PCA ENGENHARIA
Av. Universitária, 750 – Sala 33
Bairro de Fátima – Teresina – PI
CEP 64.049-494
FONE (86) 3232-1894
e-mail: contato@pcaengenharialtda.com

Responsável Técnico
Hudson Chagas dos Santos

Emitente
PREFEITURA DE MUNICIPAL DE GODOY MOREIRA - PR

Coordenador da Área Emitente
Thaís Mayara Duelis Oliveira

Projeto
Projeto Executivo de OAE - Ponte

Localização
Ponte sobre o Rio Corumbataí

Escopo
MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL - CONTRATAÇÃO DE EMPRESA ESPECIALIZADA EM ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DE PONTE SOBRE O RIO CORUMBATAÍ, NO MUNICÍPIO DE GODOY MOREIRA/PR

MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

Documentos de Referência

- Processo Licitatório: Nº 73/2024;
- Concorrência Eletrônica N°: 04/2024;
- Contrato Nº: 081/2024- ID 168/2024.
- Data da Assinatura do Contrato: 22/08/2024;
- Ordem de Serviço: recebida dia 23/10/2024.

Documentos Resultantes

- EST-GM001A.

Observação

REVISÃO 01: Solicitação de inclusão de tópicos pelo DER-PR.

ÍNDICE

I. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA 6

A. SUPERESTRUTURA 9

B. MESOESTRUTURA 9

C. INFRAESTRUTURA 9

D. DADOS GERAIS 11

II. IMPLANTAÇÃO 12

III. CÁLCULO ESTRUTURAL 14

A. SUPERESTRUTURA 14

A.1. ESQUEMA ESTRUTURAL E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E FÍSICAS 14

A.1.1. Características Geométricas e Características Físicas 14

A.1.2. Esquema Estrutural Longitudinal 16

A.1.3. Esquema Estrutural Transversal 16

A.2. DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EM CONCRETO PROTENDIDO 17

A.2.1. Linhas de Influência 17

A.2.2. Carregamentos 23

A.2.3. Pré-dimensionamento 27

A.2.4. Perdas Imediatas 29

A.2.5. Perdas Progressivas 34

A.2.6. Verificação das Tensões Iniciais 36

A.2.7. Verificação das Tensões Finais 39

A.2.8. Verificação de Içamento 41

A.2.9. Resultado das Verificações 41

A.3. DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS DE APOIO 42

A.3.1. Características Geométricas 42

A.3.2. Carga Permanente 42

A.3.3. Carga Móvel 42

A.3.4. Modelo Estrutural 42

A.3.5. Esforços Solicitantes 43
A.3.6. Dimensionamento 44
A.3.7. Verificação da Fadiga 45
A.3.8. Verificação da Troca de Aparelho de Apoio 47
A.3.9. Resultado das Verificações 50
A.4. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS 51
A.4.1. Características Geométricas 51
A.4.2. Esforços Solicitantes 53
A.4.3. Dimensionamento 56
A.4.4. Momento fletor positivo na direção transversal 56
A.4.5. Momento fletor positivo na direção longitudinal 57
A.4.6. Momento fletor negativo na direção transversal 57
A.4.7. Verificação da Fadiga 58
A.4.8. Verificação da pré-laje quanto ao lançamento do concreto 62
A.4.9. Verificação ao Içamento 62
A.5. VERIFICAÇÃO DO GUARDA-RODAS TIPO "NEW-JERSEY" 63
A.6. VERIFICAÇÃO DA JUNTA DE DILATAÇÃO 64
B. MESOESTRUTURA 66
B.1. APARELHOS DE APOIO 66
B.1.1. Características Geométricas 66
B.1.2. Esforços Solicitantes e Deslocamentos 66
B.1.3. Entrada de Dados 69
B.1.4. Verificações 70
B.2. ENCONTROS 71
B.2.1. Encontros 71
B.2.2. Cortina 72
B.2.3. Muro de Ala 72
B.2.4. Laje de aproximação 74
B.3. TRAVESSAS DOS ENCONTROS 75
B.3.1. Características Geométricas e Físicas 75
B.3.2. Carregamentos 76
B.3.3. Esforços Solicitantes 81
B.3.4. Dimensionamento 82
B.3.5. Verificação da Troca de Aparelho de Apoio 83

B.4. VIGAS DE TRAVAMENTO DOS ENCONTROS 83

B.4.1. Características Geométricas e Físicas 83

B.4.2. Carregamentos 84

B.4.3. Dimensionamento 84

B.5. TRAVESSAS INTERMEDIÁRIAS 87

B.5.1. Características Geométricas e Físicas 87

B.5.2. Carregamentos 88

B.5.3. Esforços Solicitantes 93

B.5.4. Dimensionamento 95

B.5.5. Verificação da Troca de Aparelho de Apoio 100

B.6. VIGAS DE TRAVAMENTO INTERMEDIÁRIAS 101

B.6.1. Características Geométricas e Físicas 101

B.6.2. Carregamentos 102

B.6.3. Dimensionamento 102

B.7. PILARES 105

B.7.1. Características Geométricas e Físicas 105

B.7.2. Esforços Solicitantes 106

B.7.3. Combinações Máximas e Mínimas 107

B.7.4. Verificação Estrutural dos Pilares 108

C. INFRAESTRUTURA 111

C.1. SONDAGENS 111

C.2. ESTACA RAIZ 116

C.2.1. Esquema Estrutural e Características Geométricas e Físicas 116

C.2.2. Considerações Gerais 117

C.2.3. Capacidade de Carga Geotécnica da Estaca Raiz 118

C.2.4. Verificação Geotécnica das Estacas Raiz 119

C.2.5. Capacidade de Carga Estrutural da Estaca Raiz 120

C.2.6. Verificação Estrutural das Estacas Raiz 122

C.3. BLOCOS 125

C.3.1. Esquema Estrutural e Características Geométricas e Físicas 125

C.3.2. Verificação Estrutural dos Blocos 126

C.4. MURO DE CONTENÇÃO DE ACESSO 128

C.4.1. Esquema Estrutural e Características Geométricas e Físicas 128

IV. ANEXOS 129

A. MEMÓRIA DE CÁLCULO DO MURO DE CONTENÇÃO 129

B. ESPECIFICAÇÕES DO MURO DE CONTENÇÃO 147

C. ART 156

V. TERMO DE ENCERRAMENTO 159

I. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

ref.: memória de cálculo para elaboração de projeto básico da ponte para CONTRATAÇÃO DE EMPRESA ESPECIALIZADA EM ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DE PONTE SOBRE O RIO CORUMBATAÍ, NO MUNICÍPIO DE GODOY MOREIRA/PR.

- Processo Licitatório: Nº 73/2024;
- Concorrência Eletrônica N°: 04/2024;
- Contrato Nº: 081/2024- ID 168/2024.
- Data da Assinatura do Contrato: 22/08/2024;
- Ordem de Serviço: recebida dia 23/10/2024.

O local de implantação (**Figura 2**) é sobre o rio Corumbataí, no município de Godoy Moreira, no estado do Paraná, nas coordenadas de latitude:-24,165092º e longitude: -51,961856º como mostra a **Figura 1**,. No projeto executivo, em anexo, a ponte tem as seguintes características gerais apresentadas a seguir.

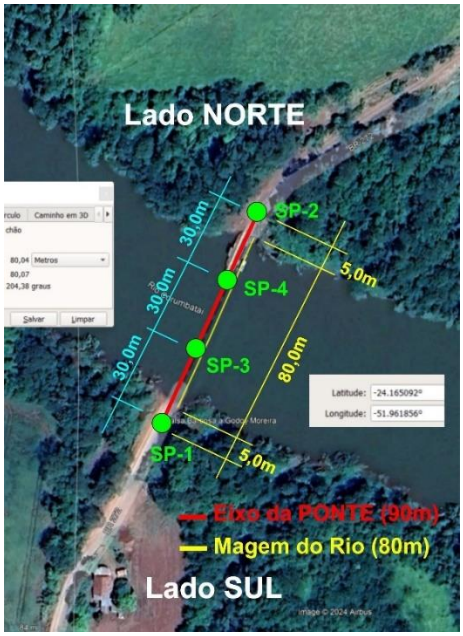


***Figura 1**: Coordenadas geográficas de implantação da ponte sobre o rio Corumbataí.*

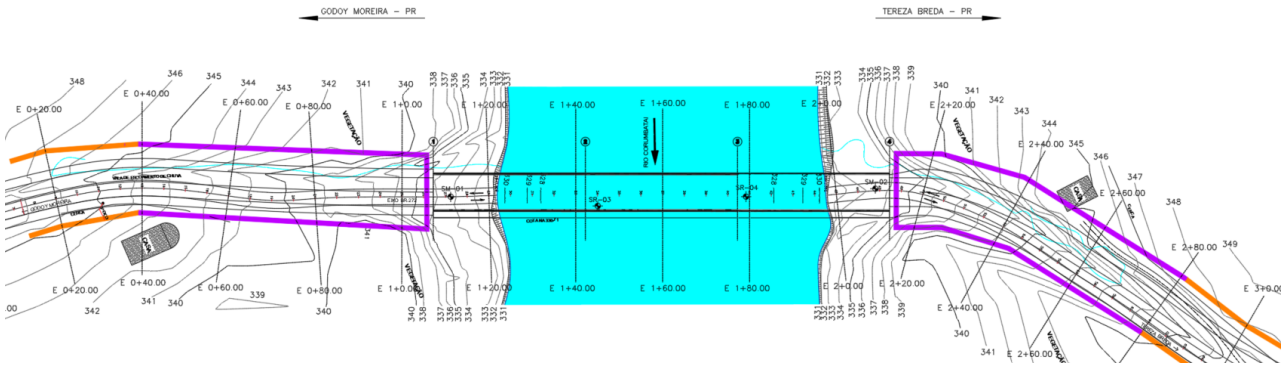


***Figura 2**: Planta de implantação da ponte.*

O sistema estrutural da superestrutura da Ponte Rodoviária é do tipo em Concreto Protendido com tabuleiro ortogonal ao eixo do Rio Corumbataí, trem-tipo classe TB-450, constituído por três vãos de 35,00m bi-apoiados por 10,30m de largura. Esta ponte apresenta laje de aproximação retangular em cada cabeceira.

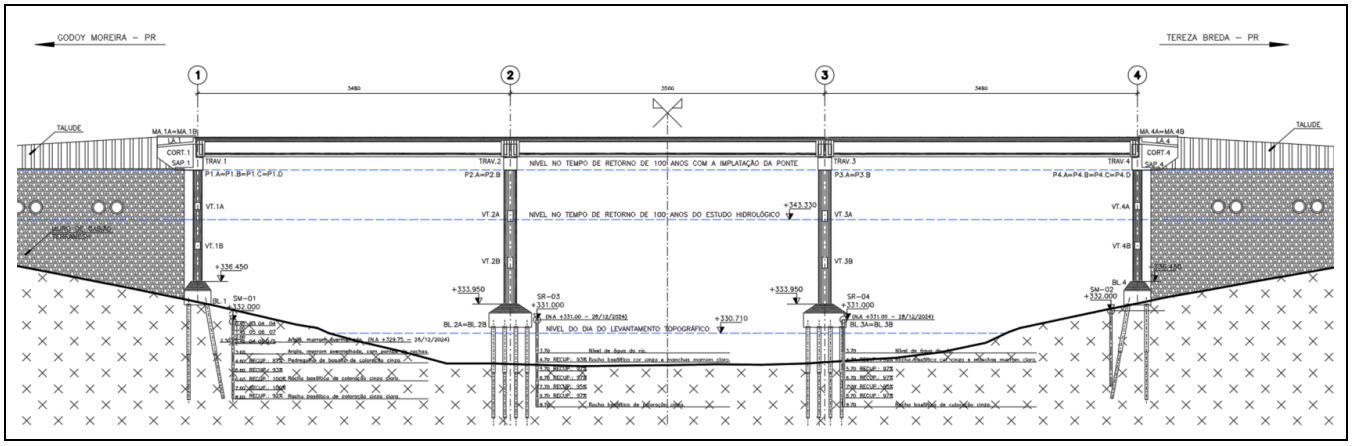


***Figura 3**: Perfil longitudinal do local de implantação da ponte.*

A seção transversal da ponte tem 10,30m de largura, sendo 02 (duas) faixas de rolamento de 3,50m cada; 02 (dois) acostamentos de 0,50m; 02 (dois) guarda-rodas tipo "New Jersey" de 0,40m para cada lado da via e um passeio de 1,50m de largura, totalizando 10,30m de largura de plataforma, como pode ser visto na **Figura 4** e na **Figura 5**.

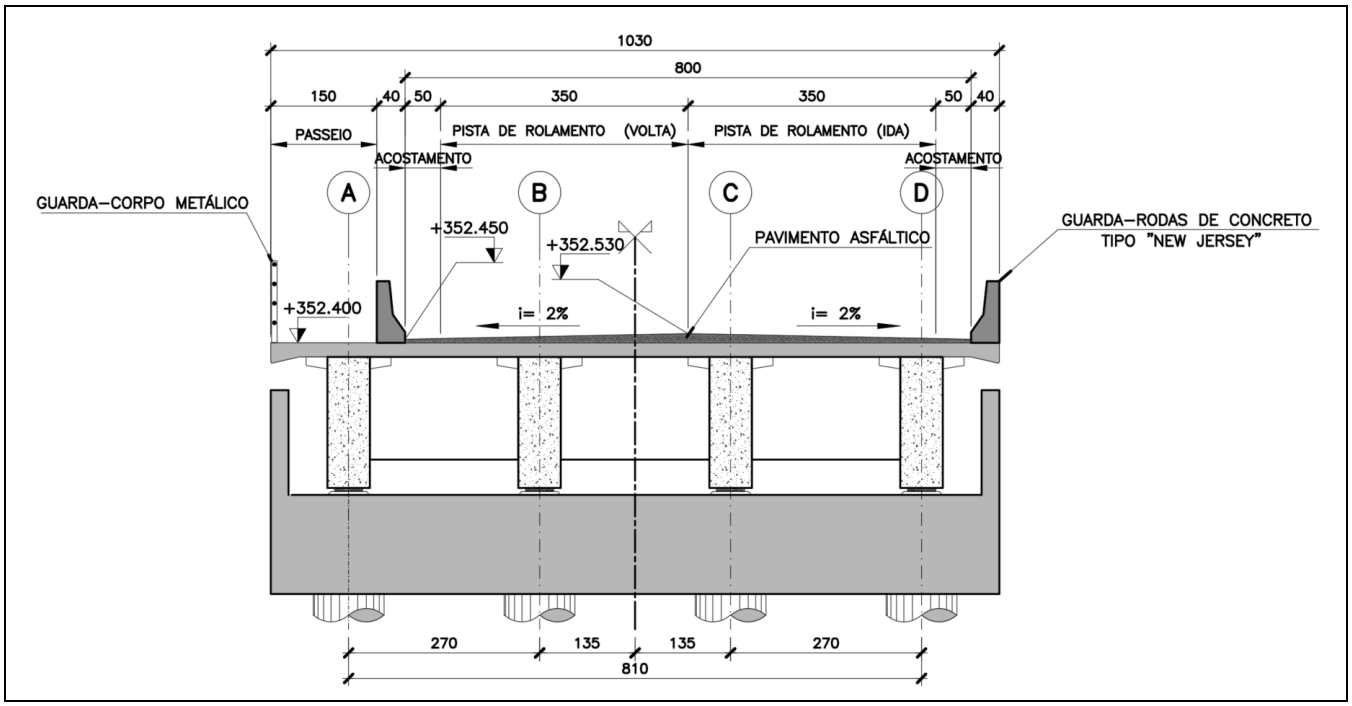


***Figura 4:** Seção transversal da ponte nos encontros.*

Ressalta-se que o Guarda-rodas descrito está conforme especificação do DNIT. Outro aspecto desta solução é a inclinação de 2% (abaulamento) do pavimento asfáltico, com intuito de melhorar a eficiência da drenagem da ponte. É importante informar que para esta solução serão necessárias 4 (quatro) longarinas de concreto protendido para a ponte, conforme mostra a **Figura 4** e a **Figura 5**.

Projeto Executivo de Estruturas é composto do projeto de superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. Para melhor entendimento do projeto, em anexo, apresenta-se a solução que foi projetada pela PCA ENGENHARIA, em

conformidade com a escolha recomendada pela equipe da Prefeitura de Godoy Moreira-PR, juntamente com o aval da equipe técnica do DER-PR.

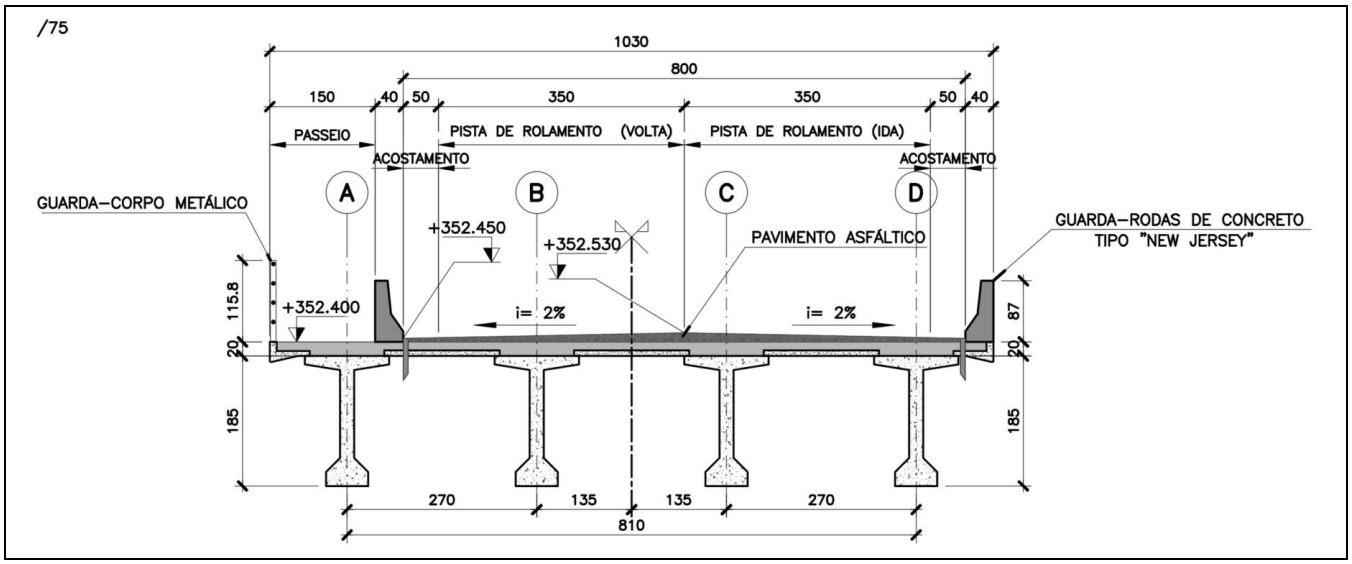


Figura 5: *Seção transversal da Ponte no meio do eixo de simetria.*

Chama-se a atenção para o sistema estrutural das longarinas, que são de concreto protendido com resistência característica do concreto de $f_{ck} \geq 40\ MPa$. A solução da Ponte, ainda, compreende:

- Superestrutura plana e em nível composta longitudinalmente por 03 (três) tramos de longarinas bi-apoiadas de 35,00m. Tabuleiro em concreto pré-moldado ($f_{ck} = 40\ MPa$), sendo constituído de painéis de lajes maciças pré-moldadas ($f_{ck} = 40\ MPa$) servindo de forma para o concreto moldado "*in-loco*";
- Guarda-rodas tipo "New Jersey" pré-moldados em concreto armado nas laterais ($f_{ck} = 30MPa$);
- Na solução a superestrutura se apoia nas longarinas pré-moldadas de concreto protendido ($f_{ck} = 40\ MPa$);
- A meso-estrutura é composta dos encontros da ponte que possuem cortinas, muro de ala e laje de aproximação em concreto armado moldado in loco ($f_{ck} = 30MPa$);
- Na meso-estrutura, as longarinas de concreto protendido se apoiam através de aparelhos de apoio tipo Neoprene. Ressalta-se que os encontros devem ser desligados da estrutura e devem se apoiar diretamente no terreno através de fundação em estaca raiz;
- O acesso pela meso estrutura tem como solução estrutural uma contenção em muro de gabião com terra mesh;
- A infraestrutura é composta, para cada apoio de bloco de coroamento que por sua vez se apoiam sobre um conjunto de estaca raiz de concreto armado com camisa metálica perdida.

O projeto apresentado, seguiu também as diretrizes das Instruções de Serviço do DNIT, as Normas técnicas vigentes da ABNT e as boas práticas da Engenharia. Ademais, é importante comentar que visando atenuar os impactos ambientais de implantação da Ponte, projetou-se as estruturas com a preocupação de ter o mínimo de pilares dentro do Rio Corumbataí, ou seja, somente 2 (dois) conjuntos de elementos de pórticos da ponte e blocos de coroamento projetados sobre estacas dentro do rio, causando menores impactos ambientais.

Ressalta-se que o Projeto Executivo de Estruturas foi composto do projeto de superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura contendo:

- Dimensionamento e detalhamento do conjunto de estaca raiz;
- Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento;
- Dimensionamento e detalhamento dos pórticos com vigas de travamentos;

- Dimensionamento e detalhamento das travessas de apoio e travessas intermediárias;
- Dimensionamento e detalhamento das longarinas em concreto protendido e transversinas em concreto armado;
- Dimensionamento e detalhamento das cortinas, muros de alas e lajes de aproximação;
- Dimensionamento e detalhamento das lajes pré-moldadas e lajes moldadas "*in loco*".

Para este projeto foi adotada a seguinte solução estrutural:

A. SUPERESTRUTURA

A Superestrutura com configuração estrutural em vigas de concreto protendido, sendo todo o tabuleiro executado com placas pré-moldadas de concreto armado (pré-laje) incorporadas na laje de concreto armado moldada "in loco" com resistência característica do concreto aos 28 dias maior ou igual a 40,0MPa (fck ≥ 40,0MPa) e com módulo de elasticidade do concreto superior a 35.400 MPa (Ec ≥ 35.400MPa).

As pré-lajes são apoiadas nas vigas protendidas com resistência característica do concreto aos 28 dias maior ou igual a 40,0MPa (fck ≥ 40,0MPa).

A superestrutura se apoia nas travessas de apoio nos encontros através de aparelhos de apoio de Neoprene.

B. MESOESTRUTURA

A mesoestrutura deve ser composta, para cada apoio, de viga travessa em concreto armado com modelo estrutural baseado em pórtico plano. A travessa é apoiada diretamente em pilares de concreto armado que por sua vez são apoiados em blocos de coroamento sobre um conjunto de estaca raiz. Os encontros são compostos de muros de alas e lajes de aproximação. Toda mesoestrutura é em concreto armado moldado "in loco" com resistência característica do concreto aos 28 dias maior ou igual a 30,0MPa (fck ≥ 30,0MPa) e com módulo de elasticidade secante do concreto superior a 30.600MPa (Ec ≥ 30.600MPa).

Os encontros apresentam, ao longo da seção transversal, uma junta de dilatação (junta JEENE) com a finalidade de permitir a movimentação da superestrutura por efeito de aceleração, frenagem, de dilatação térmica.

C. INFRAESTRUTURA

A infraestrutura é composta para apoio de blocos de coroamento sobre um conjunto de estaca raiz, com resistência característica do concreto aos 28 dias maior ou igual a 30,0MPa (fck ≥ 30,0MPa) e com módulo de elasticidade secante do concreto superior a 30.600MPa (Ec ≥ 30.600MPa). A Figura 6 a seguir apresenta a seção transversal da ponte.

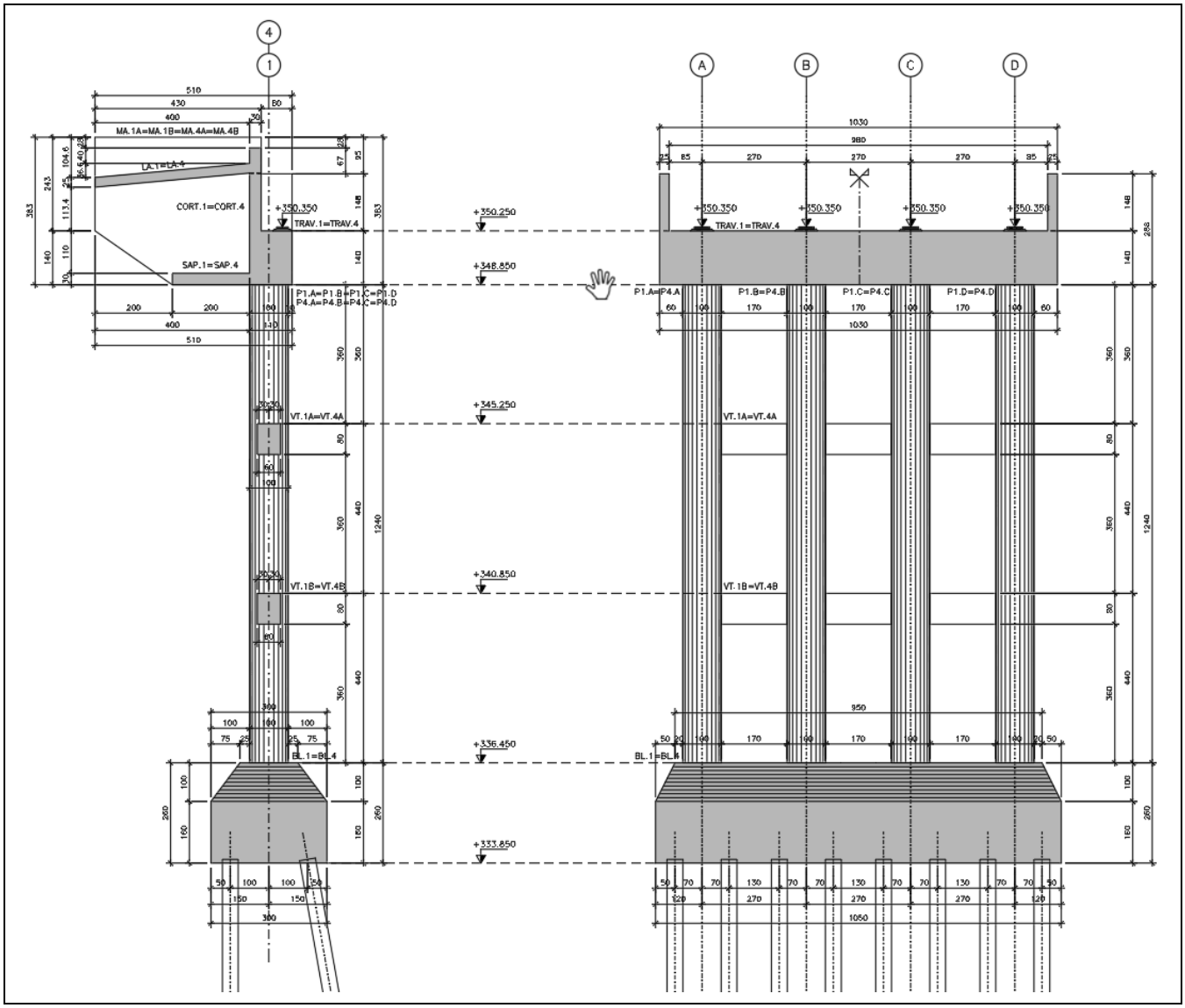


***Figura 6**: Seção transversal da ponte nos extremos (seção nos encontros).*

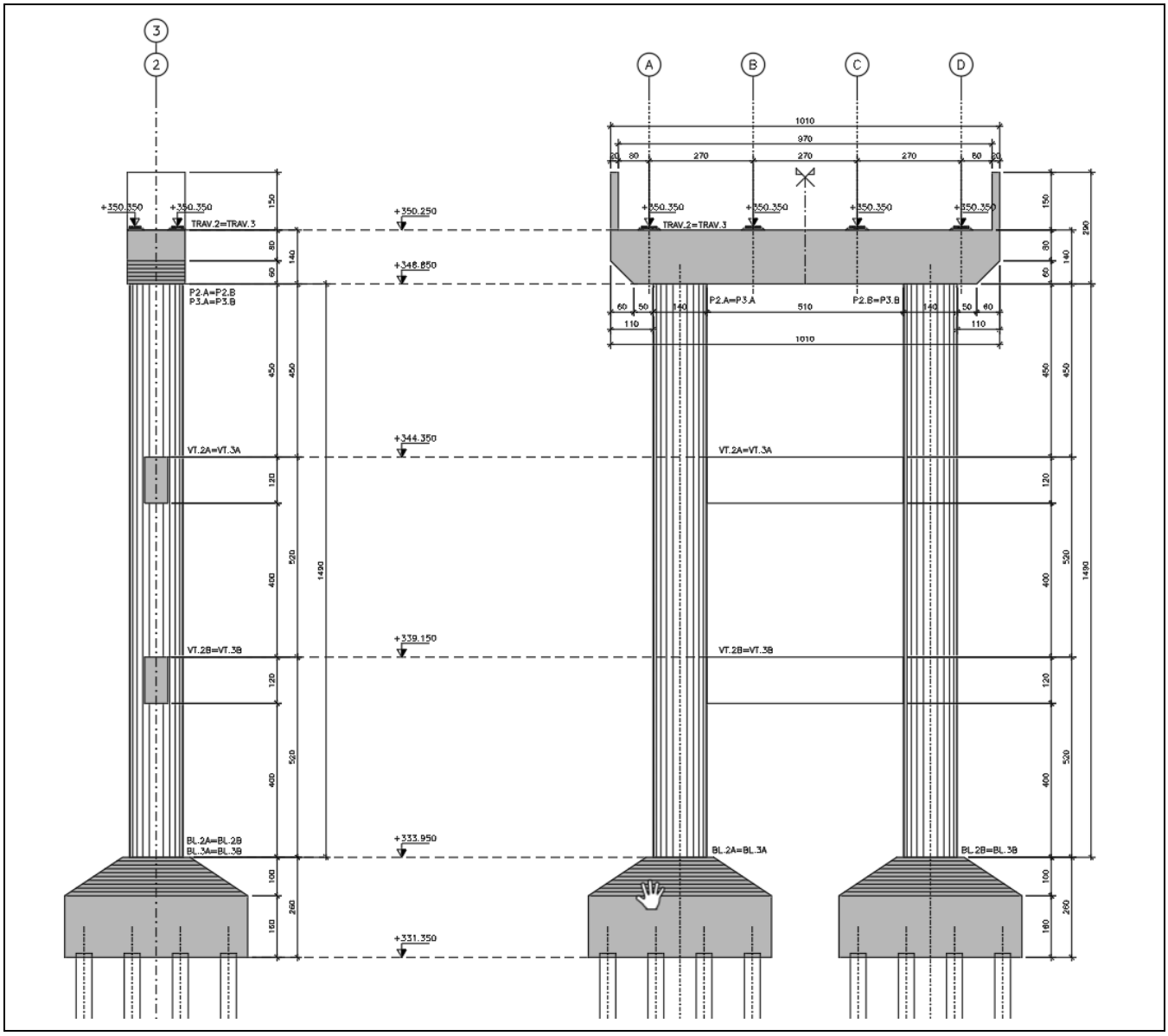


Figura 7: *Seção transversal da ponte dentro do Rio (seção intermediária).*

D. DADOS GERAIS

Em resumo, foram considerados neste projeto os seguintes dados levantados através dos estudos, reuniões e dados técnicos locais:

Concreto: $f_{ck} \geq 30{,}0$ MPa; $f_{ck} \geq 40{,}0$ MPa;

Cobrimento: Segundo recomendações da nova NBR-6118:2023;

Aço: CA-50 e CA-60 (aços do concreto armado);

Protensão: Aço CP 190 – RB; com Cordoalhas de 12.7 mm;

Tensão admissível do solo: em conformidade com Estudo de Sondagem.

II. IMPLANTAÇÃO

No dia 19 de novembro de 2024, às 10:22 horas, foi realizada, através de vídeo conferência pela Plataforma MEETS, a quarta reunião técnica referente ao Contrato Nº 081/2024, com a presença do Prefeito municipal, Sr. Primis de Oliveira, da equipe técnica do DER-PR e a equipe da PCA ENGENHARIA, Engenheiro Civil e Responsável técnico, Hudson Chagas dos Santos, e o Sr. Kelvin Ramone Silva Machado, onde foram apresentadas e discutidas as seguintes questões:

Inicialmente foi apresentada a questão da Carga Hidrológica do Rio Corumbataí com o estrangulamento da ponte, com 80,0 e 90,0 metros de extensão. O nível de enchente máxima registrado no local pelo Topografo e confirmado pelo Sr. Primis exigia uma ponte muito mais alta em relação com a que se previa no edital de Licitação. Consequentemente, para atender o nível de carga hidráulica apresentado pelo Relatório de Estudos Hidrológicos, a ponte deveria ter um comprimento de aproximadamente 210,0metros, o que não foi previso no edital de licitação.

Em reuniões anteriores, a solução de se alterar o comprimento da ponte para cerca de aproximadamente 210,0 metros não foi acatada pelo Sr. Primis (Prefeito) e a Arq. Thaís Mayara Duelis Oliveira (fiscal do contrato), e por seguinte a solução escolhida e aceita foi de acessos com terraplenagem e muro de gabião. No entanto, devido a esse estrangulamento (perda de seção hidráulica) o nível da água subiria cerca de 7,0 metros acima do nível registrado pelo Estudo Hidrológico e levantado pelo topógrafo, no tempo de recorrência de 100 anos.

Na apresentação para a equipe do DER-PR, sugeriu-se uma ponte com aproximadamente 105,0 metros de comprimento, ou seja, 3 (*três*) vãos de 35,0 metros, conforme ilustrado na **Figura 8**. Devido a essa nova situação de estrangulamento (105,0m) de seção do Rio, a ponte teve de ser elevada pouco mais de 5,0 metros de altura, para compensar o aumento do nível do Rio Corumbataí com a perda de seção hidráulica por causa dos acessos com terraplenagem, e assim garantir a segurança da ponte através de um "*Freeboard*" mínimo de 1,5m.

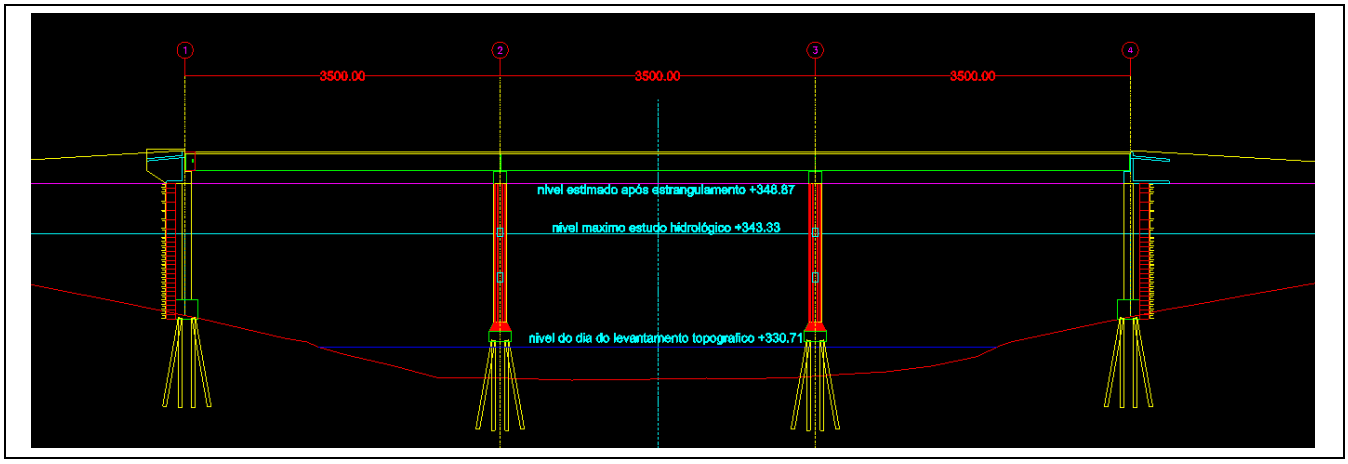


Figura 8: *Perfil longitudinal da ponte com extensão de 105,0m sugerida ao DER-PR.*

Diante disso, a equipe da Prefeitura e do DER-PR, concordaram que a melhor solução a ser desenvolvida seria de uma ponte com três vãos de 35 metros, totalizando 105 metros de comprimento, seção transversal com duas pistas de rolamento de 4,0 metros, dois guarda-rodas de 0,40 metros de cada lado, e um passeio de 1,50m, totalizando uma largura de 10,3 metros, como mostra a **Figura 9**.

Em termos de área no edital de licitação tem-se uma área de 13x80=1040 m² e na nova situação uma área de 10,30x105,0=1081,5m², que praticamente são muito próximas uma da outra.

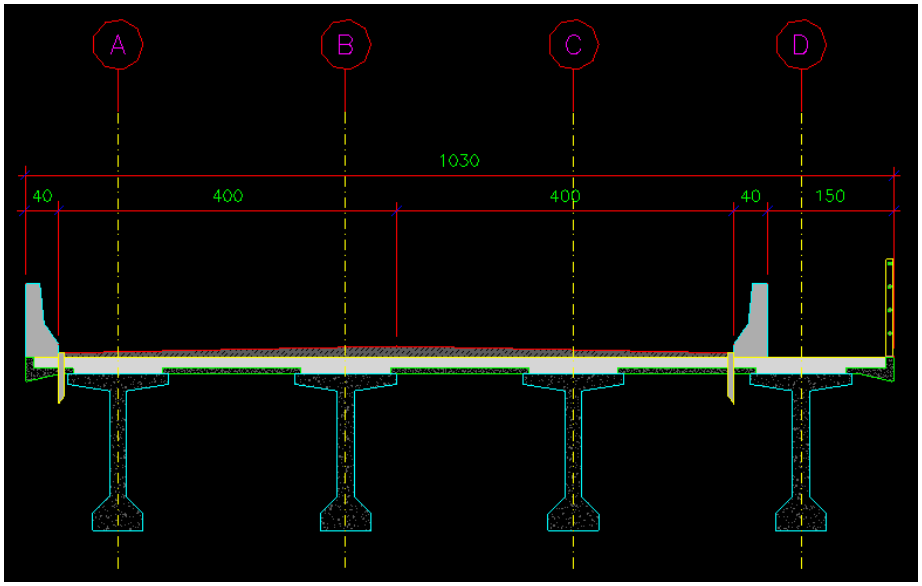


Figura 9: *Seção transversal da ponte com extensão de 105,0m.*

Posteriormente, a equipe da Prefeitura juntamente com DER-PR concordaram, e acataram as decisões apresentadas e tomadas nessa reunião e informaram a equipe da PCA ENGENHARIA que a coleta de material para realização dos ensaios laboratoriais, constantes no edital, deveria ser realizada em jazidas apontadas pela Prefeitura Municipal de Godoy Moreira.

III. CÁLCULO ESTRUTURAL

A. SUPERESTRUTURA

A.1. ESQUEMA ESTRUTURAL E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E FÍSICAS

Para a determinação do efeito de grelha, utilizou-se um modelo numérico baseado no MEF (Método dos Elementos Finitos), cujo modelo computacional é a apresentado no decorrer deste documento.

O procedimento adotado consiste em determinar os esforços solicitantes na laje e nas transversinas através do MEF. Para determinação das envoltórias de momento fletor, esforço cortante e momento torsor nas longarinas, adota-se o processo de Fauchart, para isso adota-se uma seção transversal típica que gera as solicitações mais críticas nas longarinas externas, pois assume-se que estas são as mais solicitadas.

Este procedimento é justificado por uma análise mais criteriosa, envolvendo estudos feitos em várias seções transversais e comparando-se com procedimentos obtidos por LI (linha de Influência) através do MEF. O procedimento adotado apresenta resultados similares com aqueles processados integralmente utilizando-se superfícies de influência, porém este método de cálculo é muito mais simplista.

A.1.1. Características Geométricas e Características Físicas

A.1.1.1. Esquema Longitudinal

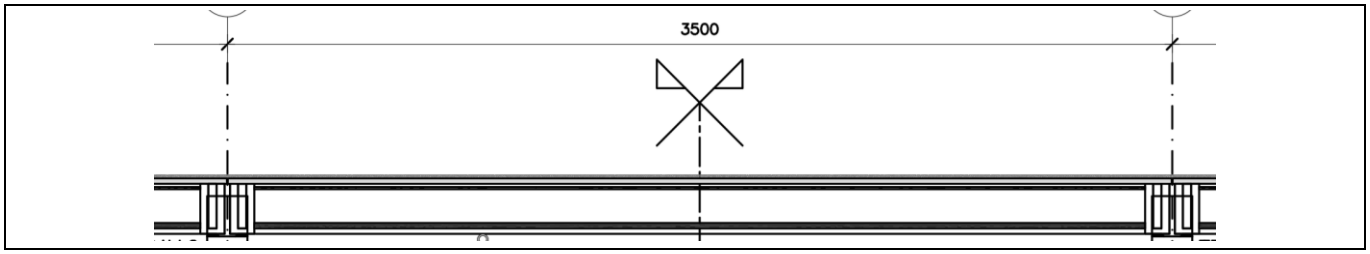


Figura 10: *Esquema Longitudinal.*

A.1.1.2. Esquema Transversal

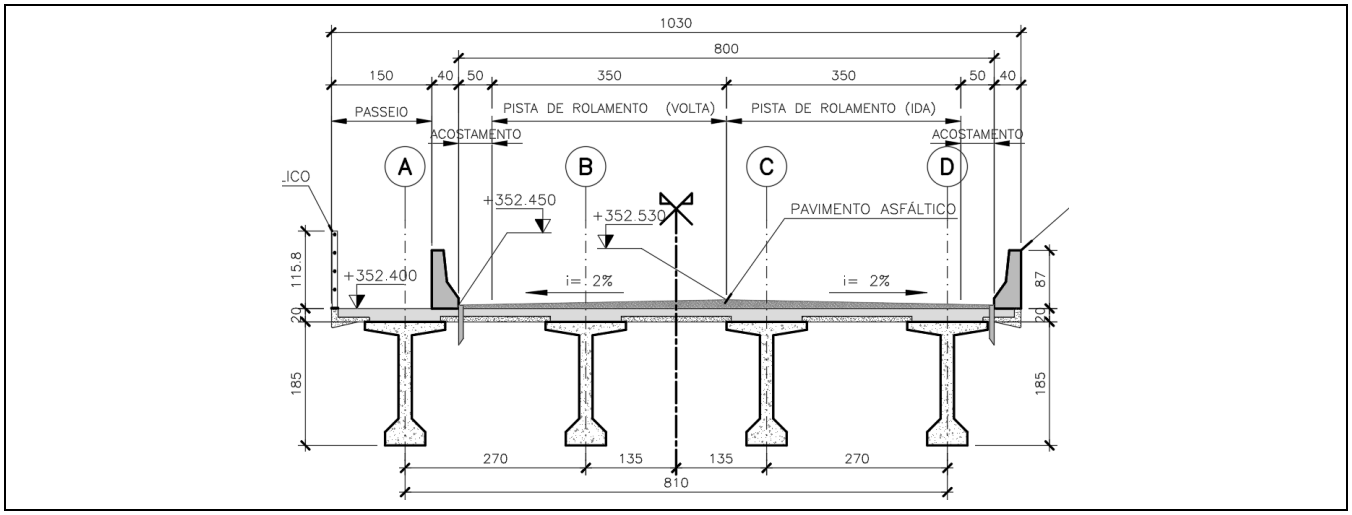
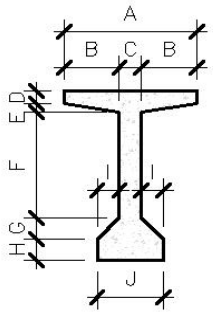


Figura 11: *Esquema Transversal.*

A.1.1.3. Viga de Concreto Protendido sem laje de colaboração em Concreto Armado

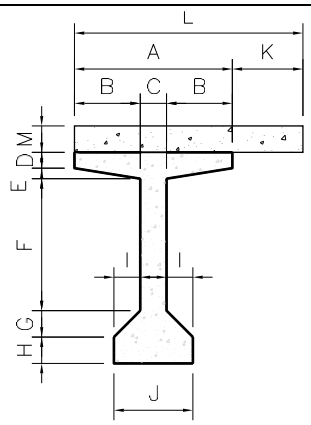


A =	1,2000	m
B =	0,5000	m
C =	0,2000	m
D =	0,1200	m
E =	0,0800	m
F =	1,2500	m
G =	0,2000	m
H =	0,2000	m
I =	0,2000	m
J =	0,6000	m

A =	**0,6500**	**m^2**
I =	**0,2891**	**m^4**
Ys =	**0,8595**	**m**
Yi =	**0,9905**	**m**
Ws =	**0,3363**	**m^3**
Wi =	**0,2918**	**m^3**
It =	**0,0076**	**m^4**
h =	**1,850**	**m**
Vão L =	**35,00**	**m**
f_{ck} =	**35,0**	**MPa**
E_c =	**28160,5**	**MPa**
G_c =	**11733,6**	**MPa**
ν_c =	**0,2**	

Figura 12: *Viga de Concreto Protendido sem laje de colaboração em Concreto Armado.*

A.1.1.4. Viga de Concreto Protendido com laje de colaboração em Concreto Armado - (VIGAS EXTERNAS)

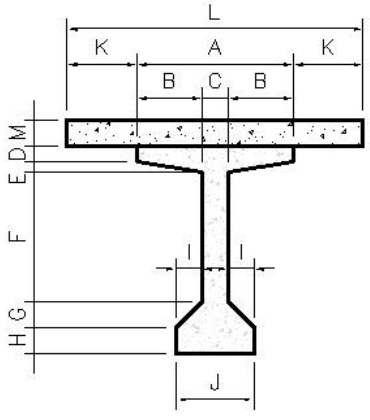


A =	1,2000	m
B =	0,5000	m
C =	0,2000	m
D =	0,1200	m
E =	0,0800	m
F =	1,2500	m
G =	0,2000	m
H =	0,2000	m
I =	0,2000	m
J =	0,6000	m
K =	0,7500	m
L =	1,9500	m
M =	0,2000	m

A =	**1,0400**	**m^2**
I =	**0,5147**	**m^4**
Ys =	**0,6997**	**m**
Yi =	**1,3503**	**m**
Ws =	**0,7357**	**m^3**
Wi =	**0,3812**	**m^3**
It =	**0,0267**	**m^4**
h =	**2,050**	**m**
Vão L =	**35,00**	**m**
f_{ck} =	**35,0**	**MPa**
E_c =	**28160,5**	**MPa**
G_c =	**11733,6**	**MPa**
ν_c =	**0,20**	

Figura 13: *Viga de Concreto Protendido sem laje de colaboração em Concreto Armado – (VIGAS EXTERNAS).*

A.1.1.5. Viga de Concreto Protendido com laje de colaboração em Concreto Armado - (VIGAS DE INTERNAS)



A =	1,2000	m
B =	0,5000	m
C =	0,2000	m
D =	0,1200	m
E =	0,0800	m
F =	1,2500	m
G =	0,2000	m
H =	0,2000	m
I =	0,2000	m
J =	0,6000	m
K =	0,7500	m
L =	2,7000	m
M =	0,2000	m

A =	**1,1900**	**m2**
I =	**0,5692**	**m4**
Ys =	**0,4184**	**m**
Yi =	**1,6316**	**m**
Ws =	**1,3603**	**m3**
Wi =	**0,3489**	**m3**
It =	**0,0287**	**m4**
h =	**2,050**	**m**
Vão L =	**35,00**	**m**
fck =	**35,0**	**MPa**
Ec =	**28160,5**	**MPa**
Gc =	**11733,6**	**MPa**
νc =	**0,20**	

Figura 14: *Viga de Concreto Protendido com laje de colaboração em Concreto Armado - (VIGAS DE INTERNAS).*

A.1.2. Esquema Estrutural Longitudinal

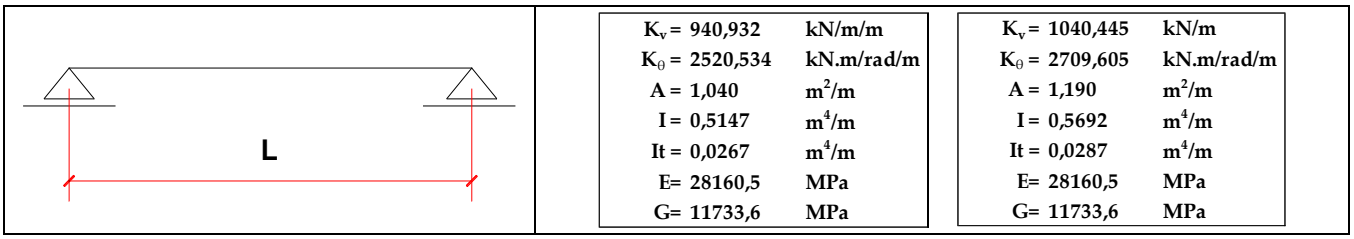
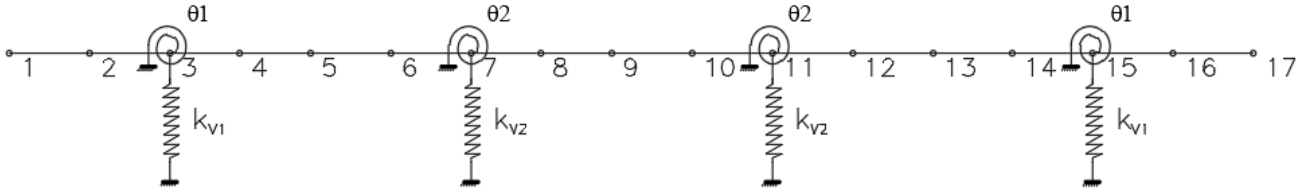


Figura 15: *Esquema Estrutural Longitudinal – Modelo de Fauchart.*

A.1.3. Esquema Estrutural Transversal

$$K_v = \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^4 \cdot E_{ef} \cdot I_{ef} \quad \text{e} \quad K_\theta = \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot G_{ef} \cdot It_{ef}$$



Coordenadas

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,500	0,000
3	1,100	0,000
4	1,700	0,000
5	2,450	0,000
6	3,200	0,000
7	3,800	0,000
8	4,400	0,000
9	5,150	0,000
10	5,900	0,000
11	6,500	0,000
12	7,100	0,000
13	7,850	0,000
14	8,600	0,000
15	9,200	0,000
16	9,800	0,000
17	10,300	0,000

Propriedade Geométrica

Elemento	Altura [m]
1	0,200
2	0,360
3	0,360
4	0,200
5	0,200
6	0,360
7	0,360
8	0,200
9	0,200
10	0,360
11	0,360
12	0,200
13	0,200
14	0,360
15	0,360
16	0,200

Figura 16: *Esquema Estrutural Transversal.*

A.2. DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EM CONCRETO PROTENDIDO

A.2.1. Linhas de Influência

Linha de Influência de Reações e Momentos nas Longarinas

(Modelo de Fauchart com 4 vigas de concreto protendido)

vaoL
vão longitudinal = 35,00 [m]

vaoT
vão da seção transversal = 10,30 [m]

n
Número de seções = 21

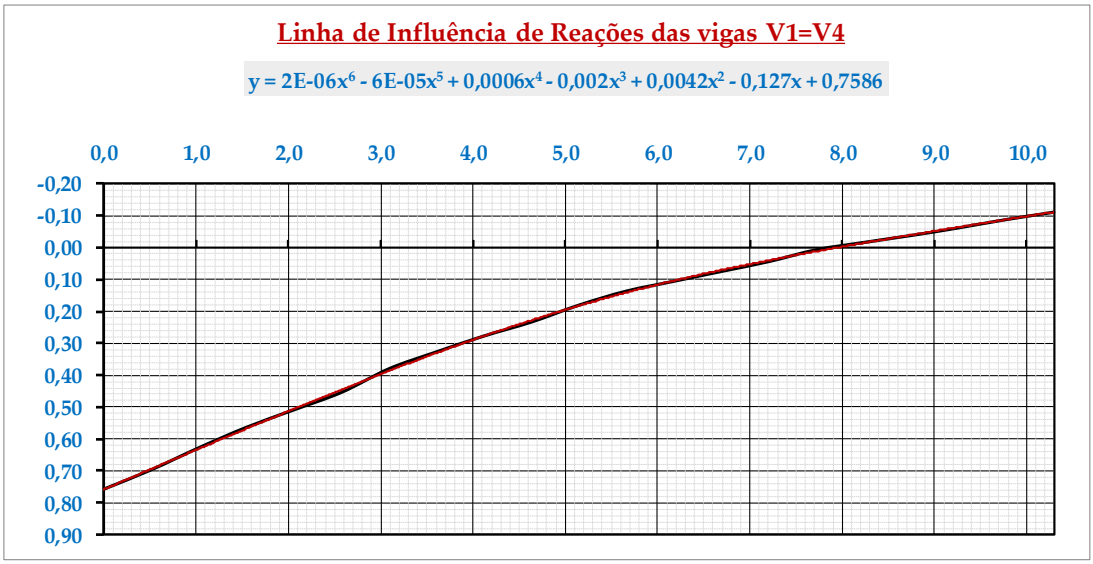
Seção	Abscissa	REAÇÕES			MOMENTOS		
		$V_1 = V_4$	$V_2 = V_3$		$V_1 = V_4$	$V_2 = V_3$	
1	0,000	0,758	0,322		-0,563	-0,376	
2	0,515	0,697	0,332		-0,454	-0,341	
3	1,030	0,628	0,344		-0,328	-0,301	
4	1,545	0,564	0,354		-0,217	-0,264	
5	2,060	0,509	0,362		-0,136	-0,228	
6	2,575	0,454	0,368		-0,063	-0,191	
7	3,090	0,380	0,367		0,004	-0,123	
8	3,605	0,327	0,360		0,039	-0,063	
9	4,120	0,277	0,352		0,070	-0,006	
10	4,635	0,233	0,340		0,094	0,043	
11	5,150	0,180	0,320		0,119	0,095	
12	5,665	0,136	0,290		0,128	0,123	
13	6,180	0,105	0,266		0,132	0,140	
14	6,695	0,074	0,238		0,134	0,153	
15	7,210	0,043	0,210		0,135	0,165	
16	7,725	0,006	0,172		0,133	0,176	
17	8,240	-0,017	0,146		0,130	0,180	
18	8,755	-0,039	0,120		0,126	0,183	
19	9,270	-0,063	0,091		0,121	0,184	
20	9,785	-0,089	0,060		0,115	0,186	
21	10,300	-0,112	0,032		0,110	0,188	

A.2.1.1. Resultado do traçado da linha de influência para reações nas longarinas

LI de Reações para a Longarina V1=V4

x0
1º Pt. de ordenada nula = 7,859 [m]

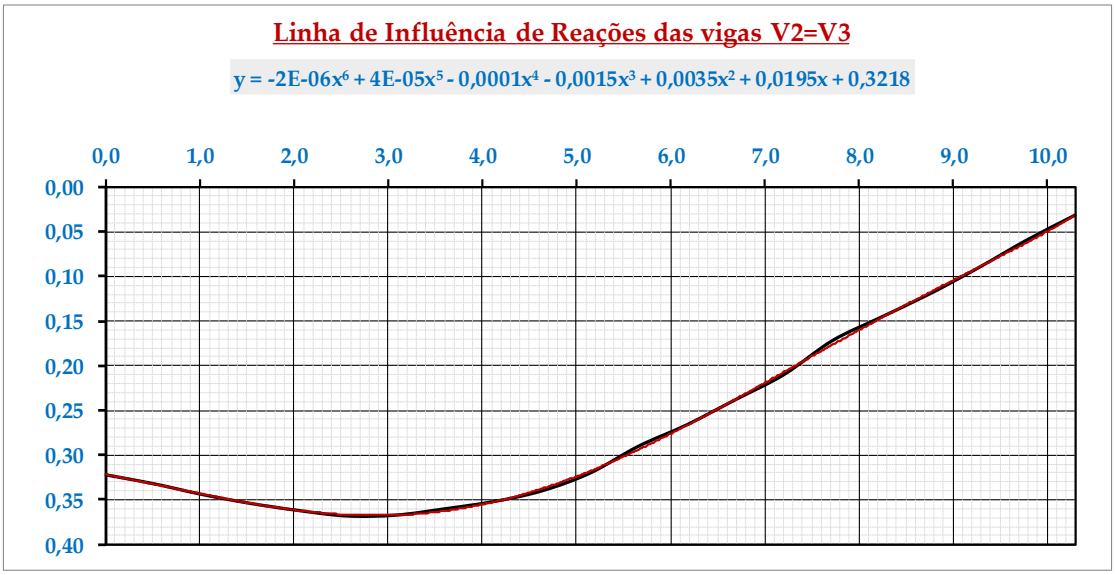
x00
2º Pt. de ordenada nula = [m]



LI de Reações para a Longarina V2=V3

x0
1º Pt. de ordenada nula = [m]

x00
2º Pt. de ordenada nula = [m]

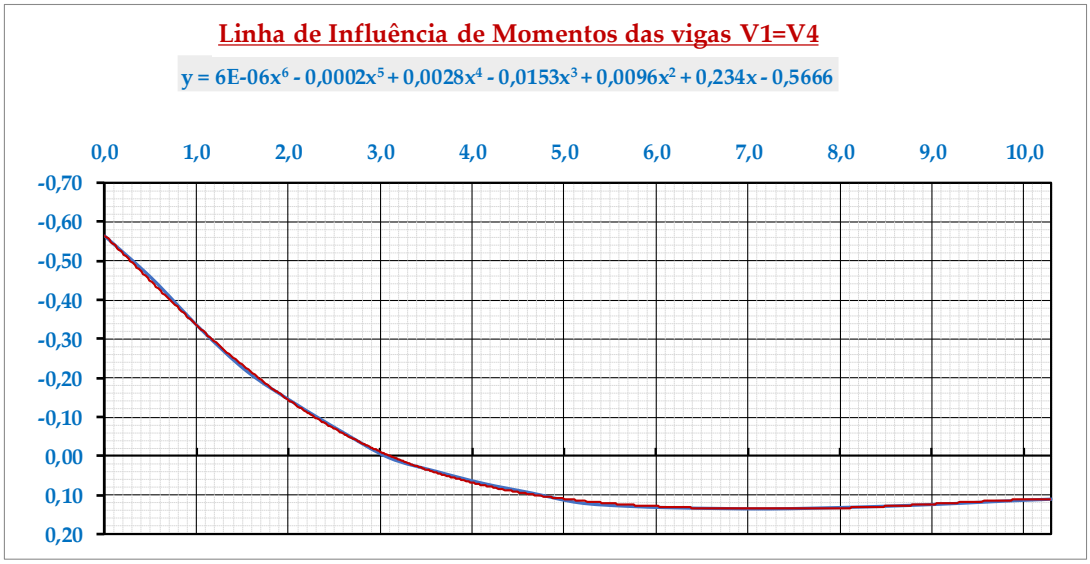


A.2.1.2. Resultado do traçado da linha de influência para flexão nas longarinas

LI de Momentos para a Longarina V1=V4

x0
1º Pt. de ordenada nula = 3,059 [m]

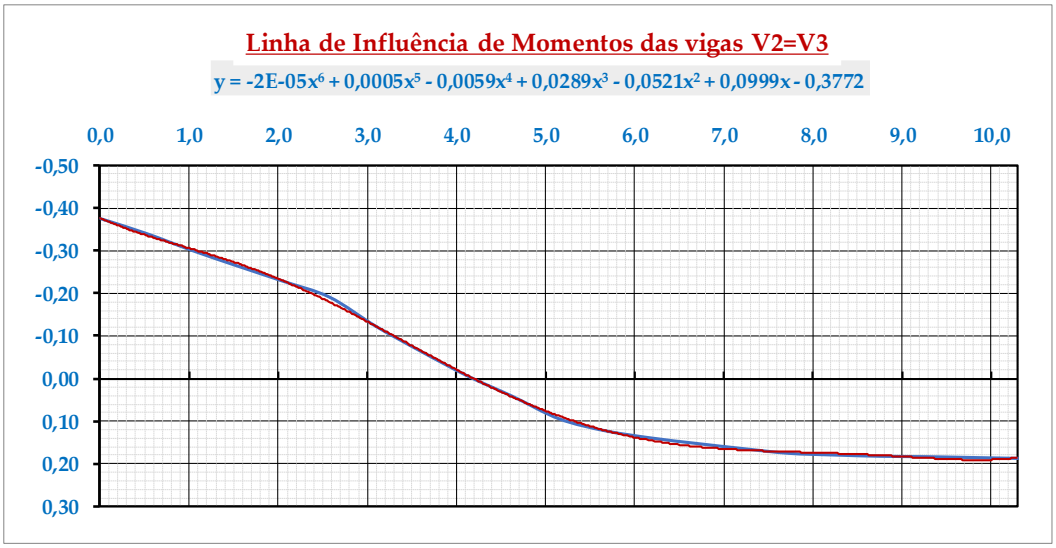
x00
2º Pt. de ordenada nula = [m]



LI de Momentos para a Longarina V2=V3

x0
1º Pt. de ordenada nula = 4,183 [m]

x00
2º Pt. de ordenada nula = [m]



A.2.1.3. Linhas de influência para efeito de flexão e de cisalhamento nas longarinas

Considerando-se todas as longarinas iguais para o cálculo estrutural. Percebe-se que as longarinas menos solicitadas são as centrais (viga V2=V3) e a mais solicitadas são as longarinas das extremidades (viga V1=V4). Esta diferença conduz a adotar como longarina de referência para a determinação dos esforços e verificação de capacidade estrutural as longarinas das extremidades.

A.2.1.3.1. Dados Iniciais

DADOS DO TREM-TIPO : TB-450

gr
Largura do Guarda-rodas = 0,40 [m]

deix
Distância entre eixos do TT= 1,50 [m]

def
Distância entre eixos-fim do TT = 1,50 [m]

der
Distância entre rodas = 2,00 [m]

cTT
Comprimento TT = 6,00 [m]

lTT
Largura TT = 3,00 [m]

dr
Dimensão da roda = 0,50 [m]

CIV = 1,249

CNF = 1,00

CIA = 1,00 (*) para as longarinas

Qc
Q = 75,0 [kN]

qd1
$q_1 = q_2$ = 5,00 [kN/m^2]

qd3
q_3 = 5,00 [kN/m^2]

fi
φ = 1,249 (coef. impacto)

Espessura média da camada de asfalto = 0,11 [m]
Espessura média da laje de concreto = 0,20 [m]
Área do guarda-rodas = 0,23 [m^2]
Comprimento do apoio = 0,200 [m]

Lef
Comprimento do vão efetivo = 34,60 [m]

L20
Comprimento do vigésimo de vão = 1,7300 [m]

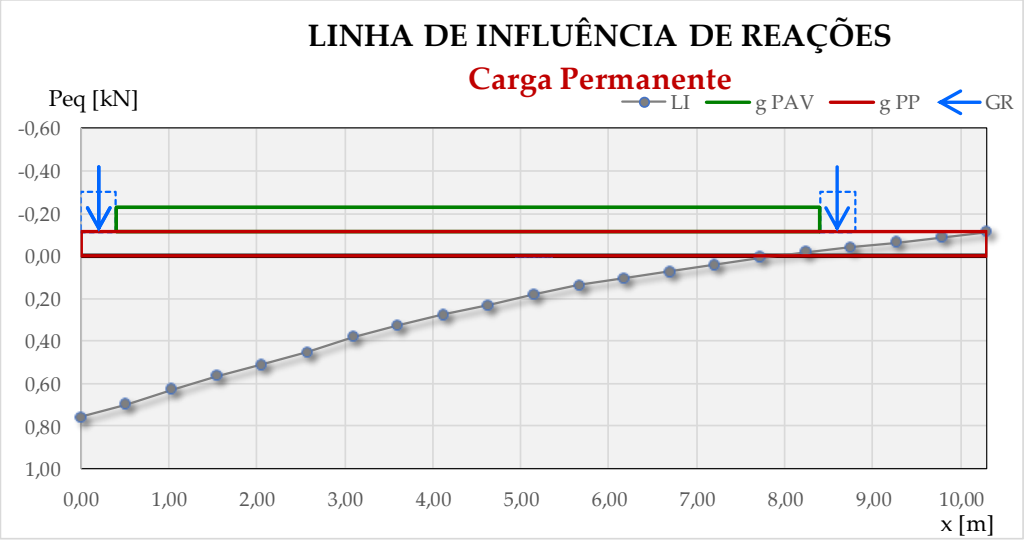
A.2.1.3.2. Cargas Permanentes

CARGA PERMANENTE

		G_{GR}			G_{PAV}			G_{PP}	
g_{GR} =		5,80	[kN/m]	g_{PAV} =	4,66	[kN/m²]	g_{PP} =	5,00	[kN/m²]
Carregamentos		**x**	**y**	**$x^{inicial}$**	**$Pos^{inicial}$**	**$y^{inicial}$**	**x^{final}**	**Pos^{final}**	**y^{final}**
GR^{esq}		0,20	0,734	0,000	1	0,758	0,515	2	0,697
GR^{meio}				0,000	1	0,758	0,515	2	0,697
GR^{dir}		8,60	-0,032	8,240	17	-0,017	8,755	18	-0,039
g_{pav}	Início	0,40	0,711	0,000	1	0,758	0,515	2	0,697
	Fim	8,40	-0,024	8,240	17	-0,017	8,755	18	-0,039
g_{PP}	Início	0,00	0,758	0,000	1	0,758	0,515	2	0,697
	Fim	10,30	-0,112	10,300	21	-0,112	10,300	22	-0,112

Esforços na laje devido ao guarda-rodas, ao pavimento e ao peso próprio.

G_{GR} =	4,07	[kN/m]
G_{PAV} =	10,62	[kN/m]
G_{PP} =	12,17	[kN/m]
$G_{GR+PAV+PP}$ =	26,86	[kN/m]



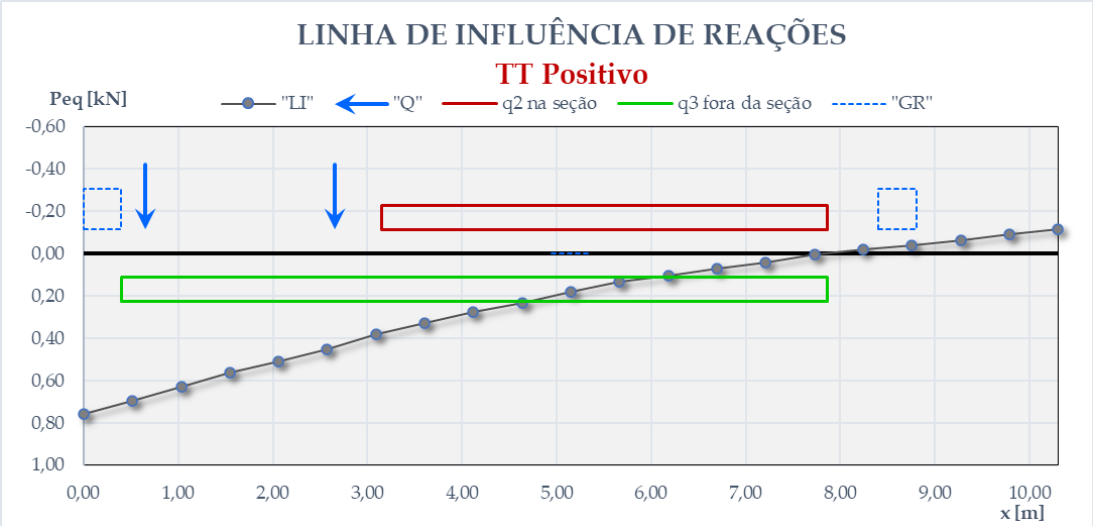
A.2.1.3.3. Cargas devido ao Trem-tipo positivo

TREM-TIPO POSITIVO

Carregamentos		**x**	**y**	**$x^{inicial}$**	**$Pos^{inicial}$**	**$y^{inicial}$**	**x^{final}**	**Pos^{final}**	**y^{final}**
Q_1 (+)		0,65	0,679	0,515	2	0,697	1,030	3	0,628
Q_2 (+)		2,65	0,443	2,575	6	0,454	3,090	7	0,380
q_1 (+)	Início			---	1	---	---	---	---
	Fim			---	1	---	---	---	---
q_2 (+)	Início	3,15	0,374	3,090	7	0,380	3,605	8	0,327
	Fim	7,86	0,000	7,725	16	0,006	8,240	17	-0,017
q_3 (+)	Início	0,40	0,711	0,000	1	0,758	0,515	2	0,697
	Fim	7,86	0,000	7,725	16	0,006	8,240	17	-0,017

Esforços na laje devido ao trem-tipo positivo

$Q_{TT\ POS}$ =	105,15	[kN]
$q_{TT\ POS\ (na\ seção)}$ =	4,90	[kN/m]
$q_{TT\ POS\ (fora\ da\ seção)}$ =	14,21	[kN/m]



A.2.1.3.4. Cargas devido ao Trem-tipo negativo

TREM-TIPO NEGATIVO

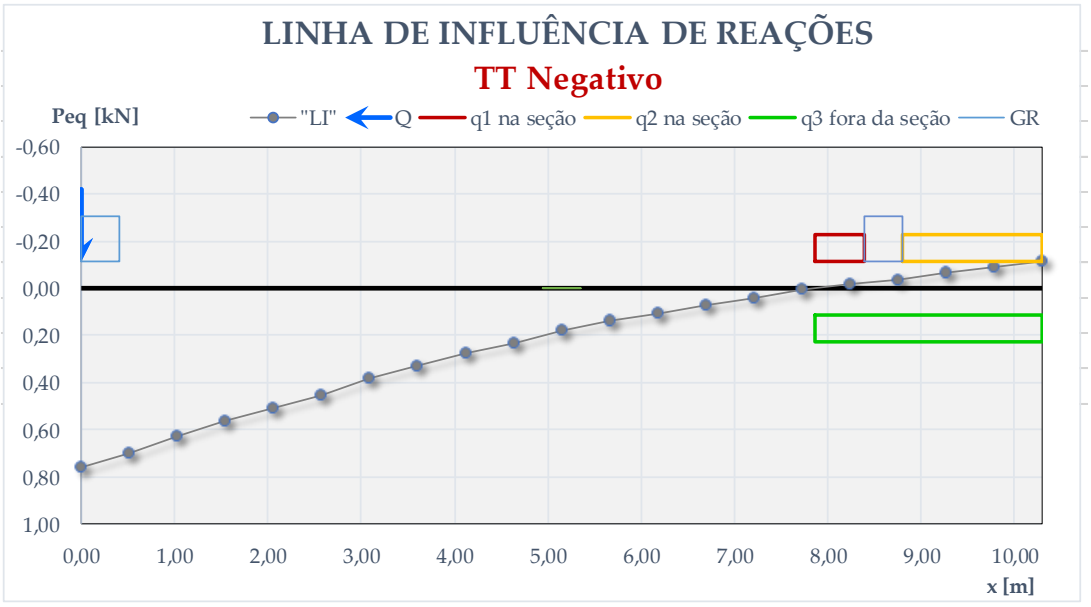
Carregamentos		x	y	$x^{inicial}$	$Pos^{inicial}$	$y^{inicial}$	x^{final}	Pos^{final}	y^{final}
Q_1 (-)				---	*1*	---	---	---	---
Q_2 (-)				---	*1*	---	---	---	---
q_1 (-)	Início	**7,86**	**0,000**	*7,725*	*16*	*0,006*	*8,240*	*17*	*-0,017*
	Fim	**8,40**	**-0,024**	*8,240*	*17*	*-0,017*	*8,755*	*18*	*-0,039*
q_2 (-)	Início	**8,80**	**-0,041**	*8,755*	*18*	*-0,039*	*9,270*	*19*	*-0,063*
	Fim	**10,30**	**-0,112**	*9,785*	*20*	*-0,089*	*10,300*	*21*	*-0,112*
q_3 (-)	Início	**7,86**	**0,000**	*7,725*	*16*	*0,006*	*8,240*	*17*	*-0,017*
	Fim	**10,30**	**-0,112**	*9,785*	*20*	*-0,089*	*10,300*	*21*	*-0,112*

Esforços na laje devido ao trem-tipo negativo

$Q_{TT\ NEG}$ = **0,00** **[kN]**

$q_{TT\ NEG\ (na\ seção)}$ = **0,07** **[kN/m]**

$q_{TT\ NEG\ (fora\ da\ seção)}$ = **0,20** **[kN/m]**



A.2.1.4. Linhas de influência para efeito de torção nas longarinas

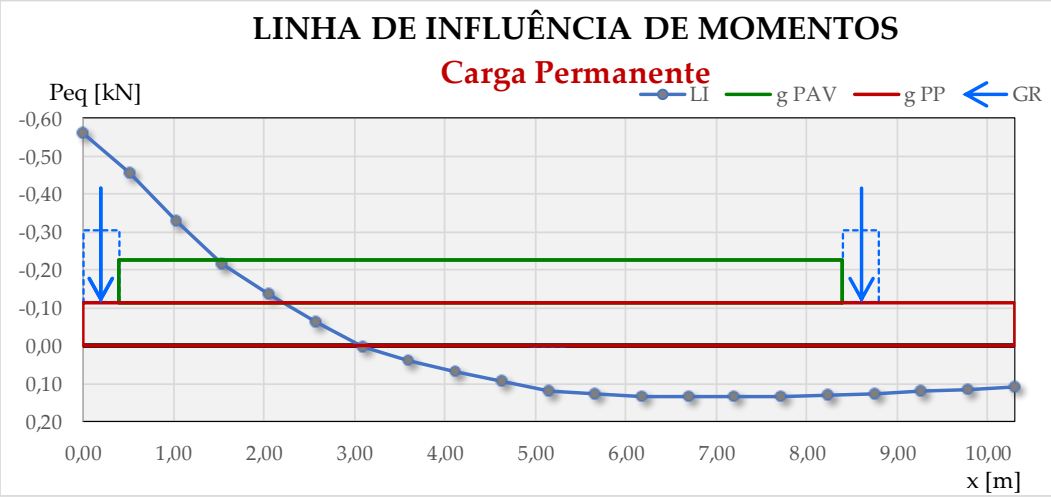
A.2.1.4.1. Cargas Permanentes

CARGA PERMANENTE

		G_{GR}			G_{PAV}			_gPP	
g_{GR} =		5,80	[kN/m]	g_{PAV} =	4,66	[kN/m²]	_gPP =	5,00	[kN/m²]
Carregamentos		**x**	**y**	**x inicial**	**Pos inicial**	**y inicial**	**x final**	**Pos final**	**y final**
GR^{esq}		0,20	0,734	*0,000*	*1*	*0,758*	*0,515*	*2*	*0,697*
GR^{meio}				---	*1*	---	---	*2*	---
GR^{dir}		8,60	-0,032	*8,240*	*17*	*-0,017*	*8,755*	*18*	*-0,039*
g_{pav}	Início	0,40	0,711	*0,000*	*1*	*0,758*	*0,515*	*2*	*0,697*
	Fim	8,40	-0,024	*8,240*	*17*	*-0,017*	*8,755*	*18*	*-0,039*
g_{PP}	Início	0,00	0,758	*0,000*	*1*	*0,758*	*0,515*	*2*	*0,697*
	Fim	10,30	-0,112	*10,300*	*21*	*-0,112*	*10,300*	*22*	*-0,112*

Esforços na laje devido ao guarda-rodas, ao pavimento e ao peso próprio.

G_{GR} =	4,07	[kN/m]
G_{PAV} =	0,23	[kN/m]
G_{PP} =	0,14	[kN/m]
$G_{GR+PAV+PP}$ =	4,44	[kN/m]



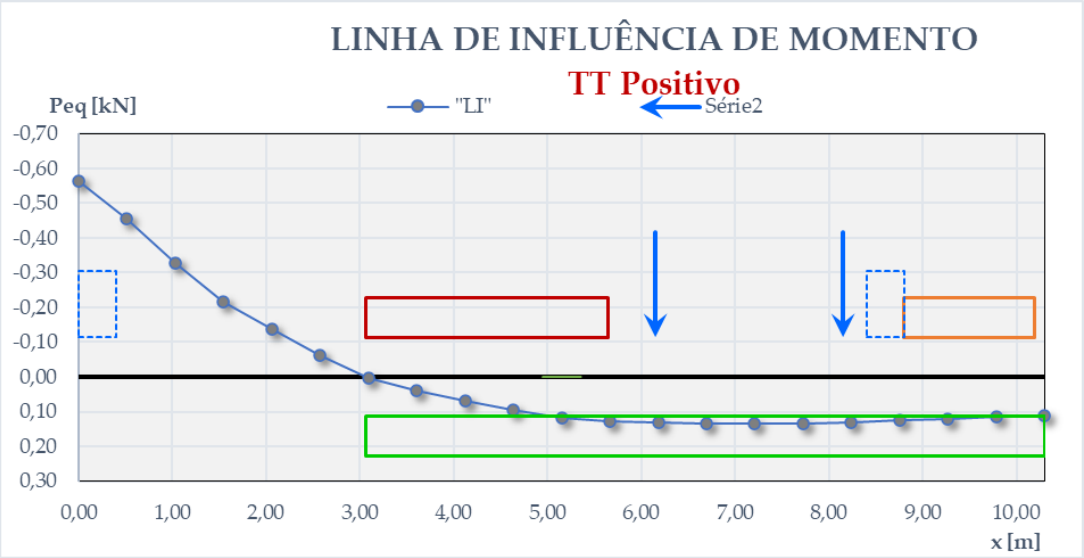
A.2.1.4.2. Cargas devido ao Trem-tipo positivo

TREM-TIPO POSITIVO

Carregamentos		**x**	**y**	**x inicial**	**Pos inicial**	**y inicial**	**x final**	**Pos final**	**y final**
Q_1 (+)		6,15	0,132	*5,665*	*12*	*0,128*	*6,180*	*13*	*0,132*
Q_2 (+)		8,15	0,131	*7,725*	*16*	*0,133*	*8,240*	*17*	*0,130*
q_1 (+)	Início	3,06	0,000	*2,575*	*6*	*-0,063*	*3,090*	*7*	*0,004*
	Fim	5,65	0,128	*5,150*	*11*	*0,119*	*5,665*	*12*	*0,128*
q_2 (+)	Início	8,80	0,126	*8,755*	*18*	*0,126*	*9,270*	*19*	*0,121*
	Fim	10,20	0,111	*9,785*	*20*	*0,115*	*10,300*	*21*	*0,110*
q_3 (+)	Início	3,06	0,000	*2,575*	*6*	*-0,063*	*3,090*	*7*	*0,004*
	Fim	10,30	0,110	*9,785*	*20*	*0,115*	*10,300*	*21*	*0,110*

Esforços na laje devido ao trem-tipo positivo

$Q_{TT\ POS}$ =	24,58	[kN]
$q_{TT\ POS\ (na\ seção)}$ =	1,59	[kN/m]
$q_{TT\ POS\ (fora\ da\ seção)}$ =	4,57	[kN/m]



A.2.2. Carregamentos

A.2.2.1. Carregamentos Máximos de Flexão e Cisalhamento

Por simetria tanto de geometria, quanto de carregamento as duas longarinas apresentam as mesmas condições de carregamentos. Logo, para os máximos esforços cortantes e momentos fletores obtém-se:

A.2.2.2. Esforços Solicitantes

A diferença entre a longarina mais carregada e a menos carregada é de menos de 5%. Então adotar-se-á para o dimensionamento e verificação estrutural a viga mais crítica, isto é, V1=V5 (das extremidades). Portanto, para o dimensionamento e verificação estrutural, considerar-se-á todas as vigas com os mesmos esforços solicitantes.

ESFORÇOS PARA EFEITO DE FLEXÃO E DE CISALHAMENTO

	Carga Permanente			Carga Móvel (TB-450)		
(viga)	g_1 =	16,25	[kN/m]	Q* =	105,15	[kN]
(laje+borda)	g_2 =	12,17	[kN/m]	$q^*_{\text{na seção}}$ =	4,90	[kN/m]
(GR+PAV)	g_3 =	14,69	[kN/m]	$q^*_{\text{fora da seção}}$ =	14,21	[kN/m]

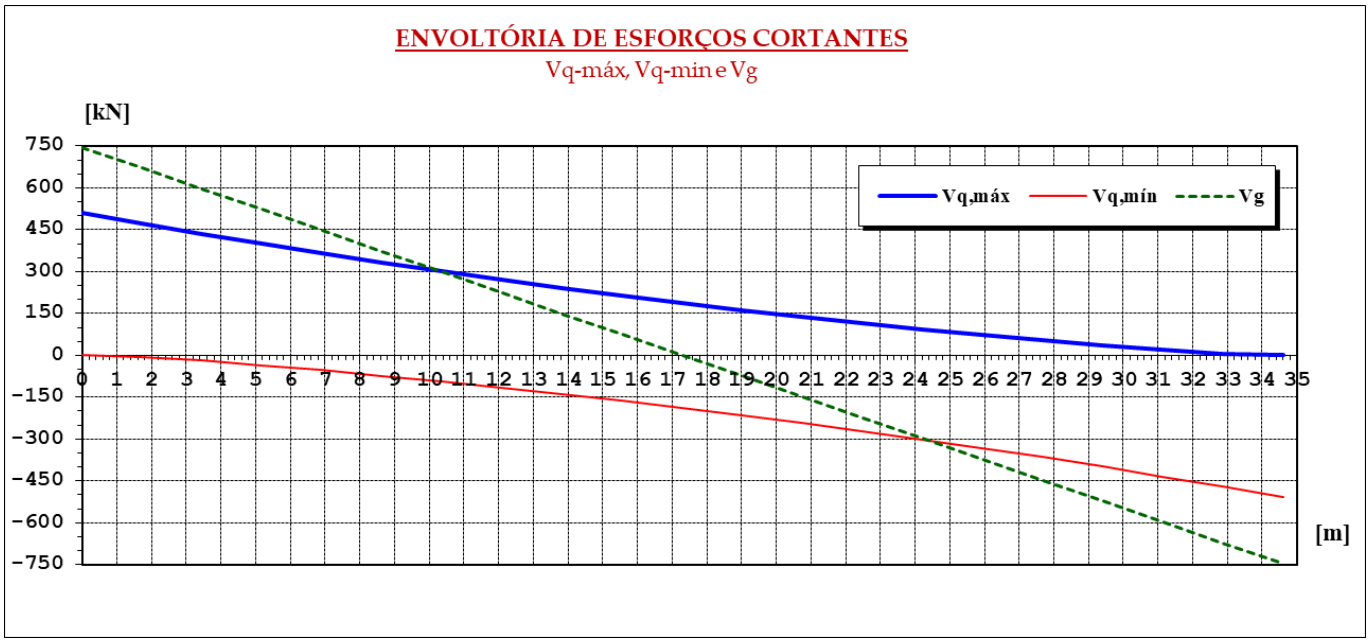
ESFORÇOS PARA EFEITO DE TORÇÃO

	Carga Permanente			Carga Móvel (TB-450)		
(viga)	g_1 =	0,00	[kN/m]	Q* =	24,58	[kN]
(laje+borda)	g_2 =	0,14	[kN/m]	$q^*_{\text{na seção}}$ =	1,59	[kN/m]
(GR+PAV)	g_3 =	4,30	[kN/m]	$q^*_{\text{fora da seção}}$ =	4,57	[kN/m]

A.2.2.3. Envoltória dos Esforços Cortantes

Envoltória de Esforços Cortantes

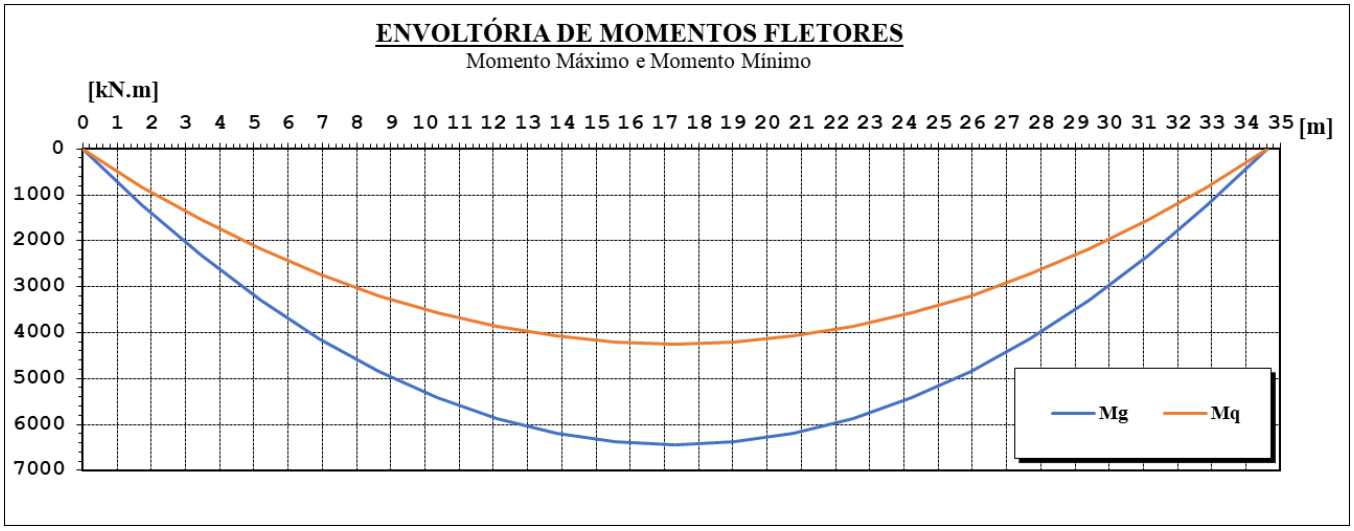
Seção	Distância	Vq^+	VQ^+	Vq-	VQ-	Vg_1	Vg_2	Vg_3	Vg	Vq+	Vq-
	x [m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	0,0000	**206,71**	**301,78**	**0,00**	**0,00**	**281,13**	**210,62**	**254,08**	**745,83**	**508,49**	**0,00**
2	1,7300	184,83	286,00	-0,21	-5,96	253,01	189,56	228,67	671,24	470,83	-6,17
3	3,4600	164,18	270,23	-0,85	-17,87	224,90	168,50	203,26	596,66	434,41	-18,72
4	5,1900	144,76	254,46	-1,97	-33,64	196,79	147,43	177,86	522,08	399,22	-35,61
5	6,9200	126,57	238,69	-4,18	-49,41	168,68	126,37	152,45	447,50	365,26	-53,59
6	8,6500	109,61	222,91	-7,62	-65,19	140,56	105,31	127,04	372,91	332,52	-72,80
7	10,3800	93,88	207,14	-12,28	-80,96	112,45	84,25	101,63	298,33	301,02	-93,24
8	12,1100	79,37	191,37	-18,18	-96,73	84,34	63,19	76,22	223,75	270,74	-114,91
9	13,8400	66,10	175,60	-25,31	-112,51	56,23	42,12	50,82	149,17	241,70	-137,81
10	15,5700	54,06	159,82	-33,66	-128,28	28,11	21,06	25,41	74,58	213,88	-161,94
11	17,3000	**43,24**	**144,05**	**-43,24**	**-144,05**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**187,30**	**-187,30**
12	19,0300	-54,06	-159,82	33,66	128,28	-28,11	-21,06	-25,41	-74,58	161,94	-213,88
13	20,7600	-66,10	-175,60	25,31	112,51	-56,23	-42,12	-50,82	-149,17	137,81	-241,70
14	22,4900	-79,37	-191,37	18,18	96,73	-84,34	-63,19	-76,22	-223,75	114,91	-270,74
15	24,2200	-93,88	-207,14	12,28	80,96	-112,45	-84,25	-101,63	-298,33	93,24	-301,02
16	25,9500	-109,61	-222,91	7,62	65,19	-140,56	-105,31	-127,04	-372,91	72,80	-332,52
17	27,6800	-126,57	-238,69	4,18	49,41	-168,68	-126,37	-152,45	-447,50	53,59	-365,26
18	29,4100	-144,76	-254,46	1,97	33,64	-196,79	-147,43	-177,86	-522,08	35,61	-399,22
19	31,1400	-164,18	-270,23	0,85	17,87	-224,90	-168,50	-203,26	-596,66	18,72	-434,41
20	32,8700	-184,83	-286,00	0,21	5,96	-253,01	-189,56	-228,67	-671,24	6,17	-470,83
21	34,6000	**-206,71**	**-301,78**	**0,00**	**0,00**	**-281,13**	**-210,62**	**-254,08**	**-745,83**	**0,00**	**-508,49**



A.2.2.4. Envoltória dos Momentos Fletores

Envoltória de Momentos Fletores

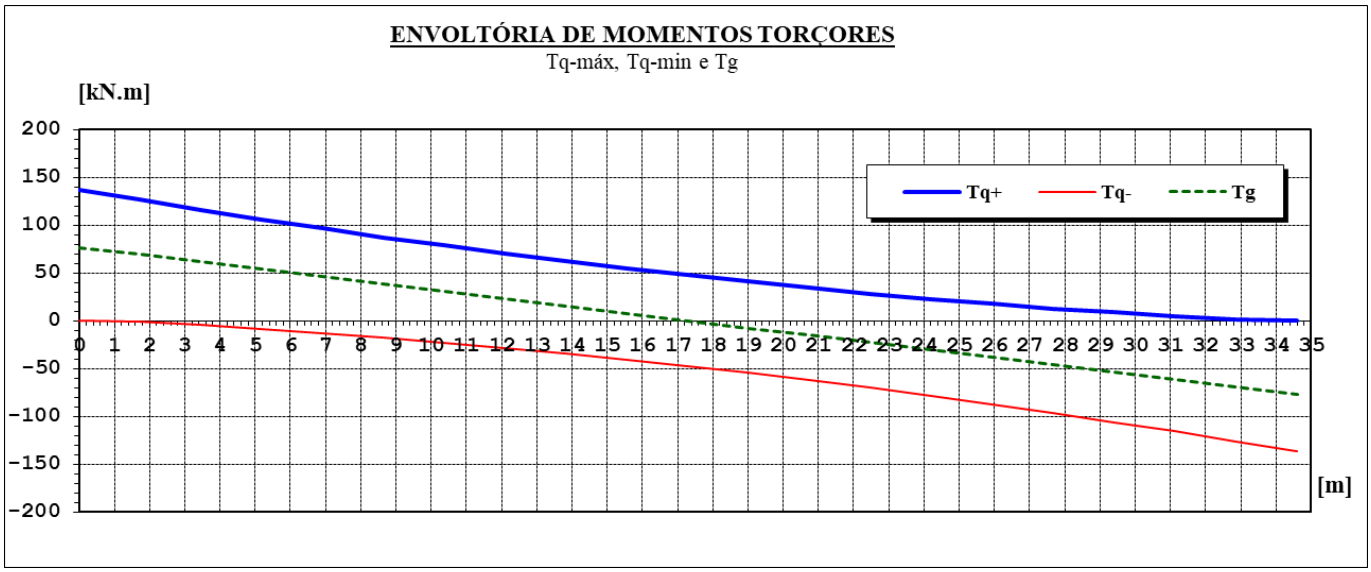
Seção	Distância	Mq^+	MQ^+	Mg_1	Mg_2	Mg_3	Mg	Mq
	x [m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
1	0,0000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,7300	326,96	494,79	462,03	346,15	417,58	1225,76	821,75
3	3,4600	610,57	935,00	875,42	655,87	791,20	2322,50	1545,57
4	5,1900	861,30	1320,64	1240,18	929,15	1120,87	3290,21	2181,94
5	6,9200	1079,17	1651,71	1556,31	1166,00	1406,58	4128,89	2730,88
6	8,6500	1264,16	1928,20	1823,80	1366,40	1648,34	4838,54	3192,36
7	10,3800	1416,28	2150,12	2042,65	1530,37	1846,14	5419,17	3566,40
8	12,1100	1537,62	2325,36	2212,88	1657,90	1999,99	5870,76	3862,97
9	13,8400	1619,80	2461,79	2334,46	1748,99	2109,88	6193,33	4081,59
10	15,5700	1669,11	2543,65	2407,41	1803,65	2175,81	6386,87	4212,76
11	17,3000	**1685,54**	**2570,94**	**2431,73**	**1821,87**	**2197,79**	**6451,39**	**4256,48**
12	19,0300	1669,11	2543,65	2407,41	1803,65	2175,81	6386,87	4212,76
13	20,7600	1619,80	2461,79	2334,46	1748,99	2109,88	6193,33	4081,59
14	22,4900	1537,62	2325,36	2212,88	1657,90	1999,99	5870,76	3862,97
15	24,2200	1416,28	2150,12	2042,65	1530,37	1846,14	5419,17	3566,40
16	25,9500	1264,16	1928,20	1823,80	1366,40	1648,34	4838,54	3192,36
17	27,6800	1079,17	1651,71	1556,31	1166,00	1406,58	4128,89	2730,88
18	29,4100	861,30	1320,64	1240,18	929,15	1120,87	3290,21	2181,94
19	31,1400	610,57	935,00	875,42	655,87	791,20	2322,50	1545,57
20	32,8700	326,96	494,79	462,03	346,15	417,58	1225,76	821,75
21	34,6000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



A.2.2.5. Envoltória dos Momentos Torçores

Envoltória de Momentos Torçores

Seção	Distância	Tq^+	TQ^+	Tq-	TQ-	Tg_1	Tg_2	Tg_3	Tg	Tq+	Tq-
	x [m]	[tf]	[tf]	[tf]	[tf]	[tf]	[tf]	[tf]	[tf]	[tf]	[tf]
1	0,0000	66,54	70,54	0,00	0,00	0,00	2,47	74,34	76,82	137,08	0,00
2	1,7300	59,50	66,85	-0,07	-1,39	0,00	2,23	66,91	69,14	126,35	-1,46
3	3,4600	52,86	63,16	-0,28	-4,18	0,00	1,98	59,48	61,45	116,02	-4,45
4	5,1900	46,61	59,48	-0,64	-7,86	0,00	1,73	52,04	53,77	106,09	-8,50
5	6,9200	40,76	55,79	-1,35	-11,55	0,00	1,48	44,61	46,09	96,55	-12,90
6	8,6500	35,30	52,10	-2,46	-15,24	0,00	1,24	37,17	38,41	87,40	-17,70
7	10,3800	30,24	48,42	-3,97	-18,92	0,00	0,99	29,74	30,73	78,65	-22,89
8	12,1100	25,57	44,73	-5,87	-22,61	0,00	0,74	22,30	23,05	70,30	-28,48
9	13,8400	21,30	41,04	-8,16	-26,30	0,00	0,49	14,87	15,36	62,34	-34,46
10	15,5700	17,42	37,36	-10,85	-29,98	0,00	0,25	7,43	7,68	54,78	-40,84
11	17,3000	13,94	33,67	-13,94	-33,67	0,00	0,00	0,00	0,00	47,61	-47,61
12	19,0300	-17,42	-37,36	10,85	29,98	0,00	-0,25	-7,43	-7,68	40,84	-54,78
13	20,7600	-21,30	-41,04	8,16	26,30	0,00	-0,49	-14,87	-15,36	34,46	-62,34
14	22,4900	-25,57	-44,73	5,87	22,61	0,00	-0,74	-22,30	-23,05	28,48	-70,30
15	24,2200	-30,24	-48,42	3,97	18,92	0,00	-0,99	-29,74	-30,73	22,89	-78,65
16	25,9500	-35,30	-52,10	2,46	15,24	0,00	-1,24	-37,17	-38,41	17,70	-87,40
17	27,6800	-40,76	-55,79	1,35	11,55	0,00	-1,48	-44,61	-46,09	12,90	-96,55
18	29,4100	-46,61	-59,48	0,64	7,86	0,00	-1,73	-52,04	-53,77	8,50	-106,09
19	31,1400	-52,86	-63,16	0,28	4,18	0,00	-1,98	-59,48	-61,45	4,45	-116,02
20	32,8700	-59,50	-66,85	0,07	1,39	0,00	-2,23	-66,91	-69,14	1,46	-126,35
21	34,6000	-66,54	-70,54	0,00	0,00	0,00	-2,47	-74,34	-76,82	0,00	-137,08



A.2.3. Pré-dimensionamento

A.2.3.1. Fase Inicial: Protensão inicial com perdas iniciais

1)FASE INICIAL: PROTENSÃO INICIAL COM PERDAS INICIAIS

$F_{cord.(t=0)}$=	117,5	[kN]
$n_{cord./cabo}$=	11	[unid.]
n_{cabo}=	4	[unid.]
$N_{(p,t=0)}$=	5170	[kN]
M_{g1}=	2431,73	[kN.m]
M_q=	0,00	[kN.m]
M_p=	4410,21	[kN.m]
d'_p=	0,138	[m]
e_p=	0,853	[m]
A=	0,650	[m^2]
W_{sup}=	0,3363	[m^3]
W_{inf}=	0,2918	[m^3]

BORDA SUPERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{sup}	
7953,85	-13113,13	7230,41	0,00	**2071,12**	[kN/m^2]

OK !

BORDA INFERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{inf}	
7953,85	15113,02	-8333,12	0,00	**14733,75**	[kN/m^2]

OK !

f_{cj}=	25,0	[MPa]	
γ_p=	1,2		
ψ=	0		
σ_C=	**17500,00**	[kN/m^2]	(+) compressão
σ_T=	**-3077,96**	[kN/m^2]	(-) tração

A.2.3.2. Fase Inicial: Pré-dimensionamento da armadura longitudinal superior

2)FASE INICIAL: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR

b =		[m]
h =		[m]
x =		[m]
F_t =		[kN]
σ_s =		[kN/cm^2]
A_s =		[cm^2]

NÃO NECESSITA DE ARMADURA SUPERIOR !

A.2.3.3. Fase Final: Protensão com perdas totais

3)FASE FINAL: PROTENSÃO COM PERDAS TOTAIS

$F_{cord.(t=\infty)}$=	107,73	[kN]
$n_{cord./cabo}$=	11	[unid.]
n_{cabo}=	4	[unid.]
$N_{(p,t=\infty)}$=	4740	[kN]
M_g=	6451,39	[kN.m]
M_q=	4256,48	[kN.m]
M_p=	5748,85	[kN.m]
d'_p=	0,138	[m]
e_p=	1,213	[m]
A=	1,040	[m^2]
W_{sup}=	0,7357	[m^3]
W_{inf}=	0,3812	[m^3]

BORDA SUPERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{sup}	
4557,69	-7814,12	8769,05	2892,81	**8405,43**	[kN/m^2]

OK !

BORDA INFERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{inf}	
4557,69	15081,09	-16924,09	-5583,07	**-2868,37**	[kN/m^2]

OK !

f_{ck}=	35	[MPa]	
γ_p=	1		
ψ=	0,5		
σ_C=	**24500,00**	[kN/m^2]	(+) compressão
σ_T=	**-3209,96**	[kN/m^2]	(-) tração

A.2.3.4. Fase Final: Protensão com perdas totais (Estado de Vazio)

4)FASE FINAL: PROTENSÃO COM PERDAS TOTAIS (ESTADO DE VAZIO)

$F_{cord.(t=\infty)}$=	107,7273	[kN]
$n_{cord./cabo}$=	11	[unid.]
n_{cabo}=	4	[unid.]
$N_{(p,t=\infty)}$=	4740	[kN]
M_g=	6451,39	[kN.m]
M_q=	0,00	[kN.m]
M_p=	5748,85	[kN.m]
d'_p=	0,138	[m]
e_p=	1,213	[m]
A=	1,040	[m^2]
W_{sup}=	0,7357	[m^3]
W_{inf}=	0,3812	[m^3]

BORDA SUPERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{sup}	
4557,69	-7814,12	8769,05	0,00	**5512,62**	[kN/m^2]

OK !

BORDA INFERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{inf}	
4557,69	15081,09	-16924,09	0,00	**2714,70**	[kN/m^2]

OK !

f_{ck}=	35	[MPa]	
γ_p=	0		
ψ=	0		
σ_C=	**24500,00**	[kN/m^2]	(+) compressão
σ_T=	**0,00**	[kN/m^2]	(-) tração

A.2.3.5. Fase Final: Pré-dimensionamento da Armadura longitudinal (ELU)

5)FASE FINAL: PRÉ-DIMENISIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL (ELU)

KMD =	0,1376		**Md** =	15094,09	[kN.m]
εp =	5,34	[‰]	$\mathbf{Ap_{,adotado}}$ =	44,396	[cm^2]
εs =	10,00	[‰]	**d** =	1,913	[m]
εt =	15,34	[‰]	**kz** =	0,9147	
σpd =	1508,35	[MPa]	**As** =	**44,42**	[cm^2]
Ap =	**57,31**	[cm^2]			

OBS: As verificações imediatas e deferidas serão realizadas nas próximas seções. Na qual serão considerados ao clima e temperatura local da obra e as características e geométricas da ponte.

A.2.4. Perdas Imediatas

A.2.4.1. Dados iniciais

PERDAS IMEDIATAS

μ =	0,2		(coeficiente de atrito no trecho curvo)
β =	0,01		(coeficiente de atrito no trecho reto)
ΔL =	0,6	[cm]	(acomodação da ancoragem - encunhamanto
$F_{cord.}$ =	117,5	[kN]	
f_{cj} =	25	[MPa]	
E_p =	200000	[MPa]	
$E_{c,j}$ =	28000	[MPa]	(*) considerando αe=1,0 (agregado graúdo)
α_p =	7,14		(relação entre os módulos de elasticidade da armadura ativa e do concreto)
$n_{cord./cabo}$ =	11	[unid.]	
$A_{cord.}$ =	1,009	[cm^2]	
A_{cabo} =	11,099	[cm^2]	
tp. cord. =	2		(Tipo de cordoalha: 1-RN ou 2-RB)
tp. aço =	CP190		
f_{ptk} =	1873	[MPa]	
f_{pyk} =	1686	[MPa]	
$\sigma pi_{,cabo}$ =	1382,52	[MPa]	
$\eta_{i,cabo}$ =	8,32%	[%]	<---- estimar no pré-dimensionamento!!!
$\sigma i_{,cabo}$ =	126,14	[kN/cm^2]	<---- estimar no pré-dimensionamento!!!
n =	4		(número de etapas de protensão, neste caso igual ao numero de cabos)
F_{macaco} =	**1400,00**	**[kN]**	
ΔL_{cabo1} =	9,54	[cm]	(alongamento teorico do cabo 1 de protensão ativa dos 2 lados - AV-AV)
ΔL_{cabo2} =	10,54	[cm]	(alongamento teorico do cabo 2 de protensão ativa dos 2 lados - AV-AV)
ΔL_{cabo3} =	10,43	[cm]	(alongamento teorico do cabo 3 de protensão ativa dos 2 lados - AV-AV)
ΔL_{cabo4} =	10,49	[cm]	(alongamento teorico do cabo 4 de protensão ativa dos 2 lados - AV-AV)
ΔL_{cabo5} =		[cm]	(alongamento teorico do cabo 5 de protensão ativa dos 2 lados - AV-AV)

CARACTERÍSTICAS DAS CORDOALHAS DE AÇO CP190 PARA PROTENSÃO ADERENTE

ESPECIFICAÇÃO	Ø12,7 mm ou Ø1/2"	Ø15,2 mm ou Ø5/8"
Diâmetro nominal da cordoalha*	12,7 mm	15,2 mm
Área nominal da seção de aço da cordoalha* (valor recomendado para cálculo estrutural)	100,9 mm²	143,4 mm²
Massa nominal*	0,792 kg/m	1,126 kg/m
Carga de ruptura mínima*	18730 kgf = 187,30 kN	26580 kgf = 265,80 kN
Carga a 1% de deformação mínima*	16860 kgf = 168,60 kN	23920 kgf = 239,20 kN
Relaxação máxima após 1000h*	3,5%	3,5%
Módulo de elasticidade**	202 kN/mm², +/-3%	202 kN/mm², +/- 3%

* Conforme NBR 7483:2004 **Conforme a NBR 7483:2004, este valor é fornecido pelo fabricante. Adotamos valor sugerido em Catálogo Belgo / Setembro 2003.

Pós-Tração:

Aço RN

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0{,}74 \times f_{ptk} \\ 0{,}87 \times f_{pyk} \end{cases}$$

Aço RB

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0{,}74 \times f_{ptk} \\ 0{,}82 \times f_{pyk} \end{cases}$$

Cordoalha engraxada:

Aço RB

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0{,}80 \times f_{ptk} \\ 0{,}88 \times f_{pyk} \end{cases}$$

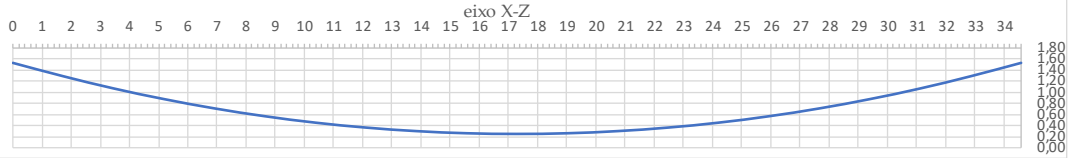
A.2.4.2. Lançamento dos cabos de protensão

LANÇAMENTO GEOMÉTRICO ESPACIAL DOS CABOS

CABOS ->		CABO 1		CABO 2		CABO 3		CABO 4		CABO 5	
SEÇÃO	VÃO (X)	Y_1	Z_1	Y_2	Z_2	Y_3	Z_3	Y_4	Z_4	Y_5	Z_5
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	0,000	0,300	1,536	0,300	1,136	0,300	0,740	0,300	0,354		
2	1,730	0,300	1,294	0,300	0,895	0,300	0,575	0,300	0,290		
3	3,460	0,300	1,073	0,300	0,682	0,300	0,432	0,388	0,236		
4	5,190	0,300	0,880	0,300	0,503	0,213	0,314	0,475	0,190		
5	6,920	0,300	0,712	0,300	0,356	0,125	0,222	0,475	0,154		
6	8,650	0,300	0,570	0,300	0,243	0,125	0,156	0,475	0,127		
7	10,380	0,300	0,454	0,300	0,163	0,125	0,115	0,475	0,109		
8	12,110	0,300	0,365	0,300	0,115	0,125	0,100	0,475	0,100		
9	13,840	0,300	0,301	0,300	0,100	0,125	0,100	0,475	0,100		
10	15,570	0,300	0,262	0,300	0,100	0,125	0,100	0,475	0,100		
11	17,300	**0,300**	**0,250**	**0,300**	**0,100**	**0,125**	**0,100**	**0,475**	**0,100**		
12	19,030	0,300	0,262	0,300	0,100	0,125	0,100	0,475	0,100		
13	20,760	0,300	0,301	0,300	0,100	0,125	0,100	0,475	0,100		
14	22,490	0,300	0,365	0,300	0,115	0,125	0,100	0,475	0,100		
15	24,220	0,300	0,454	0,300	0,163	0,125	0,115	0,475	0,109		
16	25,950	0,300	0,570	0,300	0,243	0,125	0,156	0,475	0,127		
17	27,680	0,300	0,712	0,300	0,356	0,125	0,222	0,475	0,154		
18	29,410	0,300	0,880	0,300	0,503	0,213	0,314	0,475	0,190		
19	31,140	0,300	1,073	0,300	0,682	0,300	0,432	0,388	0,236		
20	32,870	0,300	1,294	0,300	0,895	0,300	0,575	0,300	0,290		
21	34,600	0,300	1,536	0,300	1,136	0,300	0,740	0,300	0,354		

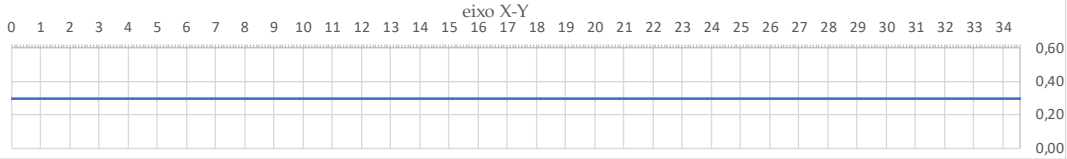
CABO 1

eixo X-Z



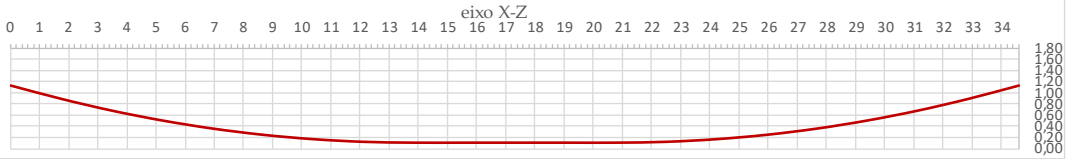
CABO 1

eixo X-Y



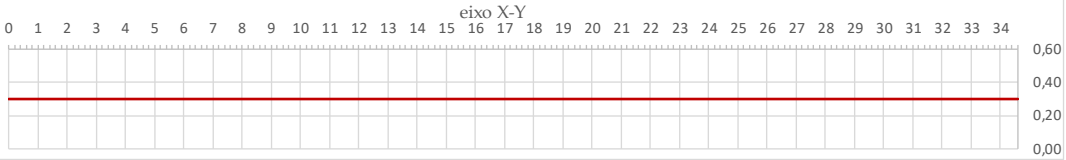
CABO 2

eixo X-Z



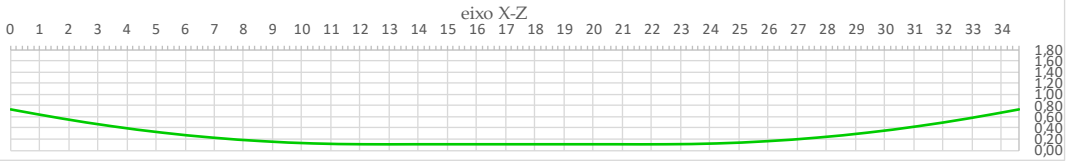
CABO 2

eixo X-Y



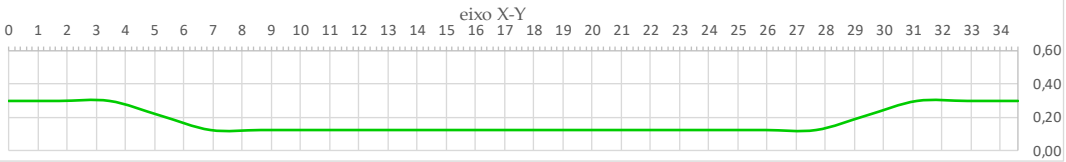
CABO 3

eixo X-Z



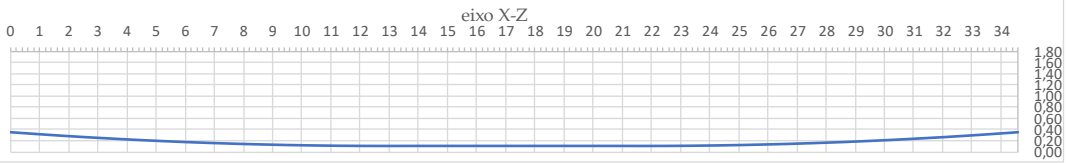
CABO 3

eixo X-Y



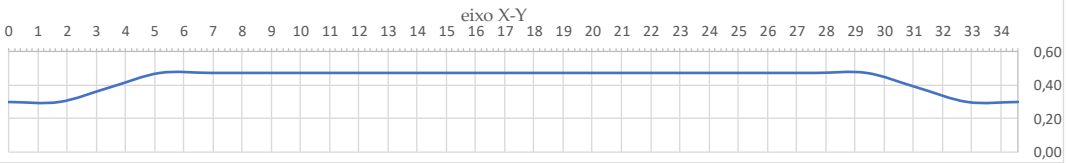
CABO 4

eixo X-Z



CABO 4

eixo X-Y



A.2.4.3. Forças com perdas de protensão devido ao atrito e à acomodação por encunhamento

FORÇAS COM PERDA DE PROTENSÃO DEVIDO AO ATRITO E À ACOMODAÇÃO POR ENCUNHAMENTO

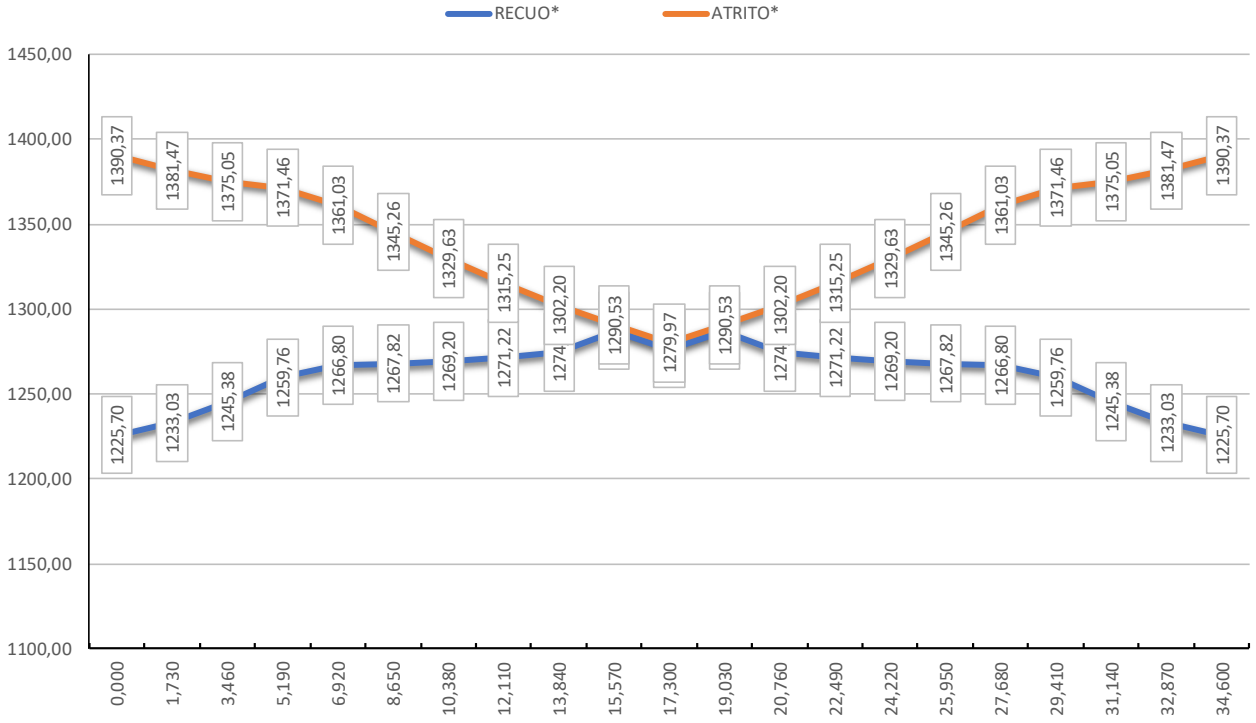
CABOS ->		CABO 1		CABO 2		CABO 3		CABO 4		CABO 5	
SEÇÃO	VÃO	RECUO	ATRITO	RECUO	ATRITO	RECUO	ATRITO	RECUO	ATRITO	RECUO	ATRITO
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	0,000	1236,38	1400,00	1228,74	1400,00	1200,42	1400,00	1215,47	1400,00	0,00	0,00
2	1,730	1244,54	1391,84	1238,01	1390,73	1208,77	1391,65	1235,93	1379,54	0,00	0,00
3	3,460	1253,77	1382,61	1248,18	1380,56	1231,46	1368,96	1241,97	1373,51	0,00	0,00
4	5,190	1262,48	1373,90	1257,99	1370,76	1240,27	1360,15	1262,04	1353,43	0,00	0,00
5	6,920	1271,30	1365,08	1268,05	1360,69	1262,62	1337,80	1268,12	1347,36	0,00	0,00
6	8,650	1280,07	1356,31	1277,90	1350,85	1271,08	1329,34	1274,17	1341,31	0,00	0,00
7	10,380	1288,96	1347,43	1287,53	1341,22	1279,65	1320,77	1280,19	1335,28	0,00	0,00
8	12,110	1297,48	1338,90	1297,25	1331,50	1286,49	1313,93	1286,19	1329,29	0,00	0,00
9	13,840	1305,95	1330,43	1304,15	1324,60	1291,03	1309,39	1290,78	1324,70	0,00	0,00
10	15,570	1321,71	1321,71	1308,72	1320,02	1295,55	1304,87	1295,35	1320,12	0,00	0,00
11	17,300	**1312,16**	**1312,16**	**1313,28**	**1315,46**	**1300,06**	**1300,36**	**1299,91**	**1315,56**	**0,00**	**0,00**
12	19,030	1321,71	1321,71	1308,72	1320,02	1295,55	1304,87	1295,35	1320,12	0,00	0,00
13	20,760	1305,95	1330,43	1304,15	1324,60	1291,03	1309,39	1290,78	1324,70	0,00	0,00
14	22,490	1297,48	1338,90	1297,25	1331,50	1286,49	1313,93	1286,19	1329,29	0,00	0,00
15	24,220	1288,96	1347,43	1287,53	1341,22	1279,65	1320,77	1280,19	1335,28	0,00	0,00
16	25,950	1280,07	1356,31	1277,90	1350,85	1271,08	1329,34	1274,17	1341,31	0,00	0,00
17	27,680	1271,30	1365,08	1268,05	1360,69	1262,62	1337,80	1268,12	1347,36	0,00	0,00
18	29,410	1262,48	1373,90	1257,99	1370,76	1240,27	1360,15	1262,04	1353,43	0,00	0,00
19	31,140	1253,77	1382,61	1248,18	1380,56	1231,46	1368,96	1241,97	1373,51	0,00	0,00
20	32,870	1244,54	1391,84	1238,01	1390,73	1208,77	1391,65	1235,93	1379,54	0,00	0,00
21	34,600	1236,38	1400,00	1228,74	1400,00	1200,42	1400,00	1215,47	1400,00	0,00	0,00

PERDAS IMEDIATAS DEVIDO AO ATRITO, ACOMODAÇÃO POR ENCUNHAMENTO COM ENCURTAMENTO DO CONCRETO

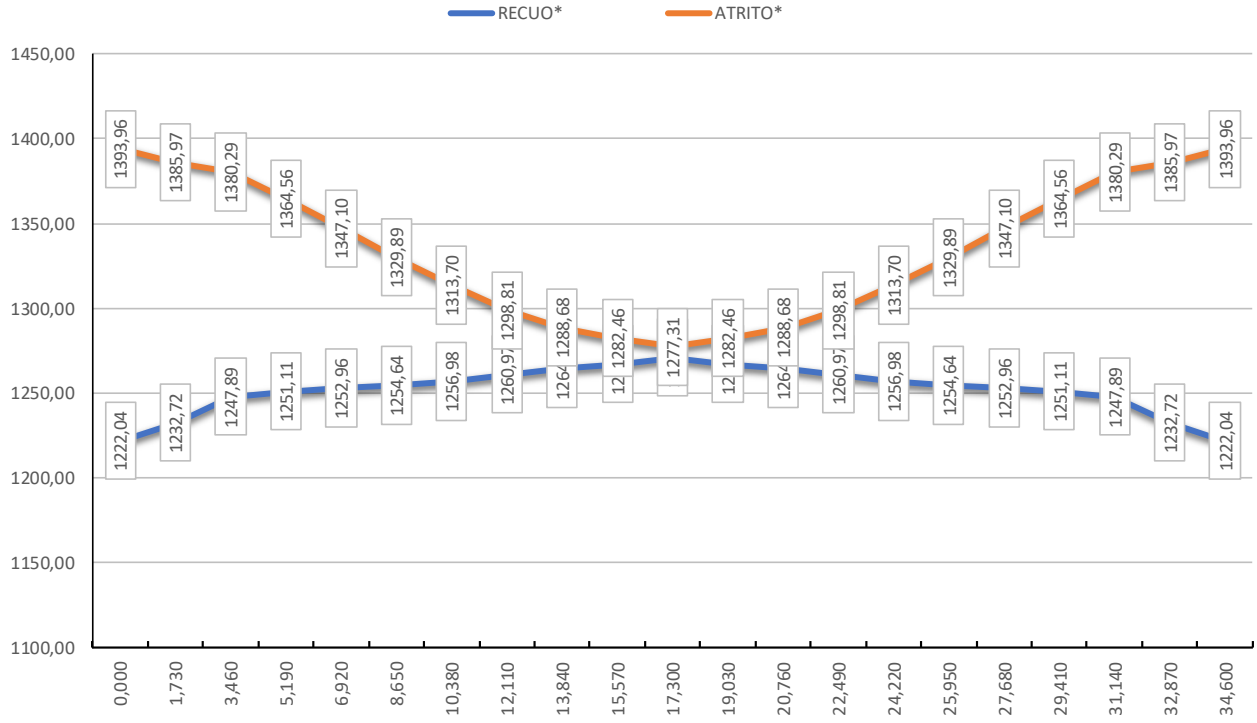
CABOS ->		CABO 1		CABO 2		CABO 3		CABO 4		CABO 5	
SEÇÃO	VÃO	RECUO*	ATRITO*	RECUO*	ATRITO*	RECUO*	ATRITO*	RECUO*	ATRITO*	RECUO*	ATRITO*
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	0,000	1225,70	1390,37	1222,04	1393,96	1193,11	1393,42	1203,24	1388,97	0,00	0,00
2	1,730	1233,03	1381,47	1232,72	1385,97	1205,17	1388,41	1231,49	1375,54	0,00	0,00
3	3,460	1245,38	1375,05	1247,89	1380,29	1228,77	1366,53	1238,27	1370,17	0,00	0,00
4	5,190	1259,76	1371,46	1251,11	1364,56	1230,00	1350,89	1250,06	1342,64	0,00	0,00
5	6,920	1266,80	1361,03	1252,96	1347,10	1244,23	1321,23	1248,45	1329,64	0,00	0,00
6	8,650	1267,82	1345,26	1254,64	1329,89	1245,15	1305,98	1247,62	1317,38	0,00	0,00
7	10,380	1269,20	1329,63	1256,98	1313,70	1247,30	1291,63	1247,84	1306,13	0,00	0,00
8	12,110	1271,22	1315,25	1260,97	1298,81	1249,44	1280,55	1249,34	1296,09	0,00	0,00
9	13,840	1274,62	1302,20	1264,28	1288,68	1250,97	1273,30	1250,92	1288,78	0,00	0,00
10	15,570	1287,11	1290,53	1267,03	1282,46	1253,66	1267,13	1253,66	1282,56	0,00	0,00
11	17,300	**1276,43**	**1279,97**	**1270,94**	**1277,31**	**1257,52**	**1262,04**	**1257,57**	**1277,41**	**0,00**	**0,00**
12	19,030	1287,11	1290,53	1267,03	1282,46	1253,66	1267,13	1253,66	1282,56	0,00	0,00
13	20,760	1274,62	1302,20	1264,28	1288,68	1250,97	1273,30	1250,92	1288,78	0,00	0,00
14	22,490	1271,22	1315,25	1260,97	1298,81	1249,44	1280,55	1249,34	1296,09	0,00	0,00
15	24,220	1269,20	1329,63	1256,98	1313,70	1247,30	1291,63	1247,84	1306,13	0,00	0,00
16	25,950	1267,82	1345,26	1254,64	1329,89	1245,15	1305,98	1247,62	1317,38	0,00	0,00
17	27,680	1266,80	1361,03	1252,96	1347,10	1244,23	1321,23	1248,45	1329,64	0,00	0,00
18	29,410	1259,76	1371,46	1251,11	1364,56	1230,00	1350,89	1250,06	1342,64	0,00	0,00
19	31,140	1245,38	1375,05	1247,89	1380,29	1228,77	1366,53	1238,27	1370,17	0,00	0,00
20	32,870	1233,03	1381,47	1232,72	1385,97	1205,17	1388,41	1231,49	1375,54	0,00	0,00
21	34,600	1225,70	1390,37	1222,04	1393,96	1193,11	1393,42	1203,24	1388,97	0,00	0,00

(*) perdas com a consideração do encurtamento imediato do concreto com protensão sucessiva dos cabos.

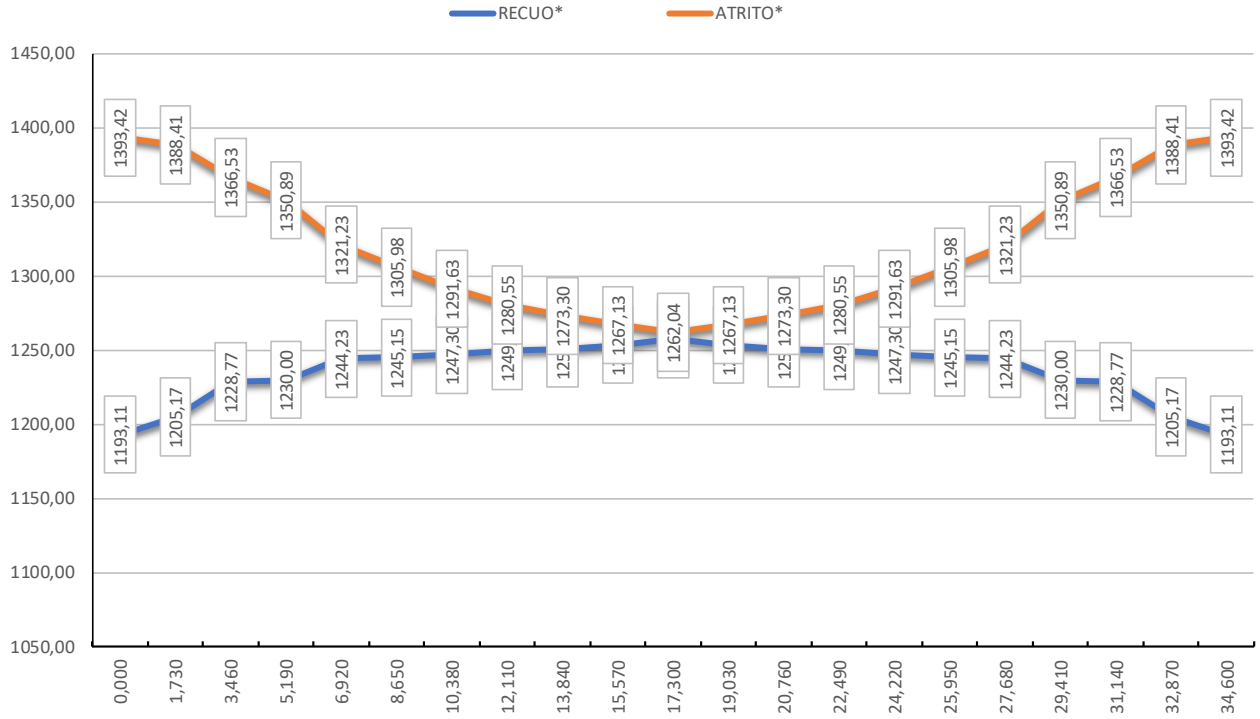
FORÇAS COM PERDAS IMEDIATAS NO CABO 1



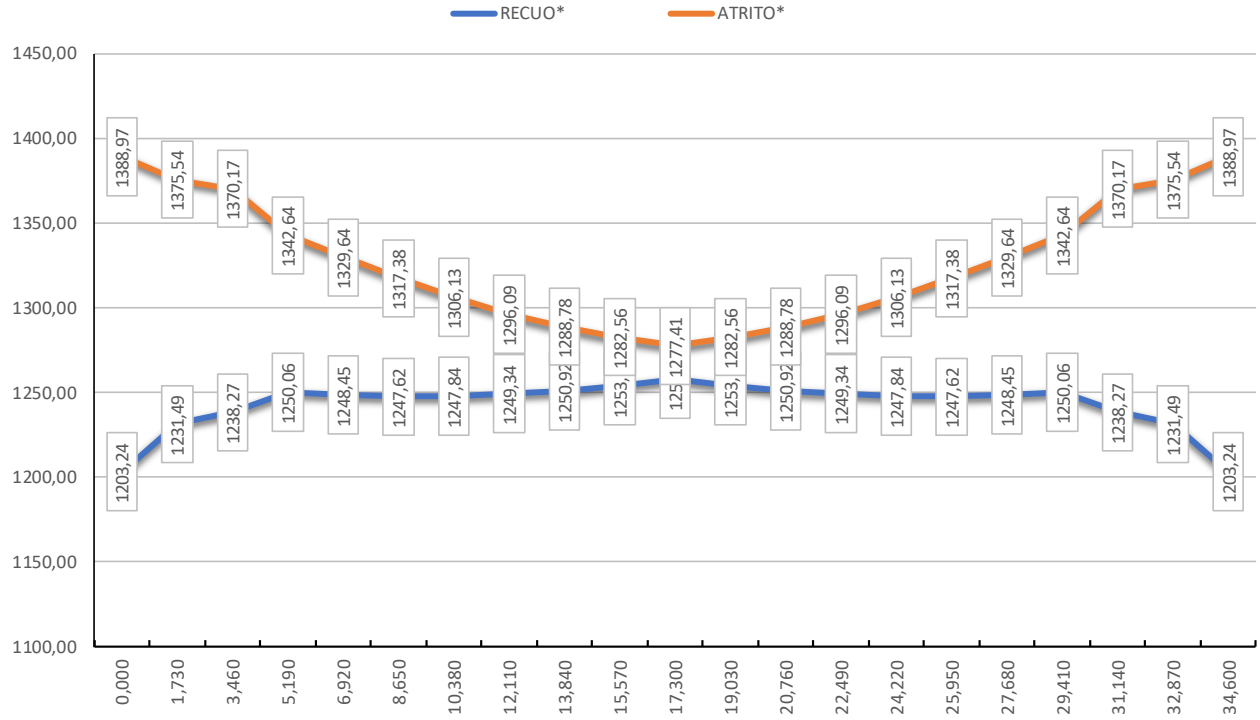
FORÇAS COM PERDAS IMEDIATAS NO CABO 2



FORÇAS COM PERDAS IMEDIATAS NO CABO 3



FORÇAS COM PERDAS IMEDIATAS NO CABO 4



A.2.5. Perdas Progressivas

A.2.5.1. Dados iniciais

PERDAS PROGRESSIVAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

A_c =	1,04	[m²]
I =	0,5147	[m⁴]
Y_i =	1,3503	[m]
α_P =	7,14	
μ_{ar} =	6,27	[m]
U =	74,44	[%]
T_{med} =	21,00	[°C]
γ =	1,701	
h_{fict} =	0,564	[m]
C_{c1} =	1,00	[cm]

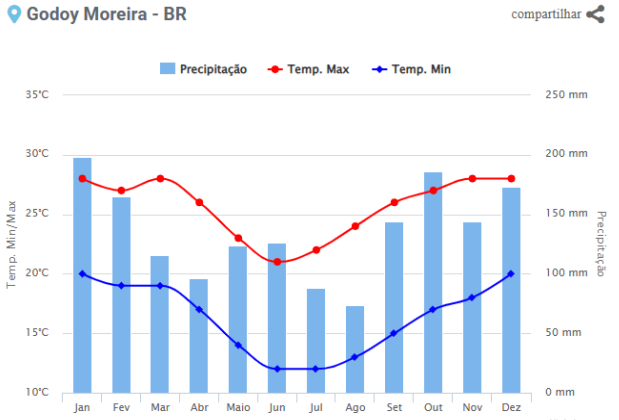
← (relação entre os módulos de elasticidade da armadura ativa e do concreto)

Abatimento (Slump Test)

0 - 4	→	Cc1=0,75
5 - 9	→	Cc1=1,00
10 - 15	→	Cc1=1,25

cimento =	2	
α =	2	
s =	0,25	
t_c =	0	[dias]
t_0 =	5	[dias]
t_∞ =	10950	[dias]
ζ_0 =	9,82	[dias]
ζ_∞ =	22630,00	[dias]

1 - CP III e CP IV (endurecimento lento)
2 - CP I e CP II (endurecimento normal)
3 - CP V-ARI (endurecimento rápido)



Mês	Minima (°C)	Máxima (°C)	Média (°C)
Janeiro	20	28	24,0
Fevereiro	19	27	23,0
Março	19	28	23,5
Abril	17	26	21,5
Maio	14	23	18,5
Junho	12	21	16,5
Julho	12	22	17,0
Agosto	13	24	18,5
Setembro	15	26	20,5
Outubro	17	27	22,0
Novembro	18	28	23,0
Dezembro	20	28	24,0

A.2.5.2. Perda por retração do concreto

PERDA POR RETRAÇÃO DO CONCRETO

ε_{1S} =	-4,60E-04	h =	0,564
ε_{2S} =	0,767	A =	40,000
$\varepsilon_{CS,\infty}$ =	-3,53E-04	B =	50,392
$\beta_S(t_0)$ =	0,0257	C =	36,184
$\beta_S(t_\infty)$ =	1,0078	D =	445,880
ε_{CS} =	-3,47E-04	E =	163,424
$\Delta\sigma_{PS}$ =	**-69,35** [MPa]		

A.2.5.3. Perda por fluência do concreto

PERDA POR FLUÊNCIA DO CONCRETO

φ_a =	**0,2709**	A =	340,899
φ_{1c} =	1,845	B =	965,531
φ_{2c} =	1,288	C =	766,271
$\beta_f(t_0)$ =	0,2130	D =	13073,669
$\beta_f(t_\infty)$ =	0,9818		
φ_f =	**1,8262**		
φ_d =	**0,3991**		
φ =	**2,4962**		

VARIAÇÃO DAS TENSÕES DEVIDO À FLUÊNCIA DO CONCRETO

SEÇÃO	VÃO	M_G	e_{CG}	N_P	σ_G	σ_P	$\Delta\sigma_{PC}$
	[m]	[kN.m]	[m]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,000	0,000	0,049	4844,077	0,000	4,680	83,451
2	1,730	1225,764	0,227	4902,419	-0,541	5,205	83,162
3	3,460	2322,499	0,385	4960,308	-1,736	6,196	79,525
4	5,190	3290,208	0,519	4990,932	-3,316	7,409	72,969
5	6,920	4128,888	0,630	5012,446	-5,050	8,679	64,709
6	8,650	4838,541	0,717	5015,225	-6,735	9,825	55,083
7	10,380	5419,165	0,780	5021,327	-8,215	10,768	45,515
8	12,110	5870,763	0,821	5030,971	-9,358	11,418	36,722
9	13,840	6193,332	0,840	5040,787	-10,110	11,761	29,441
10	15,570	6386,874	0,850	5061,458	-10,547	11,972	25,400
11	17,300	6451,387	0,853	5062,456	-10,691	12,024	23,768
12	19,030	6386,874	0,850	5061,458	-10,547	11,972	25,400
13	20,760	6193,332	0,840	5040,787	-10,110	11,761	29,441
14	22,490	5870,763	0,821	5030,971	-9,358	11,418	36,722
15	24,220	5419,165	0,780	5021,327	-8,215	10,768	45,515
16	25,950	4838,541	0,717	5015,225	-6,735	9,825	55,083
17	27,680	4128,888	0,630	5012,446	-5,050	8,679	64,709
18	29,410	3290,208	0,519	4990,932	-3,316	7,409	72,969
19	31,140	2322,499	0,385	4960,308	-1,736	6,196	79,525
20	32,870	1225,764	0,227	4902,419	-0,541	5,205	83,162
21	34,600	0,000	0,049	4844,077	0,000	4,680	83,451

A.2.5.4. Perdas por relaxação do aço de protensão

PERDA POR RELAXAÇÃO DO AÇO

Valores do coeficiente Ψ_{1000} em %.

Grupos	Cordoalhas		Fios		Barras
$\sigma_0=k.f_{ptk}$	RN	RB	RN	RB	
0,5	0	0	0	0	0
0,6	3,5	1,3	2,5	1	1,5
0,7	7	2,5	5	2	4
0,8	12	3,5	8,5	3	7

VARIAÇÃO DAS TENSÕES DEVIDO À RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO

CABOS ->		CABO 1	CABO 2	CABO 3	CABO 4	CABO 5
SEÇÃO	VÃO	$\Delta\sigma_{Pr}$	$\Delta\sigma_{Pr}$	$\Delta\sigma_{Pr}$	$\Delta\sigma_{Pr}$	$\Delta\sigma_{Pr}$
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,000	34,301	32,767	27,222	30,142	0,000
2	1,730	35,958	34,631	28,834	34,211	0,000
3	3,460	37,766	36,692	33,311	35,433	0,000
4	5,190	39,458	38,583	35,088	39,373	0,000
5	6,920	41,192	40,551	39,485	40,565	0,000
6	8,650	42,937	42,502	41,149	41,760	0,000
7	10,380	44,724	44,435	42,852	42,960	0,000
8	12,110	46,457	46,410	44,225	44,164	0,000
9	13,840	48,199	47,826	45,143	45,092	0,000
10	15,570	51,488	48,772	46,063	46,023	0,000
11	17,300	49,488	49,721	46,985	46,956	0,000
12	19,030	51,488	48,772	46,063	46,023	0,000
13	20,760	48,199	47,826	45,143	45,092	0,000
14	22,490	46,457	46,410	44,225	44,164	0,000
15	24,220	44,724	44,435	42,852	42,960	0,000
16	25,950	42,937	42,502	41,149	41,760	0,000
17	27,680	41,192	40,551	39,485	40,565	0,000
18	29,410	39,458	38,583	35,088	39,373	0,000
19	31,140	37,766	36,692	33,311	35,433	0,000
20	32,870	35,958	34,631	28,834	34,211	0,000
21	34,600	34,301	32,767	27,222	30,142	0,000

A.2.6. Verificação das Tensões Iniciais

A.2.6.1. Dados iniciais

PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

A =	0,6500	**[m²]**	
I =	0,2891	**[m⁴]**	
Ys =	0,8595	**[m]**	
Yi =	0,9905	**[m]**	
W_{sup} =	0,3363	**[m³]**	
W_{inf} =	0,2918	**[m³]**	
$f_{cj,\ calc.}$ =	29,5	**[MPa]**	
$f_{cj,adotado}$ =	25,0	**[MPa]**	
$E_{,adotado}$ =	28000,0	**[MPa]**	
σ_C =	17,50	**[MPa]**	(+) compressão
σ_T =	-2,56	**[MPa]**	(-) tração

A.2.6.2. Verificação das tensões nos cabos de protensão no ato de protensão

VERIFICAÇÃO DOS CABOS DE PROTENSÃO NO ATO DE PRONTENSÃO

$\sigma pi_{,cabo}$ = 1382,52 [MPa]

CABOS ->		CABO 1	CABO 2	CABO 3	CABO 4	CABO 5	
SEÇÃO	VÃO [m]	$\sigma_{P(t=0)}$ [MPa]	$\sigma_{P(t=0)}$ [MPa]	$\sigma_{P(t=0)}$ [MPa]	$\sigma_{P(t=0)}$ [MPa]	$\sigma_{P(t=0)}$ [MPa]	
1	0,000	1261,37	1261,37	1261,37	1261,37	0,00	OK !!!
2	1,730	1254,02	1253,02	1253,85	1242,94	0,00	OK !!!
3	3,460	1245,71	1243,86	1233,40	1237,50	0,00	OK !!!
4	5,190	1237,86	1235,03	1225,47	1219,42	0,00	OK !!!
5	6,920	1229,92	1225,96	1205,33	1213,94	0,00	OK !!!
6	8,650	1222,01	1217,09	1197,71	1208,49	0,00	OK !!!
7	10,380	1214,01	1208,41	1189,99	1203,07	0,00	OK !!!
8	12,110	1206,33	1199,65	1183,82	1197,66	0,00	OK !!!
9	13,840	1198,70	1193,44	1179,74	1193,53	0,00	OK !!!
10	15,570	1190,83	1189,32	1175,66	1189,40	0,00	OK !!!
11	17,300	1182,23	1185,21	1171,60	1185,30	0,00	OK !!!
12	19,030	1190,83	1189,32	1175,66	1189,40	0,00	OK !!!
13	20,760	1198,70	1193,44	1179,74	1193,53	0,00	OK !!!
14	22,490	1206,33	1199,65	1183,82	1197,66	0,00	OK !!!
15	24,220	1214,01	1208,41	1189,99	1203,07	0,00	OK !!!
16	25,950	1222,01	1217,09	1197,71	1208,49	0,00	OK !!!
17	27,680	1229,92	1225,96	1205,33	1213,94	0,00	OK !!!
18	29,410	1237,86	1235,03	1225,47	1219,42	0,00	OK !!!
19	31,140	1245,71	1243,86	1233,40	1237,50	0,00	OK !!!
20	32,870	1254,02	1253,02	1253,85	1242,94	0,00	OK !!!
21	34,600	1261,37	1261,37	1261,37	1261,37	0,00	OK !!!

A.2.6.3. Verificação das tensões no concreto no ato de protensão

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO NO ATO DE PROTENSÃO

f_{cj}= 25,0 [MPa] σ_C= 17,50 [MPa] σ_T= -2,56 [MPa]

SEÇÃO	VÃO	BORDA SUPERIOR				BORDA INFERIOR				
		σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg1}	σ^{sup}	σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg1}	σ_{inf}	
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	0,000	8,62	-0,82	0,00	**7,80**	8,62	0,94	0,00	**9,56**	OK !!!
2	1,730	8,54	-3,73	1,37	**6,19**	8,54	4,30	-1,58	**11,26**	OK !!!
3	3,460	8,47	-6,28	2,60	**4,79**	8,47	7,24	-3,00	**12,71**	OK !!!
4	5,190	8,40	-8,40	3,69	**3,69**	8,40	9,68	-4,25	**13,82**	OK !!!
5	6,920	8,32	-10,11	4,63	**2,85**	8,32	11,65	-5,33	**14,64**	OK !!!
6	8,650	8,27	-11,44	5,42	**2,26**	8,27	13,19	-6,25	**15,21**	OK !!!
7	10,380	8,22	-12,39	6,07	**1,91**	8,22	14,28	-7,00	**15,50**	OK !!!
8	12,110	8,17	-12,96	6,58	**1,80**	8,17	14,93	-7,58	**15,52**	OK !!!
9	13,840	8,14	-13,21	6,94	**1,87**	8,14	15,22	-8,00	**15,36**	OK !!!
10	15,570	8,10	-13,31	7,16	**1,95**	8,10	15,34	-8,25	**15,19**	OK !!!
11	17,300	8,07	-13,30	7,23	**2,00**	8,07	15,33	-8,33	**15,06**	OK !!!
12	19,030	8,10	-13,31	7,16	**1,95**	8,10	15,34	-8,25	**15,19**	OK !!!
13	20,760	8,14	-13,21	6,94	**1,87**	8,14	15,22	-8,00	**15,36**	OK !!!
14	22,490	8,17	-12,96	6,58	**1,80**	8,17	14,93	-7,58	**15,52**	OK !!!
15	24,220	8,22	-12,39	6,07	**1,91**	8,22	14,28	-7,00	**15,50**	OK !!!
16	25,950	8,27	-11,44	5,42	**2,26**	8,27	13,19	-6,25	**15,21**	OK !!!
17	27,680	8,32	-10,11	4,63	**2,85**	8,32	11,65	-5,33	**14,64**	OK !!!
18	29,410	8,40	-8,40	3,69	**3,69**	8,40	9,68	-4,25	**13,82**	OK !!!
19	31,140	8,47	-6,28	2,60	**4,79**	8,47	7,24	-3,00	**12,71**	OK !!!
20	32,870	8,54	-3,73	1,37	**6,19**	8,54	4,30	-1,58	**11,26**	OK !!!
21	34,600	8,62	-0,82	0,00	**7,80**	8,62	0,94	0,00	**9,56**	OK !!!

A.2.6.4. Verificação das tensões no concreto após perdas imediatas

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO APÓS PERDAS IMEDIATAS

f_{cj}= 25,0 [MPa] σ_C= 17,50 [MPa] σ_T= -2,56 [MPa]

SEÇÃO	VÃO	BORDA SUPERIOR				BORDA INFERIOR				
		σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg1}	σ^{sup}	σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg1}	σ_{inf}	
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	0,000	7,45	-0,65	0,00	**6,80**	7,45	0,75	0,00	**8,20**	OK !!!
2	1,730	7,54	-3,29	1,37	**5,62**	7,54	3,79	-1,58	**9,75**	OK !!!
3	3,460	7,63	-5,66	2,60	**4,58**	7,63	6,52	-3,00	**11,15**	OK !!!
4	5,190	7,68	-7,68	3,69	**3,69**	7,68	8,85	-4,25	**12,28**	OK !!!
5	6,920	7,71	-9,36	4,63	**2,98**	7,71	10,79	-5,33	**13,17**	OK !!!
6	8,650	7,72	-10,67	5,42	**2,47**	7,72	12,29	-6,25	**13,76**	OK !!!
7	10,380	7,73	-11,64	6,07	**2,16**	7,73	13,41	-7,00	**14,14**	OK !!!
8	12,110	7,74	-12,26	6,58	**2,06**	7,74	14,13	-7,58	**14,29**	OK !!!
9	13,840	7,76	-12,59	6,94	**2,11**	7,76	14,51	-8,00	**14,26**	OK !!!
10	15,570	7,79	-12,78	7,16	**2,16**	7,79	14,73	-8,25	**14,27**	OK !!!
11	17,300	7,79	-12,84	7,23	**2,18**	7,79	14,79	-8,33	**14,25**	OK !!!
12	19,030	7,79	-12,78	7,16	**2,16**	7,79	14,73	-8,25	**14,27**	OK !!!
13	20,760	7,76	-12,59	6,94	**2,11**	7,76	14,51	-8,00	**14,26**	OK !!!
14	22,490	7,74	-12,26	6,58	**2,06**	7,74	14,13	-7,58	**14,29**	OK !!!
15	24,220	7,73	-11,64	6,07	**2,16**	7,73	13,41	-7,00	**14,14**	OK !!!
16	25,950	7,72	-10,67	5,42	**2,47**	7,72	12,29	-6,25	**13,76**	OK !!!
17	27,680	7,71	-9,36	4,63	**2,98**	7,71	10,79	-5,33	**13,17**	OK !!!
18	29,410	7,68	-7,68	3,69	**3,69**	7,68	8,85	-4,25	**12,28**	OK !!!
19	31,140	7,63	-5,66	2,60	**4,58**	7,63	6,52	-3,00	**11,15**	OK !!!
20	32,870	7,54	-3,29	1,37	**5,62**	7,54	3,79	-1,58	**9,75**	OK !!!
21	34,600	7,45	-0,65	0,00	**6,80**	7,45	0,75	0,00	**8,20**	OK !!!

A.2.6.5. Verificação das tensões no concreto no ato de lançamento de g2

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO APÓS PERDAS IMEDIATAS NO ATO DE LANÇAMENTO DE G2

f_{cj}= 35,0 [MPa] σ_C= 24,50 [MPa] σ_T= -3,21 [MPa]

SEÇÃO	VÃO	BORDA SUPERIOR				BORDA INFERIOR				
		σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ^{sup}	σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{inf}	
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	0,000	6,98	-0,60	0,00	**6,37**	6,98	0,70	0,00	**7,68**	OK !!!
2	1,730	7,07	-3,08	2,40	**6,39**	7,07	3,55	-2,77	**7,85**	OK !!!
3	3,460	7,16	-5,31	4,55	**6,40**	7,16	6,12	-5,25	**8,03**	OK !!!
4	5,190	7,20	-7,20	6,45	**6,45**	7,20	8,30	-7,43	**8,07**	OK !!!
5	6,920	7,24	-8,79	8,09	**6,55**	7,24	10,13	-9,33	**8,03**	OK !!!
6	8,650	7,24	-10,01	9,49	**6,72**	7,24	11,54	-10,93	**7,85**	OK !!!
7	10,380	7,25	-10,92	10,62	**6,95**	7,25	12,59	-12,24	**7,59**	OK !!!
8	12,110	7,27	-11,51	11,51	**7,26**	7,27	13,27	-13,26	**7,27**	OK !!!
9	13,840	7,28	-11,82	12,14	**7,61**	7,28	13,62	-13,99	**6,91**	OK !!!
10	15,570	7,31	-12,00	12,52	**7,83**	7,31	13,83	-14,43	**6,72**	OK !!!
11	17,300	7,31	-12,05	12,65	**7,91**	7,31	13,89	-14,58	**6,63**	OK !!!
12	19,030	7,31	-12,00	12,52	**7,83**	7,31	13,83	-14,43	**6,72**	OK !!!
13	20,760	7,28	-11,82	12,14	**7,61**	7,28	13,62	-13,99	**6,91**	OK !!!
14	22,490	7,27	-11,51	11,51	**7,26**	7,27	13,27	-13,26	**7,27**	OK !!!
15	24,220	7,25	-10,92	10,62	**6,95**	7,25	12,59	-12,24	**7,59**	OK !!!
16	25,950	7,24	-10,01	9,49	**6,72**	7,24	11,54	-10,93	**7,85**	OK !!!
17	27,680	7,24	-8,79	8,09	**6,55**	7,24	10,13	-9,33	**8,03**	OK !!!
18	29,410	7,20	-7,20	6,45	**6,45**	7,20	8,30	-7,43	**8,07**	OK !!!
19	31,140	7,16	-5,31	4,55	**6,40**	7,16	6,12	-5,25	**8,03**	OK !!!
20	32,870	7,07	-3,08	2,40	**6,39**	7,07	3,55	-2,77	**7,85**	OK !!!
21	34,600	6,98	-0,60	0,00	**6,37**	6,98	0,70	0,00	**7,68**	OK !!!

OBS 2: Considera-se que já houve as perdas, somente, por retração do concreto nas longarinas protendidas.

A.2.6.6. Verificação das tensões no concreto no ato de lançamento de g3

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO NO ATO DE LANÇAMENTO DE G3

f_{cj}= 35,0 [MPa] σ_C= 24,50 [MPa] σ_T= -3,21 [MPa]

SEÇÃO	VÃO	BORDA SUPERIOR				BORDA INFERIOR				
		σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ^{sup}	σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{inf}	
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	0,000	4,23	-2,42	0,00	**1,81**	4,23	4,68	0,00	**8,91**	OK !!!
2	1,730	4,28	-3,54	1,67	**2,40**	4,28	6,84	-3,22	**7,89**	OK !!!
3	3,460	4,32	-4,54	3,16	**2,94**	4,32	8,77	-6,09	**6,99**	OK !!!
4	5,190	4,34	-5,38	4,47	**3,43**	4,34	10,39	-8,63	**6,10**	OK !!!
5	6,920	4,35	-6,08	5,61	**3,89**	4,35	11,73	-10,83	**5,25**	OK !!!
6	8,650	4,35	-6,61	6,58	**4,32**	4,35	12,75	-12,69	**4,40**	OK !!!
7	10,380	4,35	-7,00	7,37	**4,71**	4,35	13,50	-14,22	**3,63**	OK !!!
8	12,110	4,35	-7,25	7,98	**5,08**	4,35	13,99	-15,40	**2,94**	OK !!!
9	13,840	4,35	-7,38	8,42	**5,39**	4,35	14,24	-16,25	**2,35**	OK !!!
10	15,570	4,37	-7,46	8,68	**5,58**	4,37	14,40	-16,75	**2,01**	OK !!!
11	17,300	4,37	-7,48	8,77	**5,65**	4,37	14,44	-16,92	**1,88**	OK !!!
12	19,030	4,37	-7,46	8,68	**5,58**	4,37	14,40	-16,75	**2,01**	OK !!!
13	20,760	4,35	-7,38	8,42	**5,39**	4,35	14,24	-16,25	**2,35**	OK !!!
14	22,490	4,35	-7,25	7,98	**5,08**	4,35	13,99	-15,40	**2,94**	OK !!!
15	24,220	4,35	-7,00	7,37	**4,71**	4,35	13,50	-14,22	**3,63**	OK !!!
16	25,950	4,35	-6,61	6,58	**4,32**	4,35	12,75	-12,69	**4,40**	OK !!!
17	27,680	4,35	-6,08	5,61	**3,89**	4,35	11,73	-10,83	**5,25**	OK !!!
18	29,410	4,34	-5,38	4,47	**3,43**	4,34	10,39	-8,63	**6,10**	OK !!!
19	31,140	4,32	-4,54	3,16	**2,94**	4,32	8,77	-6,09	**6,99**	OK !!!
20	32,870	4,28	-3,54	1,67	**2,40**	4,28	6,84	-3,22	**7,89**	OK !!!
21	34,600	4,23	-2,42	0,00	**1,81**	4,23	4,68	0,00	**8,91**	OK !!!

OBS 1: Neste instante, considera-se a laje de colaboração monolítica a longarina protendida.
OBS 2: Considera-se que já houve as perdas somente por retração do concreto nas longarinas protendidas + laje.
OBS 3: Considera-se que já houve as perdas por relaxação do aço de protensão, que seria o caso mais desfavorável.

A.2.7. Verificação das Tensões Finais

A.2.7.1. Dados iniciais

PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

A = 1,0400 **[m²]**
I = 0,5147 **[m⁴]**
Ys = 0,6997 **[m]**
Yi = 1,3503 **[m]**
W_{sup} = 0,7357 **[m³]**
W_{inf} = 0,3812 **[m³]**
f_{ck} = 35,0 **[MPa]**
E = 33130,0 **[MPa]**
σ_C = 24,50 **[MPa]** (+) compressão
σ_T = -3,21 **[MPa]** (-) tração

A.2.7.2. Verificação das tensões no concreto após 30 dias de concretagem da laje de colaboração

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO APÓS 60 DIAS DE CONCRETAGEM DA LAJE DE COLABORAÇÃO (G1, G2 e G3)

f_{ck} = 35,0 [MPa] σ_C = 24,50 [MPa] σ_T = -3,21 [MPa] Ψ_1 = 0,5

SEÇÃO	VÃO	BORDA SUPERIOR					BORDA INFERIOR					
	[m]	σ_{Np} [MPa]	σ_{Mp} [MPa]	σ_{Mg} [MPa]	σ_{Mq} [MPa]	σ^{sup} [MPa]	σ_{Np} [MPa]	σ_{Mp} [MPa]	σ_{Mg} [MPa]	σ_{Mq} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	
1	0,000	4,23	-2,42	0,00	0,00	**1,81**	4,23	4,68	0,00	0,00	**8,91**	OK !!!
2	1,730	4,28	-3,54	1,67	0,56	**2,96**	4,28	6,84	-1,10	-1,08	**8,93**	OK !!!
3	3,460	4,32	-4,54	3,16	1,05	**3,99**	4,32	8,77	-2,08	-2,03	**8,98**	OK !!!
4	5,190	4,34	-5,38	4,47	1,48	**4,91**	4,34	10,39	-2,95	-2,86	**8,92**	OK !!!
5	6,920	4,35	-6,08	5,61	1,86	**5,74**	4,35	11,73	-3,70	-3,58	**8,80**	OK !!!
6	8,650	4,35	-6,61	6,58	2,17	**6,49**	4,35	12,75	-4,34	-4,19	**8,57**	OK !!!
7	10,380	4,35	-7,00	7,37	2,42	**7,14**	4,35	13,50	-4,86	-4,68	**8,32**	OK !!!
8	12,110	4,35	-7,25	7,98	2,63	**7,70**	4,35	13,99	-5,26	-5,07	**8,01**	OK !!!
9	13,840	4,35	-7,38	8,42	2,77	**8,16**	4,35	14,24	-5,55	-5,35	**7,69**	OK !!!
10	15,570	4,37	-7,46	8,68	2,86	**8,45**	4,37	14,40	-5,72	-5,53	**7,52**	OK !!!
11	17,300	4,37	-7,48	8,77	2,89	**8,54**	4,37	14,44	-5,78	-5,58	**7,44**	OK !!!
12	19,030	4,37	-7,46	8,68	2,86	**8,45**	4,37	14,40	-5,72	-5,53	**7,52**	OK !!!
13	20,760	4,35	-7,38	8,42	2,77	**8,16**	4,35	14,24	-5,55	-5,35	**7,69**	OK !!!
14	22,490	4,35	-7,25	7,98	2,63	**7,70**	4,35	13,99	-5,26	-5,07	**8,01**	OK !!!
15	24,220	4,35	-7,00	7,37	2,42	**7,14**	4,35	13,50	-4,86	-4,68	**8,32**	OK !!!
16	25,950	4,35	-6,61	6,58	2,17	**6,49**	4,35	12,75	-4,34	-4,19	**8,57**	OK !!!
17	27,680	4,35	-6,08	5,61	1,86	**5,74**	4,35	11,73	-3,70	-3,58	**8,80**	OK !!!
18	29,410	4,34	-5,38	4,47	1,48	**4,91**	4,34	10,39	-2,95	-2,86	**8,92**	OK !!!
19	31,140	4,32	-4,54	3,16	1,05	**3,99**	4,32	8,77	-2,08	-2,03	**8,98**	OK !!!
20	32,870	4,28	-3,54	1,67	0,56	**2,96**	4,28	6,84	-1,10	-1,08	**8,93**	OK !!!
21	34,600	4,23	-2,42	0,00	0,00	**1,81**	4,23	4,68	0,00	0,00	**8,91**	OK !!!

OBS: Considera-se que já houve as perdas por relaxação do aço de protensão, que seria o caso mais desfavorável.

A.2.7.3. Verificação das tensões no concreto no tempo infinito

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO NO TEMPO INFINITO (t = t_∞)

f_{ck} = 35,0 [MPa] σ_C = 24,50 [MPa] σ_T = -3,21 [MPa] Ψ_1 = 0,5

SEÇÃO	VÃO	BORDA SUPERIOR					BORDA INFERIOR					
	[m]	σ_{Np} [MPa]	σ_{Mp} [MPa]	σ_{Mg} [MPa]	σ_{Mq} [MPa]	σ^{sup} [MPa]	σ_{Np} [MPa]	σ_{Mp} [MPa]	σ_{Mg} [MPa]	σ_{Mq} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	
1	0,000	4,14	-2,37	0,00	0,00	**1,77**	4,14	4,58	0,00	0,00	**8,72**	OK !!!
2	1,730	4,19	-3,47	1,67	0,56	**2,94**	4,19	6,69	-1,10	-1,08	**8,70**	OK !!!
3	3,460	4,24	-4,45	3,16	1,05	**3,99**	4,24	8,59	-2,08	-2,03	**8,72**	OK !!!
4	5,190	4,26	-5,29	4,47	1,48	**4,93**	4,26	10,20	-2,95	-2,86	**8,65**	OK !!!
5	6,920	4,28	-5,98	5,61	1,86	**5,77**	4,28	11,54	-3,70	-3,58	**8,54**	OK !!!
6	8,650	4,29	-6,52	6,58	2,17	**6,52**	4,29	12,58	-4,34	-4,19	**8,34**	OK !!!
7	10,380	4,30	-6,92	7,37	2,42	**7,17**	4,30	13,35	-4,86	-4,68	**8,12**	OK !!!
8	12,110	4,31	-7,19	7,98	2,63	**7,73**	4,31	13,87	-5,26	-5,07	**7,85**	OK !!!
9	13,840	4,32	-7,33	8,42	2,77	**8,19**	4,32	14,14	-5,55	-5,35	**7,56**	OK !!!
10	15,570	4,34	-7,42	8,68	2,86	**8,47**	4,34	14,31	-5,72	-5,53	**7,40**	OK !!!
11	17,300	4,34	-7,44	8,77	2,89	**8,56**	4,34	14,36	-5,78	-5,58	**7,33**	OK !!!
12	19,030	4,34	-7,42	8,68	2,86	**8,47**	4,34	14,31	-5,72	-5,53	**7,40**	OK !!!
13	20,760	4,32	-7,33	8,42	2,77	**8,19**	4,32	14,14	-5,55	-5,35	**7,56**	OK !!!
14	22,490	4,31	-7,19	7,98	2,63	**7,73**	4,31	13,87	-5,26	-5,07	**7,85**	OK !!!
15	24,220	4,30	-6,92	7,37	2,42	**7,17**	4,30	13,35	-4,86	-4,68	**8,12**	OK !!!
16	25,950	4,29	-6,52	6,58	2,17	**6,52**	4,29	12,58	-4,34	-4,19	**8,34**	OK !!!
17	27,680	4,28	-5,98	5,61	1,86	**5,77**	4,28	11,54	-3,70	-3,58	**8,54**	OK !!!
18	29,410	4,26	-5,29	4,47	1,48	**4,93**	4,26	10,20	-2,95	-2,86	**8,65**	OK !!!
19	31,140	4,24	-4,45	3,16	1,05	**3,99**	4,24	8,59	-2,08	-2,03	**8,72**	OK !!!
20	32,870	4,19	-3,47	1,67	0,56	**2,94**	4,19	6,69	-1,10	-1,08	**8,70**	OK !!!
21	34,600	4,14	-2,37	0,00	0,00	**1,77**	4,14	4,58	0,00	0,00	**8,72**	OK !!!

OBS: Considera-se que já houve todas as perdas diferidas.

A.2.7.4. Verificação das tensões no concreto no estado de vazio no tempo infinito

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO NO ESTADO DE VAZIO NO TEMPO INFINITO (t = t_∞)

f_{ck} = 35,0 [MPa] σ_C = 24,50 [MPa] σ_T = 0,00 [MPa] Ψ_1 = 0,0

SEÇÃO	VÃO	BORDA SUPERIOR					BORDA INFERIOR					
	[m]	σ_{Np} [MPa]	σ_{Mp} [MPa]	σ_{Mg} [MPa]	σ_{Mq} [MPa]	σ^{sup} [MPa]	σ_{Np} [MPa]	σ_{Mp} [MPa]	σ_{Mg} [MPa]	σ_{Mq} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	
1	0,000	4,14	-2,37	0,00	0,00	**1,77**	4,14	4,58	0,00	0,00	**8,72**	OK !!!
2	1,730	4,19	-3,47	1,67	0,00	**2,38**	4,19	6,69	-1,10	0,00	**9,78**	OK !!!
3	3,460	4,24	-4,45	3,16	0,00	**2,94**	4,24	8,59	-2,08	0,00	**10,75**	OK !!!
4	5,190	4,26	-5,29	4,47	0,00	**3,45**	4,26	10,20	-2,95	0,00	**11,51**	OK !!!
5	6,920	4,28	-5,98	5,61	0,00	**3,91**	4,28	11,54	-3,70	0,00	**12,12**	OK !!!
6	8,650	4,29	-6,52	6,58	0,00	**4,35**	4,29	12,58	-4,34	0,00	**12,53**	OK !!!
7	10,380	4,30	-6,92	7,37	0,00	**4,74**	4,30	13,35	-4,86	0,00	**12,79**	OK !!!
8	12,110	4,31	-7,19	7,98	0,00	**5,10**	4,31	13,87	-5,26	0,00	**12,91**	OK !!!
9	13,840	4,32	-7,33	8,42	0,00	**5,41**	4,32	14,14	-5,55	0,00	**12,91**	OK !!!
10	15,570	4,34	-7,42	8,68	0,00	**5,60**	4,34	14,31	-5,72	0,00	**12,93**	OK !!!
11	17,300	4,34	-7,44	8,77	0,00	**5,67**	4,34	14,36	-5,78	0,00	**12,92**	OK !!!
12	19,030	4,34	-7,42	8,68	0,00	**5,60**	4,34	14,31	-5,72	0,00	**12,93**	OK !!!
13	20,760	4,32	-7,33	8,42	0,00	**5,41**	4,32	14,14	-5,55	0,00	**12,91**	OK !!!
14	22,490	4,31	-7,19	7,98	0,00	**5,10**	4,31	13,87	-5,26	0,00	**12,91**	OK !!!
15	24,220	4,30	-6,92	7,37	0,00	**4,74**	4,30	13,35	-4,86	0,00	**12,79**	OK !!!
16	25,950	4,29	-6,52	6,58	0,00	**4,35**	4,29	12,58	-4,34	0,00	**12,53**	OK !!!
17	27,680	4,28	-5,98	5,61	0,00	**3,91**	4,28	11,54	-3,70	0,00	**12,12**	OK !!!
18	29,410	4,26	-5,29	4,47	0,00	**3,45**	4,26	10,20	-2,95	0,00	**11,51**	OK !!!
19	31,140	4,24	-4,45	3,16	0,00	**2,94**	4,24	8,59	-2,08	0,00	**10,75**	OK !!!
20	32,870	4,19	-3,47	1,67	0,00	**2,38**	4,19	6,69	-1,10	0,00	**9,78**	OK !!!
21	34,600	4,14	-2,37	0,00	0,00	**1,77**	4,14	4,58	0,00	0,00	**8,72**	OK !!!

OBS: Considera-se que já houve todas as perdas diferidas e a ponte interditada.

A.2.8. Verificação de Içamento

Levando-se em consideração o a redução do comprimento efetivo de 0,75m do furo de içamento em relação as extremidades da viga pré-fabricada de concreto protendido (longarina protendida), como mostra **Figura 17**.

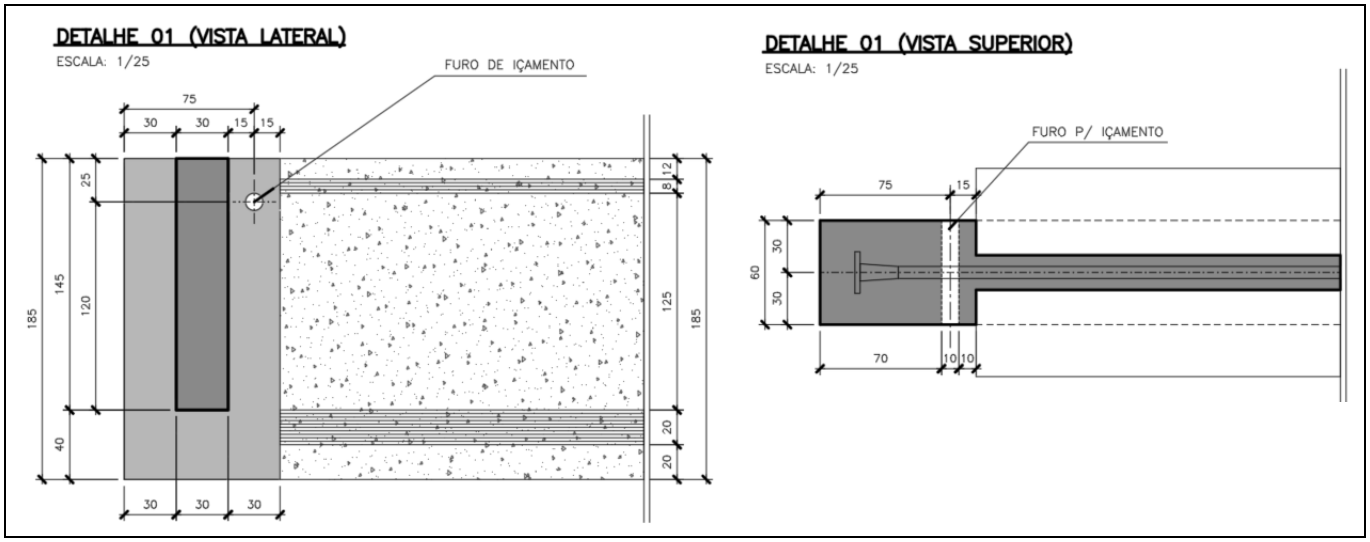


Figura 17: *Detalhe do furo de içamento com cota retirado do projeto executivo.*

Considerando-se o efeito dinâmico de lançamento e/ou içamento da viga pré-fabricada de concreto protendido (longarina protendida), como sendo 2,5 vezes o valor de peso próprio, tem-se para o momento fletor:

$$M_{k,iça} = 2{,}5 \cdot \frac{16{,}25 \;\; 33{,}30^{\,2}}{8} = 5.631{,}08\ kN.m$$

Portanto, realizando-se a verificação de protensão para essa fase, percebe-se facilmente que a longarina protendida satisfaz os critérios de integridade estrutural quando içada. A verificação de içamento de fábrica (efeito de momento fletor mínimo) também foi atendido e verificado na seção A.2.3.1. página 27.

1)FASE INICIAL: PROTENSÃO INICIAL COM PERDAS INICIAIS - IÇAMENTO

$F_{cord.(t=0)}$=	105	[kN]
$n_{cord./cabo}$=	11	[unid.]
n_{cabo}=	4	[unid.]
$N_{(p,t=0)}$=	4620	[kN]
M_{g1}=	5631,08	[kN.m]
M_q=	0,00	[kN.m]
M_p=	3941,04	[kN.m]
d'_p=	0,138	[m]
e_p=	0,853	[m]
A=	0,650	[m^2]
W_{sup}=	0,3363	[m^3]
W_{inf}=	0,2918	[m^3]

BORDA SUPERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{sup}	
7107,69	-11718,12	16743,22	0,00	**12132,79**	[kN/m^2]

OK !

BORDA INFERIOR

σ_N	σ_{Mp}	σ_{Mg}	σ_{Mq}	σ_{inf}	
7107,69	13505,25	-19296,74	0,00	**1316,21**	[kN/m^2]

OK !

f_{cj}=	25,0	[MPa]	
γ_p=	1,2		
ψ=	0		
σ_C=	**17500,00**	[kN/m^2]	(+) compressão
σ_T=	**-3077,96**	[kN/m^2]	(-) tração

A.2.9. Resultado das Verificações

Conforme pode ser visto nas seções anteriores, **todas as verificações foram atendidas pelos critérios da NBR-6118:2023**.

A.3. DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS DE APOIO

A.3.1. Características Geométricas

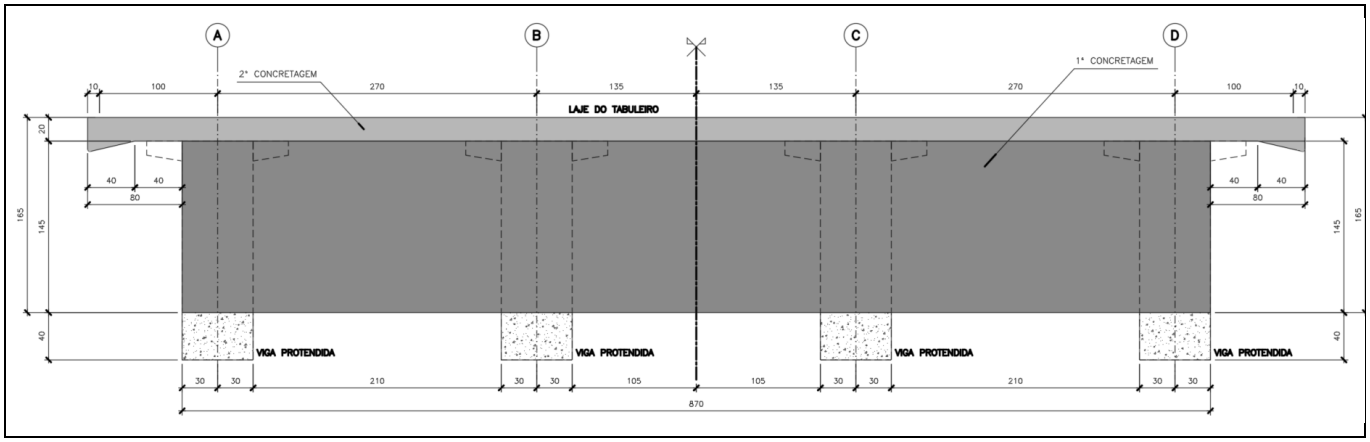


Figura 18: *Detalhe da longarina de apoio.*

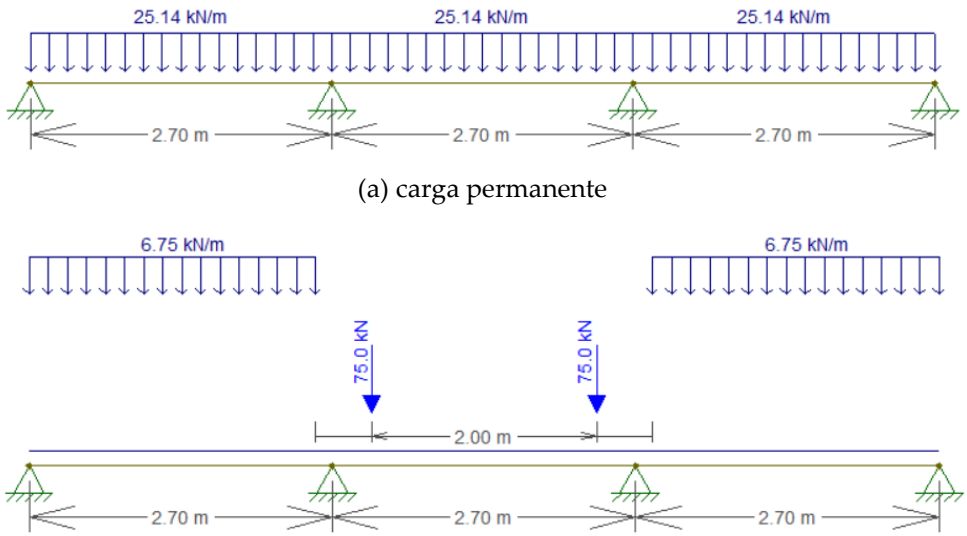
A.3.2. Carga Permanente

$$\begin{cases} pp = 0,30 \cdot 1,65 \cdot 25 = 12,38\ kN\ /\ m \\ q_{LJ} = \dfrac{2,70}{2} \cdot 0,2 \cdot 25 = 6,75\ kN\ /\ m \\ q_{asf} = \dfrac{2,70}{2} \cdot \ 0,103 \cdot 24 + 2 \ = 6,01\ kN\ /\ m \end{cases} \rightarrow G = 25,14\ kN\ /\ m$$

A.3.3. Carga Móvel

$$\begin{cases} P = 75,00\ kN \\ q_{TT} = \dfrac{2,70}{2} \cdot 5 = 6,75\ kN\ /\ m \end{cases}$$

A.3.4. Modelo Estrutural



(a) carga permanente

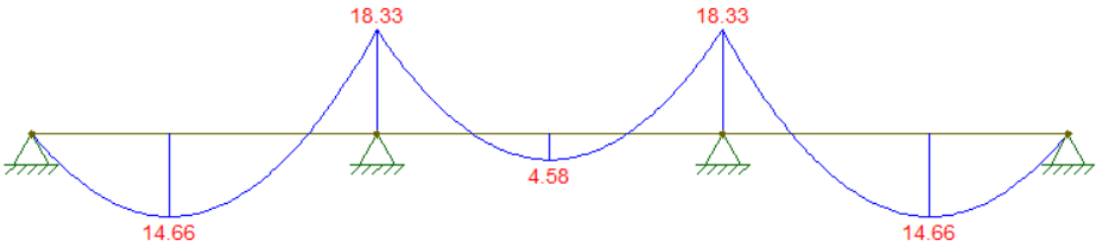
(b) carga móvel

Figura 19: *Modelo Estrutural da Travessa de Apoio*

A.3.5. Esforços Solicitantes

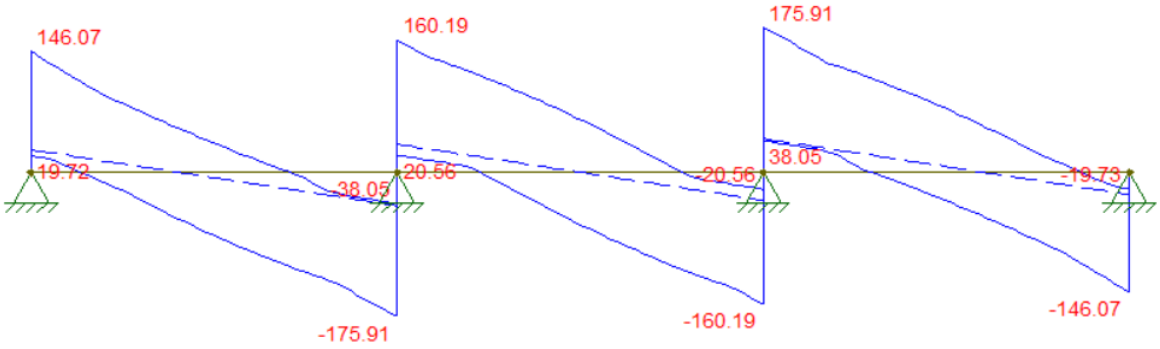


(a) Diagrama de Esforço Cortante

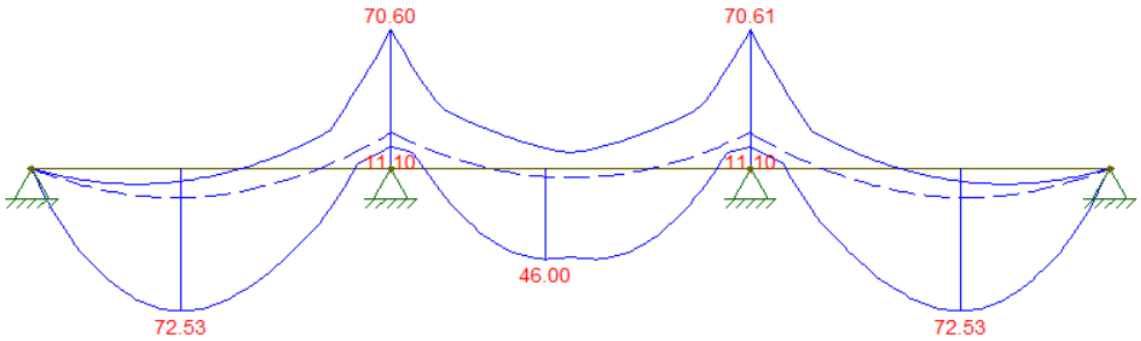


(b) Diagrama de Momento Fletor

Figura 20: *Esforços Solicitantes – carga permanente.*



(a) Envoltória de Esforço Cortante



(b) Envoltória de Momento Fletor

Figura 21: *Esforços Solicitantes – carga móvel.*

A.3.6. Dimensionamento

A.3.6.1. Momento Fletor Máximo positivo

DIMENSIONAMENTO

Mk =	91,85	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	128,59	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	165	[cm]	γc =	1,4	
d =	159,25	[cm]	γf =	1,4	
d´ =	5,75	[cm]	**Ast =**	**1,86**	**[cm²]**
bw =	30	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	35	[MPa]	**Asmin =**	**9,95**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**4,95**	**[cm²]**
			Mklim =	**4345,85**	**[kN.m]**

A.3.6.2. Momento Fletor Máximo negativo

DIMENSIONAMENTO

Mk =	93,32	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	130,65	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	165	[cm]	γc =	1,4	
d =	159,25	[cm]	γf =	1,4	
d´ =	5,75	[cm]	**Ast =**	**1,89**	**[cm²]**
bw =	30	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	35	[MPa]	**Asmin =**	**9,95**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**4,95**	**[cm²]**
			Mklim =	**4345,85**	**[kN.m]**

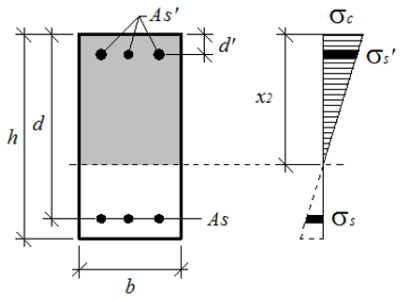
A.3.6.3. Esforço Cortante Máximo

DIMENSIONAMENTO

Vk =	227,75	[kN]	γn =	1,00	
Vk (H/2) =	227,75	[kN]	γs =	1,15	
Vd =	318,8505	[kN]	γc =	1,40	
Vrd =	318,8505	[kN]	γf =	1,40	
h =	165	[cm]	**Asw =**	**0,00**	**[cm²/m]**
d =	159,25	[cm]	**Aswmin =**	**3,90**	**[cm²/m]**
bw =	30	[cm]	VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE		
fck =	35	[MPa]	τd	<	τwrd
fyk =	500	[MPa]	**OK !!!**		

A.3.7. Verificação da Fadiga

A.3.7.1. Momento Fletor Máximo positivo



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2} - \alpha_e As(d - x_2) + \alpha_e As'(x_2 - d') = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^3}{3} + \alpha_e As(d - x_2)^2 + \alpha_e As'(x_2 - d')^2$$

ESTADIO II

b=	30,00	Ec=	33130,05	Es=	210000,00	As=	9,95
d=	154,25	d'=	10,75	αe=	6,339	As'=	0,00

x= 23,45 [cm]

Mest= 0,00 [cm³]

I= 1207933,61 [cm⁴]

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	14,66	[kN.m]
MQ*=	72,53	[kN.m]
ψ=	0,7	TRANSVERSINA
Ms,max=	65,431	[kN.m]
Ms,min=	14,66	[kN.m]

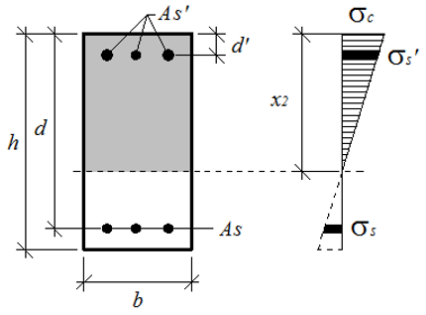
TENSÕES NO AÇO

I_2=	1207933,615	[cm⁴]
x=	23,45	[cm]
d=	154,25	[cm]
σc,max=	0,1270	[kN/cm²]
σc,min=	0,0285	[kN/cm²]
σs,max=	7,0851	[kN/cm²]
σs,min=	1,5874	[kN/cm²]
Δσ=	5,4977	[kN/cm²]
Δσ=	**54,98**	**[MPa]** OK
Δfad=	**105**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	9,95	[cm²]
As,corrig.=	**9,95**	**[cm²]**

A.3.7.2. Momento Fletor Máximo Negativo



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2} - \alpha_e As(d - x_2) + \alpha_e As'(x_2 - d') = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^3}{3} + \alpha_e As(d - x_2)^2 + \alpha_e As'(x_2 - d')^2$$

ESTADIO II

b= 30,00	Ec= 33130,05	Es= 210000,00	As= 9,95
d= 159,25	d'= 5,75	αe= 6,339	As'= 0,00

x= 23,86 [cm]

Mest= 0,00 [cm³]

I= 1291871,73 [cm⁴]

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	18,33	[kN.m]
MQ*=	70,60	[kN.m]
ψ=	0,7	TRANSVERSINA
Ms,max=	67,75	[kN.m]
Ms,min=	18,33	[kN.m]

TENSÕES NO AÇO

I_2=	1291871,735	[cm⁴]
x=	23,86	[cm]
d=	159,25	[cm]
σc,max=	0,1251	[kN/cm²]
σc,min=	0,0339	[kN/cm²]
σs,max=	7,1004	[kN/cm²]
σs,min=	1,9210	[kN/cm²]
Δσ=	5,1793	[kN/cm²]
Δσ=	**51,79**	**[MPa]** OK
Δfad=	**105**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	9,95	[cm²]
As,corrig.=	**9,95**	**[cm²]**

A.3.7.3. Máximo Esforço Cortante

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{gik} + \psi 1 \cdot F_{q1k} + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot F_{qjk}$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA ESFORÇOS CORTANTES

VG=	40,73	[kN]
VQ*=	175,91	[kN]
ψ=	0,7	TRANSVERSINA
Vs,max=	163,867	[kN]
Vs,min=	40,73	[kN]
Vc=	460,07	[kN]
Asw=	3,90	[cm²/m]

TENSÕES NO AÇO

σsw,max=	-11,8373	[kN/cm²]	
σsw,min=	-33,8667	[kN/cm²]	
Δσsw=	22,0294	[kN/cm²]	
Δσsw=	**220,29**	**[MPa]**	NÃO VERIFICA!!!
Δfad=	**85**	**[MPa]**	

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

Asw,cal.=	3,90	[cm²/m]	**(ϕ 10.0 C/15 (2P)**
As,corrig.=	**10,11**	**[cm²/m]**	

A.3.8. Verificação da Troca de Aparelho de Apoio

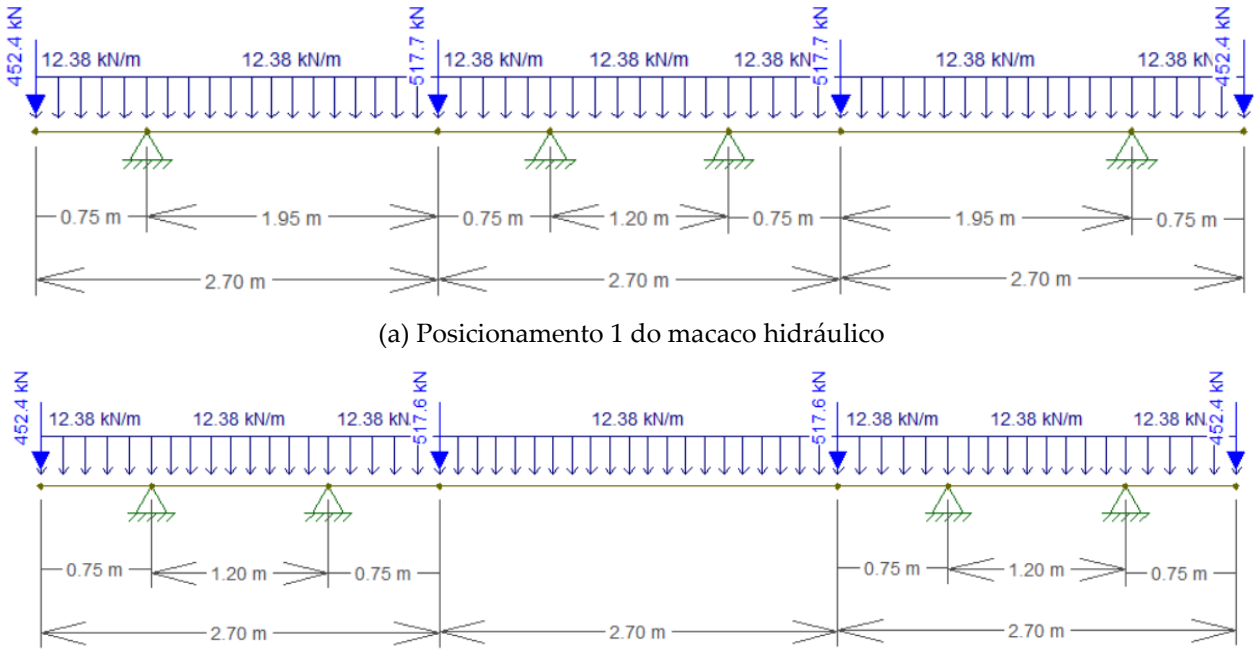
Para a verificação da troca de aparelho de apoio, posiciona-se o macaco hidráulico, no máximo, a 75cm (0,75m) do eixo de cada longarina protendida para se ter a maior eficiência do macaco hidráulico. O levantamento será dado posicionando o macaco hidráulico diretamente na transversina de apoio. Nestas condições, dois modelos estruturais serão analisados e verificados, conforme mostra a **Figura 22** a seguir.

A.3.8.1. Carregamento

Para o levantamento dos carregamentos de carga permanente, na situação de troca de aparelho de apoio (**Figura 22**) será considerado somente o peso próprio das transversinas como carga linearmente distribuída no modelo estrutural, sendo o peso próprio das lajes juntamente com o peso próprio das longarinas protendidas inseridos no modelo como carga concentrada aplicada como ações no modelo estrutural como se segue:

$$\begin{cases} pp = 0,30 \cdot 1,65 \cdot 25 = 12,38\ kN\ /\ m \\ P_{\text{ext}} = \dfrac{1,04 \cdot 34,80}{2} \cdot 25 = 452,4\ kN \\ P_{\text{int}} = \dfrac{1,19 \cdot 34,80}{2} \cdot 25 = 517,65\ kN \end{cases}$$

A.3.8.2. Modelo Estrutural

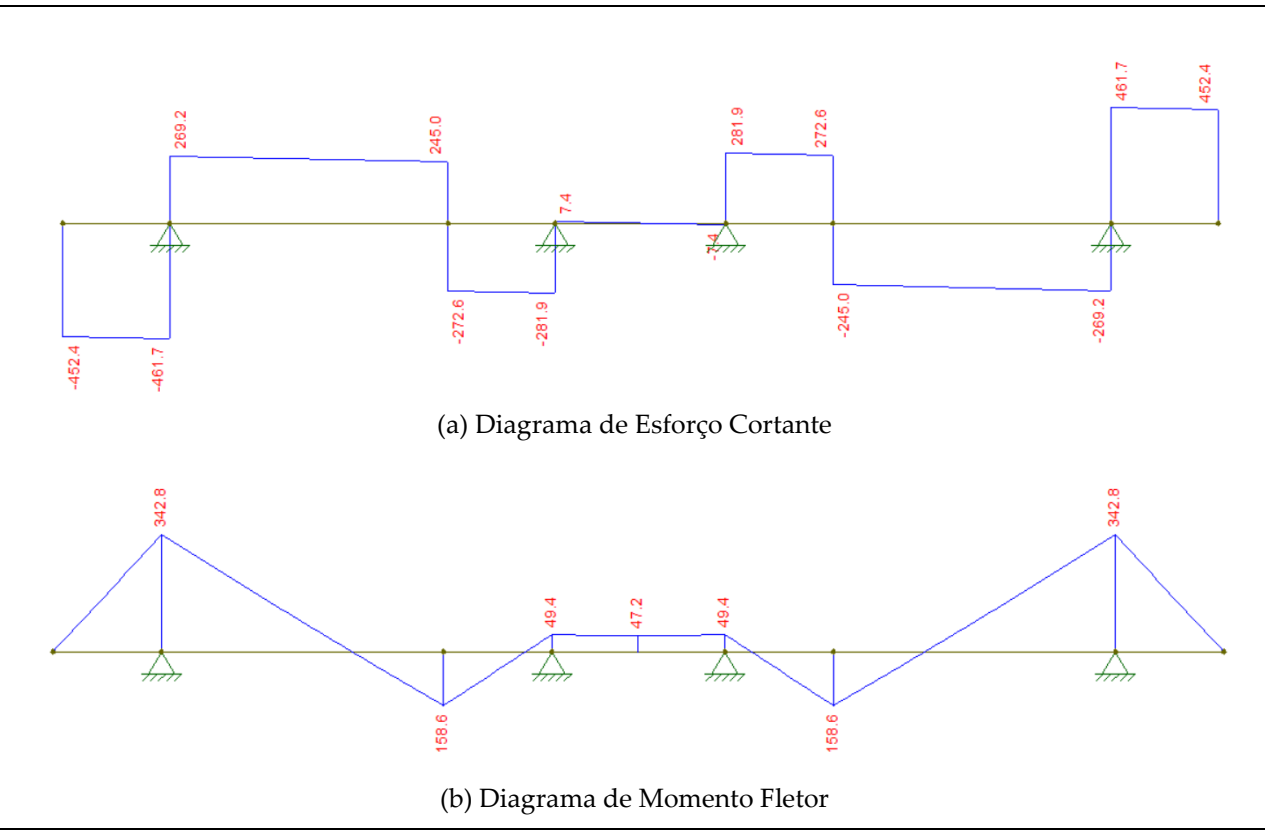


(a) Posicionamento 1 do macaco hidráulico

b) Posicionamento 2 do macaco hidráulico

Figura 22: *Modelo Estrutural para troca de aparelho de Apoio*

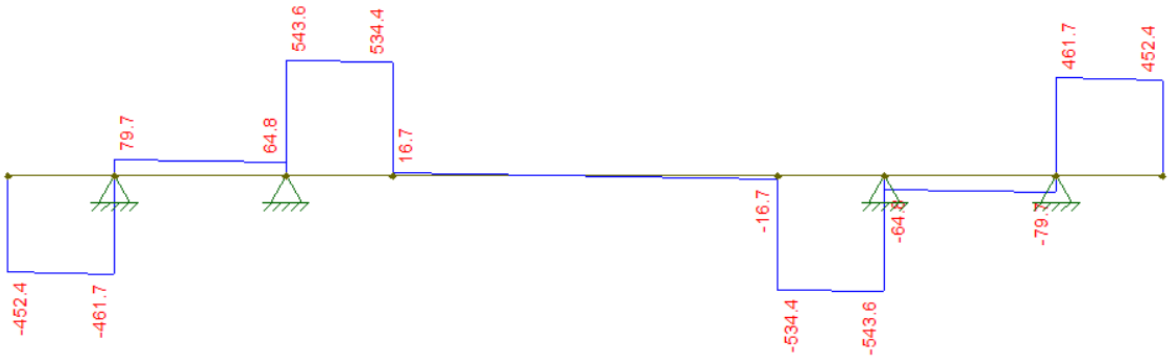
A.3.8.3. Esforços Solicitantes



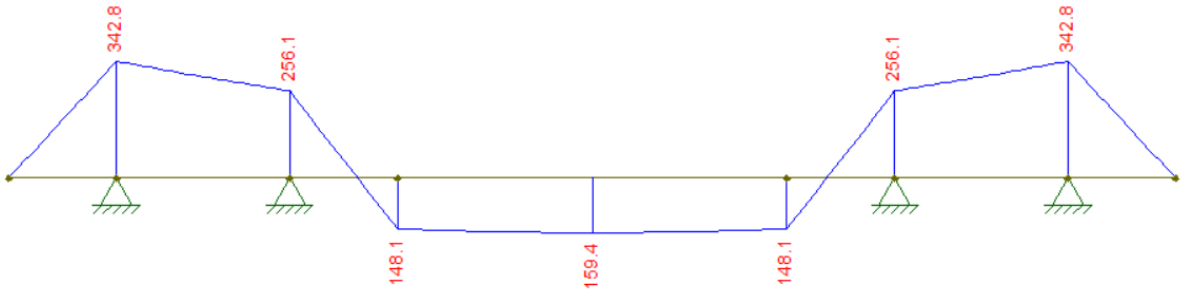
(a) Diagrama de Esforço Cortante

(b) Diagrama de Momento Fletor

Figura 23: *Esforços Solicitantes – modelo 01 para troca de aparelho de apoio.*



(a) Diagrama de Esforço Cortante



(b) Diagrama de Momento Fletor

Figura 24: *Esforços Solicitantes – modelo 02 para troca de aparelho de apoio.*

A.3.8.4. Dimensionamento

A.3.8.4.1. Momento Fletor Máximo positivo

DIMENSIONAMENTO

Mk =	113,86	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	159,40	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	165	[cm]	γc =	1,4	
d =	159,25	[cm]	γf =	1,4	
d′ =	5,75	[cm]	**Ast =**	**2,31**	**[cm²]**
bw =	30	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	35	[MPa]	**Asmin =**	**9,95**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**4,95**	**[cm²]**
			Mklim =	**4345,85**	**[kN.m]**

A.3.8.4.2. Momento Fletor Máximo negativo

DIMENSIONAMENTO

Mk =	244,86	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	342,80	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	165	[cm]	γc =	1,4	
d =	159,25	[cm]	γf =	1,4	
d´ =	5,75	[cm]	**Ast =**	**5,00**	**[cm²]**
bw =	30	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	35	[MPa]	**Asmin =**	**9,95**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**4,95**	**[cm²]**
			Mklim =	**4345,85**	**[kN.m]**

A.3.8.4.3. Esforço Cortante Máximo

DIMENSIONAMENTO

Vk =	388,29	[kN]	γn =	1,00	
Vk (H/2) =	388,29	[kN]	γs =	1,15	
Vd =	543,6	[kN]	γc =	1,40	
Vrd =	543,6	[kN]	γf =	1,40	
h =	165	[cm]	**Asw =**	**1,34**	**[cm²/m]**
d =	159,25	[cm]	**Aswmin =**	**3,90**	**[cm²/m]**
bw =	30	[cm]	VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE		
fck =	35	[MPa]	τd	<	τwrd
fyk =	500	[MPa]	**OK !!!**		

A.3.9. Resultado das Verificações

Note-se que como na etapa de troca de aparelho de apoio os esforços solicitantes geranram no dimensionamento estrutural armaduras mínimas, tanto de momento fletores quanto de esforço cortante. Conclui-se que as armaduras detalhadas através do cálculo convencional das transversinas são mais que suficiente para a etapa de troca de aparelho de apoio.

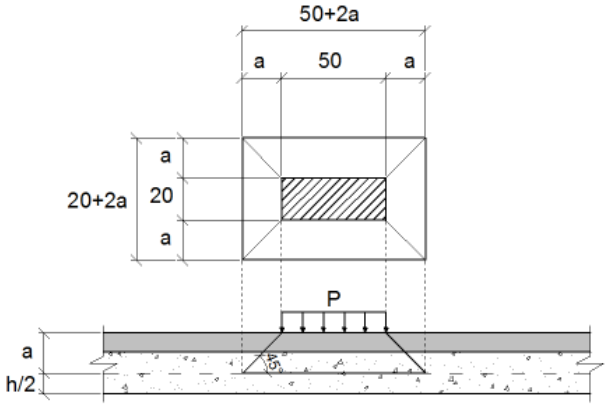
Conforme pode ser visto nas seções anteriores, **todas as verificações foram atendidas pelos critérios da NBR-6118:2023**.

A.4. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS

A.4.1. Características Geométricas

DADOS INICIAIS

espessura da laje =	20,0	[cm]
espessura do asfalto =	9,0	[cm]
a =	19,0	[cm]
50+2a =	0,880	[m]
20+2a =	0,580	[m]
t =	**0,714**	**[m]**



peso próprio da laje =	5,00	[kN/m^2]
peso próprio do asfalto =	2,16	[kN/m^2]
recapeamento =	2,00	[kN/m^2]
G =	**9,16**	**[kN/m^2]**

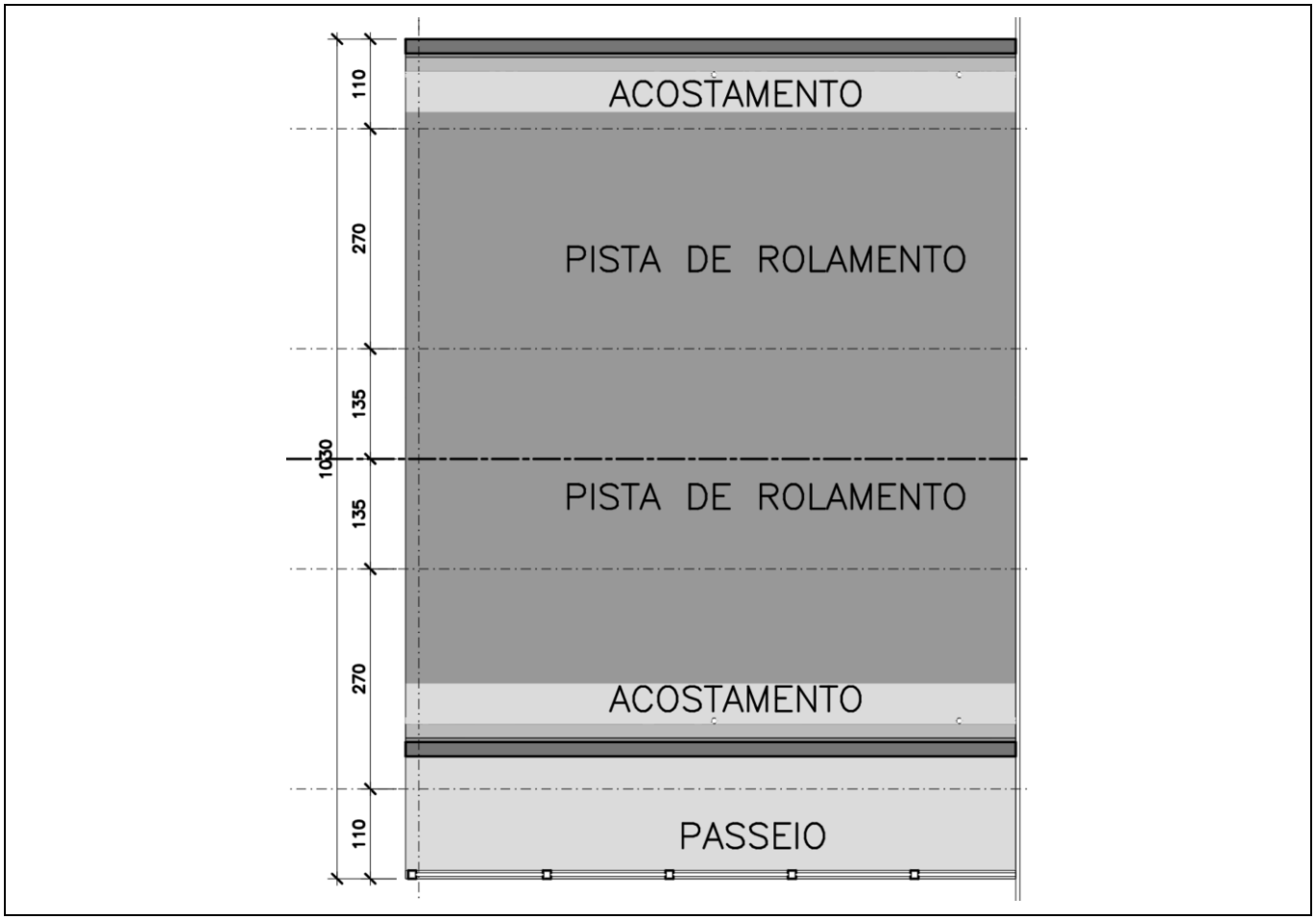


Figura 25: Detalhe da laje do tabuleiro.

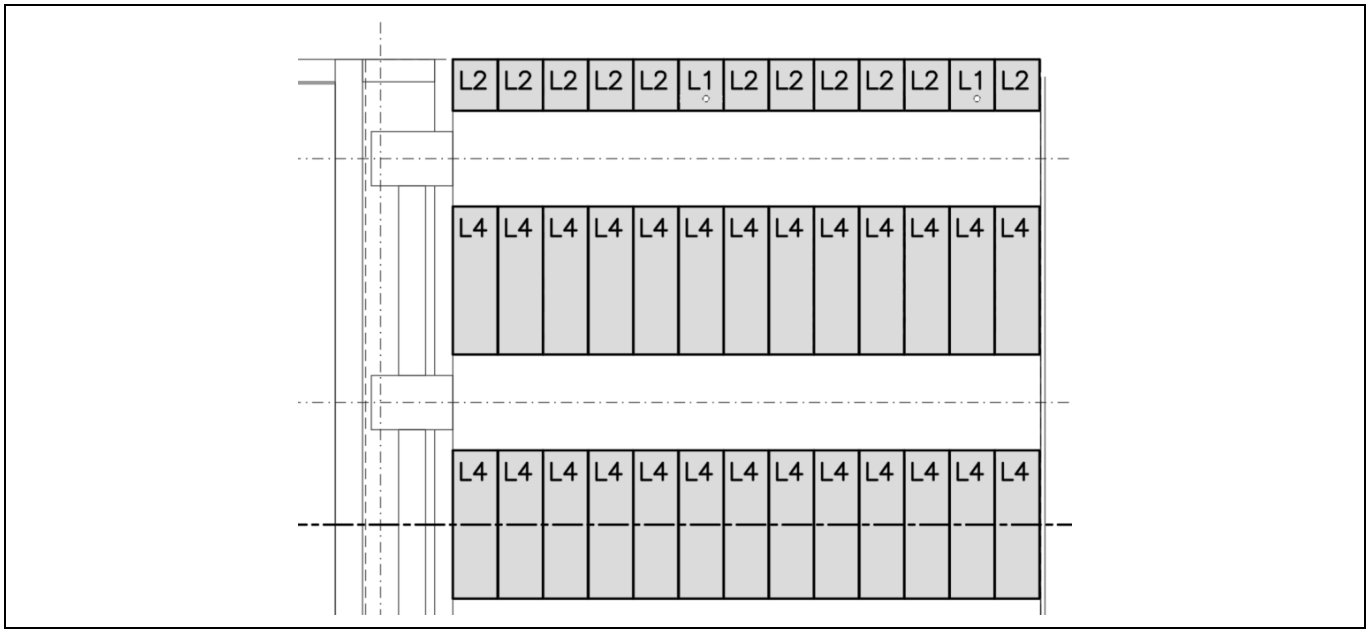


***Figura 26**: Detalhe das lajes pré-moldadas (pré-laje).*

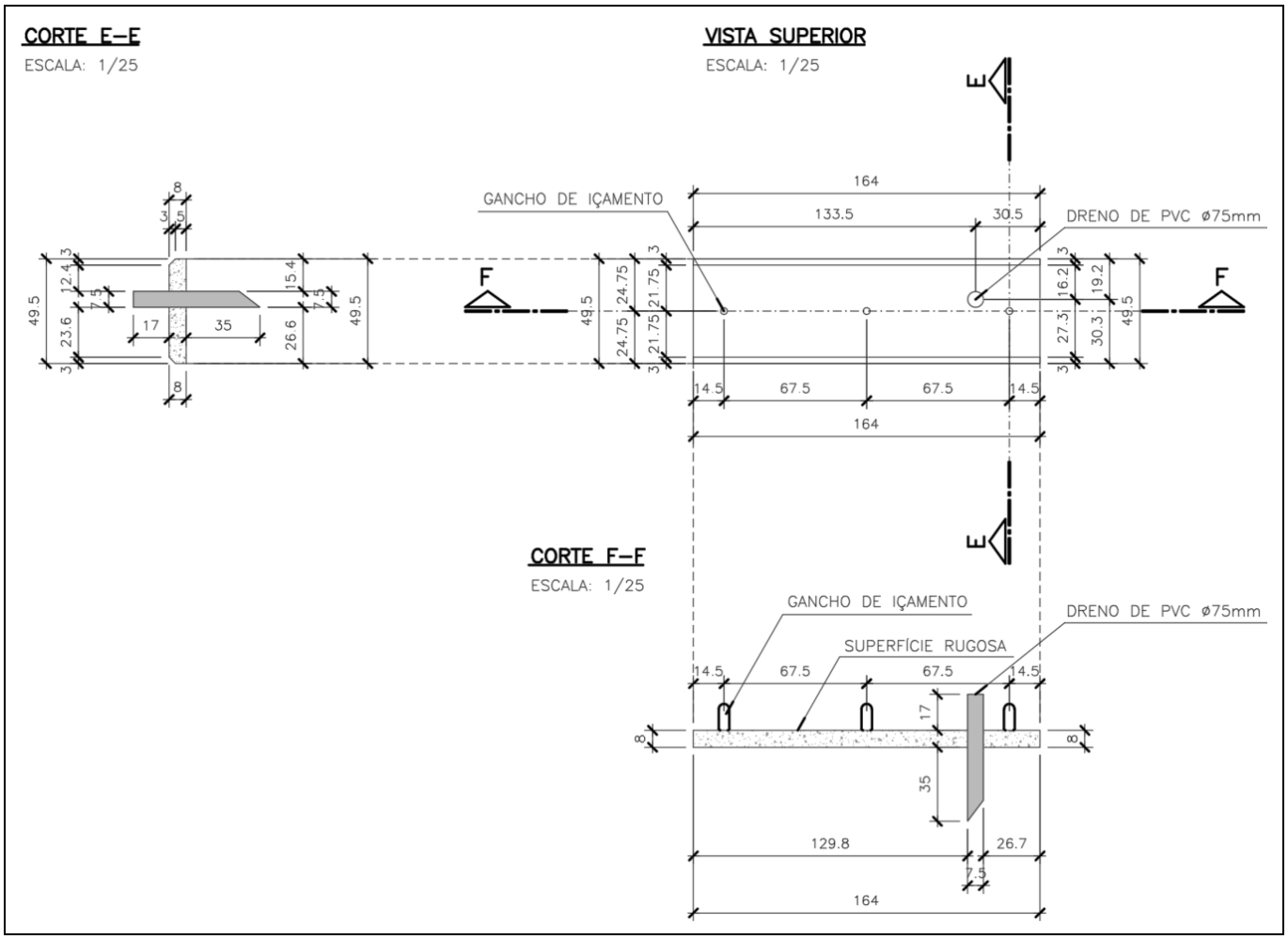
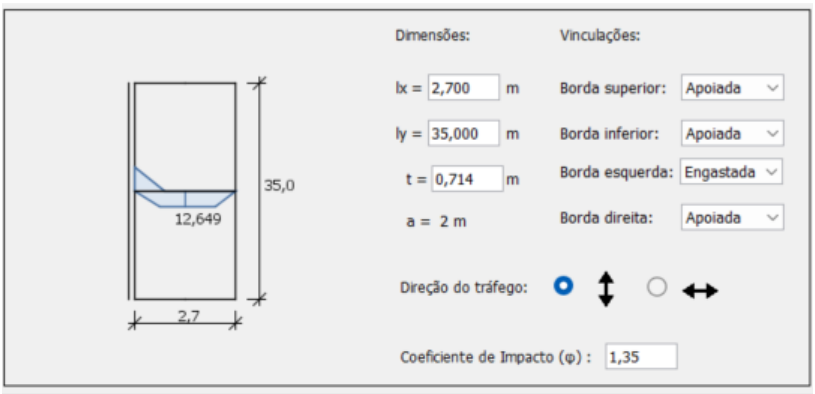


***Figura 27:** Detalhe das fôrmas das lajes pré-moldadas (pré-laje).*

A.4.2. Esforços Solicitantes

A.4.2.1. Laje de extremidade

A.4.2.1.1. Mxm



Calcular | Mxm | Mym | Mxe

lx/a	t/a 0,125 L	t/a 0,250 L	t/a 0,5 L	t/a 1,0 L	Para todos os valores de t/a p	p '
0,5	0,115	0,058	0,024	0,008	0,0	0,0
1,0	0,16	0,102	0,061	0,035	0,0	0,0
1,5	0,229	0,169	0,105	0,085	0,0	0,01
2,0	0,299	0,236	0,152	0,128	0,0	0,07
2,5	0,354	0,289	0,203	0,176	0,0	0,17
3,0	0,397	0,338	0,253	0,227	0,0	0,24
4,0	0,478	0,428	0,348	0,326	0,06	0,73
5,0	0,55	0,51	0,433	0,412	0,15	1,31
6,0	0,63	0,59	0,51	0,496	0,34	2,09
7,0	0,69	0,66	0,59	0,57	0,55	3,15
8,0	0,74	0,72	0,65	0,63	0,78	4,3
9,0	0,79	0,77	0,7	0,68	1,06	5,47
10,0	0,84	0,81	0,74	0,72	1,38	6,78

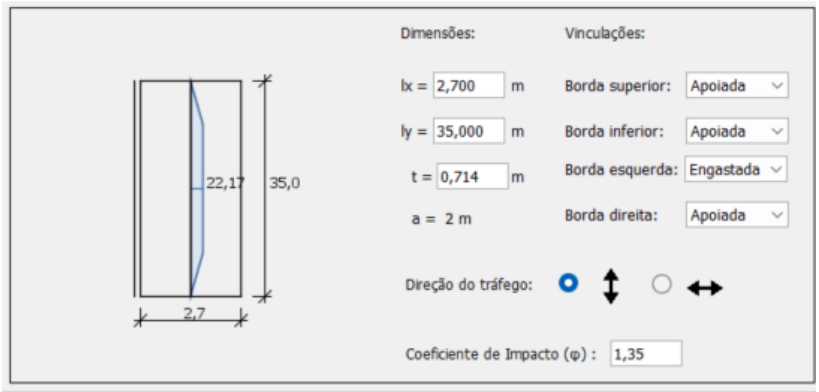
Resultados:

Tabela Utilizada:87

Cargas Móveis:
M_L=0,124
M_p=0,000
$M_{p'}$=0,007
M_{xm}=12,649 kN.m/m

Cargas Permanentes:
k_{xm}=0,062
M_{xm}=4,174 kN.m/m

A.4.2.1.2. Mym



Calcular | Mxm | Mym | Mxe

lx/a	t/a 0,125 L	t/a 0,250 L	t/a 0,5 L	t/a 1,0 L	Para todos os valores de t/a p	p '
0,5	0,148	0,1	0,068	0,038	0,0	0,0
1,0	0,21	0,149	0,1	0,079	0,0	0,0
1,5	0,309	0,268	0,232	0,21	0,0	0,08
2,0	0,421	0,393	0,361	0,34	0,0	0,4
2,5	0,51	0,486	0,45	0,428	0,0	0,99
3,0	0,58	0,55	0,51	0,48	0,0	1,6
4,0	0,69	0,66	0,6	0,58	0,05	3,35
5,0	0,77	0,75	0,68	0,65	0,16	5,38
6,0	0,85	0,82	0,76	0,73	0,3	8,1
7,0	0,91	0,88	0,82	0,79	0,5	11,8
8,0	0,96	0,94	0,88	0,84	0,7	16,0
9,0	1,0	0,99	0,92	0,89	0,95	20,1
10,0	1,04	1,03	0,96	0,94	1,18	24,8

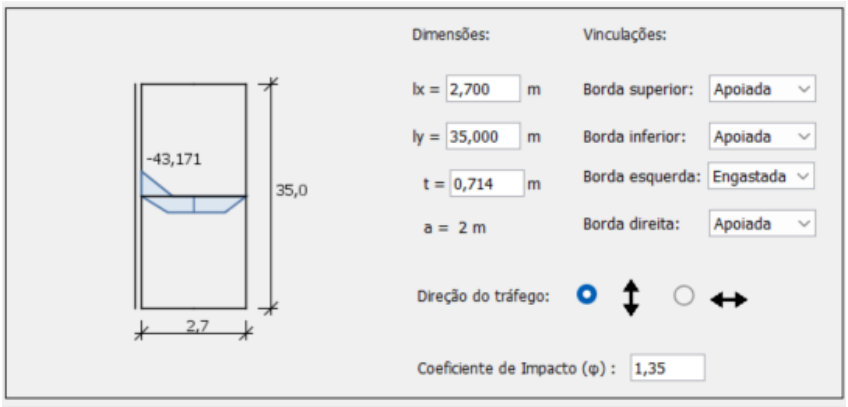
Resultados:

Tabela Utilizada:87

Cargas Móveis:
M_L=0,215
M_p=0,000
$M_{p'}$=0,056
M_{ym}=22,169 kN.m/m

Cargas Permanentes:
k_{ym}=0,010
M_{ym}=0,694 kN.m/m

A.4.2.1.3. Mxe



Calcular | Mxm | Mym | Mxe

lx/a	t/a 0,125 L	t/a 0,250 L	t/a 0,5 L	t/a 1,0 L	Para todos os valores de t/a p	Para todos os valores de t/a p '
0,5	0,24	0,2	0,121	0,082	0,0	0,09
1,0	0,36	0,32	0,225	0,17	0,0	0,18
1,5	0,54	0,51	0,4	0,34	0,02	0,3
2,0	0,73	0,71	0,57	0,53	0,08	0,6
2,5	0,88	0,86	0,73	0,7	0,12	1,11
3,0	1,01	1,0	0,9	0,87	0,2	2,0
4,0	1,21	1,2	1,13	1,11	0,55	4,3
5,0	1,36	1,35	1,31	1,3	0,93	7,0
6,0	1,47	1,46	1,44	1,42	1,05	10,8
7,0	1,55	1,54	1,53	1,52	2,35	16,0
8,0	1,6	1,6	1,6	1,58	3,3	22,1
9,0	1,63	1,63	1,63	1,61	4,3	28,3
10,0	1,65	1,65	1,65	1,62	5,45	35,6

Resultados:

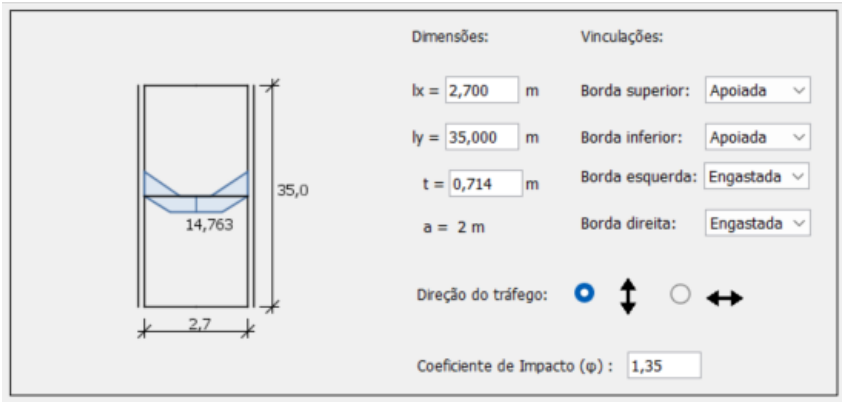
Tabela Utilizada:87

Cargas Móveis:
M_L=0,408
M_p=0,014
$M_{p'}$=0,264
M_{xe}=-43,171 kN.m/m

Cargas Permanentes:
k_{xe}=0,064
M_{xe}=4,274 kN.m/m

A.4.2.2. Lajes internas

A.4.2.2.1. Mxm



Calcular | Mxm | Mym | Mxe

lx/a	t/a 0,125 L	t/a 0,250 L	t/a 0,5 L	t/a 1,0 L	Para todos os valores de t/a p	Para todos os valores de t/a p '
0,5	0,118	0,083	0,041	0,02	0,0	0,0
1,0	0,171	0,129	0,078	0,061	0,0	0,0
1,5	0,227	0,18	0,131	0,127	0,0	0,05
2,0	0,289	0,241	0,2	0,185	0,0	0,2
2,5	0,347	0,305	0,265	0,235	0,0	0,45
3,0	0,4	0,358	0,322	0,291	0,0	0,85
4,0	0,51	0,468	0,431	0,395	0,05	1,72
5,0	0,6	0,56	0,53	0,48	0,14	2,84
6,0	0,69	0,66	0,62	0,57	0,26	4,5
7,0	0,76	0,73	0,7	0,63	0,4	6,9
8,0	0,82	0,8	0,76	0,69	0,56	9,4
9,0	0,87	0,84	0,81	0,73	0,7	12,2
10,0	0,9	0,87	0,83	0,75	0,9	15,85

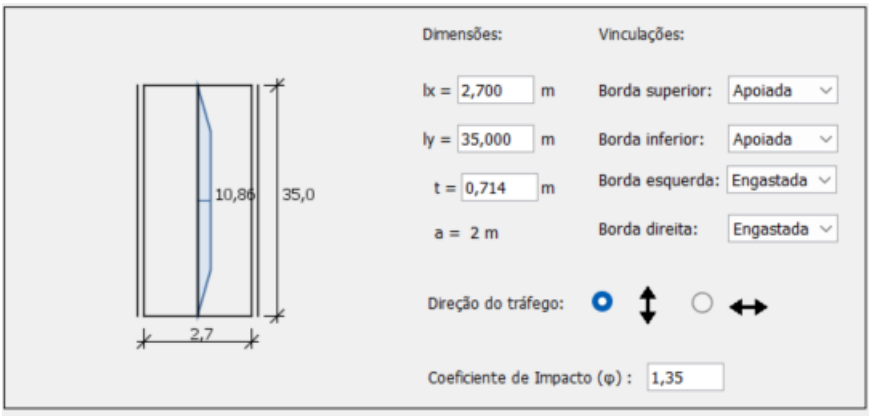
Resultados:

Tabela Utilizada:93

Cargas Móveis:
M_L=0,143
M_p=0,000
$M_{p'}$=0,035
M_{xm}=14,763 kN.m/m

Cargas Permanentes:
k_{xm}=0,042
M_{xm}=2,785 kN.m/m

A.4.2.2.2. Mym



Calcular | Mxm | Mym | Mxe

lx/a	t/a 0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	Para todos os valores de t/a p	p '
0,5	0,095	0,054	0,032	0,005	0,0	0,0
1,0	0,148	0,092	0,058	0,02	0,0	0,0
1,5	0,203	0,147	0,081	0,045	0,0	0,02
2,0	0,257	0,206	0,116	0,079	0,0	0,05
2,5	0,296	0,248	0,156	0,118	0,0	0,11
3,0	0,331	0,284	0,2	0,166	0,02	0,22
4,0	0,401	0,352	0,287	0,254	0,08	0,45
5,0	0,46	0,416	0,367	0,333	0,18	0,74
6,0	0,52	0,482	0,44	0,411	0,32	1,17
7,0	0,58	0,54	0,51	0,475	0,54	1,78
8,0	0,64	0,6	0,57	0,53	0,8	2,37
9,0	0,68	0,65	0,62	0,58	1,04	3,13
10,0	0,73	0,7	0,65	0,62	1,28	3,96

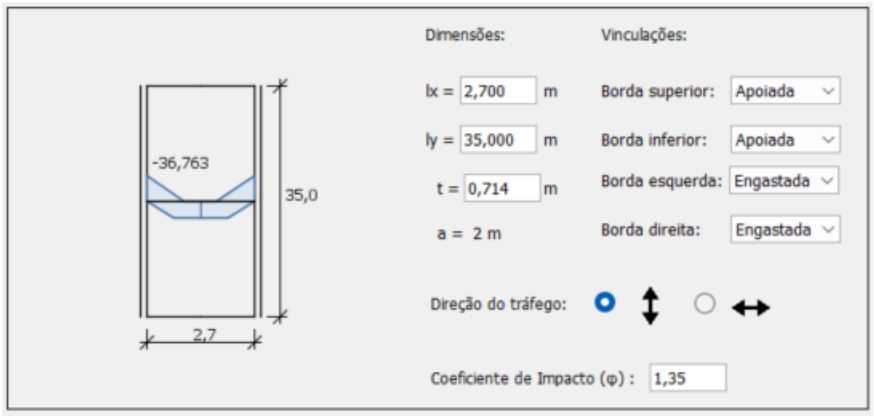
Resultados:

Tabela Utilizada:93

Cargas Móveis:
M_L=0,106
M_p=0,000
$M_{p'}$=0,014
M_{ym}=10,864 kN.m/m

Cargas Permanentes:
k_{ym}=0,007
M_{ym}=0,461 kN.m/m

A.4.2.2.3. Mxe



Calcular | Mxm | Mym | Mxe

lx/a	t/a 0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	Para todos os valores de t/a p	p '
0,5	0,25	0,19	0,12	0,05	0,0	0,05
1,0	0,32	0,26	0,18	0,09	0,0	0,1
1,5	0,47	0,43	0,35	0,23	0,0	0,35
2,0	0,64	0,61	0,54	0,398	0,0	0,8
2,5	0,76	0,74	0,69	0,55	0,01	1,45
3,0	0,87	0,85	0,81	0,71	0,05	2,1
4,0	1,05	1,05	1,01	0,97	0,1	3,4
5,0	1,21	1,21	1,18	1,15	0,33	4,7
6,0	1,34	1,34	1,31	1,28	0,8	7,0
7,0	1,44	1,44	1,42	1,39	1,4	10,3
8,0	1,52	1,52	1,5	1,47	2,1	15,0
9,0	1,57	1,57	1,56	1,53	3,0	20,4
10,0	1,59	1,59	1,58	1,56	3,74	25,9

Resultados:

Tabela Utilizada:93

Cargas Móveis:
M_L=0,345
M_p=0,000
$M_{p'}$=0,275
M_{xe}=-36,763 kN.m/m

Cargas Permanentes:
k_{xe}=0,083
M_{xe}=5,562 kN.m/m

A.4.3. Dimensionamento

Considerando-se as lajes de extremidades com bordas laterais apoiada-engastada e as lajes intermediárias com bordas laterais bi-engastadas, tem-se:

LAJES DE EXTREMIDADES

MOMENTO DE CÁLCULO

CIV=	1,35	CIA=	1,00	CNF=	1,00			
γ_{f1}=	1,35	γ_{f2}=	1,50	φ =	1,350			
Mgk,xm=	4,174	[kN.m/m]	Mq*,xm=	12,649	[kN.m/m]	Md,xm=	24,608	[kN.m/m]
Mgk,ym=	0,694	[kN.m/m]	Mq*,ym=	22,169	[kN.m/m]	Md,ym=	34,190	[kN.m/m]
Mgk,ye=	-4,274	[kN.m/m]	Mq*,ye=	-43,171	[kN.m/m]	Md,ye=	-70,526	[kN.m/m]

LAJES DE INTERMEDIÁRIAS

MOMENTO DE CÁLCULO

CIV=	1,35	CIA=	1,00	CNF=	1,00			
γ_{f1}=	1,35	γ_{f2}=	1,50	φ =	1,350			
Mgk,xm=	2,785	[kN.m/m]	Mq*,xm=	17,763	[kN.m/m]	Md,xm=	30,404	[kN.m/m]
Mgk,ym=	0,461	[kN.m/m]	Mq*,ym=	10,864	[kN.m/m]	Md,ym=	16,918	[kN.m/m]
Mgk,ye=	-5,562	[kN.m/m]	Mq*,ye=	-36,763	[kN.m/m]	Md,ye=	-62,653	[kN.m/m]

ESFORÇOS DE CÁLCULO ADOTADOS

MOMENTO DE CÁLCULO

Mgk,xm=	2,785	[kN.m/m]	Mq*,xm=	17,763	[kN.m/m]	Md,xm=	30,404	[kN.m/m]
Mgk,ym=	0,694	[kN.m/m]	Mq*,ym=	22,169	[kN.m/m]	Md,ym=	34,190	[kN.m/m]
Mgk,ye=	-4,274	[kN.m/m]	Mq*,ye=	-43,171	[kN.m/m]	Md,ye=	-70,526	[kN.m/m]

A.4.4. Momento fletor positivo na direção transversal

DIMENSIONAMENTO

Mk =	21,72	[kN.m]	γn =	1,00
Md =	30,40	[kN.m]	γs =	1,15
h =	20	[cm]	γc =	1,40
d =	16,7	[cm]	γf =	1,40
d′ =	3,3	[cm]		
bw =	100	[cm]		
fck =	30	[MPa]		
fyk =	500	[MPa]		

Ast =	**4,32**	**[cm²]**
Asc =	**0,00**	**[cm²]**
Asmin =	**3,46**	**[cm²]**
Aspele =	**2,00**	**[cm²]**
Mklim =	**136,55**	**[kN.m]**

A.4.5. Momento fletor positivo na direção longitudinal

DIMENSIONAMENTO

Mk =	24,42	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	34,19	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	20	[cm]	γc =	1,40	
d =	16,7	[cm]	γf =	1,40	
d′ =	3,3	[cm]	**Ast =**	**4,88**	**[cm²]**
bw =	100	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	30	[MPa]	**Asmin =**	**3,46**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**2,00**	**[cm²]**
			Mklim =	**136,55**	**[kN.m]**

A.4.6. Momento fletor negativo na direção transversal

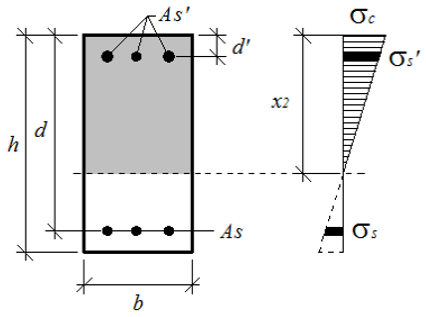
DIMENSIONAMENTO

Mk =	50,38	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	70,53	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	40	[cm]	γc =	1,40	
d =	36,7	[cm]	γf =	1,40	
d′ =	3,3	[cm]	**Ast =**	**4,49**	**[cm²]**
bw =	100	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	30	[MPa]	**Asmin =**	**6,92**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**4,00**	**[cm²]**
			Mklim =	**659,45**	**[kN.m]**

A.4.7. Verificação da Fadiga

A.4.7.1. Momento fletor positivo na direção transversal

CARACTERÍSTICAS GEMETRICAS DA SEÇÃO HOMGENEIZADA



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^{\,2}}{2} - \alpha_e As\left(d - x_2\right) + \alpha_e As'\left(x_2 - d'\right) = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^{\,3}}{3} + \alpha_e As\left(d - x_2\right)^2 + \alpha_e As'\left(x_2 - d'\right)^2$$

ESTADIO II

b=	100,00	Ec=	30672,46	Es=	210000,00	As=	4,32
d=	16,70	d'=	3,30	αe=	6,847	As'=	0,00

x=	**2,86**	**[cm]**
Mest=	**0,00**	**[cm³]**
I=	**6446,237992**	**[cm⁴]**

$$Md,ser = \sum_{i=1}^{m} Mgik + \psi 1 \cdot Mq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Mqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	2,79	[kN.m]
MQ*=	17,76	[kN.m]
ψ=	0,8	<--- LAJE
Ms,max=	16,9954	[kN.m]
Ms,min=	2,785	[kN.m]

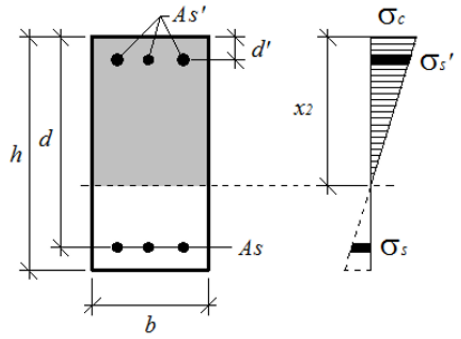
TENSÕES NO AÇO

I_2=	6446,237992	[cm⁴]
x=	2,86	[cm]
d=	16,7	[cm]
σc,max=	0,7544	[kN/cm²]
σc,min=	0,1236	[kN/cm²]
σs,max=	36,4852	[kN/cm²]
σs,min=	5,9788	[kN/cm²]
Δσ=	30,5065	[kN/cm²]
Δσ=	**305,06**	**[MPa]** NÃO VERIFICA!!!
Δfad=	**105**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	4,32	[cm²]
As,corrig.=	**12,55**	**[cm²]**

CARACTERÍSTICAS GEMETRICAS DA SEÇÃO HOMGENEIZADA



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2} - \alpha_e As(d - x_2) + \alpha_e As'(x_2 - d') = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^3}{3} + \alpha_e As(d - x_2)^2 + \alpha_e As'(x_2 - d')^2$$

ESTADIO II

b=	100,00	Ec=	30672,46	Es=	210000,00	As=	14,30
d=	16,70	d'=	3,30	αe=	6,847	As'=	0,00

x=	**4,82**	**[cm]**
Mest=	**0,00**	**[cm³]**
I=	**17550,4893**	**[cm⁴]**

$$Md,ser = \sum_{i=1}^{m} Mgik + \psi 1 \cdot Mq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Mqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	2,79	[kN.m]
MQ*=	17,76	[kN.m]
ψ=	0,8	<--- LAJE
Ms,max=	16,9954	[kN.m]
Ms,min=	2,785	[kN.m]

TENSÕES NO AÇO

I_2=	17550,4893	[cm⁴]	
x=	4,82	[cm]	
d=	16,7	[cm]	
σc,max=	0,4670	[kN/cm²]	
σc,min=	0,0765	[kN/cm²]	
σs,max=	11,5018	[kN/cm²]	
σs,min=	1,8848	[kN/cm²]	
Δσ=	9,6170	[kN/cm²]	
Δσ=	**96,17**	**[MPa]**	OK
Δfad=	**105**	**[MPa]**	

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

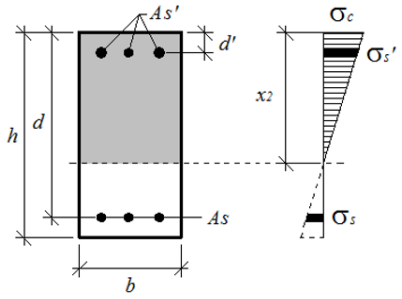
As,cal.=	14,30	[cm²]	**(ϕ 12.5 C/10 + ϕ 6.3 C/15)**
As,corrig.=	**14,30**	**[cm²]**	

A.4.7.2. Momento fletor positivo na direção longitudinal

Como pela a hipótese do processo de Fauchart, a laje não trabalha na direção longitudinal, ou seja, só trabalha na direção transversal. Adotar-se-á a armadura mínima proposta pela NBR-6118.

A.4.7.3. Momento fletor negativo na direção transversal

CARACTERÍSTICAS GEMETRICAS DA SEÇÃO HOMGENEIZADA



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2} - \alpha_e As(d - x_2) + \alpha_e As'(x_2 - d') = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^3}{3} + \alpha_e As(d - x_2)^2 + \alpha_e As'(x_2 - d')^2$$

ESTADIO II

b= 100,00	Ec= 30672,46	Es= 210000,00	As= 4,49
d= 36,70	d'= 3,30	αe= 6,847	As'= 0,00

x=	**4,45**	**[cm]**
Mest=	**0,00**	**[cm³]**
I=	**34876,65472**	**[cm⁴]**

$$Md,ser = \sum_{i=1}^{m} Mgik + \psi 1 \cdot Mq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Mqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	4,27	[kN.m]
MQ*=	43,17	[kN.m]
ψ=	0,8	<--- LAJE
Ms,max=	38,8108	[kN.m]
Ms,min=	4,274	[kN.m]

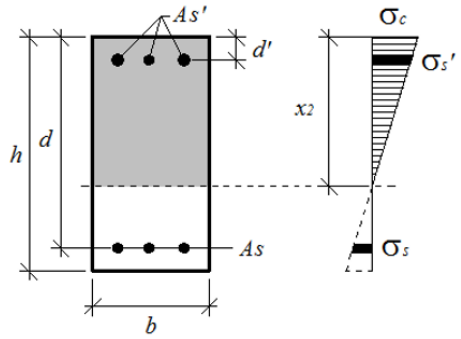
TENSÕES NO AÇO

I_2=	34876,65472	[cm⁴]
x=	4,45	[cm]
d=	36,7	[cm]
σc,max=	0,4953	[kN/cm²]
σc,min=	0,0545	[kN/cm²]
σs,max=	35,8873	[kN/cm²]
σs,min=	3,9521	[kN/cm²]
Δσ=	31,9352	[kN/cm²]
Δσ=	**319,35**	**[MPa]** NÃO VERIFICA!!!
Δfad=	**105**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	4,49	[cm²]
As,corrig.=	**13,64**	**[cm²]**

CARACTERÍSTICAS GEMETRICAS DA SEÇÃO HOMGENEIZADA



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2} - \alpha_e As(d - x_2) + \alpha_e As'(x_2 - d') = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^3}{3} + \alpha_e As(d - x_2)^2 + \alpha_e As'(x_2 - d')^2$$

ESTADIO II

b= 100,00	Ec= 30672,46	Es= 210000,00	As= 16,00
d= 36,70	d'= 3,30	αe= 6,847	As'= 0,00

x=	**7,94**	**[cm]**
Mest=	**0,00**	**[cm³]**
I=	**107293,9207**	**[cm⁴]**

$$Md,ser = \sum_{i=1}^{m} Mgik + \psi 1 \cdot Mq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Mqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	4,27	[kN.m]
MQ*=	43,17	[kN.m]
ψ=	0,8	<--- LAJE
Ms,max=	38,8108	[kN.m]
Ms,min=	4,274	[kN.m]

TENSÕES NO AÇO

I_2=	107293,9207	[cm⁴]
x=	7,94	[cm]
d=	36,7	[cm]
σc,max=	0,2871	[kN/cm²]
σc,min=	0,0316	[kN/cm²]
σs,max=	10,4039	[kN/cm²]
σs,min=	1,1457	[kN/cm²]
Δσ=	9,2581	[kN/cm²]
Δσ=	**92,58**	**[MPa]** OK
Δfad=	**105**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	16,00	[cm²]	**(ϕ 16.0 C/12.5)**
As,corrig.=	**16,00**	**[cm²]**	

A.4.7.4. Momento fletor negativo na direção longitudinal

Como pela a hipótese do processo de Fauchart, a laje não trabalha na direção longitudinal, ou seja, só trabalha na direção transversal. Adotar-se-á a armadura mínima proposta pela NBR-6118.

A.4.8. Verificação da pré-laje quanto ao lançamento do concreto

$$g = 0,20 * 25 = 5,0\ kN\ /\ m^2$$

$$Mk,g = 3 \times \frac{5,0 \cdot 1,5^2}{8} = 4,22\ kN.m$$

Esse Momento, conduz a armadura mínima!!!

DIMENSIONAMENTO			γn = 1,00	
Mk =	4,22	[kN.m]	γs = 1,15	
Md =	5,91	[kN.m]	γc = 1,40	
h =	20	[cm]	γf = 1,40	
d =	16,7	[cm]	**Ast = 0,82**	**[cm²]**
d' =	3,3	[cm]	**Asc = 0,00**	**[cm²]**
bw =	100	[cm]	**Asmin = 3,46**	**[cm²]**
fck =	30	[MPa]	**Aspele = 2,00**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Mklim = 136,55**	**[kN.m]**

A.4.9. Verificação ao Içamento

Considerando-se o efeito dinâmico de lançamento e/ou içamento da placa de concreto pré-moldado, como sendo 4 vezes o valor de peso próprio, o momento obtido conduz a armadura mínima, como pode ser visto a seguir.

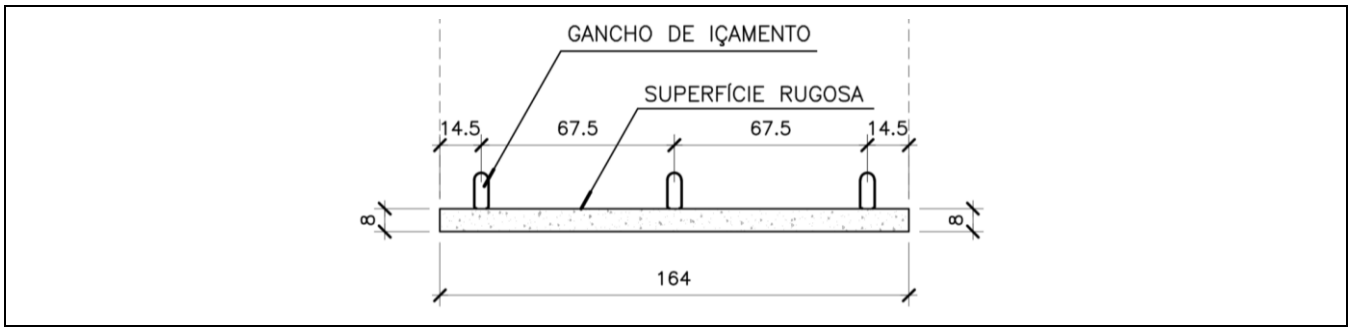


***Figura 28**: Detalhe da posição do gancho de içamento das lajes pré-moldadas.*

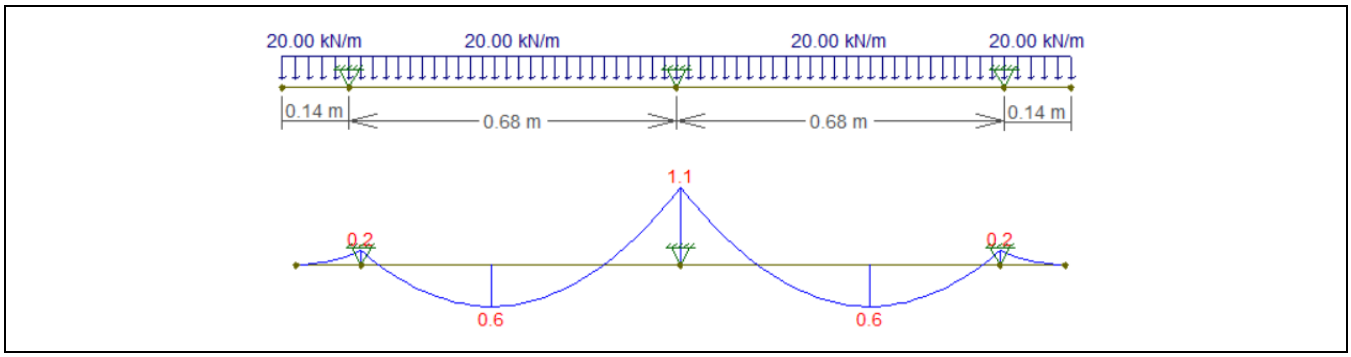
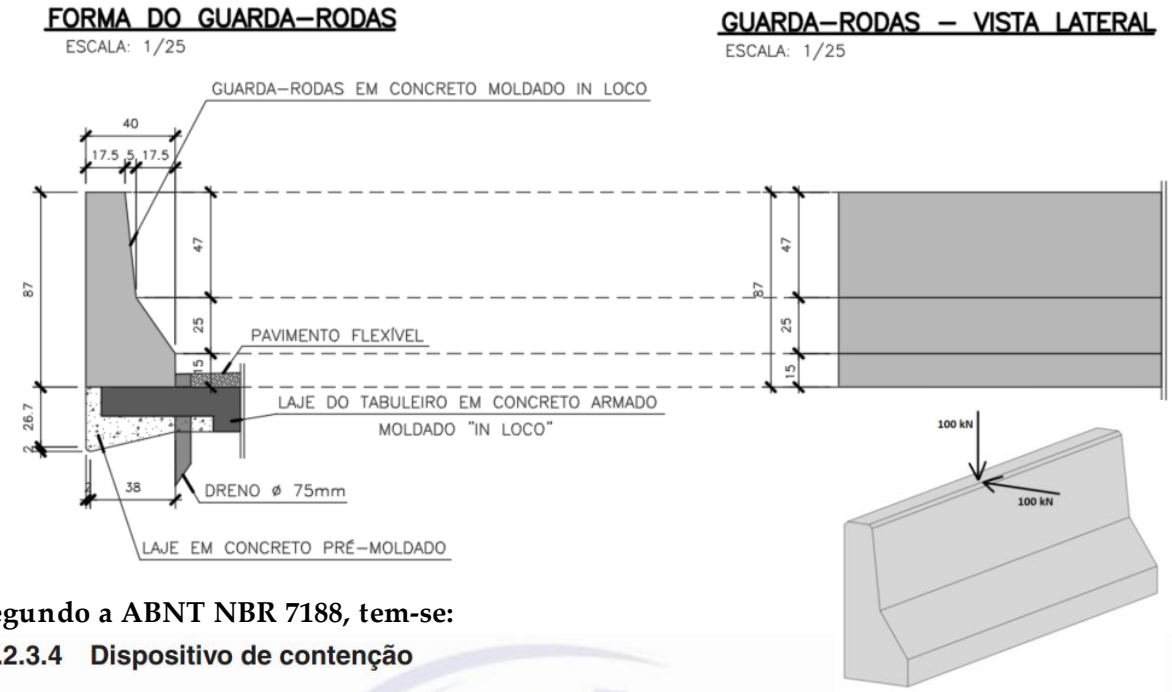


***Figura 29**: Esquema estático de içamento e diagrama de momento fletor para as lajes pré-moldadas.*

A.5. VERIFICAÇÃO DO GUARDA-RODAS TIPO "NEW-JERSEY"

VERIFICAÇÃO DO GUARDA RODAS TIPO "NEW-JERSEY"



Segundo a ABNT NBR 7188, tem-se:

5.2.3.4 Dispositivo de contenção

O elemento deve ser dimensionado para uma força horizontal perpendicular à direção do tráfego de 100 kN e carga concomitante de 100 kN.

1) CARGA NA BASE ESPRALHADA DE APROXIMADAMENTE 27°

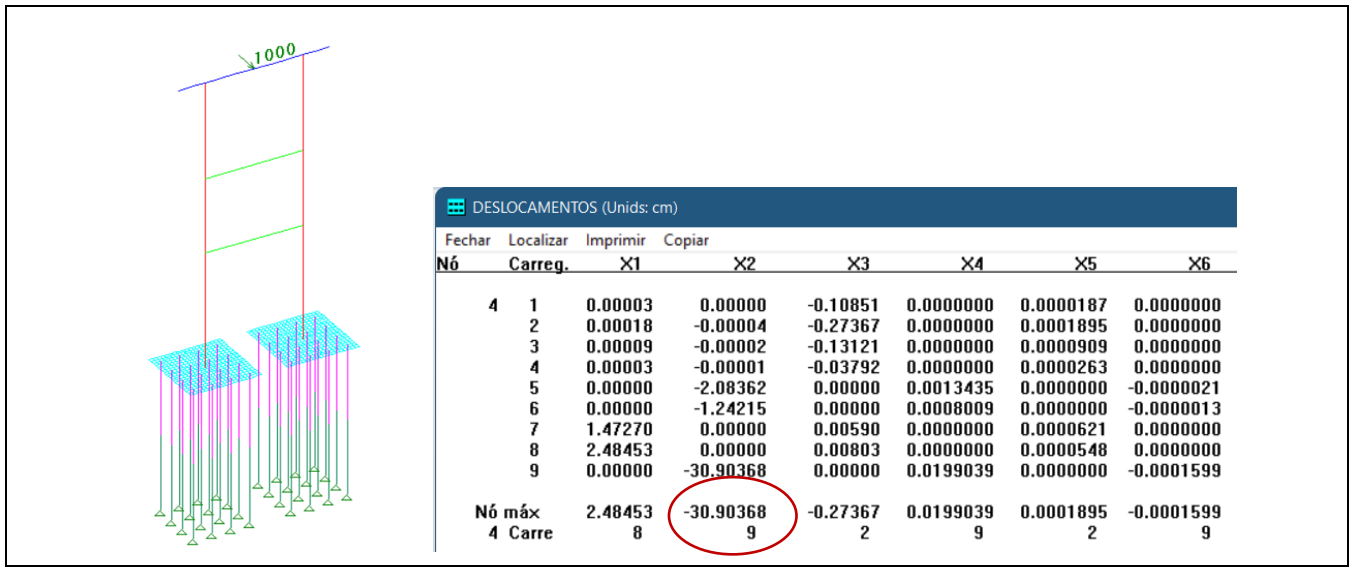
qo =	**110,134**	**[kN/m]**
Mbase =	**41,680**	**[kN.m/m]**

2) DIMENSIONAMENTO

			γn =	1,00	
Mk =	41,68	[kN.m]	γs =	1,15	
Md =	58,35	[kN.m]	γc =	1,4	
h =	40	[cm]	γf =	1,4	
d =	37	[cm]	**Ast =**	**3,69**	**[cm²]**
d′ =	3	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
bw =	100	[cm]	**Asmin =**	**6,00**	**[cm²]**
fck =	20	[MPa]	**Aspele =**	**4,00**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Mklim =**	**446,85**	**[kN.m]**

A.6. VERIFICAÇÃO DA JUNTA DE DILATAÇÃO

Considerando-se uma carga virtual de 1000kN aplicado na barra 4 do modelo estrutural, obtém-se um deslocamento de 30,904 cm como apresentado na **Figura 30**, portanto a rigidez com conjunto de pilares no pórtico hiperestático vale $k_p = \frac{1000}{0,30904} = 3235,83\ kN\ /\ m$ e a rigidez do neoprene é $kn = \frac{1000 \cdot \ 0,30 \cdot 0,40}{5,2 \cdot 10^{-2}} = 2307,69\ kN\ /\ m$, o que conduz a uma rigidez total de $\frac{1}{k} = \frac{1}{3235,83} + \frac{1}{2307,69} \Rightarrow k = 1347,03\ kN\ /\ m$.



Nó	Carreg.	X1	X2	X3	X4	X5	X6
4	1	0.00003	0.00000	-0.10851	0.0000000	0.0000187	0.0000000
	2	0.00018	-0.00004	-0.27367	0.0000000	0.0001895	0.0000000
	3	0.00009	-0.00002	-0.13121	0.0000000	0.0000909	0.0000000
	4	0.00003	-0.00001	-0.03792	0.0000000	0.0000263	0.0000000
	5	0.00000	-2.08362	0.00000	0.0013435	0.0000000	-0.0000021
	6	0.00000	-1.24215	0.00000	0.0008009	0.0000000	-0.0000013
	7	1.47270	0.00000	0.00590	0.0000000	0.0000621	0.0000000
	8	2.48453	0.00000	0.00803	0.0000000	0.0000548	0.0000000
	9	0.00000	-30.90368	0.00000	0.0199039	0.0000000	-0.0001599
Nó máx		2.48453	-30.90368	-0.27367	0.0199039	0.0001895	-0.0001599
4 Carre		8	9	2	9	2	9

***Figura 30**: Esquema estático do modelo com carregamento virtual para determinação da rigidez dos pilares.*

Levando-se em consideração a variação de temperatura equivalente a retração, já calculada no item A.2.5.2. da página 34, obtém-se $\Delta T_{\varepsilon_{CS}} = \frac{3,47 \cdot 10^{-4}}{1,0 \cdot 10^{-5}} = 34,7^o C$, e analogamente, levando-se em consideração a temperatura equivalente de protensão, chega-se a $\Delta T_{\varepsilon_{P\infty}} = \frac{7,79 \cdot 10^6}{33130,0 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 10^{-5}} = 23,5^o C$ (**Figura 31**), com a consideração de uma variação $\Delta T = \pm 15^o C$ (**Figura 32**), obtém-se por combinação:

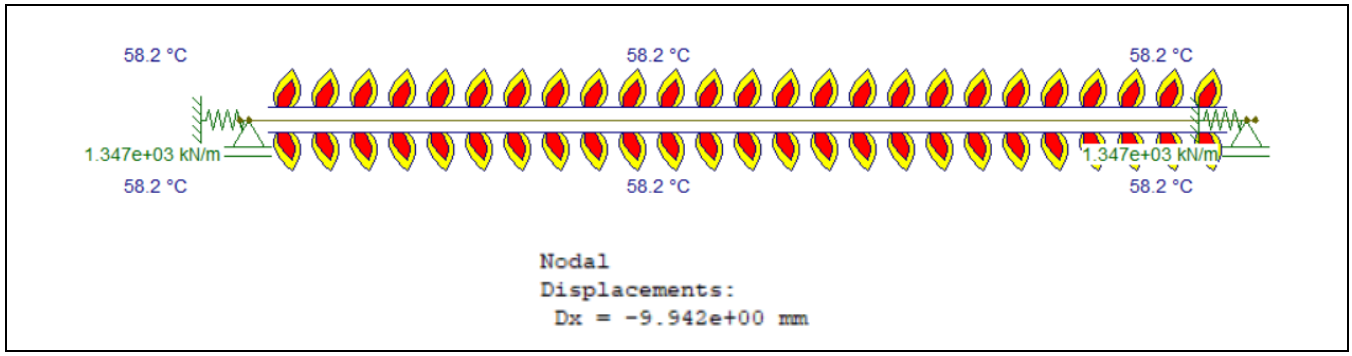


***Figura 31**: Esquema de carregamento de temperatura para retração e protensão com fluência.*

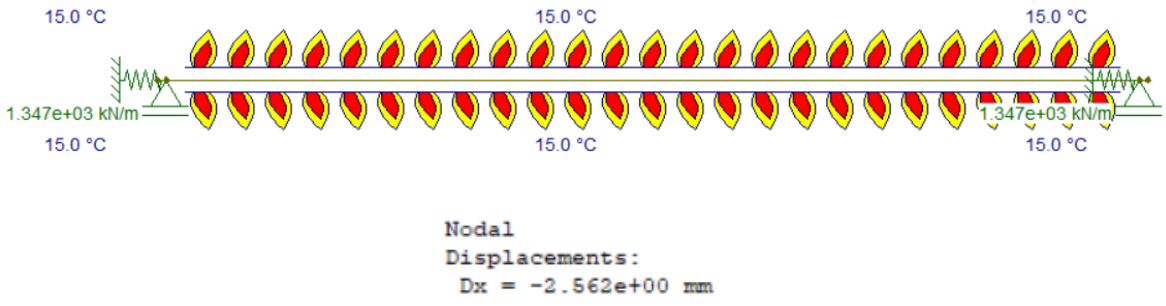


***Figura 32**: Esquema de carregamento variação de temperatura normativa.*

Portanto, resulta-se em $\begin{cases} \delta_T = 1{,}20 \;\; 9{,}94 \;\; = 11{,}93 \; mm \\ \delta_C = 1{,}20 \;\; 2{,}57 \;\; = 3{,}08 \; mm \end{cases}$

Ressalta-se que por questão de segurança, a da variação de calor mostrada na seção A.2.5.1. na página 34, adota-se, para este projeto, a junta JEENE JJ3550W que satisfaz as condições aqui impostas. O detalhe desta junta é mostrada na **Figura 34**.

SELANTE		DIMENSÕES – PONTO NEUTRO		MOVIMENTAÇÕES		
CÓDIGO	LARGURA	PROFUNDIDADE	LARGURA	COMPRESSÃO (–)	RAÇÃO (+)	RECALQUE/CISALHAMENTO (–)/(+)
JJ2030VV	20	40	20	10	10	12
JJ2540VV	25	50	25	10	15	15
JJ3550VV	35	60	35	15	20	21

***Figura 33**: Características da junta de dilatação JEENE.*

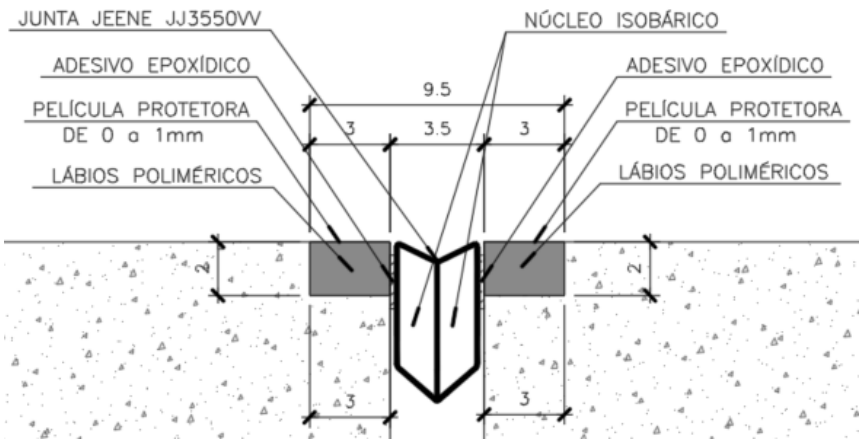


***Figura 34**: Detalhe da junta JEENE retirada do Projeto Estrutural.*

B. MESOESTRUTURA

B.1. APARELHOS DE APOIO

B.1.1. Características Geométricas

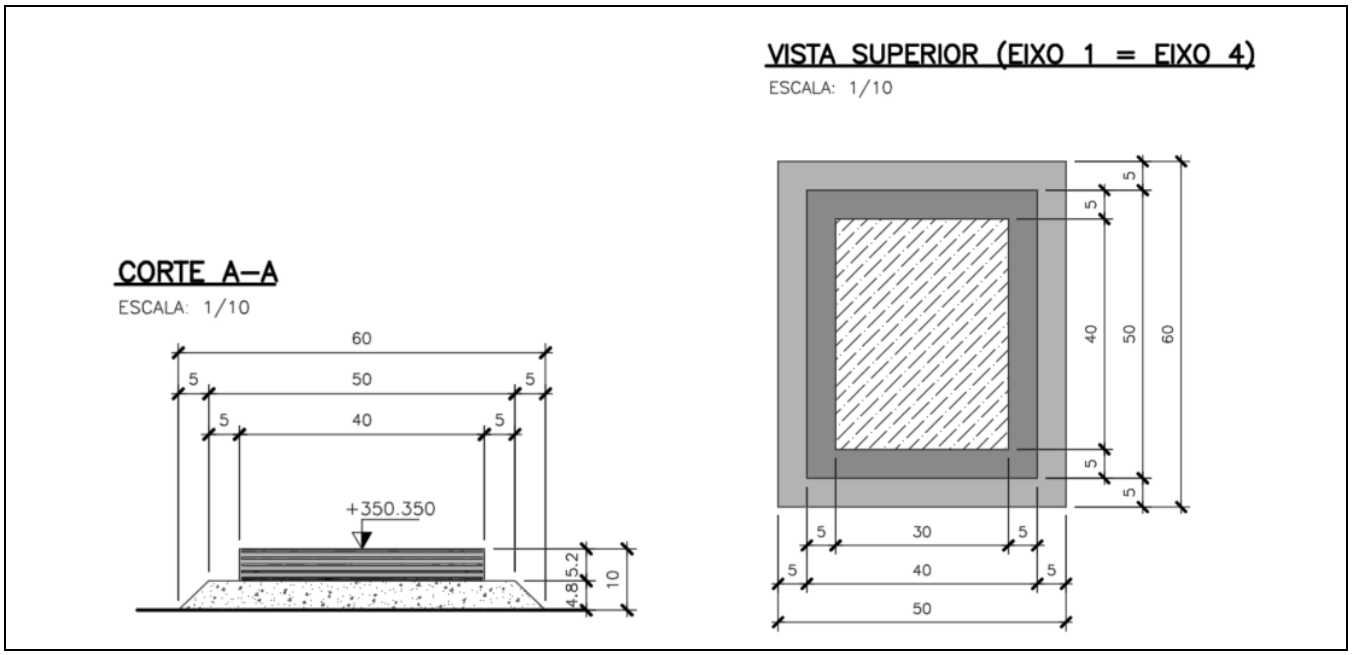


Figura 35: Detalhe do aparelho de apoio tipo neoprene fretado.

B.1.2. Esforços Solicitantes e Deslocamentos

B.1.2.1. Travessas dos encontros

ESFORÇOS VERTICAIS

Ng1,k =	281,13	[kN]
Ng2,k =	210,62	[kN]
Ng3,k =	254,08	[kN]
Ng,k =	745,83	[kN]
Nq*,min =	206,71	[kN]
Nq*,max =	508,49	[kN]

FRENAGEM / ACELERAÇÃO

CNF =	1,00	
Lef =	9,50	[m]
Vão =	35,00	[m]
Hf =	**16,88**	**[kN]**

TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

hn =	4,10	[cm]
Gn =	1,00	[MPa]
An =	0,12	[m^2]
Hp =	15,00	[m]
Ec =	33130,05	[MPa]
Ip =	0,1963	[m^4]
k =	1943,22	[kN/m]
Ht =	**5,95**	**[kN]**

EMPUXO DE SOLO

Ltransv.=	10,30	[m]
hcortina =	3,38	[m]
ka =	0,333	
Hs =	**14,51**	**[kN]**

FORÇA DE VENTO

q =	1,50	[kN/m^2]
Ca =	1,20	[m]
hf =	2,92	[m]
A =	102,20	[m]
Fv =	**91,98**	**[kN]**

PRESSÃO DE ÁGUA

TOPO

q =	23,79	[kN/m^2]
Ca =	1,10	[m]
Lp =	1,00	[m]
Fa =	**26,17**	**[kN/m]**

MEIO

q =	20,08	[kN/m^2]
Fa =	**22,09**	**[kN/m]**

BASE

q =	13,03	[kN/m^2]
Fa =	**14,33**	**[kN/m]**

DEFLEXÕES

Mg,k =	6451,39	[kN.m]
Mq*,k =	4256,48	[kN.m]
Mp (∞) =	5748,85	[kN.m]
L =	35,00	[m]
E =	3,3E+04	[MPa]
I =	0,2891	[m^4]
$\theta_{A,perm.}$ =	**8,56E-04**	**[rad]**
$\theta_{A,acid..}$ =	**6,04E-03**	**[rad]**

B.1.2.2. Travessas intermediárias

ESFORÇOS VERTICAIS

Ng1,k =	281,13	[kN]	
Ng2,k =	210,62	[kN]	
Ng3,k =	254,08	[kN]	
Ng,k =	745,83	[kN]	(2X)
Nq*,min =	206,71	[kN]	
Nq*,max =	715,20	[kN]	

FRENAGEM / ACELERAÇÃO

CNF =	1,00	
Lef =	9,50	[m]
Vão =	35,00	[m]
Hf =	**16,88**	**[kN]**

TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

hn =	4,10	[cm]
Gn =	1,00	[MPa]
An =	0,12	[m^2]
Hp =	18,90	[m]
Ec =	33130,05	[MPa]
Ip =	0,3771	[m^4]
k =	1916,54	[kN/m]
Ht =	**10,06**	**[kN]**

EMPUXO DE SOLO

Ltransv.=	10,30	[m]
hcortina =	3,38	[m]
ka =	0,333	
Hs =	**14,51**	**[kN]**

FORÇA DE VENTO

q =	1,50	[kN/m^2]
Ca =	1,20	[m]
hf =	2,92	[m]
A =	102,20	[m]
Fv =	**183,96**	**[kN]**

PRESSÃO DE ÁGUA

TOPO

q =	23,79	[kN/m^2]
Ca =	1,10	[m]
Lp =	1,00	[m]
Fa =	**26,17**	**[kN/m]**

MEIO

q =	20,08	[kN/m^2]
Fa =	**22,09**	**[kN/m]**

BASE

q =	13,03	[kN/m^2]
Fa =	**14,33**	**[kN/m]**

DEFLEXÕES

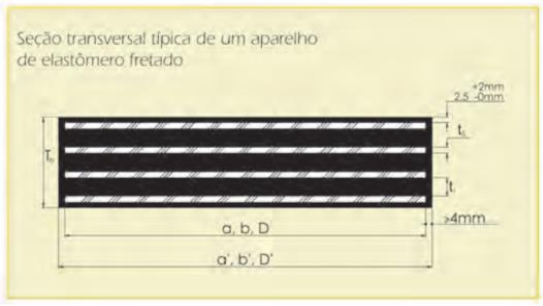
Mg,k =	6451,39	[kN.m]
Mq*,k =	4256,48	[kN.m]
Mp (∞) =	5748,85	[kN.m]
L =	35,00	[m]
E =	3,3E+04	[MPa]
I =	0,2891	[m^4]
$\theta_{A,perm.}$ =	**8,56E-04**	**[rad]**
$\theta_{A,acid..}$ =	**6,04E-03**	**[rad]**

B.1.3. Entrada de Dados

B.1.3.1. Travessas dos encontros

Aparelhos de apoio de elastômero fretado
NEOPREX - EN 1337

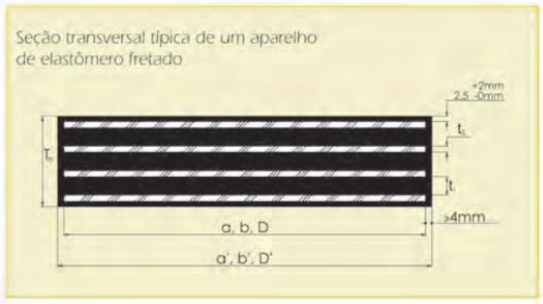
Carga permanente =	745,83	kN
Carga acidental =	715,20	kN
Fator majoração cargas acidentais =	1,50	
Fator majoração cargas permanentes =	1,35	
Rotação long. permanente =	8,558E-04	rad
Rotação long. acidental =	6,040E-03	rad
Horizontal long. permanente =	2,90	kN
Horizontal long. acidental =	4,39	kN
Deslocamento long. permanente =	0	mm
Deslocamento long. acidental =	0	mm
largura do aparelho / eixo long. obra =	300	mm
comprimento do aparelho =	400	mm
espessura camada de elastômero (ti) =	8	mm
número de camadas internas do elastomero (n) =	4	
altura total elastômero (n.ti) =	32	mm
altura total do aparelho de apoio =	52	mm
G =	1	MPa
fyk =	210	MPa
atrito: concreto (6) ou demais (2) =	6	fator
espessura da chapa externa =	3	mm
espessura da chapa interna =	3	mm
cobrimento vertical =	2,5	mm
cobrimento horizontal =	4	mm



B.1.3.2. Travessa intermediárias

Aparelhos de apoio de elastômero fretado
NEOPREX - EN 1337

Carga permanente =	745,83	kN
Carga acidental =	921,91	kN
Fator majoração cargas acidentais =	1,50	
Fator majoração cargas permanentes =	1,35	
Rotação long. permanente =	8,558E-04	rad
Rotação long. acidental =	6,040E-03	rad
Horizontal long. permanente =	2,90	kN
Horizontal long. acidental =	5,09	kN
Deslocamento long. permanente =	0	mm
Deslocamento long. acidental =	0	mm
largura do aparelho / eixo long. obra =	300	mm
comprimento do aparelho =	400	mm
espessura camada de elastômero (ti) =	8	mm
número de camadas internas do elastomero (n) =	4	
altura total elastômero (n.ti) =	32	mm
altura total do aparelho de apoio =	52	mm
G =	1	MPa
fyk =	210	MPa
atrito: concreto (6) ou demais (2) =	6	fator
espessura da chapa externa =	3	mm
espessura da chapa interna =	3	mm
cobrimento vertical =	2,5	mm
cobrimento horizontal =	4	mm



B.1.4. Verificações

B.1.4.1. Travessas dos encontros

Deslocamento total permanente	0,9	mm	Fator de forma ti	10,46	
Deslocamento total acidental	0,7	mm	Fator de forma cobrimento	23,91	
Tensão normal considerando área total do aparelho	12,18	MPa	H total	52,0	mm
Tensão normal com área reduzida	12,83	MPa	$s_{máx}$ adm em area reduzida	15	MPa
Tensão normal permanente com área reduzida	6,54	MPa	$s_{mín}$adm em área reduzida	3	MPa
Tmin - deslizamento - cargas permanentes	0,8	mm	Volume Unitário	6,240	dm3
Tmin - deslizamento - cargas totais	1,3	mm	Volume Total para Compra	49,920	dm3
Tmin - limitação deslocamento horizontal	2,2	mm			
$T_i$máx para estabilidade	158,65	mm	VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE		
Soma das deflexões das camadas internas	2,6157	mm	Soma deflexões cam.internas	0,7898	mm
Soma das deflexões das camadas de cobrimento	0,0542	mm	Soma deflexões cam. cobrim.	0,0251	mm
Deflexão total	2,6700	mm	Deflexão total	0,8149	mm
Rotação admissível pela análise da estabilidade	2,74E-02	rad	Rot.adm. por estabilidade (K=1)	1,63E-02	rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento	2,69E-02	rad	Idem, sem cam. cobrimento (K=1)	1,58E-02	rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5	6,10E-03	rad	Rot. adm. permanente	8,35E-03	rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais	2,29				
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais	0,04				
Deformação de cisalhamento devida às rotações	1,65				
Deformações totais por cisalhamento no elastômero	3,98				
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento	4,31				
Espessura mínima para a chapa interna de aço	1,27	mm			

B.1.4.2. Travessa intermediárias

Deslocamento total permanente	0,9	mm	Fator de forma ti	10,46	
Deslocamento total acidental	0,8	mm	Fator de forma cobrimento	23,91	
Tensão normal considerando área total do aparelho	13,90	MPa	H total	52,0	mm
Tensão normal com área reduzida	14,65	MPa	$s_{máx}$ adm em area reduzida	15	MPa
Tensão normal permanente com área reduzida	6,54	MPa	$s_{mín}$adm em área reduzida	3	MPa
Tmin - deslizamento - cargas permanentes	0,8	mm	Volume Unitário	6,240	dm3
Tmin - deslizamento - cargas totais	1,3	mm	Volume Total para Compra	49,920	dm3
Tmin - limitação deslocamento horizontal	2,4	mm			
$T_i$máx para estabilidade	138,94	mm	VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE		
Soma das deflexões das camadas internas	2,7503	mm	Soma deflexões cam.internas	0,8925	mm
Soma das deflexões das camadas de cobrimento	0,0619	mm	Soma deflexões cam. cobrim.	0,0286	mm
Deflexão total	2,8122	mm	Deflexão total	0,9211	mm
Rotação admissível pela análise da estabilidade	2,89E-02	rad	Rot.adm. por estabilidade (K=1)	1,84E-02	rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento	2,83E-02	rad	Idem, sem cam. cobrimento (K=1)	1,78E-02	rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5	3,73E-03	rad	Rot. adm. permanente	8,35E-03	rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais	2,68				
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais	0,05				
Deformação de cisalhamento devida às rotações	1,65				
Deformações totais por cisalhamento no elastômero	4,38				
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento	4,49				
Espessura mínima para a chapa interna de aço	1,45	mm			

B.2. ENCONTROS

B.2.1. Encontros

B.2.1.1. Características Geométricas

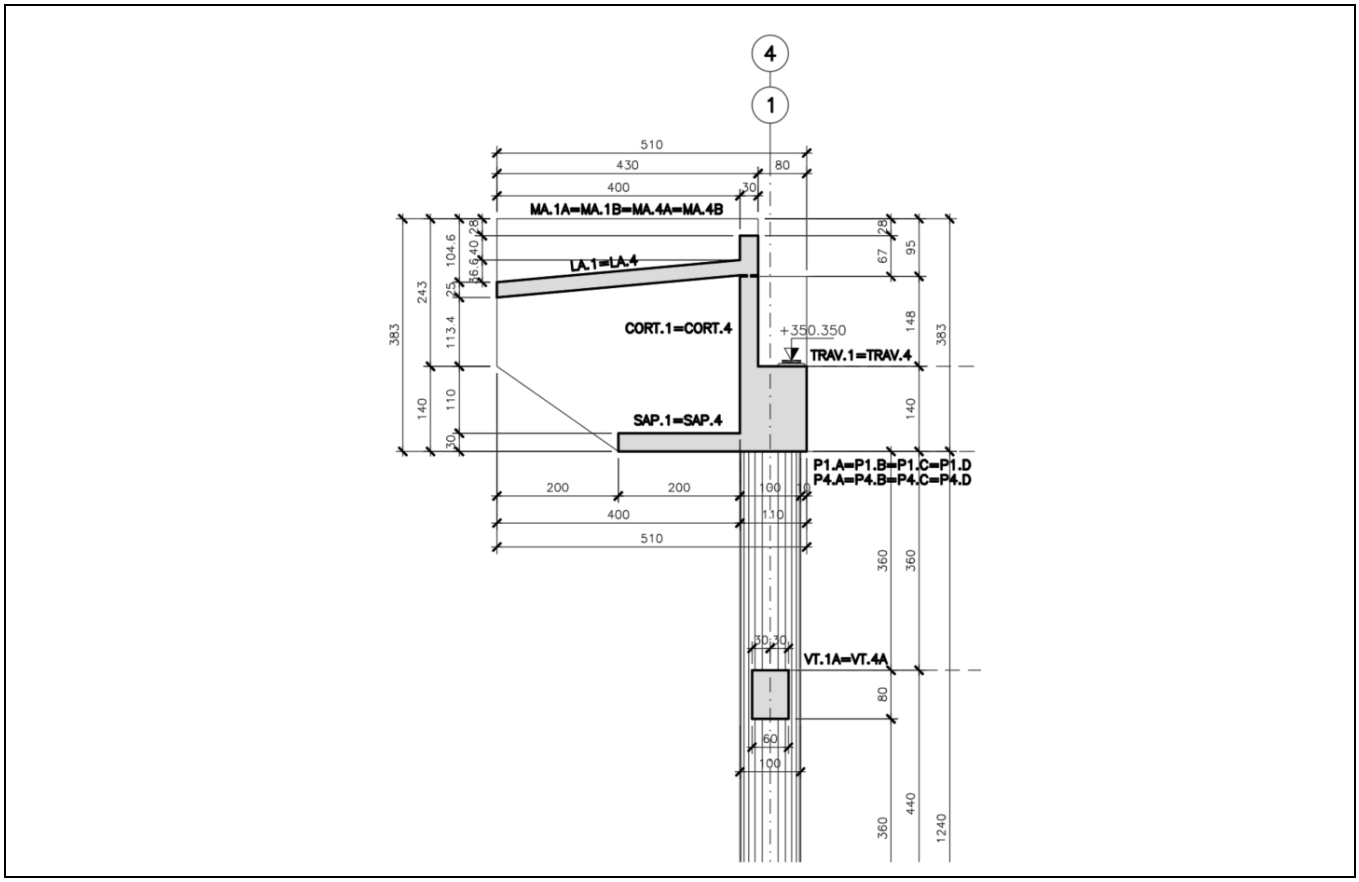


Figura 36: *Característica Geométrica – Encontros.*

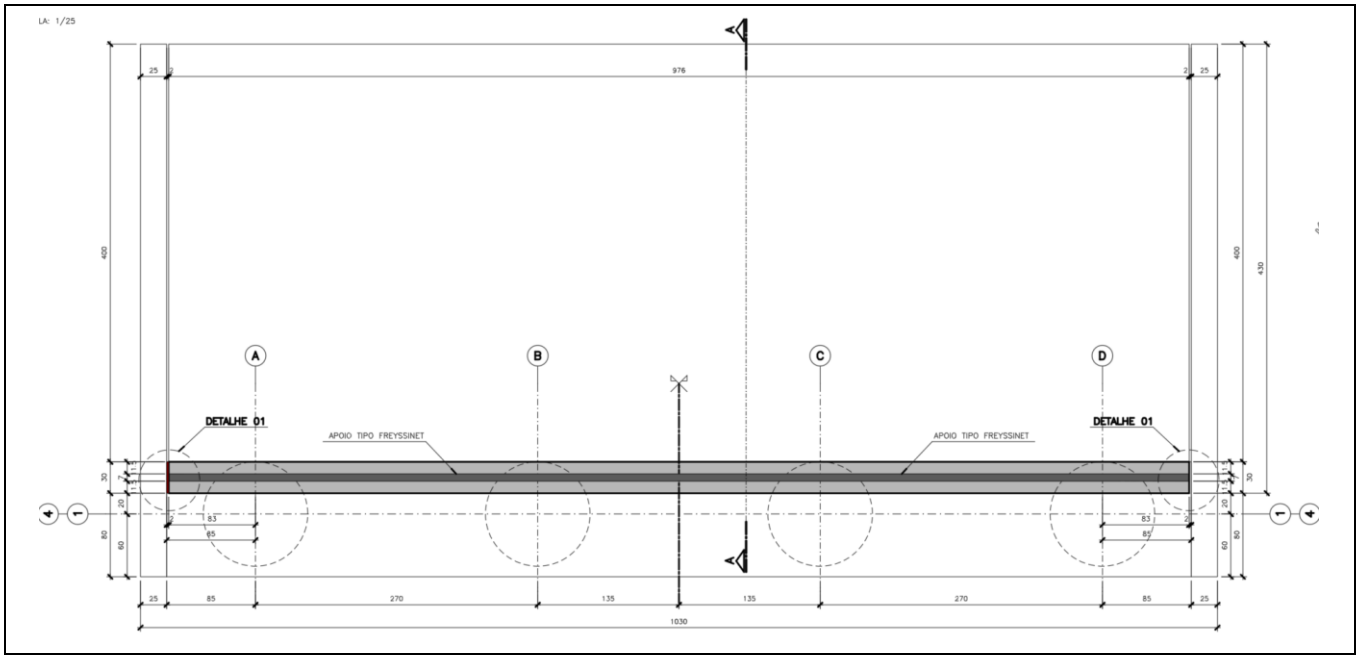


Figura 37: *Característica Geométrica – Laje de aproximação.*

B.2.2. Cortina

O modelo estrutural da cortina é de um muro de arrimo formado pela cortina engastada na travessa, ou seja, uma viga em balanço com apoio engastada em uma das extremidades e livre na outra.

B.2.2.1. Carregamento

As ações verticais que são aplicadas na cortina são oriundas das reações da laje de aproximação, de duas rodas concentradas sobre a viga da laje de aproximação, das reações do trem-tipo, do peso de solo sobre a laje e da carga de multidão.

As ações horizontais são devido ao empuxo do solo e uma parcialidade da frenagem/aceleração sobre o pavimento da laje de aproximação, pois as ações de frenagem/aceleração sobre o tabuleiro reagem sobre o neoprene fretado.

B.2.2.2. Frenagem / Aceleração

Considerando-se que a hipótese de 50% do efeito de frenagem/aceleração ficar retido no apoio tipo Freyssinet e ser transmitido a cortina, obtém-se:

FRENAGEM / ACELERAÇÃO

CNF = 1

Hf = 67,50 [kN]

B.2.2.3. Empuxo de Solo

$$\begin{cases} q_1 = 5,0 \cdot \frac{1}{3} = 1,67\ kN\ /\ m \\ q_2 = 18 \cdot \frac{1}{3} \cdot (3,83 - 1,40 - 0,95) = 18 \cdot \frac{1}{3} \cdot (1,48) = 8,88\ kN\ /\ m \end{cases}$$

B.2.2.4. Esforços Solicitantes

Na direção horizontal, tem-se: $M_{cort.} = 8,88 \frac{1,48^{\ 2}}{2} = 9,73\ kN.m\ /\ m$

B.2.2.5. Dimensionamento

			γn =	1,00	
Mk =	9,73	[kN.m]	γs =	1,15	
Md =	13,62	[kN.m]	γc =	1,4	
h =	30	[cm]	γf =	1,4	
d =	26,875	[cm]	**Ast =**	**1,17**	**[cm²]**
d' =	3,125	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
bw =	100	[cm]	**Asmin =**	**6,03**	**[cm²]**
fck =	35	[MPa]	**Aspele =**	**3,00**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Mklim =**	**412,56**	**[kN.m]**

B.2.3. Muro de Ala

B.2.3.1. Características Geométricas

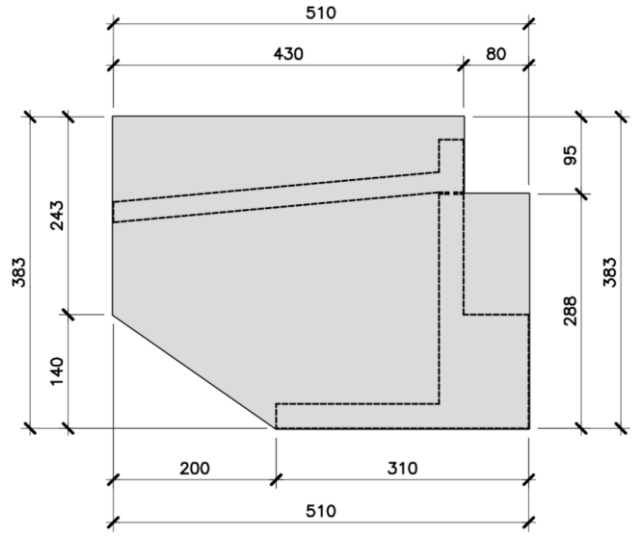


Figura 38: *Característica Geométrica – Muro de Ala.*

B.2.3.2. Carregamento

No muro de ala, foi considerado a mesma carga de empuxo solo a uma distância de 0,50m de altura da cortina sem o efeito da frenagem/aceleração. Os carregamentos são:

$$\begin{cases} q_1 = 5,0 \cdot \dfrac{1}{3} = 1,67\ kN\ /\ m \\ q_{solo,1} = 18 \cdot \dfrac{1}{3} \cdot (2,43 - 0,95) = 18 \cdot \dfrac{1}{3} \cdot (1,48) = 8,88\ kN\ /\ m \\ q_{solo,2} = 18 \cdot \dfrac{1}{3} \cdot (2,43 - 0,95 + 1,40\ /\ 2) = 18 \cdot \dfrac{1}{3} \cdot (2,18) = 13,08 kN\ /\ m \end{cases} \quad com \begin{cases} \ell_1 = 4,0 \\ \ell_2 = 3,0 \end{cases}$$

B.2.3.3. Esforços Solicitantes

Na direção horizontal, tem-se:

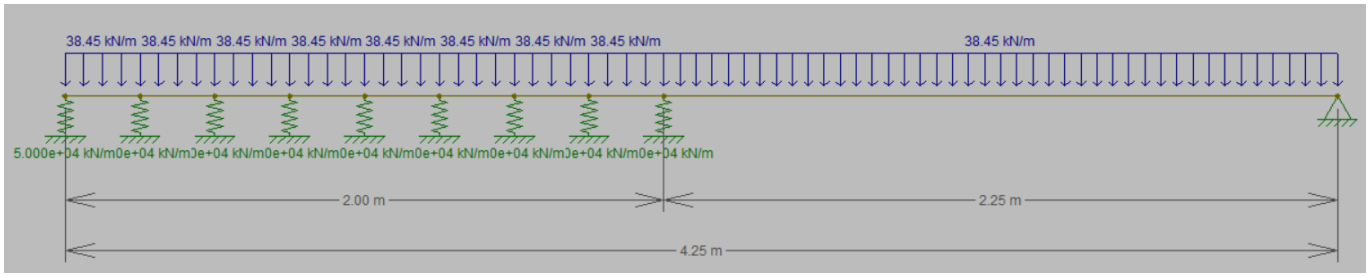
$$\begin{cases} M1 = 8,88 \dfrac{4,0^{\ 2}}{2} = 71,04\ kN.m\ /\ m \\ M2 = 13,08 \dfrac{3,0^{\ 2}}{2} = 58,86\ kN.m\ /\ m \end{cases}$$

B.2.3.4. Dimensionamento

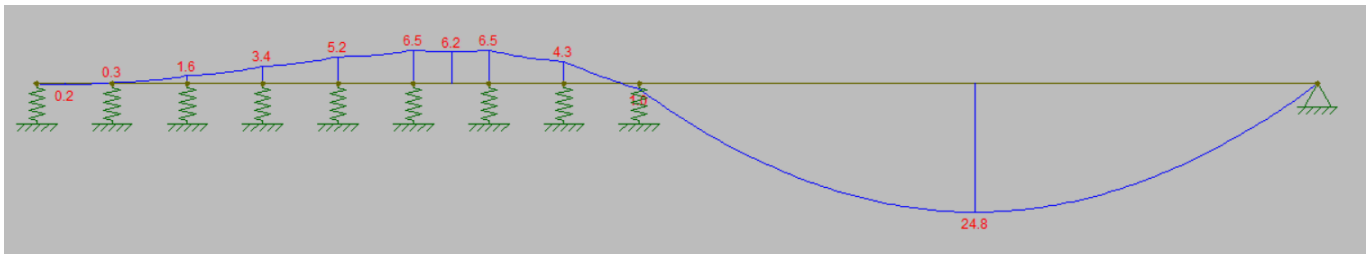
			γn =	1,00	
Mk =	71,04	[kN.m]	γs =	1,15	
Md =	99,46	[kN.m]	γc =	1,4	
h =	25	[cm]	γf =	1,4	
d =	22,1	[cm]	**Ast =**	**10,90**	**[cm²]**
d′ =	2,9	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
bw =	100	[cm]	**Asmin =**	**5,03**	**[cm²]**
fck =	35	[MPa]	**Aspele =**	**2,50**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Mklim =**	**278,98**	**[kN.m]**

B.2.4. Laje de aproximação

B.2.4.1. Esquema Estrutural



B.2.4.2. Diagrama de Momento Fletor



B.2.4.3. Dimensionamento

			γn =	1,00	
Mk =	24,80	[kN.m]	γs =	1,15	
Md =	34,72	[kN.m]	γc =	1,4	
h =	25	[cm]	γf =	1,4	
d =	21,875	[cm]	**Ast =**	**1,06**	**[cm²]**
d' =	3,125	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
bw =	100	[cm]	**Asmin =**	**5,03**	**[cm²]**
fck =	35	[MPa]	**Aspele =**	**2,50**	**[cm²]**
fyk =	1759,5	[MPa]	**Mklim =**	**164,08**	**[kN.m]**

B.3. TRAVESSAS DOS ENCONTROS

B.3.1. Características Geométricas e Físicas

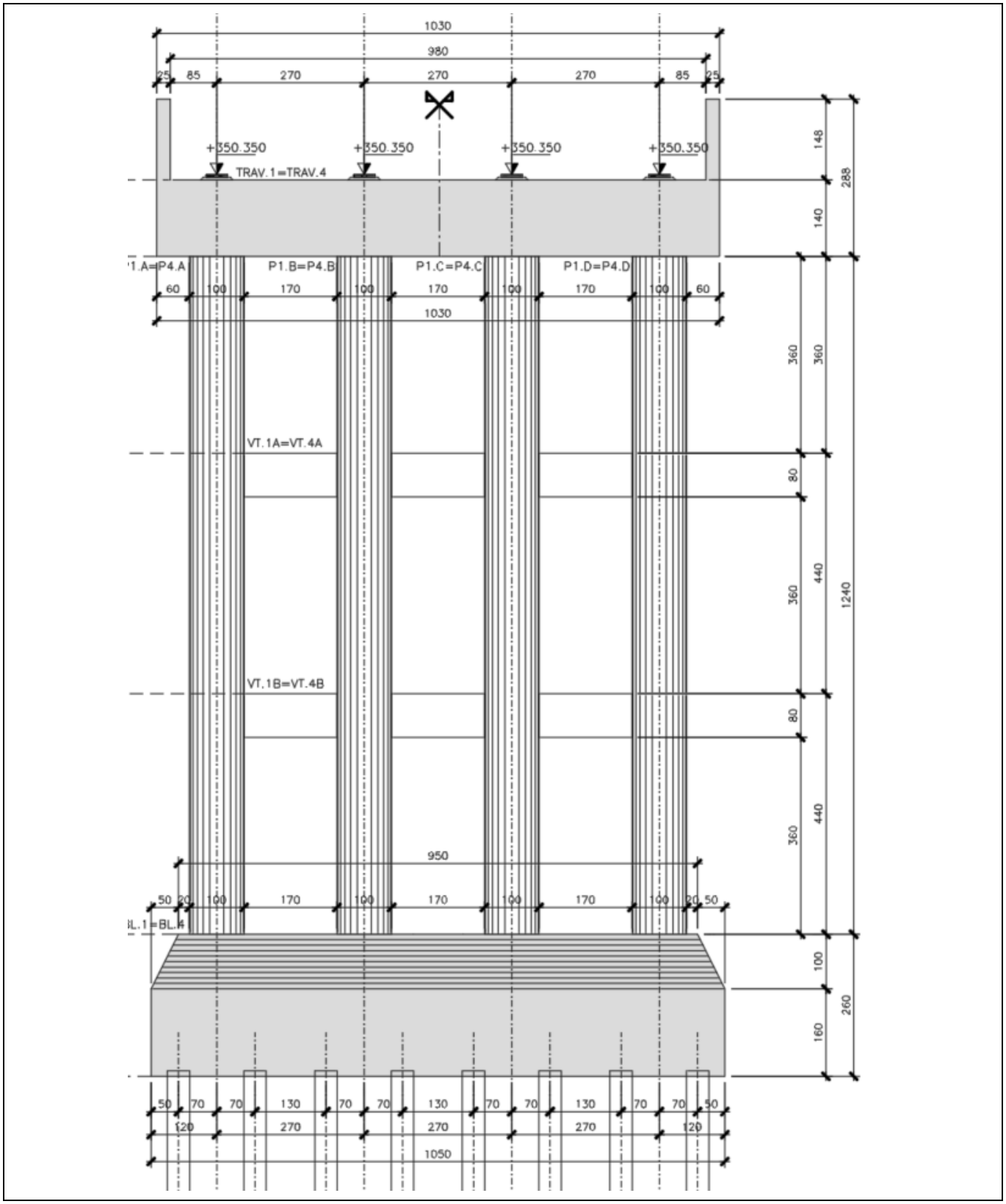


Figura 39: Seção transversal no apoio.

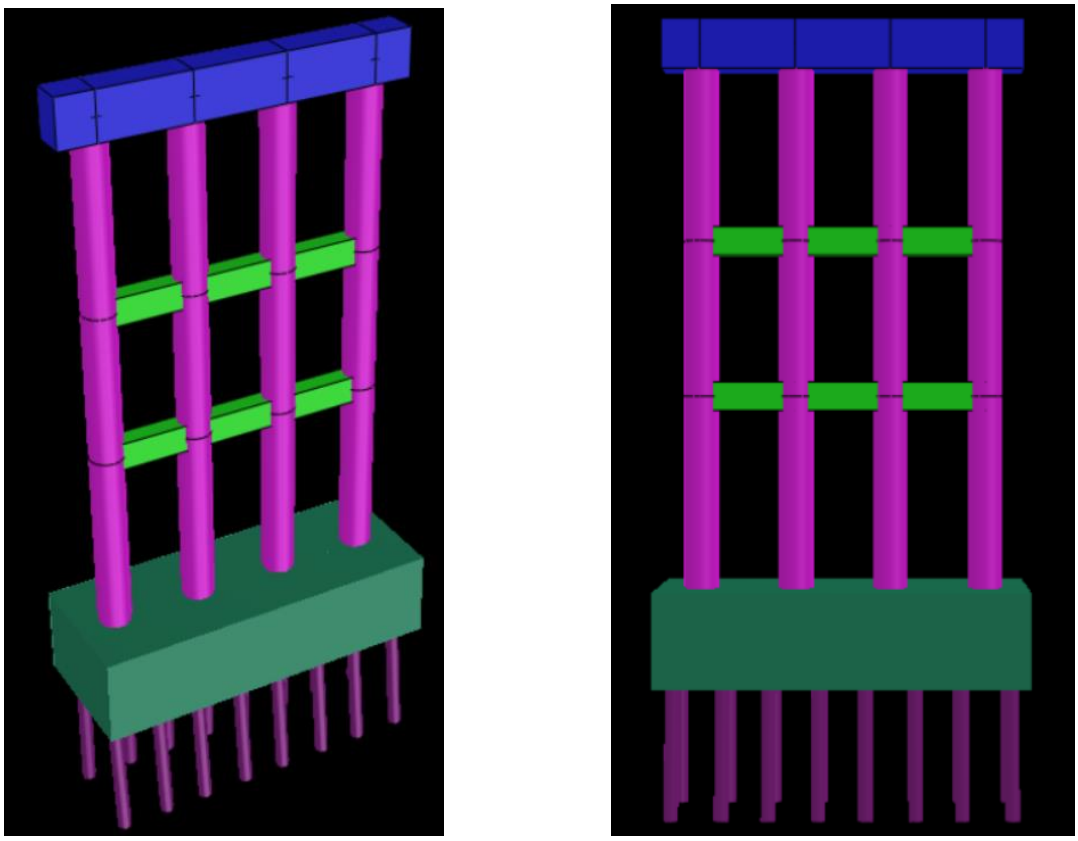


Figura 40: *Seção transversal no apoio – modelo estrutural.*

B.3.2. Carregamentos

Os carregamentos são listados na tabela abaixo:

N°	Título
1	PP
2	Ng
3	Nq*(-)
4	Nq*(+)
5	F/A
6	T/R/F
7	Fv
8	Pa
9	Esolo

Onde:

1) PP : peso próprio da travessa
2) NG: Reação de carga permanente das longarinas protendidas;
3) NQ* (-): Reação de carga móvel mínima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV;
4) NQ* (+): Reação de carga móvel máxima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV;

5) F/A: Força horizontal devido a frenagem e aceleração;
6) T/R/F: Força horizontal devido a temperatura, retração e fluência;
7) Fv: Força horizontal devido ao vento de pressão e de sucção;
8) Pa: Força horizontal devido à pressão de água;
9) Esolo: Força horizontal devido ao empuxo de solo.

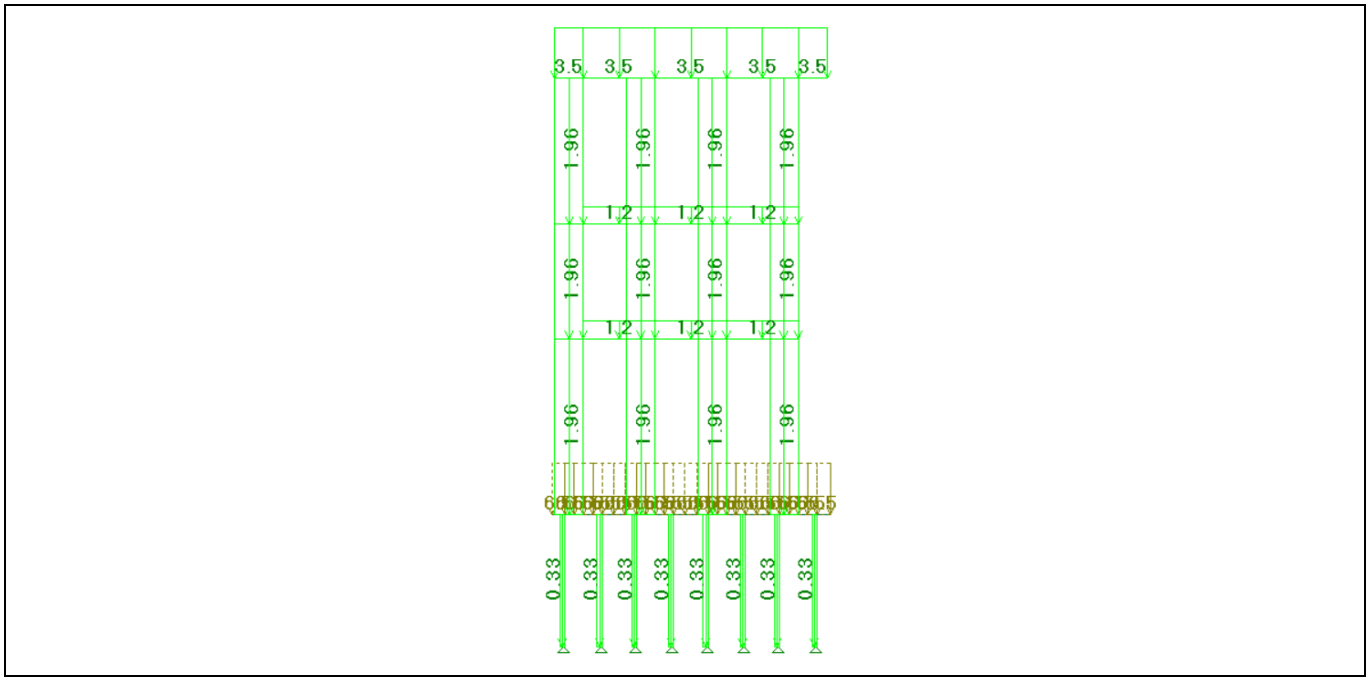


Figura 41: *Carregamento devido ao peso próprio da travessa – modelo estrutural.*

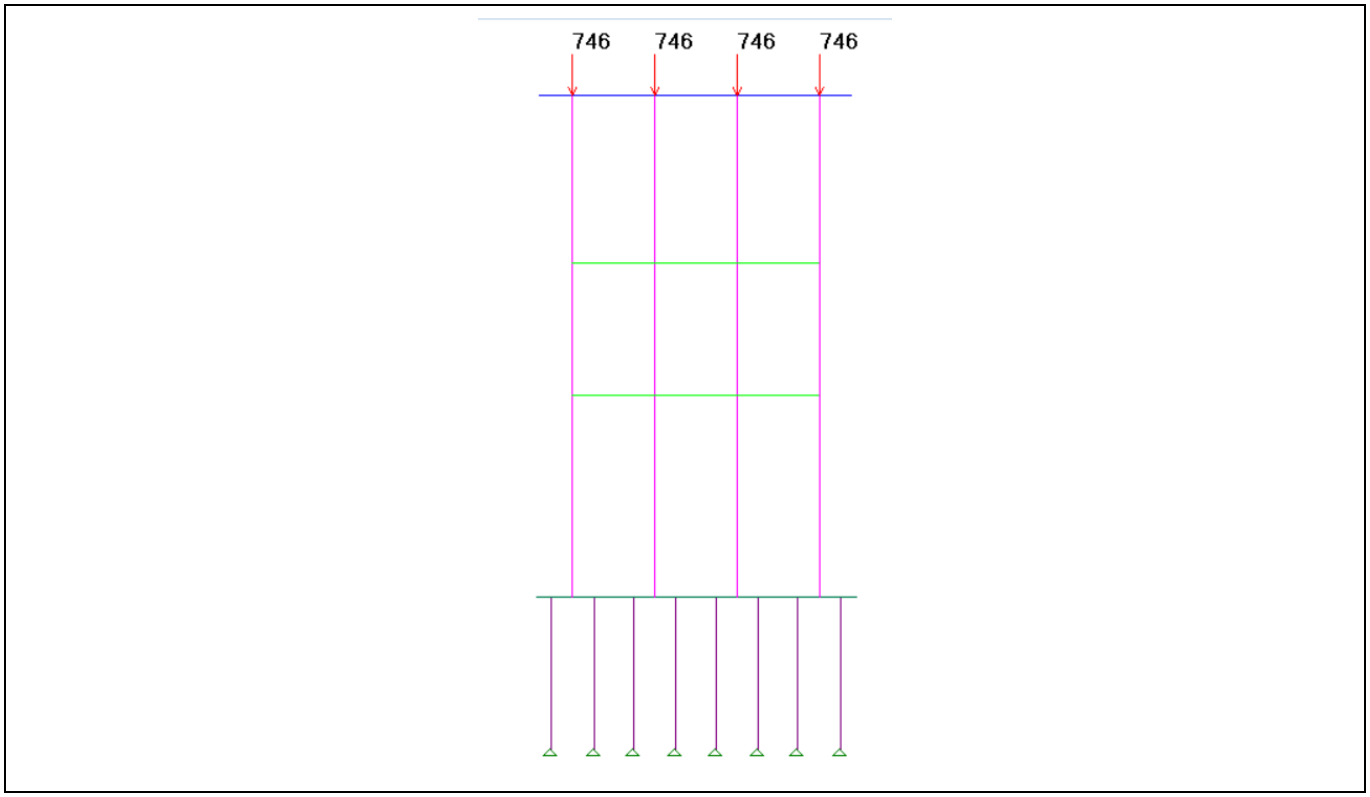


Figura 42: *Carregamento de reação de carga permanente das longarinas protendidas na travessa – modelo estrutural.*

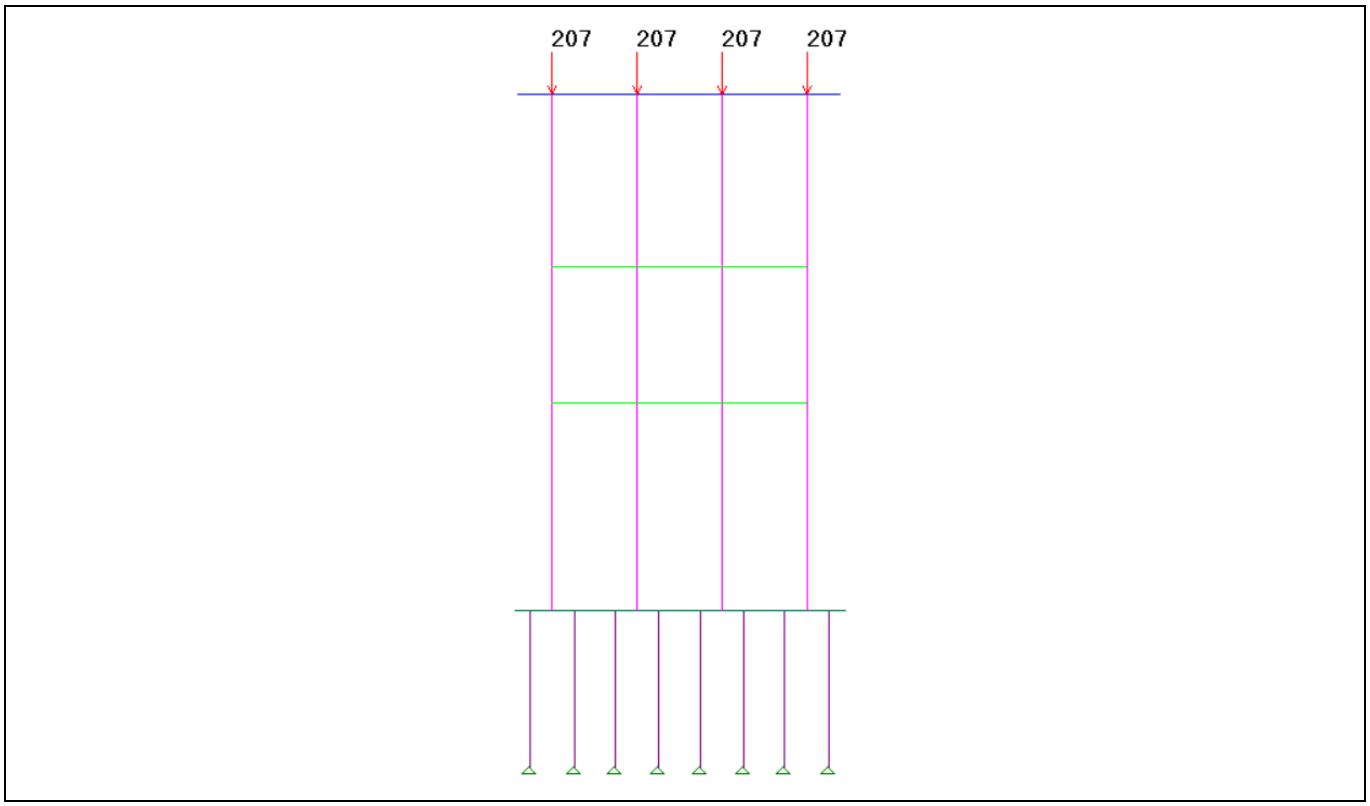


Figura 43: *Carregamento de reação de carga móvel mínima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV – modelo estrutural.*

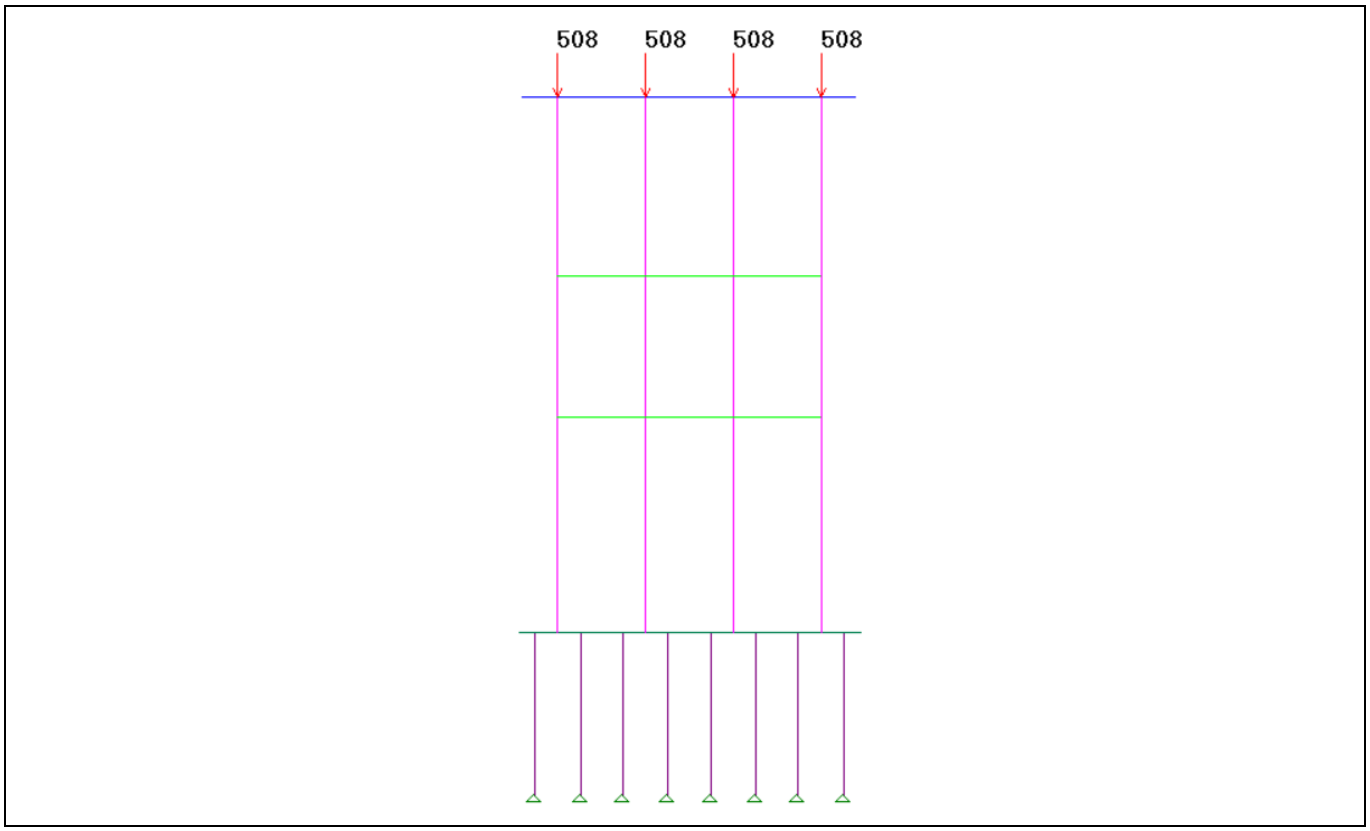


Figura 44: *Carregamento de reação de carga móvel máxima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV – modelo estrutural.*

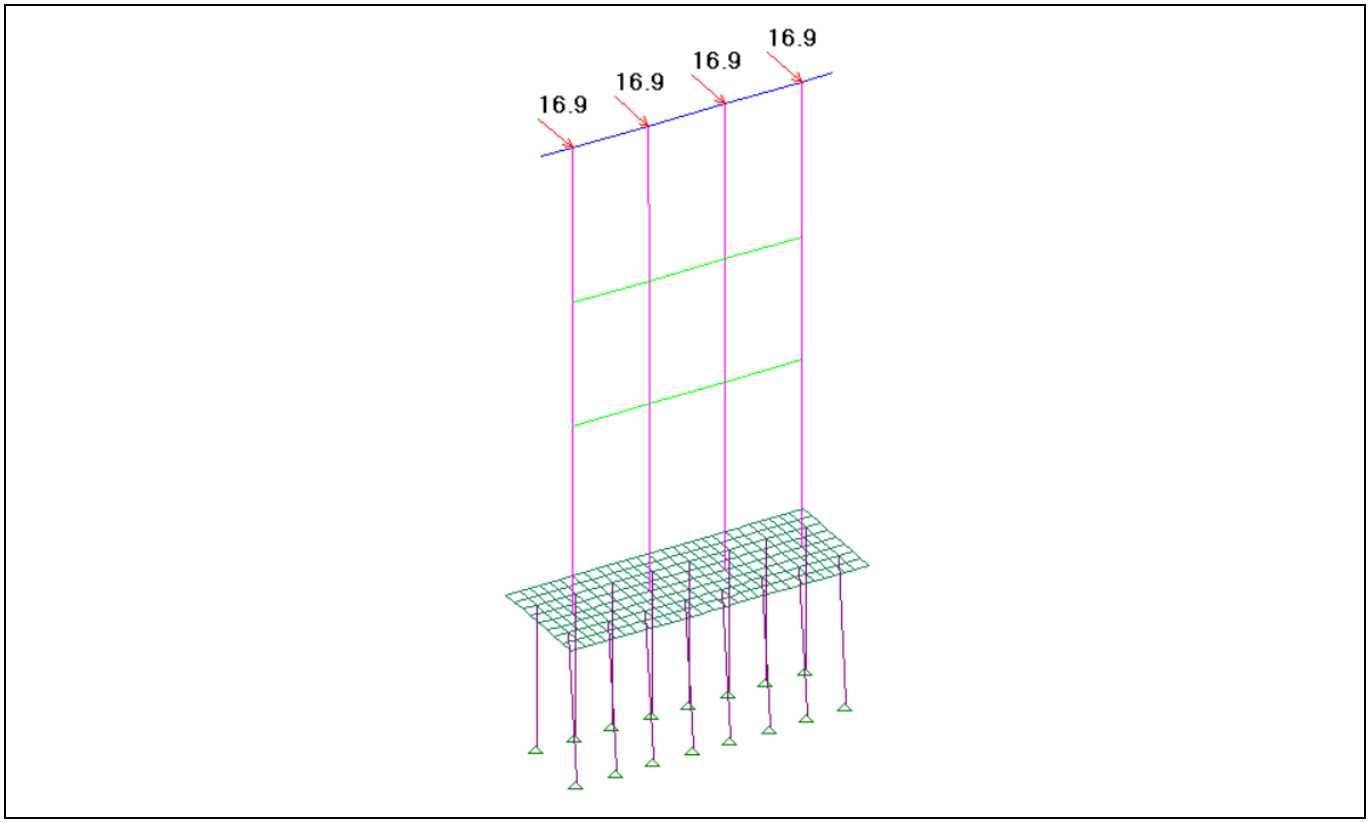


Figura 45: *Carregamento devido a frenagem e aceleração – modelo estrutural.*

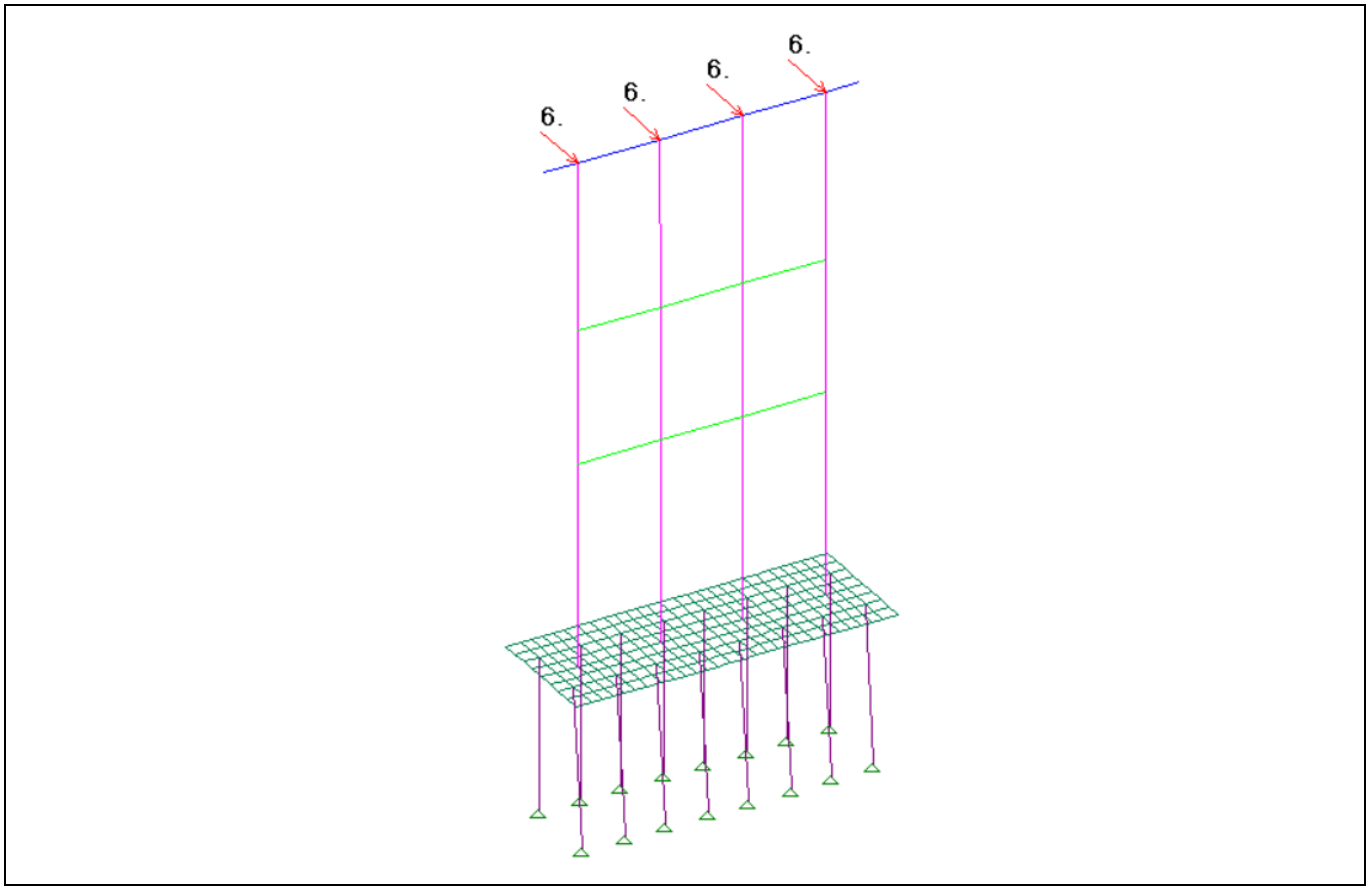


Figura 46: *Carregamento devido ao efeito de temperatura, retração e fluência – modelo estrutural.*

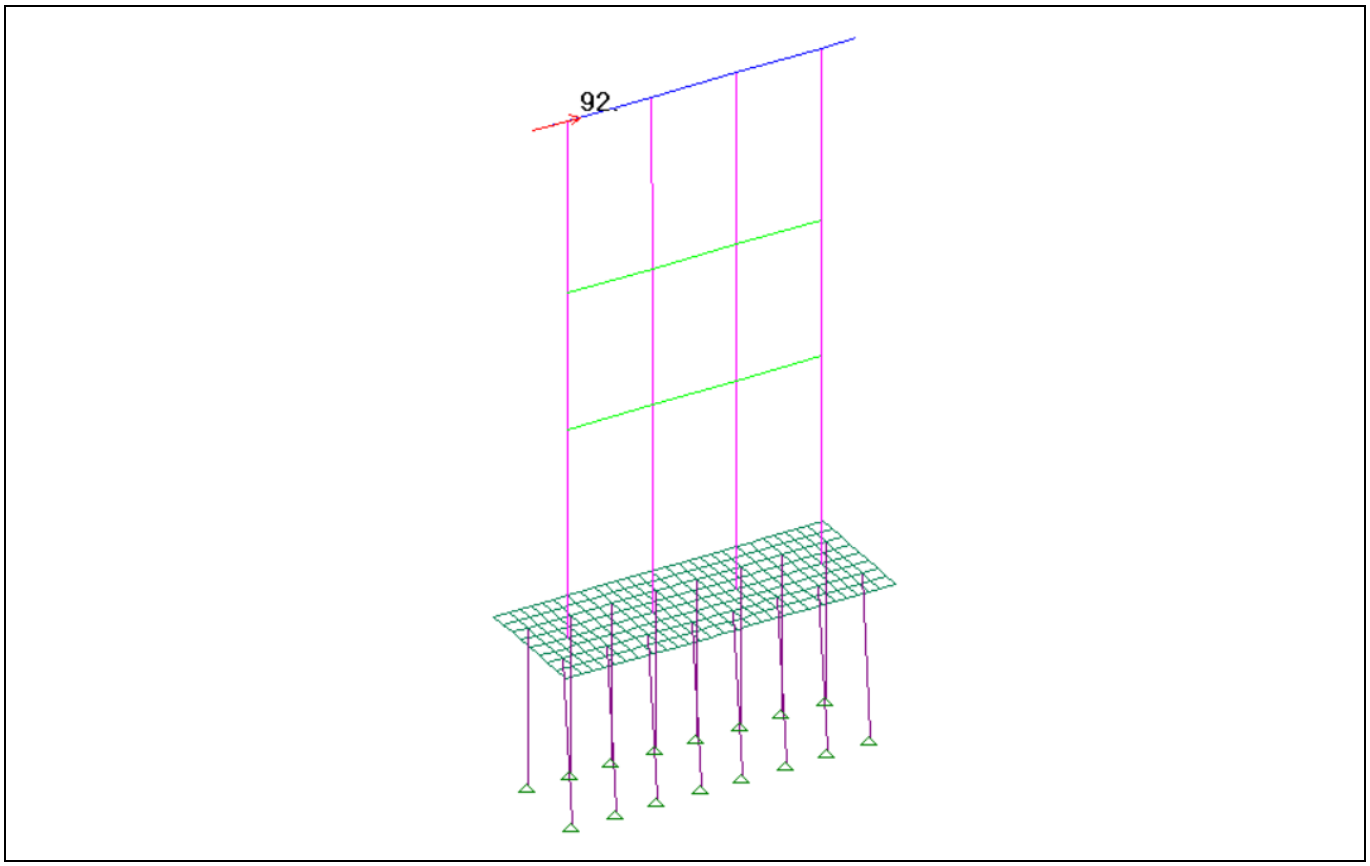


Figura 47: *Carregamento de vento de pressão e sucção na direção positiva – modelo estrutural.*

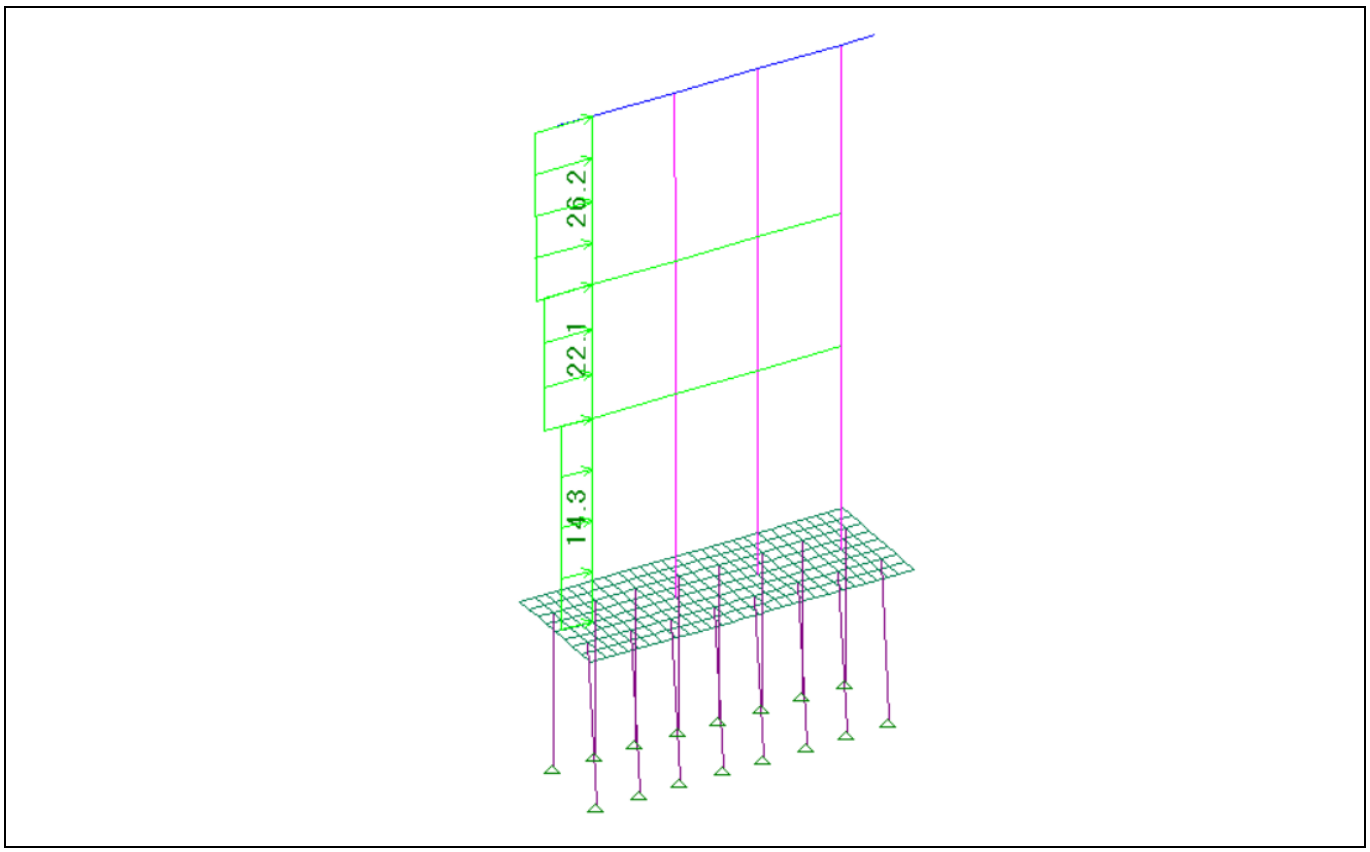


Figura 48: *Carregamento devido à pressão de água – modelo estrutural.*

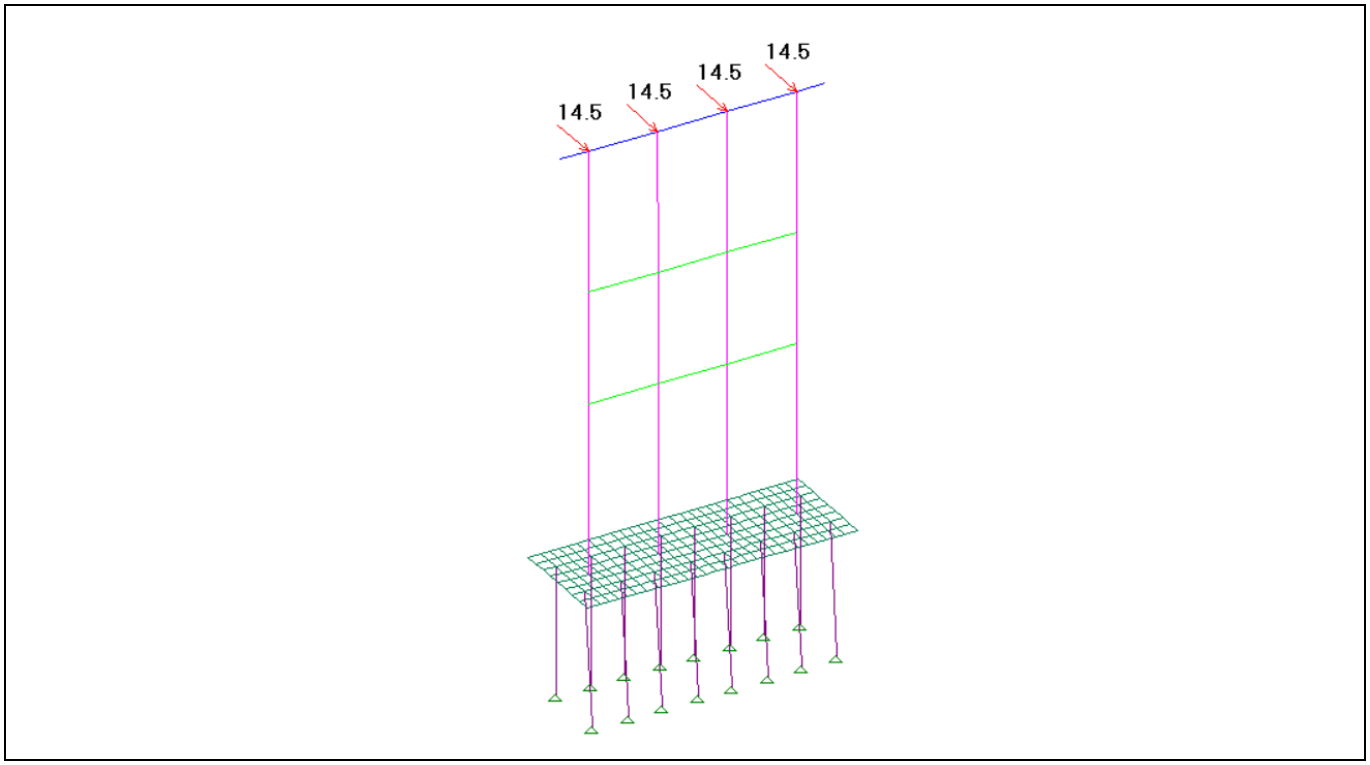


***Figura 49**: Carregamento devido ao empuxo do solo – modelo estrutural.*

B.3.3. Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes serão mostrados com listagem por carregamentos e combinações nas extremidades de cada barra numerada de acordo com a Figura 50 a seguir.

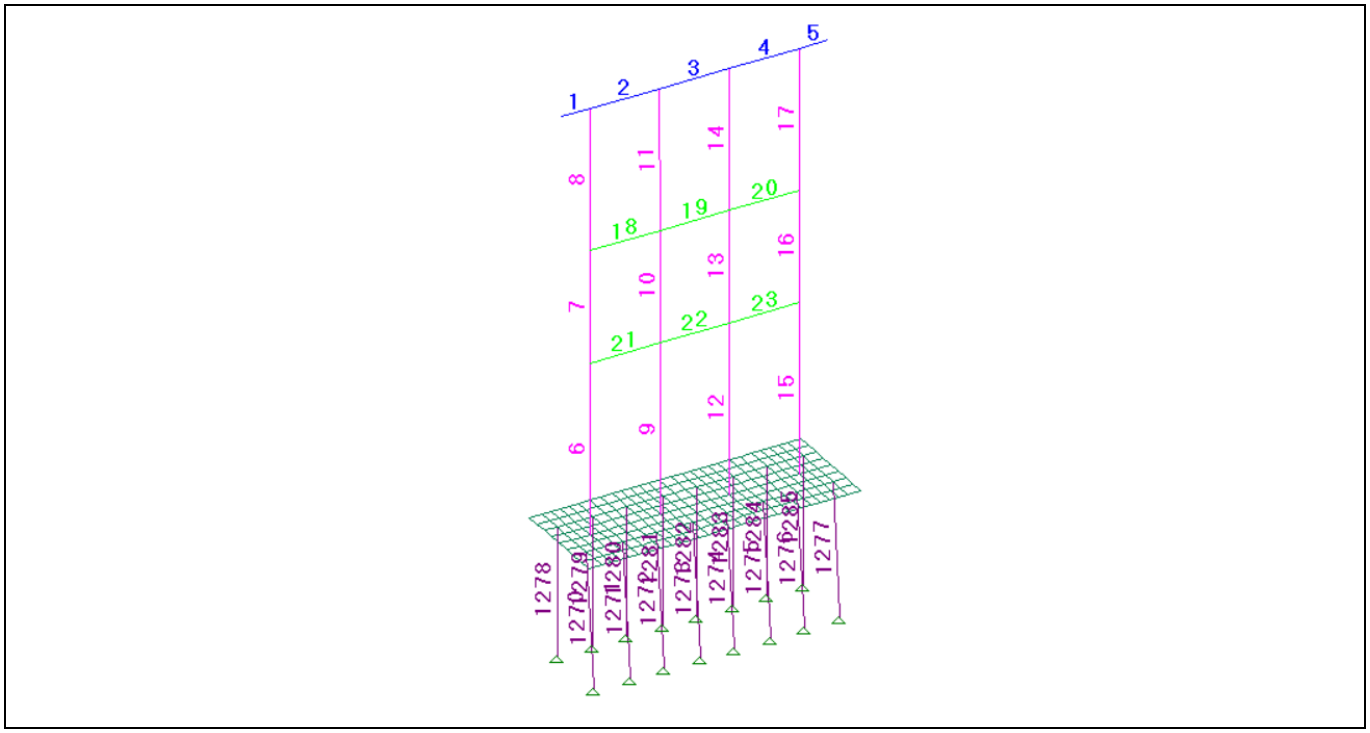


***Figura 50:** Indicação das barras no modelo estrutural.*

B.3.3.1. Resumo dos Esforços Solicitantes Máximos

ESFORÇOS SOLICITANTES DE FLEXÃO

Mg =	**3,80**	**[kN.m]**
Mq* =	**215,00**	**[kN.m]**
γ_{fg} =	1,35	
γ_{fq} =	1,50	
Md =	**327,63**	**[kN.m]**

ESFORÇOS SOLICITANTES DE CISALHAMENTO

Vg =	**7,70**	**[kN]**
Vq* =	**160,00**	**[kN]**
γ_{fg} =	1,35	
γ_{fq} =	1,50	
Vd,max =	**250,40**	**[kN]**

B.3.4. Dimensionamento

B.3.4.1. Dimensionamento à flexão

B.3.4.1.1. Máximos momentos positivos e negativos

DIMENSIONAMENTO

Mk =	234,02	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	327,63	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	140	[cm]	γc =	1,4	
d =	134,7	[cm]	γf =	1,4	
d´ =	5,3	[cm]	**Ast =**	**5,62**	**[cm²]**
bw =	110	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	30	[MPa]	**Asmin =**	**26,64**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**15,40**	**[cm²]**
			Mklim =	**9771,82**	**[kN.m]**

OBS: como a armadura de tração resultou muito abaixo da armadura mínima de flexão, adotar-se-á a armadura mínima e não será necessário a verificação da fadiga.

B.3.4.2. Dimensionamento ao cisalhamento

B.3.4.3. Armadura para a situação de Máximo Esforço Cortante

DIMENSIONAMENTO

Vk =	178,85	[kN]	γn =	1,00	
Vk (H/2) =	178,85	[kN]	γs =	1,15	
Vd =	250,395	[kN]	γc =	1,4	
Vrd =	250,395	[kN]	γf =	1,4	
h =	140	[cm]	**Asw =**	**0,00**	**[cm²/m]**
d =	134,7	[cm]	**Aswmin =**	**13,20**	**[cm²/m]**
bw =	110	[cm]	VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE		
fck =	30	[MPa]	τd	<	τwrd
fyk =	500	[MPa]	**OK !!!**		

OBS: como a armadura resultou muito abaixo da armadura mínima de cisalhamento, adotar-se-á a armadura mínima e não será necessário a verificação da fadiga.

B.3.5. Verificação da Troca de Aparelho de Apoio

Para o caso mais crítico de flexão e cisalhamento resulta em armadura mínima a verificação dos esforços de troca de aparelho de apoio que considera as cargas permanentes ficarão mais abaixo ainda. Portanto, a viga está integra. **Vale ressaltar que a verificação completa foi realizada na seção A.3.8. página 47 deste documento.**

B.4. VIGAS DE TRAVAMENTO DOS ENCONTROS

B.4.1. Características Geométricas e Físicas

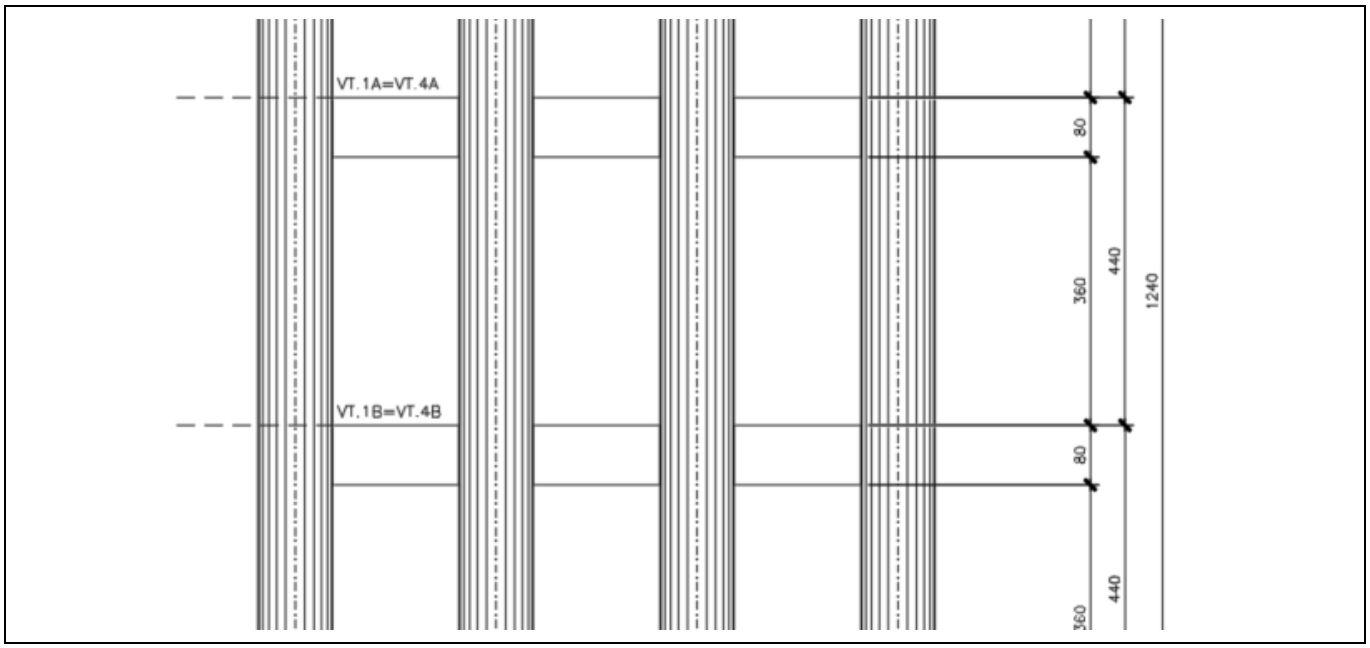


Figura 51: *Seção transversal no apoio.*

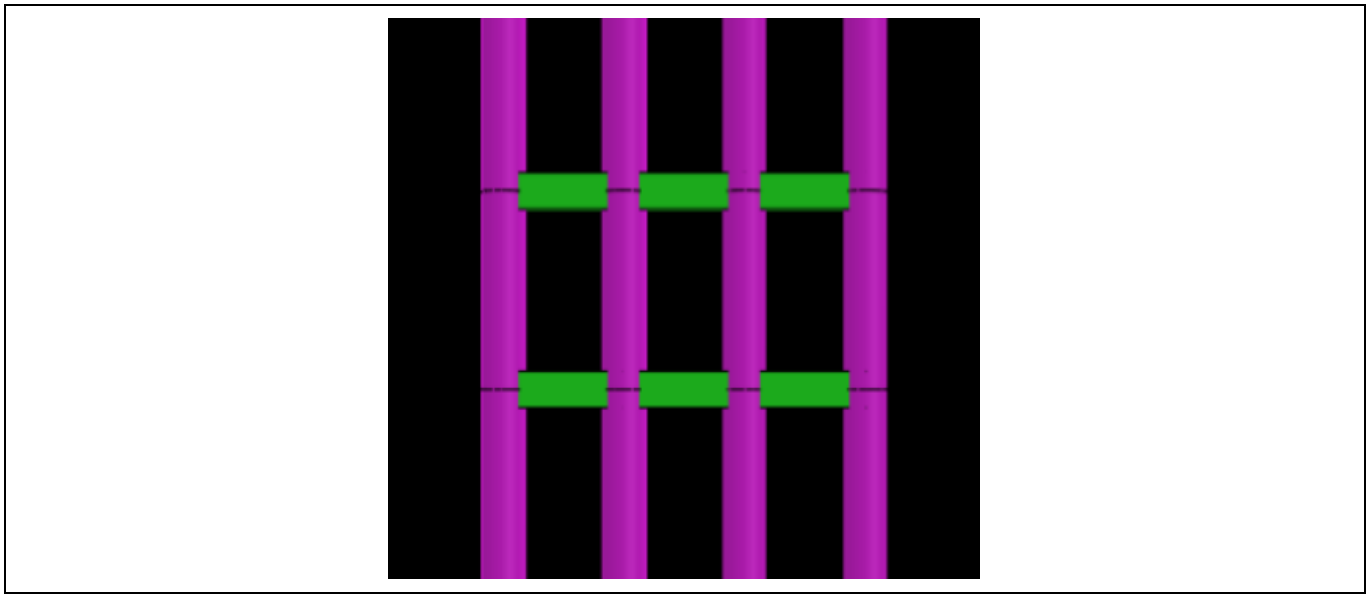


Figura 52: *Seção transversal no apoio – modelo estrutural.*

B.4.2. Carregamentos

Os carregamentos são os mesmos listados na seção da travessa dos encontros.

B.4.2.1. Resumo dos Esforços Solicitantes Máximos

ESFORÇOS SOLICITANTES DE FLEXÃO

Mg =	**1,70**	**[kN.m]**
Mq* =	**442,00**	**[kN.m]**
γ_{fg} =	1,35	
γ_{fq} =	1,50	
Md =	**665,30**	**[kN.m]**

ESFORÇOS SOLICITANTES DE CISALHAMENTO

Vg =	**2,80**	**[kN]**
Vq* =	**302,00**	**[kN]**
γ_{fg} =	1,35	
γ_{fq} =	1,50	
Vd,max =	**456,78**	**[kN]**

B.4.3. Dimensionamento

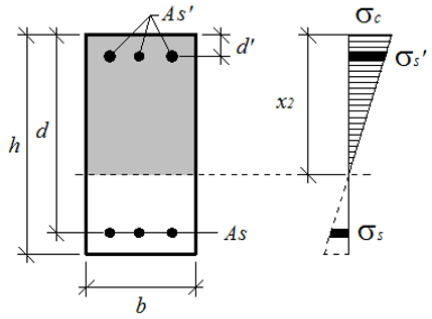
B.4.3.1. Dimensionamento à flexão

B.4.3.1.1. Máximos momentos positivos e negativos

DIMENSIONAMENTO

Mk =	475,21	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	665,30	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	80	[cm]	γc =	1,4	
d =	74,7	[cm]	γf =	1,4	
d´ =	5,3	[cm]	**Ast =**	**21,74**	**[cm^2]**
bw =	60	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm^2]**
fck =	30	[MPa]	**Asmin =**	**8,30**	**[cm^2]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**4,80**	**[cm^2]**
			Mklim =	**1639,23**	**[kN.m]**

B.4.3.2. Verificação à fadiga à flexão



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2}-\alpha_e As(d-x_2)+\alpha_e As'(x_2-d')=0\rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2=\frac{b\,x_2^3}{3}+\alpha_e As(d-x_2)^2+\alpha_e As'(x_2-d')^2$$

ESTADIO II

b=	60,00	Ec=	30672,46	Es=	210000,00	As=	**21,74**
d=	74,70	d'=	5,30	αe=	6,847	As'=	**0,00**
x=	**16,93**	**[cm]**					
Mest=	**0,00**	**[cm³]**					
I=	**593872,406**	**[cm⁴]**					

$$Fd,ser=\sum_{i=1}^{m}Fgik+\psi 1\cdot Fq1k+\sum_{j=2}^{n}\psi 2j\cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	1,70	[kN.m]
MQ*=	442,00	[kN.m]
ψ=	0,5	VIGA
Ms,max=	222,7	[kN.m]
Ms,min=	1,7	[kN.m]

TENSÕES NO AÇO

I_2=	593872,4061	[cm⁴]
x=	16,93	[cm]
d=	74,7	[cm]
σc,max=	0,6349	[kN/cm²]
σc,min=	0,0048	[kN/cm²]
σs,max=	21,6631	[kN/cm²]
σs,min=	0,1654	[kN/cm²]
Δσ=	21,4978	[kN/cm²]
Δσ=	**214,98**	**[MPa]** NÃO VERIFICA!!!
Δfad=	**105**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	21,74	[cm²]
As,corrig.=	**44,52**	**[cm²]**

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	1,70	[kN.m]
MQ*=	442,00	[kN.m]
ψ=	0,5	VIGA
Ms,max=	222,7	[kN.m]
Ms,min=	1,7	[kN.m]

TENSÕES NO AÇO

I_2=	1138786,671	[cm^4]
x=	23,85	[cm]
d=	74,7	[cm]
σc,max=	0,4663	[kN/cm^2]
σc,min=	0,0036	[kN/cm^2]
σs,max=	9,9448	[kN/cm^2]
σs,min=	0,0759	[kN/cm^2]
Δσ=	9,8689	[kN/cm^2]
Δσ=	**98,69**	**[MPa]** OK
Δfad=	**105**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	49,00	[cm^2]	(10 ϕ 25.0)
As,corrig.=	**49,00**	**[cm^2]**	

B.4.3.3. Dimensionamento ao cisalhamento

B.4.3.4. Armadura para a situação de Máximo Esforço Cortante

DIMENSIONAMENTO

Vk =	326,27	[kN]
Vk (H/2) =	326,27	[kN]
Vd =	456,78	[kN]
Vrd =	456,78	[kN]
h =	80	[cm]
d =	74,7	[cm]
bw =	60	[cm]
fck =	30	[MPa]
fyk =	500	[MPa]

γn = 1,00
γs = 1,15
γc = 1,4
γf = 1,4

Asw = 2,30	**[cm^2/m]**
Aswmin = 7,20	**[cm^2/m]**

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE

τd < τwrd

OK !!!

OBS: como a armadura resultou muito abaixo da armadura mínima de cisalhamento, adotar-se-á a armadura mínima e não será necessário a verificação da fadiga.

B.5. TRAVESSAS INTERMEDIÁRIAS

B.5.1. Características Geométricas e Físicas

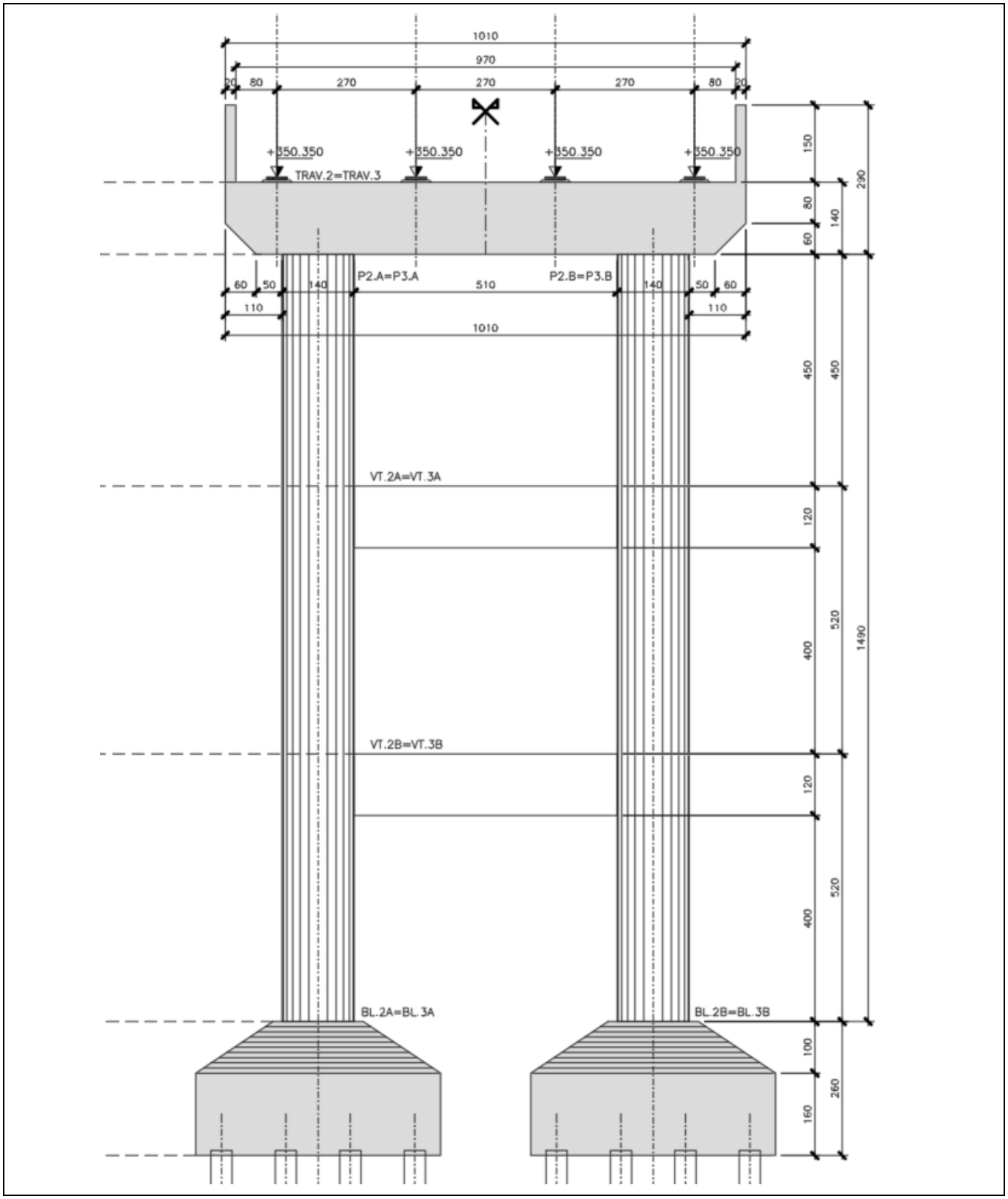


Figura 53: *Seção transversal no apoio.*

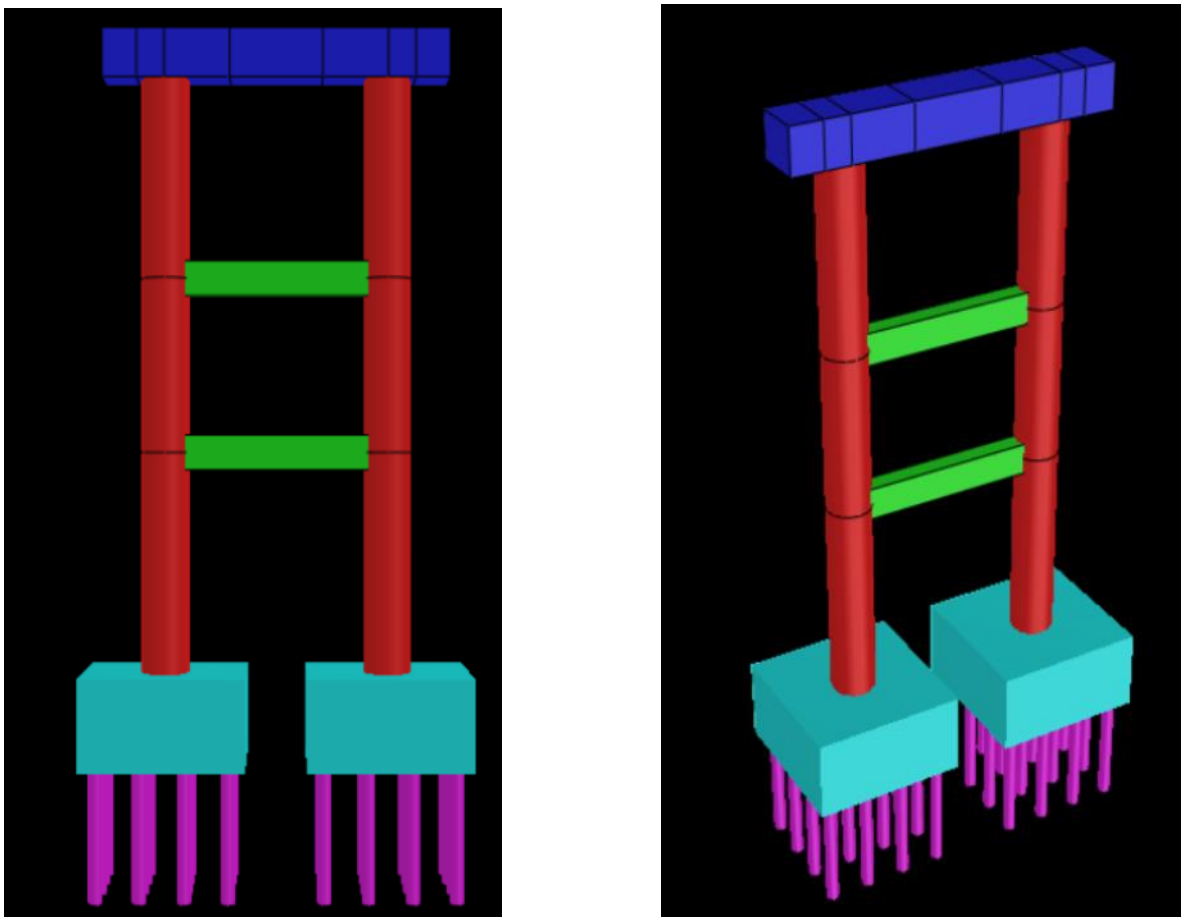


Figura 54: *Seção transversal no apoio – modelo estrutural.*

B.5.2. Carregamentos

Os carregamentos são listados na tabela abaixo:

N°	Título
1	PP
2	Ng
3	Nq*(+)
4	Nq+(-)
5	F/A
6	T/R/F
7	Fv
8	Pa

Onde:

1) PP : peso próprio da travessa
2) NG: Reação de carga permanente das longarinas protendidas;
3) NQ* (-): Reação de carga móvel máxima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV;
4) NQ* (-): Reação de carga móvel mínima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV;

5) F/A: Força horizontal devido a frenagem e aceleração;
6) T/R/F: Força horizontal devido a temperatura, retração e fluência;
7) Fv: Força horizontal devido ao vento de pressão e de sucção;
8) Pa: Força horizontal devido à pressão de água.

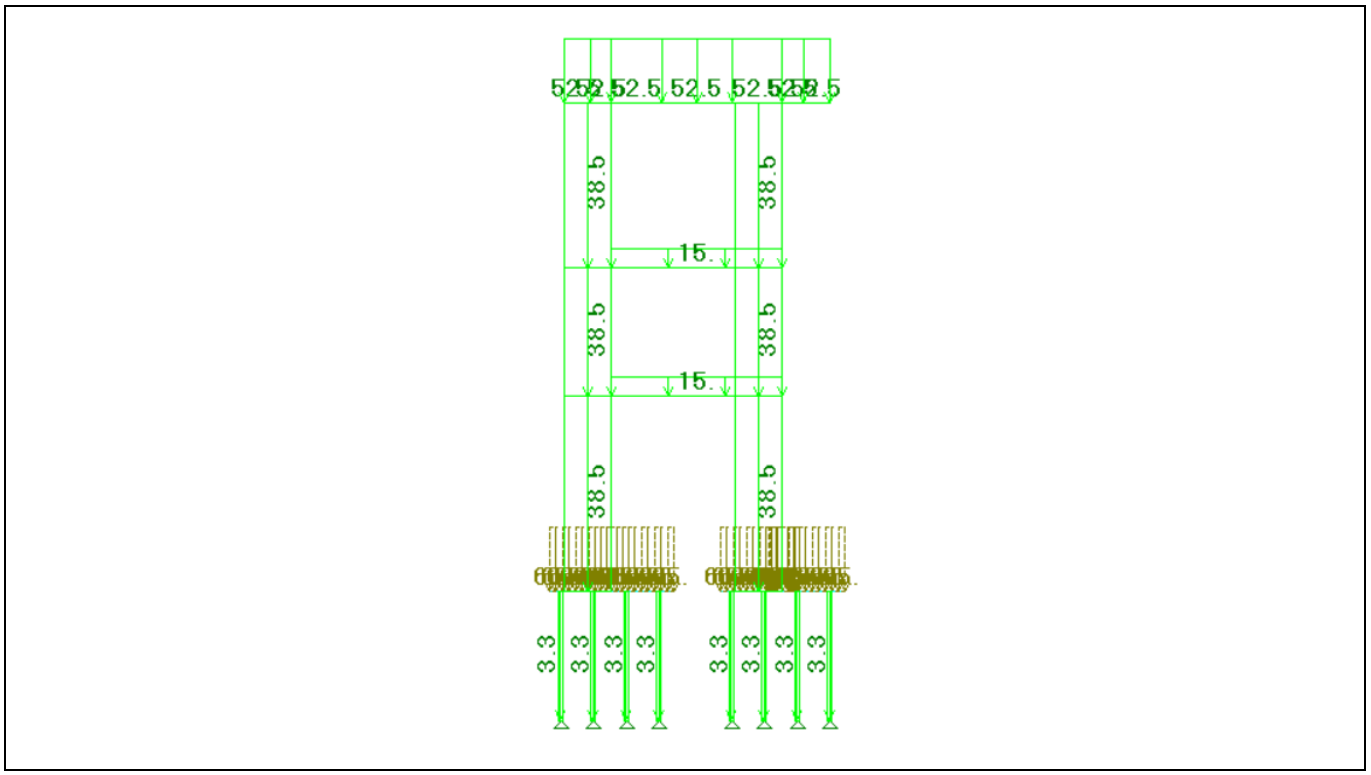


Figura 55: *Carregamento devido ao peso próprio da travessa – modelo estrutural.*

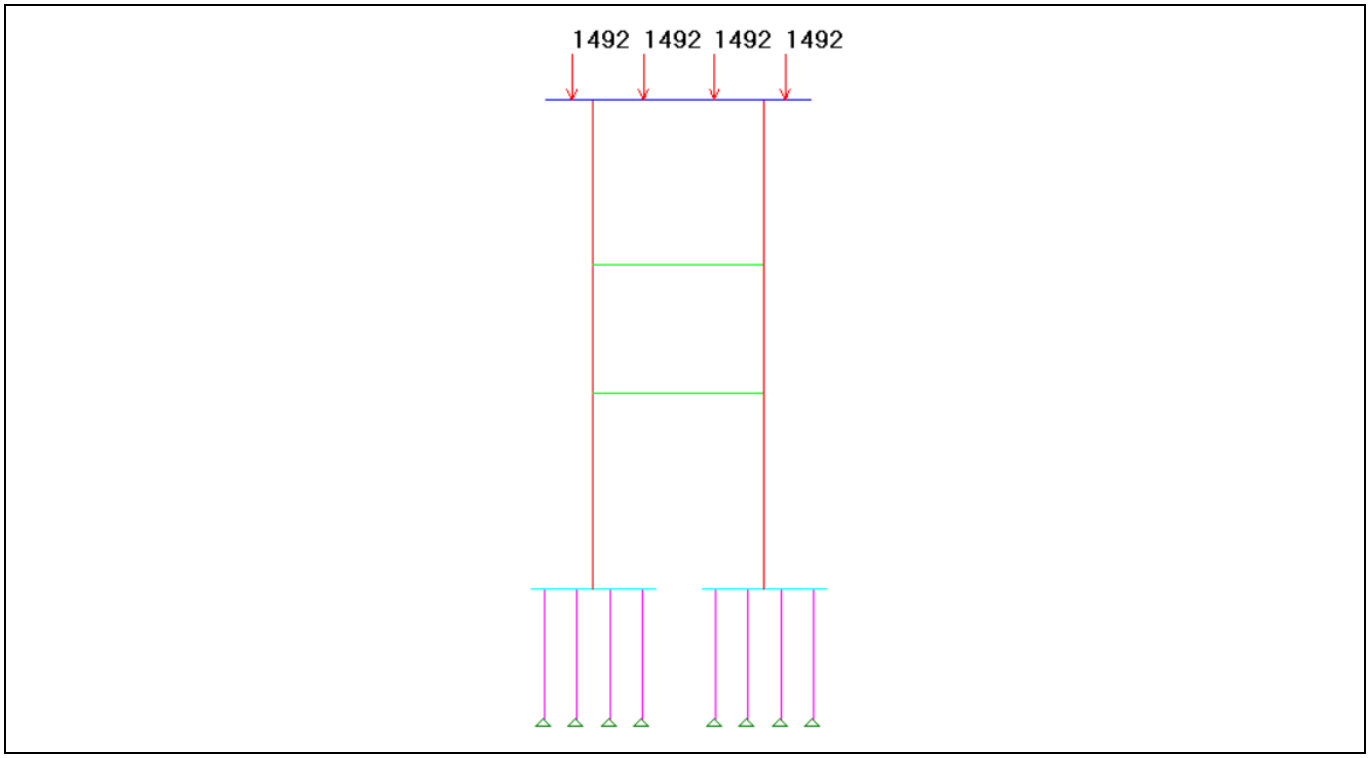


Figura 56: *Carregamento de reação de carga permanente das longarinas protendidas na travessa – modelo estrutural.*

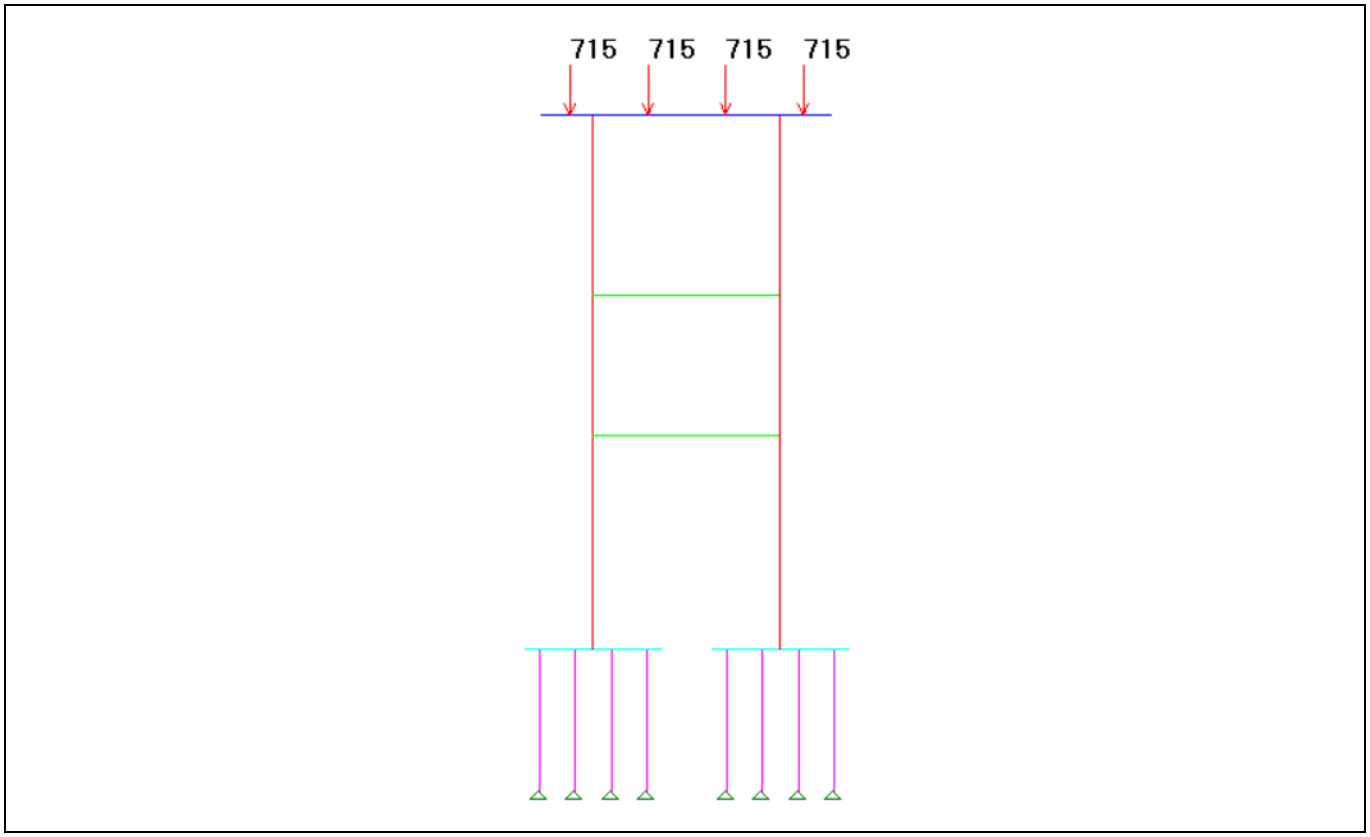


Figura 57: *Carregamento de reação de carga móvel máxima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV – modelo estrutural.*

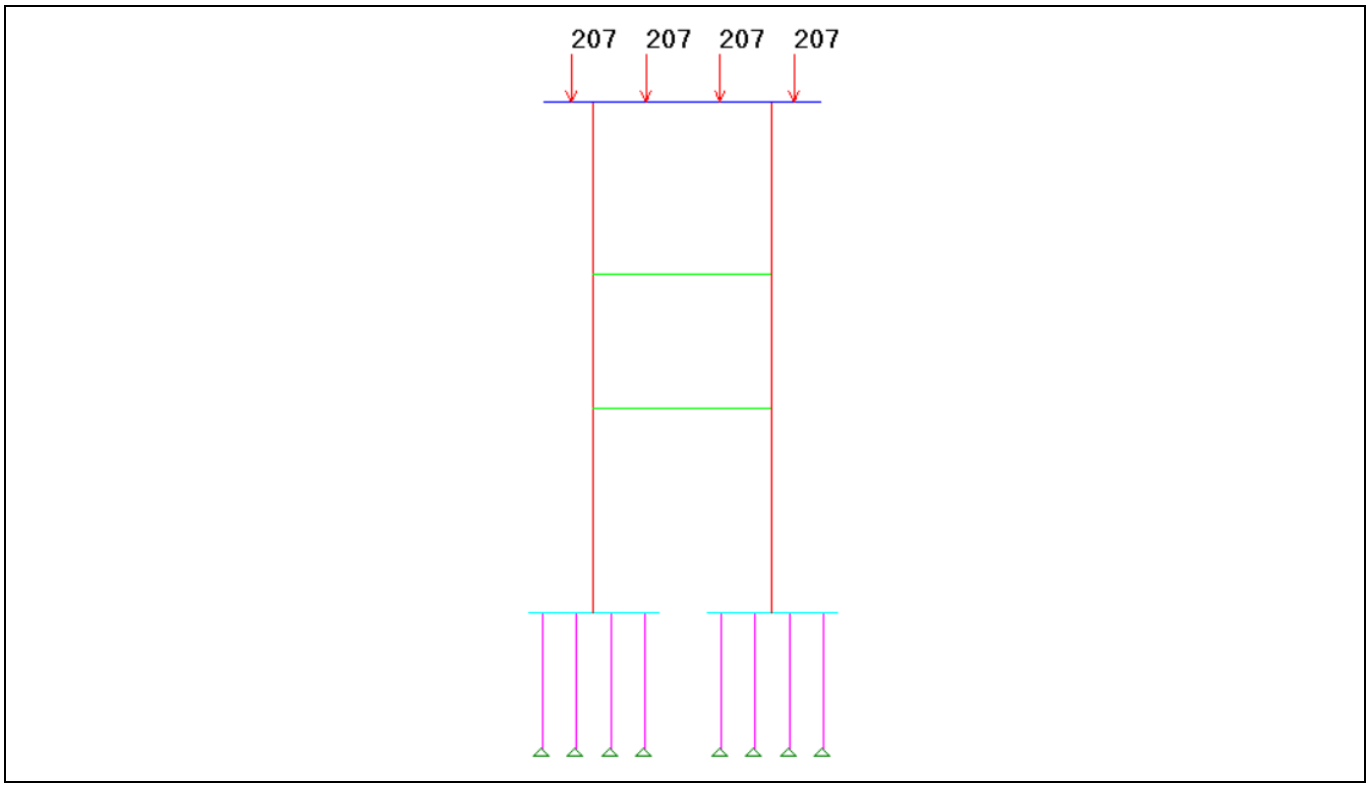


Figura 58: *Carregamento de reação de carga móvel mínima com o TB450 em situação mais crítica multiplicada pelo CIV – modelo estrutural.*

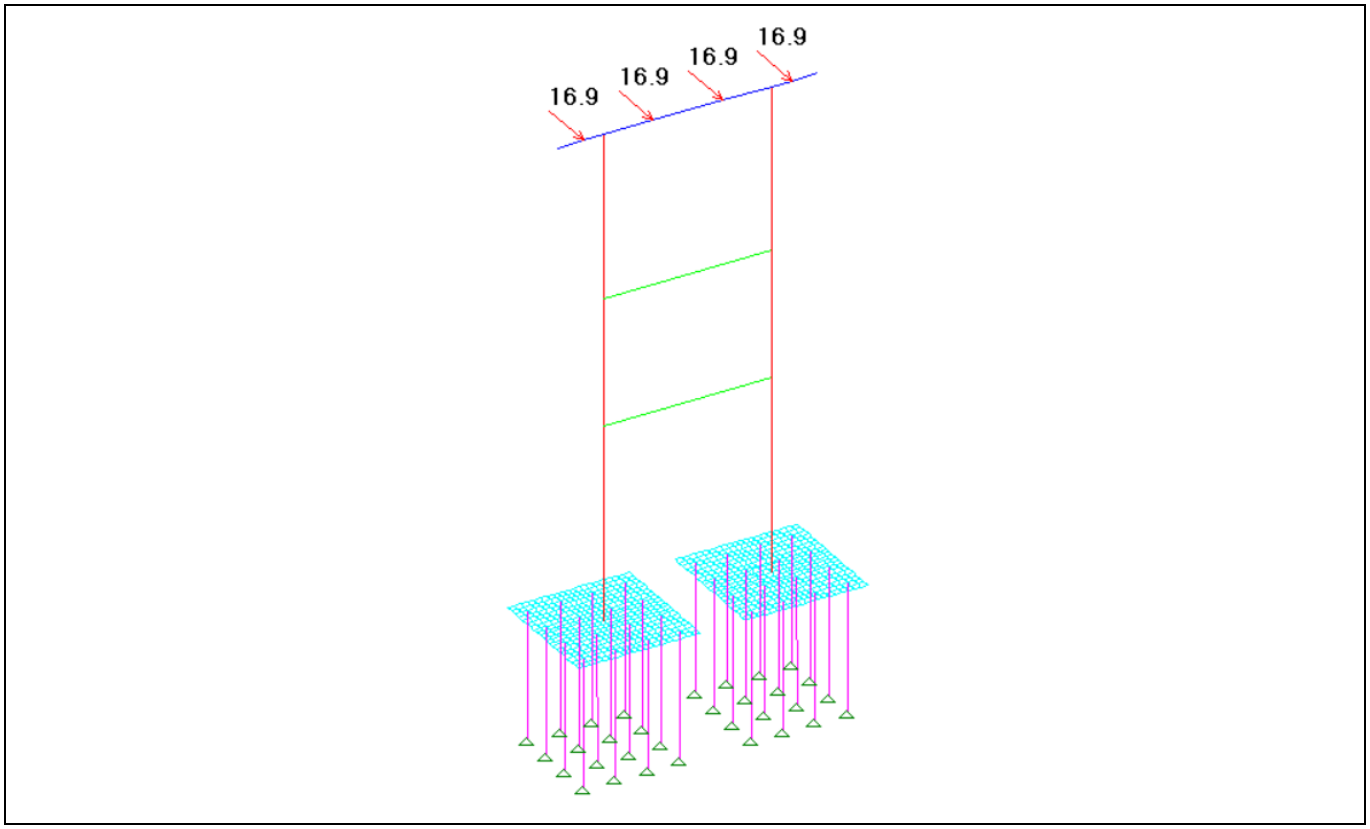


Figura 59: *Carregamento devido a ação de frenagem/aceleração – modelo estrutural.*

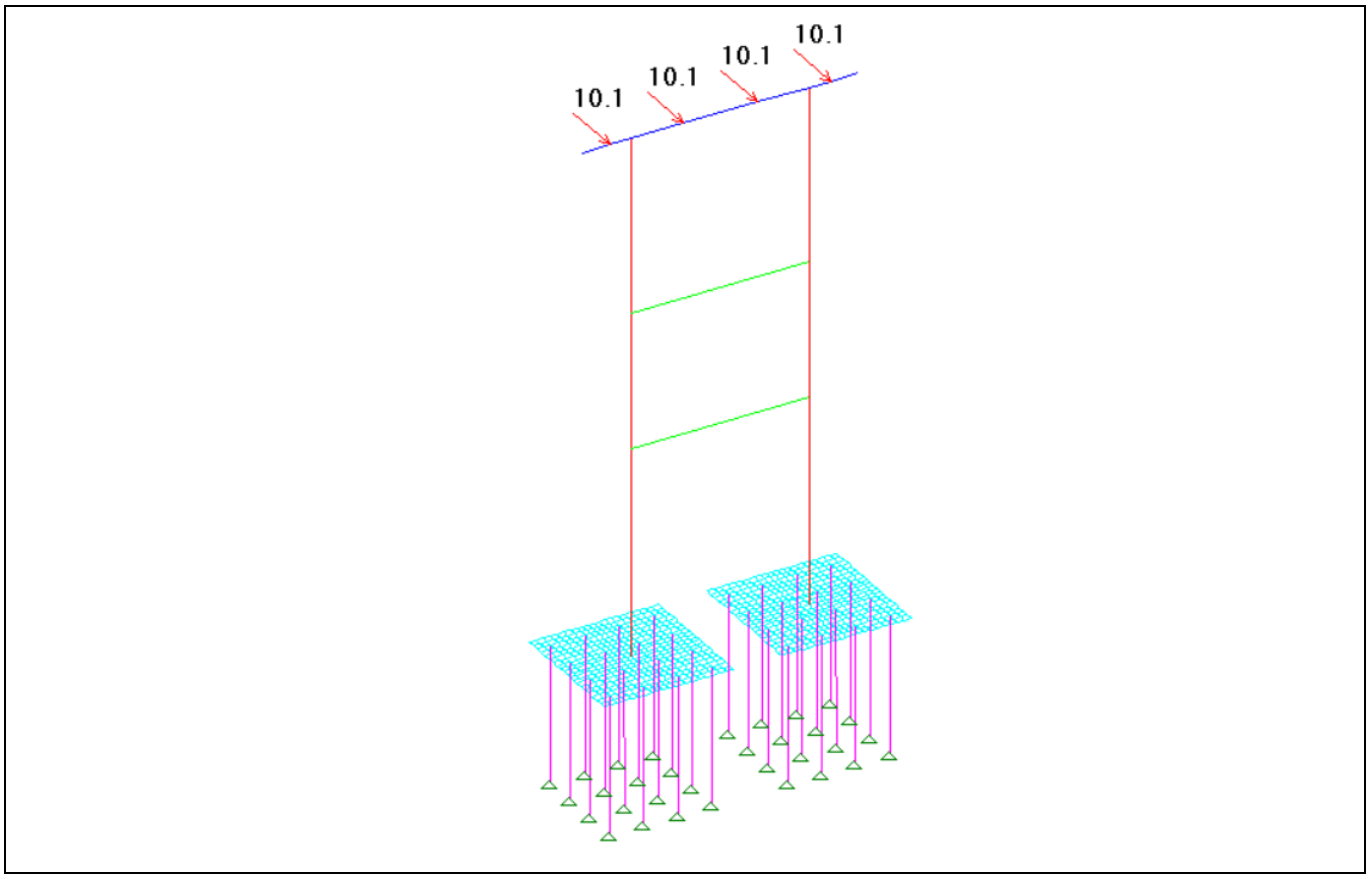


Figura 60: *Carregamento devido aos fenômenos de temperatura, retração e fluência do concreto – modelo estrutural.*

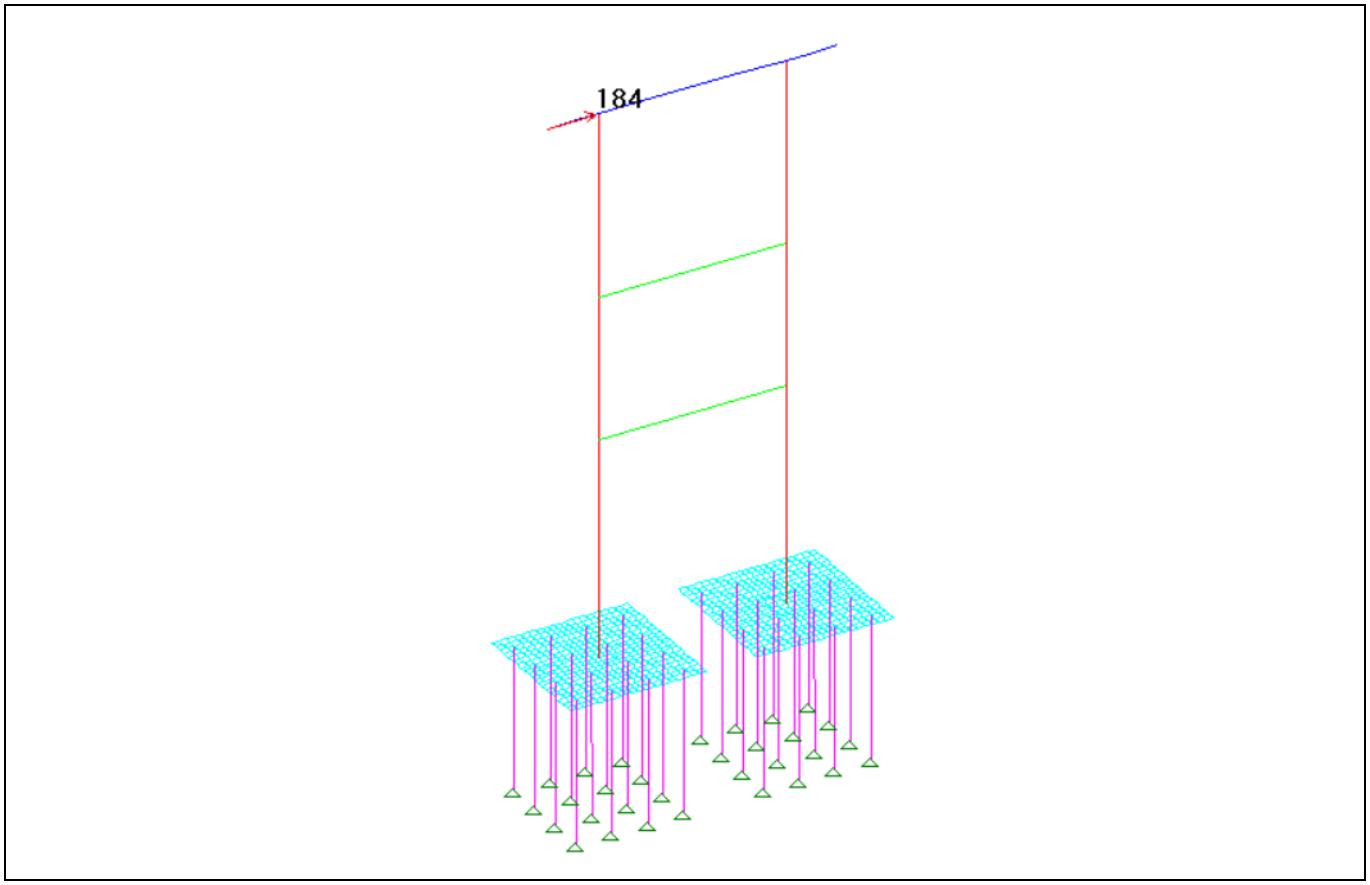


Figura 61: *Carregamento de vento de pressão e sucção na direção positiva – modelo estrutural.*

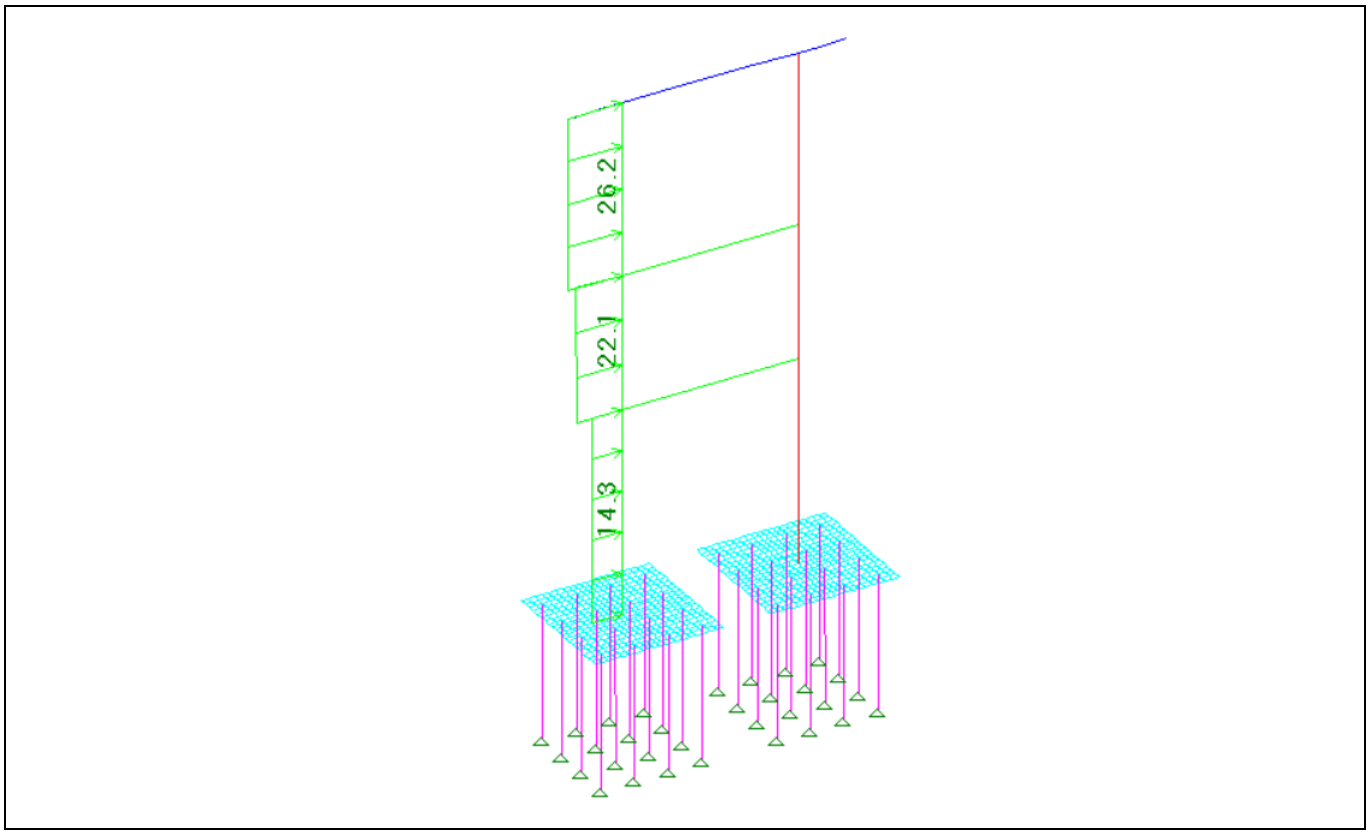


Figura 62: *Carregamento devido à pressão de água – modelo estrutural.*

B.5.3. Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes serão mostrados com listagem por carregamentos e combinações nas extremidades de cada barra numerada de acordo com a **Figura 63** a seguir.

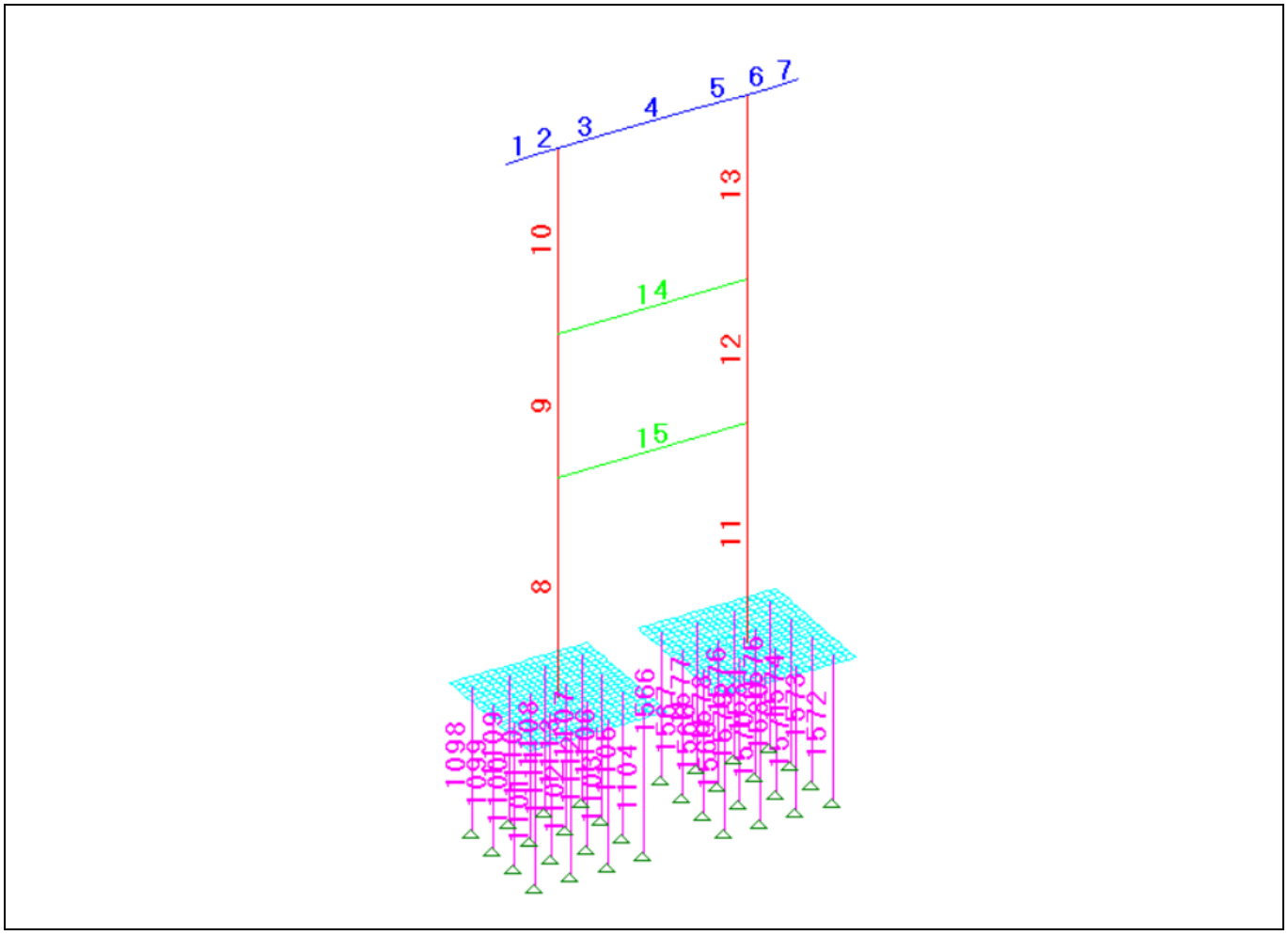


Figura 63: *Indicação das barras no modelo estrutural.*

B.5.3.1. Resumo dos Esforços Solicitantes Máximos Positivos

OBS: Os valores dos Esforços Cortantes foram computados nos extremos (balanço).

ESFORÇOS SOLICITANTES DE FLEXÃO

Mg = 1395,00 [kN.m]

Mq* = 894,00 [kN.m]

γ_{fg} = 1,35

γ_{fq} = 1,50

Md = 3224,25 [kN.m]

ESFORÇOS SOLICITANTES DE CISALHAMENTO

Vg = 1586,00 [kN]

Vq* = 715,00 [kN]

γ_{fg} = 1,35

γ_{fq} = 1,50

Vd,max = 3213,60 [kN]

B.5.3.2. Resumo dos Esforços Solicitantes Máximos Negativos

OBS: Os valores dos Esforços Cortantes foram computados entre apoios.

ESFORÇOS SOLICITANTES DE FLEXÃO

Mg = 1716,00 [kN.m]

Mq* = 1561,00 [kN.m]

γ_{fg} = 1,35

γ_{fq} = 1,50

Md = 4658,10 [kN.m]

ESFORÇOS SOLICITANTES DE CISALHAMENTO

Vg = 1662,00 [kN]

Vq* = 953,00 [kN]

γ_{fg} = 1,35

γ_{fq} = 1,50

Vd,max = 3673,20 [kN]

B.5.4. Dimensionamento

B.5.4.1. Dimensionamento à flexão

B.5.4.1.1. Máximos Momentos Positivos

DIMENSIONAMENTO

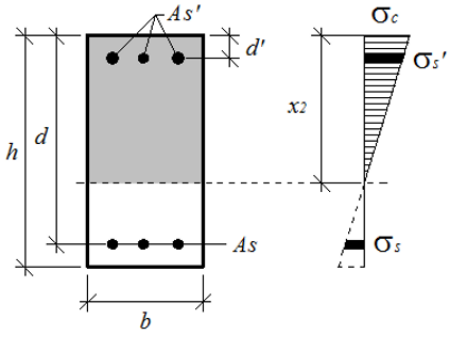
Mk =	2303,04	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	3224,25	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	140	[cm]	γc =	1,4	
d =	129,25	[cm]	γf =	1,4	
d′ =	10,75	[cm]	**Ast =**	**59,56**	**[cm²]**
bw =	150	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	30	[MPa]	**Asmin =**	**36,33**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**21,00**	**[cm²]**
			Mklim =	**12268,74**	**[kN.m]**

B.5.4.1.2. Máximos Momentos Negativos

DIMENSIONAMENTO

Mk =	3327,21	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	4658,10	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	140	[cm]	γc =	1,4	
d =	129,25	[cm]	γf =	1,4	
d′ =	10,75	[cm]	**Ast =**	**87,62**	**[cm²]**
bw =	150	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	30	[MPa]	**Asmin =**	**36,33**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**21,00**	**[cm²]**
			Mklim =	**12268,74**	**[kN.m]**

B.5.4.1.3. Verificação à fadiga do Momento Máximo Positivo



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2} - \alpha_e As(d - x_2) + \alpha_e As'(x_2 - d') = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^3}{3} + \alpha_e As(d - x_2)^2 + \alpha_e As'(x_2 - d')^2$$

ESTADIO II

b=	150,00	Ec=	30672,46	Es=	210000,00	As=	59,56
d=	129,25	d'=	10,75	αe=	6,847	As'=	0,00
x=	**23,93**	**[cm]**					
Mest=	**0,00**	**[cm³]**					
I=	**5208321,8**	**[cm⁴]**					

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	1395,00	[kN.m]
MQ*=	894,00	[kN.m]
ψ=	0,5	VIGA
Ms,max=	1842	[kN.m]
Ms,min=	1395	[kN.m]

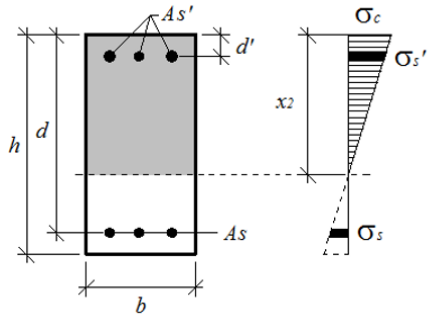
TENSÕES NO AÇO

I_2=	5208321,799	[cm^4]
x=	23,93	[cm]
d=	129,25	[cm]
σc,max=	0,8463	[kN/cm^2]
σc,min=	0,6409	[kN/cm^2]
σs,max=	37,2481	[kN/cm^2]
σs,min=	28,2091	[kN/cm^2]
Δσ=	9,0390	[kN/cm^2]
Δσ=	**90,39**	**[MPa]** OK
Δfad=	**95**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	59,56	[cm^2]	**(15 ϕ 25.0)**
As,corrig.=	**59,56**	**[cm^2]**	

B.5.4.1.4. Verificação à fadiga do Momento Máximo Negativo



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2} - \alpha_e As(d - x_2) + \alpha_e As'(x_2 - d') = 0 \rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2 = \frac{b\,x_2^3}{3} + \alpha_e As(d - x_2)^2 + \alpha_e As'(x_2 - d')^2$$

ESTADIO II

b=	150,00	Ec=	30672,46	Es=	210000,00	As=	117,60
d=	129,25	d'=	10,75	αe=	6,847	As'=	0,00

x=	**32,27**	**[cm]**
Mest=	**0,00**	**[cm^3]**
I=	**9252775,85**	**[cm^4]**

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	1716,00	[kN.m]
MQ*=	1561,00	[kN.m]
ψ=	0,5	VIGA
Ms,max=	2496,5	[kN.m]
Ms,min=	1716	[kN.m]

TENSÕES NO AÇO

I_2=	9252775,849	[cm^4]
x=	32,27	[cm]
d=	129,25	[cm]
σc,max=	0,8706	[kN/cm^2]
σc,min=	0,5984	[kN/cm^2]
σs,max=	26,1671	[kN/cm^2]
σs,min=	17,9863	[kN/cm^2]
Δσ=	8,1808	[kN/cm^2]
Δσ=	**81,81**	**[MPa]** OK
Δfad=	**95**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	117,60	[cm^2]	**(15 ϕ 25.0)**
As,corrig.=	**117,60**	**[cm^2]**	

B.5.4.2. Dimensionamento ao cisalhamento

B.5.4.3. Armadura para a situação de Máximo Esforço Cortante na Extremidade (Balanço)

DIMENSIONAMENTO

Vk =	2295,43	[kN]
Vk (H/2) =	2295,43	[kN]
Vd =	3213,6	[kN]
Vrd =	3213,6	[kN]
h =	140	[cm]
d =	129,25	[cm]
bw =	150	[cm]
fck =	30	[MPa]
fyk =	500	[MPa]

γn = 1,00
γs = 1,15
γc = 1,40
γf = 1,40

Asw = 30,20	**[cm^2/m]**
Aswmin = 18,00	**[cm^2/m]**

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE

τd < τwrd

OK !!!

B.5.4.3.1. Verificação à fadiga do Máximo Cortante na Extremidade

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA ESFORÇOS CORTANTES

VG=	1586,00	[kN]
VQ*=	715,00	[kN]
ψ=	0,5	<--- VIGA
Vs,max=	1943,5	[kN]
Vs,min=	1586	[kN]
Vc=	1684,66	[kN]
Asw=	30,20	[cm²/m]

TENSÕES NO AÇO

σsw,max=	31,3452	[kN/cm²]
σsw,min=	21,1688	[kN/cm²]
Δσsw=	10,1763	[kN/cm²]
Δσsw=	**101,76**	**[MPa]** NÃO VERIFICA!!!
Δfad=	**85**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

Asw,cal.=	30,20	[cm²/m]
As,corrig.=	**36,16**	**[cm²/m]**

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA ESFORÇOS CORTANTES

VG=	1586,00	[kN]
VQ*=	715,00	[kN]
ψ=	0,5	<--- VIGA
Vs,max=	1943,5	[kN]
Vs,min=	1586	[kN]
Vc=	1684,66	[kN]
Asw=	47,95	[cm²/m]

TENSÕES NO AÇO

σsw,max=	19,7421	[kN/cm²]
σsw,min=	13,3327	[kN/cm²]
Δσsw=	6,4094	[kN/cm²]
Δσsw=	**64,09**	**[MPa]** OK
Δfad=	**85**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

Asw,cal.=	47,95	[cm²/m]	**(ϕ 12.5 C/10 (2P) + ϕ 12.5 C/10 (3P))**
As,corrig.=	**47,95**	**[cm²/m]**	

B.5.4.4. Armadura para a situação de Máximo Esforço Cortante entre apoios

DIMENSIONAMENTO

Vk =	2623,71	[kN]	γn =	1,00
Vk (H/2) =	2623,71	[kN]	γs =	1,15
Vd =	3673,2	[kN]	γc =	1,40
Vrd =	3673,2	[kN]	γf =	1,40
h =	140	[cm]		
d =	129,25	[cm]		
bw =	150	[cm]		
fck =	30	[MPa]		
fyk =	500	[MPa]		

Asw = 39,28 [cm²/m]
Aswmin = 18,00 [cm²/m]

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE

τd < τwrd

OK !!!

B.5.4.4.1. Verificação à fadiga do Máximo Cortante entre apoios

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA ESFORÇOS CORTANTES

VG=	1662,00	[kN]
VQ*=	953,00	[kN]
ψ=	0,5	
Vs,max=	2138,5	[kN]
Vs,min=	1662	[kN]
Vc=	1684,66	[kN]
Asw=	39,28	[cm²/m]

TENSÕES NO AÇO

σsw,max=	28,3684	[kN/cm²]	
σsw,min=	17,9395	[kN/cm²]	
Δσsw=	10,4288	[kN/cm²]	
Δσsw=	**104,29**	**[MPa]**	NÃO VERIFICA!!!
Δfad=	**85**	**[MPa]**	

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

Asw,cal.=	39,28	[cm²/m]	
As,corrig.=	**48,19**	**[cm²/m]**	

$$Fd,ser = \sum_{i=1}^{m} Fgik + \psi 1 \cdot Fq1k + \sum_{j=2}^{n} \psi 2j \cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA ESFORÇOS CORTANTES

VG=	1662,00	[kN]
VQ*=	953,00	[kN]
ψ=	0,5	
Vs,max=	2138,5	[kN]
Vs,min=	1662	[kN]
Vc=	1684,66	[kN]
Asw=	48,80	[cm²/m]

TENSÕES NO AÇO

σsw,max=	22,8333	[kN/cm²]	
σsw,min=	14,4393	[kN/cm²]	
Δσsw=	8,3940	[kN/cm²]	
Δσsw=	**83,94**	**[MPa]**	OK
Δfad=	**85**	**[MPa]**	

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

Asw,cal.=	48,80	[cm²/m]	**(ϕ 12.5 C/10 (4R))**
As,corrig.=	**48,80**	**[cm²/m]**	

B.5.5. Verificação da Troca de Aparelho de Apoio

Para o caso mais crítico de flexão e cisalhamento os esforços devidos as cargas permanentes de peso próprio resultam em situação abaixo da armadura detalhada e, portanto, a verificação dos esforços de troca de aparelho de apoio que considera as cargas permanentes ficarão abaixo da carga crítica das combinações de máximo esforços solicitantes. Portanto, a viga está integra.

Vale ressaltar que a verificação completa foi realizada na seção A.3.8. página 47 deste documento.

B.6. VIGAS DE TRAVAMENTO INTERMEDIÁRIAS

B.6.1. Características Geométricas e Físicas

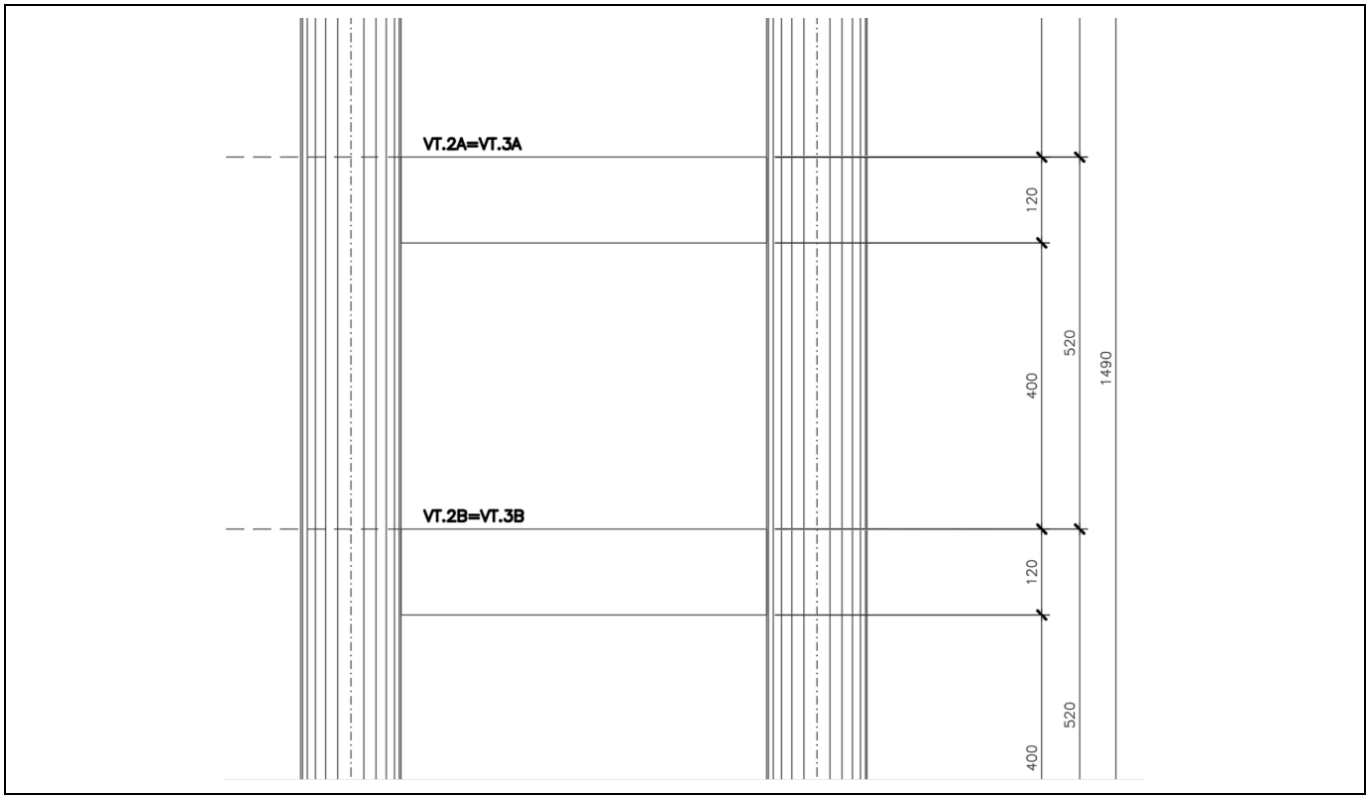


Figura 64: *Seção transversal no apoio.*

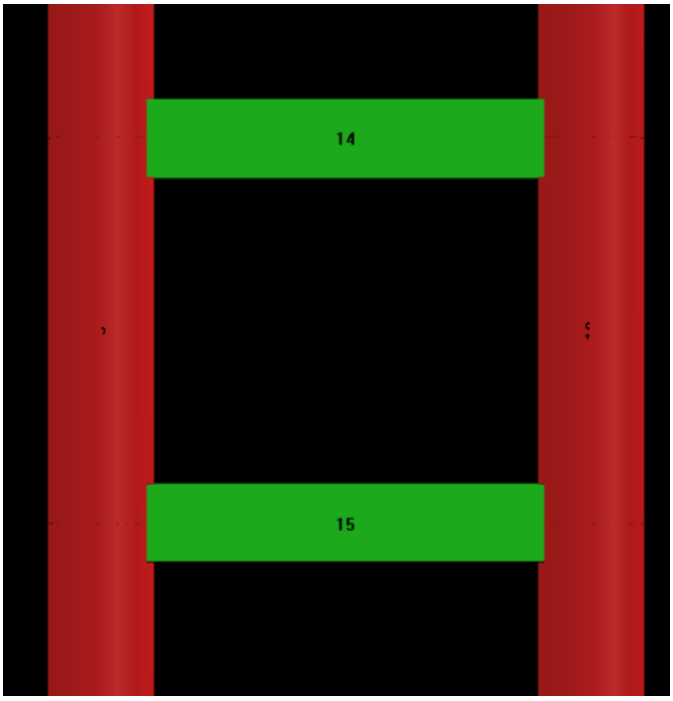


Figura 65: *Seção transversal no apoio – modelo estrutural.*

B.6.2. Carregamentos

Os carregamentos são os mesmos listados na seção da travessa dos encontros.

B.6.2.1. Resumo dos Esforços Solicitantes Máximos

ESFORÇOS SOLICITANTES DE FLEXÃO

Mg =	**65,10**	**[kN.m]**
Mq* =	**895,00**	**[kN.m]**
γ_{fg} =	1,35	
γ_{fq} =	1,50	
Md =	**1430,39**	**[kN.m]**

ESFORÇOS SOLICITANTES DE CISALHAMENTO

Vg =	**48,80**	**[kN]**
Vq* =	**272,00**	**[kN]**
γ_{fg} =	1,35	
γ_{fq} =	1,50	
Vd,max =	**473,88**	**[kN]**

B.6.3. Dimensionamento

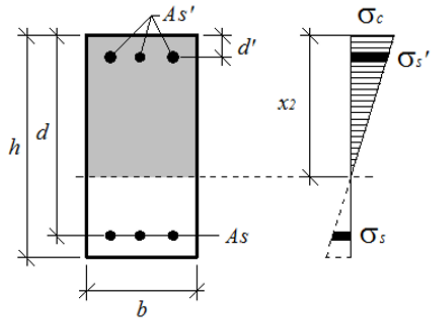
B.6.3.1. Dimensionamento à flexão

B.6.3.1.1. Máximos momentos positivos e negativos

DIMENSIONAMENTO

Mk =	1021,70	[kN.m]	γn =	1,00	
Md =	1430,39	[kN.m]	γs =	1,15	
h =	120	[cm]	γc =	1,4	
d =	114,25	[cm]	γf =	1,4	
d´ =	5,75	[cm]	**Ast =**	**30,41**	**[cm²]**
bw =	60	[cm]	**Asc =**	**0,00**	**[cm²]**
fck =	30	[MPa]	**Asmin =**	**12,46**	**[cm²]**
fyk =	500	[MPa]	**Aspele =**	**7,20**	**[cm²]**
			Mklim =	**3834,52**	**[kN.m]**

B.6.3.2. Verificação à fadiga à flexão



Momento estático em relação a linha

$$b\frac{x_2^2}{2}-\alpha_e As\left(d-x_2\right)+\alpha_e As'\left(x_2-d'\right)=0\rightarrow x_2$$

Momento de inércia no estádio II

$$I_2=\frac{b\,x_2^3}{3}+\alpha_e As\left(d-x_2\right)^2+\alpha_e As'\left(x_2-d'\right)^2$$

ESTADIO II

b=	60,00	Ec=	30672,46	Es=	210000,00	As=	68,60
d=	114,25	d'=	5,75	αe=	6,847	As'=	0,00
x=	**35,18**	**[cm]**					
Mest=	**0,00**	**[cm³]**					
I=	**3807218,54**	**[cm⁴]**					

$$Fd,ser=\sum_{i=1}^{m}Fgik+\psi 1\cdot Fq1k+\sum_{j=2}^{n}\psi 2j\cdot Fqjk$$

VERIFICAÇÃO DA FADIGA PARA MOMENTOS FLETORES

MG=	65,10	[kN.m]
MQ*=	895,00	[kN.m]
ψ=	0,5	
Ms,max=	512,6	[kN.m]
Ms,min=	65,1	[kN.m]

TENSÕES NO AÇO

I_2=	3807218,539	[cm⁴]
x=	35,18	[cm]
d=	114,25	[cm]
σc,max=	0,4737	[kN/cm²]
σc,min=	0,0602	[kN/cm²]
σs,max=	10,6455	[kN/cm²]
σs,min=	1,3520	[kN/cm²]
Δσ=	9,2935	[kN/cm²]
Δσ=	**92,94**	**[MPa]** OK
Δfad=	**95**	**[MPa]**

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

As,cal.=	68,60	[cm²]	**(15 ϕ 25.0)**
As,corrig.=	**68,60**	**[cm²]**	

B.6.3.3. Dimensionamento ao cisalhamento

B.6.3.4. Armadura para a situação de Máximo Esforço Cortante

DIMENSIONAMENTO

Vk =	338,49	[kN]	γn =	1,00
Vk (H/2) =	338,49	[kN]	γs =	1,15
Vd =	473,88	[kN]	γc =	1,4
Vrd =	473,88	[kN]	γf =	1,4
h =	120	[cm]		
d =	114,25	[cm]		
bw =	60	[cm]		
fck =	30	[MPa]		
fyk =	500	[MPa]		

Asw =	**0,00 [cm²/m]**
Aswmin =	**7,20 [cm²/m]**

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE

τd < τwrd

OK !!!

OBS: como a armadura resultou muito abaixo da armadura mínima de cisalhamento, adotar-se-á a armadura mínima e não será necessário a verificação da fadiga.

B.7. PILARES

B.7.1. Características Geométricas e Físicas

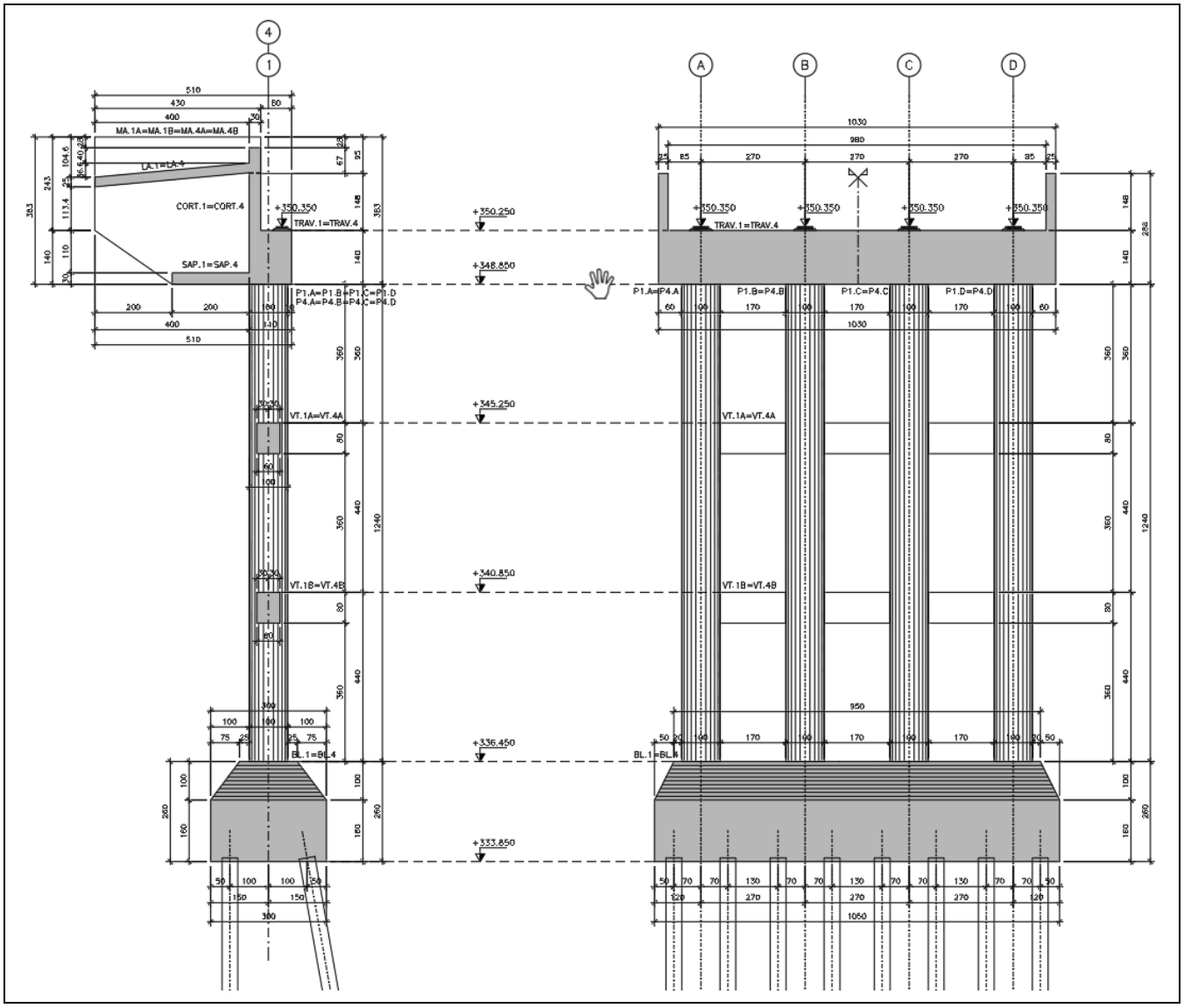


***Figura 66**: Pilares - Seção transversal da ponte nos extremos (seção nos encontros).*

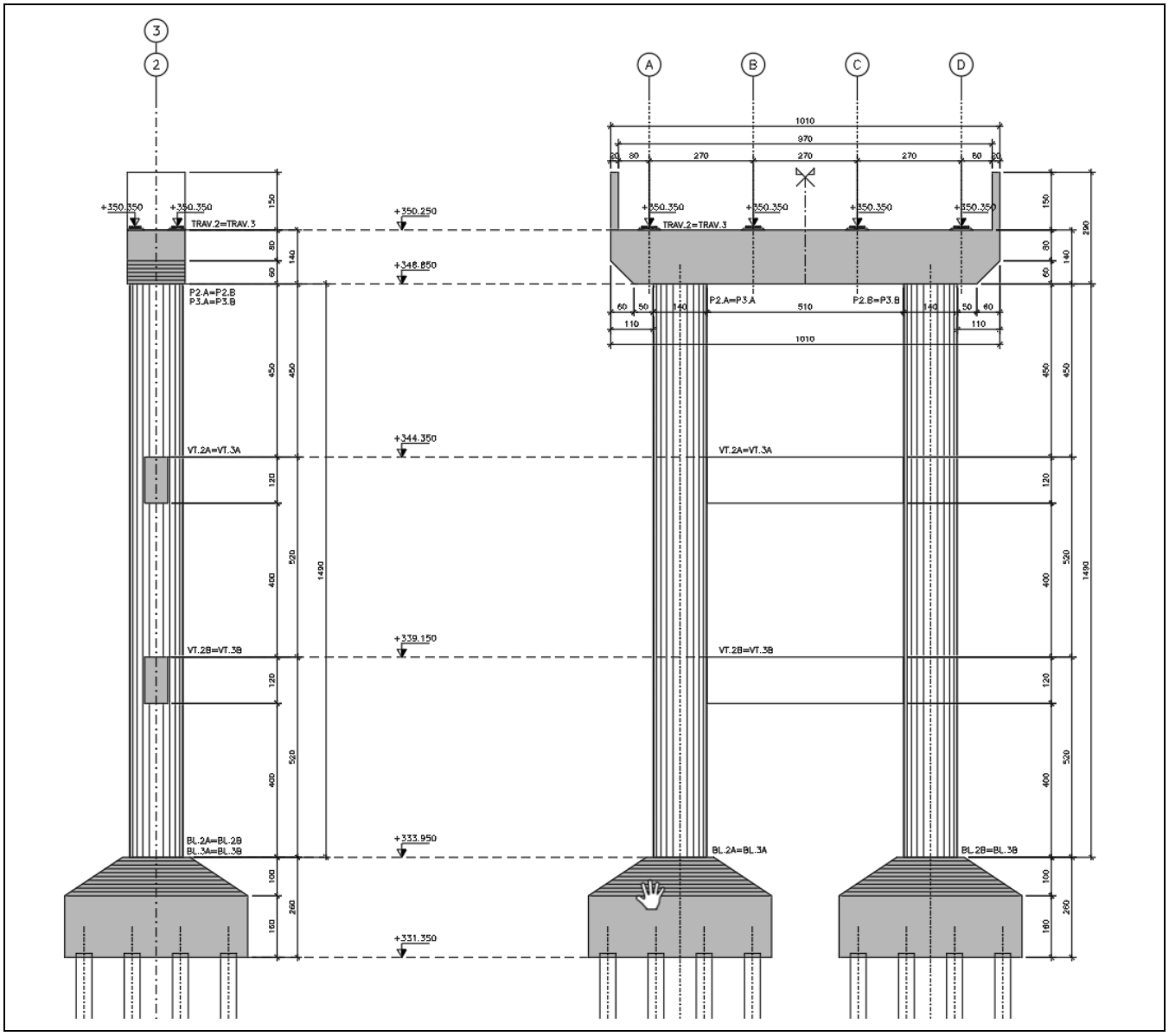


Figura 67: *Pilares - Seção transversal da ponte dentro do Rio (seção intermediária).*

B.7.2. Esforços Solicitantes

Para a determinação da Capacidade de Carga Estrutura dos Pilares, será considerado os esforços apresentados na **Figura 68** e na **Figura 69** seguir. Ressalta-se, que será considerada um Pilar de referência em situação de maiores e menores esforços solicitantes, ou seja, em situação mais desfavorável.

A verificação da integridade estrutural dos pilares será dada pela análise das seções em cada nível pelo critério de Flexão Composta Obliqua (FCO) para as possíveis combinações de carregamentos máximos e mínimos aplicados axialmente nas seções transversais alternados com solicitações máximas e mínimas de momentos fletores nas direções longitudinais e transversais.

Resumo do PILAR		Coef. de Majoração	Nk [kN]				Mk,trans. [kN.m]				Mk,long. [kN.m]			
			Topo	Nivel VT1	Nivel VT2	Base	Topo	Nivel VT1	Nivel VT2	Base	Topo	Nivel VT1	Nivel VT2	Base
Esforços Normais	pp	1,35	-8,80	-22,60	-34,20	-47,30	0,50	0,99	0,90	0,32				
	Ng	1,35	-746,00	-746,00	-746,00	-746,00	0,21	0,25	0,30	0,60				
	Mq*,MAX	1,50	-508,00	-508,00	-508,00	-508,00	0,14	17,00	0,25	0,41				
	Nq*,min	1,50	-207,00	-207,00	-207,00	-207,00	0,05	0,07	0,02	0,17				
	F/A	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00					0,00	92,80	166,00	278,00
	E	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00					0,00	79,80	143,00	239,00
	T/R/Flu	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00					0,00	32,70	58,60	98,20
Esforços Transversais	v+	1,50	-30,70	-80,80	-136,00	-136,00	84,50	73,00	81,80	96,50				
	Pa	1,50	-23,00	-98,40	-242,00	-242,00	81,20	123,00	208,00	318,00				
Nd, Vd e Md			-2172,03	-2378,91	-2692,77	-2710,46	249,79	321,28	436,73	623,86	0,00	295,98	529,95	886,95
Nk, Vk e Mk		1,4	-1551,45	-1699,22	-1923,41	-1936,04	178,42	229,49	311,95	445,62	0,00	211,41	378,54	633,54
OBS: Para os Esforços Normais (+) Tração, (-) Compressão;														

Figura 68: *Esforços por carregamento dos Pilar de referência (situação mais desfavorável) - eixo 1 e 4.*

Resumo do PILAR		Coef. de Majoração	Nk [kN]				Mk,trans. [kN.m]				Mk,long. [kN.m]			
			Topo	Nivel VT1	Nivel VT2	Base	Topo	Nivel VT1	Nivel VT2	Base	Topo	Nivel VT1	Nivel VT2	Base
Esforços Normais	pp	1,35	-265,00	-560,00	-801,00	-1094,00	52,20	29,20	39,40	4,80				
	Ng	1,35	-2983,00	-2983,00	-2983,00	-2983,00	386,00	96,60	0,00	0,00				
	Mq*,MAX	1,50	-1430,00	-1430,00	-1430,00	-1430,00	185,00	46,30	0,00	0,00				
	Nq*,min	1,50	-413,00	-413,00	-413,00	-413,00	53,40	13,40	0,00	0,00				
	F/A	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00					0,00	216,00	385,00	641,00
	E	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00					0,00	0,00	0,00	0,00
	T/R/Flu	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00					0,00	128,00	229,00	382,00
Esforços Transversais	v+	1,50	-147,00	-254,00	-369,00	-369,00	478,00	237,00	221,00	550,00				
	Pa	1,50	-91,00	-201,00	-359,00	-359,00	328,00	408,00	448,00	988,00				
Nd, Vd e Md			-7506,30	-8230,05	-8964,90	-9360,45	2158,17	1226,88	1056,69	2313,48	0,00	516,00	921,00	1534,50
Nk, Vk e Mk		1,4	-5361,64	-5878,61	-6403,50	-6686,04	1541,55	876,34	754,78	1652,49	0,00	368,57	657,86	1096,07
OBS: Para os Esforços Normais (+) Tração, (-) Compressão;														

Figura 69: *Esforços por carregamento dos Pilar de referência (situação mais desfavorável) - eixo 2 e 3.*

B.7.3. Combinações Máximas e Mínimas

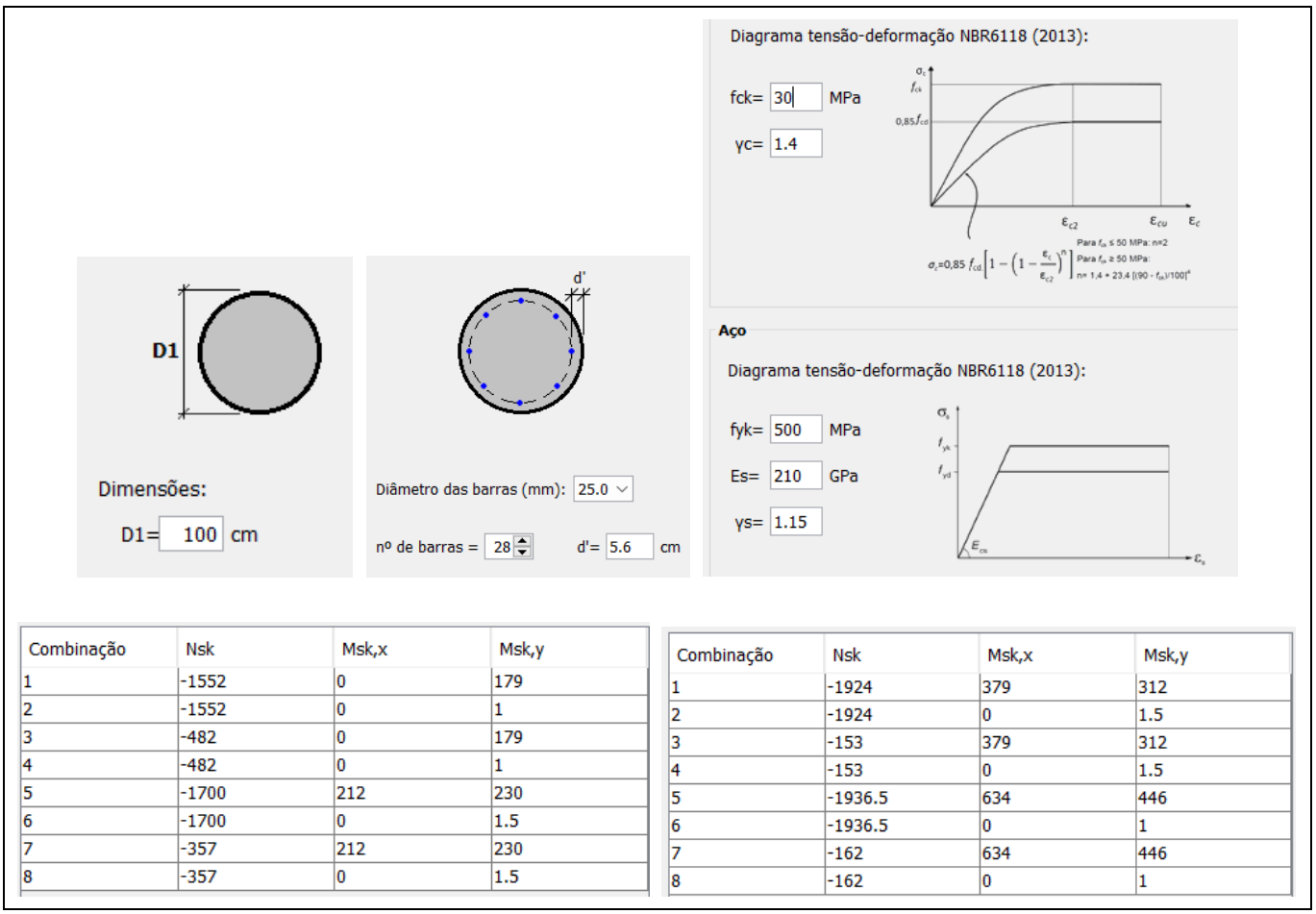
COMBINAÇÕES POR SEÇÃO					X	Y
Topo	1	Nmax	-1551,45	Mmax	0,00	178,42
	2	Nmax	-1551,45	Mmin	0,00	0,71
	3	Nmin	-481,61	Mmax	0,00	178,42
	4	Nmin	-481,61	Mmin	0,00	0,71
Nivel VT1	5	Nmax	-1699,22	Mmax	211,41	229,49
	6	Nmax	-1699,22	Mmin	0,00	1,24
	7	Nmin	-357,00	Mmax	211,41	229,49
	8	Nmin	-357,00	Mmin	0,00	1,24
Nivel VT2	9	Nmax	-1923,41	Mmax	378,54	311,95
	10	Nmax	-1923,41	Mmin	0,00	1,20
	11	Nmin	-152,29	Mmax	378,54	311,95
	12	Nmin	-152,29	Mmin	0,00	1,20
Base	13	Nmax	-1936,04	Mmax	633,54	445,62
	14	Nmax	-1936,04	Mmin	0,00	0,92
	15	Nmin	-161,64	Mmax	633,54	445,62
	16	Nmin	-161,64	Mmin	0,00	0,92

Figura 70: *Resumo de combinações de Esforços do Pilar de referência (situação mais desfavorável) – eixo 1 e 4.*

COMBINAÇÕES POR SEÇÃO					X	Y
Topo	1	Nmax	-5361,64	Mmax	0,00	1541,55
	2	Nmax	-5361,64	Mmin	0,00	438,20
	3	Nmin	-2065,00	Mmax	0,00	1541,55
	4	Nmin	-2065,00	Mmin	0,00	438,20
Nivel VT1	5	Nmax	-5878,61	Mmax	368,57	876,34
	6	Nmax	-5878,61	Mmin	0,00	125,80
	7	Nmin	-2043,21	Mmax	368,57	876,34
	8	Nmin	-2043,21	Mmin	0,00	125,80
Nivel VT2	9	Nmax	-6403,50	Mmax	657,86	754,78
	10	Nmax	-6403,50	Mmin	0,00	39,40
	11	Nmin	-1922,86	Mmax	657,86	754,78
	12	Nmin	-1922,86	Mmin	0,00	39,40
Base	13	Nmax	-6686,04	Mmax	1096,07	1652,49
	14	Nmax	-6686,04	Mmin	0,00	4,80
	15	Nmin	-2132,14	Mmax	1096,07	1652,49
	16	Nmin	-2132,14	Mmin	0,00	4,80

Figura 71: *Resumo de combinações de Esforços do Pilar de referência (situação mais desfavorável) – eixo 2 e 3.*

B.7.4. Verificação Estrutural dos Pilares

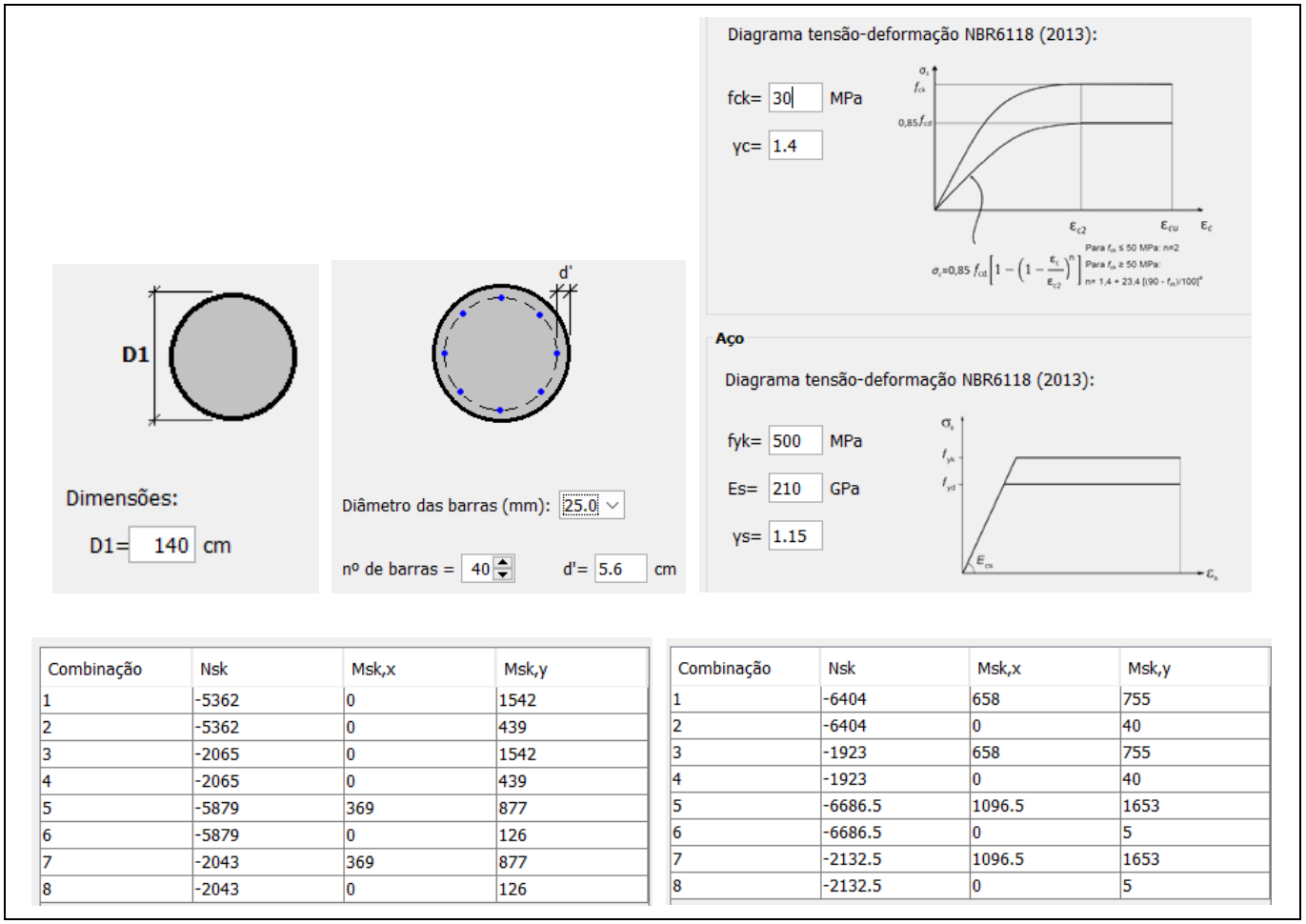


Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-1552	0	179
2	-1552	0	1
3	-482	0	179
4	-482	0	1
5	-1700	212	230
6	-1700	0	1.5
7	-357	212	230
8	-357	0	1.5

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-1924	379	312
2	-1924	0	1.5
3	-153	379	312
4	-153	0	1.5
5	-1936.5	634	446
6	-1936.5	0	1
7	-162	634	446
8	-162	0	1

Figura 72: *Entrada de dados para verificação da FCO do Pilar de referência – eixo 1 e 4.*

A verificação Estrutural será realizada pela análise de Flexão Composta Oblíqua (FCO) com o Critério do Método Geral acoplado om os diagramas de N, Mx, My, 1/r, considerando os pilares dos encontros (eixo 1 = eixo 4) com diâmetro de $D = 1{,}00\ m$, os pilares intermediários com diâmetro $D = 1{,}40\ m$ e todos os pilares com $f_{ck} = 30\ MPa$, $d' = 3{,}5 + 0{,}8 + 1{,}25 \simeq 5{,}6\ cm$ e barras de 25,0mm cujo o resumo de entrada de dados (input) a serem consideradas são apresentadas na **Figura 72** e na **Figura 73**.



Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-5362	0	1542
2	-5362	0	439
3	-2065	0	1542
4	-2065	0	439
5	-5879	369	877
6	-5879	0	126
7	-2043	369	877
8	-2043	0	126

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-6404	658	755
2	-6404	0	40
3	-1923	658	755
4	-1923	0	40
5	-6686.5	1096.5	1653
6	-6686.5	0	5
7	-2132.5	1096.5	1653
8	-2132.5	0	5

Figura 73: *Entrada de dados para verificação da FCO do Pilar de referência – eixo 2 e 3.*

É importante comentar que para a verificação dos resultados apresentados, será considerado a envoltória dos esforços solicitantes característicos combinados nas seções mais críticas apresentados na **Figura 70** e na **Figura 71**. Note-se que foram realizadas 4 (quatro) combinações de envoltórias de esforços axiais máximos e mínimos com seus respectivos pares conjugados de momentos fletores máximos e mínimos na direção longitudinal e transversal para as seções mais críticas.

Note-se o resultado da análise de FCO, que para os eixos 1=4 a seção mais crítica apresenta um fator de segurança mínimo de FS=2,05, atendendo, assim, as questões de integridade estrutural dos pilares e a verificação do ELU (Estado Limite Último), como pode ser visto na **Figura 74** a seguir.

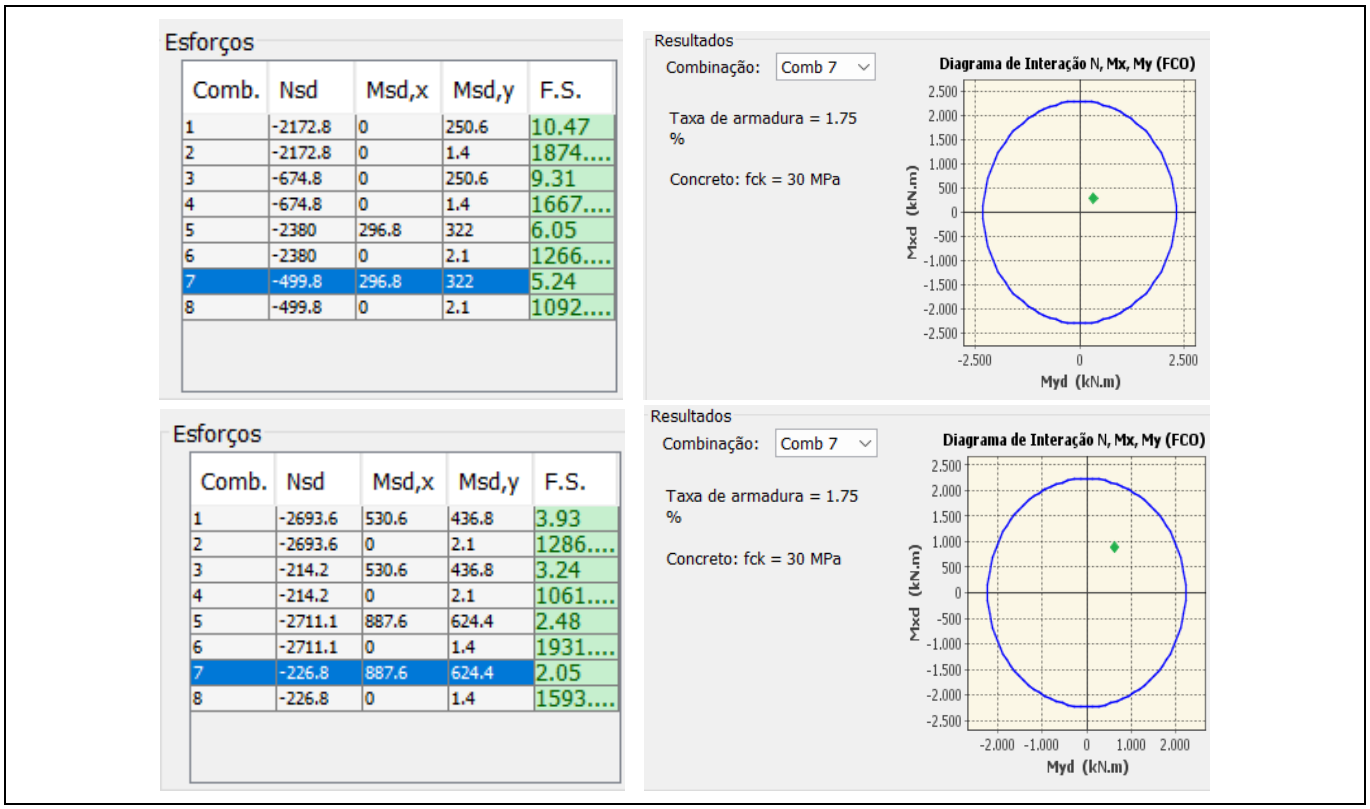


Figura 74: *Resultado da análise de FCO do Pilar de referência – eixo 1 e 4.*

Note-se o resultado da análise de FCO, que para os eixos 2=3 a seção mais crítica apresenta um fator de segurança mínimo de FS=2,05, atendendo, assim, as questões de integridade estrutural dos pilares e a verificação do ELU (Estado Limite Último), como pode ser visto na **Figura 75** a seguir.

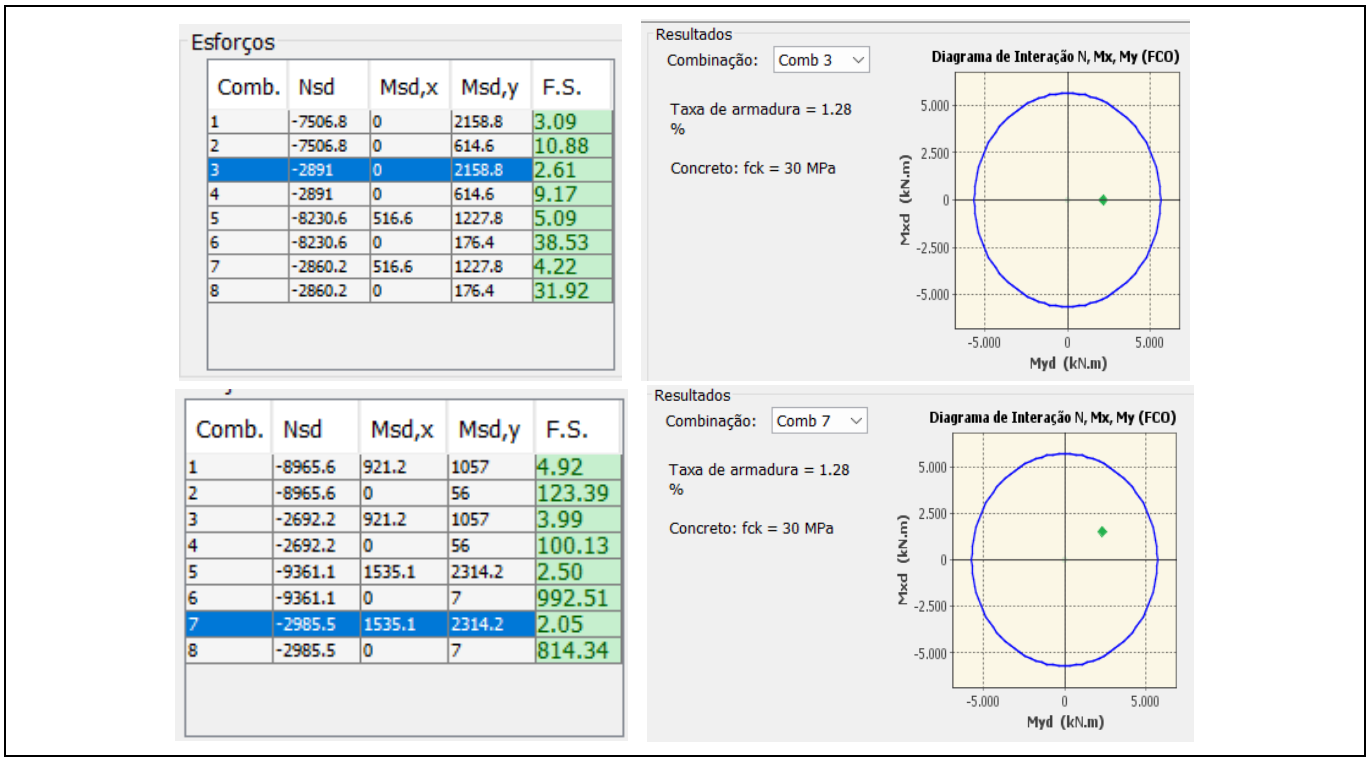


Figura 75: *Resultado da análise de FCO do Pilar de referência – eixo 2 e 3.*

Conforme pode ser verificado na **Figura 74** e na **Figura 75** a verificação estrutural realizada pela análise de Flexão Composta Oblíqua (FCO) com o Critério do Método Geral acoplado om os diagramas de N, Mx, My, 1/r atende aos critérios de Segurança Estrutural da ABNT NBR-6118.

C. INFRAESTRUTURA

C.1. SONDAGENS

Antes das análises, incluiremos os Boletins de Sondagens para referência, a seguir e o croqui de locação.



Figura 3 - Locação dos pontos de Sondagem

As referências de níveis nos terrenos dos furos de sondagens foram:

Localidade	RN (m)
Godoy Moreira - PR	SM 01: 344 SM 02: 347 SR 03: 331 (nível do rio) SR 04: 331 (nível do rio)

***Figura 76**: Croqui de locação das Sondagens – retirado do relatório de sondagem da HC GEO INFRA.*

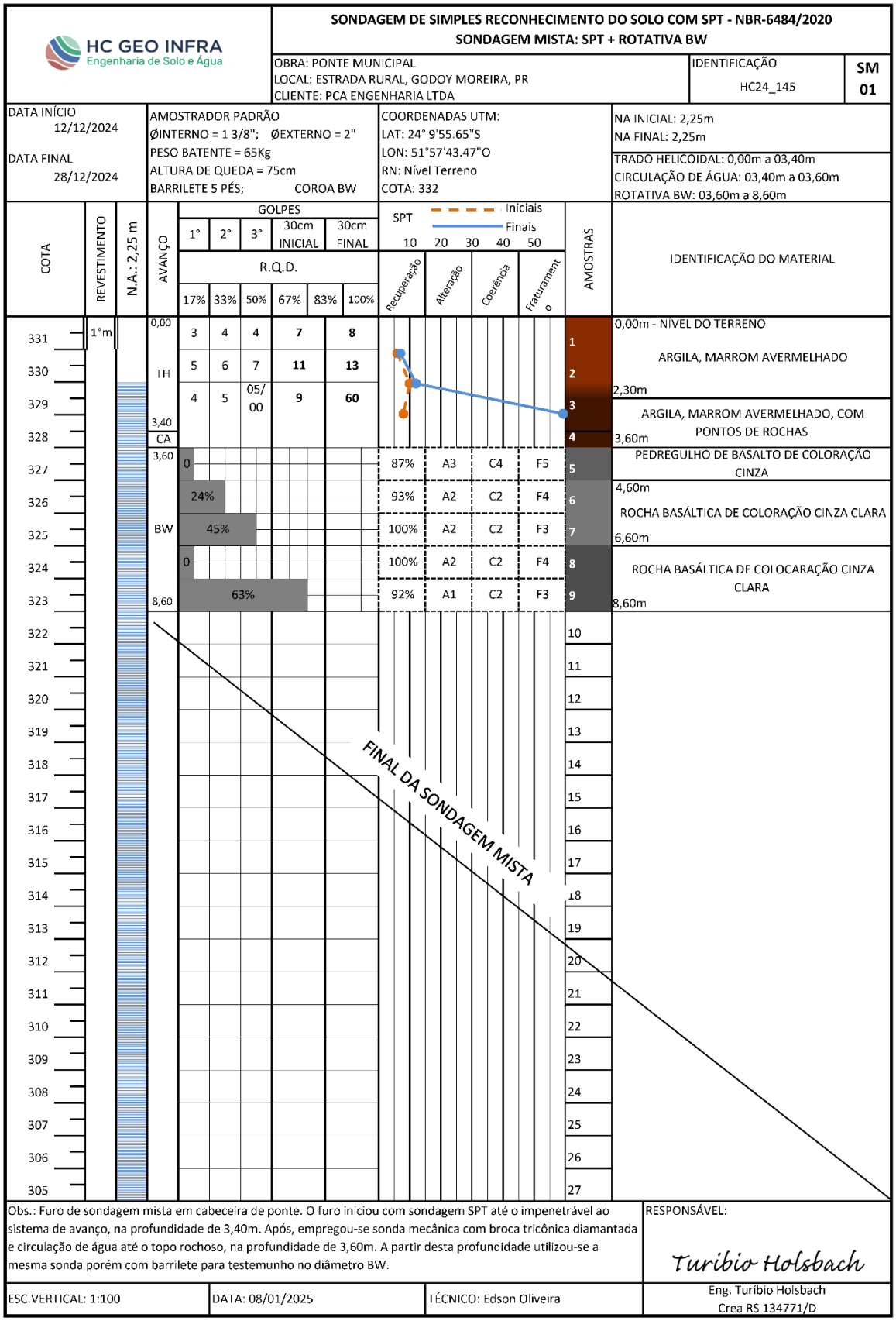


Figura 77: *Boletim do Perfil de Sondagem Mista – SM-01.*

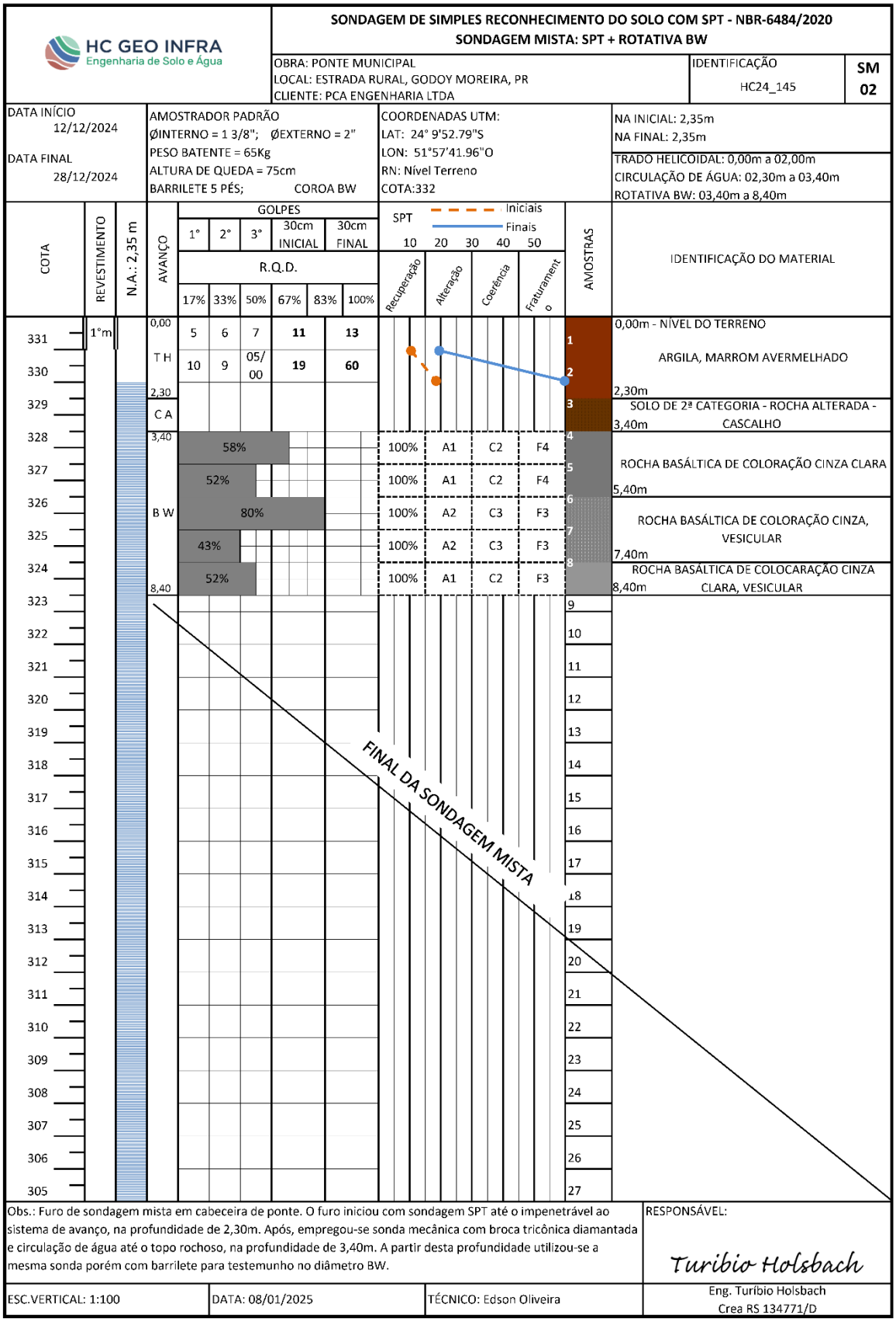


Figura 78: *Boletim do Perfil de Sondagem Mista – SM-02.*

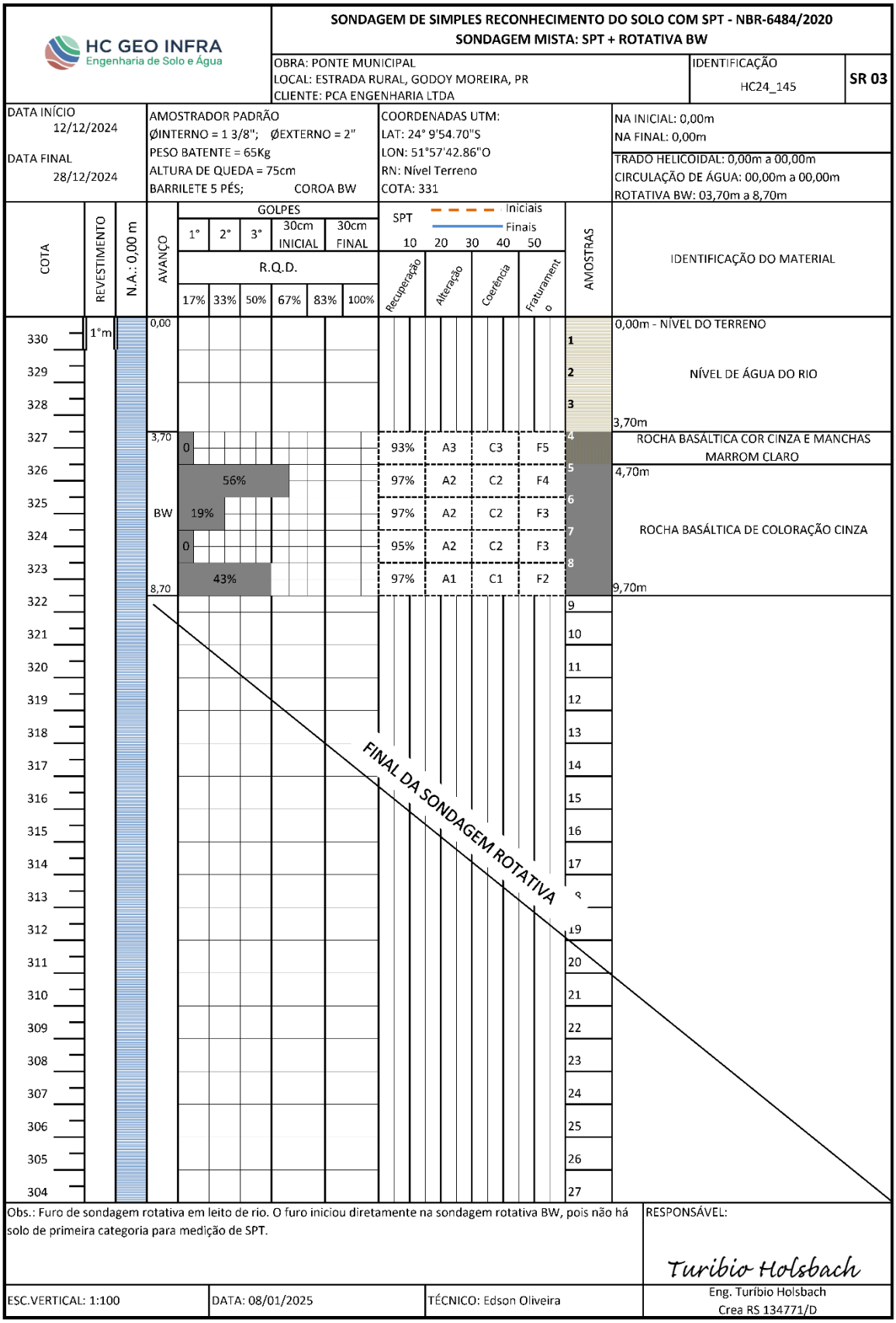


Figura 79: *Boletim do Perfil de Sondagem Mista – SM-03.*

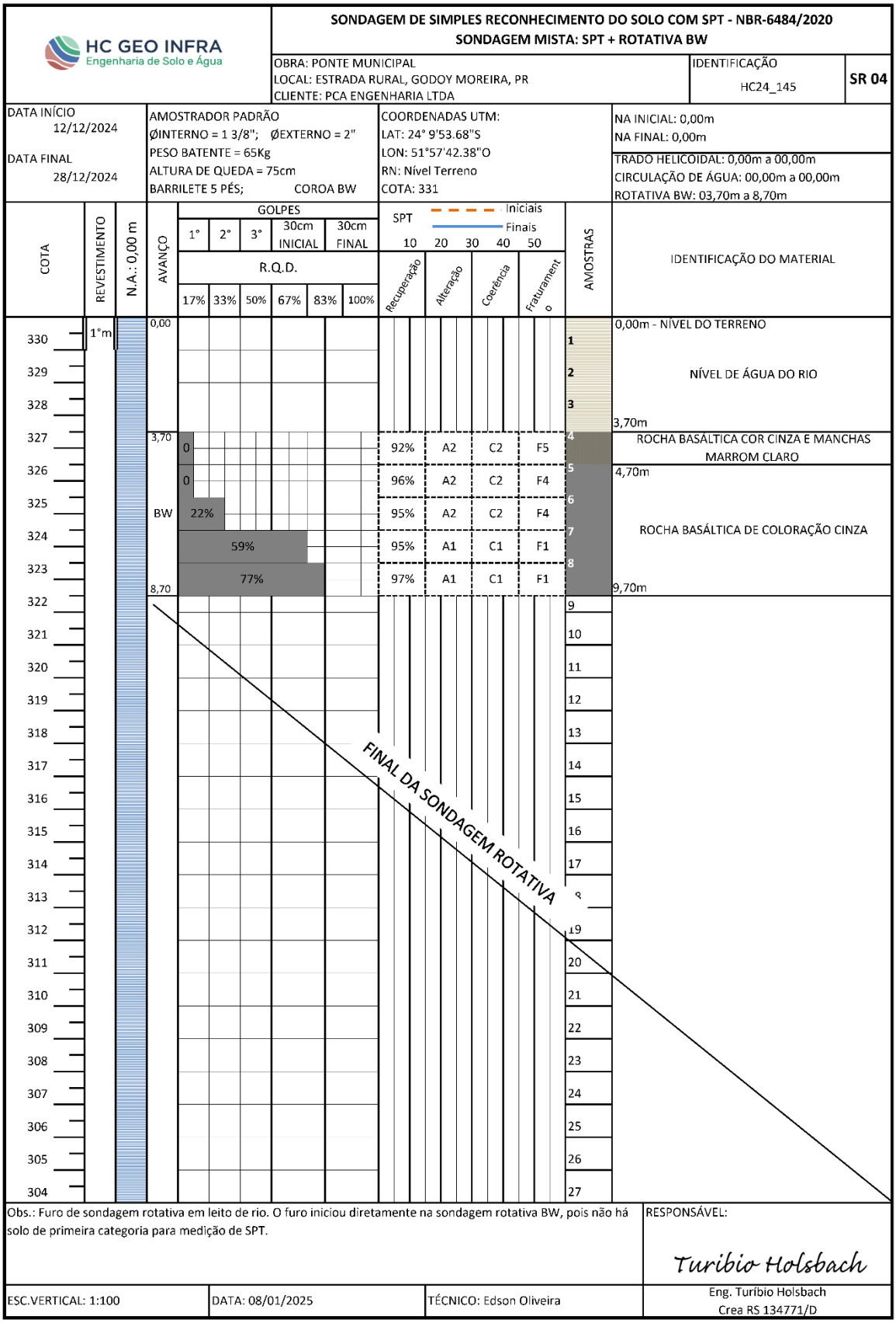


Figura 80: *Boletim do Perfil de Sondagem Mista – SM-04.*

C.2. ESTACA RAIZ

C.2.1. Esquema Estrutural e Características Geométricas e Físicas

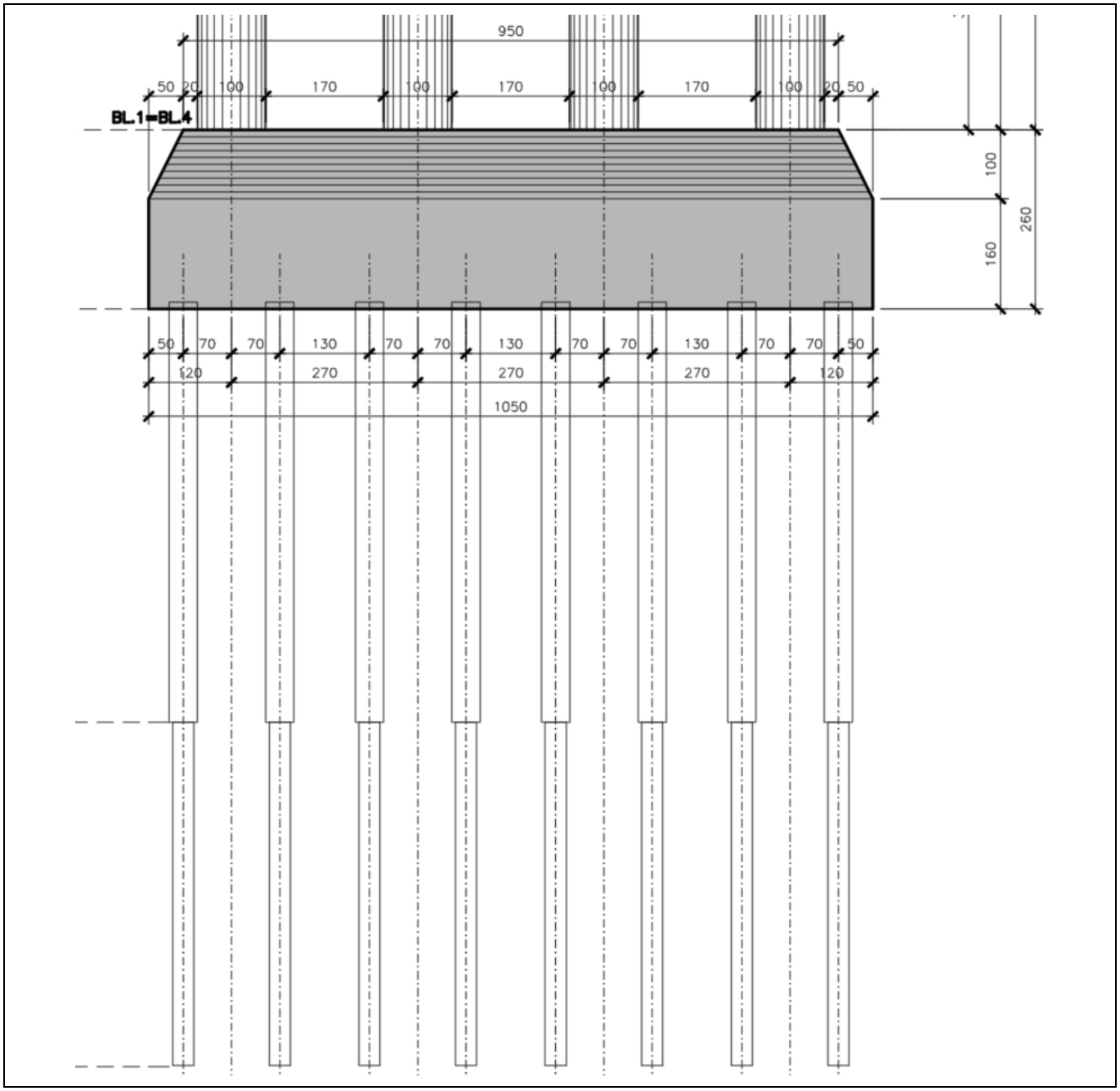


***Figura 81**: Características geométricas das estacas raiz - encontros.*

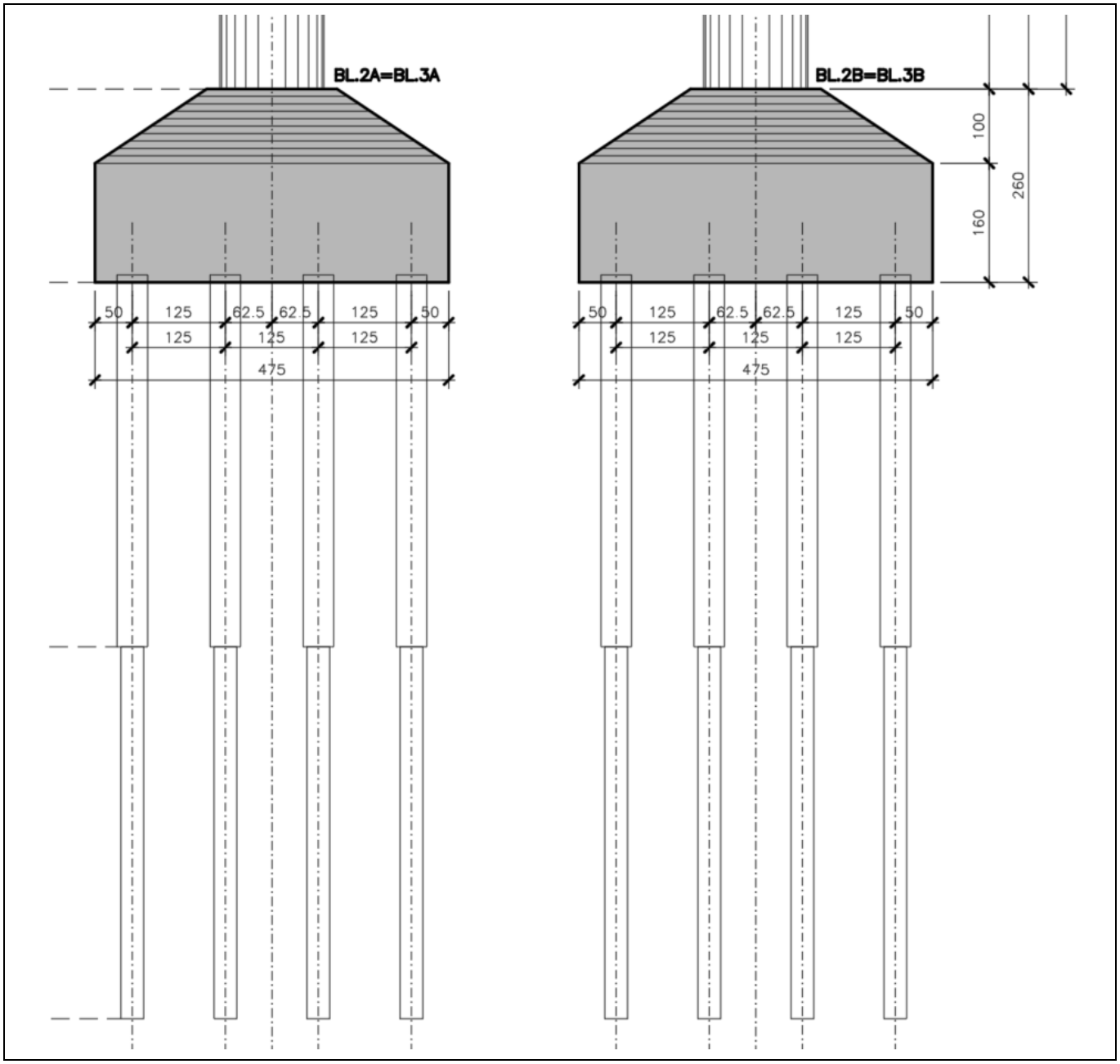


***Figura 82**: Características geométricas das estacas raiz - intermediárias.*

C.2.2. Considerações Gerais

Para o sistema de fundações será considerado o que segue:

- Adoção de solução de fundação profunda em estacas tipo raiz com 410 mm de diâmetro no trecho em solo e pino embutido em rocha de 305 mm de diâmetro (fck=30 MPa);
- Estacas encamisadas em todo trecho em solo (camisa perdida) sem função estrutural;
- Para o cálculo do pino em rocha utilizou-se a metodologia proposta por Cabral e Antunes (2000), ajustado com as recomendações da NBR-5629, para adesão lateral. E, para comprimento mínimo em rocha, foi adotado o valor de 4 vezes o diâmetro ($L_{mín,rocha}$ =4x0,305= 1,22 m);
- Foram adotados comprimentos de embutimento em rocha de 3,50 m;

- Para os coeficientes de reação horizontal, adotou-se o valor constante (K_h=cte) para o solo argiloso e para rocha, e variável com a profundidade ($K_h=n_h.z$, sendo fornecidos os n_h) para solos arenosos. Também seguem anexos os trabalhos de Terzaghi [1955] e Davisson [1970] utilizados como referência. Destaca-se, também, os valores recomendados por Poulos e Davis [1980];
- Quanto à rigidez vertical, como a ponta será apoiada em rocha, pode-se considerar que o recalque no topo da estaca que será igual ao seu encurtamento elástico e, portanto, a rigidez vertical destes elementos pode ser considerada como a própria rigidez axial (K=E.A/L);
- Cota de topo das estacas: a ser definida de acordo com o projeto estrutural do bloco de coroamento.

C.2.3. Capacidade de Carga Geotécnica da Estaca Raiz

Para a Capacidade de Carga das Estacas o seguinte esquema será considerado:

$$Pcr \leq \begin{cases} Pcr_estrutural \\ \\ Pcr_geotécnico \end{cases},$$

Ou seja, o $P_{crítico}$ (Pcr), será o menor valor entre a Capacidade de Carga Geotécnica da Estaca e a Capacidade de Carga Estrutural da Estaca. Portanto, obtém-se o que se segue.

C.2.3.1. Cálculo do Comprimento do Pino em rocha

Considera-se a estimativa de carga da estaca para uma carga de trabalho de 1300 kN/estaca.

C.2.3.2. Resistência de Ponta Unitária (rp)

A resistência de ponta unitária (rp) pelo Método de Cabral-Antunes(2000) pode ser obtida por:

$$r_p = \beta_p \cdot \sigma_c \leq 0,40 f_{ck}$$

$$rp \leq \begin{cases} 0,50 \cdot f_{ck,rocha} \\ 0,40 \cdot f_{ck,concreto} \\ 8,0\ MPa \end{cases} \begin{cases} 0,50 \cdot 30 = 15\ MPa \\ 0,40\ \ 30\ \ = 12\ MPa \\ 8,0\ MPa \end{cases} \rightarrow rp = 8,0\ MPa$$

C.2.3.3. Resistência Lateral Unitária (rl)

A resistência lateral unitária (rl) pelo Método de Cabral-Antunes (2000) pode ser obtida por:

$$r\ell \leq \begin{cases} \dfrac{f_{ck,concreto}}{15} \\ 1,30\ MPa \end{cases} \begin{cases} \dfrac{20}{15} = 1,33\ MPa \\ 1,30\ MPa \end{cases} \rightarrow r\ell = 1,30\ MPa$$

No entanto, pela NBR-5629:1996, tem-se:

$$r\ell \leq \begin{cases} \dfrac{f_{ck,concreto}}{15} \\ 0,60\ MPa \end{cases} \begin{cases} \dfrac{20}{30} = 0,67\ MPa \\ 0,60\ MPa \end{cases} \rightarrow r\ell = 0,60\ MPa\ (adotado)$$

C.2.3.4. Estudo para o eixo 1 e 4

Para o trecho em solo pelo Método de Décourt-Quaresma (1978) + Decourt (1996), considerando $\beta = 1$ para estaca sem injeção no solo com sistema pré-moldado, obtém-se:

$$PL_{solo} = \beta \cdot 10\left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1\right) U_{solo} \cdot L_{solo}$$
$$PL_{solo} = 1 \cdot 10\left(\frac{27}{3} + 1\right) \ \pi \cdot 0,41 \ \cdot 3,6 = 463,70 \ kN$$

E para o pino em rocha, chega-se a:

$$P_P = rp \cdot Ap = 8,0 \cdot 10^3 \cdot \pi \frac{0,305^2}{4} = 584,5 \ kN$$
$$P_{L,rocha} = r\ell \cdot U_{rocha} \cdot L_{rocha}$$
$$P_{L,rocha} = 600 \cdot \ \pi \cdot 0,305 \ \cdot L_{rocha} = 574,9 \cdot L_{rocha}$$

Como

$$P_{adm} = \frac{PL + PP}{FS} = \frac{PL_{solo} + PL_{rocha} \ + PP}{2,0}$$
$$2600 \geq 463,70 + 574,9 \cdot L_{rocha} + 584,5 \Rightarrow L_{rocha} \geq 2,70 \ m$$

C.2.3.5. Estudo para o eixo 2 e 3

Para o trecho em solo pelo Método de Décourt-Quaresma (1978) + Decourt (1996), considerando $\beta = 1$ para estaca sem injeção no solo com sistema pré-moldado, obtém-se:

$$PL_{solo} = \beta \cdot 10\left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1\right) U_{solo} \cdot L_{solo}$$
$$PL_{solo} = 0,0 \ kN$$

E para o pino em rocha, chega-se a:

$$P_P = rp \cdot Ap = 8,0 \cdot 10^3 \cdot \pi \frac{0,305^2}{4} = 584,5 \ kN$$
$$P_{L,rocha} = r\ell \cdot U_{rocha} \cdot L_{rocha}$$
$$P_{L,rocha} = 600 \cdot \ \pi \cdot 0,305 \ \cdot L_{rocha} = 574,9 \cdot L_{rocha}$$

Como

$$P_{adm} = \frac{PL + PP}{FS} = \frac{PL_{solo} + PL_{rocha} \ + PP}{2,0}$$
$$2600 \geq 574,9 \cdot L_{rocha} + 584,5 \Rightarrow L_{rocha} \geq 3,50 \ m$$

Portanto, para unificar os comprimentos dos pinos das estacas em rocha, adotar-se $L_{rocha} \geq 4,0m$

C.2.4. Verificação Geotécnica das Estacas Raiz

Conforme pode ser verificado na **Figura 83** e na **Figura 84** as reações máximas de apoio estão abaixo da capacidade de resistência geotécnica das estacas.

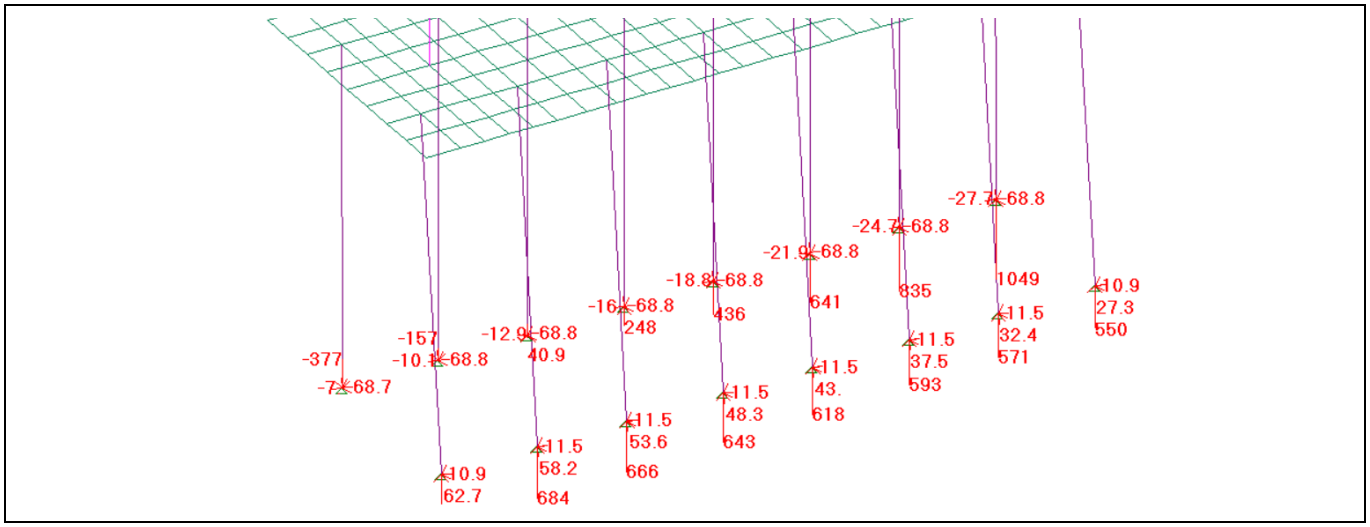


Figura 83: *Esquema estrutural das reações nas estacas para combinação de reações máximas – eixo 2 e 3.*

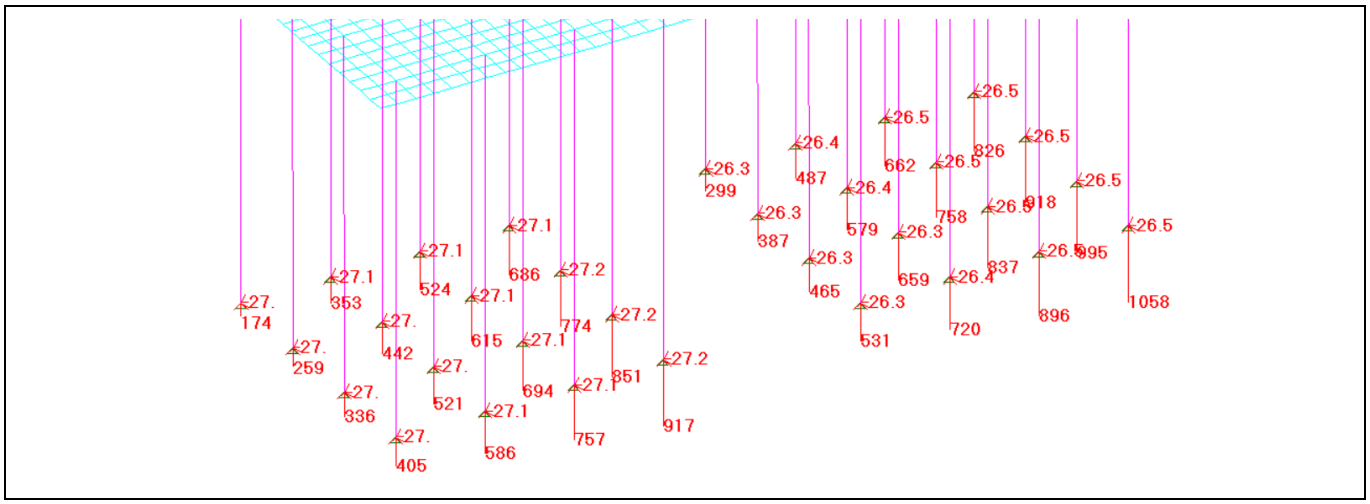


Figura 84: *Esquema estrutural das reações nas estacas para combinação de reações máximas – eixo 2 e 3.*

C.2.5. Capacidade de Carga Estrutural da Estaca Raiz

Para a determinação da Capacidade de Carga Estrutura da Esta Raiz, será considerado os esforços apresentados na **Figura 85** e na **Figura 86** a seguir. Ressalta-se, que será considerada uma estaca raiz de referência em situação de maiores e menores esforços solicitantes, ou seja, em situação mais desfavorável.

Resumo da ESTACA		Coef. de Majoração	Nk [kN]				Mk,trans. [kN.m]				Mk,long. [kN.m]			
			Topo (max)	Topo (min)	Base (max)	Base (min)	Topo (max)	Topo (min)	Base (max)	Base (min)	Topo (max)	Topo (min)	Base (max)	Base (min)
Esforços Normais	PP	1,35	-31,10	-25,90	-33,60	-28,60	0,00	2,40	0,33	0,34	2,60	0,00	0,38	0,38
	Ng	1,35	-200,00	-168,00	-200,00	-168,00	0,00	15,80	2,40	2,40	15,80	0,00	2,40	2,40
	Mq*,MAX	1,50	-137,00	-114,00	-136,00	-115,00	0,00	10,80	1,60	1,40	10,80	0,00	1,60	1,40
	Nq*,min	1,50	-55,50	-46,50	-55,30	-46,60	0,00	4,40	0,66	0,56	4,40	0,00	0,66	0,57
	F/A	1,50	69,30	-68,10	69,10	-67,80	0,00	0,98	0,00	1,20	1,00	0,00	1,70	0,00
	E	1,35	59,60	-58,60	59,40	-58,30	0,00	0,85	0,00	1,10	0,87	0,00	1,40	0,00
	T/R/Flu	1,50	24,40	-24,00	24,40	-23,90	0,00	0,35	0,00	0,43	0,36	0,00	0,43	0,00
Esforços Transversais	v+	1,50	59,10	-42,20	59,00	-42,40	12,60	5,10	2,40	0,00	5,00	2,20	0,82	3,60
	Pa	1,50	133,00	-89,30	133,00	-89,70	47,70	13,20	8,60	0,00	13,00	8,00	2,10	12,50
Nd, Vd e Md			-91,58	-917,03	-93,87	-922,22	90,45	77,96	23,58	10,57	77,85	15,30	16,61	30,86
Nk, Vk e Mk		1,4	-65,41	-655,02	-67,05	-658,73	64,61	55,69	16,84	7,55	55,61	10,93	11,86	22,04
OBS: Para os Esforços Normais (+) Tração, (-) Compressão;														

Figura 85: *Esforços por carregamento da Estaca Raiz de referência (situação mais desfavorável) - eixo 1 e 4.*

Resumo da ESTACA		Coef. de Majoração	Nk [kN]				Mk,trans. [kN.m]				Mk,long. [kN.m]			
			Topo (max)	Topo (min)	Base (max)	Base (min)	Topo (max)	Topo (min)	Base (max)	Base (min)	Topo (max)	Topo (min)	Base (max)	Base (min)
Esforços Normais	pp	1,35	-163,00	-163,00	-184,00	-184,00	0,14	0,14	0,02	0,02	0,03	0,03	0,01	0,01
	Ng	1,35	-185,00	-185,00	-184,00	-184,00	0,13	0,13	0,03	0,03	0,09	0,09	0,01	0,03
	Mq*,MAX	1,50	-88,50	-88,50	-88,10	-88,10	0,06	0,06	0,02	0,01	0,04	0,04	0,01	0,01
	Nq*,min	1,50	-25,60	-25,60	-25,50	-25,50	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00
	F/A	1,50	46,60	-46,60	46,40	-46,40	0,01	0,01	0,01	0,01	6,50	6,50	2,00	2,00
	E	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T/R/Flu	1,50	27,80	-27,80	27,70	-27,70	0,01	0,01	0,00	0,00	3,90	3,90	1,20	1,20
Esforços Transversais	v+	1,50	77,70	-77,70	77,40	-77,40	18,20	18,20	4,90	4,90	0,02	0,02	0,01	0,01
	Pa	1,50	121,00	-126,00	120,00	-126,00	39,20	37,30	10,30	9,90	0,02	0,02	0,01	0,01
Nd, Vd e Md			**-231,30**	**-1058,10**	**-259,95**	**-1083,45**	**86,61**	**83,76**	**22,93**	**22,31**	**15,90**	**15,90**	**4,87**	**4,90**
Nk, Vk e Mk		**1,4**	**-165,21**	**-755,79**	**-185,68**	**-773,89**	**61,87**	**59,83**	**16,38**	**15,94**	**11,36**	**11,36**	**3,48**	**3,50**
OBS: Para os Esforços Normais (+) Tração, (-) Compressão;														

Figura 86: *Esforços por carregamento da Estaca Raiz de referência (situação mais desfavorável) - eixo 2 e 3.*

COMBINAÇÕES POR SEÇÃO					X	Y
Topo (max)	1	Nmax	-65,41	Mmax	55,61	64,61
	2	Nmax	-65,41	Mmin	18,40	0,00
	3	Nmin	-370,89	Mmax	55,61	64,61
	4	Nmin	-370,89	Mmin	18,40	0,00
Topo (min)	5	Nmax	-655,02	Mmax	10,93	55,69
	6	Nmax	-655,02	Mmin	0,00	18,20
	7	Nmin	2,39	Mmax	10,93	55,69
	8	Nmin	2,39	Mmin	0,00	18,20
Base (max)	9	Nmax	-67,05	Mmax	11,86	16,84
	10	Nmax	-67,05	Mmin	2,78	2,73
	11	Nmin	-372,57	Mmax	11,86	16,84
	12	Nmin	-372,57	Mmin	2,78	2,73
Base (min)	13	Nmax	-658,73	Mmax	22,04	7,55
	14	Nmax	-658,73	Mmin	2,78	2,74
	15	Nmin	1,11	Mmax	22,04	7,55
	16	Nmin	1,11	Mmin	2,78	2,74

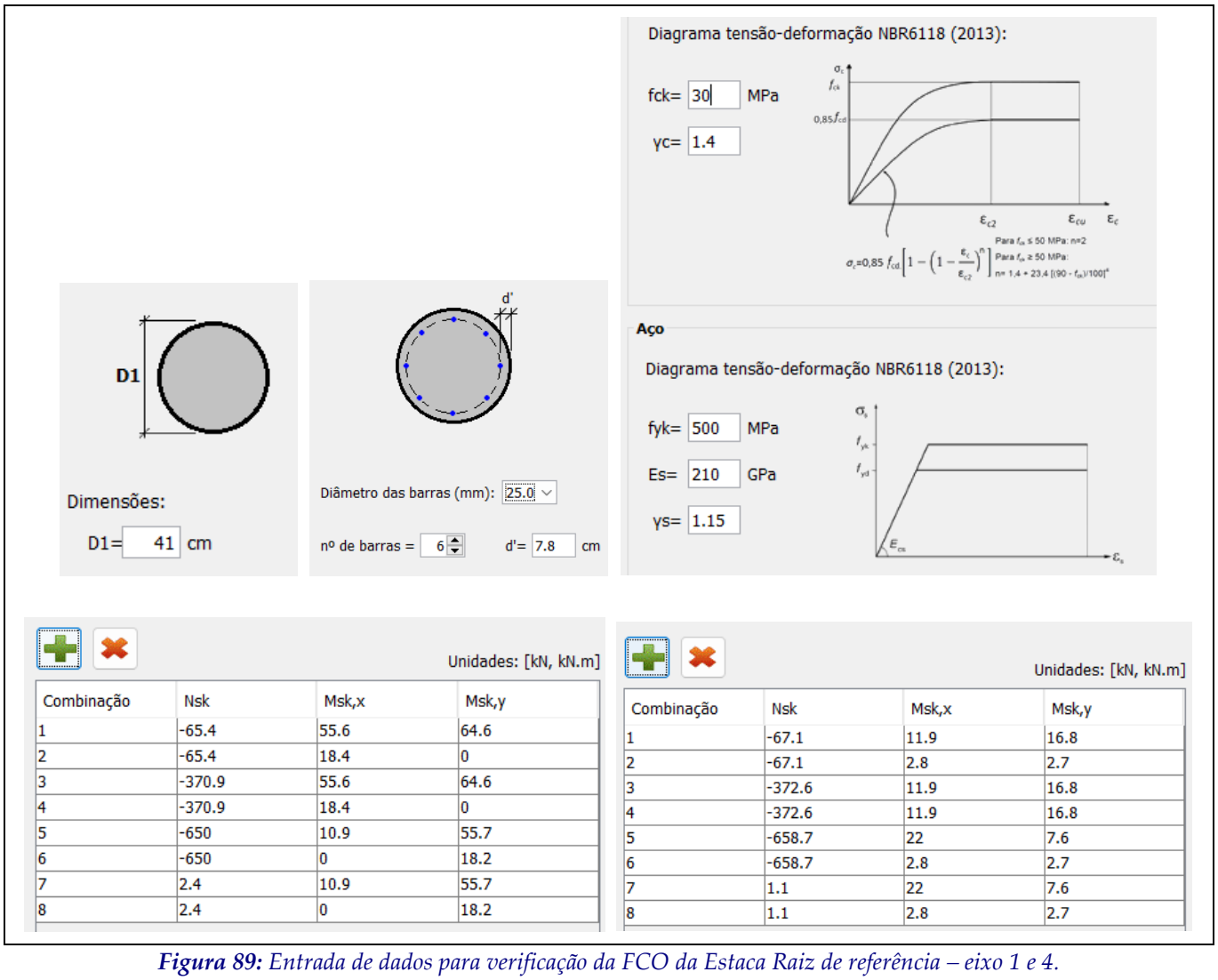
Figura 87: *Resumo de combinações de Esforços da Estaca Raiz de referência (situação mais desfavorável) – eixo 1 e 4.*

COMBINAÇÕES POR SEÇÃO					X	Y
Topo (max)	1	Nmax	-165,21	Mmax	11,36	61,87
	2	Nmax	-165,21	Mmin	0,12	0,27
	3	Nmin	-461,46	Mmax	11,36	61,87
	4	Nmin	-461,46	Mmin	0,12	0,27
Topo (min)	5	Nmax	-755,79	Mmax	11,36	59,83
	6	Nmax	-755,79	Mmin	0,12	0,27
	7	Nmin	-30,32	Mmax	11,36	59,83
	8	Nmin	-30,32	Mmin	0,12	0,27
Base (max)	9	Nmax	-185,68	Mmax	3,48	16,38
	10	Nmax	-185,68	Mmin	0,02	0,05
	11	Nmin	-474,36	Mmax	3,48	16,38
	12	Nmin	-474,36	Mmin	0,02	0,05
Base (min)	13	Nmax	-773,89	Mmax	3,50	15,94
	14	Nmax	-773,89	Mmin	0,04	0,05
	15	Nmin	-44,93	Mmax	3,50	15,94
	16	Nmin	-44,93	Mmin	0,04	0,05

Figura 88: *Resumo de combinações de Esforços da Estaca Raiz de referência (situação mais desfavorável) – eixo 2 e 3.*

C.2.6. Verificação Estrutural das Estacas Raiz

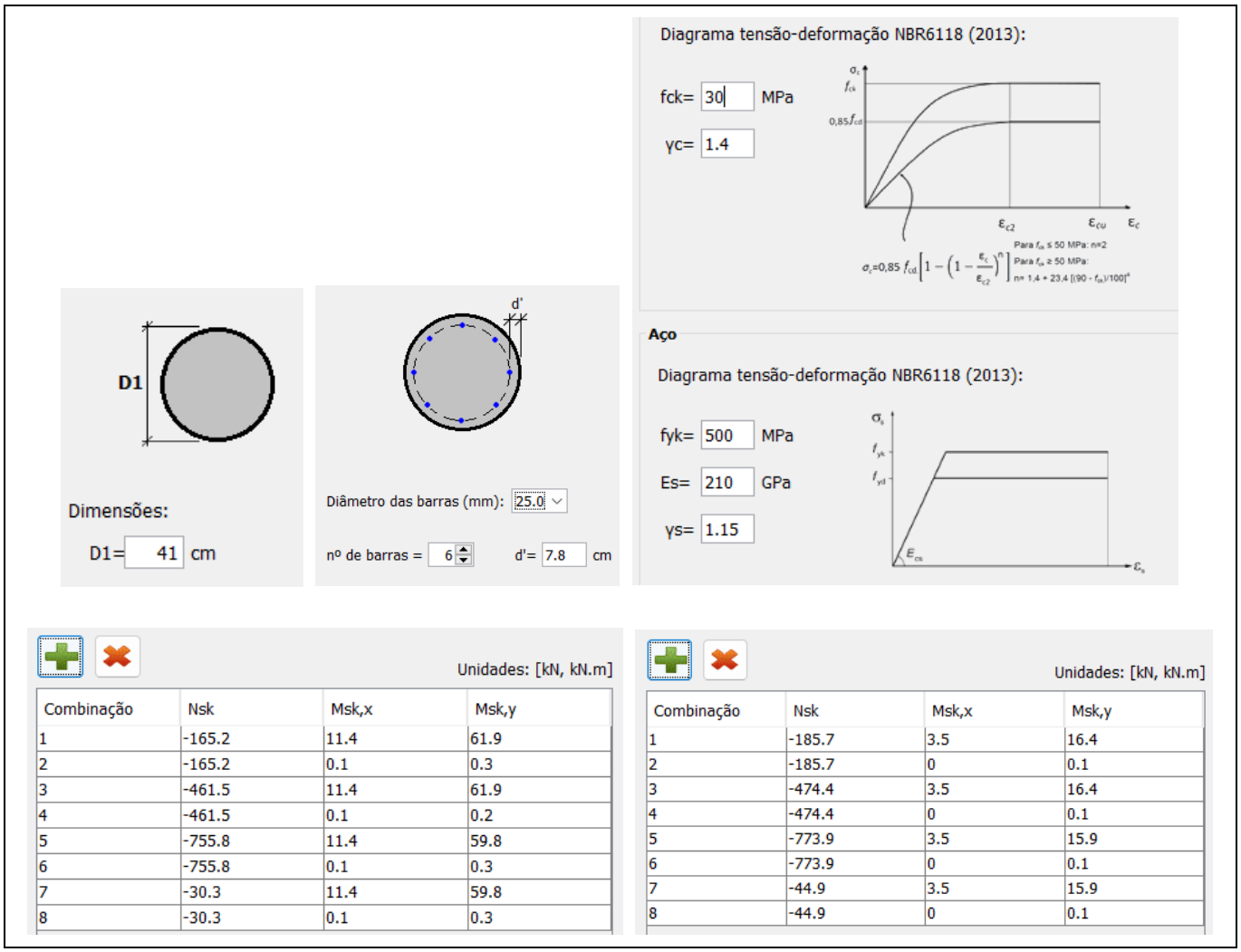
A verificação Estrutural será realizada pela análise de Flexão Composta Oblíqua (FCO) com o Critério do Método Geral acoplado om os diagramas de N, Mx, My, 1/r, considerando a estaca com diâmetro de $D = 0,41m$, $f_{ck} = 30MPa$, $d' = 5,75 + 0,8 + 1,25 = 7,8cm$ e 6 (seis) barras de 25,0mm ($6\ \phi\ 25,5mm$) cujo o resumo é apresentado na **Figura 89** e na **Figura 90** a seguir. É importante comentar que para a verificação dos resultados apresentados, será considerado a envoltória dos esforços solicitantes característicos combinados nas seções mais críticas apresentados na **Figura 87** e na **Figura 88**. Note-se que foram realizadas 4 (quatro) combinações de envoltórias de esforços axiais máximos e mínimos com seus respectivos pares conjugados de momentos fletores máximos e mínimos na direção longitudinal e transversal para as seções mais críticas.



Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-65.4	55.6	64.6
2	-65.4	18.4	0
3	-370.9	55.6	64.6
4	-370.9	18.4	0
5	-650	10.9	55.7
6	-650	0	18.2
7	2.4	10.9	55.7
8	2.4	0	18.2

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-67.1	11.9	16.8
2	-67.1	2.8	2.7
3	-372.6	11.9	16.8
4	-372.6	11.9	16.8
5	-658.7	22	7.6
6	-658.7	2.8	2.7
7	1.1	22	7.6
8	1.1	2.8	2.7

Figura 89: *Entrada de dados para verificação da FCO da Estaca Raiz de referência – eixo 1 e 4.*



Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-165.2	11.4	61.9
2	-165.2	0.1	0.3
3	-461.5	11.4	61.9
4	-461.5	0.1	0.2
5	-755.8	11.4	59.8
6	-755.8	0.1	0.3
7	-30.3	11.4	59.8
8	-30.3	0.1	0.3

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-185.7	3.5	16.4
2	-185.7	0	0.1
3	-474.4	3.5	16.4
4	-474.4	0	0.1
5	-773.9	3.5	15.9
6	-773.9	0	0.1
7	-44.9	3.5	15.9
8	-44.9	0	0.1

Figura 90: *Entrada de dados para verificação da FCO da Estaca Raiz de referência – eixo 2 e 3.*

Note-se o resultado da análise de FCO, que para os eixos 1=4 a seção mais crítica apresenta um fator de segurança mínimo de FS=1,26, atendendo, assim, as questões de integridade estrutural da estaca-raiz e a verificação do ELU (Estado Limite Último), como pode ser visto na **Figura 91** a seguir.

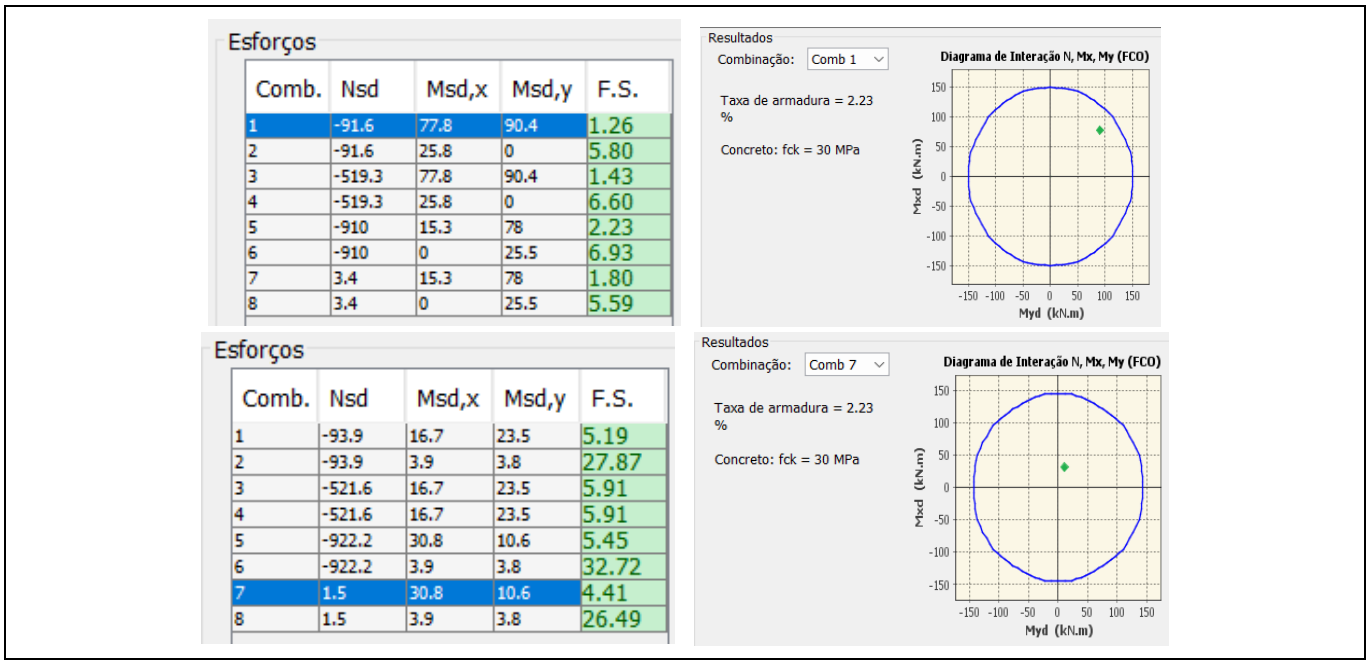


Figura 91: Resultado da análise de FCO da Estaca Raiz de referência – eixo 1 e 4.

Note-se, também, o resultado da análise de FCO, que para os eixos 2=3 a seção mais crítica apresenta um fator de segurança mínimo de FS=1,72, atendendo, assim, as questões de integridade estrutural da estaca-raiz e a verificação do ELU (Estado Limite Último), como pode ser visto na **Figura 92** a seguir.

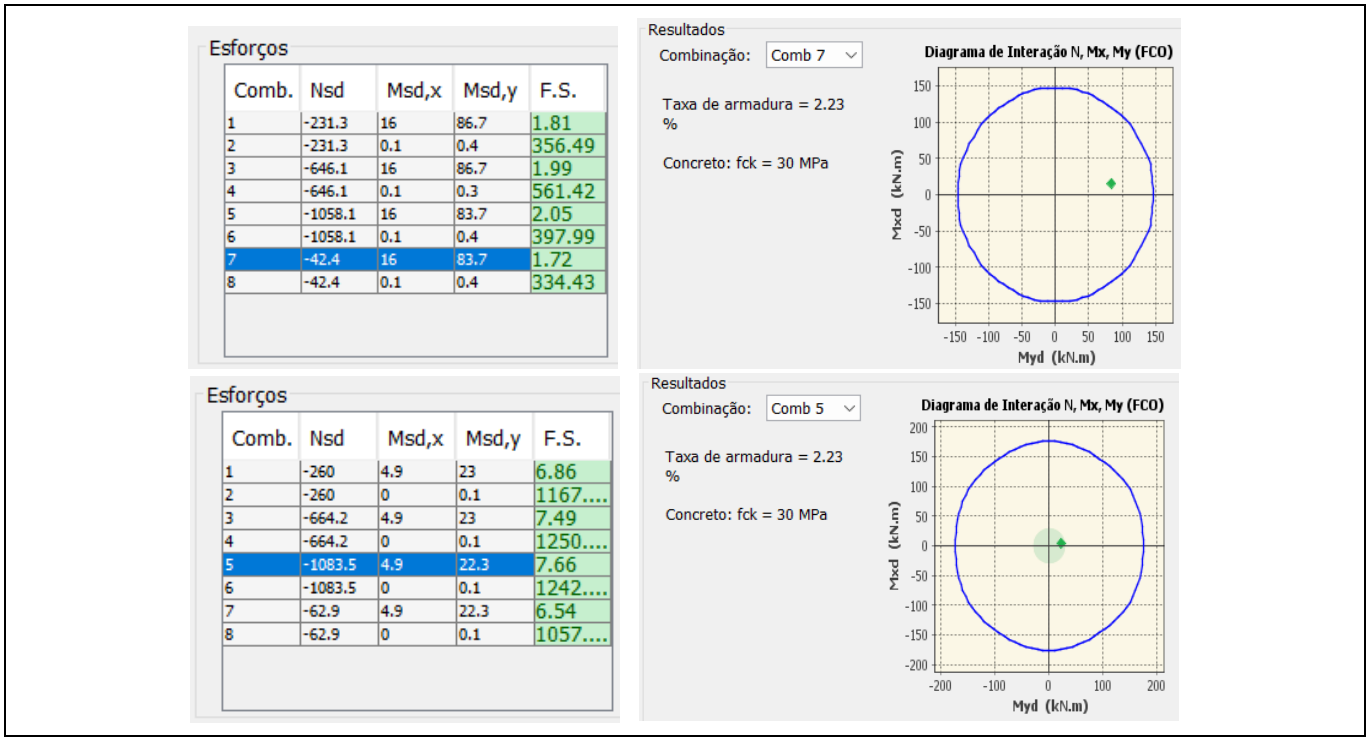


Figura 92: Resultado da análise de FCO da Estaca Raiz de referência – eixo 2 e 3.

Conforme pode ser verificado na **Figura 91** e na **Figura 92** a verificação estrutural realizada pela análise de Flexão Composta Oblíqua (FCO) com o Critério do Método Geral acoplado om os diagramas de N, Mx, My, 1/r atende aos critérios de Segurança Estrutural da ABNT NBR-6118.

C.3. BLOCOS

C.3.1. Esquema Estrutural e Características Geométricas e Físicas

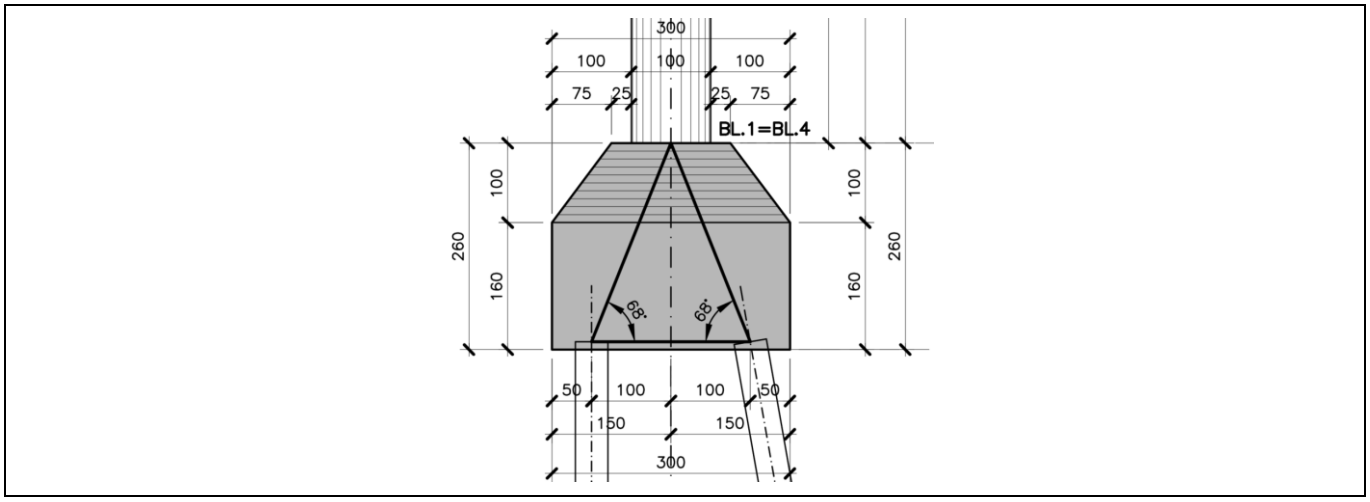


***Figura 93**: Características geométricas dos blocos dos eixos 1 e 4 em seção transversal (encontros).*

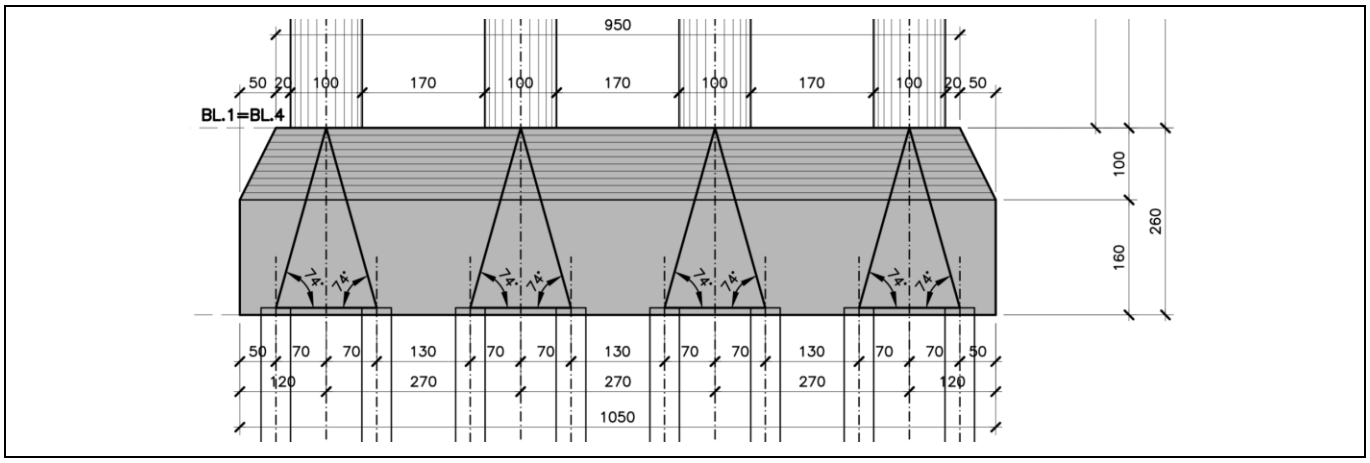


***Figura 94**: Características geométricas dos blocos dos eixos 1 e 4 em seção longitudinal (encontros).*

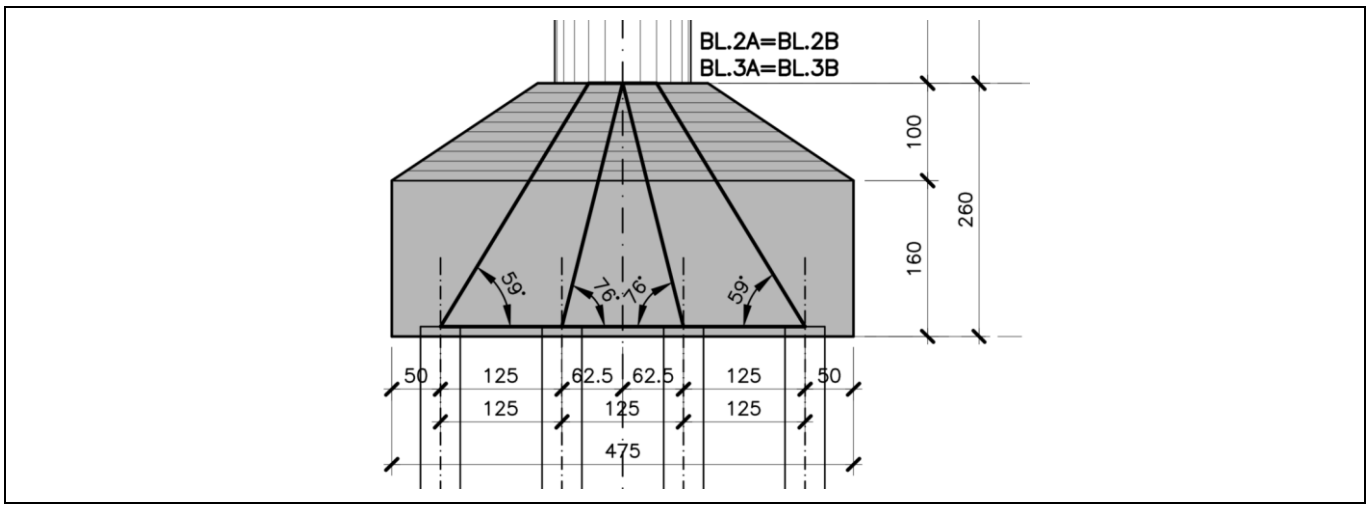


***Figura 95**: Características geométricas dos blocos dos eixos 2 e 3 em seção transversal (intermediários).*

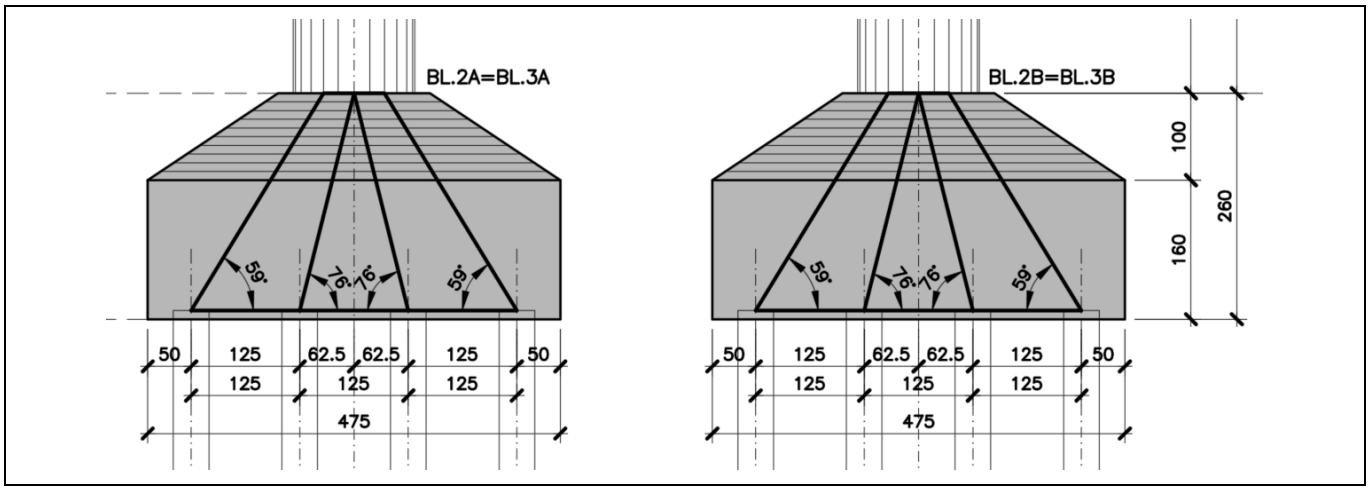


***Figura 96**: Características geométricas dos blocos dos eixos 2 e 3 em seção longitudinal (intermediários).*

C.3.2. Verificação Estrutural dos Blocos

A verificação estrutural dos blocos se procederá para Teoria de Biela-Tirante. Note-se que em todos os casos (**Figura 93**, **Figura 94**, **Figura 95** e **Figura 96**) o ângulo de inclinação da biela é $\theta_b \geq 63^o$ conduzindo ao critério de bloco rígido, na qual o efeito de biela é verificado pela própria resistência de compressão do concreto. Somente nas estacas externas (de extremidades) nos blocos do eixo 2 e 3 o ângulo de inclinação $\theta_b = 59^o$ como pode ser visto na **Figura 95** e na **Figura 96**. No entanto, as forças axiais previstas para o caso de maior combinação de esforços solicitantes são muito pequenas em relação a capacidade de resistência a compressão do concreto.

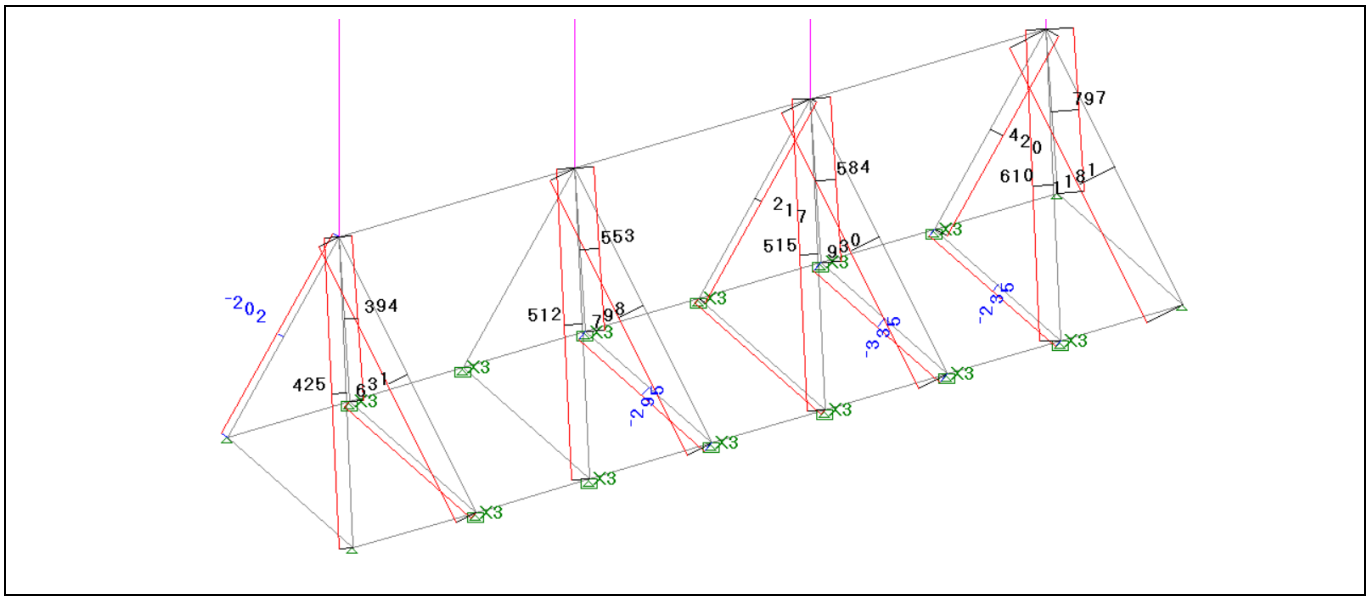


***Figura 97**: Forças axiais para a combinação mais carregada - blocos dos eixos 1 e 4.*

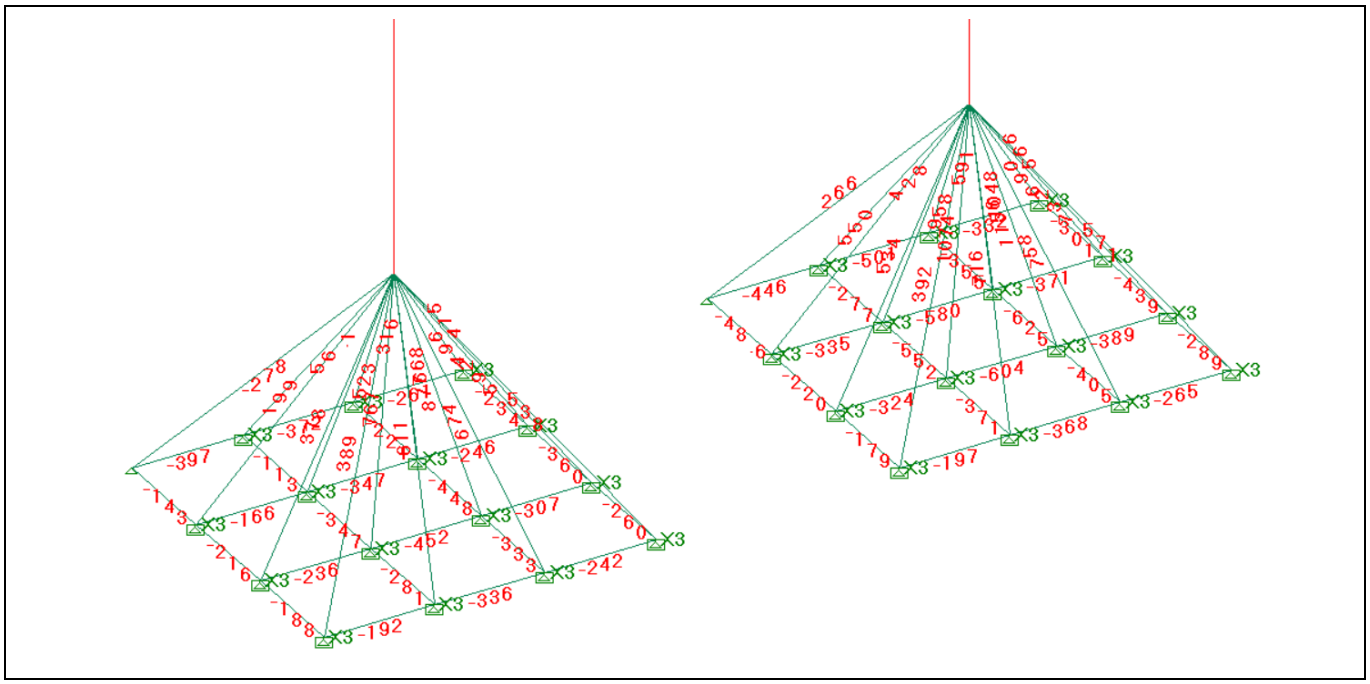


***Figura 98**: Forças axiais para a combinação mais carregada - blocos dos eixos 2 e 3.*

Pelos resultados apresentados na **Figura 97** e na **Figura 98** a armadura mínima para os blocos é superior a armadura de tração devido aos esforços solicitantes apresentados. Portanto, mantendo-se a integridade estrutural dos blocos sem a necessidade de reforço adicional.

C.4. MURO DE CONTENÇÃO DE ACESSO

Para acesso a ponte, foi projetado um muro de contenção tipo gabião reforçado com terramesh, como mostra a **Figura 99**. Vale ressaltar que as características do solo são apresentadas nos boletins de sondagens e o sistema estrutural é de um muro de contenção reforçado com as especificações apresentadas no anexo B.

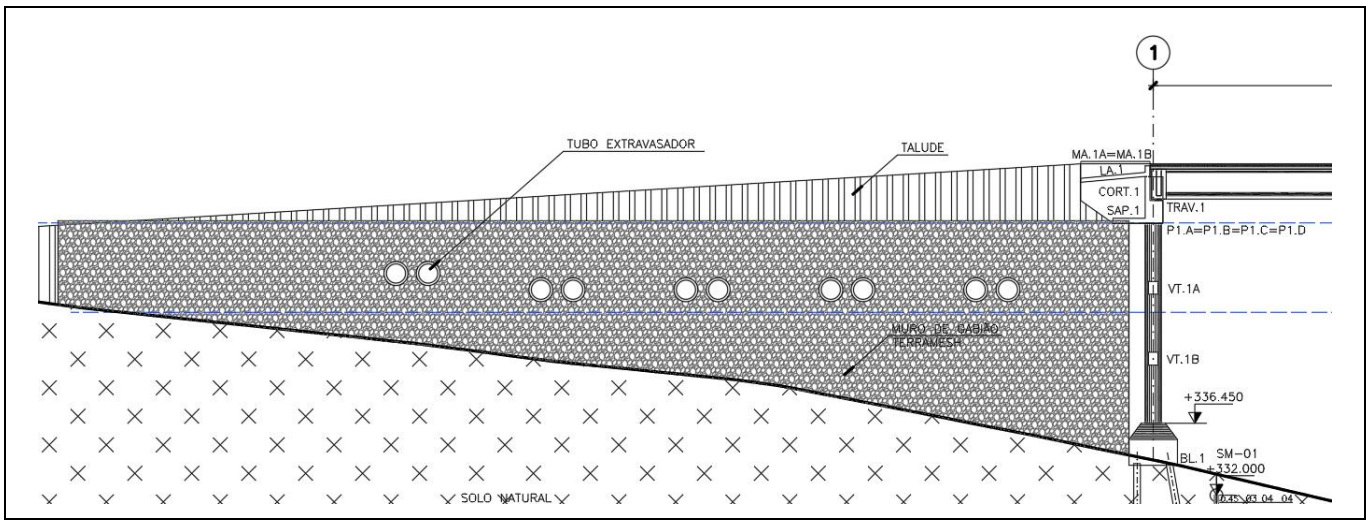


***Figura 99**: Rampa de acesso (muro de contenção) – muro de gabião reforçado com terramesh – elevação longitudinal.*

C.4.1. Esquema Estrutural e Características Geométricas e Físicas

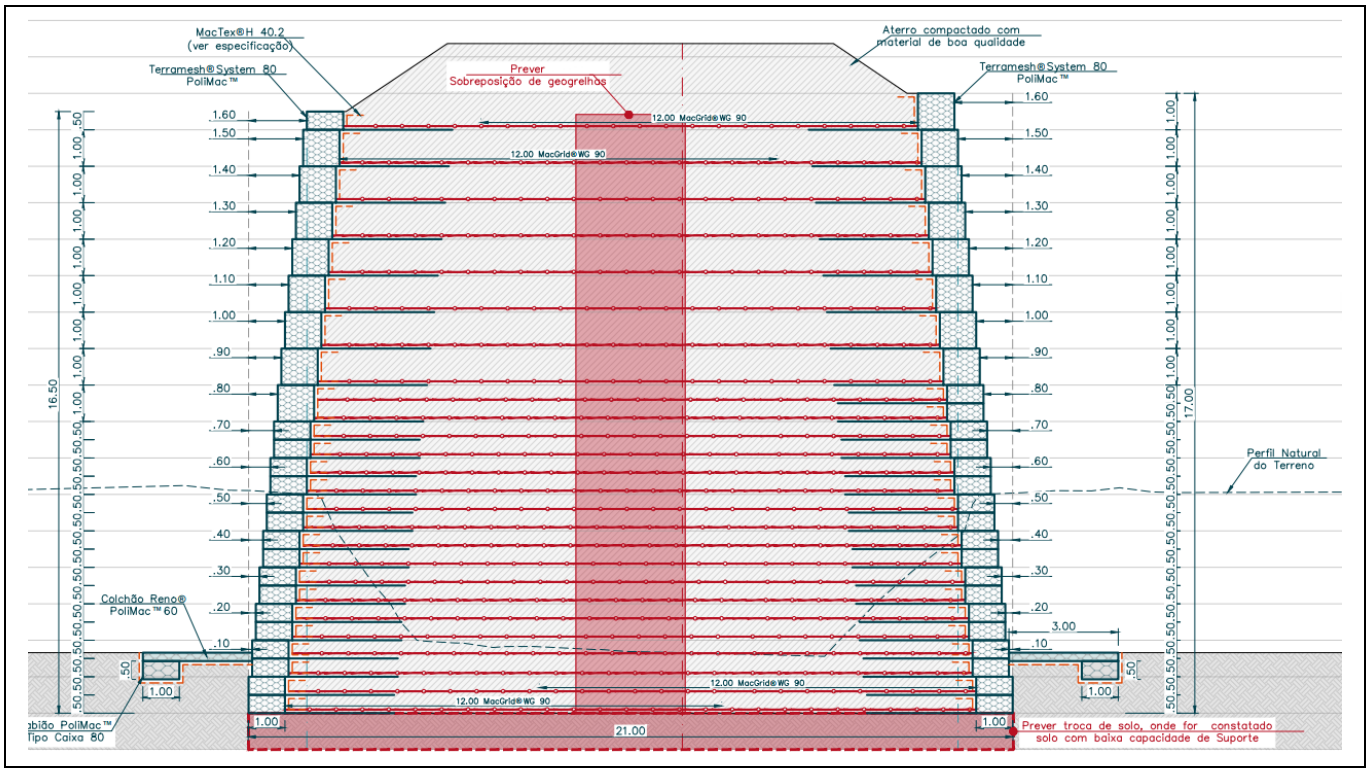


***Figura 100**: Características geométricas do muro de contenção - seção transversal.*

Ressalta-se que a Memória de Cálculo é apresentada no Anexo A e as Especificações no Anexo B a segui.

IV. ANEXOS

A. MEMÓRIA DE CÁLCULO DO MURO DE CONTENÇÃO

EM BRANCO

MacStARS W – Rel. 4.0

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls
Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

maccaferridobrasillimitado

Project Title: Contenção em Solo Reforçado

Cross Section: Estaca 1+30 | SPT 1

Site: Godoy Moreira-PR

Folder: DR-33263-40

File: MAC-MC-33263-R0 - Estaca 1+0

Date: 01/10/2025

TABLE OF CONTENTS

SOIL PROPERTIES 2
STRATA PROFILES 2
WATER TABLE PROFILES 3
REINFORCED BLOCKS 4
Block : TMS1 4
Block : TMS2 4
Block : TMS3 5
Block : TMS4 5
Block : TMS5 6
SURCHARGE LOADS 6
PROPERTIES OF THE USED REINFORCEMENTS 6
CHECKS RESULTS 8
Global Stability Check : 8
Wall Checks : 9
Internal Stability : TMS1 10
Internal Stability : TMS2 12
Internal Stability : TMS3 14
Internal Stability : TMS5 16

SOIL PROPERTIES

Soil: 01 - ARGILA Description: Argila Média

Cohesion	[kN/m²]	:	10.00
Friction Angle	[°]	:	15.00
Ru value		:	0.00
Bulk unit weight - above GWT	[kN/m³]	:	19.00
Bulk unit weight - below GWT	[kN/m³]	:	19.00
Elastic Modulus	[kN/m²]	:	0.00
Poisson's ratio		:	0.30

Soil: ARGILA DURA Description:

Cohesion	[kN/m²]	:	25.00
Friction Angle	[°]	:	25.00
Ru value		:	0.00
Bulk unit weight - above GWT	[kN/m³]	:	20.00
Bulk unit weight - below GWT	[kN/m³]	:	20.00
Elastic Modulus	[kN/m²]	:	0.00
Poisson's ratio		:	0.30

Soil: ATERRO Description:

Cohesion	[kN/m²]	:	12.00
Friction Angle	[°]	:	28.00
Ru value		:	0.00
Bulk unit weight - above GWT	[kN/m³]	:	18.00
Bulk unit weight - below GWT	[kN/m³]	:	19.00
Elastic Modulus	[kN/m²]	:	0.00
Poisson's ratio		:	0.30

Soil: GABIÃO Description:

Cohesion	[kN/m²]	:	90.00
Friction Angle	[°]	:	54.00
Ru value		:	0.00
Bulk unit weight - above GWT	[kN/m³]	:	16.60
Bulk unit weight - below GWT	[kN/m³]	:	16.60
Elastic Modulus	[kN/m²]	:	0.00
Poisson's ratio		:	0.30

Soil: RACHÃO Description:

Cohesion	[kN/m²]	:	0.00
Friction Angle	[°]	:	45.00
Ru value		:	0.00
Bulk unit weight - above GWT	[kN/m³]	:	17.00
Bulk unit weight - below GWT	[kN/m³]	:	17.00
Elastic Modulus	[kN/m²]	:	0.00
Poisson's ratio		:	0.30

STRATA PROFILES

Stratum: ATERRO Description:

Soil : ATERRO

X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
32.60	17.00	32.90	17.00	34.92	18.36	40.22	18.36

45.52	18.36	48.30	16.50	50.70	1.69

Stratum: IMPENETRÁVEL Description:
Soil : ARGILA DURA

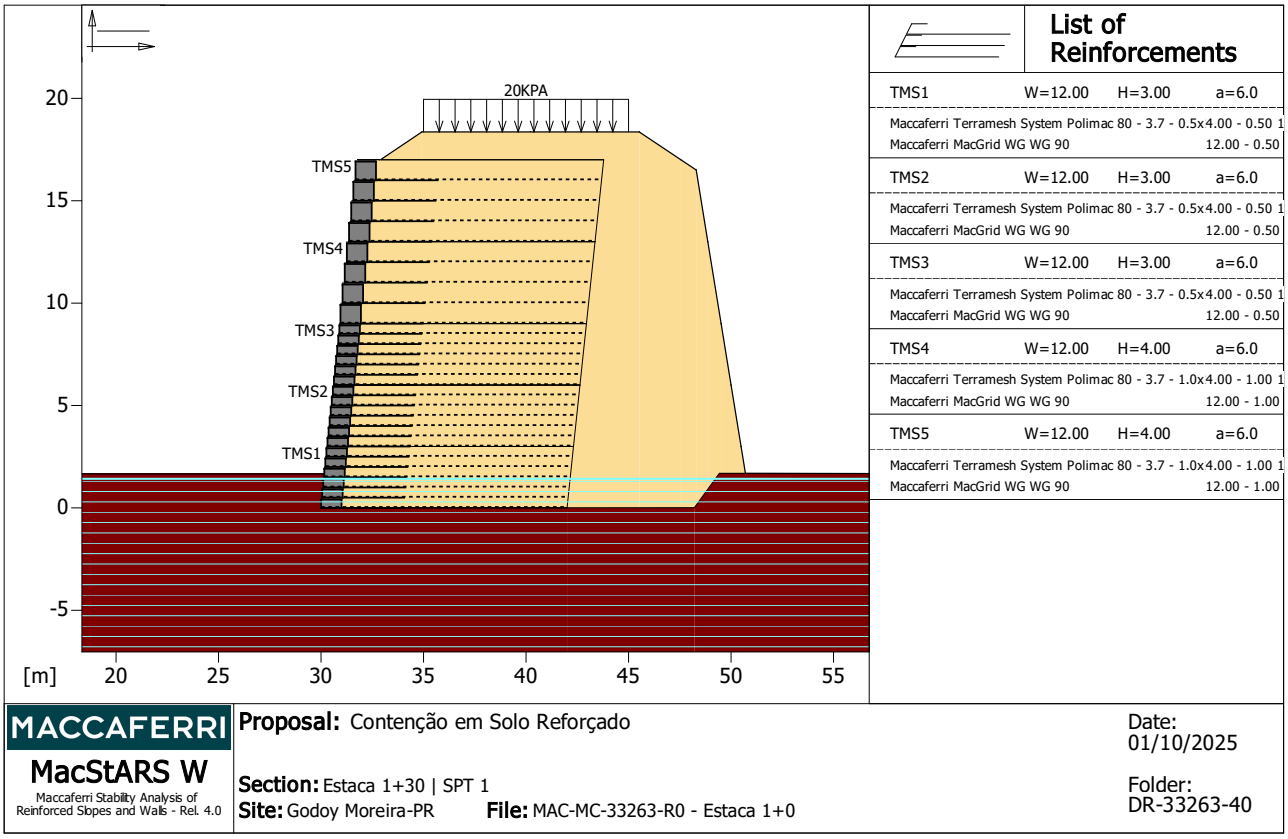
X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
0.00	1.66	30.10	1.66	31.00	0.00	31.56	0.00
48.21	0.01	49.43	1.69	50.70	1.69	60.00	1.67

WATER TABLE PROFILES

Water table: NA Description:

X [m]	Y [m]	Y [m]	P [kN/m²]	X [m]	Y [m]	Y [m]	P [kN/m²]
0.00	1.42			60.00	1.42		

REINFORCED BLOCKS



Block : TMS1

Block dimensions [m] : Base width = 12.00 Height = 3.00
Block Origin [m] : Abscissa = 30.00 Ordinate = 0.00
Face inclination [°] : 6.00

Gabion filling soil : GABIÃO
Structural embankment type : Gravel
Structural embankment : ATERRO
Backfill soil : ATERRO
Covering soil : ATERRO
Foundation soil : ARGILA DURA

Brinch Hansen, Vesic or Meyerhof bearing capacity parameters
Embedment depth [m] : 0.00
Natural soil slope [°] : 0.00

Reinforcements pattern :

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos
Length [m] = 4.00
Gabion [m]: Height = 0.50 Width = 1.00

Maccaferri - MacGrid WG - WG 90
Length [m] = 12.00
Vertical spacing [m] = 0.50
Offset [m] = 0.00

Block : TMS2

Block dimensions [m] : Base width = 12.00 Height = 3.00
Back Shift [m] = 0.00 by TMS1

Face inclination [°] : 6.00

Gabion filling soil : GABIÃO
Structural embankment type : Gravel
Structural embankment : ATERRO
Backfill soil : ATERRO
Covering soil : ATERRO
Foundation soil : ATERRO

Brinch Hansen, Vesic or Meyerhof bearing capacity parameters
Embedment depth [m] : 0.00
Natural soil slope [°] : 0.00

Reinforcements pattern :
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos
Length [m] = 4.00
Gabion [m]: Height = 0.50 Width = 1.00

Maccaferri - MacGrid WG - WG 90
Length [m] = 12.00
Vertical spacing [m] = 0.50
Offset [m] = 0.00

Block : TMS3
Block dimensions [m]: Base width = 12.00 Height = 3.00
Back Shift [m] = 0.00 by TMS2
Face inclination [°] : 6.00

Gabion filling soil : GABIÃO
Structural embankment type : Gravel
Structural embankment : ATERRO
Backfill soil : ATERRO
Covering soil : ATERRO
Foundation soil : ATERRO

Brinch Hansen, Vesic or Meyerhof bearing capacity parameters
Embedment depth [m] : 0.00
Natural soil slope [°] : 0.00

Reinforcements pattern :
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos
Length [m] = 4.00
Gabion [m]: Height = 0.50 Width = 1.00

Maccaferri - MacGrid WG - WG 90
Length [m] = 12.00
Vertical spacing [m] = 0.50
Offset [m] = 0.00

Block : TMS4
Block dimensions [m]: Base width = 12.00 Height = 4.00
Back Shift [m] = 0.00 by TMS3
Face inclination [°] : 6.00

Gabion filling soil : GABIÃO
Structural embankment type : Gravel
Structural embankment : ATERRO
Backfill soil : ATERRO
Covering soil : ATERRO
Foundation soil : ATERRO

Brinch Hansen, Vesic or Meyerhof bearing capacity parameters
Embedment depth [m] : 0.00
Natural soil slope [°] : 0.00

Reinforcements pattern :
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos
Length [m] = 4.00
Gabion [m]: Height = 1.00 Width = 1.00

Maccaferri - MacGrid WG - WG 90
Length [m] = 12.00
Vertical spacing [m] = 1.00
Offset [m] = 0.00

Block : TMS5
Block dimensions [m]: Base width = 12.00 Height = 4.00
Back Shift [m] = 0.00 by TMS4
Face inclination [°] : 6.00

Gabion filling soil : GABIÃO
Structural embankment type : Gravel
Structural embankment : ATERRO
Backfill soil : ATERRO
Covering soil : ATERRO
Foundation soil : ATERRO

Brinch Hansen, Vesic or Meyerhof bearing capacity parameters
Embedment depth [m] : 0.00
Natural soil slope [°] : 0.00

Reinforcements pattern :
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos
Length [m] = 4.00
Gabion [m]: Height = 1.00 Width = 1.00

Maccaferri - MacGrid WG - WG 90
Length [m] = 12.00
Vertical spacing [m] = 1.00
Offset [m] = 0.00

SURCHARGE LOADS

Distributed Loads : 20KPA Description :
Magnitude [kN/m²] = 20.00 Inclination angle [°] = 0.00
Abscissa [m] : from = 35.00 To = 45.00

PROPERTIES OF THE USED REINFORCEMENTS

Maccaferri - MacGrid WG - WG 90
Tensile strength UTS [kN/m] : 90.00
Plastic extension ratio : 0.00
Elastic extension coefficient [m³/kN] : 1.10e-04
Reinforcement Stiffness [kN/m] : 750.00
Minimum anchorage length [m] : 0.15
Breakage Safety Factor (gravel) : 1.75
Pull-out Safety Factor : 1.00

Breakage Safety Factor (sand)	:	1.69
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (silty sand)	:	1.69
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (sandy clay)	:	1.69
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Interaction factor reinforcement/reinforcement	:	0.20
Pullout coefficient reinforcement-gravel	:	0.90
Pullout coefficient reinforcement-sand	:	0.90
Pullout coefficient reinforcement-silt	:	0.70
Pullout coefficient reinforcement-clay	:	0.50

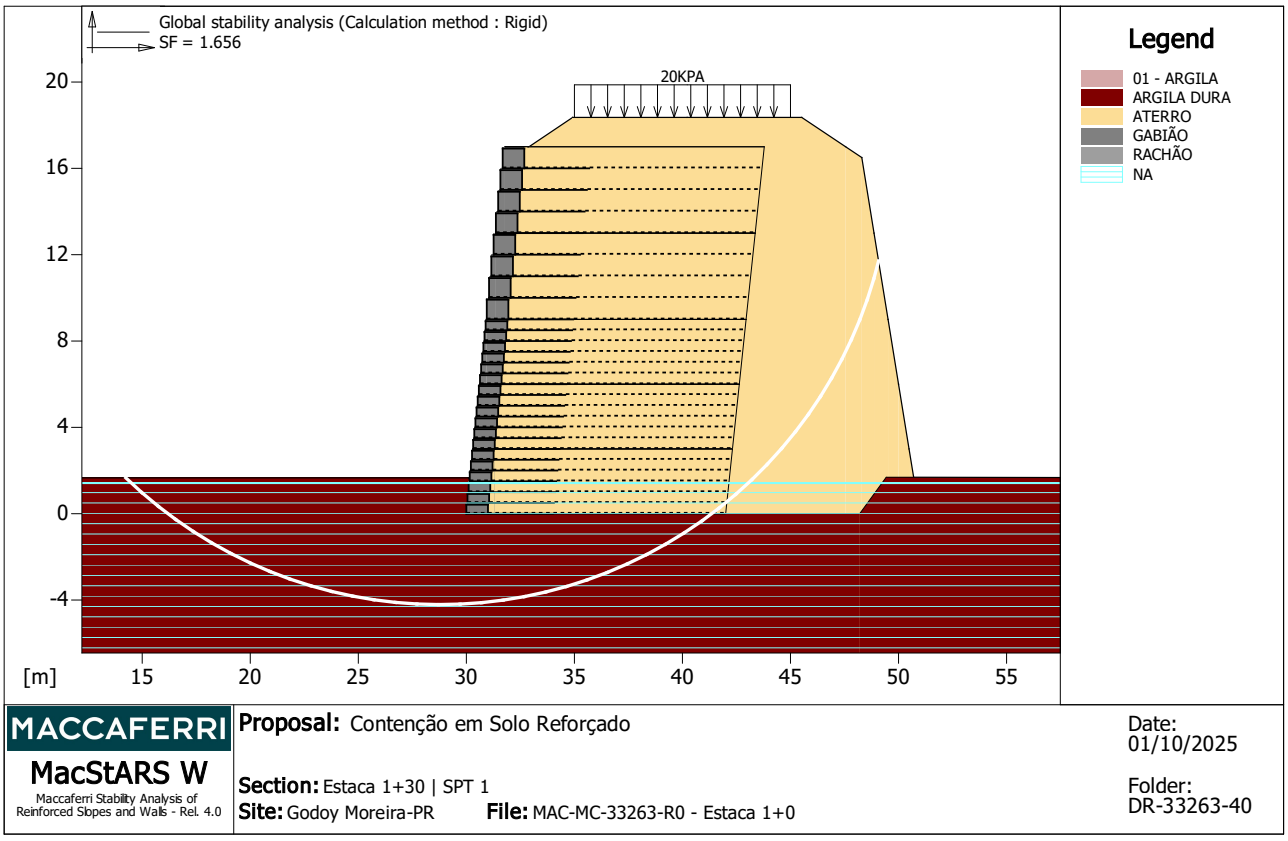
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Tensile strength UTS [kN/m]	:	50.00
Plastic extension ratio	:	2.00
Elastic extension coefficient [m³/kN]	:	1.10e-04
Reinforcement Stiffness [kN/m]	:	500.00
Minimum anchorage length [m]	:	0.15
Breakage Safety Factor (gravel)	:	1.43
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (sand)	:	1.24
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (silty sand)	:	1.24
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (sandy clay)	:	1.24
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Interaction factor reinforcement/reinforcement	:	0.30
Pullout coefficient reinforcement-gravel	:	0.90
Pullout coefficient reinforcement-sand	:	0.65
Pullout coefficient reinforcement-silt	:	0.50
Pullout coefficient reinforcement-clay	:	0.30

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos

Tensile strength UTS [kN/m]	:	50.00
Plastic extension ratio	:	2.00
Elastic extension coefficient [m³/kN]	:	1.10e-04
Reinforcement Stiffness [kN/m]	:	500.00
Minimum anchorage length [m]	:	0.15
Breakage Safety Factor (gravel)	:	1.43
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (sand)	:	1.24
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (silty sand)	:	1.24
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Breakage Safety Factor (sandy clay)	:	1.24
Pull-out Safety Factor	:	1.00
Interaction factor reinforcement/reinforcement	:	0.30
Pullout coefficient reinforcement-gravel	:	0.90
Pullout coefficient reinforcement-sand	:	0.65
Pullout coefficient reinforcement-silt	:	0.50
Pullout coefficient reinforcement-clay	:	0.30

CHECKS RESULTS



Global Stability Check :

Reinforcements active Forces according to Rigid Method
Stability analysis with circular surfaces according to Bishop's Method
Evaluated Safety Factor ..... : 1.656

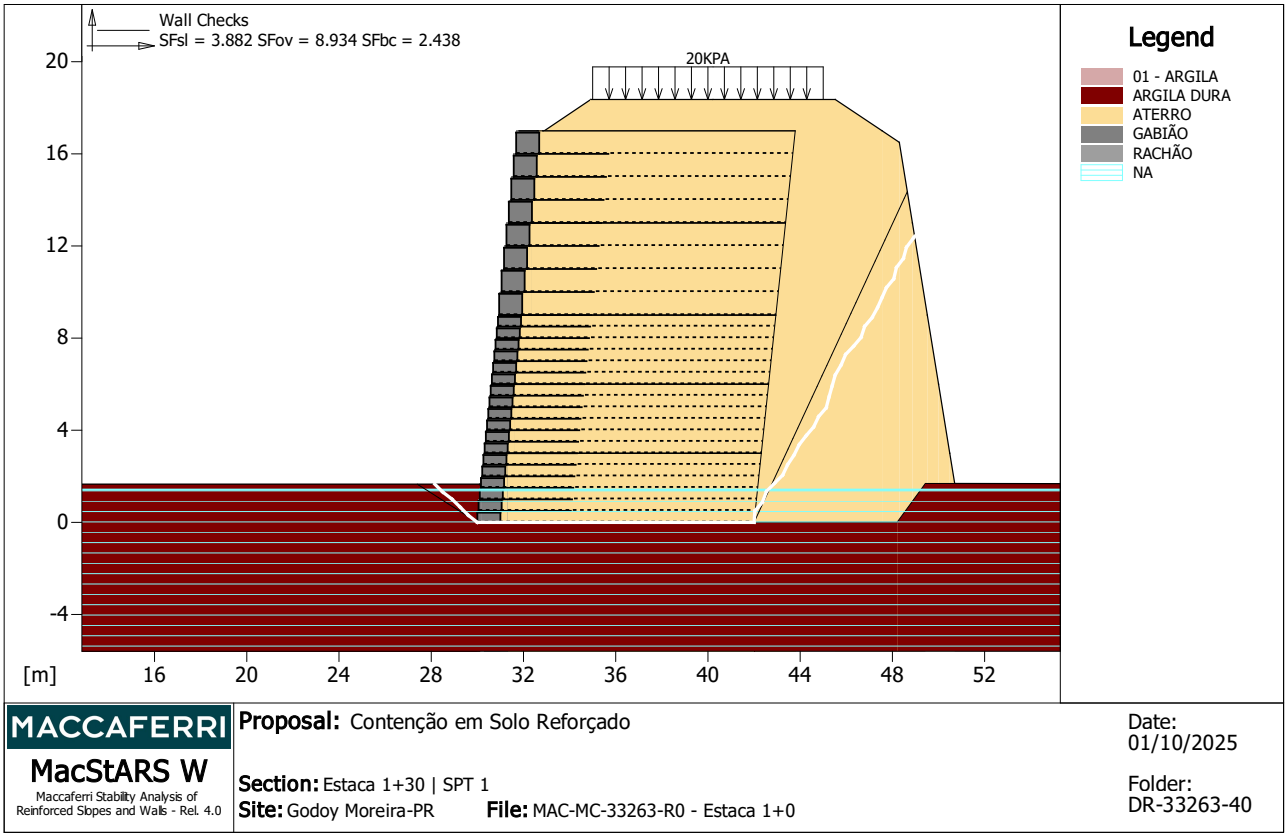
Surfaces searching range

Starting range, abscises [m]		Arrival range, abscises [m]	
First point	Second point	First point	Second point
0.00	30.00	31.00	60.00

Number of starting point on the starting segment ..... : 100
Total number of trial surfaces ..... : 1000
Minimum base length of slices ..... [m] : 1.00
Superior limit search angle ..... [°] : 0.00
Inferior limit search angle ..... [°] : 0.00

Block : TMS1
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	211.6	51.4	1.75	4.12



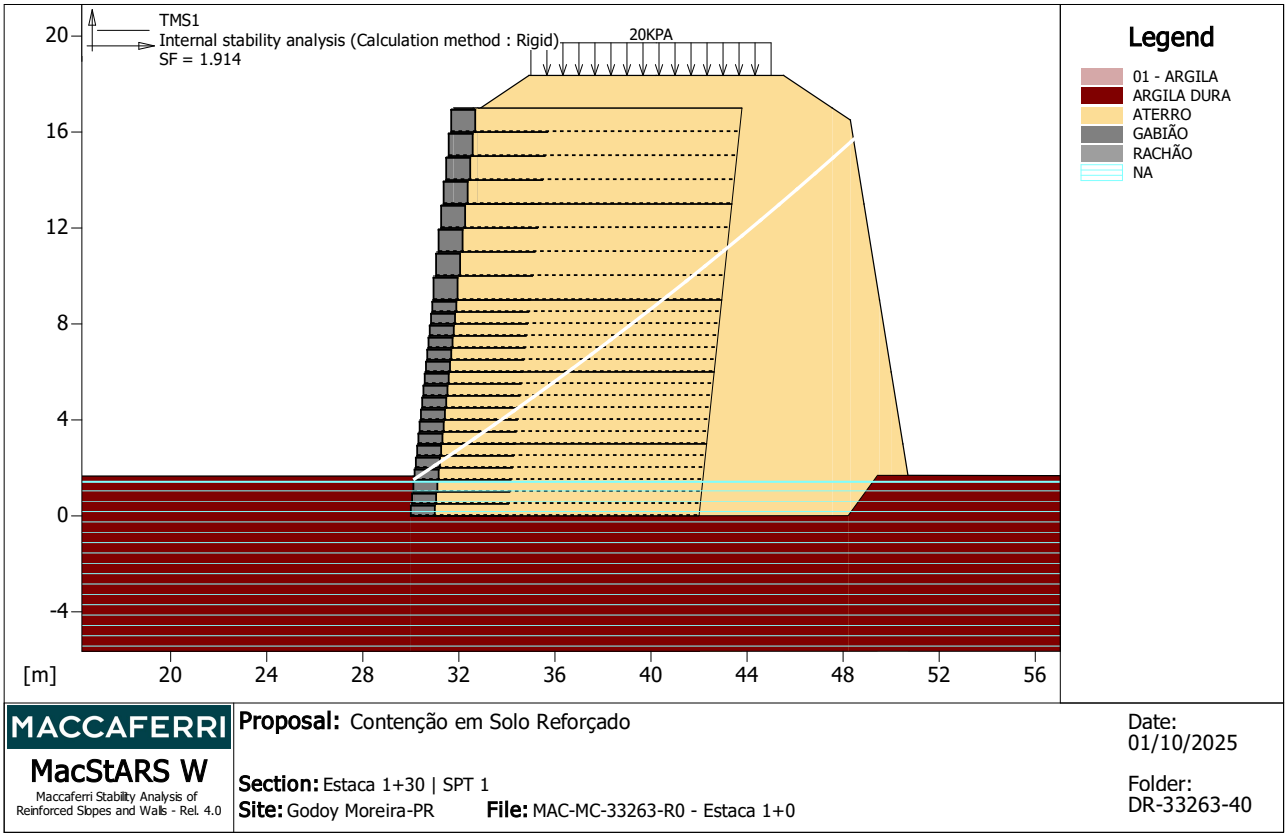
Wall Checks :

Considered block : TMS1

Resisting force	[kN/m]	: 2126.10
Active force	[kN/m]	: 547.65
Sliding safety factor		: 3.882
Restoring moment	[kN*m/m]	:28147.00
Overturning moment	[kN*m/m]	: 3150.40
Overturning safety factor		: 8.934

Ultimate bearing pressure computed with Limit Equilibrium method

Ultimate bearing pressure	[kN/m²]	: 803.17
Active pressure	[kN/m²]	: 329.51
Bearing capacity safety factor		: 2.438
Equivalent bearing area	[m]	: 12.00
Eccentricity of normal force	[m]	: -0.38
Lever arm of overturning force	[m]	: 5.75
Normal force on the base	[kN]	: 3916.00
Outer edge stress	[kN/m²]	: 277.26
Inner edge stress	[kN/m²]	: 419.93



Internal Stability : TMS1

Reinforcements active Forces according to Rigid Method
Stability analysis with circular surfaces according to Bishop's Method
Evaluated Safety Factor ..... : 1.914

Block	Surfaces searching range Arrival range, abscises [m]	
	First point	Second point
TMS1	31.00	60.00

Number of starting point on the starting segment ..... : 1
Total number of trial surfaces ..... : 1000
Minimum base length of slices ..... [m] ..... : 1.00
Superior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00
Inferior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00

Block : TMS1
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
2.000	50.0	562.4	35.0	1.43	16.07
2.500	50.0	475.2	35.0	1.43	13.58

Block : TMS1
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
2.000	90.0	12.7	12.7	7.09	1.00
2.500	90.0	72.2	51.4	1.75	1.40

Block : TMS2
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	50.0	348.8	35.0	1.43	9.97
0.500	50.0	227.6	35.0	1.43	6.50
1.000	50.0	112.0	35.0	1.43	3.20

Block : TMS2
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

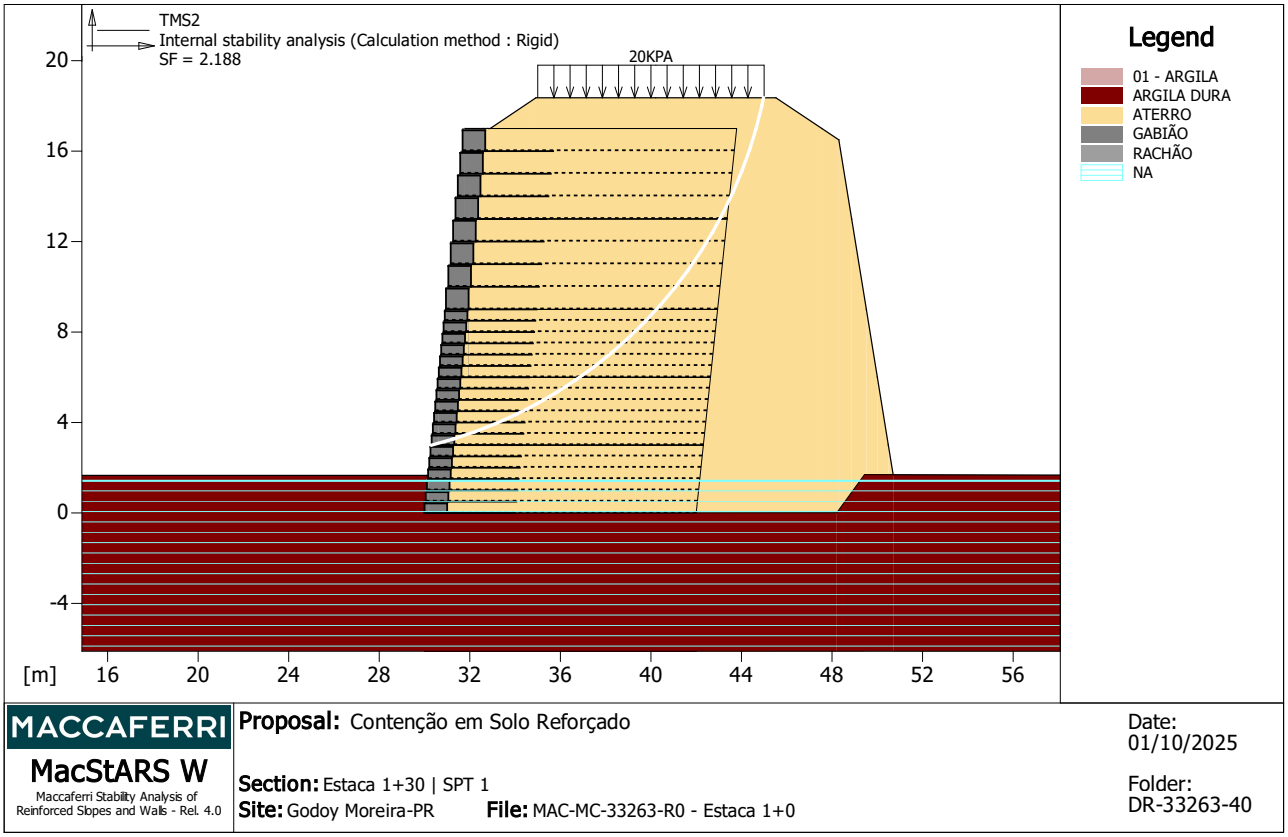
Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	182.2	51.4	1.75	3.54
0.500	90.0	289.0	51.4	1.75	5.62
1.000	90.0	389.7	51.4	1.75	7.58
1.500	90.0	484.9	51.4	1.75	9.43
2.000	90.0	619.5	51.4	1.75	12.05
2.500	90.0	752.9	51.4	1.75	14.65

Block : TMS3
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	873.6	51.4	1.75	17.00
0.500	90.0	980.8	51.4	1.75	19.08
1.000	90.0	1044.1	51.4	1.75	20.31
1.500	90.0	876.8	51.4	1.75	17.06
2.000	90.0	721.5	51.4	1.75	14.04
2.500	90.0	577.7	51.4	1.75	11.24

Block : TMS4
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	445.7	51.4	1.75	8.67
1.000	90.0	214.9	51.4	1.75	4.18
2.000	90.0	27.6	27.6	3.26	1.00



Internal Stability : TMS2

Reinforcements active Forces according to Rigid Method
Stability analysis with circular surfaces according to Bishop's Method
Evaluated Safety Factor ..... : 2.188

Block	Surfaces searching range Arrival range, abscises [m]	
TMS2	First point 33.00	Second point 45.00

Number of starting point on the starting segment ..... : 1
Total number of trial surfaces ..... : 1000
Minimum base length of slices ..... [m] ..... : 1.00
Superior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00
Inferior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00

Block : TMS2
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.500	50.0	402.9	35.0	1.43	11.51
1.000	50.0	194.9	35.0	1.43	5.57

Block : TMS2
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.500	90.0	113.7	51.4	1.75	2.21
1.000	90.0	307.8	51.4	1.75	5.99
1.500	90.0	462.6	51.4	1.75	9.00

2.000	90.0	644.6	51.4	1.75	12.54
2.500	90.0	811.3	51.4	1.75	15.78

Block : TMS3
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

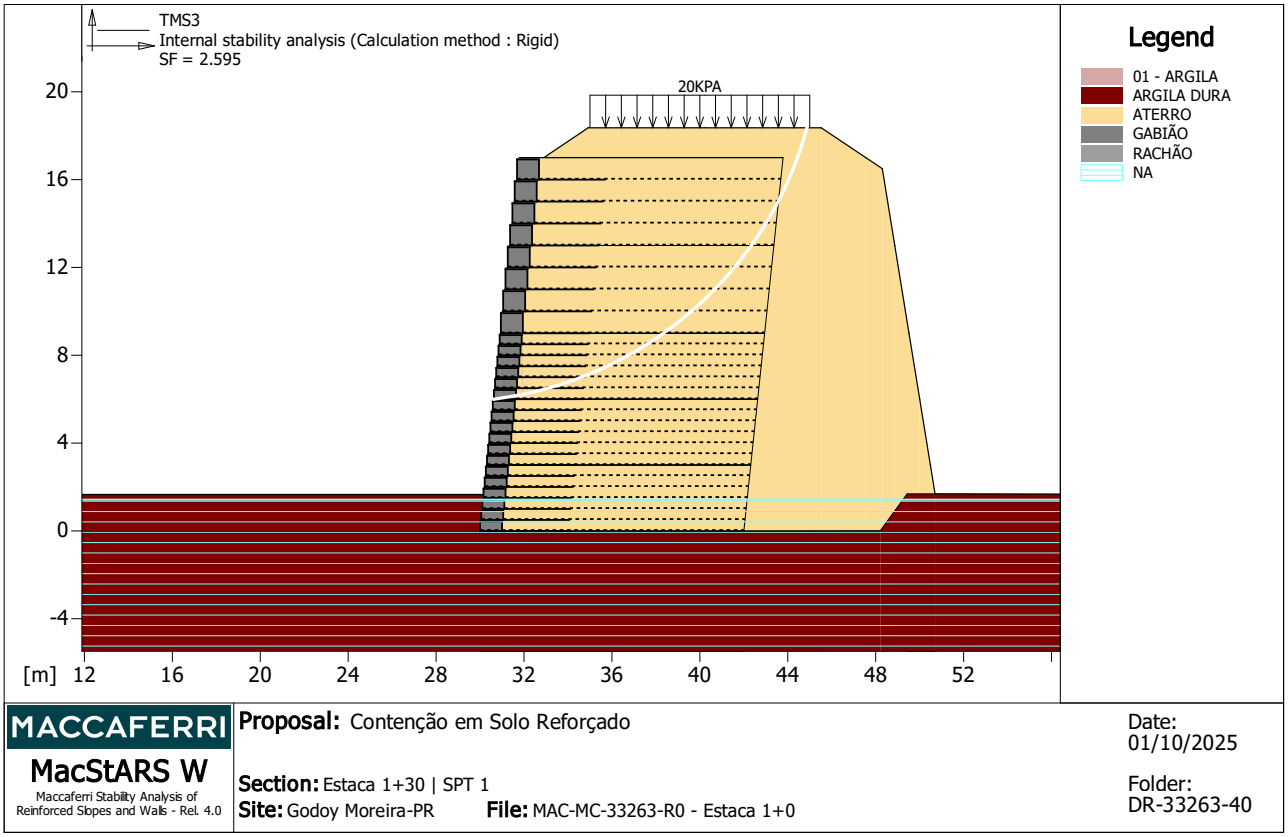
Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	946.0	51.4	1.75	18.40
0.500	90.0	1054.5	51.4	1.75	20.52
1.000	90.0	983.2	51.4	1.75	19.13
1.500	90.0	836.0	51.4	1.75	16.26
2.000	90.0	705.4	51.4	1.75	13.72
2.500	90.0	589.2	51.4	1.75	11.46

Block : TMS4
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	488.3	51.4	1.75	9.50
1.000	90.0	320.7	51.4	1.75	6.24
2.000	90.0	194.9	51.4	1.75	3.79
3.000	90.0	101.9	51.4	1.75	1.98

Block : TMS5
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	36.5	36.5	2.47	1.00



Internal Stability : TMS3

Reinforcements active Forces according to Rigid Method
Stability analysis with circular surfaces according to Bishop's Method
Evaluated Safety Factor ..... : 2.595

Block	Surfaces searching range Arrival range, abscises [m]	
TMS3	First point 33.00	Second point 45.00

Number of starting point on the starting segment ..... : 1
Total number of trial surfaces ..... : 1000
Minimum base length of slices ..... [m] ..... : 1.00
Superior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00
Inferior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00

Block : TMS3
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.500	50.0	218.9	35.0	1.43	6.25

Block : TMS3
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.500	90.0	205.4	51.4	1.75	4.00
1.000	90.0	389.6	51.4	1.75	7.58
1.500	90.0	588.1	51.4	1.75	11.44
2.000	90.0	745.1	51.4	1.75	14.50

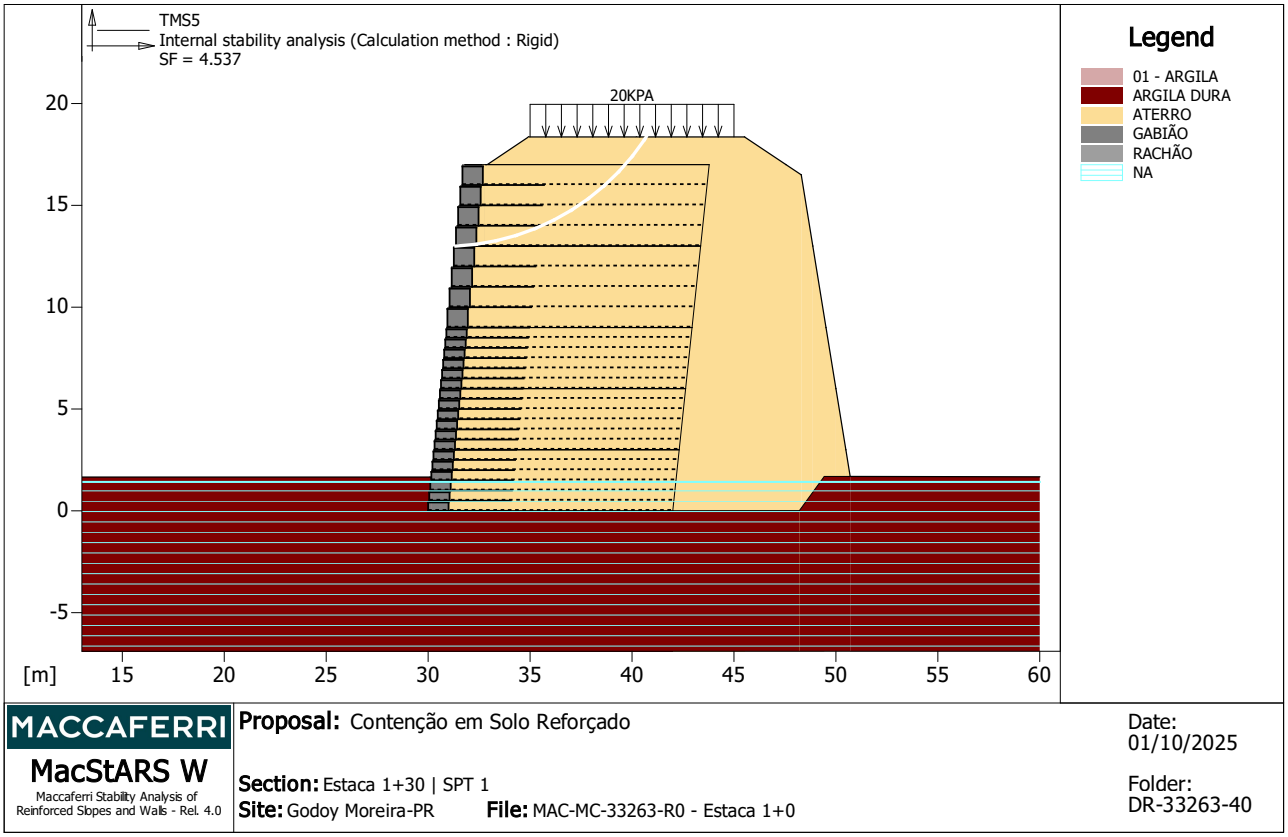
2.500	90.0	861.7	51.4	1.75	16.76

Block : TMS4
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	832.1	51.4	1.75	16.19
1.000	90.0	560.3	51.4	1.75	10.90
2.000	90.0	363.2	51.4	1.75	7.07
3.000	90.0	217.9	51.4	1.75	4.24

Block : TMS5
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	90.0	114.3	51.4	1.75	2.22
1.000	90.0	44.9	44.9	2.00	1.00



Internal Stability : TMS5

Reinforcements active Forces according to Rigid Method
Stability analysis with circular surfaces according to Bishop's Method
Evaluated Safety Factor ..... : 4.537

Block	Surfaces searching range Arrival range, abscises [m]	
	First point	Second point
TMS5	35.00	45.00

Number of starting point on the starting segment ..... : 1
Total number of trial surfaces ..... : 1000
Minimum base length of slices ..... [m] ..... : 1.00
Superior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00
Inferior limit search angle ..... [°] ..... : 0.00

Block : TMS5
Maccaferri - MacGrid WG - WG 90

Y	Tb breakage	Tp pullout	Td design	Tb/Td 1/Fmax	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
1.000	90.0	167.0	51.4	1.75	3.25
2.000	90.0	259.4	51.4	1.75	5.05
3.000	90.0	261.0	51.4	1.75	5.08

Officine Maccaferri assumes no responsibilities for the drawings and calculations submitted to the customer based on the data provided by him, nor it is responsible for the project and site visits that were subsequently realized without specific assignment.
This technical proposal is carried out on the basis of Officine Maccaferri products with the only purpose of

drawing up the offer. Therefore Officine Maccaferri is not liable for the possible use of this proposal with products other than those of Officine Maccaferri, or at least not controlled by Officine Maccaferri itself.

B. ESPECIFICAÇÕES DO MURO DE CONTENÇÃO

EM BRANCO



MACCAFERRI

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

MACCAFERRI

TERRAMESH® SYSTEM 80 POLIMAC™

EM MALHA HEXAGONAL DE DUPLA TORÇÃO COM POLIMAC™

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

E-8.2.2-451 - rev. 03; Data 11.05.2021

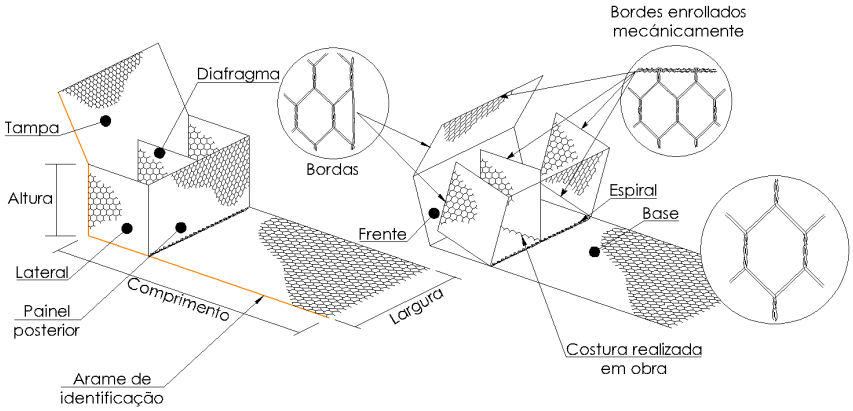
Descrição técnica

Os elementos Terramesh® System 80 Maccaferri, com tecnologia PoliMac™, são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames PoliMac™.

A Tecnologia PoliMac™ aplicada aos elementos Terramesh® System 80 Maccaferri, foi especialmente desenvolvida para aplicações de engenharia e está em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3. Os procedimentos e o sistema de produção são certificados conforme a norma ISO 9001.

O PoliMac™ garante uma efetiva proteção contra a corrosão e ataques químicos, uma elevada resistência à abrasão e aos raios U.V. (ultravioleta).

Os elementos Terramesh® System 80 Maccaferri permitem a construção de estruturas de solo reforçado com paramentos externos escalonados (levemente inclinados em 6°) ou totalmente verticais. O arame de borda tem un diâmetro maior que o da malha e esta identificado, conforme a ilustração detalhada ao lado.



Propriedades de desempenho do Terramesh® System 80		Ø3,4(1)	Ø3,7(1)	Normas de referência
Força máxima de puncionamento da malha	kN	22,75	23,6	ASTM A975(2)
Resistência à tração do elemento de reforço(3)	kN/m	40	50	EN 10223-3
Resistência da conexão na borda da malha	kN/m	27	34	ASTM A975(2)
Resistência à fissura do revestimento polimérico	Não apresentar fissuras de acordo com o item 6.6 da norma EN 10223-3			

Propriedades de durabilidade do Terramesh® System 80	Ø3,4(1)	Ø3,7(1)	Normas de referência
Ensaio de abrasão	≥100.000 ciclos		NBR 7577 / EN 60229(4)
Resistência química em ambiente aquoso	pH de 1 a 14		conforme *QR code ou **link
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 250 ciclos		EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO_2 para 2 dm³ água) / EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de névoa salina)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 6.000 horas de ensaios		EN ISO 9227 / EN 10223-3
Resistência U.V. do revestimento polimérico (tração e alongamento)	Retem 75% depois de 2500 horas de teste		ISO 4892-3(5)(6)
	Retem 75% depois de 4000 horas de teste		ISO 4892-2(5)(7)
Temperatura de fragilidade do revestimento polimérico	-35°C		NBR 8964 / EN 10223-3(5)

Montagem, conexão e atirantamento

Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos elementos Terramesh® System 80, são necessários dispositivos de conexão e tirantes pré-fabricados MacTie® ou produzidos *in situ*, estes dispositivos metálicos, são produzidos com os mesmos materiais utilizados para a fabricação das malhas dos elementos Terramesh® System 80, assegurando que a estrutura apresente características monolíticas e de mesma resistência, durabilidade e rendimento.

Propriedades de resistência química do Terramesh® System 80

Para informações adicionais, visualizar o arquivo através do ***QR code** ao lado ou visite ****https://www.maccaferri.com/br/download/tabela-resistencia-quimica-polimac/**

Notas gerais

(1) Medida do diâmetro externo;
(2) Ensaio adaptado da norma ASTM A975;
(3) Sentido paralelo às torções;
(4) Ensaio adaptado da norma NBR 7577 ou EN 60229;
(5) Estas propriedades do revestimento PoliMac™ cumprem com os requisitos das normas ABNT NBR 8964 e EN 10223-3;
(6) Ensaio de envelhecimento acelerado QUV-A (ISO 4892-3 “Flourescent lamps”);
(7) Ensaio de envelhecimento acelerado Weather-Ometer (ISO 4892-2 “Xenon-arc lamps”);
(8) Outras medidas disponíveis mediante consulta e solicitação prévia. Tolerâncias dimensionais cumprem com os requisitos das normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3;
(9) Os comprimentos dos reforços podem ser variáveis e definidos em função do projeto.

Propriedades dimensionais do Terramesh System® 80(8)			
Comprimento dos elementos	m	4,0(9)	
Largura dos elementos	m	2,0	
Altura dos elementos	m	0,5	1,0

MACCAFERRI

GABIÃO POLIMAC™ TIPO CAIXA 80

EM MALHA HEXAGONAL DE DUPLA TORÇÃO COM POLIMAC™

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

E-8.2.2-438 - rev. 03; Data 11.05.2021

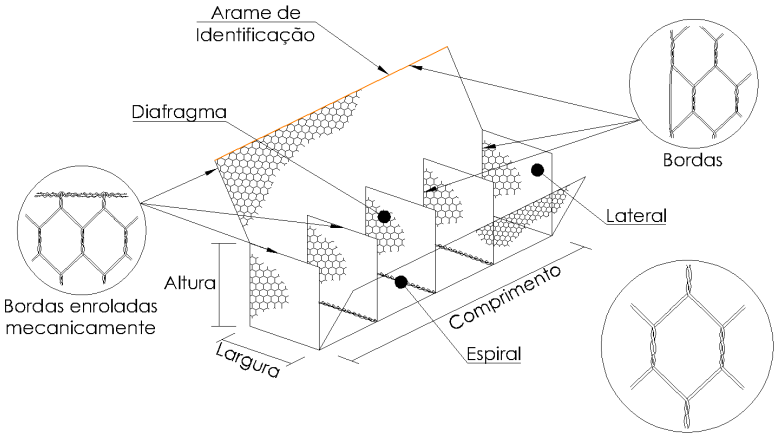
Descrição técnica

Os Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80 Maccaferri são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames PoliMac™.

A Tecnologia PoliMac™ aplicada aos Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80 Maccaferri, foi especialmente desenvolvida para aplicações de engenharia e está em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3. Os procedimentos e o sistema de produção estão certificados de acordo com a norma ISO 9001.

O PoliMac™ garante uma efetiva proteção contra corrosão e ataques químicos, uma elevada resistencia à abrasão e aos raios U.V. (ultravioleta).

Os Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80 Maccaferri, com comprimento a partir de 2 m, são subdivididos em células por diafragmas, inseridos durante a fabricação, aumentando assim a rigidez das estruturas construídas. Traz ainda o arame de borda identificado, conforme ilustração detalhada ao lado.



Propriedades de desempenho do Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80		Ø3,4[1]	Ø3,7[1]	Normas de referência
Força máxima de puncionamento da malha	kN	22,75	23,6	ASTM A975[2]
Resistência da conexão na borda da malha	kN/m	27	34	ASTM A975[2]
Resistência à fissura do revestimento polimérico	Não apresentar fissuras de acordo com o item 6.6 da norma EN 10223-3			

Propriedades de durabilidade do Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80	Ø3,4[1] / Ø3,7[1]	Normas de referência
Ensaio de abrasão	≥100.000 ciclos	NBR 7577 / EN 60229[3]
Resistência química em ambiente aquoso	pH de 1 a 14	conforme *QR code ou **link
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO_2 para 2 dm³ água) / EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de névoa salina)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 6.000 horas de ensaios	EN ISO 9227 / EN 10223-3
Resistência U.V. do revestimento polimérico (tração e alongamento)	Retem 75% depois de 2500 horas de teste	ISO 4892-3[4][5]
	Retem 75% depois de 4000 horas de teste	ISO 4892-2[4][6]
Temperatura de fragilidade do revestimento polimérico	-35°C	NBR 8964 / EN 10223-3[4]

Montagem, conexão e atirantamento

Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80, são necessários dispositivos de conexão e tirantes pré-fabricados MacTie® ou produzidos *in situ*, estes dispositivos metálicos, são produzidos com os mesmos materiais utilizados para a fabricação das malhas dos gabiões, assegurando que a estrutura apresente características monolíticas e de mesma resistência, durabilidade e rendimento.

Propriedades de resistência química do Gabião PoliMac™

Para informações adicionais, visualizar o arquivo através do ***QR code** ao lado ou visite ****https://www.maccaferri.com/br/download/tabela-resistencia-quimica-polimac/**

Propriedades dimensionais do Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80[7]						
Comprimento das caixas	m	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
Largura das caixas	m	1,0				
Altura das caixas	m	0,5		1,0		

Notas gerais

(1) Medida do diâmetro externo;
(2) Ensaio adaptado da norma ASTM A975;
(3) Ensaio adaptado da norma NBR 7577 ou EN 60229;
(4) Estas propriedades do revestimento PoliMac™ cumprem com os requisitos das normas ABNT NBR 8964 e EN 10223-3;
(5) Ensaio de envelhecimento acelerado QUV-A (ISO 4892-3 "Flourescent UV lamps");
(6) Ensaio de envelhecimento acelerado Weather-Ometer (ISO 4892-2 "Xenon-arc lamps");
(7) Outras medidas disponíveis mediante consulta e solicitação prévia. Tolerâncias dimensionais cumprem com os requisitos das normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3.

MACCAFERRI

COLCHÃO RENO® POLIMAC™ 60

EM MALHA HEXAGONAL DE DUPLA TORÇÃO COM POLIMAC™

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

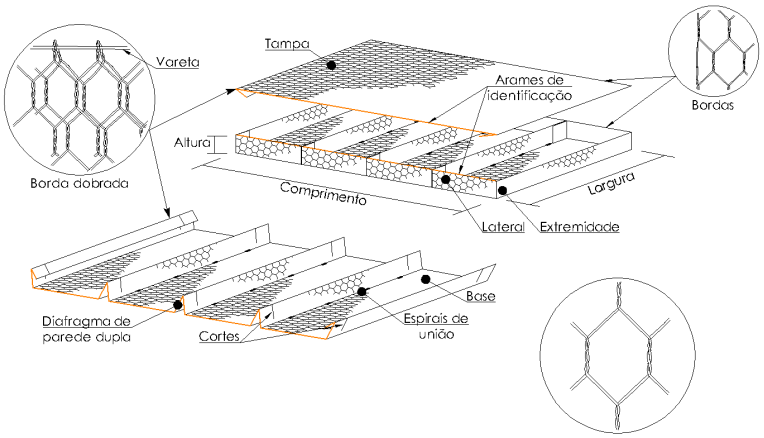
E-8.2.2-309 - rev. 03; Data 11.05.2021

Descrição técnica

Os Colchões Reno® PoliMac™ 60 Maccaferri são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames PoliMac™.

A Tecnologia PoliMac™ aplicada aos Colchões Reno® PoliMac™ 60 Maccaferri, foi especialmente desenvolvida para aplicações de engenharia e está em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3. Garante ainda uma efetiva proteção contra a corrosão e ataques químicos, uma elevada resistência à abrasão e aos raios U.V. (ultravioleta).

Os Colchões Reno® PoliMac™ 60 Maccaferri, são subdivididos em células por diafragmas de parede dupla, que reforçam os elementos, aumentando a rigidez das estruturas construídas. Traz ainda o arames de borda identificados, conforme ilustração detalhada ao lado.



Propriedades de desempenho do Colchão Reno® PoliMac™ 60		Ø3[1]	Normas de referência
Força máxima de puncionamento da malha	kN	15,5	ASTM A975[2]
Resistência da conexão na borda da malha	kN/m	21	ASTM A975[2]
Resistência à fissura do revestimento polimérico	Não apresentar fissuras de acordo com o item 6.6 da norma EN 10223-3		

Propriedades de durabilidade do Colchão Reno® PoliMac™ 60	Ø3[1]	Normas de referência
Ensaio de abrasão	≥100.000 ciclos	NBR 7577 / EN 60229[3]
Resistência química em ambiente aquoso	pH de 1 a 14	conforme *QR code ou **link
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO_2 para 2 dm³ água) / EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de névoa salina)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 6.000 horas de ensaios	EN ISO 9227 / EN 10223-3
Resistência U.V. do revestimento polimérico (tração e alongamento)	Retem 75% depois de 2500 horas de teste	ISO 4892-3[4][5]
	Retem 75% depois de 4000 horas de teste	ISO 4892-2[4][6]
Temperatura de fragilidade do revestimento polimérico	-35°C	NBR 8964 / EN 10223-3[4]

Montagem, conexão e atirantamento

Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos Colchões Reno® PoliMac™ 60, são necessários dispositivos de conexão, estes dispositivos metálicos, são produzidos com os mesmos materiais utilizados para a fabricação das malhas dos colchões, assegurando que a estrutura apresente características monolíticas e de mesma resistência, durabilidade e rendimento.

Propriedades de resistência química do Colchão PoliMac™

Para informações adicionais, visualizar o arquivo através do ***QR code** ao lado ou visite ****https://www.maccaferri.com/br/download/tabela-resistencia-quimica-polimac/**

Propriedades dimensionais do Colchão Reno® PoliMac™ 60[7]					
Comprimento dos colchões	m	3,0	4,0	5,0	6,0
Largura dos colchões	m	2,0			
Altura dos colchões	m	0,17	0,23	0,30	

Notas gerais

(1) Medida do diâmetro externo;
(2) Ensaio adaptado da norma ASTM A975;
(3) Ensaio adaptado da norma NBR 7577 ou EN 60229;
(4) Estas propriedades do revestimento PoliMac™ cumprem com os requisitos das normas ABNT NBR 8964 e EN 10223-3;
(5) Ensaio de envelhecimento acelerado QUV-A (ISO 4892-3 “Flourescent UV lamps”);
(6) Ensaio de envelhecimento acelerado Weather-Ometer (ISO 4892-2 “Xenon-arc lamps”);
(7) Outras medidas disponíveis mediante consulta e solicitação prévia. Tolerâncias dimensionais cumprem com os requisitos das normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3.

MACCAFERRI

DISPOSITIVO DE CONEXÃO POLIMAC™

COM POLIMAC™

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

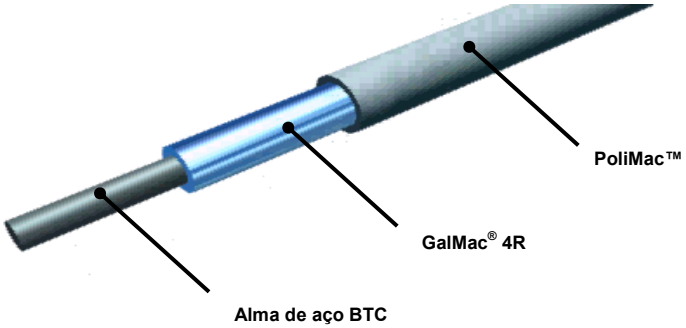
E-8.2.2-311 - rev. 04; Data 11.05.2021

Descrição técnica

Os Dispositivos de Conexão Maccaferri, com Tecnologia PoliMac™, são utilizados nas operações de amarração e atirantamento, para a montagem e instalação dos gabiões e demais produtos de malha hexagonal de dupla torção, estes dispositivos metálicos são produzidos com o mesmo tipo de aço utilizado para a fabricação das malhas, garantindo que as estruturas, construídas com tais materiais apresentem características monolíticas e de elevada resistência, durabilidade e desempenho.

A Tecnologia PoliMac™ aplicada aos Dispositivos de Conexão Maccaferri, foi especialmente desenvolvida para aplicações de engenharia e está em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3. Os procedimentos e o sistema de produção estão certificados conforme a norma ISO 9001.

O PoliMac™ garante uma efetiva proteção contra a corrosão e ataques químicos, uma elevada resistência à abrasão e aos raios U.V. (ultravioleta).



Propriedades de desempenho do Dispositivo de Conexão		Ø3,2[1]	Normas de referência
Tensão de ruptura do dispositivo	MPa	380 a 500 - Classe A	NBR 8964 / EN 10223-3 / NB 709
Comprimentos	0,85 m / 1,5 m / rolos de 25 kg		
Resistência à fissura do revestimento polimérico	Deve permitir a costura sem perda do revestimento plástico.		

Propriedades de durabilidade do Dispositivo de Conexão	Ø3,2[1]	Normas de referência
Ensaio de abrasão	≥100.000 ciclos	NBR 7577 / EN 60229[2]
Resistência química em ambiente aquoso	pH de 1 a 14	conforme *QR code ou **link
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO_2 para 2 dm³ água) / EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de névoa salina)	Menos de 5% de oxidação depois de mais de 6.000 horas de ensaios	EN ISO 9227 / EN 10223-3
Resistência U.V. do revestimento polimérico (tração e alongamento)	75% a 2500 horas	ISO 4892-3[3][4]
	75% a 4000 horas	ISO 4892-2[3][5]
Temperatura de fragilidade do revestimento polimérico	-35°C	NBR 8964 / EN 10223-3[3]

Tirantes

Para obras nas quais se necessite maior produtividade é recomendada a utilização dos tirantes pré-moldados MacTie® também com a tecnologia PoliMac™.

Propriedades de resistência química do Dispositivo

Para informações adicionais, visualizar o arquivo através do ***QR code** ao lado ou visite ****https://www.maccaferri.com/br/download/tabela-resistencia-quimica-polimac/**

Notas gerais

(1) Medida do diâmetro externo;
(2) Ensaio adaptado da norma NBR 7577 ou EN 60229;
(3) Estas propriedades do revestimento PoliMac™ cumprem com os requisitos das normas ABNT NBR 8964 e EN 10223-3;
(4) Ensaio de envelhecimento acelerado QUV-A (ISO 4892-3 “Flourescent UV lamps”);
(5) Ensaio de envelhecimento acelerado Weather-Ometer (ISO 4892-2 “Xenon-arc lamps”).

MACCAFERRI

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

E-8.2.2-654 - rev. 05 ; Data 17.07.2020

MACTEX® H.2
GEOTÊXTIL NÃOTECIDO

Características técnicas

MacTex® H.2 é um geotêxtil nãotecido produzido com fibras cortadas de poliéster, agulhadas e consolidado térmicamente por calandragem.

Propriedades físicas			H 26.2	H 30.2	H 36.2	H 40.2	H 50.2	H 60.2	H 70.2	H 80.2	H 90.2	PH 100.2
Cor			Preto									
Gramatura	g/m²	ASTM D5261 / ABNT NBR ISO	130	150	180	200	250	300	350	400	500	600
Espessura	mm	ASTM D5199 / ABNT NBR ISO 9863 -1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,5	1,9	2,2	2,6	3,5	3,8
Ponto de amolecimento	°C	—	230 a 249									
Resistência U.V	% / horas	ASTM D4355	50/500	50/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500

Propriedades mecânicas			H 26.2	H 30.2	H 36.2	H 40.2	H 50.2	H 60.2	H 70.2	H 80.2	H 90.2	PH 100.2
Resistência à tração Faixa Larga Sentido longitudinal	kN/m	ASTM D4595 / ABNT NBR ISO 10319	7	8	9	10	14	16	18	21	26	31
Alongamento Faixa Larga	%	ASTM D4595 / ABNT NBR ISO 10319	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
Resistência à tração GRAB Sentido longitudinal	N	ASTM D4632	420	530	650	710	950	1050	1200	1300	1500	2000
Alongamento GRAB	%	ASTM D4632	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
Resistência ao Estouro (Mullen Burst)	kPa	ASTM D3786	900	1200	1350	1500	1700	2500	2900	3300	3600	3900
Resistência ao puncionamento CBR	kN	ASTM D6241 / ABNT NBR ISO 12236	1,1	1,2	1,4	1,5	2,2	2,5	2,9	3,2	4,0	5,0
Resistência ao rasgo trapezoidal Sentido longitudinal	N	ASTM D4533	250	300	325	350	400	500	600	720	900	1000

Propriedades hidráulicas			H 26.2	H 30.2	H 36.2	H 40.2	H 50.2	H 60.2	H 70.2	H 80.2	H 90.2	PH 100.2
Permeabilidade normal	cm/s	ASTM D4491 / ABNT NBR ISO 11058	0,26	0,23	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,10
Permissividade	s^{-1}	ASTM D4491 / ABNT NBR ISO 11058	2,0	1,7	1,6	1,5	1,2	1,0	0,9	0,8	0,6	0,5
Velocidade do fluxo	m/s	ASTM D4491 / ABNT NBR ISO 11058	0,12	0,10	0,09	0,09	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04
Abertura aparente (AOS)	mm	ASTM D4751	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075

Apresentação do rolo		H 26.2	H 30.2	H 36.2	H 40.2	H 50.2	H 60.2	H 70.2	H 80.2	H 90.2	PH 100.2
Comprimento	m	100 e 200									100
Largura	m	2,3 e 4,6									

Os valores listados anteriormente correspondem a uma média de resultados encontrados em ensaios realizados em laboratórios.
Falta de cuidados na manipulação, armazenamento e transporte, podem alterar alguns desses resultados.

MACCAFERRI

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

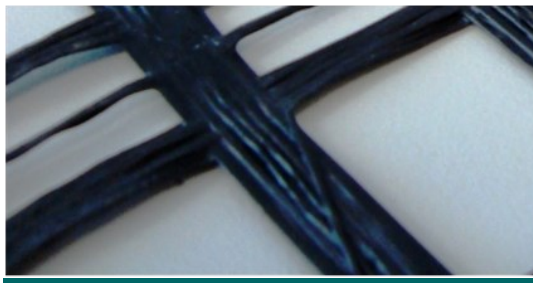
E-8.2.2-990 - rev. 02; Data 13.04.2021

MACGRID® WG

GEOGRELHA TECIDA DE SUPER ALTA TENACIDADE PARA REFORÇO DE SOLOS

Características técnicas

MacGrid® WG é uma geogrelha tecida, produzida a partir de filamentos de poliéster de ***super alta*** tenacidade que, com baixos valores de alongamento, mobilizam elevada resistência à tração. As geogrelhas MacGrid® são revestidas com PVC para sua proteção contra danos de instalação, ataques químicos, biológicos e ambientais. São especialmente indicadas para a construção de estruturas de contenção em solo reforçado, reforço de aterros sobre solos moles, reforço de base de pavimentos, entre outras aplicações.



MacGrid® WG

Propriedades mecânicas (solicitação de tração)			WG 40	WG 60	WG 90	WG 120	WG 150
Resistência longitudinal última (mín)	kN/m	ASTM D6637 NBR ISO 10319	40	60	90	120	150
Resistência ransversal última (mín)	kN/m		30	30	30	30	30
Alongamento na resistência última	%		10	10	10	10	10
Resistência à 2% de alongamento (mín)	kN/m		6	12	17	22	26
Resistência à 6% de alongamento (mín)	kN/m		12	23	28	45	54

Apresentação do rolo		WG 40	WG 60	WG 90	WG 120	WG 150
Largura	m	5,20	5,20	5,20	5,20	5,20
Comprimento	m	100	100	100	100	100

Os valores anteriormente apresentados correspondem aos resultados mínimos obtidos a partir de ensaios de laboratório e condizem com a Resistência ***Nominal última (RNu)*** das geogrelhas apresentadas. A tais valores devem ser aplicados *fatores de redução*.
Os *fatores de redução* têm como objetivo, minorar a resistência-índice (***nominal***) dos materiais geossintéticos, definida por ensaios de tração simples, de forma a incorporar a perda de resistência decorrente de danos mecânicos (instalação), degradação biológica e deformações por fluência.Em projetos de estruturas de solos reforçados, a consideração da variação da resistência ***útil*** (***RP*** - Resistência à tração de Projeto) é feita a partir da aplicação de tais fatores.

$FR_{Fluência}$ = ***F***ator de ***R***edução relativo à ***Fluência*** dos materiais geossintéticos. A fluência é o fenômeno de deformação gradual do material ao longo do tempo, quando solicitado por uma carga de tração permanente. Como consequência deste fenômeno, o material observa uma perda de resistência. Deve ser adotado de acordo com a necessidade de atuação dos reforços, geralmente são considerados intervalos de tempo tais como: *20, 75 ou 120 anos*.

$FR_{D.I.}$ = ***F***ator de ***R***edução devido a ***D***anos de ***I***nstalação que considera os possíveis danos que o material venha a sofrer durante sua instalação. Durante sua instalação os geossintéticos estão sujeitos a danos mecânicos, provocados pela passagem de máquinas, lançamento de material de aterro (em geral granular), compactação, etc.

$FR_{D.A.}$ = ***F***ator de ***R***edução devido à ***D***egradação ***A***mbiental. Fator que adapta as resistências ***nominais*** à possíveis danos provenientes da degradação ambiental provocada, principalmente por exposição a agentes químicos e biológicos nocivos à sua estrutura.São considerados, neste caso, o PH, a temperatura, a eventual presença de matéria orgânica, etc., no meio em que o material geossintético será inserido.

$$RP = \frac{RNu}{FR_{Fluência} \cdot FR_{D.I.} \cdot FR_{D.A.}}$$

Para maiores informações sobre características, fatores de redução, fatores de interação geogrelha / solo (*pull out test* e ensaio de cisalhamento direto), fatores de segurança, outras geogrelhas MacGrid®, e afins, consulte-nos pelo e-mail tecpro@maccaferri.com.br, ou através do telefone (11) 45255000.

MACCAFERRI

Central de Estudos Brasil | MAC-QT-33263 -R0
10/01/2025

PLANILHA DE QUANTIDADES

A quantidade aqui presente faz referência à proposta técnica e econômica MAC-DR-33263 -R0 e pode passar por mudanças de acordo com variações topográficas, geotécnicas e hidráulicas de obra.

Quantidades

Descrição dos Materiais	Muro 1	Muro 2	Total	Un.
Terramesh® System 80 PoliMac™ |0.50x1.0x4.00	886.00	832.00	1718.00	un
Terramesh® System 80 PoliMac™ |1.00x1.0x4.00	436.00	453.00	889.00	un
Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80 |h= 0.50m	97.50	96.00	193.50	m³
Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80 |h= 1.00m	24.00	18.00	42.00	m³
Colchão Reno® PoliMac™ 60 |e= 0.23m	1154.00	1143.00	2297.00	m²
Dispositivo de conexão | PoliMac™	2300.00	2250.00	4550.00	kg
Filtro Geotêxtil MacTex® H 40.2	5215.00	5130.00	10350.00	m²
Geogrelha MacGrid® WG 90	29440.00	28395.00	58410.00	m²
Pedra rachão para enchimento dos gabiões [considerando 15% de perda]	2240.00	2210.00	4450.00	m³
Área de face do muro	1758.00	1738.00	3496.00	m²

A presente proposta Técnica Econômica tem caráter exclusivamente indicativo, com objetivo de demonstrar a melhor maneira de utilização e as características dos produtos fabricados e fornecidos pelo Grupo MACCAFERRI, não cabendo à MACCAFERRI qualquer responsabilidade técnica. A presente Proposta Técnica Econômica não exime o solicitante da elaboração ou contratação do Projeto através de um profissional especializado e devidamente habilitado.

C. ART

EM BRANCO

Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Piauí

CREA-PI

ART de Obra ou Serviço
1920240092922
Equipe

1. Responsável Técnico

HUDSON CHAGAS DOS SANTOS RNP: **2603477390**
Título profissional: **Engenheiro Civil** Registro **5060537492**
Empresa Contratada: **PCA ENGENHARIA LTDA** Registro **0000019259EMPI**

2. Dados do Contrato

Contratante: **MUNICIPIO DE GODOY MOREIRA** CPF/CNPJ: **81392656000107**
Logradouro: **RUA CAMPO MOURÃO** **Nº: 184**
Complemento: **TERREO** **Bairro:** **CENTRO**
Cidade: **GODOY MOREIRA** **UF: PR** **CEP: 86938-000**
Contrato: **Sem número** celebrado em **22/08/2024** Vinculado à ART:
Valor: R$ **165.000,00** Tipo de Contratante: **PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO**
Ação Institucional:

3. Dados da Obra/Serviço

Logradouro: **RIO CORUMBATAÍ** **Nº: SN**
Complemento: **ZONA RURAL** **Bairro:** **ZONA RURAL**
Cidade: **GODOY MOREIRA** **UF: PR** **CEP: 86938-000**
Data de Início: **20/11/2024** Previsão de Término: **30/03/2025** Coordenadas Geográficas: **-24.165092, -51.961856**
Finalidade: **INFRA-ESTRUTURA** Código:
Proprietário **MUNICIPIO DE GODOY MOREIRA** CPF/CNPJ: **81392656000107**

4. Atividade Técnica

COORDENAÇÃO	**Quantidade**	**Unidade**
PROJETO DE DEFENSAS PARA RODOVIAS	500,00	metro
PROJETO DE ENSAIO FÍSICO DE SOLOS	6,00	unidade
PROJETO DE ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO	1.102,50	metro quadrado
PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO	112,00	unidade
PROJETO DE GEORREFERENCIAMENTO RURAL	14.000,00	metro quadrado
PROJETO DE INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA	500,00	metro
PROJETO DE LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO	1,00	unidade
PROJETO DE LEVANTAMENTO CADASTRAL RURAL	14.000,00	metro quadrado
PROJETO DE LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO PLANIALTIMÉTRICO	14.000,00	metro quadrado
PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA PARA RODOVIAS	635,00	metro
PROJETO DE PONTES	135,00	metro
PROJETO DE POTENCIAL DE RECURSOS HÍDRICOS	1,00	unidade
PROJETO DE SONDAGEM GEOTÉCNICA A PERCUSSÃO	4,00	unidade
PROJETO DE SONDAGEM GEOTÉCNICA ROTATIVA	4,00	unidade
PROJETO DE VOLUME/ÁREA DE ATERROS - TERRAPLENAGEM	635,00	metro
PROJETO DE VOLUME/ÁREA DE CORTES - TERRAPLENAGEM	635,00	metro

ELABORAÇÃO	**Quantidade**	**Unidade**
ELABORAÇÃO DE ORÇAMENTO DE INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA	635,00	metro
ELABORAÇÃO DE ORÇAMENTO DE PONTES	1.102,50	metro quadrado
PROJETO DE DEFENSAS PARA RODOVIAS	500,00	metro
PROJETO DE ESTRUTURA DE CONCRETO PROTENDIDO	1.102,50	metro quadrado
PROJETO DE INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA	500,00	metro
PROJETO DE LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO	1,00	unidade
PROJETO DE OBRAS DE TERRA TERRAPLENAGEM	635,00	metro
PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA PARA RODOVIAS	635,00	metro
PROJETO DE PONTES	135,00	metro
PROJETO DE PROTEÇÃO DE ENCOSTAS POR GEOSSINTÉTICOS	135,00	metro
PROJETO DE PROTEÇÃO DE ENCOSTAS POR MURO DE ARRIMO	635,00	metro
PROJETO DE SINALIZAÇÃO VIÁRIA	635,00	metro
PROJETO DE SISTEMAS DE DRENAGEM PARA OBRAS CIVIS DRENO	135,00	metro
PROJETO DE SISTEMAS DE DRENAGEM PARA OBRAS CIVIS MEIO-FIO	500,00	metro

Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Piauí

CREA-PI

ART de Obra ou Serviço
1920240092922
Equipe

1. Responsável Técnico

HUDSON CHAGAS DOS SANTOS RNP: **2603477390**
Título profissional: **Engenheiro Civil** Registro **5060537492**
Empresa Contratada: **PCA ENGENHARIA LTDA** Registro **0000019259EMPI**

PROJETO DE TRAÇADO VIÁRIO PARA RODOVIAS	635,00	metro
PROJETO DE VOLUME/ÁREA DE ATERROS - TERRAPLENAGEM	635,00	metro
PROJETO DE VOLUME/ÁREA DE CORTES - TERRAPLENAGEM	635,00	metro
ELABORAÇÃO EM BIM	**Quantidade**	**Unidade**
PROJETO DE ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO	1.102,50	metro quadrado
PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO	112,00	unidade

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder a baixa desta ART

5. Observações

ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DE PONTE SOBRE O RIO CORUMBATAÍ, NO MUNICÍPIO DE GODOY MOREIRA/PR, localizada no rio Cprumbataí, Zona Rural do Município de Godoy Morcira/PR, com dimensões de 105,00x10,50m de tabuleiro, com área total estimada de 1102,50m2, conforme os seguintes instrumentos legais:1)CONTRATO Nº 081/2024- ID 168/2024; 2)PROCESSO DE LICITAÇÃO Nº 73/2024; 3)CONCORRÊNCIA ELETRÔNICA Nº 04/2024; 4)VALOR TOTAL DESTE CONTRATO: R$ 165.000,00; 5)PRAZO DE 90 DIAS E VIGÊNCIA DE 12 MESES. 1)PROJETO DE PONTE RODOVIÁRIA EM SISTEMA ESTRUTURAL COM LOGARINAS EM CONCRETO PROTENDIDO E CONCRETO ARMADO, CLASSE TB450, com área total estimada de 1102,50 m2 de tabuleiro. Com as 2 (duas) lajes de aproximação de aproximadamente 4,0m de comprimento por 10,50m de largura totalizando 84,0 m2 de projeção. II)SERVIÇOS TÉCNICOS DE LEVANTAMENTOS E ESTUDOS: 1) Levantamentos Topográficos pontes e acessos; 2) Hidrologia e Projeto Hidráulico da Ponte; 3)Levantamento Topobatimétrico; 4)Ensaios de Campo: a) Sondagem e coleta de material com trado para ensaios de CBR completo acompanhado de medidas de N.A.(6 pontos x 3 m de profundidade); b) Granulometria por Peneiramento; c) Granulometria por Sedimentação; d) Limite de Liquidez e plasticidade; e) Compactação e ISC na Energia Normal (5 pontos); f) Massa Específica Real dos Grãos; g) Densidade de Campo – Conc de Arcia; 5)Sondagens: a)Sondagem mista em solo (6 pontos) - 6 metros de prof. Solo; b) Sondagem mista em rocha (6 pontos) - 5 metros de prof. Rocha; III) PROJETOS BÁSICOS E EXECUTIVOS:1) Projeto estrutural de OAE; 2) Projeto de OAC; 3)Topografia com batimetria do rio; 4)Estudo Hidrológico; 5)Ensaios de campo e laboratoriais; 6)Sondagens; 7) Projeto de Fundações; 8)Projeto de Geometria; 9) Projeto de Terraplenagem; 10)Projeto de Drenagem; 11) Projeto de Pavimentação; 12)Projeto de Obras complementares; 13)Projeto de sinalização horizontal e vertical da ponte; 15) Projeto de contenção e proteção de encostas; 16) Memorial quantitativo e orçamento; 17) Especificações Técnicas; 18) Cronograma Físico-Financeiro; 19) Plano de Execução; 20) Desenhos Técnicos. Código da PCA ENGENHARIA: GM001A.

6. Declarações

Acessibilidade: Declaro atendimento às regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004.

7. Entidade de Classe

CLUBE DE ENGENHARIA DO PIAUI - CEPI

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações

TERESINA - PI Local , **6 de Dezembro de 2024** Data

Assinado digitalmente por HUDSON CHAGAS DOS SANTOS:37498436272
ND: C=BR, O=ICP-Brasil, OU=Certificado Digital PF A1, OU=Videoconferencia, OU=41338769000100, OU=AC SyngularID Multipla, CN=HUDSON CHAGAS DOS SANTOS:37498436272
Localização: Teresina (PI)
Data: 2024.12.06 15:45:19-03'00'

HUDSON CHAGAS DOS SANTOS - CPF: 37498436272

PRIMIS DE OLIVEIRA:65555813953

Assinado digitalmente por PRIMIS DE OLIVEIRA:65555813953
ND: C=BR, O=ICP-Brasil, OU=Secretaria da Receita Federal do Brasil - RFB, OU=RFB e-CPF A1, OU=EM BRANCO, OU=40312980000151, OU=presencial, CN=PRIMIS DE OLIVEIRA:65555813953
Razão: Eu sou o autor deste documento
Localização:
Foxit PDF Reader Versão: 2023.2.0

MUNICIPIO DE GODOY MOREIRA - CPF/CNPJ: 81392656000107

9. Informações

- A ART é valida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea-PI.
- A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-pi.org.br ou www.confea.org.br
- A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.crea-pi.org.br art@crea-pi.org.br
tel: (86)2107-9292

CREA-PI Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Piauí

Valor ART: R$ **262,55** Registrada em **06/12/2024** Valor Pago: **262,55** Nosso Número: **8201626185** Baixada em:

V. TERMO DE ENCERRAMENTO

Esta Memória de Cálculo Estrutural de Execução da Ponte sobre o Rio Corumbataí (REVISÃO 01), produto integrante da CONTRATAÇÃO DE EMPRESA ESPECIALIZADA EM ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DE PONTE SOBRE O RIO CORUMBATAÍ, NO MUNICÍPIO DE GODOY MOREIRA/PR possui 159 (*cento e cinquenta e nove*) folhas numericamente ordenadas.

Teresina (PI), 10 de julho de 2025.

Assinado digitalmente por HUDSON CHAGAS DOS SANTOS:37498436272
ND: C=BR, O=ICP-Brasil, OU=Certificado Digital PF A1, OU=Videoconferencia, OU=41338769000100, OU=AC SyngularID Multipla, CN=HUDSON CHAGAS DOS SANTOS:37498436272
Localização: Teresina (PI)
Data: 2025.07.10 11:01:21-03'00'

HUDSON CHAGAS DOS SANTOS
Doutor em Engenharia Civil / Escola Politécnica da USP
RESPONSÁVEL TÉCNICO - PCA ENGENHARIA