

MEMÓRIA DE CÁLCULO DO PROJETO ESTRUTURAL

ALEXANDRE SAMUEL RAMALHO

CELSO MARTINHO DO ESPÍRITO SANTO JUNIOR

PONTE SOBRE RIO ANDRADA TRAVESSIA 09

Referente à segunda etapa do trabalho de conclusão de curso do programa de Pós-Graduação em Pontes e Grandes estruturas viárias do Instituto IDD.

CURITIBA

2020

1 OBJETIVO

Atendendo à solicitação do Instituto IDD, executamos o referido trabalho que consiste na elaboração do projeto estrutural da obra de arte especial sobre o Rio Andrada como trabalho de conclusão do curso de pós-graduação em Pontes e Grandes Estruturas Viárias. O projeto será desenvolvido para o trem tipo TB-45, exato, com coeficiente de agressividade ambiental CAA II.

Para tanto, foi fornecido pelo Instituto IDD o arquivo eletrônico contendo o perfil do terreno no local e as principais premissas a serem seguidas, que serviu de base e referência para o desenvolvimento do presente trabalho.

O presente trabalho tem como principal finalidade realizar o pré-dimensionamento da nova estrutura supracitada, garantindo, conforme as normas estruturais vigentes da ABNT, sua eficiência frente às premissas de segurança estrutural (capacidade resistente), desempenho em serviço e a durabilidade da estrutura sob as ações e condições a que lhe são previstas durante a sua vida útil.

2 LOCALIZAÇÃO DA OBRA

A obra em questão se encontra sobre o Rio Andrada, travessia 009.

3 DOCUMENTO DE REFERÊNCIA

Os documentos de referência fornecidos pela Instituto IDD para realização do trabalho foram:

- Topografia do local
- Critérios para projeto
 - Diretriz 9
 - 3 vãos de 35 m
 - Classe 1-A
 - Gabarito fluvial de 5 m
 - Trem tipo exato

Diretrizes básicas:

- Viga pré-moldada em concreto protendido
- Aparelhos de apoio elastoméricos fretados
- Uso de pré lajes
- Fundação em estacas

4 DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA OBRA

Trata-se de uma obra de arte especial em concreto protendido, composta por vigas pré-moldadas, pré lajes e laje moldadas *in loco*, constituída por três vãos de 35,00 m apoiados em pilares em concreto armado sobre fundação em estaca raiz. Foi considerado vão teórico de 35,00 m para o vão central, sendo o comprimento das vigas com 34,60 m. A extensão total é de 105 m com traçado retilíneo e declividade nula.

A superestrutura tem seção transversal típica de 17,60 m de largura, composta por 3 faixas de rolamento com 3,60 m, acostamento interno e externo com 2,50 m cada um. Nas laterais, barreiras *New Jersey* com 40 cm de largura.

A seção é composta por nove vigas pré-moldadas em concreto protendido, pré-lajes entre elas com espessura de 7 cm, uma laje com espessura de 20 cm (13 cm sobre pré lajes) e barreiras em concreto armado nas duas extremidades.

As vigas se apoiam em aparelhos de apoio em elastômero fretado

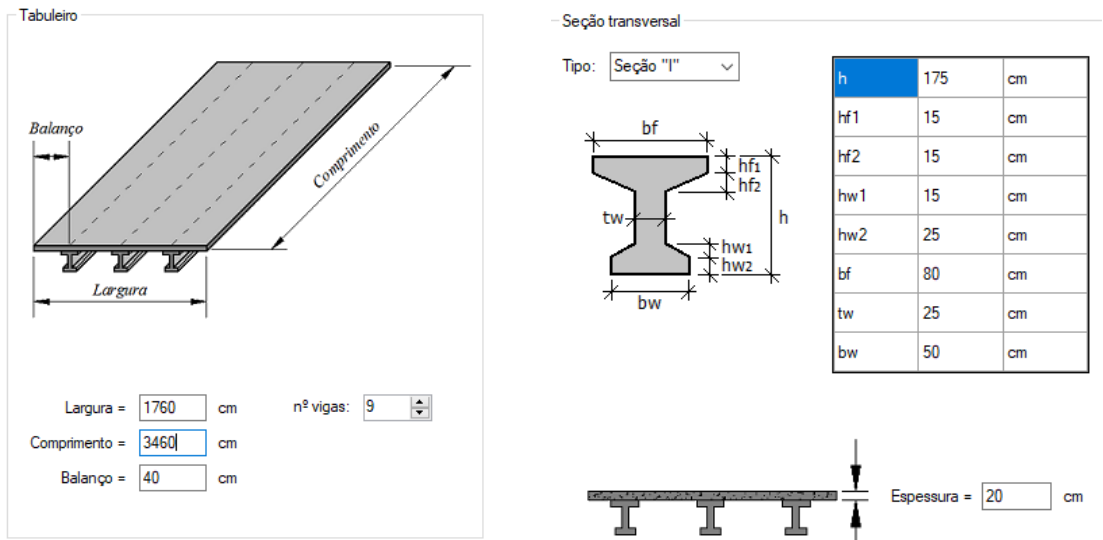
5 MEMÓRIA DE CÁLCULO

Com utilização do software LIP disponível no site da TQS, para determinação das envoltórias de esforços nas longarinas pelo método de Courbon, a seguir estão dispostas uma sequência de imagens do referido software, ilustrando os parâmetros de cálculo adotados para obtenção dos esforços.

6 PESO PRÓPRIO E CARGA PERMANENTE

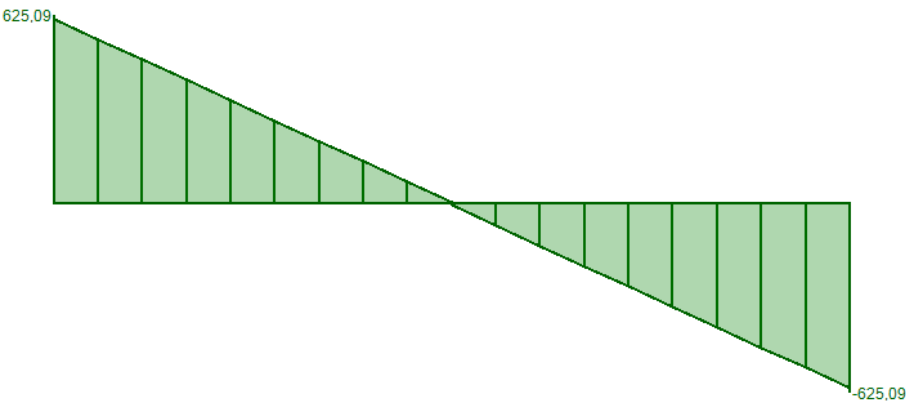
Como pré-lançamento da estrutura, foi configurado a seguinte geometria demonstrada na Figura 1, sendo os esforços calculados pelo software LIP.

Figura 1 - Geometria do tabuleiro porvão

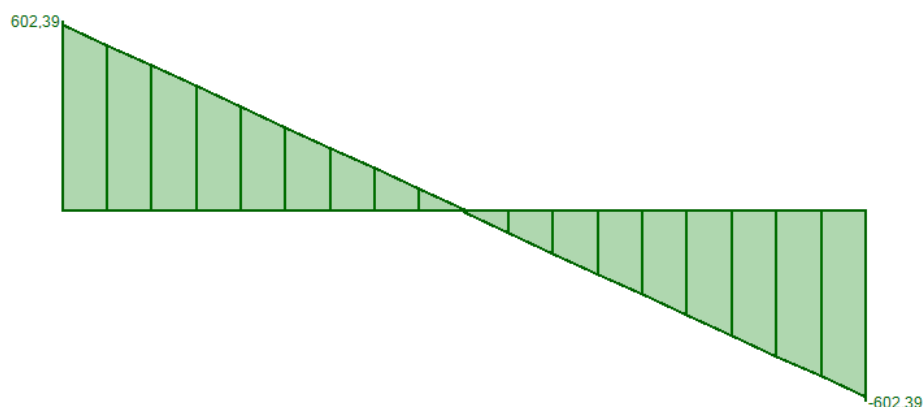


Nos diagramas apresentados a seguir estão os esforços de carga permanente calculados pelo LIP para cada uma das 9 vigas.

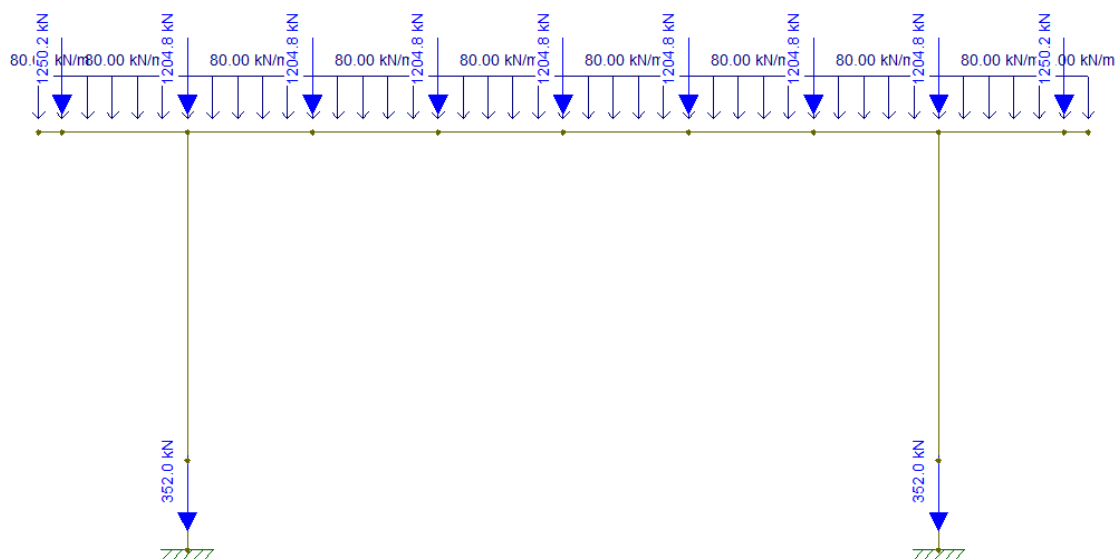
V1 e V9



V2 a V8

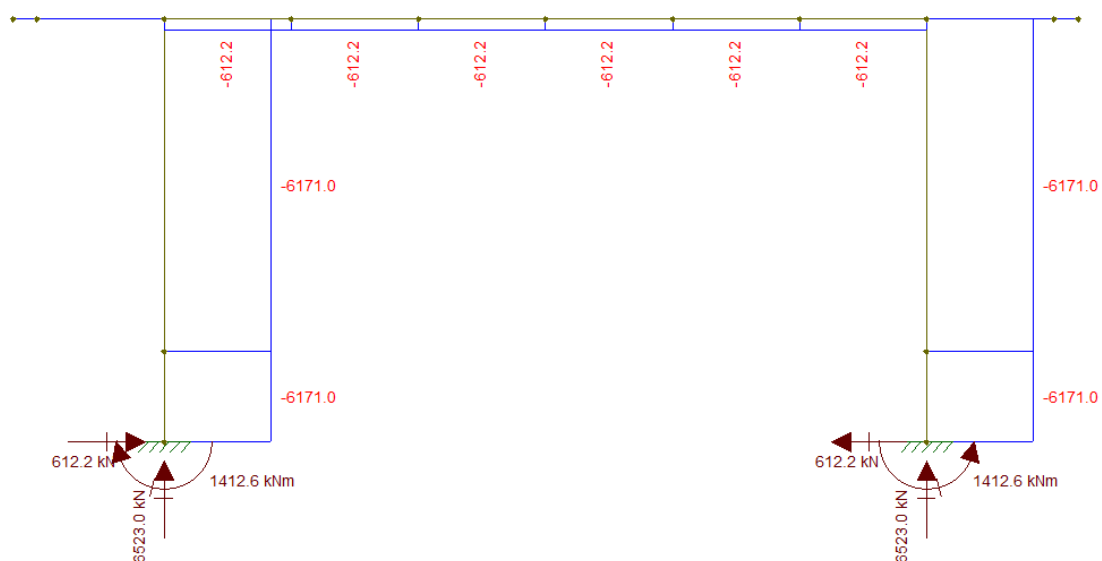


6.1 Carregamento de Peso Próprio no Pórtico da Travessa em P10 (Gk)



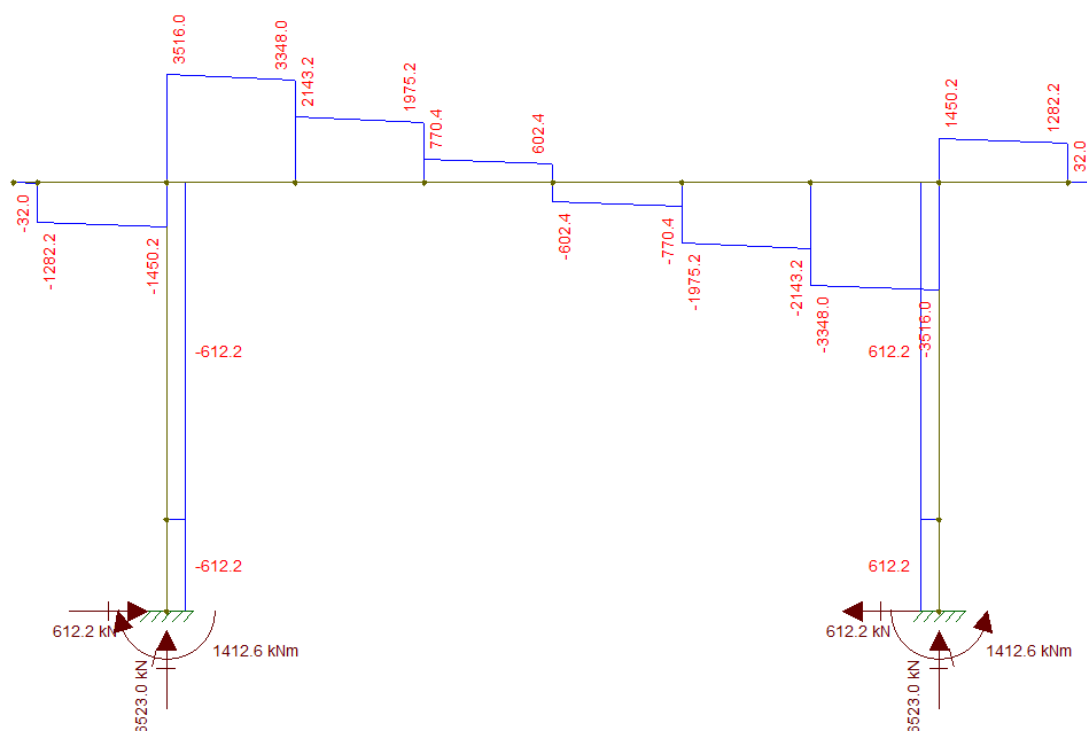
6.1.1 Esforços normais e reações geradas por cargas de peso próprio e permanentes (Gk).

Na imagem abaixo estão representados os esforços normais e reações geradas na estrutura pelas cargas de peso próprio das vigas, travessa e pilares na seção que passa pela linha de pilares P10.



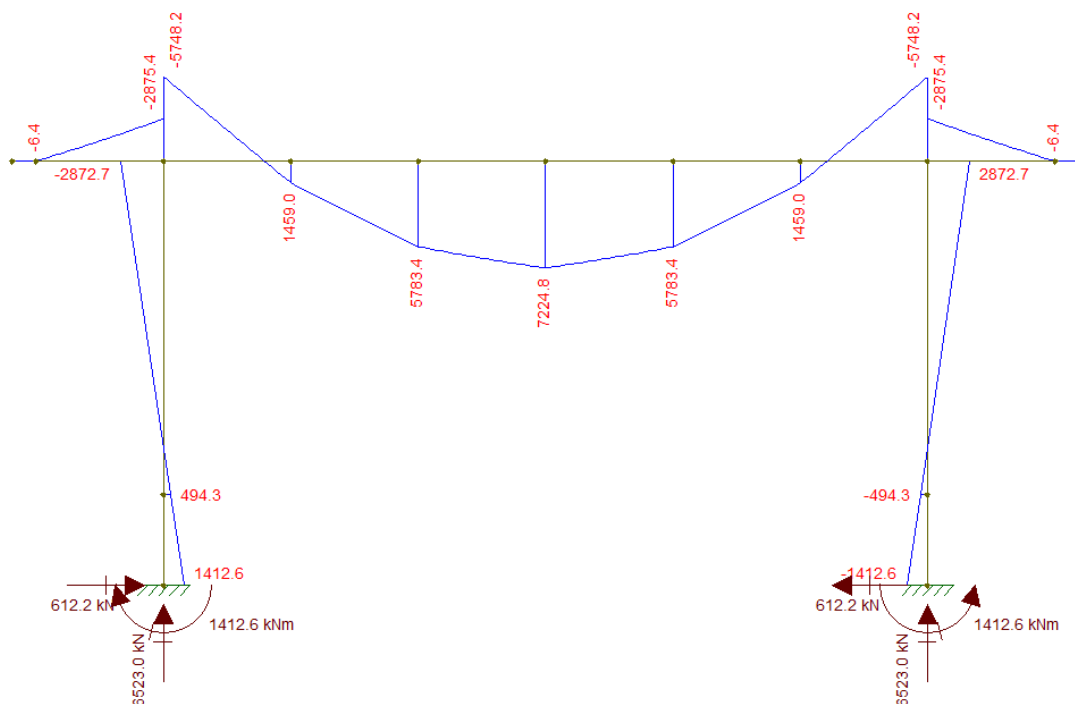
6.1.2 Esforços de cisalhamento gerados por cargas de peso próprio e permanentes (Gk).

A imagem a seguir demonstra os esforços de cisalhamento gerados no pórtico da linha de pilares P10 pelo carregamento de peso próprio da estrutura.



6.1.3 Momentos fletores gerados pelas cargas de peso próprio e permanentes (Gk).

A figura apresentada a seguir demonstra esforços de momento fletores gerados na linha dos pilares P10 pelo carregamento de peso próprio Gk.



7 CARREGAMENTOS VARIÁVEIS

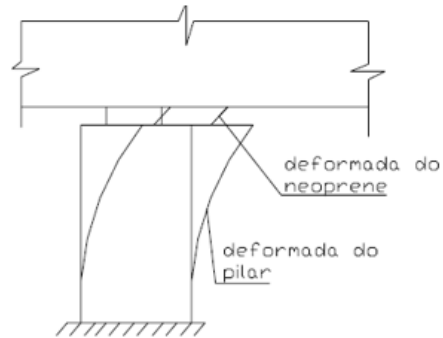
Para os carregamentos móveis foi considerada a capacidade de deformação da estrutura oferecida pelos aparelhos de apoio de neoprene fretados, para isso foi realizado uma composição do módulo de deformação oferecido pelo conjunto de neoprenes previstos para a linha de pilares P10 em conjunto com a rigidez do pórtico presente nessa seção. O cálculo para definição da rigidez do conjunto é demonstrado a seguir.

Pilar com aparelho de apoio de neoprene

$$\Delta = \frac{F \cdot h_p^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{F \cdot h_n}{G \cdot A} = F \cdot \left(\frac{h_p^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{h_n}{G \cdot A} \right)$$

Rigidez do conjunto

$$k = \frac{1}{\frac{h_p^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{h_n}{G \cdot A}} = \frac{1}{\frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_n}}$$



Para a linha de pilares P10 foram assumidos os seguintes valores:

$$E = 28200,00 \text{ Mpa}$$

$$I = 0,23 \text{ m}^4$$

$$G = 1 \text{ Mpa}$$

$$A = 0,15 \text{ m}$$

$$K_p = 1,74\text{E}+08 \text{ N/m}$$

$$K_n = 3,7 \text{ E}+07 \text{ N/m}$$

$$H_p = 7 \text{ m}$$

$$H_n = 0,073 \text{ m}$$

$$k = 3,05\text{E}+07 \text{ N/m}$$

Considerando que nessa linha de pilares, são ao todo 18 neoprenes, os resultados estão apresentados na tabela

Tabela 1 - Cálculo da rigidez equivalente do conjunto para P10

k1 1,83E+07 N/m			k2 3,05E+07 N/m			k3 3,05E+07 N/m			k4 1,83E+07 N/m		
kp	1,83E+09		kp	1,74E+08		kp	1,74E+08		kp	1,83E+09	
nº de pilares	2		nº de pilares	2		nº de pilares	2		nº de pilares	2	
kn	18493150,68		kn	36986301		kn	36986301		kn	18493151	
nº de neoprenes	9		nº de neoprenes	18		nº de neoprenes	18		nº de neoprenes	9	
E PILAR	31	Gpa	E	31	Gpa	E	31	Gpa	E	31	Gpa
I PILAR	0,321699088	m4	I	0,321699	m4	I	0,321699	m4	I	0,321699	m4
r	0,8	m	r	0,8	m	r	0,8	m	r	0,8	m
hp	3,2	m	hp	7	m	hp	7	m	hp	3,2	m
hn	0,073	m	hn	0,073	m	hn	0,073	m	hn	0,073	m
G	1	Mpa	G	1	Mpa	G	1	Mpa	G	1	Mpa
A	0,15	m	A	0,15	m	A	0,15	m	A	0,15	m
b	300	mm	b	300	mm	b	300	mm	b	300	mm
l	500	mm	l	500	mm	l	500	mm	l	500	mm

E	28200,00	MPa
I	0,23	m4
Mq	13173,69	kN.m
L	36,40	m
q	79,54	kN
rotação no apoio	0,0248711	

Na Figura 2 está definido o Neoprene que poderá ser utilizado, de acordo com as cargas envolvidas.

Figura 2 - Escolha do neoprene

SCAPE v1.0
Arquivo Editar Resultados Ajuda

< > Tabelas

APARELHO DE APOIO RETANGULAR FRETADO

Dados de entrada

$F_{z\ d, \max}$ = 1175.8 kN $F_{z\ d, \min}$ = 625 kN $F_{z\ k}$ = 870.96 kN
 $\alpha_{x\ d}$ = 0.005 rad $F_{x\ d}$ = 42 kN $V_{x\ d}$ = 12.76 mm
 $\alpha_{y\ d}$ = 0.005 rad $F_{y\ d}$ = 78 kN $V_{y\ d}$ = 23.69 mm

Resultados:

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo:	6.78	≤ 7.0	OK
Verificação da espessura das chapas de aço:	4.0	≥ 1.3 mm	OK
Estabilidade à rotação:	1.63	≥ 0	OK
Estabilidade à flambagem:	9.01	≤ 32.6	OK
Estabilidade ao deslizamento:	-	-	OK

Aparelho nº 44

a = 300 mm
 b = 500 mm
 n = 3 camadas
 t_i = 12 mm
 t_s = 4 mm
 t_b = 57 mm

Sabendo a rigidez equivalente de cada linha de pilares, resta ser calculado as cargas variáveis que atuaram em conjunto com as cargas móveis do trem tipo sobre a estrutura.

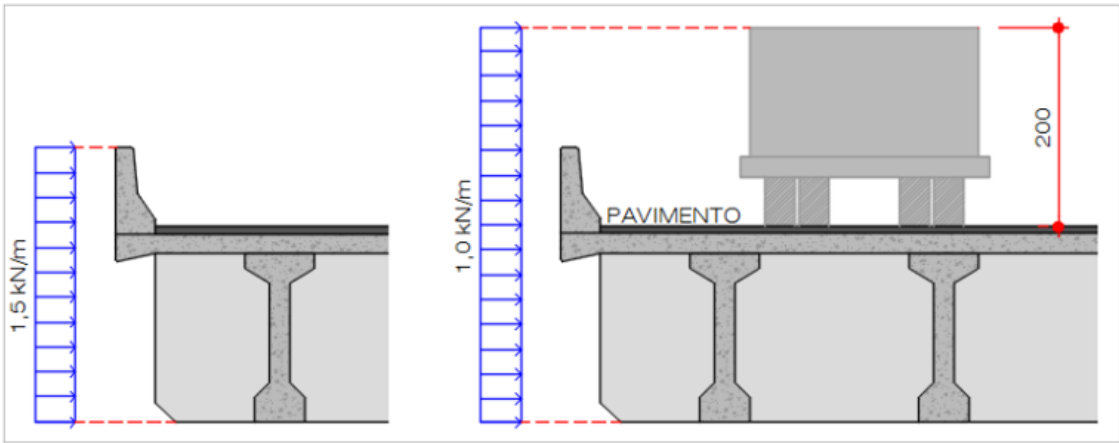
Estas cargas podem ser divididas em dois conjuntos, longitudinais e transversais. As longitudinais são: Frenagem e aceleração e empuxo de solo nas cabeceiras. As transversais são: vento e correnteza.

7.1 Ações Transversais

a) Vento

Para carga de vento, devem ser adotadas duas considerações de carregamento, sendo com o tabuleiro vazio e com o tabuleiro com veículo, como ilustrado na Figura 3.

Figura 3 - Condições de carga de vento



A Tabela 2 demonstra os valores de carregamento de vento encontrados para as duas situações previstas, sendo que para cálculo escolhe-se a que apresenta maior valor.

Tabela 2 - Carga de vento calculada

Vento	12,6 kN/m	
Hsuperestrutura	8,4 m	
	Situação 1: Ponte carregada	Situação 2: Ponte descarregada
Fe	4,57 kN/m	12,6 kN/m
Hobstrução	4,57 m	8,4 m
Pressão simplificada	1 kN/m ²	1,5 kN/m ²
Htabuleiro	2,27 m	
Elaje	0,3 m	
caminhão	2 m	

Aplicando-se esse esforço no modelo da OAE, como ilustrado na Figura 4, obtém-se a reação em cada um dos pórticos que compõem a estrutura, demonstradas na Figura 5.

Figura 4 - Modelo de cálculo com os módulos de rigidez de cada pórtico da OAE

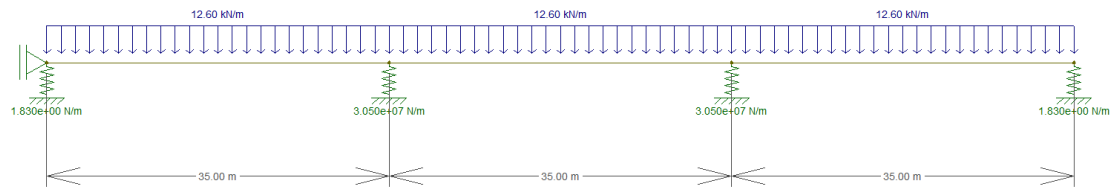
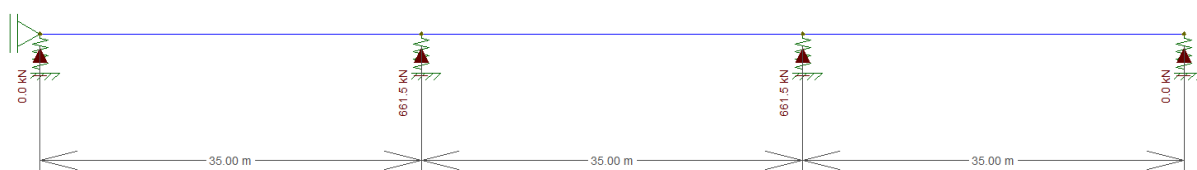
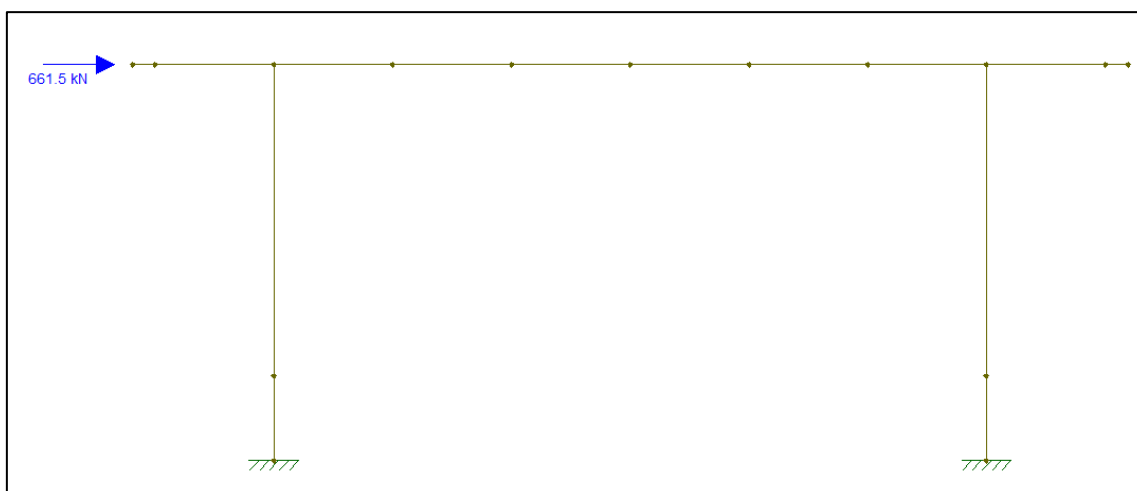


Figura 5 – Reações no modelo de cálculo em cada pórtico da OAE



Esta reação é a que deve ser absorvida pelo pórtico, como estamos calculando para a linha P10, aplicamos a reação desta linha de pilares no modelo transversal do pórtico (Figura 6).

Figura 6 - Aplicação do esforço de vento na linha de pilares P10 a 90°



Aplicada a carga de vento, obtém-se os esforços, demonstrados na *Figura 7, Figura 8 e Figura 9.*

Figura 7 - Normais (valores característicos)

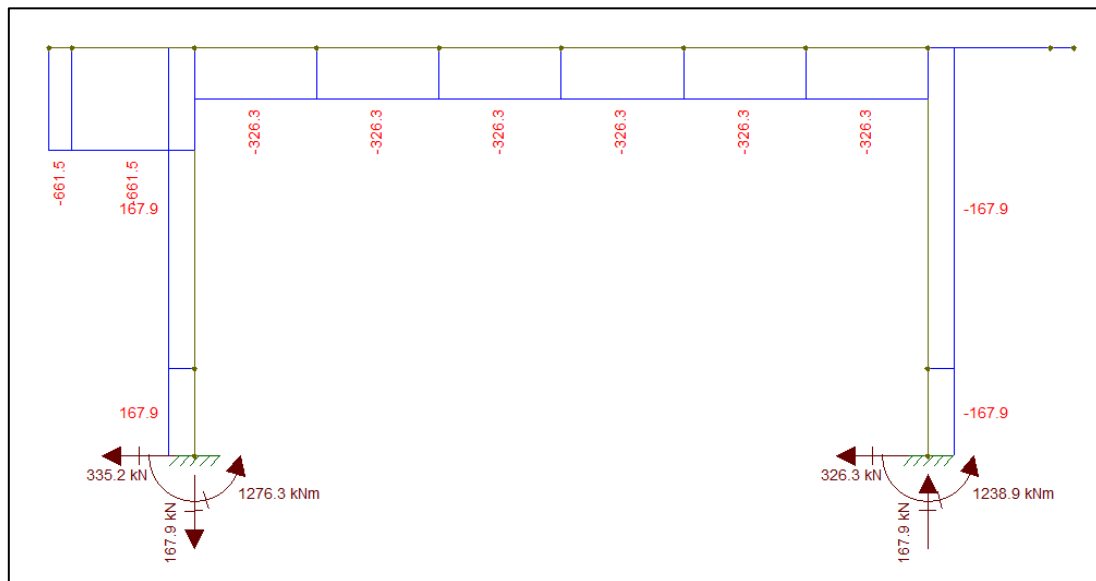


Figura 8 Cisalhante (valores característicos)

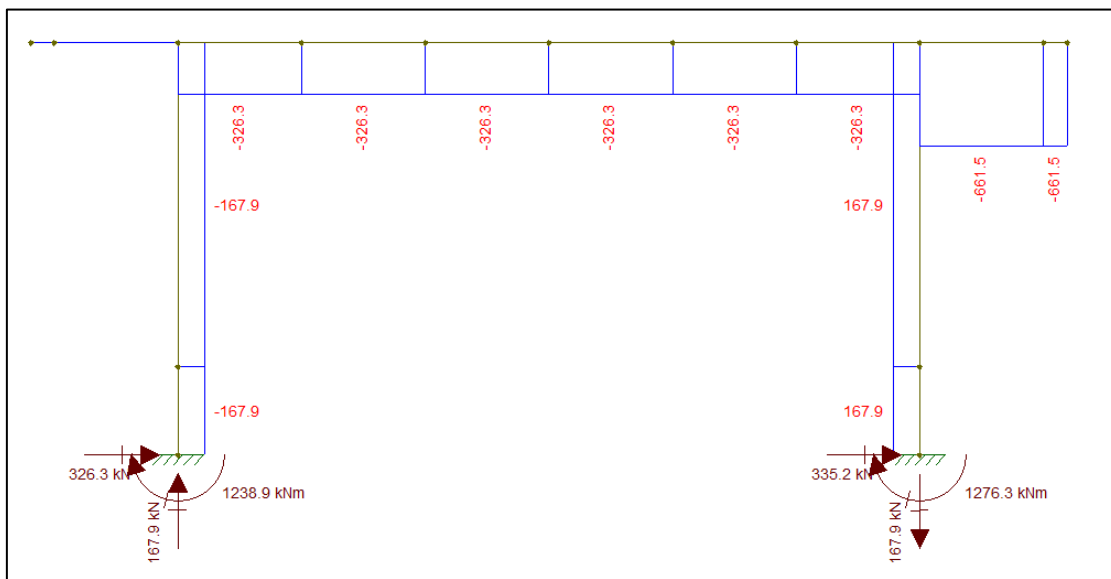
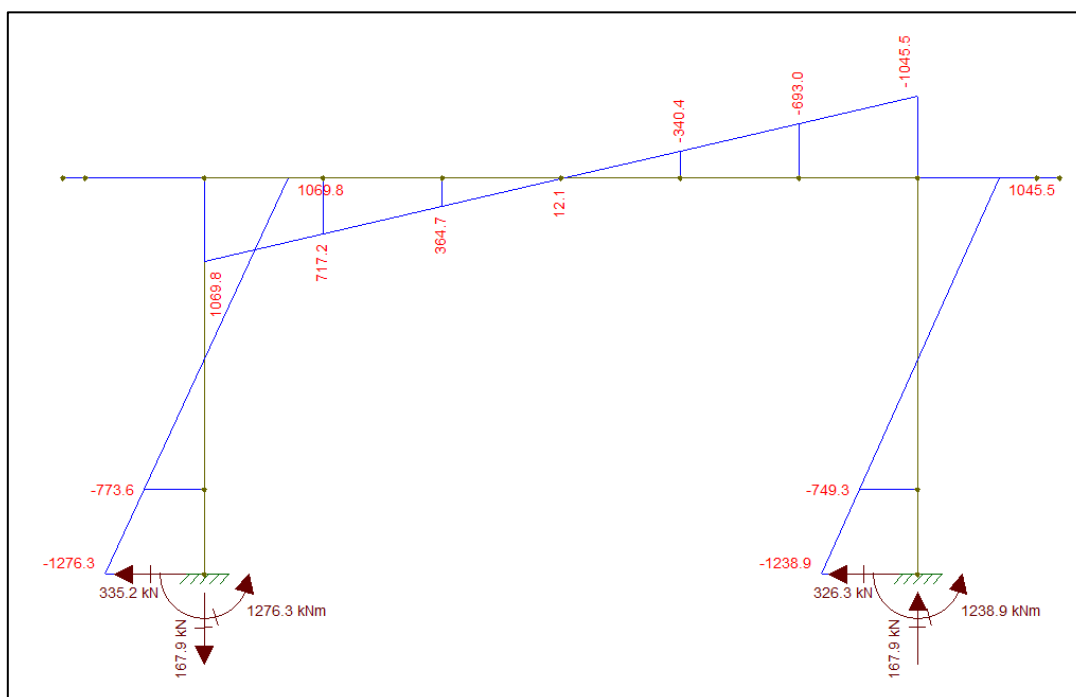


Figura 9 Momento Fletor (valores característicos)



O mesmo foi feito para o vento atuando na direção contrária, como demonstrado na *Figura 10*, e os respectivos esforços gerados na *Figura 11*, *Figura 12* e *Figura 13*

Figura 10 Aplicação do esforço de vento na linha de pilares P10 a 180°

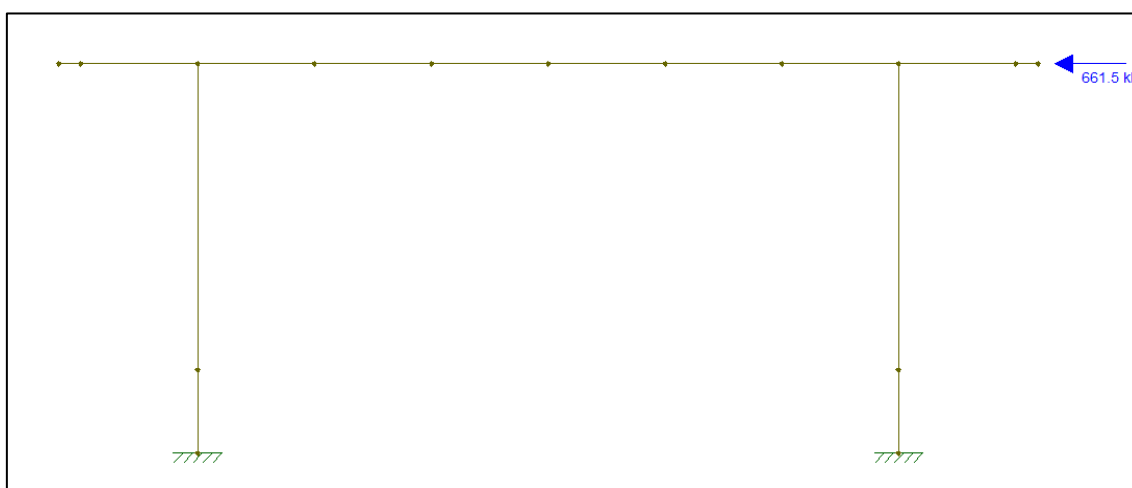


Figura 11 Normais (valores característicos)

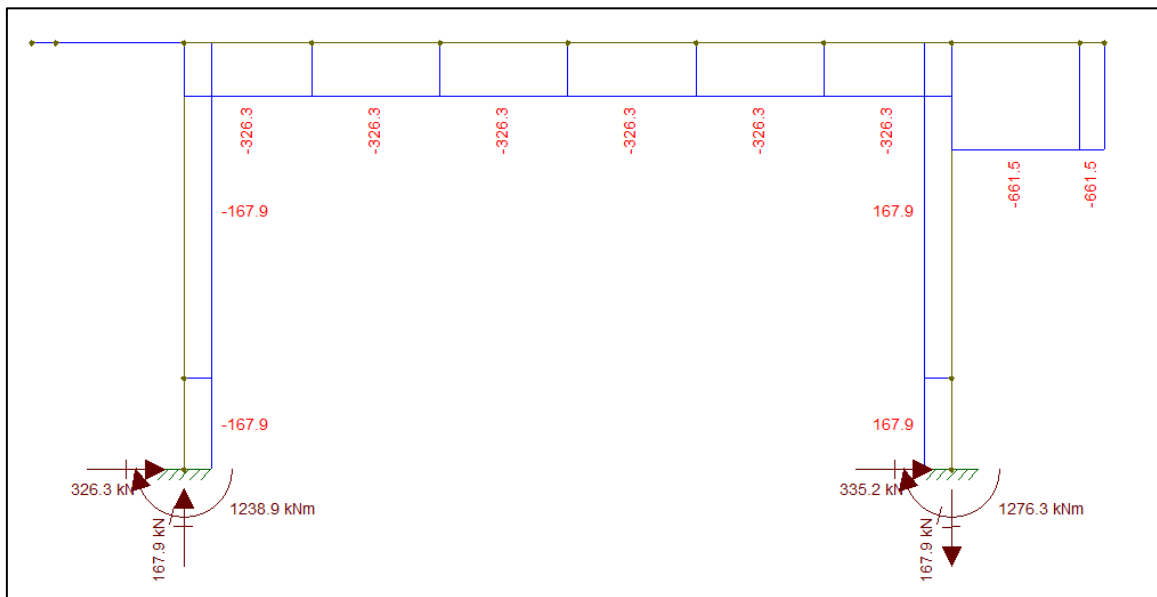


Figura 12 Cisalhante (valores característicos)

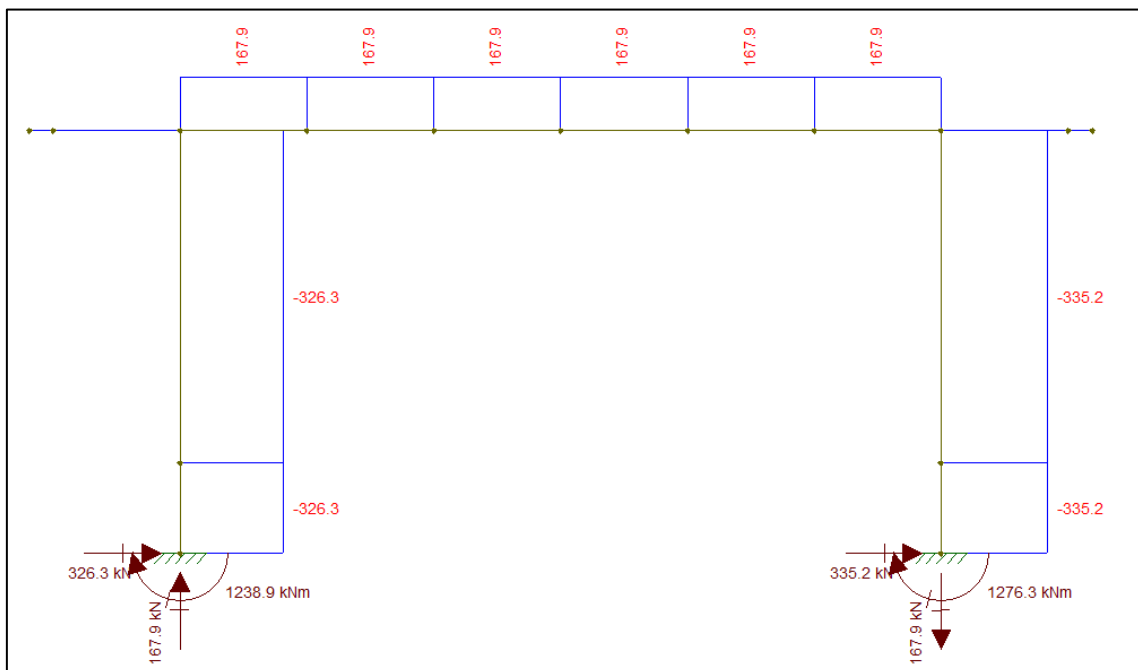
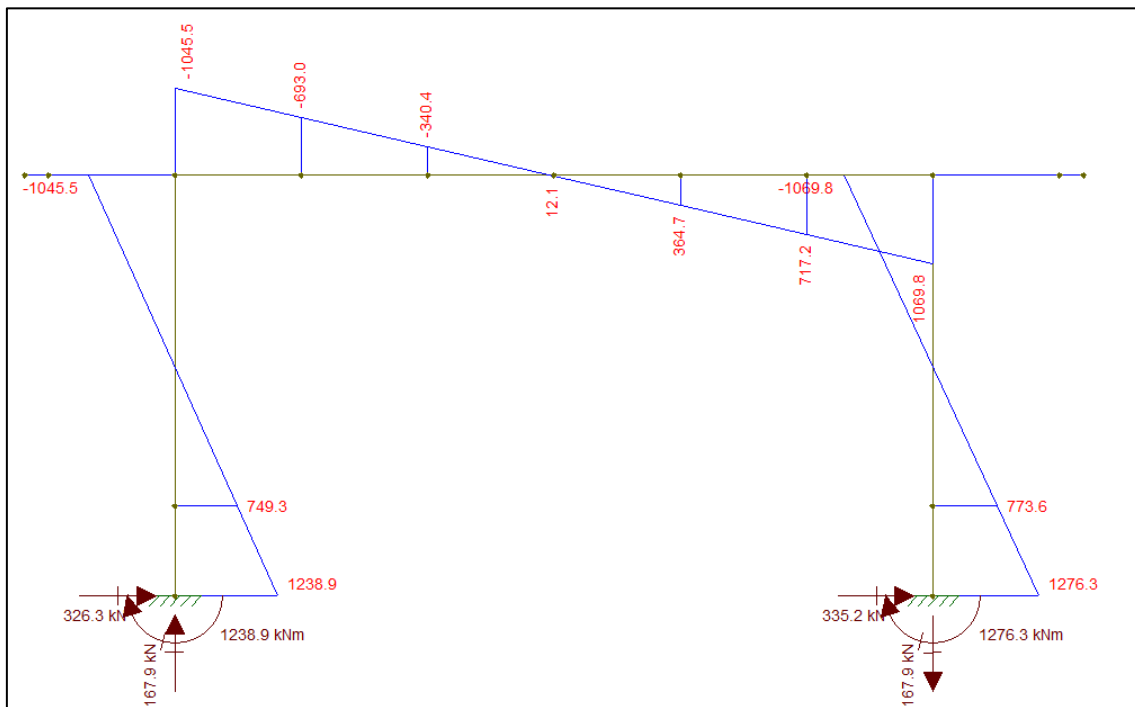


Figura 13 Momentos (valores característicos)



b) Correnteza

Outro esforço que atua transversalmente a estrutura é o gerado pela água do próprio rio interceptado pela OAE, procedimento para determinação deste esforço, o qual se encontra discriminado na Tabela 3. Sendo o valor encontrado aplicado ao pórtico (Figura 14), e os respectivos esforços calculados demonstrados na Figura 15, Figura 16 e Figura 17.

Tabela 3 - Esforço de correnteza

Efeito da correnteza	4,90 kN/m
Vrio	3 m/s
h�gua	1,4 m/s
Coeficiente de forma do pilar (k)	0,34
q	3,06 kN/m ²
Diâmetro do pilar	1,6 m

Figura 14 - Aplicação do esforço de correnteza



Figura 15 Normais (valores característicos)

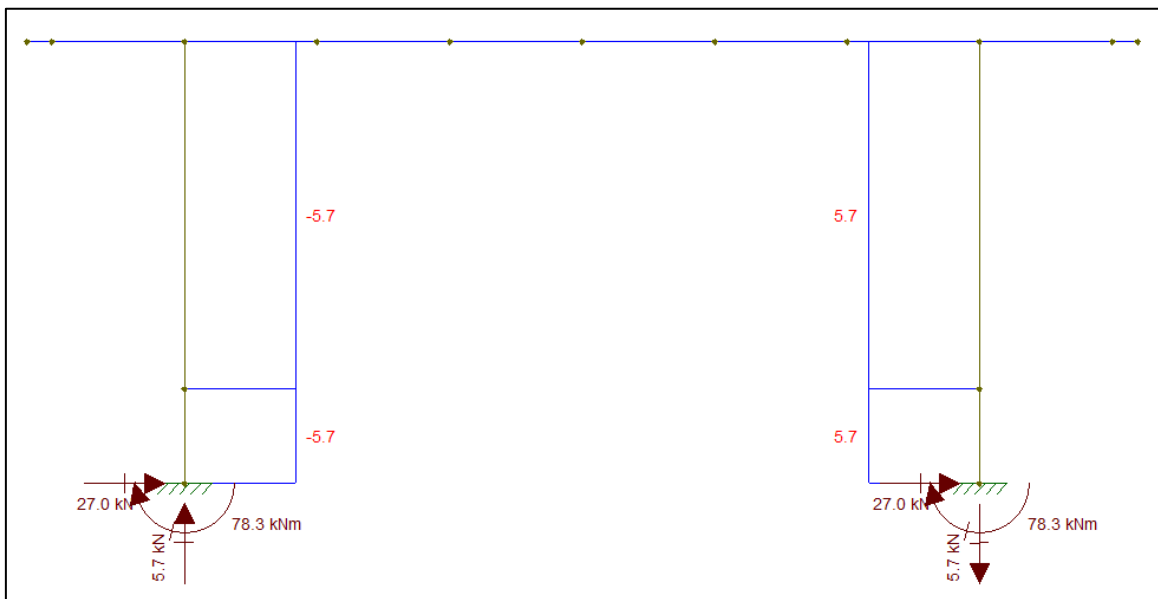


Figura 16 Cisalhante (valores característicos)

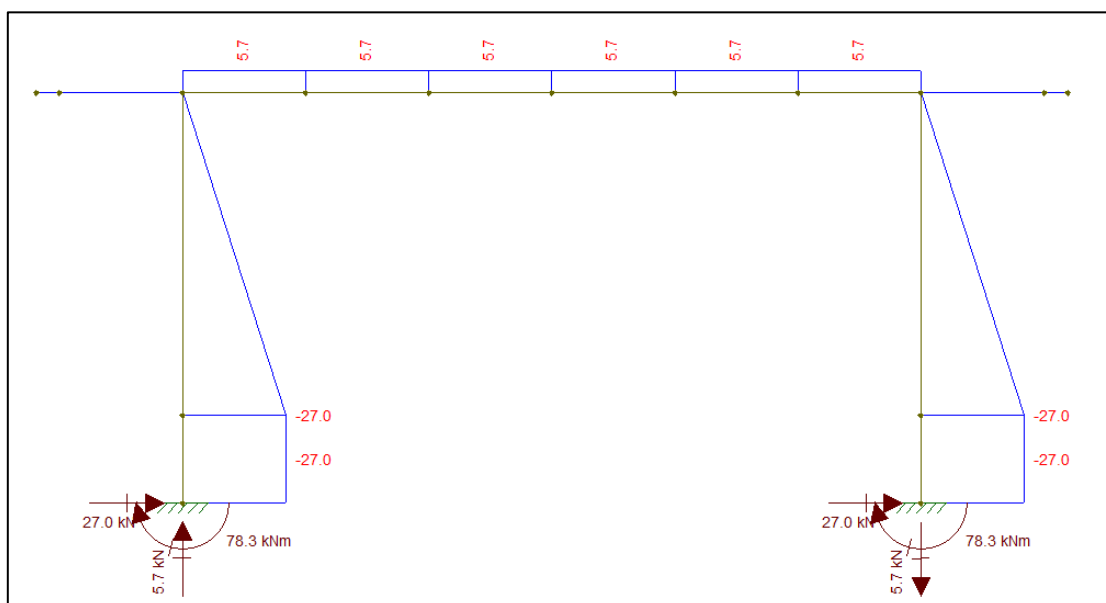
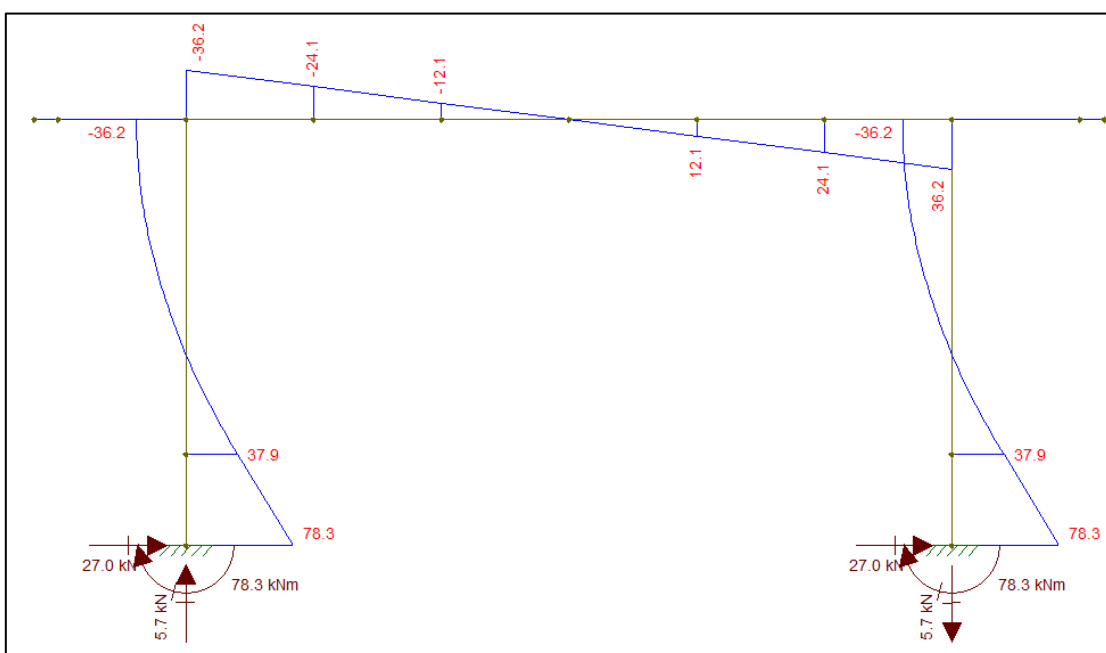


Figura 17 Momentos (valores característicos)



7.2 Ações Longitudinais

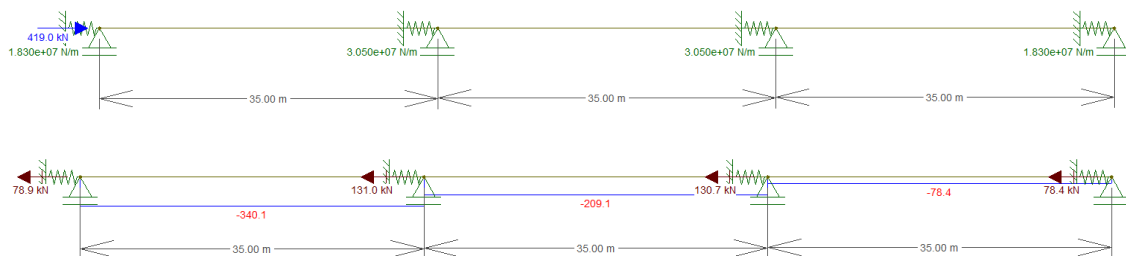
a) Frenagem e aceleração

Para cálculo da frenagem é levado em conta a largura do tabuleiro o comprimento da OAE e o coeficiente de número de faixas (CNF). Ainda, o esforço de frenagem considerado não deve ser menor que 135 kN.

Tabela 4 - Esforço de correnteza

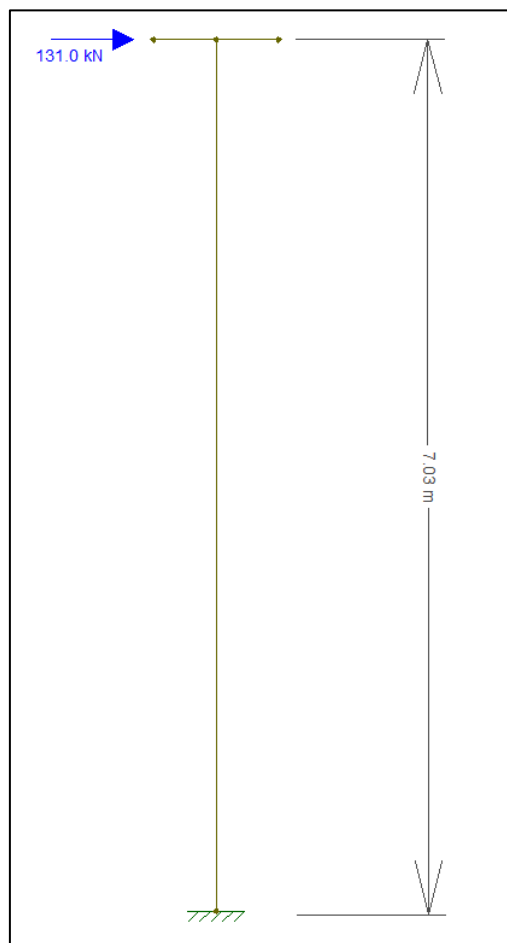
Frenagem e aceleração	418,95	kN
B	16,8	m
L	105	m
CNF	0,95	
Número de faixas	3	und

Aplicando-se esse esforço de frenagem na estrutura, representada longitudinalmente da imagem abaixo, obtemos o esforço de 131 kN, chegando ao pórtico na linha de pilares P10.



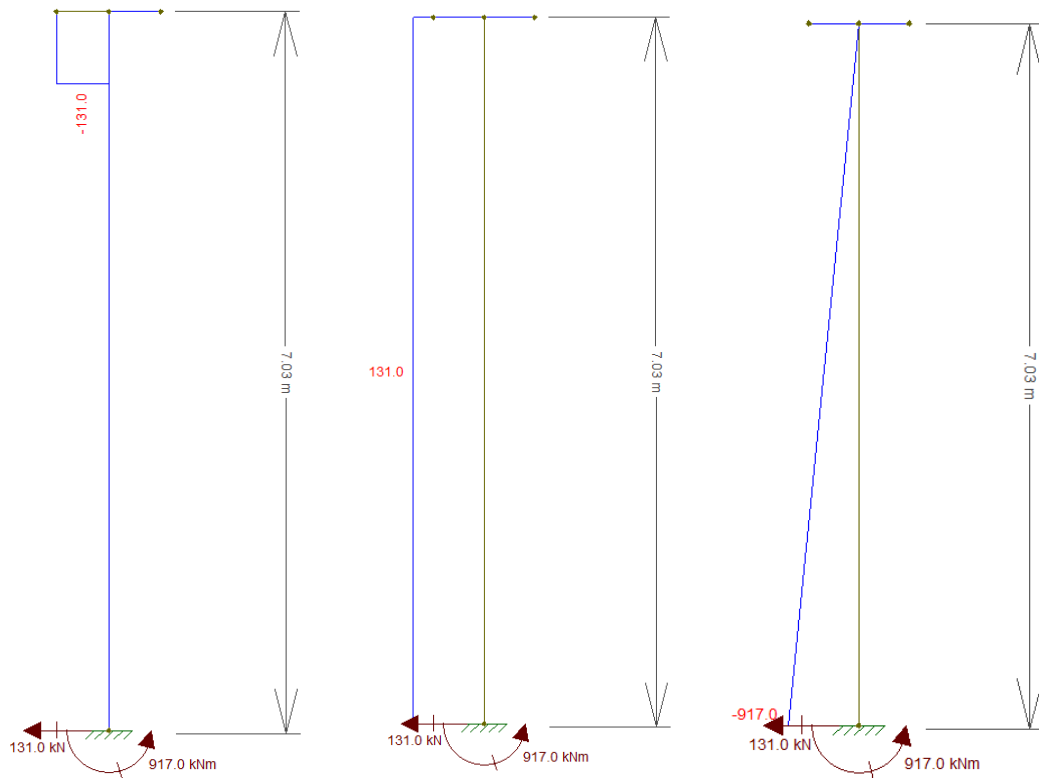
Esforço de frenagem aplicado longitudinalmente ao Pórtico da linha de pilares P10 (Figura 18).

Figura 18 Aplicação do carregamento



Os esforços gerados por este carregamento estão demonstrados na Figura 19, respectivamente, esforços normais, cisalhantes e fletores (característicos).

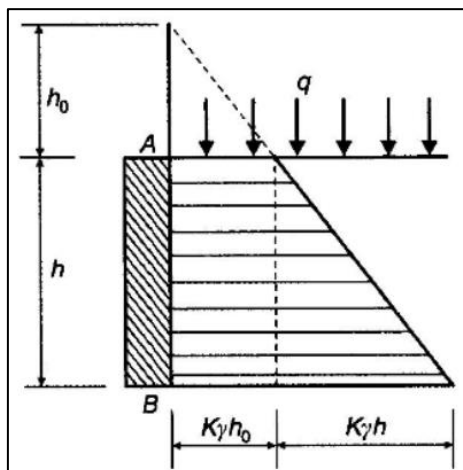
Figura 19 Esforços gerados pelo carregamento de frenagem



b) Empuxo de solo nas cabeceiras

Para cálculo do esforço de empuxo de solo foi considerado o esquema ilustrado pela Figura 20, onde q corresponde a uma carga adicional que representa o carregamento móvel, para tal foi considerado o valor de 25 kN/m^2 .

Figura 20 - Esquema para cálculo do carregamento de empuxo



O peso específico de solo Y considerado foi de 18 kN/m³, o solo previsto para o aterro é do tipo arenoso e por tanto apresenta um ângulo de atrito da ordem de 30°. Além disso, foi considerando o empuxo ativo do solo, sendo, portanto, aplicado o coeficiente $k_a=0,33$. Os valores de cargas estão discriminados na Tabela 5 apresentada.

Tabela 5 - Esforço de correnteza

Carga de empuxo	1.484,80	kN
Comprimento da cortina	16,76	m
Carga adicional (Veículo)	25	kN/m ²
y	18	kN/m ³
h	4,22	m
Ø	30	°
Ka	0,33	
Tensão no topo	8,33	kN/m ²
Tensão na base	33,7	kN/m ²
Carga por metro de cortina	88,6	kN/m

Aplicando-se a carga calculada, obtemos o esforço gerado na linha de pilares P10, como demonstrado a seguir.

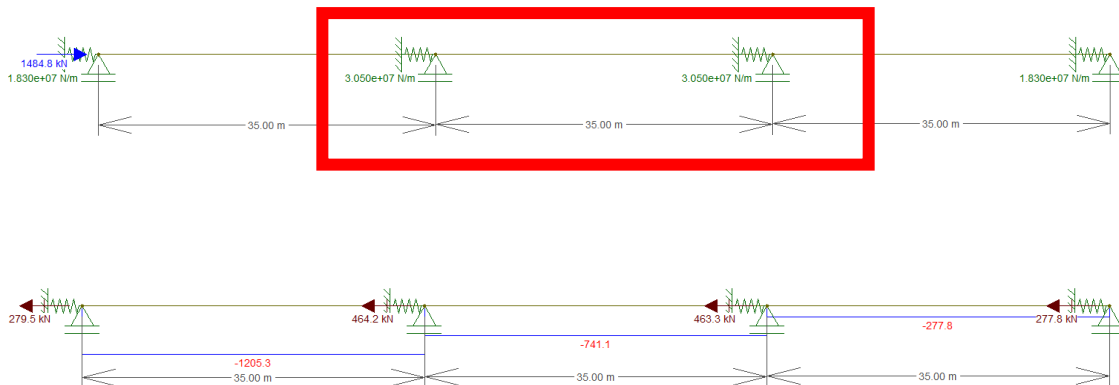
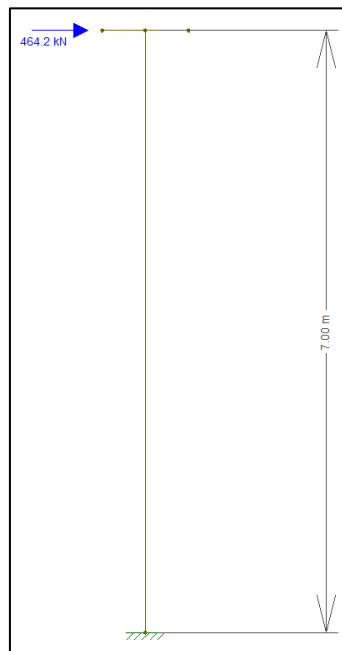
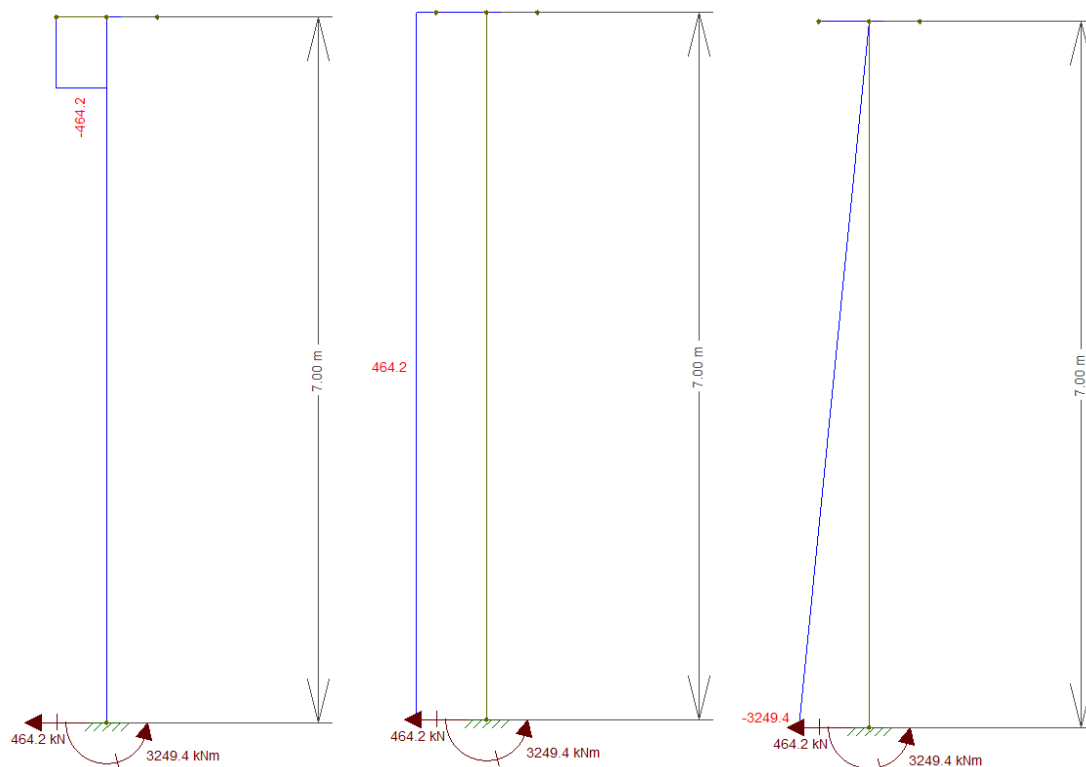


Figura 21 Aplicação do carregamento



Os esforços gerados por este carregamento estão demonstrados na Figura 22, respectivamente, esforços normais, cisalhantes e fletores (característicos).

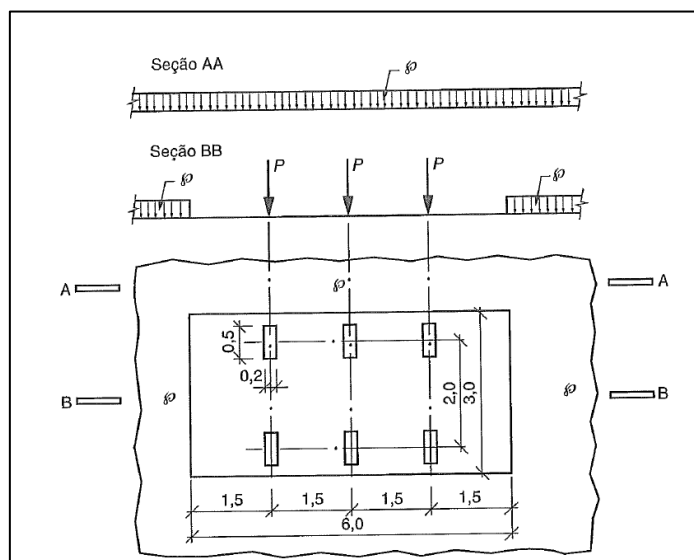
Figura 22 Esforços gerados pelo carregamento de empuxo



8 CARREGAMENTO MÓVEL

Como já supracitado, o carregamento móvel para esta OAE é representado por um trem tipo 450 kN (Figura 23), conforme orientado pela NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Ainda, para definição da carga a ser aplicada, são definidos coeficientes que visam traduzir incertezas de carga a que a estrutura será submetida, estes coeficientes estão demonstrados e calculados a seguir.

Figura 23 - Carregamento móvel para TB-45



NBR 7188, 2013

Sendo:

$P = 75 \text{ kN}$

$p = 5 \text{ kN/m}^2$

A NBR 7188:2013 orienta a aplicação de coeficientes para obtenção da carga de projeto, como demonstrado a seguir.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

Onde:

CIV = Coeficiente de impacto vertical;

Liv = Vão em metros para estruturas isostaticas. (34 m).

$$\therefore \text{CIV} = 1,25$$

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

Onde:

CNF = Coeficiente de número de fixas;

n = número de faixas de tráfego (3).

$$\therefore \text{CNF} = 0,95$$

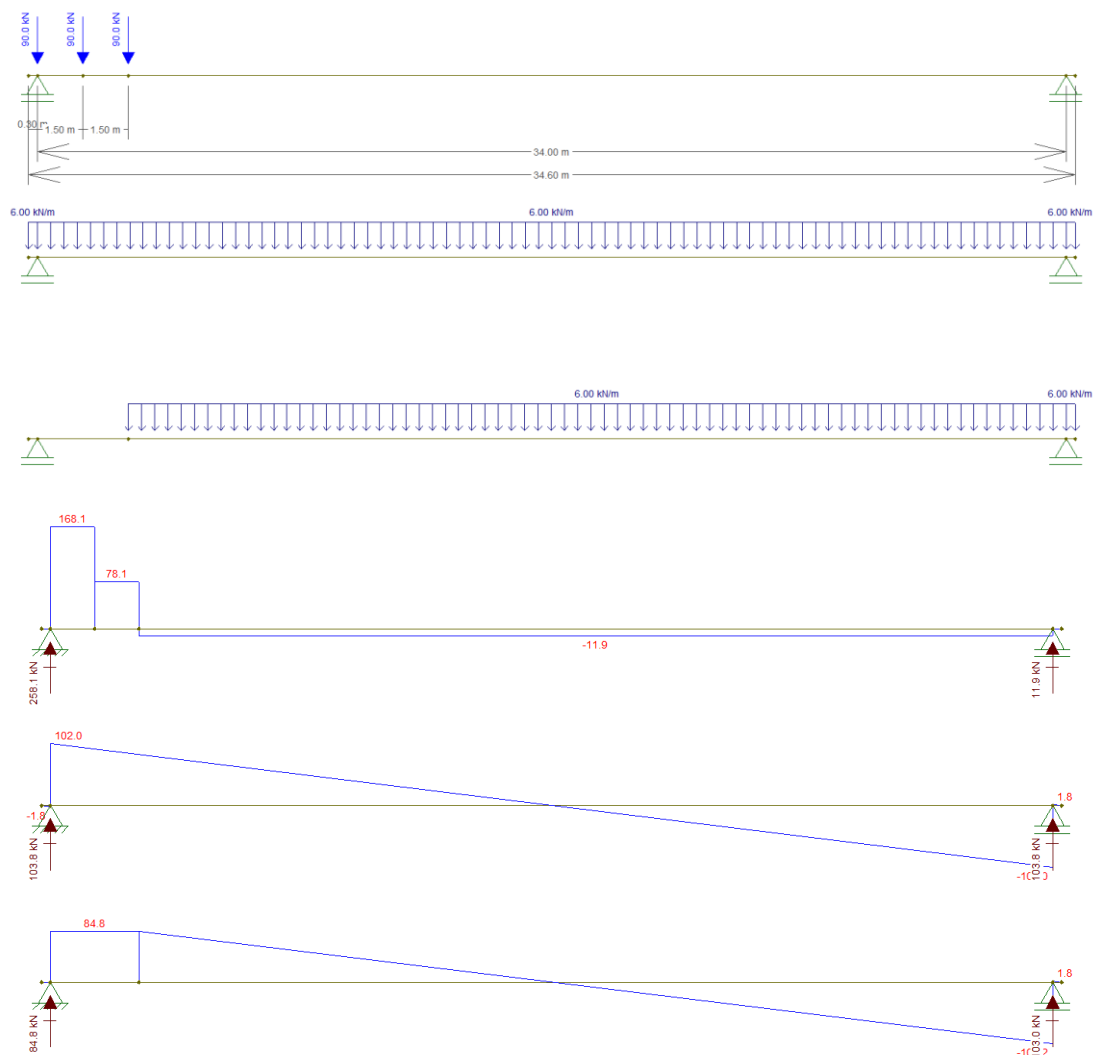
$$\text{CIV} \cdot \text{CNF} = 1,19$$

Portanto,

$$Q = P \cdot \text{CIV} \cdot \text{CNF} = 75 \cdot 1,2 = 90 \text{ kN}$$

$$q = p \cdot \text{CIV} \cdot \text{CNF} = 5 \cdot 1,2 = 6 \text{ kN/m}^2$$

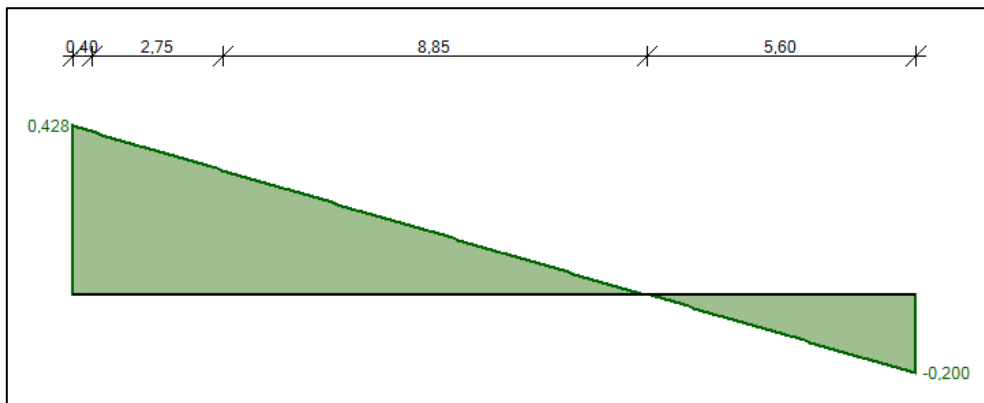
Esses carregamentos, além de serem utilizados para cálculo das cargas absorvidas pelas vigas, é também utilizado para cálculo das cargas que chegam nas demais peças, tais como travessas e pilares. A seguir estão demonstrados os modelos para carregamento da travessa.



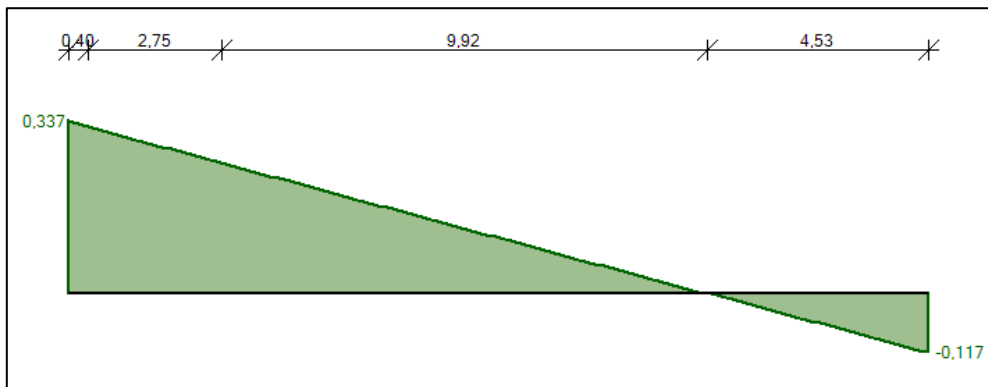
8.1 Linhas de influência

Para distribuição das cargas transversalmente de acordo com a posição em que o trem-tipo de encontra em relação as vigas longitudinais, utilizou-se as linhas de influência definidas pelo programa LEAP, as quais encontram-se apresentadas nas figuras a seguir.

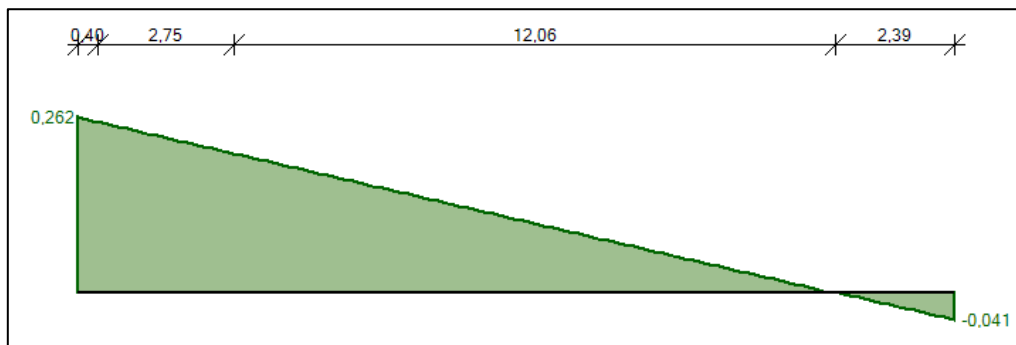
V1:



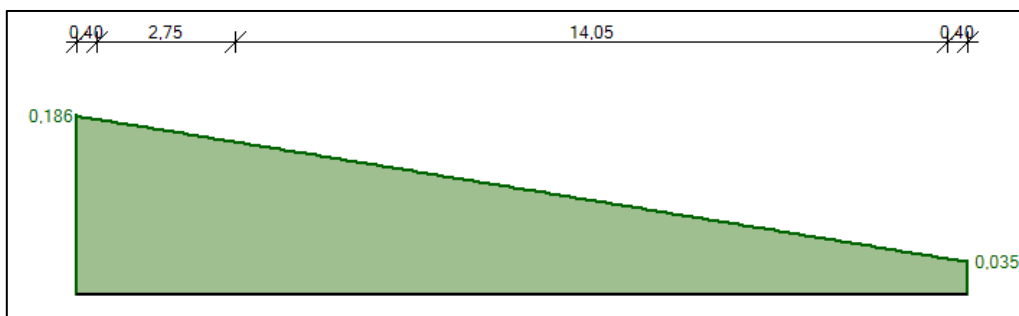
V2:



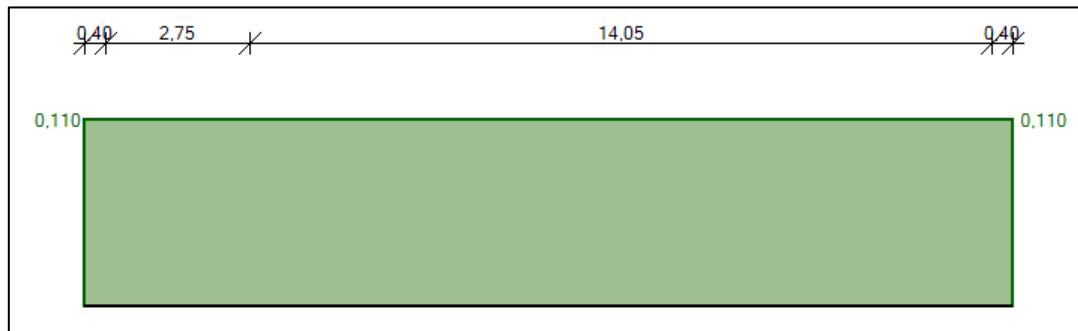
V3:



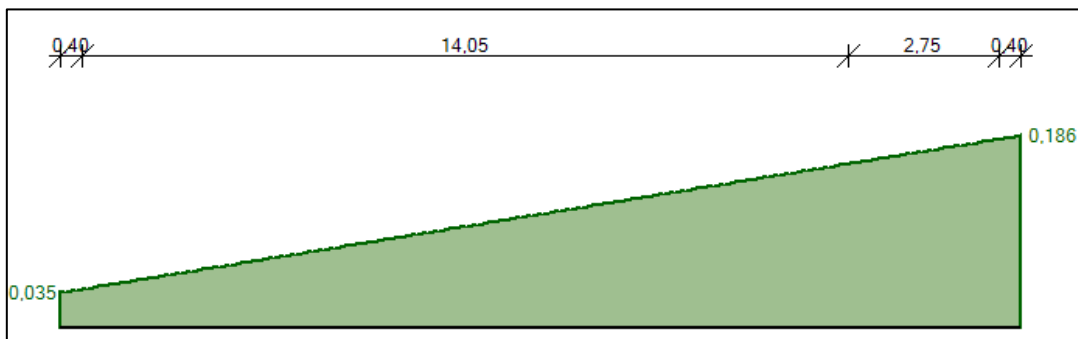
V4:



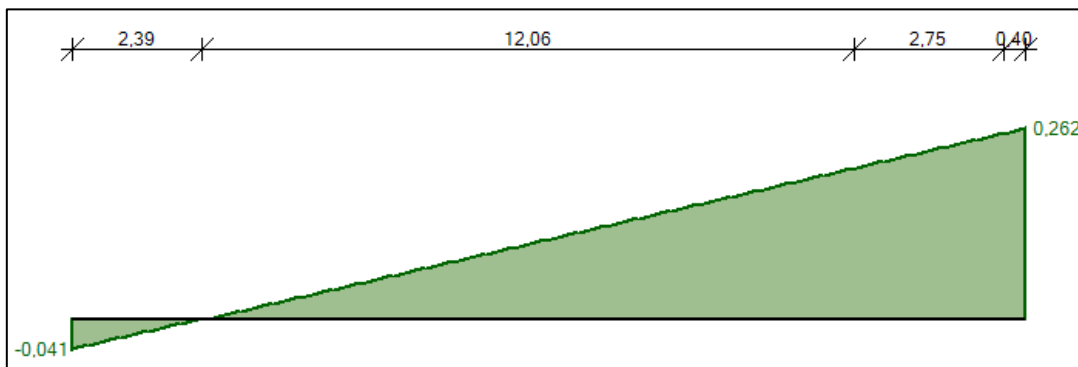
V5:



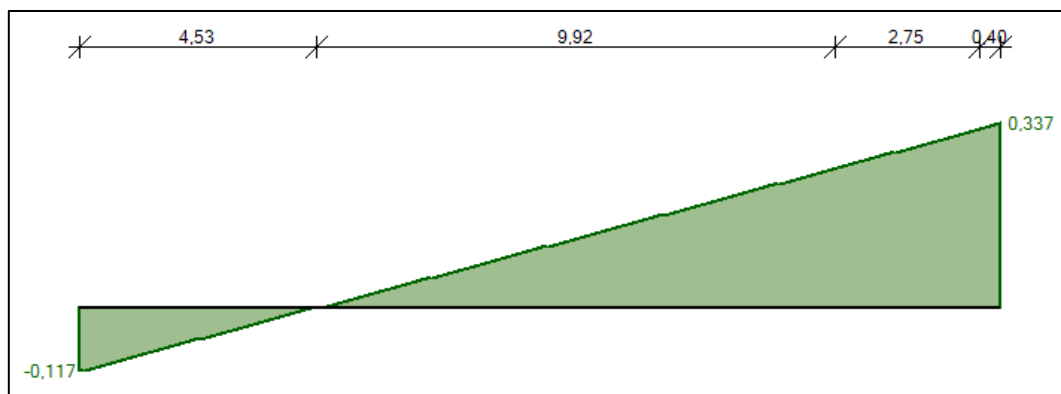
V6:



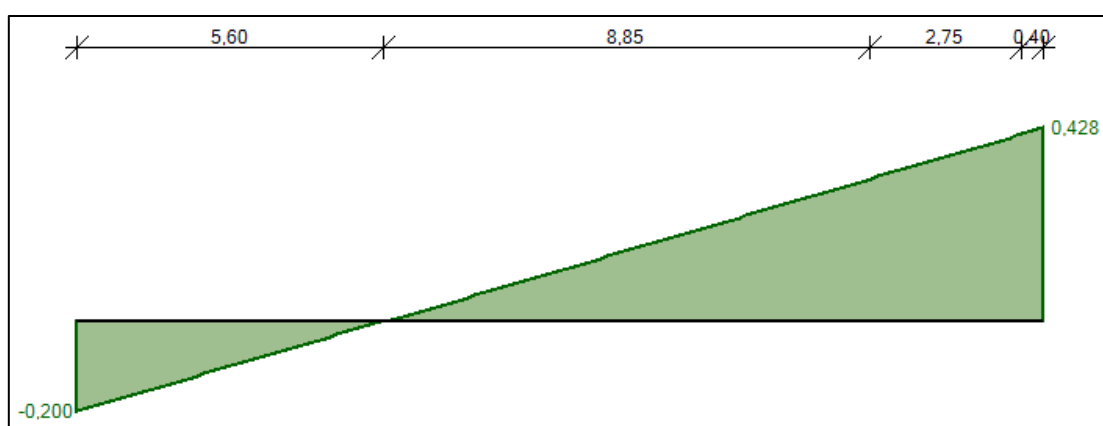
V7:



V8:



V9:



Com uso dessas linhas, montou-se um modelo estrutural no programa Ftool, representando a travessa bem como, onde o trem tipo foi posicionado com o objetivo de obter as cargas concomitantes nas demais vigas conforme a posição em que o trem-tipo, os modelos para cada posição do trem-tipo estão ilustrados nas imagens abaixo.

Cada modelo, representa o posicionamento sobre uma das vigas, sendo modelado apenas até a viga de número 5, uma vez que por simetria, as demais vigas se comportariam de maneira análoga as que já foram modeladas, sem necessidade de apresentar o modelo.

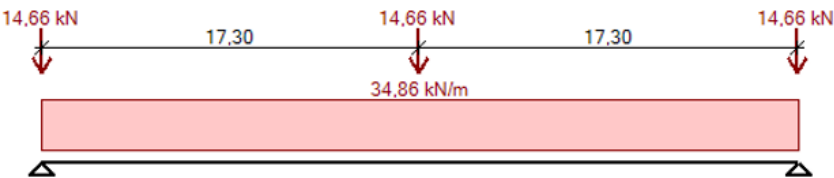
9 CÁLCULO DE ESFORÇOS NAS VIGAS LONGITUDINAIS

Através do software LIP, com uso do método de Courbom as cargas atuantes no tabuleiro, permanentes e móveis são distribuídas nas vigas

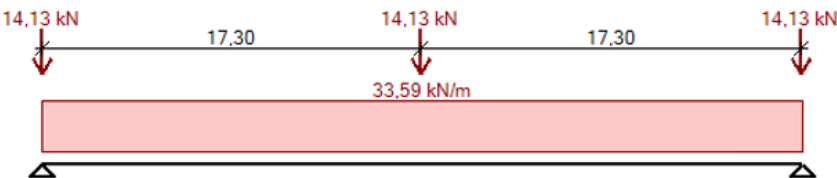
longitudinais. Assim, as cargas de trem-tipo para cada uma das vigas, bem como os esforços por elas produzidas estão, nas figuras seguintes, apresentadas.

Carregamento Permanente

Carregamento vertical carga permanente: V1 e V9

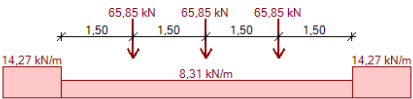


Carregamento vertical carga permanente: V2 a V8

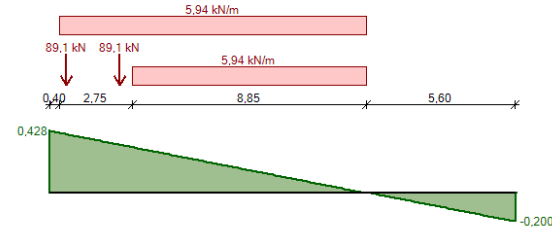


Carregamento Móvel

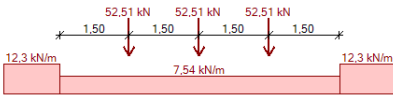
Trem-Tipo flexão máxima: V1



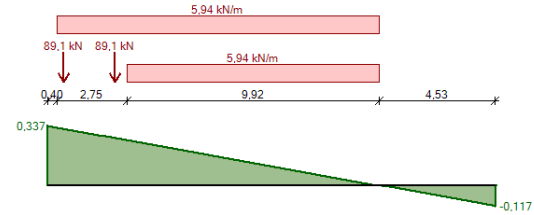
Linha de influência reação vertical: V1



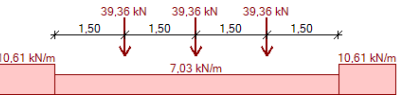
Trem-Tipo flexão máxima: V2



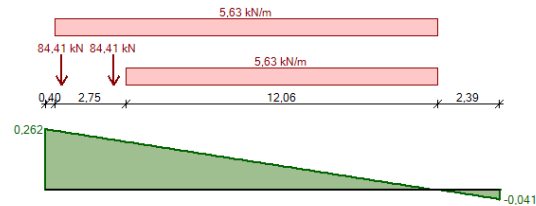
Linha de influência reação vertical: V2



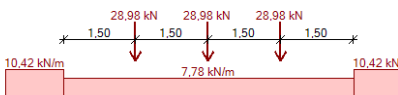
Trem-Tipo flexão máxima: V3



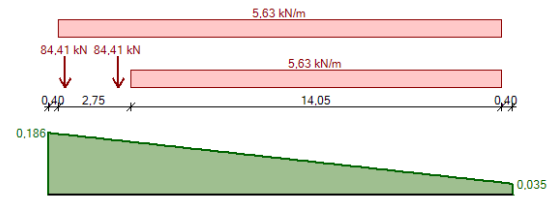
Linha de influência reação vertical: V3



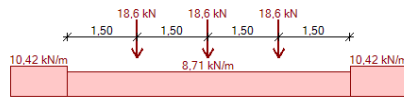
Trem-Tipo flexão máxima: V4



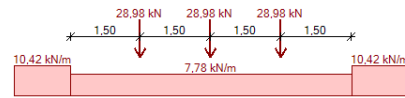
Linha de influência reação vertical: V4



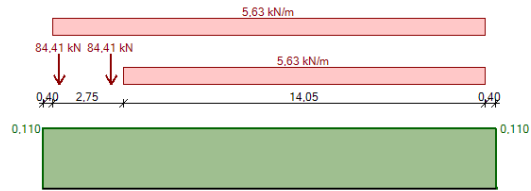
Trem-Tipo flexão máxima: V5



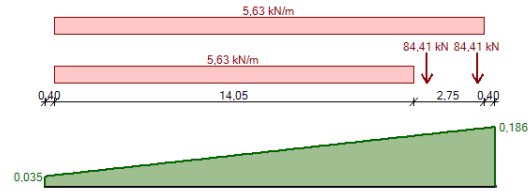
Trem-Tipo flexão máxima: V6



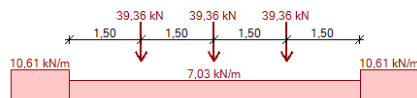
Linha de influência reação vertical: V5



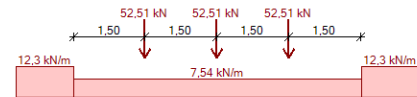
Linha de influência reação vertical: V6



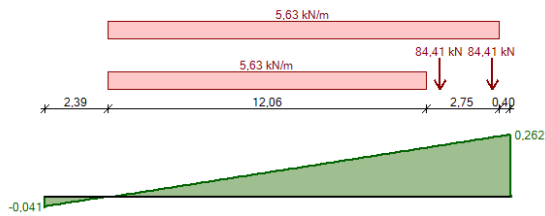
Trem-Tipo flexão máxima: V7



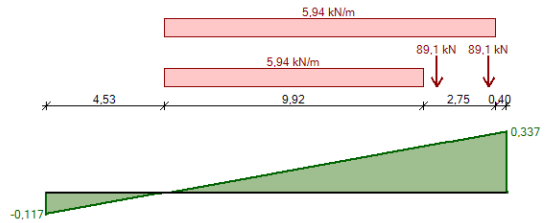
Trem-Tipo flexão máxima: V8



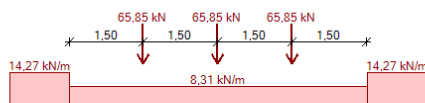
Linha de influência reação vertical: V7



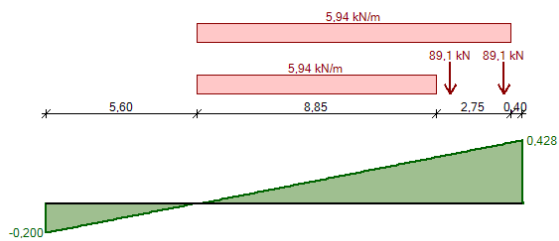
Linha de influência reação vertical: V8



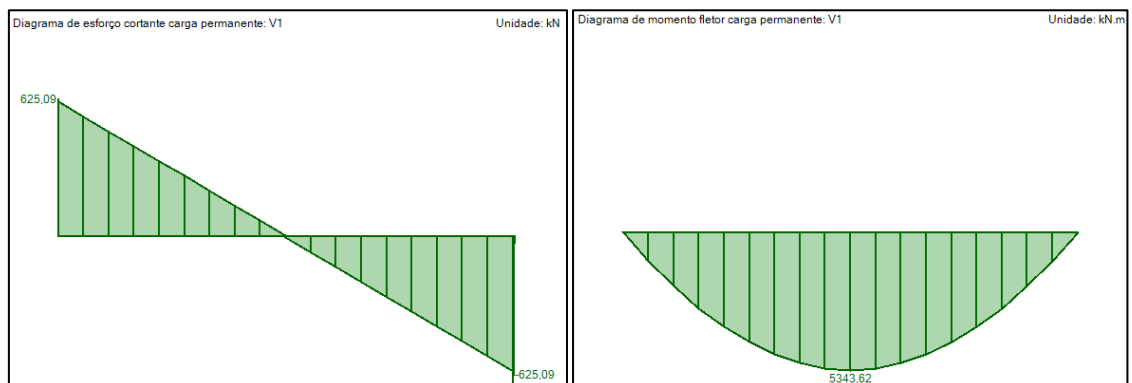
Trem-Tipo flexão máxima: V9



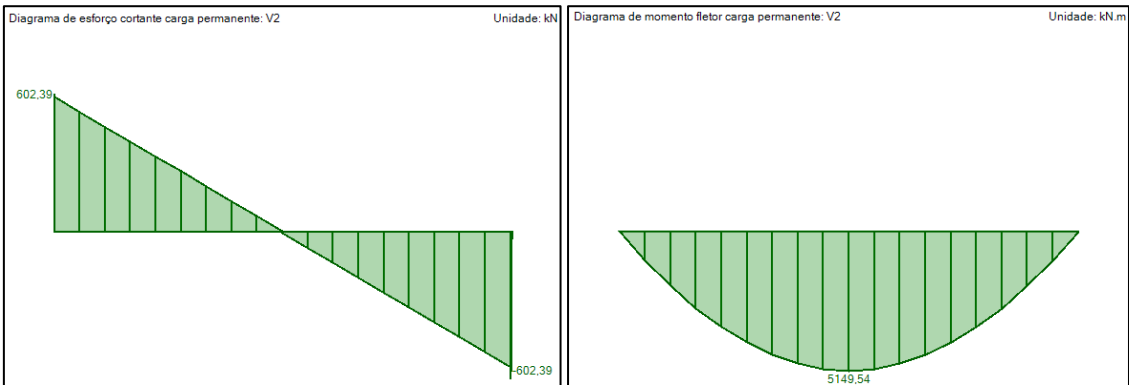
Linha de influência reação vertical: V9



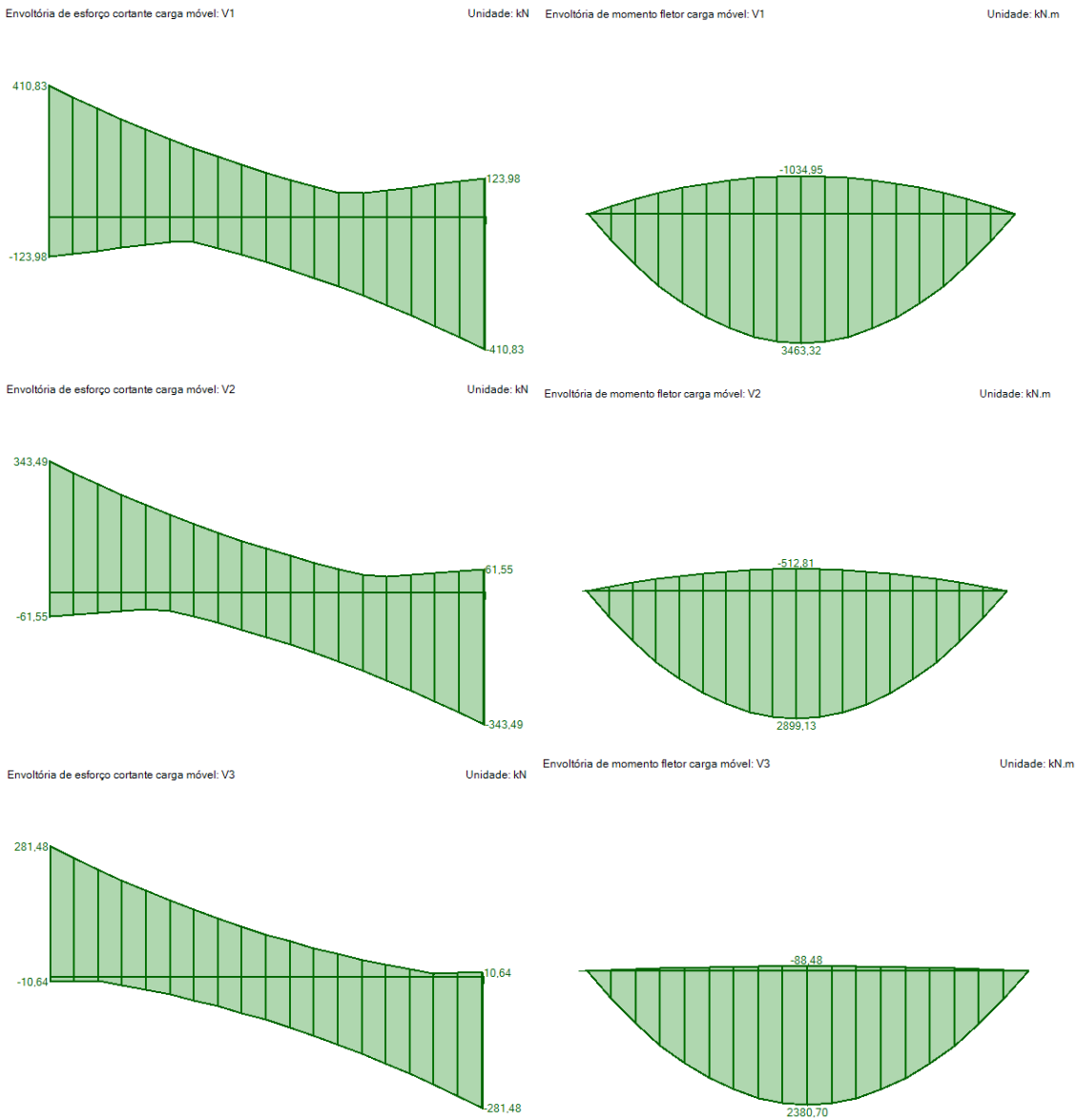
Esforços devido ao carregamento permanente V1 e V9



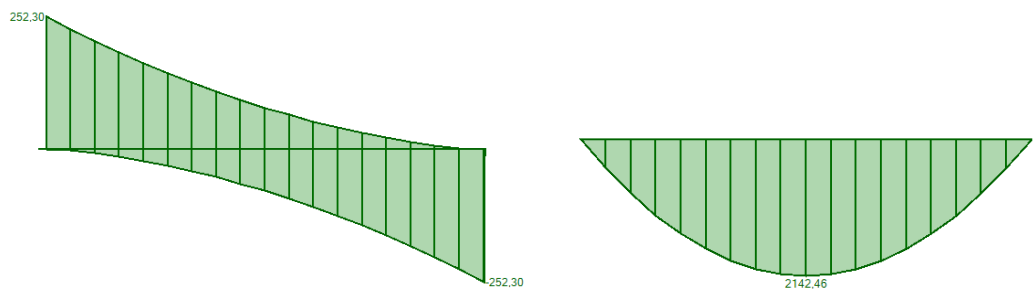
Esforços devido ao carregamento permanente V2 a V8



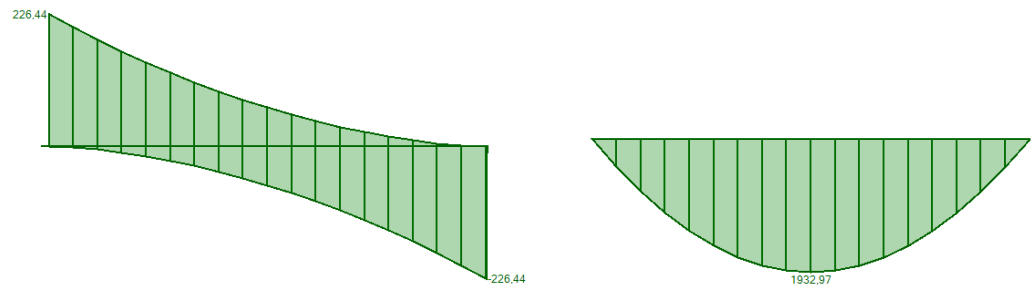
Esforços devido ao carregamento móvel V1 e V9



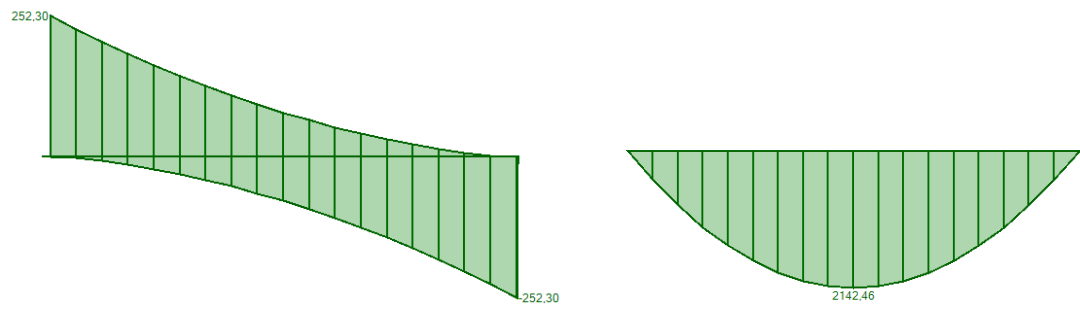
Envoltória de esforço cortante carga móvel: V4 Unidade: kN Envoltória de momento fletor carga móvel: V4 Unidade: kN.m



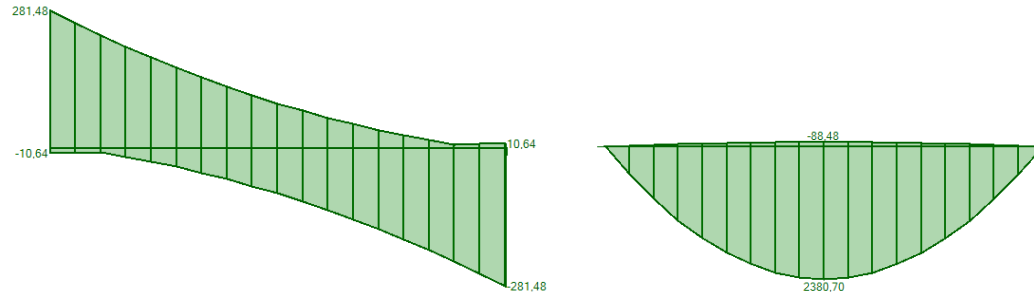
Envoltória de esforço cortante carga móvel: V5 Unidade: kN Envoltória de momento fletor carga móvel: V5 Unidade: kN.m

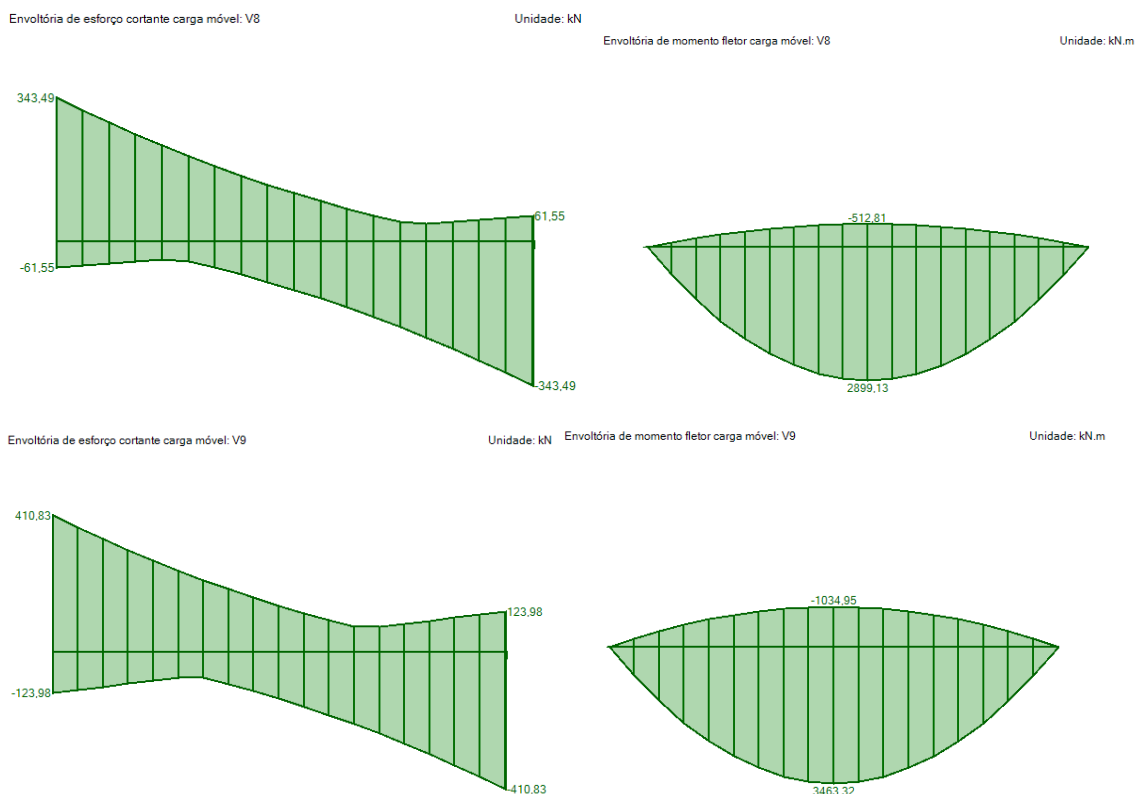


Envoltória de esforço cortante carga móvel: V6 Unidade: kN Envoltória de momento fletor carga móvel: V6 Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante carga móvel: V7 Unidade: kN Envoltória de momento fletor carga móvel: V7 Unidade: kN.m





9.1 Combinações quase permanentes, frequentes e rara

Para o dimensionamento adequado das vigas é necessário a verificação dos esforços para as combinações permanentes, frequentes e rara, conforme as orientações da NBR 6118:2014, tais verificações são utilizadas para a análise de deslocamentos excessivos, fissuração e como critérios limites para esforços de protensão.

As combinações, bem como os fatores de majoração e de ponderação utilizados estão demonstrados na Figura 24.

Figura 24 - Combinações utilizadas no LIP

Combinções de esforços

Combinação estado limite último (ELU):
 $F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{qk}$

Combinação estado limite de serviço (ELS):
 Comb. rara $F(CR) = F_{gk} + F_{qk}$
 Comb. frequente $F(CF) = F_{gk} + \psi_1 F_{qk}$
 Comb. Quase Permanente $F(CQP) = F_{gk} + \psi_2 F_{qk}$

Coefficientes de ponderação e fatores de redução

Ações permanentes: $\gamma_g = 1,35$

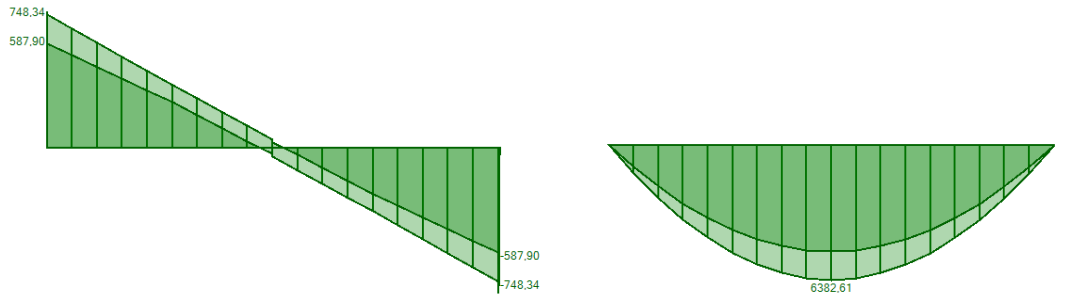
Carga móvel: $\gamma_q = 1,5$

Fatores de redução: $\psi_1 = 0,5$ $\psi_2 = 0,3$

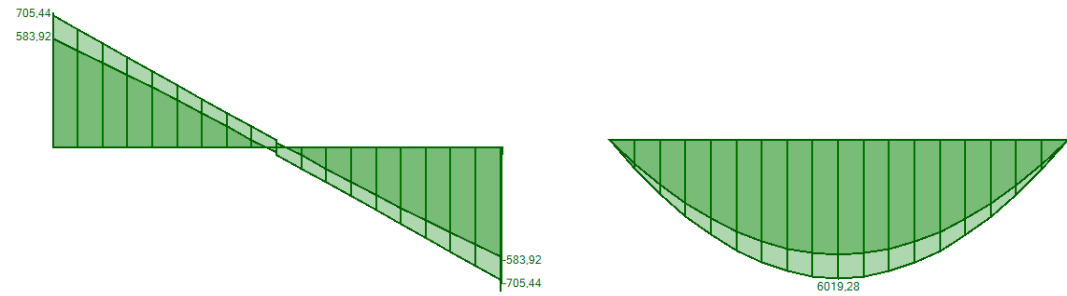
Cancelar Ok

9.1.1 Esforços para combinações quase permanentes

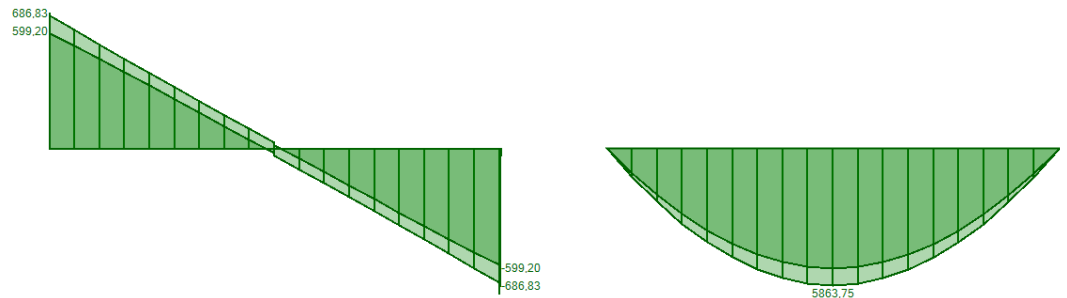
Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V1 Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V1 Unidade: kN.m



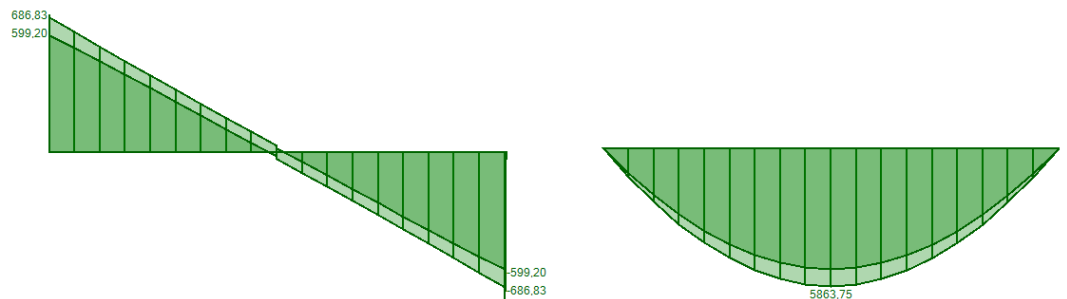
Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V2 Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V2 Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V3 Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V3 Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V3 Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V3 Unidade: kN.m

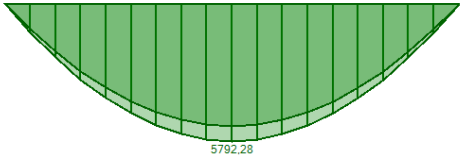
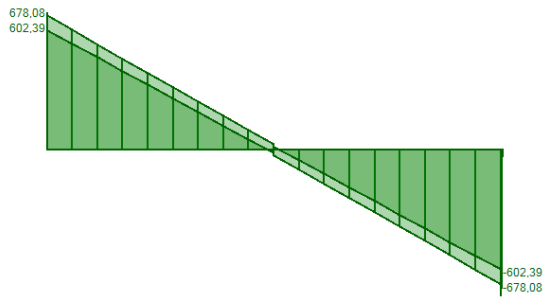


Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V4

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V4

Unidade: kN.m

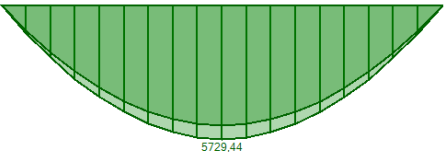
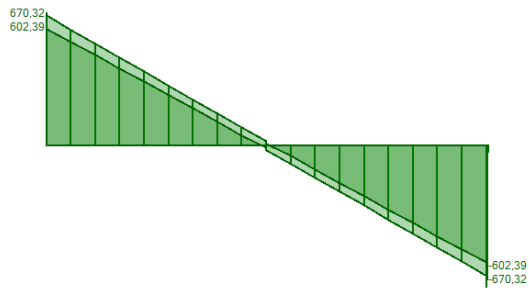


Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V5

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V5

Unidade: kN.m

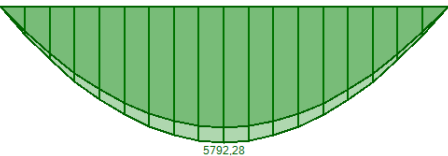
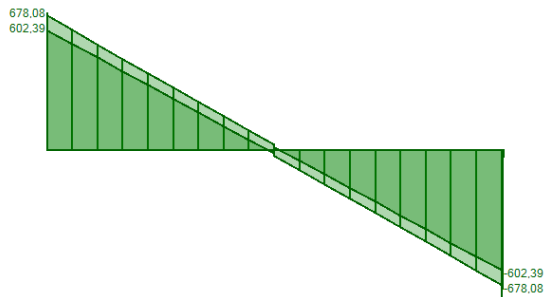


Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V6

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V6

Unidade: kN.m

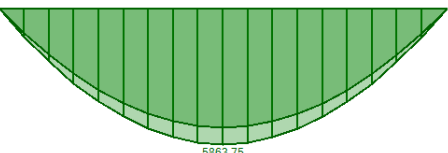
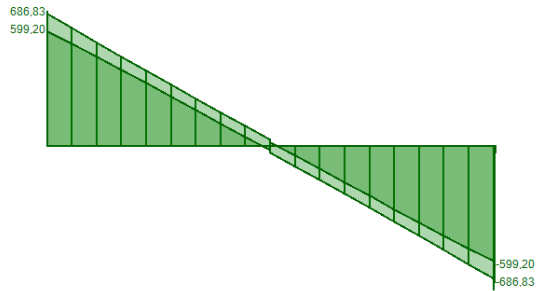


Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V7

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V7

Unidade: kN.m

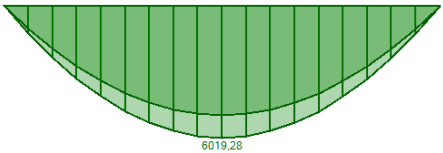
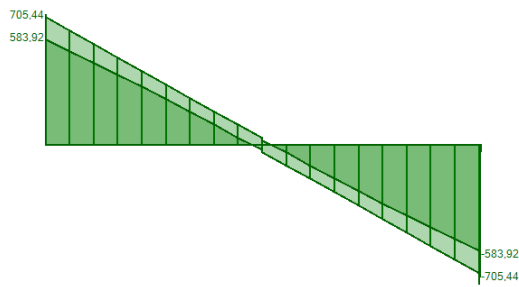


Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V8

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V8

Unidade: kN.m

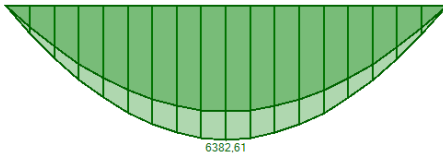
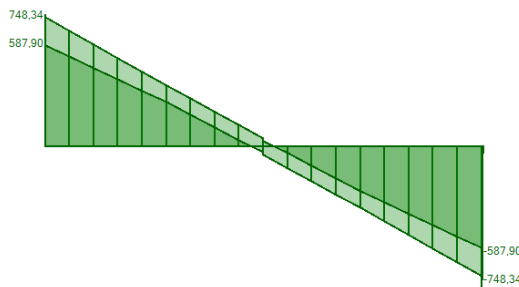


Envoltória de esforço cortante combinação quase permanente: V9

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação quase permanente: V9

Unidade: kN.m



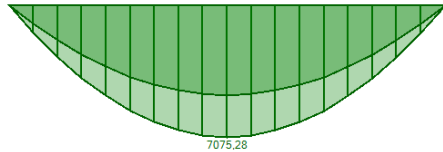
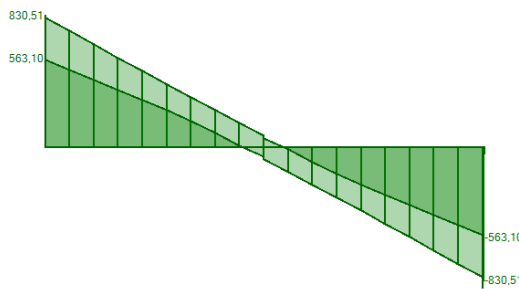
9.1.2 Esforços para combinação frequente

Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V1

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação frequente: V1

Unidade: kN.m

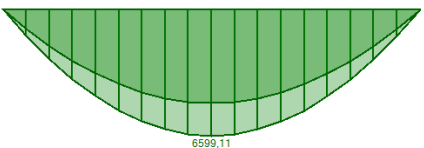
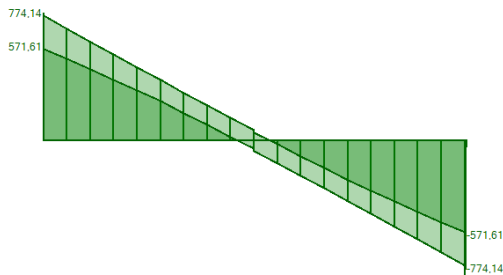


Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V2

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação frequente: V2

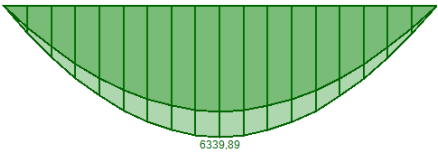
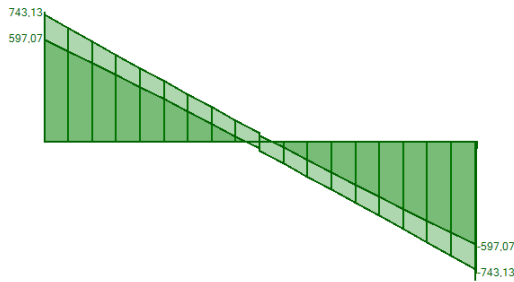
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V3

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação frequente: V3

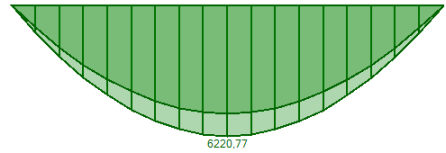
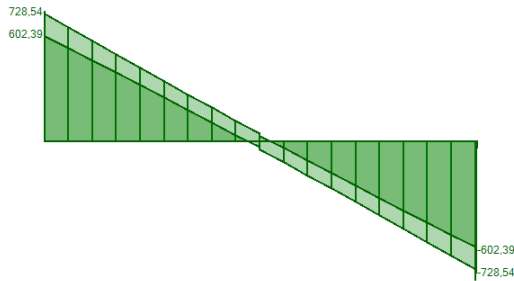
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V4

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação frequente: V4

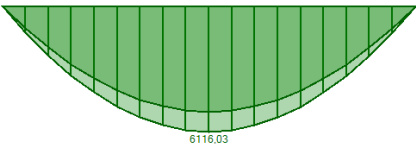
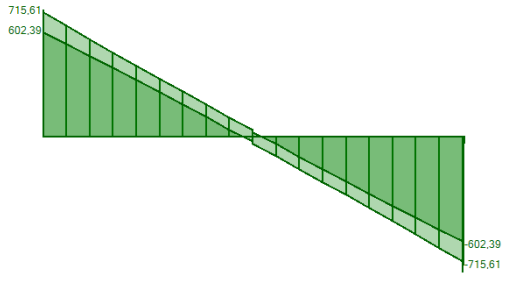
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V5

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação frequente: V5

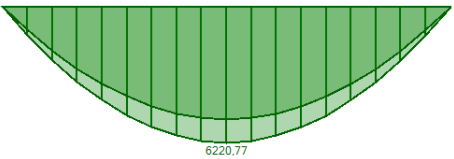
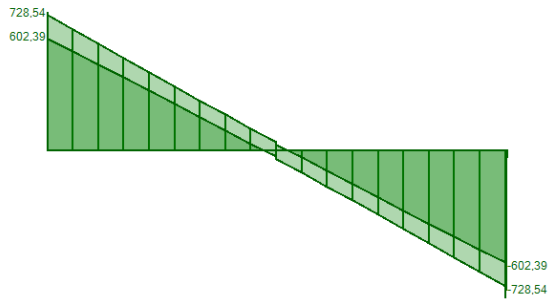
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V6

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação frequente: V6

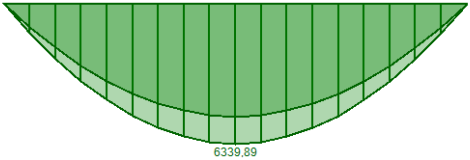
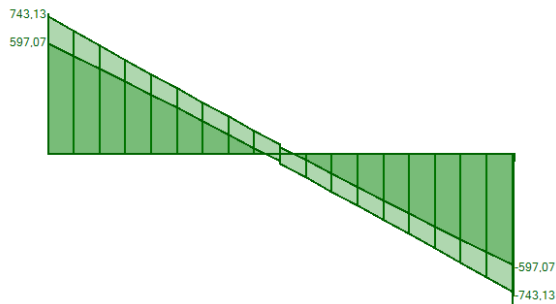
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V7

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação frequente: V7

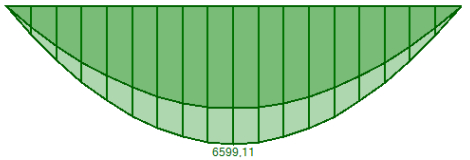
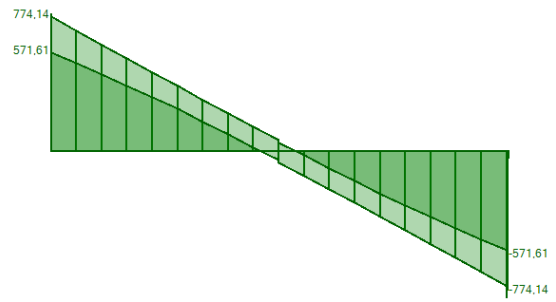
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V8

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação frequente: V8

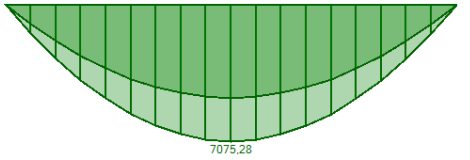
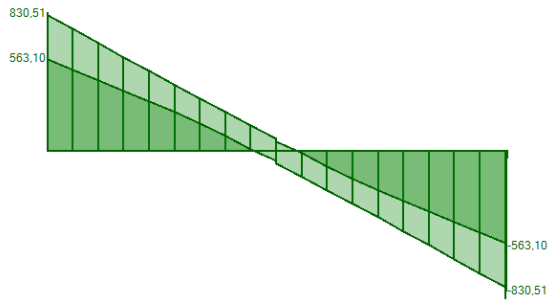
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação frequente: V9

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação frequente: V9

Unidade: kN.m

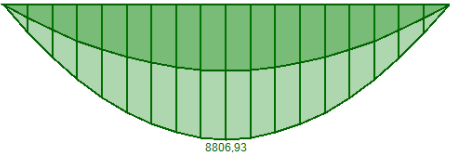
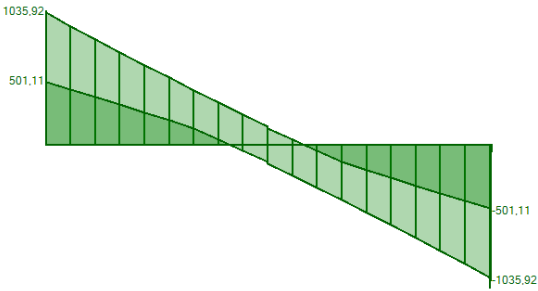


9.1.3 Esforços para combinação rara

Envoltória de esforço cortante combinação rara: V1

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação rara: V1

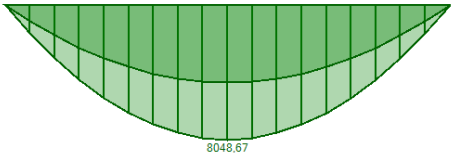
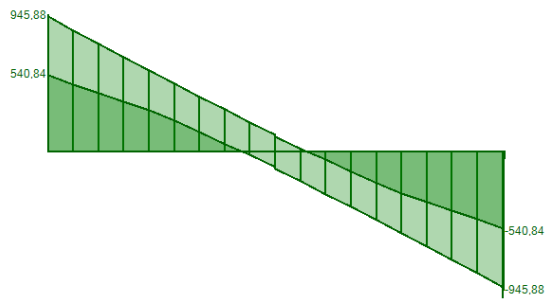
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação rara: V2

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação rara: V2

Unidade: kN.m

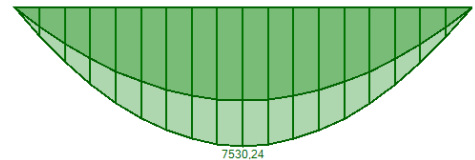
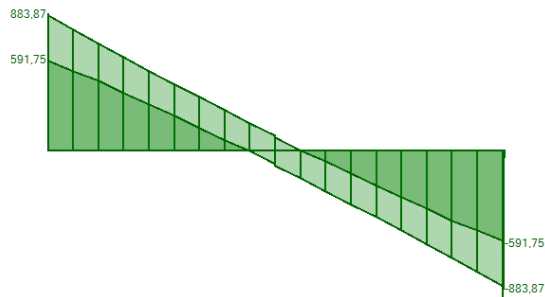


Envoltória de esforço cortante combinação rara: V3

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação rara: V3

Unidade: kN.m

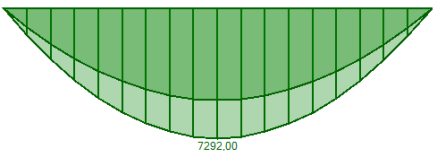
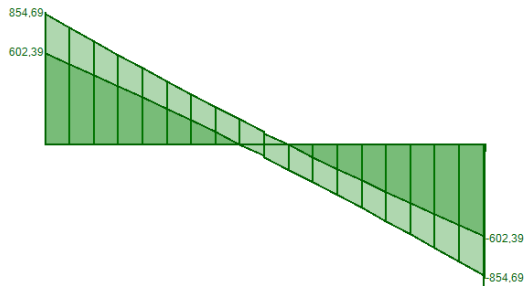


Envoltória de esforço cortante combinação rara: V4

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação rara: V4

Unidade: kN.m

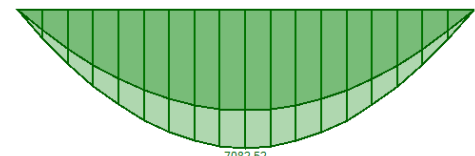
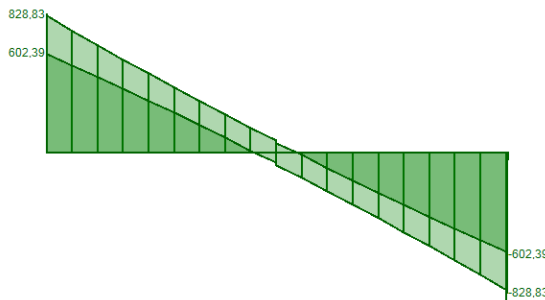


Envoltória de esforço cortante combinação rara: V5

Unidade: kN

Envoltória de momento fletor combinação rara: V5

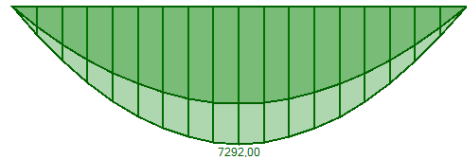
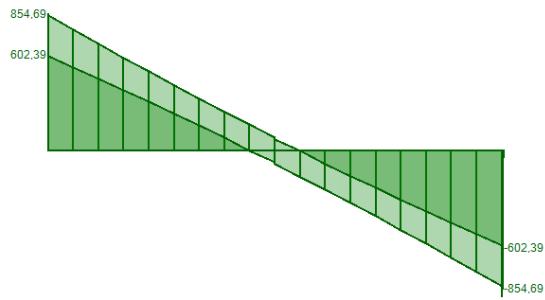
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação rara: V6

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação rara: V6

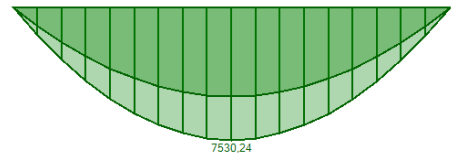
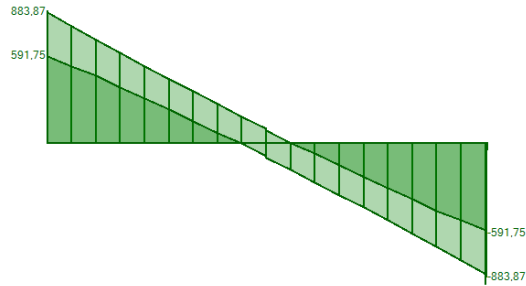
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação rara: V7

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação rara: V7

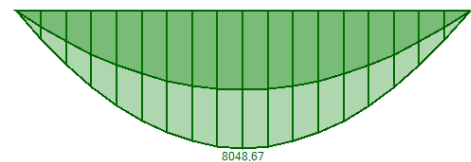
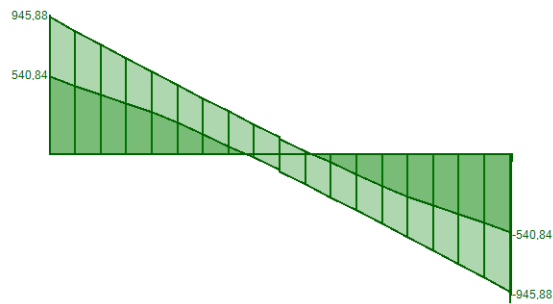
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação rara: V8

Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação rara: V8

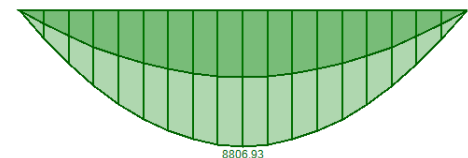
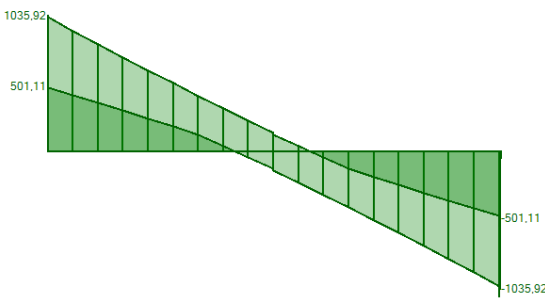
Unidade: kN.m



Envoltória de esforço cortante combinação rara: V9

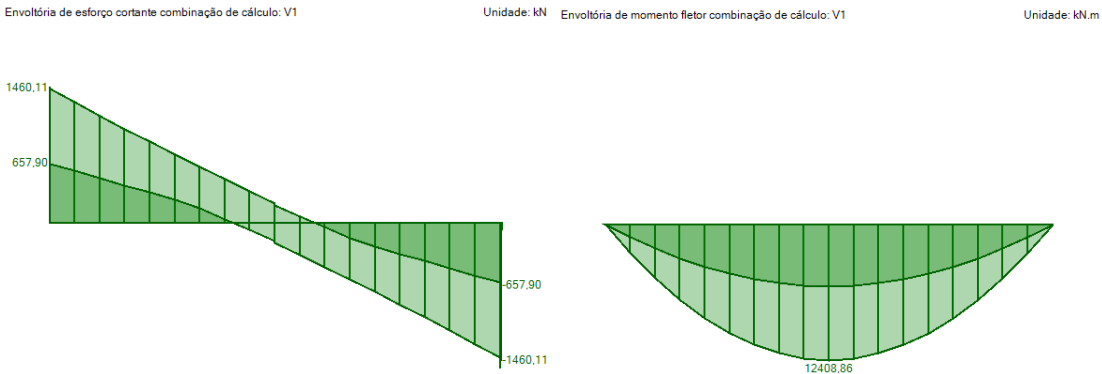
Unidade: kN Envoltória de momento fletor combinação rara: V9

Unidade: kN.m

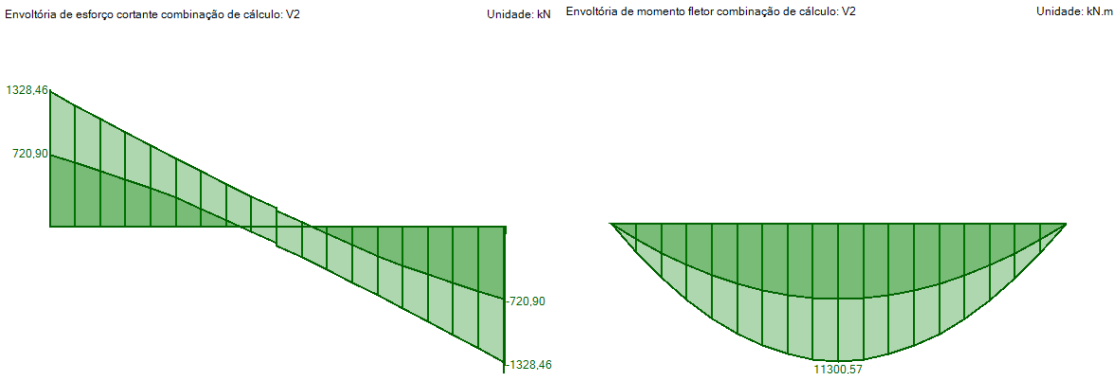


9.1.4 Esforços de cálculo

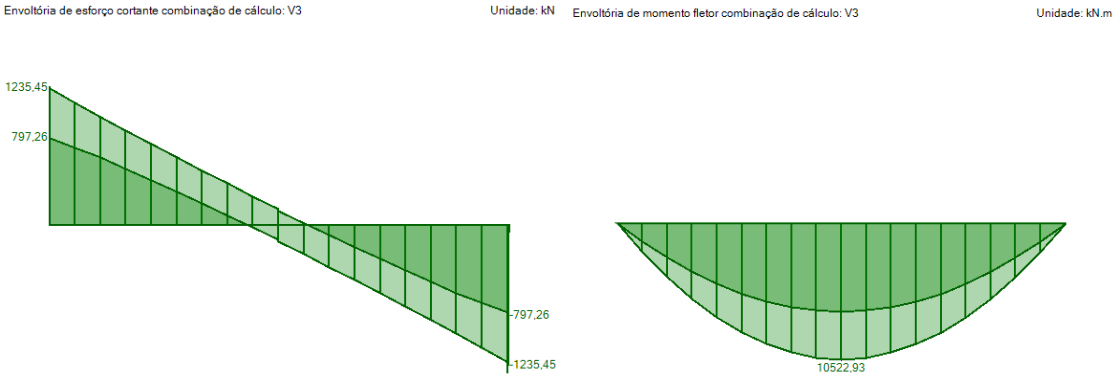
Para V1 e V9



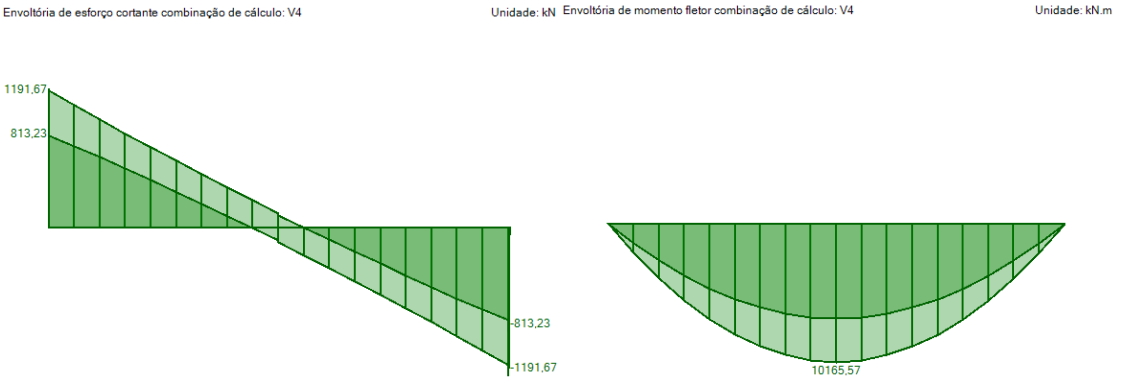
Para V2 e V8



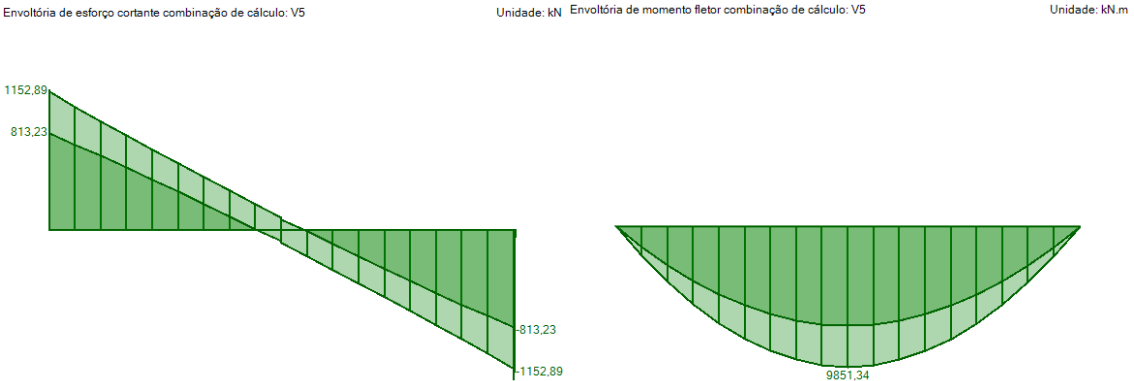
Para V3 e V7

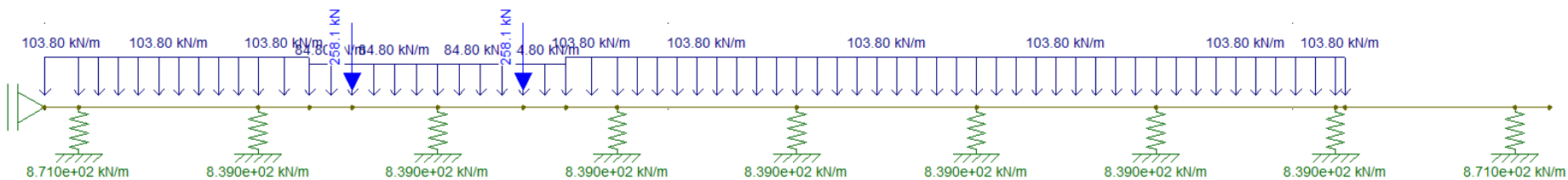
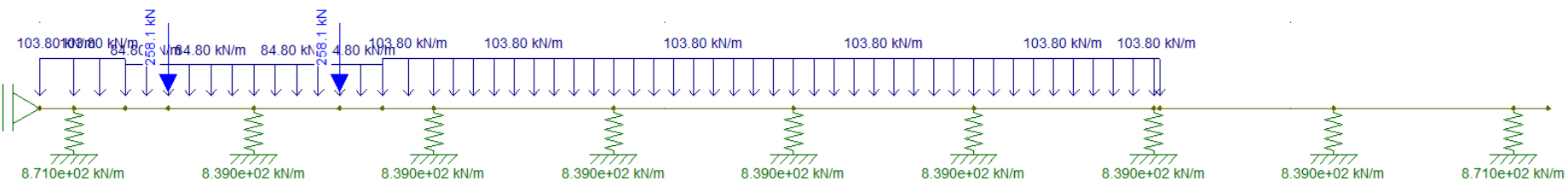
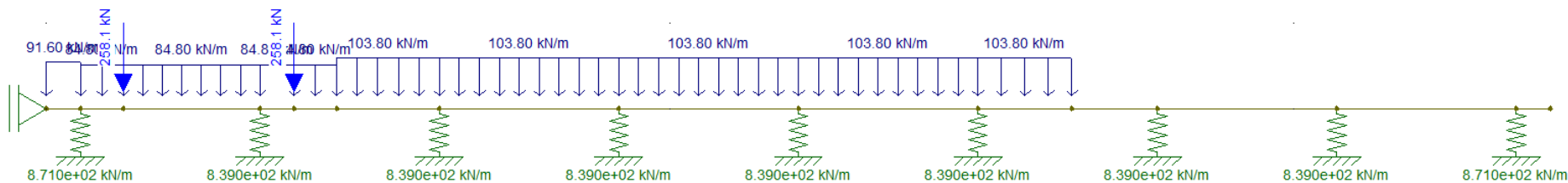


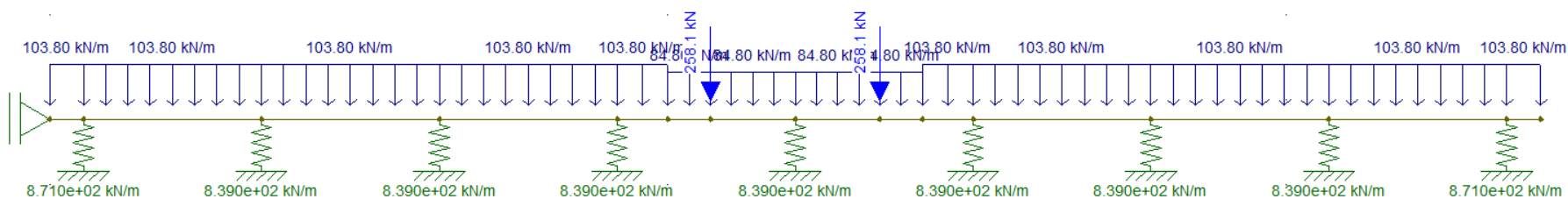
Para V4 e V6



Para V5









A Tabela 6, resume as cargas obtidas com o posicionamento do trem-tipo e suas respectivas cargas concomitantes nas demais vigas.

Tabela 6 - Cargas de carregamento móvel aplicado e concomitantes na travessa (kN)

Posição do trem tipo	Concomitantes									Somatório
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	
V1	408,0	341,6	209,2	238,8	187,3	135,9	84,4	32,9	-19,2	1.618,90
V2	400,3	339,3	292,9	246,6	200,2	153,7	107,3	60,8	14,9	1.816,00
V3	356,1	313,5	284,0	254,4	224,7	195,0	165,2	135,4	109,6	2.037,90
V4	292,4	274,3	267,0	259,6	252,1	244,5	236,9	229,3	230,1	2.286,20
V5	261,2	251,8	251,9	252,1	252,1	252,1	251,9	251,8	261,2	2.286,10
V6	230,1	229,3	236,9	244,5	252,1	259,6	267,0	274,3	292,4	2.286,20
V7	109,6	135,4	165,2	195,0	224,7	254,4	284,0	313,5	356,1	2.037,90
V8	14,9	60,8	107,3	153,7	200,2	246,6	292,9	339,3	400,3	1.816,00
V9	-19,2	32,9	84,4	135,9	187,3	238,8	209,2	341,6	408,0	1.618,90

10 COMBINAÇÕES

De posse de todas as cargas atuantes sobre a estrutura, foram realizadas combinações de cargas, conforme preconiza a NBR 6118:2014, a envoltória dessas combinações foi obtida com auxílio do programa Ftool, a seguir as combinações estão apresentadas, tendo sido separadas em ações transversais e longitudinais em função da natureza de cada uma dessas cargas, conforme já foi apresentado nos itens anteriores. Os resultados a seguir expostos dizem respeito apenas ao pórtico da linha de pilares P10, os quais têm seus eixos na EST. 30+15,00 m, sendo análogo o cálculo para as demais linhas de pilares, apenas devendo-se observar os carregamentos correspondentes.

10.1 Ações transversais

Conforme assumido anteriormente as cargas móveis podem assumir, transversalmente, 9 posições, devido ao número de vigas de vigas da estrutura e a limitação por este cálculo estar sendo realizado de maneira praticamente manual, com auxílio apenas de planilhas e do Ftool.

Assumiu-se que o vento pode atuar transversalmente em duas hipóteses, sendo que com o vento perfeitamente na perpendicular a estrutura da ponte é quando os maiores esforços transversais são gerados na estrutura, pelo vento. A seguir estão apresentadas cada uma das combinações para cada posição do trem-tipo (9 posições), somando ao todo 108 combinações de carga.

Vento a 90°

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{móvel} + 0,6 * (\text{vento} + \text{correnteza}))$$

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{vento} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{correnteza}))$$

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{Correnteza} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{vento}))$$

$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{móvel} + 0,6 * (\text{vento} + \text{correnteza}))$$

$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{vento} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{correnteza}))$$

$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{Correnteza} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{vento}))$$

Vento a 180°

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{móvel} + 0,6 * (\text{vento} + \text{correnteza}))$$

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{vento} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{correnteza}))$$

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{Correnteza} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{vento}))$$

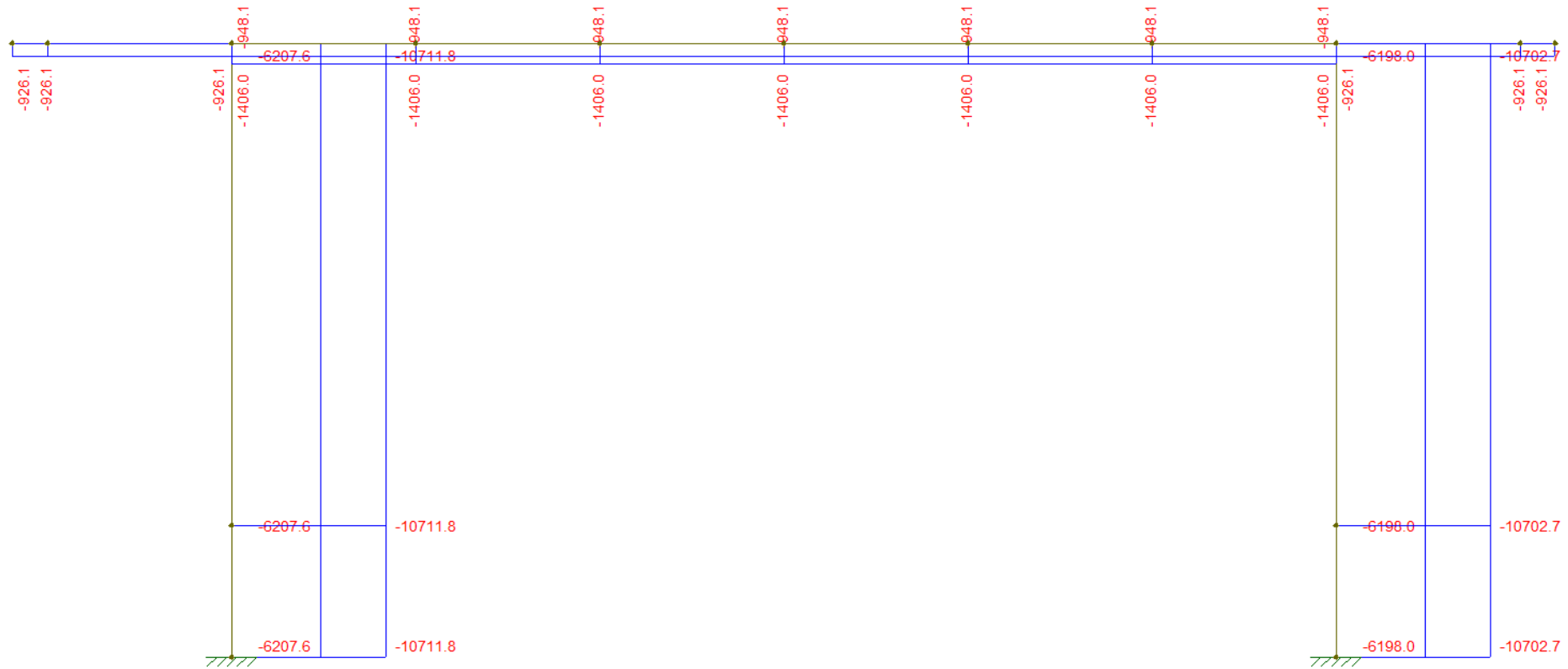
$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{móvel} + 0,6 * (\text{vento} + \text{correnteza}))$$

$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{vento} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{correnteza}))$$

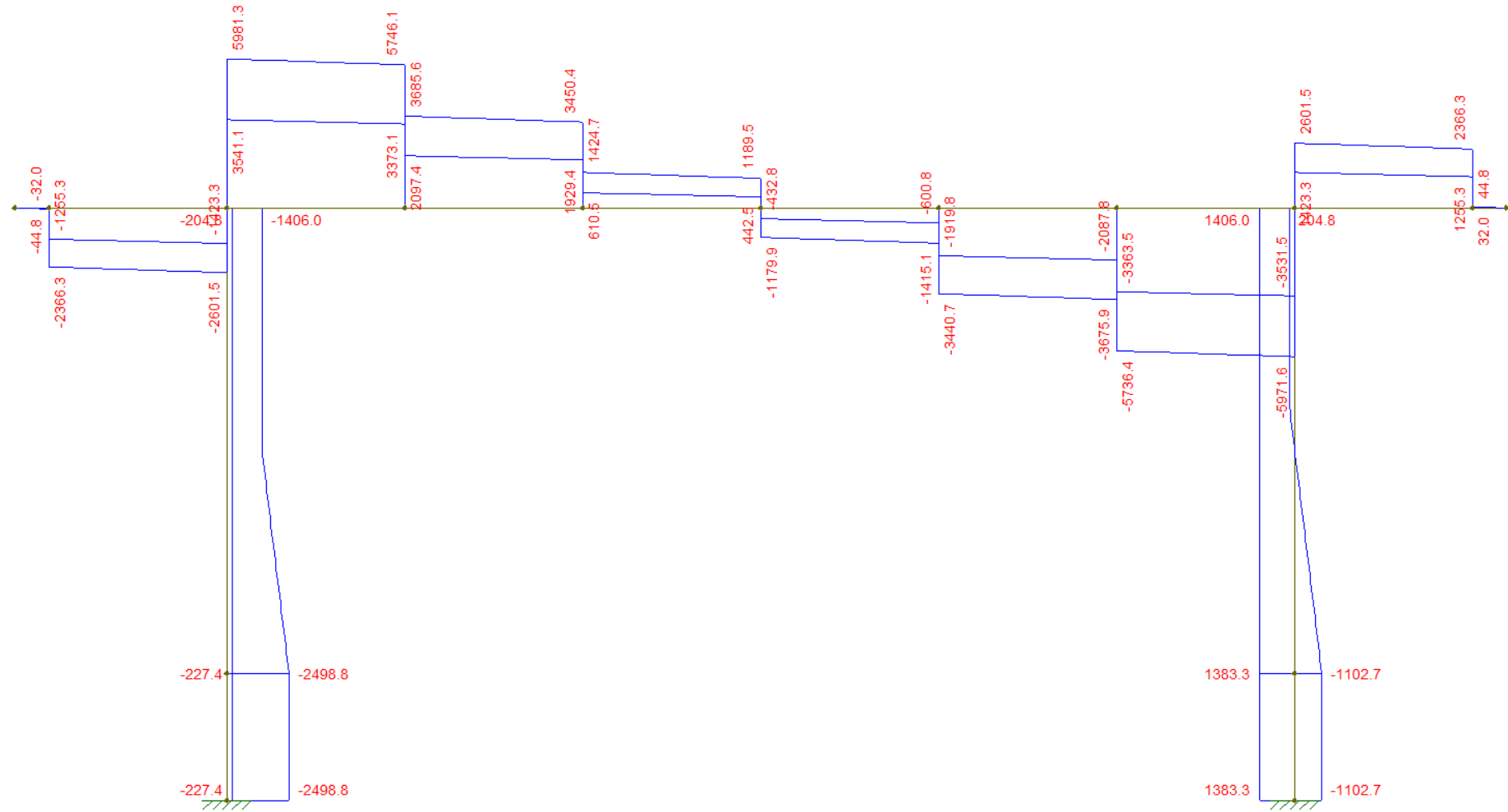
$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{Correnteza} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{vento}))$$

Com as combinações configuradas no Ftool o *software* realiza a interação das combinações e monta a envoltória de esforços normais, cisalhantes e fletores os quais estão devidamente apresentados a seguir.

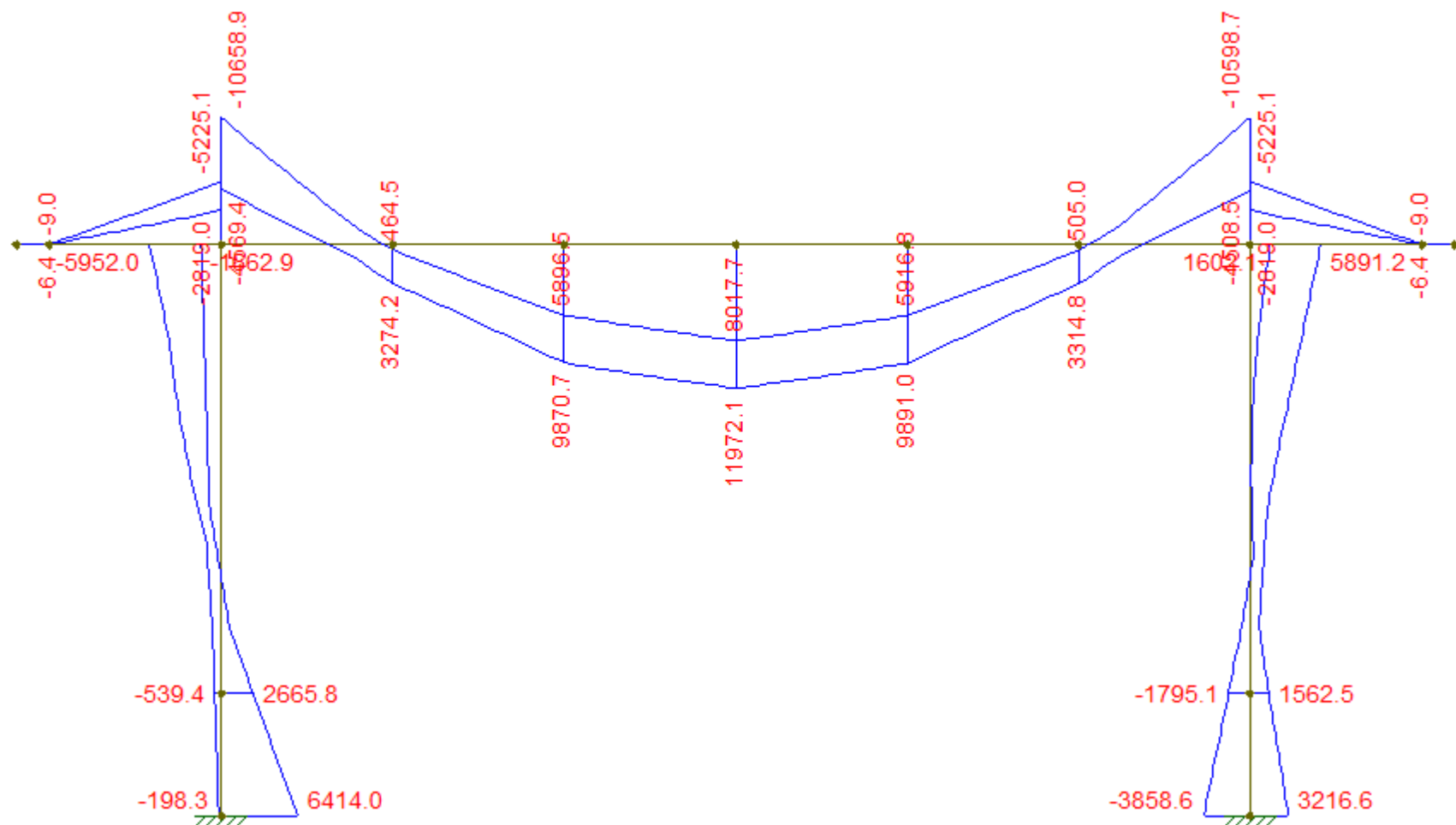
a) Esforços normais



b) Esforços Cisalhantes



c) Momentos fletores



10.2 Ações longitudinais

Da mesma maneira como as combinações transversais, as ações que atuam longitudinalmente também foram combinadas entre si e com aplicação de coeficientes de majoração e minoração como apresentado a seguir:

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{móvel} + 0,6 * (\text{frenagem} + \text{empuxo}))$$

$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{frenagem} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{empuxo}))$$

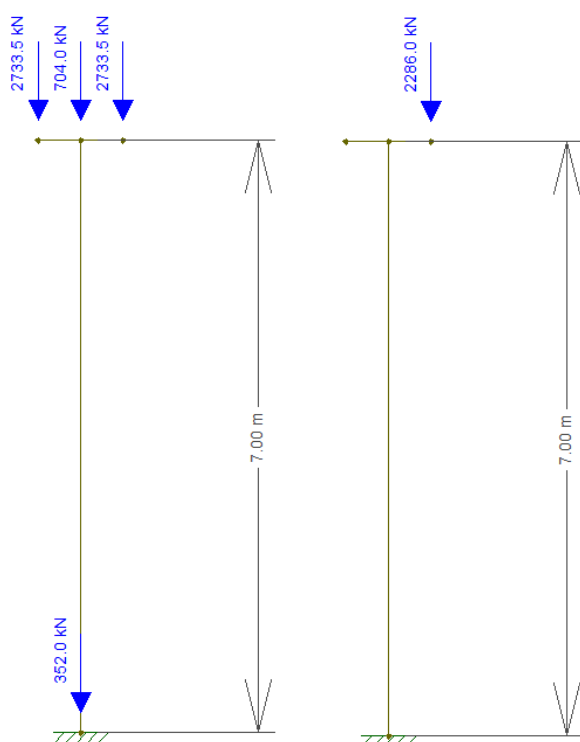
$$1,4 G_k + 1,4 * (\text{empuxo} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{frenagem}))$$

$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{móvel} + 0,6 * (\text{frenagem} + \text{empuxo}))$$

$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{frenagem} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{empuxo}))$$

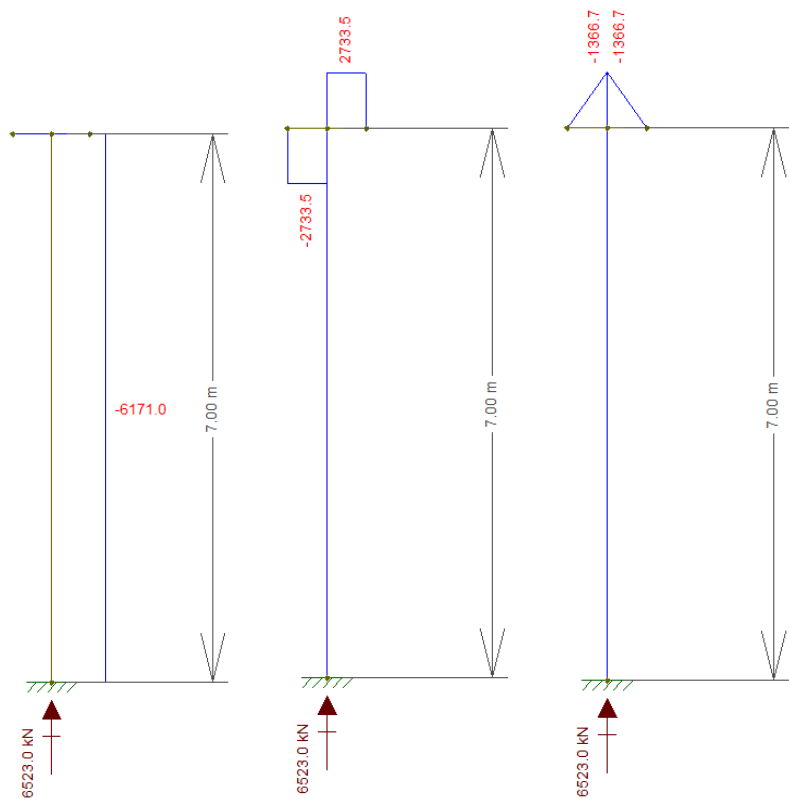
$$1,0 G_k + 1,4 * (\text{empuxo} + 0,6 * (\text{móvel} + \text{frenagem}))$$

Peso próprio - PP (G_k);

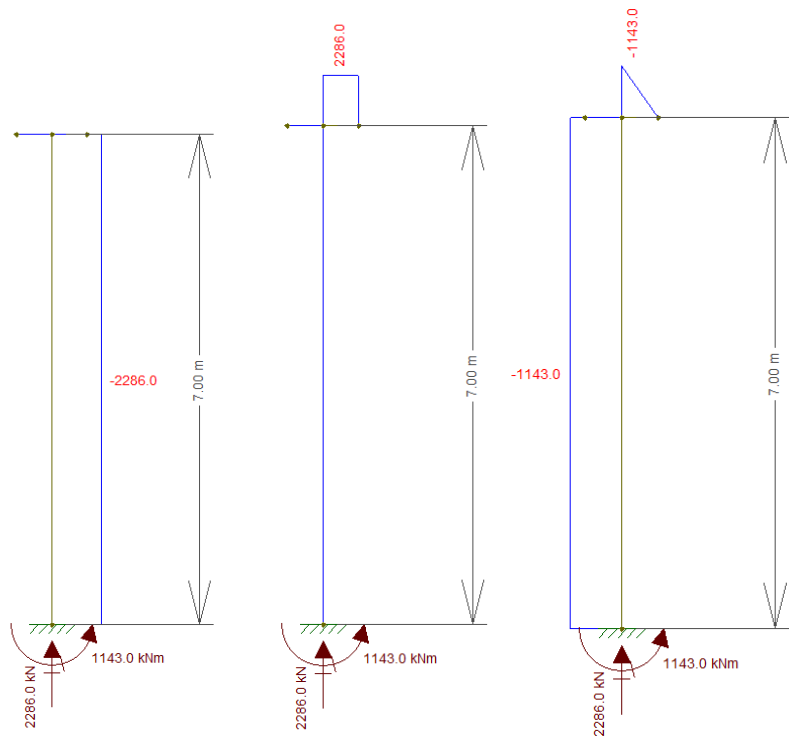


Esforços gerado pelo carregamento de peso próprio no sentido longitudinal da ponte, na linha de pilares P10.

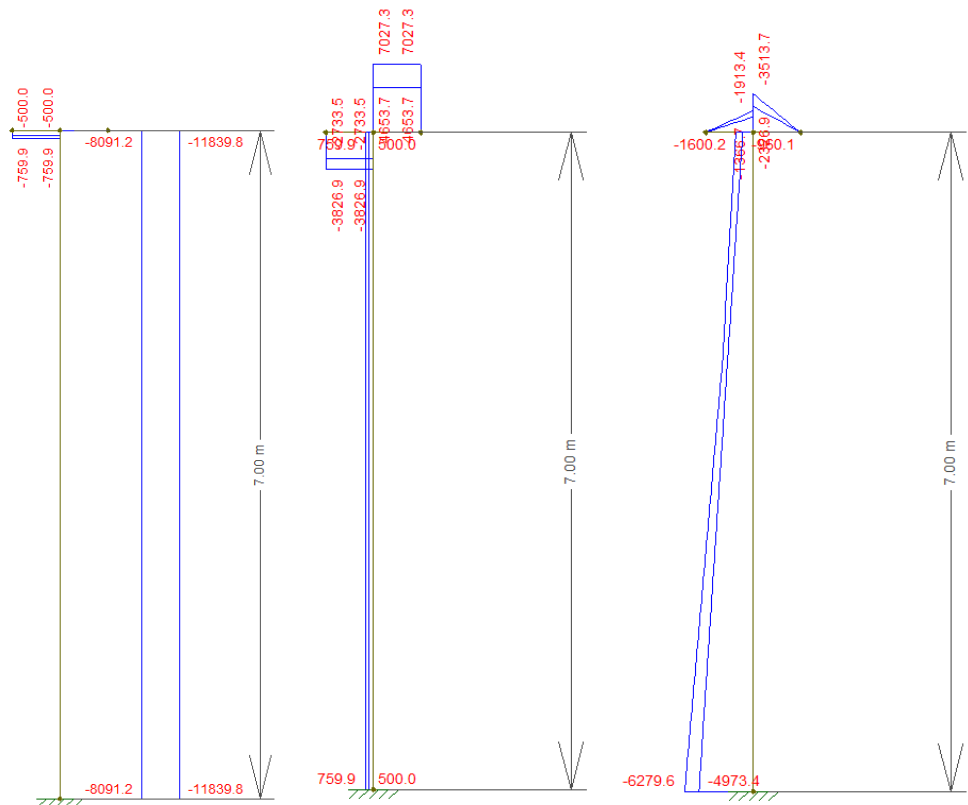
Normal, cisalhanete e fletor (característico)



Esforços gerado pelo carregamento móvel no sentido longitudinal da ponte, na linha de pilares P10.



A seguir estão apresentados a evolvótoria de esforços normais, cisalhantes e fletores, respectivamente, com a aplicação dos fatores de ponderação para combinação das cargas como descritos no item 10, lembrando que os valores são para a seção P10, não correspondendo aos esforços individuais em cada um dos pilares P11 e P12.



11 RESUMO DE REAÇÕES NOS PILARES

Na Tabela 7 estão apresentados os valores de reações características para cada um dos pilares, P11 e P12, da linha de pilares P10, que deverão ser absorvidos pela fundação. Os valores estão discriminados de acordo com a origem do esforço que gerou a reação.

Tabela 7 - Esforços nos pilares P11 e P12

Pilar	Dimensões		Peso próprio					Carga móvel				
			N	Mx	My	Fx	Fy	N	Mx	My	Fx	Fy
P11	Ø =	1,60	6.523,00	1.412,60	0,00	0,00	-612,20	1.376,10	257,90	571,50	0,00	-109,50
P12	Ø =	1,60	6.523,00	-1.412,60	0,00	0,00	612,20	1.376,10	257,90	571,50	0,00	109,50

Pilar	Dimensões		Vento (90°)					Vento (180°)				
			N	Mx	My	Fx	Fy	N	Mx	My	Fx	Fy
P11	Ø =	160	-167,90	-1.276,30	0,00	0,00	335,20	167,90	1.238,90	0,00	0,00	-326,30
P12	Ø =	1,60	167,90	-1.238,90	0,00	0,00	326,30	-167,90	1.276,30	0,00	0,00	-335,20

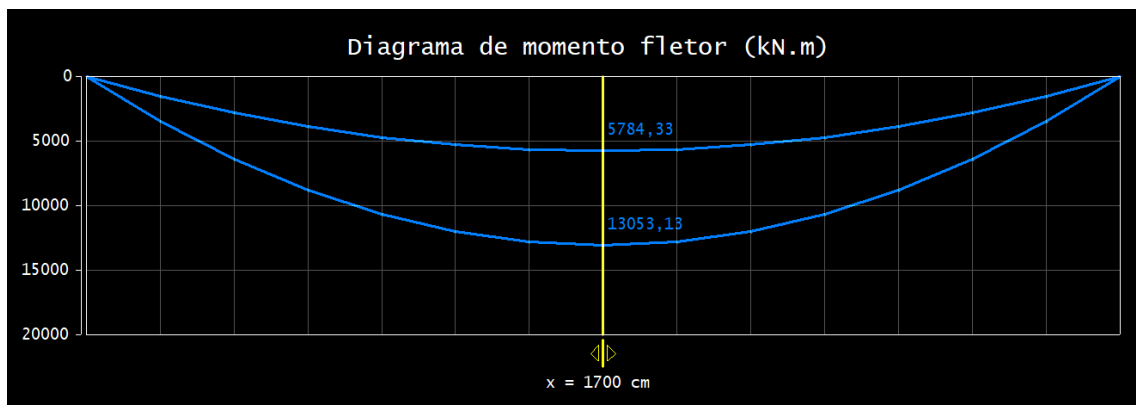
Pilar	Dimensões		Frenagem					Empuxo					Correnteza				
			N	Mx	My	Fx	Fy	N	Mx	My	Fx	Fy	N	Mx	My	Fx	Fy
P11	Ø =	1,60	0,00	0,00	-458,50	-65,50	0,00	0,00	0,00	-1.624,70	-232,10	0,00	5,70	78,30	0,00	0,00	-27,00
P12	Ø =	1,60	0,00	0,00	-458,50	-65,50	0,00	0,00	0,00	-1.624,70	-232,10	0,00	-5,70	78,30	0,00	0,00	-27,00

12 CÁLCULO DAS ARMADURAS

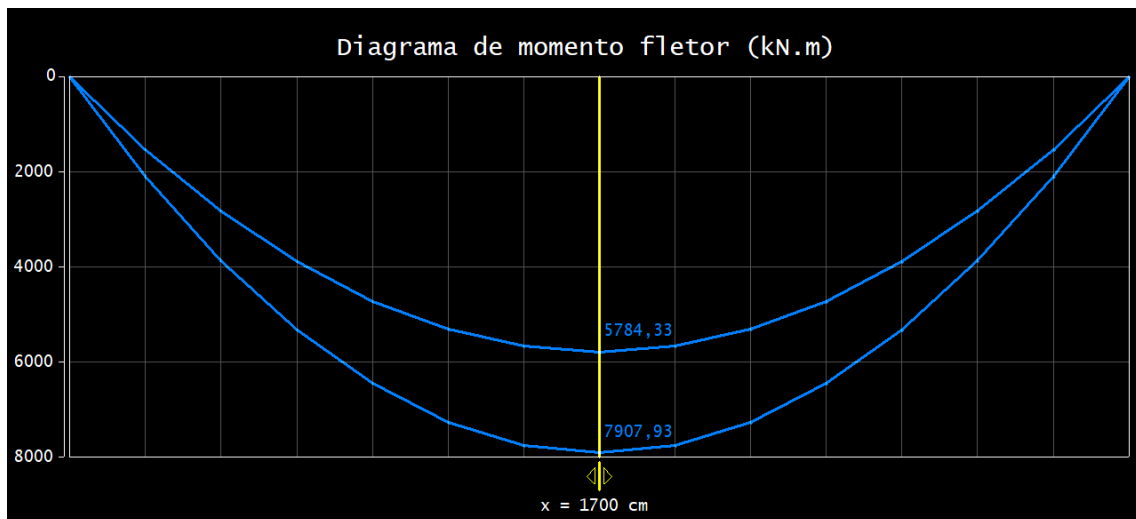
12.1 Armadura das vigas longitudinais

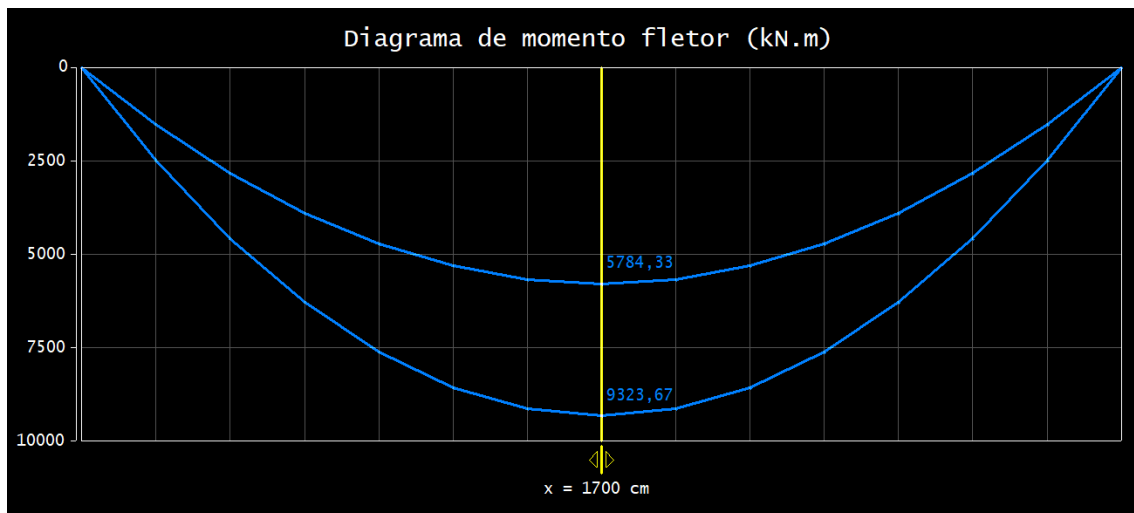
A armadura das vigas longitudinais, foi calculada com auxílio do software V-PRO, sendo assim realizadas as seguintes verificações.

ELU

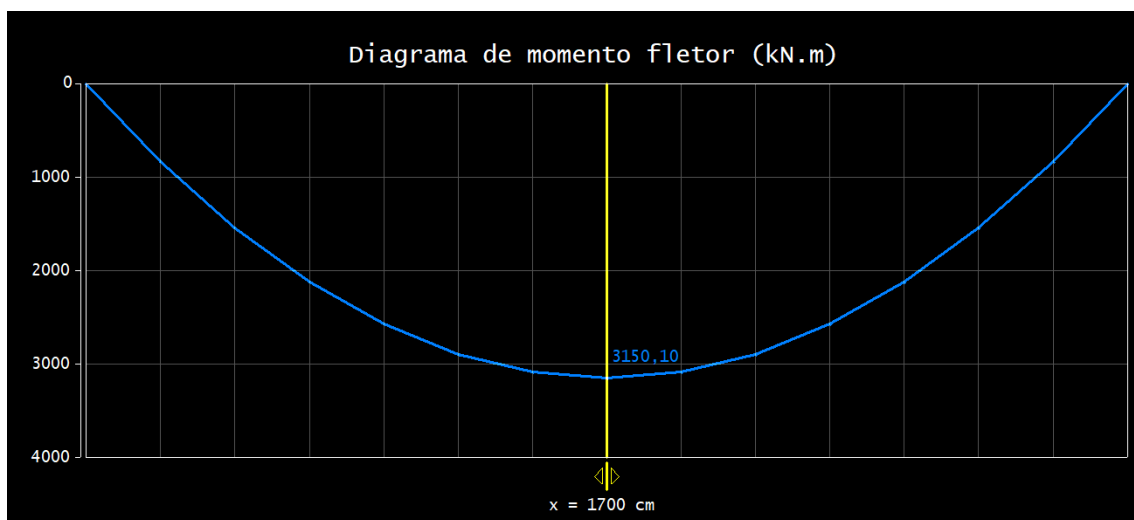


Frequente

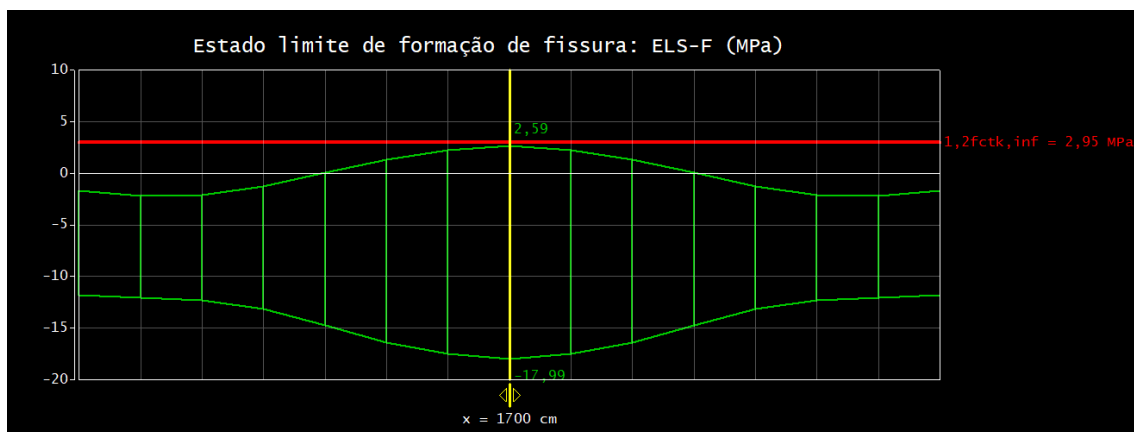


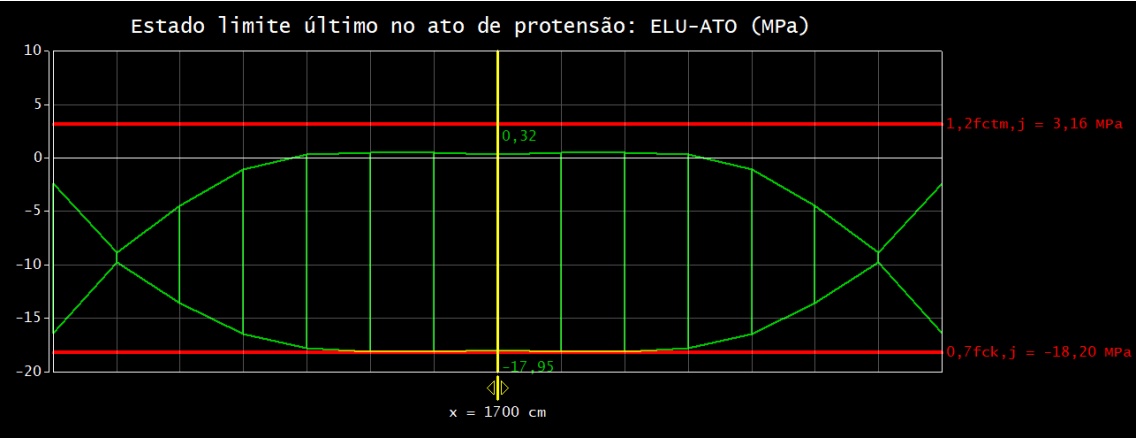
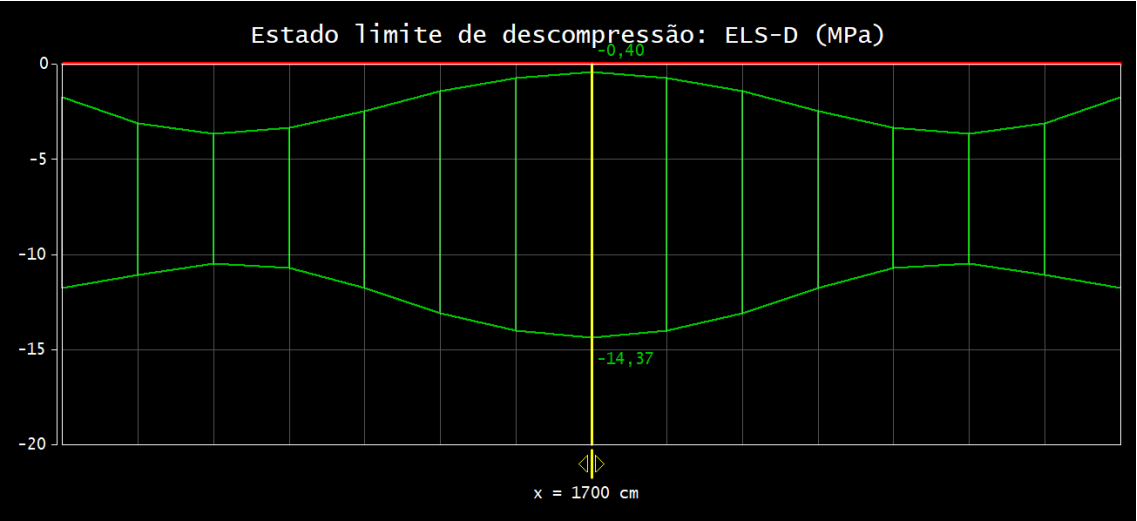


Momento no Ato da protensão



ELF





QUANTIDADE DE CABOS, BAINHAS E ANCORAGENS P/ 1 VIGA

CABO	QUANTIDADE POR VIGA	CORDOALHAS	COMPRIMENTOS (m)		FORÇA DE PROT. (kN)	ALONG. DO CABO (mm)	PESO DO CABO (kg)
			BAINHA	CABO			
C.1	1	15 Ø15,2	34.71	37.01	2940	215	625,1
C.2	1	15 Ø15,2	34.71	37.01	2940	215	625,1
C.3	1	15 Ø15,2	34.53	36.83	2940	214	622,1

Comprimento total dos cabos (m)	110,86
Peso total dos cabos (kg)	1872,4
Comprimento total das bainhas (m)	104,0
Ancoragens ativas (unidades)	6

	RESUMO DA ARMAÇÃO				
P. TOTAL /M. LIN.	BIT. (mm)	COMPR. TOTAL (m)	PESO UNIT.	PESO TOTAL	TIPO
23.22	8	2033.73	0.40	803.32	CA50
35.27	12.5	1267.39	0.96	1220.50	CA50
1.83	25	16.44	3.85	63.34	CA50
60.32	PESO TOTAL			2087.16 kg	

Volume total:	31.094 m³
Peso parcial:	74624.8 kg
Peso total:	76712.0 kg
Resistência de projeto (fck):	40 MPa
Resistência de manuseio (fcj):	26 MPa
Cobrimento das armaduras:	40 mm

12.2 Armaduras da travessa

12.2.1 Flexão

De posse da dos esforços solicitantes da estrutura, calcula-se a armadura de flexão necessária:

Armadura positiva

ARMADURA DE FLEXÃO											
f _{ck} (MPa)	30	=	3,00	kN/cm²	b _w	220	cm	β _c	β _x	β _z	β _s
λ	0,80				h	200	cm	0,06679	0,10241	0,95904	1,00000
α _c	0,85				d _{preliminar}	195	cm				
β _{x,dll}	0,45							Linha Neutra	19,97	cm	
E _{cs}	24.150,00	Mpa			Ac	44000	cm²	A _s	147,24	cm²	OK
F _{ctk,sup}	3,77	Mpa			W ₀	1.466.666,67	cm³	β _s	1,000	VERIFICAÇÃO	
F _{ct,m}	2,90	Mpa	0,290	kN/cm²							
F _{ctk,inf}	2,03	Mpa	0,203	kN/cm²	M _{d,min}	441.807,94	KN.cm	Opções de aço			
γ _c	1,40							ø [mm]	A nominal [cm²]	Qtd	
f _{cd}	2,14	kN/cm²			M _{sd}	11972,1	KN.m	8,0	0,503	292,93	
f _{yk} (MPa)	500	=	50	kN/cm²	M _{sd}	1.197.210,00	KN.cm	10,0	0,785	187,47	
γ _s	1,15							12,5	1,227	119,98	
f _{yd} (MPa)	43,5	kN/cm²			M _{Rd}	1.197.210,00	KN.cm	16,0	2,011	73,23	
								20,0	3,142	46,87	
Vão	8,16	m			A _{s,min}	66	cm²	25,0	4,909	30,00	
Flecha imediata	0,23	cm			A _{s,máx}	1760	cm²	NÃO NECESSITA ARMADURA DE COMPRESSÃO			

30 ø 25, ancoragem necessária = 85 cm, transpasse = 150 cm

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM - NBR 6118:2014									
		$\phi =$	25	mm			Concreto $f_{ck} =$	30	Mpa
		$f_y =$	500	Mpa			$\gamma_c =$	1,4	
		$\gamma_s =$	1,15				$f_{cd} =$	21,43	Mpa
		$f_{yd} =$	434,78	Mpa					
Item 8.2.5 NBR 6118:2014	$\alpha_1 =$	2,25	Barras nervuradas		$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2,90	Mpa		
Item 9.3.1 NBR 6118:2014	$\alpha_2 =$	1,00	Boa Aderência		$f_{ctk,inf} 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2,03	Mpa		
	$\alpha_3 =$	1,00	$\phi \leq 32$ mm		$f_{ctd} =$	1,45	Mpa		
		$f_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot f_{ctd} =$	3,26	Mpa					
		$L_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} =$	83,4	cm					
		Qtd de barras =	30						
		$A_{s,calc} =$	147,24	cm²					
		$A_{s,ef} =$	147,26	cm²					
(Selecionar conforme descrição ao lado) $\alpha =$		1							
Cobrimento mínimo normal aos ganchos $\geq$		7,5	cm						
$L_{b,min} =$		25,0	cm						
		$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}$							
		$L_{b,nec} =$	83,4	cm					
				$\ell_{b,nec} > \ell_{b,min} - OK$					

$\alpha = 1,0$ - para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ - para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

$\alpha = 0,7$ - quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2;

$\alpha = 0,5$ - quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2 e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

$0,3 \cdot L_b = 25,0$ cm

$10 \cdot \phi = 25,0$ cm

$10,0$ cm

COMPRIMENTO DE EMENDA POR TRASPASSE									
Situação:		Barra tracionada							
Barras em camada única?		sim							
% barras emendadas na mesma seção =		50		OK					
$\alpha_{ot} =$		1,8							
$l_{ot,min} =$		45,0		cm					
				$0,3 \cdot \alpha_{ot} \cdot l_b = 45,0$	cm				
				$15 \cdot \phi = 37,5$	cm				
				$20,0$	cm				
Transpasse em barras tracionadas		$l_{ot} =$	150	cm			$l_{ot} > l_{ot,min} - OK$		
Distância mínima entre emendas		$D >$	30	cm					
$l_{oc,min} =$		---		cm					
				$0,6 \cdot l_b = 50,0$	cm				
				$15 \cdot \phi = 37,5$	cm				
				$20,0$	cm				
Transpasse em barras comprimidas		$l_{oc} =$	---	cm			$l_{oc} < l_{oc,min} - NÃO OK$		

Armadura negativa

ARMADURA DE FLEXÃO											
f_{ck} (MPa)	30	=	3,00	kN/cm²	b_w	220	cm	β_c	β_x	β_z	β_s
λ	0,80				h	200	cm	0,05946	0,09073	0,96371	1,00000
α_c	0,85				$d_{preliminar}$	195	cm				
$\beta_{x,dlt}$	0,45							Linha Neutra	17,69	cm	
E_{cs}	24.150,00	Mpa			A_c	44000	cm²	A_s	130,46	cm²	OK
$F_{ctk,sup}$	3,77	Mpa									
$F_{ct,m}$	2,90	Mpa	0,290	kN/cm²	W_0	1.466.666,67	cm³	β_s	1,000	VERIFICAÇÃO	
$F_{ctk,inf}$	2,03	Mpa	0,203	kN/cm²							
γ_c	1,40				$M_{d,min}$	441.807,94	KN.cm	Opções de aço			
f_{cd}	2,14	kN/cm²			M_{sd}	10658,9	KN.m	ϕ [mm]	A nominal [cm²]	Qtd	
					M_{sd}	1.065.890,00	KN.cm	8,0	0,503	259,53	
f_{yk} (MPa)	500	=	50	kN/cm²				10,0	0,785	166,10	
γ_s	1,15				M_{Rd}	1.065.890,00	KN.cm	12,5	1,227	106,30	
f_{yd} (MPa)	43,5	kN/cm²						16,0	2,011	64,88	
								20,0	3,142	41,53	
					$A_{s,min}$	66	cm²	25,0	4,909	26,58	
Vão	8,16	m			$A_{s,máx}$	1760	cm²	NÃO NECESSITA ARMADURA DE COMPRESSÃO			
Flecha imediata	0,21	cm									

$A_s = 27 \phi 25$, ancoragem 120 cm, traspasse = 120 cm.

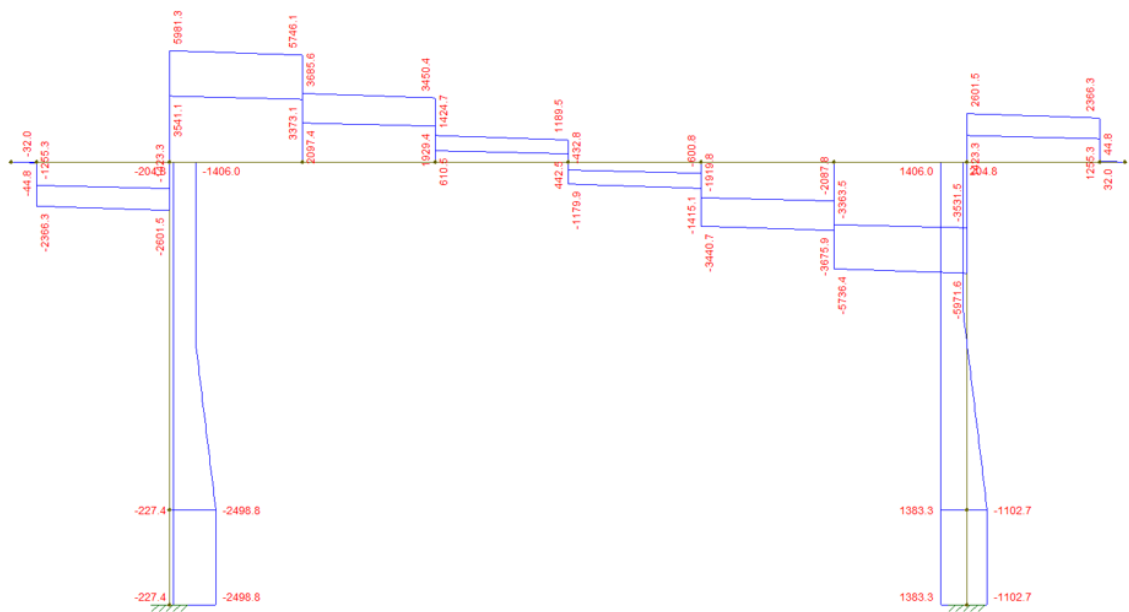
COMPRIMENTO DE ANCORAGEM - NBR 6118:2014					
	$\phi =$	25	mm	Concreto $f_{ck} =$	30 Mpa
	$f_y =$	500	Mpa	$\gamma_c =$	1,4
	$\gamma_s =$	1,15			
	$f_{yd} =$	434,78	Mpa	$f_{cd} =$	21,43 Mpa
Item 8.2.5 NBR 6118:2014	$\eta_1 =$	2,25	Barras nervuradas	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2,90 Mpa
Item 9.3.1 NBR 6118:2014	$\eta_2 =$	0,70	Má aderência	$f_{ctk,inf} 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2,03 Mpa
	$\eta_3 =$	1,00	$\phi \leq 32$ mm	$f_{ctd} =$	1,45 Mpa
	$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} =$	2,28	Mpa		
	$L_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} =$	119,1	cm		
	$A_{s,calc} =$	130,46	cm²	$\alpha = 1,0$	- para barras sem gancho;
	$A_{s,ef} =$	132,53	cm²	$\alpha = 0,7$	- para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;
(Selecionar conforme descrição ao lado) $\alpha =$	1			$\alpha = 0,7$	- quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2;
Cobrimento mínimo normal aos ganchos $\geq$	7,5	cm		$\alpha = 0,5$	- quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2 e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;
$L_{b,min} =$	35,7	cm			
	$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}$				
	$L_{b,nec} =$	117,3	cm		
				$0,3 \cdot L_b =$	35,7 cm
				$10 \cdot \phi =$	25,0 cm
					10,0 cm
				$\ell_{b,nec} > \ell_{b,min}$	- OK

COMPRIMENTO DE EMENDA POR TRANSPASSE					
Situação:	Barra comprimida				
Barras em camada única?	sim	OK			
% barras emendadas na mesma seção =	>50				
$\alpha_0 t =$	---				
$l_{0t,min} =$	---	cm		$0,3 \cdot \alpha_0 t \cdot l_b =$	---
				$15 \cdot \phi =$	37,5 cm
					20,0 cm
Transpasse em barras tracionadas	$l_{0t} =$	---	cm	$l_{0t} < l_{0t,min}$	- NÃO OK
Distância mínima entre emendas	$D >$	---	cm		
	$l_{0c,min} =$	71,48	cm	$0,6 \cdot l_b$	71,5 cm
				$15 \cdot \phi$	37,5 cm
					20,0 cm
Transpasse em barras comprimidas	$l_{0c} =$	117,3	cm	$l_{0c} > l_{0c,min}$	- OK

Armadura de pele =

ARMADURA DE PELE					
$B, Alma =$	220,0	cm			
$H, Alma =$	200,0	cm			
$d =$	195,0	cm			
$\phi, principal$	25,0	mm			
Área da alma =	44000	cm²			
$A_{s, pele\ min} =$	44,0	cm²	por face		
Tracionada ?	sim				
$s, máx =$	20,0	cm		$d/3 =$	65,0 cm
$Q_{td, min} =$	10,0			$15 \cdot \phi, principal =$	37,5 cm
					(armadura de pele tracionada)
ϕ	Q_{td}	A_s		A_s (cm²/m)	Não é necessário mais que 5 cm²/m
20,0 mm	15	47,12 cm²	OK	23,56	

12.2.2 Cisalhamento



Considerando concreto C30 para a travessa, calcula-se a armadura de cisalhamento necessária para suportar o esforço de cisalhamento correspondente a 8.403,60 kN, na face dos pilares P11 e P12. Também foi verificada a condição de espaçar os estribos em 15 cm, para resistir ao cisalhamento do meio do vão, como visto houve folga de resistência, porém o espaçamento não foi aumentado para garantir a taxa mínima de armadura.

Modelo 1					
As, min.	0,12%				
α	90				
b _w	220	cm			
h	200	cm			
d _{preliminar}	195	cm			
$\emptyset$	12,5	mm	OK		
f _{yk} (Mpa) estribos	500	=	50	kN/cm ²	
γ_s	1,15				
f _{yd} (MPa)	43,5	kN/cm ²			
Ramos	4				
Espaçamento	8	cm	OK		
α_{v2}	0,9				
V _{Rd2}	21842,23	kN			
f _{ctd}	1,45	Mpa	0,145	kN/cm ²	
Asw	4,91	cm ²			
p _{sw}	0,279%		OK		
V _c	3.727,75	kN			
V _{sw}	4.681,98	kN			
V _{Rd3}	8.409,73	kN			
V _{sd}	8.409,73	kN			

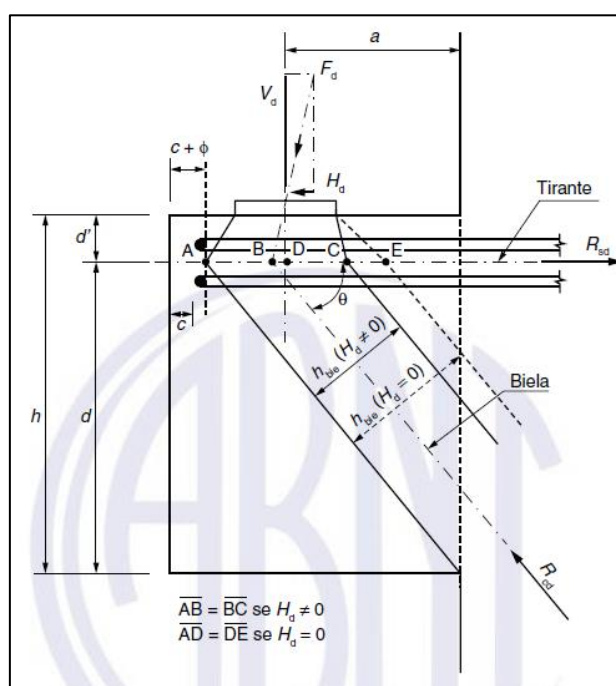
Modelo 1					
As, min.	0,12%				
α	90				
b _w	220	cm			
h	200	cm			
d _{preliminar}	195	cm			
$\emptyset$	12,5	mm	OK		
f _{yk} (Mpa) estribos	500	=	50	kN/cm ²	
γ_s	1,15				
f _{yd} (MPa)	43,5	kN/cm ²			
Ramos	4				
Espaçamento	15	cm	OK		
α_{v2}	0,9				
V _{Rd2}	21842,23	kN			
f _{ctd}	1,45	Mpa	0,145	kN/cm ²	
Asw	4,91	cm ²			
p _{sw}	0,149%		OK		
V _c	3.727,75	kN			
V _{sw}	2.497,05	kN			
V _{Rd3}	6.224,81	kN			
V _{sd}	6.224,81	kN			

Sendo os estribos de 4 ramos constituídos de $\varnothing=12,5$ mm c/ 8 cm e $\varnothing=12,5$ mm c/ 15 cm, conforme a posição dentro da peça.

12.2.3 Consolo

Segundo a NBR 6118 (2014), modelo de cálculo a ser adotado para cálculo de armadura em consolos curtos é o representado através da Figura 25, para cálculo de consolos curtos.

Figura 25 - Modelo de cálculo para consolos curtos



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Do carregamento de peso próprio de uma única viga suportando uma parte da carga de peso próprio do tabuleiro da ponte, temos que o esforço sobre o consolo será de: $F_d = 625,09$ kN, e assim calculamos a armadura para o consolo através da equação a seguir:

$$A_s = \frac{0,8 * F_d}{f_{yd} * \mu}$$

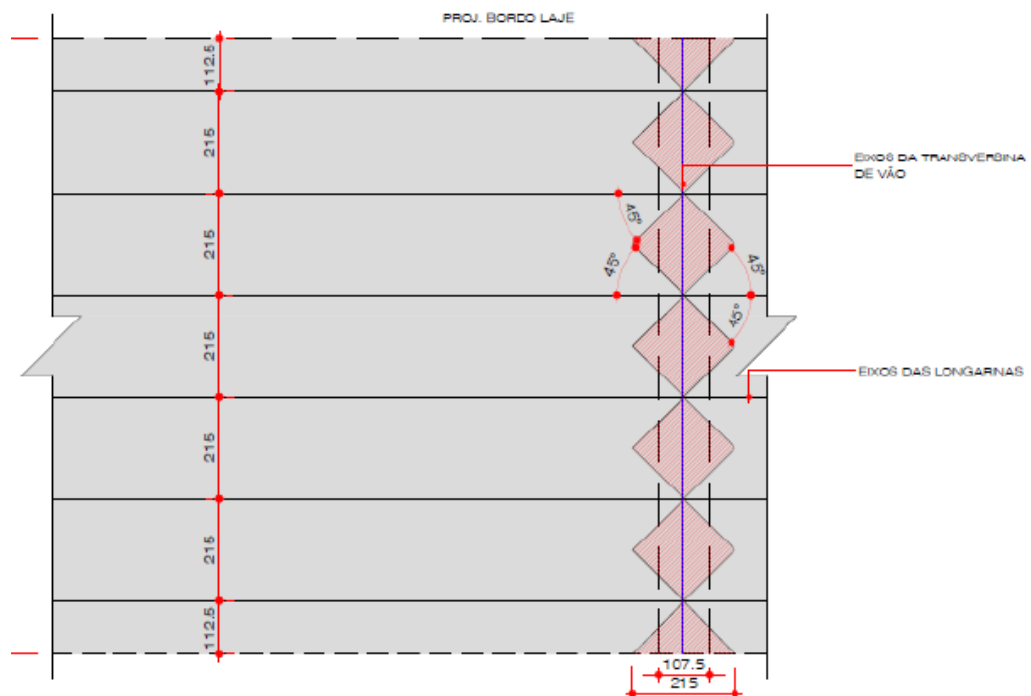
$$A_{s, tir} = A_{sv} = \frac{0,8 * 625,09}{43,5 * 1,4} = 8,21 \text{ cm}^2$$

Portanto, $\phi 12,5$ c/15

Como o consolo é uma peça com dimensão superior a 60 cm, calculamos a armadura de pele a ser adicionada a sua estrutura, conforme segue apresentado:

ARMADURA DE PELE					
B, Alma =	37,5				
H, Alma =	100,0				
d =	96,0	cm			
ϕ , principal	12,0	mm			
Área da alma =	3750	cm ²			
As, pele mín =	3,8	cm ²	por face		
Tracionada ?	não				
s, máx =	20,0	cm			
Qtd, mín =	5,0				
			20,0	cm	
			d/3 =	32,0	cm
			15 * ϕ , principal =	18,0	cm
					(armadura de pele tracionada)
ϕ	Qtd.	As			
10,0 mm	5	3,93 cm ²	OK		
				As (cm ² /m)	Não é necessário mais que 5 cm ² /m
				3,93	

12.3 Armadura das Transversinas

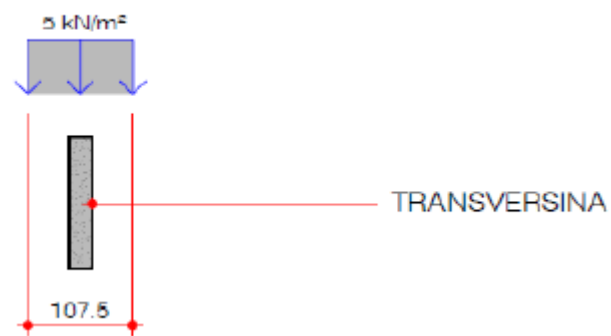
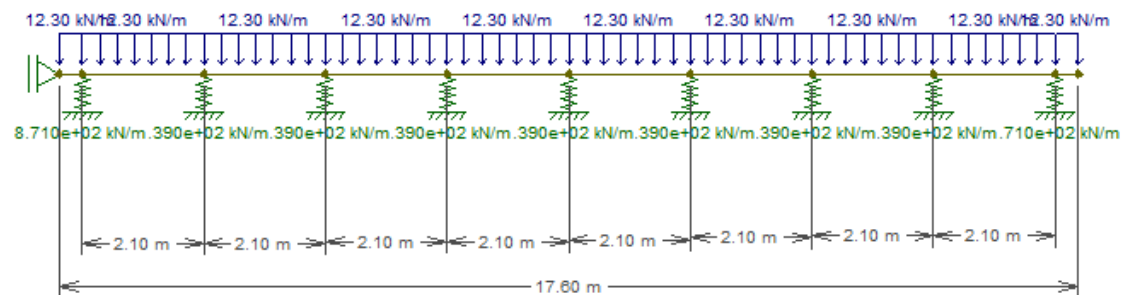


$$PP \text{ transversina} = A * Y_c = (0,25 * 1,35) * 25 = 8,44 \text{ kN/m}$$

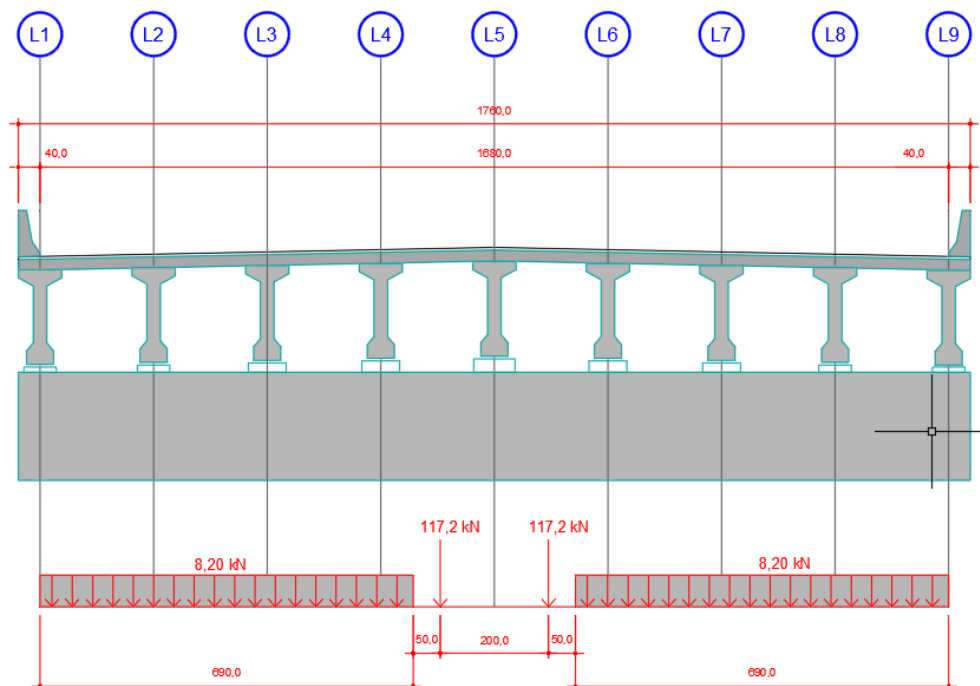
$$PP \text{ pavimentação} = (0,07 * 1,05) * 24 = 1,76 \text{ kN/m}$$

$$PP \text{ recupe do pav.} = 2 \text{ kN/m}^2 * 1,075 = 2,1 \text{ kN/m}$$

$$G_k = 8,44 + 1,76 + 2,1 = 12,3 \text{ kN/m}$$

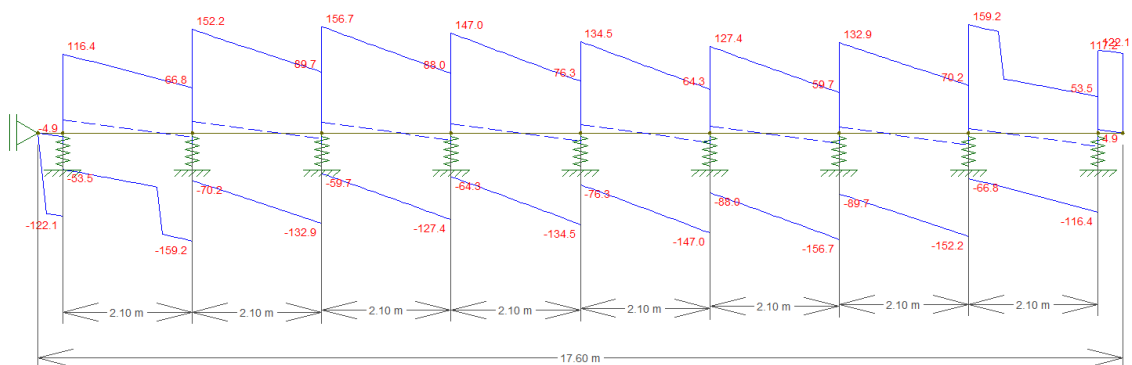
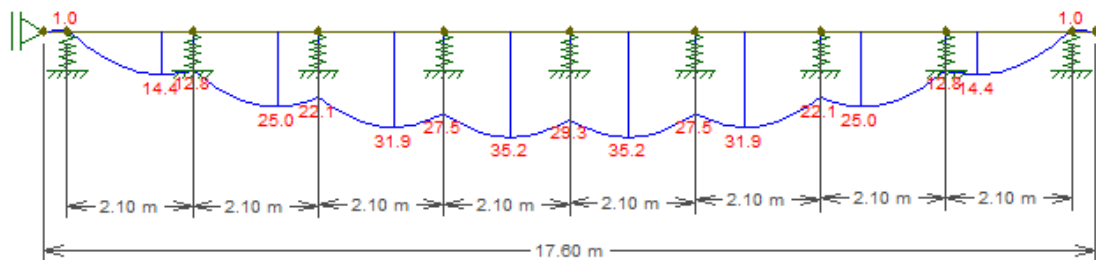
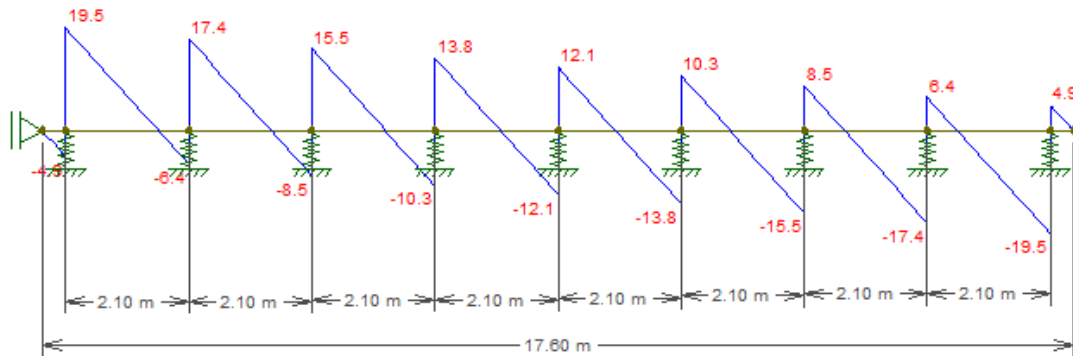
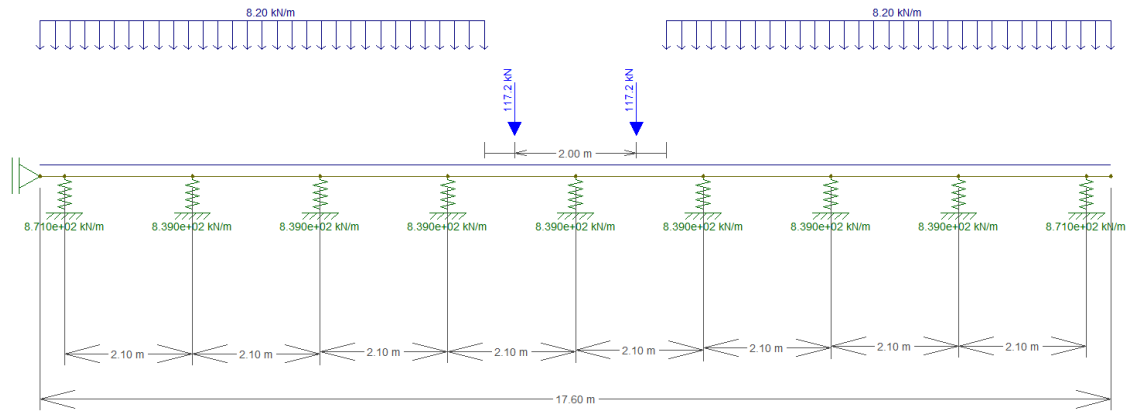


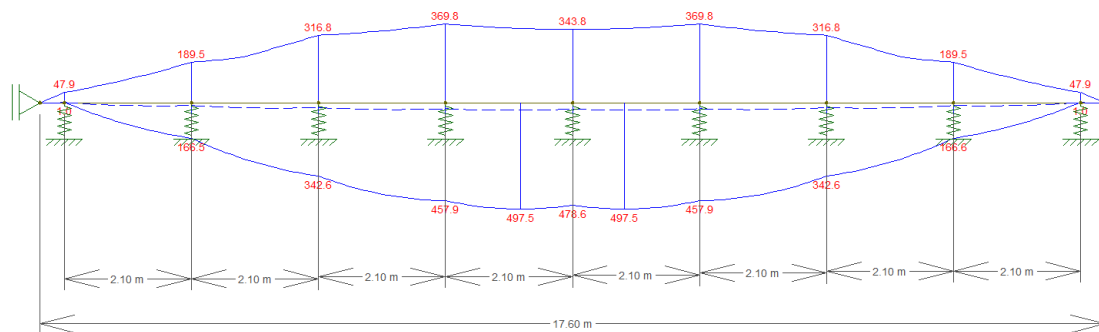
$$1,05 * 5 \text{ kN/m}^2 = 5,25 \text{ kN/m}^2$$



$$P = 75 * CIV * CIA = 75 * 1,25 * 1,25 = 117,19 \text{ kN}$$

$$P = 5,25 * CIV * CIA = 5,25 * 1,25 * 1,25 = 8,20 \text{ kN/m}$$





$$M_{q,m\acute{a}x^{+}} = 497,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{g,m\acute{a}x^{+}} = 35,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{q,m\acute{a}x^{-}} = 369,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{g,m\acute{a}x^{-}} = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_{q,m\acute{a}x^{+}} = 159,2 \text{ kN}$$

$$V_{g,m\acute{a}x^{+}} = 19,5 \text{ kN}$$

$$M_{sd}^{+} = M_{q,m\acute{a}x^{+}} * Y_q + M_{g,m\acute{a}x^{+}} * Y_g$$

$$M_{sd}^{+} = 497,5 * 1,5 + 35,2 * 1,35 = 793,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{-} = M_{q,m\acute{a}x^{-}} * Y_q + M_{g,m\acute{a}x^{-}} * Y_g$$

$$M_{sd}^{-} = 369,8 * 1,5 + 0 * 1,35 = 554,7 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 159,2 * 1,5 + 19,5 * 1,35 = 265,125 \text{ kN}$$

Armatura inferior

ARMADURA DE FLEXÃO									
f_{ck} (MPa)	30	=	3,00	kN/cm ²	b_w	25	cm	β_c	β_s
λ	0,80				h	135	cm	0,08768	0,13638
α_c	0,85				$d_{preliminar}$	130	cm	0,94545	1,00000
$\beta_{x,dsl}$	0,45							Linha Neutra	17,73
E_{os}	24.150,00	Mpa			A_c	3375	cm ²	A_s	14,85
$F_{ctk,sup}$	3,77	Mpa			W_0	75.937,50	cm ³	β_s	1,000
$F_{ct,m}$	2,90	Mpa	0,290	kN/cm ²	$M_{d,min}$	22.874,86	kN.cm	VERIFICAÇÃO	
$F_{ctk,inf}$	2,03	Mpa	0,203	kN/cm ²				Opções de aço	
γ_c	1,40				M_{sd}	793,8	kN.m	ϕ [mm]	A nominal [cm ²]
f_{cd}	2,14	kN/cm ²			M_{sd}	79.380,00	kN.cm	8,0	0,503
f_{yk} (MPa)	500	=	50	kN/cm ²	M_{Rd}	79.380,00	kN.cm	10,0	0,785
γ_s	1,15							12,5	1,227
f_{yd}	43,5	kN/cm ²						16,0	2,011
								20,0	3,142
Vão	8,16	m			$A_{s,min}$	5,0625	cm ²	25,0	4,909
Flecha imediata	0,44	cm			$A_{s,m\acute{a}x}$	135	cm ²	NÃO NECESSITA ARMADURA DE COMPRESSÃO	

Portanto, 5 Ø 20, com ancoragem de 45 cm, e transpasse de 80 cm, para as armaduras tracionadas.

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM - NBR 6118:2014									
		$\phi =$	20	mm			Concreto $f_{ck} =$	30	Mpa
		$f_y =$	500	Mpa			$\gamma_c =$	1,4	
		$\gamma_s =$	1,15						
		$f_{yd} =$	434,78	Mpa			$f_{cd} =$	21,43	Mpa
Item 8.2.5 NBR 6118:2014	$\gamma_1 =$	2,25	Barras nervuradas		$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2,90	Mpa		
Item 9.3.1 NBR 6118:2014	$\gamma_2 =$	1,00	Boa Aderência		$f_{ctk,inf} 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2,03	Mpa		
	$\gamma_3 =$	1,00	$\phi \leq 32$ mm		$f_{ctd} =$	1,45	Mpa		
		$f_{bd} = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot f_{ctd} =$	3,26	Mpa					
		$L_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} =$	66,7	cm					
		Qtd de barras =	5						
		$A_{s,calc} =$	14,85	cm²					
		$A_{s,ef} =$	15,71	cm²					
(Selecionar conforme descrição ao lado) $\alpha =$		0,7							
Cobrimento mínimo normal aos ganchos $\geq$		6	cm						
		$L_{b,min} =$	20,0	cm					
		$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}$							
		$L_{b,nec} =$	44,1	cm	$\ell_{b,nec} > \ell_{b,min} - OK$				
$\alpha = 1,0$ - para barras sem gancho; $\alpha = 0,7$ - para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$; $\alpha = 0,7$ - quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2; $\alpha = 0,5$ - quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2 e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;									
		$0,3 \cdot L_b =$	20,0	cm					
		$10 \cdot \phi =$	20,0	cm					
			10,0	cm					
COMPRIMENTO DE EMENDA POR TRANSPASSE									
Situação:		Barra tracionada							
Barras em camada única?		não							
% barras emendadas na mesma seção =		50							
		$\alpha_{0t} =$	1,8						
		$l_{0t,min} =$	36,0	cm					
		$0,3 \cdot \alpha_{0t} \cdot l_b =$	36,0	cm					
		$15 \cdot \phi =$	30,0	cm					
			20,0	cm					
Transpasse em barras tracionadas		$l_{0t} =$	79	cm	$l_{0t} > l_{0t,min} - OK$				
Distância mínima entre emendas		$D >$	16	cm					
		$l_{0c,min} =$	---	cm					
		$0,6 \cdot l_b =$	40,0	cm					
		$15 \cdot \phi =$	30	cm					
			20,0	cm					
Transpasse em barras comprimidas		$l_{0c} =$	---	cm	$l_{0c} < l_{0c,min} - NÃO OK$				

Armadura superior

ARMADURA DE FLEXÃO									
f_{sk} (MPa)	30	=	3,00	kN/cm²	b_w	25	cm	β_c	β_s
λ	0,80				h	135	cm	0,06127	0,09361
α_c	0,85				$d_{preliminar}$	130	cm	0,96256	1,00000
$\beta_{x,dsl}$	0,45							Linha Neutra	12,17
E_{cs}	24.150,00	Mpa			A_c	3375	cm²	A_s	10,20
$F_{ctk,sup}$	3,77	Mpa							cm²
$F_{ct,m}$	2,90	Mpa	0,290	kN/cm²	W_0	75.937,50	cm³	β_s	1,000
$F_{ctk,inf}$	2,03	Mpa	0,203	kN/cm²					VERIFICAÇÃO
γ_c	1,40				$M_{d,min}$	22.874,86	kN.cm	Opções de aço	
f_{cd}	2,14	kN/cm²						ϕ [mm]	A nominal [cm²]
					M_{sd}	554,7	kN.m	8,0	0,503
f_{yk} (MPa)	500	=	50	kN/cm²	M_{sd}	55.470,00	kN.cm	10,0	0,785
γ_s	1,15							12,5	1,227
f_{yd}	43,5	kN/cm²			M_{Rd}	55.470,00	kN.cm	16,0	2,011
								20,0	3,142
Vão	8,16	m			$A_{s,min}$	5,0625	cm²	25,0	4,909
Flecha imediata	0,31	cm			$A_{s,máx}$	135	cm²		2,08
NÃO NECESSITA ARMADURA DE COMPRESSÃO									

Portanto, 3 Ø 25, com ancoragem de 60 cm e transpasse de 105 cm.

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM - NBR 6118:2014									
		$\phi =$	25	mm			Concreto $f_{ck} =$	30	Mpa
		$f_y =$	500	Mpa			$\gamma_c =$	1,4	
		$\gamma_s =$	1,15				$f_{cd} =$	21,43	Mpa
		$f_{yd} =$	434,78	Mpa					
Item 8.2.5 NBR 6118:2014	$\gamma_1 =$	2,25	Barras nervuradas		$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2,90	Mpa		
Item 9.3.1 NBR 6118:2014	$\gamma_2 =$	0,70	Má aderência		$f_{ctk,inf} 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2,03	Mpa		
	$\gamma_3 =$	1,00	$\phi \leq 32$ mm		$f_{ctd} =$	1,45	Mpa		
		$f_{bd} = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot f_{ctd} =$	2,28	Mpa					
$L_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} =$		119,1	cm						
Qtd de barras =		3							
$A_{s,calc} =$		10,2	cm²						
$A_{s,ef} =$		14,73	cm²						
(Selecionar conforme descrição ao lado) $\alpha =$		0,7							
Cobrimento mínimo normal aos ganchos $\geq$		7,5	cm						
$L_{b,min} =$		35,7	cm						
		$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}$							
$L_{b,nec} =$		57,8	cm	$\ell_{b,nec} > \ell_{b,min} - OK$					
$\alpha = 1,0$ - para barras sem gancho; $\alpha = 0,7$ - para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$; $\alpha = 0,7$ - quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2; $\alpha = 0,5$ - quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2 e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;									
		$0,3 \cdot L_b =$	35,7	cm					
		$10 \cdot \phi =$	25,0	cm					
			10,0	cm					
COMPRIMENTO DE EMENDA POR TRANSPASSE									
Situação: Barra tracionada									
Barras em camada única?		sim	OK						
% barras emendadas na mesma seção =		50							
$\alpha_0 t =$		1,8							
$l_{0t,min} =$		64,3	cm						
		$0,3 \cdot \alpha_0 t \cdot l_b =$	64,3	cm					
		$15 \cdot \phi =$	37,5	cm					
			20,0	cm					
Transpasse em barras tracionadas		$l_{0t} =$	104	cm	$l_{0t} > l_{0t,min} - OK$				
Distância mínima entre emendas		$D >$	21	cm					
$l_{0c,min} =$		---	cm						
		$0,6 \cdot l_b$	71,5	cm					
		$15 \cdot \phi$	37,5	cm					
			20,0	cm					
Transpasse em barras comprimidas		$l_{0c} =$	---	cm	$l_{0c} < l_{0c,min} - NÃO OK$				

Armadura de cisalhamento:

Modelo 1					
As, min.	0,12%				
α	90				
b_w	25	cm			
h	135	cm			
$d_{preliminar}$	130	cm			
ϕ	10,0	mm	OK		
f_{yk} (Mpa) estribos	500	=	50	kN/cm²	
γ_s	1,15				
f_{yd} (MPa)	43,5	kN/cm²			
Ramos	2				
Espaçamento	20	cm	OK		
f_{ck} (MPa)	30	=	3,00	kN/cm²	
α_{v2}	0,9				
f_{od}	2,14	kN/cm²			
V_{Rd2}	1654,714	kN			
$F_{ctk,inf}$	2,60	Mpa	0,260	kN/cm²	
f_{ctd}	1,45	Mpa	0,145	kN/cm²	
Asw	1,57	cm²			
ρ_{sw}	0,314%		OK		
Vc	282,41	kN			
Vsw	399,53	kN			
V_{Rd3}	681,93	kN			
Vsd	681,93	kN			

Portanto, ϕ 10 c/20 em 2 ramos.

Armadura de pele

ARMADURA DE PELE					
B, Alma =	25,0	cm			
H, Alma =	135,0	cm			
d =	135,0	cm			
ø,principal	20,0	mm			
Área da alma =	3375	cm²			
As, pele mín =	3,4	cm²	por face		
Tracionada ?	sim				
s,máx =	20,0	cm	20,0	cm	
Qtd, mín =	6,8		d/3 = 45,0	cm	
			15 * ø,principal = 30,0	cm	(armadura de pele tracionada)
ø	Qtd.	As	As (cm²/m)	Não é necessário mais que 5 cm²/m	
8,0 mm	7	3,52 cm²	2,61	OK	

7 ø 8 por face.

12.4 Armadura dos pilares

Com auxílio do software PCalc, foram dimensionados os pilares para P10, bem como suas armaduras.

Do cálculo de esforços foram obtidos os seguintes valores de esforços nos pilares, obtidos pelo Ftool,

Nd, máx	Mx,topo	Mx,base	My,topo	My,base
-11.839,8	-2.229,9	5.039,7	-1600,2/2	-6279,6/2

*Os valores de My, topo e My, base foram divididos por 2, pois no Ftool foi modelado a linha de pilares P10, e não os esforços individuais para cada pilar, assim, os dois pilares absorverão os esforços calculados em conjunto, ou seja, 50% do esforço total que o pórtico P10 deve suportar.

Para adequar a direção dos esforços pela convenção do PCalc, os valores utilizados foram os apresentados a seguir.

Nd, máx	Mx,topo	Mx,base	My,topo	My,base
-11.839,8	2.229,9	-5.039,7	1600,2/2	6279,6/2

Chegando-se ao valor de pilares, constituídos por concreto C35 com diâmetro de 1,60 m e armadura composta por 17 barras de 25 mm de diâmetro, obedecendo-se as orientações da NBR 6118:2014 os estribos foram dimensionados com espessura de 8 mm com espaçamento de 20 cm, como demonstrado a seguir.

$$\varnothing_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \varnothing/4 \end{cases}$$

$$\frac{\varnothing}{4} = \frac{25 \text{ mm}}{4} = 6,25 \text{ mm}$$

Portanto, $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

Espaçamento:

$$\text{espaçamento} < \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 24 \varnothing \text{ para CA} - 25, 12 \varnothing \text{ para CA} - 50 \end{cases} \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 1600 \text{ mm} \\ 12 * 25 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, o espaçamento dos estribos deve ser de 20 cm. Ainda se faz necessário a verificação do esforço cortante atuante nos pilares, como pode ser visto o maior esforço cortante sofrido pelos pilares é de 2.498,8 kN, na base no P11. Conforme a verificação demonstrada a seguir, conclui-se que os estribos $\varnothing 8,00 \text{ mm}$ c/ 20 mm, são suficientes para suporem o esforço cortante.

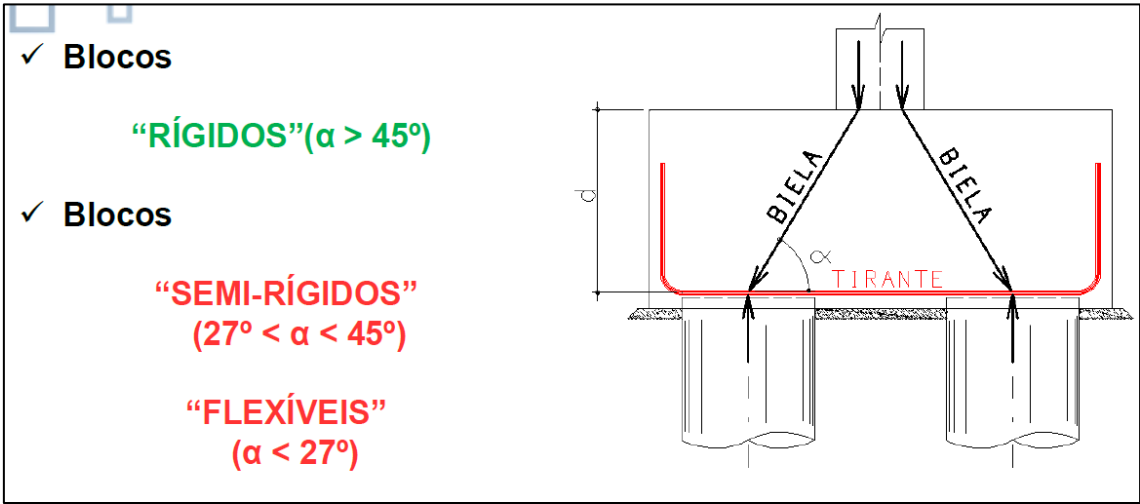
Modelo 1					
As, min.	0,13%				
α	90				
b_w	160	cm			
h	160	cm			
$d_{\text{preliminar}}$	155	cm			
$\varnothing$	8,0	mm	OK		
f_{yk} (Mpa) estribos	500	=	50	kN/cm²	
γ_s	1,15				
f_{yd} (MPa)	43,5	kN/cm²			
Ramos	2				
Espaçamento	20	cm	OK		
α_{v2}	0,9				
V_{Rd2}	14396,4	kN			
f_{ctd}	1,60	Mpa	0,160	kN/cm²	
Asw	1,01	cm²			
ρ_{sw}	0,031%		NÃO OK		
Vc	2.388,21	kN			
Vsw	304,87	kN			
V_{Rd3}	2.693,08	kN			
Vsd	2.693,08	kN			

12.5 Armadura dos blocos

Os blocos foram dimensionados de forma a trabalharem como rígidos, para tanto a altura do bloco foi definida conforme a

Figura 26 ilustra.

Figura 26 - Condição para que o bloco trabalhe como rígido



Os esforços, dimensões das estacas propostas e do bloco estão apresentados na Tabela 8 - Configuração dos blocos das estacas P10

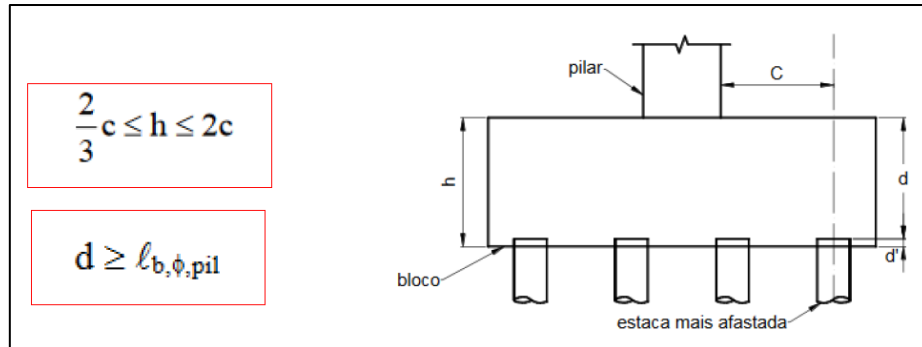
Tabela 8 - Configuração dos blocos das estacas P10

N	-11.639,80	kN
Mx	-6.414,00	kN.m
My	3.139,80	kN.m
Número de estacas	12	
øestaca	40	cm
Espaçamento entre estacas	3 ø	
Distância entre estacas	120	cm
Espaçamento de borda do bloco	20	cm
Dimensões do bloco		
x	440	cm
y	320	cm

Os blocos foram calculados para comportar 12 estacas de $\varnothing = 40 \text{ cm}$ cada com capacidade para suportar uma força normal máxima de 282,95 tf. A ilustra o esquema de cálculo para determinação do esforço que chega a cada estaca, tais dimensões foram verificadas tanto para que o bloco trabalhe como

rígido como para acomodar a armadura de ancoragem necessária para o pilar, conforme Figura 27.

Figura 27 - Verificação da altura do bloco



L_b do pilar = 83,3 cm

Para a configuração do bloco com 12 estacas, com espaçamento entre estadas de $3\phi=120$ cm, pilar centrado no bloco com $\phi = 160$ cm, obtém-se $c = 100$ cm.

Portanto:

$67\text{cm} \leq h \leq 200$ cm

$d \geq 83,3$ cm

Conforme demonstrado na Figura 26 e considerando as dimensões adotadas para o bloco, chegamos à altura de 1,70 m para d , comportando com folga o $l_{b,nec}$ do pilar.

12.5.1 Verificação da resistência das bielas

De acordo com a NBR 6118:2014, deve-se verificar a resistência a compressão das bielas de concreto, através das equações apresentadas a seguir.

$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$ (bielas prismáticas ou nós CCC)

$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$ (bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT)

$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT)

Assim, calculamos para o tipo de concreto dos blocos C30, os valores resistentes, demonstrados na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

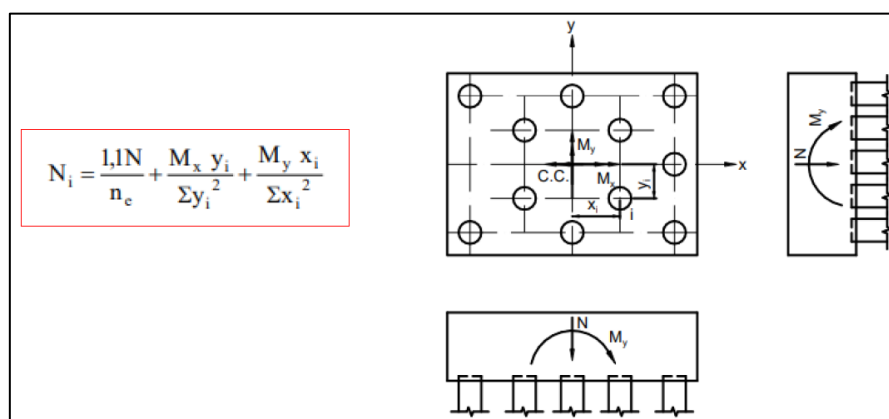
Tabela 9 Resistências calculadas para as bielas comprimidas

Nó	Tipo	Resistência		
1	CCC	fcd1	16,03	Mpa
2	CTT	fcd2	11,31	Mpa

12.5.2 Esforços nas estacas

Para distribuição, entre as estacas, dos esforços normais e de momentos que chegam até o bloco utiliza-se do modelo de cálculo ilustrado nas Figura 28

Figura 28 - Esquema de cálculo de distribuição de esforços em estacas de blocos



Pelo método de bielas e tirantes, determinasse as armaduras necessárias para resistir os esforços de tração nas direções x e y do bloco, demonstrado na Tabela 10, utilizando-se para tal esquema de cálculo análogo ao demonstrado na Figura 29.

Tabela 10 - Cálculo dos esforços normais nas estacas e armaduras dos blocos

Estaca	$\frac{x}{\Sigma}$	$\frac{x^2}{10.8}$	Multiplicador	$\frac{y}{\Sigma}$	$\frac{y^2}{5.8}$	Multiplicador	N	C	Z	θ°	Rs	β	Fx (tf)	Fy (tf)	As _x	As _y	
1	-180	3.24	-0.1667	120	1.44	0.2083	-1782.93 kN	-178.29 tf	176.33	170	44.0	-184.93	56.31	-102.58	-153.87	23.58	35.37
2	-60	0.36	-0.0556	120	1.44	0.2083	-2131.80 kN	-213.18 tf	94.16	170	61.0	-118.08	26.565	-105.61	-52.81	24.28	12.14
3	60	0.36	0.0556	120	1.44	0.2083	-2480.67 kN	-248.07 tf	94.16	170	61.0	-137.40	26.565	-122.89	-61.45	28.25	14.13
4	180	3.24	0.1667	120	1.44	0.2083	-2829.53 kN	-282.95 tf	176.33	170	44.0	-293.49	56.31	-162.80	-244.20	37.42	56.14
5	-180	3.24	-0.1667	0	0	0.0000	-446.68 kN	-44.67 tf	140	170	50.5	-36.79	90	0.00	-36.79	0.00	8.46
6	-60	0.36	-0.0556	0	0	0.0000	-795.55 kN	-79.56 tf	20	170	83.3	-9.36	90	0.00	-9.36	0.00	2.15
7	60	0.36	0.0556	0	0	0.0000	-1144.42 kN	-114.44 tf	20	170	83.3	-13.46	90	0.00	-13.46	0.00	3.10
8	180	3.24	0.1667	0	0	0.0000	-1493.26 kN	-149.33 tf	140	170	50.5	-122.98	90	0.00	-122.98	0.00	28.27
9	-180	3.24	-0.1667	-120	1.44	-0.2083	889.57 kN	88.96 tf	176.33	170	44.0	92.27	56.31	51.18	76.77	-11.77	-17.65
10	-60	0.36	-0.0556	-120	1.44	-0.2083	540.70 kN	54.07 tf	94.16	170	61.0	29.95	26.565	26.79	13.39	-6.16	-3.08
11	60	0.36	0.0556	-120	1.44	-0.2083	191.83 kN	19.18 tf	94.16	170	61.0	10.63	26.565	9.50	4.75	-2.18	-1.09
12	180	3.24	0.1667	-120	1.44	-0.2083	-157.03 kN	-15.70 tf	176.33	170	44.0	-16.29	56.31	-9.03	-13.55	2.08	3.12

12.5.3 Definição das armaduras

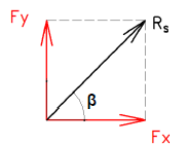
As áreas de aço, para as direções x e y, calculadas na Tabela 10, foram realizados conforme demonstrado na Figura 29.

Figura 29 - Esquema de cálculo das armaduras tracionadas dos blocos

1. Cálculo $As_{tirante}$ (Arm. Principal)

a) Vetores decompostos:

FORÇAS EM PLANTA
NO CENTRO DA ESTACA



$$F_x = \cos\beta \times R_s$$

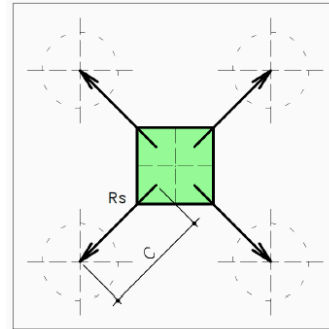
$$F_y = \sin\beta \times R_s$$

$$As_x = (F_x \times \gamma_f \times \gamma_n) / f_{yd}$$

$$As_y = (F_y \times \gamma_f \times \gamma_n) / f_{yd}$$

b) Área de aço:

$$As_{min} = 0,15\% \times (\Phi_{EST} + 20) \times H$$

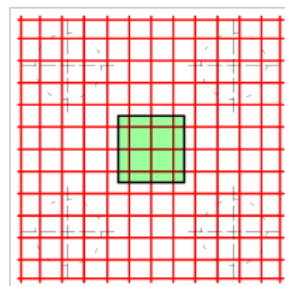


$$As_{m\acute{a}x^x} = 37,42 \text{ cm}^2$$

$$As_{m\acute{a}x^y} = 56,14 \text{ cm}^2$$

Como será utilizado armadura distribuída, utiliza-se a seguinte equação para que seja ajustada a área de aço necessária.

$$As_{distribuida} = 2 \times As_{tirante} \times 1,25$$



Assim,

$$2 \times 56,14 \times 1,25 = 140,35 \text{ cm}^2$$

Define-se, portanto a seguinte armadura principal

Em x: $\varnothing 25$ c/15 $\rightarrow$ 29 barras

Em y: $\varnothing 25$ c/11 $\rightarrow$ 28 barras

As, pele

$$As_{pele} = (\varnothing_{estaca} + 20) * H * 0,075\%$$

$$As_{pele} = (20 + 20) * 180 * 0,075\% = 8,1 \text{ cm}^2$$

$$As_{pele} = (5 \text{ cm}^2/m) * H$$

$$As_{pele} = (5 \text{ cm}^2/m) * 1,8 = 9 \text{ cm}^2$$

Adotado o menor: $8,1 \text{ cm}^2$

$$As_{pele} = (0,25) * As_{tirante}$$

$$As_{pele} = (0,25) * 56,14 = 14,03 \text{ cm}^2$$

Sendo, $8,1 \text{ cm}^2 < 14,03 \text{ cm}^2$

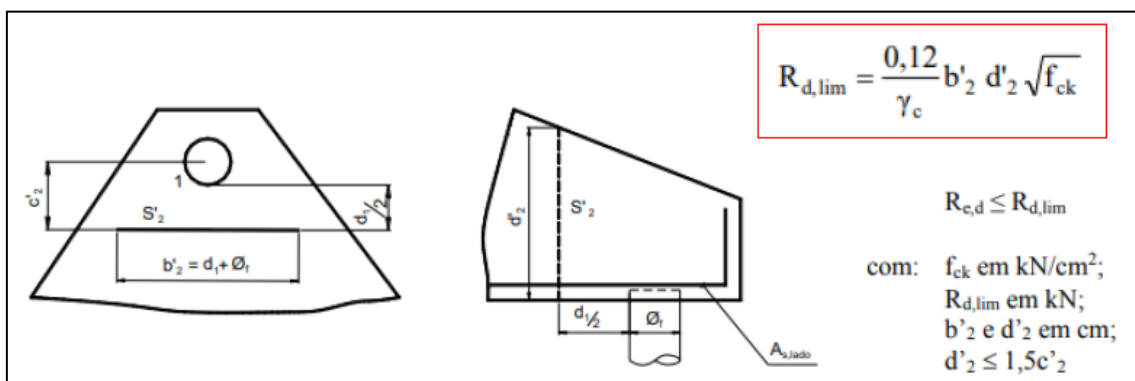
$$As_{pele} = 14,03 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 12,5$ c/12 $\rightarrow$ 13 barras.

12.5.4 Verificação da resistência à força cortante

Verificação da resistência à força cortante pelo bloco, o que foi feito conforme modelo de cálculo apresentado na Figura 29

Tabela 11 - Modelo para verificação da resistência do bloco a força cortante

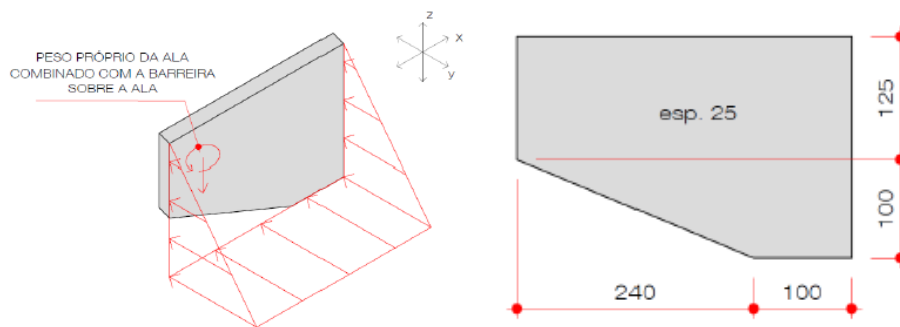


$$R_{d,lim} = \frac{0,12}{\gamma_c} * b' * d' * \sqrt{f_{ck}}$$

$$R_{d,lim} = \frac{0,12}{1,4} * 196 * 180 * \sqrt{3} = 5.237,72 \text{ kN}$$

$$R_{e,d} < R_{d,lim}$$

12.6 Armadura das cortinas



Para o solo, adota-se que seu peso específico saturado (γ_{sat}) é equivalente a 18 kN/m³, o ângulo de atrito interno (ϕ) é de 25° e que não há coesão. Com isso, através das metodologias de Rankine, determina-se os coeficientes de empuxo ativo e passivo.

O coeficiente de empuxo passivo é calculado através da seguinte equação:

$$k_p = \tan^2(45 + \phi/2) \rightarrow k_p = \tan^2(45 + 25/2) \rightarrow k_p = 2,464$$

A determinação do coeficiente de empuxo ativo se dá de maneira mais simples, sendo apenas o inverso do coeficiente de empuxo passivo, de modo que:

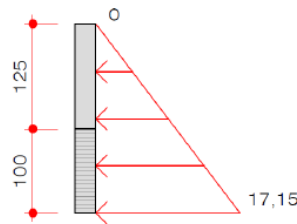
$$k_a = k_p^{-1} \rightarrow k_a = 0,406$$

Análise à Flexão em torno do eixo Z

Existem duas análises a se considerar para o empuxo permanente: no topo e na base. Para o primeiro, subentende-se que este equivale a zero enquanto pelo segundo o empuxo é dado por:

$$E_{Base} = [(0,25 \cdot 25) + (2,00 \cdot 18)] \cdot 0,406 \rightarrow E_{Base} = \mathbf{17,15 \text{ kN/m}^2}$$

Portanto, o empuxo resultante é dado pelo produto da média dos empuxos permanentes na base e no topo (em kN/m²) com a altura da ala, como exemplificado a seguir.



$$E_{Resultante} = 17,15 \cdot 2,25 / 2 \rightarrow E_{Resultante} = \mathbf{19,29 \text{ kN}}$$

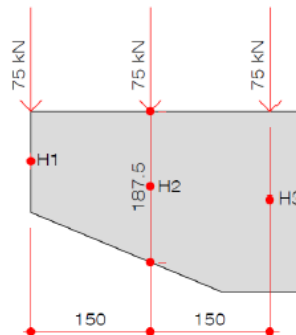
Com isso, o momento induzido em torno do eixo Z é dado por:

$$M_{sgd} = (E_{Resultante} \cdot x) \cdot \gamma_g$$

Onde x representa o braço de alavanca. Com isso, conclui-se que:

$$M_{sgd} = (19,29 \cdot 3,40 / 2) \cdot 1,35 \rightarrow M_{sgd} = \mathbf{44,27 \text{ kN.m}}$$

Para empuxo acidental, não se utiliza os coeficientes CIV, CIA e CNF assim como não se aplica a carga da multidão. Com isso, a resultante horizontal é:



$$H_1 = 75 \times 0,406 \times 1,25 \rightarrow H_1 = \mathbf{38,06 \text{ kN}}$$

$$H_2 = 75 \times 0,406 \times 1,875 \rightarrow H_2 = \mathbf{57,09 \text{ kN}}$$

$$H_3 = 75 \times 0,406 \times 2,25 \rightarrow H_3 = \mathbf{68,51 \text{ kN}}$$

Logo, o momento solicitante acidental de cálculo é dado pela multiplicação das cargas pontuais pelas suas respectivas distâncias do lado de maior altura da ala, como demonstrado abaixo.

$$M_{sqd} = [(38,06 \cdot 3,4)0 + (57,09 \cdot 1,90) + (68,51 \cdot 0,40)] \cdot 1,5$$

$$M_{sqd} = 397,91 \text{ kN.m}$$

Deste modo, conclui-se que o momento solicitante de cálculo é definido pela soma do permanente com o acidental.

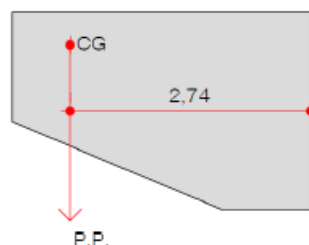
$$M_{sd} = 44,27 + 397,91 \rightarrow M_{sd} = 442,18 \text{ kN.m} = 44218 \text{ kN.cm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad b_w = 225 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm} \quad h = 25 \text{ cm}$$

ARMADURA DE FLEXÃO									
f_{ck} (MPa)	35	=	3,50	kN/cm ²	b_w	225	cm	β_1	β_2
λ	0,80				h	25	cm	0,16242	0,26748
α_C	0,85				$d_{agregado}$	22	cm	0,89301	1,00000
$\beta_{c,08}$	0,272				Lx	30	cm	Linha Neutra	5,88
E_{cs}	24.150,00	Mpa			Ly	145	cm	A_n	51,77
$F_{ct,super}$	4,17	Mpa			Ac	5625	cm ²		
$F_{ct,inf}$	3,21	Mpa	0,321	kN/cm ²	$M_{ed,lim}$	74.052,00	KN.cm	β_s	1,000
$F_{ct,inf}$	2,25	Mpa	0,225	kN/cm ²	M_{sd}	442,18	KN.m/m	VERIFICAÇÃO	
γ_s	1,40				M_{sd}	44.218,00	KN.cm/m	Opções de aço	
f_{ct}	2,50	kN/cm ²			M_{sd}	44.218,00	KN.cm	a [mm]	A nominal [cm ²]
f_{yk} (MPa)	500	=	50	kN/cm ²	M_{sd}	44.218,00	KN.cm	8,0	0,503
γ_s	1,15				$A_{s,min}$ negativa	11,32	cm ²	10,0	0,785
f_{yd}	43,5	kN/cm ²			$A_{s,min}$ positiva (tudo em 1 direção)	11,32	cm ²	12,5	1,227
								16,0	2,011
								20,0	3,142
								25,0	4,909
								NÃO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO	

Com isso, pode-se adotar 20 $\varnothing$ 25 mm c/10 cm.

Análise à Flexão em torno do eixo Y (Peso Próprio da Ala)



$$\text{Área lateral} = 6,45 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 6,45 \times 0,25 \times 25 \rightarrow \text{Peso} = 40,32 \text{ kN}$$

$$M_{sgd}=40,32 \cdot 2,74 \cdot 1,35 \rightarrow M_{sgd}=149,12 \text{ kN.m}$$

No entanto, a barreira transmite momento para a ala com a seguinte grandeza:

$$M_{sgd}=0,203 \cdot 25 \cdot 3,40 \cdot 3,402 \cdot 1,35 \rightarrow M_{sgd}=39,60 \text{ kN.m}$$

Portanto, a ala está sujeita à flexão em torno de Y devido ao seguinte momento:

$$M_{sgd}=149,12+39,60 \rightarrow M_{sgd}=188,72 \text{ kN.m}=18872 \text{ kN.cm}$$

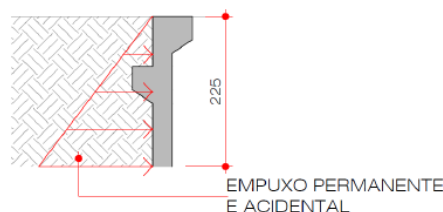
$$b_w = 25 \text{ cm } d = 222 \text{ cm}$$

				ARMADURA DE FLEXÃO			
f_{ck} (MPa)	35	=	3,50	kN/cm ²	b_w	25	cm
λ	0,80				h	25	cm
α_c	0,85				$d_{aproximada}$	222	cm
$\beta_{x,ed}$	0,272				L_x	30	cm
E_{cs}	24.150,00	Mpa			L_y	145	cm
$F_{ct,sup}$	4,17	Mpa			A_c	625	cm ²
$F_{ct,m}$	3,21	Mpa	0,321	kN/cm ²	$M_{ed1,m}$	837.828,00	KN.cm
$F_{ct,inf}$	2,25	Mpa	0,225	kN/cm ²	M_{sd}	188,72	KN.m/m
γ_c	1,40				M_{sd}	18.872,00	KN.cm/m
f_{ct}	2,50	kN/cm ²			M_{ed}	18.872,00	KN.cm
f_{yk} (MPa)	500	=	50	kN/cm ²	$A_{s,min}$ negativa	1,26	cm ²
γ_s	1,15				$A_{s,min}$ positiva (base em 1 direcção)	1,26	cm ²
f_{td}	43,5	kN/cm ²					

β_1	β_2	β_3	β_4
0,00613	0,00904	0,99638	1,00000
Linha Neutra		2,01	cm
A_s		1,96	cm ²
β_s		1,000	VERIFICAÇÃO
Opções de aço			
ϕ [mm]	A nominal [cm ²]	Qty	
8,0	0,503	3,90	
10,0	0,785	2,50	
12,5	1,227	---	
16,0	2,011	---	
20,0	3,142	---	
25,0	4,909	---	
NÃO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO			

Com isso, pode-se adotar 3 ϕ 10 mm.

Para o dimensionamento da cortina é preciso considerar tanto o empuxo permanente como o acidental atuantes. Como visto anteriormente no capítulo 15, é preciso ter ciência dos valores dos coeficientes de empuxos, os quais para este caso equivalem a $k_a = 0,406$ e $k_p = 2,464$. Uma observação que deve ser destacada é que apesar de a laje de aproximação se apoiar no consolo, esta não deve ser considerada como empuxo.



$$M_{sgd} = 18,74 \text{ kN.m}$$

Parcela Acidental (considerando apenas uma roda com 75 kN):

$$E_a = Q \cdot k_p$$

$$E_a = 75 \cdot 0,406 = 30,45 \text{ kN/m}^2$$

No entanto, é preciso salientar que esta carga está dividida entre duas rodas com espaçamento de 1,5 m. Portanto, tem-se que:

$$E_a = 30,45/1,5 = 20,30 \text{ kN/m}^2$$

Do mesmo modo que o empuxo permanente, determina-se o resultante.

$$E_{\text{Resultante}} = 20,30 \cdot 2,25 \rightarrow E_{\text{Resultante}} = 45,68 \text{ kN/m}$$

Assim, o momento solicitante acidental de cálculo é dado por:

$$M_{sgd} = 45,68 \cdot 2,25/2 \cdot 1,50 \rightarrow M_{sgd} = 77,08 \text{ kN.m}$$

Dimensionamento da Armadura

O dimensionamento da cortina leva em consideração os seguintes fatores:

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Para que seja possível realizar o cálculo da armadura, utiliza-se o momento solicitante total de cálculo, o qual é definido pela soma do permanente com o acidental.

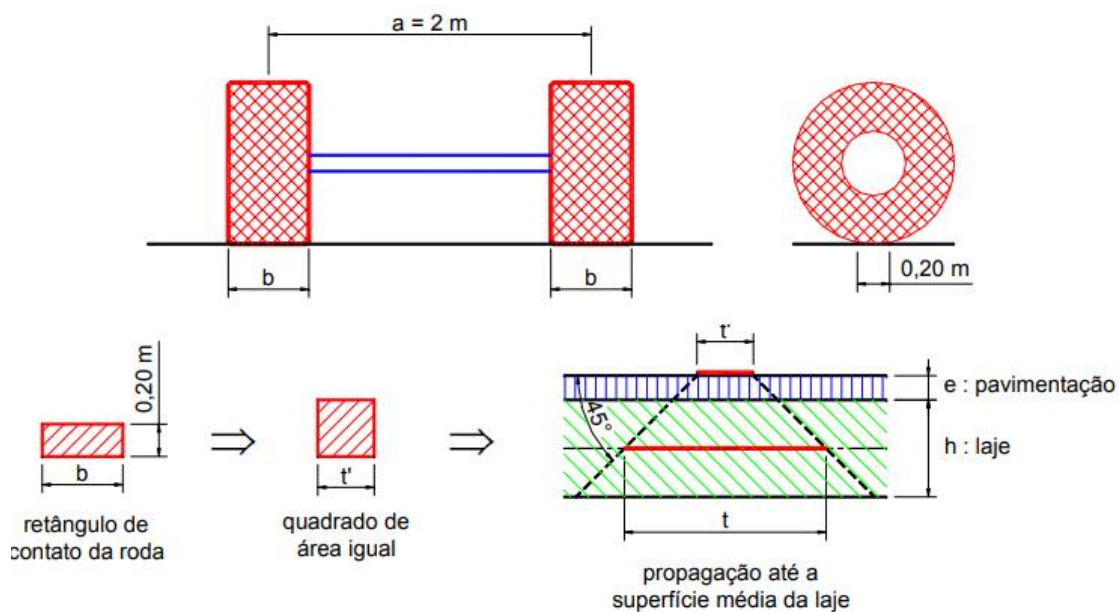
$$M_{sd} = 18,74 + 77,08 \rightarrow M_{sd} = 95,82 \text{ kN.m} = 9.582 \text{ kN.cm}$$

ARMADURA DE FLEXÃO											
f_{ck} (MPa)	35	=	3,50	kN/cm²	b_w	100	cm	β_1	β_2	β_3	β_4
λ	0,80				h	30	cm	0,05258	0,07987	0,96805	1,00000
α_c	0,85				$d_{sup,min}$	27	cm				
$\beta_{x,rel}$	0,272				Lx	30	cm	Linha Neutra	2,16	cm	
E_{cs}	24.150,00	Mpa			Ly	145	cm	A_n	8,43	cm²	
$F_{ctk,sup}$	4,17	Mpa			Ac	3000	cm²				
$F_{ct,m}$	3,21	Mpa	0,321	kN/cm²				β_1	1,000	VERIFICAÇÃO	
$F_{ct,inf}$	2,25	Mpa	0,225	kN/cm²	$M_{Ed1,m}$	49.572,00	KN.cm	Opções de aço			
γ_c	1,40				M_{sd}	95,82	KN.m/m	a [mm]	A nominal [cm²]	Qtd	
f_{ctd}	2,50	kN/cm²			M_{sd}	9.582,00	KN.cm/m	8,0	0,503	16,77	
f_{yk} (MPa)	500	=	50	kN/cm²	M_{Ed}	9.582,00	KN.cm	10,0	0,785	10,74	
γ_s	1,15				$A_{s,min}$ negativa	6,04	cm²	12,5	1,227	6,87	
f_{td}	43,5	kN/cm²			$A_{s,min}$ positiva (aço em 1 direção)	6,04	cm²	16,0	2,011	4,19	
								20,0	3,142	2,68	
								25,0	4,909	---	
NÃO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO											

Portanto, adota-se ϕ 12,5 c/15 (x2).

12.7 Armadura da laje

Com auxílio do software T-Rush, encontra-se os momentos para a laje do tabuleiro da ponte.



Classe 45 $\Rightarrow b = 0,50 \text{ m}$

Classe 30 $\Rightarrow b = 0,40 \text{ m}$

Classe 12 $\Rightarrow b = 0,30 \text{ m}$ (roda traseira)

$$t' = \sqrt{0,20 \times b}$$

$$t = t' + 2 \cdot e + h$$

Então:

$$t = 0,65$$

Assim, com uso do programa TRusch chega-se aos seguintes momentos nas direções X e Y.

Dimensões:

$l_x = 2,10$ m

$l_y = 34,60$ m

$t = 0,65$ m

$a = 2$ m

Vinculações:

Borda superior: Livre

Borda inferior: Livre

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coefficiente de Impacto (φ):

Calcular

Mxm

Mym

Mxr

Mxe

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
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: 29

Cargas Móveis:

$M_L = 0,12$
 $M_p = 0,00$
 $M_p' = 0,01$
 $M_{xm} = 11,53$ kN.m/m

Cargas Permanentes:

$k_{cm} = 0,04$
 $M_{xm} = 1,66$ kN.m/m

Dimensões:

$l_x = 2,10$ m

$l_y = 34,60$ m

$t = 0,65$ m

$a = 2$ m

Vinculações:

Borda superior: Livre

Borda inferior: Livre

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coefficiente de Impacto (φ):

Calcular

Mxm

Mym

Mxr

Mxe

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
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: 29

Cargas Móveis:

$M_L = 0,25$
 $M_p = 0,00$
 $M_p' = 0,29$
 $M_{xe} = -25,29$ kN.m/m

Cargas Permanentes:

$k_{cm} = 0,08$
 $M_{xe} = -3,31$ kN.m/m

TRüsch 1.0

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

lx = 2,10 m

ly = 34,60 m

t = 0,65 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Livre

Borda inferior: Livre

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ↑ ☐ →

Coefficiente de Impacto (ψ): 1,25

Calcular Mxm Mym **Mxr** Mxe

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,5	0,23246	0,16351	0,08077	0,0394	0,0	0,0
1,0	0,33687	0,25413	0,15366	0,12017	0,0	0,0
1,5	0,52402	0,42552	0,34475	0,2364	0,0	0,0985
2,0	0,65404	0,5713	0,4925	0,38415	0,0	0,197
2,5	0,78603	0,70329	0,62646	0,52008	0,0	0,5319
3,0	0,89044	0,81755	0,7289	0,6501	0,591	1,0441
4,0	1,1032	1,0244	0,95545	0,8668	1,576	2,1867
5,0	1,2805	1,2214	1,1426	1,0441	2,4625	3,5263
6,0	1,4578	1,3987	1,3199	1,2411	3,2505	5,713
7,0	1,6154	1,5563	1,4775	1,379	3,94	8,865
8,0	1,7139	1,6745	1,5957	1,4972	4,728	12,411
9,0	1,7927	1,7533	1,6745	1,576	5,4175	16,548
10,0	1,8518	1,7927	1,7139	1,6154	6,1464	20,7835

Resultados:

Tabela Utilizada: 29

Cargas Móveis:

ML=0,24

MP=0,00

MP'=0,01

Mxr=22,72 kN.m/m

Cargas Permanentes:

kxr=0,04

Mxr=1,66 kN.m/m

TRüsch 1.0

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

lx = 2,10 m

ly = 34,60 m

t = 0,65 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Livre

Borda inferior: Livre

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ↑ ☐ →

Coefficiente de Impacto (ψ): 1,25

Calcular Mxm **Mym** Mxr Mxe

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	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: 29

Cargas Móveis:

ML=0,08

MP=0,00

MP'=0,01

Mym=7,85 kN.m/m

Cargas Permanentes:

kym=0,01

Mym=0,27 kN.m/m

A carga permanente já foi majorada em 1,35 nos dados de entrada do software

$$M_{sdX,m\acute{a}x^+} = 1,5 \cdot 11,53 + 1,66 = 18,96 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{sdX,m\acute{a}x^+} = 1,5 \cdot 22,72 + 1,66 = 35,74 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{sdX,m\acute{a}x^-} = 1,5 \cdot 25,29 + 3,31 = 41,24 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{sdY,m\acute{a}x^+} = 1,5 \cdot 7,85 + 0,27 = 12,045 \text{ kN.m/m}$$

Portanto, as áreas de armaduras para as direções X e Y da laje, serão respectivamente:

b_w	100	cm		β_c	β_x	β_y	β_s
h	15	cm		0,09869	0,15471	0,93812	1,00000
$d_{preliminar}$	13	cm					
L_x	210	cm		Linha Neutra	2,01	cm	
L_y	3460	cm		A_s	6,74	cm ²	
Ac	1500	cm ²		β_s	1,000	VERIFICAÇÃO	
$M_{rd1,lim}$	9.850,29	KN.cm		Opções de aço			
M_{sd}	35,74	KN.m/m		ϕ [mm]	A nominal [cm ²]	Qtd	
M_{sd}	3.574,00	KN.cm/m		8,0	0,503	13,41	
M_{Rd}	3.574,00	KN.cm		10,0	0,785	8,58	
				12,5	1,227	5,49	
				16,0	2,011	3,35	
$A_{s,min}$ negativa	2,59	cm ²		20,0	3,142	2,15	
$A_{s,min}$ positiva (laje em 1 direcões)	2,59	cm ²		25,0	4,909	---	
NAO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO							

$$A_s = 6,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura positiva = ϕ 10, c/ 14

b_w	100	cm		β_c	β_x	β_y	β_s
h	15	cm		0,11388	0,18050	0,92780	1,00000
$d_{preliminar}$	13	cm					
L_x	210	cm		Linha Neutra	2,35	cm	
L_y	3460	cm		A_s	7,86	cm ²	
Ac	1500	cm ²		β_s	1,000	VERIFICAÇÃO	
$M_{rd1,lim}$	9.850,29	KN.cm		Opções de aço			
M_{sd}	41,24	KN.m/m		ϕ [mm]	A nominal [cm ²]	Qtd	
M_{sd}	4.124,00	KN.cm/m		8,0	0,503	15,65	
M_{Rd}	4.124,00	KN.cm		10,0	0,785	10,01	
				12,5	1,227	6,41	
				16,0	2,011	3,91	
$A_{s,min}$ negativa	2,59	cm ²		20,0	3,142	2,50	
$A_{s,min}$ positiva (laje em 1 direcões)	2,59	cm ²		25,0	4,909	---	
NAO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO							

$$A_s = 7,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura negativa = ϕ 10,0 c/ 10

b_w	100	cm		β_c	β_x	β_y	β_s
h	15	cm		0,03326	0,04991	0,98004	1,00000
$d_{preliminar}$	13	cm					
L_x	210	cm		Linha Neutra	0,65	cm	
L_y	3460	cm		A_s	2,17	cm ²	
A_c	1500	cm ²		β_s	1,000	VERIFICAÇÃO	
$M_{rd1,jim}$	9.850,29	KN.cm		Opções de aço			
				ϕ [mm]	A nominal [cm ²]	Qty	
M_{sd}	12,045	KN.m/m		8,0	0,503	4,33	
M_{sd}	1.204,50	KN.cm/m		10,0	0,785	2,77	
M_{Rd}	1.204,50	KN.cm		12,5	1,227	---	
				16,0	2,011	---	
$A_{s,min \text{ negativa}}$	2,59	cm ²		20,0	3,142	---	
$A_{s,min \text{ positiva (laje em 1 direção)}}$	2,59	cm ²		25,0	4,909	---	
NÃO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO							

$$A_s = 2,17 \text{ cm}^2$$

Armadura secundária na direção de Y = $\emptyset 8 \text{ c/ } 20$

Verificação da armadura mínima secundária (y)

$$A_{s,min} = \max \begin{bmatrix} 0,20 A_{s,princ} \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_c \end{bmatrix} \quad (\text{por metro de laje})$$

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,20 A_{s,princ} \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_c \end{cases}$$

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,20 * 6,74 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{2,14}{43,5} 1500 = 1,33 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Portanto mantêm-se a armadura de 2,17 cm²

12.8 Armadura das pré-lajes

Considerando Concreto C20

Pré-lajes com dimensões de 30x145x5 cm

PP = 54,4 kg

$G_k = 0,544 \text{ kN/1,45} = 0,375 \text{ kN/m}$

Considerando uma sobrecarga de 100 kg/m² durante o período construtivo.

$Q_k = 1,0 \text{ kN/m}^2 * 0,3 \text{ m} = 0,3 \text{ kN/m}$

$Q_{sd} = 1,35 G_k + 1,35 Q_k = 0,91 \text{ kN/m}$

$$M_{sd} = \frac{0,91 * 1,45^2}{8} = 0,24 \text{ kN.m}$$

b_w	30	cm		β_c	β_s	β_2	β_3
h	5	cm		0,08960	0,13955	0,94418	1,00000
$d_{preliminar}$	2,5	cm					
L_x	30	cm		Linha Neutra	0,35	cm	
L_y	145	cm		A_s	0,23	cm ²	
A_c	150	cm ²		β_s	1,000	VERIFICAÇÃO	
$M_{Rd1,lim}$	72,86	KN.cm		Opções de aço			
				ϕ [mm]	A nominal [cm ²]	Qty	
M_{sd}	0,24	KN.m/m		8,0	0,503	---	
M_{sd}	24,00	KN.cm/m		10,0	0,785	---	
M_{Rd}	24,00	KN.cm		12,5	1,227	---	
				16,0	2,011	---	
$A_{s,min} \text{ negativa}$	0,17	cm ²		20,0	3,142	---	
$A_{s,min} \text{ positiva (aje em 1 direcões)}$	0,17	cm ²		25,0	4,909	---	
NÃO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO							

$A_{s, min} = 0,23 \text{ cm}^2$

Ø 5 c/ 15

Armadura secundária

$$A_{s,min} = \max \begin{bmatrix} 0,20 A_{s,princ} \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_c \end{bmatrix} \quad (\text{por metro de laje})$$

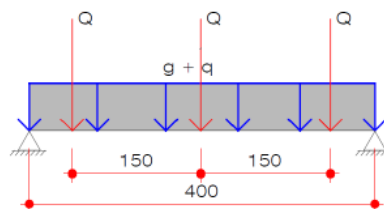
$$A_{s, min} = \max \begin{cases} 0,20 A_{s, princ} \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_c \end{cases}$$

$$A_{s, min} = \max \begin{cases} 0,20 * 0,26 = 0,052 \text{ cm}^2 \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{1,43}{43,5} 150 = 0,08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Adotado 0,9 cm²/m

Ø 5 c/ 20

12.9 Armadura da laje de aproximação



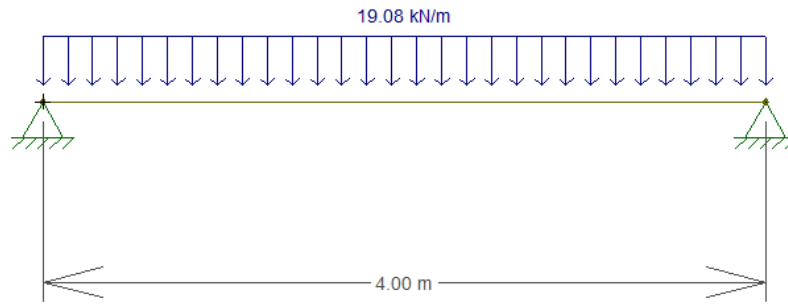
12.9.1 Carregamentos permanentes

Solo sobre a laje com espessura de 55 cm e peso específico de 18 kN/m³

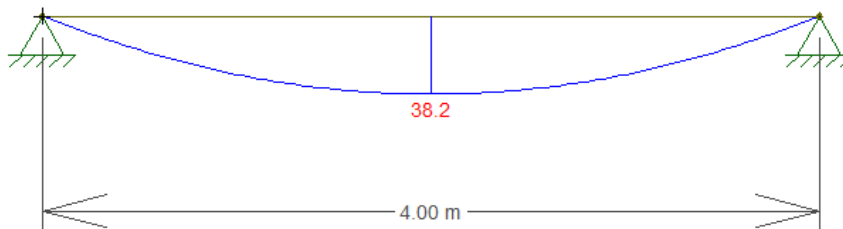
Espessura do pavimento = 7 cm e peso específico de 24 kN/m³

Espessura da laje = 30 cm e peso específico de 25 kN/m³

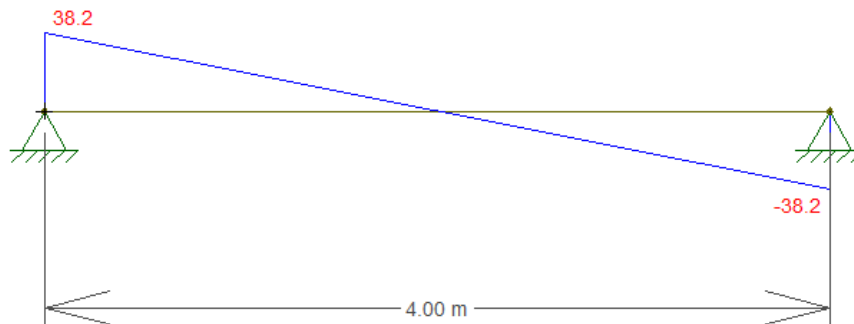
Assim temos Gk = 19,08 kN/m²



Momento fletor Gk (kN.m)



Esforço cortante Gk (kN)



12.9.2 Carregamento móvel

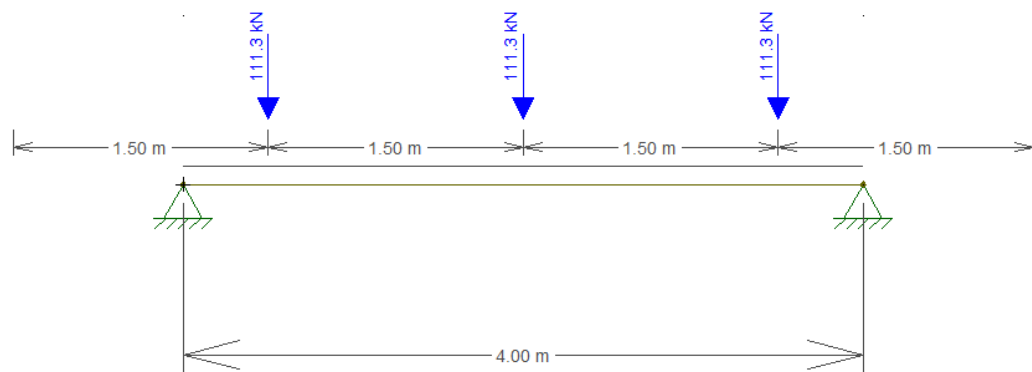
$$CIV = 1,25$$

$$CIA = 1,25$$

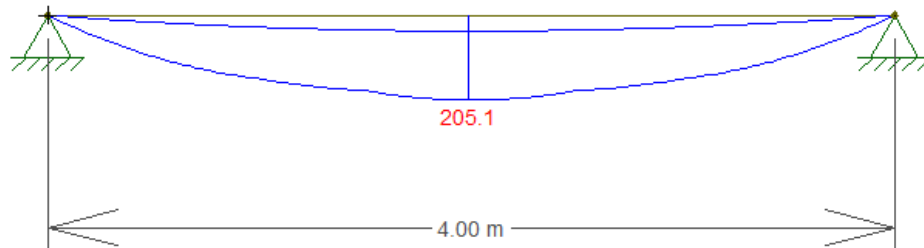
$$CNF = 0,95$$

$$q = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

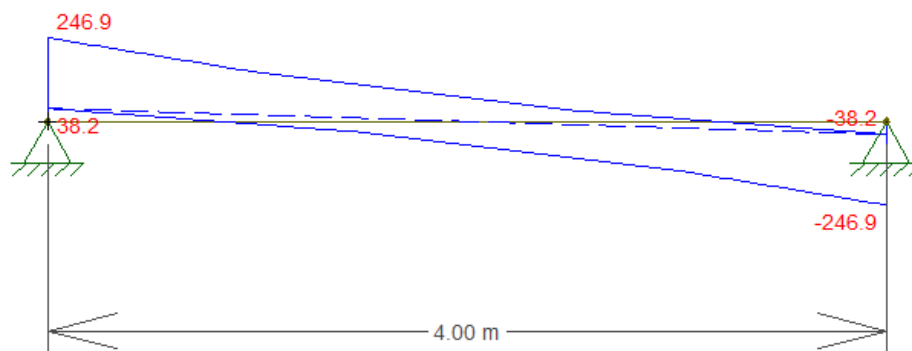
$$P = 75 \text{ kN} * CNF * CIA * CIV = 111,33$$



Envoltória de momento fletor Q_k (kN.m)



Envoltória de esforço cortante G_k (kN)



$$M_{q,m\acute{a}x^+} = 205,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{g,m\acute{a}x^+} = 38,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{q,m\acute{a}x^-} = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{g,m\acute{a}x^-} = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_{q,m\acute{a}x^+} = 246,9 \text{ kN}$$

$$V_{g,m\acute{a}x^+} = 38,2 \text{ kN}$$

12.9.3 Dimensionamento da armadura

$$M_{sd}^+ = M_{q,m\acute{a}x^+} \cdot Y_q + M_{g,m\acute{a}x^+} \cdot Y_g$$

$$M_{sd}^+ = 205,1 \cdot 1,5 + 38,2 \cdot 1,35 = 359,22 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 246,9 \cdot 1,5 + 38,2 \cdot 1,35 = 421,92 \text{ kN}$$

Portanto, considerando concreto C30 e aço CA50

b _w	100	cm	β _y	β _x	β _z	β _s
h	30	cm	0,26822	0,49079	0,80369	1,00000
d _{preliminar}	25	cm				
L _x	400	cm	Linha Neutra	12,27	cm	
L _y	1760	cm	A _s	41,12	cm²	
Ac	3000	cm²	β _s	1,000	VERIFICAÇÃO	
W ₀	15.000,00	cm³				
M _{rd1,lim}	36.428,57	KN.cm	Opções de aço			
			ø [mm]	A nominal [cm²]	Qtd	
M _{sd}	359,22	KN.m/m	8,0	0,503	81,81	
M _{sd}	35.922,00	KN.cm/m	10,0	0,785	52,36	
M _{Rd}	35.922,00	KN.cm	12,5	1,227	33,51	
			16,0	2,011	20,45	
A _{s,min} negativa	5,18	cm²	20,0	3,142	13,09	
A _{s,min} positiva (laje em 1 direções)	5,18	cm²	25,0	4,909	8,38	
NÃO NECESSITA DE ARMADURA DE COMPRESSÃO						

$$A_s, \text{ principal} = \varnothing 25 \text{ c/ } 11$$

A_s, secundária:

$$A_{s,min} = \max \left[\begin{array}{l} 0,20 A_{s,princ} \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_c \end{array} \right] \quad (\text{por metro de laje})$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,20 A_{s,princ} \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_c \end{array} \right.$$

$$A_{s, \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,20 * 41,12 = 8,224 \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,018 \frac{2,14}{43,5} 3000 = 2,65 \end{array} \right.$$

$A_{s, \text{secundária}} = 8,224 \text{ cm}^2$

Ø12,5 c/ 15

13 VOLUME DE CONCRETO POR PEÇA

	Área transversal	L	Volume (m³)	Qtd	Total (m³)	Concreto
Laje	2,93	35,00	102,60	3	307,79	C30
Pré-lajes	0,07	0,30	0,02	2.800	60,90	C20
Vigas	0,64	34,60	22,23	27	600,22	C35
Transversinas	0,34	17,60	5,94	6	35,64	C30
Travessas	5,15	17,60	90,64	2	181,28	C30
Cabeceiras	5,82	17,60	102,46	2	204,91	C30
Alas	6,36	0,25	1,59	4	6,36	C30
Laje de aproximação	0,70	16,76	11,73	2	23,46	C30
Pilares	2,02	24,80	50,00	--	50,00	C35
Blocos	5,76	4,40	25,34	8	202,75	C30
Total:					1.673,31	

ANEXOS