

GOVERNO DO ESTADO DE GOIÁS
AGÊNCIA GOIANA DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES
DIRETORIA DE OBRAS RODOVIÁRIAS
GERÊNCIA DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS



ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE
ENGENHARIA ESTRUTURAL DE OBRAS DE ARTE
ESPECIAIS

Ponte sobre o Ribeirão João Leite (Fábril)

RODOVIA : VICINAL
MUNICÍPIO : ANÁPOLIS
PROCESSO SEI : 202500036005930
CONTRATO : TERMO DE COOPERAÇÃO TÉCNICA Nº 07/2025/GOINFRA

VOLUME 3E – MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

JULHO / 2025

FICHA TÉCNICA

GOINFRA

PRESIDENTE

PEDRO HENRIQUE RAMOS SALES

DIRETOR DE OBRAS RODOVIÁRIAS

REGINALDO ROSA DA PAIXÃO

GERENTE DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

EDUARDO CAMPOS DAMACENA

EQUIPE TÉCNICA GEPAE (CONSÓRCIO GERENCIADOR DOR)

THAYSSA DA SILVA PRATA PARUSSOLI

DENISE PEREIRA DA CUNHA

KATIANE LIMA DA SILVA

LEANDRO SILVA ALMEIDA

LUCAS SPOUZA PEREIRA

MURILLO RODRIGUES LEAL DE MEDEIROS

RAFAEL BATISTA AZEVEDO

SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO	6
2	MAPA DE LOCALIZAÇÃO	8
2.1	Ponte sobre o Ribeirão João Leite, no bairro Fabril	9
3	MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL – PONTE SOBRE O RIBEIRÃO JOÃO LEITE, FABRIL	9
3.1	Considerações Iniciais	9
3.2	Normas de Referência	10
3.3	Softwares utilizados	10
3.4	Classe da Obra de Arte Especial (OAE)	11
3.5	Coeficientes de Impacto	11
3.6	Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	11
3.7	Qualidade do concreto e cobrimento nominal	12
3.8	Dimensões da OAE	13
3.9	Considerações do aparelho de apoio	14
3.10	Esquema estrutural - Superestrutura	15
3.11	Esquema estrutural - Mesoestrutura	15
3.12	Esquema estrutural - Infraestrutura	17
3.13	Propriedades dos materiais	19
3.13.1	Concreto C25	19
3.13.2	Concreto C30	20
3.13.3	Concreto C40	20
3.13.4	Aço Passivo CA-50	20
3.13.5	Aço Ativo CP-190 RB (relaxação baixa)	20
3.13.6	Neoprene	21
3.14	Ações	21
3.14.1	Pesos específicos dos materiais	21
3.14.2	Frenagem / Aceleração	21
3.14.3	Vento	22
3.14.4	Carga Móvel Rodoviária	24
3.15	Verificação do Neoprene	24
3.16	Verificação da Longarina	27
	Seção transversal	37
	Ações consideradas	39
	Combinações	39
	Protensão	40
	Esforços solicitantes	40

Estado limite de formação de fissura (ELS-F)	42
Estado limite de descompressão (ELS-D)	43
Estado limite de último no ato de protensão (ELU-ATO)	43
3.17 Verificação das transversinas	44
3.18 Verificação das Lajes	48
3.18.1 Laje Pista (Tabuleiro)	48
a) Lajes interna da pista (L2/L3/L4)	52
b) Lajes em balanço (L1/L5)	55
3.18.2 Verificação das pré-lajes	58
3.19 Verificação das cortinas	60
3.20 Verificação das alas	63
3.21 Verificação dos Blocos dos encontros	66
3.22 Análises das estacas	69
3.22.1 Análise de capacidade de carga da estaca – Sondagem SP01	69
3.22.2 Análise da capacidade de carga da estaca – Sondagem SP02	70
3.22.3 Análise das reações nas estacas	71
4 DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE	72
4.1 Declaração de Responsabilidade do Projeto Estrutural das Obras de Arte Especiais	72
5 ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA (ART)	73
6 TERMO DE ENCERRAMENTO	74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa de localização.....	8
Figura 2 – Mapa de localização – Ponte Fabril	9
Figura 3 – Tabela de Classe de Agressividade Ambiental (CAA) (Fonte: NBR 6118:2023)	12
Figura 4 – Tabela de correspondência entre classe de agressividade e a qualidade do concreto (Fonte: NBR 6118:2023).....	13
Figura 5: Detalhe isométrico da OAE Ponte sobre o Ribeirão João Leite	14
Figura 6: Detalhe da seção longitudinal da Ponte sobre o Ribeirão João Leite	14
Figura 7: Esquema do tabuleiro da ponte	15
Figura 8: Detalhe dos encontros	16
Figura 9: Detalhe dos encontros	17
Figura 10: Detalhe dos encontros	17
Figura 11: Detalhe dos blocos dos encontros	18
Figura 12: Detalhe das estacas tipo raiz dos blocos dos encontros.....	19
Figura 13: Diagrama de cálculo do esforço cortante da viga pré-moldada protendida mais solicitada.....	25
Figura 14: Detalhe das informações do tabuleiro	28
Figura 15: Detalhe da armadura ativa da viga pré-moldada protendida.....	44
Figura 16: Simbologia dos tipos de vínculos para lajes.....	49
Figura 17: Dados para utilização das tabelas de Rusch (Fonte: Cavalcante, 2019) .	50

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades geométricas seção transversal (FASE FINAL)	38
Tabela 2: Casos de carregamentos considerados.....	39
Tabela 3: Força e momento de protensão nos instantes T_0 e T_∞	40
Tabela 4: Momento fletor combinações ELS e ELU (kN.m)	40
Tabela 5: Esforço cortante combinações ELS e ELU (kN)	41
Tabela 6: Verificação ELS-F ($\sigma_c \leq 2,95$ MPa).....	42
Tabela 7: Verificação ELS-D ($\sigma_c \leq 0$)	43
Tabela 8: Verificação ELU-ATO ($-22,4$ MPa $\leq \sigma_c \leq 3,48$ MPa).....	43

1 APRESENTAÇÃO

Atendendo à solicitação em caráter urgente da Diretoria de Obras Rodoviárias (DOR) e da Gerência de Obras de Arte Especiais (GEPAE), o Consórcio Gestão DOR vem por meio deste relatório apresentar o Volume 3e do Projeto Executivo de Engenharia Estrutural das Obras de Arte Especiais localizadas no Município de Anápolis, no estado de Goiás.

A presente demanda teve início com o Ofício nº 060/2025, encaminhado pela Secretaria Municipal de Obras e Meio Ambiente da Prefeitura de Anápolis (SEI nº 73461510), por meio do qual foi solicitada à GOINFRA a celebração de termo de cooperação técnica visando à recuperação e reconstrução de pontes e estruturas viárias urbanas e rurais no município, afetadas por eventos de anormalidade climática e estrutural.

A solicitação foi formalmente registrada no processo SEI nº 202500036005930, contendo diversos relatórios emergenciais técnicos e fotográficos elaborados pela Defesa Civil de Anápolis (COMPDEC) e pela própria SEOMSU, que identificaram situações críticas de comprometimento estrutural em várias localidades do município, com destaque para as regiões de Souzânia, Verona, Joanópolis, Bairro Fabril, Av. Anhanguera e Vicinal da GO-330.

Em resposta à solicitação, a Gerência de Projetos e Controle Tecnológico de Manutenção Viária (MA-GEPROJ), da Diretoria De Manutenção da GOINFRA realizou o dimensionamento de bacias hidrográficas e identificou a necessidade de intervenção em seis pontos críticos, sendo três com necessidade de execução de pontes (Ocorrências 1, 2 e 3) e três com necessidade de execução de bueiros celulares (Ocorrências 4, 5 e 6), conforme detalhado no Despacho nº 389/2025 (SEI nº 75184281).

A partir desse contexto, os documentos foram encaminhados à OR-GEPAE para análise e desenvolvimento dos projetos das pontes previstas nas Ocorrências 1, 2 e 3, conforme os estudos fornecidos. A atuação da GEPAE, portanto, se concentra na elaboração dos projetos executivos de engenharia dessas três estruturas de arte especial, em consonância com os termos firmados no acordo de cooperação e conforme os parâmetros técnicos já disponibilizados. As Ocorrências 4, 5 e 6, que envolvem bueiros celulares, permanecem sob responsabilidade da MA-GEPROJ, portanto não serão objetos deste relatório.

Os estudos e projetos que embasaram a elaboração desta memória de cálculo estão constantes nos Volumes 1, Volume 2A, Volume 3ª e Volume 3E.

O presente relatório foi elaborado baseado na documentação e estudos preliminares disponibilizados pela Agência Goiana de Infraestrutura e Transportes – GOINFRA e obedece às normas, instruções e padrões vigentes da GOINFRA, conforme Instrução de Projetos Rodoviários IP-14 GOINFRA – Projeto de OAE.

2 MAPA DE LOCALIZAÇÃO

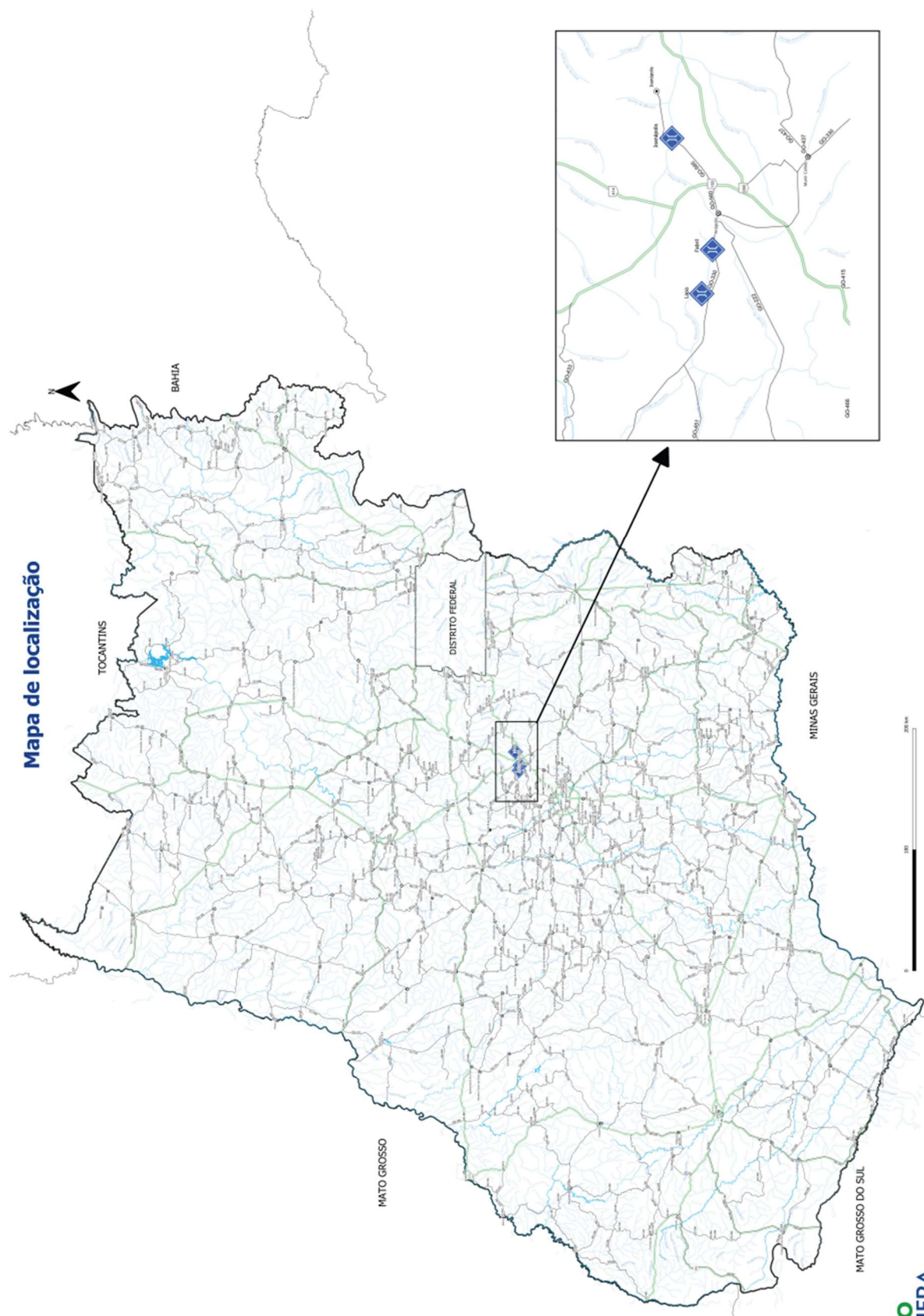


Figura 1 – Mapa de localização

2.1 Ponte sobre o Ribeirão João Leite, no bairro Fabril

Latitude: -16.323806°

Longitude: -48.984556°

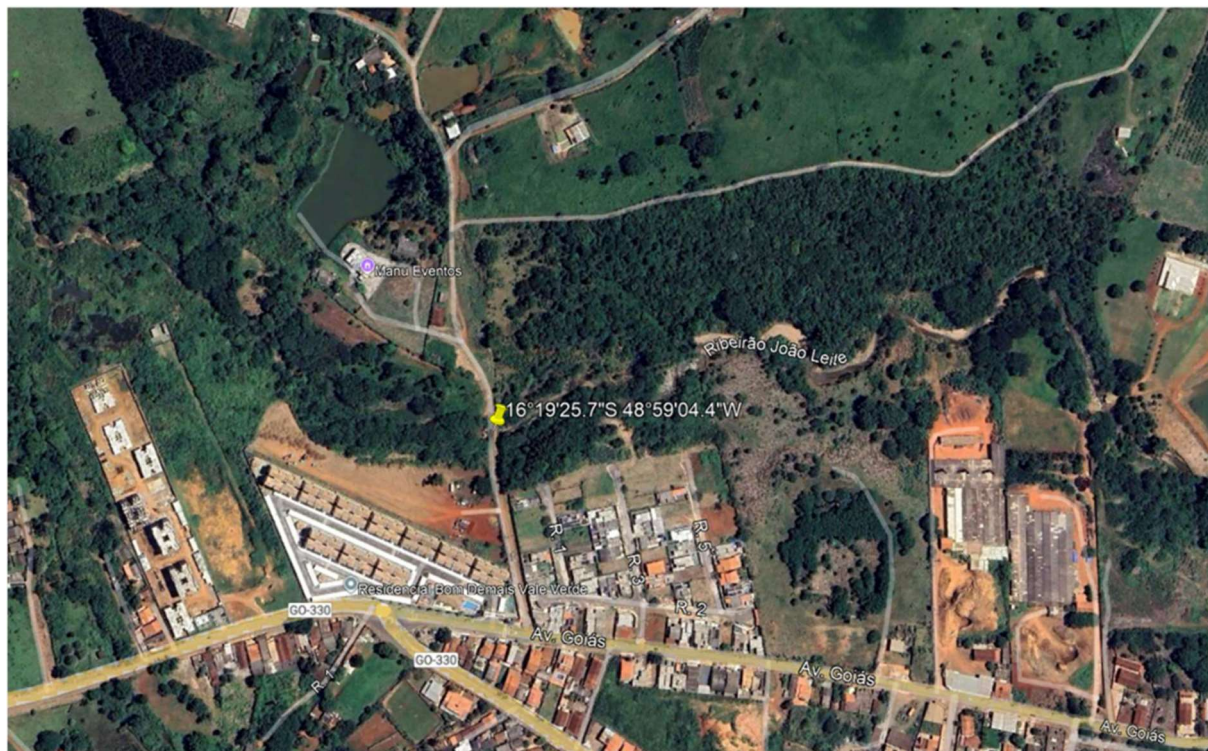


Figura 2 – Mapa de localização – Ponte Fabril
Fonte: Google Earth, 2025

3 MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL – PONTE SOBRE O RIBEIRÃO JOÃO LEITE, FABRIL

3.1 Considerações Iniciais

Neste memorial de cálculo, desenvolve-se o dimensionamento da Ponte sobre o Ribeirão João Leite, localizada no bairro Fabril, no município de Anápolis/GO. A estrutura possui 30,0 m de extensão e 7,80 m de largura, sendo projetada com vão único. As cargas permanentes de segunda fase (como pavimentação, barreiras de proteção, entre outras) são aplicadas às vigas de acordo com suas respectivas áreas de influência.

No modelo computacional, o elemento que representa a viga tem sua coordenada de origem posicionada na extremidade da peça.

Os materiais a serem empregados na execução dos serviços deverão ser

comprovadamente de boa qualidade e satisfazer rigorosamente as especificações descritas neste memorial e estarem em conformidade com o projeto e respectiva planilha orçamentária.

Deve-se seguir rigorosamente os critérios determinados pelos fabricantes, principalmente aos quantitativos de produtos e especificações para execução de cada serviço. Além disso, os serviços deverão ser executados em completa obediência aos princípios de boa técnica, devendo ainda satisfazer rigorosamente às Normas Brasileiras.

3.2 Normas de Referência

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

- NBR 6118:2023 – Projeto de estruturas de Concreto;
- NBR 6120:2019 – Cargas para o Cálculo de Estruturas;
- NBR 6122:2022 – Projeto e execução de Fundações;
- NBR 6123:2023 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 7187:2022 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido;
- NBR 7188:2024 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 7483:2021 – Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido;
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas Estruturas;
- NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de Concreto Pré-Moldado;
- ABNT NBR 12654:1992 - Controle tecnológico de materiais componentes do concreto;
- ABNT NBR 12655:2006 - Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento;
- ABNT NBR 8953:2015 - Concreto para fins estruturais;
- ABNT NBR 14931:2004 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento;
- ABNT NBR 7480:2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação;

3.3 Softwares utilizados

Para o cálculo e dimensionamento da Obra de Arte Especial foram utilizados os

softwares TQS, SAP 2000 (CSI Bridge), aplicativos de estrutura e planilhas autorais.

3.4 Classe da Obra de Arte Especial (OAE)

A ponte insere-se na classe TB-450 conforme a NBR 7188:2024.

3.5 Coeficientes de Impacto

A Obra de Arte Especial possui um vão de 30m. Os efeitos dinâmicos associados ao tráfego serão majorados pelos seguintes coeficientes de impacto.

Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)	$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$ $CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{30,00^* + 50} \right)$ $CIV = 1,265$
Coeficiente de Número de Faixas (CNF)	$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,90$ $CNF = 1 - 0,05 \times (2^{**} - 2) > 0,90$ $CNF = 1,00 > 0,90 \text{ (ok)}$ $CNF = 1,00$
Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)	$CIA = 1,25 \text{ (obras de concreto ou mistas)}$

(*) NOTA 1: o valor usado para o cálculo do coeficiente de impacto vertical corresponde à distância entre apoios das longarinas do(s) tabuleiro(s) em questão.

() NOTA 2:** o valor usado para o cálculo do coeficiente de número de faixas corresponde à quantidade de faixas de tráfego rodoviário. Faixas de acostamento e de segurança não são considerados na quantidade total de faixas.

3.6 Classe de Agressividade Ambiental (CAA)

Conforme o item 6.4.2 da NBR 6118:2023, Tabela 6.1, a região na qual se encontra a obra pode ser adotada como CAA II (moderada).

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

Figura 3 – Tabela de Classe de Agressividade Ambiental (CAA) (Fonte: NBR 6118:2023)

3.7 Qualidade do concreto e cobrimento nominal

Conforme o item 7.4.2 da NBR 6118:2014, Tabela 7.1, para a classe CAA II (moderada) pede-se que a resistência do concreto seja maior que F_{ck} 25 MPa e fator água/cimento igual a 0,6 – para estruturas de concreto armado, e resistência do concreto maior do que F_{ck} 30 MPa e fator água/cimento a 0,55 – para estruturas de concreto protendido.

Para o projeto executivo, foram considerados as seguintes classes de concreto por elemento:

- Longarinas: 40 MPa;
- Pré-lajes, transversinas, lajes do tabuleiro, lajes de continuidade/encontro e defesa: 30 MPa;
- Cortinas, alas e blocos: 30 MPa;
- Estaca tipo raiz: 25 MPa.

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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Figura 4 – Tabela de correspondência entre classe de agressividade e a qualidade do concreto (Fonte: NBR 6118:2023)

Conforme o item 7.4.7.6 da NBR 6118:2014, Tabela 7.2, adotou-se os seguintes cobrimentos das armaduras:

- $c = 3,0\text{cm}$ para transversinas, lajes da pista, lajes de aproximação/encontro, cortinas, alas e defensas;
- $C = 4,5\text{cm}$ para os blocos;
- $C = 2,0\text{cm}$ para as pré-lajes;
- $C = 3,5\text{cm}$ para as longarinas
- $C = 5,0\text{cm}$ para as estacas.

3.8 Dimensões da OAE

A Ponte sobre o Ribeirão João Leite, localizada no município de Anápolis / GO possui uma largura total de 7,80m (sendo duas pistas de 3,5m e duas linhas de barreira de New Jersey de 0,4m).

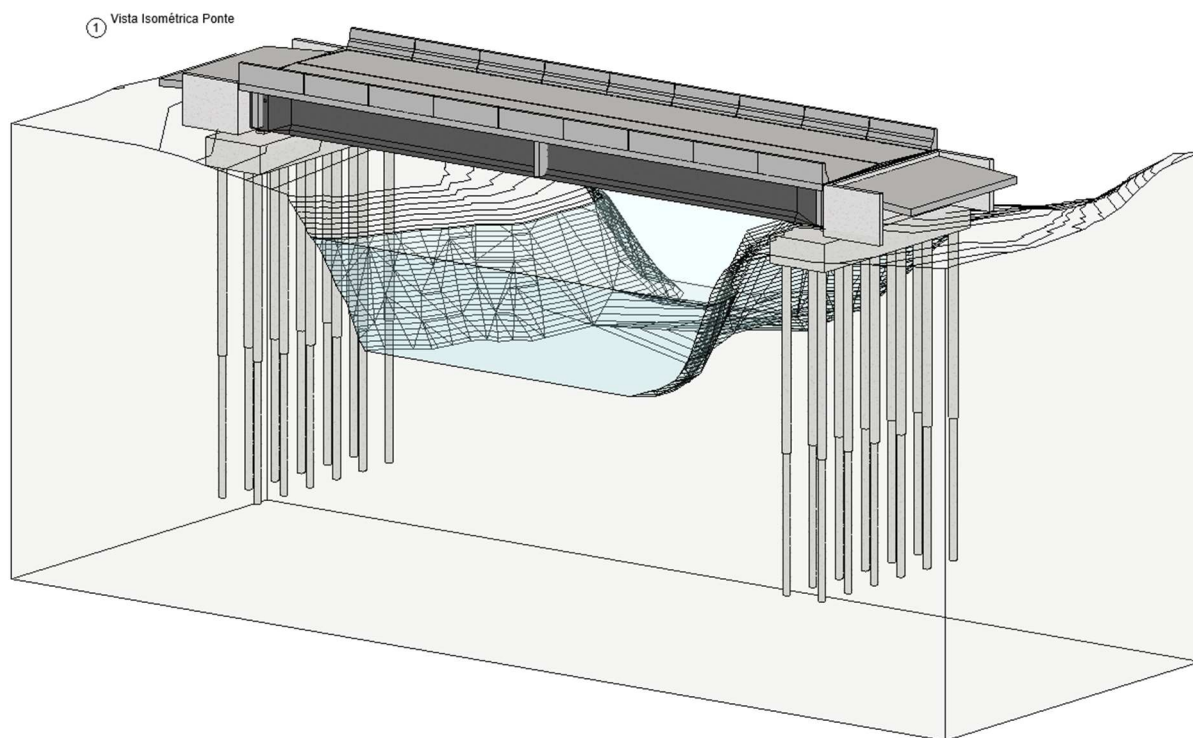


Figura 5: Detalhe isométrico da OAE Ponte sobre o Ribeirão João Leite

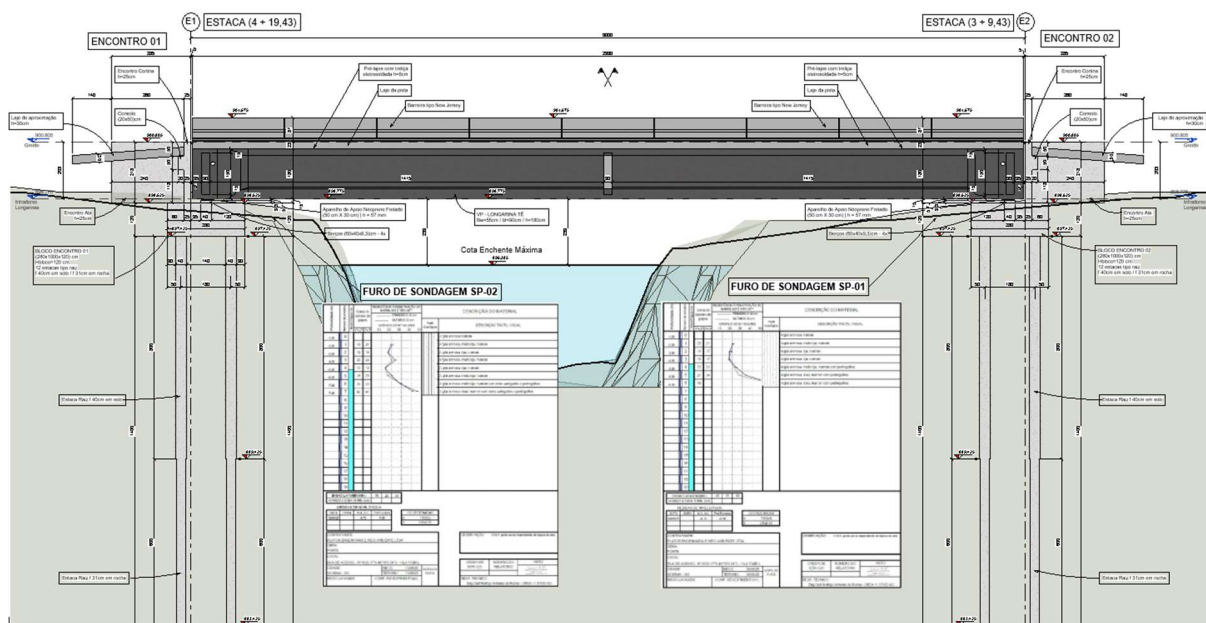


Figura 6: Detalhe da seção longitudinal da Ponte sobre o Ribeirão João Leite

3.9 Considerações do aparelho de apoio

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de Neoprene:

$K_n = G \cdot A_n / d_n$, onde

K_n = Rigidez horizontal do aparelho de Neoprene

G = módulo de elasticidade transversal do Neoprene, $G = 1.000 \text{ kN/m}^2$

N_a = área em plana do Neoprene;

D_n = altura do Neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

Em primeira fase, quando a laje não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuída.

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em Neoprene fretado, portanto, com rotação livre.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118.

3.10 Esquema estrutural - Superestrutura

A superestrutura da ponte é composta por 1 vão isostático de 30,00m composta por 4 vigas do tipo I pré-moldada protendida, espaçadas de 1,90m (entre eixo), 3 transversinas de concreto armado moldadas in loco e laje concretada in loco sobre pré-lajes pré-moldadas.

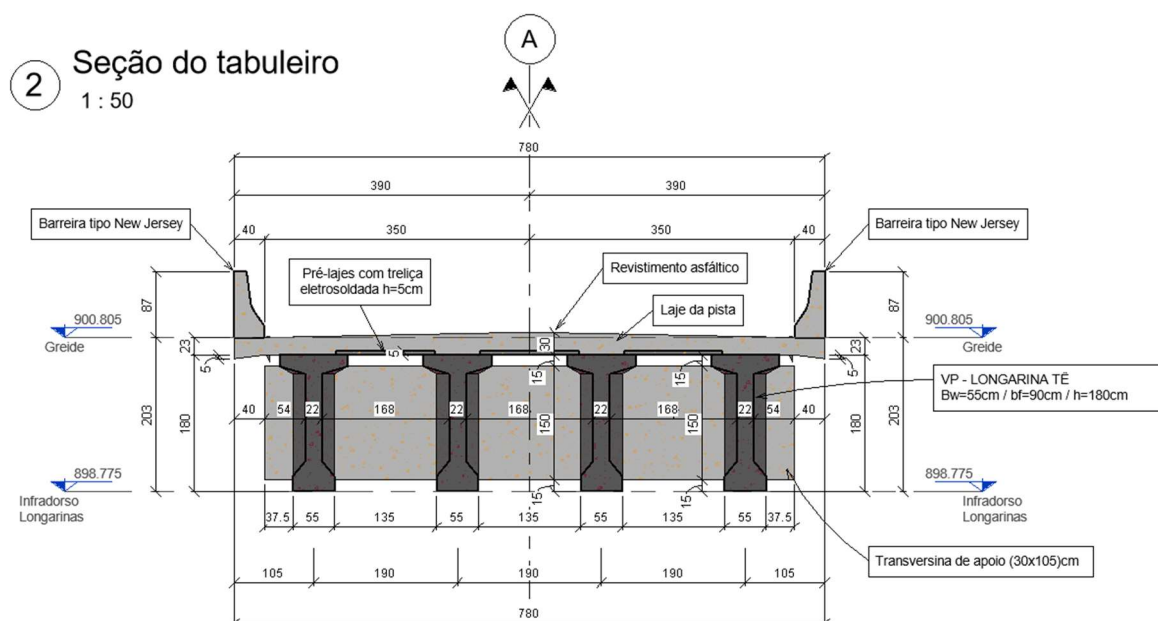


Figura 7: Esquema do tabuleiro da ponte

3.11 Esquema estrutural - Mesoestrutura

A mesoestrutura da ponte é composta pelos aparelhos de apoio e pelas contenções

(cortinas e alas).

Os aparelhos de apoio são do tipo neoprene fretado com dimensões de 50cm x 30cm x 5,7cm.

As contenções de ambos os lados são idênticas, formadas pelas cortinas com espessura de 25cm, alas com espessura de 25cm e calços/berços que apoiam as longarinas (possuem 4 calços de 40cm x 60cm x 9,3cm para apoio dos aparelhos de apoio).

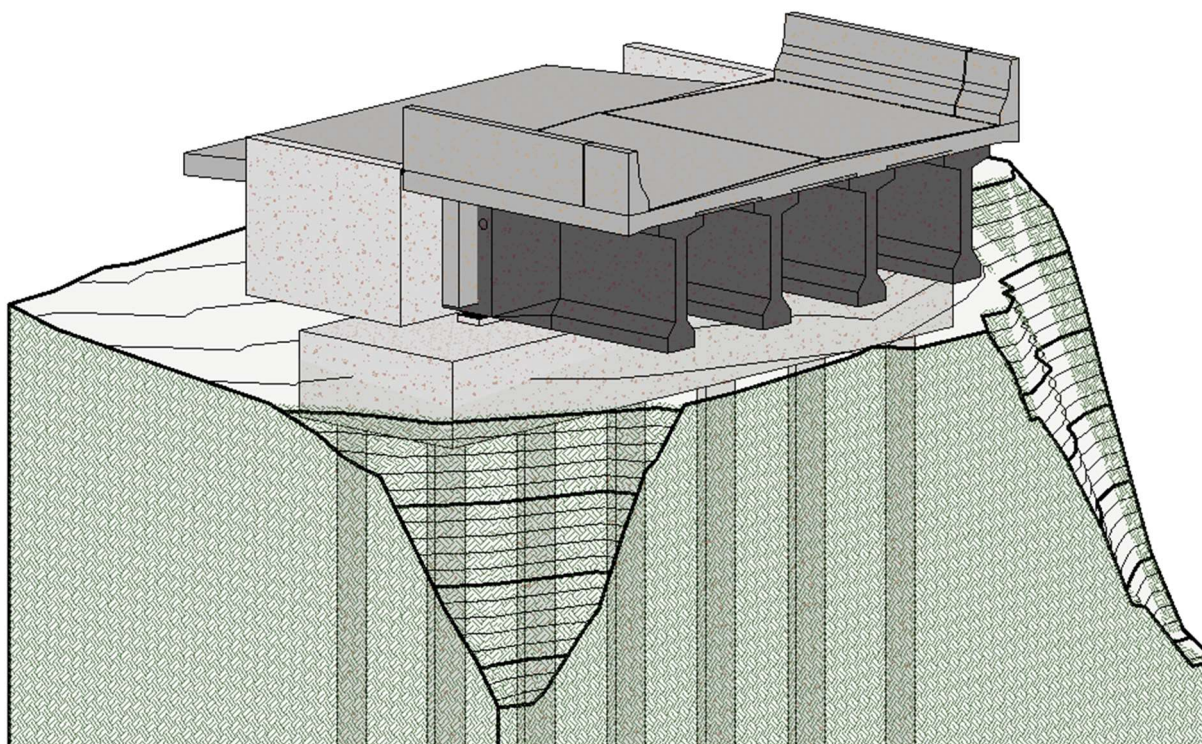


Figura 8: Detalhe dos encontros



A infraestrutura da ponte, ou seja, as fundações, são compostas por blocos sobre estacas do tipo raiz.

Os blocos dos encontros possuem dimensões em planta de (2,80x10,00) metros e altura igual a 1,20m. São compostos por 12 estacas do tipo raiz espaçadas a cada 1,80m entre eixos e dão suporte a toda estrutura dos encontros.

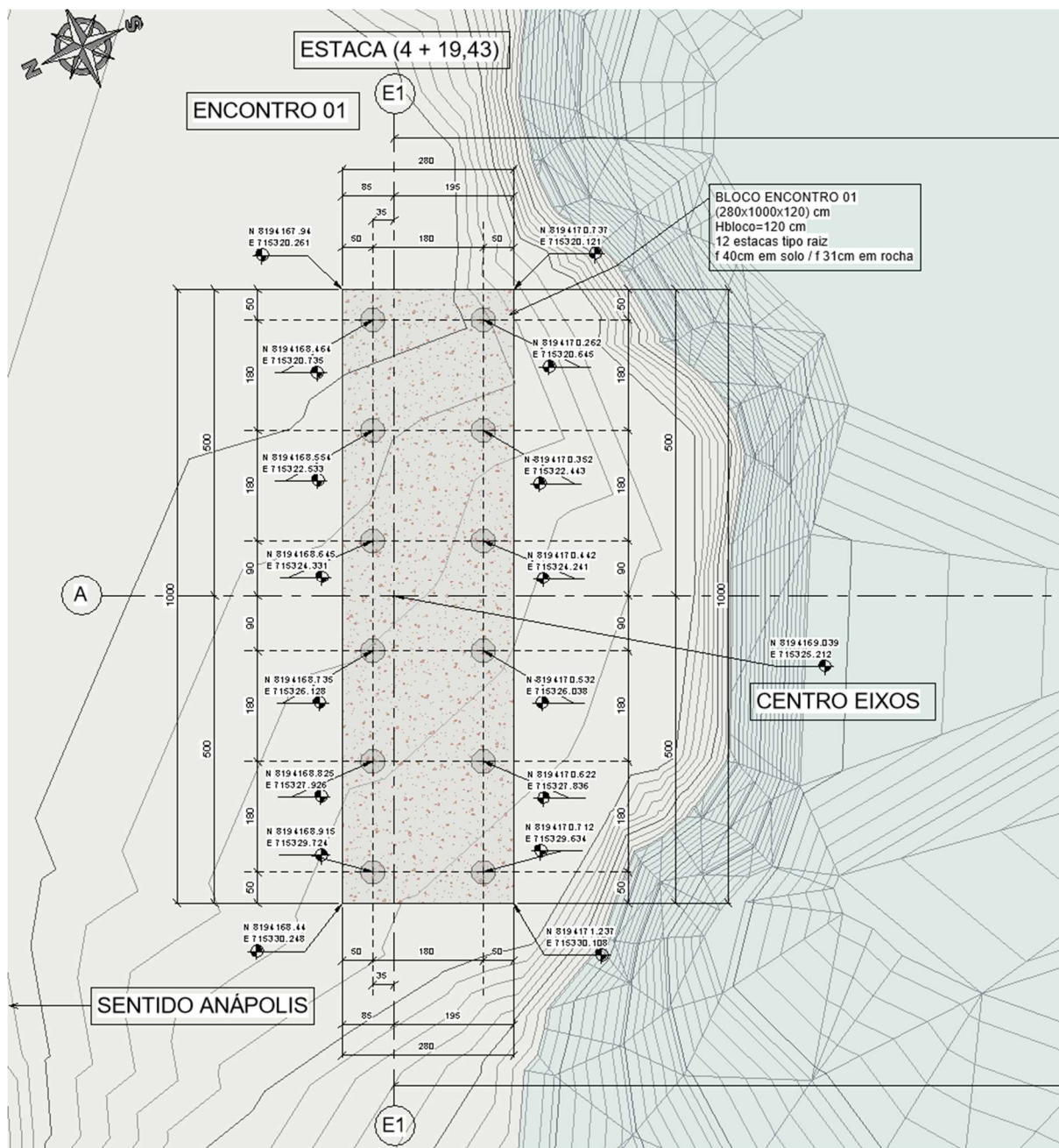


Figura 11: Detalhe dos blocos dos encontros

As estacas que compõem as fundações da ponte são do tipo raiz com diâmetro de 40cm em solo e 31cm em rocha. As estacas dos encontros possuem comprimento abaixo do bloco de 8m em solo e 6m em rocha, totalizando 14 metros de estaca.

*ARMAÇÃO DAS ESTACAS RAIZ - BLOCOS DOS ENCONTROS
24x

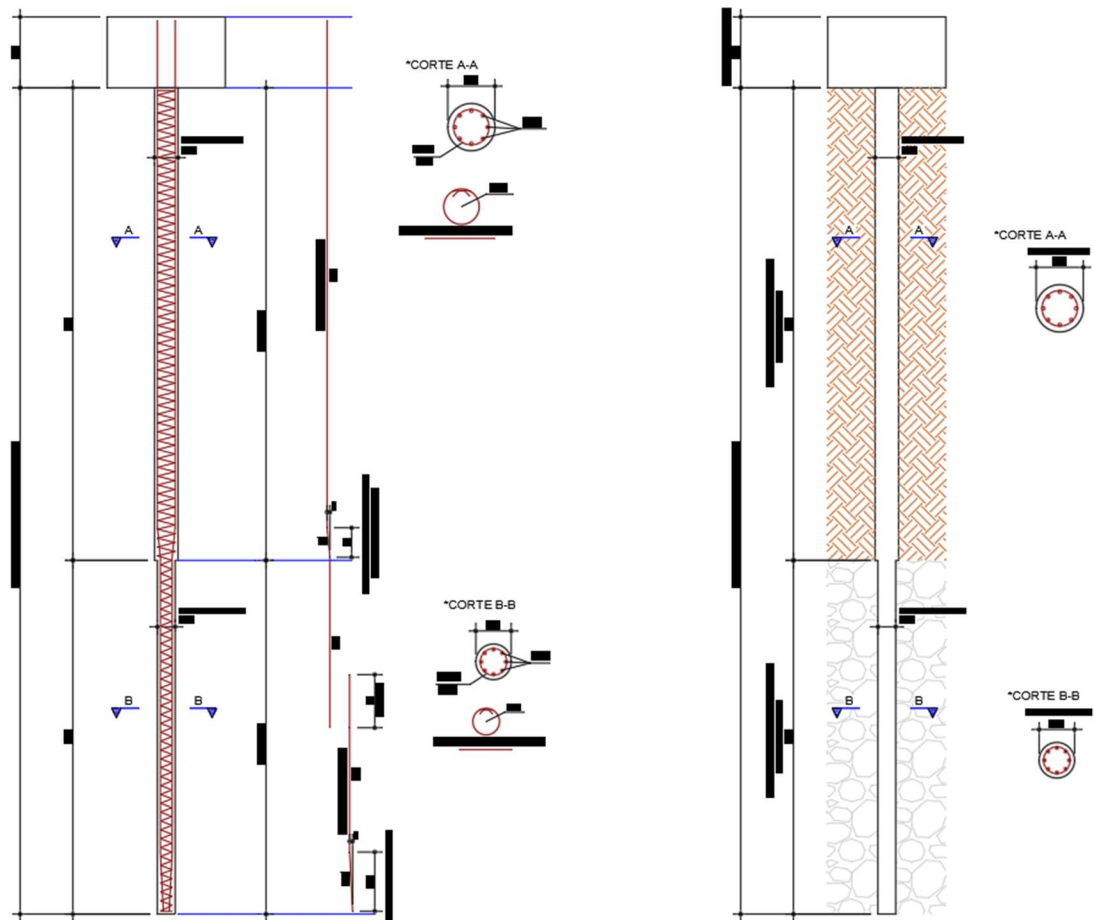


Figura 12: Detalhe das estacas tipo raiz dos blocos dos encontros

3.13 Propriedades dos materiais

3.13.1 Concreto C25

- C25 ($f_{ck} = 25\text{MPa}$);
- $\rho_c = 2.500\text{kg/m}^3 \approx 25\text{kN/m}^3$;
- $a/c \leq 0,50$;
- $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$;
- $\nu = 0,2$;
- $E_{ci} = 5.600 \times 25^{1/2} = 28.000\text{MPa}$;
- $E_{cs} = 0,90 \times 28.000 = 25.200\text{MPa} = 25,2\text{GPa}$.

3.13.2 Concreto C30

- C30 ($f_{ck} = 30\text{MPa}$);
- $\rho_c = 2.500\text{kg/m}^3 \approx 25\text{kN/m}^3$;
- $a/c \leq 0,55$;
- $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$;
- $\nu = 0,2$;
- $E_{ci} = 5.600 \times 30^{1/2} = 30.672\text{MPa}$;
- $E_{cs} = 0,90 \times 30.672 = 27.605\text{MPa} = 27,605\text{GPa}$.

3.13.3 Concreto C40

- C40 ($f_{ck} = 40\text{MPa}$);
- $\rho_c = 2.500\text{kg/m}^3 \approx 25\text{kN/m}^3$;
- $a/c \leq 0,50$;
- $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$;
- $\nu = 0,2$;
- $E_{ci} = 5.600 \times 40^{1/2} = 35.417\text{MPa}$;
- $E_{cs} = 0,90 \times 35.417 = 31.875\text{MPa} = 31,875\text{GPa}$.

3.13.4 Aço Passivo CA-50

- $\rho_c = 7.850\text{kg/m}^3 \approx 77\text{kN/m}^3$;
- $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$;
- $E_s = 210\text{GPa}$;
- $f_{yk} = 500\text{MPa}$.

3.13.5 Aço Ativo CP-190 RB (relaxação baixa)

- $\rho_c = 7.850\text{kg/m}^3 \approx 77\text{kN/m}^3$;
- $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$;
- $E_s = 200\text{GPa}$;

- $f_{pyk} = 1710\text{MPa}$;
- $f_{ptk} = 1900\text{MPa}$.

3.13.6 Neoprene

Os aparelhos de apoio de neoprene fretados possuem as dimensões em planta de 50cmx40cmx5,7cm.

Para cálculo da rigidez do neoprene, tem-se:

$$k_{h,n} = \frac{A_1 \cdot G}{h_n}$$

onde A, G e h_n representam, respectivamente, a área “fretada” do aparelho (área de cada chapa de aço de fretagem), o módulo de distorção do neoprene e a altura total das camadas de neoprene restringidas pelas chapas de aço.

3.14 Ações

Os carregamentos considerados para os cálculos estruturais da Ponte Sobre o Ribeirão João Leite são os seguintes:

3.14.1 Pesos específicos dos materiais

- Peso específico do concreto armado: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Peso específico do concreto simples: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$;
- Peso específico da pavimentação: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$;
- Peso da barreira New Jersey: $P = 7,13 \text{ kN/m}^3$;

3.14.2 Frenagem / Aceleração

Tráfego	
Classe do Tráfego :	450,00 KN
Carga de Multidão :	5,00 KN/m ²
Largura do Veículo	3,00 m
Comprimento do Veículo	6,00 m
Área do Veículo Tipo:	18,00 m ²
Número de Eixos:	3

Carga por Eixo:	189,85 KN
q distribuída veículo Tipo:	25,00 KN/m ²
q equivalente (veículo tipo + multidão)	20,00 KN/m ²
Geometria	
Largura da Pista de Rolamento :	4,00m
Comprimento da laje de transição	4,00m

Frenagem e Aceleração	
F frenagem =	135,00 KN
F aceleração =	4,00 KN
F máximo =	135,00 KN

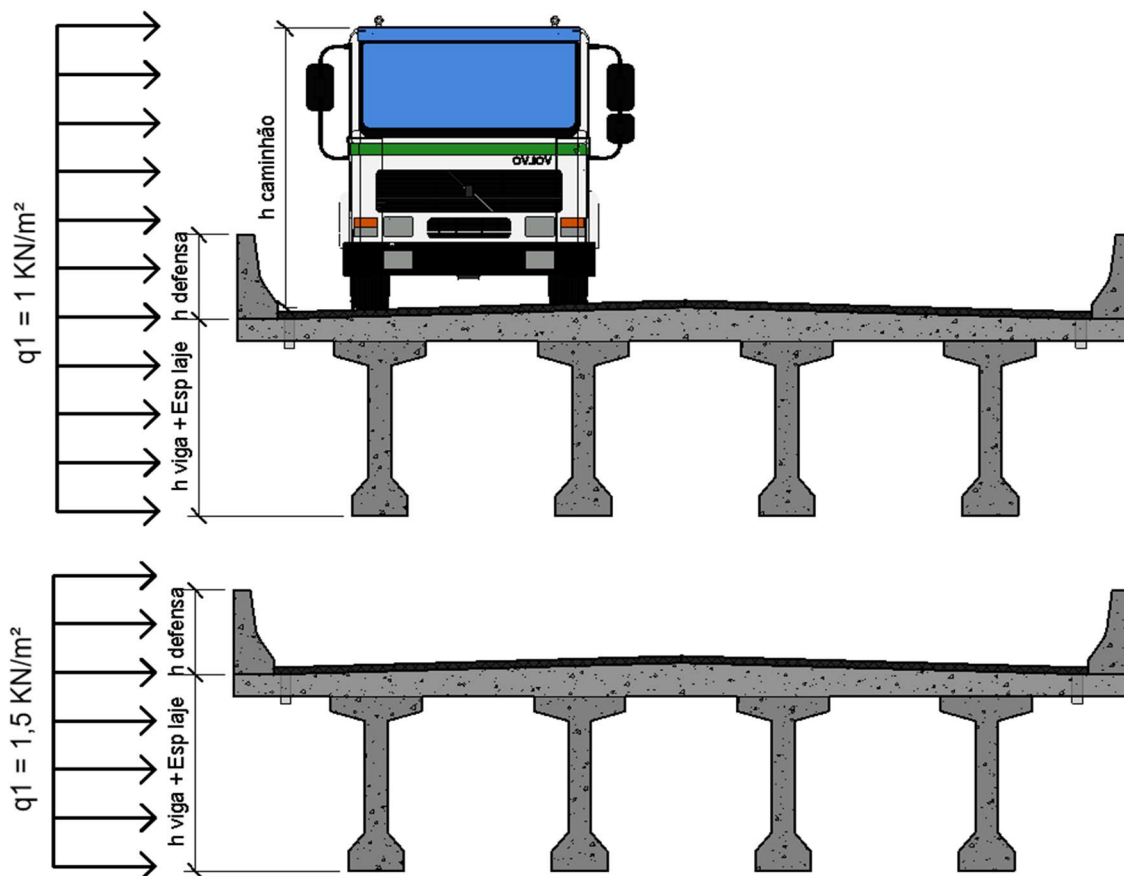
3.14.3 Vento

Pressão do Vento

Altura do Veículo= 2,00 m

Vento Transversal

Vãos de:	32,50m
Comprimento de influência exposto ao vento =	16,25 m
Altura da superestrutura =	2,03 m
Altura da defesa=	0,87 m
Altura total do tabuleiro =	2,90 m
Altura do exposta do caminhão =	1,13 m



CARGA PONTUAL NO ENCONTRO

Ponte carregada: 65,49 KN

Ponte descarregada: 47,13 KN

Ação de vento que prevalece F_w ,
Transversal = 65,49 KN

W long. = 25% W traqnsv. Pont Desc. = 16,37 KN

W long. = 40% W traqnsv. Pont Carreg. = 18,85 KN

F_w Longitudinal = 18,85 KN

CARGA LINEAR NA LONAGARINA

Ponte carregada: 4,03 KN/m

Ponte descarregada: 2,90 KN/m

3.14.4 Carga Móvel Rodoviária

Trem Tipo Classe 45 (TT45 – 450 kN) associado com carga uniforme (QU) 5kN/m² ($\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,5$ e $\psi_2 = 0,3$). – NOTA: efetuou-se a alternância da posição destas cargas variáveis tanto da direção longitudinal como na transversal DE FORMA AUTOMÁTICA.

$$Q = P.CIV.CNF.CIA \quad q = p.CIV.CNF.CIA$$

Sendo:

$P = 75$ kN, é a carga concentrada por roda;

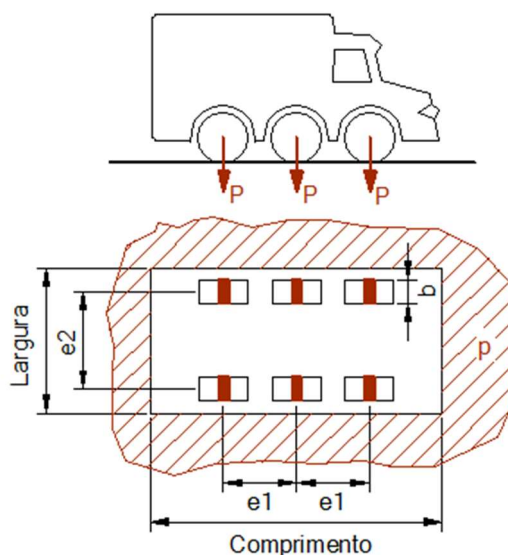
$p = 5$ kN/m², é a carga de multidão, uniformemente distribuída;

$p' = 3$ kN/m², é a carga de pedestres, uniformemente distribuída;

CIV o coeficiente de impacto vertical;

CNF o coeficiente de número de faixas;

CIA o coeficiente de impacto adicional, aplicável somente para o dimensionamento de elementos de juntas estruturais e extremidade da obra.



3.15 Verificação do Neoprene

A seguir, segue o cálculo dos aparelhos de apoio – Neoprene Tipo Fretado.

< > Tabelas

APARELHO DE APOIO RETANGULAR FRETADO

Dados de entrada

$F_{zd, \text{máx}}$ =	1499.97	kN	$F_{zd, \text{mín}}$ =	821.79	kN	F_{zk} =	1060.86	kN
$\alpha_{x,d}$ =	0.001	rad	F_{xd} =	35.3	kN	V_{xd} =	10.72	mm
$\alpha_{y,d}$ =	0.0	rad	F_{yd} =	25.00	kN	V_{yd} =	7.59	mm

Aparelho nº 44

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

Resultados:

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo:	4.24	≤ 7.0	OK
Verificação da espessura das chapas de aço:	4.0	≥ 1.6 mm	OK
Estabilidade à rotação:	3.05	≥ 0	OK
Estabilidade à flambagem:	11.02	≤ 32.6	OK
Estabilidade ao deslizamento:	-	-	OK

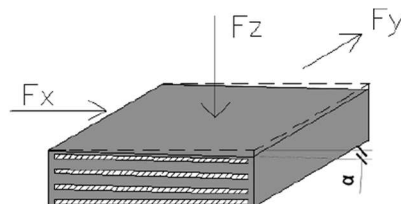
Figura 13: Diagrama de cálculo do esforço cortante da viga pré-moldada protendida mais solicitada

Aparelho de Apoio Retangular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	4.24	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	1.64	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	3.05	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	11.02	≤ 32.6	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

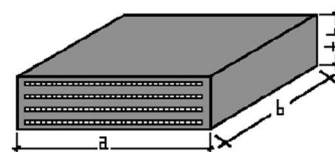
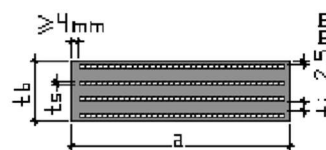
Variáveis de entrada

$F_{zk} = 1060.86 \text{ kN}$
 $F_{zd} = 1499.97 \text{ kN}$
 $F_{xd} = 35.3 \text{ kN}$
 $v_{xd} = 10.72 \text{ mm}$
 $\alpha_{a,d} = 0.001 \text{ rad}$
 $F_{zd,\text{mín}} = 821.79 \text{ kN}$
 $F_{yd} = 25.00 \text{ kN}$
 $v_{yd} = 7.59 \text{ mm}$
 $\alpha_{b,d} = 0.0 \text{ rad}$



Aparelho de apoio escolhido

$a = 300.0 \text{ mm}$
 $b = 500.0 \text{ mm}$
 $n = 3.0 \text{ camadas}$
 $t_s = 4.0 \text{ mm}$
 $t_i = 12.0 \text{ mm}$
 $t_b = 57.0 \text{ mm}$



Configurações

$*K_f = 0.6$
 $G = 0.9 \text{ MPa}$
 $E_b = 2000.0 \text{ MPa}$
 $f_y = 210.0 \text{ MPa}$
 $ch = 4.0 \text{ mm}$
 $cv = 2.5 \text{ mm}$
 $**K_h = 1.0$

*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quais quer outros materiais $K_f = 0,2$.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_f = 1,0$.

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (2.40 + 0.32 + 0.10) \leq 7 = 4.24 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.32 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 1.64 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0 = 3.05 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 11.02 \leq 32.63 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d \min}}{A_r} \geq 3 = 6.03 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d \min} \leq 0 = -161478.02 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

3.16 Verificação da Longarina

Para verificação das longarinas, foram utilizadas planilhas, memórias de cálculo autorais e Software VPRO.

DADOS INICIAIS

Geometria:

Largura = 780 cm

Comprimento = 2990 cm

Balanço = 105 cm

Espessura média da laje = 27 cm

Nº de vigas = 4

Viga: seção I

Materiais:

Módulo de elasticidade longitudinal: $E_c = 32000 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade transversal: $G_c = 12800 \text{ MPa}$

Guarda-rodas / Guarda-corpo

b1 = 40 cm

Ac1 = 0,24 m²

b2 = 20 cm

Ac2 = 0,15 m²

passo = 120 cm

Revestimento

e1 = 10 cm

e2 = 5 cm

Transversinas

nº de transversinas: 3

Seção transversal:

h = 135 cm

bw = 30 cm

Tipo de seção transversal

Figura 14: Detalhe das informações do tabuleiro

AÇÕES CONSIDERADAS

Carga permanente:

Peso próprio viga pré-moldada: $g_{1,k} = A_c \cdot \gamma_c = 0,631 \cdot 25 = 15,78 \text{ kN/m}$

Peso próprio da laje do tabuleiro: $g_{2,k} = h_{\text{Laje}} \cdot \gamma_c = 0,29 \cdot 25 = 7,25 \text{ kN/m}^2$

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

Guarda-Rodas: $g_{4,k} = A_c \cdot \gamma_c = 0,24 \cdot 25 = 6 \text{ kN/m}$

Carga móvel:

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

$$Q = P.CIV.CNF.CIA \quad q = p.CIV.CNF.CIA$$

Sendo:

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

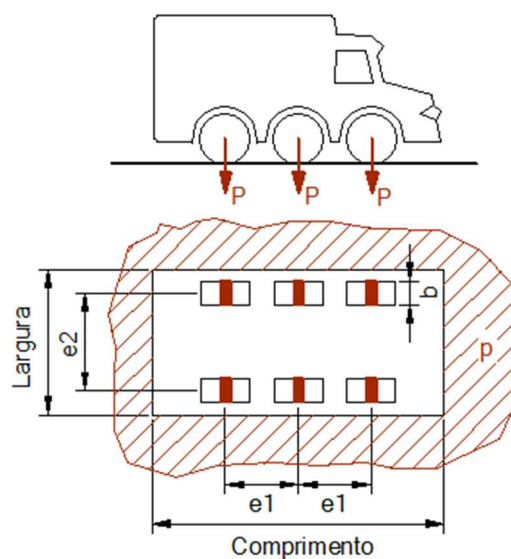
$p = 5 \text{ kN/m}^2$, é a carga de multidão, uniformemente distribuída;

$p' = 3 \text{ kN/m}^2$, é a carga de pedestres, uniformemente distribuída;

CIV o coeficiente de impacto vertical;

CNF o coeficiente de número de faixas;

CIA o coeficiente de impacto adicional, aplicável somente para o dimensionamento de elementos de juntas estruturais e extremidade da obra.



- Coeficientes CIV e CNF:

O coeficiente de impacto vertical é dado por:

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

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

Sendo L_{iv} o comprimento da longarina.

O coeficiente de número de faixas é dado por:

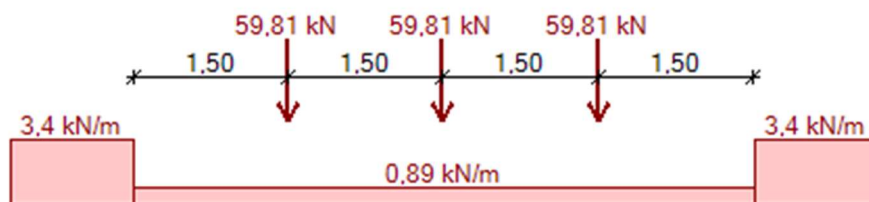
$$CNF = 1 - 0,005 (n-2)$$

Sendo:

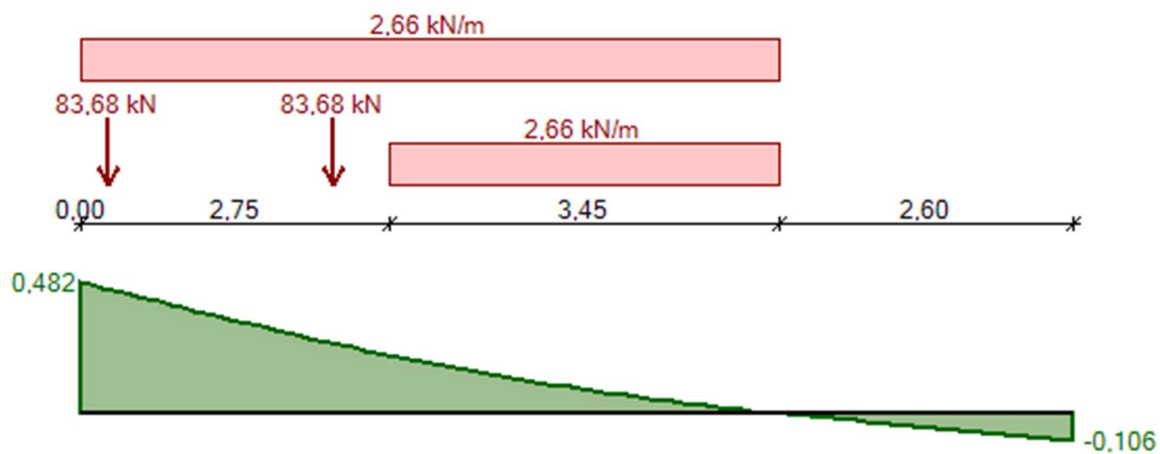
n é a parte inteira da razão $B/3,5$;

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

Trem-Tipo flexão máxima: V1



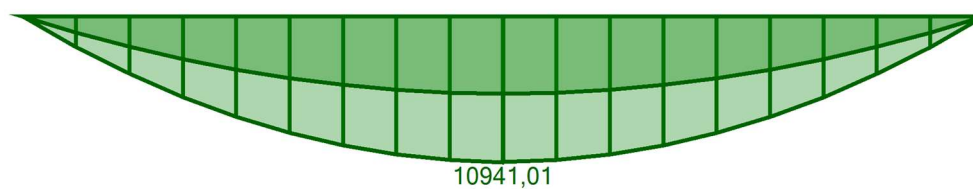
Linha de influência reação vertical: V1



Esforços solicitantes nas longarinas

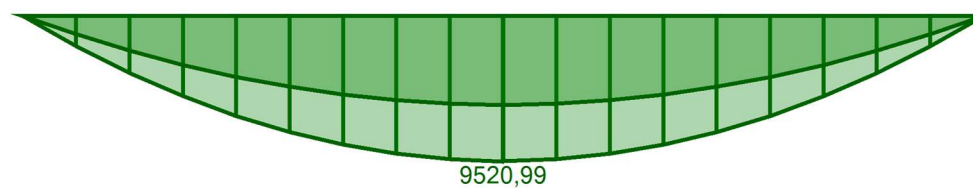
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V1

Unidade: kN.m



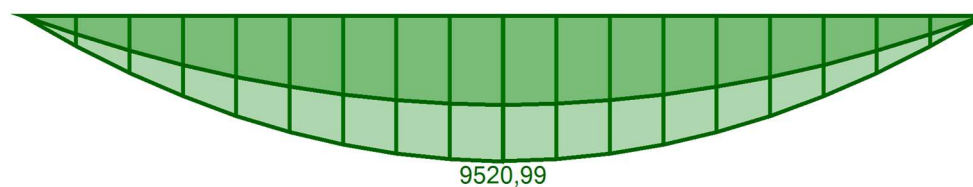
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V2

Unidade: kN.m



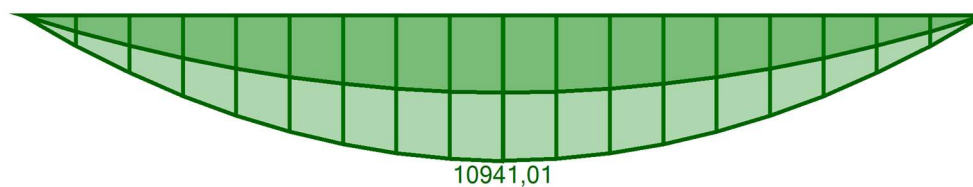
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V3

Unidade: kN.m



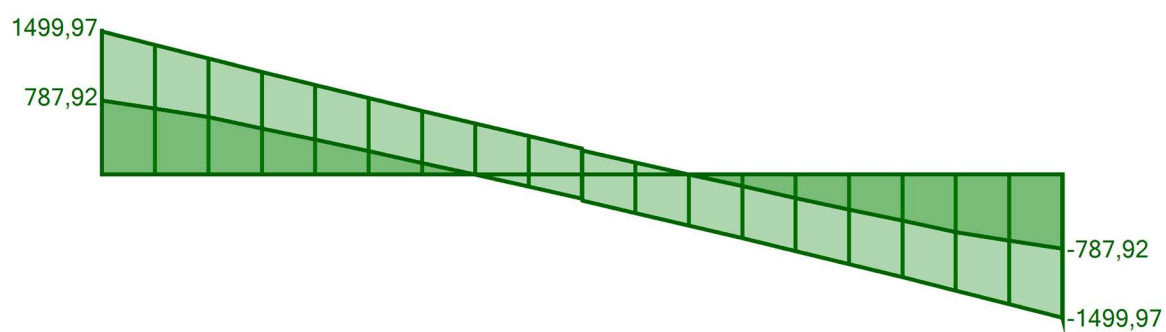
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V4

Unidade: kN.m



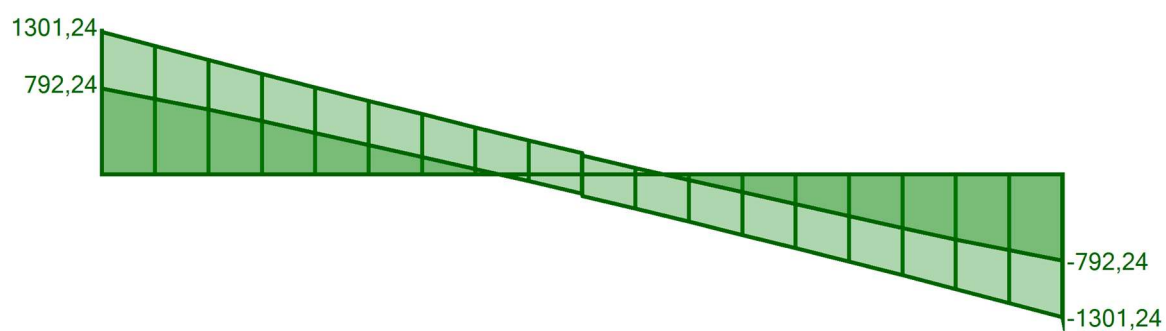
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V1

Unidade: kN



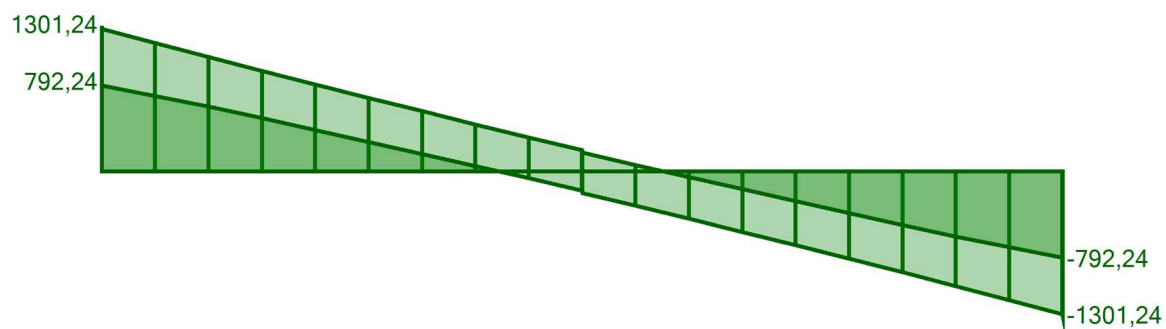
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V2

Unidade: kN



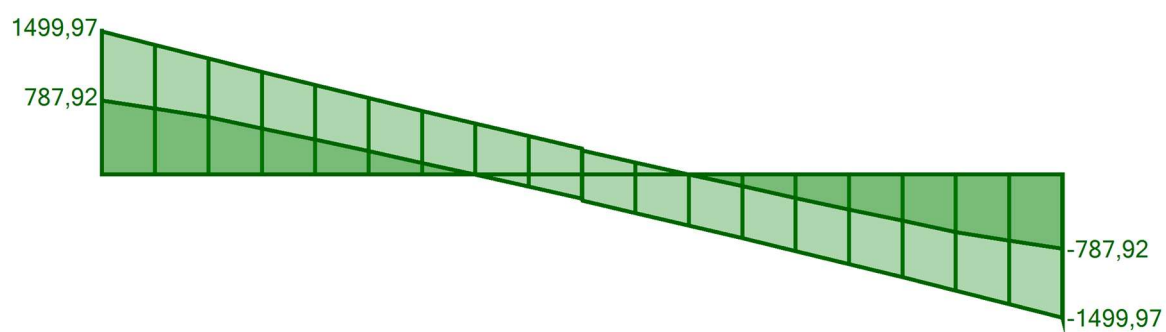
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V3

Unidade: kN



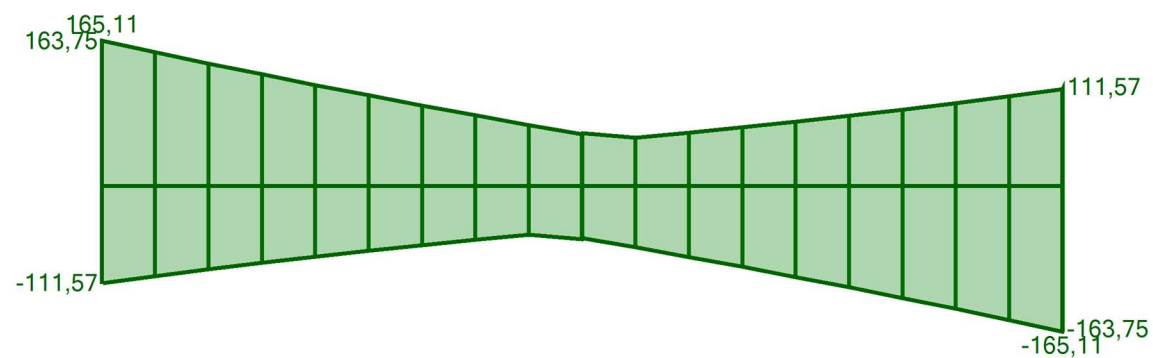
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V4

Unidade: kN



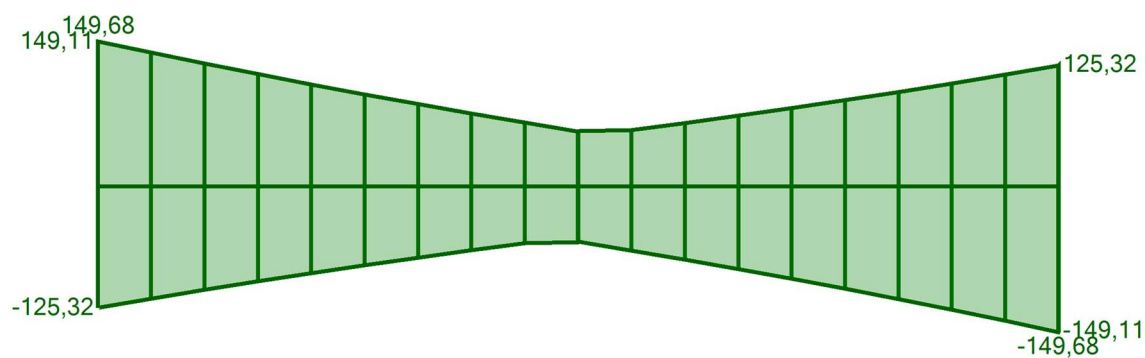
Envoltória de momento torçor combinação de cálculo: V1

Unidade: kN.m



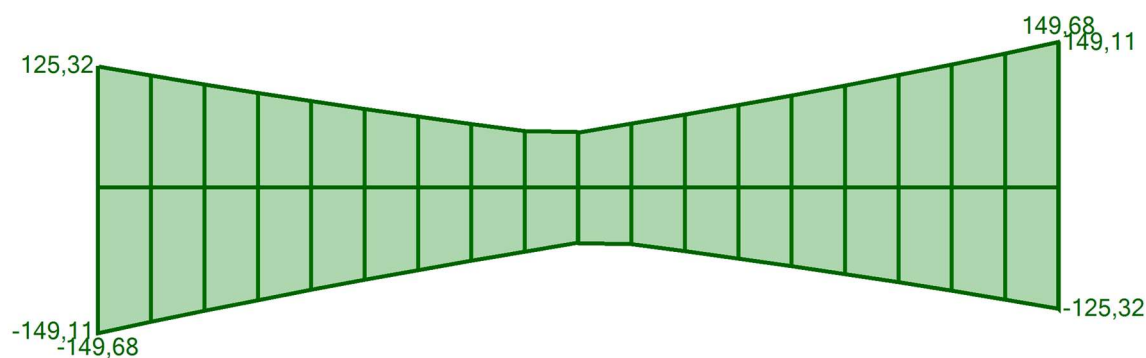
Envoltória de momento torçor combinação de cálculo: V2

Unidade: kN.m



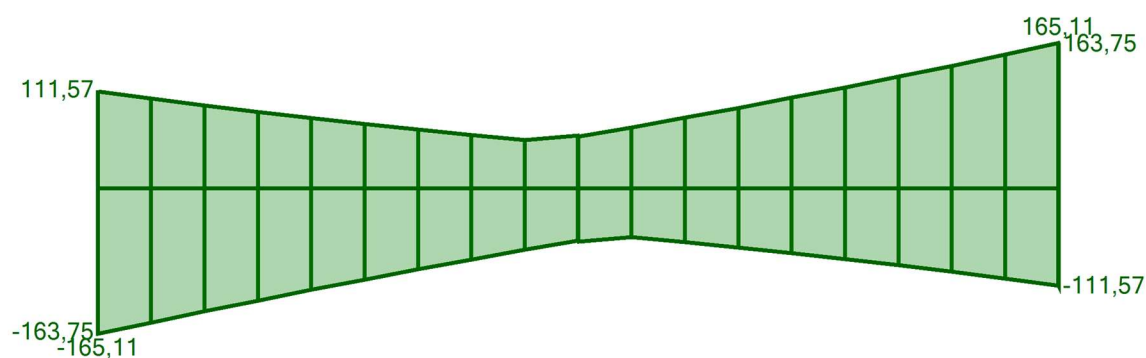
Envoltória de momento torçor combinação de cálculo: V3

Unidade: kN.m



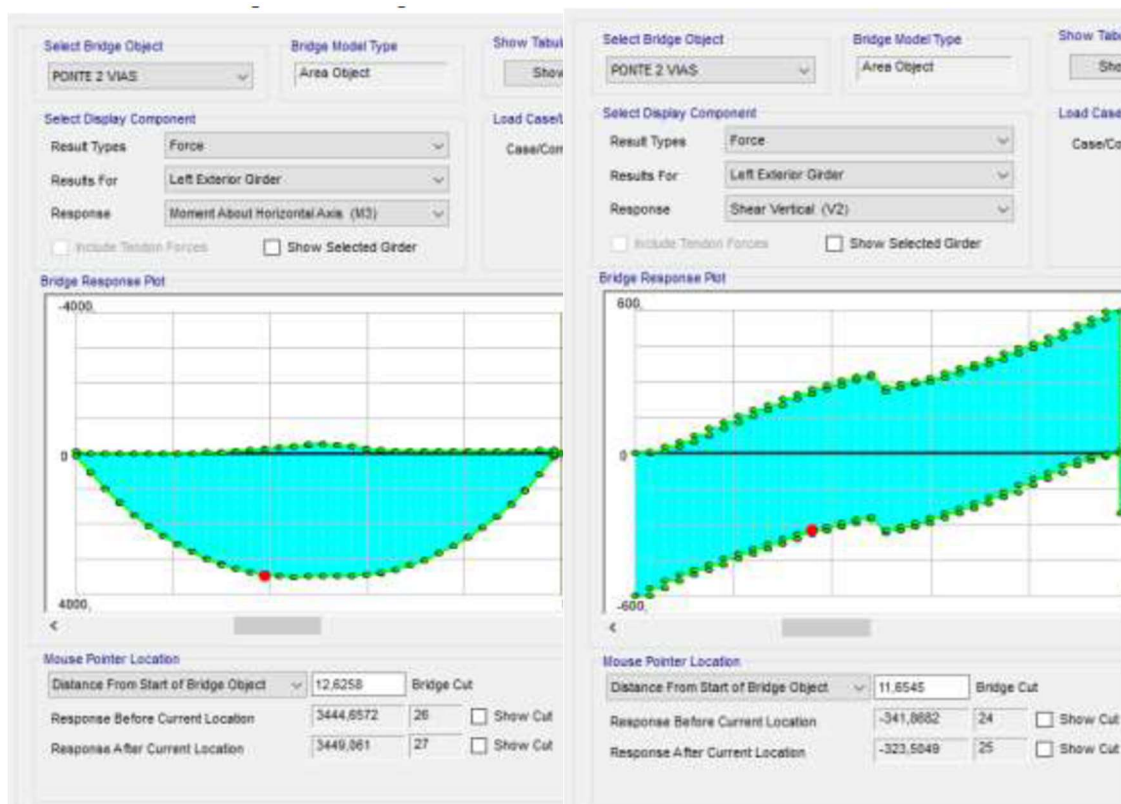
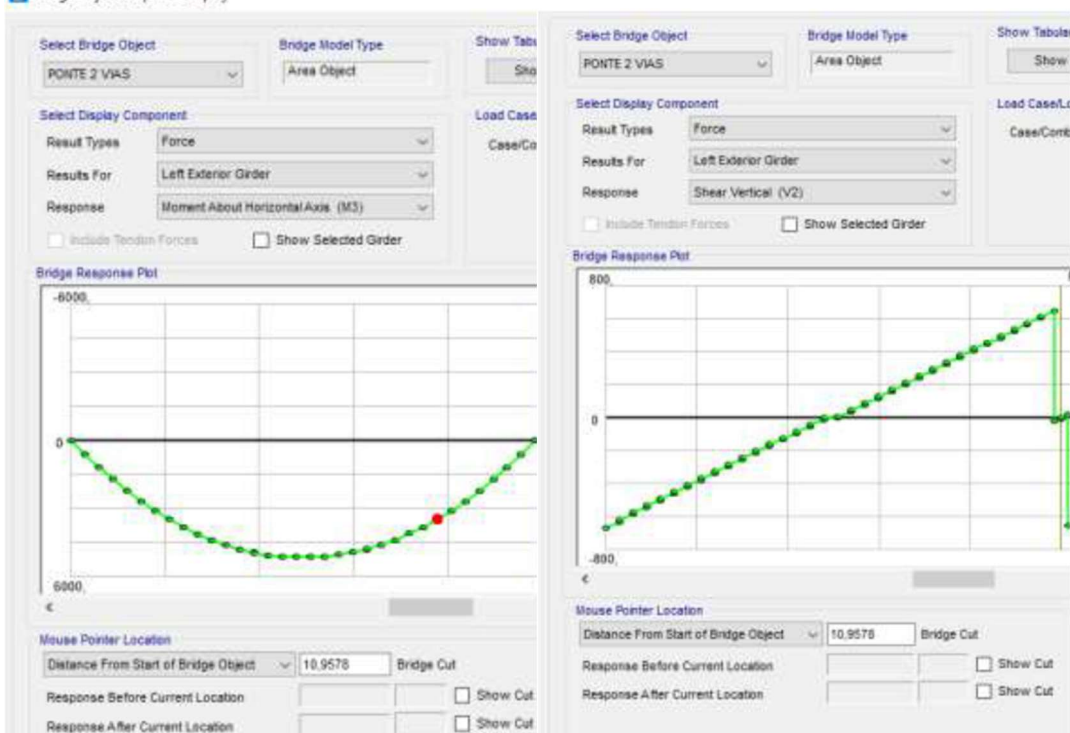
Envoltória de momento torçor combinação de cálculo: V4

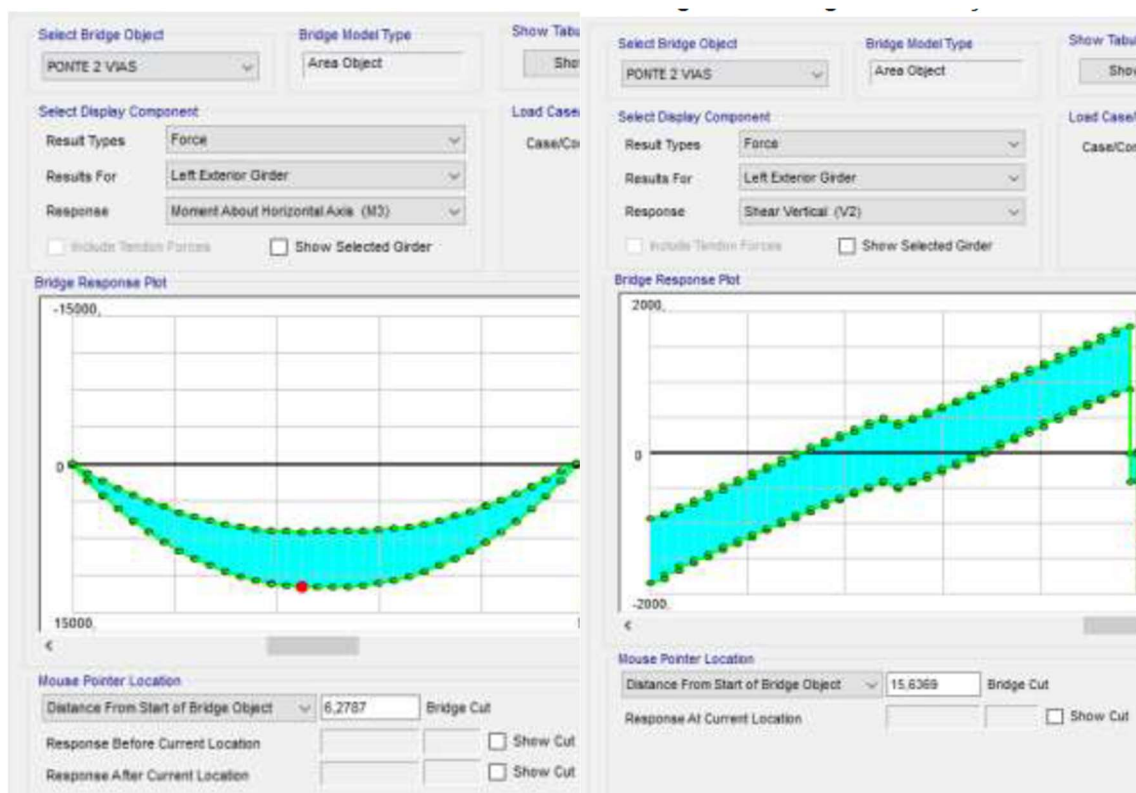
Unidade: kN.m



Esforços solicitantes nas longarinas

Bridge Object Response Display

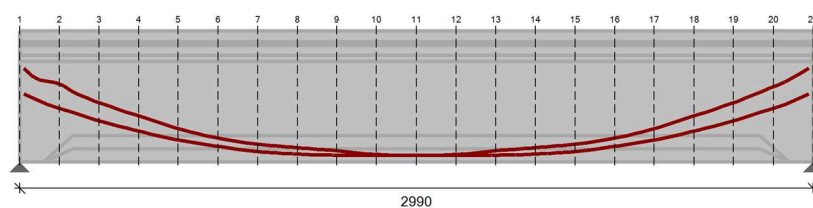




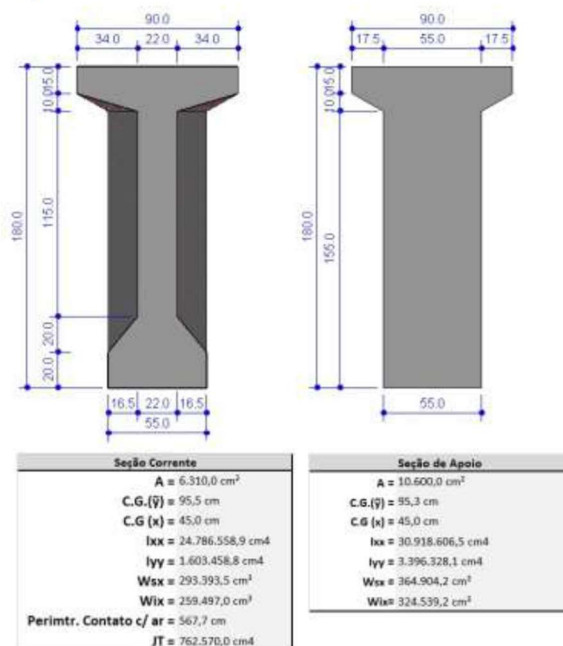
PROTENSÃO - DADOS INICIAIS

Dados iniciais

Geometria:



Seção transversal



Concreto:

$f_{ck} = 40$ MPa
 $f_{ctm} = 3,51$ MPa
 $E_c = 31$ GPa
 $f_{cj} = 32$ MPa
 $f_{ctm,j} = 2,9$ MPa
 $E_{c,j} = 27$ GPa
 $\gamma_c = 1,40$

Armadura ativa:

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

Armadura passiva:

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

Seção transversal

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

Seção	x (m)	h (m)	y _i (m)	y _s (m)	A _c (m ²)	I _c (m ⁴)	W _i (m ³)	W _s (m ³)
1	0	1,8	0,95269	0,84731	1,06	0,30919	0,32454	0,3649
2	1,495	1,8	0,97557	0,82443	0,80337	0,26301	0,2696	0,31902
3	2,99	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
4	4,485	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
5	5,98	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
6	7,475	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
7	8,97	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
8	10,465	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
9	11,96	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
10	13,455	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
11	14,95	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339

12	16,445	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
13	17,94	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
14	19,435	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
15	20,93	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
16	22,425	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
17	23,92	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
18	25,415	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
19	26,91	1,8	0,95518	0,84482	0,631	0,24787	0,2595	0,29339
20	28,405	1,8	0,97557	0,82443	0,80337	0,26301	0,2696	0,31902
21	29,9	1,8	0,95269	0,84731	1,06	0,30919	0,32454	0,3649

x - abscissa da seção

h - altura da seção transversal

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

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

A_c - área da seção transversal

I_c - momento de inércia seção transversal

W_i - módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

W_s - módulo resistente da seção em relação a fibra superior

Tabela 1: Propriedades geométricas seção transversal (FASE FINAL)

Seção	x (m)	h (m)	y_i (m)	y_s (m)	A_c (m ²)	I_c (m ⁴)	W_i (m ³)	W_s (m ³)
1	0	2,03	1,1761	0,8539	1,37268	0,54251	0,46127	0,63533
2	1,495	2,03	1,24394	0,78606	1,11604	0,4706	0,37831	0,59867
3	2,99	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
4	4,485	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
5	5,98	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
6	7,475	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
7	8,97	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
8	10,465	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
9	11,96	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
10	13,455	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
11	14,95	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
12	16,445	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
13	17,94	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
14	19,435	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
15	20,93	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
16	22,425	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
17	23,92	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
18	25,415	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
19	26,91	2,03	1,27932	0,75068	0,94368	0,44902	0,35098	0,59816
20	28,405	2,03	1,24394	0,78606	1,11604	0,4706	0,37831	0,59867
21	29,9	2,03	1,1761	0,8539	1,37268	0,54251	0,46127	0,63533

x - abscissa da seção

h - altura da seção transversal

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

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

A_c - área da seção transversal

I_c - momento de inércia seção transversal

W_i - módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

W_s - módulo resistente da seção em relação a fibra superior

Ações consideradas

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

Tabela 2: Casos de carregamentos considerados

Caso	γ_f	γ_f (fav.)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso próprio (G0)	1,35	1	-	-	-
Hiperestático de protensão (HP)	1,1	0,9	-	-	-
Permanente (G1)	1,35	1	-	-	-
Acidental (Q)	1,5	-	0,7	0,5	0,3

γ_f - coeficiente de ponderação para as ações

ψ_0 - fator de redução de combinação para ELU

ψ_1 - fator de redução de combinação frequente para ELS

ψ_2 - fator de redução de combinação quase permanente para ELS

Combinações

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

Combinações últimas das ações (ELU)

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

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

Onde:

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

$F_{Q1,k}$ é o valor característicos da ação variável admitida como principal;

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

Combinações de serviço das ações

A seguir são definidas as combinações em serviço:

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

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

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

Protensão

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

Seção	x (m)	P _i (kN)	P ₀ (kN)	MP ₀ (kN.m)	P _∞ (kN)	MP _∞ (kN.m)
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	149,5	5880,00	5065,92	222,50	4289,11	188,39
3	299	5880,00	5139,22	-925,12	4263,13	-767,41
4	448,5	5880,00	5157,00	-1859,46	4251,40	-1532,93
5	598	5880,00	5193,53	-2755,54	4244,23	-2251,86
6	747,5	5880,00	5212,70	-3392,34	4240,76	-2759,82
7	897	5880,00	5205,25	-3850,63	4229,06	-3128,48
8	1046,5	5880,00	5230,48	-4111,76	4255,58	-3345,38
9	1196	5880,00	5230,69	-4288,84	4263,77	-3496,03
10	1345,5	5880,00	5153,37	-4376,25	4215,64	-3579,93
11	1495	5880,00	5185,67	-4434,67	4238,43	-3624,61
12	1644,5	5880,00	5159,18	-4381,14	4219,25	-3582,96
13	1794	5880,00	5193,54	-4259,73	4240,44	-3478,01
14	1943,5	5880,00	5175,48	-4071,35	4220,59	-3320,17
15	2093	5880,00	5132,71	-3801,07	4182,15	-3097,12
16	2242,5	5880,00	5086,23	-3318,16	4156,93	-2711,91
17	2392	5880,00	5065,56	-2698,67	4156,69	-2214,47
18	2541,5	5880,00	5027,37	-1827,88	4159,38	-1512,29
19	2691	5880,00	5010,77	-919,91	4169,36	-765,44
20	2840,5	5880,00	4968,69	95,94	4212,47	81,34
21	2990	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

x - abscissa da seção

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

P₀ - força de protensão após as perdas imediatas (t=0)

MP₀ - momento isostático após as perdas imediatas (t=0)

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

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

Esforços solicitantes

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

Seção	x (m)	M _{CQP,max}	M _{CQP,min}	M _{CF,max}	M _{CF,min}	M _{CR,max}	M _{CR,min}	M _{Sd,max}	M _{Sd,min}
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
2	1,495	1035,71	847,98	1160,86	847,98	1473,73	847,98	2083,40	847,98
3	2,99	1952,84	1600,04	2188,04	1600,04	2776,04	1600,04	3924,05	1600,04
4	4,485	2766,21	2267,81	3098,48	2267,81	3929,14	2267,81	5553,54	2267,81
5	5,98	3471,88	2848,10	3887,74	2848,10	4927,39	2848,10	6963,86	2848,10
6	7,475	4069,86	3340,89	4555,83	3340,89	5770,77	3340,89	8155,02	3340,89

7	8,97	4560,13	3746,20	5102,75	3746,20	6459,30	3746,20	9127,02	3746,20
8	10,465	4945,92	4064,03	5533,85	4064,03	7003,68	4064,03	9895,91	4064,03
9	11,96	5226,65	4294,36	5848,17	4294,36	7401,97	4294,36	10458,80	4294,36
10	13,455	5399,81	4437,22	6041,55	4437,22	7645,88	4437,22	10803,23	4437,22
11	14,95	5459,36	4486,66	6107,83	4486,66	7729,01	4486,66	10920,51	4486,66
12	16,445	5399,81	4437,22	6041,55	4437,22	7645,88	4437,22	10803,23	4437,22
13	17,94	5226,64	4294,36	5848,17	4294,36	7401,97	4294,36	10458,79	4294,36
14	19,435	4945,92	4064,03	5533,85	4064,03	7003,68	4064,03	9895,91	4064,03
15	20,93	4560,13	3746,20	5102,75	3746,20	6459,30	3746,20	9127,02	3746,20
16	22,425	4069,86	3340,89	4555,83	3340,89	5770,77	3340,89	8155,02	3340,89
17	23,92	3471,88	2848,10	3887,74	2848,10	4927,39	2848,10	6963,86	2848,10
18	25,415	2766,21	2267,81	3098,48	2267,81	3929,14	2267,81	5553,54	2267,81
19	26,91	1952,84	1600,04	2188,04	1600,04	2776,04	1600,04	3924,05	1600,04
20	28,405	1035,71	847,98	1160,86	847,98	1473,73	847,98	2083,40	847,98
21	29,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00

x - abscissa da seção

$M_{CQP,max}$ – Momento fletor máximo para combinação quase permanente

$M_{CQP,min}$ – Momento fletor mínimo para combinação quase permanente

$M_{CF,max}$ – Momento fletor máximo para combinação frequente

$M_{CF,min}$ – Momento fletor mínimo para combinação frequente

$M_{CR,max}$ – Momento fletor máximo para combinação rara

$M_{CR,min}$ – Momento fletor mínimo para combinação rara

$M_{Sd,max}$ – Momento fletor máximo para combinação ELU

$M_{Sd,min}$ – Momento fletor mínimo para combinação ELU

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

Seção	x (m)	$V_{CQP,max}$	$V_{CQP,min}$	$V_{CF,max}$	$V_{CF,min}$	$V_{CR,max}$	$V_{CR,min}$	$V_{Sd,max}$	$V_{Sd,min}$
1	0	744,37	608,73	834,79	608,73	1060,86	608,73	1499,98	608,73
2	1,495	663,40	535,40	747,43	534,11	957,51	530,86	1355,66	527,62
3	2,99	592,83	470,75	670,65	467,19	865,20	458,28	1226,39	449,37
4	4,485	525,23	407,57	597,02	400,92	776,48	384,27	1102,09	367,63
5	5,98	457,92	343,84	523,85	333,72	688,68	308,42	979,17	283,13
6	7,475	390,88	279,84	451,14	266,09	601,81	231,70	857,64	197,32
7	8,97	324,11	215,57	378,90	198,00	515,86	154,06	737,50	110,12
8	10,465	257,63	151,03	307,11	129,45	430,83	75,50	618,74	21,55
9	11,96	191,42	86,20	235,79	60,43	346,73	-3,99	501,36	-68,42
10	13,455	125,48	21,10	164,93	-9,04	263,55	-84,40	385,37	-159,76
11	14,95	52,05	-52,05	86,76	-86,76	173,51	-173,51	266,85	-266,85
12	16,445	-21,10	-125,48	9,04	-164,93	84,40	-263,55	159,76	-385,37
13	17,94	-86,20	-191,42	-60,43	-235,79	3,99	-346,73	68,42	-501,36
14	19,435	-151,03	-257,63	-129,45	-307,11	-75,50	-430,83	-21,55	-618,74
15	20,93	-215,57	-324,11	-198,00	-378,90	-154,06	-515,86	-110,12	-737,50

16	22,425	-279,84	-390,88	-266,09	-451,14	-231,70	-601,81	-197,32	-857,64
17	23,92	-343,84	-457,92	-333,72	-523,85	-308,42	-688,68	-283,13	-979,17
18	25,415	-407,57	-525,23	-400,92	-597,02	-384,27	-776,48	-367,63	-1102,09
19	26,91	-470,75	-592,83	-467,19	-670,65	-458,28	-865,20	-449,37	-1226,39
20	28,405	-535,40	-663,40	-534,11	-747,43	-530,86	-957,51	-527,62	-1355,66
21	29,9	-608,73	-744,37	-608,73	-834,79	-608,73	-1060,86	-608,73	-1499,98

x - abscissa da seção

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

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

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

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

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

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

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

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

Estado limite de formação de fissura (ELS-F)

Tabela 6: Verificação ELS-F ($\sigma_c \leq 2,95$ MPa)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	0,00	0,00
2	1,495	-7,97	-1,21
3	2,99	-8,12	-2,83
4	4,485	-7,14	-2,91
5	5,98	-6,15	-3,19
6	7,475	-6,50	-3,04
7	8,97	-6,59	-2,72
8	10,465	-6,44	-2,25
9	11,96	-6,29	-1,86
10	13,455	-6,07	-1,50
11	14,95	-6,12	-1,50
12	16,445	-6,09	-1,52
13	17,94	-6,18	-1,75
14	19,435	-6,29	-2,10
15	20,93	-6,39	-2,53
16	22,425	-6,18	-2,72
17	23,92	-6,10	-2,90
18	25,415	-7,07	-2,68
19	26,91	-7,98	-2,68
20	28,405	-7,54	-1,51
21	29,9	0,00	0,00

x - abscissa da seção

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

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

Estado limite de descompressão (ELS-D)

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

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	0,00	0,00
2	1,495	-7,82	-1,54
3	2,99	-7,85	-3,50
4	4,485	-6,76	-3,85
5	5,98	-6,15	-4,37
6	7,475	-6,50	-4,18
7	8,97	-6,59	-3,73
8	10,465	-6,44	-3,68
9	11,96	-6,29	-3,63
10	13,455	-6,07	-3,33
11	14,95	-6,12	-3,35
12	16,445	-6,09	-3,35
13	17,94	-6,18	-3,52
14	19,435	-6,29	-3,71
15	20,93	-6,39	-3,76
16	22,425	-6,18	-4,11
17	23,92	-5,87	-4,09
18	25,415	-6,68	-3,63
19	26,91	-7,71	-3,35
20	28,405	-7,39	-1,84
21	29,9	0,00	0,00

x - abscissa da seção

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

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

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

Tabela 8: Verificação ELU-ATO ($-22,4 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,48 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	0,00	0,00
2	1,495	-8,78	-4,75
3	2,99	-10,41	-7,68
4	4,485	-13,38	-5,11
5	5,98	-16,36	-2,59
6	7,475	-18,34	-0,90
7	8,97	-19,66	0,29
8	10,465	-20,34	0,81
9	11,96	-20,75	1,17

10	13,455	-20,78	1,45
11	14,95	-21,02	1,55
12	16,445	-20,81	1,46
13	17,94	-20,56	1,12
14	19,435	-20,07	0,75
15	20,93	-19,33	0,23
16	22,425	-17,81	-0,96
17	23,92	-15,89	-2,58
18	25,415	-13,02	-5,00
19	26,91	-10,16	-7,48
20	28,405	-8,21	-5,14
21	29,9	0,00	0,00

x - abscissa da seção

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

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

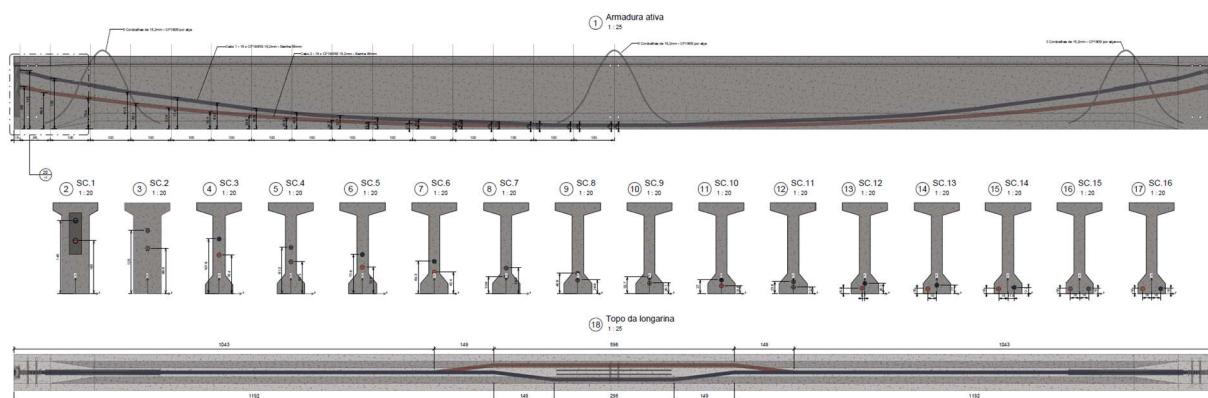
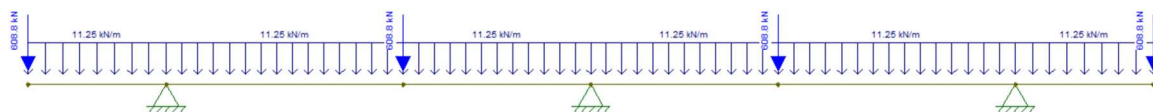


Figura 15: Detalhe da armadura ativa da viga pré-moldada protendida

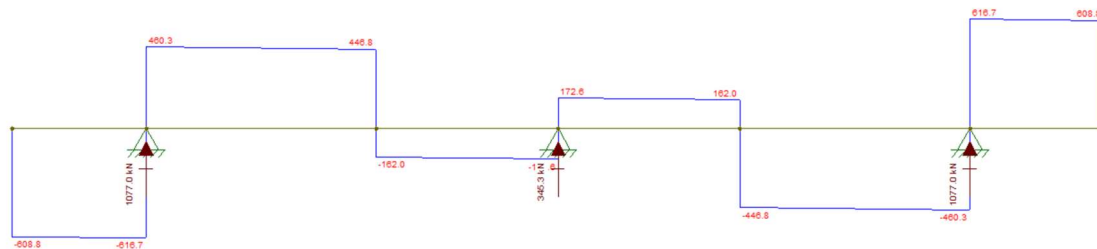
3.17 Verificação das transversinas

As transversinas possuem a função de travar as longarinas e, principalmente, realizar a suspensão da ponta na operação de troca de aparelho de apoio.

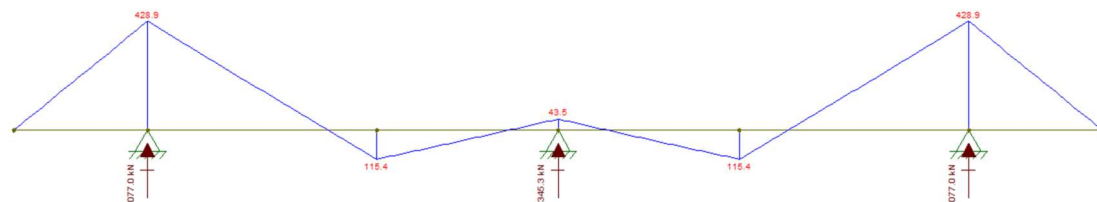
- Distribuição dos esforços na troca do aparelho de apoio



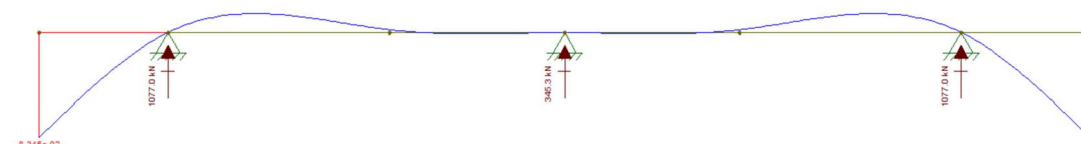
- Diagrama de esforço cortante



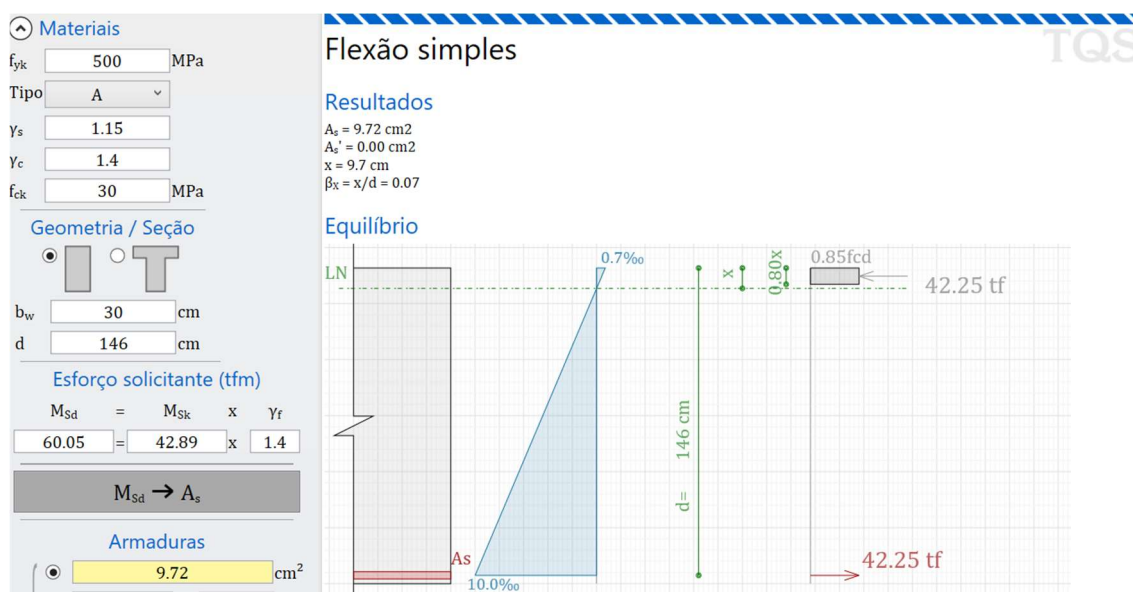
- Diagrama de momento fletor



- Deslocamentos



a) Armação momento fletor negativo



Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒ ☐

b_w 30 cm

d 146 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

60.05 = 42.89 x 1.4

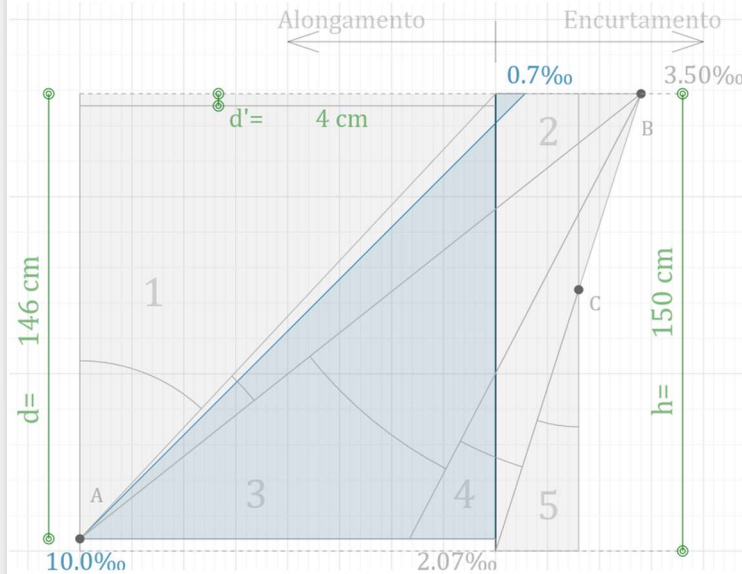
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 9.72 cm²

A_s ☐ 2 ϕ 10 mm

Deformação/Domínios



$A_{s,calc} = 9,72 \text{ cm}^2$

$A_{s,neg,adot} = 2 \phi 25\text{mm} = 9,81 \text{ cm}^2$

b) Armação momento fletor positivo

Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒ ☐

b_w 30 cm

d 146 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

16.16 = 11.54 x 1.4

$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 2.56 cm²

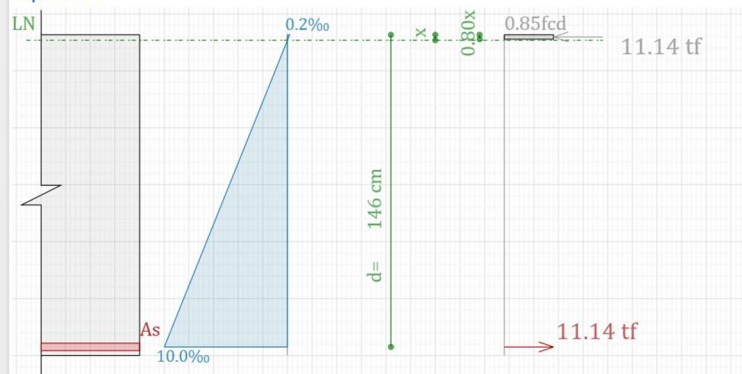
A_s ☐ 2 ϕ 10 mm

Flexão simples

Resultados

$A_s = 2.56 \text{ cm}^2$
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$
 Armadura calculada = 2.56cm² < Armadura mínima = 6.68cm²
 $x = 2.5 \text{ cm}$
 $\beta_x = x/d = 0.02$

Equilíbrio



↑ Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w 30 cm

d 146 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{sd} = M_{sk} \times \gamma_f$

16.16 = 11.54 x 1.4

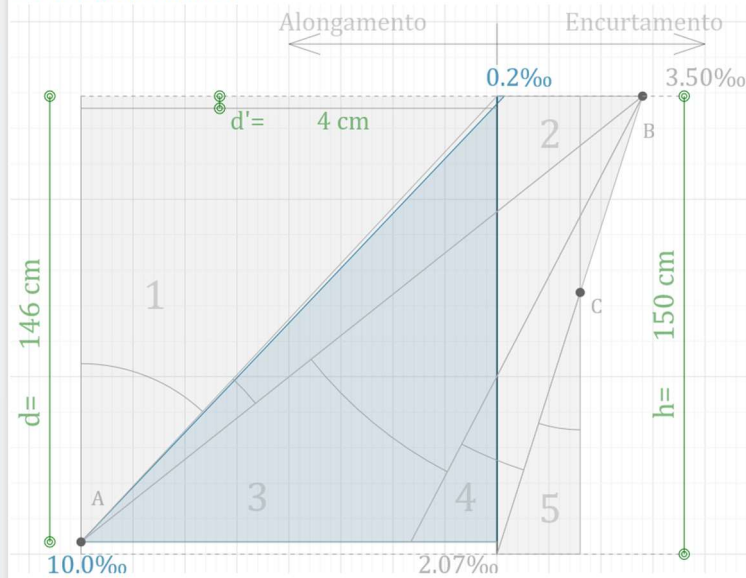
Armaduras

$M_{sd} \rightarrow A_s$

☒ 2.56 cm²

A_s ☐ 2 ϕ 10 mm

Deformação/Domínios



$A_{s,calc} = 6,68 \text{ cm}^2$

$A_{s,neg,adot} = 2 \phi 25\text{mm} = 9,81 \text{ cm}^2$

c) Armaduras transversais (estribos)

☐ Cortante ☐ Torção ☒ Ambos

↑ Materiais

f_{ck} 30 MPa

↑ Geometria

s 100 cm

α 90°

b_w 30 cm

$b_{w,min}$ 30 cm

h 150 cm

d 146 cm

Modelo

Força cortante(tf)

$V_{sd} = V_{sk} \times \gamma_f$

85.23 = 60.88 x 1.4

Torção(tfm)

$T_{sd} = T_{sk} \times \gamma_f$

1.40 = 1.00 x 1.4

$C1$ 2.5 cm

K136 ☐ $b_w/2$ ☒ h_e ☐ b_w

☒ Garantir capacidade de adaptação plástica

Cortante + torção

Resultados

Cortante

$A_{sw,nec} = 8.26 \text{ cm}^2 / s - 2R$

$A_{sw,min} = 3.48 \text{ cm}^2 / s - 2R$

$A_{sw,real} = 8.26 \text{ cm}^2 / s - 2R$

$V_{Rd2} = 223.00 \text{ tf}$

$V_{Rd3} = 85.23 \text{ tf}$

$V_c = 38.06 \text{ tf}$

$V_{sw} = 47.17 \text{ tf}$

Torção

$A_{90,nec} = 1.45 \text{ cm}^2 / s - 2R$

$A_{90,min} = 3.48 \text{ cm}^2 / s - 2R$

$A_{90,min} = 1.45 \text{ cm}^2 / s - 1R$

$A_{90,real} = 1.45 \text{ cm}^2 / s - 1R$

$A_{sl,nec} = 1.45 \text{ cm}^2$

$A_{sl,min} = 1.45 \text{ cm}^2$

$A_{sl,real} = 1.45 \text{ cm}^2$

$A_{sl,fc,hor} = 0.25 \text{ cm}^2$

$A_{sl,fc,ver} = 1.99 \text{ cm}^2$

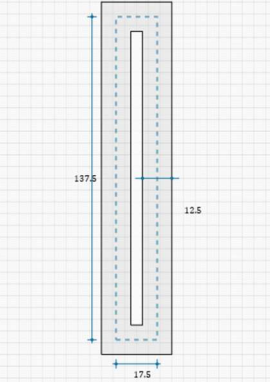
☐ Cortante ☐ Torção ☒ Ambos

Materiais
f_{ck} = 30 MPa

Geometria
s = 100 cm
α = 90 °
b_w = 30 cm
b_{w,min} = 30 cm
h = 150 cm
d = 146 cm

Modelo
Força cortante(tf)
V_{sd} = 85.23 = V_{sk} = 60.88 x γ_f = 1.4
Torção(tfm)
T_{sd} = 1.40 = T_{sk} = 1.00 x γ_f = 1.4
C1 = 2.5 cm
K136 ☐ b_w/2 ☒ h_e ☐ b_w
☒ Garantir capacidade de adaptação plástica
☒ Impressão Completa
Calcular

Observação
T_{Rd2} = 28.36 tfm
T_{Rd3} = 1.40 tfm
T_{Rd4} = 1.40 tfm
h_e = 12.5 cm
b_{nuc} = 17.5 cm
h_{nuc} = 137.5 cm
Cortante + Torção
(V_{sd} / V_{Rd2}) + (T_{sd} / T_{Rd2}) = 0.43
Seção Vazada Equivalente



As,calc= 5,58 cm²/perna

As,adot= ϕ 10 c/10 – 8cm²/perna

3.18 Verificação das Lajes

3.18.1 Laje Pista (Tabuleiro)

Para análise de cálculo e dimensionamento, a laje da pista foi dividida em 2 trechos em balanços e 3 trechos intermediários iguais.

Para definir os tipos de vinculações das lajes e assim obter os diagramas de momentos fletores a serem logrados, pode-se definir:

- Borda livre: não apresentam elementos estruturais servindo como apoio (exemplo: vigas);
- Borda apoiada: é uma forma simplificada de vinculação que leva em consideração a existência de uma viga apoiando a laje, porém não há continuidade da laje nessa borda, sendo a rigidez à torção dessa viga desprezada;
- Borda engastada: a borda está apoiada por uma viga e existe uma continuidade da laje;
- Borda indefinida: a laje tem continuidade, porém não possui elementos de apoio, sendo esse tipo de borda utilizado em lajes unidirecionais.

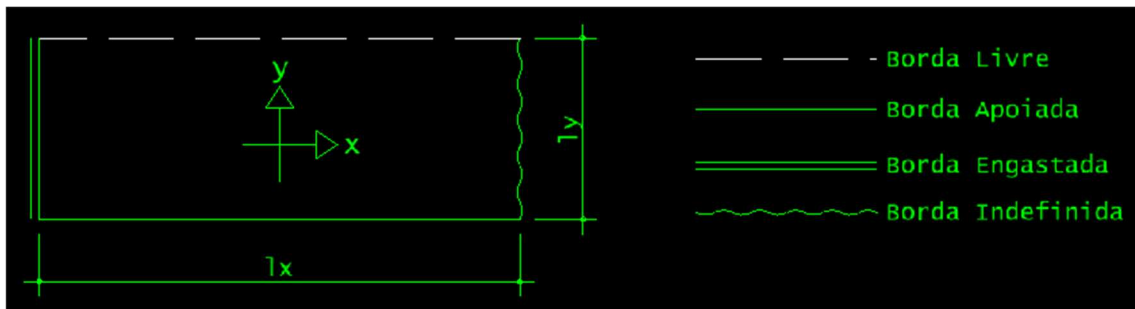


Figura 16: Simbologia dos tipos de vínculos para lajes

As dimensões das lajes são definidas como:

- a) l_x = menor dimensão em planta da laje;
- b) l_y = maior dimensão em planta da laje.

Para distribuição das cargas pontuais (Q) em uma área, reduzindo os esforços, é preciso definir a área de atuação do pneu e a largura de propagação até a superfície média da laje (t). Com isso, tem-se:

$a = 2\text{m}$ (distância perpendicular ao sentido do tráfego entre eixos de pneus); $b = 0,5\text{m}$ (largura de contato do pneu; $t' =$ lado do quadrado de área equivalente à área de contato do pneu com o pavimento).

- $t' = \sqrt[2]{a \cdot b}$
- $t' = \sqrt[2]{2 \cdot 0,5}$
- $t' = 0,32\text{m}$

Para o cálculo do lado da área equivalente de propagação de carga até a superfície média da laje (t), tem-se:

e = espessura da pavimentação; h = espessura da laje.

- $t = t' + 2e + h$
- $t = 0,32 + 2 \cdot 0,10 + 0,23$
- $t = 0,75$

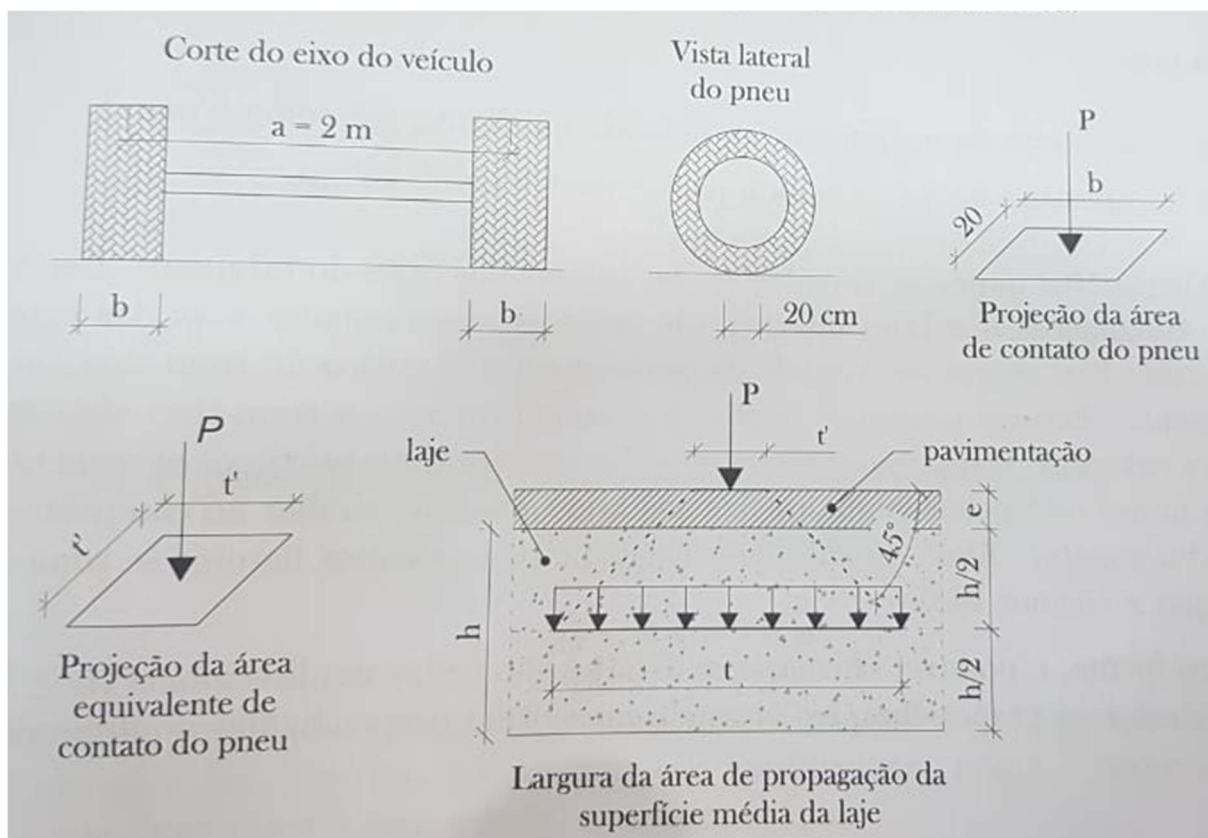


Figura 17: Dados para utilização das tabelas de Rusch (Fonte: Cavalcante, 2019)

O Coeficiente de impacto adotado foi:

Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)	$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$ $CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{30,00^* + 50} \right)$ $CIV = 1,265$
Coeficiente de Número de Faixas (CNF)	$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,90$ $CNF = 1 - 0,05 \times (2^{**} - 2) > 0,90$ $CNF = 1,00 > 0,90 \text{ (ok)}$ $CNF = 1,00$
Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)	$CIA = 1,25 \text{ (obras de concreto ou mistas)}$

$$CI = CIV * CNF * CIA = 1,265 * 1,00 * 1,25 = 1,58125$$

Solicitações e Coeficientes de Carga

$P = 75,00 \text{ KN}$	$\gamma_g = 1,35$
$p = 5,00 \text{ KN/m}^2$	$\gamma_q = 1,50$
$p' = 5,00 \text{ KN/m}^2$	$\gamma_{\text{fábrica - laje}} = 0,80$
	$\gamma_{\text{fss}} = 1,15$

Propriedades Mecânicas do Concreto e do Aço

$F_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$	$F_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
$F_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$	$F_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$
$F_{ctk, \text{sup}} = 3,77 \text{ MPa}$	$\eta_1 = 2,25$
$F_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$	
$F_{ctk, \text{inf}} = 2,03 \text{ MPa}$	

Laje Central do Tabuleiro

Carga Permanente

Peso específico pav. Asfáltico:	$24,00 \text{ KN/m}^3$
Peso específico concreto:	$25,00 \text{ KN/m}^3$
Espessura do pavimento:	$0,070 \text{ m}$
Espessura da laje	$0,265 \text{ m}$
Carregamento devido ao pav. asfáltico:	$1,68 \text{ KN/m}^2$
Carregamento devido ao peso prop. da laje:	$6,63 \text{ KN/m}^2$
Carregamento devido ao recapeamento	$2,00 \text{ KN/m}^2$
carga uniformemente distribuída na laje:	$10,31 \text{ KN/m}^2$

Solicitações

Borda superior: Indefinida	Borda esquerda: Apoiada
Borda inferior: Indefinida	Borda direita: Apoiada
Coeficiente de impacto: 1,58	
$t = 1,370$	$a = 2,00 \text{ m}$
$l_x = 1,90 \text{ m}$	
$l_y = \infty$	$1,90 \text{ m}$
Direção do tráfego: Paralelo ao comprimento l_y ($\updownarrow$)	
Tabela utilizada: 27	
$l_x/a = 0,95$	
$t/a = 0,69$	

Detalhamento

Propriedades Geométricas e Mecânicas

Altura da laje = $0,23 \text{ m}$
Cobrimento = $0,030 \text{ m}$
Altura útil $0,200 \text{ m}$
$b_w = 1,00 \text{ m}$
Seção Retangular $\alpha_t = 1,5$
$M_r = 20,28 \text{ KNm}$

a) Lajes interna da pista (L2/L3/L4)

a.1) Momentos fletores positivos no eixo x

Solicitações Móveis

$$ML = 0,256$$

$$Mp = 0,000$$

$$M'p = 0,135$$

Solicitações Permanentes

$$kxm = 0,125$$

$$Mxm = 31,4 \text{ KNm/m}$$

$$Mgxm = 4,7 \text{ KNm/m}$$

Estado Limite Último Direção X

$$\text{Combinação última normal: } 53,42 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Comb. máxima de serviço para fadiga: } 29,79 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Comb. mínima de serviço para fadiga: } 4,65 \text{ KNm/m}$$

Armadura Longitudinal na Direção X

Armadura Mínima:

$$\rho_{min} = 0,15$$

$$As,min = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura para Estado Limite Último:

$$Md = 53,42 \text{ KNm/m}$$

$$\mu = 0,0623$$

$$\xi = 0,11$$

$$\zeta = 0,956$$

$$As,calculada = 6,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm}$$

$$Asi = 122,7 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \phi = 6 \text{ unidades}$$

$$As,efetivo = 7,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura para Estado Limite Último de Fadiga:

$$\alpha e = 10$$

$$A = 0,736 \text{ cm}^2$$

$$X = 4,740 \text{ cm}$$

$$I2 = 20.693,59 \text{ cm}^4$$

Concreto

$$\sigma_{cmin} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cmax} = 6,82 \text{ MPa}$$

Aço

$$\sigma_{smin} = 34,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 219,69 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f \cdot \Delta \sigma_s = 213,21 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{ss} \text{ max} = 105,00 \text{ MPa}$$

- Fadiga, Armadura deve ser recalculada

$$Asfad = 14,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 16,0 \text{ mm}$$

$$Asi = 201,1 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \phi = 8 \text{ unidades}$$

$$Asfad,efetivo = 16,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Dist. Armadura} = \phi 16 \text{ a cada } 12 \text{ cm}$$

a.2) Momentos fletores negativos no eixo x

Solicitações Móveis

$$ML = 0,213$$

$$Mp = 0,000$$

$$M'p = 0,262$$

Solicitações Permanentes

$$kym = 0,083$$

$$Mym = 27,3 \text{ KNm/m}$$

$$Mgym = 3,1 \text{ KNm/m}$$

Estado Limite Último Direção Y

Combinação última normal: 45,17 KNm/m

Comb. máxima de serviço para fadiga: 24,95 KNm/m

Comb. mínima de serviço para fadiga: 3,09 KNm/m

Armaduras Longitudinal na Direção Y

Armadura Mínima:

$$\rho_{min} = 0,15$$

$$As, min = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura para Estado Limite Último:

$$Md = 45,17 \text{ KNm/m}$$

$$\mu = 0,0527$$

$$\xi = 0,1$$

$$\zeta = 0,96$$

$$As, calculada = 5,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm}$$

$$Asi = 122,7 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \phi = 5 \text{ unidades}$$

$$As, efetivo = 6,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura para Estado Limite Último de Fadiga:

$$\alpha_e = 10$$

$$A = 0,614 \text{ cm}^2$$

$$X = 4,378 \text{ cm}$$

$$I_2 = 17.769,36 \text{ cm}^4$$

Concreto

$$\sigma_{cmin} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cmax} = 6,15 \text{ MPa}$$

Aço

$$\sigma_{smin} = 27,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 219,38 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f \cdot \Delta \sigma_{ss} = 221,06 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{ss} \text{ max} = 105,00 \text{ MPa}$$

- Fadiga, Armadura deve ser recalculada

$$As_{fad} = 12,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 16,0 \text{ mm}$$

$$Asi = 201,1 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \phi = 7 \text{ unidades}$$

$$As_{fad, efetivo} = 16,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Dist. Armadura} = \phi 16 \text{ a cada } 12 \text{ cm}$$

a.3) Momentos fletores negativos e positivos no eixo y

Solicitações Móveis

$$ML = 0,129$$

$$M_p = 0,000$$

$$M'_p = 0,027$$

Solicitações Permanentes

$$k_{xe} = 0,021$$

$$M_{xr} = 15,5 \text{ KNm/m}$$

$$M_{gxr} = 0,8 \text{ KNm/m}$$

Estado Limite Último Direção x

$$\text{Combinação última normal: } 24,32 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Comb. máxima de serviço para fadiga: } 13,19 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Comb. mínima de serviço para fadiga: } 0,78 \text{ KNm/m}$$

Armaduras Longitudinal na Direção x

Armadura Mínima:

$$\rho_{min} = 0,15$$

$$A_{s,min} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura para Estado Limite Último:

$$M_d = 24,32 \text{ KNm/m}$$

$$\mu = 0,0284$$

$$\xi = 0,07$$

$$\zeta = 0,972$$

$$A_{s,calculada} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{si} = 122,7 \text{ mm}^2$$

$$N^\circ \phi = 3 \text{ unidades}$$

$$A_{s,efetivo} = 3,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura para Estado Limite Último de Fadiga:

$$\alpha_e = 10$$

$$A = 0,368 \text{ cm}^2$$

$$X = 3,487 \text{ cm}$$

$$I_2 = 11.450,62 \text{ cm}^4$$

Concreto

$$\sigma_{cmin} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cmax} = 4,02 \text{ MPa}$$

Aço

$$\sigma_{smin} = 11,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 190,23 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f \cdot \Delta \sigma_{ss} = 205,81 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{ss \text{ max}} = 105,00 \text{ MPa}$$

- Fadiga, Armadura deve ser recalculada

$$A_{sfad} = 7,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 10,0 \text{ mm}$$

$$A_{si} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$N^\circ \phi = 10 \text{ unidades}$$

$$A_{sfad,efetivo} = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Dist. Armadura} = \phi 10 \text{ a cada } 10 \text{ cm}$$

b) Lajes em balanço (L1/L5)

Carga Permanente	
Peso específico pav. Asfáltico:	24,00 KN/m ³
Peso específico concreto:	25,00 KN/m ³
Espessura do pavimento:	0,070m
Espessura da laje:	0,265m
Carregamento devido ao pav. asfáltico:	1,68 KN/m ²
Carregamento devido ao peso prop. da laje:	6,63 KN/m ²
Carregamento devido ao recapeamento	2,00 KN/m ²
Carga uniformemente distribuída na laje:	10,31 KN/m²
Carregamento linear da barreira rígida	6,10 KN/m²

Equações do Momento Fletor

0,00 m	$\leq x1 \leq$	0,20 m	0			
0,20 m	$\leq x2 \leq$	0,40 m	-6,100 x	+	1,22	
0,40 m	$\leq x3 \leq$	1,05 m	-5,153 x ²	-1,978 x	+	0,3956

Equações de Esforço Cortante

0,00 m	$\leq x1 \leq$	0,20 m	0			
0,20 m	$\leq x2 \leq$	0,40 m	-6,10			
0,40 m	$\leq x3 \leq$	1,05 m	-10,305 x	-1,978		

Solicitações Permanentes

Seção 1 x1 = 0,7 m

MIgk = -2,06 KNm

VIgk = -7,39 KN

Seção 2 x2 = 1,4 m

MIIgk = -7,36 KNm

VIIgk = -12,80 KN

Solicitações Móveis

Borda superior:	Indefinida	Borda esquerda:	Livre
Borda inferior:	Indefinida	Borda direita:	Engastada
Coefficiente de impacto:	1,58		
t =	1,370		
lx =	0,70 m	e	1,40 m
ly =	∞		
Direção do tráfego:	Paralelo ao comprimento ly ($\updownarrow$)		
Tabela utilizada:	98		
lx/a =	0,35		
t/a =	0,685		

Detalhamento

Propriedades Geométricas e Mecânicas

Altura da laje = 0,27 m

Cobrimento = 0,030 m

Altura útil = 0,200 m

Seção Retangular

$b_w = 1,00 \text{ m}$
 $\alpha_t = 1,50 \text{ m}$
 $M_r = 20,28 \text{ KNm}$

Laje Extrema (balanço) - Seção 1

Cálculo do momento negativo no meio da placa na direção x (Mxm)

$ML = 0,023$

$M_p = 0,000$

$M'_p = 0,000$

$M_{xm} = -2,73 \text{ KNm/m}$

Cálculo do momento positivo no meio da placa na direção x (Mxm)

$ML = 0,089$

$M_p = 0,000$

$M'_p = 0,000$

$M_{xm} = 10,55 \text{ KNm/m}$

Estado Limite Último Direção X

Combinação última normal mínima: $-6,88 \text{ KNm/m}$

Combinação última normal máxima: $13,77 \text{ KNm/m}$

Comb. mínima de serviço para fadiga: $-4,25 \text{ KNm/m}$

Comb. Máxima de serviço para fadiga: $6,38 \text{ KNm/m}$

Armadura Longitudinal na Direção X

Armadura Mínima:

$\rho_{min} = 0,15$

$A_{s,min} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura para Estado Limite Último:

$M_d = 6,88 \text{ KNm/m}$

$\mu = 0,0080$

$\xi = 0,03$

$\zeta = 0,988$

$A_{s,calculada} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\phi = 12,5 \text{ mm}$

$A_{si} = 122,7 \text{ mm}^2$

Nº $\phi = 3 \text{ unidades}$

$A_{s,efetivo} = 3,68 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura para Estado Limite Último de Fadiga:

$\alpha_e = 10$

$A = 0,368 \text{ cm}^2$

$X = 3,487 \text{ cm}$

$I_2 = 11.450,62 \text{ cm}^4$

Concreto

$\sigma_{cmin} = -1,29 \text{ MPa}$

$\sigma_{cmax} = 1,94 \text{ MPa}$

Aço

$\sigma_{smin} = -61,22 \text{ MPa}$

$\sigma_{smax} = 92,02 \text{ MPa}$

$\gamma_f \cdot \Delta \sigma_{ss} = 176,23 \text{ MPa}$

$\Delta \sigma_{ss \text{ max}} = 105,00 \text{ MPa}$ - Fadiga, Armadura deve ser recalculada

$A_{sfad} = 6,18 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\phi = 12,5 \text{ mm}$

$A_{si} = 122,7 \text{ mm}^2$

Nº ϕ = 6 unidades

As_{efetivo} = 7,36 cm²/m

Dist. Armadura = ϕ 12,5 a cada 16 cm

Laje Extrema (balanço) - Seção 2

Cálculo do momento negativo no meio da placa na direção x (M_{xm})

ML = 0,047

M_p = 0,000

M'_p = 0,000

M_{xm} = -5,57 KNm/m

Cálculo do momento positivo no meio da placa na direção x (M_{xm})

ML = 0,183

M_p = 0,000

M'_p = 0,000

M_{xm} = 21,70 KNm/m

Estado Limite Último Direção X

Combinação última normal mínima: -18,30 KNm/m

Combinação última normal máxima: 25,19 KNm/m

Comb. mínima de serviço para fadiga: -11,82 KNm/m

Comb. Máxima de serviço para fadiga: 10,00 KNm/m

Armadura Longitudinal na Direção X

Armadura Mínima:

ρ_{min} = 0,15

As,min = 3,45 cm²/m

Armadura para Estado Limite Último:

M_d = 18,30 KNm/m

μ = 0,0213

ξ = 0,05

ζ = 0,98

As,calculada = 3,45 cm²/m

ϕ = 10,0 mm

Asi = 78,5 mm²

Nº ϕ = 5 unidades

As,efetivo = 3,93 cm²/m

Armadura para Estado Limite Último de Fadiga:

α_e = 10

A = 0,393 cm²

X = 3,589 cm

I₂ = 12.111,83 cm⁴

Concreto

σ_{cmin} = -3,50 MPa

σ_{cmax} = 2,88 MPa

Aço

σ_{smin} = -160,17 MPa

σ_{smax} = 131,63 MPa

$\gamma_f \cdot \Delta \sigma_s$ = 335,56 MPa

$\Delta \sigma_{ss max}$ = 105,00 MPa - Fadiga, Armadura deve ser recalculada

Asfad = 12,54 cm²/m

Φ = 16,0 mm

Asi = 201,1 mm²

Nº Φ = 7 unidades

Asfad,efetivo = 16,09 cm²/m

Dist. Armadura = Φ 16 a cada 12 cm

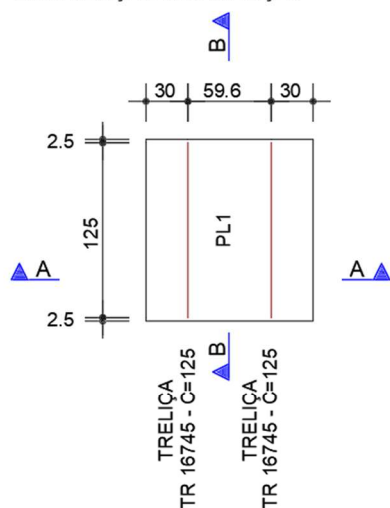
3.18.2 Verificação das pré-lajes

Para verificação das pré-lajes, foram utilizadas planilhas e memorias de cálculo autorais e software TQS V22.

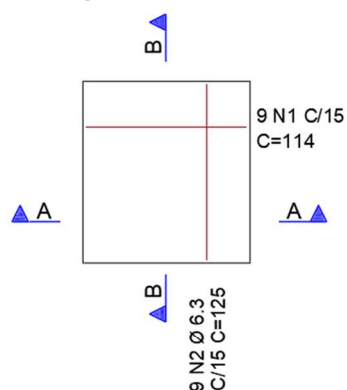
*ARMAÇÃO DA PRÉ-LAJE PL1 (75x)

-FORMA

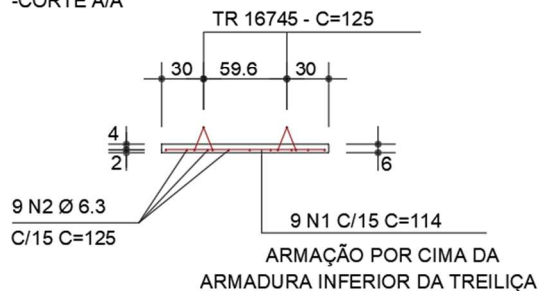
-DISTRIBUIÇÃO DAS TRELIÇAS



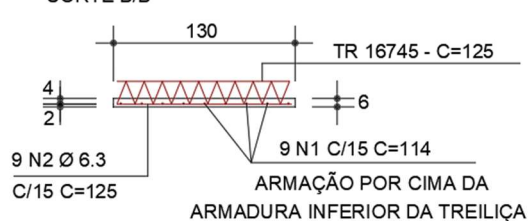
-ARMAÇÕES PRÉ-LAJE



-CORTE A/A



-CORTE B/B



Cargas atuantes:

* Peso Próprio (Q1):

$$Q1 = Area * \gamma_{conc}$$

$$Q1 = (1,196 * 0,06) * 2,5$$

$$Q1 = 0,1794 \text{ tf/m}$$

* Peso da laje (Q2):

$$Q2 = hlaje * \gamma_{conc} * L, \text{prélaje}$$

$$Q2 = 0,3 * 2,5 * 0,3$$

$$Q2 = 0,225 \text{ tf/m}$$

* Carga Variável (q):

$$q = q, \text{variável} * L, \text{prélaje}$$

$$q = 0,2 * 1,196$$

$$q = 0,2392 \text{ tf/m}$$

*Carga atuante distribuída em uma pré-laje:

$$Q = Q1 + Q2 + q$$

$$Q = 0,1794 + 0,225 + 0,2392$$

$$Q = 0,6436 \text{ tf/m / pré-laje}$$

*Momento característico de cálculo:

$$Mk = (Q * l^2)/8$$

$$Mk = (0,6436 * 1,3^2)/8$$

$$Mk = 0,136 \text{ tf/m / pré-laje}$$

*Cálculo da armação

↶ Materiais

f_{yk} MPa

Tipo

γ_s

γ_c

f_{ck} MPa

Geometria / Seção

☒ ☐

b_w cm

d cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

= x

$M_{Sd} \rightarrow A_s$

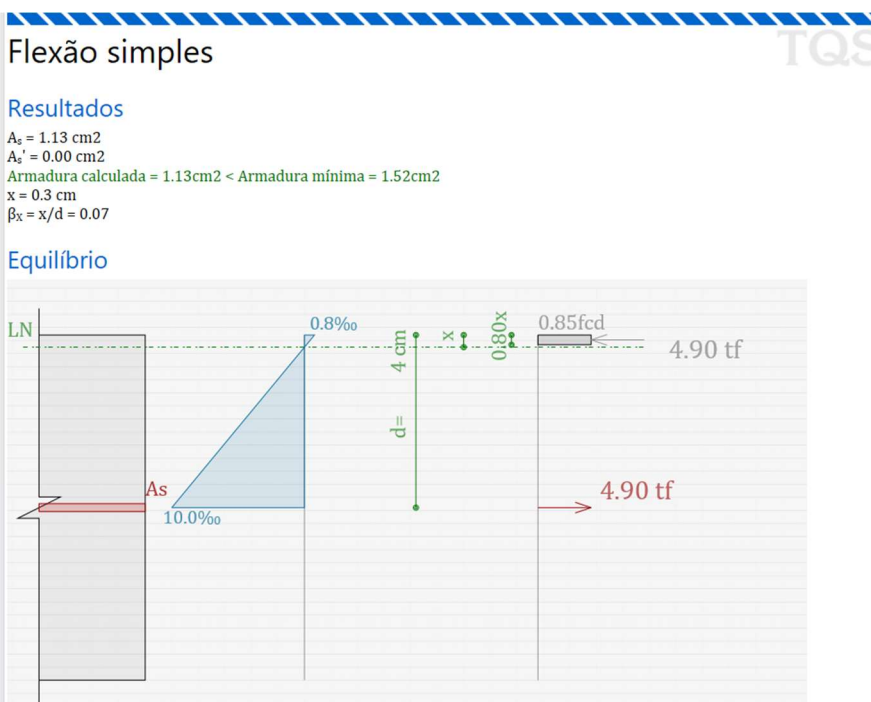
Armaduras

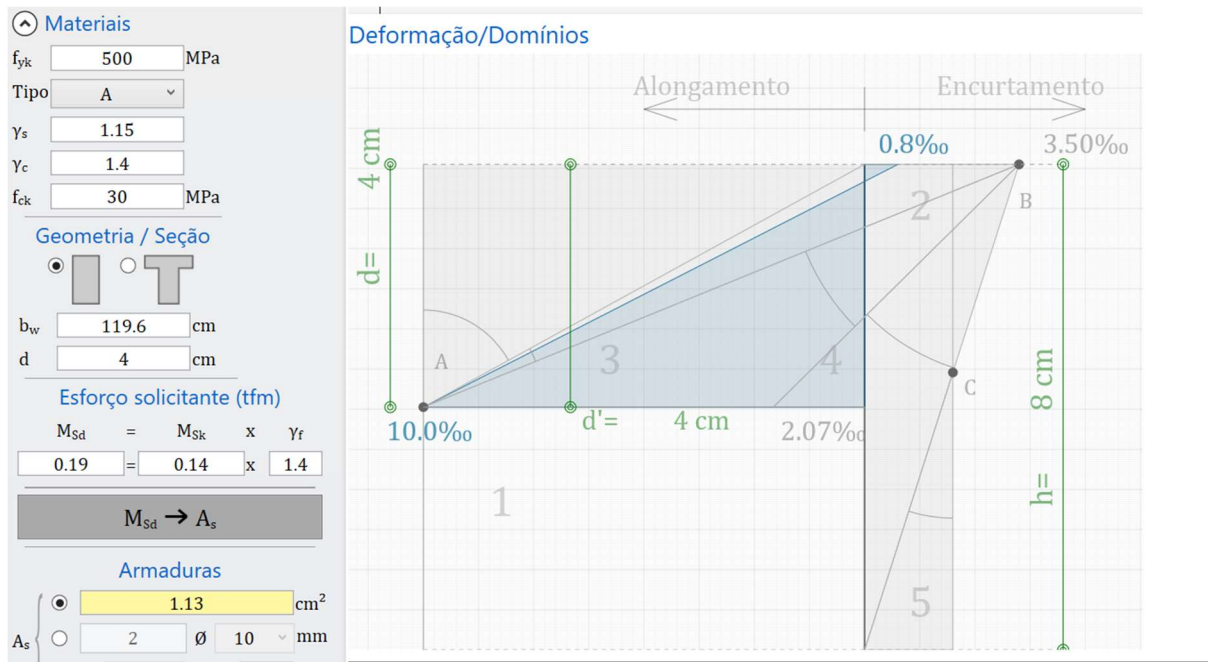
☒ ☐ ☐

cm²

☐ Ø mm

☐ Ø mm c/ cm



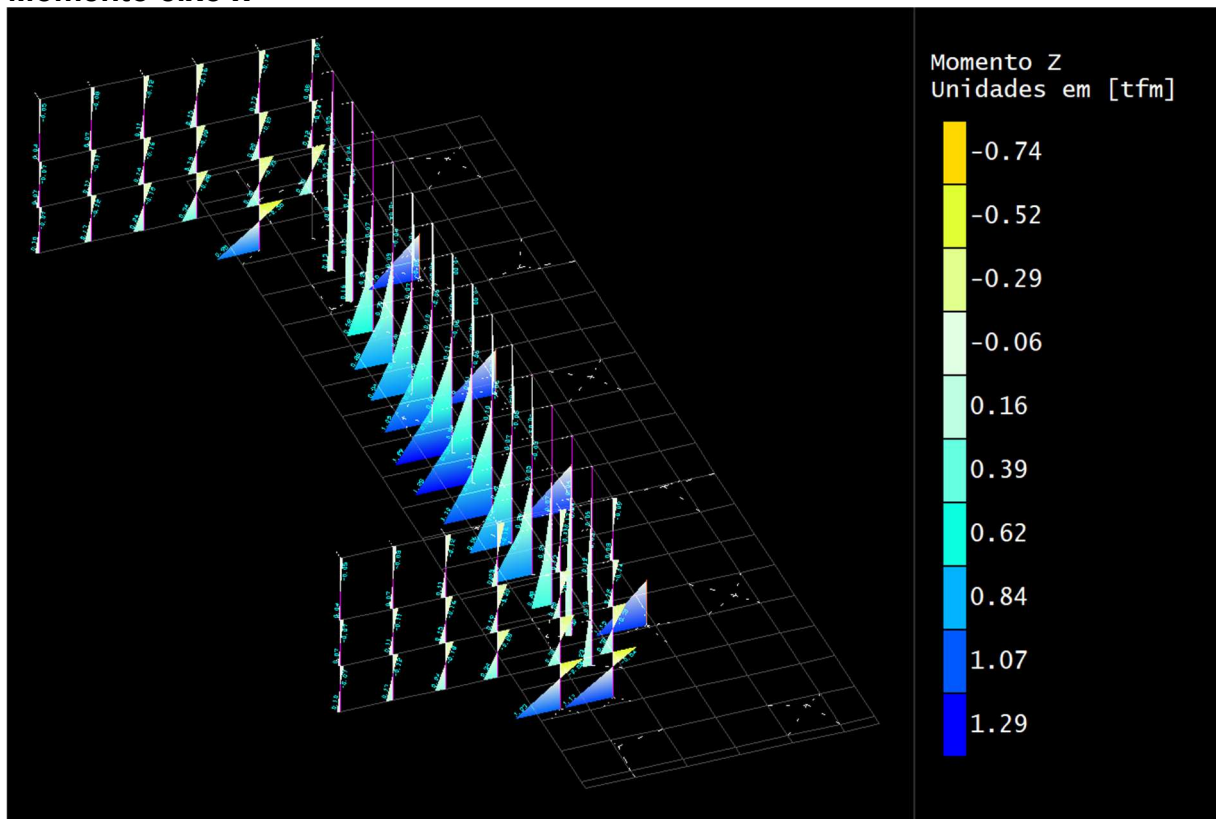


$A_{s,cal} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{pré_laje}$

$A_{s,adot} = 9 \phi 6.3 \text{ mm } c/15 = 2,88 \text{ cm}^2 / \text{pré_laje}$

3.19 Verificação das cortinas

Momento eixo x



$M_x = 1,29 \text{ tf.m} / \text{greha} \text{ ---- } M_x = 2,58 \text{ tf.m/m}$

↑ Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w 100 cm

d 21 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

3.61 = 2.58 x 1.4

$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 4.05 cm²

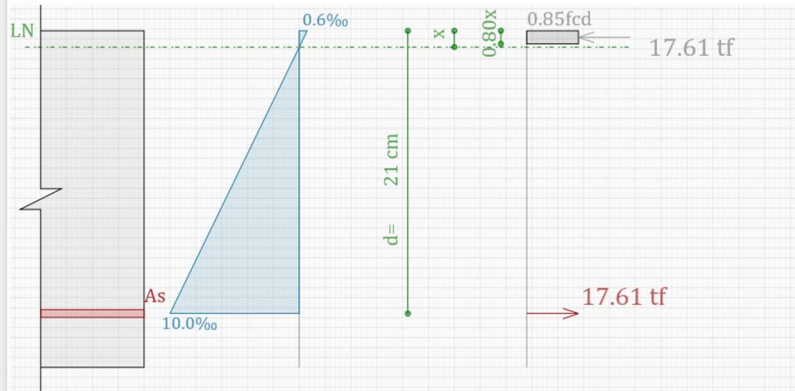
A_s ☐ 2 $\emptyset$ 10 mm

Flexão simples

Resultados

$A_s = 4.05 \text{ cm}^2$
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$
 $x = 1.2 \text{ cm}$
 $\beta_x = x/d = 0.06$

Equilíbrio



↑ Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w 100 cm

d 21 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

3.61 = 2.58 x 1.4

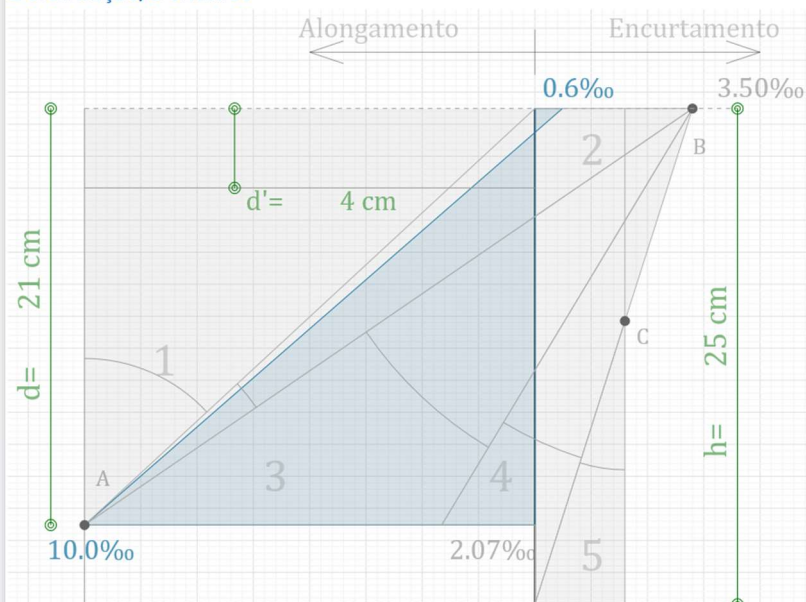
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 4.05 cm²

A_s ☐ 2 $\emptyset$ 10 mm

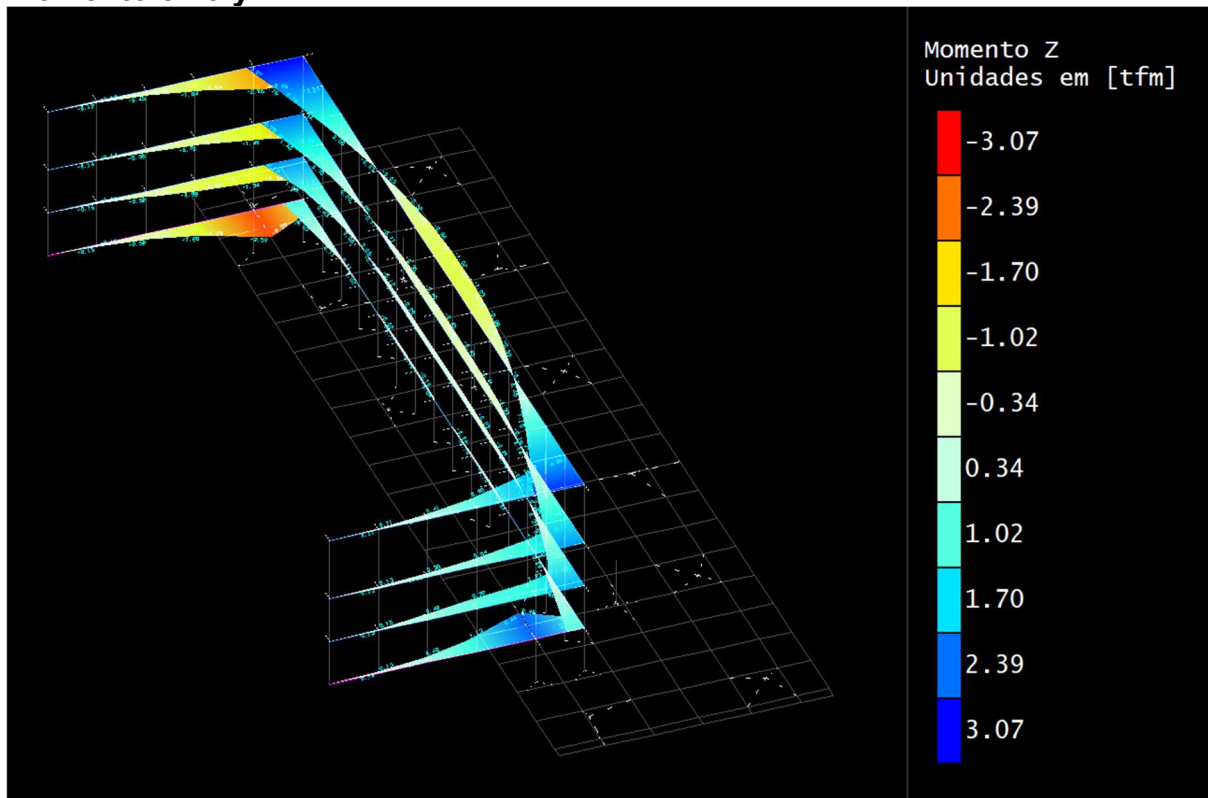
Deformação/Domínios



$A_{sx} = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{sx, \text{ adotado}} = \phi 12,5 \text{ mm } c/12 = 10,23 \text{ cm}^2$

Momento eixo y



$M_y = 3,07 \text{ tf.m / grelha}$ ----- $M_y = 6,14 \text{ tf.m / m}$

↑ Materiais

f_{yk} MPa

Tipo

γ_s

γ_c

f_{ck} MPa

Geometria / Seção

☒ ☐ ☐

b_w cm

d cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

= x

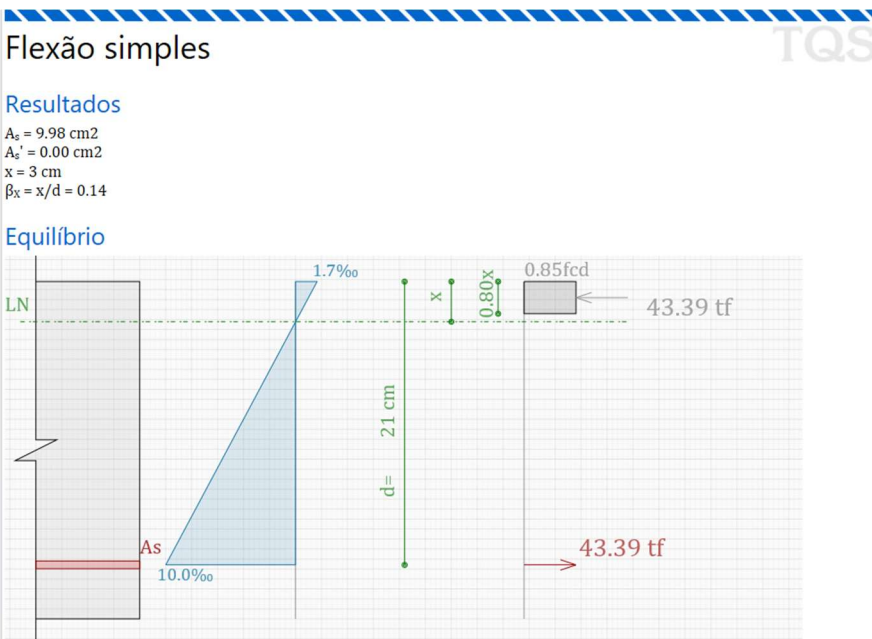
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ ☐ ☐

A_s cm²

☐ Ø mm



Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w 100 cm

d 21 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

8.60 = 6.14 x 1.4

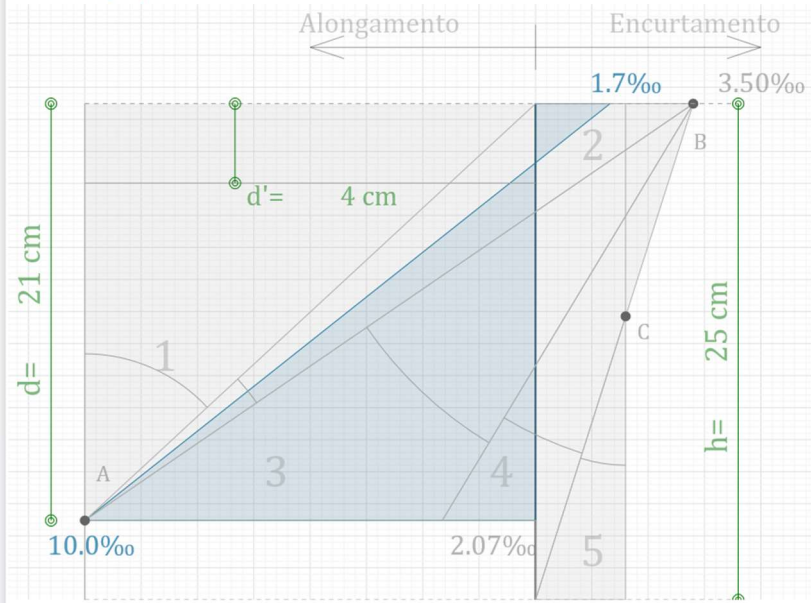
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 9.98 cm²

A_s ☐ 2 $\emptyset$ 10 mm

Deformação/Domínios

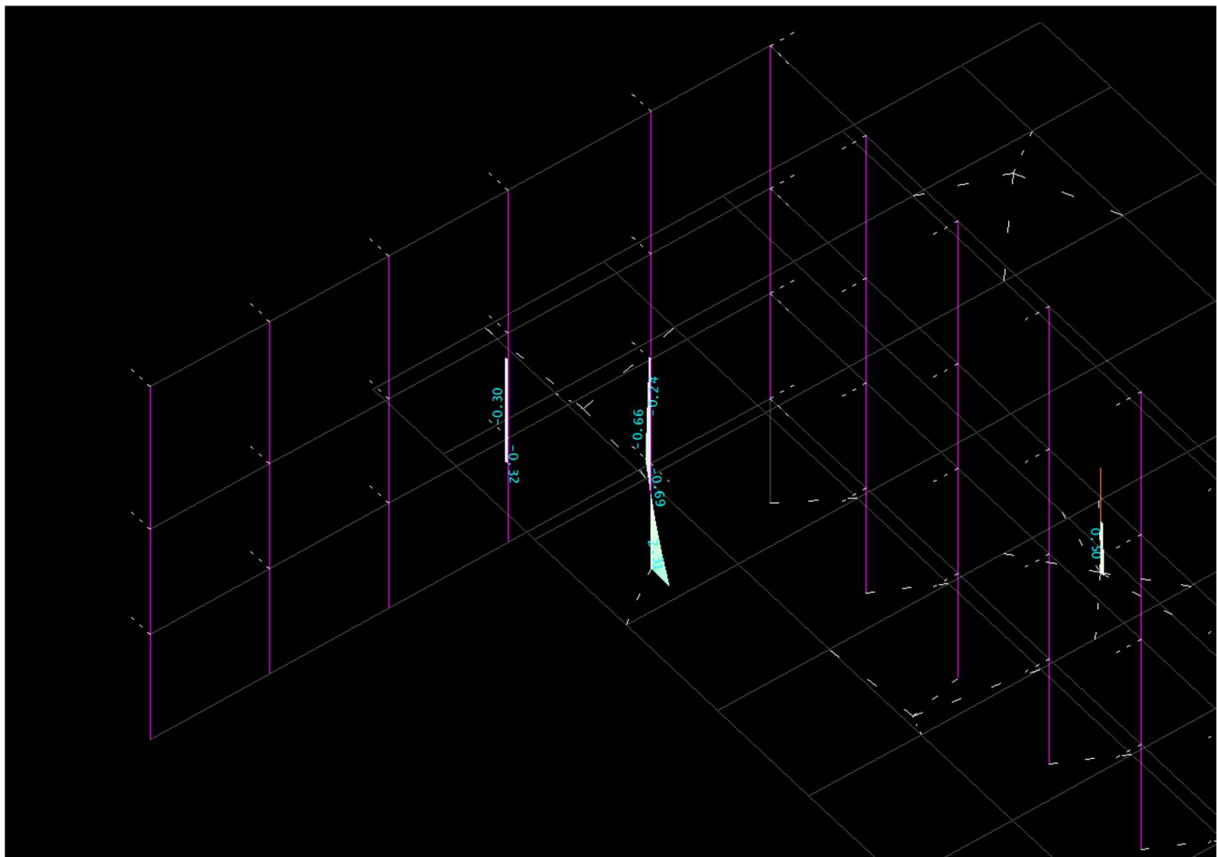


$A_{sy} = 9,98 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{sy, \text{ adotado}} = f \ 12,5\text{mm } c/12 = 10,23 \text{ cm}^2$

3.20 Verificação das alas

Momento x



$M_x = 2,31 \text{ tf.m / grelha}$ ----- $M_x = 4,62 \text{ tf.m / m}$

Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w 100 cm

d 21 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

6.47 = 4.62 x 1.4

$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 7.39 cm²

A_s ☐ 2 ϕ 10 mm

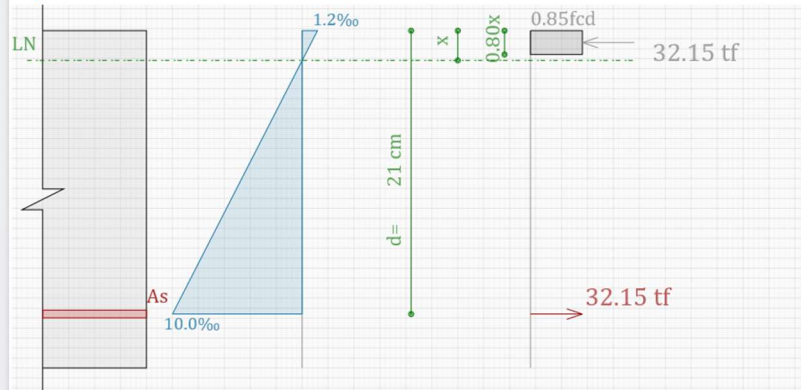
Flexão simples

TQS

Resultados

$A_s = 7.39 \text{ cm}^2$
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$
 $x = 2.2 \text{ cm}$
 $\beta_x = x/d = 0.11$

Equilíbrio



Deformação/Domínios

Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w 100 cm

d 21 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

6.47 = 4.62 x 1.4

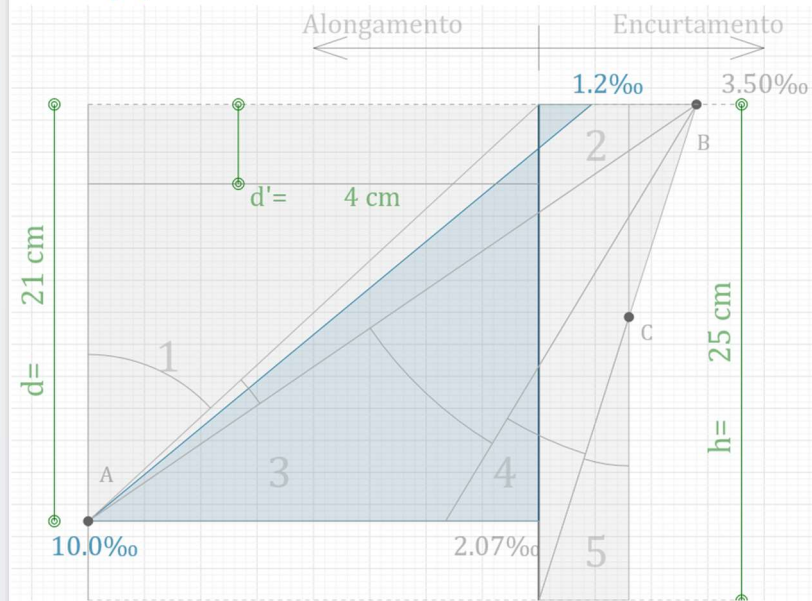
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 7.39 cm²

A_s ☐ 2 ϕ 10 mm

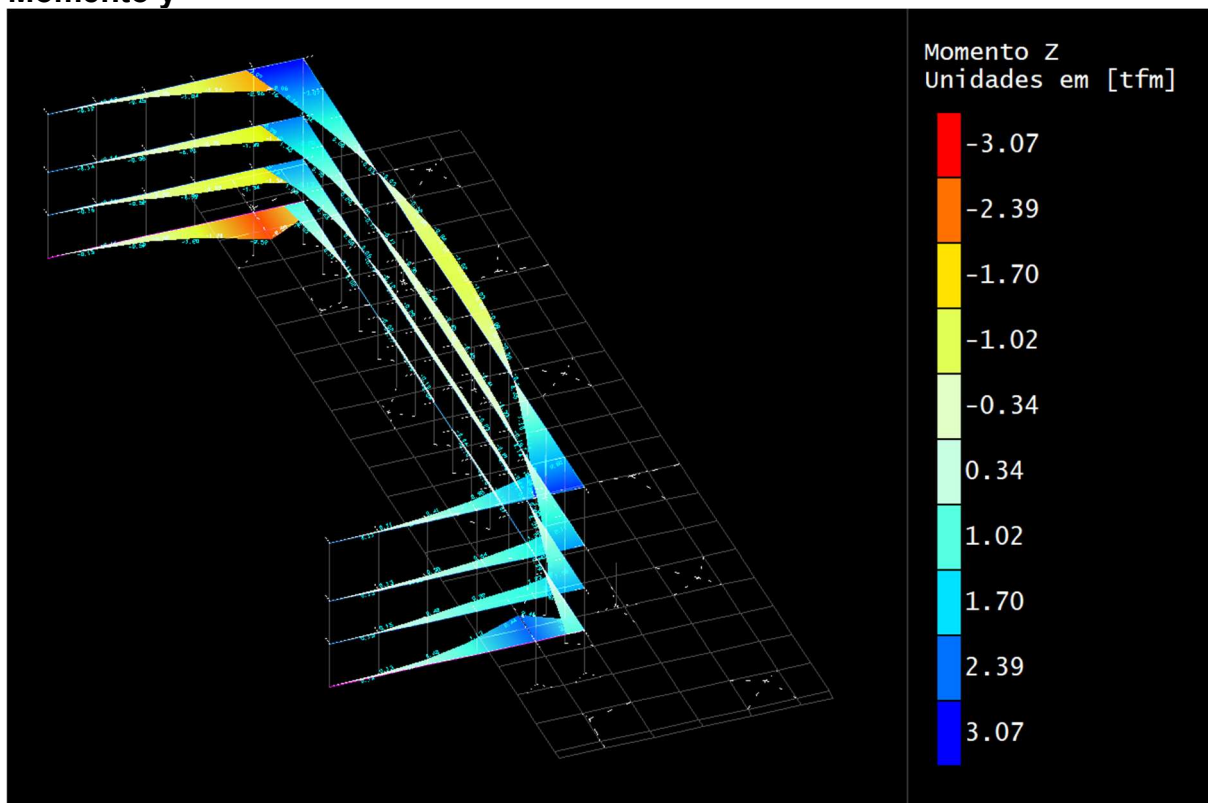
Deformação/Domínios



$A_{sx} = 7,39 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{sx, \text{ adotado}} = f 12,5 \text{ mm } c/12 = 10,23 \text{ cm}^2$

Momento y



$M_y = 3,07 \text{ tf.m / grelha}$ ----- $M_y = 4,62 \text{ tf.m / m}$

↑ Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒ ☐

b_w 100 cm

d 21 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{sd} = M_{sk} \times \gamma_f$

8.60 = 6.14 x 1.4

$M_{sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 9.98 cm²

☐ 2 Ø 10 mm

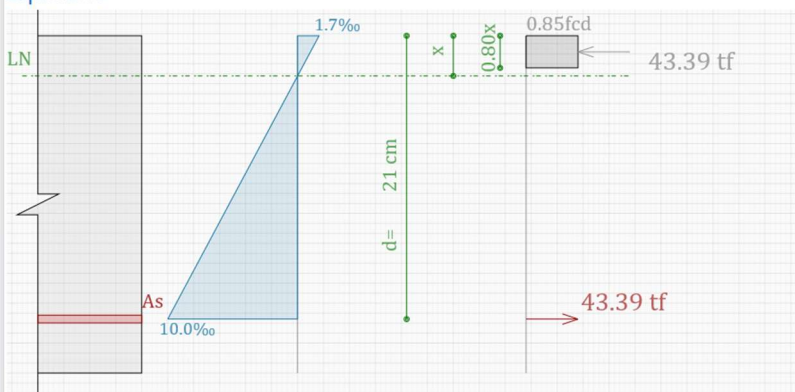
Flexão simples

TQS

Resultados

$A_s = 9.98 \text{ cm}^2$
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$
 $x = 3 \text{ cm}$
 $\beta_x = x/d = 0.14$

Equilíbrio



Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w 100 cm

d 21 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

8.60 = 6.14 x 1.4

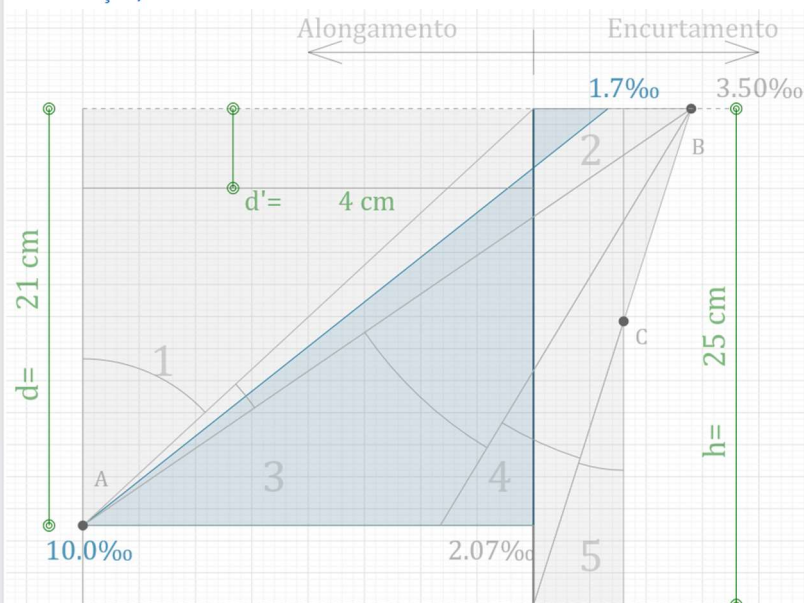
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 9.98 cm²

A_s ☐ 2 $\emptyset$ 10 mm

Deformação/Domínios

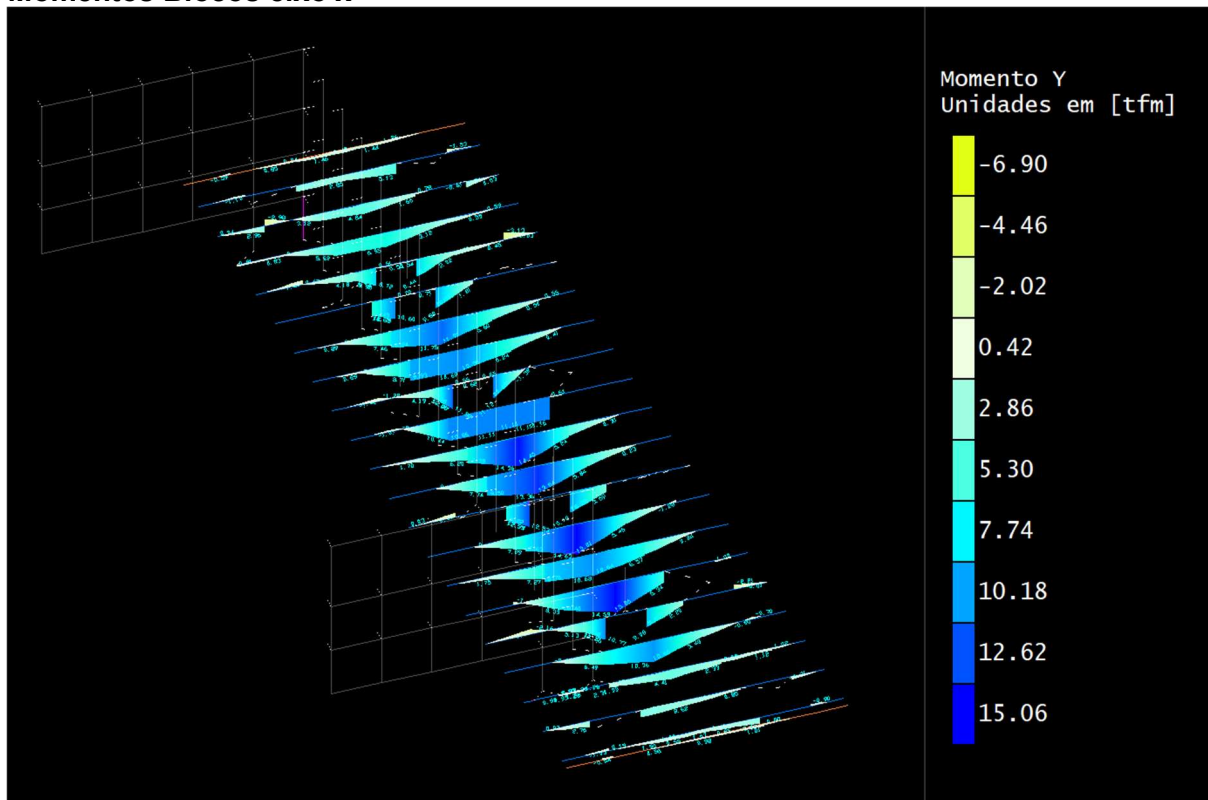


$A_s = 9,98 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s, \text{ adotado} = f \ 12,5\text{mm } c/12 = 10,23 \text{ cm}^2$

3.21 Verificação dos Blocos dos encontros

Momentos Blocos eixo x



$M_X = 15,06 \text{ tf.m} / \text{grelha} \text{ ---- } M_x = 54,22 \text{ tf.m/entre estacas}$

↑ Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒ ☐

b_w 180 cm

d 114 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

75.91 = 54.22 x 1.4

$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 15.45 cm²

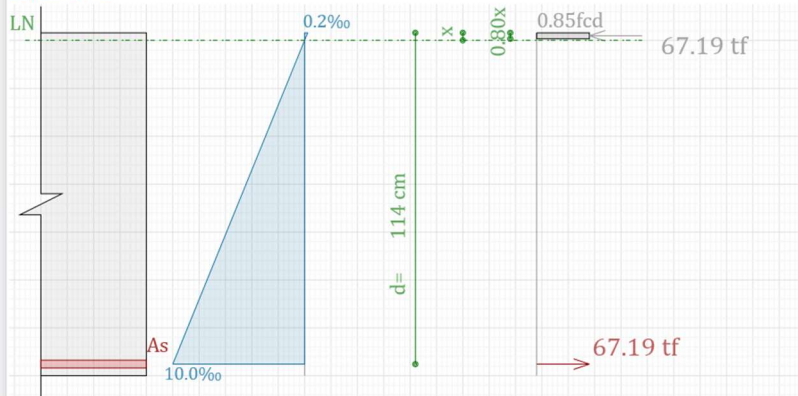
A_s ☐ 2 $\emptyset$ 10 mm

Flexão simples

Resultados

$A_s = 15.45 \text{ cm}^2$
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$
 Armadura calculada = 15.45 cm² < Armadura mínima = 31.46 cm²
 $x = 2.6 \text{ cm}$
 $\beta_x = x/d = 0.02$

Equilíbrio



↑ Materiais

f_{yk} 500 MPa

Tipo A

γ_s 1.15

γ_c 1.4

f_{ck} 30 MPa

Geometria / Seção

☒ ☐

b_w 180 cm

d 114 cm

Esforço solicitante (tfm)

$M_{Sd} = M_{Sk} \times \gamma_f$

75.91 = 54.22 x 1.4

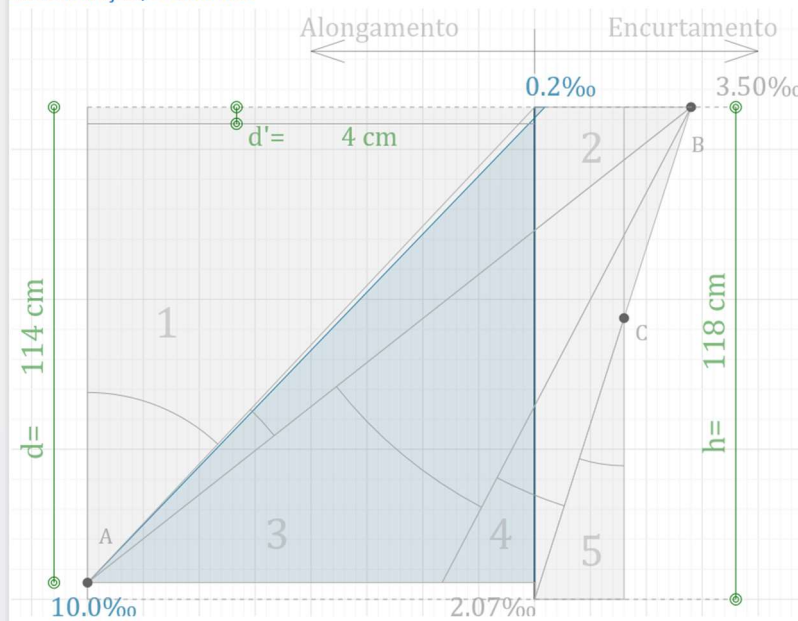
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ 15.45 cm²

A_s ☐ 2 $\emptyset$ 10 mm

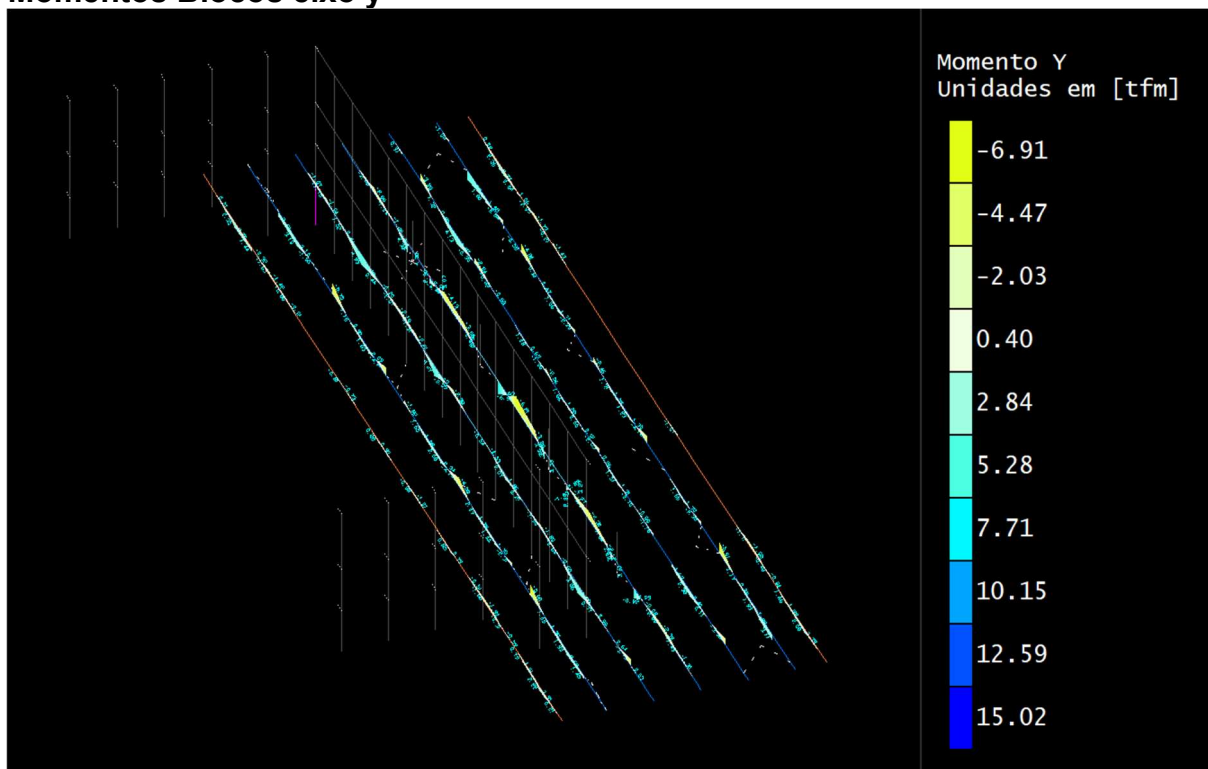
Deformação/Domínios



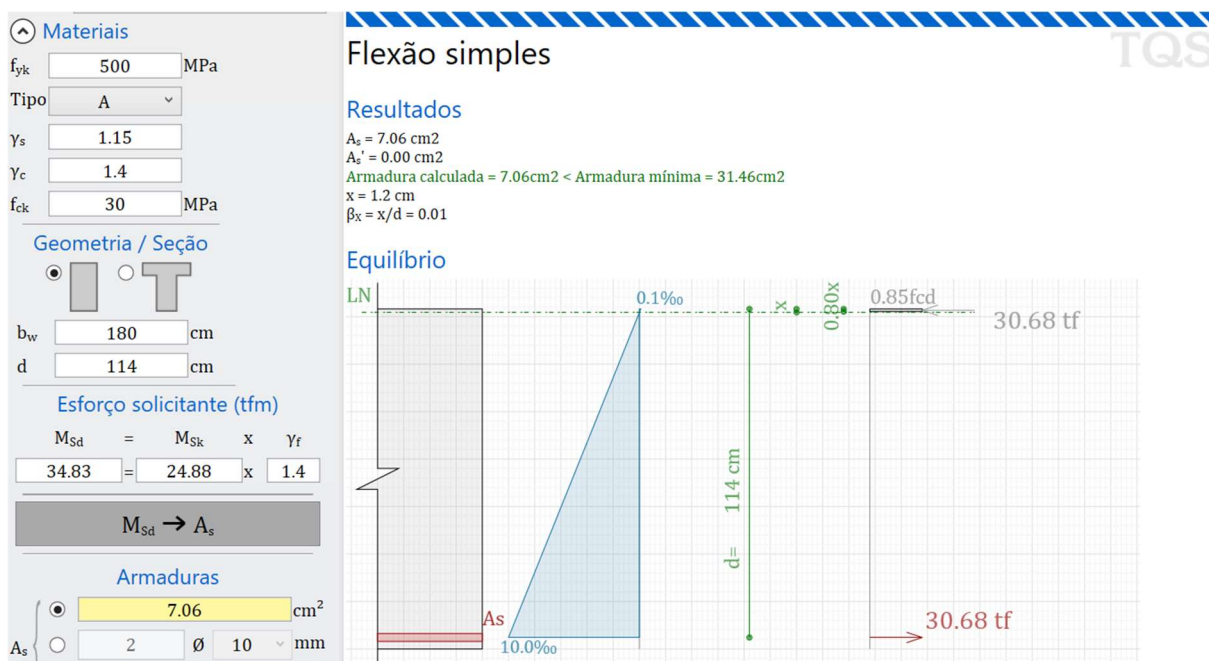
$A_{sx} = 31,46 \text{ cm}^2$ (entre estacas)

A_s , adotado = 8 f 20mm (estaca) + 10 f 20mm (distribuição) = 56,55 cm²

Momentos Blocos eixo y



$M_y = 6,91 \text{ tf.m}$ / grelha ----- $M_y = 24,88 \text{ tf.m}$ / entre estacas



↑ Materiais

f_{yk} MPa

Tipo

γ_s

γ_c

f_{ck} MPa

Geometria / Seção

☒  ☐ 

b_w cm

d cm

Esforço solicitante (tfm)

M_{Sd} = M_{Sk} x γ_f

= x

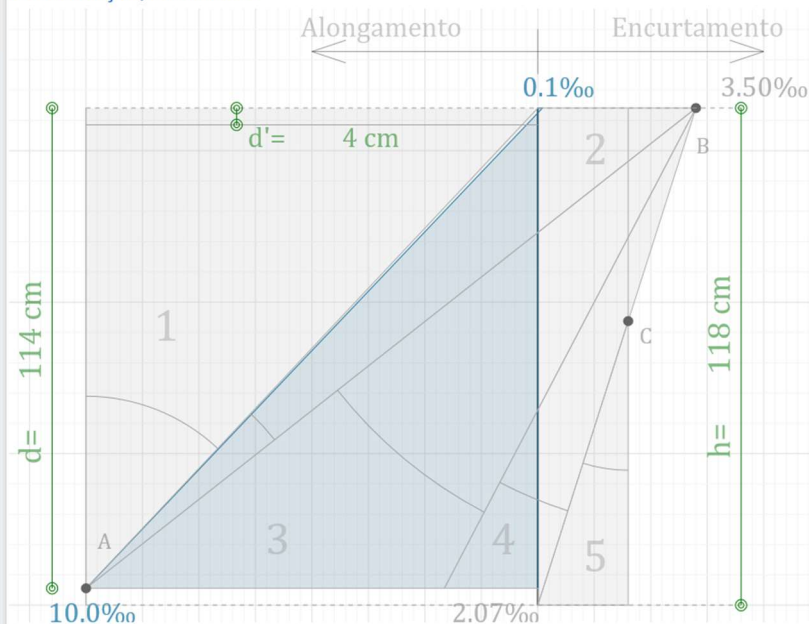
$M_{Sd} \rightarrow A_s$

Armaduras

☒ cm²

A_s ☐ $\emptyset$ mm

Deformação/Domínios



$A_{sy} = 31,46 \text{ cm}^2$ (entre estacas)

As, adotado= 8 f 20mm (estaca) + 10 f 16mm (distribuição) = 45,24 cm²

3.22 Análises das estacas

Para verificação das estacas, foram utilizadas planilhas e memórias de cálculo.

3.22.1 Análise de capacidade de carga da estaca – Sondagem SP01

Sondagem: SP01				
SOLO				
ϕ estaca =	40,00	cm	Pressão de ar comprimido (kgf/cm²)	1
Perímetro =	125,66	cm		
Área da ponta =	1256,64	cm²		
ROCHA				
ϕ estaca =	31,00	cm	Coeficiente de Segurança	2
Perímetro =	97,39	cm		
Área da ponta =	754,77	cm²		

Profundidade (m)	Material	N SPT	β_0	β_1	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm ²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm ²)	PL (tf)	PL _{acum} (tf)	PP (tf)	Pr (tf)
1	Argila Arenosa	0	0,71	0,050	1,50	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Argila Arenosa	21	0,71	0,050	1,50	0,75	22,365	9,37	9,37	28,10	18,74
3	Argila Arenosa	17	0,71	0,050	1,50	0,60	18,105	7,58	16,95	22,75	19,85
4	Argila Arenosa	17	0,71	0,050	1,50	0,60	18,105	7,58	24,54	22,75	23,64
5	Argila Arenosa	24	0,71	0,050	1,50	0,85	25,56	10,71	35,24	32,12	33,68
6	Argila Arenosa	34	0,71	0,050	1,50	1,21	36,21	15,17	50,41	45,50	47,96
7	Argila Arenosa	50	0,71	0,050	1,50	1,78	50	22,31	72,72	62,83	67,77
8	Argila Arenosa	50	0,71	0,050	1,50	1,78	50	22,31	95,02	62,83	78,93
9	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	114,50	37,74	76,12
10	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	133,98	37,74	85,86
11	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	153,45	37,74	95,60
12	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	172,93	37,74	105,34
13	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	192,41	37,74	115,07
14	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	211,89	37,74	124,81

Capacidade de carga da estaca à 14 metros ($\square$ 40cm em solo – 8m + $\square$ 31cm em rocha – 6m): 124,81 tf

3.22.2 Análise da capacidade de carga da estaca – Sondagem SP02

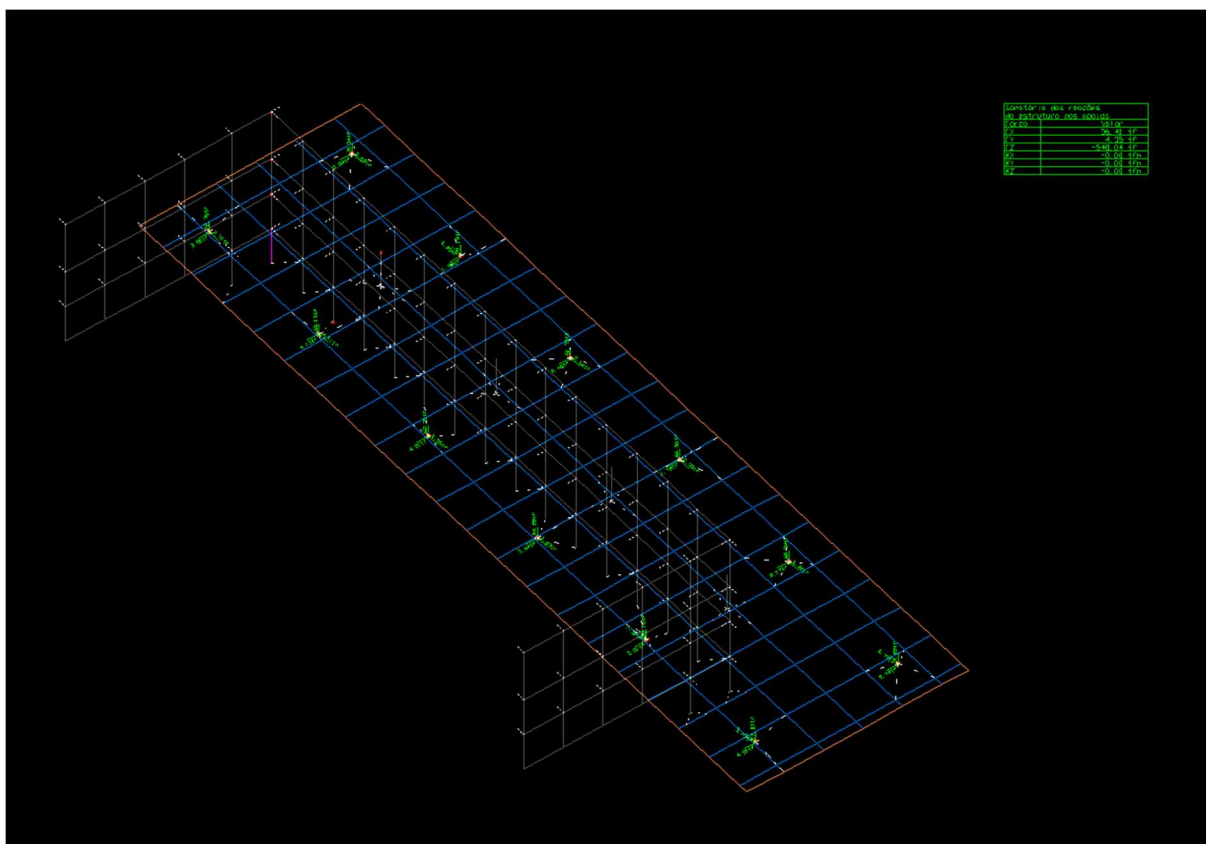
Sondagem: SP02		
SOLO		
ϕ estaca =	40,00	cm
Perímetro =	125,66	cm
Área da ponta =	1256,64	cm ²
ROCHA		
ϕ estaca =	31,00	cm
Perímetro =	97,39	cm
Área da ponta =	754,77	cm ²

Pressão de ar comprimido (kgf/cm ²)	1
Coeficiente de Segurança	2

Profundidade (m)	Material	N SPT	β_0	β_1	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm ²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm ²)	PL (tf)	PL _{acum} (tf)	PP (tf)	Pr (tf)
1	Argila Arenosa	0	0,71	0,050	1,50	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Argila Arenosa	21	0,71	0,050	1,50	0,75	22,365	9,37	9,37	28,10	18,74
3	Argila Arenosa	16	0,71	0,050	1,50	0,57	17,04	7,14	16,51	21,41	18,96
4	Argila Arenosa	24	0,71	0,050	1,50	0,85	25,56	10,71	27,21	32,12	29,67
5	Argila Arenosa	13	0,71	0,050	1,50	0,46	13,845	5,80	33,01	17,40	25,20
6	Argila Arenosa	20	0,71	0,050	1,50	0,71	21,3	8,92	41,93	26,77	34,35
7	Argila Arenosa	29	0,71	0,050	1,50	1,03	30,885	12,94	54,87	38,81	46,84
8	Argila Arenosa	47	0,71	0,050	1,50	1,67	50	20,97	75,84	62,83	69,33
9	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	95,32	37,74	66,53
10	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	114,79	37,74	76,27
11	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	134,27	37,74	86,01
12	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	153,75	37,74	95,74
13	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	173,23	37,74	105,48
14	Rocha	***	***	***	***	2,00	50	19,48	192,71	37,74	115,22

Capacidade de carga da estaca à 14 metros ($\square$ 40cm em solo – 8m + $\square$ 31cm em rocha – 6m): 115,22 tf

3.22.3 Análise das reações nas estacas



Solicitação máxima: 87,6 tf

4 DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE

4.1 Declaração de Responsabilidade do Projeto Estrutural das Obras de Arte Especiais

DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE

Ref.: Projeto Executivo Estrutural para as Obras de Arte Especiais (OAEs) localizadas nas regiões de Lapa, Vila Fabril e Joanópolis, município de Anápolis/GO.

Em nome do Consórcio Gerenciador DOR, o Engenheiro Lucas Souza Pereira, CPF nº 007.209.491-57 e CREA nº 1214159117/D-MT, responsável pelo Projeto Executivo Estrutural das Obras de Arte Especiais (OAEs) localizadas nas regiões de Lapa, Vila Fabril e Joanópolis, município de Anápolis/GO, declara, para os devidos fins, que o projeto executivo estrutural e seus respectivos quantitativos foram elaborados em conformidade com as normativas vigentes.

LUCAS SOUZA
PEREIRA:0072
0949157

Assinado de forma
digital por LUCAS
SOUZA
PEREIRA:00720949157
Dados: 2025.07.11
10:28:18 -04'00'

Lucas Souza Pereira
Eng. Civil - CREA Nº 1214159117/D-MT
Consórcio Gerenciador DOR

5 ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA (ART)

Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-GO

ART Obra ou serviço
1020250203271

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Goiás

Equipe à 1020240119365

1. Responsável Técnico(a) LUCAS SOUZA PEREIRA Título profissional: Engenheiro Civil		RNP: 1214159117 Registro: 32930/D-MT
2. Dados do Contrato Contratante: AGÊNCIA GOIANA DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES – GOINFRA CPF/CNPJ: 03.520.933/0001-06 Avenida Governador Jose Ludovico de Almeida, Nº 20 Bairro: Conjunto Caicara CEP: 74775-013 Quadra: -- Lote: -- Complemento: (BR-153, km 3,5) Cidade: Goiânia-GO E-Mail: Fone: (62)3265-4312 Contrato: 067/2023 - GOINFRA Celebrado em: 15/08/2023 Valor Obra/Serviço R\$: 80.091.867,11 Tipo de contratante: Pessoa Jurídica de Direito Público Ação institucional: Nenhuma/Não Aplicável		
3. Dados da Obra/Serviço Avenida Governador Jose Ludovico de Almeida, Nº 20 Bairro: Conjunto Caicara CEP: 74775-013 Quadra: -- Lote: -- Complemento: (BR-153, km 3,5) Cidade: Goiânia-GO Data de Início: 08/04/2024 Previsão término: 15/08/2027 Coordenadas Geográficas: -16.6490022,-49.2064675 Finalidade: Infra-estrutura Proprietário(a): AGÊNCIA GOIANA DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES – GOINFRA CPF/CNPJ: 03.520.933/0001-06 E-Mail: Fone: (62) 3265-4312 Tipo de proprietário(a): Pessoa Jurídica de Direito Público		
4. Atividade Técnica ATUACAO PROJETO ESTRUTURA CONCRETO ARMADO 702,00 METROS QUADRADOS PROJETO PONTE, VIADUTO OU ELEVADO DE CONCRETO 702,00 METROS QUADRADOS PROJETO FUNDACOES PROFUNDAS 702,00 METROS QUADRADOS ORCAMENTO PONTE, VIADUTO OU ELEVADO DE CONCRETO 702,00 METROS QUADRADOS <i>O registro da A.R.T. não obriga ao CREA-GO a emitir a Certidão de Acervo Técnico (C.A.T.), a confecção e emissão do documento apenas ocorrerá se as atividades declaradas na A.R.T. forem condizentes com as atribuições do(a) Profissional. As informações constantes desta ART são de responsabilidade do(a) profissional. Este documento poderá, a qualquer tempo, ter seus dados, preenchimento e atribuições profissionais conferidos pelo CREA-GO.</i> <i>Após a conclusão das atividades técnicas o(a) profissional deverá proceder a baixa desta ART</i>		
5. Observações Elaboração do projeto executivo estrutural, com seus respectivos quantitativos/orçamento estimado, referente a três Obras de Arte Especiais (OAEs) em concreto armado e protendido, com extensão de 30 metros e largura de 7,80 metros, localizadas no município de Anápolis/GO. As estruturas contempladas são: OAE da Lapa (Latitude -16.370844, Longitude -48.989639), OAE da Vila Fabril (Latitude -16.323806, Longitude -48.984556) e OAE de Joanópolis (Latitude -16.266945, Longitude -48.954167).		
6. Declarações Acessibilidade: Não: Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.		
7. Entidade de Classe NENHUMA		9. Informações - A ART é válida somente após a conferência e o CREA-GO receber a informação do PAGAMENTO PELO BANCO. - A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.creago.org.br . - A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do(a) profissional e do(a) contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual. - Não é mais necessário enviar o documento original para o CREA-GO. O CREA-GO não mais afixará carimbo na nova ART.
8. Assinaturas Declaro serem verdadeiras as informações acima Local _____ de _____ Data _____ LUCAS SOUZA PEREIRA:00720949157 Assinado de forma digital por LUCAS SOUZA PEREIRA:00720949157 Dados: 2025.07.14 09:22:34 -04'00' LUCAS SOUZA PEREIRA - CPF: 007.209.491-57		 www.creago.org.br atendimento@creago.org.br Tel: (62) 3221-6200 
AGÊNCIA GOIANA DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES – GOINFRA - CPF/CNPJ: 03.520.933/0001-06		
Valor da ART: 103,03	Registrada em 14/07/2025	Valor Pago R\$ 103,03
Nosso Numero 28320690125198459	Situação Registrada/OK	Não possui Livro de Ordem
		Não Possui CAT

6 TERMO DE ENCERRAMENTO

Apresenta-se o Termo de encerramento do Volume 3E - Memória de Cálculo Estrutural do Projeto Executivo de Engenharia, referente à implantação da Obra de Arte Especial localizada em via vicinal no município de Anápolis/GO, na região do Bairro Fabril.

O relatório possui um total de 74 páginas, numeradas em ordem sequencial crescente.