



ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
PREFEITURA MUNICIPAL DE COTIPORÃ
SECRETARIA DE PLANEJAMENTO

**PROJETO EXECUTIVO DE OBRA DE ARTE
ESPECIAL**
PONTE SOBRE O RIO CARREIRO

PROJETO EXECUTIVO – MEMORIAL DE CÁLCULO

PROJETISTA: LIMINE CONSULTORIA E ENGENHARIA

JULHO/2025

Sumário

1	Modelo de cálculo.....	8
1.1	Geometria	8
1.2	Carregamentos.....	8
2	Estados limites e Combinações	19
2.1	Estados limites de serviço	19
2.2	Estados limites últimos	20
2.3	Envoltórias de combinações.....	22
3	Solicitações e Dimensionamento	23
3.1	Superestrutura	23
3.2	Mesoestrutura	74
3.3	Infraestrutura.....	82
3.4	Encontro	97
4	ART 125	
5	ANEXOS	126
6	TERMO DE ENCERRAMENTO.....	128

Índice de Tabelas:

Tabela 1 - Peso específico concreto e aço	9
Tabela 2 - Carga distribuída de peso próprios dos Guarda Rodas	9
Tabela 3 – Combinação de cargas permanentes.....	19
Tabela 4 – Combinações quase permanentes	20
Tabela 5 - Combinações frequentes	20
Tabela 6 - Combinações raras	20
Tabela 7 - Combinações última normal	21
Tabela 8 - Combinação Última Normal sem impacto - dimensionamento estrutural fundações.....	21
Tabela 9 - Combinação para Fundação sem impacto - dimensionamento geotécnico fundações.....	22

Índice de Figuras:

Figura 1 - Modelo 3D (STRAP)	8
Figura 2 - Distribuição dos carregamentos de PP dos elementos estruturais	9
Figura 3 - Distribuição dos carregamentos de PP dos elementos de proteção.....	10
Figura 4 - Distribuição do carregamento referente à pavimentação	10
Figura 5 - Distribuição do carregamento referente ao recapeamento	11
Figura 6– Distribuição do carregamento de retração RET sobre a laje	11
Figura 7– Distribuição do empuxo de terra sobre os elementos do encontro	12
Figura 8 – Disposição das cargas estáticas (NBR7188/2024).....	12
Figura 9 – Cargas móveis.....	14
Figura 10 – Mapa de isopleias - Velocidade básica do vento no Brasil	15
Figura 11 - Carga de vento carregado	16
Figura 12 - Carga de vento descarregado	16
Figura 13 - Carga de variação de temperatura	17
Figura 14- Pressão causada pela água	18
Figura 15 – Frenagem e aceleração	18
Figura 16 - Combinação de carga permanente - Momento máx. fletor = 322 tf.m	23
Figura 17 – Combinação quase permanente – Momento máx. fletor = 412 tf.m	23
Figura 18 - Combinação frequente de serviço - Momento máx. fletor = 560 tf.m	23
Figura 19 - Combinação rara de serviço - Momento máx. fletor = 620 tf.m	23
Figura 20 - Combinação última normal - Momento máx. fletor = 889 tf.m	24
Figura 21 - Combinação última normal - Cortante = 173 tf	24
Figura 22 - Combinação de carga permanente – Momento fletor máx. negativo = 9 tf.m e positivo = 11.2 tf.m	50
Figura 23 - Combinação quase permanente – Momento fletor máx. negativo = 14.5 tf.m e positivo = 13.4 tf.m	50
Figura 24 - Combinação frequente de serviço - Momento fletor máx. negativo = 23.2 tf.m e positivo = 16.3 tf.m	50
Figura 25 - Combinação rara de serviço - Momento fletor máx. negativo = 27 tf.m e positivo = 18.3 tf.m	50

Figura 26 - Combinação última normal – Momento fletor máx. negativo = 38.8 tf.m e positivo = 26.8 tf.m	51
Figura 27 - Combinação última normal - Cortante máx. = 103 tf	51
Figura 28 - Combinação carga permanente - Momento fletor máx. negativo = 12.5 tf.m	54
Figura 29 - Combinação quase permanente - Momento fletor máx. negativo = 17.5 tf.m	54
Figura 30 - Combinação frequente de serviço - Momento fletor máx. negativo = 25.7 tf.m	55
Figura 31 - Combinação rara de serviço - Momento fletor máx. negativo = 29 tf.m.....	55
Figura 32 - Combinação última normal - Momento fletor máx. negativo = 41.6 tf.m	55
Figura 33 - Combinação última normal – Cortante máx. = 10.6 tf.....	55
Figura 34 - Sequência executiva esquemática da laje (lajota+capa)	59
Figura 35 - Combinação carga permanente – Diagrama de momentos na direção Y ...	60
Figura 36 - Combinação quase permanente – Diagrama de momentos na direção Y...	60
Figura 37 - Combinação frequente de serviço – Diagrama de momentos na direção Y	60
Figura 38 - Combinação rara de serviço – Diagrama de momentos na direção Y	61
Figura 39 - Combinação última normal – Diagrama de momentos na direção Y	61
Figura 40 - Cálculo do momento fletor para armadura da lajota de borda (Ftool)	61
Figura 41 - Combinação de carga permanente - Momento fletor na direção X.....	66
Figura 42 - Combinação frequente de serviço - Momento fletor na direção X	67
Figura 43 - Combinação última normal - Momento fletor na direção X	67
Figura 44 - Modelo de impacto de barreiras	71
Figura 45 - Modelos 3D e computacional do guarda rodas	71
Figura 46 - Modelo computacional do guarda rodas.....	72
Figura 47 - Cargas aplicadas para dimensionamento do guarda rodas.....	72
Figura 48 - Reações máximas - posição 1 (-20,1 tf)	73
Figura 49 - Reações máximas - posição 2 (-2,026 tf)	73
Figura 50 - Reações máximas - posição 3 (31,2 tf)	73
Figura 51 – CFS – Força axial (N) sobre o aparelho de apoio = 144 tf.....	74
Figura 52 – Esforço longitudinal máximo (frenagem) = 0.487 tf.....	74

Figura 53 – Esforço transversal máximo (T) = 1.41 tf	74
Figura 54 – Momento fletor máximo negativo = 137 tf.m e positivo 209 tf.m	76
Figura 55 - Cortante máx. = 227 tf	76
Figura 56 – Momento fletor máximo no topo = 63.4 tf.m e no topo 12.8 tf.m (sentido longitudinal)	79
Figura 57 – Momento fletor máximo no topo = 49.7 tf.m e na base 34.3 tf.m (sentido transversal)	79
Figura 58 – Força axial máxima = 552 tf (compressão)	79
Figura 59 – Momento fletor máximo negativo = 17.5 tf.m e positivo 11.1 tf.m	82
Figura 60 - Cortante máx. positivo = 2.92 tf e negativo = 9.47 tf.m	82
Figura 61 - Reações bloco de fundação intermediário – Reação máx. 85.5 tf	85
Figura 62 – Estacas intermediárias - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para trecho livre – Momento máx. = 3.18 tf.m	88
Figura 63 – Estacas intermediárias - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para trecho livre – Momento máx. = 3.05 tf.m	88
Figura 64 – Estacas intermediárias - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para trecho livre – Reação máx. = 52.9 tf	88
Figura 65 – Esquema estrutural da laje de transição (retirado do Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER)	97
Figura 66 - Momento na direção X – Combinação Última Normal (CUN) – valor máx. negativo = 0.3 tf.m e positivo 11.6 tf.m	97
Figura 67 - Momento na direção X – Combinação Frequente de Serviço (CFS) – valor máx. negativo = 0.21 tf.m e positivo 6.82 tf.m	98
Figura 68 - Momento na direção X – Combinação Permanente (CP) – valor máx. negativo = 0.03 tf.m e positivo 2.41 tf.m	98
Figura 69 - Momento na direção X – valor máx. negativo = 6.17 tf.m e positivo 8.10 tf.m	101
Figura 70 - Momento na direção Y – valor máx. negativo = 17.8 tf.m e positivo 15.4 tf.m	101
Figura 71 - Momento na direção X – valor máx. negativo = 12.4 tf.m e positivo 7.6 tf.m	104
Figura 72 – Forças na direção Y – valor máx. cortante positivo = 9.4 tf e negativo 22.4 tf	104
Figura 73 - Momento fletor máx. negativo = 90.4 tf.m e positivo 96.4 tf.m	106
Figura 74 – Cortante máx. = 219 tf	106

Figura 75 - Momento fletor máx. na base 1.11 tf.m e no topo 3.18 tf.m (sentido longitudinal).....	109
Figura 76 - Momento fletor máx. na base = 8.38 tf.m e no topo 9.22 tf.m (sentido transversal)	110
Figura 77 - Força axial máx. = 290 tf	110
Figura 78 – Momento fletor máx. negativo = 11.2 tf.m e positivo = 5.1 tf.m	113
Figura 79 - Cortante máx. = 7 tf.....	113
Figura 80 - Reações bloco de fundação do encontro – Reação máxima 145 tf.....	116
Figura 81 – Estaca de encontro - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para geotécnico– Reação máx. = 57.3 tf.....	119

1 MODELO DE CÁLCULO

Segundo a NBR 7188, o modelo estrutural deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, assim com as características e respostas dos materiais.

Conforme supracitado, o modelo estrutural foi gerado utilizando o programa computacional STRAP PRO ADVANCED (Structural Analysis Program), versão 2024, e por motivos de simplificação, apenas parte da estrutura foi representada, visto que a geometria do vão se repete.

1.1 GEOMETRIA

Nesta primeira etapa é desenvolvido o modelo unifilar da estrutura, composta por barras, malhas e sólidos; também são atribuídas as propriedades geométricas das peças, bem como o material do qual são constituídas. Além disso, são determinadas as condições de contorno e vinculação.

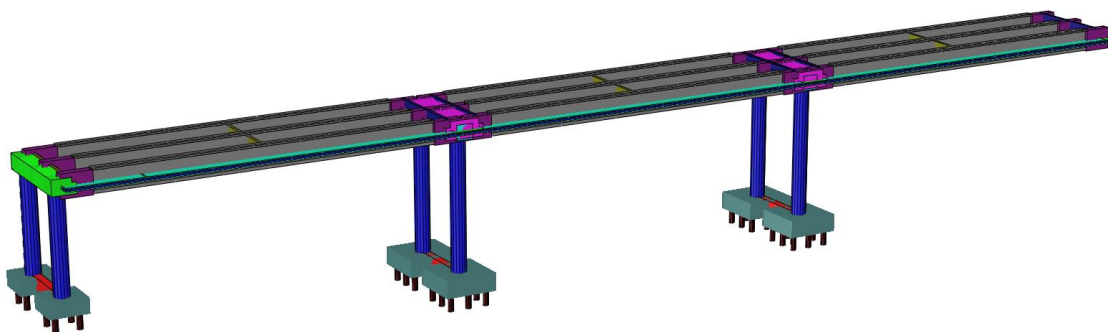


Figura 1 - Modelo 3D (STRAP)

1.2 CARREGAMENTOS

Após a modelagem da estrutura, os carregamentos são lançados e posteriormente divididos em grupos, de acordo com a NBR 8681 em função da origem e frequência de ocorrência, e os seus valores determinados conforme as NBR 6120 e NBR 7188. As cargas consideradas, bem como os grupos dos quais fazem parte são apresentados a seguir.

1.2.1 Cargas Permanentes (CP)

Fazem parte do grupo das cargas permanentes os carregamentos cujas intensidades podem ser consideradas constantes ao longo da vida útil da construção. São elas:

- Peso próprio (PP)

A carga de peso próprio é dada em função das dimensões e do peso específico dos materiais que compõem os elementos da estrutura em questão, cujos valores adotados constam na Tabela 1 - Peso específico concreto e aço.

Tabela 1 - Peso específico concreto e aço

Material	Peso Específico (γ)
Concreto Armado	25 kN/m ³ = 2,5 tf/m ³
Concreto Simples	24 kN/m ³ = 2,4 tf/m ³
Aço	78.5 kN/m ³ = 7,85 tf/m ³

O peso próprio de elementos estruturais como lajes, longarinas, transversinas, pilares, estacas e blocos são calculados automaticamente pelo software.

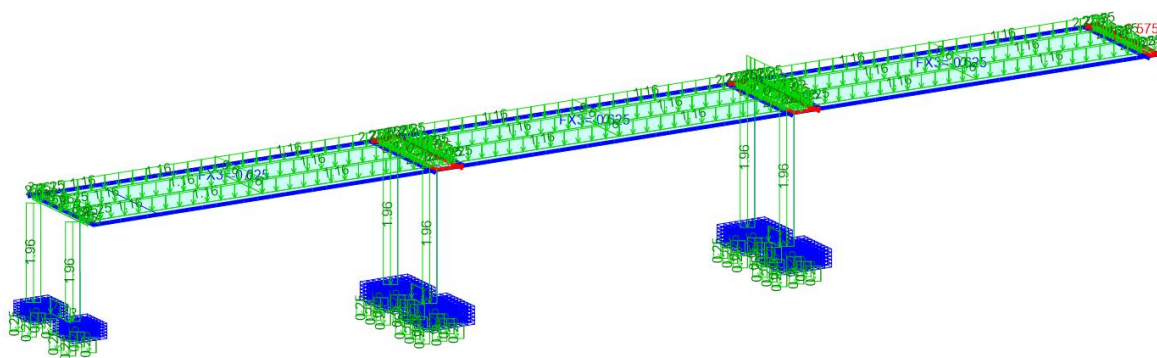


Figura 2 - Distribuição dos carregamentos de PP dos elementos estruturais

Como os elementos de proteção do tipo guarda rodas não estão definidos no modelo, o seu peso próprio é calculado em função de sua seção transversal e adicionado manualmente como uma carga distribuída linear, conforme *Tabela 2 - Carga distribuída de peso próprios dos Guarda Rodas*.

Tabela 2 - Carga distribuída de peso próprios dos Guarda Rodas

Elemento	Área Da Seção Transversal	Peso Específico (γ)	q_{pp}
Guarda Rodas Externo	0,22 m ²	2,5 tf/m ³	0,55 tf/m

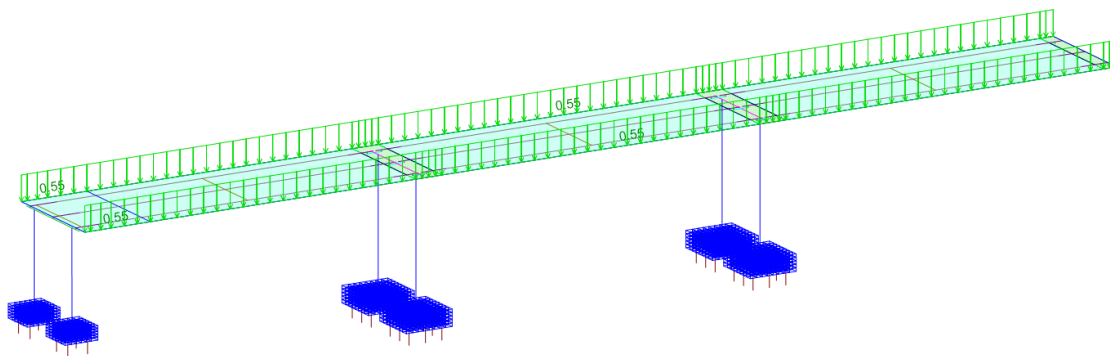


Figura 3 - Distribuição dos carregamentos de PP dos elementos de proteção

- Pavimentação (PAV) e Recapeamento (REC)

A NBR 7187 adota o valor mínimo de 24 kN/m^3 para o peso específico do material utilizado para a pavimentação. A norma também prevê uma carga adicional de 2 kN/m^2 para abranger a carga de um possível recapeamento. Ambas as cargas podem ser observadas, respectivamente, na Figura 4 e na Figura 5.

PESO ESPECÍFICO	24 kN/m^3
ESPESSURA PAVIMENTO	$0,07 \text{ m}$
CARGA DE PAVIMENTAÇÃO (PAV)	$1,68 \text{ kN/m}^2 = 0,168 \text{ tf/m}^2$
CARGA DE RECAPEAMENTO (REC)	$2 \text{ kN/m}^2 = 0,2 \text{ tf/m}^2$

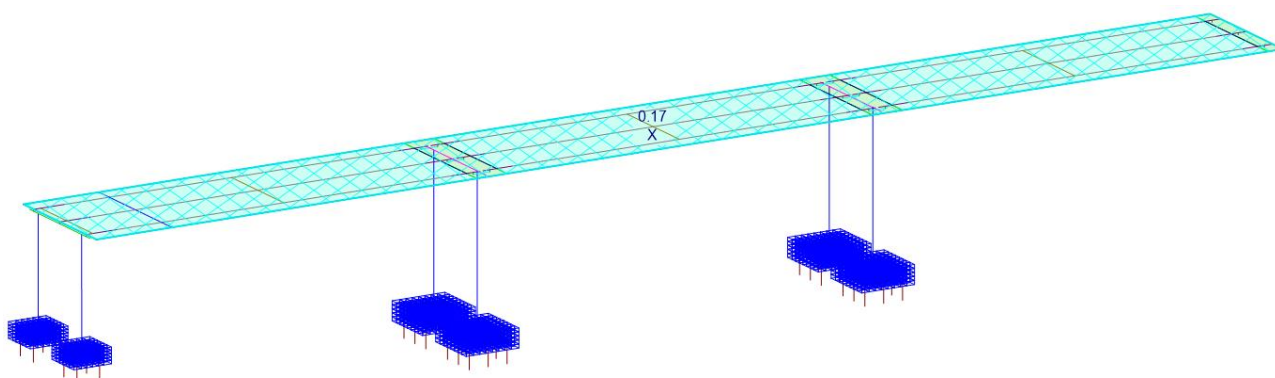


Figura 4 - Distribuição do carregamento referente à pavimentação

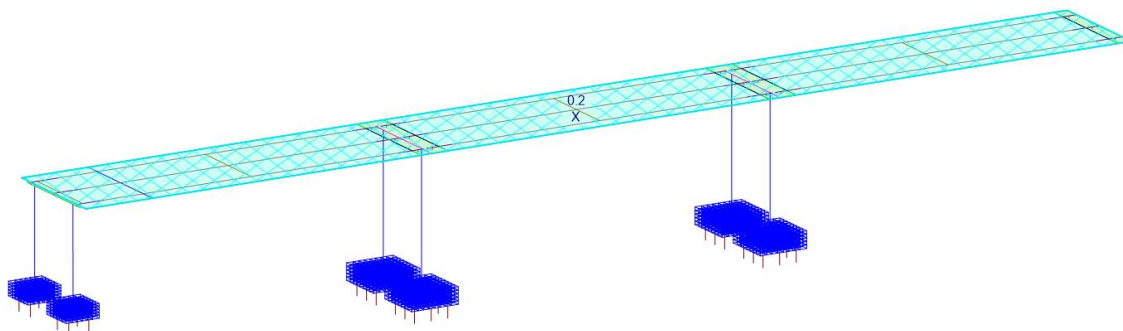


Figura 5 - Distribuição do carregamento referente ao recapeamento

- Retração (RET)

É uma carga termal que representa as deformações causadas pela fluência e retração da estrutura. O seu valor é calculado conforme modelo de previsão apresentado na NBR 6118, Anexo A.

CARGA DE RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

- 39,8 °C

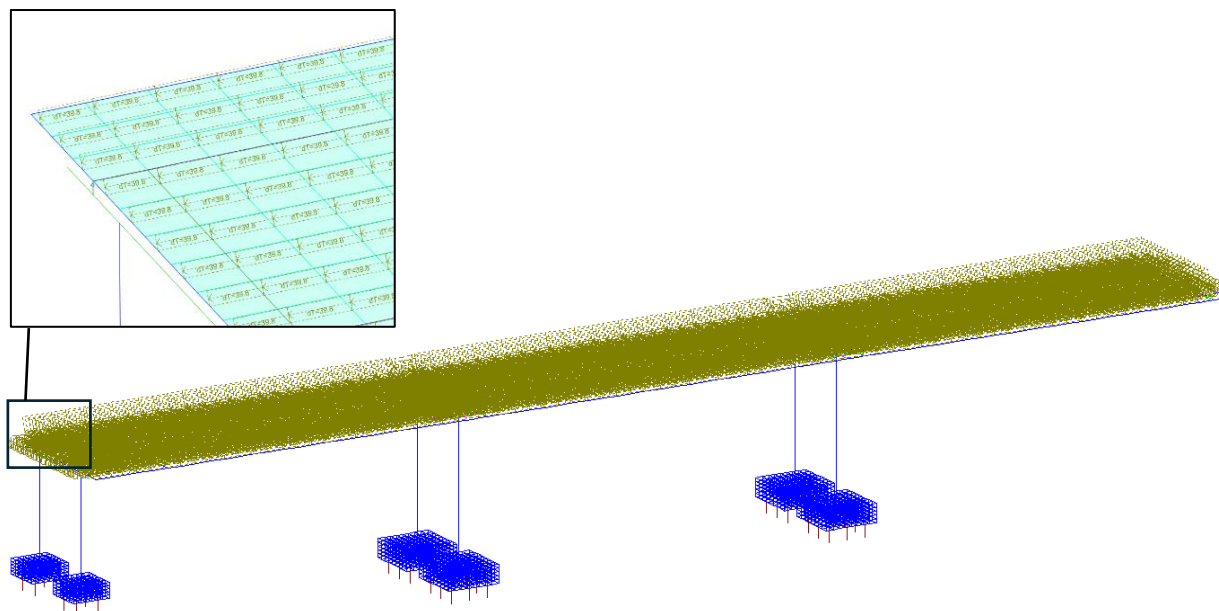


Figura 6– Distribuição do carregamento de retração RET sobre a laje

- Empuxo (EMP)

A carga de empuxo foi considerada nas alas, cortina, paredes, pilar inicial, vigas e travessa.

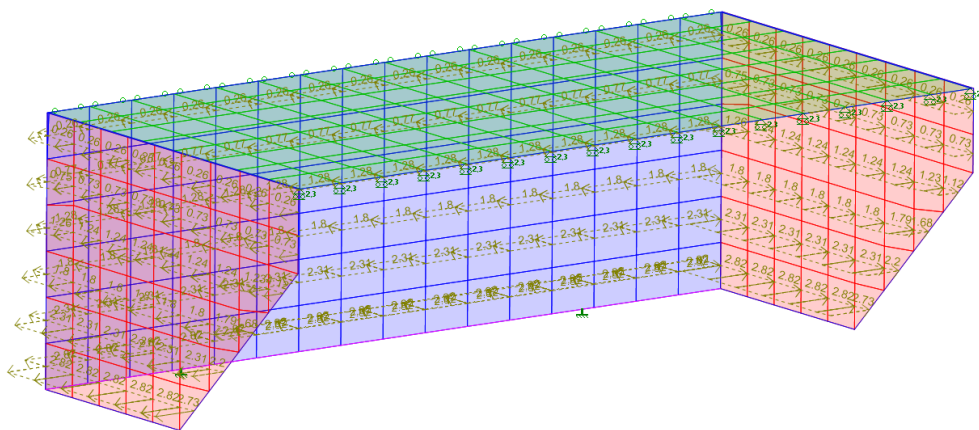


Figura 7– Distribuição do empuxo de terra sobre os elementos do encontro

1.2.2 Cargas Móveis (CM)

Segundo a NBR 7188 a carga móvel rodoviária padrão TB-450 é composta de um veículo tipo de 450 kN circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5 \text{ kN/m}^2$, conforme *Figura 8 – Disposição das cargas estáticas (NBR7188/2024)*.

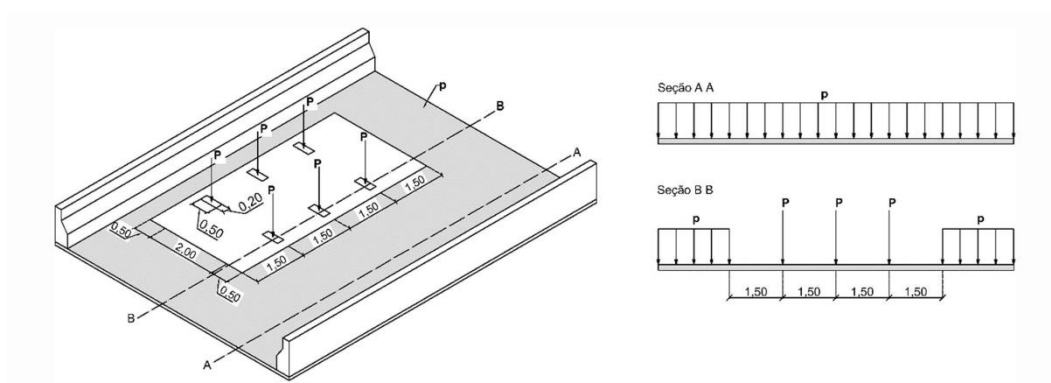


Figura 8 – Disposição das cargas estáticas (NBR7188/2024)

- Trem tipo (TT45)

O veículo tipo possui 6 rodas com cargas verticais estáticas $P = 75 \text{ kN}$ cada. Possui 3 eixos de carga afastados entre si $1,5 \text{ m}$ e de largura 2 m . As cargas que constituem o trem-tipo, mantêm entre si distâncias constantes. Para obter os efeitos mais desfavoráveis, deve haver uma distância de 25 cm entre a roda do veículo e o guarda-rodas.

- Cargas uniformemente distribuídas

A carga uniformemente distribuída, anteriormente chamada de carga de multidão, é uma carga fictícia que procura levar em consideração a ocupação máxima de pessoas na estrutura. Nas faixas de rodagem, o valor estipulado pela norma é de 5 kN/m^2 . Caso esteja previsto uma faixa de passeio, o valor a ser utilizado nessas áreas é de 3 kN/m^2 .

1.2.2.1 Coeficientes de majoração das cargas móveis

Além do efeito estático das cargas móveis, são aplicados coeficientes de impacto sobre os valores de carregamento do veículo tipo e da carga de multidão. A majoração das cargas móveis é calculada da seguinte forma:

- Coeficiente de impacto vertical (CIV):

Amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Sendo L o comprimento do vão:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \frac{20}{L + 50}$$

- Coeficiente do Número de Faixas (CNF):

Corrige distorções estatísticas. Sendo n o número de faixas de tráfego rodoviário (acostamentos e faixas de segurança não são considerados faixas de tráfego da rodovia):

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

- Coeficiente de Impacto Adicional (CIA):

Corrige imperfeições e/ou descontinuidades da pista de rolamento (juntas estruturais e extremidades da obra). Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo CIA abaixo definido:

$$CNF = 1,25 \text{ obras em concreto ou mistas}$$

$$CNF = 1,15 \text{ obras em aço}$$

Sendo assim, o valor dos coeficientes calculados e das cargas majoradas Q e q são:

CIV CALCULADO	1,279
CNF CALCULADO	1,000
CIA CALCULADO	1,250

$q = p \times CIV \times CNF \times CIA$	0,799 tf/m ²
$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA - (q \times 3)$	9,59 tf/m ²
$Q = P \times CIV \times CNF - (q \times 3)$	7,67 tf/m ²

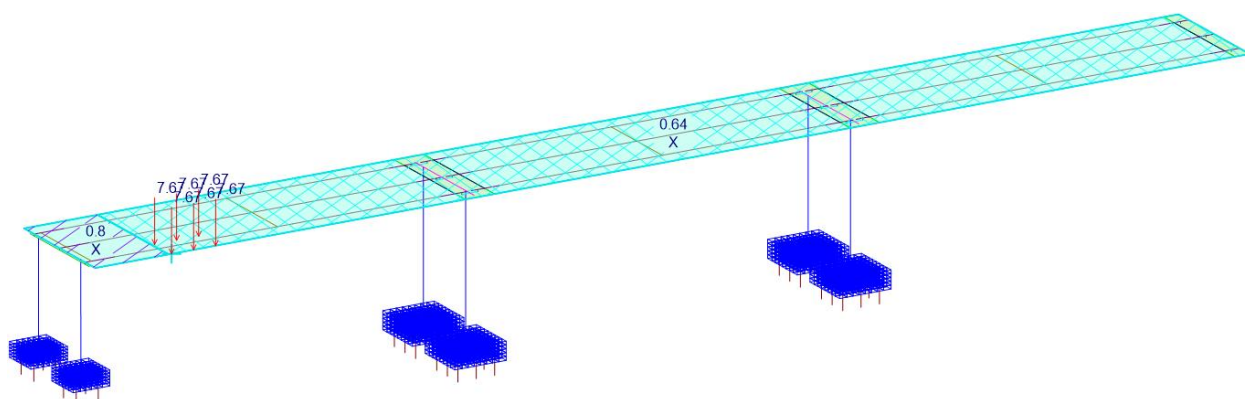


Figura 9 – Cargas móveis

1.2.3 Cargas de Vento (CV)

De acordo com a NBR 6123, o cálculo das cargas de vento depende de três fatores S1, S2 et S3, que são dados em funções de características específicas do terreno e do tipo de estrutura. O cálculo também depende da velocidade básica do vento, cujo valor é dado por regiões, como ilustra a *Figura 10 – Mapa de isopletas - Velocidade básica do vento no Brasil*. Para a obra em questão:

S1 – Fator topográfico	1,00
S2 – Fator rugosidade do terreno	0,99
S3 – Fator estatístico	1,10

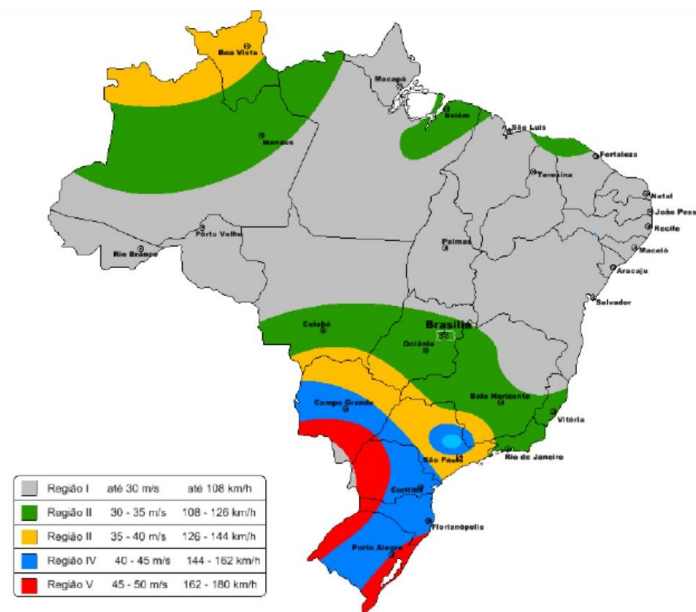


Figura 10 – Mapa de isopletas - Velocidade básica do vento no Brasil

- Vento Carregado (VENT C)

Carga distribuída horizontalmente na direção transversal que considera a ponte carregada, ou seja, é a ação do vento sobre a lateral da ponte e sobre os veículos que estão sobre ela. É considerada uma altura média de 2 m para os veículos.

$S1 \times S2 \times S3 \times 0,613 \times V0^2$	0,147 tf/m ²
COEFICIENTE DE ARRASTO	1,00
ALTURA EFETIVA (OBRA + VEICULOS)	3.75 m
CARGA DE VENT C	0,55 tf/m

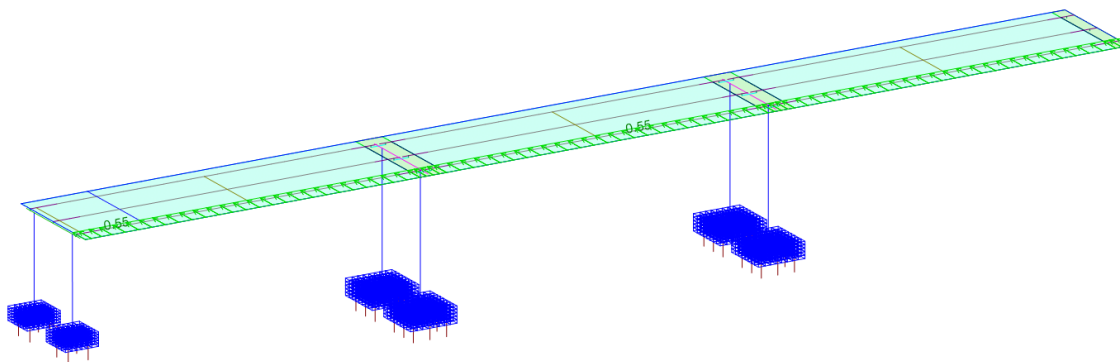


Figura 11 - Carga de vento carregado

- Vento Descarregado (VENT)

Carga distribuída horizontalmente na direção transversal quando a ponte se encontra completamente descarregada.

$S1 \times S2 \times S3 \times V0^2$	0,147 tf/m ²
COEFICIENTE DE ARRASTO	1,00
ALTURA EFETIVA (OBRA + GR)	2,55 m
CARGA DE VENT	0,38 tf/m

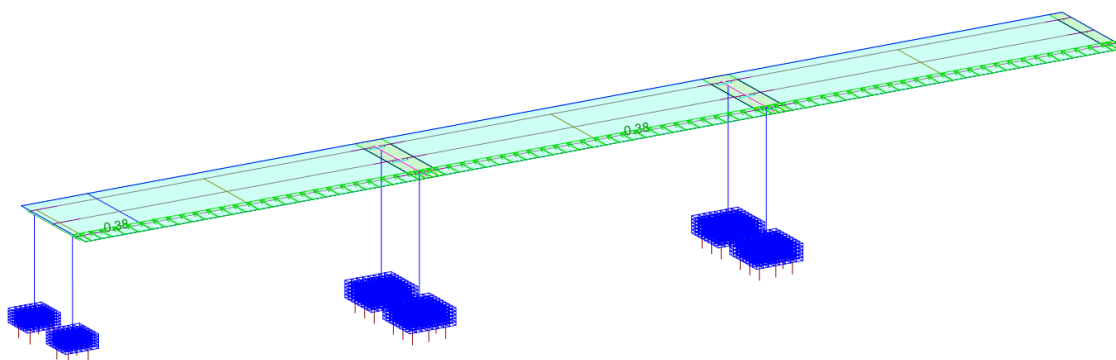


Figura 12 - Carga de vento descarregado

1.2.4 Cargas de Temperatura (CT)

É uma ação indireta, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, que fazem variar a temperatura da estrutura. O seu valor depende do local de construção e das dimensões da estrutura. De acordo com a NBR 6118, para estruturas cuja menor dimensão não ultrapasse 50 cm, a variação de temperatura adotada deve respeitar os limites de 10 °C a 15 °C. Segundo literatura técnica, é possível adotar os seguintes valores:

CENTRO-OESTE	± 13 °C
NORDESTE	± 8 °C
NORTE	± 2 °C
SUDESTE	± 11 °C
SUL	± 15 °C

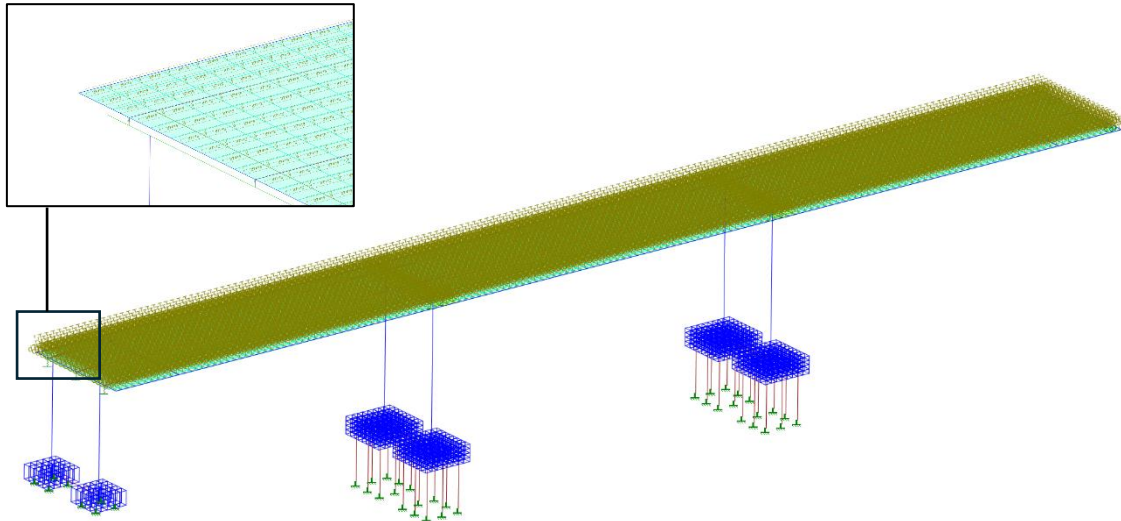


Figura 13 - Carga de variação de temperatura

1.2.5 Cargas Hidrodinâmicas (CH)

- Carregamento hidrodinâmico (HIDRO)

As cargas de hidro são consideradas somente onde há contato com a água. Os resultados apresentados na *Figura 14- Pressão causada pela água* são dados por:

$$P = \frac{kxv^2h}{10}$$

- k (seção quadrada) = 0,72
- k (seção circular) = 0,34
- V (velocidade da água) = 2 m/s
- h = área de influência (em metros)

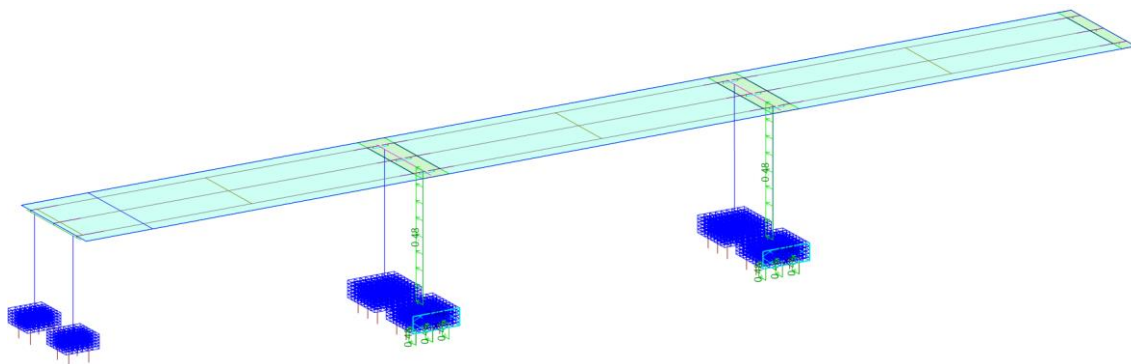


Figura 14- Pressão causada pela água

1.2.6 Cargas de Frenagem (FR)

É a força exercida pelo veículo, devido a sua massa, quando ele se encontra em movimento, podendo a resultante ser um esforço de frenagem ou aceleração.

FRENAGEM E ACELERAÇÃO			
Hf=0,25*B*L*CNF, onde:			
Hf≥	135	kN	
B: Largura efetiva da carga distribuída de 5kN/m²			
L: Comprimento concomitante da carga distribuída			
Hf=	168 kN	área=	672 m²
135kN/área=	0.020 tf/m²		
hf/área=	0.025 tf/m²		

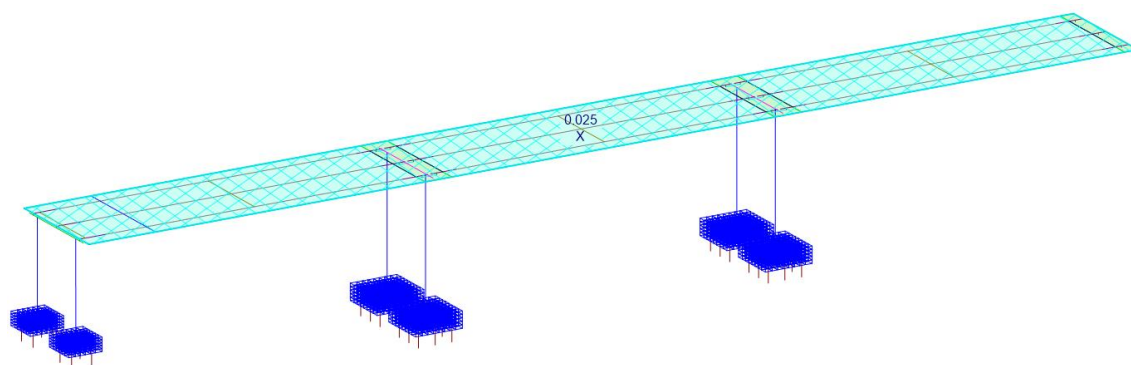


Figura 15 – Frenagem e aceleração

2 ESTADOS LIMITES E COMBINAÇÕES

Os estados limites podem ser estados limites últimos ou de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles constituídas.

As combinações de ações são definidas combinando-se os carregamentos dos diferentes grupos.

2.1 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

Para a determinação dos esforços solicitantes, foram consideradas as seguintes combinações para o Estado Limite de Serviço (ELS):

2.1.1 Combinação de Cargas permanentes (CP)

Combinações que atuam durante todo o período de vida útil da estrutura. Os coeficientes ponderadores utilizados nesta combinação, para cada grupo de cargas, estão na *Tabela 11 – Combinação de cargas permanentes*.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G I, K}$$

Grupos de cargas	CP	CM	CV	CT	CH	FR
CP	1					

Tabela 3 – Combinação de cargas permanentes

2.1.2 Combinações Quase Permanentes (CQP)

Combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período, segundo a *Tabela 4 – Combinações quase permanentes*.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G I, K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q J, K}$$

Grupos de cargas	CP	CM	CV	CT	CH	FR
CQP com frenagem	1	0,3		0,3		0,2

Tabela 4 – Combinações quase permanentes

2.1.3 Combinações Frequentes de Serviço (CFS)

Combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%, conforme Tabela 5 - Combinações frequentes.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G I, K} + \psi_{1j} F_{Q 1, K} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q J, K}$$

Grupos de cargas	CP	CM	CV	CT	CH	FR
CFS	1	0,8	0,8	0,8	0,3	0,8

Tabela 5 - Combinações frequentes

2.1.4 Combinações Raras de Serviço (CRS)

Combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura, conforme Tabela 6 - Combinações raras.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G I, K} + F_{Q 1, K} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Q J, K}$$

Grupos de cargas	CP	CM	CV	CT	CH	FR
CRS	1	1	0,8	0,8		1

Tabela 6 - Combinações raras

2.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

No projeto usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;

- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica.

Os estados limites últimos decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza:

2.2.1 Combinações Normais (CUN) Últimas

Conforme *Tabela 7 - Combinações última normal*.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,K} + \gamma_q \left[F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,K} \right]$$

Grupos de cargas	CP	CM	CV	CT	CH	FR
CUN	1,35	1,5	1,4	1,2	0,98	1,5

Tabela 7 - Combinações última normal

2.2.2 Combinações para Fundação

Para a determinação dos esforços para fundação foram utilizadas as combinações para o Estado Limite Último (ELU) desconsiderando os fatores de impacto para o carregamento móvel. De acordo com a NBR 7188, item 5.1.3.1: “Para o dimensionamento dos elementos da infraestrutura totalmente enterrados, o coeficiente de impacto vertical (CIV) pode ser considerado igual a 1,00.” Ademais, o item 5.1.3.3 da NBR 7188 especifica que o Coeficiente de Impacto adicional (CIA) deve ser utilizado somente para determinar as solicitações de elementos ligados à laje de tabuleiro; para os demais elementos, deve ser tomado igual a 1.

Portanto, para o dimensionamento estrutural das fundações é utilizada a Envoltória de Combinações Últimas normais, conforme apresentado acima, porém desconsiderando o impacto no grupo de cargas móveis, conforme *Tabela 8 - Combinação Última Normal sem impacto - dimensionamento estrutural fundações*.

Grupos de cargas	CP	CM sem impacto	CV	CT	CH	FR
CUN _{sem impacto}	1,35	1,5	1,4	1,2	0,98	1,5

Tabela 8 - Combinação Última Normal sem impacto - dimensionamento estrutural fundações

Para o dimensionamento geotécnico da fundação é utilizado o mesmo modelo sem impacto supracitado, porém os coeficientes de majoração são

reduzidos, conforme apresentado na *Tabela 9 - Combinação para Fundação sem impacto - dimensionamento geotécnico fundações*.

Grupos de cargas	CP	CM sem impacto	CV	CT	CH	FR
CpF	1	1	0,6	0,6	0,6	1

Tabela 9 - Combinação para Fundação sem impacto - dimensionamento geotécnico fundações

2.3 ENVOLTÓRIAS DE COMBINAÇÕES

Para o dimensionamento das peças estruturais serão retirados os resultados dos seguintes itens:

- Carregamento Permanente (CP);
- Envoltória de Combinações Últimas Normais (Envoltória CUN);
- Envoltória de Combinações Quase Permanentes (Envoltória CQP);
- Envoltória de Combinações Frequentes de Serviço (Envoltória CFS);
- Envoltória de Combinações Raras de Serviço (Envoltória CRS);
- Envoltória de Combinações Últimas Normais (Envoltória CUN sem impacto): dimensionamento estrutural fundações;
- Envoltória de Combinações para Fundação (Envoltória CpF): dimensionamento geotécnico fundações.

3 SOLICITAÇÕES E DIMENSIONAMENTO

3.1 SUPERESTRUTURA

3.1.1 longarina de concreto

3.1.1.1 Solicitações

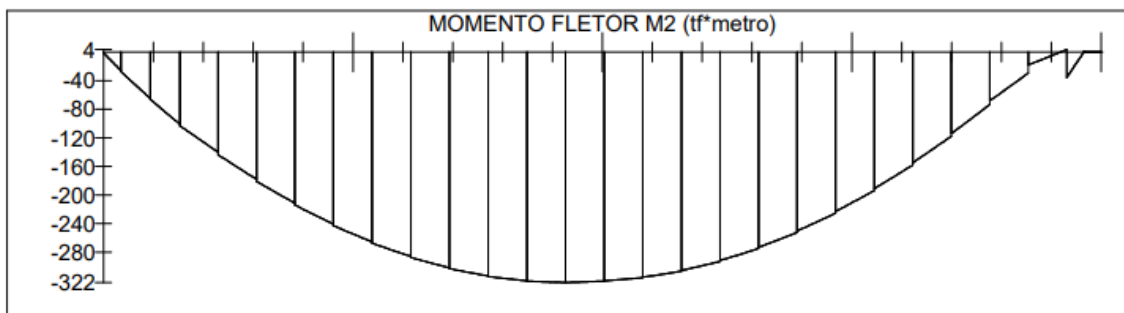


Figura 16 - Combinação de carga permanente - Momento máx. fletor = 322 tf.m

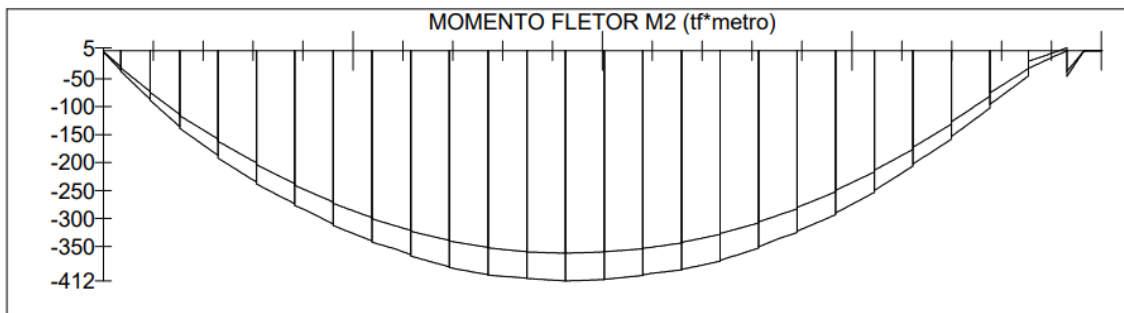


Figura 17 - Combinação quase permanente - Momento máx. fletor = 412 tf.m

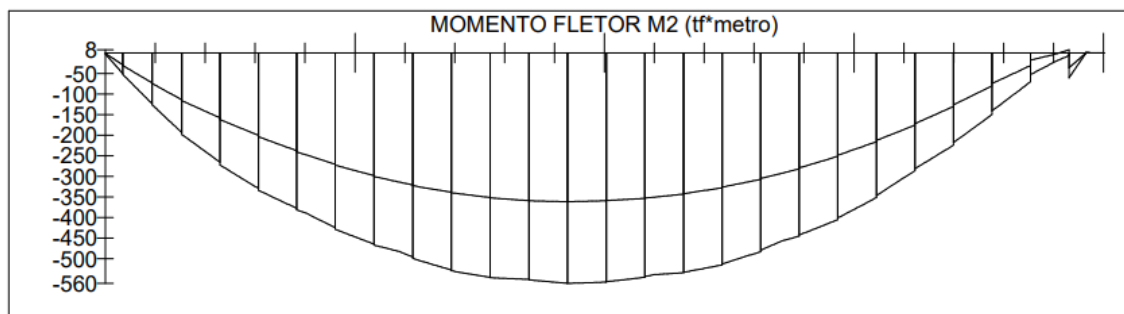


Figura 18 - Combinação frequente de serviço - Momento máx. fletor = 560 tf.m

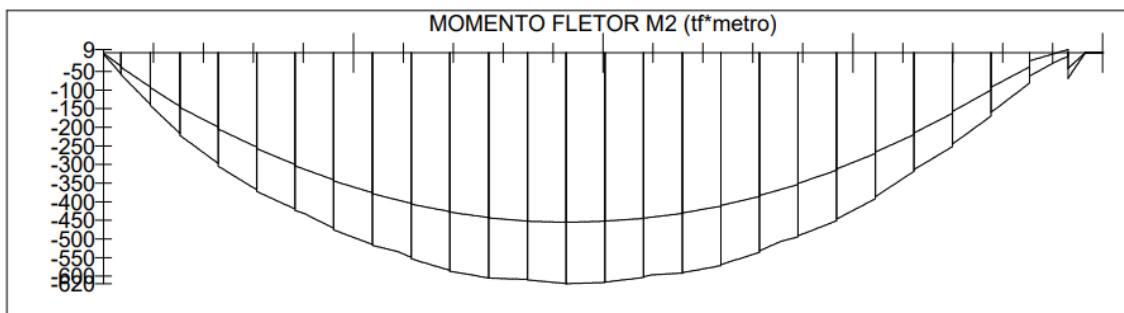


Figura 19 - Combinação rara de serviço - Momento máx. fletor = 620 tf.m

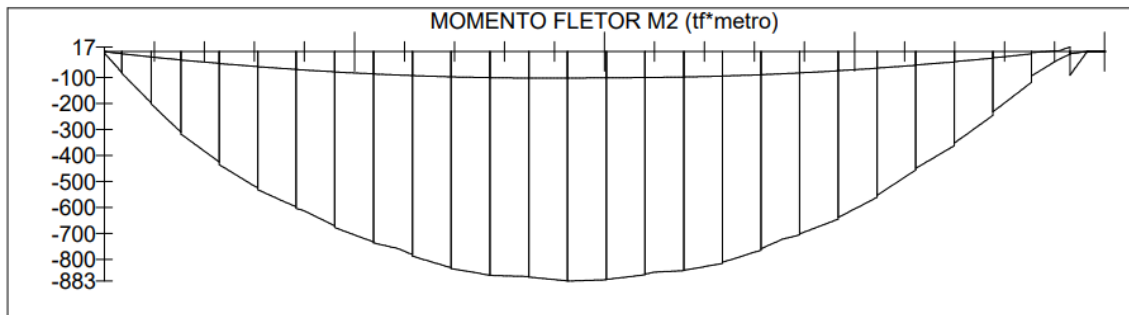


Figura 20 - Combinação última normal - Momento máx. fletor = 889 tf.m

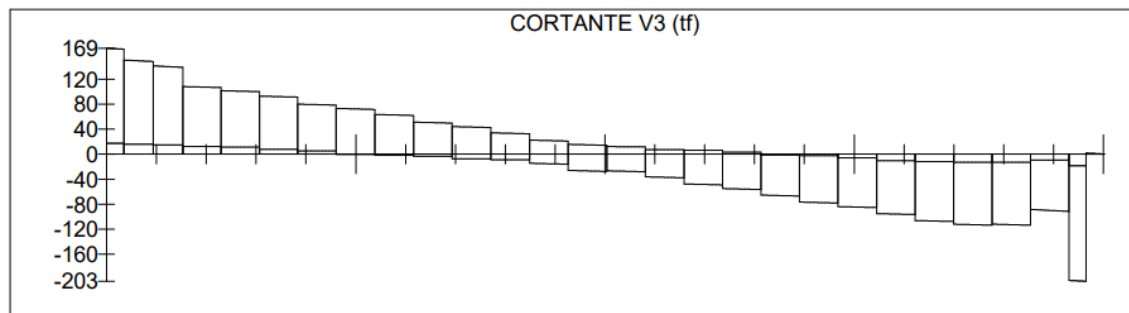


Figura 21 - Combinação última normal - Cortante = 173 tf

3.1.1.2 Dimensionamentos

- Armadura longitudinal frouxa e de protensão

1 - Dados

Comprimento da viga	26,00 m
Altura da viga	1,50 m
Largura da laje colaborante	2,70 m
Espessura da laje colaborante	0,25 m
Centróide da armadura frouxa	0,11 m
Centróide da protensão	0,13 m

2 - Critérios:

As unidades utilizadas nesse memorial, exceto indicação contrária, são as seguintes:

2.1 - Momentos fletores: kN.m

2.2 - Esforços cortantes: kN

2.3 - Armaduras: cm²

3 - Materiais utilizados:

3.1 - Concreto

3.1.1 - Resistência Mpa

3.1.2 - Tipo

3.2 - Aço

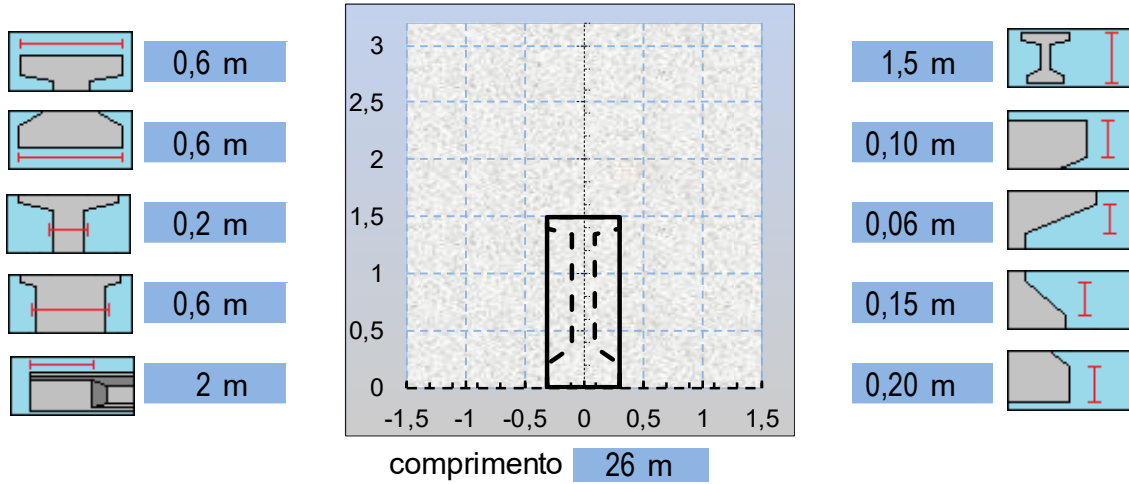
3.2.1 - Armaduras passivas:

3.2.2 - Armaduras de protensão:

4 - Características geométricas

4.1 - Geometria viga

4.1.1 - Entrada de dados



4.1.2 - Resultados

Seção nos apoios

H total=	1,50 m
A=	0,9000 m ²
J=	0,1688 m ⁴
ys=	0,75 m
yi=	0,75 m
Ws=	0,2250 m ³
Wi=	0,2250 m ³
perím.=	4,20 m

Seção no vão central

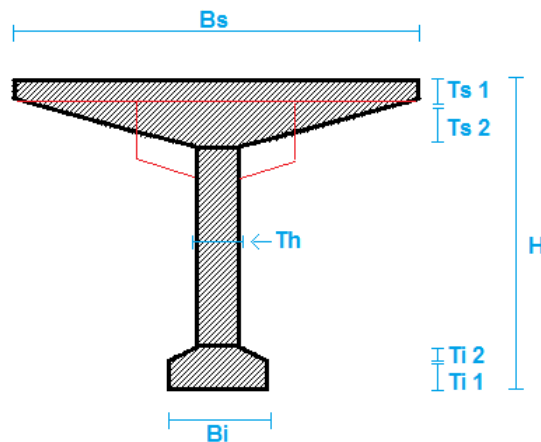
H total=	1,50 m
A=	0,4620 m ²
J=	0,1201 m ⁴
ys=	0,82 m
yi=	0,68 m
Ws=	0,1468 m ³
Wi=	0,1761 m ³
perím.=	4,70 m

4.2 - Geometria viga+laje

4.2.1 - Entrada de dados

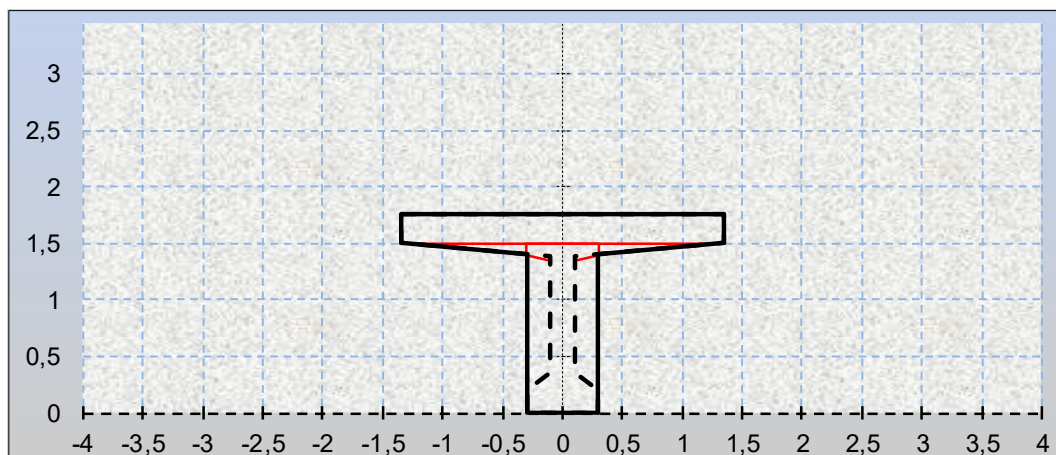
Seção nos apoios

H	1,75 m
Bs	2,70 m
Ts1	0,25 m
Ts2	0,09 m
Th	0,60 m
Ti2	0,00 m
Ti1	0,20 m
Bi	0,60 m



Seção no vão central

H	1,75 m
Bs	2,70 m
Ts1	0,25 m
Ts2	0,11 m
Th	0,20 m
Ti2	0,15 m
Ti1	0,20 m
Bi	0,60 m



4.2.2 - Resultados

Seção nos apoios

H total=	1,75 m
A=	1,6691 m ²
J=	0,4782 m ⁴
ys=	0,61 m
yi=	1,14 m
Ws=	0,7897 m ³
Wi=	0,4178 m ³
perím.=	8,73 m

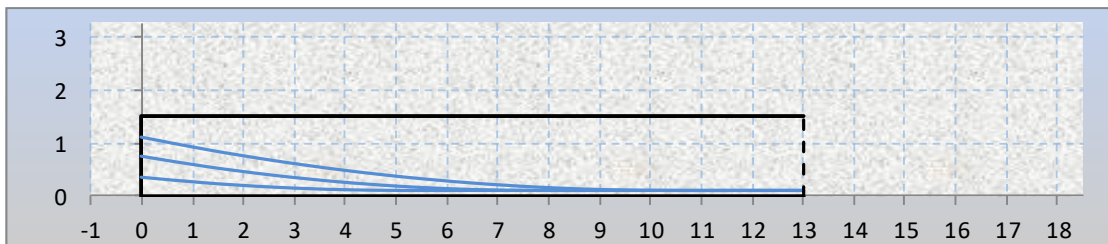
Seção no vão central

H total=	1,75 m
A=	1,21833 m ²
J=	0,37193 m ⁴
ys=	0,49 m
yi=	1,26 m
Ws=	0,7559 m ³
Wi=	0,2957 m ³
Ki=	0,24 m

5 - Protensão

5.1 - Definição da protensão

A protensão será feita por cabos, cada um com cordoalhas de diâmetro . A força máxima suportada em cada cordoalha será de 19,1162 tf, a força máxima suportada em cada cabo será 229,394 tf, a força empregada em cada cabo será de 169,293 tf, ou 1660,77 kN.



5.2 - Perdas imediatas de protensão

5.2.1 - Perdas por atrito

$$P = P_o \cdot (1 - \varphi \cdot \alpha - k \cdot x)$$

$$\varphi = 0,2$$

α = ângulo de saída

k = coeficiente de atrito por irregularidade do cabo

x = comprimento do trecho analisado

cabo	ângulo de saída *	fim do arco (m)	P fim (kN)	P vão (kN)
1	5,55 graus	5,2	1611,33	1585,42
2	9,19 graus	7,8	1581,57	1564,3
3	11 graus	10,4	1562,42	1553,78
4	---	---	---	---
5	---	---	---	---
6	---	---	---	---
7	---	---	---	---
8	---	---	---	---
9	---	---	---	---
10	---	---	---	---
11	---	---	---	---
12	---	---	---	---

Força total P antes da protensão : 4982,3 kN

Força total após as perdas por atrito : 4703,5 kN

Perda representativa por atrito: 5,59581 %

* em sistema decimal

5.2.2 - Perdas por acomodação das cunhas (ΔP)

cabo	perda (ΔP)
1	60,0619 kN
2	35,2167 kN
3	13,9903 kN
4	-----
5	-----
6	-----
7	-----
8	-----
9	-----
10	-----
11	-----
12	-----

$$E = 19000$$

$$A = 11,844$$

Força total antes da protensão:	4982,3 kN
Perda de protensão por cravação (ΔP_{total}):	109,269 kN
Perda representativa por cravação:	2,19314 %

5.2.3 - Perdas na protensão sucessiva ($\Delta\sigma$):

$$(\Delta\sigma) = \alpha_p \cdot (\sigma_g + \sigma_{cp}) \cdot (n-1)/2n$$

excentricidade da força de protensão (sem laje colaborante), $e_{p1} = 0,55895$ m

$$\alpha_p = 6,33866$$

$$\sigma_g = 4555,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 22935,6 \text{ kN/m}^2$$

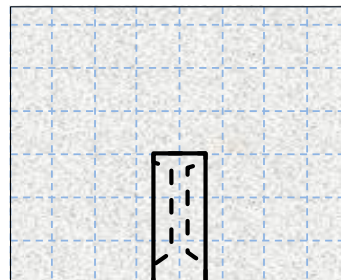
Total de perdas por protensão sucessiva: 206,389 kN

Perda representativa por protensão sucessiva: 4,14244 %

$$\underline{\text{Perda imediata total} = 11,9 \%}$$

6 - Esforços e solicitações : etapas construtivas 0 e 1 (seção SEM laje colaborante)

Considera-se que os esforços a seguir atuem na seção da peça premoldada , apenas , por ocorrerem em etapas construtivas nas quais são transferidos diretamente à viga sem o efeito de demais elementos estruturais. Dimensões conforme item 4.1 .



6.1 - Esforços causados pela protensão (3 cabos) com perdas imediatas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	TENSÃO axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	3E-13 kN.m	-4875,4 kN/m ²	0 kN	-4875,4 kN/m ²	-4875,4 kN/m ²
1 (2.6m)	-1133,5 kN.m	-9497,5 kN/m ²	0 kN	-15933 kN/m ²	-1777,9 kN/m ²
2 (5.2m)	-1987,4 kN.m	-9497,5 kN/m ²	0 kN	-20781 kN/m ²	4038,16 kN/m ²
3 (7.8m)	-2361,8 kN.m	-9497,5 kN/m ²	0 kN	-22907 kN/m ²	6587,76 kN/m ²
4 (10.4m)	-2452,6 kN.m	-9497,5 kN/m ²	0 kN	-23422 kN/m ²	7206,21 kN/m ²
5 (13m)	-2452,6 kN.m	-9497,5 kN/m ²	0 kN	-23422 kN/m ²	7206,21 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

6.2 - Esforços causados pelo peso próprio da viga : $q_1 = 22,1 \text{ kN/m}$, $q_2 = 11,3 \text{ kN/m}$

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	TENSÃO axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	0 kN/m ²	168,781 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2.6m)	366,159 kN.m	0 kN/m ²	117,838 kN	2078,89 kN/m ²	-2493,8 kN/m ²
2 (5.2m)	634,24 kN.m	0 kN/m ²	88,3783 kN	3600,93 kN/m ²	-4319,6 kN/m ²
3 (7.8m)	825,726 kN.m	0 kN/m ²	58,9189 kN	4688,1 kN/m ²	-5623,8 kN/m ²
4 (10.4m)	940,618 kN.m	0 kN/m ²	29,4594 kN	5340,4 kN/m ²	-6406,2 kN/m ²
5 (13m)	978,915 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	5557,84 kN/m ²	-6667,1 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

6.3 - Lajotas + PP da capa + transversinas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	FORÇA axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	kN	193,178 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2.6m)	476,277 kN.m	kN	145,325 kN	2704,09 kN/m ²	-3243,8 kN/m ²
2 (5.2m)	851,357 kN.m	kN	104,63 kN	4833,62 kN/m ²	-5798,3 kN/m ²
3 (7.8m)	1099,45 kN.m	kN	73,545 kN	6242,17 kN/m ²	-7488 kN/m ²
4 (10.4m)	1240,56 kN.m	kN	26,8684 kN	7043,32 kN/m ²	-8449 kN/m ²
5 (13m)	1271,25 kN.m	kN	0 kN	7217,58 kN/m ²	-8658,1 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

8 - Composição das combinações de esforços e carregamentos

8.1 - Carga permanente (CP)

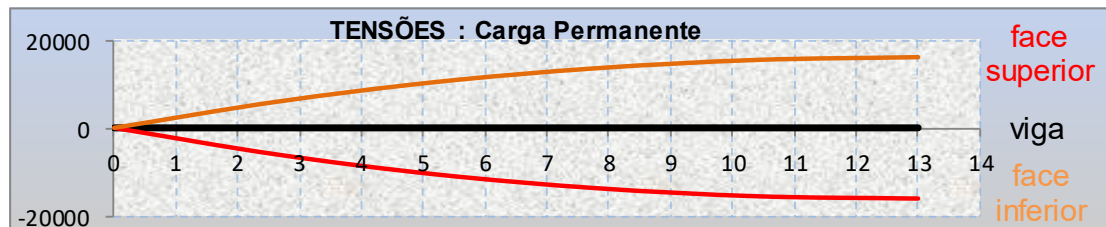
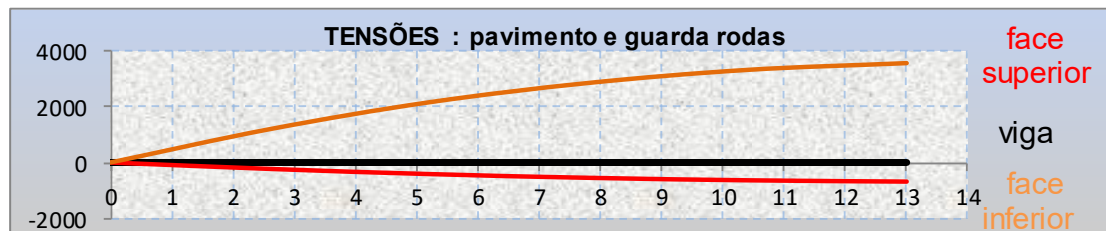
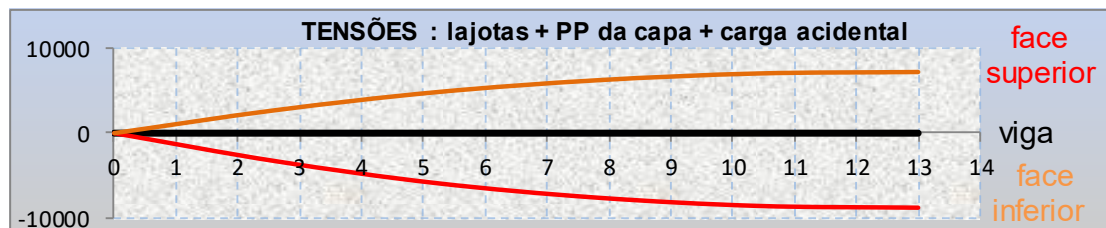
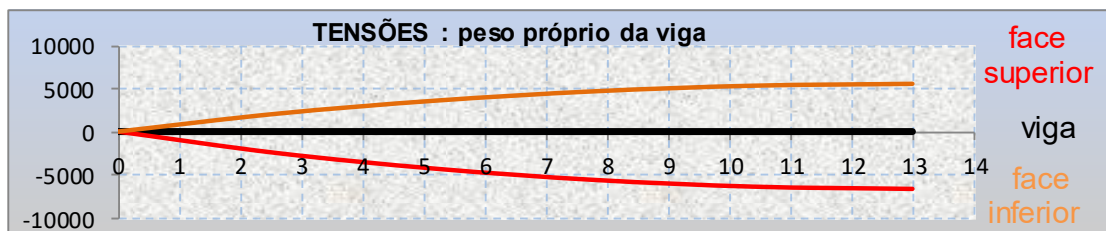
peso próprio da viga (6.2) x 1

lajotas + PP da capa + carga acidental (6.3) x 1

pavimento e guarda rodas (7.1) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	525,916 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	1198,3 kN.m	0 kN/m ²	373,774 kN	5986,6 kN/m ²	-5969,1 kN/m ²
2	2128,18 kN.m	0 kN/m ²	275,967 kN	10608 kN/m ²	-10536 kN/m ²
3	2774,28 kN.m	0 kN/m ²	195,615 kN	13802,2 kN/m ²	-13664 kN/m ²
4	3169,91 kN.m	0 kN/m ²	92,2178 kN	15727,9 kN/m ²	-15499 kN/m ²
5	3310,98 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	16363,4 kN/m ²	-16015 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão



Maior compressão : 16 Mpa

Maior tração : 16,4 Mpa

8.2 - Combinação quase-permanente (CQP)

peso próprio da viga (6.2) x 1

lajotas + PP da capa + carga accidental (6.3) x 1

pavimento e guarda rodas (7.1) x 1

carga móvel com impacto (7.2) x 0,3

para 7.5 :

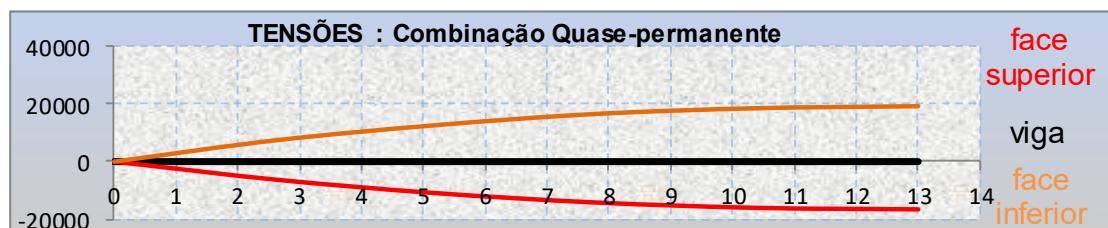
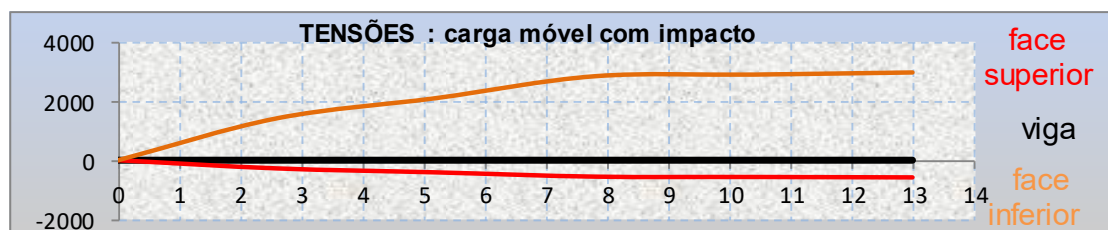
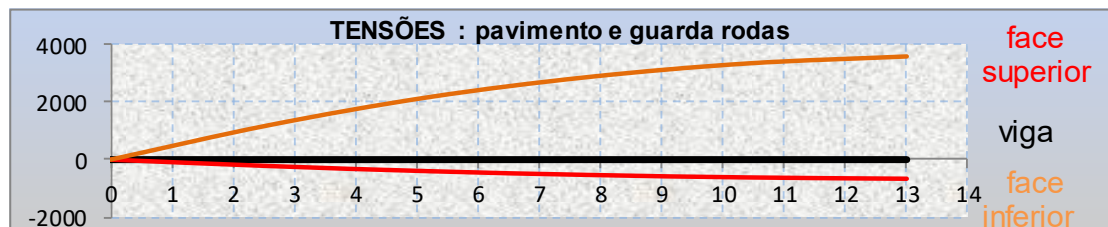
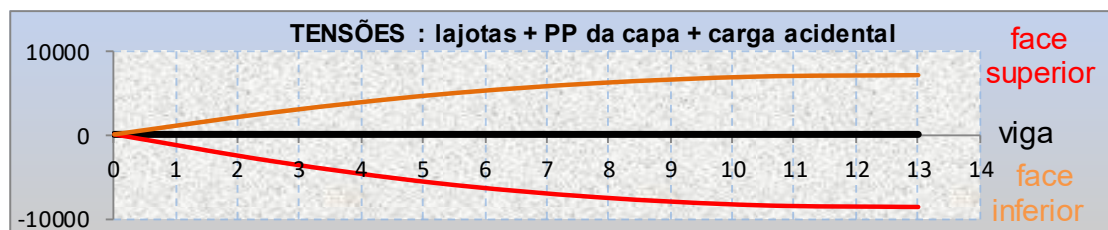
0,3 - passarelas e rodoviárias

0,5 - ferroviárias não especializadas

0,6 - ferroviárias especializadas

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	725,546 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	1617,41 kN.m	0 kN/m ²	487,24 kN	7404,18 kN/m ²	-6241,9 kN/m ²
2	2748,7 kN.m	0 kN/m ²	361,603 kN	12706,7 kN/m ²	-10940 kN/m ²
3	3613,72 kN.m	0 kN/m ²	270,219 kN	16641,4 kN/m ²	-14211 kN/m ²
4	4025,77 kN.m	0 kN/m ²	141,611 kN	18622,7 kN/m ²	-16056 kN/m ²
5	4188,05 kN.m	0 kN/m ²	34,1543 kN	19329,9 kN/m ²	-16586 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão



Maior compressão : 16,6 Mpa

Maior tração : 19,3 Mpa

8.3 - Combinação frequente (CF)

peso próprio da viga (6.2) x **1**
 lajotas + PP da capa + carga accidental (6.3) x **1**
 pavimento e guarda rodas (7.1) x **1**
 carga móvel com impacto (7.2) x **0,5**

para 7.5 :

0,4 - passarelas

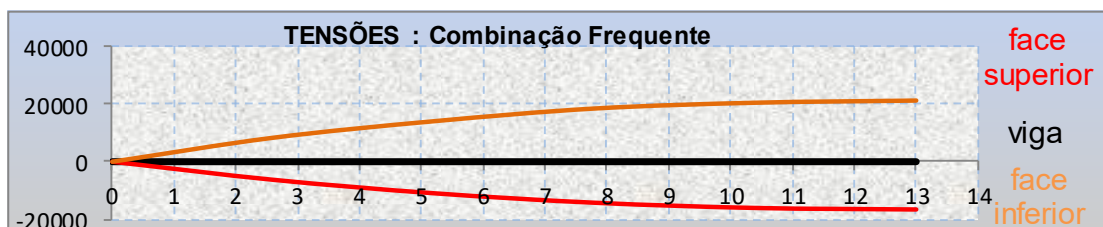
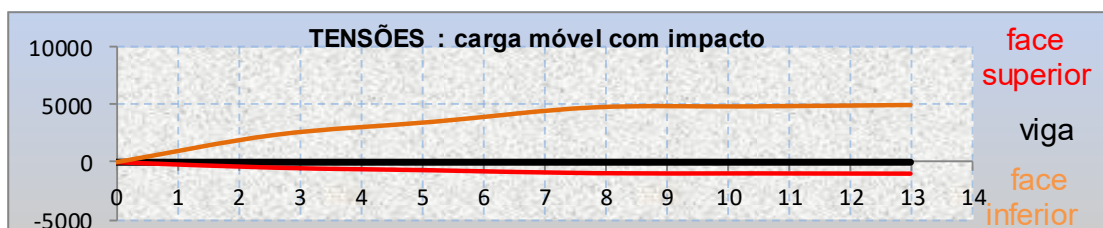
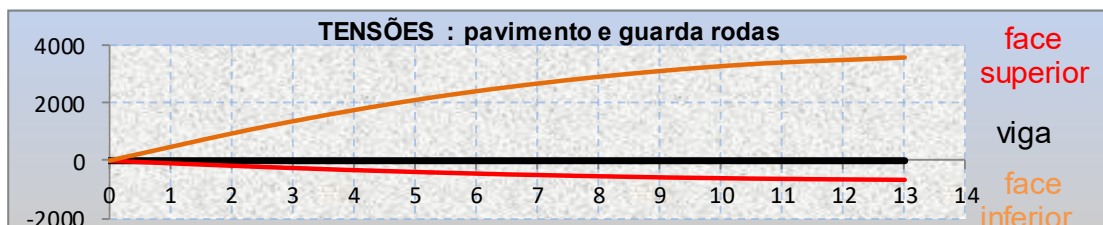
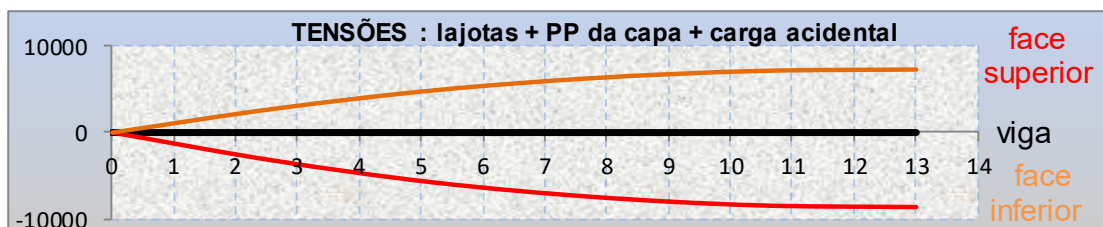
0,5 - rodoviárias

0,7 - ferroviárias não especializadas

1 - ferroviárias especializadas

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	858,633 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	1896,83 kN.m	0 kN/m ²	562,883 kN	8349,23 kN/m ²	-6423,7 kN/m ²
2	3162,37 kN.m	0 kN/m ²	418,693 kN	14105,9 kN/m ²	-11209 kN/m ²
3	4173,35 kN.m	0 kN/m ²	319,955 kN	18534,3 kN/m ²	-14575 kN/m ²
4	4596,34 kN.m	0 kN/m ²	174,539 kN	20552,5 kN/m ²	-16427 kN/m ²
5	4772,76 kN.m	0 kN/m ²	56,9238 kN	21307,6 kN/m ²	-16967 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão



Maior compressão : 17 Mpa

Maior tração : 21,3 Mpa

8.4 - Combinação rara de serviço (CRS)

peso próprio da viga (6.2) x 1

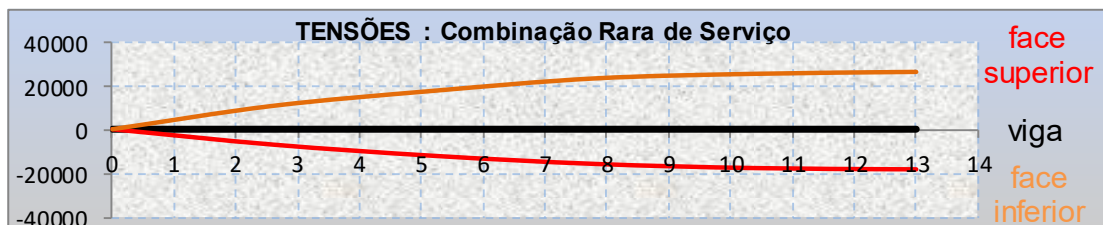
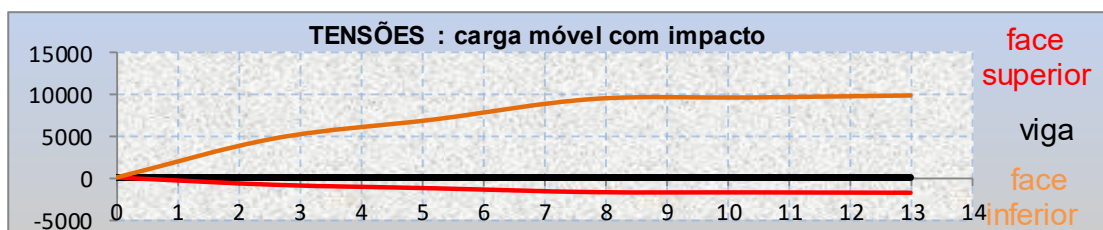
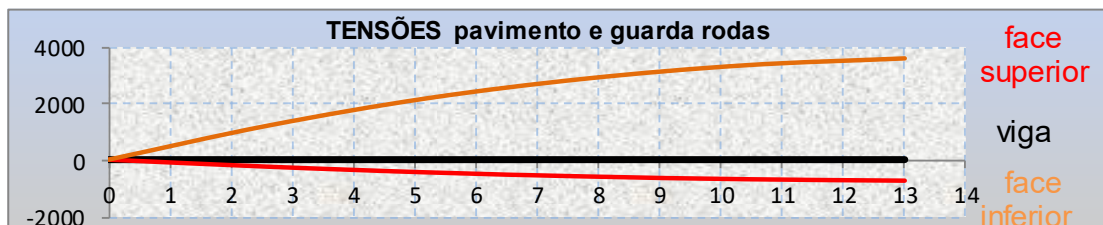
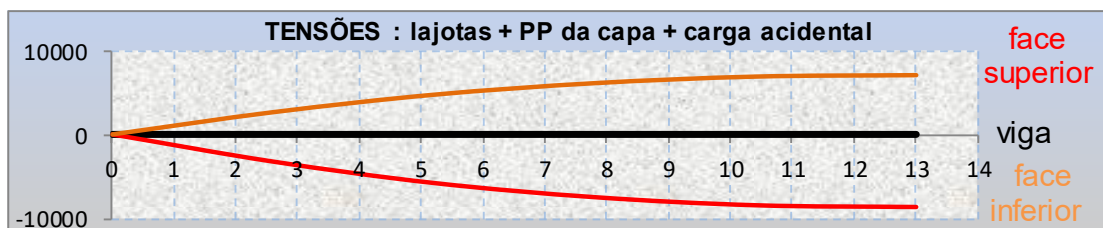
lajotas + PP da capa + carga acidental (6.3) x 1

pavimento e guarda rodas (7.1) x 1

carga móvel com impacto (7.2) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	1191,35 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	2595,36 kN.m	0 kN/m ²	751,992 kN	10711,9 kN/m ²	-6878,2 kN/m ²
2	4196,56 kN.m	0 kN/m ²	561,42 kN	17603,8 kN/m ²	-11882 kN/m ²
3	5572,42 kN.m	0 kN/m ²	444,295 kN	23266,3 kN/m ²	-15485 kN/m ²
4	6022,77 kN.m	0 kN/m ²	256,861 kN	25377,1 kN/m ²	-17355 kN/m ²
5	6234,54 kN.m	0 kN/m ²	113,848 kN	26251,7 kN/m ²	-17918 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão



Maior compressão : 17,9 Mpa

Maior tração : 26,3 Mpa

8.5 - Combinação última normal (CUN)

peso próprio da viga (6.2) x 1,35

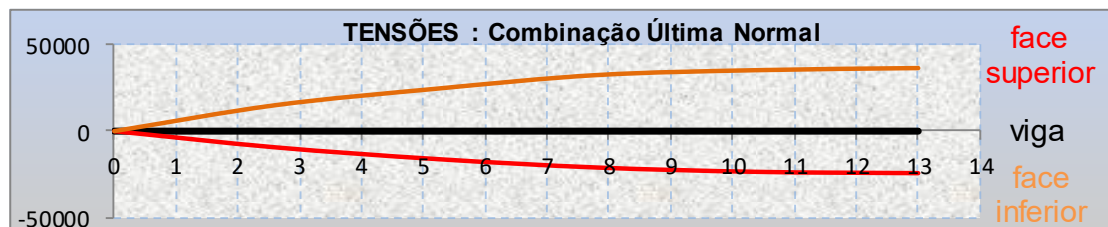
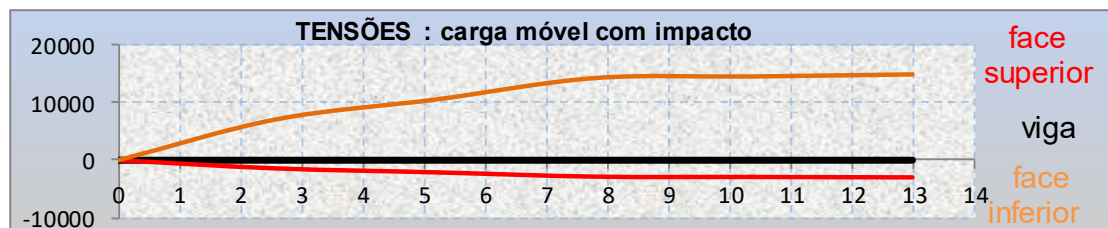
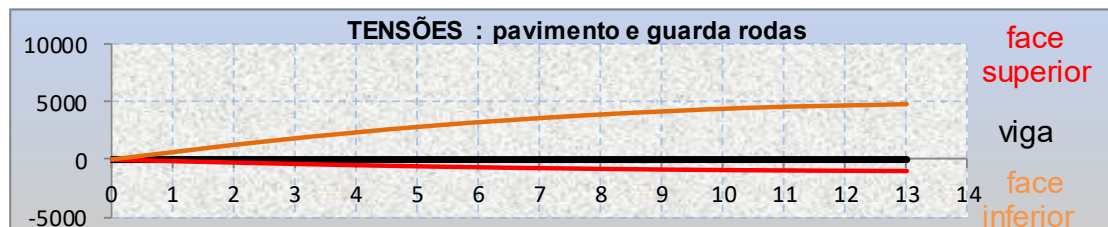
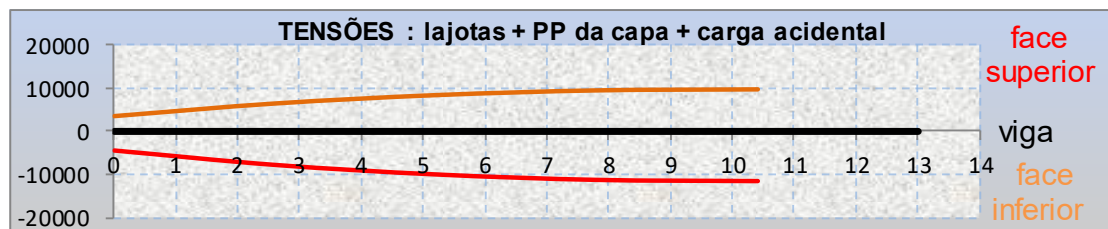
lajotas + PP da capa + carga acidental (6.3) x 1,35

pavimento e guarda rodas (7.1) x 1,35

carga móvel com impacto (7.2) x 1,5

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	1708,14 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	3713,29 kN.m	0 kN/m ²	1071,92 kN	15169,8 kN/m ²	-9422 kN/m ²
2	5975,62 kN.m	0 kN/m ²	800,735 kN	24814,6 kN/m ²	-16243 kN/m ²
3	7942,49 kN.m	0 kN/m ²	637,1 kN	32829,2 kN/m ²	-21178 kN/m ²
4	8558,67 kN.m	0 kN/m ²	371,458 kN	35706,5 kN/m ²	-23708 kN/m ²
5	8855,16 kN.m	0 kN/m ²	170,771 kN	36923,1 kN/m ²	-24475 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão



Maior compressão : 24,5 Mpa

Maior tração : 36,9 Mpa

9 - Verificação da protensão adotada

9.1 - perdas lentas de protensão

deformação de retração no concreto após estabilização , E_{cs} : -0,0002 m/m
 protensão após todas as perdas imediatas , $P_i = 4387,84$ kN
 tensão no concreto na altura da protensão sob CP (8.1) , $\sigma_{cpig} = -8694,96$ kN/m²
 área de aço nos cabos de protensão , $A_p = 0,00355$ m²
 área de concreto da seção , $A_c = 1,21833$ m²
 tensão nos cabos após perdas imediatas , $\sigma_{pi} = 1234898$ kN/m²

$$\Delta\sigma = -160624 \text{ kN/m}^2 \quad \Delta P \text{ total} = 570,73 \text{ kN} \quad \text{Perda lenta} = 11,4552 \%$$

A perda total é de 23,4 %, sendo a força final de protensão na seção no meio do vão após todas as perdas 3817,11 kN

9.2 - Efeito das perdas lentas (alívio de 11,46% da protensão na seção composta)

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	225,127 kN.m	341,943 kN/m ²	0 kN	880,734 kN/m ²	174,557 kN/m ²
1 (2.6m)	476,186 kN.m	468,451 kN/m ²	0 kN	2079,05 kN/m ²	158,585 kN/m ²
2 (5.2m)	587,261 kN.m	468,451 kN/m ²	0 kN	2454,74 kN/m ²	86,3062 kN/m ²
3 (7.8m)	635,954 kN.m	468,451 kN/m ²	0 kN	2619,43 kN/m ²	54,6208 kN/m ²
4 (10.4m)	647,765 kN.m	468,451 kN/m ²	0 kN	2659,38 kN/m ²	46,935 kN/m ²
5 (13m)	647,765 kN.m	468,451 kN/m ²	0 kN	2659,38 kN/m ²	46,935 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

9.3 - Alongamentos

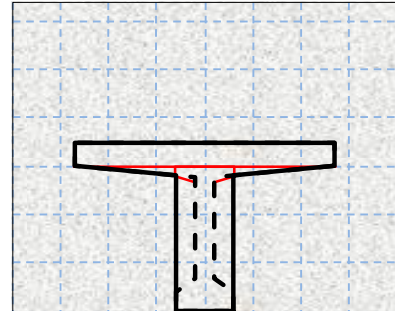
cabo	comprimento	comprimento livre	tensão média	R - alongamento teórico
1	2801,63 cm	100 cm por cabeça	140 kN/cm ²	18,7 cm , 6,68 mm / m
2	2806,71 cm	100 cm por cabeça	140 kN/cm ²	18,7 cm , 6,68 mm / m
3	2612,85 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	17,4 cm , 6,68 mm / m
4	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
5	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
6	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
7	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
8	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
9	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
10	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
11	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m
12	0 cm	cm por cabeça	140 kN/cm ²	0 cm , 0 mm / m

9.4 - Comparação das tensões com as premissas adotadas para a protensão

Protensão LIMITADA : sem tração na face inferior quando em Combinação Quase Permanente (8.2) e tração máxima f_{ctm} quando em Combinação Freqüente (8.3)

9.4.1 - Tensões à Combinação Quase Permanente (8.2)

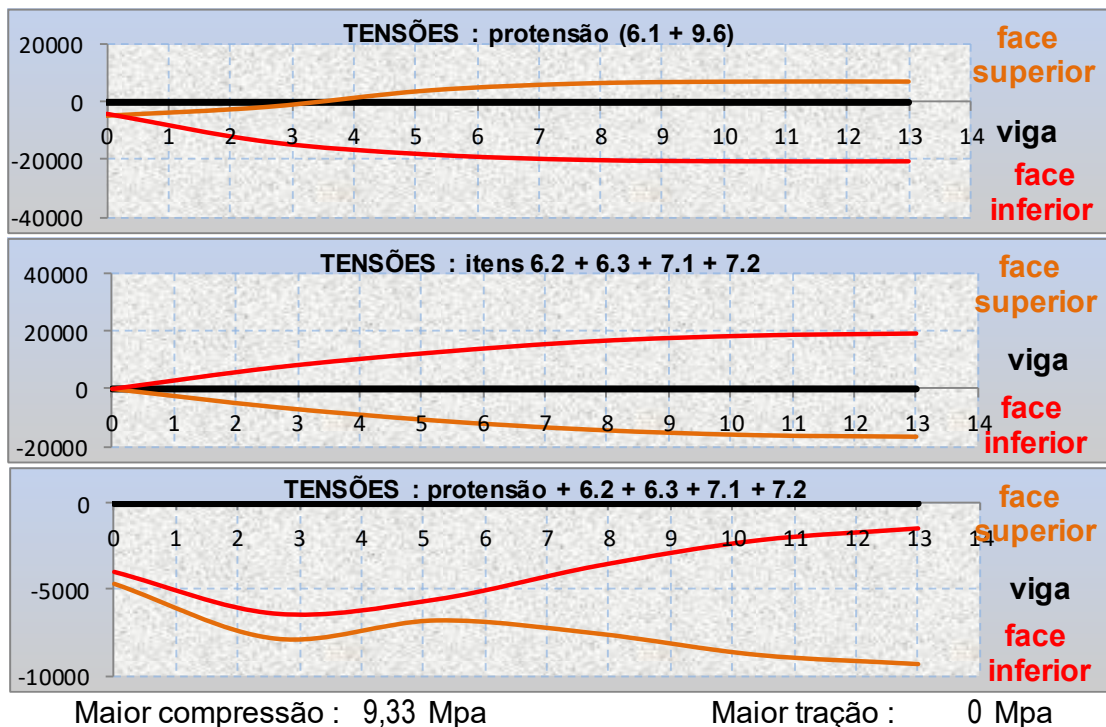
$$\begin{array}{l}
 \text{itens } 6.2 + 6.3 + 7.1 \times 1 \\
 + \\
 \text{item } 7.2 \times 0,3 \\
 + \\
 \text{itens } 6.1 + 9.6 \times 1 \text{ (protensão com perda total)}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{itens } 6.2 + 6.3 + 7.1 \times 1 \\ + \\ \text{item } 7.2 \times 0,3 \\ + \\ \text{itens } 6.1 + 9.6 \times 1 \end{array}} \right\} \text{CQP}$$



seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	axial**	cortante	face inferior*	face superior*
0	225,127 kN.m	-4533,4 kN/m ²	725,546 kN	-3994,6 kN/m ²	-4700,8 kN/m ²
1	960,142 kN.m	-9029 kN/m ²	487,24 kN	-6449,5 kN/m ²	-7861,1 kN/m ²
2	1348,54 kN.m	-9029 kN/m ²	361,603 kN	-5619,7 kN/m ²	-6815,4 kN/m ²
3	1887,9 kN.m	-9029 kN/m ²	270,219 kN	-3645,7 kN/m ²	-7568,1 kN/m ²
4	2220,96 kN.m	-9029 kN/m ²	141,611 kN	-2140 kN/m ²	-8802,5 kN/m ²
5	2383,24 kN.m	-9029 kN/m ²	34,1543 kN	-1432,8 kN/m ²	-9333 kN/m ²

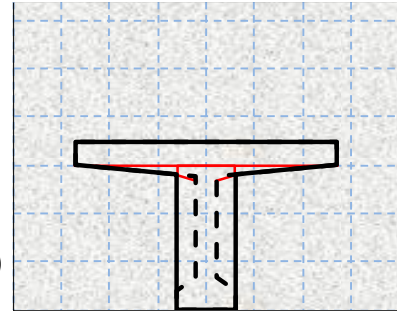
*resultantes da combinação de momento fletor e a tensão de compressão causada pela protensão (Axial**)

**tensão de compressão causada pela protensão



9.4.2 - Tensões à Combinação Freqüente (8.3)

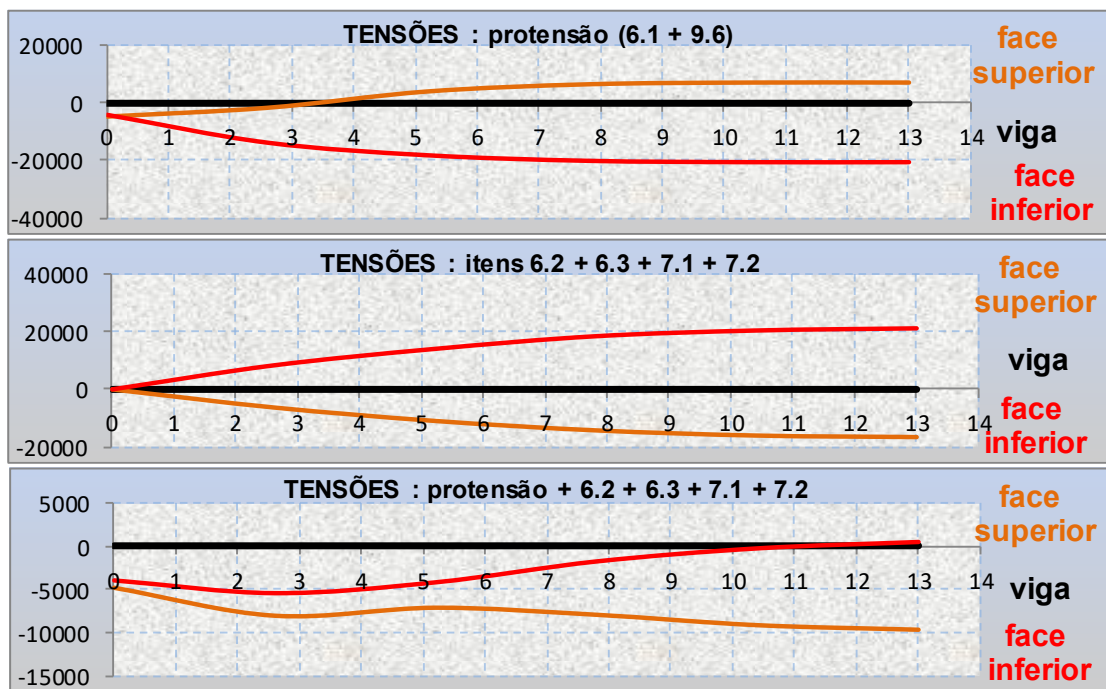
$$\begin{aligned}
 &\left. \begin{aligned} &\text{itens } 6.2 + 6.3 + 7.1 \quad \times \quad 1 \\ &+ \\ &\text{item } 7.2 \quad \times \quad 0,5 \end{aligned} \right\} \text{CF} \\
 &+ \\
 &\text{itens } 6.1 + 9.6 \quad \times \quad 1 \quad (\text{protensão com perda total})
 \end{aligned}$$



seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	axial**	cortante	face inferior*	face superior*
0	225,127 kN.m	-4533,4 kN/m²	858,633 kN	-3994,6 kN/m²	-4700,82 kN/m²
1	1239,55 kN.m	-9029 kN/m²	562,883 kN	-5504,5 kN/m²	-8042,96 kN/m²
2	1762,22 kN.m	-9029 kN/m²	418,693 kN	-4220,5 kN/m²	-7084,58 kN/m²
3	2447,53 kN.m	-9029 kN/m²	319,955 kN	-1752,9 kN/m²	-7932,31 kN/m²
4	2791,53 kN.m	-9029 kN/m²	174,539 kN	-210,18 kN/m²	-9173,75 kN/m²
5	2967,95 kN.m	-9029 kN/m²	56,9238 kN	544,856 kN/m²	-9713,52 kN/m²

*resultantes da combinação de momento fletor e a tensão de compressão causada pela protensão (Axial**)

**tensão de compressão causada pela protensão



Maior compressão : 9,71 Mpa

Maior tração : 0,54 Mpa

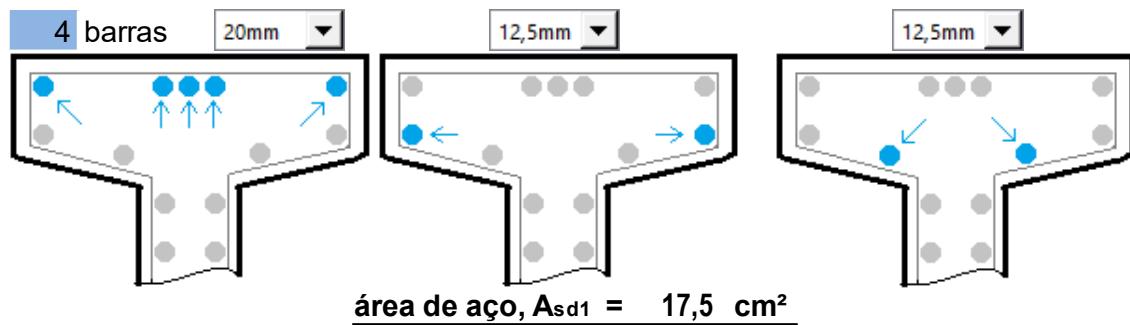
9.4.3 - Resultado

Não há trações acima dos limites adotados .

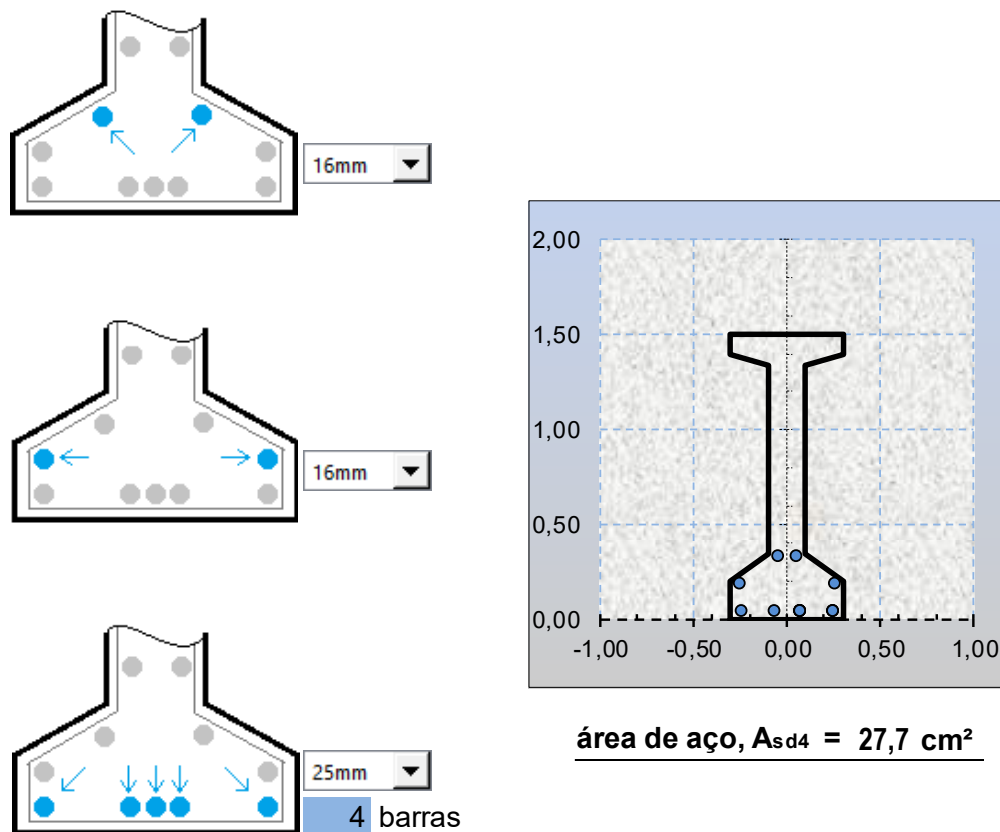
Não há compressões acima dos limites adotados .

10 - Definição da armadura longitudinal

10.1 - Armadura longitudinal superior



10.2 - Armadura longitudinal inferior

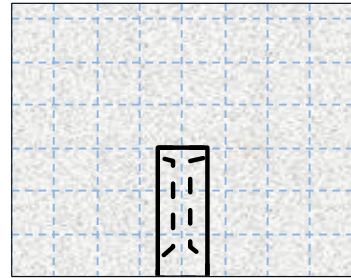


Esta configuração de armadura, tanto superior quanto inferior, está presente em toda a extensão da peça. Reforços de armadura serão aplicados em segmentos de modo a atender solicitações locais conforme itens 11.2 e 13.2

11 - Verificações do estado em vazio (etapa construtiva 0)

11.1 - Tensões no concreto

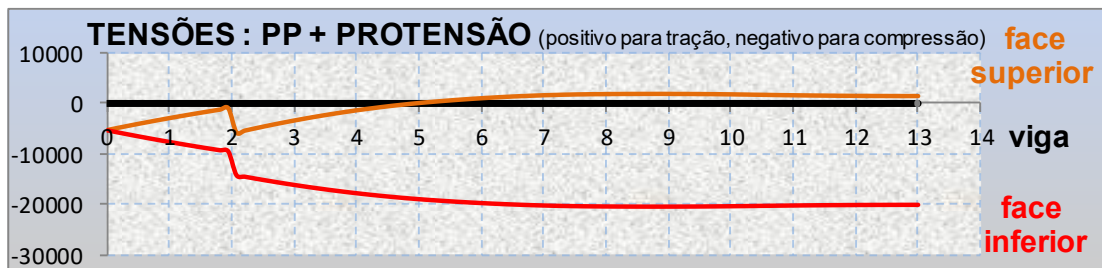
$$\begin{aligned} &\text{protensão com perdas imediatas (6.1)} \times 1,1 \\ &+ \\ &\text{peso próprio da viga (6.2)} \times 1 \end{aligned}$$



seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	axial**	cortante	face inferior*	face superior*
0	3,3E-13 kN.m	-5362,9 kN/m²	168,781 kN	-5362,9 kN/m²	-5362,9 kN/m²
1	-880,65 kN.m	-10447 kN/m²	117,838 kN	-15447 kN/m²	-4449,4 kN/m²
2	-1551,9 kN.m	-10447 kN/m²	88,3783 kN	-19258 kN/m²	122,371 kN/m²
3	-1772,2 kN.m	-10447 kN/m²	58,9189 kN	-20509 kN/m²	1622,78 kN/m²
4	-1757,2 kN.m	-10447 kN/m²	29,4594 kN	-20424 kN/m²	1520,58 kN/m²
5	-1718,9 kN.m	-10447 kN/m²	0 kN	-20206 kN/m²	1259,75 kN/m²

*resultantes da combinação de momento fletor e a tensão de compressão causada pela protensão (Axial**)

**tensão de compressão causada pela protensão



Maior compressão : 20,6 Mpa

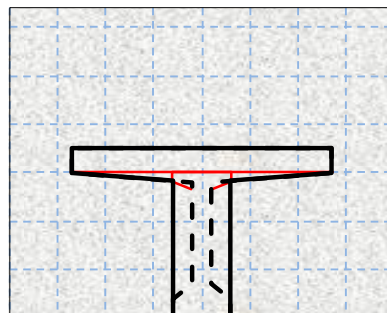
Maior tração : 1,68 Mpa

sem esforços trativos acima da resistência à tração do concreto : armadura mínima suficiente

12 - Verificações ao estado limite último (ELU)

12.1 - Tensões no concreto

itens 6.1 + 9.6 x 0,9 (protensão com perda total)
 +
 combinação última normal (8.5) x 1

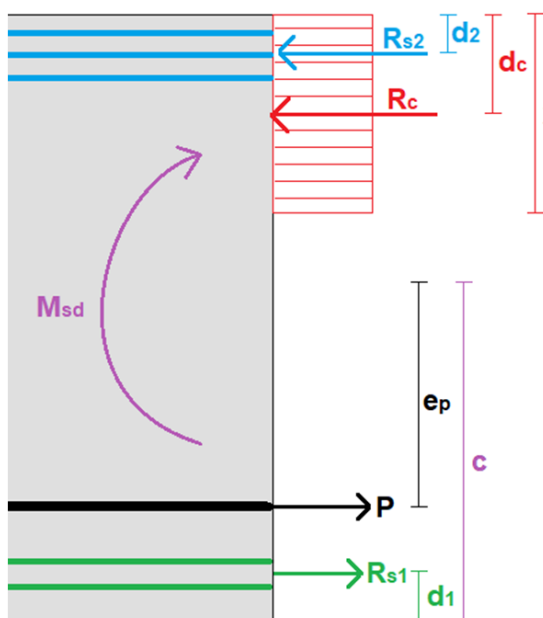


seção	solicitações			tensões conforme premissa do Estado Limite último
	momento fletor	axial*	cortante	
0	202,614 kN.m	-4080,1 kN/m ²	1708,14 kN	A partir da linha de tensões nulas : → tensão resistente de projeto (f _{cd}) até a face superior → seção fissurada não resistente até a face inferior
1	3121,75 kN.m	-8126,1 kN/m ²	1071,92 kN	
2	4715,48 kN.m	-8126,1 kN/m ²	800,735 kN	
3	6389,25 kN.m	-8126,1 kN/m ²	637,1 kN	
4	6934,34 kN.m	-8126,1 kN/m ²	371,458 kN	
5	7230,83 kN.m	-8126,1 kN/m ²	170,771 kN	

*tensão de compressão causada pela protensão

12.2 - Armadura longitudinal

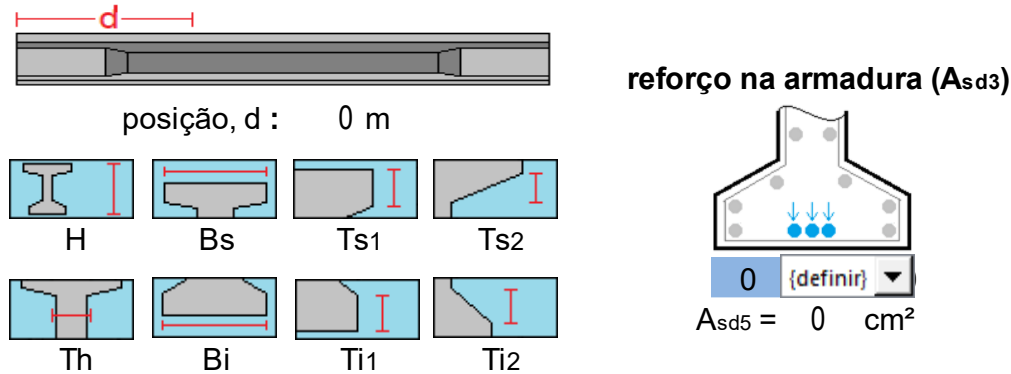
A solicitação última sobre a armadura frouxa verificada se dá em conjunto com os efeitos da protensão com perdas totais (item 6.1 + item 9.6), de modo que é considerada suficiente se o momento resistente calculado M_{rd} para o conjunto é superior ao momento solicitante da combinação última M_{sd} .



Para isto é verificado nas seções estudadas (0 a 5) o conjunto de protensão e armadura frouxa em um equilíbrio de forças com áreas de concreto e aço comprimidas quando sob a solicitação última M_{sd} .

Áreas de aço da armadura frouxa à face superior também são consideradas no equilíbrio como aço comprimido se estiverem acima da linha de tensões nulas, dentro da área de concreto comprimida. Do contrário, estando em área tracionada, são desconsideradas como aço tracionado com a premissa de estarem próximas à linha de tensões nulas e portanto de efeitos desprezáveis à resistência do conjunto.

12.2.1 - Seção 0 (aos 0m, apoios)



$$\begin{array}{llll} H = 1,75 \text{ m} & B_s = 2,70 \text{ m} & T_{s1} = 0,25 \text{ m} & T_{s2} = 0,09 \text{ m} \\ T_h = 0,60 \text{ m} & B_i = 0,60 \text{ m} & T_{i1} = 0,20 \text{ m} & T_{i2} = 0,00 \text{ m} \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 27,7 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,11 \text{ m} = 11,4 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 17,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 1,14 \text{ m} = 114 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 0,39 \text{ m} = 39,4 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,42 \text{ m} = 42,4 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,74 \text{ m} = 73,6 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$R_{c,hipótese} = 3878,98 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x' = 0,08 \text{ m} = 8,45 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalcular para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$R_{c,adotada} = 4638,77 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x = 0,1 \text{ m} = 10,1 \text{ cm}$$

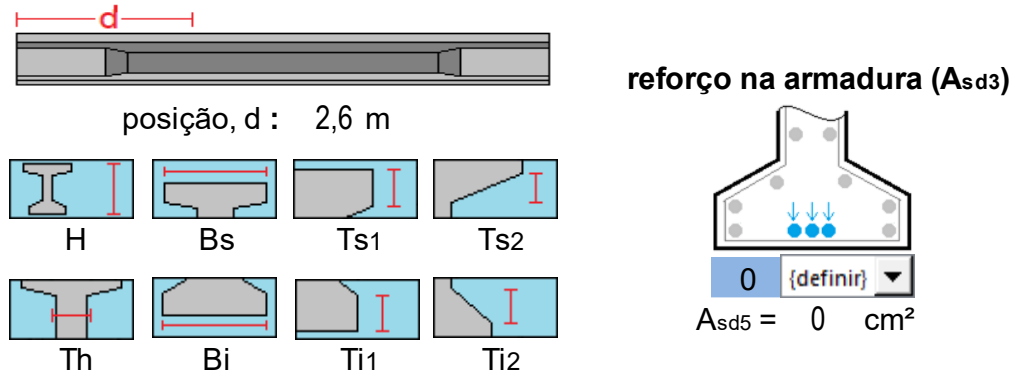
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0 \text{ m} = 4,04 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 5216,29 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 5216,29 \text{ kN} \geq M_{sd} = 202,614 \text{ kN}$$

12.2.2 - Seção 1 (aos 2.6m)



$$\begin{array}{llll}
 H = 1,75 \text{ m} & Bs = 2,70 \text{ m} & Ts1 = 0,25 \text{ m} & Ts2 = 0,11 \text{ m} \\
 Th = 0,20 \text{ m} & Bi = 0,60 \text{ m} & Ti1 = 0,20 \text{ m} & Ti2 = 0,15 \text{ m}
 \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 27,7 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,11 \text{ m} = 11,4 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 17,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 1,26 \text{ m} = 126 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 0,83 \text{ m} = 83,4 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,42 \text{ m} = 42,4 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,74 \text{ m} = 73,6 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$R_{c,hipótese} = 3878,98 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x' = 0,08 \text{ m} = 8,45 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculer para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$R_{c,adotada} = 4638,77 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x = 0,1 \text{ m} = 10,1 \text{ cm}$$

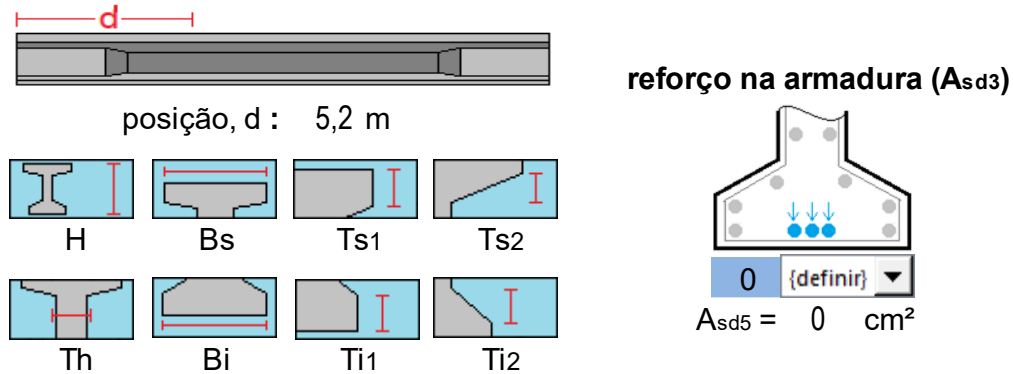
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0 \text{ m} = 4,04 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 6337,5 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 6337,5 \text{ kN} \geq M_{sd} = 3121,75 \text{ kN}$$

12.2.3 - Seção 2 (aos 5.2m)



$$\begin{aligned} H &= 1,75 \text{ m} & Bs &= 2,70 \text{ m} & Ts1 &= 0,25 \text{ m} & Ts2 &= 0,11 \text{ m} \\ Th &= 0,20 \text{ m} & Bi &= 0,60 \text{ m} & Ti1 &= 0,20 \text{ m} & Ti2 &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 27,7 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,11 \text{ m} = 11,4 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 17,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 1,26 \text{ m} = 126 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,42 \text{ m} = 42,4 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,74 \text{ m} = 73,6 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$$R_{c,hipótese} = 3878,98 \text{ kN} \rightarrow \text{seção retangular}$$

$$x' = 0,08 \text{ m} = 8,45 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculer para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$$R_{c,adotada} = 4638,77 \text{ kN} \rightarrow \text{seção retangular}$$

$$x = 0,1 \text{ m} = 10,1 \text{ cm}$$

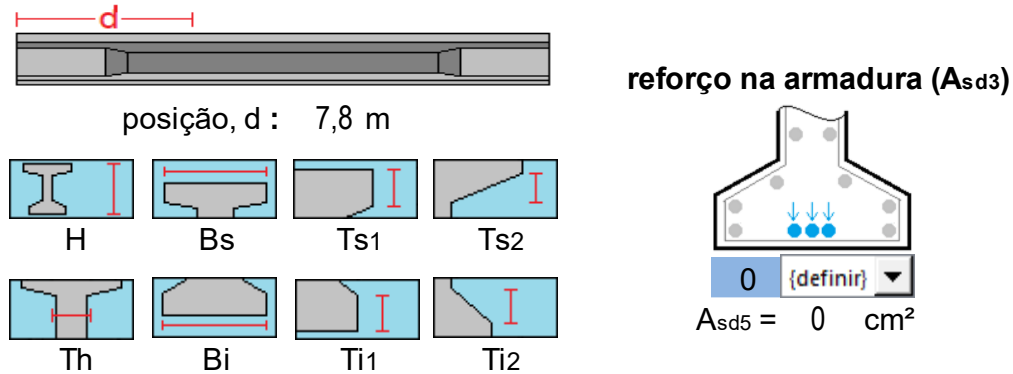
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0 \text{ m} = 4,04 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 7006,09 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 7006,09 \text{ kN} \geq M_{sd} = 4715,48 \text{ kN}$$

12.2.4 - Seção 3 (aos 7.8m)



$$\begin{array}{llll} H = 1,75 \text{ m} & Bs = 2,70 \text{ m} & Ts1 = 0,25 \text{ m} & Ts2 = 0,11 \text{ m} \\ Th = 0,20 \text{ m} & Bi = 0,60 \text{ m} & Ti1 = 0,20 \text{ m} & Ti2 = 0,15 \text{ m} \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 27,7 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,11 \text{ m} = 11,4 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 17,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 1,26 \text{ m} = 126 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 1,11 \text{ m} = 111 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,42 \text{ m} = 42,4 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,74 \text{ m} = 73,6 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$R_{c,hipótese} = 3878,98 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x' = 0,08 \text{ m} = 8,45 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculando para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$R_{c,adotada} = 4638,77 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x = 0,1 \text{ m} = 10,1 \text{ cm}$$

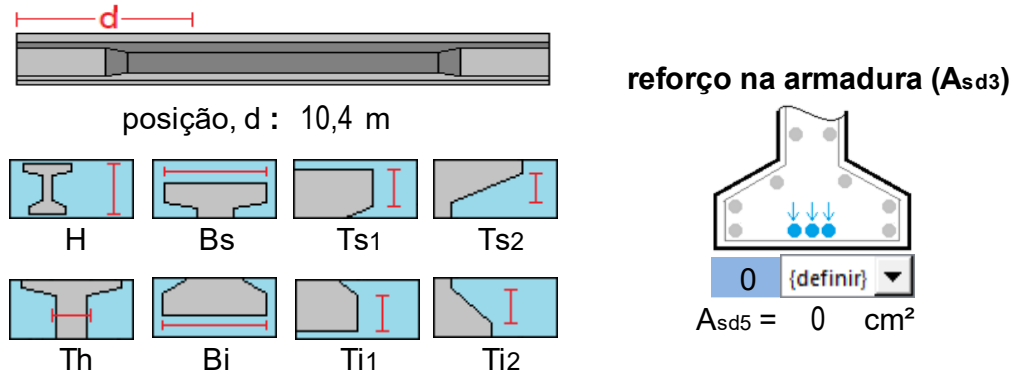
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0 \text{ m} = 4,04 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 7299,19 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 7299,19 \text{ kN} \geq M_{sd} = 6389,25 \text{ kN}$$

12.2.5 - Seção 4 (aos 10.4m)



$$\begin{array}{llll}
 H = 1,75 \text{ m} & Bs = 2,70 \text{ m} & Ts1 = 0,25 \text{ m} & Ts2 = 0,11 \text{ m} \\
 Th = 0,20 \text{ m} & Bi = 0,60 \text{ m} & Ti1 = 0,20 \text{ m} & Ti2 = 0,15 \text{ m}
 \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 27,7 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,11 \text{ m} = 11,4 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 17,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 1,26 \text{ m} = 126 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 1,13 \text{ m} = 113 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,42 \text{ m} = 42,4 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,74 \text{ m} = 73,6 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$$R_{c,hipótese} = 3878,98 \text{ kN} \rightarrow \text{seção retangular}$$

$$x' = 0,08 \text{ m} = 8,45 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculer para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$$R_{c,adotada} = 4638,77 \text{ kN} \rightarrow \text{seção retangular}$$

$$x = 0,1 \text{ m} = 10,1 \text{ cm}$$

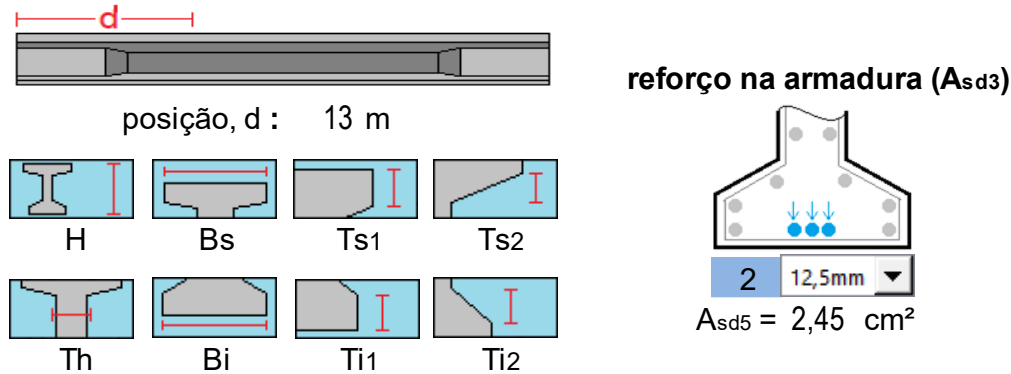
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0 \text{ m} = 4,04 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 7370,28 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 7370,28 \text{ kN} \geq M_{sd} = 6934,34 \text{ kN}$$

12.2.6 - Seção 5 (aos 13m, meio)



$$\begin{aligned} H &= 1,75 \text{ m} & Bs &= 2,70 \text{ m} & Ts1 &= 0,25 \text{ m} & Ts2 &= 0,11 \text{ m} \\ Th &= 0,20 \text{ m} & Bi &= 0,60 \text{ m} & Ti1 &= 0,20 \text{ m} & Ti2 &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 30,1 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,11 \text{ m} = 10,9 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 17,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 1,26 \text{ m} = 126 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 1,13 \text{ m} = 113 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,42 \text{ m} = 42,5 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,74 \text{ m} = 73,8 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$$R_{c,hipótese} = 3985,69 \text{ kN} \rightarrow \text{seção retangular}$$

$$x' = 0,09 \text{ m} = 8,68 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalcular para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$$R_{c,adotada} = 4745,48 \text{ kN} \rightarrow \text{seção retangular}$$

$$x = 0,1 \text{ m} = 10,3 \text{ cm}$$

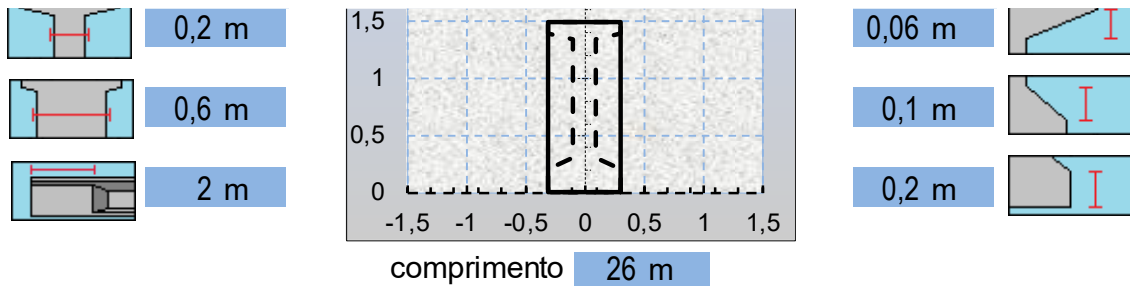
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0 \text{ m} = 4,14 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 7542,7 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 7542,7 \text{ kN} \geq M_{sd} = 7230,83 \text{ kN}$$

• Armadura transversal (estribos - cisalhamento)



aço f_{yk} : 50 kN/cm² (500MPa) concreto f_{ck} : 35 Mpa

centróide da armadura frouxa : 13 cm (é o valor descontado da altura real para resultar na altura útil)

PROTENSÃO : 3 cabos de 12 cordoalhas de diâmetro 15,2 mm

(somente para PÓS-tensão : necessário para calcular a redução na largura da alma em função do espaço ocupado pelas bainhas)

Esforço cortante de projeto (máximo, às cabeceiras), V_{sd} : 1727,7 kN

*ângulo entre biela comprimida e eixo longitudinal , $\theta_f = 45^\circ$

*força cortante absorvida por mecanismos adicionais, $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot d$

*força cortante resistente das diagonais comprimidas, $V_{Rd} = 0,27(1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f$

*armadura mínima, $A_{s_mín} = 0,2 \times 0,3 \times f_{ck}^{(2/3)} / f_{yd}$

para o cisalhamento na alma

* V_{Rd} na alma, $V_{Rd2} = V_{Rd} \cdot b_w$

* $A_{s_mín}$ na alma, $A_{s_mín1} = A_{s_mín} \cdot b_w$

* V_c na alma, $V_{c0} = V_c \cdot b_w$

*cortante absorvido pela armadura, $V_{sw} = V_{sd} - V_{c0}$

para o cisalhamento da ligação mesa-alma

* $A_{s_mín}$ nas mesas, $A_{s_mín2} = A_{s_mín} \cdot h_f$

* $A_{sl,w}$: armadura longitudinal na alma

* $A_{sl,f}$: armadura longitudinal na mesa

* V_{Rd} nas mesas , $V_{Rd2,f} = V_{Rd} \cdot h_f$

* V_c nas mesas, $V_{c0} = V_c \cdot h_f$

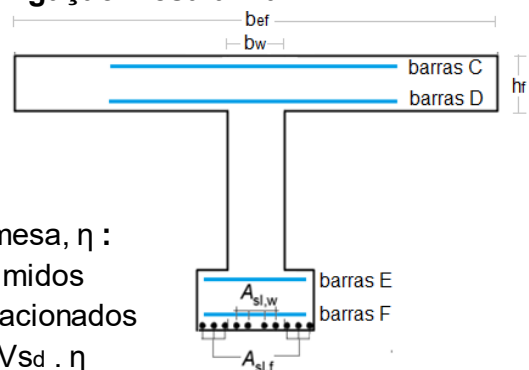
*parcela de força cortante desviada para a mesa, η :

$\eta = (b_{ef} - b_w) / 2b_{ef}$, para banzos comprimidos

$\eta = A_{sl,f} / 2(A_{sl,f} + A_{sl,w})$, para banzos tracionados

*força cortante na ligação alma-mesa, $V_{fd} = V_{sd} \cdot \eta$

*força de tração na mesa por unidade de comprimento, $\eta_{fd} = V_{fd} \cdot \tan \theta_f / 0,9d$



Seção aos m (máximo, às cabeceiras)

Cisalhamento da alma

Força cortante de projeto, V_d : 1727,7 kN



Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 4433,71 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 735,507 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 992,193 kN

Armadura calculada = 18,5 cm²/m

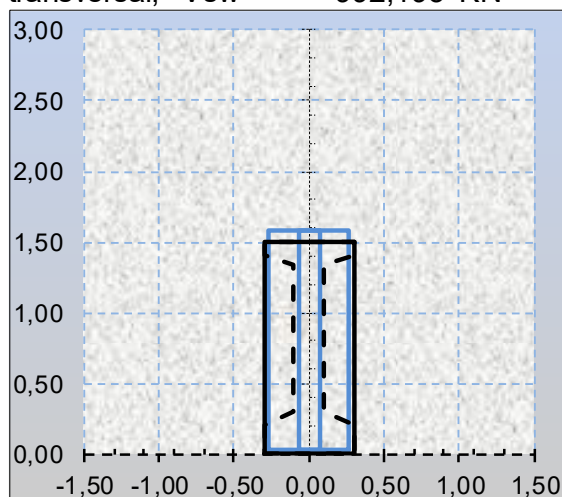
Armadura mínima = 8,23 cm²/m

estribos A : diâmetro

estribos B : diâmetro

espaçamento : cm

Armadura adotada = 24,5 cm²/m



Seção aos m

Cisalhamento da alma

Força cortante de projeto, V_d : kN



Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 1252,57 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 207,789 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 1042,21 kN

Armadura calculada = 19,4 cm²/m

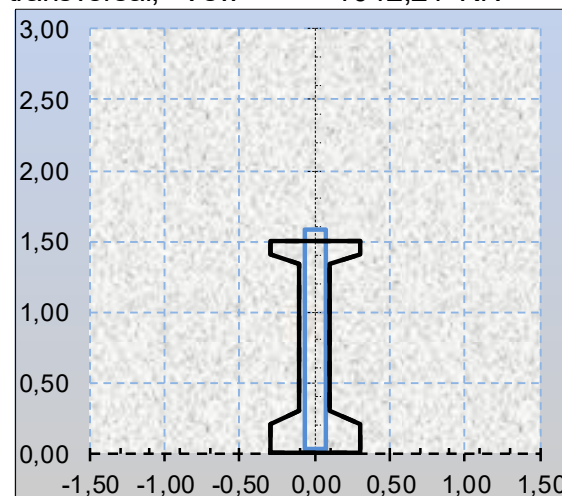
Armadura mínima = 2,33 cm²/m

estribos A : diâmetro

estribos B : diâmetro

espaçamento : cm

Armadura adotada = 24,5 cm²/m



Seção aos **5,2** m

Cisalhamento da alma

Força cortante de projeto, V_d : **804,3** kN



Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 1252,57 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 207,789 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 596,511 kN

Armadura calculada = 11,1 cm²/m

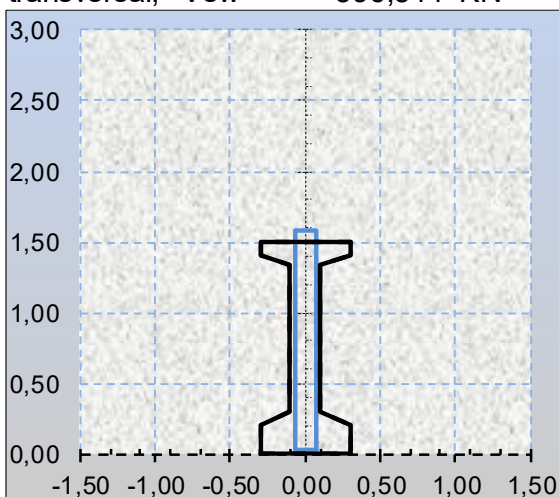
Armadura mínima = 2,33 cm²/m

estribos A : diâmetro **12,5 mm**

estribos B : diâmetro **nenhum**

espaçamento : **20** cm

Armadura adotada = 12,3 cm²/m



Seção aos **7,8** m até a metade

Cisalhamento da alma

Força cortante de projeto, V_d : **566** kN



Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 1252,57 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 207,789 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 358,211 kN

Armadura calculada = 6,68 cm²/m

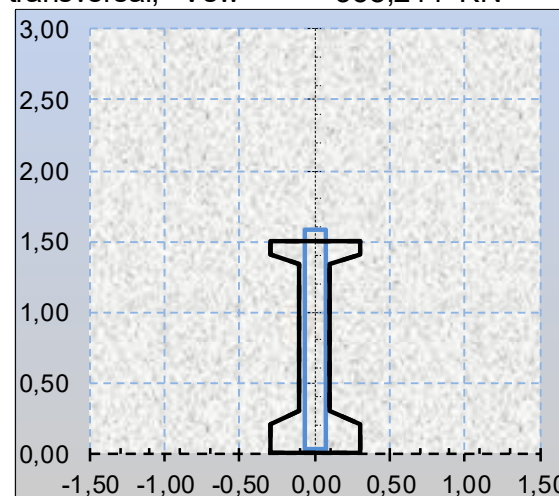
Armadura mínima = 2,33 cm²/m

estribos A : diâmetro **10 mm**

estribos B : diâmetro **nenhum**

espaçamento : **20** cm

Armadura adotada = 7,85 cm²/m



3.1.2 Vigas transversinas de apoio da laje elástica

3.1.2.1 Solicitações

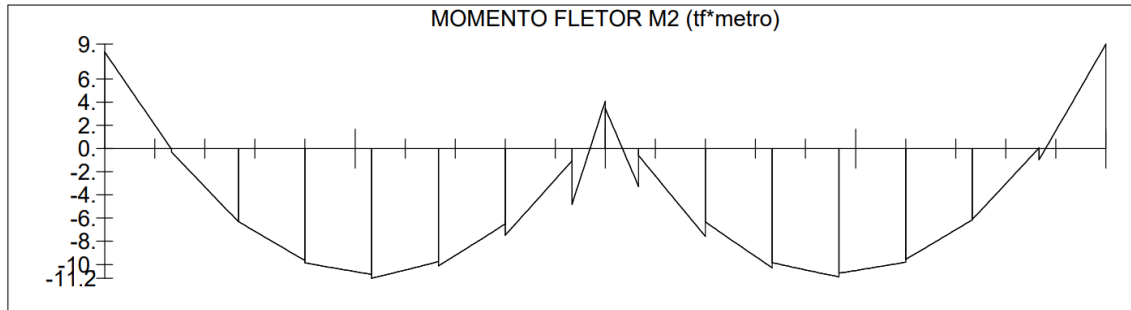


Figura 22 - Combinação de carga permanente – Momento fletor máx. negativo = 9 tf.m e positivo = 11.2 tf.m

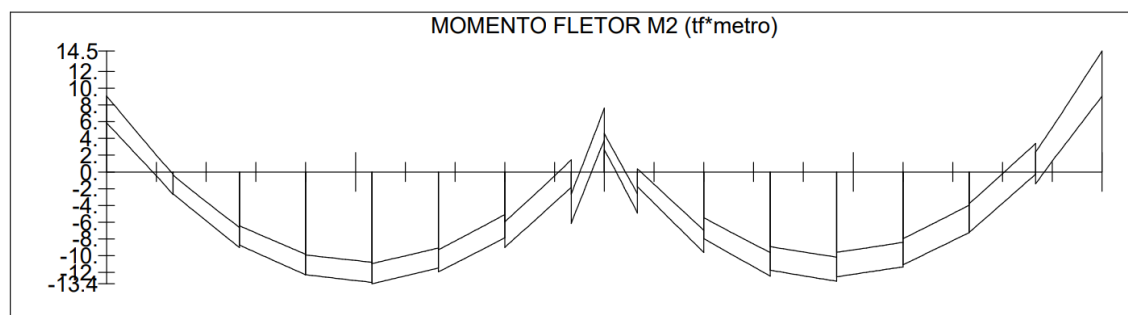


Figura 23 - Combinação quase permanente – Momento fletor máx. negativo = 14.5 tf.m e positivo = 13.4 tf.m

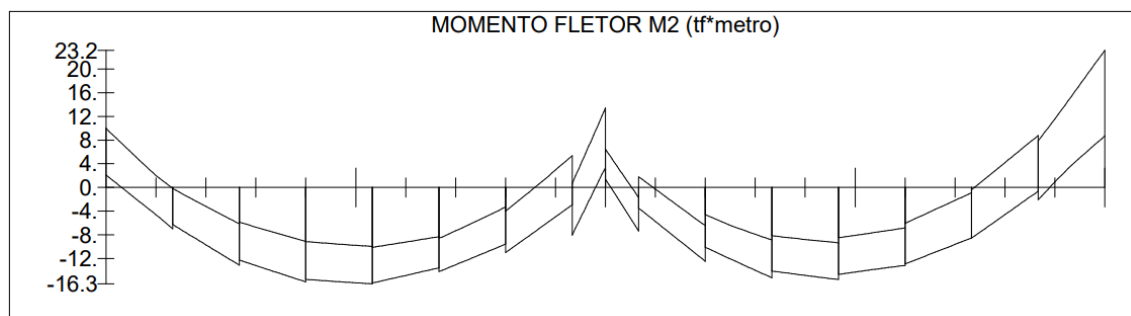


Figura 24 - Combinação frequente de serviço - Momento fletor máx. negativo = 23.2 tf.m e positivo = 16.3 tf.m

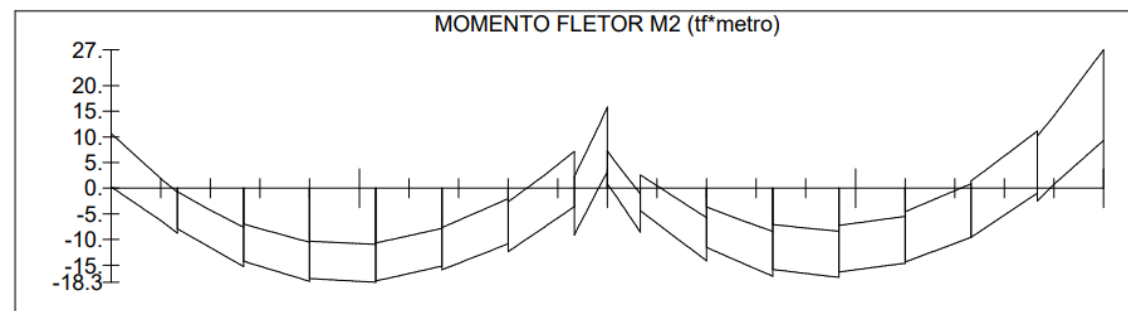


Figura 25 - Combinação rara de serviço - Momento fletor máx. negativo = 27 tf.m e positivo = 18.3 tf.m

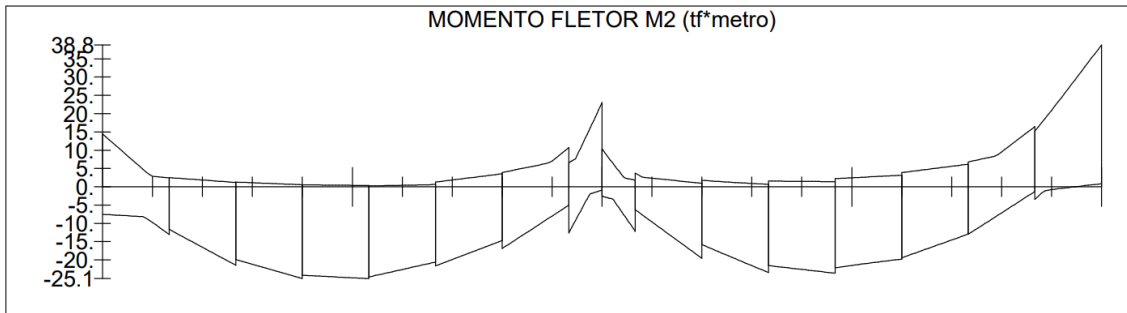


Figura 26 - Combinação última normal – Momento fletor máx. negativo = 38.8 tf.m e positivo = 26.8 tf.m

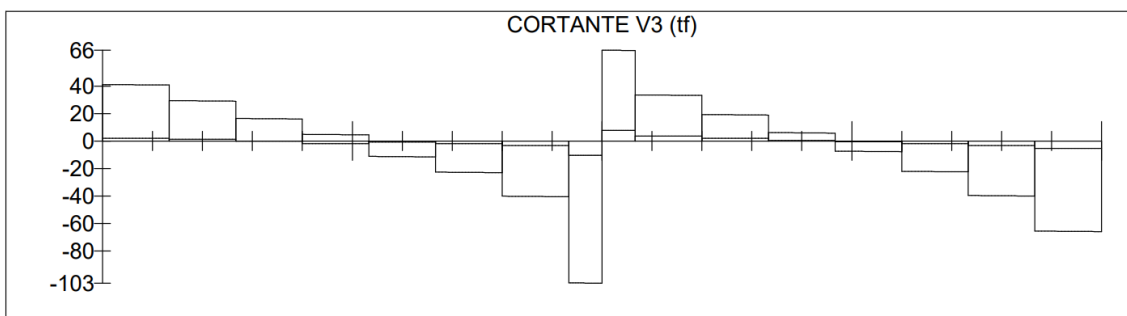


Figura 27 - Combinação última normal - Cortante máx. = 103 tf

3.1.2.2 Dimensionamento

- Armadura longitudinal inferior (positiva)

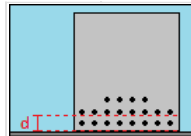
Esforços

momentos fletore

momentos fletores sobre a face tracionada
 * para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 25,1 tf.m
 * para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : 16,3 tf.m
 * para a CARGA PERMANENTE : 11,2 tf.m

Face tracionada

inferior



Centro de Massa (d) = 0,05 m

Armação

aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra	Ø 16mm : 0 barra	Ø 20mm : 3 barras
Ø 10mm : 0 barra	Ø 12,5mm : 0 barra	Ø 25mm : 0 barra

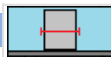
limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 185 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm²
Geometria

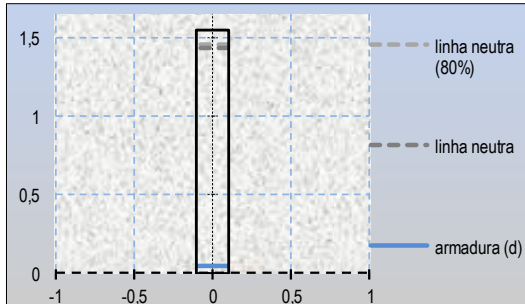
seção retangular

 fck do concreto : 35 Mpa

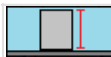
0,2 m



1,5



1,55 m



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = $0,062 \text{ m}^4$, distância entre centróide e face comprimida = $0,775$

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 24623,1 kN.cm , 25,1 tf.m , 246,231 kN.m
 área de aço (As) = 9,42 cm² (mínima = 4,65 cm²) resistência do aço (Rsd) = 409,8 kN
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 12,1 cm (seção retangular)
 resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) = 0 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) = 0 kN.m
 resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) = 409,8 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) = 594,9 kN.m
 momento último resistente M(u) = 594,90486 kN.m

verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)

momento solicitante máximo (CFS) = 16,3 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 11,2 tf.m
coeficiente α_e (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) = 7,46
tensões no concreto : máxima = 0,2 kN/cm² / mínima = 0,137 kN/cm²
tensões no aço : máxima = 18,53 kN/cm² / mínima = 12,73 kN/cm²
flutuação máxima de tensão no aço = 5,8 kN/cm² = 58 MPa
limite de flutuação de tensão = 185 MPa

Controle de fissuração do concreto

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x_2) = 1,555 cm
resistência da área de concreto comprimida (R_{cwd2}) = 320,44 kN

$\alpha = 1,5$ seção retangular, $f_{ctk, inf} = 2,25$ Mpa, $\sigma_s = 12,40$ kN/cm²
 $\Psi_1 = 0,8$, $\rho = 0,029412$ cm²/kN, $\xi_i = 39,52$ cm, $y_t = 77,5$ cm
 $I_c = 6206458,3$ cm⁴ $\alpha_e = 15$

momento sollicitante (M_d) = 15990,3 kN.cm
momento resistente (M_r) = 26991,8 kN.cm

- Armadura longitudinal superior (negativa)

Esforços

momentos fletore

Face tracionada

superio

momentos fletores

sobre a face tracionada

* para a combinação ÚLTIMA NORMAL :

38,8 tf.m

* para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO :

23,2 tf.m

* para a CARGA PERMANENTE :

9 tf.m

Centro de Massa (d) =

0,06 m

Armação

aço CA-50

Ø 8mm :

0 barra

Ø 16mm :

0 barra

Ø 20mm :

4 barras

Ø 10mm :

0 barra

Ø 12,5mm :

0 barra

Ø 25mm :

0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) :

185 MPa

f_{yk} do aço:

50 kN/cm²

Geometria

seção retangula

f_{ck} do concreto :

35 Mpa

0,2 m

1,55 m

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	$0,062 \text{ m}^4$, distância entre centróide e face comprimida = $0,775$
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	$38062,8 \text{ kN.cm}$, $38,8 \text{ tf.m}$, $380,628 \text{ kN.m}$
área de aço (A_s) =	$9,42 \text{ cm}^2$ (mínima = $4,65 \text{ cm}^2$) resistência do aço (R_{sd}) = $409,8 \text{ kN}$
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	$12,1 \text{ cm}$ (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) =	$409,8 \text{ kN}$
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) =	$594,9 \text{ kN.m}$
momento último resistente $M(u)$ =	<u>$594,90486 \text{ kN.m}$</u>
<u>verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)</u>	
momento solicitante máximo (CFS) =	$23,2 \text{ tf.m}$ / momento solicitante mínimo (CP) = 9 tf.m
coeficiente α_e (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) =	$7,46$
tensões no concreto :	máxima = $0,284 \text{ kN/cm}^2$ / mínima = $0,11 \text{ kN/cm}^2$
tensões no aço :	máxima = $26,38 \text{ kN/cm}^2$ / mínima = $10,23 \text{ kN/cm}^2$
flutuação máxima de tensão no aço =	$16,1 \text{ kN/cm}^2$ = <u>161 MPa</u>
limite de flutuação de tensão =	185 MPa
<u>Controle de fissuração do concreto</u>	
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x_2) =	$1,555 \text{ cm}$
resistência da área de concreto comprimida (R_{cwd2}) =	$320,44 \text{ kN}$
$\alpha =$ <u>$1,5$</u> seção retangular ,	$f_{ctk, inf} = 2,25 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 17,65 \text{ kN/cm}^2$
$\Psi_1 =$ <u>$0,8$</u> ,	$\rho = 0,029412 \text{ cm}^2/\text{kN}$, $\chi_i = 39,52 \text{ cm}$, $y_t = 77,5 \text{ cm}$
$I_c = 6206458,3 \text{ cm}^4$	$\alpha_e = 15$
momento solicitante (M_d) =	$22759,2 \text{ kN.cm}$
momento resistente (M_r) =	$26991,8 \text{ kN.cm}$

- Armadura transversal (estribos - cisalhamento)

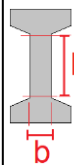
O sinal negativo da armadura calculada significa que a concreto resiste sozinho aos esforços aplicados, sendo nesse caso adotada uma armadura respeitando o valor de armadura mínima.

comprimento da viga :	1 m
f_{ck} do concreto :	35 Mpa
altura útil :	$1,49 \text{ m}$

1	primeiros 100 cm					
cortante de projeto :		1010 kN	armadura calculada :	12,4 cm²/m		
largura da alma :		0,2 m	armadura mínima :	2,95 cm²/m		
Vco :	287 kN	/	Vrd2 :	1730 kN	armadura empregada :	15,7 cm²/m
estribos no espaçamento :		1	espaçamento (armadura empregada) :		10 cm	
diâmetro do estribo :		10 mm	variação de tensão no aço:		0 mPa	
área de aço no estribo :		1,6 cm²	limite para variação de tensão		85 mPa	
10 estribos em 1 m e espaçamento de 10 cm						

- Armadura de pele

Armadura de pele



h : 155 cm

b : 20 cm

Armação necessária em cada face lateral : 3.1 cm²

Máximo aplicável, 5cm² por metro de altura da alma : 7.8 cm²

Barra empregada : $\varnothing$ 8 mm / área 0.50 cm²

Espaçamento máximo entre barras :

é o menor valor entre → 20 cm (valor constante)

→ 52 cm (altura útil / 3)

Serão necessárias 7 barras com uma distância de 20 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 3.5 cm² de aço dos 3.1 cm² necessários à cada face, totalizando 14 barras.

3.1.3 Vigas transversinas intermediárias

3.1.3.1 Solicitações

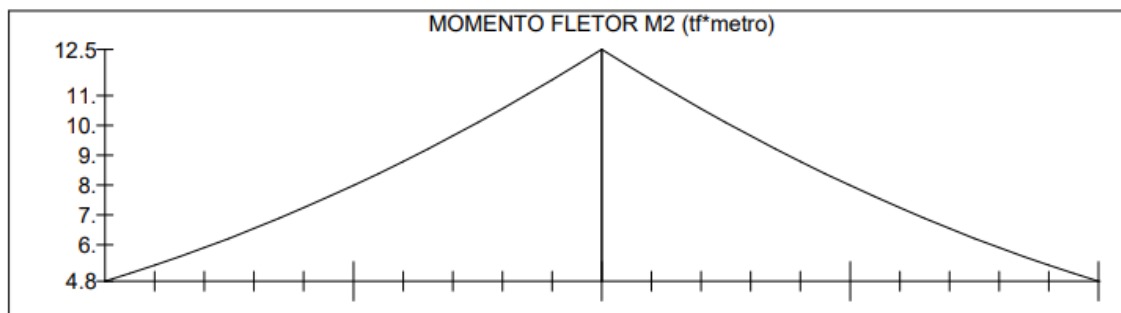


Figura 28 - Combinação carga permanente - Momento fletor máx. negativo = 12.5 tf.m

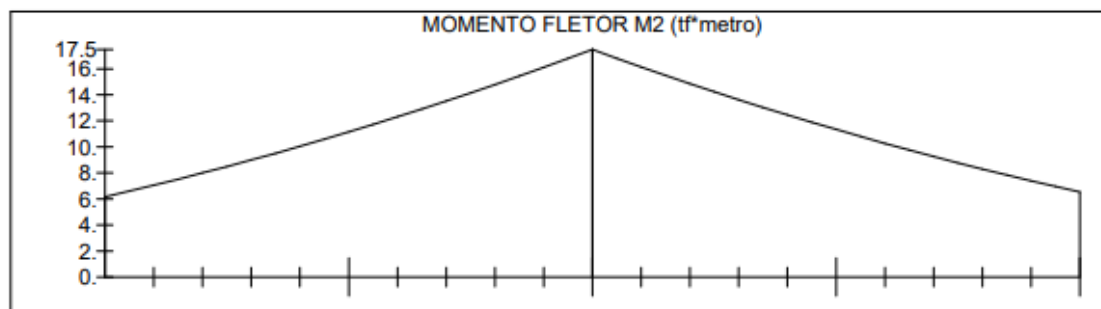


Figura 29 - Combinação quase permanente - Momento fletor máx. negativo = 17.5 tf.m

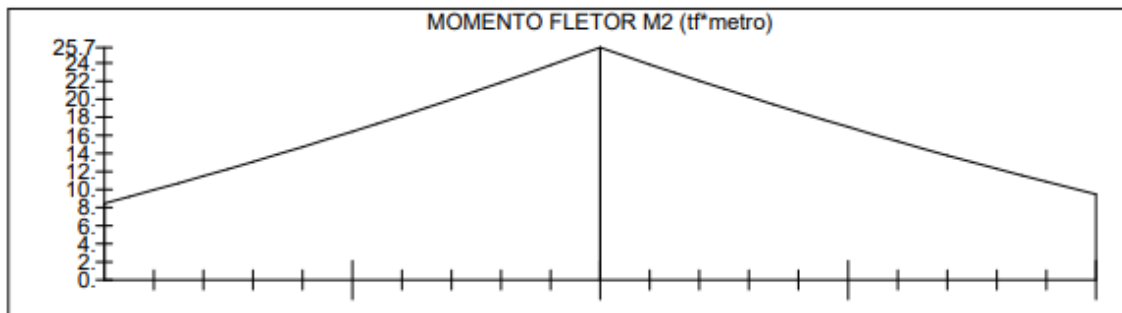


Figura 30 - Combinação frequente de serviço - Momento fletor máx. negativo = 25.7 tf.m

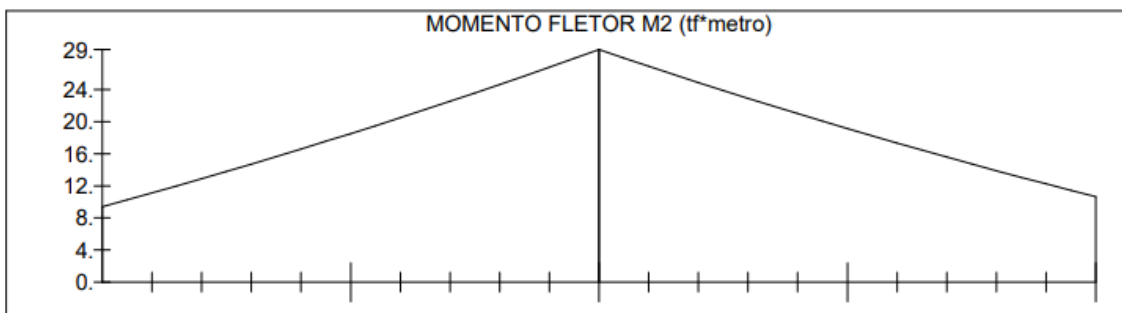


Figura 31 - Combinação rara de serviço - Momento fletor máx. negativo = 29 tf.m

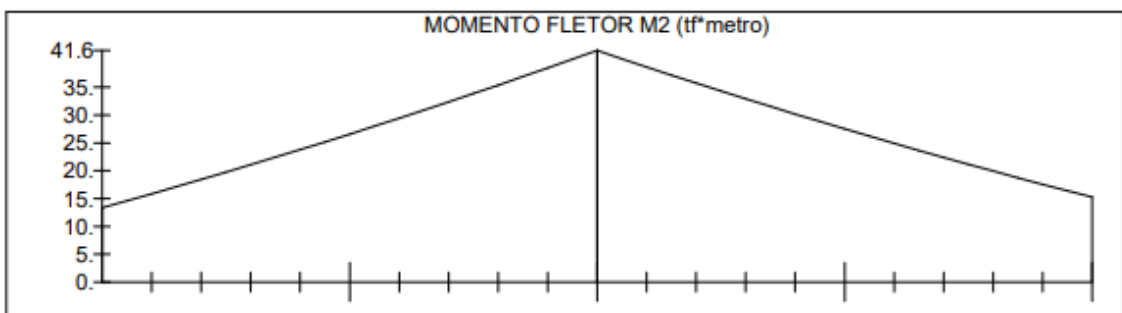


Figura 32 - Combinação última normal - Momento fletor máx. negativo = 41.6 tf.m

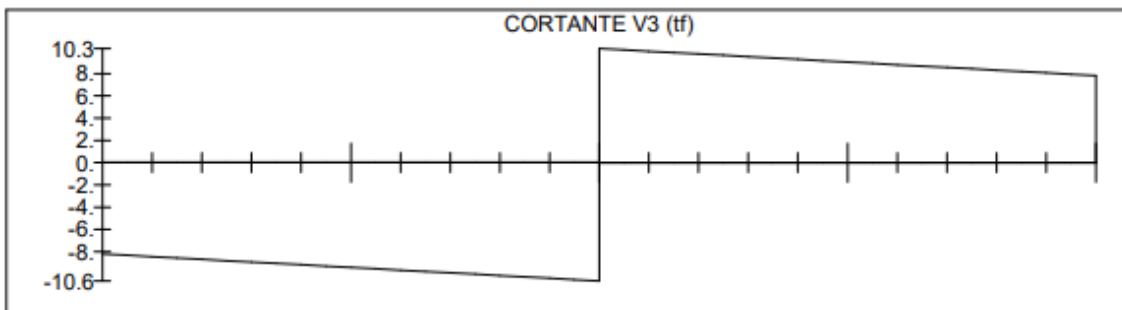


Figura 33 - Combinação última normal – Cortante máx. = 10.6 tf

3.1.3.1 Dimensionamento

- Armadura longitudinal inferior (positiva)

Esforços

momentos fletore

▼

momentos fletores

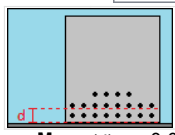
sobre a face tracionada

* não há momentos a serem considerados sobre a face tracionada
 * a armadura adotada é espelhada (igual negativa)

Face tracionada

inferior

▼



Centro de Massa (d) = 0.07 m

Armação

aço CA-50

▼

Ø 8mm : 0 barra
 Ø 16mm : 0 barra
 Ø 20mm : 4 barras
 Ø 10mm : 0 barra
 Ø 12,5mm : 0 barra
 Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 185 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm²

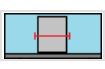
Geometria

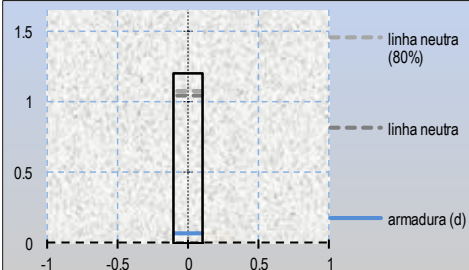
seção retangula

▼

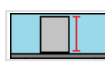
fck do concreto : 35 Mpa

0.2 m





1.2 m



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = 0.029 m⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.6

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 0 kN.cm , 0 tf.m , 0 kN.m

área de aço (As) = 12.6 cm² (mínima = 3.6 cm²) resistência do aço (Rsd) = 546.4 kN

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 16.1 cm (seção retangular)

resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) = 0 kN

momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) = 0 kN.m

resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) = 546.4 kN

momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) = 585 kN.m

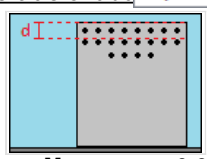
momento último resistente M(u) = 585.00383 kN.m

56

- Armadura longitudinal superior (negativa)

Esforços momentos fletore
 momentos fletores sobre a face tracionada
 * para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 41,6 tf.m
 * para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : 25,7 tf.m
 * para a CARGA PERMANENTE : 12,5 tf.m

Face tracionada superio



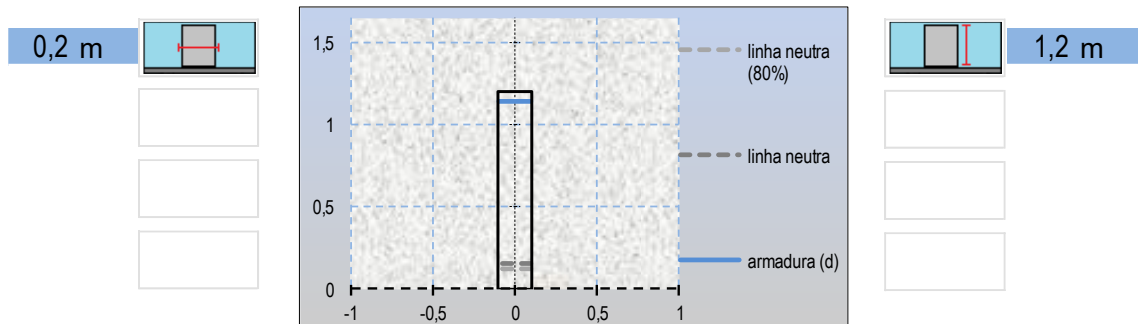
Centro de Massa (d) = 0,06 m

Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 4 barras
 Ø 10mm : 0 barra Ø 12,5mm : 0 barra Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela 23.2) : 185 MPa

f_{yk} do aço : 50 kN/cm² **Geometria** seção retangula f_{ck} do concreto : 35 Mpa



CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia = 0,029 m ⁴	distância entre centróide e face comprimida = 0,6
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante = 40809,6 kN.cm , 41,6 tf.m , 408,096 kN.m	
área de aço (A _s) = 12,6 cm ² (mínima = 3,6 cm ²)	resistência do aço (R _{sd}) = 546,4 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 16,1 cm (seção retangular)	
resistência da área de concreto comprimida nas abas (R _{cfd}) = 0 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M _{cfd}) = 0 kN.m	
resistência da área de concreto comprimida na alma (R _{cwd}) = 546,4 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M _{cwd}) = 587,7 kN.m	
momento último resistente M(u) = 587,73565 kN.m	

- Armadura transversal (estribos - cisalhamento)

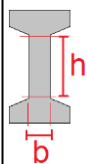
O sinal negativo da armadura calculada significa que a concreto resiste sozinho aos esforços aplicados, sendo nesse caso adotada uma armadura respeitando o valor de armadura mínima.

comprimento da viga :	1 m
fck do concreto :	35 Mpa
altura útil :	1,15 m

1	primeiros 100 cm		
cortante de projeto : 104 kN		armadura calculada : -2,6 cm²/m	
largura da alma : 0,2 m		armadura mínima : 2,95 cm²/m	
Vco : 221 kN	/	Vrd2 : 1335 kN	armadura empregada : 10,5 cm²/m
estribos no espaçamento : 1		espaçamento (armadura empregada) : 15 cm	
diâmetro do estribo : 10 mm		variação de tensão no aço: 0 mPa	
área de aço no estribo : 1,6 cm²		limite para variação de tensão 85 mPa	
7 estribos em 1,05 m e espaçamento de 15 cm			

- Armadura de pele

Armadura de pele



h : 120 cm Armação necessária em cada face lateral : 2.4 cm²
 Máximo aplicável, 5cm² por metro de altura da alma : 6 cm²
 b : 20 cm Barra empregada : Ø 8 mm / área 0.50 cm²

Espaçamento máximo entre barras :

é o menor valor entre → 20 cm (valor constante)
 → 40 cm (altura útil / 3)

Serão necessárias 5 barras com uma distância de 20 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 2.5 cm² de aço dos 2.4 cm² necessários à cada face, totalizando 10 barras.

3.1.4 Laje

A execução da laje ocorre em duas etapas. Primeiramente, as lajotas (pré-lajes) são posicionadas sobre as longarinas e os serviços de amarração e disposição das armaduras negativas são realizados. Depois, a capa é concretada. A Figura 34 ilustra de maneira simplificada o processo supracitado.

Por conta da sequência executiva, a armadura positiva inferior da laje (lajota+capa) é disposta diretamente dentro das lajotas pré-moldadas e a armadura negativa da laje é disposta *in loco* antes da concretagem da capa. Porém, antes da concretagem, as lajotas são solicitadas devido ao tráfego de operários e, também, pelo peso próprio do concreto fresco da capa. Por estas razões, somadas à existência de balanços nas lajotas de borda, é necessário posicionar armaduras negativas nelas, armadura que é prescindível nas lajotas intermediárias (quando estas existirem).

Esta verificação é realizada de forma simplificada através do software *FTOOL*. As cargas consideradas são os pesos próprios da lajota e da capa, acrescidos de uma carga de serviço de $0,15 \text{ tf/m}^2$ e os coeficientes de majoração são os mesmos indicados anteriormente para as combinações últimas normais.

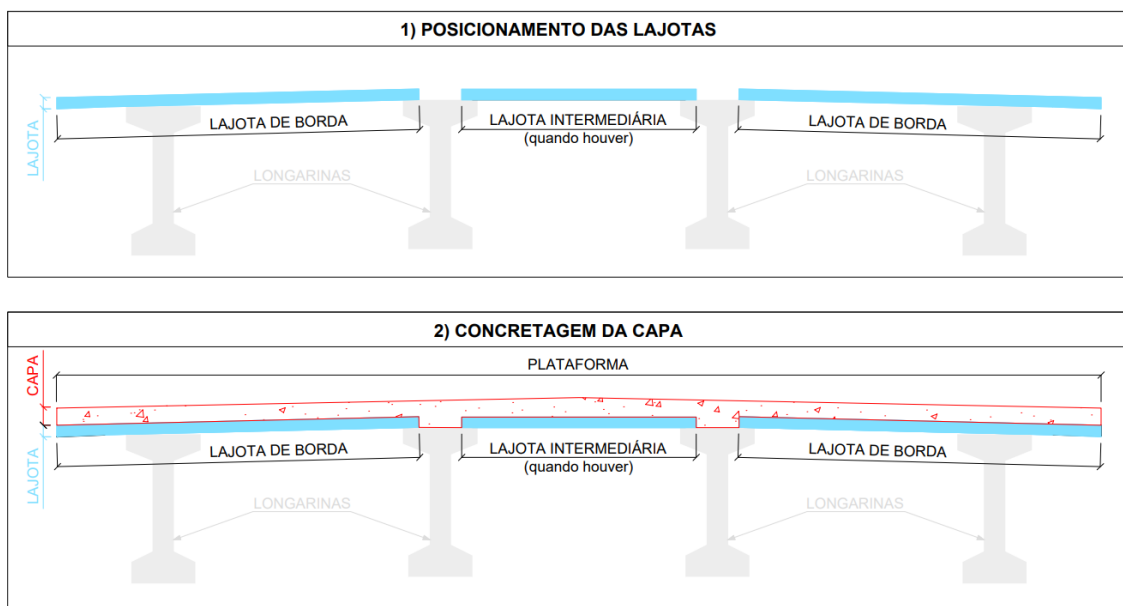


Figura 34 - Sequência executiva esquemática da laje (lajota+capa)

3.1.4.1 Solicitações

Para o dimensionamento da laje, os valores utilizados para os cálculos são menores do que os máximos apresentados nos diagramas, pois estes picos elevados são perturbações do modelo.

Para a combinação de carga permanente, o momento fletor negativo máximo é de 2.85 tf.m e positivo máximo, 6.91 tf.m . O valor utilizado para os cálculos foi de 2.85 tf.m (para armadura negativa) e 0.75 tf.m (para armadura positiva).

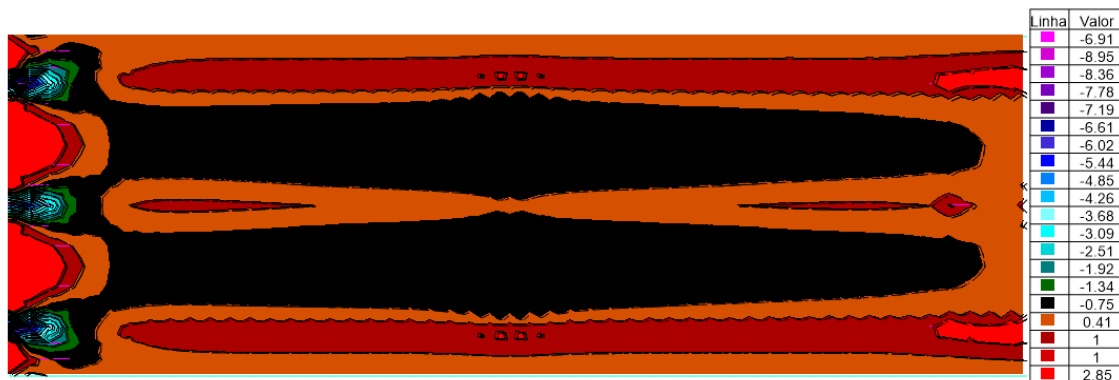


Figura 35 - Combinação carga permanente – Diagrama de momentos na direção Y

Para a combinação quase permanente, o momento fletor negativo máximo é de 3.61 tf.m e positivo máximo, 8.89 tf.m.

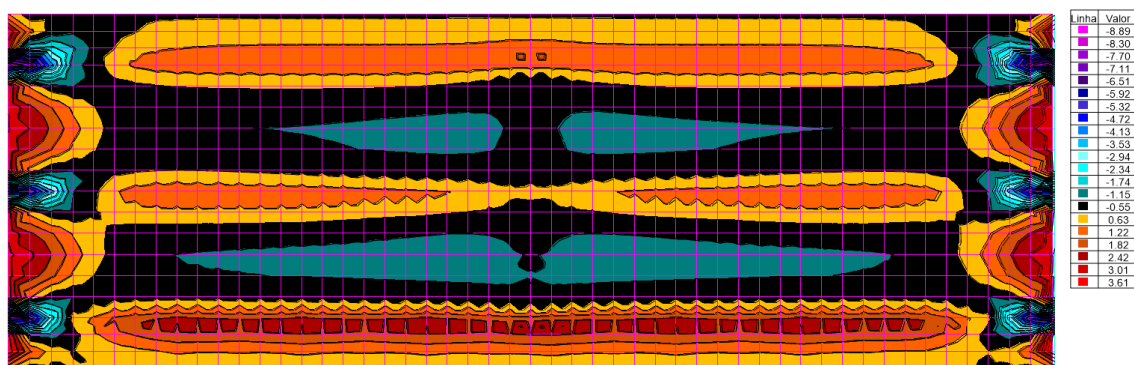


Figura 36 - Combinação quase permanente – Diagrama de momentos na direção Y

Para a combinação frequente de serviço, o momento fletor negativo máximo é de 6.62 tf.m e positivo máximo, 9.81 tf.m. Os valores utilizados para os cálculos foram 4.89 tf.m (para armadura negativa) e 1.16 tf.m (para armadura positiva).

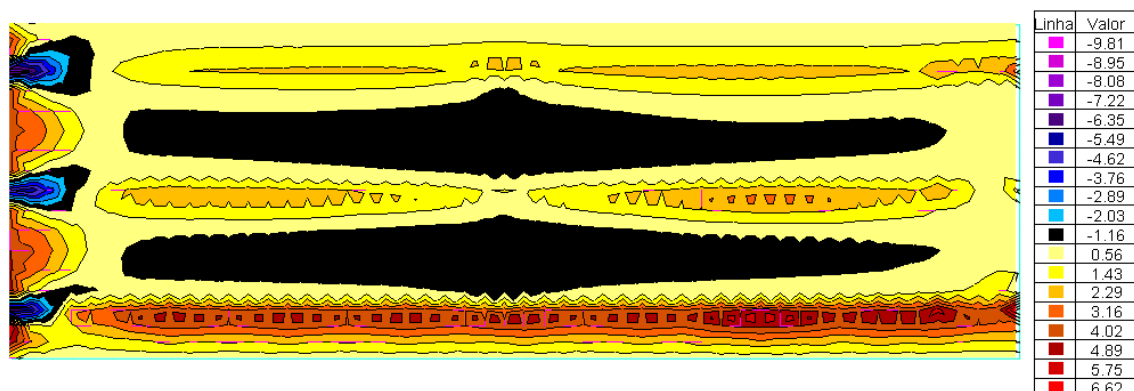


Figura 37 - Combinação frequente de serviço – Diagrama de momentos na direção Y

Para a combinação rara de serviço, o momento fletor negativo máximo é de 6.6 tf.m e positivo máximo, 11.4 tf.m.

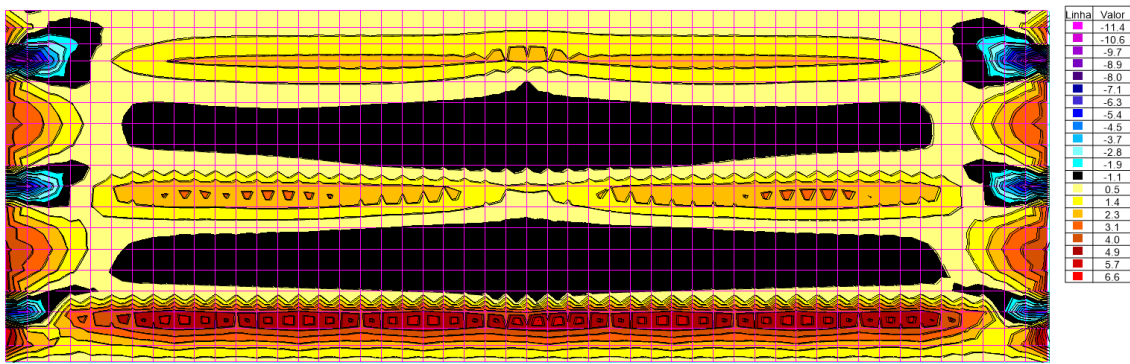


Figura 38 - Combinação rara de serviço – Diagrama de momentos na direção Y

Para a combinação última normal, o momento fletor negativo máximo é de 10.9 tf.m e positivo máximo, 14.7 tf.m. Os valores utilizados para os cálculos foram 10.9 tf.m (para armadura negativa) e 4.2 tf.m (para armadura positiva).



Figura 39 - Combinação última normal – Diagrama de momentos na direção Y

Para o dimensionamento da lajota de borda, antes da cura da capa, foi utilizado o programa *Ftool* para a verificação das solicitações atuantes. No modelo criado, a barra representa uma lajota de borda (dimensão transversal à página de 100 cm) e os apoios representam as longarinas. O momento fletor máximo negativo sobre a lajota é de 0.77 tf.m.

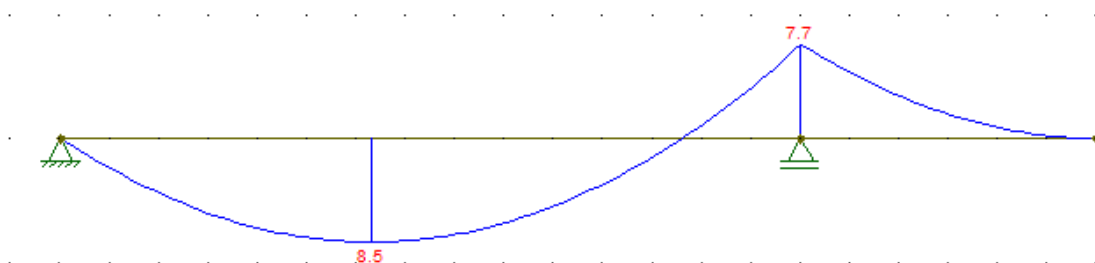


Figura 40 - Cálculo do momento fletor para armadura da lajota de borda (Ftool)

3.1.4.2 Dimensionamento – Laje

- Armadura principal inferior (positiva) – disposta na face inferior da lajota

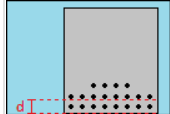
Esforços

momentos fletore

sobre a face tracionada

* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 4.2 tf.m
 * para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : 1.16 tf.m
 * para a CARGA PERMANENTE : 0.75 tf.m

Face tracionada inferior



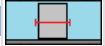
Centro de Massa (d) = 0.03 m

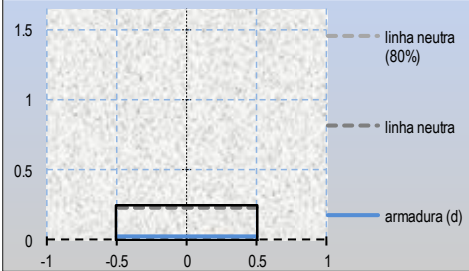
Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 0 barra
 Ø 10mm : 0 barra **Ø 12,5mm : 5 barras** Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela 23.2) : 190 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção retangular fck do concreto: 30 Mpa

1 m
 




 0.25 m

CÁLCULO DA ARMADURA

 momento de inércia = 0.001 m⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.125

verificação ao estado limite último (ELU)
 momento solicitante = 4120.2 kN.cm , 4.2 tf.m , 41.202 kN.m
 área de aço (As) = 6.14 cm² (mínima = 4.1 cm²) resistência do aço (Rsd) = 266.8 kN
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1.83 cm (seção retangular)
 resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) = 0 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) = 0 kN.m
 resistência da área de concreto comprimida na alma (Rc wd) = 266.8 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mc wd) = 56.74 kN.m
 momento último resistente M(u) = 56.73772 kN.m

verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)
 momento solicitante máximo (CFS) = 1.16 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 0.75 tf.m
 coeficiente αe (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) = 8.05
 tensões no concreto : máxima = 0.109 kN/cm² / mínima = 0.071 kN/cm²
 tensões no aço : máxima = 10.57 kN/cm² / mínima = 6.836 kN/cm²
 flutuação máxima de tensão no aço = 3.74 kN/cm² = 37.4 MPa
 limite de flutuação de tensão = 190 MPa

Controle de fissuração do concreto
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x2) = 7.323 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rc wd2) = 894.09 kN
 α = 1.5 seção retangular , fctk, inf = 2.03 Mpa , σs = 9.20 kN/cm²
 Ψ1 = 0.8 , ρ = 0.006863 cm²/kN , Xi = 5.51 cm , yt = 12.5 cm
 Ic = 130208.33 cm⁴ αe = 15

 momento solicitante (Md) = 1138.0 kN.cm
 momento resistente (Mr) = 3168.0 kN.cm

- Armadura principal superior (negativa) - disposta na face superior da lajota de borda

Esforços

momentos fletore

Face tracionada

superio

momentos fletores sobre a face tracionada

* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 0.77 tf.m

* para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : 0 tf.m

* para a CARGA PERMANENTE : 0 tf.m

Armação

aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 0 barra

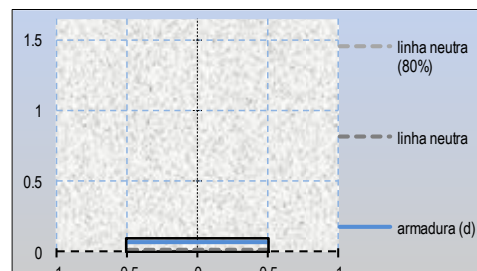
Ø 10mm : 5 barras Ø 12,5mm : 0 barra Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 190 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção retangula fck do concreto: 30 Mpa

1 m

0.1 m



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = 0.000 m⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.05

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 755.37 kN.cm , 0.77 tf.m , 7.5537 kN.m

área de aço (As) = 3.93 cm² (mínima = 1.64 cm²) resistência do aço (Rsd) = 170.7 kN

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1.17 cm (seção retangular)

resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) = 0 kN

momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) = 0 kN.m

resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) = 170.7 kN

momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) = 11.15 kN.m

momento último resistente M(u) = 11.151468 kN.m

- Armadura secundária superior (de distribuição) - disposta na face superior da lajota de borda

As armaduras secundárias foram calculadas conforme taxa mínima exigida pela NBR 6118, conforme tabela apresentada na **ERRO! FONTE DE REFERÊNCIA NÃO ENCONTRADA..**

$$As = \rho \times \text{Área seção} = \frac{0,164}{100} \times 10 \times 100 = 1,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As mínimo calculado	1,64 cm²/m
As adotado	2,08 cm²/m
Armadura adotada	Ø6,3 c/15

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia = 0.001 m^4 , distância entre centróide e face comprimida = 0.125	
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante = 10692.9 kN.cm , 10.9 tf.m , <u>106.929 kN.m</u>	
área de aço (A_s) = 13.5 cm^2 (mínima = 4.1 cm^2)	resistência do aço (R_{sd}) = 586.9 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 3.45 cm (seção retangular)	
resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) = 0 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) = 0 kN.m	
resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) = 586.9 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) = 121 kN.m	
momento último resistente $M(u)$ = <u>121.01602 kN.m</u>	
<u>verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)</u>	
momento solicitante máximo (CFS) = 4.89 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 2.85 tf.m	
coeficiente α_e (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) = 7.46	
tensões no concreto : máxima = 0.461 kN/cm^2 / mínima = 0.268 kN/cm^2	
tensões no aço : máxima = 21.88 kN/cm^2 / mínima = 12.75 kN/cm^2	
flutuação máxima de tensão no aço = 9.13 kN/cm^2 = <u>91.3 MPa</u>	
limite de flutuação de tensão = 190 MPa	
<u>Controle de fissuração do concreto</u>	
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x_2) = 13.81 cm	
resistência da área de concreto comprimida (R_{cwd2}) = 2294.8 kN	
$\alpha = 1.5$ seção retangular , $f_{ctk, inf} = 2.25 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 18.26 \text{ kN/cm}^2$	
$\Psi_1 = 0.8$, $\rho = 0.005882 \text{ cm}^2/\text{kN}$, $\chi_i = 7.63 \text{ cm}$, $y_t = 12.5 \text{ cm}$	
$I_c = 130208.33 \text{ cm}^4$ $\alpha_e = 15$	
	$W_{k1} = 0.07 \text{ mm}$
momento solicitante (M_d) = 4797.1 kN.cm	$W_{k2} = 0.28 \text{ mm}$
momento resistente (M_r) = 3510.9 kN.cm	w limite = <u>0.3 mm</u>

- Armadura secundária superior (de distribuição) - disposta na face superior da capa

As armaduras secundárias foram calculadas conforme taxa mínima exigida pela NBR 6118, conforme tabela apresentada na **ERRO! FONTE DE REFERÊNCIA NÃO ENCONTRADA..**

$$A_s = \rho \times \text{Área seção} = \frac{0,164}{100} \times 25 \times 100 = 4,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As mínimo calculado	4,1 cm ² /m
As adotado	4,19 cm ² /m
Armadura adotada	Ø8 c/12

3.1.5 Laje elástica

3.1.5.1 Solicitações

Para o dimensionamento da laje elástica os valores utilizados para os cálculos são menores do que os máximos apresentados nos diagramas, visto que estes picos elevados são perturbações do modelo, no caso das combinações CFS e CUN.

Para a combinação de carga permanente, o momento fletor negativo máximo é de 0.288 tf.m e positivo máximo, 0.173 tf.m. O valor utilizado para os cálculos são os mesmos dos valores máximos.

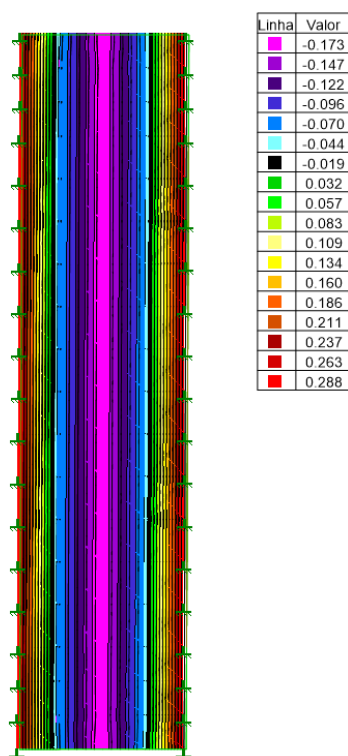


Figura 41 - Combinação de carga permanente - Momento fletor na direção X

Para a combinação frequente de serviço, o momento fletor negativo máximo é de 4.66 tf.m e positivo máximo, 4.27 tf.m. Os valores utilizados para os cálculos foram 1.68 tf.m (para armadura negativa) e 1.78 tf.m (para armadura positiva).

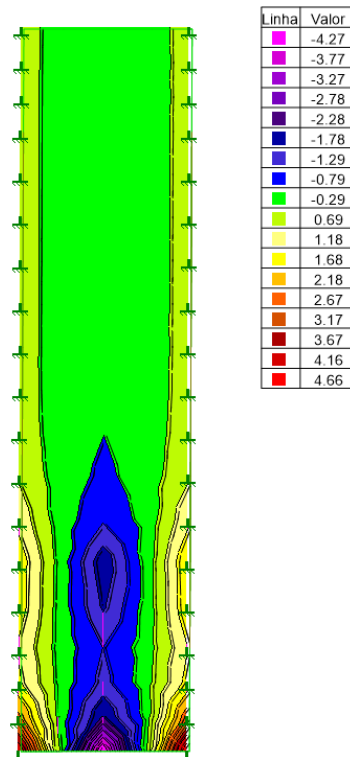


Figura 42 - Combinação frequente de serviço - Momento fletor na direção X

Para a combinação última normal, o momento fletor negativo máximo é de 8.60 tf.m e positivo máximo, 7.91 tf.m. Os valores utilizados para os cálculos foram 3.09 tf.m (para armadura negativa) e 3.33 tf.m (para armadura positiva).

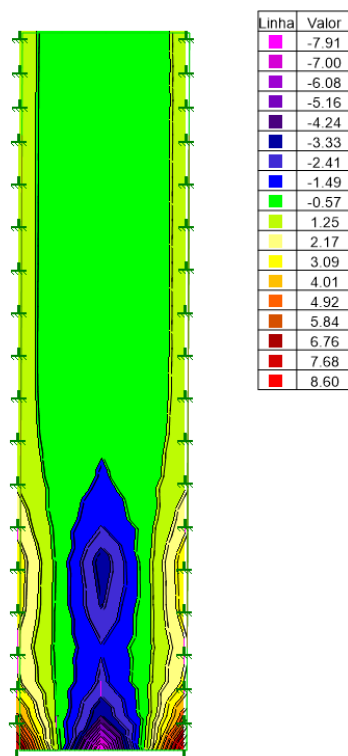


Figura 43 - Combinação última normal - Momento fletor na direção X

3.1.5.2 Dimensionamento

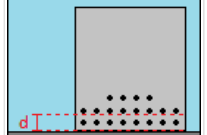
- Armadura principal inferior (positiva)

Esforços

momentos fletore

momentos fletores sobre a face tracionada
* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 3.33 tf.m
* para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : 1.78 tf.m
* para a CARGA PERMANENTE : 0.17 tf.m

Face tracionada inferior



Centro de Massa (d) = 0.04 m

Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra

Ø 16mm : 0 barra

Ø 20mm : 0 barra

Ø 10mm : 0 barra

Ø 12,5mm : 5 barras

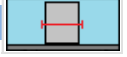
Ø 25mm : 0 barra

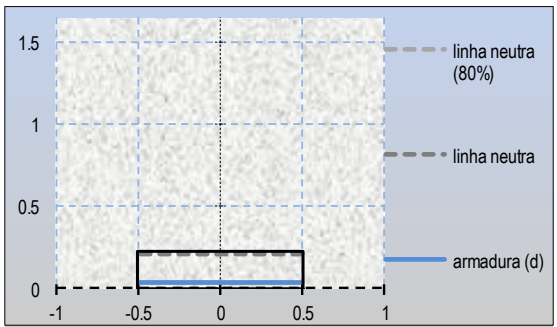
limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 190 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm²

Geometria seção retangula

fck do concreto : 35 Mpa

1 m


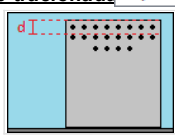
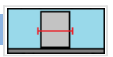
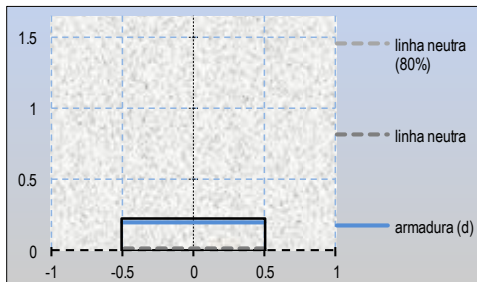


linha neutra (80%)
linha neutra
armadura (d)


0.23 m

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	0.001 m ⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.115
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	3266.73 kN.cm , 3.33 tf.m , 32.6673 kN.m
área de aço (As) =	6.14 cm ² (mínima = 3.77 cm ²) resistência do aço (Rsd) = 266.8 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	1.57 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) =	266.8 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) =	49.81 kN.m
momento último resistente M(u) =	49.813783 kN.m
<u>verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)</u>	
momento solicitante máximo (CFS) =	1.78 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 0.17 tf.m
coeficiente αe (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) =	7.46
tensões no concreto :	máxima = 0.198 kN/cm ² / mínima = 0.019 kN/cm ²
tensões no aço :	máxima = 18.16 kN/cm ² / mínima = 1.735 kN/cm ²
flutuação máxima de tensão no aço =	16.4 kN/cm ² = 164 MPa
limite de flutuação de tensão =	190 MPa
<u>Controle de fissuração do concreto</u>	
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x2) =	6.823 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd2) =	1043.1 kN
α = 1.5 seção retangular , fctk, inf = 2.25 Mpa , σs = 16.17 kN/cm ²	
Ψ1 = 0.8 , ρ = 0.005882 cm ² /kN , Xi = 5.11 cm , yt = 11.5 cm	
lc = 101391.67 cm ⁴ αe = 15	
momento solicitante (Md) =	1746.2 kN.cm
momento resistente (Mr) =	2971.6 kN.cm

- Armadura principal superior (negativa)**

Esforços		momentos fletore		Face tracionada superior	
momentos fletores sobre a face tracionada					
* para a combinação ÚLTIMA NORMAL :		3.09 tf.m			
* para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO :		1.68 tf.m			
* para a CARGA PERMANENTE :		0.288 tf.m			
				Centro de Massa (d) = 0.03 m	
		Armação aço CA-50			
Ø 8mm : 0 barra		Ø 16mm : 0 barra		Ø 20mm : 0 barra	
Ø 10mm : 0 barra		Ø 12,5mm : 5 barras		Ø 25mm : 0 barra	
		limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela 23.2) :		190 MPa	
fyk do aço : 50 kN/cm ²		Geometria seção retangular		fck do concreto : 35 Mpa	
1 m				0.23 m	
					

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	0.001 m^4 , distância entre centróide e face comprimida = 0.115
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	3031.29 kN.cm , 3.09 tf.m , <u>30.3129 kN.m</u>
área de aço (A_s) =	6.14 cm^2 (mínima = 3.77 cm^2) resistência do aço (R_{sd}) = 266.8 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	1.57 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) =	266.8 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) =	51.68 kN.m
momento último resistente $M(u)$ =	<u>51.681238 kN.m</u>
<u>verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)</u>	
momento solicitante máximo (CFS) =	1.68 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 0.29 tf.m
coeficiente α_e (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) =	7.46
tensões no concreto : máxima =	0.187 kN/cm^2 / mínima = 0.032 kN/cm^2
tensões no aço : máxima =	17.77 kN/cm^2 / mínima = 3.046 kN/cm^2
flutuação máxima de tensão no aço =	14.7 kN/cm^2 = <u>147 MPa</u>
limite de flutuação de tensão =	190 MPa
<u>Controle de fissuração do concreto</u>	
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x_2) =	6.823 cm
resistência da área de concreto comprimida (R_{cwd2}) =	1043.1 kN
$\alpha =$ <u>1.5</u> seção retangular ,	$f_{ctk, inf} = 2.25 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 14.71 \text{ kN/cm}^2$
$\Psi_1 =$ <u>0.8</u> ,	$\rho = 0.005882 \text{ cm}^2/\text{kN}$, $X_{ii} = 5.22 \text{ cm}$, $y_t = 11.5 \text{ cm}$
$I_c = 101391.67 \text{ cm}^4$	$\alpha_e = 15$
momento solicitante (M_d) =	1648.1 kN.cm
momento resistente (M_r) =	2971.6 kN.cm

- Armaduras secundárias superior e inferior (de distribuição)

As armaduras secundárias foram calculadas conforme taxa mínima exigida pela NBR 6118, conforme tabela apresentada na **ERRO! FONTE DE REFERÊNCIA NÃO ENCONTRADA.**

$$A_s = \rho \times \text{Área seção} = \frac{0,164}{100} \times 23 \times 100 = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As mínimo calculado	$3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$
As adotado	$4,19 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura adotada	$\varnothing 8 \text{ c}/12$

3.1.6 Guarda rodas

O dimensionamento do guarda rodas segue a norma 7188/2013 – impacto em barreiras:



Figura 44 - Modelo de impacto de barreiras

Para a análise matricial foi utilizado um modelo computacional em elementos finitos sólidos, conforme figura abaixo:

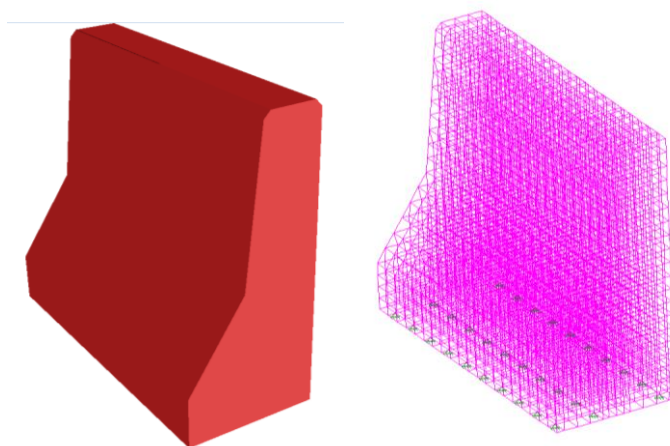


Figura 45 - Modelos 3D e computacional do guarda rodas

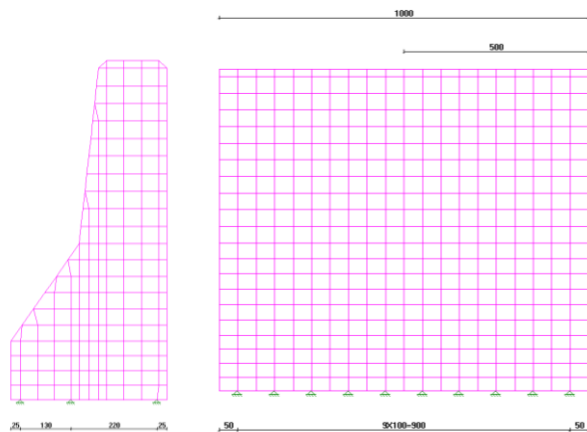


Figura 46 - Modelo computacional do guarda rodas

O elemento deve ser dimensionado para uma carga horizontal perpendicular à direção do tráfego de 100kN e carga vertical concomitante de 100kN. A ação é aplicada em um comprimento de 50cm., no topo do elemento, admitindo-se distribuição espacial a 45°.

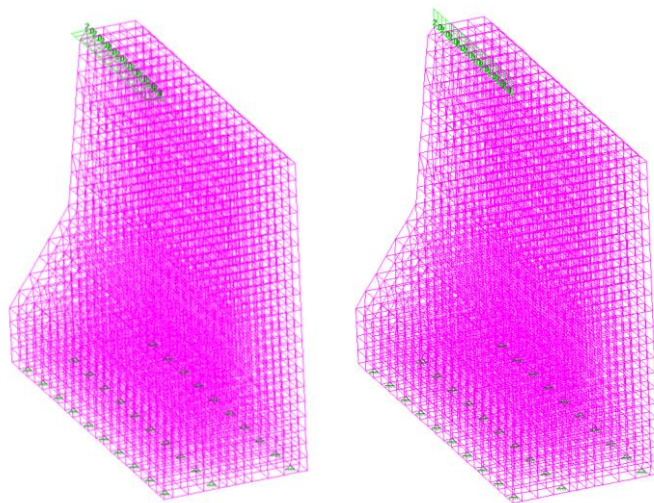


Figura 47 - Cargas aplicadas para dimensionamento do guarda rodas

Os resultados se encontram a partir da Figura 48 - Reações máximas - posição 1 (-20,1 tf) até a Figura 50 - Reações máximas - posição 3 (31,2 tf).

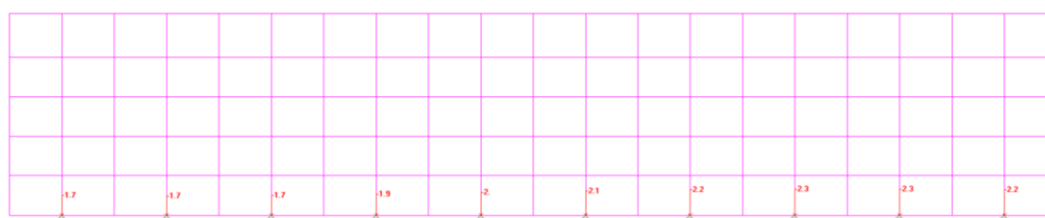


Figura 48 - Reações máximas - posição 1 (-20,1 tf)

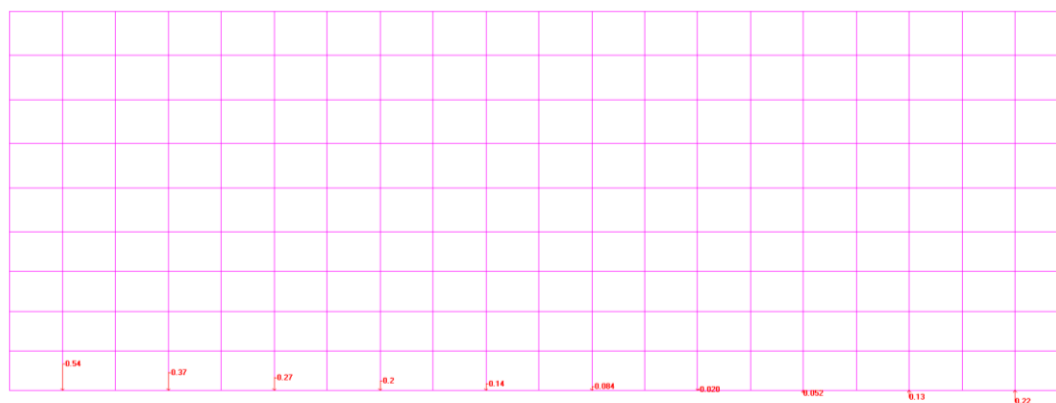


Figura 49 - Reações máximas - posição 2 (-2,026 tf)

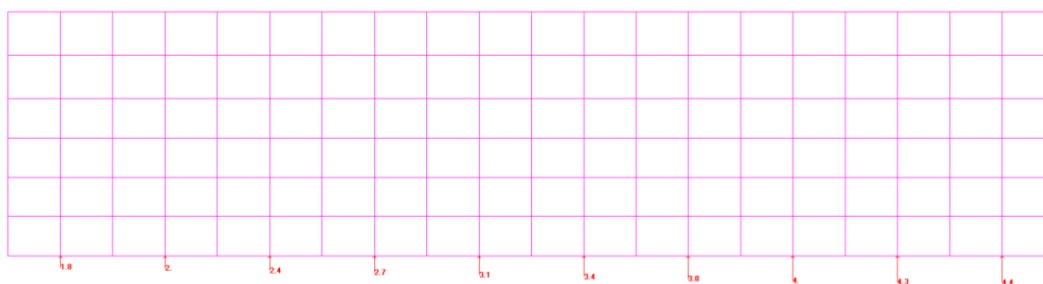


Figura 50 - Reações máximas - posição 3 (31,2 tf)

3.2 MESOESTRUTURA

3.2.1 Aparelho de apoio

3.2.1.1 Solicitação

As solicitações de dimensionamento do aparelho de apoio são o valor máximo da força axial apresentada na Figura 51 e os esforços longitudinal máximo (frenagem) e transversal (T), apresentados na Figura 52 e Figura 53.

Diferentemente da força axial, os valores apresentados de esforço longitudinal e transversal não estão majorados, sendo necessário multiplicá-los pelo coeficiente adequado (1,4) para poder usá-los como valores de cálculo.

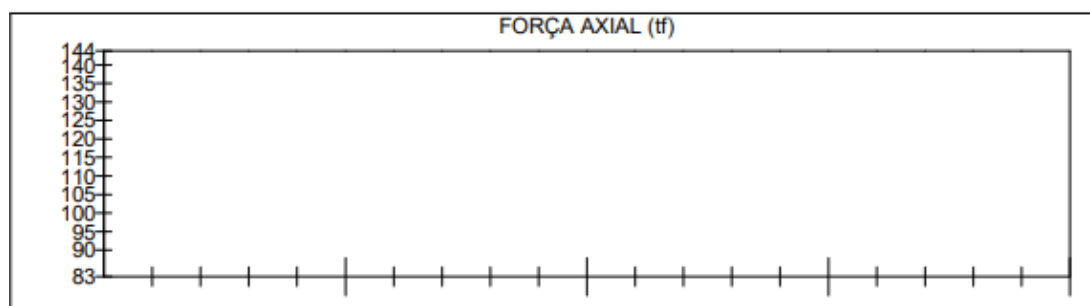


Figura 51 – CFS – Força axial (N) sobre o aparelho de apoio = 144 tf

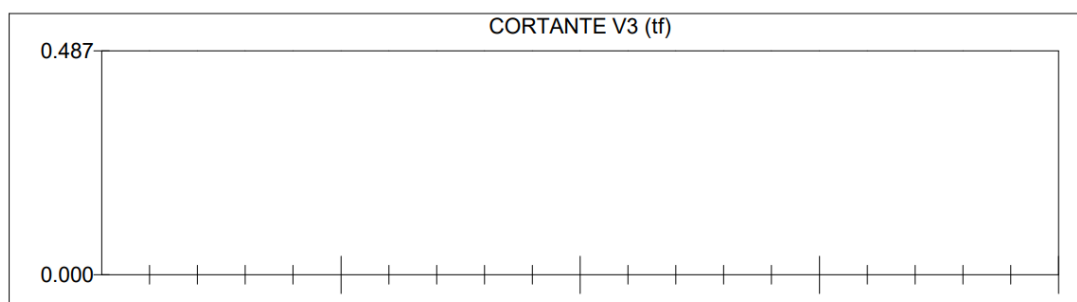


Figura 52 – Esforço longitudinal máximo (frenagem) = 0.487 tf

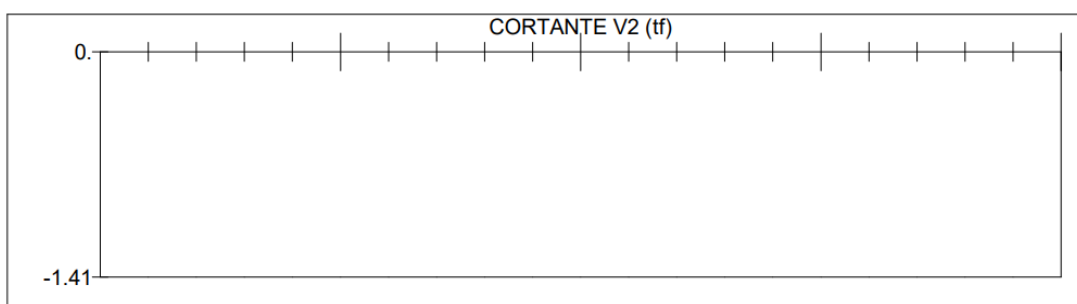
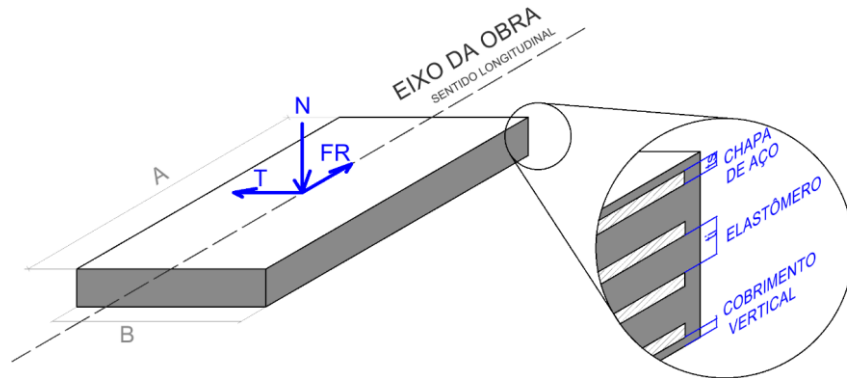


Figura 53 – Esforço transversal máximo (T) = 1.41 tf

3.2.1.2 Dimensionamento

Esforços

* Força Axial (N) FREQUENTE SERVIÇO :	144 tf
* Esforço longitudinal máx. frenagem (FR):	0.487 tf
* Esforço longitudinal máx. de longa duração :	0.487 tf
* Esforço transversal (T):	1.41 tf



Dimensionamento

Comprimento do aparelho (A) :	40 cm	Comprimento de cálculo (a):	39.50 cm
Largura do aparelho (B)	30 cm	Largura de cálculo (b):	29.50 cm
Número de lâminas de elastômero :	3 und.	Área de cálculo:	1165 cm ²
Espessura lâminas de elastômero (ti) :	10 mm	Módulo de cisalhamento (G):	10 kgf/cm ²
Cobrimento vertical de elastômero :	2.5 mm	Rotação da viga no apoio:	0.0012 rad
Número de chapas de aço :	4 und.	Tensão média no apoio:	30 kgf/cm ²
Espessura chapas de aço (ts):	3 mm		

VERIFICAÇÕES

1) Compressão simples:

Tensão média atuante (σ_c) =	123.58	kgf/cm ²	OK
Fator de forma de uma lâmina de neoprene =	8.4		
Tensão de cisalhamento no elastômero (τ_c) =	21.95	kgf/cm ²	OK

2) Esforços longitudinais:

Tensão de cisalhamento de longa duração (τ_{ld}) =	0.42	kgf/cm ²	OK
Tensão de cisalhamento de frenagem (τ_{din}) =	0.42	kgf/cm ²	
$1 \tau_{ld} + 0,5 \tau_{din} < 70\%$ do módulo de cisalhamento	0.63	kgf/cm ²	OK

3) Rotação imposta:

$\tau_\alpha \leq 1,5G$	4.68	kgf/cm ²	OK
-------------------------	------	---------------------	----

4) Solicitações combinadas:

$\tau_c + \tau_{ld} + 0,5 \tau_{din} + \tau_\alpha < 5G_n$	27.26	kgf/cm ²	OK
--	-------	---------------------	----

5) Flambagem:

9.83		OK
------	--	----

6) Segurança ao deslizamento:

Coefficiente de atrito (μ) =	0.19		
Força de deslizamento atuante (H_d) =	149.17	kg	
Força de deslizamento resistente (H_{rd}) =	6525.40	kg	OK

3.2.2 Travessa de apoio

3.2.2.1 Solicitações

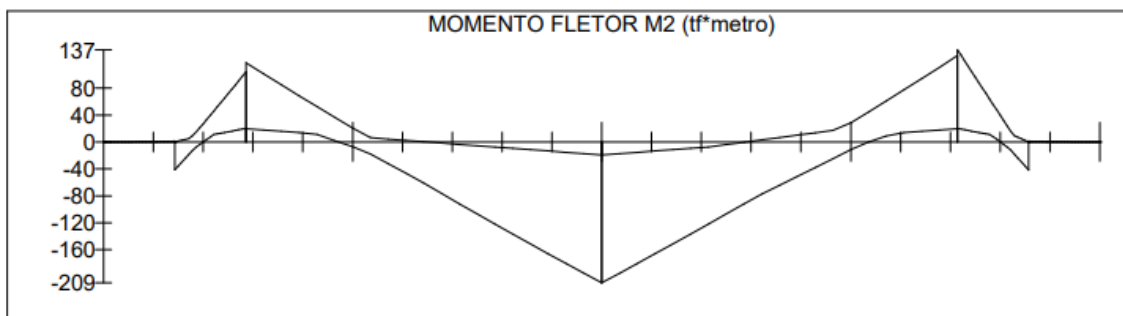


Figura 54 – Momento fletor máximo negativo = 137 tf.m e positivo 209 tf.m

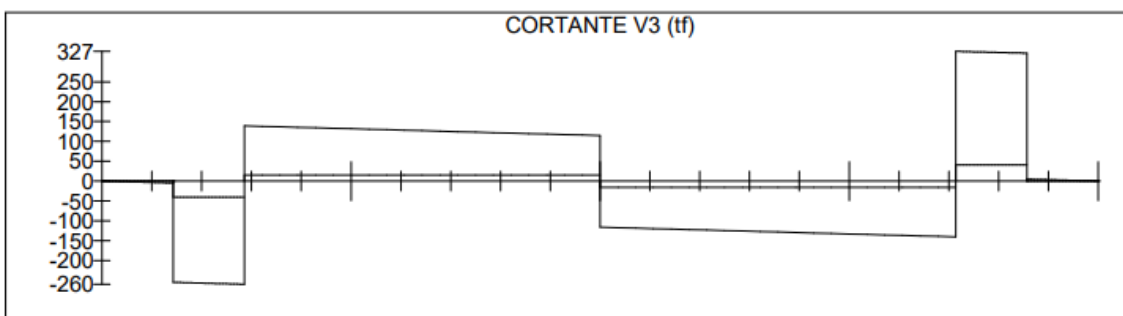


Figura 55 - Cortante máx. = 227 tf

3.2.2.2 Dimensionamento

- Armadura longitudinal inferior (positiva)

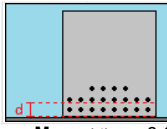
Esforços

momentos fletore

momentos fletores sobre a face tracionada

* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 209 tf.m

Face tracionada inferior



Centro de Massa (d) = 0,04 m

Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra

Ø 10mm : 0 barra

Ø 16mm : 0 barra

Ø 12,5mm : 0 barra

Ø 20mm : 20 barras

Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 185 MPa

fyk do aço : 50 kN/cm²

Geometria seção tipo "I"

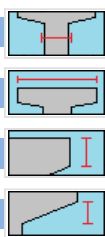
fck do concreto : 30 Mpa

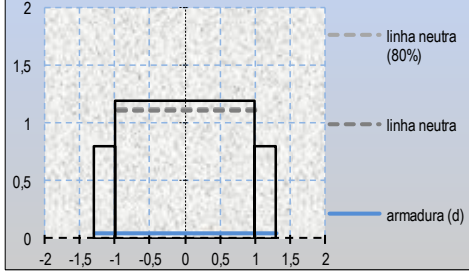
2 m

2 m

0 m

0 m





linha neutra (80%)

linha neutra

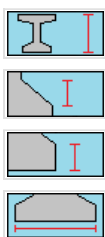
armadura (d)

1,2 m

0 m

0,8 m

2,6 m



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = $0,330 \text{ m}^4$, distância entre centróide e face comprimida = $0,6333333$

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 205029 kN.cm , 209 tf.m , $2050,29 \text{ kN.m}$
 área de aço (A_s) = $62,8 \text{ cm}^2$ (mínima = $43,2 \text{ cm}^2$) resistência do aço (R_{sd}) = 2732 kN
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = $9,37 \text{ cm}$ ($0,8x > 0+0/2$: seção T)
 resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) = 0 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) = 0 kN.m
 resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) = 2732 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) = 3060 kN.m
 momento último resistente $M(u)$ = $3059,6502 \text{ kN.m}$

• Armadura longitudinal superior (negativa)

Esforços momentos fletore Face tracionada superio

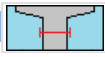
momentos fletore sobre a face tracionada
 * para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 137 tf.m

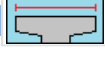
Armação aço CA-50

$\varnothing 8\text{mm}$: 0 barra $\varnothing 16\text{mm}$: 0 barra $\varnothing 20\text{mm}$: **15 barras**
 $\varnothing 10\text{mm}$: 0 barra $\varnothing 12,5\text{mm}$: 0 barra $\varnothing 25\text{mm}$: 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela 23.2) : 185 MPa

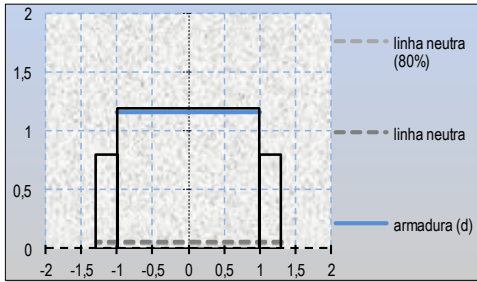
fyk do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção tipo "I" fck do concreto : 30 Mpa

2 m 

2 m 

0 m 

0 m 



 1,2 m

 0 m

 0,8 m

 2,6 m

CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = $0,330 \text{ m}^4$, distância entre centróide e face comprimida = $0,5666667$

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 134397 kN.cm , 137 tf.m , $1343,97 \text{ kN.m}$
 área de aço (A_s) = $47,1 \text{ cm}^2$ (mínima = $43,2 \text{ cm}^2$) resistência do aço (R_{sd}) = 2049 kN
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = $5,41 \text{ cm}$ ($0,8x < 80+0/2$: retangular)
 resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) = 0 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) = 0 kN.m
 resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) = 2049 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) = 2327 kN.m
 momento último resistente $M(u)$ = $2327,2398 \text{ kN.m}$

- Armadura transversal (estribos - cisalhamento)

comprimento da viga :	1 m
fck do concreto :	30 Mpa
altura útil :	1,1 m

1	primeiros 100 cm			
cortante de projeto :		3109 KN	armadura calculada :	27,8 cm²/m
largura da alma :		2 m	armadura mínima :	26,6 cm²/m
Vco : 1912 kN / Vrd2 :		11201 kN	armadura empregada :	49,1 cm²/m
estribos no espaçamento :		2	espaçamento (armadura empregada) :	10 cm
diâmetro do estribo :		12,5 mm	variação de tensão no aço :	0 mPa
área de aço no estribo :		4,91 cm²	limite para variação de tensão	85 mPa
10 estribos em 1 m e espaçamento de 10 cm				

- Armadura de pele

As armaduras de pele são calculadas de acordo com o item 3.5.1 deste relatório, seguindo as recomendações da NBR 6118, não sendo necessária uma armadura maior que 5 cm²/m por face.

$$A_s = 0,1\% \times \text{Área alma} = \frac{0,1}{100} \times 200 \times 120 = 24,0 \text{ cm}^2 \leq 5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,2 \text{ m} = 6 \text{ cm}^2$$

As calculado	6 cm ²
As adotado	6,28 cm ²
Armadura adotada	8 Ø10 mm

3.2.3 Pilar

3.2.3.1 Solicitações

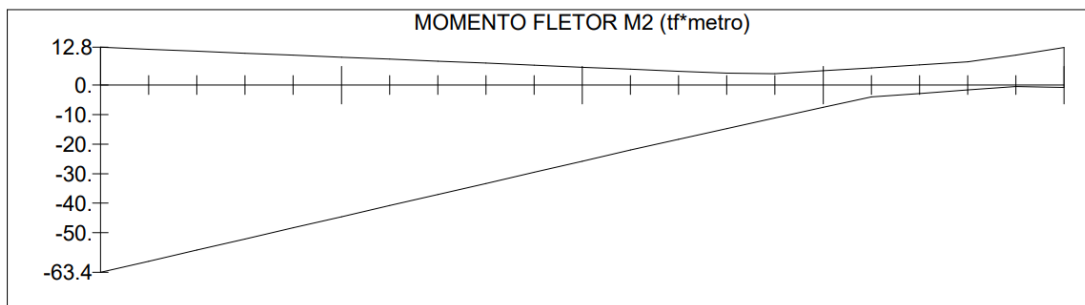


Figura 56 – Momento fletor máximo no topo = 63.4 tf.m e no topo 12.8 tf.m (sentido longitudinal)

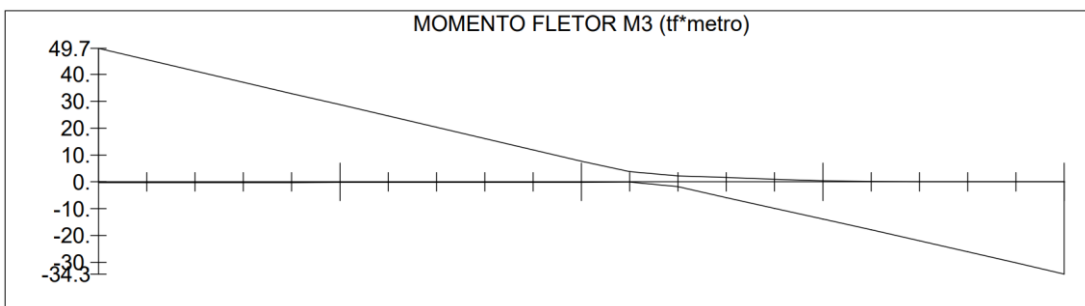


Figura 57 – Momento fletor máximo no topo = 49.7 tf.m e na base 34.3 tf.m (sentido transversal)

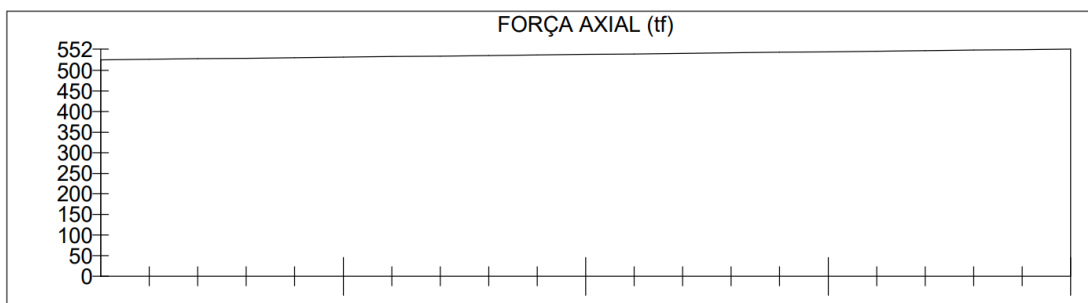


Figura 58 – Força axial máxima = 552 tf (compressão)

3.2.3.2 Dimensionamento

- Armadura longitudinal

PILAR: Dados Gerais

Armação: 10 ϕ 20 mm ($A_s = 31.42 \text{ cm}^2$)

Seção Transversal:

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 7854 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 50 \text{ cm}$

$y_{cg} = 50 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 4908739 \text{ cm}^4$

$I_y = 4908739 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.40 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

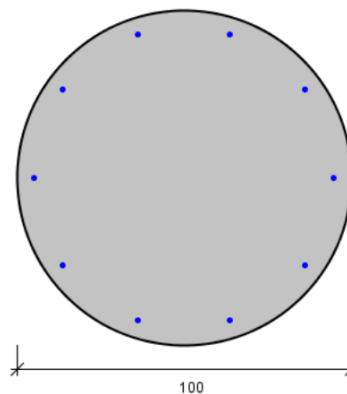
Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar Biapoiado

Comprimento: $L = 920 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 37$

$\lambda_y = 37$



PILAR: Dados Armadura

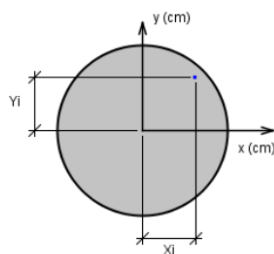


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	45	0
2	20.0	36.4	26.5
3	20.0	13.9	42.8
4	20.0	-13.9	42.8
5	20.0	-36.4	26.5
6	20.0	-45	0
7	20.0	-36.4	-26.5
8	20.0	-13.9	-42.8
9	20.0	13.9	-42.8
10	20.0	36.4	-26.5

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

PILAR: Dados Esforços

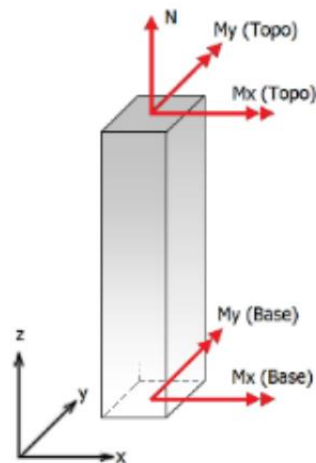


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{sk}	$M_{sk,x}$ (Topo)	$M_{sk,y}$ (Topo)	$M_{sk,x}$ (Base)	$M_{sk,y}$ (Base)
1	-552	49.7	63.4	34.3	12.8

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

PILAR: Resumo verificação ELU

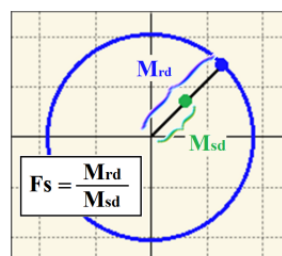


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-552	49.7	-63.4	2.17

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

- Armadura transversal (estribos)

Calculada de acordo com as especificações do item 3.5.3 deste relatório.

Armadura adotada

Ø8 mm c/20

3.3 INFRAESTRUTURA

3.3.1 Viga de rigidez

3.3.1.1 Solicitação

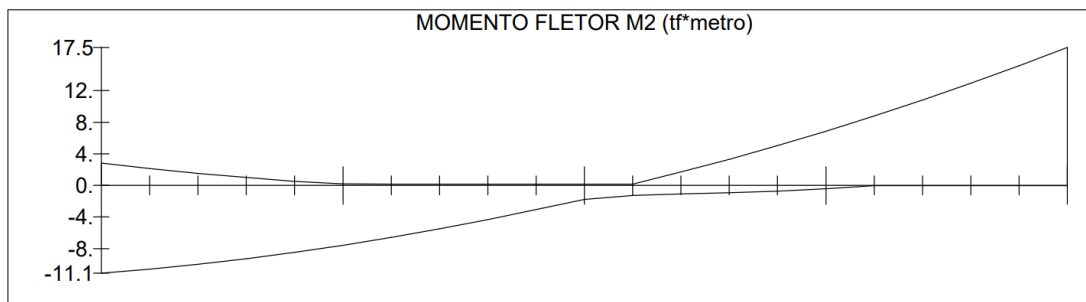


Figura 59 – Momento fletor máximo negativo = 17.5 tf.m e positivo 11.1 tf.m

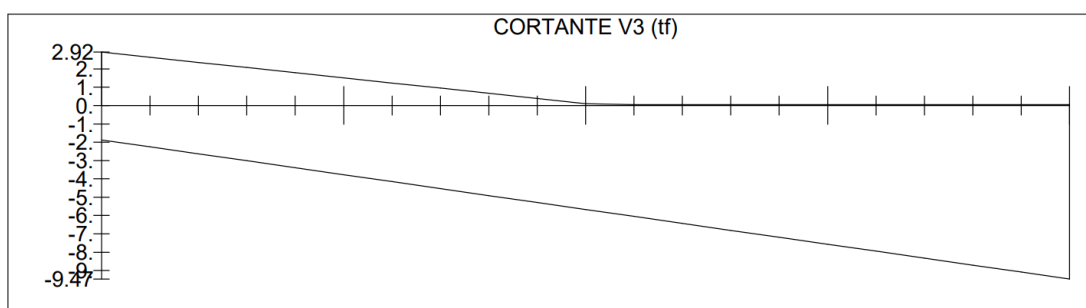


Figura 60 - Cortante máx. positivo = 2.92 tf e negativo = 9.47 tf.m

3.3.1.2 Dimensionamento

- Armadura longitudinal inferior (positiva)

Esforços

momentos fletores sobre a face tracionada
* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 11.1 tf.m

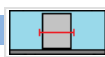
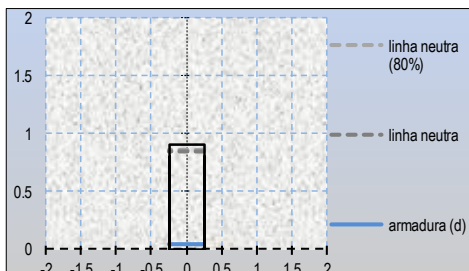
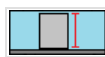
Face tracionada

Armação

Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 4 barras Ø 20mm : 0 barra
Ø 10mm : 0 barra Ø 12,5mm : 0 barra Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 190 MPa

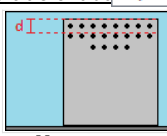
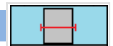
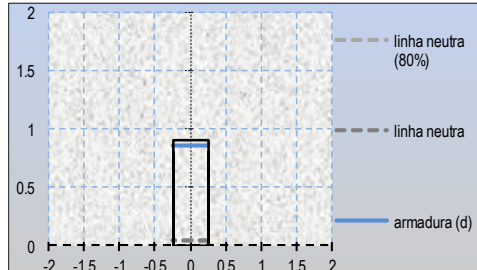
f_{yk} do aço: 50 kN/cm² **Geometria** f_{ck} do concreto : 30 Mpa

0.5 m    0.9 m

Centro de Massa (d) = 0.04 m

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	0.030 m ⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.45
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	10889.1 kN.cm , 11.1 tf.m , 108.891 kN.m
área de aço (As) =	8.04 cm ² (mínima = 6.75 cm ²) resistência do aço (Rsd) = 349.7 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	4.8 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) =	349.7 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) =	293.1 kN.m
momento último resistente M(u) =	293.1316 kN.m

- Armadura longitudinal superior (negativa)**

Esforços		momentos fletore		Face tracionada	
momentos fletores sobre a face tracionada				superio	
* para a combinação ÚLTIMA NORMAL :		17.5 tf.m			
				Centro de Massa (d) = 0.04 m	
		<u>Armação</u> aço CA-50			
Ø 8mm : 0 barra	Ø 16mm : 4 barras	Ø 20mm : 0 barra			
Ø 10mm : 0 barra	Ø 12,5mm : 0 barra	Ø 25mm : 0 barra			
limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) :		190 MPa			
fyk do aço: 50 kN/cm ²	<u>Geometria</u> seção retangula	fck do concreto : 30 Mpa			
0.5 m				0.9 m	

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	0.030 m ⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.45
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	17167.5 kN.cm , 17.5 tf.m , 171.675 kN.m
área de aço (As) =	8.04 cm ² (mínima = 6.75 cm ²) resistência do aço (Rsd) = 349.7 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	4.8 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) =	349.7 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) =	293.1 kN.m
momento último resistente M(u) =	293.1316 kN.m

- Armadura transversal (estribos – cisalhamento)

O sinal negativo da armadura calculada significa que a concreto resiste sozinho aos esforços aplicados, sendo nesse caso adotada uma armadura respeitando o valor de armadura mínima.

comprimento da viga : 1.5 m	
fck do concreto : 30 Mpa	
altura útil : 0.8 m	
1	primeiros 150 cm
cortante de projeto : 94.7 kN	
largura da alma : 0.5 m	
Vco : 348 kN / Vrd2 : 2037 kN	
estribos no espaçamento : 1	
diâmetro do estribo : 12.5 mm	
área de aço no estribo : 2.5 cm²	
armadura calculada : -8.1 cm²/m	
armadura mínima : 6.66 cm²/m	
armadura empregada : 16.4 cm²/m	
espaçamento (armadura empregada) : 15 cm	
variação de tensão no aço : 0 mPa	
limite para variação de tensão : 85 mPa	
10 estribos em 1.5 m e espaçamento de 15 cm	

- Armadura de pele por face

$$A_s = \rho \times \text{Área alma} = \frac{0,1}{100} \times 90 \times 50 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{face}$$

As mínimo calculado	4,5 cm²/face
As adotado	4,52 cm²/face
Armadura adotada	9 Ø8mm

3.3.2 Blocos de fundação

3.3.2.1 Solicitação

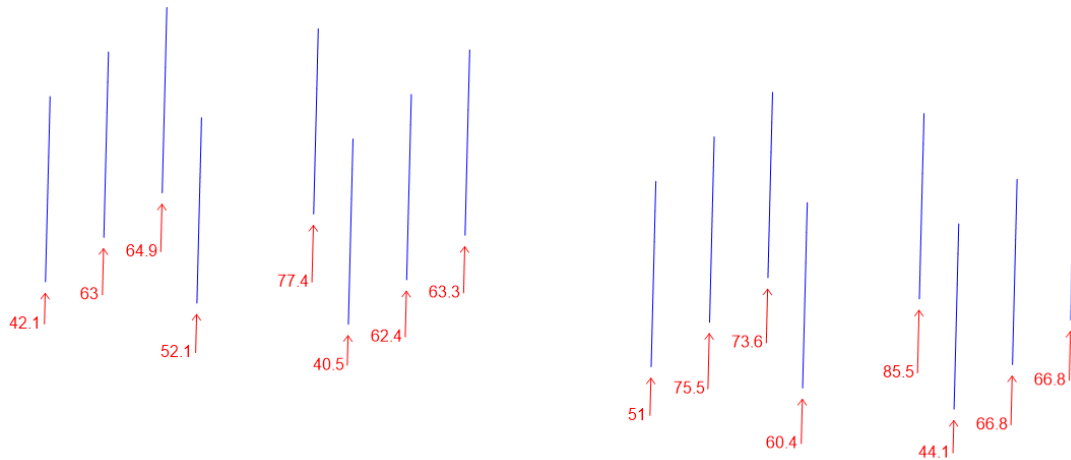


Figura 61 - Reações bloco de fundação intermediário – Reação máx. 85.5 tf

3.3.2.2 Dimensionamento

DADOS GERAIS:

Largura do bloco =

350

cm

Comprimento do bloco =

350

cm

Altura do bloco =

120

cm

Embrutimento da estaca =

10

cm

Øp=

100

cm

ap =

0

cm

bp =

0

cm

Øest=

35,5

cm

L est

0

cm

fyk =

50

kN/cm²

fck projeto =

30

Mpa

CS projeto =

1

fcd1 =

1,60

kN/cm²

fcd2 =

1,13

kN/cm²

fcd3 =

1,36

kN/cm²

Na tabela abaixo são apresentados os dados obtidos na memória de cálculo do projeto modificado:

ESTACA	DADOS OBTIDOS NA MC MODIFICADA							DISTANCIA EM PLANTA			
	dlong (cm) ce - cp	dtrans (cm) ce - cp	dz (cm) (hb - eEst.)	fyk (kN/cm²)	MAXIMA Rz (tonf)	Fator de majoração	Rz Majorada (tonf)	a (cm)	y (cm)	z (cm)	ø (graus)
1	125	125	110	50	73,6	1	73,6	176,78	3,7537	108,12	31,45
2	0	125	110	50	85,5	1	85,5	125,00	3,0738	108,46	40,95
3	125	125	110	50	66,8	1	66,8	176,78	3,4013	108,30	31,49
4	125	0	110	50	75,5	1	75,5	125,00	2,7097	108,65	41,00
5	125	0	110	50	66,8	1	66,8	125,00	2,3940	108,80	41,04
6	125	125	110	50	21	1	21	176,78	1,0578	109,47	31,77
7	0	125	110	50	60,4	1	60,4	125,00	2,1623	108,92	41,07
8	125	125	110	50	44,1	1	44,1	176,78	2,2335	108,88	31,63

Tabela 01: Dados de entrada

Tabela 01: Dados de entrada

VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS MINIMAS:

Diametro da armadura AS = **20** mm
 Diametro da armadura AS = **20** mm

Numero de barras = As / area da barra

Na tabela abaixo apresentada está apresentado o cálculo das armaduras necessárias.

ESTACA	CÁLCULO DA ARMADURA NECESSÁRIA								
	tan θ	θ (graus)	T (kN)	T' (kN)	AS T (cm ²)	AS Long. (cm ²)	Barras	S Trans. (cm ²)	Barras
1	0,61	31,45	1203,33	850,88	27,68	19,58	7	19,58	7
2	0,87	40,95	985,36	696,75	22,67	16,03	6	16,03	6
3	0,61	31,49	1090,37	771,01	25,08	17,74	6	17,74	6
4	0,87	41,00	868,65	614,23	19,98	14,13	5	14,13	5
5	0,87	41,04	767,44	542,66	17,66	12,49	4	12,49	4
6	0,62	31,77	339,11	239,79	7,8	5,52	2	5,52	2
7	0,87	41,07	693,18	490,15	15,95	11,28	4	11,28	4
8	0,62	31,63	715,98	506,28	16,47	11,65	4	11,65	4

Tabela 02: Cálculo da armadura necessária pelo metodo Biela e Tirante

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA									
	TABELA 50				PROJETO MODIFICADO				VERIFICAÇÃO	
	As long (cm ²)	AS trans (cm ²)	NUMERO DE BARRAS		As long (cm ²)	AS trans (cm ²)	NUMERO DE BARRAS		AS Long.	AS Trans
1	19,58	19,58	7	7	21,99	21,99	7	7	OK	OK
2	16,03	16,03	6	6	21,99	21,99	7	7	OK	OK
3	17,74	17,74	6	6	21,99	21,99	7	7	OK	OK
4	14,13	14,13	5	5	21,99	21,99	7	7	OK	OK
5	12,49	12,49	4	4	21,99	21,99	7	7	OK	OK
6	5,52	5,52	2	2	21,99	21,99	7	7	OK	OK
7	11,28	11,28	4	4	21,99	21,99	7	7	OK	OK
8	11,65	11,65	4	4	21,99	21,99	7	7	OK	OK

Tabela 03: Verificação das armaduras adotadas

Armadura minima:

AS longitudinal Adotado= **87,96** cm²
 AS minimo longitudinal = **7,9875** cm²
 AS transversal Adotado = **87,96** cm²
 AS minimo transversal = **7,9875** cm²

Verificação:

A Armadura adotada está de acordo com a armadura mínima calculada seguindo os criterios da NBR6118.

VERIFICAÇÃO DAS BIELAS COMPRIMIDAS:

Na tabela abaixo apresentada estão as verificações das bielas comprimidas .

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA								
	Verificação do nó da estaca					Verificação do nó sob o pilar			
	aest (cm ²)	Sen θ ²	σ_{cd}	fcd3	Verif.	Acamp.pilar (cm ²)	σ_c	1.15*fcd1	Verif.
1	2419,22	0,27	1,12	1,36	OK	9077,51	1,79	1,84	OK
2	2419,22	0,43	0,82	1,36	OK	8849,31	1,35	1,84	OK
3	2419,22	0,27	1,01	1,36	OK	8958,89	1,64	1,84	OK
4	2419,22	0,43	0,20	1,36	OK	8189,83	0,36	1,84	OK
5	2419,22	0,43	0,58	1,36	OK	8547,98	0,98	1,84	OK
6	2419,22	0,28	0,66	1,36	OK	8571,31	1,12	1,84	OK

Tabela 04: Verificação dos nós

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA									
	Fcwd	θ	aest	abel,est	abel,pilar	abel	bef	σ_{cd} biela	fcd2	Verif.
1	70,53	31,45	2419,22	1289,79	32,49	661,14	22,16	0,000853	1,36	OK
2	65,23	40,95	2419,22	1613,72	4,64	809,18	3,85	0,00	1,36	OK
3	63,94	31,49	2419,22	1291,29	5,80	648,55	4,81	0,00	1,36	OK
4	16,01	41,00	2419,22	1615,24	1,60	808,42	1,87	0,00	1,36	OK
5	45,97	41,07	2419,22	1617,51	3,26	810,39	2,95	0,00	1,36	OK
6	42,04	31,63	2419,22	1296,25	3,80	650,03	3,51	0,00	1,36	OK

Tabela 05: Verificação de Bielas comprimidas

ARMADURAS COMPLEMENTARES:
ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO:

Area calculada =	17,59	cm ²	0,20 x As Longitudinal
Diametro adotado =	12,5	mm	
Numero de barras =	15		Area calculada / Area da armadura
A. adotada longitudinal =	15		
Verificação =	OK		

Area calculada =	17,59	cm ²	0,20 x As Transversal
Diametro adotado =	12,5	mm	
Numero de barras =	15		Area calculada / Area da armadura
A. adotada transversal =	15		
Verificação =	OK		

VERIFICAÇÃO POR CISALHAMENTO POR FORÇA CORTANTE:

τ_{rd} =	0,03621	kn/cm ²
k =	1	
ρ long. =	0,00228	
ρ trans. =	0,00228	
Vsd long. =	493,7	
Vrd1 long. =	1800,10	
Vsd trans. (l. direito)	493,7	
Vrd1 trans. =	1800,10	
Verificação =	Não é necessária armadura de cisalhamento	

3.3.3 Estaca

3.3.3.1 Esforços

As reações para dimensionamento estrutural das estacas são obtidas através da envoltória máxima de combinações, considerando o Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), presente na NBR 7188/2024, igual a 1, conforme a figura 68. **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

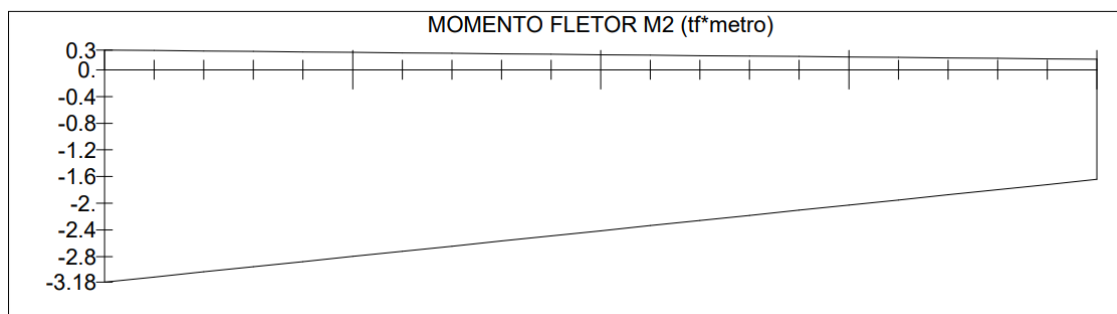


Figura 62 – Estacas intermediárias - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para trecho livre – Momento máx. = 3.18 tf.m

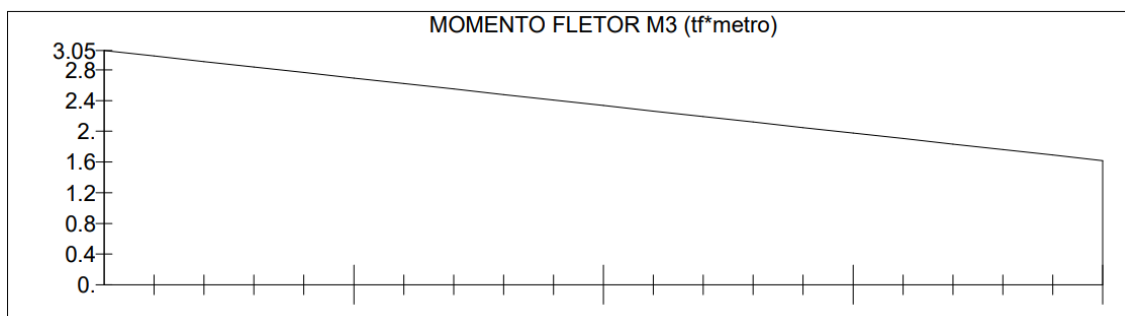


Figura 63 – Estacas intermediárias - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para trecho livre – Momento máx. = 3.05 tf.m

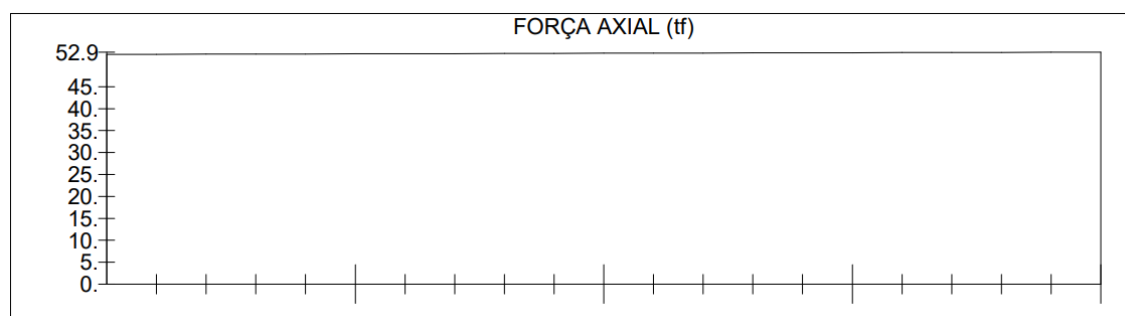
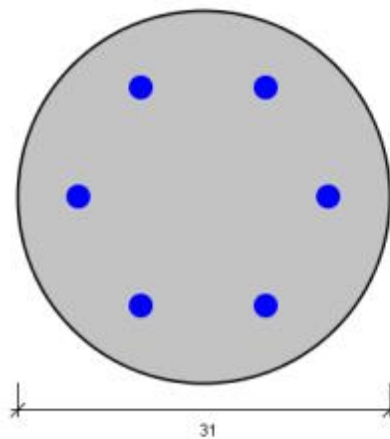


Figura 64 – Estacas intermediárias - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para trecho livre – Reação máx. = 52.9 tf

3.3.3.1 Dimensionamento estrutural estacas raiz

ESTACA Ø31: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 6 ϕ 20 mm ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 755 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 15,5 \text{ cm}$

$y_{cg} = 15,5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 45333 \text{ cm}^4$

$I_y = 45333 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 2,50 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

ESTACA Ø31: Dados Armadura

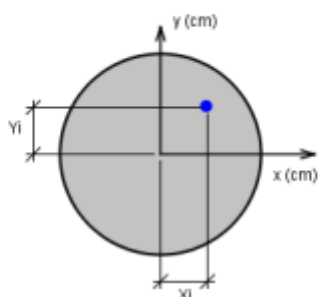


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	10.5	0
2	20.0	5.3	9.1
3	20.0	-5.2	9.1
4	20.0	-10.5	0
5	20.0	-5.3	-9.1
6	20.0	5.3	-9.1

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

ESTACA Ø31: Dados Esforços

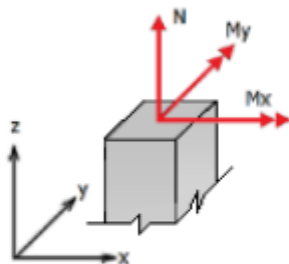


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}$	$M_{k,y}$
1	-70.9	0	0

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

ESTACA Ø31: Resumo verificação ELU

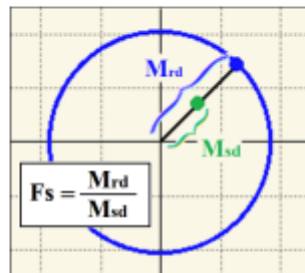


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{ed}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-70.9	0	0	Ok!

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

ESTACA Ø31: Resultados da combinação n° 1 (F.S. mínimo)

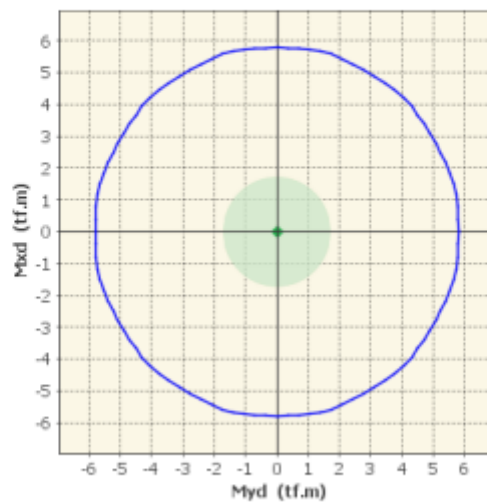


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

3.3.3.2 Dimensionamento geotécnico

Coeficiente de correlação β_p

Tipo de rocha	Variação			Media
Muito alterada	0.07	a	0.13	0.1
Alterada	0.24	a	0.36	0.3
Pouco Alterada a Sã	0.48	a	0.6	0.54

Tipo de rocha

Tipo 1 = rochas ígneas e metamórficas – basalto, gnaiss e granito.

Tipo 2 = rochas metamórficas foliadas – ardósia e xisto

Tipo 3 = rocha sedimentares bem cimentadas – arenitos, calcário e siltitos.

Valores de σ_c

Tipo de Rocha	σ_c		
Tipo 1	70	a	250
Tipo 2	40	a	90
Tipo 3	30	a	80

Tabela resumo

Tipo de Rocha	Muito Alterada			Alterada			Pouco Alterada a Sã		
Tipo 1	7.0	a	25.0	21.0	a	75.0	37.8	a	135.0
Tipo 2	4.0	a	9.0	12.0	a	27.0	21.6	a	48.6
Tipo 3	3.0	a	8.0	9.0	a	24.0	16.2	a	43.2

Dados:

Diâmetro da estaca

0,31

 m
 fck

20,00

 Mpa

Maior carga da estaca

51,20

 tf
 Profundidade adotada em solo (Ps)

0,00

 m
 Profundidade adotada em rocha (Pr)

4,00

 m
 Perímetro da estaca em rocha (U): 0,97 m
 Área da estaca em rocha (A) 0,08 m²
 Resistência da parcela em solo (Tabela SPT)

0,00

 tf

Resistencia lateral:

Tipo de rocha:

basalto

 Recuperação:

Muito Alterada

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \quad 16,00 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado:

2,00

$$\sigma(\text{adm}) = (3,5\% \cdot \sigma_p) / F_s = \quad 0,28 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 28,55 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma(\text{adm}) \cdot U_r \cdot Pr = \quad 111,227 \text{ tf}$$

Resistencia de ponta:

Tipo de rocha:

basalto

 Recuperação:

Muito Alterada

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \quad 16,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 40\% f_{ck} \quad 8,00 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p < 40\% f_{ck} \quad 8,00 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado:

2,00

$$\sigma(\text{adm}) = \sigma_p / F_s = \quad 4,00 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 407,89 \text{ tf/m}^2$$

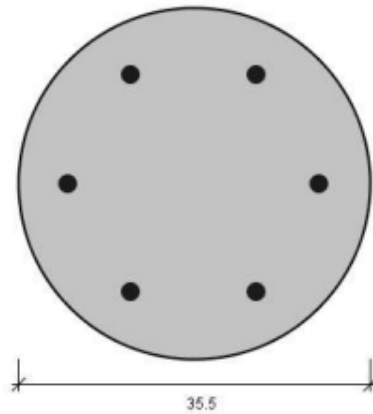
$$\sigma(\text{adm}) \cdot A = \quad 30,786 \text{ tf}$$

$$\text{Carga admissível (Qadm)} = \quad 142,01 \text{ tf} \quad > \quad 51,20 \text{ tf} \quad \text{OK}$$

3.3.3.3 Dimensionamento trecho livre

ESTACA Ø35.5 TRECHO LIVRE: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 6 ϕ 20 mm ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 990 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 17.8 \text{ cm}$

$y_{cg} = 17.8 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 77962 \text{ cm}^4$

$I_y = 77962 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 1.90 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar Biapoiado

Comprimento: $L = 270 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 30$

$\lambda_y = 30$

ESTACA Ø35.5 TRECHO LIVRE: Dados Armadura

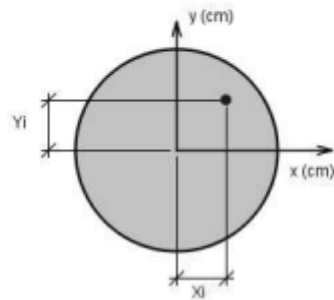


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	12.8	0
2	20.0	6.4	11
3	20.0	-6.4	11
4	20.0	-12.8	0
5	20.0	-6.4	-11
6	20.0	6.4	-11

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

ESTACA Ø35.5 TRECHO LIVRE: Dados Esforços

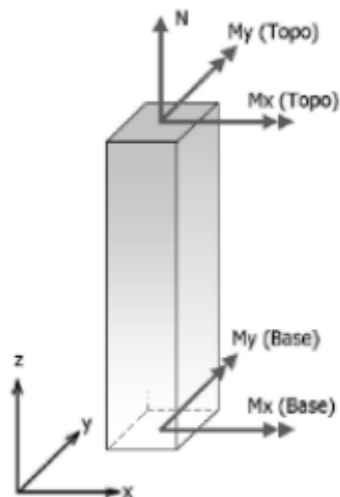


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{sk}	$M_{sk,x}$ (Topo)	$M_{sk,y}$ (Topo)	$M_{sk,x}$ (Base)	$M_{sk,y}$ (Base)
1	-68.7	3.37	3.05	0.26	-2

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

ESTACA Ø35.5 TRECHO LIVRE: Resumo verificação ELU

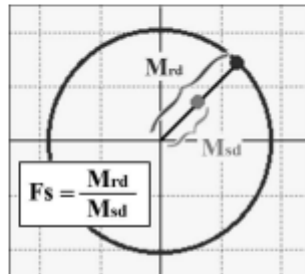


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-68.7	3.37	-3.05	1.88

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

ESTACA Ø35.5 TRECHO LIVRE: Resultados da combinação nº 1 (F.S. mínimo)

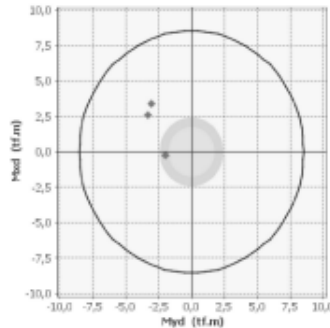


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

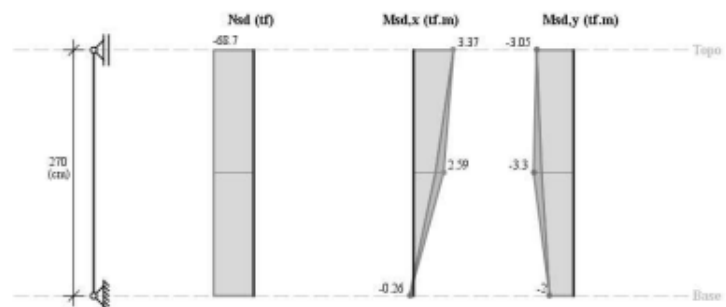


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{d,ox,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 2.59 \text{ tf.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0.60 + 0.40 M_B / M_A = 0.60 + 0.40 (-0.26) / 3.37 = 0.56961, \alpha_b \geq 0.40;$$

$$M_{1d,A} = 3.37 \text{ tf.m e } N_{sd} = 68.7 \text{ tf};$$

$$\ell_e = 2.7 \text{ m};$$

$$1/r = 0.005 / [h_y (v + 0.5)] = 0.005 / [0.355 (0.55526 + 0.5)] = 0.01335 \text{ 1/m} \leq 0.005 / h_y = 0.01408 \text{ 1/m};$$

$$v = N_{sd} / (A_c f_{cd}) = 68.7 / (0.09898 \times 2000 / 1.6) = 0.55526.$$

3.4 ENCONTRO

3.4.1 Laje de transição

3.4.1.1 Solicitações

A convenção de sinais segue o mesmo padrão apresentado no item 3.1.4.1. A laje de transição é calculada considerando apoios em uma direção conforme Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER.

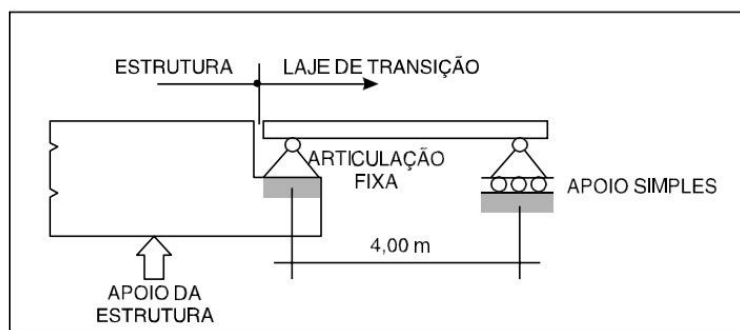


Figura 15 - ESQUEMA ESTRUTURAL DA LAJE DE TRANSIÇÃO

Figura 65 – Esquema estrutural da laje de transição (retirado do Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER)

Para as combinações CUN, CFS e CP, os valores de cálculo adotados são os valores de momento fletor positivo máximo conforme apresentado nas Figuras 68 a 70.

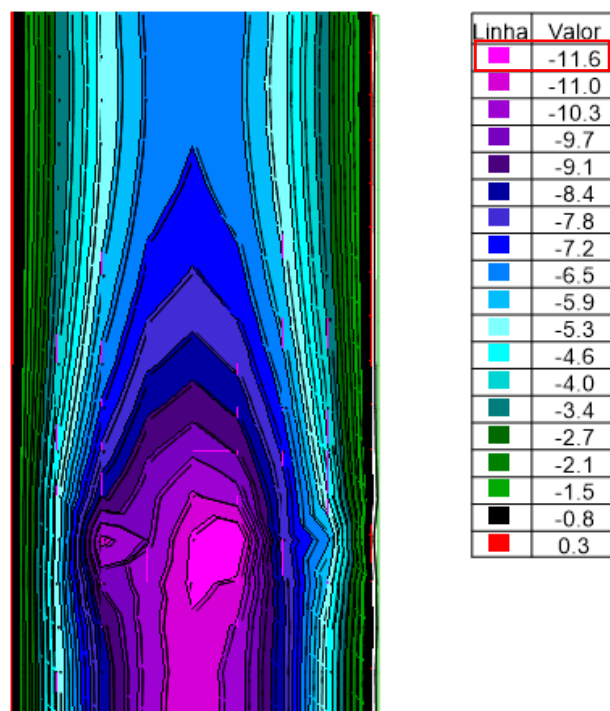


Figura 66 - Momento na direção X – Combinação Última Normal (CUN) – valor máx. negativo = 0.3 tf.m e positivo 11.6 tf.m

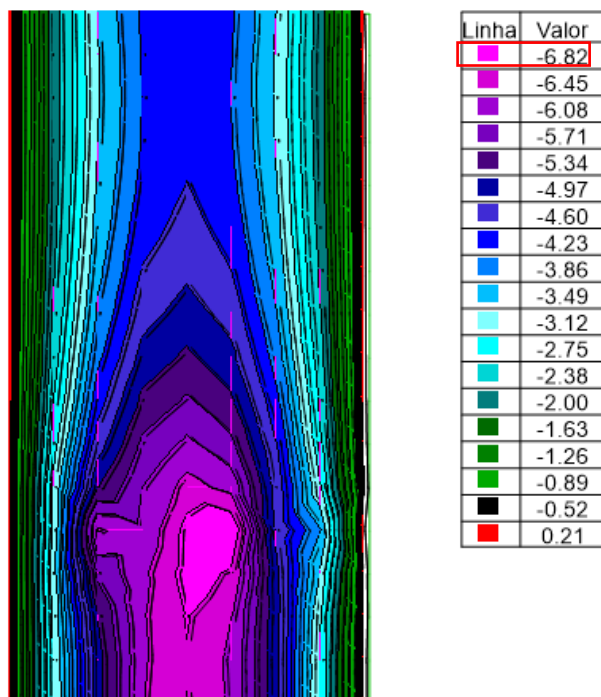


Figura 67 - Momento na direção X – Combinação Frequente de Serviço (CFS) – valor máx. negativo = 0.21 tf.m e positivo 6.82 tf.m

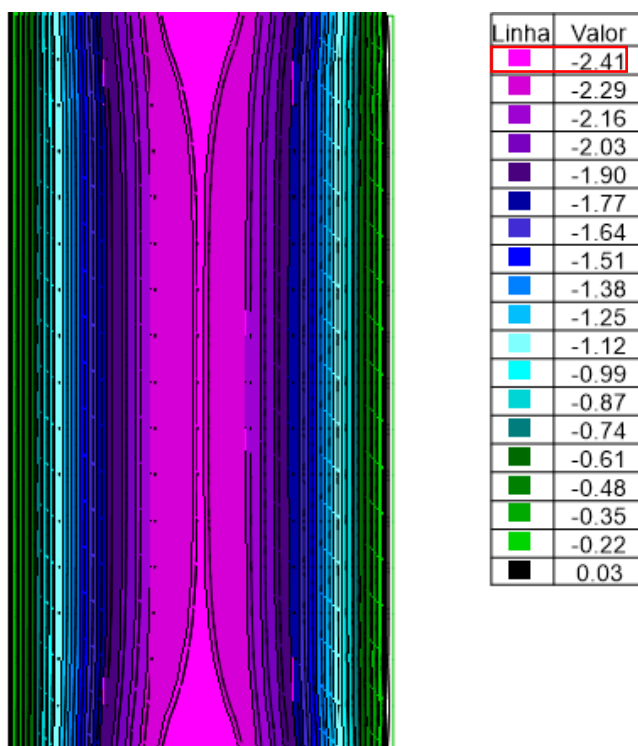


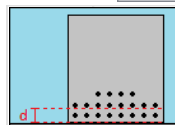
Figura 68 - Momento na direção X – Combinação Permanente (CP) – valor máx. negativo = 0.03 tf.m e positivo 2.41 tf.m

3.4.1.2 Dimensionamento

- Armadura principal inferior (positiva)**

Esforços momentos fletore
 momentos fletores sobre a face tracionada
 * para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 11.6 tf.m
 * para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : 6.82 tf.m
 * para a CARGA PERMANENTE : 2.41 tf.m

Face tracionada inferior



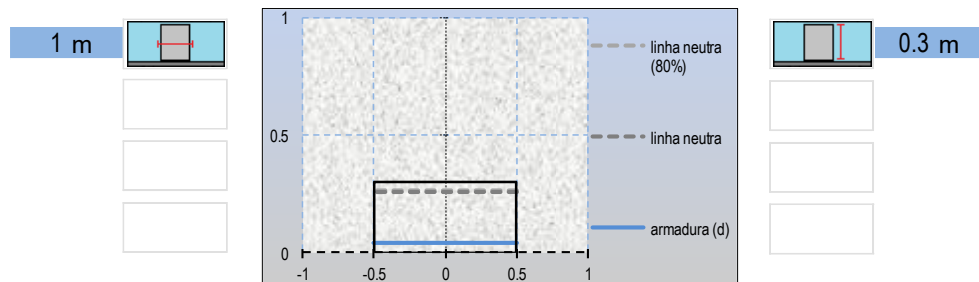
Centro de Massa (d) = 0.04 m

Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 0 barra
 Ø 10mm : 0 barra **Ø 12,5mm : 11 barras** Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 190 MPa

f_{yk} do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção retangular f_{ck} do concreto : 30 Mpa



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = 0.002 m⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.15

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 11379.6 kN.cm , 11.6 tf.m , 113.796 kN.m
 área de aço (A_s) = 13.5 cm² (mínima = 4.5 cm²) resistência do aço (R_{sd}) = 586.9 kN
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 4.03 cm (seção retangular)
 resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) = 0 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) = 0 kN.m
 resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) = 586.9 kN
 momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) = 141.7 kN.m
 momento último resistente M(u) = 141.67446 kN.m

verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)

momento solicitante máximo (CFS) = 6.82 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 2.41 tf.m
 coeficiente α_e (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) = 8.05
 tensões no concreto : máxima = 0.446 kN/cm² / mínima = 0.158 kN/cm²
 tensões no aço : máxima = 22.97 kN/cm² / mínima = 8.116 kN/cm²
 flutuação máxima de tensão no aço = 14.9 kN/cm² = 149 MPa
 limite de flutuação de tensão = 190 MPa

Controle de fissuração do concreto

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x₂) = 13.43 cm
 resistência da área de concreto comprimida (R_{cwd2}) = 1967 kN
 α = 1.5 seção retangular , f_{ctk, inf} = 2.03 Mpa , σ_s = 21.59 kN/cm²
 ψ₁ = 0.8 , ρ = 0.006863 cm²/kN , ξ_i = 8.39 cm , y_t = 15 cm
 I_c = 225000 cm⁴ α_e = 15
 W_{k1} = 0.10 mm
 momento solicitante (M_d) = 6690.4 kN.cm W_{k2} = 0.29 mm
 momento resistente (M_r) = 4561.9 kN.cm w limite = 0.3 mm

- Armadura secundária inferior (de distribuição)

As armaduras secundárias foram calculadas conforme taxa mínima exigida pela NBR 6118, conforme tabela apresentada na **ERRO! FONTE DE REFERÊNCIA NÃO ENCONTRADA..**

$$As = \rho \times \text{Área seção} = \frac{0,164}{100} \times 25 \times 100 = 4,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As mínimo calculado	4,1 cm ² /m
As adotado	4,19 cm ² /m
Armadura adotada	Ø8 c/12

- Armaduras principal e secundária superiores (de distribuição)

As armaduras secundárias foram calculadas conforme taxa mínima exigida pela NBR 6118, conforme tabela apresentada na **ERRO! FONTE DE REFERÊNCIA NÃO ENCONTRADA..**

$$As = \rho \times \text{Área seção} = \frac{0,164}{100} \times 25 \times 100 = 4,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As mínimo calculado	4,1 cm ² /m
As adotado	4,19 cm ² /m
Armadura adotada	Ø8 c/12

3.4.2 Cortina

3.4.2.1 Solicitações

A convenção de sinais segue o mesmo padrão apresentado no item 3.1.4.1.

Os valores de cálculo adotados diferem dos esforços máximos apresentados pois estes picos elevados são perturbações do modelo.

Para o dimensionamento da cortina, os valores utilizados para os cálculos são menores do que os máximos apresentados nos diagramas, pois estes picos elevados são perturbações do modelo. Os valores de cálculo são 5.5 tf.m para momento na direção X e 2.41 tf.m para momento na direção Y.

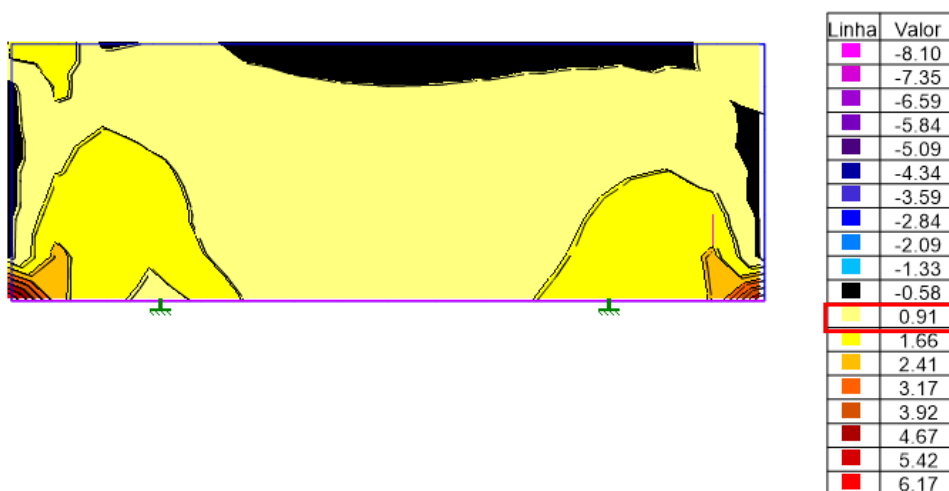


Figura 69 - Momento na direção X – valor máx. negativo = 6.17 tf.m e positivo 8.10 tf.m

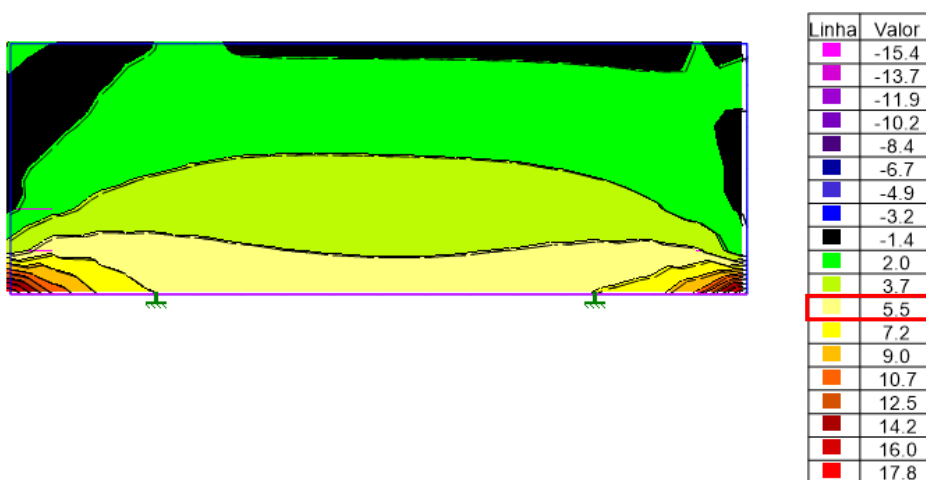


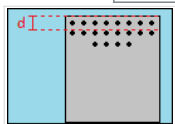
Figura 70 - Momento na direção Y – valor máx. negativo = 17.8 tf.m e positivo 15.4 tf.m

3.4.2.2 Dimensionamento

- Armadura vertical principal (em ambas as faces)

Esforços momentos fletore
momentos fletores sobre a face tracionada
* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 5.5 tf.m

Face tracionada superio



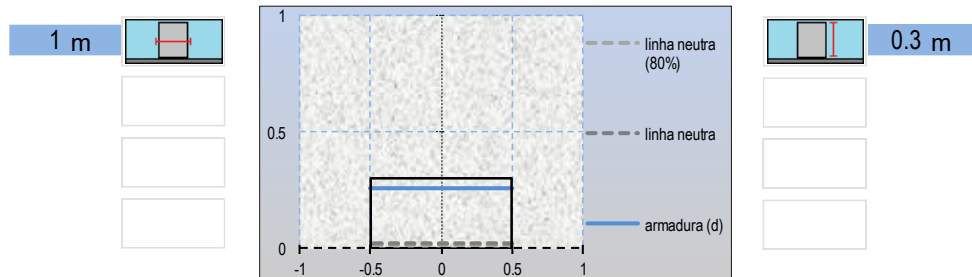
Centro de Massa (d) = 0.04 m

Armação aço CA-50

$\varnothing$ 8mm : 0 barra $\varnothing$ 16mm : 0 barra $\varnothing$ 20mm : 0 barra
 $\varnothing$ 10mm : 10 barras $\varnothing$ 12,5mm : 0 barra $\varnothing$ 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 190 MPa

f_{yk} do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção retangula f_{ck} do concreto : 30 Mpa



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = 0.002 m⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.15

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 5395.5 kN.cm , 5.5 tf.m , 53.955 kN.m

área de aço (A_s) = 7.85 cm² (mínima = 4.5 cm²) resistência do aço (R_{sd}) = 341.5 kN

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2.34 cm (seção retangular)

resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) = 0 kN

momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) = 0 kN.m

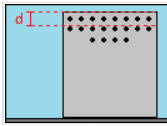
resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) = 341.5 kN

momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) = 84.73 kN.m

momento último resistente M(u) = 84.729474 kN.m

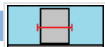
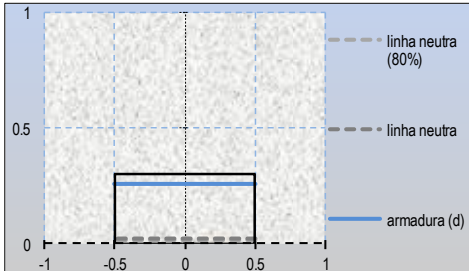
- Armadura horizontal secundária (em ambas as faces)

Esforços | **momentos fletore** ▼
momentos fletores sobre a face tracionada
* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : **1.66** tf.m

Face tracionada | **superio** ▼

Centro de Massa (d) = 0.04 m

Armação | **aço CA-50** ▼
Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 0 barra
Ø 10mm : **10** barras Ø 12,5mm : 0 barra Ø 25mm : 0 barra
limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela 23.2) : **190** MPa

f_{yk} do aço: **50** kN/cm² **Geometria** | **seção retangula** ▼ f_{ck} do concreto : **30** Mpa

1 m   **0.3 m**

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia = 0.002 m ⁴	distância entre centróide e face comprimida = 0.15
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante = 1628.46 kN.cm	1.66 tf.m , 16.2846 kN.m
área de aço (A _s) = 7.85 cm ² (mínima = 4.5 cm ²)	resistência do aço (R _{sd}) = 341.5 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2.34 cm (seção retangular)	
resistência da área de concreto comprimida nas abas (R _{cfd}) = 0 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M _{cfd}) = 0 kN.m	
resistência da área de concreto comprimida na alma (R _{cwd}) = 341.5 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M _{cwd}) = 84.73 kN.m	
momento último resistente M(u) = 84.729474 kN.m	

3.4.3 ALA

3.4.3.1 Solicitações

Para o dimensionamento da ala, os valores utilizados para os cálculos são menores do que os máximos apresentados nos diagramas, pois estes picos elevados são perturbações do modelo. Os valores de cálculo são 8.2 tf.m para momento positivo e 2.7 tf para cortante.

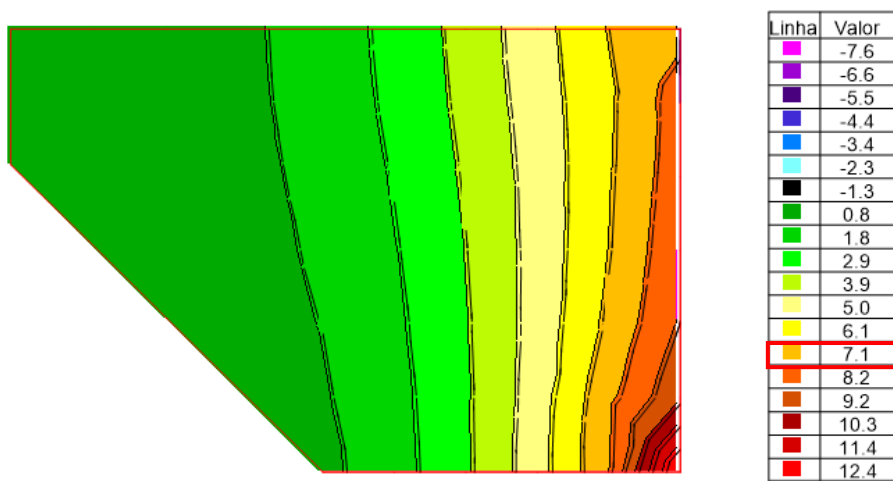


Figura 71 - Momento na direção X – valor máx. negativo = 12.4 tf.m e positivo 7.6 tf.m



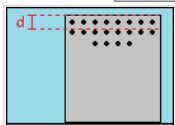
Figura 72 – Forças na direção Y – valor máx. cortante positivo = 9.4 tf e negativo 22.4 tf

3.4.3.2 Dimensionamento

- Armadura principal horizontal (em ambas as faces)

Esforços momentos fletore
 momentos fletores sobre a face tracionada
 * para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 8.2 tf.m

Face tracionada superio



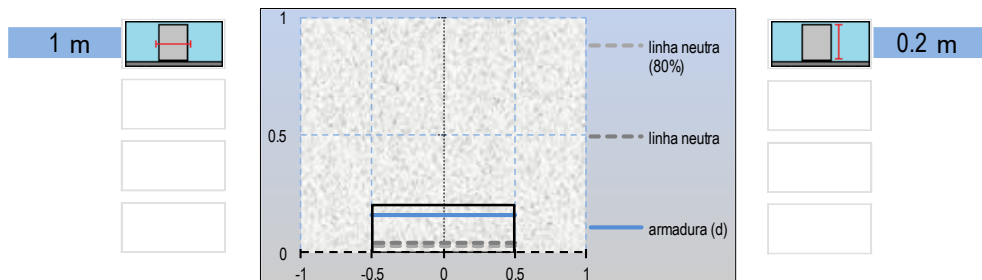
Centro de Massa (d) = 0.04 m

Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 0 barra
 Ø 10mm : 0 barra **Ø 12,5mm : 11 barras** Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 190 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção retangula fck do concreto: 30 Mpa



CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	0.001 m ⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0.1
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	8044.2 kN.cm , 8.2 tf.m , 80.442 kN.m
área de aço (As) =	13.5 cm ² (mínima = 3 cm ²) resistência do aço (Rsd) = 586.9 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	4.03 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) =	586.9 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) =	82.98 kN.m
momento último resistente M(u) =	82.983018 kN.m

- Armadura vertical secundária (em ambas as faces)

O sinal negativo da armadura calculada significa que a concreto resiste sozinho aos esforços aplicados, sendo nesse caso adotada uma armadura respeitando o valor de armadura mínima.

comprimento da viga :	4 m
fck do concreto :	30 Mpa
altura útil :	2.75 m

1	primeiros 400 cm			
cortante de projeto :		270 kN	armadura calculada :	-1.9 cm²/m
largura da alma :		0.2 m	armadura mínima :	2.66 cm²/m
Vco : 478 kN / Vrd2 :		2800 kN	armadura empregada :	10.5 cm²/m
estribos no espaçamento :		1	espaçamento (armadura empregada) :	15 cm
diâmetro do estribo :		10 mm	variação de tensão no aço :	0 mPa
área de aço no estribo :		1.6 cm²	limite para variação de tensão	85 mPa
27 estribos em 4.05 m e espaçamento de 15 cm				

- Armadura longitudinal superior e inferior

As armaduras longitudinais superior e inferior foram calculadas conforme taxa mínima exigida pela NBR 6118, conforme tabela apresentada na **ERRO! FONTE DE REFERÊNCIA NÃO ENCONTRADA.**

$$A_s = \rho \times \text{Área seção} = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 286 = 8,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As mínimo calculado	8,6 cm ² /m
As adotado	9,42 cm ² /m
Armadura adotada	3 Ø20

3.4.4 Travessa do encontro

3.4.4.1 Solicitações

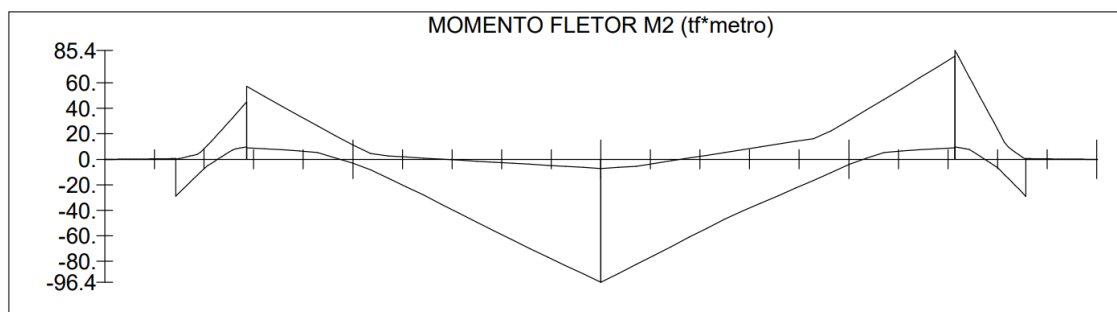


Figura 73 - Momento fletor máx. negativo = 90.4 tf.m e positivo 96.4 tf.m

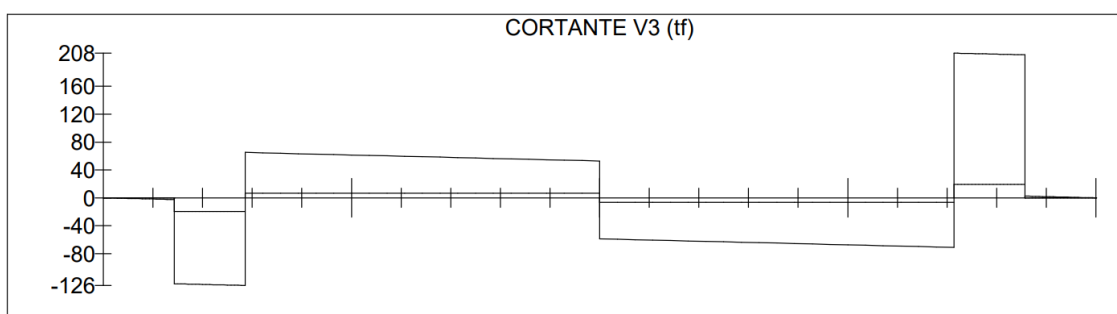
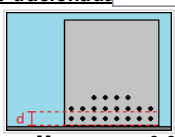


Figura 74 – Cortante máx. = 219 tf

3.4.4.2 Dimensionamento

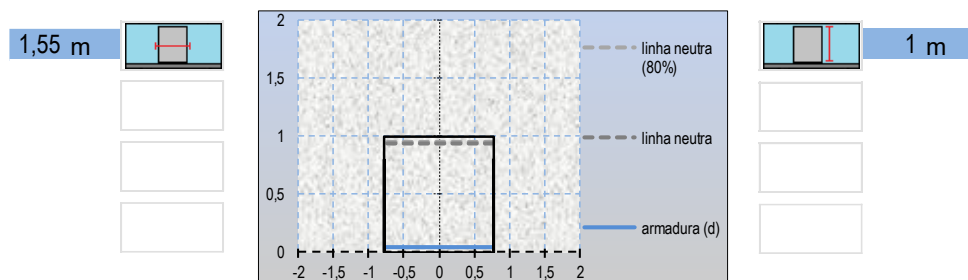
- Armadura longitudinal inferior (positiva)

Esforços momentos fletore
 momentos fletores sobre a face tracionada
 * para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 96,4 tf.m

Face tracionada inferior

 Centro de Massa (d) = 0,04 m

Armação aço CA-50
 Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 10 barras
 Ø 10mm : 0 barra Ø 12,5mm : 0 barra Ø 25mm : 0 barra
 limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela 23.2) : 185 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção retangular fck do concreto : 30 Mpa

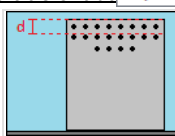


CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia = 0,129 m ⁴	distância entre centróide e face comprimida = 0,5
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante = 94568,4 kN.cm , 96,4 tf.m , 945,684 kN.m	
área de aço (As) = 31,4 cm ² (mínima = 23,3 cm ²)	resistência do aço (Rsd) = 1366 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 6,05 cm (seção retangular)	
resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) = 0 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) = 0 kN.m	
resistência da área de concreto comprimida na alma (Rcwd) = 1366 kN	
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mcwd) = 1275 kN.m	
momento último resistente M(u) = 1274,8164 kN.m	
<u>verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)</u>	
momento solicitante máximo (CFS) = 0 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 0 tf.m	
coeficiente αe (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) = 8,05	
tensões no concreto : máxima = 0 kN/cm ² / mínima = 0 kN/cm ²	
tensões no aço : máxima = 0 kN/cm ² / mínima = 0 kN/cm ²	
flutuação máxima de tensão no aço = 0 kN/cm ² = 0 MPa	
limite de flutuação de tensão = 185 MPa	
<u>Controle de fissuração do concreto</u>	
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x2) = 9,374 cm	
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd2) = 7095,5 kN	
α = 1,5 seção retangular , fctk, inf = 2,03 Mpa , σs = 0,00 kN/cm ²	
ψ1 = 0,8 , ρ = 0,004428 cm ² /kN , ξi = 21,28 cm , yt = 50 cm	
Ic = 12916667 cm ⁴	αe = 15
momento solicitante (Md) = 0,0 kN.cm	
momento resistente (Mr) = 78566,7 kN.cm	

• Armadura longitudinal superior (negativa)

Esforços momentos fletore
momentos fletores sobre a face tracionada
* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 85,4 tf.m

Face tracionada superio



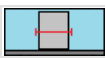
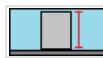
Centro de Massa (d) = 0,04 m

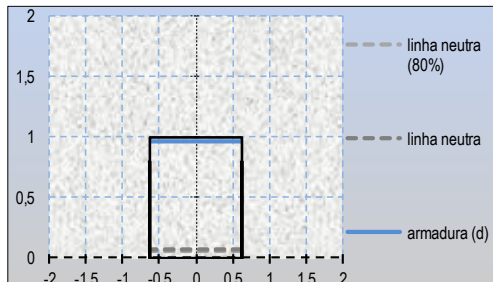
Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra Ø 16mm : 0 barra Ø 20mm : 10 barras
Ø 10mm : 0 barra Ø 12,5mm : 0 barra Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela 23.2) : 185 MPa

fyk do aço: 50 kN/cm² **Geometria** seção retangula fck do concreto : 30 Mpa

1,25 m   1 m



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = 0,104 m⁴ , distância entre centróide e face comprimida = 0,5

verificação ao estado limite último (ELU)

momento solicitante = 83777,4 kN.cm , 85,4 tf.m , 837,774 kN.m
área de aço (As) = 31,4 cm² (mínima = 18,8 cm²) resistência do aço (Rsd) = 1366 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 7,5 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (Rcfd) = 0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (Mcfd) = 0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (Rc wd) = 1366 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (Mc wd) = 1267 kN.m
momento último resistente M(u) = 1266,8862 kN.m

verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)

momento solicitante máximo (CFS) = 0 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 0 tf.m
coeficiente αe (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) = 8,05
tensões no concreto : máxima = 0 kN/cm² / mínima = 0 kN/cm²
tensões no aço : máxima = 0 kN/cm² / mínima = 0 kN/cm²
flutuação máxima de tensão no aço = 0 kN/cm² = 0 MPa
limite de flutuação de tensão = 185 MPa

Controle de fissuração do concreto

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x2) = 9,374 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rc wd2) = 5722,2 kN
α = 1,5 seção retangular , fctk, inf = 2,03 Mpa , σs = 0,00 kN/cm²
Ψ1 = 0,8 , ρ = 0,005490 cm²/kN , Xi = 23,36 cm , yt = 50 cm
Ic = 10416667 cm⁴ αe = 15

momento solicitante (Md) = 0,0 kN.cm
momento resistente (Mr) = 63360,2 kN.cm

- Armadura transversal (estribos - cisalhamento)

comprimento da viga :	1 m
fck do concreto :	30 Mpa
altura útil :	0,94 m

1	primeiros 100 cm		
cortante de projeto : 2040 kN		armadura calculada : 11 cm²/m	
largura da alma : 2 m		armadura mínima : 26,6 cm²/m	
Vco : 1634 kN / Vrd2 : 9572 kN		armadura empregada : 32,7 cm²/m	
estribos no espaçamento : 2		espaçamento (armadura empregada) : 15 cm	
diâmetro do estribo : 12,5 mm		variação de tensão no aço: 0 mPa	
área de aço no estribo : 4,91 cm²		limite para variação de tensão 85 mPa	
7 estribos em 1,05 m e espaçamento de 15 cm			

- Armadura de pele

As armaduras de pele são calculadas de acordo com o item 3.5.1 deste relatório, seguindo as recomendações da NBR 6118, não sendo necessária uma armadura maior que 5 cm²/m por face.

$$A_s = 0,1\% \times \text{Área alma} = \frac{0,1}{100} \times 155 \times 100 = 15,5 \text{ cm}^2 \leq 5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1 \text{ m} = 5 \text{ cm}^2$$

As calculado		5 cm ²
As adotado		5,6 cm ²
Armadura adotada		7 Ø10 mm

3.4.5 Pilares de encontro

3.4.5.1 Solicitações

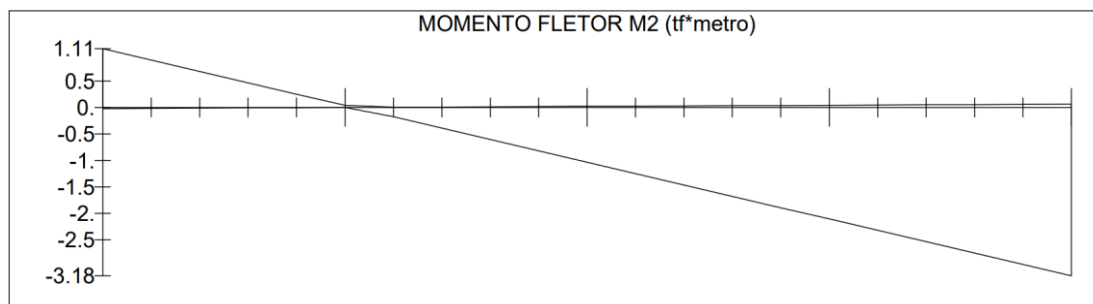


Figura 75 - Momento fletor máx. na base 1.11 tf.m e no topo 3.18 tf.m (sentido longitudinal)

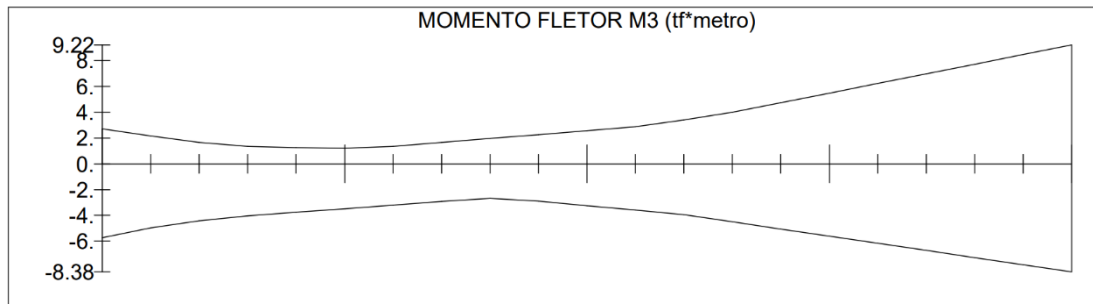


Figura 76 - Momento fletor máx. na base = 8.38 tf.m e no topo 9.22 tf.m (sentido transversal)

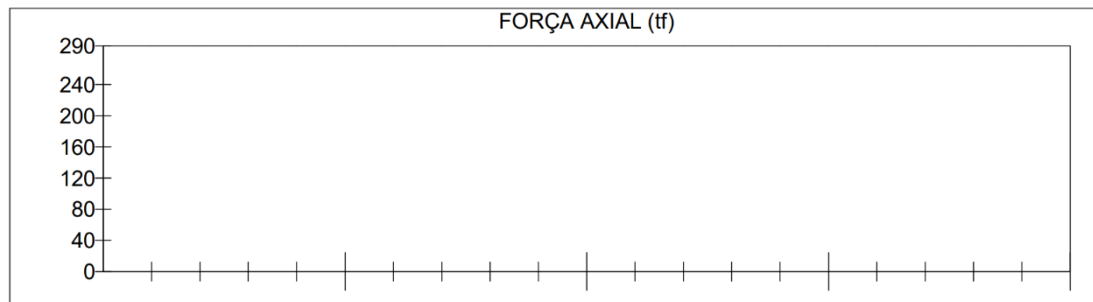


Figura 77 - Força axial máx. = 290 tf

3.4.5.2 Dimensionamento

- Armadura longitudinal

Dados Gerais

Armação: 10φ20 mm ($A_s = 31.42 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 7854 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 50 \text{ cm}$

$y_{cg} = 50 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 4908739 \text{ cm}^4$

$I_y = 4908739 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.40 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

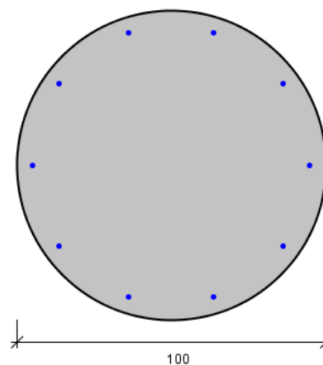
Tipo de vinculação: Pilar Biapoiado

Comprimento: $L = 660 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 26$

$\lambda_y = 26$

Seção Transversal:



Dados Armadura

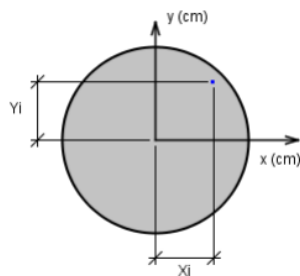


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	45	0
2	20.0	36.4	26.5
3	20.0	13.9	42.8
4	20.0	-13.9	42.8
5	20.0	-36.4	26.5
6	20.0	-45	0
7	20.0	-36.4	-26.5
8	20.0	-13.9	-42.8
9	20.0	13.9	-42.8
10	20.0	36.4	-26.5

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

PILAR Ø100: Dados Esforços

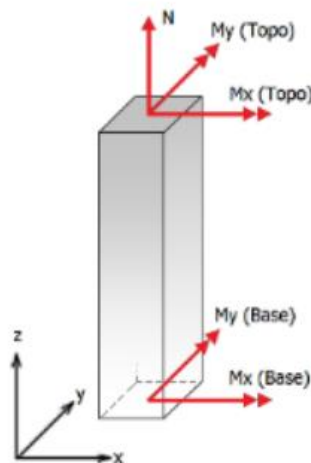


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{sk}	$M_{sk,x}(\text{Topo})$	$M_{sk,y}(\text{Topo})$	$M_{sk,x}(\text{Base})$	$M_{sk,y}(\text{Base})$
1	-294	10	5.75	-46.8	8.24

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

PILAR Ø100: Resumo verificação ELU

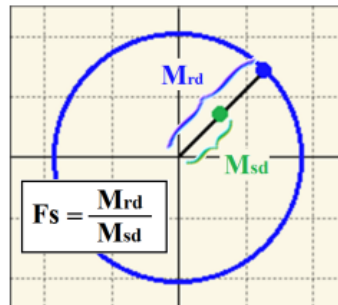


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-294	46.8	8.24	2.99

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

- Armadura transversal (estribos)

Calculada de acordo com as especificações do item 3.5.3 deste relatório.

Armadura adotada

Ø8 mm c/20

3.4.6 Viga de rigidez de encontro

3.4.6.1 Solicitações

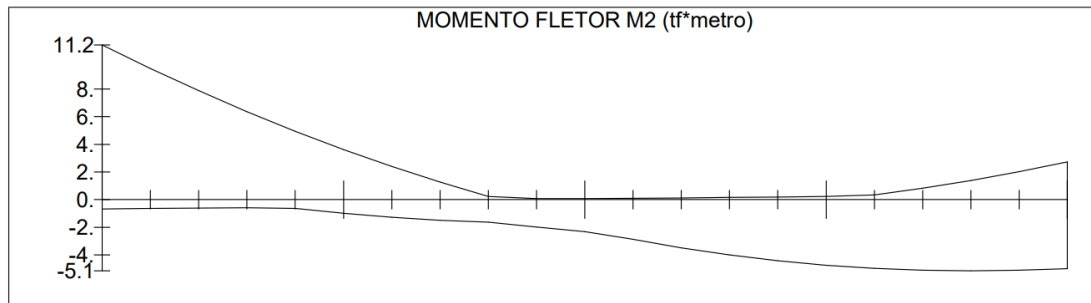


Figura 78 – Momento fletor máx. negativo = 11.2 tf.m e positivo = 5.1 tf.m

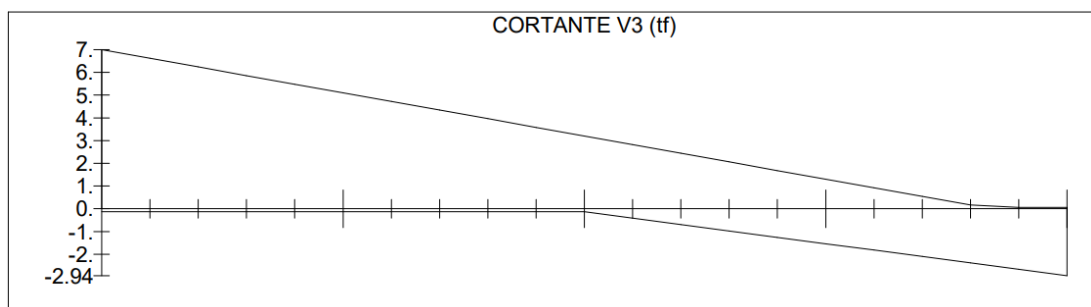


Figura 79 - Cortante máx. = 7 tf

3.4.6.2 Dimensionamento

- Armadura longitudinal inferior (positiva)

Esforços sobre a face tracionada

* para a combinação ÚLTIMA NORMAL :

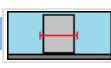
Face tracionada

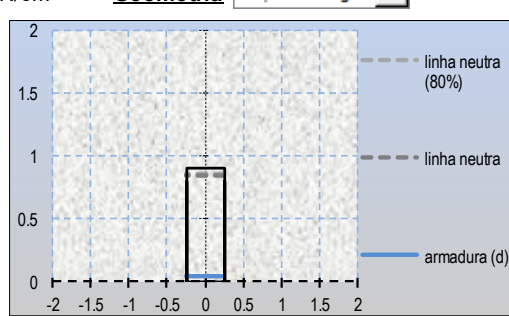
Armação

Ø 8mm : 0 barra **Ø 16mm : 4 barras** Ø 20mm : 0 barra
 Ø 10mm : 0 barra Ø 12,5mm : 0 barra Ø 25mm : 0 barra

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) :

fyk do aço: **Geometria** fck do concreto :





linha neutra (80%)
linha neutra
armadura (d)

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	0.030 m^4 , distância entre centróide e face comprimida = 0.45
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	5003.1 kN.cm , 5.1 tf.m , 50.031 kN.m
área de aço (A_s) =	8.04 cm^2 (mínima = 6.75 cm^2) resistência do aço (R_{sd}) = 349.7 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	4.8 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) =	349.7 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) =	293.1 kN.m
momento último resistente $M(u)$ =	<u>293.1316 kN.m</u>

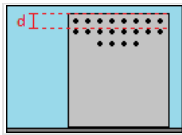
• Armadura longitudinal superior (negativa)

Esforços momentos fletore

momentos fletores sobre a face tracionada

* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 11.2 tf.m

Face tracionada superio



Centro de Massa (d) = 0.04 m

Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra	Ø 16mm : 4 barras	Ø 20mm : 0 barra
Ø 10mm : 0 barra	Ø 12,5mm : 0 barra	Ø 25mm : 0 barra

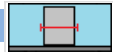
limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 190 MPa

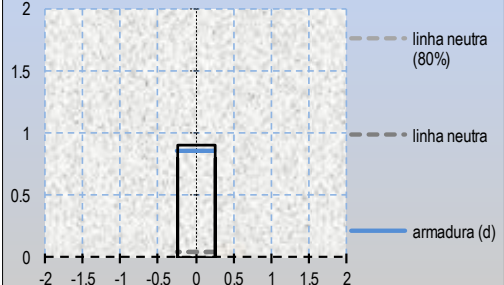
fyk do aço: 50 kN/cm²

Geometria seção retangula

fck do concreto : 30 Mpa

0.5 m





0.9 m



CÁLCULO DA ARMADURA	
momento de inércia =	0.030 m^4 , distância entre centróide e face comprimida = 0.45
<u>verificação ao estado limite último (ELU)</u>	
momento solicitante =	10987.2 kN.cm , 11.2 tf.m , 109.872 kN.m
área de aço (A_s) =	8.04 cm^2 (mínima = 6.75 cm^2) resistência do aço (R_{sd}) = 349.7 kN
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	4.8 cm (seção retangular)
resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) =	349.7 kN
momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) =	293.1 kN.m
momento último resistente $M(u)$ =	<u>293.1316 kN.m</u>

- Armadura transversal (estribos – cisalhamento)

O sinal negativo da armadura calculada significa que a concreto resiste sozinho aos esforços aplicados, sendo nesse caso adotada uma armadura respeitando o valor de armadura mínima.

comprimento da viga :	1 m
fck do concreto :	30 Mpa
altura útil :	0,8 m

1	primeiros 100 cm		
cortante de projeto : 70 kN		armadura calculada : -8,9 cm²/m	
largura da alma : 0,5 m		armadura mínima : 6,66 cm²/m	
Vco : 348 kN / Vrd2 : 2037 kN		armadura empregada : 16,4 cm²/m	
estribos no espaçamento : 1		espaçamento (armadura empregada) : 15 cm	
diâmetro do estribo : 12,5 mm		variação de tensão no aço: 0 mPa	
área de aço no estribo : 2,5 cm²		limite para variação de tensão 85 mPa	
7 estribos em 1,05 m e espaçamento de 15 cm			

- Armadura de pele por face

$$A_s = \rho \times \text{Área alma} = \frac{0,1}{100} \times 90 \times 50 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{face}$$

As mínimo calculado	4,5 cm ² /face
As adotado	4,52 cm ² /face
Armadura adotada	9 Ø8mm

3.4.7 Blocos de fundação

3.4.7.1 Solicitação

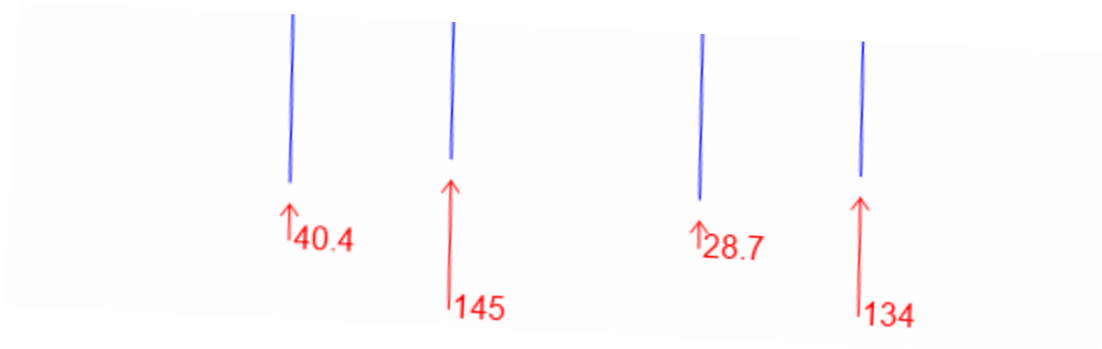


Figura 80 - Reações bloco de fundação do encontro – Reação máxima 145 tf

3.4.7.2 Dimensionamento

DADOS GERAIS:

Largura do bloco =

250

cm

Comprimento do bloco =

250

cm

Altura do bloco =

100

cm

Embutimento da estaca =

10

cm

Øp=

100

cm

ap =

0

cm

bp =

0

cm

Øest=

35,5

cm

L est

0

cm

fyk =

50

kN/cm²

fck projeto =

30

Mpa

CS projeto =

1

fcd1 =

1,60

kN/cm²

fcd2 =

1,13

kN/cm²

fcd3 =

1,36

kN/cm²

Na tabela abaixo são apresentados os dados obtidos na memória de cálculo do projeto modificado:

ESTACA	DADOS OBTIDOS NA MC MODIFICADA							DISTANCIA EM PLANTA			
	dlong (cm) ce - cp	dtrans (cm) ce - cp	dz (cm) (hb - eEst.)	fyk (kN/cm²)	MAXIMA Rz (tonf)	Fator de majoração	Rz Majorada (tonf)	a (cm)	y (cm)	z (cm)	ø (graus)
1	75	75	90	50	40,4	1	40,4	106,07	1,4977	89,25	40,08
2	75	75	90	50	145	1	145	106,07	5,4986	87,25	39,44
3	75	75	90	50	28,7	1	28,7	106,07	1,0614	89,47	40,15
4	75	75	90	50	134	1	134	106,07	5,0690	87,47	39,51

Tabela 01: Dados de entrada

Tabela 01: Dados de entrada

VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS MINIMAS:

Diametro da armadura AS = **20** mm
 Diametro da armadura AS = **20** mm

Numero de barras = As / area da barra

Na tabela abaixo apresentada está apresentado o cálculo das armaduras necessárias.

ESTACA	CÁLCULO DA ARMADURA NECESSÁRIA								
	tan θ	θ (graus)	T (kN)	T' (kN)	AS T (cm ²)	AS Long. (cm ²)	Barras	S Trans. (cm ²)	Barras
1	0,84	40,08	480,11	339,49	11,05	7,81	3	7,81	3
2	0,82	39,44	1762,69	1246,41	40,55	28,67	10	28,67	10
3	0,84	40,15	340,24	240,59	7,83	5,54	2	5,54	2
4	0,82	39,51	1624,97	1149,02	37,38	26,43	9	26,43	9

Tabela 02: Cálculo da armadura necessária pelo metodo Biela e Tirante

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA									
	TABELA 50				PROJETO MODIFICADO				VERIFICAÇÃO	
	As long (cm ²)	AS trans (cm ²)	NUMERO DE BARRAS		As long (cm ²)	AS trans (cm ²)	NUMERO DE BARRAS		AS Long.	AS Trans
1	7,81	7,81	3	3	31,42	31,42	10	10	OK	OK
2	28,67	28,67	10	10	31,42	31,42	10	10	OK	OK
3	5,54	5,54	2	2	31,42	31,42	10	10	OK	OK
4	26,43	26,43	9	9	31,42	31,42	10	10	OK	OK

Tabela 03: Verificação das armaduras adotadas

Armadura minima:

AS longitudinal Adotado= **62,83** cm²
 AS minimo longitudinal = **6,65625** cm²
 AS transversal Adotado = **62,83** cm²
 AS minimo transversal = **6,65625** cm²

Verificação:

A Armadura adotada está de acordo com a armadura mínima calculada seguindo os criterios da NBR6118.

VERIFICAÇÃO DAS BIELAS COMPRIMIDAS:

Na tabela abaixo apresentada estão as verificações das bielas comprimidas .

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA								
	Verificação do nó da estaca					Verificação do nó sob o pilar			
	aest (cm ²)	Sen θ^2	σ_{cd}	fcd3	Verif.	Acamp.pilar (cm ²)	σ_c	1.15*fcd1	Verif.
1	2419,22	0,41	0,40	1,36	OK	8331,54	0,47	1,84	OK
2	2419,22	0,40	1,49	1,36	NÃO OK	9676,40	1,49	1,84	OK
3	2419,22	0,42	0,29	1,36	OK	8190,95	0,34	1,84	OK
4	2419,22	0,40	1,37	1,36	NÃO OK	9527,17	1,39	1,84	OK

Tabela 04: Verificação dos nós

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA									
	F _{wd}	θ	aest	abel.est.	abel.pilar	abel	bef	σ_{cd} biela	fcd2	Verif.
1	31,37	40,08	2419,22	1585,80	34,48	810,14	23,11	0,000311	1,36	OK
2	114,12	39,44	2419,22	1565,04	8,49	786,77	6,21	0,00	1,36	OK
3	22,26	40,15	2419,22	1588,03	1,62	794,82	1,75	0,00	1,36	OK
4	105,31	39,51	2419,22	1567,30	7,82	787,56	5,77	0,00	1,36	OK

Tabela 05: Verificação de Bielas comprimidas

ARMADURAS COMPLEMENTARES:
ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO:

Area calculada =	12,57	cm ²	0,20 x As Longitudinal
Diametro adotado =	12,5	mm	
Numero de barras =	11		Area calculada / Area da armadura
A. adotada longitudinal =	14		
Verificação =	OK		

Area calculada =	12,57	cm ²	0,20 x As Transversal
Diametro adotado =	12,5	mm	
Numero de barras =	11		Area calculada / Area da armadura
A. adotada transversal =	14		
Verificação =	OK		

VERIFICAÇÃO POR CISALHAMENTO POR FORÇA CORTANTE:

τ_{rd} =	0,03621	kn/cm ²
k =	1	
ρ long. =	0,00279	
ρ trans. =	0,00279	
Vsd long. =	348,1	
Vrd1 long. =	1068,55	
Vsd trans. (l. direito)	348,1	
Vrd1 trans. =	1068,55	
Verificação =	Não é necessária armadura de cisalhamento	

3.4.8 Estaca

3.4.8.1 Esforços

As reações para dimensionamento estrutural das estacas são obtidas através da envoltória máxima de combinações, considerando o Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), presente na NBR 7188/2024, igual a 1.

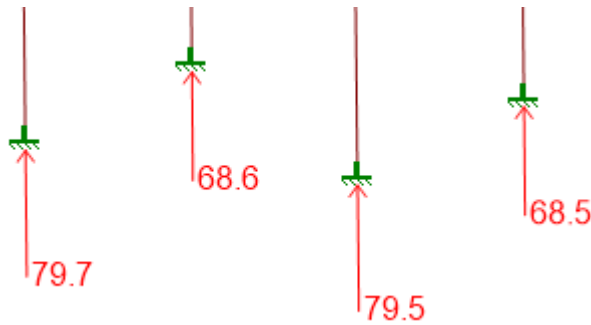


Figura 69 – Estacas de encontro - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para estrutural
 – Reação máx. = 79.7 tf

Para o dimensionamento geotécnico da estaca é considerada a envoltória de combinações frequentes de serviço com o CIV = 1.

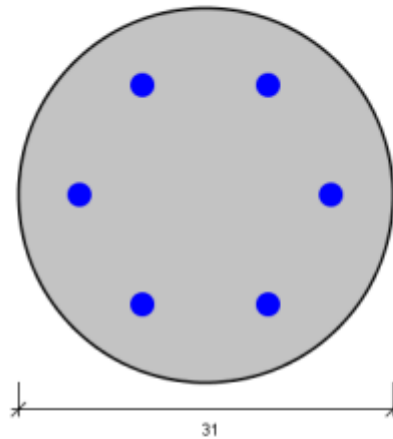


Figura 81 – Estaca de encontro - Envoltória máx. de combinações com CIV = 1 para geotécnico–
 Reação máx. = 57.3 tf

3.4.8.2 Dimensionamento estrutural estacas raiz

ESTACA Ø31: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 6 ϕ 20 mm ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 755 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 15.5 \text{ cm}$

$y_{cg} = 15.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 45333 \text{ cm}^4$

$I_y = 45333 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 2.50 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

ESTACA Ø31: Dados Armadura

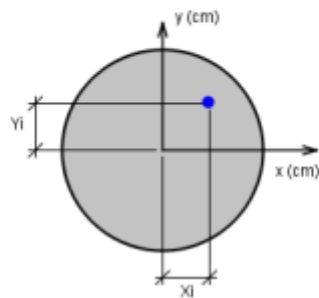


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	10.5	0
2	20.0	5.3	9.1
3	20.0	-5.2	9.1
4	20.0	-10.5	0
5	20.0	-5.3	-9.1
6	20.0	5.3	-9.1

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

ESTACA Ø31: Dados Esforços

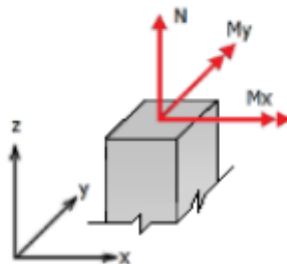


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ak}	$M_{ak,x}$	$M_{ak,y}$
1	-79.7	0	0

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

ESTACA Ø31: Resumo verificação ELU

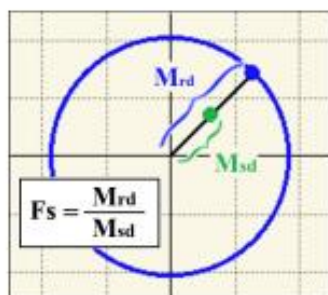


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-79.7	0	0	Ok!

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

ESTACA Ø31: Resultados da combinação n° 1 (F.S. mínimo)

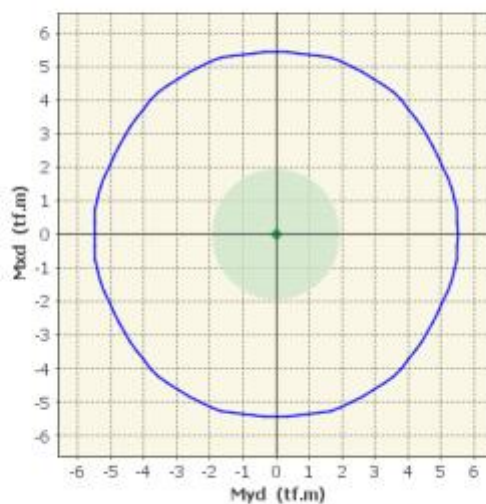


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

3.4.8.3 Dimensionamento geotécnico

Coefficiente de correlação β_p

Tipo de rocha	Variação			Media
Muito alterada	0.07	a	0.13	0.1
Alterada	0.24	a	0.36	0.3
Pouco Alterada a Sã	0.48	a	0.6	0.54

Tipo de rocha

Tipo 1 = rochas ígneas e metamórficas – basalto, gnaiss e granito.

Tipo 2 = rochas metamórficas foliadas – ardósia e xisto

Tipo 3 = rocha sedimentares bem cimentadas – arenitos, calcário e siltitos.

Valores de σ_c

Tipo de Rocha	σ_c		
Tipo 1	70	a	250
Tipo 2	40	a	90
Tipo 3	30	a	80

Tabela resumo

Tipo de Rocha	Muito Alterada			Alterada			Pouco Alterada a Sã		
Tipo 1	7.0	a	25.0	21.0	a	75.0	37.8	a	135.0
Tipo 2	4.0	a	9.0	12.0	a	27.0	21.6	a	48.6
Tipo 3	3.0	a	8.0	9.0	a	24.0	16.2	a	43.2

Dados:

Diâmetro da estaca

0,31

 m
 fck

20,00

 Mpa

Maior carga da estaca

57,30

 tf
 Profundidade adotada em solo (Ps)

0,00

 m
 Profundidade adotada em rocha (Pr)

4,00

 m
 Perímetro da estaca em rocha (U): 0,97 m
 Área da estaca em rocha (A) 0,08 m²
 Resistência da parcela em solo (Tabela SPT)

0,00

 tf

Resistencia lateral:

Tipo de rocha:

basalto

 Recuperação:

Muito Alterada

$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c$ 16,00 Mpa

Fator de segurança adotado:

2,00

$\sigma_{l(adm)} = (3,5\% \cdot \sigma_p) / F_s =$ 0,28 MPa $\rightarrow$ 28,55 tf/m²

$\sigma_{l(adm)} \cdot U_r \cdot Pr =$ 111,227 tf

Resistencia de ponta:

Tipo de rocha:

basalto

 Recuperação:

Muito Alterada

$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c$ 16,00 MPa

$\sigma_p = 40\% f_{ck}$ 8,00 Mpa

$\sigma_p < 40\% f_{ck}$ 8,00 Mpa

Fator de segurança adotado:

2,00

$\sigma_{p(adm)} = \sigma_p / F_s =$ 4,00 MPa $\rightarrow$ 407,89 tf/m²

$\sigma_{p(adm)} \cdot A =$ 30,786 tf

Carga admissível (Qadm) = 142,01 tf > 57,30 tf OK

4 ART



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



CREA-RS
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul

ART Número
13922044

Tipo: OBRA OU SERVIÇO	Participação Técnica: INDIVIDUAL/PRINCIPAL
Convênio: NÃO É CONVÊNIO	Motivo: NORMAL

Contratado

Carteira: RS180530	Profissional: GIOVANNA BONESSO DA SILVA PEIXOTO	E-mail: giovannapeixoto@hotmail.com
RNP: 2209891167	Título: Engenheira Civil	
Empresa: LIMINE CONSULTORIA E ENGENHARIA SOCIEDADE SIMPLES	Nr.Reg.: 227961	

Contratante

Nome: PREFEITURA MUNICIPAL DE COTIPORÃ	E-mail:
Endereço: RUA SILVEIRA MARTINS	Telefone: CPF/CNPJ: 90898487000164
Cidade: COTIPORÃ	Bairro: CEP: 95335000 UF: RS

Identificação da Obra/Serviço

Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE COTIPORÃ	CPF/CNPJ: 90898487000164
Endereço da Obra/Serviço: PONTE SOBRE O RIO CARREIRO	CEP: 95335000 UF: RS
Cidade: COTIPORÃ	Bairro:
Finalidade: PÚBLICO	Vlr Contrato(R\$): 110.000,00 Honorários(R\$):
Data Início: 02/02/2024 Prev.Fim: 02/08/2025	Ent.Classe:

Atividade Técnica	Descrição da Obra/Serviço	Quantidade	Unid.
Projeto	PROJETO GEOMETRICO E DE TERRAPLENAGEM DOS ACESSOS	82,00	M
Projeto	PROJETO ESTRUTURAL DE OAE	1.092,00	M²
Orçamento	ORÇAMENTO PONTE SOBRE O RIO CARREIRO	1,00	UN

ART registrada (paga) no CREA-RS em 01/08/2025



Documento assinado digitalmente
GIOVANNA BONESSO DA SILVA PEIXOTO
Data: 01/08/2025 03:38:59-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

	Declaro serem verdadeiras as informações acima	De acordo
Local e Data	GIOVANNA BONESSO DA SILVA PEIXOTO	PREFEITURA MUNICIPAL DE COTIPORÃ
	Profissional	Contratante

A AUTENTICIDADE DESTA ART PODE SER CONFIRMADA NO SITE DO CREA-RS, LINK SOCIEDADE - ART CONSULTA.

SONDAGEM				PESO: 65 kg		REVESTIMENTO Ø 63.5mm = 2.12"											
SM02				ALTURA DE QUEDA: 75 cm		AMOSTRADOR { Ø INTERNO 34.9mm = 13/8" Ø EXTERNO 50.0mm = 2"											
COTA EM RELAÇÃO ABRN	NÍVEL D'ÁGUA	NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR										PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS	PROFUND. DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	MÉTODO DE PERFURAÇÃO	
		Nº DE GOLPES		GRÁFICO													
		*	**	10	20	30	40	5	15	25	35						45
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: NFO (rotativa desde o início). NÍVEL D'ÁGUA APÓS 24 HORAS: 0.05m																	
	CLIENTE: MUNICÍPIO DE COTIPORÃ OBRA: PONTE SOBRE O RIO CARREIRO - LIGAÇÃO ENTRE COTIPORÃ E DOIS LAJEADOS ON: Sondagem 7 16/2024 PERCUSSÃO INÍCIO 19/07/2024 FIM: 19/07/2024 ROTATIVA INÍCIO 20/07/2024 FIM: 20/07/2024														Elaborado por: LF		
	* 1ª E 2ª PENETRAÇÃO														** 2ª E 3ª PENETRAÇÃO		

6 TERMO DE ENCERRAMENTO

O presente volume, denominado Memorial de Cálculo de Obra de Arte Especial – Ponte sobre o Rio Carreiro, contém 128 folhas.

Porto Alegre, 31 de julho de 2025.

Eng. Giovanna Bonesso Peixoto
CREA/RS 180.530
Coordenador Geral