0	1,47	1,47	1,47	1,44	2,4	16,2
9,0	1,52	1,52	1,52	1,5	3,0	21,6
10,0	1,54	1,54	1,54	1,53	3,5	26,3

Resultados:

Tabela Utilizada: 27

Cargas Móveis:

ML=0,24

MP=0,00

MP'=0,28

Mxe=-25,45 kN.m/m

Cargas Permanentes:

kxe=0,08

Mxe=0,35g kN.m/m

M22

Dimensões:

lx = 2,05 m

ly = ∞ m

t = 0,67 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego:

☒ ↑ ☐ →

Coefficiente de Impacto (φ): 1,31

Calcular

Mxm

Mym

Mxe

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,5	0,097	0,051	0,031	0,008	0,0	0,01
1,0	0,149	0,091	0,051	0,023	0,0	0,01
1,5	0,187	0,134	0,08	0,038	0,0	0,03
2,0	0,215	0,168	0,096	0,064	0,0	0,05
2,5	0,248	0,198	0,137	0,096	0,0	0,13
3,0	0,287	0,239	0,179	0,141	0,05	0,24
4,0	0,361	0,315	0,262	0,222	0,13	0,57
5,0	0,43	0,389	0,338	0,295	0,21	0,83
6,0	0,498	0,457	0,412	0,37	0,28	1,33
7,0	0,56	0,52	0,479	0,433	0,33	2,03
8,0	0,61	0,58	0,54	0,49	0,42	2,89
9,0	0,66	0,63	0,59	0,54	0,48	3,82
10,0	0,71	0,67	0,63	0,58	0,56	4,85

Resultados:

Tabela Utilizada: 27

Cargas Móveis:

ML=0,08

MP=0,00

MP'=0,01

Mym=7,86 kN.m/m

Cargas Permanentes:

kym=0,01

Mym=0,03g kN.m/m

6.6.3 Dimensionamento à Flexão

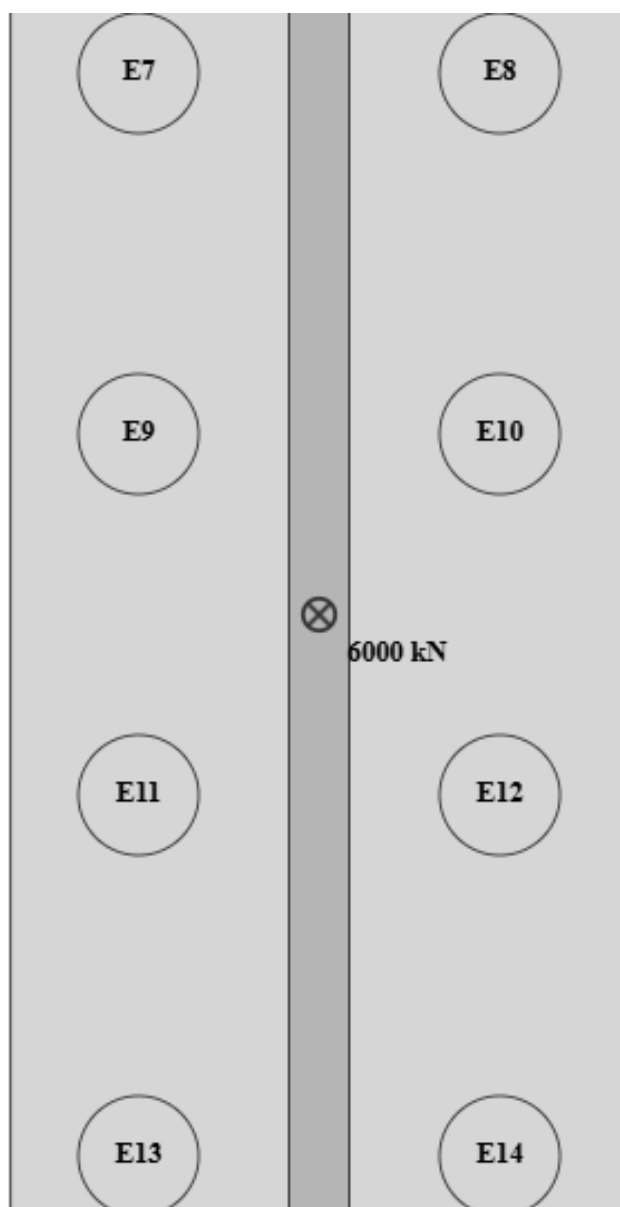
MOMENTOS FLETORES NAS LAJES																
Ponte	Permanente			Móveis			ELU			Verificação de Fadiga						
	Mxm (kN.m/m)	Mym (kN.m/m)	Mxe (kN.m/m)	Mxm (kN.m/m)	Mym (kN.m/m)	Mxe (kN.m/m)	Mxmd (kN.m/m)	Mynd (kN.m/m)	Mxed (kN.m/m)	Mxmd _{máx} , freq (kN.m/m)	Mxmd _{min} , freq (kN.m/m)	Mymd _{máx} , freq (kN.m/m)	Mymd _{min} , freq (kN.m/m)	Mxd _{máx} , freq (kN.m/m)	Mxd _{min} , freq (kN.m/m)	
Com Vigas "I" 20 m	0,18	0,03	-0,35	11,43	7,86	-25,45	17,39	11,83	-38,65	9,32	0,18	6,32	0,03	-20,71	-0,35	
DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO COM FADIGA																
Ponte	Armadura	Direção	bw (m)	h (m)	d (m)	ξ	A _{sw,cal} (cm²/m)	Δf _{ad,fad} (kN/cm²)	γfΔσs (kN/cm²)	Bitola máx (mm)	Bitola adot. (mm)	Espaçam. Adot. (cm)	Espaçam. Cal. (cm)	Espaçam. Máx (cm)	A _s , adot (cm²/m)	
Com Vigas "I" 20 m	Negativa	x	1,0	0,25	0,21	0,0527	4,32	19,00	8,74	31,25	12,5	10	28	20	12,27	
Com Vigas "I" 20 m	Positiva	x	1,0	0,25	0,21	0,0234	4,10	19,00	3,93	31,25	12,5	10	30	20	12,27	
Com Vigas "I" 20 m	Positiva	y	1,0	0,25	0,21	0,0159	4,10	19,00	4,14	31,25	10	10	19	20	7,85	
VERIFICAÇÃO A FADIGA DO CONCRETO À COMPRESSÃO																
Ponte	σ _{C1} (kN/cm²)	σ _{C2} (kN/cm²)	η _c	σ _{c,máx} (kN/cm²)	η _c γσ _{c,máx} (kN/cm²)	f _{cd,fad} (kN/cm²)										
Com Vigas "I" 20 m	0,00	0,36	0,67	0,36	0,24	1,13										
DIMENSIONAMENTO QUANTO ÀS FORÇAS CORTANTES																
Ponte	V _{k, pp} (kN/m)	V _{k, móvel} (kN/m)	V _{sd} (kN/m)	V _{Rd1} (kN/m)												
Com Vigas "I" 20 m	3,96	67,11	106,01	167,93												
VERIFICAÇÕES NOS ESTADOS- LIMITE DE SERVIÇO (ELS)																
VERIFICAÇÃO DE FLECHAS																
Ponte	Δ _{lt,10} (mm)				Δ _{lt,10} (mm)		M _s (kN.m/m)	Mr (kN.m/m)	(E)I _{eq,10} (kN.cm²)	Δ _{lt,10} (mm)		αf	Δ _{lt,tr} (mm)		Δ _{Lim} (mm)	Verificação
	Máxima	Mínimo	Máxima	Mínimo	Máxima	Mínimo	Máxima			Máxima	Mínimo		Máxima	Mínimo		
Com Vigas "I" 20 m	0,011	0,001	0,391	-0,135	0,128	-0,030	3,61	50,16	382,9E+6	0,128	-0,030	1,32	0,298	-0,068	5,28	OK!
VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO																
Ponte	Mr (kN.m/m)	Md,rara, neg (kN.m/m)	Md,rara, pos, x (kN.m/m)	Md,rara, pos, y (kN.m/m)	Md,freq, neg (kN.m/m)	Md,freq, pos, x (kN.m/m)	Acr (cm²)	Abertura de Fissuras (M negativo)				Abertura de Fissuras (M positivo)				Verificação
								ρ _{ri}	w1 (mm)	w2 (mm)	wk (mm)	Acr (cm²)	ρ _{ri}	w1 (mm)	w2 (mm)	wk (mm)
Com Vigas "I" 20 m	35,11	25,80	11,61	7,89	13,08	5,90	1250	0,010	0,003	0,028	0,003	1250	0,010	0,007	0,125	0,007

Portanto, adotar para armadura transversal $\phi 12.5\text{mm}$ c/ 10cm no positivo, e para o negativo $\phi 12.5\text{mm}$ c/ 10cm e para a armadura longitudinal $\phi 10\text{mm}$ c/ 10cm.

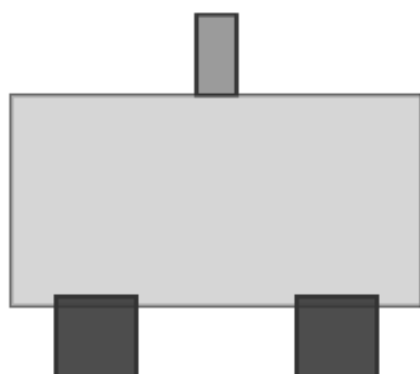
7 INFRAESTRUTURA

7.1 BLOCO SOBRE ESTACAS

- 18 estacas Ø 40
- Capacidade das estacas = 400 kN
- P1: Nk = 6000 kN, Mxk = 0 kN.m, Myk = 0 kN.m
- Dimensões do bloco = 205 cm x 1100 cm
- Altura do bloco = 120 cm
- Peso próprio = 562.34 kN
- Concreto fck = 35 MPa



Geometria do bloco em planta.



Geometria do bloco em vista.

8 REAÇÕES NAS ESTACAS

A reação em cada uma das estacas é calculada pelo processo de Courbon/Engesser considerando o bloco como rígido.

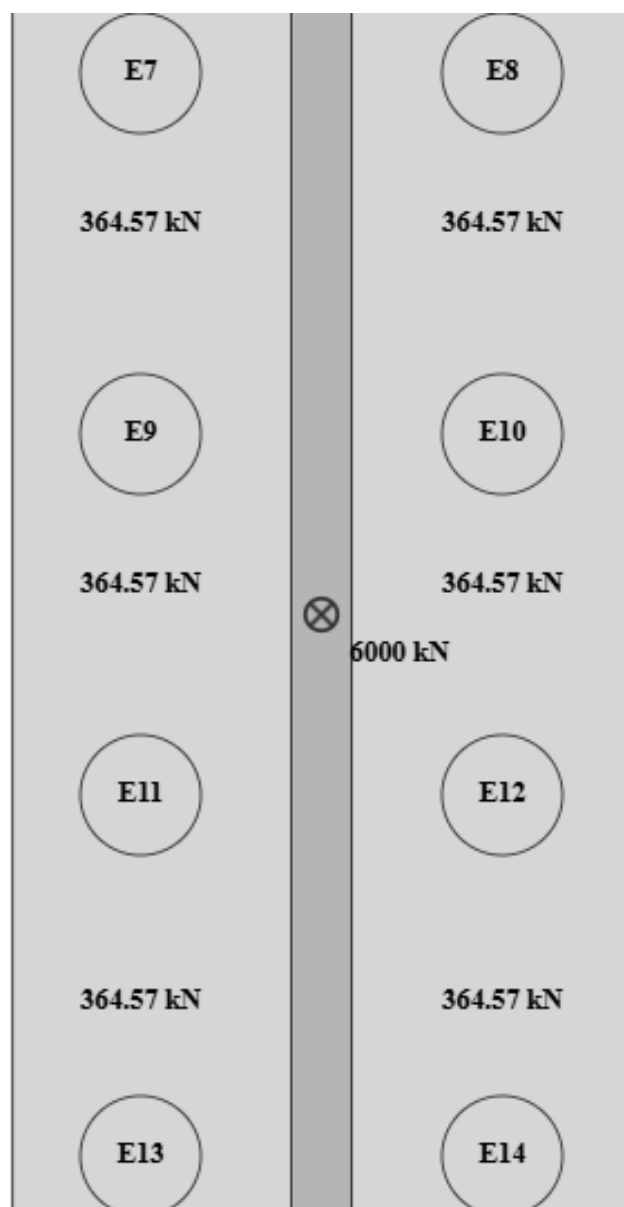
A reação R_i na estaca i de coordenadas (x_i, y_i) é calculada pela seguinte fórmula:

$$R_i = N / n_{\text{estacas}} + M_x \cdot y_i / \text{somatória}(y^2) + M_y \cdot x_i / \text{somatória}(x^2)$$

Coordenadas e reações das estacas.

Estaca	xg cm	yg cm	Rk kN	F.S.
E1	-60	480	364.57	1.10
E2	60	480	364.57	1.10
E3	-60	360	364.57	1.10
E4	60	360	364.57	1.10
E5	-60	240	364.57	1.10
E6	60	240	364.57	1.10
E7	-60	120	364.57	1.10
E8	60	120	364.57	1.10
E9	-60	0	364.57	1.10
E10	60	0	364.57	1.10
E11	-60	-120	364.57	1.10
E12	60	-120	364.57	1.10

Estaca	xg cm	yg cm	Rk kN	F.S.
E13	-60	-240	364.57	1.10
E14	60	-240	364.57	1.10
E15	-60	-360	364.57	1.10
E16	60	-360	364.57	1.10
E17	-60	-480	364.57	1.10
E18	60	-480	364.57	1.10

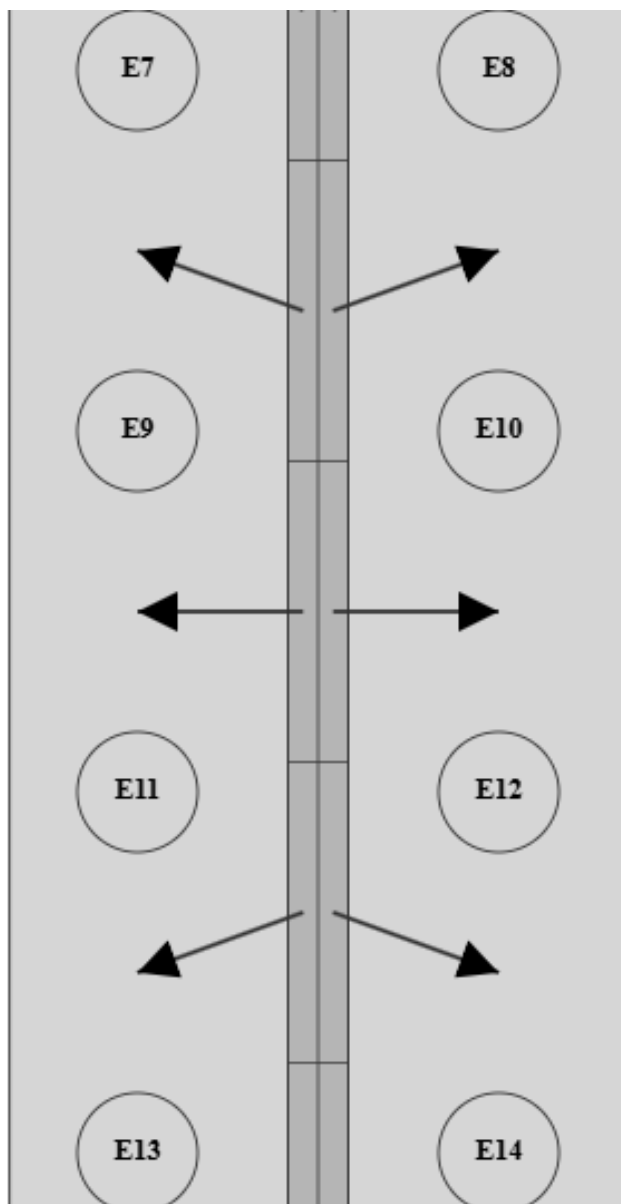


Reações das estacas.

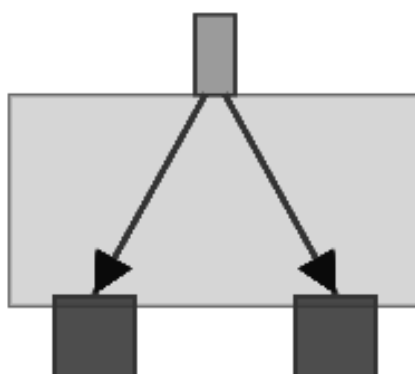
9 DEFINIÇÃO DAS BIELAS

A fim de determinar a posição de partida de cada biela, divide-se o pilar pelo número de estacas, considerando, por simplificação, que todas as divisões possuem a mesma área. A partida da biela ocorre no CG dessa subárea do pilar.

A posição de chegada da biela corresponde ao CG da estaca, na coordenada vertical do CG do tirante.



Divisao do pilar em áreas iguais e definio das bielas.



Vista das bielas.

Feita a definição das bielas, é possível determinar o ângulo em planta que a biela faz com o eixo horizontal, importante para o cálculo dos tirantes, e também verificar se o ângulo vertical respeita o ângulo mínimo.

Dados geométricos das bielas. dx: comprimento (eixo x) da biela em planta; dy: comprimento (eixo y) da biela em planta; L: comprimento da biela em planta; β : ângulo da biela em planta; θ : ângulo vertical da biela.

Biela	dx cm	dy cm	L cm	β graus	θ graus
P1 → E1	-55	80	97.08	124.51	45.49
P1 → E2	55	80	97.08	55.49	45.49
P1 → E3	-55	60	81.39	132.51	50.50
P1 → E4	55	60	81.39	47.49	50.50
P1 → E5	-55	40	68.01	143.97	55.45
P1 → E6	55	40	68.01	36.03	55.45
P1 → E7	-55	20	58.52	160.02	59.35
P1 → E8	55	20	58.52	19.98	59.35
P1 → E9	-55	0	55	180.00	60.88
P1 → E10	55	0	55	0.00	60.88
P1 → E11	-55	-20	58.52	199.98	59.35
P1 → E12	55	-20	58.52	340.02	59.35
P1 → E13	-55	-40	68.01	216.03	55.45

Biela	dx cm	dy cm	L cm	β graus	θ graus
P1 → E14	55	-40	68.01	323.97	55.45
P1 → E15	-55	-60	81.39	227.49	50.50
P1 → E16	55	-60	81.39	312.51	50.50
P1 → E17	-55	-80	97.08	235.49	45.49
P1 → E18	55	-80	97.08	304.51	45.49

10 VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DAS BIELAS (NA ESTACA)

A força na biela é obtida fazendo a decomposição de forças, utilizando a reação na estaca e o ângulo vertical θ da biela (já calculados anteriormente). Assim:

$$F_{biela} = R_{estaca} / \sin(\theta)$$

Para obter a área da biela, basta projetar a área da estaca na direção da biela. A área da estaca foi ampliada considerando um ângulo de 45 graus da face inferior do bloco até o CG do tirante.

$$A_{biela} = A_{estaca} \cdot \sin(\theta)$$

Para a verificação da tensão de compressão na biela, utiliza-se os valores de tensões estabelecidos na NBR 6118:2014 em função da região nodal (fcd1, fcd2, fcd3).

- fcd1 = 16.03 MPa
- fcd2 = 11.31 MPa
- fcd3 = 13.58 MPa

Verificação da tensão de compressão da biela na estaca.

Biela	θ graus	Fbiela,d kN	Abiela cm ²	$\sigma_{biela,d}$ MPa	σ_{max} cm	F.S.
P1 → E1	45.49	858.9	1290.4	6.66	13.58	2.04
P1 → E2	45.49	858.9	1290.4	6.66	13.58	2.04
P1 → E3	50.50	793.72	1396.36	5.68	13.58	2.39

Biela	θ graus	Fbiela,d kN	Abiela cm ²	$\sigma_{biela,d}$ MPa	σ_{max} cm	F.S.
P1 → E4	50.50	793.72	1396.36	5.68	13.58	2.39
P1 → E5	55.45	743.68	1490.33	4.99	13.58	2.72
P1 → E6	55.45	743.68	1490.33	4.99	13.58	2.72
P1 → E7	59.35	711.97	1556.71	4.57	13.58	2.97
P1 → E8	59.35	711.97	1556.71	4.57	13.58	2.97
P1 → E9	60.88	701.08	1580.89	4.43	13.58	3.06
P1 → E10	60.88	701.08	1580.89	4.43	13.58	3.06
P1 → E11	59.35	711.97	1556.71	4.57	13.58	2.97
P1 → E12	59.35	711.97	1556.71	4.57	13.58	2.97
P1 → E13	55.45	743.68	1490.33	4.99	13.58	2.72
P1 → E14	55.45	743.68	1490.33	4.99	13.58	2.72
P1 → E15	50.50	793.72	1396.36	5.68	13.58	2.39
P1 → E16	50.50	793.72	1396.36	5.68	13.58	2.39
P1 → E17	45.49	858.9	1290.4	6.66	13.58	2.04
P1 → E18	45.49	858.9	1290.4	6.66	13.58	2.04

11 VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DAS BIELAS (NO PILAR)

A tensão de compressão na região nodal do pilar é calculada considerando a área ampliada do pilar. A área ampliada resulta da abertura da área do pilar a 45 graus ao longo da altura comprimida y.

- Altura comprimida (y) = 0 cm

$$\sigma_{\text{pilar}} = F_{\text{pilar}} / (A_{\text{ampliada}} \cdot \sin(\theta)^2)$$

Onde θ é o ângulo vertical da biela da estaca mais afastada do pilar.

Verificação da tensão de compressão da biela no pilar.

Pilar	θ graus	Rpilar,d kN	Aampliada cm ²	$\sigma_{\text{pilar,d}}$ MPa	σ_{max} cm	F.S.
P1	45.49	10080	18000	11.01	16.03	1.46

12 COMPONENTES DE TRAÇÃO E ARMADURA DOS TIRANTES

Para cada biela, é calculada a força de tração no plano e as componentes em x e y desta força.

$$T = F_{\text{biela}} \cdot \cos(\theta)$$

$$T_x = T \cdot \cos(\beta)$$

$$T_y = T \cdot \sin(\beta)$$

Componentes de tração das bielas. (O sinal representa o sentido da força).

Biela	θ graus	β graus	Td kN	Txd kN	Tyd kN
P1 → E1	45.49	124.51	858.9	-341.13	496.19
P1 → E2	45.49	55.49	858.9	341.13	496.19
P1 → E3	50.50	132.51	793.72	-341.13	372.14
P1 → E4	50.50	47.49	793.72	341.13	372.14
P1 → E5	55.45	143.97	743.68	-341.13	248.1
P1 → E6	55.45	36.03	743.68	341.13	248.1

Biela	θ graus	β graus	Td kN	Txd kN	Tyd kN
P1 → E7	59.35	160.02	711.97	-341.13	124.05
P1 → E8	59.35	19.98	711.97	341.13	124.05
P1 → E9	60.88	180.00	701.08	-341.13	0
P1 → E10	60.88	0.00	701.08	341.13	0
P1 → E11	59.35	199.98	711.97	-341.13	-124.05
P1 → E12	59.35	340.02	711.97	341.13	-124.05
P1 → E13	55.45	216.03	743.68	-341.13	-248.1
P1 → E14	55.45	323.97	743.68	341.13	-248.1
P1 → E15	50.50	227.49	793.72	-341.13	-372.14
P1 → E16	50.50	312.51	793.72	341.13	-372.14
P1 → E17	45.49	235.49	858.9	-341.13	-496.19
P1 → E18	45.49	304.51	858.9	341.13	-496.19

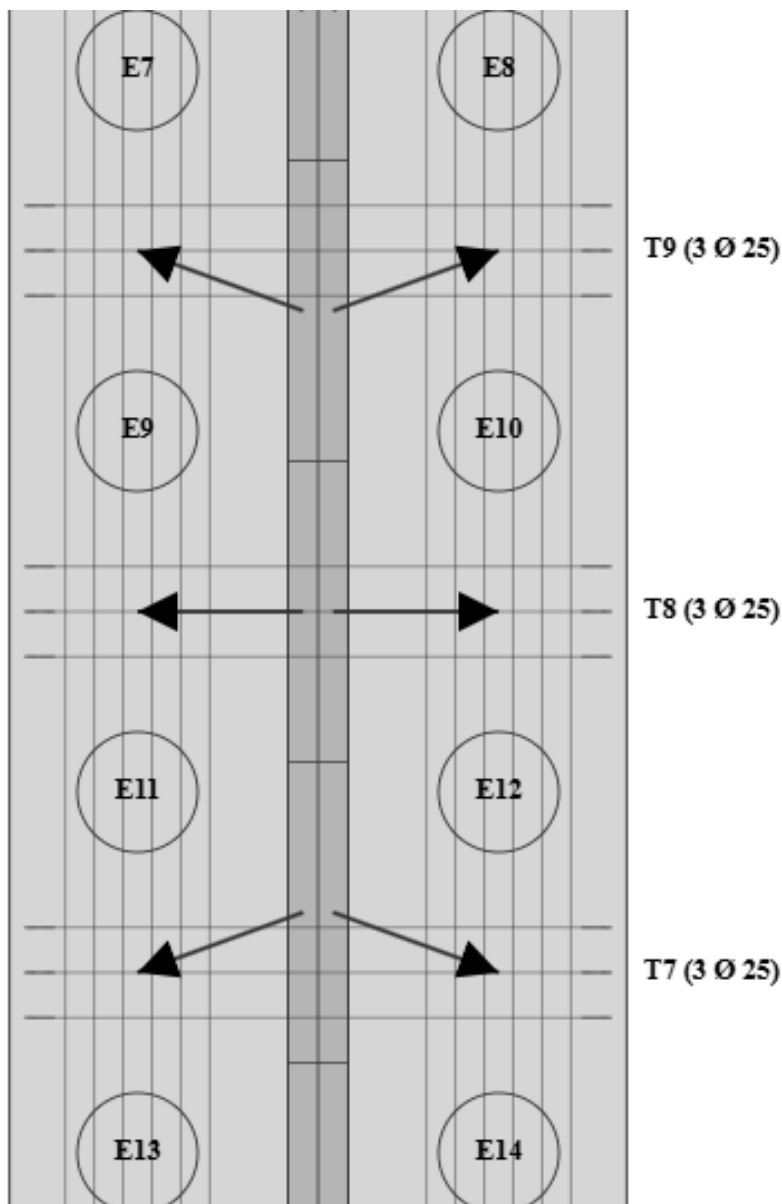
Para cada tirante, é calculada a força que resulta entre as estacas e dimensiona-se o tirante para a máxima força de tração que ocorre ao longo do seu comprimento ($T_{\max,d}$).

Para o detalhamento dos tirantes, são adotados alguns critérios:

- 1. O tirante deve possuir no mínimo 3 barras
- 2. Tirantes simétricos são detalhados igualmente
- 3. Dispor 100% das barras do tirante sobre a área ampliada da estaca

Armadura necessária e detalhamento dos tirantes.

Tirante	T _{máx,d} kN	As,nec cm²	Barras	Camadas
T1	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T2	1240.48	28.53	6 Ø 25.00	1
T3	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T4	1240.48	28.53	6 Ø 25.00	1
T5	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T6	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T7	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T8	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T9	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T10	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1
T11	341.13	7.85	3 Ø 25.00	1



Representação dos tirantes em planta.

13 VERIFICAÇÃO DA ANCORAGEM DOS TIRANTES

A dimensão do bloco deve ser suficiente para garantir a ancoragem do tirante a partir da face interna da estaca (NBR 6118:2014). O $l_{b,nec}$ é calculado considerando $\alpha = 0,7$ (barras detalhadas em gancho) e a relação de $A_{s,calc}/A_{s,nec}$.

Abaixo é apresentado o resultado para o caso mais desfavorável:

- $l_{b,nec} = 55.52 \text{ cm}$
- Distância da face interna da estaca até a borda do bloco = 62.5 cm

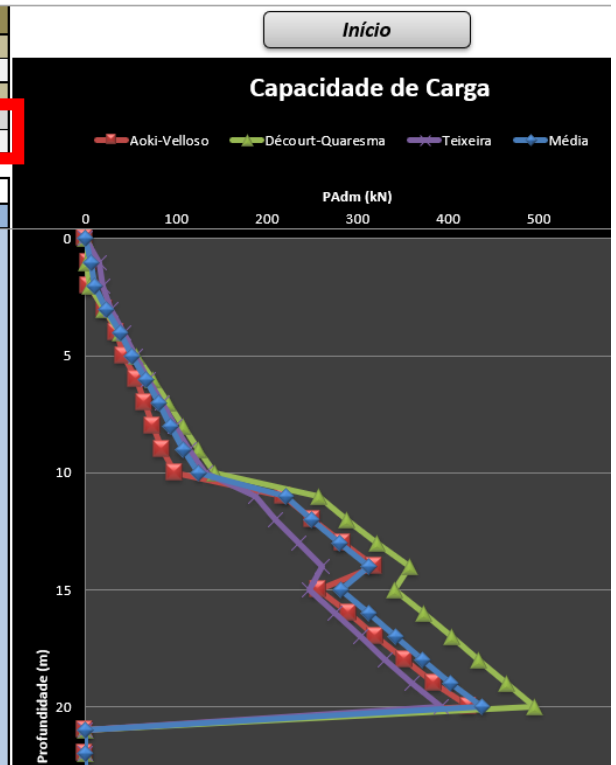
13.1 ESTACAS

Dados de entrada: $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$; $D=40\text{cm}$; Perím. $125,66\text{cm}$; Area de ponta $1256,6\text{cm}^2$;
Fator de Segurança: $FS = 3$
Foi considerado o pior SPT para cada ponte.

13.1.1 Ponte 1

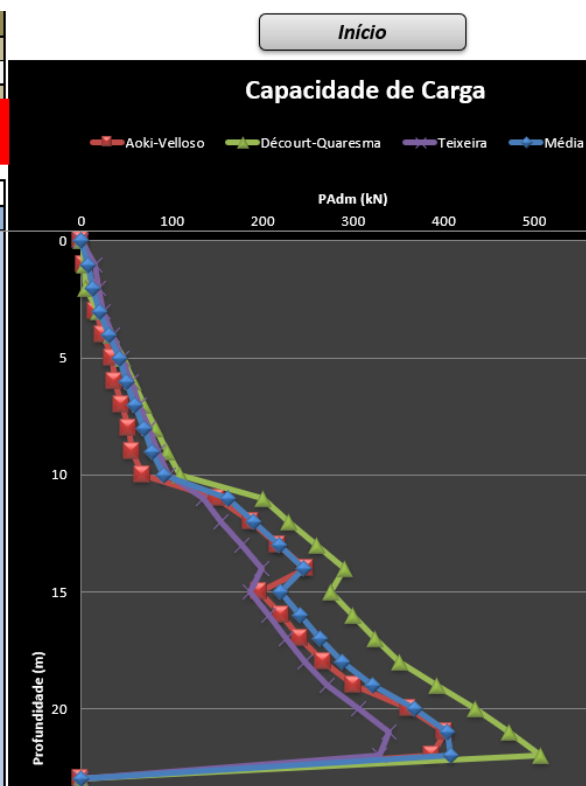
RELATÓRIO FINAL			
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)
Moldada in-loco	Raiz	40	4
Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)			
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira
20,00	423,80	495,26	392,42
			Média
			437,16

Carga Geotécnica Admissível (kN)				
Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	3,37	1,51	14,41	6,43
2	3,81	4,52	19,44	9,26
3	21,55	20,36	27,39	23,10
4	34,31	38,58	42,64	38,51
5	41,64	56,74	54,71	51,03
6	56,15	74,62	69,24	66,67
7	65,24	91,61	84,88	80,58
8	74,77	107,45	99,17	93,80
9	84,74	124,97	114,36	108,02
10	98,52	143,03	131,70	124,42
11	218,84	257,51	187,15	221,17
12	250,99	288,71	209,39	249,70
13	284,61	322,07	234,83	280,50
14	319,69	357,50	261,31	312,83
15	257,00	341,17	246,74	281,64
16	290,47	373,77	274,96	313,07
17	320,59	404,44	303,10	342,71
18	351,98	433,18	331,15	372,11
19	384,64	464,16	360,46	403,08
20	423,80	495,26	392,42	437,16
21	0,00	0,00	0,00	0,00
22	0,00	0,00	0,00	0,00



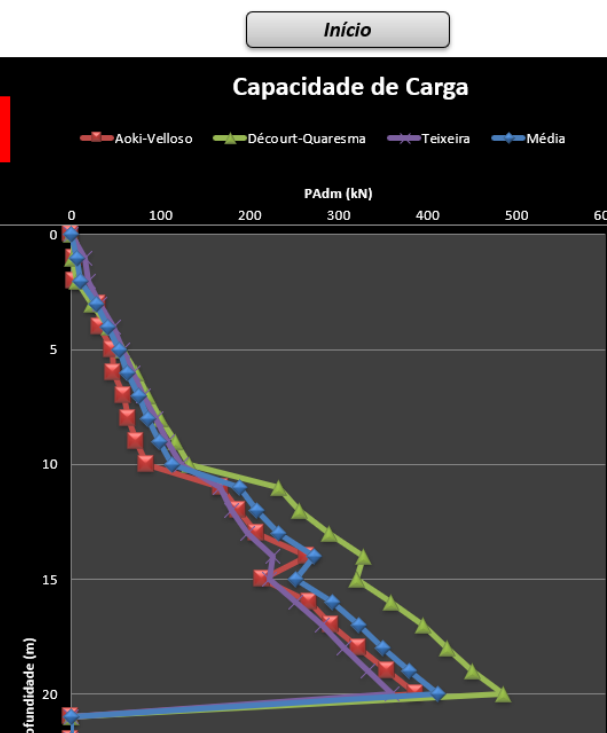
13.1.2 Ponte 2

RELATÓRIO FINAL				
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)	
Moldada in-loco	Raiz	40	4	
Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)				
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
22,00	387,46	506,56	329,80	407,94
Carga Geotécnica Admissível (kN)				
Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	3,37	3,77	14,41	7,18
2	13,93	5,03	19,44	12,80
3	16,96	18,82	24,55	20,11
4	24,63	32,91	34,37	30,64
5	34,01	45,89	44,67	41,52
6	37,53	57,98	54,35	49,95
7	44,42	69,56	63,42	59,14
8	51,75	81,65	74,25	69,22
9	56,15	95,14	84,36	78,55
10	67,29	109,15	96,25	90,90
11	150,55	200,22	135,07	161,94
12	187,41	228,93	154,78	190,37
13	217,36	260,12	177,56	218,34
14	248,77	290,31	199,11	246,06
15	196,53	275,06	186,46	219,35
16	220,95	299,34	206,67	242,32
17	241,39	323,92	226,51	263,94
18	267,72	350,85	247,35	288,64
19	300,55	392,69	271,98	321,74
20	361,48	434,97	306,14	367,53
21	401,28	472,73	339,03	404,34
22	387,46	506,56	329,80	407,94
23	0,00	0,00	0,00	0,00



13.1.3 Ponte 3

RELATÓRIO FINAL				
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)	
Moldada in-loco	Raiz	40	41	
Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)				
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
20,00	387,92	485,17	360,67	411,25
Carga Geotécnica Admissível (kN)				
Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	3,37	1,51	14,41	6,43
2	3,81	6,03	19,44	9,76
3	30,41	22,98	31,67	28,35
4	32,25	42,50	46,87	40,54
5	45,89	57,78	57,34	53,67
6	47,35	72,79	69,53	63,23
7	58,50	85,47	81,30	75,09
8	63,77	100,66	94,80	86,41
9	72,42	116,36	107,70	98,83
10	84,89	131,67	123,66	113,40
11	168,45	232,42	166,89	189,25
12	187,83	255,84	180,30	207,99
13	207,93	289,88	198,57	232,13
14	265,21	327,74	226,45	273,14
15	215,07	320,85	222,01	252,65
16	266,97	359,21	252,70	292,96
17	291,85	395,67	282,05	323,19
18	322,60	421,85	306,03	350,16
19	354,63	450,29	332,69	379,20
20	387,92	485,17	360,67	411,25
21	0,00	0,00	0,00	0,00



13.2 Aparelhos de apoio

Rotações

$$\alpha_{,gto} = 0,0011 \text{ rad}$$

$$\alpha_{,gtoo} \sim 2 \cdot 0,0011 = 0,0022 \text{ rad}$$

$$\alpha_{,q} = 0,0009 \text{ rad}$$

$$\alpha_{,d} = 1,35 \cdot \alpha_{,gtoo} + 1,5 \cdot \alpha_{,q} = 1,35 \cdot 0,0022 + 1,5 \cdot 1,35 \cdot 0,0011 = 0,005 \text{ rad}$$

$$R_g = 13,5 \text{ tf}$$

$$R_{q,m\acute{a}x} = 1,35 \cdot 15,30 = 20,70 \text{ tf}$$

$$R_{q,min} = -0,30 \text{ tf}$$

$$N_k = 13,50 + 20,70 = 34,20 \text{ tf}$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 1,35 \cdot (13,5) + 1,5 \cdot 20,70 = 49,30 \text{ tf}$$

$$N_{d,min} = 1,00 \cdot (13,5) = 13,5 \text{ tf}$$

$$F_x = 1,4 \cdot 1,13 = 1,7 \text{ tf} \quad F_y = 0,85$$

<

>

Tabelas

Aparelho nº 18

a = 200 mm
b = 300 mm
n = 3 camadas
ti = 8 mm
ts = 3 mm
tb = 41 mm

APARELHO DE APOIO RETANGULAR FRETADO

Dados de entrada

$F_{z d, \text{m\acute{a}x}} = 49.30 \text{ tf}$
 $F_{z d, \text{m\acute{i}n}} = 34.3 \text{ tf}$
 $F_{z k} = 34.3 \text{ tf}$

$\alpha_{x,d} = 0.0052 \text{ rad}$
 $F_{x d} = 1.7 \text{ tf}$
 $V_{x d} = 9.13 \text{ mm}$

$\alpha_{y,d} = 0.0 \text{ rad}$
 $F_{y d} = 0.85 \text{ tf}$
 $V_{y d} = 4.56 \text{ mm}$

Resultados:

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo:	4.52	≤ 7.0	OK
Verificação da espessura das chapas de aço:	3.0	$\geq 0.9 \text{ mm}$	OK
Estabilidade à rotação:	2.36	≥ 0	OK
Estabilidade à flambagem:	9.39	≤ 28.8	OK
Estabilidade ao deslizamento:	-	-	OK

CÓDIGO		REV.
MC-OAE-GO070- 002		01
EMIÇÃO	ELABORADO POR	FOLHA
06/2025	GS	39 de 39
EMITENTE		
ENGEVIA GO		

14 SONDAGENS