



PROJETO EXECUTIVO DA PONTE DE 97,5M SOBRE O RIO ANDRADA

CURITIBA
2020



CLAUDIA LIZBETT ZURITA SANDOVAL

LAERCIO TELLES

PAULO MARCOS HERRERA SATYRO DA SILVA

PROJETO EXECUTIVO DA PONTE DE 97,5M SOBRE O RIO ANDRADA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Pós Graduação em Pontes e Grandes Estruturas Viárias, Pós-Graduação *lato sensu*, do IDD como requisito parcial para a obtenção do Grau de Especialista Pontes e Grandes Estruturas Viárias.

Orientador: Prof. Aurelio Franceschi.

CURITIBA
2020

AGRADECIMENTOS

A Deus, por conceder a oportunidade de obter novos conhecimentos durante a duração do curso 2018/2019.

Às nossas famílias, pelo apoio e compreensão de nossa ausência nos finais de semanas para comparecer as aulas.

Ao engenheiro Aurelio Franceschi pelo empenho para finalizar com sucesso os trabalhos da primeira turma do curso de “pontes e grandes estruturas viárias com ênfase em projetos”.

RESUMO

O presente trabalho descreve o dimensionamento dos principais elementos estruturais da ponte, como: viga longarina protendida, transversina, viga travessa, pilares, blocos de fundação, laje, placa de aproximação e barreiras. Também é apresentado o desenvolvimento do traçado geométrico da via classe 1, com pista dupla, onde está inserida a ponte. A ponte está localizada sobre o rio Andrada, no estado do Paraná, composta por três vãos de 32,50 m e trem-tipo de projeto é o homogeneizado.

Palavras chave: Viga protendida pré-moldada, viga travessa, pilares, blocos, laje, placa de aproximação, traçado geométrico.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	5
SUMÁRIO.....	7
1. INTRODUÇÃO	11
1.1. PROBLEMA DE PESQUISA.....	11
1.2. OBJETIVOS.....	11
1.2.1. Objetivo Geral	11
1.2.2. Objetivos Específicos	12
1.3. HIPÓTESE	12
1.4. JUSTIFICATIVAS	13
1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	13
1.6. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	13
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
2.1. ELEMENTOS EM CONCRETO PROTENDIDO	14
2.2. ELEMENTOS EM CONCRETO ARMADO.....	14
2.3. ARMADURA PASSIVA.....	14
2.4. ARMADURA ATIVA (DE PROTENSÃO)	14
2.5. MÉTODO DE ENGESSER-COURBON	15
2.6. PERDAS DE PROTENSÃO.....	15
2.7. PERDAS IMEDIATAS	16
2.8. ENCURTAMENTO IMEDIATO DO CONCRETO	16
2.9. PERDAS POR ATRITO	17
2.10. PERDAS POR DESLIZAMENTO DA ARMADURA NA ANCORAGEM E ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM	18
2.11. PERDAS PROGRESSIVAS	18
2.12. CARREGAMENTOS	19
2.12.1. Ações permanentes.....	19
2.12.2. Ações variáveis	21
2.13. SOFTWARES	23
2.13.1. Ftool.....	23

2.13.2. Pcalc	23
2.13.3. LIP	24
2.13.4. T-Rush	24
2.13.5. TQSApp.....	25
2.13.6. VPRO	25
3. ESTUDO DE CASO.....	26
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	28
4.1. DESENVOLVIMENTO DO TRAÇADO DA VIA	28
4.1.1. Parâmetros geométricos da via.....	28
4.1.2. Free-Board (borda Livre)	29
4.1.3. Gabaritos de navegabilidade	30
4.1.4. Traçado geométrico	31
4.2. PRE-DIMENSIONAMENTO.....	32
4.2.1. Viga longarina	32
4.2.2. Transversina	33
4.2.3. Laje.....	33
4.2.4. Travessa.....	34
4.2.5. Barreiras	34
4.2.6. Placas de aproximação	34
4.2.7. Pavimento CBUQ.....	35
4.3. VIGA PRINCIPAL	35
4.3.1. Características da OAE	35
4.3.2. Determinação das linhas de repartição transversal de cargas (método aproximado de Engesser-Courbon)	38
4.3.3. Equação geral para as linhas de repartição	39
4.3.4. Determinação dos carregamentos permanentes	43
4.3.5. Esquema genérico de carregamentos permanentes para todas as longarinas	50
4.3.6. Determinação dos carregamentos móveis	50
4.3.7. Determinação dos carregamentos de protensão	55

4.3.8.	Perdas imediatas devido ao atrito cabo e bainha.....	58
4.3.9.	Perdas imediatas devido ao encunhamento das ancoragens ativas	60
4.3.10.	Perdas imediatas devido ao encurtamento elástico do concreto	62
4.3.11.	Perdas progressivas de protensão	66
4.3.12.	Verificação da tensão normal de compressão máxima no concreto durante a protensão (fibras inferiores)	71
4.3.13.	Dimensionamento das armaduras passivas de flexão superiores	73
4.3.14.	Dimensionamento das armaduras passivas de flexão inferiores	74
4.3.15.	Verificação da tensão normal de compressão máxima no concreto em serviço (fibras inferiores)	85
4.3.16.	Verificação das armaduras passivas de flexão à fadiga	85
4.3.17.	Dimensionamento das armaduras de cisalhamento.....	94
4.3.18.	Verificação quanto às deformações (ELS-DEF).....	101
4.3.19.	Armadura de pele	102
4.4.	CARREGAMENTOS NA PONTE.....	102
4.4.1.	Superestrutura - apoios elásticos	102
4.4.2.	Linhas de influência de carregamentos	103
4.4.3.	Carregamentos móveis e permanentes	104
4.4.4.	Carregamento de vento, empuxo, frenagem e água	109
4.4.5.	Modelo longitudinal	110
4.4.1.	Modelo transversal	114
4.5.	TRANSVERSINA	123
4.5.1.	Carregamento permanente.....	123
4.5.2.	Carregamento móvel	125
4.5.3.	Perdas de pretensão	125
4.5.1.	Esforços solicitantes	126
4.5.1.	Verificação à flexão	129
4.5.1.	Verificação ao cisalhamento	130
4.6.	VIGA TRAVESSA	132
4.6.1.	Verificação à flexão	132

4.6.2.	Verificação ao cisalhamento	134
4.6.1.	Verificação à torção	136
4.6.1.	Verificação à torção e força cortante.....	138
4.6.2.	Verificação à fadiga	139
4.7.	PILARES.....	145
4.7.1.	Armadura seção transversal	149
4.7.2.	Estribos pilar	150
4.8.	BLOCOS	150
4.9.	LAJE.....	153
4.9.1.	Armadura laje em balanço.....	157
4.9.1.	Armadura laje central	160
4.9.1.	Verificação à fadiga laje central.....	164
4.9.1.	Verificação à fadiga laje em balanço	166
4.10.	PLACA DE APROXIMAÇÃO.....	168
4.11.	BARREIRA.....	168
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	170
5.1.	Sugestões para novos estudos	170
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	171
	APÊNDICE	172

1.INTRODUÇÃO

O trabalho de conclusão de curso de “pontes e grandes estruturas viárias com ênfase em projetos” consiste em realizar o dimensionamento dos principais elementos estruturais da ponte, como: viga longarina protendida, transversina, viga travessa, pilares, blocos de fundação, laje, placa de aproximação e barreiras. Também faz parte do trabalho de conclusão de curso o desenvolvimento do traçado geométrico da via classe 1, com pista dupla, onde estará inserida a ponte em estudo.

1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

O trabalho de conclusão de curso “pontes e grandes estruturas viárias com ênfase em projetos” objetiva aplicar os conhecimentos adquiridos durante o curso, para tanto foram formulados os seguintes questionamentos:

Qual é o melhor traçado geométrico da via que atravessa o rio Andrada?

Quais são as características dos elementos principais da ponte?

1.2. OBJETIVOS

A seguir são apresentados os objetivos gerais e específicos do presente trabalho.

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo do presente estudo é desenvolver o melhor traçado geométrico da via sobre o rio Andrada e dimensionar os seguintes elementos da ponte: viga longarina, transversina, viga travessa, pilares, blocos de fundação, laje, placa de aproximação e barreiras.

1.2.2. Objetivos Específicos

A seguir são mencionados os produtos específicos que serão apresentados neste documento, os mesmos foram escolhidos objetivando que sejam estudados e detalhados os elementos mais importantes da ponte:

- Apresentar as envoltórias de esforços para uma viga longitudinal, com detalhamento completo da protensão e armadura passiva;
- Apresentar as envoltórias de esforços para uma transversina, com detalhamento completo de armadura passiva e armadura ativa;
- Apresentar as envoltórias de esforços para uma viga travessa, com detalhamento completo de armadura passiva;
- Apresentar as envoltórias de esforços para uma linha de pilares, incluindo todos os carregamentos laterais (vento, empuxo, frenagem, água) e detalhamento completo da armadura;
- Detalhar um bloco de fundação;
- Apresentar as envoltórias de esforços e detalhamento de lajes de um vão da ponte;
- Detalhar a placa de aproximação;
- Detalhar as barreiras.

Também será apresentado o desenvolvimento do traçado geométrico da via classe 1, com pista dupla, onde está inserida a ponte.

1.3. HIPÓTESE

Inicialmente será desenvolvido um pré-dimensionamento das medidas dos componentes da ponte, estas dimensões provisórias serão confirmadas seguindo as verificações de dimensionamento de concreto protendido e concreto armado.

1.4. JUSTIFICATIVAS

Visando aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso, deverá ser desenvolvido o melhor traçado geométrico da via sobre o rio Andrada e serão também dimensionados os seguintes elementos da ponte: viga longarina protendida, transversina, viga travessa, pilares, blocos de fundação, laje, placa de aproximação e barreiras.

1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Inicialmente será realizado um pré-dimensionamento das medidas dos componentes da ponte, a seguir, estas dimensões serão verificadas seguindo as orientações de dimensionamento de concreto protendido e concreto armado.

1.6. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O **Capítulo 1** apresenta o problema de pesquisa e seus objetivos, bem como a justificativa para a realização deste estudo.

O **Capítulo 2** apresenta a revisão bibliográfica e expõe os critérios de dimensionamento de concreto protendido e concreto armado:

O **Capítulo 3** trata sobre o estudo de caso deste trabalho, apresentando a descrição do local da implantação da ponte e das características desta.

O **Capítulo 4** apresenta a análise dos resultados deste estudo, desenvolvimento do traçado da via onde a ponte está inserida, pré-dimensionamento e verificações das principais estruturas da ponte.

O **Capítulo 5** apresenta as considerações finais do trabalho.

2.FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. ELEMENTOS EM CONCRETO PROTENDIDO

A NBR 6118:2003, menciona que os elementos de concreto protendido são aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

2.2. ELEMENTOS EM CONCRETO ARMADO

A NBR 6118:2003, menciona que os elementos em concreto armado são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.

2.3. ARMADURA PASSIVA

A NBR 6118:2003, menciona que a armadura passiva é qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada.

2.4. ARMADURA ATIVA (DE PROTENSÃO)

A NBR 6118:2003, menciona que a armadura passiva é constituída por barra, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial.

2.5. MÉTODO DE ENGESSER-COURBON

Além das hipóteses básicas relativas à Teoria das Estruturas (comportamento linear elástico, pequenos deslocamentos, seções planas, Princípio de Saint-Venant), foram consideradas ainda as abaixo descritas:

a) As longarinas são paralelas, ligadas entre si perpendicularmente por transversinas e possuem inércia constante.

b) As transversinas estão simplesmente apoiadas nas longarinas e admite-se que estas possuem rigidez infinita à flexão, desprezando-se suas deformações em relação às deformações das longarinas.

c) Desprezam-se os efeitos de torção.

O método também permite o estudo de casos mais genéricos, onde as longarinas são desiguais (em inércia) e desigualmente espaçadas. Nestes casos, toma-se como origem do eixo x o centroide das seções das longarinas, afetadas de massas proporcionais às inércias correspondentes. Os resultados obtidos por este método serão mais satisfatórios, na medida em que o parâmetro λ for menor, sendo:

$$\lambda = \frac{l}{2L} \cdot 4 \sqrt{\frac{L}{l} \cdot \frac{n}{t} \cdot \frac{\rho_L}{\rho_T}}$$

onde: L = comprimento do tabuleiro;

l = largura do tabuleiro;

n = número de longarinas;

t = número de transversinas;

ρ_L = rigidez média das longarinas (EJ);

ρ_T = rigidez média das transversinas (EJ).

2.6. PERDAS DE PROTENSÃO

A NBR 6118:2014, diz que se deve “prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, ocorrida antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).”.

2.7. PERDAS IMEDIATAS

Considera-se as perdas imediatas da força de protensão de forma distinta de acordo com o momento em que a aderência é dada entre a armadura ativa e o concreto. A NBR 6118:2014, define de forma diferente para elementos pré-tracionados e pós-tracionados:

Pré-tração. Perda de protensão se dá em razão do encurtamento e deve ser calculada em regime elástico, considerando-se a deformação da seção homogeneizada. O módulo de elasticidade a considerar é o correspondente à data de protensão, corrigido, se houver cura térmica.

Pós-tração. As perdas imediatas na pós-tração são as devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e acomodação na ancoragem.

2.8. ENCURTAMENTO IMEDIATO DO CONCRETO

A NBR 6118:2014, cita que a protensão sucessiva de cada um dos n grupos de cabos protendidos simultaneamente provoca uma deformação imediata do concreto, assim, afrouxando os cabos anteriormente protendidos. A perda média de protensão, por cabo, é calculada através da expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n}$$

Onde: $\Delta\sigma_p$ = perda média de protensão devido ao encurtamento imediato do concreto (por cabo);

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à protensão instantânea de n cabos;

σ_{cg} = tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

α_p = relação entre E_p e E_c ;

n = número de cabos protendidos.

2.9. PERDAS POR ATRITO

A NBR 611:2014, define para perda por atrito em elementos estruturais de pós-tração:

$$\Delta P (X) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}]$$

Onde: P_i = protensão inicial;

x = é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$ = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x, expressa em radianos (rad);

μ = é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

k = coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor de $0,01\mu$ (1/m).

Na falta de dados experimentais, pode-se estimar o valor de μ com os valores a seguir (valores em 1/radianos):

a) $\mu = 0,50$ entre cabo e concreto (sem bainha);

b) $\mu = 0,30$ entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

- c) $\mu = 0,20$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;
- d) $\mu = 0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;
- e) $\mu = 0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada.

2.10. PERDAS POR DESLIZAMENTO DA ARMADURA NA ANCORAGEM E ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM

As perdas devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

2.11. PERDAS PROGRESSIVAS

São decorrentes da interação entre a retração do concreto, fluência do concreto e relaxação do aço de protensão. Como todos são fenômenos que acontecem ao longo do tempo, ocorre a interferência de um sobre o outro, o que torna o cálculo individualizado para cada um deles de grande complexidade. Parte-se, então, para o cálculo médio aproximado das perdas progressivas totais sobrepostas e integradas entre si no intervalo compreendido entre o tempo inicial t_0 e o tempo final t .

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p}$$

Onde: $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = retração no instante t , descontada a retração no instante t_0 ;

E_p = módulo de elasticidade do aço de protensão;

α_p = relação entre E_p e E_{ci} ;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes, positiva para compressão;

$\varphi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} = tensões na armadura ativa devida a P_0 , positivas para tração;

$\chi(t,t_0)$ = coeficiente de fluência do aço;

χ_p = coeficiente de fluência da armadura ativa;

χ_c = coeficiente de fluência do concreto;

η = coeficiente para o cálculo de aderência;

ρ_p = taxa geométrica da armadura de protensão.

2.12. CARREGAMENTOS

As ações podem ser classificadas em permanentes e variáveis.

2.12.1. Ações permanentes

A NBR 7187:2013, cita que ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção e as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante são consideradas ações permanentes. As ações permanentes compreendem, entre outras:

- as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- as cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- os empuxos de terra e de líquido;
- as forças de protensão;
- as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

- Peso próprio

A NBR 7187:2013, indica para considerar 25 kN/m³ para peso do concreto armado ou protendido.

- Pavimento

A NBR 7187:2013, indica para considerar 24 kN/m³, prevendo-se uma carga adicional de 2 kN/m² para atender a um possível recapeamento.

- Empuxo de terra

Segundo a NBR 7187:2013, o empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como das inclinações dos taludes e dos paramentos.

Ainda segundo a NBR 7187:2013, o peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30°.

- Empuxo de água

A NBR 7187:2003, determina que a pressão da água em movimento sobre os pilares e elementos das fundações pode ser determinada através da expressão:

$$p = k \cdot v_a^2$$

onde:

p é a pressão estática equivalente, em kN/m²;

v_a é a velocidade da água, em metros por segundo;

k é um coeficiente dimensional, cujo valor é 0,34 para elementos com seção transversal circular.

2.12.2. Ações variáveis

São classificadas na NBR 7187:2013, como ações de caráter transitório que compreendem, entre outras:

- as cargas móveis;
- as cargas de construção;
- as cargas de vento;
- o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- a pressão da água em movimento;
- o efeito dinâmico do movimento das águas;
- as variações de temperatura.

- Carga móvel

A NBR 7188:2013, define que a carga móvel rodoviário padrão TB-450 é dado por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P = 75\text{kN}$, três eixos de cargas afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5\text{ kN/m}^2$.

Coeficiente de impacto vertical (CIV)

A NBR 7188:2013, descreve o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas. A fórmula é definida como:

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

CIV = coeficiente de impacto vertical;

Liv = é o vão em metros conforme o tipo de estrutura, sendo:

- a) usado para estruturas de vão isostáticos. Liv é a média aritmética dos vãos nos casos de mais de um vão;
- b) estruturas em balanço: é o comprimento do próprio balanço;
- c) L é o vão expresso em metros.

Coeficiente de número de faixas (CNF)

A NBR 7188:2013, menciona que o CNF é a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Este coeficiente é dado por:

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

n = é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamento e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

Este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, etc.).

Coeficiente de impacto adicional (CIA)

A NBR 7188:2013, descreve o coeficiente destinado à majoração devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. O coeficiente de impacto adicional, definido por:

- a) CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas;
- b) CIA = 1,15 para obras em aço

- Forças horizontais

Frenagem e aceleração. A NBR 7187:2003, determina que o valor característico da força longitudinal provocada pela frenação ou pela aceleração de veículos sobre as pontes deve ser tomado como uma fração das cargas móveis, consideradas sem impacto.

2.13. SOFTWARES

Para o desenvolvimento do presente trabalho foram utilizados os seguintes softwares.

2.13.1.Ftool

O FTOOL (Two-dimensional Frame Analysis Tool) é uma ferramenta para análise estrutural bidimensional. Com ele é possível montar uma grande variedade de esquemas estruturais e, especificando alguns parâmetros, construir os gráficos de momento fletor, esforço normal e cortante e.

2.13.2.Pcalc

O Pcalc é um aplicativo do TQS para análise de pilares de concreto armado submetidos à flexão composta oblíqua.

As principais características do P-Calc são:

- Verificação de pilares submetidos a flexão composta, normal ou oblíqua, quanto ao estado limite último de ruptura e instabilidade;
- Análise de pilares com concretos de alta resistência ($f_{ck} > 50$ MPa);
- Diagrama de interação Esforço normal x Momento fletor (FCO e FCN);
- Resultados gráficos para deformações e tensões na seção;

- Avaliação dos efeitos locais de 2ª ordem considerando não linearidade física e geométrica, de acordo com todos os métodos presentes na norma ABNT NBR 6118:2014;

- Envoltória de momentos mínimos;
- Memória de cálculo em formato PDF

2.13.3.LIP

O programa LIP é o programa que determina os esforços solicitantes nas longarinas para as cargas permanentes e para a carga móvel de acordo com a ABNT NBR7188:2013 (Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas). A análise de distribuição transversal de cargas pode ser feita pelos métodos Courbon/Engesser ou processo Fauchart, utilizados respectivamente para pontes com e sem transversinas intermediárias.

2.13.4.T-Rush

O T-Rush é um aplicativo do TQS para o cálculo de esforços em lajes de pontes pelo método de Rüsch.

Exibição da tabela de Rüsch e interpolação de suas constantes utilizadas;

- Cálculo dos esforços a partir do trem-tipo TB-450 ou TB-240 de acordo com a NBR 7188:2013;
- Diagramas de momentos;
- Memória de cálculo em formato HTML;
- Opção para consultar todas as tabelas presentes no livro de Rüsch

2.13.5.TQSApp

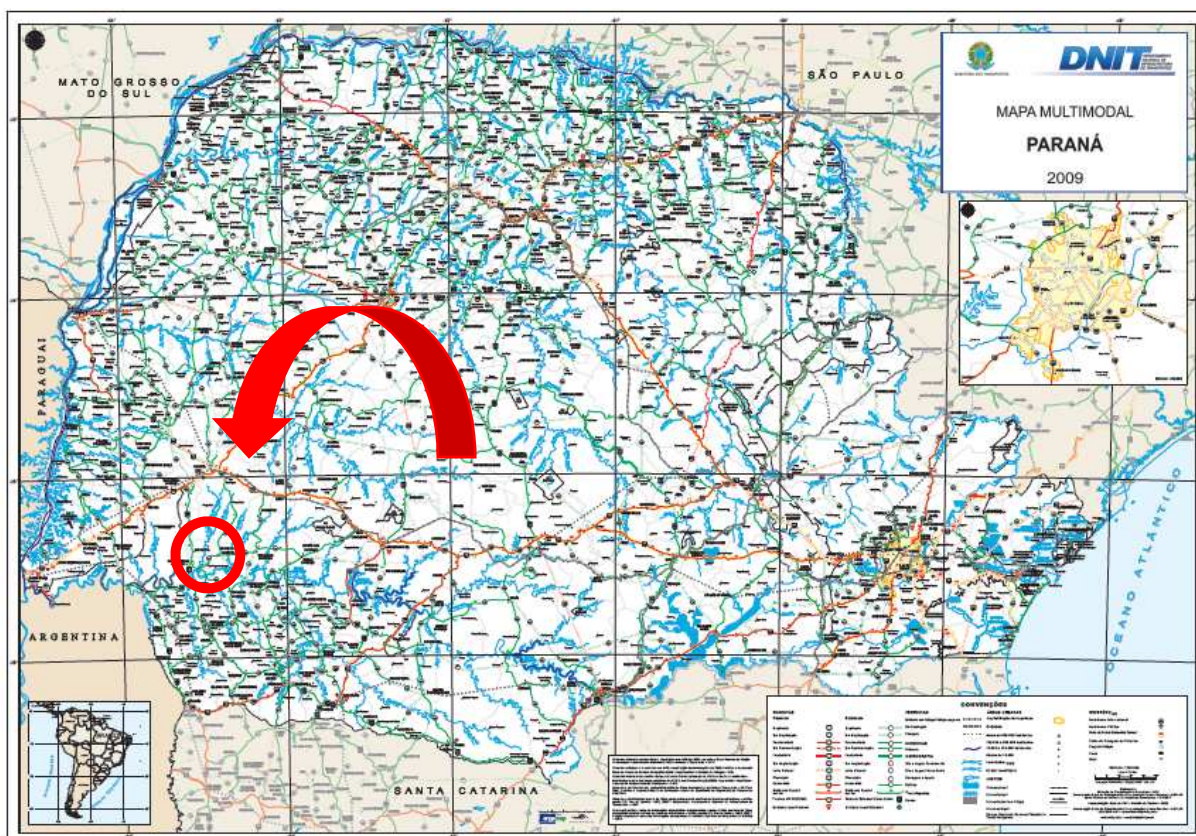
TQSApp é um aplicativo que contém diversas calculadoras para aplicação no projeto de estruturas de concreto armado e protendido. Dentre as calculadoras disponíveis, destacam-se: verificação de seção submetida à força cortante combinada com momento torçor e verificação de seção submetida à flexão composta oblíqua. Todas as calculadoras seguem os requisitos da ABNT NBR 6118:2014.

2.13.6.VPRO

VPRO é um software que realiza a análise, verificação e projeto de vigas protendidas com pré ou pós-tração, aderente ou não aderente. O programa está de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014.

3. ESTUDO DE CASO

A ponte sobre o rio Andrada está localizada no município Capitão Leônidas Marques, no estado do Paraná. A figura abaixo mostra o mapa de localização da área do projeto.



A ponte é composta por três vãos de 32,5 m totalizando uma extensão de 97,50 m, e está inserida em uma via com pista dupla. O trem tipo de projeto considerado na ponte é o Homogeneizado. O rio apresenta características de navegabilidade e o gabarito de fluvial do rio é 7 m.

A seguir são apresentadas as informações fornecidas pelo coordenador do curso para o desenvolvimento do trabalho.

Tabela 1 – Critérios de projeto

Item	Critério de Projeto	Parâmetro
2.1	Diretriz de projeto	1
2.2	Classe da Rodovia	1 Pista Dupla (Dois Faixas)
2.3	Extensão dos vãos	32,5 m
2.4	Gabarito fluvial	7 m
2.5	Furos de sondagem	SM-4, SM-5, SM-6 e SM-8
2.6	Trem-tipo de projeto	Homogeneizado

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir são apresentados os procedimentos e resultados tanto do desenvolvimento geométrico da via onde está inserida a ponte e das verificações das principais estruturas da ponte.

4.1. DESENVOLVIMENTO DO TRAÇADO DA VIA

4.1.1. Parâmetros geométricos da via

O manual de projeto geométrico do DNIT recomenda as características geométricas (classe I) ilustradas na Tabela 2.

Tabela 2 - Características geométricas para Classe I

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Velocidade diretriz	100 km/h	80 km/h	60 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada			
• desejável	210m	140m	85m
• absoluta	155m	110m	75m
Distância mínima de visibilidade de ultrapassagem (Classe I-B)	680m	560m	420m
Raio mínimo de curva horizontal ($e = 10\%$)	345m	210m	115m
Rampa máxima	3%	4,5%	6%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas:			
• desejável	107	48	18
• absoluto	58	29	14
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas:			
• desejável	52	32	17
• absoluto	36	24	15
Largura da faixa de rolamento	3,60m	3,60m	3,60m
Largura do acostamento externo:	3,00m	2,50m	2,50m
Largura do acostamento interno (Classe I-A):			
• pistas de 2 faixas	1,20 – 0,60m	1,00 – 0,60m	0,60 – 0,50m
• pistas de 3 faixas *	3,00 – 2,50m	2,50 – 2,00m	2,50 – 2,00m
• pistas de 4 faixas	3,00m	3,00 – 2,50m	3,00 – 2,50m
Gabarito mínimo vertical	5,50m	5,50m	5,50m
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento:			
• obstáculos contínuos	0,50m	0,50m	0,50m
• obstáculos isolados	1,50m	1,50m	1,50m
Largura do canteiro central (Classe I-A):			
• absoluta **	3 – 7m	3 – 7m	3 – 7m
• mínimo em interseções em nível	≥ 6 m	≥ 6 m	≥ 6 m
• desejável	10 – 12m	10 – 12m	10 – 12m

A topografia recebida do local de implantação da ponte mostra que as declividades do terreno, nas proximidades da ponte são em torno de 45%, que segundo a classificação de EMBRAPA o terreno é considerado como montanhoso, assim, seguindo a Tabela 2 adota-se; largura de faixa de rolamento 3,60 m, largura do acostamento 2,5 m, largura de acostamento interno ou faixa de segurança 0,6 m, rampa máxima 6% e canteiro central 3 m.

A declividade transversal da pista recomendada no manual de projeto de Obras de Arte Especiais do DNER é 2%. A declividade transversal do acostamento considerou-se a mesma que da pista 2%.

Em função da topografia montanhosa adota-se com velocidade de projeto $v_p = 60$ km/h, valor mínimo do parâmetro $k = 14$ para curva vertical convexa e $k = 15$ para curva vertical côncava e o raio mínimo de curvatura $R = 125$ m para uma máxima taxa de superelevação de 8%.

O comprimento da transição entre a tangente e as curvas circulares foi considerado 30m de acordo com a recomendação do manual de projeto geométrico recomenda.

4.1.2. Free-Board (borda Livre)

O Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER recomenda borda livre, em cursos de água não navegáveis, segundo três condições:

- 1,00 m para condições normais de escoamento;
- 0,50 m no caso de bacia de represamento, quando houver controle do nível máximo d'água e não existir vegetação flutuante;
- 2,00 m no caso de rios de regime torrencial e com possibilidade de transporte superficial de vegetação densa.

Estas alturas mencionadas anteriormente são acima do nível da enchente máxima até a face inferior da superestrutura.

A borda livre que poderia ser adotada no caso em que o rio não seja navegável seria 1m, mas como temos gabarito de navegabilidade, esta borda livre fica embutida dentro do tirante de ar no gabarito de navegabilidade.

4.1.3. Gabaritos de navegabilidade

A ponte em estudo contempla que o rio Andrada será navegável, com altura do tirante de ar (7 m), que corresponde à maior altura de mastro da embarcação marítima que poderá circular sob a Ponte. O Plano Nacional das Vias Navegáveis Interiores (PNVNI) classifica o rio como categoria IV conforme a Tabela 3.

Tabela 3 - Gabaritos hidrovias de Brasil

Gabarito	Características	Tirante de ar (m)	Vão Livre (m)	Profundidade (m)		D (m)
				75%tempo	25%tempo	
I	“Especial” para rios onde a navegação marítima tenha acesso	Em função da maior altura do mastro da embarcação marítima	Em função da embarcação marítima	-	-	-
II	Para rios de grande potencial de navegação - comboio-tipo com 32 m de boca	15	1 vão de 128 m ou 4*B 2 vãos de 70 m ou 2,2 *B	>2,50	2,0-1,50	4,50
III	Para rios de potencial médio de transporte – comboio-tipo de 16 m de boca	10	1 vão de 64 m ou 4*B 2 vãos de 36 m ou 2,2*B	>2,00	1,50-1,20	3,50
IV	Rios de menor potencial – embarcações de 11 m de boca	7	1 vão de 44 m ou 4*B 2 vãos de 25m ou 2,2*B	>1,50	1,20-0,80	2,50
V	“reduzido” – rios interrompidos, ou onde a navegação tenha possibilidade remota	-	-	-	-	-

O gabarito vertical de navegação, para pontes que transpõem rios navegáveis, corresponde a uma altura livre entre o nível de máxima cheia (neste caso adotado $Tr = 100$ anos) e o infratorso da estrutura da ponte. Como não se disponibilizou o estudo

hidrológico e hidráulico, assumiu-se o nível da máxima cheia de $Tr_{(100\text{anos})} = 265,09$ e adicionando a esta cota o tirante de ar de 7m, motivo pela qual implantou-se o infradorso mínimo da estrutura na cota 272,09.

Existem algumas bibliografias que geralmente adotam o gabarito vertical de navegação como sendo o tirante de ar acima do nível de máxima cheia de $Tr=50$ anos, no entanto os órgãos responsáveis (ANTAQ/DNIT) deverão aprovar o gabarito necessário para o projeto da ponte.

O nível mínimo de navegação do tirante do rio corresponde a uma permanência de nível superior do rio a 97% do tempo. Em vista que o projeto da ponte se encontra na montante do reservatório Salto Caxias, adotou-se como cota mínima o Nível normal do reservatório a cota 262,39.

O gabarito horizontal corresponde à largura livre entre as faces dos blocos de fundação da ponte adjacentes ao “canal de navegação”.

Dentro da classificação do rio navegável (classe IV) verifica-se que o projeto da ponte atende o gabarito horizontal para as embarcações correspondentes à classe IV, dois vãos de $2,2 \times B$, sendo B = Boca da embarcação, na qual neste projeto $B = 11\text{m}$.

4.1.4. Traçado geométrico

Uma vez definidos os parâmetros geométricos, desenvolveu-se o traçado (variante ou desvio) da rodovia que conterà a Obra de Arte especial (OAE). No desenvolvimento do traçado procurou-se que o eixo da ponte fique perpendicular ao fluxo do Rio Andrada (sem esconsidade). Optou-se que o greide longitudinal da via, no trecho que contempla a da ponte, seja horizontal (sem declividade).

Figura 1 – Desenvolvimento do traçado.



4.2. PRE-DIMENSIONAMENTO

4.2.1. Viga longarina

Para as longarinas optou-se pela adoção de vigas de altura constante, onde o fundo da viga é paralelo ao alinhamento do greide.

O Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER **recomenda** para vigas em concreto protendido as relações altura/vão entre 1/18 e 1/20 para vãos até 50 metros, sendo assim, considerou-se a relação 1/20.

$$\text{vão}/20 = 32,5/20 = 1,625 \rightarrow h_{\text{viga}} = 1,70 \text{ m}$$

A NBR 7187/2003 conforme o item 9.1.4.1 determina que as vigas de seção retangular e as nervuras das vigas de seção T, duplo T ou celular concretadas no local não devem ter largura de alma b_w menor do que 20 cm, motivo pelo qual adota-se $b_w = 20 \text{ cm}$.

Adotou-se uma base para a viga de 70 cm, base que depois será calculada mais adiante deste curso.

O Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER considera uma seção bem equilibrada, quando o espaçamento entre vigas é o dobro do comprimento dos extremos em balanço.

Aplica-se neste projeto um espaçamento entre 1,2 m e 2,5 m, assim, a configuração do espaçamento entre vigas resultou na adoção de 5 vigas espaçadas 2,25 m entre elas, sendo a largura total do tabuleiro igual 11,1 m

$$11,1\text{m}/5 = 2,22 \text{ m} = 2,25 \text{ m}$$

4.2.2. Transversina

O vigamento secundário ou transversina corresponde às vigas dispostas transversalmente ao sentido do tráfego. As transversinas consideradas no projeto da ponte são de apoio (localizada acima dos apoios) e ligadas (existe vínculo direto com a laje).

A seção considerada da transversina é de largura 25 cm e altura 170 cm.

4.2.3. Laje

Considerou-se para o tabuleiro da ponte laje de concreto armado apoiado em placas pré-moldadas de concreto armado (pré-laje). Para um dimensionamento preliminar o Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER recomenda as seguintes espessuras da laje:

Vão da Laje (m)	Espessura da Laje (cm)
2,00	15
3,00	18
4,00	20
5,00	22
6,00	25

Sendo o vão da laje = $2,25\text{m} - 0,7\text{m} = 1,55\text{m}$ adotou-se a espessura da laje de 15 cm. Para a espessura da pré-laje considerou-se 5 cm, totalizando uma espessura total da laje de 20 cm.

A NBR 7187/2003 conforme o item 9.1.1 Lajes Maciças determina que a espessura h para lajes maciças destinadas a passagem de tráfego rodoviário seja de no mínimo 15 cm.

4.2.4. Travessa

A travessa de apoio terá a função de apoiar as longarinas e suportar a viga de ligação (Transversinas) com as dimensões 1,70 m de altura e 2,4 m de largura.

4.2.5. Barreiras

O Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER descreve as barreiras de concreto como dispositivos rígidos, de concreto armado, de proteção lateral de veículos, que devem ter altura, capacidade resistente e perfil interno adequados para impedir a queda do veículo desgovernado, absorver o choque lateral e propiciar sua recondução à faixa de tráfego.

As barreiras laterais foram posicionadas logo após a faixa de segurança e o acostamento.

As dimensões da barreira seguiram as dimensões recomendadas no Manual de Obras de Arte Especiais do DNER, 1996.

4.2.6. Placas de aproximação

O Manual de Obras de arte especial do DNER recomenda que as lajes de aproximação não devem ter espessura menor que 25 cm e de comprimento igual a quatro

metros, ligadas à estrutura ou ao encontro por meio de articulações de concreto, sem armadura passante, e apoiadas no aterro de acesso.

Assumiu-se espessura da laje de aproximação de 30 cm e comprimento de 4 m.

4.2.7. Pavimento CBUQ

O Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER especifica que a pavimentação da superestrutura de uma obra de arte especial deverá ser realizada através de pavimento rígido, concreto ou de pavimento flexível.

Adotou-se para a ponte de projeto o pavimento flexível. O manual especifica que a espessura do pavimento flexível está em função do tráfego da rodovia, e fixa as espessuras mínimas para diferentes valores de N , onde N é o número de operações do eixo padrão.

$d = 5$ cm para tráfego com $N < 10^6$

$d = 7$ cm Para tráfego com $N > 10^6$

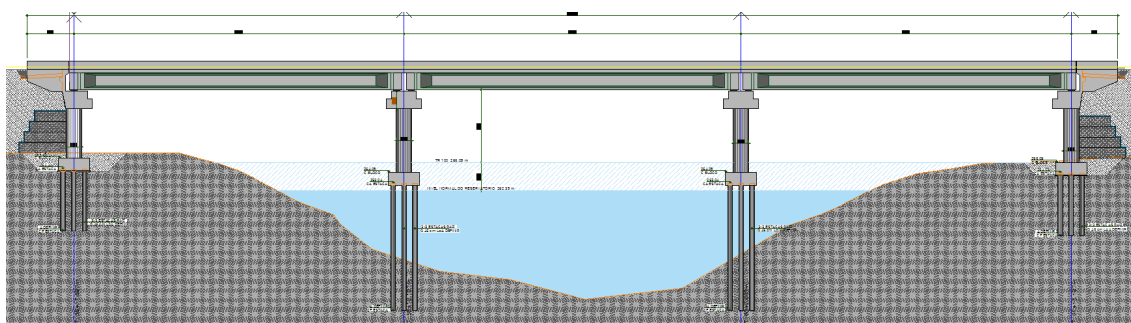
Adotou-se para a ponde de projeto espessura d pavimento de 7cm.

4.3. VIGA PRINCIPAL

Apresenta-se para esta segunda etapa de avaliação os procedimentos de cálculo e dimensionamento das longarinas da ponte com superestrutura descontínua em vigas isostáticas pré-moldadas simplesmente apoiadas.

4.3.1. Características da OAE

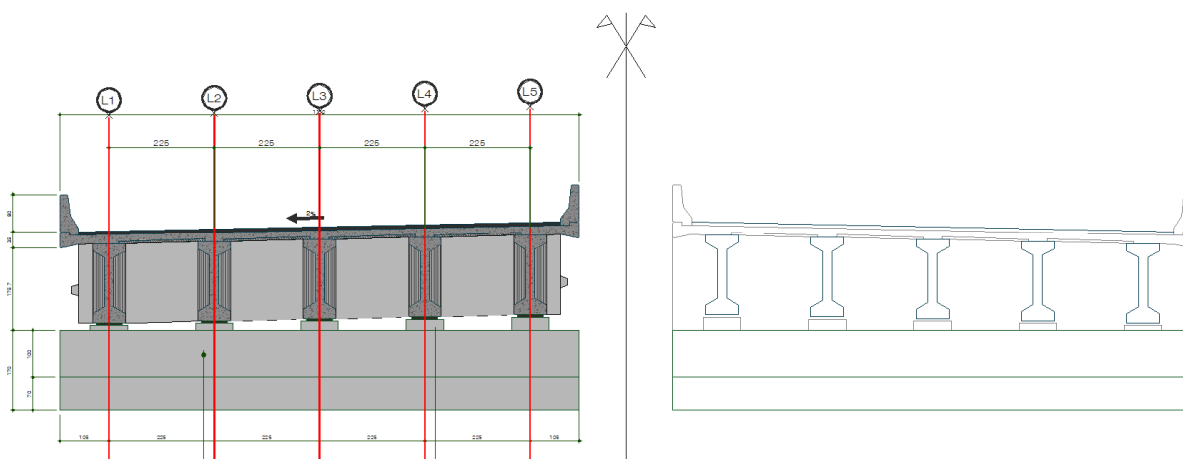
A ponte está composta por três vãos, sendo os três de 32,50 m, totalizando-se 97,50 m entre o eixo do primeiro apoio e do último, sendo a extensão total do tabuleiro de 106,50 m, mostrada figura a seguir.



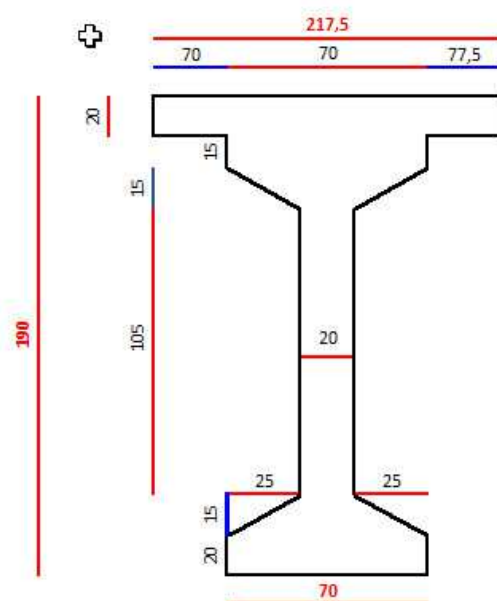
As longarinas têm extensão total de 32,10 m, sendo 31,3 m de vão e 0,4 m de balanços em cada extremidade.

Uma pista tem 15 longarinas, no entanto como a pista é dupla temos um total de 30 longarinas para toda a ponte.

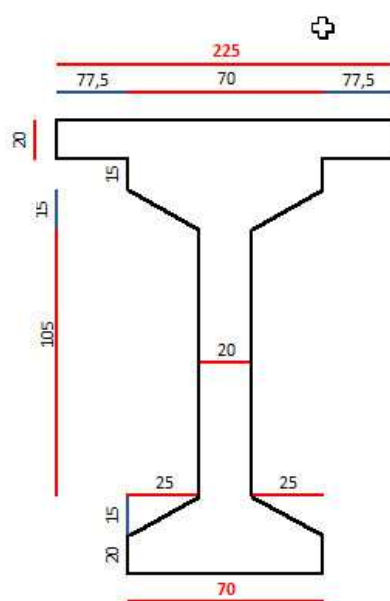
A seção transversal da OAE como ilustrada na figura abaixo, nota-se as 5 vigas longarinas pré-moldadas (L1 a L5) equiespaçadas em 2,25 m. Na figura abaixo também é possível visualizar as vigas longarinas da pista que está sendo dimensionada, e simetricamente a esta se encontra a pista em sentido contrário.



Sobre as características geométricas das longarinas para efeito de cálculo considera-se integradas com as lajes do tabuleiro, sendo assim não se consideram as barreiras, opta-se também por não se considerar as pingadeiras, os dentes para encaixe das barreiras e a inclinação transversal do pavimento, ver figuras a seguir;



L1 / L5



L2 / L3 / L4

Nestas condições, para as longarinas externas L1 / L2 / L3 e L4, seguem os dados a seguir:

- Nestas condições, para as longarinas externas L1 e L5

$$\begin{aligned} \text{Área da seção transversal} &= \boxed{1,025} \text{ m}^2 \\ \text{Momento de inércia à flexão no eixo } y &= \boxed{0,4524} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- Já para as longarinas internas L2 a L4:

$$\begin{aligned} \text{Área da seção transversal} &= \boxed{1,040} \text{ m}^2 \\ \text{Momento de inércia à flexão no eixo } y &= \boxed{0,4571} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Módulo de elasticidade secante do concreto, para um C50:

- **Módulo de elasticidade secante do concreto C50 (para longarinas e transversinas):**

$$\begin{aligned} f_{ck} &= \boxed{50} \text{ kN/m}^2 \\ \alpha_e &= \boxed{0,90} \text{ ---> corresponde ao fator para agregados predominantemente calcários} \end{aligned}$$

$$E_{ci} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \times \alpha_e \qquad E_{ci} = 30292,45 \text{ MPa}$$

4.3.2. Determinação das linhas de repartição transversal de cargas (método aproximado de Engesser-Courbon)

Calcula-se o valor de λ , cujo valor é consideravelmente harmônico em relação ao limite de 0,3 requerido para a validade, não sendo assim o valor de λ pode ser reduzido através da inclusão de uma transversina adicional ao centro do vão ou incremento na largura das transversinas.

- Verificação da aplicabilidade do método - método ENGESSER-COURBON:

$$\lambda = \frac{L_T}{2L} \cdot \sqrt[4]{\frac{L}{L_T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{nL} (E_{Li} \cdot I_{Li})}{\sum_{j=1}^{nT} (E_{Tj} \cdot I_{Tj})}}$$

Vão das transversinas (entre eixos das longarinas) $L_{vão}$	=	2,25	m
Quantidade dos vãos entre longarinas $n_{vão}$	=	4	
Longitude total dos vãos entre longarinas L_T	=	9,00	m
Longitude da longarina L	=	32,10	m
Quantidade de longarinas nL	=	5	
Quantidade de transversinas nT	=	2	

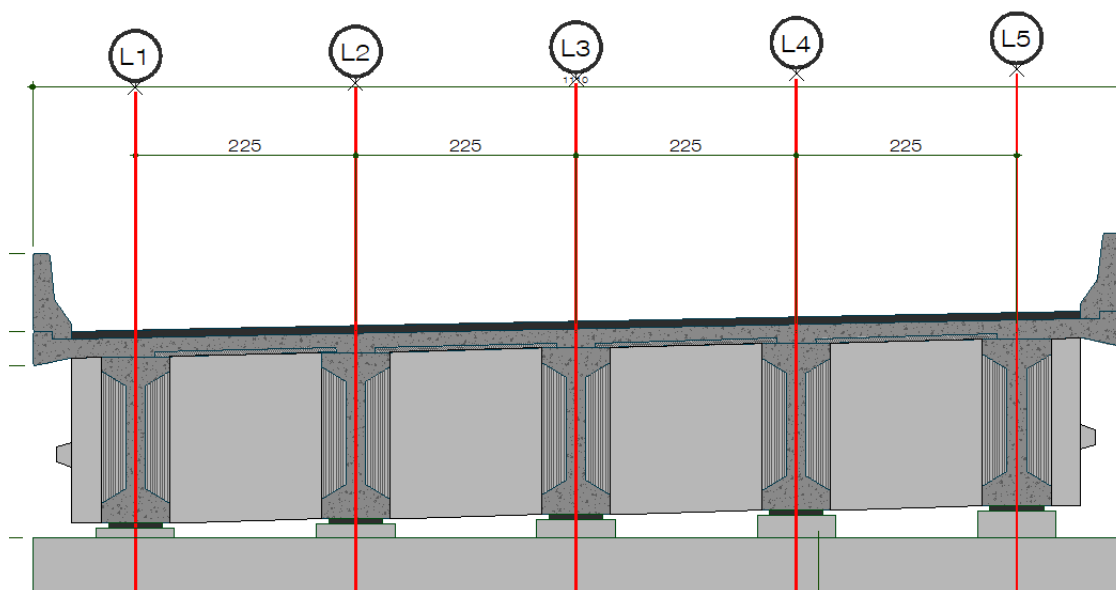
$$\sum_{i=1}^6 (E_{Li} \cdot I_{Li}) = 68948,6557 \text{ MPa} \times \text{cm}^4$$

$$\sum_{j=1}^2 (E_{Tj} \cdot I_{Tj}) = 8657,5835 \text{ MPa} \times \text{cm}^4$$

$$\lambda = \frac{L_T}{2L} \cdot \sqrt[4]{\frac{L}{L_T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{nL} (E_{Li} \cdot I_{Li})}{\sum_{j=1}^{nT} (E_{Tj} \cdot I_{Tj})}} \text{ -----> } \lambda = 0,324$$

4.3.3. Equação geral para as linhas de repartição

As características geométricas e o espaçamento entre as longarinas mostram-se nas figuras a seguir, na sequência estão todos os dados necessários para o cálculo da equação geral da linha de repartição e também um layout gráfico destas linhas de repartição.



- Equação geral para as linhas de repartição:

- Linha de repartição transversal para as longarinas internas L1 e L5:

$$\sum_{i=1}^6 I_i = \boxed{2,2761} \text{ m}^4$$

$$\sum_{i=1}^6 (I_i \cdot y_i^2) = \boxed{22,95} \text{ m}^4$$

$$q_{i,e} = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^{nL} I_i} \cdot \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^{nL} I_i}{\sum_{i=1}^{nL} (I_i \cdot y_i^2)} \cdot y_i \cdot e \right)$$

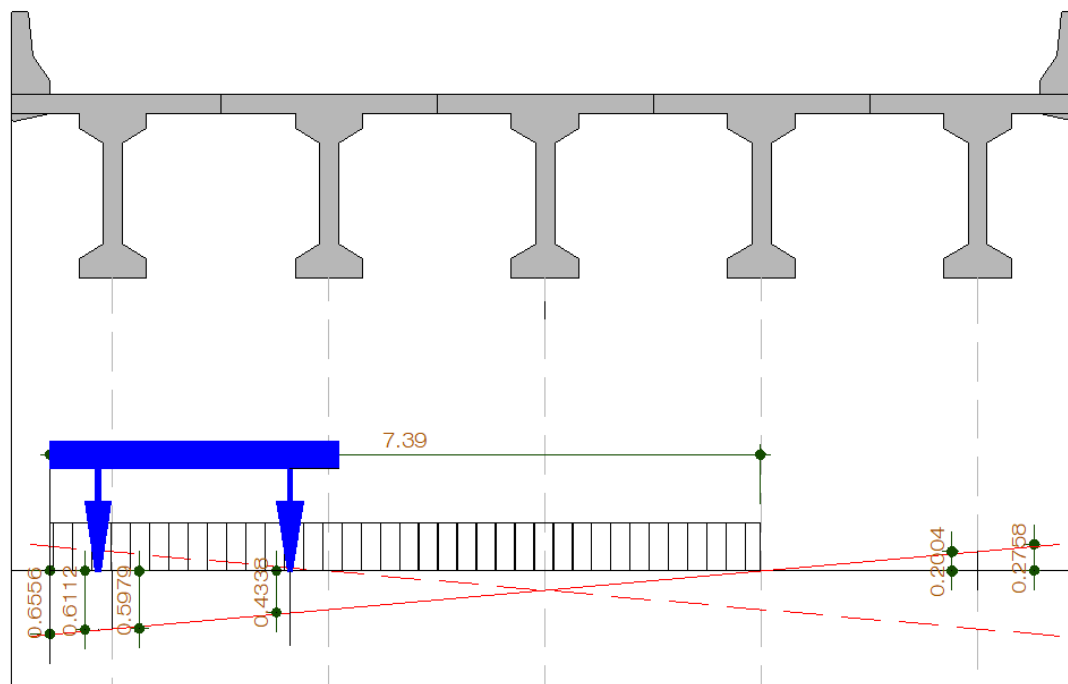
	y	z
Li	-5,550	0,691
L1	-4,500	0,598
L2	-2,250	0,398
L3	0,000	0,199
L4	2,250	-0,001
L5	4,500	-0,200
Lf	5,550	-0,294

em $z_o = 0$, y_o : 2,241

$$q_{1,1} = q_{5,5} \quad \boxed{0,598}$$

$$q_{1,5} = q_{5,1} \quad \boxed{-0,200}$$

para:	-5,350	0,673
para:	5,350	-0,276



- Linha de repartição transversal para as longarinas internas L2 e L4:

$$q_{i,e} = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^{nL} I_i} \cdot \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^{nL} I_i}{\sum_{i=1}^{nL} (I_i \cdot y_i^2)} \cdot y_i \cdot e \right)$$

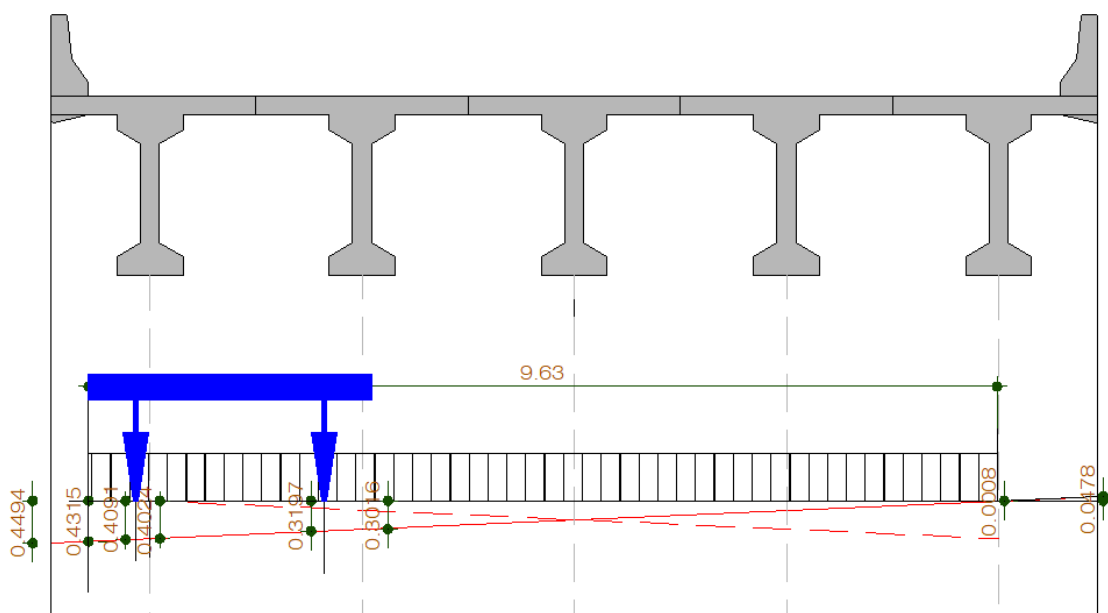
$$q_{2,1} = q_{4,5} \quad \boxed{0,402}$$

$$q_{2,5} = q_{4,1} \quad \boxed{-0,001}$$

	y	z
Li	-5,550	0,44954
L1	-4,500	0,402
L2	-2,250	0,302
L3	0,000	0,201
L4	2,250	0,100
L5	4,500	-0,001
Lf	5,550	-0,048

$$\text{em } z_o = 0, y_o: \quad \boxed{4,481}$$

para:	-5,350	0,441
para:	5,350	-0,039



- Linha de repartição transversal para as longarinas internas L3:

$$q_{i,e} = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^{nL} I_i} \cdot \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^{nL} I_i}{\sum_{i=1}^{nL} (I_i \cdot y_i^2)} \cdot y_i \cdot e \right)$$

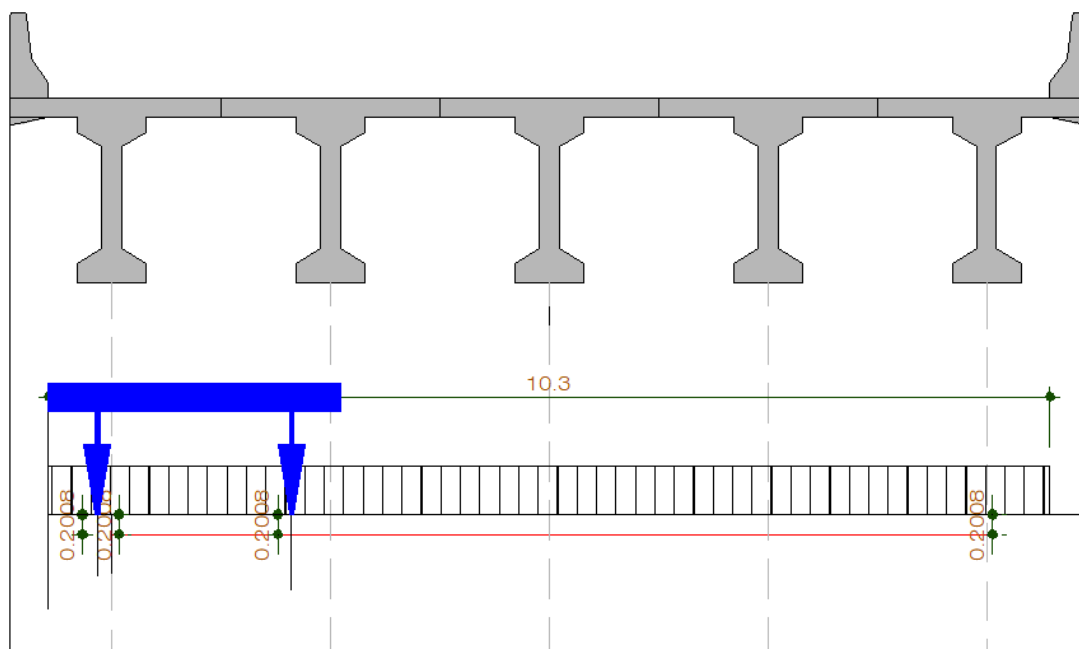
$$q_{3,1} = q_{3,5} \quad \boxed{0,201}$$

$$q_{3,5} = q_{3,1} \quad \boxed{0,201}$$

	y	z
Li	-5,550	0,201
L1	-4,500	0,201
L2	-2,250	0,201
L3	0,000	0,201
L4	2,250	0,201
L5	4,500	0,201
Lf	5,550	0,201

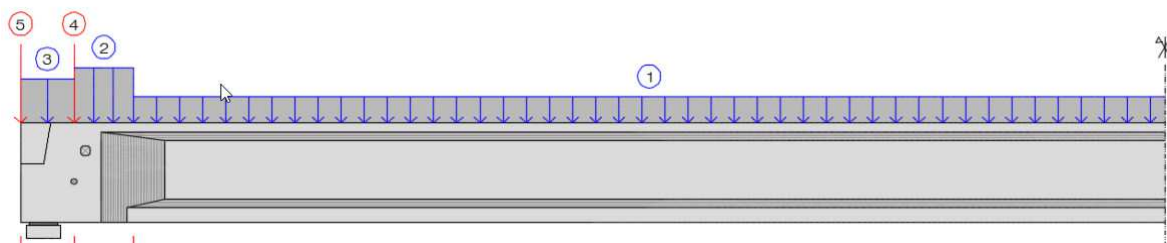
em $z_o = 0$, y_o : #i DIV/0!

para:	-5,350	0,201
para:	5,350	0,201



4.3.4. Determinação dos carregamentos permanentes

Ilustra-se na figura seguinte o esquema dos carregamentos permanentes que são encontrados neste item.



- Peso próprio das longarinas:

-----> **Para o trecho de seção cheia:**

$$\begin{aligned} \text{Área --> seção cheia} &= \boxed{1,19} \text{ m}^2 \\ \text{Área --> seção I} &= \boxed{0,59} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} g1 &= \boxed{29,75} \text{ kN/m} \\ g1 &= \boxed{14,75} \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Comprimento trecho 2 --> seção cheia} &= \boxed{1,40} \text{ m} \\ \text{Comprimento total da longarina} &= \boxed{32,10} \text{ m} \\ \text{Comprimento trecho 1 --> seção I} &= \boxed{29,30} \text{ m} \end{aligned}$$

-----> **Peso total de uma longarina (para o dimensionamento do guindaste)**

$$\gamma_c = \boxed{25,00} \text{ kN/m}^3$$

$$P_{\text{longarina}} = \boxed{515,48} \text{ kN}$$

$$P_{\text{longarina}} = \boxed{51,55} \text{ Tf}$$

- Peso próprio das lajes (já considerando as pré-lajes)

$$\text{espessura laje + pré-laje} = \boxed{0,20} \text{ m}$$

-----> **Para as longarinas externas L1 e L5**

$$\text{Longitude de influência na longarina} = \boxed{2,175} \text{ m}$$

$$\text{Área} = \boxed{0,435} \text{ m}^2$$

$$g2 = \boxed{10,88} \text{ kN/m}$$

-----> **Para as longarinas internas L2 a L4:**

$$\text{Longitude de influência na longarina} = \boxed{2,250} \text{ m}$$

$$\text{Área} = \boxed{0,450} \text{ m}^2$$

$$g2 = \boxed{11,25} \text{ kN/m}$$

- Peso próprio da pavimentação:

Base do New Jersey B_{NJ} =	0,40	m
Espessura pavimentação e_{pav} =	0,07	m
Peso específico do Pavimento γ_p =	24,00	kN/m ³

-----> Para as longarinas externas L1 e L5

$$\text{Área} = \boxed{0,12425} \text{ m}^2$$

$$g3 = \boxed{2,982} \text{ kN/m}$$

-----> Para as longarinas internas L2, L3 e L4:

$$\text{Área} = \boxed{0,1575} \text{ m}^2$$

$$g3 = \boxed{3,78} \text{ kN/m}$$

- Peso próprio da pavimentação:

Base do New Jersey B_{NJ} =	0,40	m
Espessura pavimentação e_{pav} =	0,07	m
Peso específico do Pavimento γ_p =	24,00	kN/m ³

-----> Para as longarinas externas L1 e L5

$$\text{Área} = \boxed{0,12425} \text{ m}^2$$

$$g3 = \boxed{2,982} \text{ kN/m}$$

-----> Para as longarinas internas L2, L3 e L4:

$$\text{Área} = \boxed{0,1575} \text{ m}^2$$

$$g3 = \boxed{3,78} \text{ kN/m}$$

Para o peso próprio das barreiras e pingadeiras, o ponto de aplicação pode ser considerado como a meia largura da barreira, seu carregamento é absorvido por todas as

vigas longarinas em função do efeito grelha. O carregamento linearmente aplicado em cada uma determina-se através das linhas de repartição transversal

- Peso próprio das barreiras e pingadeiras:

$$\begin{array}{l} \text{Área do NJ} \text{ ----} > A_{\text{NJ}} = \boxed{0,231} \text{ m}^2 \\ \text{Área da Pingadeira} \text{ ---} > A_{\text{PING}} = \boxed{0,017} \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Carregamento distribuído NJ} \text{ ---} > g' = \boxed{5,780} \text{ kN/m} \\ \text{Carreg. distrib. Pingadeira} \text{ ---} > g'' = \boxed{0,415} \text{ kN/m} \end{array}$$

$$\text{NJ + Pingadeira} \text{ ---} > g = \boxed{6,195} \text{ kN/m}$$

$$\text{arreg. segundo linha de repartição } g_5 = \boxed{2,480} \text{ kN/m}$$

- Peso próprio das transversinas:

-----> Para as longarinas externas L1 e L5:

$$\begin{array}{l} e_{\text{trans}} = \boxed{0,250} \text{ m} \\ A = \boxed{2,428} \text{ m}^2 \\ \gamma_c = \boxed{25,000} \text{ kN/m}^3 \\ G' = \boxed{15,172} \text{ kN} \end{array}$$

-----> Para as longarinas internas L2 a L4:

$$\begin{array}{l} e_{\text{trans}} = \boxed{0,250} \text{ m} \\ A = \boxed{3,235} \text{ m}^2 \\ \gamma_c = \boxed{25,000} \text{ kN/m}^3 \\ G' = \boxed{20,219} \text{ kN} \end{array}$$

-----> Botão de protensão das transversinas (para todas as longarinas):

Espessura do botão $e_{\text{botão}}$	=	0,250	m
Quant. Longarinas	=	5,000	
Area do botão $A_{\text{botão}}$	=	0,030	m ²
Quantidades de botão	=	2,000	
γ_c	=	25,000	kN/m ³
G'''	=	0,075	kN

-----> Peso Total da transversina transferia à longarina L1 e L5

$$G1 = \boxed{15,247} \text{ kN}$$

-----> Peso Total da transversina transferia à longarina L2, L3 e L4

$$G1 = \boxed{20,294} \text{ kN}$$

Existe a redução da espessura das lajes do tabuleiro entre as extremidades das longarinas e as transversinas (de 20 cm para 18 cm). Além disso, existe também o trecho da laje elástica compreendido nos 40 cm de afastamento longitudinal entre as longarinas, cujos cálculos são mostrados a seguir:

- Lajes de continuidade:

-----> Redução no carregamento distribuído proveniente das lajes para L1 e L5:

Long. influência na longarina	=	2,175	m
e_{laje}	=	0,200	m
redução da espessura	=	0,180	m
γ_c	=	25,000	kN/m ³
$r1$	=	1,088	kN/m

-----> Carregamento resultante para este trecho:

$$g_2 = \boxed{10,875} \text{ kN/m}$$

$$\text{carregamento reduzido } g_2 = \boxed{9,788} \text{ kN/m}$$

-----> Redução no carregamento distribuído proveniente das lajes para L2 e L4:

$$\begin{aligned} \text{Long. influência na longarina} &= \boxed{2,250} \text{ m} \\ e_{\text{laje}} &= \boxed{0,200} \text{ m} \\ \text{redução da espessura} &= \boxed{0,180} \text{ m} \\ \gamma_c &= \boxed{25,000} \text{ kN/m}^3 \\ r_1 &= \boxed{1,125} \text{ kN/m} \end{aligned}$$

-----> Carregamento resultante para este trecho:

$$g_2 = \boxed{11,250} \text{ kN/m}$$

$$\text{carregamento reduzido } g_2 = \boxed{10,125} \text{ kN/m}$$

-----> Laje entre longarinas para L1 e L5 (metade para cada vão da OAE):

$$\begin{aligned} \text{Longitude entre lajes no balanço} &= \boxed{0,400} \text{ m} \\ \text{redução da espessura} &= \boxed{0,180} \text{ m} \\ \text{Long. influência na longarina} &= \boxed{2,175} \text{ m} \\ \gamma_c &= \boxed{25,000} \text{ kN/m}^3 \\ \text{Área} &= \boxed{0,392} \text{ m}^2 \\ G_2 &= \boxed{1,958} \text{ kN} \end{aligned}$$

-----> Laje entre longarinas para L2, L3 e L4 (metade para cada vão da OAE):

$$\begin{aligned} \text{Longitude entre lajes no balanço} &= \boxed{0,400} \text{ m} \\ \text{redução da espessura} &= \boxed{0,180} \text{ m} \\ \text{Long. influência na longarina} &= \boxed{2,250} \text{ m} \\ \gamma_c &= \boxed{25,000} \text{ kN/m}^3 \\ \text{Área} &= \boxed{0,405} \text{ m}^2 \\ G_2 &= \boxed{2,025} \text{ kN} \end{aligned}$$

Considera-se sempre metade para cada vão, além do peso próprio da laje de continuidade, o peso da pavimentação, de um eventual recapeamento, das barreiras e das pingadeiras existentes no trecho de 40 cm entre as vigas longarinas

- peso pavimentação, recapeamento, barreiras e pingadeiras

-----> **Pavimentação para as longarinas L1 e L5:**

$$\begin{array}{lcl} g_3 = & \boxed{2,982} & \text{kN/m} \\ \text{Longitude entre lajes no balanço} = & \boxed{0,400} & \text{m} \\ G_3 = & \boxed{0,596} & \text{kN} \end{array}$$

-----> **Pavimentação para as longarinas L2 e L4:**

$$\begin{array}{lcl} g_3 = & \boxed{3,780} & \text{kN/m} \\ \text{Longitude entre lajes no balanço} = & \boxed{0,400} & \text{m} \\ G_3 = & \boxed{0,756} & \text{kN} \end{array}$$

-----> **Recapeamento para as longarinas L1 e L5:**

$$\begin{array}{lcl} g_4 = & \boxed{3,550} & \text{kN/m} \\ \text{Longitude entre lajes no balanço} = & \boxed{0,400} & \text{m} \\ G_4 = & \boxed{0,710} & \text{kN} \end{array}$$

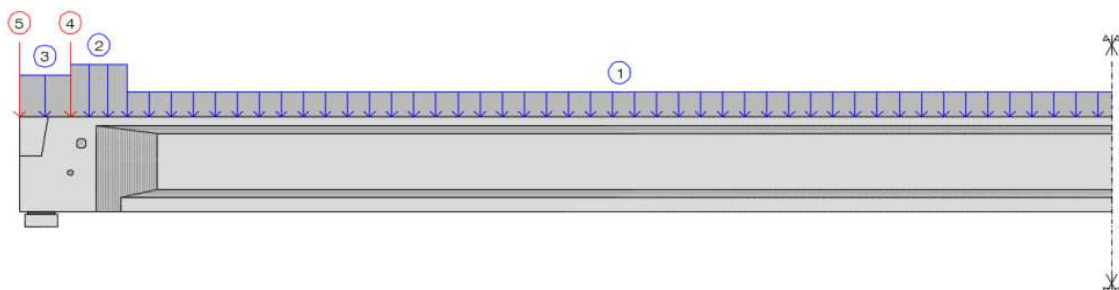
-----> **Recapeamento para as longarinas L2, L3 e L4:**

$$\begin{array}{lcl} g_4 = & \boxed{4,500} & \text{kN/m} \\ \text{Longitude entre lajes no balanço} = & \boxed{0,400} & \text{m} \\ G_4 = & \boxed{0,900} & \text{kN} \end{array}$$

-----> **Barreiras e pingadeiras para todas as longarinas:**

$$\begin{array}{lcl} g_5 = & \boxed{2,480} & \text{kN/m} \\ \text{Longitude entre lajes no balanço} = & \boxed{0,400} & \text{m} \\ G_5 = & \boxed{0,496} & \text{kN} \end{array}$$

4.3.5. Esquema genérico de carregamentos permanentes para todas as longarinas



-----> Esquema de carregamentos permanentes para as longarinas externas L1 e L5:

							TOTAL
TRECHO 1	$g1 = 14,750$	$g2 = 10,875$	$g3 = 2,982$	$g4 = 3,550$	$g5 = 2,480$	=	$34,637 \text{ kN/m}$
TRECHO 2	$g1 = 29,750$	$g2 = 10,875$	$g3 = 2,982$	$g4 = 3,550$	$g5 = 2,480$	=	$49,637 \text{ kN/m}$
TRECHO 3	$g1 = 29,750$	$g2 = 9,788$	$g3 = 2,982$	$g4 = 3,550$	$g5 = 2,480$	=	$48,549 \text{ kN/m}$
TRECHO 4	$G1 = 15,247$					=	$15,247 \text{ kN}$
TRECHO 5	$G2 = 1,958$	$G3 = 0,596$	$G4 = 0,710$	$G5 = 0,496$		=	$3,760 \text{ kN}$

-----> Esquema de carregamentos permanentes para as longarinas externas L2 e L4:

							TOTAL
TRECHO 1	$g1 = 14,750$	$g2 = 11,250$	$g3 = 3,780$	$g4 = 4,500$	$g5 = 2,480$	=	$36,760 \text{ kN/m}$
TRECHO 2	$g1 = 29,750$	$g2 = 11,250$	$g3 = 3,780$	$g4 = 4,500$	$g5 = 2,480$	=	$51,760 \text{ kN/m}$
TRECHO 3	$g1 = 29,750$	$g2 = 10,125$	$g3 = 3,780$	$g4 = 4,500$	$g5 = 2,480$	=	$50,635 \text{ kN/m}$
TRECHO 4	$G1 = 20,294$					=	$20,294 \text{ kN}$
TRECHO 5	$G2 = 2,025$	$G3 = 0,756$	$G4 = 0,900$	$G5 = 0,496$		=	$4,177 \text{ kN}$

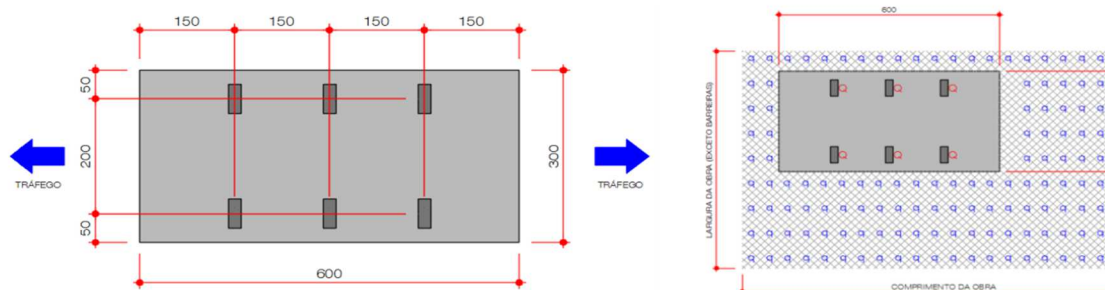
-----> Esquema de carregamentos permanentes para as longarinas externas L3:

							TOTAL
TRECHO 1	$g1 = 14,750$	$g2 = 11,250$	$g3 = 3,780$	$g4 = 4,500$	$g5 = 2,480$	=	$36,760 \text{ kN/m}$
TRECHO 2	$g1 = 29,750$	$g2 = 11,250$	$g3 = 3,780$	$g4 = 4,500$	$g5 = 2,480$	=	$51,760 \text{ kN/m}$
TRECHO 3	$g1 = 29,750$	$g2 = 10,125$	$g3 = 3,780$	$g4 = 4,500$	$g5 = 2,480$	=	$50,635 \text{ kN/m}$
TRECHO 4	$G1 = 20,294$					=	$20,294 \text{ kN}$
TRECHO 5	$G2 = 2,025$	$G3 = 0,756$	$G4 = 0,900$	$G5 = 0,496$		=	$4,177 \text{ kN}$

4.3.6. Determinação dos carregamentos móveis

O trem-tipo considerado no carregamento é o Homogeneizado. No trem-tipo homogeneizado a região ocupada pelo veículo (18 m^2) deve ser carregada com cargas

de multidão. No entanto, deverá ser descontado das cargas concentradas (rodas) o valor de carregamento uniformemente distribuído incluso na área do veículo.



$$5,00 \cdot (3,00 \cdot 6,00) = 90 \text{ kN} \rightarrow P' = 75 - \frac{90}{6} = 60 \text{ kN}$$

Multidão =	5	kN/m ²
Carga característica por roda =	75	kN
Largura Trem tipo =	3	m
Comprimento TR =	6	m
Carregamento homogeneizado distribuído =	90	kN
Carga característica por roda homogeneizada =	60	kN

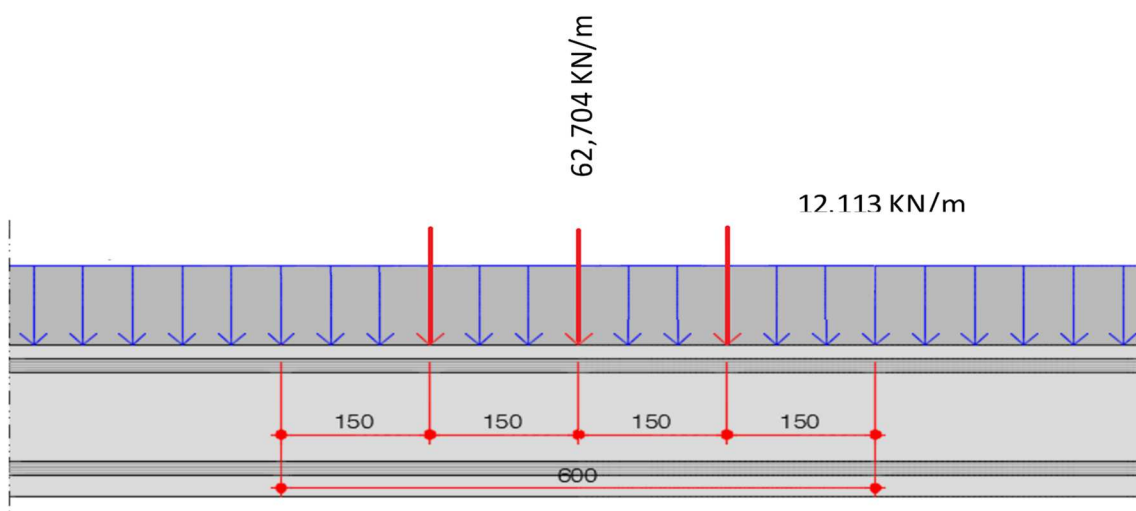
-----> para viga longarina L1 e L5

base NJ =	40,000	cm
longitude aporte positivo =	-7,791	m
largura do TR =	3,000	m
longitude carga multidão =	-7,391	m

posição final carga multidão =	-7,391	m	Linha de repartição transversal =	0,656
posição 1 roda =	-4,891	m	Linha de repartição transversal =	0,434
posição 2 roda =	-6,891	m	Linha de repartição transversal =	0,611

Tal que Ω =	2,423
Carga das rodas =	62,704 kN
Carga de multidão =	12,113 kN/m

posição final carga multidão =	-7,391	m	Linha de repartição transversal =	0,6556
Tal que Ω =	2,423			
Regiões só com a multidão =	12,113	KN/m		



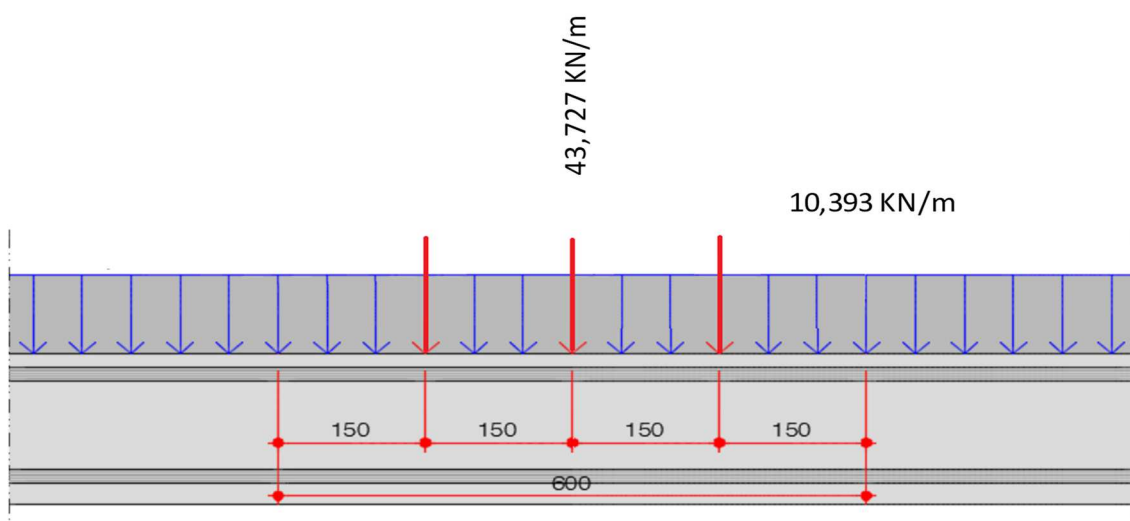
- para viga longarina L2 e L4

base NJ =	40,000	cm
longitude aporte positivo =	-10,031	m
largura do TR =	3,000	m
longitude carga multidão =	-9,631	m

posição final carga multidão =	-9,631	m	Linha de repartição transversal =	0,4316
posição 1 roda =	-7,131	m	Linha de repartição transversal =	0,3196
posição 2 roda =	-9,131	m	Linha de repartição transversal =	0,4092

Tal que Ω =	2,079
Carga das rodas =	43,727 kN
Carga de multidão =	10,393 kN/m

posição final carga multidão =	-9,631	m	Linha de repartição transversal =	0,4316
Tal que Ω =	2,079			
Regiões só com a multidão =	10,393	kN/m		



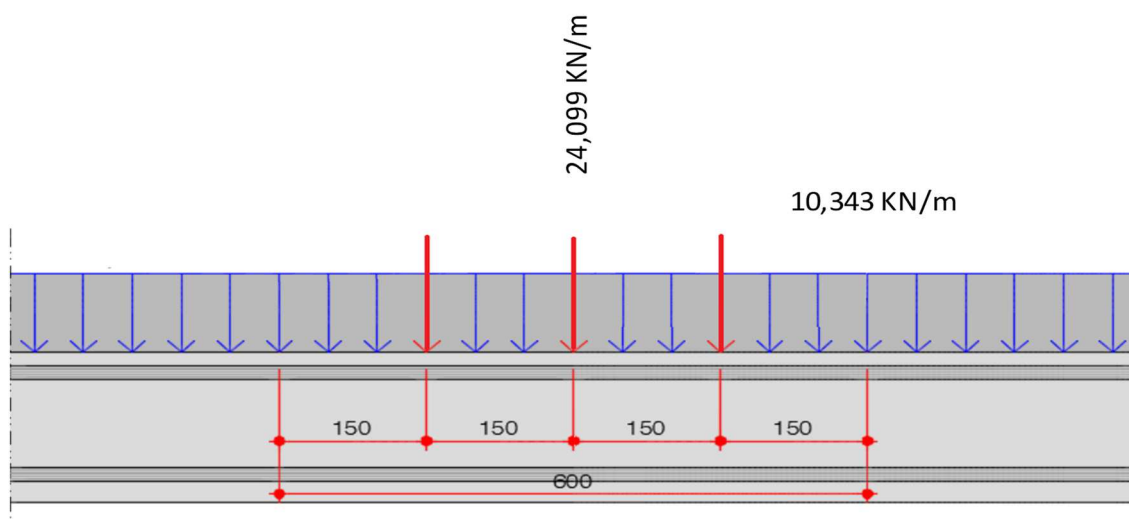
-----> para viga longarina L3

base NJ =	40,000	cm
longitude aporte positivo =	-5,550	m
largura do TR =	3,000	m
longitude carga multidão =	-5,150	m

posição final carga multidão =	-10,300	m	Linha de repartição transversal =	0,2008
posição 1 roda =	-7,800	m	Linha de repartição transversal =	0,2008
posição 2 roda =	-7,300	m	Linha de repartição transversal =	0,2008

Tal que Ω =	2,069
Carga das rodas =	24,099 kN
Carga de multidão =	10,343 kN/m

posição final carga multidão =	-10,300	m	Linha de repartição transversal =	0,2008
Tal que Ω =	2,069			
Regiões só com a multidão =	10,343	kN/m		



4.3.7. Determinação dos carregamentos de protensão

A premissa utilizada para o pré-dimensionamento da área de protensão considera que a protensão da longarina deve absorver todo o momento fletor permanente e cerca da metade do momento fletor causado pelas cargas móveis, conforme mostrado a seguir:

$$M_{sk} = M_{sk,g} + 0,5 M_{sk,q}$$

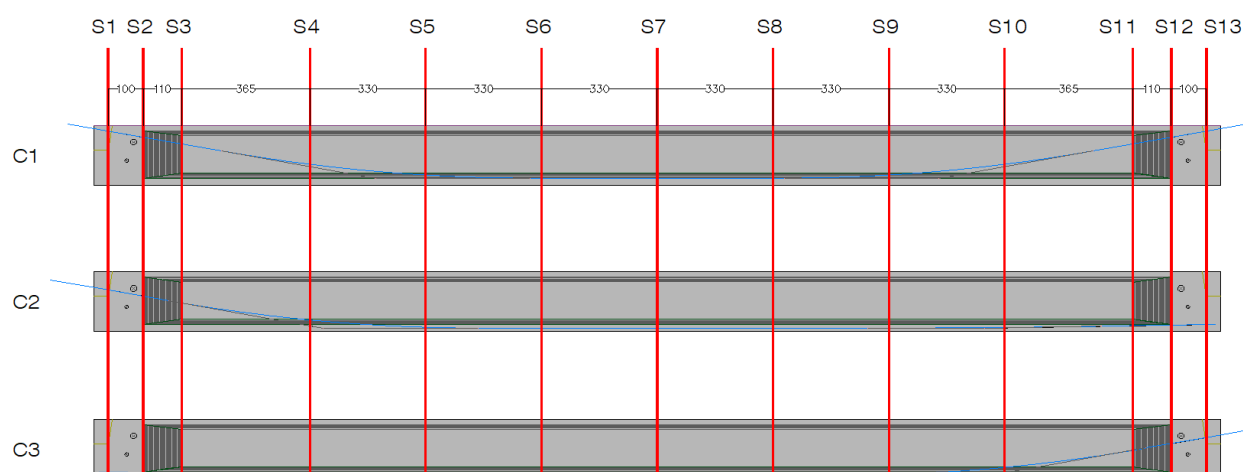
Tensão de Protensão limite		1.402.200	kN/m ²	
Momento fletor devido as cargas permanentes	M _{sk,g} =	4.540	kN.m	Ftool
Momento fletor devido as cargas móveis	M _{sk,q} =	3.654	kN.m	Ftool
Momento fletor considerado	M _{sk} =	6.366	kN.m	
Excentricidade de protensão aproximada	e=	0,75	m	
Força de protensão necessária	P=	8.488	kN	
Área do cabo necessário	A=	0,006054	m ²	
Área do cabo necessário	A=	6.054	mm ²	
Área de uma cordoalha 15,2mm	A=	143	mm ²	
Cordoalhas necessárias		42	Unid	
Cordoalhas consideradas		45	Unid	Catalogo
Força de protensão		2.942	kN	Catalogo

ADOTADO: 3 cabos x 15 cordoalhas RB de 15,2 mm

CARACTERÍSTICAS DOS CABOS DE PROTENSÃO ADERENTES, PARA AÇO CP190RB PÓS-TRACIONADO											
CORDOALHA Ø12,7 mm (ou Ø0,5")						CORDOALHA Ø15,2 mm (ou Ø0,6")					
Nº DE CORDO-ALHAS	DENOMI-NAÇÃO	PESO¹ (kgf/m)	FORÇA DE PROTEN-SÃO² (kN)	BAINHA (mm)		Nº DE CORDO-ALHAS	DENOMI-NAÇÃO	PESO¹ (kgf/m)	FORÇA DE PROTEN-SÃO² (kN)	BAINHA (mm)	
				CABOS FABRICADOS	CABOS PÓS ENFIADOS					CABOS FABRICADOS	CABOS PÓS ENFIADOS
1	5-1	0,792	138,3	22	28	1	6-1	1,126	196,1	28	33
2	5-2	1,584	276,5	33	37	2	6-2	2,252	392,3	37	45
2 (lajes)	L 5-2	1,584	276,5	19X35	-	2 (lajes)	L 6-2	2,252	392,3	24X40	-
3	5-3	2,376	414,8	40	45	3	6-3	3,378	588,4	45	50
3 (lajes)	L 5-3	2,376	414,8	22X69	-	3 (lajes)	L 6-3	3,378	588,4	27X57	-
4	5-4	3,168	553,0	45	50	4	6-4	4,504	784,6	50	55
4 (lajes)	L 5-4	3,168	553,0	22X69	-	4 (lajes)	L 6-4	4,504	784,6	30X70	-
5	5-5	3,960	691,3	45	50	5	6-5	5,63	980,7	50	55
6	5-6	4,752	829,5	50	55	6	6-6	6,756	1176,9	60	65
7	5-7	5,544	967,8	55	60	7	6-7	7,882	1373,0	60	65
8	5-8	6,336	1106,0	60	65	8	6-8	9,008	1569,2	65	70
9	5-9	7,128	1244,3	60	65	9	6-9	10,134	1765,3	70	75
10	5-10	7,920	1382,5	60	65	10	6-10	11,26	1961,4	75	80
11	5-11	8,712	1520,8	65	70	11	6-11	12,386	2157,6	75	80
12	5-12	9,504	1659,0	65	70	12	6-12	13,512	2353,7	80	85
13	5-13	10,296	1797,3	65	70	13	6-13	14,638	2549,9	85	90
14	5-14	11,088	1935,5	70	75	14	6-14	15,764	2746,0	85	90
15	5-15	11,880	2073,8	70	75	15	6-15	16,89	2942,2	85	90
16	5-16	12,672	2212,0	75	80	16	6-16	18,016	3138,3	90	95
17	5-17	13,464	2350,3	75	80	17	6-17	19,142	3334,4	90	95

Portanto temos três cabos de protensão chamados C1, C2 e C3. Cada cabo por sua vez é composto por 15 cordoalhas CP-190 RB 15,2.

O cabo C1 possui ancoragens ativas em ambas extremidades. Já os cabos C2 e C3 possuem uma ancoragem ativa e outra passiva, dispostos na peça de maneira espelhada, conforme ilustrado na figura seguinte:



O traçado dos cabos de protensão foram conformados por trechos concordantes “retilíneo-parabólico-retilíneo”. O traçado das curvas de concordância corresponde a uma parábola de segundo grau.

Os dados de posição dos cabos na viga, excentricidade de protensão e ângulo tangencial dos cabos são mostrados nas seguintes tabelas:

Cabo 1

Seção	x (m)	z (m)	e_p (cm)	α (rad)
S1	0,40	1,61	0,76	0,17
S2	1,40	1,37	0,52	0,17
S3	2,50	1,17	0,35	0,17
S4	6,15	0,59	-0,23	0,12
S5	9,45	0,29	-0,54	0,06
S6	12,75	0,20	-0,62	0,00
S7	16,05	0,20	-0,62	0,00
S8	19,35	0,20	-0,62	0,00
S9	22,65	0,29	-0,54	0,06
S10	25,95	0,59	-0,23	0,12
S11	29,60	1,17	0,35	0,17
S12	30,70	1,37	0,52	0,17
S13	31,70	1,61	0,76	0,17

Cabo 2

Seção	x (m)	z (m)	e_p (cm)	α (rad)
S1	0,40	1,25	0,40	0,17
S2	1,40	1,00	0,15	0,17
S3	2,50	0,81	-0,01	0,17
S4	6,15	0,33	-0,50	0,10
S5	9,45	0,12	-0,70	0,03
S6	12,75	0,10	-0,72	0,00
S7	16,05	0,10	-0,72	0,00
S8	19,35	0,10	-0,72	0,00
S9	22,65	0,10	-0,72	0,00
S10	25,95	0,12	-0,71	0,01
S11	29,60	0,16	-0,66	0,02
S12	30,70	0,18	-0,67	0,02
S13	31,70	0,20	-0,65	0,02

Cabo 3

Seção	x (m)	z (m)	e _p (cm)	α (rad)
S1	0,40	0,20	-0,65	0,02
S2	1,40	0,18	-0,67	0,02
S3	2,50	0,16	-0,66	0,02
S4	6,15	0,12	-0,71	0,01
S5	9,45	0,10	-0,72	0,00
S6	12,75	0,10	-0,72	0,00
S7	16,05	0,10	-0,72	0,00
S8	19,35	0,10	-0,72	0,00
S9	22,65	0,12	-0,70	0,03
S10	25,95	0,33	-0,50	0,10
S11	29,60	0,81	-0,01	0,17
S12	30,70	1,00	0,15	0,17
S13	31,70	1,25	0,40	0,17

4.3.8. Perdas imediatas devido ao atrito cabo e bainha

Corresponde ao valor da perda de protensão devido ao atrito na seção que dista (x) do ponto de aplicação da carga pelo macaco hidráulico.

$$\Delta P(X) = P_i \times (1 - e^{-g}) \quad g = (\mu \times \Sigma \Delta \alpha) + (k \times X) \quad P(X) = P_i - \Delta P(X)$$

$$k = 0,01 \times \mu$$

Para fios ou cordoalhas inseridas em bainhas metálicas $\mu = 0,20$.

$$P_i = 2940 \text{ kN}$$

Para cabo C1

Seção	x (m)	α (rad)	ΣΔα (rad)	ΔP (x) (kN)	P (x) (kN)	
S1	0,00	0,17	0,00	0,00	2.940,00	100%
S2	1,00	0,17	0,00	5,87	2.934,13	100%
S3	2,10	0,17	0,00	12,32	2.927,68	100%
S4	5,75	0,12	0,05	62,16	2.877,84	98%
S5	9,05	0,06	0,11	118,21	2.821,79	96%
S6	12,35	0,00	0,17	169,84	2.770,16	94%
S7	15,65	0,00	0,17	188,07	2.751,93	94%

Seção	x (m)	α (rad)	$\Sigma\Delta\alpha$ (rad)	ΔP (x) (kN)	P (x) (kN)	
S8	12,35	0,00	0,17	169,84	2.770,16	94%
S9	9,05	0,06	0,11	118,21	2.821,79	96%
S10	5,75	0,12	0,05	62,16	2.877,84	98%
S11	2,10	0,17	0,00	12,32	2.927,68	100%
S12	1,00	0,17	0,00	5,87	2.934,13	100%
S13	0,00	0,17	0,00	0,00	2.940,00	100%

Para cabo C2

Seção	x (m)	α (rad)	$\Sigma\Delta\alpha$ (rad)	ΔP (x) (kN)	P (x) (kN)	
S1	0,00	0,17	0,00	0,00	2.940,00	100%
S2	1,00	0,17	0,00	5,87	2.934,13	100%
S3	2,10	0,17	0,01	16,82	2.923,18	99%
S4	5,75	0,10	0,08	79,42	2.860,58	97%
S5	9,05	0,03	0,15	135,41	2.804,59	95%
S6	12,35	0,00	0,17	170,12	2.769,88	94%
S7	15,65	0,00	0,17	188,34	2.751,66	94%
S8	18,95	0,00	0,17	206,44	2.733,56	93%
S9	22,25	0,00	0,18	225,14	2.714,86	92%
S10	25,55	0,01	0,18	247,35	2.692,65	92%
S11	29,20	0,02	0,19	270,05	2.669,95	91%
S12	30,30	0,02	0,19	275,92	2.664,08	91%
S13	31,30	0,02	0,19	281,24	2.658,76	90%

Para cabo C3

Seção	x (m)	α (rad)	$\Sigma\Delta\alpha$ (rad)	ΔP (x) (kN)	P (x) (kN)	
S1	31,30	0,02	0,19	281,24	2.658,76	90%
S2	30,30	0,02	0,19	275,92	2.664,08	91%
S3	29,20	0,02	0,19	270,05	2.669,95	91%
S4	25,55	0,01	0,18	247,35	2.692,65	92%
S5	22,25	0,00	0,18	225,14	2.714,86	92%
S6	18,95	0,00	0,17	206,44	2.733,56	93%
S7	15,65	0,00	0,17	188,34	2.751,66	94%
S8	12,35	0,00	0,17	170,12	2.769,88	94%
S9	9,05	0,03	0,15	135,41	2.804,59	95%
S10	5,75	0,10	0,08	79,42	2.860,58	97%

Seção	x (m)	α (rad)	$\Sigma\Delta\alpha$ (rad)	ΔP (x) (kN)	P (x) (kN)	
S11	2,10	0,17	0,01	16,82	2.923,18	99%
S12	1,00	0,17	0,00	5,87	2.934,13	100%
S13	0,00	0,17	0,00	0,00	2.940,00	100%

4.3.9. Perdas imediatas devido ao encunhamento das ancoragens ativas

Trata-se da perda de força de protensão em função da acomodação das cunhas localizadas nas ancoragens ativas. Ocorre uma redução no alongamento do cabo que se traduz em perda de tensão. A perda é maior quanto mais próximo do ponto de aplicação da carga, ou seja, das ancoragens ativas.

Adotou-se

$$\delta = 0,006 \text{ m}$$

$$E_p = 200,00 \text{ GPa}$$

$$A_p = 0,0021 \text{ m}^2 \text{ (para C1)}$$

$$\delta = \frac{A_g}{E_p \times A_p}$$

A redução do comprimento do cabo é designada por δ , correspondendo a valores determinados pelos fabricantes. É comum adotar valores entre 4 e 10 mm. Para o cabo C1 valor adotado é $\delta = 6 \text{ mm}$, assim as perdas por encunhamento se estendem até a seção S7, e está a uma distância de 1,34 m da seção S6.

Seção	$\Delta P(x)$ (kN)	P (x) (kN)	
S1	354,50	2.585,50	87,94%
S2	342,75	2.591,37	88,14%
S3	329,86	2.597,82	88,36%
S4	230,18	2.647,66	90,06%
S5	118,08	2.703,71	91,96%
S6	14,81	2.755,34	93,72%
S7	0,00	2.751,93	93,60%
S8	14,81	2.755,34	93,72%
S9	118,08	2.703,71	91,96%
S10	230,18	2.647,66	90,06%

Seção	$\Delta P(x)$ (kN)	P (x) (kN)	
S11	329,86	2.597,82	88,36%
S12	342,75	2.591,37	88,14%
S13	354,50	2.585,50	87,94%

Para o cabo C2 o valor adotado também é $\delta = 6$ mm, assim as perdas por encunhamento se estendem até a seção S7 , está a uma distância de 3,09 m da seção S6.

Seção	$\Delta P(x)$ (kN)	P (x) (kN)	
S1	354,50	2.585,50	87,94%
S2	342,75	2.591,37	88,14%
S3	320,85	2.602,32	88,51%
S4	195,66	2.664,92	90,64%
S5	83,67	2.720,91	92,55%
S6	14,25	2.755,62	93,73%
S7	0,00	2.751,66	93,59%
S8	0,00	2.733,56	92,98%
S9	0,00	2.714,86	92,34%
S10	0,00	2.692,65	91,59%
S11	0,00	2.669,95	90,81%
S12	0,00	2.664,08	90,62%
S13	0,00	2.658,76	90,43%

Para o cabo C3 considera-se as perdas do Cabo C2 rebatida

Seção	$\Delta P(x)$ (kN)	P (x) (kN)	
S1	0,00	2.658,76	90,43%
S2	0,00	2.664,08	90,62%
S3	0,00	2.669,95	90,81%
S4	0,00	2.692,65	91,59%
S5	0,00	2.714,86	92,34%
S6	0,00	2.733,56	92,98%
S7	0,00	2.751,66	93,59%
S8	14,25	2.755,62	93,73%
S9	83,67	2.720,91	92,55%
S10	195,66	2.664,92	90,64%
S11	320,85	2.602,32	88,51%
S12	342,75	2.591,37	88,14%
S13	354,50	2.585,50	87,94%

4.3.10. Perdas imediatas devido ao encurtamento elástico do concreto

Esta perda decorre da diminuição do comprimento do elemento protendido de acordo com a lei de Hooke, este fenômeno ocorre ao mesmo tempo em que a força é aplicada. Caso exista um único cabo, o macaco hidráulico pode compensar este encurtamento, de modo que não exista perda.

Caso existam dois ou mais cabos, e todos fossem tensionados simultaneamente, não existirá perda de protensão por encurtamento elástico.

Caso exista diferentes etapas de protensão dos cabos para uma mesma viga, os cabos já encunhados anteriormente apresentarão perdas por encurtamento elástico. O último cabo protendido nunca apresentará perda de protensão por encurtamento.

$$\Delta\sigma_{p,el} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times (\sigma_{c,p} + \sigma_{c,g}) \times \frac{n-1}{2 \times n} \quad \Delta P_{el}(x) = \Delta\sigma_{p,el} \times A_p$$

Para C1 considera-se a força e protensão descontadas as perdas por atrito e encunhamento.

Como o encurtamento elástico das longarinas irá ocorrer durante a protensão dos cabos C2 e C3, não se deve considerar neste instante perdas devido ao encunhamento das armaduras ativas destes cabos. Portanto $P(x)$ para os cabos C2 e C3 é a força de protensão descontadas apenas as perdas por atrito.

Para o cálculo das tensões normais, deve-se considerar sempre a componente horizontal das forças de protensão.

Cabo C1

Seção	P (x) KN	α (rad)	Cos α	$P_x(x)$ kN
S1	2.585,50	0,17	0,98	2.546,45
S2	2.591,37	0,17	0,98	2.552,23
S3	2.597,82	0,17	0,98	2.558,58
S4	2.647,66	0,12	0,99	2.627,11
S5	2.703,71	0,06	1,00	2.698,95
S6	2.755,34	0,00	1,00	2.755,34
S7	2.751,93	0,00	1,00	2.751,93
S8	2.755,34	0,00	1,00	2.755,34

Seção	P (x) KN	α (rad)	Cos α	P _x (x) kN
S9	2.703,71	0,06	1,00	2.698,95
S10	2.647,66	0,12	0,99	2.627,11
S11	2.597,82	0,17	0,98	2.558,58
S12	2.591,37	0,17	0,98	2.552,23
S13	2.585,50	0,17	0,98	2.546,45

Cabo 2

Seção	P (x) KN	α (rad)	Cos α	P _x (x) kN
S1	2.940,00	0,17	0,98	2.895,33
S2	2.934,13	0,17	0,98	2.889,55
S3	2.923,18	0,17	0,99	2.882,59
S4	2.860,58	0,10	1,00	2.847,65
S5	2.804,59	0,03	1,00	2.803,39
S6	2.769,88	0,00	1,00	2.769,88
S7	2.751,66	0,00	1,00	2.751,66
S8	2.733,56	0,00	1,00	2.733,56
S9	2.714,86	0,00	1,00	2.714,86
S10	2.692,65	0,01	1,00	2.692,53
S11	2.669,95	0,02	1,00	2.669,64
S12	2.664,08	0,02	1,00	2.663,78
S13	2.658,76	0,02	1,00	2.658,45

Cabo 3

Seção	P (x) KN	α (rad)	Cos α	P _x (x) kN
S1	2.658,76	0,02	1,00	2.658,45
S2	2.664,08	0,02	1,00	2.663,78
S3	2.669,95	0,02	1,00	2.669,64
S4	2.692,65	0,01	1,00	2.692,53
S5	2.714,86	0,00	1,00	2.714,86
S6	2.733,56	0,00	1,00	2.733,56
S7	2.751,66	0,00	1,00	2.751,66
S8	2.769,88	0,00	1,00	2.769,88
S9	2.804,59	0,03	1,00	2.803,39
S10	2.860,58	0,10	1,00	2.847,65
S11	2.923,18	0,17	0,99	2.882,59
S12	2.934,13	0,17	0,98	2.889,55
S13	2.940,00	0,17	0,98	2.895,33

Determinação da altura do cabo médio se dá através da ponderação das forças de protensão:

Seção	Cabo 1		Cabo 2		Cabo 3		CABO MÉDIO	
	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)
S1	2.546,45	0,76	2.895,33	0,40	2.658,45	-0,65	8.100,23	0,17
S2	2.552,23	0,52	2.889,55	0,15	2.663,78	-0,67	8.105,56	0,00
S3	2.558,58	0,35	2.882,59	-0,01	2.669,64	-0,66	8.110,81	-0,11
S4	2.627,11	-0,23	2.847,65	-0,50	2.692,53	-0,71	8.167,29	-0,48
S5	2.698,95	-0,54	2.803,39	-0,70	2.714,86	-0,72	8.217,20	-0,66
S6	2.755,34	-0,62	2.769,88	-0,72	2.733,56	-0,72	8.258,78	-0,69
S7	2.751,93	-0,62	2.751,66	-0,72	2.751,66	-0,72	8.255,25	-0,69
S8	2.755,34	-0,62	2.733,56	-0,72	2.769,88	-0,72	8.258,78	-0,69
S9	2.698,95	-0,54	2.714,86	-0,72	2.803,39	-0,70	8.217,20	-0,66
S10	2.627,11	-0,23	2.692,53	-0,71	2.847,65	-0,50	8.167,29	-0,48
S11	2.558,58	0,35	2.669,64	-0,66	2.882,59	-0,01	8.110,81	-0,11
S12	2.552,23	0,52	2.663,78	-0,67	2.889,55	0,15	8.105,56	0,00
S13	2.546,45	0,76	2.658,45	-0,65	2.895,33	0,40	8.100,23	0,17

A tabela anterior fornece dados suficientes para o cálculo $\sigma_{c,p}$.

Para o cálculo de $\sigma_{c,p}$ deve-se considerar os momentos fletores devido ao carregamento do peso próprio da longarina.



$$\sigma_{c,p} = \frac{P(x)}{A} \pm \frac{M_p}{I_y} \times e_p \quad M_p = P(x) \times e_p \quad \sigma_{c,g} = \frac{M_g}{I_y} \times e_p$$

$$\Delta\sigma_{p,el} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times (\sigma_{c,p} + \sigma_{c,g}) \times \frac{n-1}{2 \times n} \quad \Delta P_{el}(x) = \Delta\sigma_{p,el} \times A_p$$

Considerando:

Área Seção I = 0,59 m²

Área Seção cheia = 1,19 m²
 Inercia I = 0,21 m⁴
 Inercia Cheia = 0,29 m⁴
 E_p = 200,00 GPa
 E_{ci} = 30.292,45 MPa

Seção	M _p (kN.m)	σ _{c,p} (kN/m ²)	M _g (kN.m)	σ _{c,g} (kN/m ²)	Δσ _{p,el} (kN/m ²)
S1	1.372,32	7.618,14	-2,40	-1,42	16.762,64
S2	-21,16	6.811,59	245,10	-2,23	14.985,81
S3	-911,41	14.228,64	482,90	-255,12	30.752,48
S4	-3.922,15	22.698,17	114,20	-257,84	49.385,99
S5	-5.382,51	30.503,40	1.515,70	-4.667,74	56.858,31
S6	-5.708,73	32.550,13	1.756,70	-5.708,92	59.071,30
S7	-5.706,51	32.537,67	1.837,00	-5.970,11	58.469,05
S8	-5.708,73	32.550,13	1.756,70	-5.708,92	59.071,30
S9	-5.382,51	30.503,40	1.515,70	-4.667,74	56.858,31
S10	-3.922,15	22.698,17	114,20	-257,84	49.385,99
S11	-911,41	14.228,64	482,90	-255,12	30.752,48
S12	-21,16	6.811,59	245,10	-2,23	14.985,81
S13	1.372,32	7.618,14	-2,40	-1,42	16.762,64

Como existem apenas duas etapas de protensão (C1 e depois C2 mais C3) toda a perda será computada para o cabo C1.

Seção	ΔP _{el} (x) (kN/m ²)	P (x) (kN)	
S1	105,60	2.479,90	84,35%
S2	94,41	2.496,96	84,93%
S3	193,74	2.404,08	81,77%
S4	311,13	2.336,53	79,47%
S5	358,21	2.345,50	79,78%
S6	372,15	2.383,19	81,06%
S7	368,36	2.383,58	81,07%
S8	372,15	2.383,19	81,06%
S9	358,21	2.345,50	79,78%
S10	311,13	2.336,53	79,47%
S11	193,74	2.404,08	81,77%
S12	94,41	2.496,96	84,93%
S13	105,60	2.479,90	84,35%

Os cálculos das perdas imediatas de forças de protensão nos cabos C1, C2 e C3 são mostrados a seguir:

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		CABO MÉDIO	
	P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)	
S1	2.479,90	84,4%	2.585,50	87,94%	2.658,76	90,43%	7.724,16	87,65%
S2	2.496,96	84,9%	2.591,37	88,14%	2.664,08	90,62%	7.752,42	87,96%
S3	2.404,08	81,8%	2.602,32	88,51%	2.669,95	90,81%	7.676,36	87,20%
S4	2.336,53	79,5%	2.664,92	90,64%	2.692,65	91,59%	7.694,10	87,58%
S5	2.345,50	79,8%	2.720,91	92,55%	2.714,86	92,34%	7.781,28	88,63%
S6	2.383,19	81,1%	2.755,62	93,73%	2.733,56	92,98%	7.872,37	89,63%
S7	2.383,58	81,1%	2.751,66	93,59%	2.751,66	93,59%	7.886,89	89,81%
S8	2.383,19	81,1%	2.733,56	92,98%	2.755,62	93,73%	7.872,37	89,63%
S9	2.345,50	79,8%	2.714,86	92,34%	2.720,91	92,55%	7.781,28	88,63%
S10	2.336,53	79,5%	2.692,65	91,59%	2.664,92	90,64%	7.694,10	87,58%
S11	2.404,08	81,8%	2.669,95	90,81%	2.602,32	88,51%	7.676,36	87,20%
S12	2.496,96	84,9%	2.664,08	90,62%	2.591,37	88,14%	7.752,42	87,96%
S13	2.479,90	84,4%	2.658,76	90,43%	2.585,50	87,94%	7.724,16	87,65%
Média	2.405,84	81,8%	2.677,40	91,1%	2.677,40	0,91	7.760,64	88,2%

4.3.11. Perdas progressivas de protensão

São decorrentes da interação entre retração do concreto, fluência do concreto e relaxação do aço de protensão. Todos estes fenômenos acontecem ao longo do tempo e existe a interferência de um sobre o outro. Portanto, os cálculos médios aproximados das perdas progressivas sobrepostas são dados pelas seguintes fórmulas:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{[\varepsilon_{cs}(t, t_0) \times E_p] - [\alpha_p \times \sigma_{c,pg} \times \varphi(t, t_0)] - [\sigma_p \times \chi(t, t_0)]}{\chi_p + (\chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p)}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad \chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad \chi_c = 1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2} \quad \eta = 1 + \frac{A_c}{I_y} \times e_p^2 \quad \rho_p = \frac{A_p}{A_c}$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - \psi(t, t_0)] \quad \Delta P(t, t_0) = \Delta\sigma_p(t, t_0) \times A_p$$

σ_p / f_{ptk}	Ψ_{1000}				
	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5	0	0	0	0	0
0,6	0,035	0,013	0,025	0,01	0,015
0,7	0,07	0,025	0,05	0,02	0,04
0,8	0,12	0,035	0,085	0,03	0,07

Para o cálculo das tensões faz-se necessário o cálculo das componentes horizontais das forças de protensão (considerando todas as perdas imediatas ocorridas).

Seção	CABO C1			
	P(x) (kN)	α (rad)	$\cos \alpha$	P _x (x) (kN)
S1	2.479,90	0,17	0,98	2.442,44
S2	2.496,96	0,17	0,98	2.459,25
S3	2.404,08	0,17	0,98	2.367,77
S4	2.336,53	0,12	0,99	2.318,39
S5	2.345,50	0,06	1,00	2.341,38
S6	2.383,19	0,00	1,00	2.383,19
S7	2.383,58	0,00	1,00	2.383,58
S8	2.383,19	0,00	1,00	2.383,19
S9	2.345,50	0,06	1,00	2.341,38
S10	2.336,53	0,12	0,99	2.318,39
S11	2.404,08	0,17	0,98	2.367,77
S12	2.496,96	0,17	0,98	2.459,25
S13	2.479,90	0,17	0,98	2.442,44

Seção	CABO C2			
	P(x) (kN)	α (rad)	$\cos \alpha$	P _x (x) (kN)
S1	2.585,50	0,17	0,98	2.546,22
S2	2.591,37	0,17	0,98	2.552,01
S3	2.602,32	0,17	0,99	2.566,19
S4	2.664,92	0,10	1,00	2.652,88
S5	2.720,91	0,03	1,00	2.719,75
S6	2.755,62	0,00	1,00	2.755,62
S7	2.751,66	0,00	1,00	2.751,66
S8	2.733,56	0,00	1,00	2.733,56
S9	2.714,86	0,00	1,00	2.714,86
S10	2.692,65	0,01	1,00	2.692,53
S11	2.669,95	0,02	1,00	2.669,64
S12	2.664,08	0,02	1,00	2.663,78

Seção	CABO C2			
	P(x) (kN)	α (rad)	$\cos \alpha$	P _x (x) (kN)
S13	2.658,76	0,02	1,00	2.658,45

Seção	CABO C3			
	P(x) (kN)	α (rad)	$\cos \alpha$	P _x (x) (kN)
S1	2.658,76	0,02	1,00	2.658,45
S2	2.664,08	0,02	1,00	2.663,78
S3	2.669,95	0,02	1,00	2.669,64
S4	2.692,65	0,01	1,00	2.692,53
S5	2.714,86	0,00	1,00	2.714,86
S6	2.733,56	0,00	1,00	2.733,56
S7	2.751,66	0,00	1,00	2.751,66
S8	2.755,62	0,00	1,00	2.755,62
S9	2.720,91	0,03	1,00	2.719,75
S10	2.664,92	0,10	1,00	2.652,88
S11	2.602,32	0,17	0,99	2.566,19
S12	2.591,37	0,17	0,98	2.552,01
S13	2.585,50	0,17	0,98	2.546,22

Determinação das propriedades médias do cabo

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		CABO MÉDIO	
	e _p (m)	P _x (x) (kN)	e _p (m)	P _x (x) (kN)	e _p (m)	P _x (x) (kN)	P(x) (kN)	e _p (m)
S1	0,76	2.442,44	0,40	2.546,22	-0,65	2.658,45	7.724,16	0,15
S2	0,52	2.459,25	0,15	2.552,01	-0,67	2.663,78	7.752,42	-0,02
S3	0,35	2.367,77	-0,01	2.566,19	-0,66	2.669,64	7.676,36	-0,13
S4	-0,23	2.318,39	-0,50	2.652,88	-0,71	2.692,53	7.694,10	-0,49
S5	-0,54	2.341,38	-0,70	2.719,75	-0,72	2.714,86	7.781,28	-0,66
S6	-0,62	2.383,19	-0,72	2.755,62	-0,72	2.733,56	7.872,37	-0,69
S7	-0,62	2.383,58	-0,72	2.751,66	-0,72	2.751,66	7.886,89	-0,69
S8	-0,62	2.383,19	-0,72	2.733,56	-0,72	2.755,62	7.872,37	-0,69
S9	-0,54	2.341,38	-0,72	2.714,86	-0,70	2.719,75	7.781,28	-0,66
S10	-0,23	2.318,39	-0,71	2.692,53	-0,50	2.652,88	7.694,10	-0,49
S11	0,35	2.367,77	-0,66	2.669,64	-0,01	2.566,19	7.676,36	-0,13
S12	0,52	2.459,25	-0,67	2.663,78	0,15	2.552,01	7.752,42	-0,02
S13	0,76	2.442,44	-0,65	2.658,45	0,40	2.546,22	7.724,16	0,15

Área I = 0,59 m²

Inercia I = 0,2127 m⁴

Área cheia = 1,19 m²

Inercia cheia

= 0,2866 m⁴

Seção	M _p (kN.m)	σ _{c,p} (kN/m ²)	M _g (kN.m)	σ _{c,g} (kN/m ²)	Δσ _{c,pg} (kN/m ²)
S1	1.153,12	7.091,54	-2,40	-1,25	7.090,29
S2	-121,11	6.521,24	245,10	-13,36	6.507,88
S3	-973,59	13.591,31	482,90	-287,95	13.303,36
S4	-3.754,34	21.653,58	114,20	-261,98	21.391,60
S5	-5.132,05	29.102,01	1.515,70	-4.699,87	24.402,15
S6	-5.465,96	31.185,69	1.756,70	-5.734,44	25.451,25
S7	-5.476,44	31.245,82	1.837,00	-5.997,01	25.248,82
S8	-5.465,96	31.185,69	1.756,70	-5.734,44	25.451,25
S9	-5.132,05	29.102,01	1.515,70	-4.699,87	24.402,15
S10	-3.754,34	21.653,58	114,20	-261,98	21.391,60
S11	-973,59	13.591,31	482,90	-287,95	13.303,36
S12	-121,11	6.521,24	245,10	-13,36	6.507,88
S13	1.153,12	7.091,54	-2,40	-1,25	7.090,29

Considerando:

Ψ 1000 = 0,0184 (Interpolação tabela)

Ψ (t-to) = 0,046

E_p = 200.000,00 Mpa

E_{ci} = 30.292,45 Mpa

φ(t,to) = 3,378

α_p = 6,602

χ(t,to) = 0,047

χ_p = 1,047

χ_c = 2,689

ε_{cs} (t-to) = -0,0003107

Seção	σ_p (kN/m ²)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_p(t,t_0)$ (kN/m ²)	$\Delta P(t,t_0)$ (kN)
S1	1.226.056,58	1,09	5,29E-03	187.665,39	1.182,29
S2	1.230.543,11	1,00	5,29E-03	177.881,70	1.120,65
S3	1.218.469,15	1,04	1,07E-02	284.304,16	1.791,12
S4	1.221.284,98	1,66	1,07E-02	392.494,11	2.472,71
S5	1.235.124,12	2,21	1,07E-02	411.026,74	2.589,47
S6	1.249.582,88	2,34	1,07E-02	420.354,19	2.648,23
S7	1.251.887,49	2,34	1,07E-02	417.386,63	2.629,54
S8	1.249.582,88	2,34	1,07E-02	420.354,19	2.648,23
S9	1.235.124,12	2,21	1,07E-02	411.026,74	2.589,47
S10	1.221.284,98	1,66	1,07E-02	392.494,11	2.472,71
S11	1.218.469,15	1,04	1,07E-02	284.304,16	1.791,12
S12	1.230.543,11	1,00	5,29E-03	177.881,70	1.120,65
S13	1.226.056,58	1,09	5,29E-03	187.665,39	1.182,29

Determinam-se a seguir os valores representativos das forças de protensão, ou seja, as forças de protensão resultantes após decorridas todas as perdas consideradas.

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		CABO MÉDIO	
	P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)	
S1	2.068,59	70,36%	2.156,49	73,35%	2.251,54	76,58%	6.541,86	74,17%
S2	2.103,75	71,56%	2.183,10	74,26%	2.278,71	77,51%	6.631,77	75,19%
S3	1.815,30	61,74%	1.967,42	66,92%	2.046,74	69,62%	5.885,24	66,73%
S4	1.573,31	53,51%	1.800,30	61,23%	1.827,21	62,15%	5.221,38	59,20%
S5	1.562,21	53,14%	1.814,67	61,72%	1.811,40	61,61%	5.191,81	58,86%
S6	1.581,50	53,79%	1.828,64	62,20%	1.814,00	61,70%	5.224,14	59,23%
S7	1.588,88	54,04%	1.834,24	62,39%	1.834,24	62,39%	5.257,36	59,61%
S8	1.581,50	53,79%	1.814,00	61,70%	1.828,64	62,20%	5.224,14	59,23%
S9	1.562,21	53,14%	1.811,40	61,61%	1.814,67	61,72%	5.191,81	58,86%
S10	1.573,31	53,51%	1.827,21	62,15%	1.800,30	61,23%	5.221,38	59,20%
S11	1.815,30	61,74%	2.046,74	69,62%	1.967,42	66,92%	5.885,24	66,73%
S12	2.103,75	71,56%	2.278,71	77,51%	2.183,10	74,26%	6.631,77	75,19%
S13	2.068,59	70,36%	2.251,54	76,58%	2.156,49	73,35%	6.541,86	74,17%

As perdas imediatas correspondem a 12,1 % e as perdas progressivas correspondem a 22,88%. Somadas a redução média foi de 34,99%.

4.3.12. Verificação da tensão normal de compressão máxima no concreto durante a protensão (fibras inferiores)

A tensão normal de compressão do concreto atinge seu valor máximo durante a realização dos serviços de protensão. Para as características dos cabos na viga longarina isto ocorre durante a protensão dos cabos C2 e C3, neste momento estes dois cabos apresentam apenas perdas por atrito. O cabo C1 apresenta perdas por atrito e encunhamento. Portanto, o momento fletor induzido, negativo, gera um pico de tensão de compressão nas fibras inferiores que não deve superar o valor de f_{cd} do concreto.

$$f_{cd} = \frac{50}{1,2} \rightarrow f_{cd} = 41,667 \text{ MPa}$$

Determinação dos carregamentos das componentes horizontais e das excentricidades de protensão do cabo médio.

Para o cabo C1 descontadas as perdas por atrito e encunhamento. Para os cabos C2 e C3 descontadas apenas perdas por atrito.

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		CABO MÉDIO	
	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)
S1	2.546,45	0,76	2.895,33	0,40	2.658,45	-0,65	8.100,23	0,17
S2	2.552,23	0,52	2.889,55	0,15	2.663,78	-0,67	8.105,56	0,00
S3	2.558,58	0,35	2.882,59	-0,01	2.669,64	-0,66	8.110,81	-0,11
S4	2.627,11	-0,23	2.847,65	-0,50	2.692,53	-0,71	8.167,29	-0,48
S5	2.698,95	-0,54	2.803,39	-0,70	2.714,86	-0,72	8.217,20	-0,66
S6	2.755,34	-0,62	2.769,88	-0,72	2.733,56	-0,72	8.258,78	-0,69
S7	2.751,93	-0,62	2.751,66	-0,72	2.751,66	-0,72	8.255,25	-0,69
S8	2.755,34	-0,62	2.733,56	-0,72	2.769,88	-0,72	8.258,78	-0,69
S9	2.698,95	-0,54	2.714,86	-0,72	2.803,39	-0,70	8.217,20	-0,66
S10	2.627,11	-0,23	2.692,53	-0,71	2.847,65	-0,50	8.167,29	-0,48

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		CABO MÉDIO	
	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)	P (x) kN	e _p (m)
S11	2.558,58	0,35	2.669,64	-0,66	2.882,59	-0,01	8.110,81	-0,11
S12	2.552,23	0,52	2.663,78	-0,67	2.889,55	0,15	8.105,56	0,00
S13	2.546,45	0,76	2.658,45	-0,65	2.895,33	0,40	8.100,23	0,17

Área I = 0,59 m²
 Área cheia = 1,19 m²
 Inercia I = 0,21 m⁴
 Inercia cheia = 0,29 m⁴
 Y_p = 1,20
 Y_g = 1,00
 Z_{CG} cheia = 0,85 m
 Z_{CG} I = 0,82 m

Seção	M _{pk} (kN.m)	σ _{c,p} (kN/m ²)	M _{gk} (kN.m)	σ _{c,g} (kN/m ²)	σ _{pg} (kN/m ²)
S1	1.372,32	3.284,25	-2,40	7,12	3.291,37
S2	-21,16	8.248,97	245,10	-726,92	7.522,05
S3	-911,41	20.736,61	482,90	-1.872,12	18.864,49
S4	-3.922,15	34.858,03	114,20	-442,73	34.415,29
S5	-5.382,51	41.753,39	1.515,70	-5.876,10	35.877,29
S6	-5.708,73	43.355,58	1.756,70	-6.810,41	36.545,17
S7	-5.706,51	43.338,09	1.837,00	-7.121,72	36.216,37
S8	-5.708,73	43.355,58	1.756,70	-6.810,41	36.545,17
S9	-5.382,51	41.753,39	1.515,70	-5.876,10	35.877,29
S10	-3.922,15	34.858,03	114,20	-442,73	34.415,29
S11	-911,41	20.736,61	482,90	-1.872,12	18.864,49
S12	-21,16	8.248,97	245,10	-726,92	7.522,05
S13	1.372,32	3.284,25	-2,40	7,12	3.291,37

A tensões máxima de compressão ocorrem nas seções S6 e S8 36,545 MPa. Este valor é inferior à tensão de compressão de cálculo de concreto C50 41.667 MPa.

4.3.13. Dimensionamento das armaduras passivas de flexão superiores

O máximo momento fletor que irá atuar sobre as longarinas é o induzido durante os serviços de protensão. Ao mesmo tempo que se tem a máxima tensão de compressão nas fibras inferiores das seções, tem-se a máxima tensão de tração nas superiores. Estas tensões de tração devem ser absorvidas por armaduras passivas.

Considerando:

$$Y_p = 1,20$$

$$Y_g = 1,00$$

Seção	M _{pk} (kN.m)	σ _{c,p} (kN/m ²)	M _{gk} (kN.m)	σ _{c,g} (kN/m ²)	σ _{pg} (kN/m ²)
S1	1.372,32	13.052,35	-2,40	-7,12	13.045,24
S2	-21,16	8.098,37	245,10	726,92	8.825,29
S3	-911,41	11.995,32	482,90	1.987,45	13.982,77
S4	-3.922,15	-2.759,25	114,20	470,01	-2.289,24
S5	-5.382,51	-9.870,12	1.515,70	6.238,10	-3.632,02
S6	-5.708,73	-11.396,68	1.756,70	7.229,97	-4.166,71
S7	-5.706,51	-11.392,92	1.837,00	7.560,46	-3.832,46
S8	-5.708,73	-11.396,68	1.756,70	7.229,97	-4.166,71
S9	-5.382,51	-9.870,12	1.515,70	6.238,10	-3.632,02
S10	-3.922,15	-2.759,25	114,20	470,01	-2.289,24
S11	-911,41	11.995,32	482,90	1.987,45	13.982,77
S12	-21,16	8.098,37	245,10	726,92	8.825,29
S13	1.372,32	13.052,35	-2,40	-7,12	13.045,24

$$A_{s,sup} = \frac{T}{f_{yd}} \quad f_{yd} = \frac{500}{1,15} \rightarrow f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Seção	h (m)	A _T (m ²)	T (kN)	A _{s,sup} (m ²)	A _{s,sup} ADOTADA (barras / cm ²)	
S1	-0,5737					
S2	-9,8121					
S3	6,5693					
S4	1,5940	0,0742	84,9	1,95	5 ϕ 12,5 mm	6,25
S5	1,5437	0,1093	198,5	4,57	5 ϕ 12,5 mm	6,25
S6	1,5260	0,1208	251,7	5,79	5 ϕ 12,5 mm	6,25
S7	1,5373	0,1136	217,7	5,01	5 ϕ 12,5 mm	6,25
S8	1,5260	0,1208	251,7	5,79	5 ϕ 12,5 mm	6,25
S9	1,5437	0,1093	198,5	4,57	5 ϕ 12,5 mm	6,25
S10	1,5940	0,0742	84,9	1,95	5 ϕ 12,5 mm	6,25
S11	6,5693					
S12	-9,8121					
S13	-0,5737					

4.3.14. Dimensionamento das armaduras passivas de flexão inferiores

Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos permanentes

Adotando-se;

$$Y_p = 1,35 \text{ Combinação normal}$$

Para as longarinas tem-se os seguintes momentos devido aos carregamentos permanentes;

Seção	L1 e L5 M _{gd} (kN.m)	L2, L3 e L4 M _{gd} (kN.m)
S1	-7,29	-7,70
S2	744,26	790,83
S3	1.481,76	1.572,75
S4	3.482,87	3.696,57
S5	4.755,92	5.047,65
S6	5.519,75	5.858,33
S7	5.774,36	6.128,46
S8	5.519,75	5.858,33
S9	4.755,92	5.047,65
S10	3.482,87	3.696,57
S11	1.481,76	1.572,75

Seção	L1 e L5 M _{gd} (kN.m)	L2, L3 e L4 M _{gd} (kN.m)
S12	744,26	790,83
S13	-7,29	-7,70

Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos moveis

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

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

Considerando-se;

Y_q = 1,50 combinação normal
 CIV= 1,2582 Todas as seções
 CNF= 1,00 Todas as seções
 CIA= 1,25 (Seções S1, S2, S3, S11, S12 e s13)
 L= 32,10 m
 n= 2,00

Para as longarinas tem-se os seguintes momentos devido aos carregamentos moveis;

Seção	L1 e L5		L2 e L4		L3	
	M _{qd} ⁺ (kN.m)	M _{qd} ⁻ (kN.m)	M _{qd} ⁺ (kN.m)	M _{qd} ⁻ (kN.m)	M _{qd} ⁺ (kN.m)	M _{qd} ⁻ (kN.m)
S1	0,00	61,57	0,00	43,17	0,00	24,77
S2	841,28	59,45	655,85	41,99	526,57	24,06
S3	1.700,96	57,56	1.326,32	40,34	1.065,16	23,12
S4	3.247,72	40,39	2.533,56	28,50	2.036,62	16,42
S5	4.431,65	35,48	3.458,73	25,10	2.784,00	14,53
S6	5.152,04	30,57	4.020,96	21,52	3.236,21	12,65
S7	5.400,04	25,48	4.213,85	18,12	3.389,84	10,57
S8	5.152,04	30,57	4.020,96	21,52	3.236,21	12,65
S9	4.431,65	35,48	3.458,73	25,10	2.784,00	14,53
S10	3.247,72	40,39	2.533,56	28,50	2.036,62	16,42
S11	1.700,96	57,56	1.326,32	40,34	1.065,16	23,12
S12	841,28	59,45	655,85	41,99	526,57	24,06
S13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos de protensão

Para o dimensionamento das armaduras passivas inferiores de flexão serão consideradas duas situações;

Situação A. solicitações de serviço máxima e perdas progressivas de protensão nulas.

Situação B. solicitações de serviço máxima e perdas progressivas de protensão também máximas.

Situação A) Considerando-se apenas as perdas imediatas de protensão

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		Cabo médio	
	P (x) (kN)	e _p (m)	P (x) (kN)	e _p (m)	P (x) (kN)	e _p (m)	P (x) (kN)	e _p (m)
S1	2.479,90	0,76	2.585,50	0,40	2.658,76	-0,65	7.724,16	0,15
S2	2.496,96	0,52	2.591,37	0,15	2.664,08	-0,67	7.752,42	-0,01
S3	2.404,08	0,35	2.602,32	-0,01	2.669,95	-0,66	7.676,36	-0,13
S4	2.336,53	-0,23	2.664,92	-0,50	2.692,65	-0,71	7.694,10	-0,49
S5	2.345,50	-0,54	2.720,91	-0,70	2.714,86	-0,72	7.781,28	-0,66
S6	2.383,19	-0,62	2.755,62	-0,72	2.733,56	-0,72	7.872,37	-0,69
S7	2.383,58	-0,62	2.751,66	-0,72	2.751,66	-0,72	7.886,89	-0,69
S8	2.383,19	-0,62	2.733,56	-0,72	2.755,62	-0,72	7.872,37	-0,69
S9	2.345,50	-0,54	2.714,86	-0,72	2.720,91	-0,70	7.781,28	-0,66
S10	2.336,53	-0,23	2.692,65	-0,71	2.664,92	-0,50	7.694,10	-0,49
S11	2.404,08	0,35	2.669,95	-0,66	2.602,32	-0,01	7.676,36	-0,13
S12	2.496,96	0,52	2.664,08	-0,67	2.591,37	0,15	7.752,42	-0,01
S13	2.479,90	0,76	2.658,76	-0,65	2.585,50	0,40	7.724,16	0,15

Considerando-se,

$$Y_p = 0,90 \text{ Combinação normal}$$

Seção	Todas as longarinas		
	P _d (x) (kN)	M _{qd} ⁺ (kN.m)	M _{qd} ⁻ (kN.m)
S1	6.951,74	1.077,48	0,00
S2	6.977,18	0,00	86,23
S3	6.908,72	0,00	865,48
S4	6.924,69	0,00	3.388,12

Seção	Todas as longarinas		
	P_d (x) (kN)	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)
S5	7.003,15	0,00	4.621,57
S6	7.085,13	0,00	4.919,37
S7	7.098,20	0,00	4.928,80
S8	7.085,13	0,00	4.919,37
S9	7.003,15	0,00	4.621,57
S10	6.924,69	0,00	3.388,12
S11	6.908,72	0,00	865,48
S12	6.977,18	0,00	86,23
S13	6.951,74	1.077,48	0,00

Situação B) Considerando-se todas as perdas de protensão

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		Cabo médio	
	P (x) (kN)	e_p (m)	P (x) (kN)	e_p (m)	P (x) (kN)	e_p (m)	P (x) (kN)	e_p (m)
S1	2.068,59	0,76	2.156,49	0,40	2.251,54	-0,65	6.476,61	0,15
S2	2.103,75	0,52	2.183,10	0,15	2.278,71	-0,67	6.565,56	-0,02
S3	1.815,30	0,35	1.967,42	-0,01	2.046,74	-0,66	5.829,46	-0,13
S4	1.573,31	-0,23	1.800,30	-0,50	1.827,21	-0,71	5.200,82	-0,49
S5	1.562,21	-0,54	1.814,67	-0,70	1.811,40	-0,72	5.188,28	-0,66
S6	1.581,50	-0,62	1.828,64	-0,72	1.814,00	-0,72	5.224,14	-0,69
S7	1.588,88	-0,62	1.834,24	-0,72	1.834,24	-0,72	5.257,36	-0,69
S8	1.581,50	-0,62	1.814,00	-0,72	1.828,64	-0,72	5.224,14	-0,69
S9	1.562,21	-0,54	1.811,40	-0,72	1.814,67	-0,70	5.188,28	-0,66
S10	1.573,31	-0,23	1.827,21	-0,71	1.800,30	-0,50	5.200,82	-0,49
S11	1.815,30	0,35	2.046,74	-0,66	1.967,42	-0,01	5.829,46	-0,13
S12	2.103,75	0,52	2.278,71	-0,67	2.183,10	0,15	6.565,56	-0,02
S13	2.068,59	0,76	2.251,54	-0,65	2.156,49	0,40	6.476,61	0,15

Considerando-se,

$$Y_p = 0,90 \text{ Combinação normal}$$

Seção	Todas as longarinas		
	P_d (x) (kN)	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)
S1	5.828,95	878,96	0,00
S2	5.909,01	0,00	93,24
S3	5.246,51	0,00	671,78
S4	4.680,74	0,00	2.293,00
S5	4.669,45	0,00	3.081,78
S6	4.701,73	0,00	3.264,51
S7	4.731,62	0,00	3.285,51
S8	4.701,73	0,00	3.264,51
S9	4.669,45	0,00	3.081,78
S10	4.680,74	0,00	2.293,00
S11	5.246,51	0,00	671,78
S12	5.909,01	0,00	93,24
S13	5.828,95	878,96	0,00

Momentos fletores de cálculo resultantes

Sobreposição de momentos fletores causados pelos carregamentos permanentes, carregamentos móveis e forças de protensão.

Situação A) Considerando-se apenas as perdas imediatas de protensão

Seção	L1 e L5		L2 e L4		L3	
	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)
S1	1.070,19	0	1.069,79	0	1.069,79	0
S2	1.499,31	0	1.360,45	0	1.231,17	0
S3	2.317,23	0	2.033,59	0	1.772,43	0
S4	3.342,47	0	2.842,01	0	2.345,07	0
S5	4.565,99	0	3.884,80	0	3.210,08	0
S6	5.752,42	0	4.959,92	0	4.175,17	0
S7	6.245,59	0	5.413,51	0	4.589,50	0
S8	5.752,42	0	4.959,92	0	4.175,17	0
S9	4.565,99	0	3.884,80	0	3.210,08	0
S10	3.342,47	0	2.842,01	0	2.345,07	0
S11	2.317,23	0	2.033,59	0	1.772,43	0
S12	1.499,31	0	1.360,45	0	1.231,17	0
S13	1.070,19	0	1.069,79	0	1.069,79	0

Situação B) Considerando-se todas as perdas de protensão

Seção	L1 e L5		L2 e L4		L3	
	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)	M_{qd}^+ (kN.m)	M_{qd}^- (kN.m)
S1	871,67	0	871,26	0	871,26	0
S2	1.492,29	0	1.353,44	0	1.224,15	0
S3	2.510,94	0	2.227,29	0	1.966,13	0
S4	4.437,59	0	3.937,13	0	3.440,19	0
S5	6.105,78	0	5.424,60	0	4.749,88	0
S6	7.407,27	0	6.614,77	0	5.830,02	0
S7	7.888,88	0	7.056,80	0	6.232,79	0
S8	7.407,27	0	6.614,77	0	5.830,02	0
S9	6.105,78	0	5.424,60	0	4.749,88	0
S10	4.437,59	0	3.937,13	0	3.440,19	0
S11	2.510,94	0	2.227,29	0	1.966,13	0
S12	1.492,29	0	1.353,44	0	1.224,15	0
S13	871,67	0	871,26	0	871,26	0

Tensões resultantes

Para análise das tensões resultantes, devem ser consideradas as contribuições das lajes do tabuleiro.

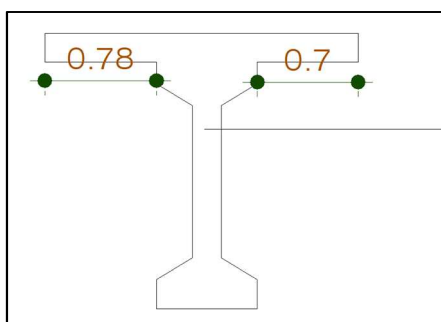
Para as seções S3 até S11

L1 e L5

A= 1,025 m²

I= 0,4524 m⁴

Zcg= 1,2385 m

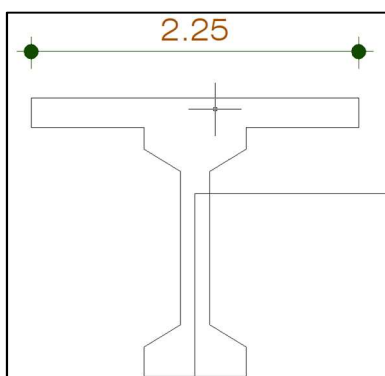


L2, L3 e L4

$$A = 1,04 \text{ m}^2$$

$$I = 0,4571 \text{ m}^4$$

$$Z_{cg} = 1,2466 \text{ m}$$



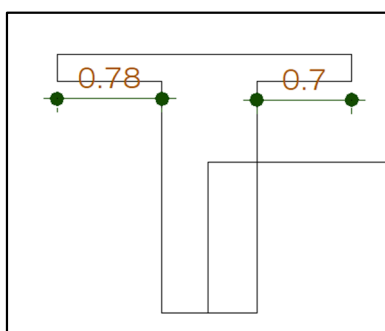
Para as seções S1, S2, S12 e S13

L1 e L5

$$A = 1,625 \text{ m}^2$$

$$I = 0,5755 \text{ m}^4$$

$$Z_{cg} = 1,1043 \text{ m}$$

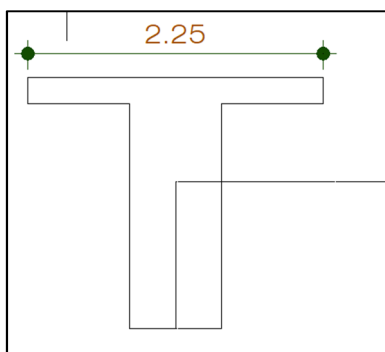


L2, L3 e L4

$$A = 1,64 \text{ m}^2$$

$$I = 0,5828 \text{ m}^4$$

$$Z_{cg} = 1,1107 \text{ m}$$



Situação A) Considerando-se apenas as perdas imediatas de protensão

Seção	L1 e L5		L2 e L4		L3	
	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)
S1	2.224,5	5.757,7	2.200,1	5.687,7	2.200,1	5.687,7
S2	1.416,7	6.366,6	1.661,6	6.096,9	1.908,0	5.921,8
S3	396,5	10.128,5	1.097,0	9.549,9	1.809,2	9.176,6
S4	-2.394,6	11.643,2	-1.092,3	10.720,8	262,9	10.010,5
S5	-5.667,6	13.508,7	-3.860,8	12.286,9	-2.020,7	11.322,4
S6	-8.835,6	15.323,5	-6.714,0	13.902,6	-4.573,9	12.780,8
S7	-10.173,0	16.057,4	-7.938,5	14.563,5	-5.691,3	13.385,6
S8	-8.835,6	15.323,5	-6.714,0	13.902,6	-4.573,9	12.780,8
S9	-5.667,6	13.508,7	-3.860,8	12.286,9	-2.020,7	11.322,4
S10	-2.394,6	11.643,2	-1.092,3	10.720,8	262,9	10.010,5
S11	396,5	10.128,5	1.097,0	9.549,9	1.809,2	9.176,6
S12	1.416,7	6.366,6	1.661,6	6.096,9	1.908,0	5.921,8
S13	2.224,5	5.757,7	2.200,1	5.687,7	2.200,1	5.687,7

Situação B) Considerando-se todas as perdas de protensão

Seção	L1 e L5		L2 e L4		L3	
	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)
S1	1.914,4	4.792,2	1.893,8	4.734,2	1.893,8	4.734,2
S2	772,8	5.699,6	1.023,7	5.436,0	1.270,1	5.261,0
S3	-1.755,4	8.790,0	-1.029,5	8.228,5	-317,3	7.855,2
S4	-7.581,9	11.055,2	-6.236,6	10.128,6	-4.881,4	9.418,3
S5	-12.159,8	13.483,4	-10.304,1	12.244,0	-8.464,0	11.279,6
S6	-15.691,3	15.418,0	-13.518,9	13.976,4	-11.378,7	12.854,6
S7	-16.980,6	16.151,3	-14.695,6	14.636,9	-12.448,4	13.459,1
S8	-15.691,3	15.418,0	-13.518,9	13.976,4	-11.378,7	12.854,6
S9	-12.159,8	13.483,4	-10.304,1	12.244,0	-8.464,0	11.279,6
S10	-7.581,9	11.055,2	-6.236,6	10.128,6	-4.881,4	9.418,3
S11	-1.755,4	8.790,0	-1.029,5	8.228,5	-317,3	7.855,2
S12	772,8	5.699,6	1.023,7	5.436,0	1.270,1	5.261,0
S13	1.914,4	4.792,2	1.893,8	4.734,2	1.893,8	4.734,2

Armadura inferior passiva

Situação A) Considerando-se apenas as perdas imediatas de protensão

L1 e L5								
h	A _T (m ²)	T (kN)	T _a (kN)	T _p (kN)	A _{s,sup} (m ²)	A _{s,sup} (m ²)	A _{s,sup} ADOTADA (barras / cm ²)	
-1,20			1.643,69		0,00	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
-0,54			1.615,43		0,00	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
-0,08		0,00	1.691,49	-1.691,49	-38,90	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
0,32	0,20	239,46	1.673,75	-1.434,29	-32,99	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
0,56	0,25	707,03	1.586,57	-879,53	-20,23	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
0,69	0,27	1.207,39	1.495,48	-288,09	-6,63	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
0,74	0,29	1.452,19	1.480,96	-28,76	-0,66	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
0,69	0,27	1.207,39	1.495,48	-288,09	-6,63	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
0,56	0,25	707,03	1.586,57	-879,53	-20,23	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
0,32	0,20	239,46	1.673,75	-1.434,29	-32,99	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
-0,08		0,00	1.691,49	-1.691,49	-38,90	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
-0,54			1.615,43		0,00	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75
-1,20			1.643,69		0,00	As,min	5 ϕ 20 mm	15,75

L2 e L4								
h	A _T (m ²)	T (kN)	T _a (kN)	T _p (kN)	A _{s,sup} (m ²)	A _{s,sup} (m ²)	A _{s,sup} ADOTADA (barras / cm ²)	
-1,20			1.643,69		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,71			1.615,43		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,25		0,00	1.691,49	-1.691,49	-38,90	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,18	0,13	68,82	1.673,75	-1.604,93	-36,91	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,45	0,23	439,17	1.586,57	-1.147,40	-26,39	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,62	0,26	877,86	1.495,48	-617,62	-14,21	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,67	0,27	1.077,65	1.480,96	-403,31	-9,28	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,62	0,26	877,86	1.495,48	-617,62	-14,21	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,45	0,23	439,17	1.586,57	-1.147,40	-26,39	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,18	0,13	68,82	1.673,75	-1.604,93	-36,91	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,25		0,00	1.691,49	-1.691,49	-38,90	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,71			1.615,43		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-1,20			1.643,69		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75

L3								
h	A _T (m ²)	T (kN)	T _a (kN)	T _p (kN)	A _{s,sup} (m ²)	A _{s,sup} (m ²)	A _{s,sup} ADOTADA (barras / cm ²)	
-1,20			1.643,69		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,90			1.615,43		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,47		0,00	1.691,49	-1.691,49	-38,90	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,05		0,00	1.673,75	-1.673,75	-38,50	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,29	0,19	191,46	1.586,57	-1.395,10	-32,09	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,50	0,24	543,15	1.495,48	-952,33	-21,90	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,57	0,25	715,68	1.480,96	-765,28	-17,60	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,50	0,24	543,15	1.495,48	-952,33	-21,90	As,min	5 φ 20 mm	15,75
0,29	0,19	191,46	1.586,57	-1.395,10	-32,09	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,05		0,00	1.673,75	-1.673,75	-38,50	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,47		0,00	1.691,49	-1.691,49	-38,90	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-0,90			1.615,43		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75
-1,20			1.643,69		0,00	As,min	5 φ 20 mm	15,75

Situação B) Considerando-se todas as perdas de protensão

L1 e L5								
h	A _T (m ²)	T (kN)	T _a (kN)	T _p (kN)	A _{s,inf} (m ²)	A _{s,inf} (m ²)	A _{s,inf} ADOTADA (barras / cm ²)	
-1,26			2.891,24		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-0,30			2.802,29		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,32	0,20	175,54	3.538,39	-3.362,84	-77,35	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,77	0,29	1.105,06	4.167,03	-3.061,97	-70,43	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,90	0,32	1.930,36	4.179,57	-2.249,21	-51,73	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,96	0,33	2.585,13	4.143,71	-1.558,57	-35,85	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,97	0,33	2.814,53	4.110,49	-1.295,97	-29,81	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,96	0,33	2.585,13	4.143,71	-1.558,57	-35,85	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,90	0,32	1.930,36	4.179,57	-2.249,21	-51,73	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,77	0,29	1.105,06	4.167,03	-3.061,97	-70,43	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,32	0,20	175,54	3.538,39	-3.362,84	-77,35	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-0,30			2.802,29		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-1,26			2.891,24		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75

L2 e L4								
h	A _T (m ²)	T (kN)	T _a (kN)	T _p (kN)	A _{s,inf} (m ²)	A _{s,inf} (m ²)	A _{s,inf} ADOTADA (barras / cm ²)	
-1,27			2.891,24		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-0,44			2.802,29		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,21	0,15	75,57	3.538,39	-3.462,82	-79,64	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,72	0,28	877,80	4.167,03	-3.289,23	-75,65	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,87	0,31	1.604,86	4.179,57	-2.574,71	-59,22	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,93	0,32	2.186,68	4.143,71	-1.957,03	-45,01	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,95	0,33	2.406,41	4.110,49	-1.704,09	-39,19	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,93	0,32	2.186,68	4.143,71	-1.957,03	-45,01	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,87	0,31	1.604,86	4.179,57	-2.574,71	-59,22	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,72	0,28	877,80	4.167,03	-3.289,23	-75,65	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,21	0,15	75,57	3.538,39	-3.462,82	-79,64	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-0,44			2.802,29		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-1,27			2.891,24		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75

L3								
h	A _T (m ²)	T (kN)	T _a (kN)	T _p (kN)	A _{s,inf} (m ²)	A _{s,inf} (m ²)	A _{s,inf} ADOTADA (barras / cm ²)	
-1,27			2.891,24		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-0,60			2.802,29		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,07	0,05	7,77	3.538,39	-3.530,62	-81,20	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,65	0,27	652,88	4.167,03	-3.514,15	-80,83	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,81	0,30	1.267,48	4.179,57	-2.912,09	-66,98	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,89	0,32	1.794,99	4.143,71	-2.348,72	-54,02	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,91	0,32	1.988,63	4.110,49	-2.121,86	-48,80	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,89	0,32	1.794,99	4.143,71	-2.348,72	-54,02	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,81	0,30	1.267,48	4.179,57	-2.912,09	-66,98	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,65	0,27	652,88	4.167,03	-3.514,15	-80,83	As,min	5 ø 20 mm	15,75
0,07	0,05	7,77	3.538,39	-3.530,62	-81,20	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-0,60			2.802,29		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75
-1,27			2.891,24		0,00	As,min	5 ø 20 mm	15,75

4.3.15. Verificação da tensão normal de compressão máxima no concreto em serviço (fibras inferiores)

Para a situação de serviço:

$$f_{cd} = 50/1,4 \rightarrow f_{cd} = 35 \text{ MPa}$$

Onde 1,4 é o valor do coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto γ_c ($\gamma_c = 1,4$) para a combinação normal. Observa-se que a tensão máxima de compressão superior durante a vida útil das vigas ocorre na seção S7 das longarinas L1 e L5, e valem 16,151 MPa. No entanto, este valor é inferior à tensão de compressão de cálculo do concreto C50, a qual vale 35 MPa. Portanto, verifica-se (em todas as longarinas).

4.3.16. Verificação das armaduras passivas de flexão à fadiga

A verificação das armaduras passivas à fadiga consiste simplesmente em limitar a variação da tensão normal atuante sobre as barras levando-se em conta o momento máximo em serviço M1 e o momento mínimo em serviço M2 dados por:

$$M_1 = M_{gk} + (\psi_1 \times M_{qk,m\acute{a}x}) \quad M_2 = M_{gk} - (\psi_1 \times M_{qk,m\acute{i}n})$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{M_1 - M_2}{z \times A_s} \quad \alpha_{fad} = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd,fad}} \geq 1 \quad A_{s,fad} = \alpha_{fad} \times A_s$$

Momento característico permanente

Seção	L1 e L5	L2 e L4	L3
	M _{gk} (kN.m)	M _{gk} (kN.m)	M _{gk} (kN.m)
S1	-5,40	-5,70	-5,70
S2	551,30	585,80	585,80
S3	1.097,60	1.165,00	1.165,00
S4	2.579,90	2.738,20	2.738,20
S5	3.522,90	3.739,00	3.739,00
S6	4.088,70	4.339,50	4.339,50
S7	4.277,30	4.539,60	4.539,60
S8	4.088,70	4.339,50	4.339,50
S9	3.522,90	3.739,00	3.739,00
S10	2.579,90	2.738,20	2.738,20
S11	1.097,60	1.165,00	1.165,00
S12	551,30	585,80	585,80
S13	-5,40	-5,70	-5,70

Momento característico móvel

Seção	L1 e L5		L2 e L4		L3	
	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)
S1	0,00	26,10	0,00	18,30	0,00	10,50
S2	356,60	25,20	278,00	17,80	223,20	10,20
S3	721,00	24,40	562,20	17,10	451,50	9,80
S4	1720,80	21,40	1342,40	15,10	1079,10	8,70
S5	2348,10	18,80	1832,60	13,30	1475,10	7,70
S6	2729,80	16,20	2130,50	11,40	1714,70	6,70
S7	2861,20	13,50	2232,70	9,60	1796,10	5,60
S8	2729,80	16,20	2130,50	11,40	1714,70	6,70

Seção	L1 e L5		L2 e L4		L3	
	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)
S9	2348,10	18,80	1832,60	13,30	1475,10	7,70
S10	1720,80	21,40	1342,40	15,10	1079,10	8,70
S11	721,00	24,40	562,20	17,10	451,50	9,80
S12	356,60	25,20	278,00	17,80	223,20	10,20
S13	0,00	26,10	0,00	18,30	0,00	10,50

SITUAÇÃO A - Perdas imediatas de protensão

Seção	Todas as longarinas		
	P _d (x) (kN)	M _{qd+} (kN.m)	M _{qd-} (kN.m)
S1	7724,16	1197,20	0,00
S2	7752,42	0,00	95,81
S3	7676,36	0,00	961,65
S4	7694,10	0,00	3764,58
S5	7781,28	0,00	5135,08
S6	7872,37	0,00	5465,96
S7	7886,89	0,00	5476,44
S8	7872,37	0,00	5465,96
S9	7781,28	0,00	5135,08
S10	7694,10	0,00	3764,58
S11	7676,36	0,00	961,65
S12	7752,42	0,00	95,81
S13	7724,16	1197,20	0,00

SITUAÇÃO B - Perdas totais de protensão

Seção	Todas as longarinas		
	P _d (x) (kN)	M _{qd+} (kN.m)	M _{qd-} (kN.m)
S1	6476,61	976,62	0,00
S2	6565,56	0,00	103,60
S3	5829,46	0,00	746,42
S4	5200,82	0,00	2547,78
S5	5188,28	0,00	3424,20
S6	5224,14	0,00	3627,24

Seção	Todas as longarinas		
	$P_d (x)$ (kN)	M_{qd+} (kN.m)	M_{qd-} (kN.m)
S7	5257,36	0,00	3650,57
S8	5224,14	0,00	3627,24
S9	5188,28	0,00	3424,20
S10	5200,82	0,00	2547,78
S11	5829,46	0,00	746,42
S12	6565,56	0,00	103,60
S13	6476,61	976,62	0,00

Momentos em serviço – Situação A - Perdas imediatas de protensão

Seção	L1 e L5				
	M_{gk} (kN.m)	M_{qk+} (kN.m)	M_{qk-} (kN.m)	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)
S1	1191,80	0,00	-26,10	1191,80	1178,75
S2	455,49	356,60	-25,20	633,79	442,89
S3	135,95	721,00	-24,40	496,45	123,75
S4	-1184,68	1720,80	-21,40	-324,28	-1195,38
S5	-1612,18	2348,10	-18,80	-438,13	-1621,58
S6	-1377,26	2729,80	-16,20	-12,36	-1385,36
S7	-1199,14	2861,20	-13,50	231,46	-1205,89
S8	-1377,26	2729,80	-16,20	-12,36	-1385,36
S9	-1612,18	2348,10	-18,80	-438,13	-1621,58
S10	-1184,68	1720,80	-21,40	-324,28	-1195,38
S11	135,95	721,00	-24,40	496,45	123,75
S12	455,49	356,60	-25,20	633,79	442,89
S13	1191,80	0,00	-26,10	1191,80	1178,75

Seção	L2 e L4				
	M _{gk} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)
S1	1191,50	0,00	-18,30	1191,50	1182,35
S2	489,99	278,00	-17,80	628,99	481,09
S3	203,35	562,20	-17,10	484,45	194,80
S4	-1026,38	1342,40	-15,10	-355,18	-1033,93
S5	-1396,08	1832,60	-13,30	-479,78	-1402,73
S6	-1126,46	2130,50	-11,40	-61,21	-1132,16
S7	-936,84	2232,70	-9,60	179,51	-941,64
S8	-1126,46	2130,50	-11,40	-61,21	-1132,16
S9	-1396,08	1832,60	-13,30	-479,78	-1402,73
S10	-1026,38	1342,40	-15,10	-355,18	-1033,93
S11	203,35	562,20	-17,10	484,45	194,80
S12	489,99	278,00	-17,80	628,99	481,09
S13	1191,50	0,00	-18,30	1191,50	1182,35

Seção	L3				
	M _{gk} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)
S1	1191,50	0,00	-10,50	1191,50	1186,25
S2	489,99	223,20	-10,20	601,59	484,89
S3	203,35	451,50	-9,80	429,10	198,45
S4	-1026,38	1079,10	-8,70	-486,83	-1030,73
S5	-1396,08	1475,10	-7,70	-658,53	-1399,93
S6	-1126,46	1714,70	-6,70	-269,11	-1129,81
S7	-936,84	1796,10	-5,60	-38,79	-939,64
S8	-1126,46	1714,70	-6,70	-269,11	-1129,81
S9	-1396,08	1475,10	-7,70	-658,53	-1399,93
S10	-1026,38	1079,10	-8,70	-486,83	-1030,73
S11	203,35	451,50	-9,80	429,10	198,45
S12	489,99	223,20	-10,20	601,59	484,89
S13	1191,50	0,00	-10,50	1191,50	1186,25

Momentos em serviço – Situação B - Perdas totais de protensão

Seção	L1 e L5				
	M _{gk} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)
S1	971,22	0,00	-26,10	971,22	958,17
S2	447,70	356,60	-25,20	626,00	435,10
S3	351,18	721,00	-24,40	711,68	338,98
S4	32,12	1720,80	-21,40	892,52	21,42
S5	98,70	2348,10	-18,80	1272,75	89,30
S6	461,46	2729,80	-16,20	1826,36	453,36
S7	626,73	2861,20	-13,50	2057,33	619,98
S8	461,46	2729,80	-16,20	1826,36	453,36
S9	98,70	2348,10	-18,80	1272,75	89,30
S10	32,12	1720,80	-21,40	892,52	21,42
S11	351,18	721,00	-24,40	711,68	338,98
S12	447,70	356,60	-25,20	626,00	435,10
S13	971,22	0,00	-26,10	971,22	958,17

Seção	L2 e L4				
	M _{gk} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)
S1	970,92	0,00	-18,30	970,92	961,77
S2	482,20	278,00	-17,80	621,20	473,30
S3	418,58	562,20	-17,10	699,68	410,03
S4	190,42	1342,40	-15,10	861,62	182,87
S5	314,80	1832,60	-13,30	1231,10	308,15
S6	712,26	2130,50	-11,40	1777,51	706,56
S7	889,03	2232,70	-9,60	2005,38	884,23
S8	712,26	2130,50	-11,40	1777,51	706,56
S9	314,80	1832,60	-13,30	1231,10	308,15
S10	190,42	1342,40	-15,10	861,62	182,87
S11	418,58	562,20	-17,10	699,68	410,03
S12	482,20	278,00	-17,80	621,20	473,30
S13	970,92	0,00	-18,30	970,92	961,77

Seção	L3				
	M _{gk} (kN.m)	M _{qk+} (kN.m)	M _{qk-} (kN.m)	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)
S1	970,92	0,00	-10,50	970,92	965,67
S2	482,20	223,20	-10,20	593,80	477,10
S3	418,58	451,50	-9,80	644,33	413,68
S4	190,42	1079,10	-8,70	729,97	186,07
S5	314,80	1475,10	-7,70	1052,35	310,95
S6	712,26	1714,70	-6,70	1569,61	708,91
S7	889,03	1796,10	-5,60	1787,08	886,23
S8	712,26	1714,70	-6,70	1569,61	708,91
S9	314,80	1475,10	-7,70	1052,35	310,95
S10	190,42	1079,10	-8,70	729,97	186,07
S11	418,58	451,50	-9,80	644,33	413,68
S12	482,20	223,20	-10,20	593,80	477,10
S13	970,92	0,00	-10,50	970,92	965,67

Verificação à fadiga – Situação A - Perdas imediatas de protensão

Seção	L1 e L5						
	A _s adotada (cm ²)	A _p (cm ²)	A _s (cm ²)	α _{fad}	A _{s,fad} (cm ²)	A _{s,inf} ADOTADA (barras / cm ²)	
S1	15,75		15,75	0,06	15,75	5 φ 20 mm	15,75
S2	15,75		15,75	0,86	15,75	5 φ 20 mm	15,75
S3	15,75	214,2	229,95	0,12	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S4	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S5	15,75	214,2	229,95	0,37	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S6	15,75	214,2	229,95	0,43	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S7	15,75	214,2	229,95	0,45	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S8	15,75	214,2	229,95	0,43	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S9	15,75	214,2	229,95	0,37	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S10	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S11	15,75	214,2	229,95	0,12	229,95	5 φ 20 mm	15,75
S12	15,75		15,75	0,86	15,75	5 φ 20 mm	15,75
S13	15,75		15,75	0,06	15,75	5 φ 20 mm	15,75

Seção	L2 e L4						
	A_s adotada (cm ²)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	α_{fad}	$A_{s,fad}$ (cm ²)	$A_{s,inf}$ ADOTADA (barras / cm ²)	
S1	15,75		15,75	0,04	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S2	15,75		15,75	0,67	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S3	15,75	214,2	229,95	0,09	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S4	15,75	214,2	229,95	0,21	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S5	15,75	214,2	229,95	0,29	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S6	15,75	214,2	229,95	0,33	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S7	15,75	214,2	229,95	0,35	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S8	15,75	214,2	229,95	0,33	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S9	15,75	214,2	229,95	0,29	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S10	15,75	214,2	229,95	0,21	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S11	15,75	214,2	229,95	0,09	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S12	15,75		15,75	0,67	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S13	15,75		15,75	0,04	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75

Seção	L3						
	A_s adotada (cm ²)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	α_{fad}	$A_{s,fad}$ (cm ²)	$A_{s,inf}$ ADOTADA (barras / cm ²)	
S1	15,75		15,75	0,02	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S2	15,75		15,75	0,53	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S3	15,75	214,2	229,95	0,07	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S4	15,75	214,2	229,95	0,17	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S5	15,75	214,2	229,95	0,23	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S6	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S7	15,75	214,2	229,95	0,28	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S8	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S9	15,75	214,2	229,95	0,23	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S10	15,75	214,2	229,95	0,17	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S11	15,75	214,2	229,95	0,07	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S12	15,75		15,75	0,53	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S13	15,75		15,75	0,02	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75

Verificação à fadiga- Situação B - Perdas totais de protensão

Seção	L1 e L5						
	A_s adotada (cm ²)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	α_{fad}	$A_{s,fad}$ (cm ²)	$A_{s,inf}$ ADOTADA (barras / cm ²)	
S1	15,75		15,75	0,06	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S2	15,75		15,75	0,86	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S3	15,75	214,2	229,95	0,12	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S4	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S5	15,75	214,2	229,95	0,37	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S6	15,75	214,2	229,95	0,43	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S7	15,75	214,2	229,95	0,45	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S8	15,75	214,2	229,95	0,43	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S9	15,75	214,2	229,95	0,37	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S10	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S11	15,75	214,2	229,95	0,12	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S12	15,75		15,75	0,86	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S13	15,75		15,75	0,06	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75

Seção	L2 e L4						
	A_s adotada (cm ²)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	α_{fad}	$A_{s,fad}$ (cm ²)	$A_{s,inf}$ ADOTADA (barras / cm ²)	
S1	15,75		15,75	0,04	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S2	15,75		15,75	0,67	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S3	15,75	214,2	229,95	0,09	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S4	15,75	214,2	229,95	0,21	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S5	15,75	214,2	229,95	0,29	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S6	15,75	214,2	229,95	0,33	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S7	15,75	214,2	229,95	0,35	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S8	15,75	214,2	229,95	0,33	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S9	15,75	214,2	229,95	0,29	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S10	15,75	214,2	229,95	0,21	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S11	15,75	214,2	229,95	0,09	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S12	15,75		15,75	0,67	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S13	15,75		15,75	0,04	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75

Seção	L3						
	A_s adotada (cm ²)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	α_{fad}	$A_{s,fad}$ (cm ²)	$A_{s,inf}$ ADOTADA (barras / cm ²)	
S1	15,75		15,75	0,02	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S2	15,75		15,75	0,53	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S3	15,75	214,2	229,95	0,07	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S4	15,75	214,2	229,95	0,17	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S5	15,75	214,2	229,95	0,23	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S6	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S7	15,75	214,2	229,95	0,28	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S8	15,75	214,2	229,95	0,27	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S9	15,75	214,2	229,95	0,23	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S10	15,75	214,2	229,95	0,17	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S11	15,75	214,2	229,95	0,07	229,95	5 ϕ 20 mm	15,75
S12	15,75		15,75	0,53	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75
S13	15,75		15,75	0,02	15,75	5 ϕ 20 mm	15,75

4.3.17. Dimensionamento das armaduras de cisalhamento

Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos permanentes situação A -
Durante os serviços de protensão

Seção cheia = 29,75 kN/m

Seção I = 14,75 kN/m

$Y_g =$ 1 combinação especial ou de construção

Todas as longarinas	
Seção	V_{gd} (kN)
S1	245,8
S2	216,1
S3	199,9
S4	146
S5	97,4
S6	48,7

Todas as longarinas	
Seção	V_{gd} (kN)
S7	0
S8	48,7
S9	97,4
S10	146
S11	199,9
S12	216,1
S13	245,8

Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos permanentes situação B -
Em serviço após todas as perdas de protensão

$$Y_g = 1,35 \text{ combinação normal}$$

Seção	L1-L6	L2-L4	L3
	V_{gd} (kN)	V_{gd} (kN)	V_{gd} (kN)
S1	794,07	809,60	809,60
S2	707,27	749,25	749,25
S3	633,56	672,44	672,44
S4	462,92	491,27	491,27
S5	308,61	327,51	327,51
S6	154,31	163,76	163,76
S7	0,00	0,00	0,00
S8	154,31	163,76	163,76
S9	308,61	327,51	327,51
S10	462,92	491,27	491,27
S11	633,56	672,44	672,44
S12	707,27	749,25	749,25
S13	794,07	809,60	809,60

Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos móveis situação A -
Durante os serviços de protensão: Não devem ser consideradas.

Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos móveis situação B - Em serviço após todas as perdas de protensão

$Y_q =$ 1,5 combinação normal
 $CIV =$ 1,2582 todas as seções
 $CNF =$ 1 todas as seções
 $CIA =$ 1,25 seções S1 S2 S3 S11 S12 S13

Seção	L1-L6	L2-L4	L3
	V_{gd} (kN)	V_{gd} (kN)	V_{gd} (kN)
S1	869,82	678,02	544,26
S2	827,60	644,05	514,77
S3	782,06	607,72	483,39
S4	511,28	394,64	308,39
S5	416,16	319,15	244,79
S6	329,15	250,45	188,17
S7	250,07	188,54	138,15
S8	329,15	250,45	188,17
S9	416,16	319,15	244,79
S10	511,28	394,64	308,39
S11	782,06	607,72	483,39
S12	827,60	644,05	514,77
S13	869,82	678,02	544,26

Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão situação A -
 Durante os serviços de protensão

$Y_p =$ 1,2 combinação especial ou de construção

Seção	Cabo 1		Cabo 2		Cabo 2		P_z (x) (kN)
	P (x) (kN)	$\text{sen } \alpha$	P (x) (kN)	$\text{sen } \alpha$	P (x) (kN)	$\text{sen } \alpha$	
S1	2.585,5	0,17	2.940,00	0,17	2.658,76	0,02	1198,39
S2	2.591,4	0,17	2.934,13	0,17	2.664,08	0,02	1198,48
S3	2.597,8	0,17	2.923,18	0,17	2.669,95	0,02	1171,06
S4	2.647,7	0,12	2.860,58	0,09	2.692,65	0,01	751,44
S5	2.703,7	0,06	2.804,59	0,03	2.714,86	0,00	295,13
S6	2.755,3	0,00	2.769,88	0,00	2.733,56	0,00	0,00

Seção	Cabo 1		Cabo 2		Cabo 2		P _z (x) (kN)
	P (x) (kN)	sen α	P (x) (kN)	sen α	P (x) (kN)	sen α	
S7	2.751,9	0,00	2.751,66	0,00	2.751,66	0,00	0,00
S8	2.755,3	0,00	2.733,56	0,00	2.769,88	0,00	0,00
S9	2.703,7	0,06	2.714,86	0,00	2.804,59	0,03	295,13
S10	2.647,7	0,12	2.692,65	0,01	2.860,58	0,09	751,44
S11	2.597,8	0,17	2.669,95	0,02	2.923,18	0,17	1171,06
S12	2.591,4	0,17	2.664,08	0,02	2.934,13	0,17	1198,48
S13	2.585,5	0,17	2.658,76	0,02	2.940,00	0,17	1198,39

Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão situação B -
Em serviço após todas as perdas de protensão

yp= 0,90 combinação normal

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		P _z (x) (kN)
	P(x) (kN)	sen α	P(x) (kN)	sen α	P(x) (kN)	sen α	
S1	2.068,6	0,17	2.156,49	0,17	2.251,5	0,02	690,21
S2	2.103,7	0,17	2.183,10	0,17	2.278,7	0,02	700,22
S3	1.815,3	0,17	1.967,42	0,17	2.046,7	0,02	604,97
S4	1.573,3	0,12	1.800,30	0,09	1.827,2	0,01	345,40
S5	1.562,2	0,06	1.814,67	0,03	1.811,4	0,00	133,29
S6	1.581,5	0,00	1.828,64	0,00	1.814,0	0,00	0,00
S7	1.588,9	0,00	1.834,24	0,00	1.834,2	0,00	0,00
S8	1.581,5	0,00	1.814,00	0,00	1.828,6	0,00	0,00
S9	1.562,2	0,06	1.811,40	0,00	1.814,7	0,03	133,29
S10	1.573,3	0,12	1.827,21	0,01	1.800,3	0,09	345,40
S11	1.815,3	0,17	2.046,74	0,02	1.967,4	0,17	604,97
S12	2.103,7	0,17	2.278,71	0,02	2.183,1	0,17	700,22
S13	2.068,6	0,17	2.251,54	0,02	2.156,5	0,17	690,21

Forças cortantes de cálculo resultantes situação A - Durante os serviços de protensão

Todas as longarinas	
Seção	V_d (kN)
S1	952,59
S2	982,38
S3	971,16
S4	605,44
S5	197,73
S6	48,70
S7	0,00
S8	48,70
S9	197,73
S10	605,44
S11	971,16
S12	982,38
S13	952,59

Forças cortantes de cálculo resultantes situação B - Em serviço após todas as perdas de protensão

Seção	L1-L5	L2-L4	L3
	V_d (kN)	V_d (kN)	V_d (kN)
S1	973,68	797,41	663,64
S2	834,64	693,08	563,80
S3	810,65	675,19	550,86
S4	628,79	540,51	454,26
S5	591,47	513,36	439,00
S6	483,46	414,20	351,92
S7	250,07	188,54	138,15
S8	483,46	414,20	351,92
S9	591,47	513,36	439,00
S10	628,79	540,51	454,26
S11	810,65	675,19	550,86
S12	834,64	693,08	563,80
S13	973,68	797,41	663,64

Tensão última de cisalhamento situação A - Durante os serviços de protensão

$b_w =$ 0,7 todas as seções
 $d =$ 1,62 m
 $y_c =$ 1,2
 $f_{ck} =$ 50 Mpa
 $f_{yk} =$ 500 Mpa

Todas as longarinas					
Seção	V_d (kN/m ²)	τ_c (kN/m ²)	A_{sw} (cm ² /cm)	Asw adotada (barras/distribuição/cm ² /cm)	
S1	840,03	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S2	866,30	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S3	856,40	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S4	533,89	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S5	174,36	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S6	42,95	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S7	0,00	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S8	42,95	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S9	174,36	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S10	533,89	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S11	856,40	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S12	866,30	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S13	840,03	1425,07	$A_{sw,min}$	Ø10mm 2R c/12,5 cm	11,40

Tensão última de cisalhamento situação B - Em serviço após todas as perdas de protensão

$b_w =$ 0,70 todas as seções
 $d =$ 1,82
 $Y_c =$ 1,40
 $f_{ck} =$ 50,00 Mpa
 $f_{yk} =$ 500,00 Mpa

L1 - L5					
Seção	V_d (kN/m²)	τ_c (kN/m²)	A_{sw} (cm²/cm)	Asw adotada (barras/distribuição/cm²/cm)	
S1	764,27	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S2	655,13	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S3	636,31	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S4	493,56	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S5	464,26	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S6	379,48	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S7	196,29	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S8	379,48	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S9	464,26	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S10	493,56	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S11	636,31	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S12	655,13	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S13	764,27	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40

L2 - L4					
Seção	V_d (kN/m²)	τ_c (kN/m²)	A_{sw} (cm²/cm)	Asw adotada (barras/distribuição/cm²/cm)	
S1	625,91	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S2	544,02	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S3	529,98	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S4	424,26	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S5	402,95	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S6	325,12	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S7	147,99	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S8	325,12	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S9	402,95	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S10	424,26	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S11	529,98	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S12	544,02	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S13	625,91	1.221,5	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40

L2 - L4					
Seção	V _d (kN/m ²)	τ _c (kN/m ²)	A _{sw} (cm ² /cm)	Asw adotada (barras/distribuição/cm2/cm)	
L3					
Seção	V _d (kN/m ²)	τ _c (kN/m ²)	A _{sw} (cm ² /cm)	Asw adotada (barras/distribuição/cm2/cm)	
S1	520,9	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S2	442,5	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S3	432,4	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S4	356,6	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S5	344,6	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S6	276,2	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S7	108,4	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S8	276,2	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S9	344,6	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S10	356,6	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S11	432,4	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S12	442,5	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40
S13	520,9	1.221,49	A _{sw,min}	φ10mm 2R c/12,5 cm	11,40

Para concreto C50, verifica em todas as seções

$$\tau_{wu} = 0,27 \times \left(1 - \frac{50}{250}\right) \times \frac{50000}{1,4} \rightarrow \tau_{wu} = 7714,29 \text{ kPa}$$

4.3.18. Verificação quanto às deformações (ELS-DEF)

A NBR 6118:2014, estipula deformação vertical máxima ou flecha máxima de vão/250 para que haja aceitabilidade sensorial dos usuários de uma determinada estrutura.

l vão = 32,1 m

δ = 0,1284 m

δ = 128,4 mm Deslocamento máximo permitido

DESLOCAMENTO δ (mm)			
CARGA	L1-L5	L2-L4	L3
carga permanente	26,12	27,44	27,44
carga móvel	25,05	12,58	16,49
$\delta =$	51,17	40,02	43,93

A soma dos deslocamentos não ultrapassa o deslocamento máximo permitido de 128.4mm

4.3.19. Armadura de pele

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a mínima armadura lateral deve ser 0,10 % $A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga, com espaçamento não maior que 20 cm.

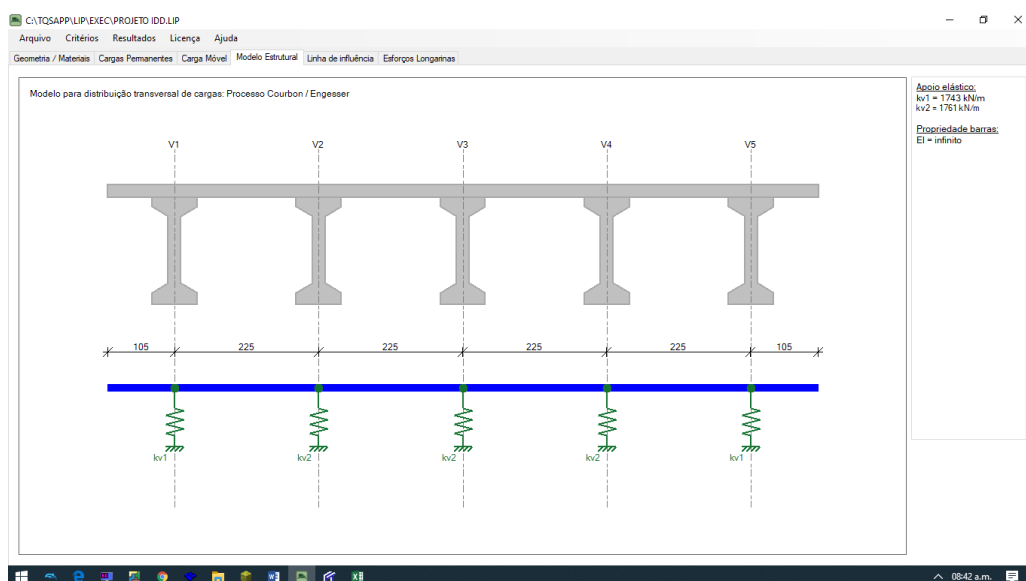
$\rho_{pele} = 0,10 \%$
 $b_w = 20,00 \text{ cm}$
 $h_{alma} = 135,00 \text{ cm}$
 $A_{s, pele} = 2,70 \text{ cm}^2$

Ø8 cada 20 cm em cada face

4.4. CARREGAMENTOS NA PONTE

4.4.1. Superestrutura - apoios elásticos

Determinação dos apoios elásticos do modelo da superestrutura k com auxílio do programa LIP

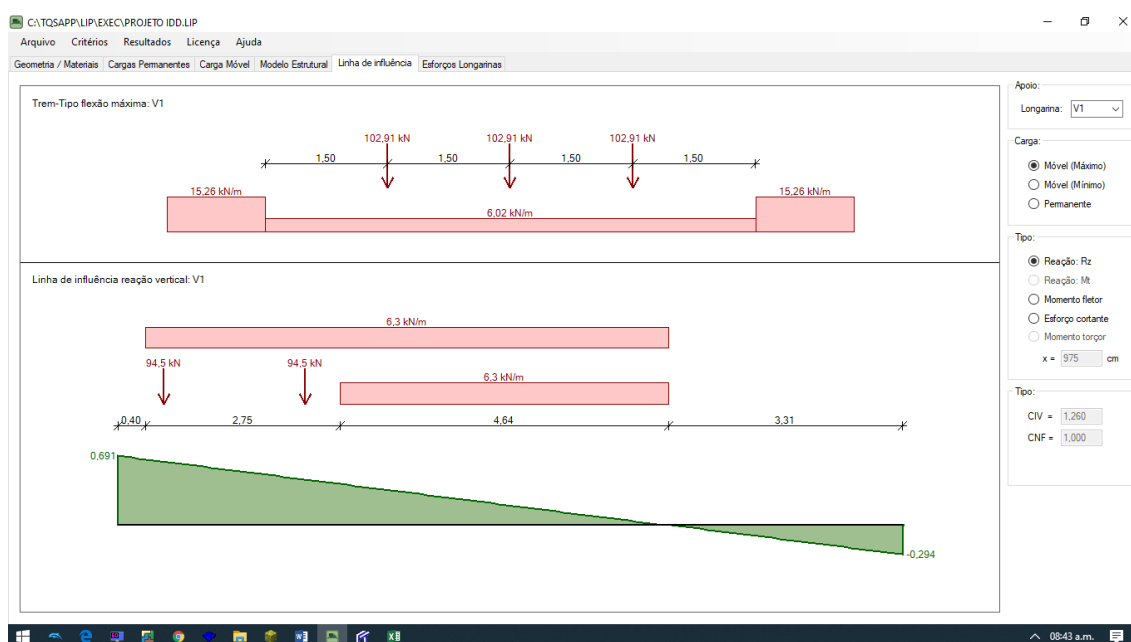


Os valores dos módulos dos apoios elásticos são mostrados a seguir:

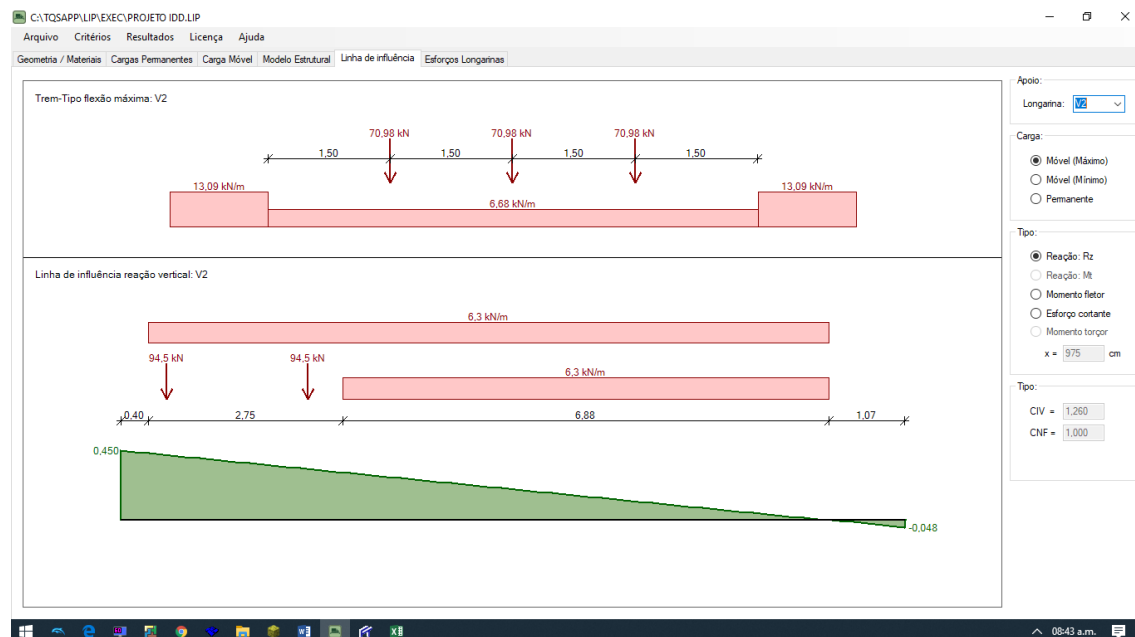
$k_v V1 =$	1743 kN/m
$k_v V2 =$	1761 kN/m
$k_v V3 =$	1761 kN/m
$k_v V4 =$	1761 kN/m
$k_v V5 =$	1743 kN/m

4.4.2. Linhas de influência de carregamentos

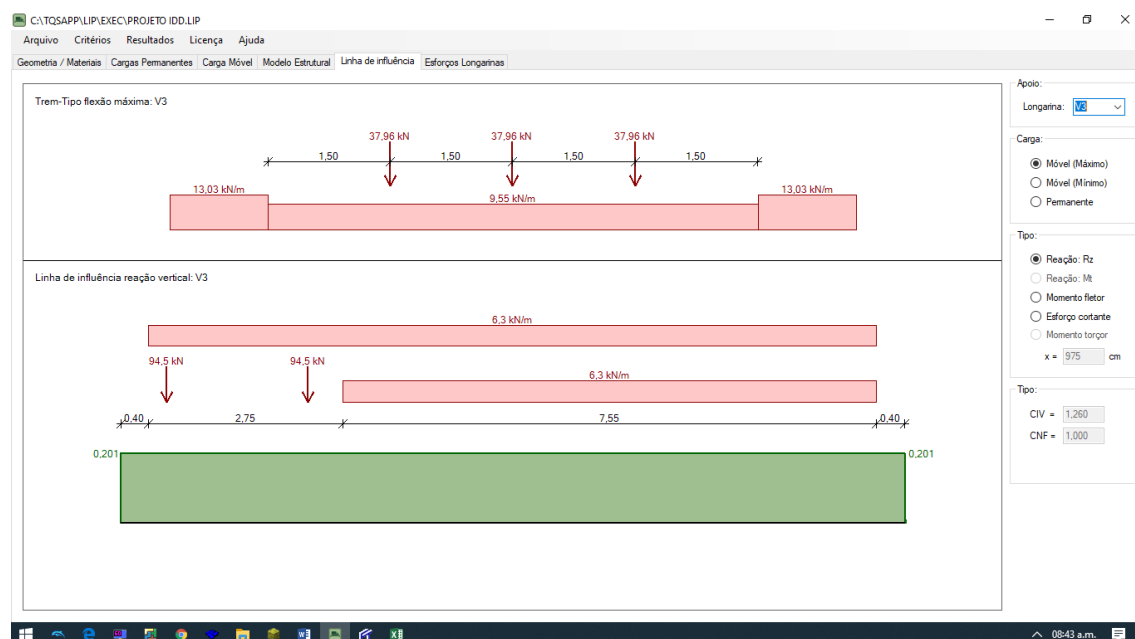
Flexão máxima V1-V5 - Linhas de influência reação vertical V1-V5



Flexão máxima V2-V4 - Linhas de influência reação vertical V2-V4



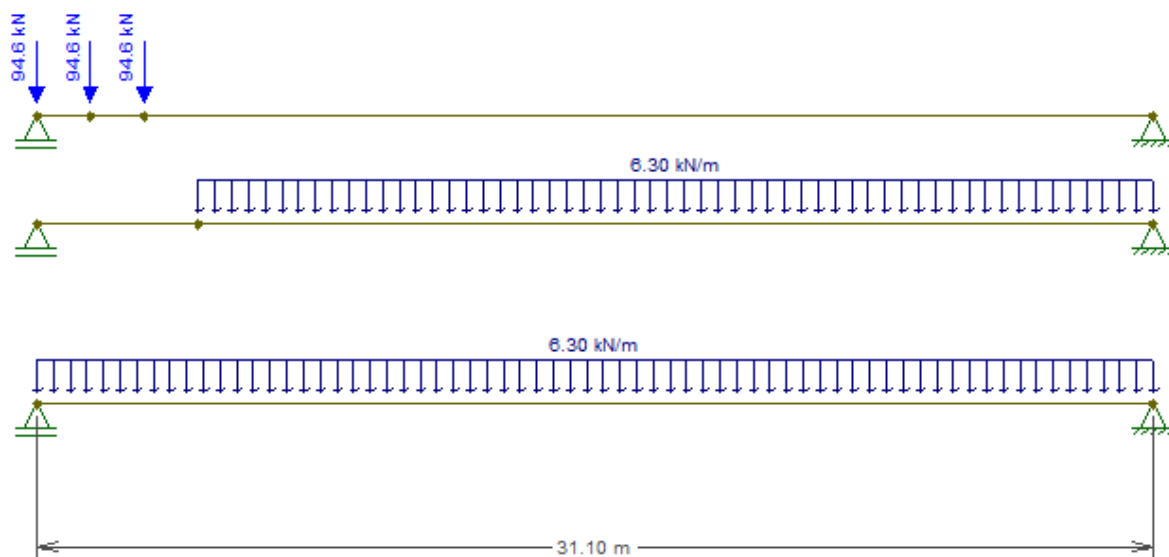
Flexão máxima V3 - Linhas de influência reação vertical V3



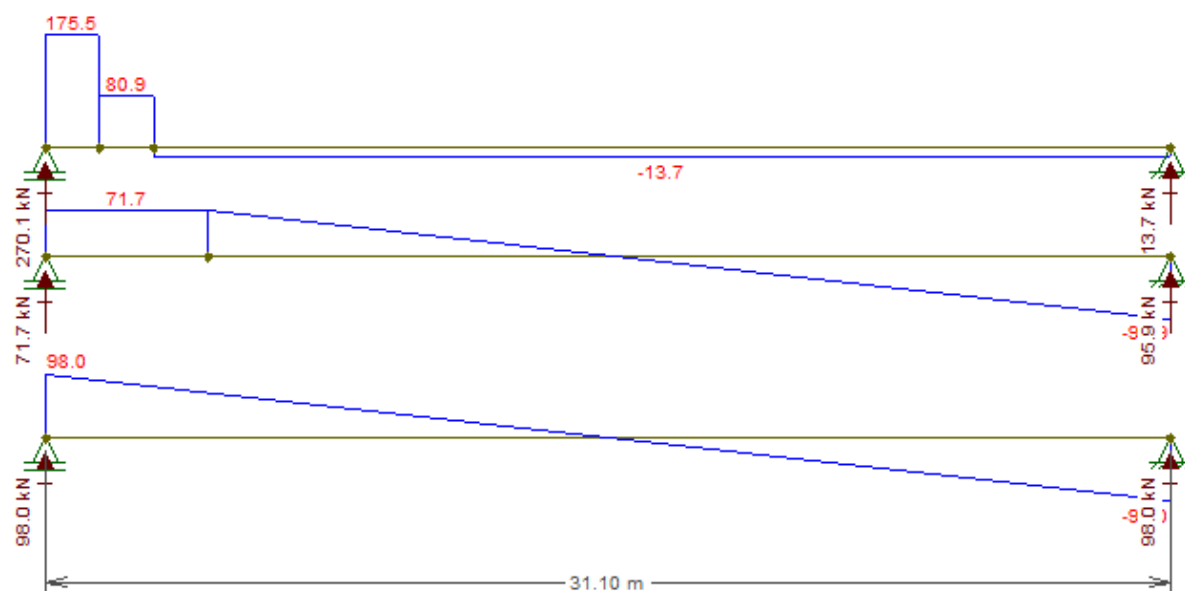
4.4.3. Carregamentos móveis e permanentes

Foram considerados cargas móveis, somente multidão e cargas permanentes.

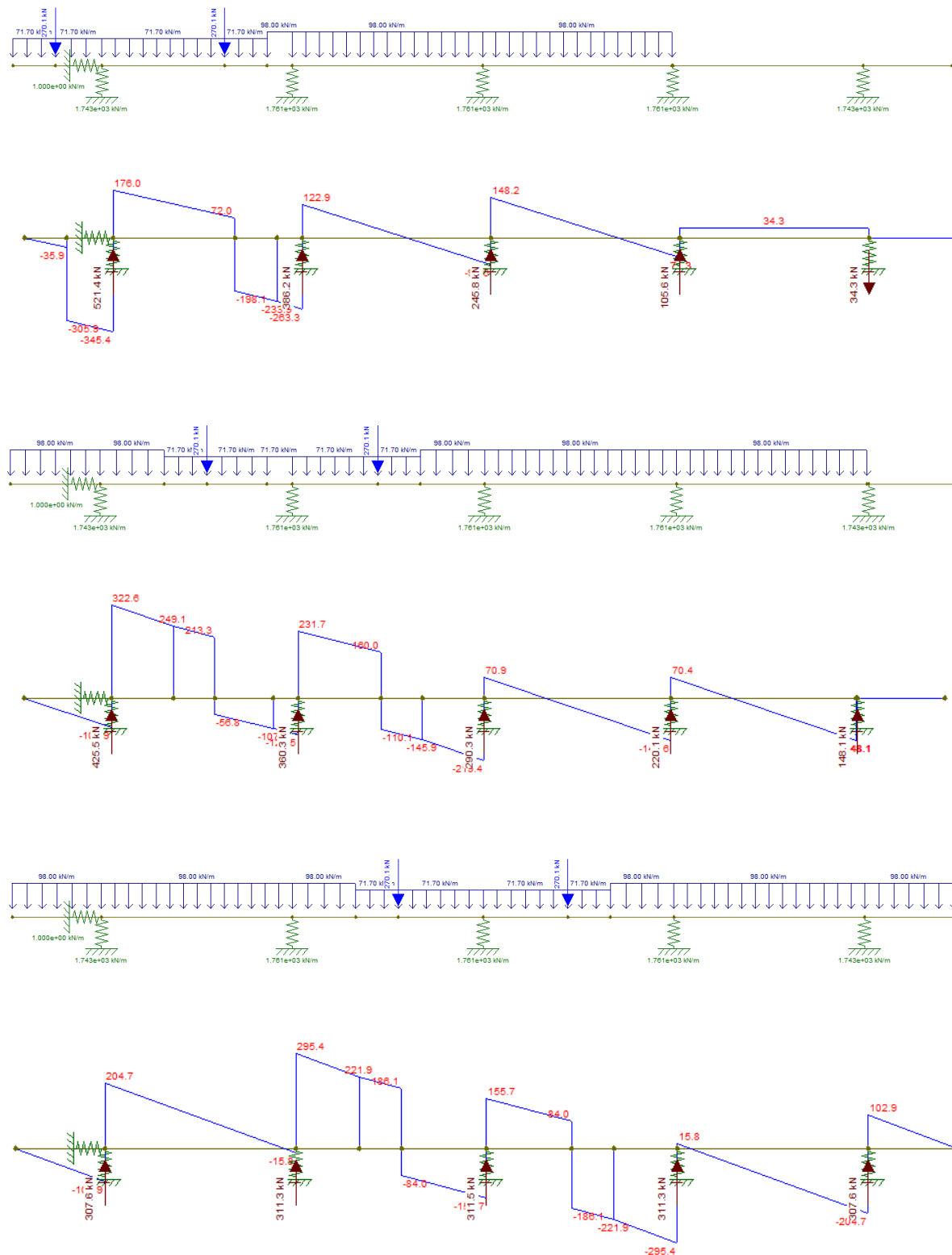
Carregamento longitudinal padrão



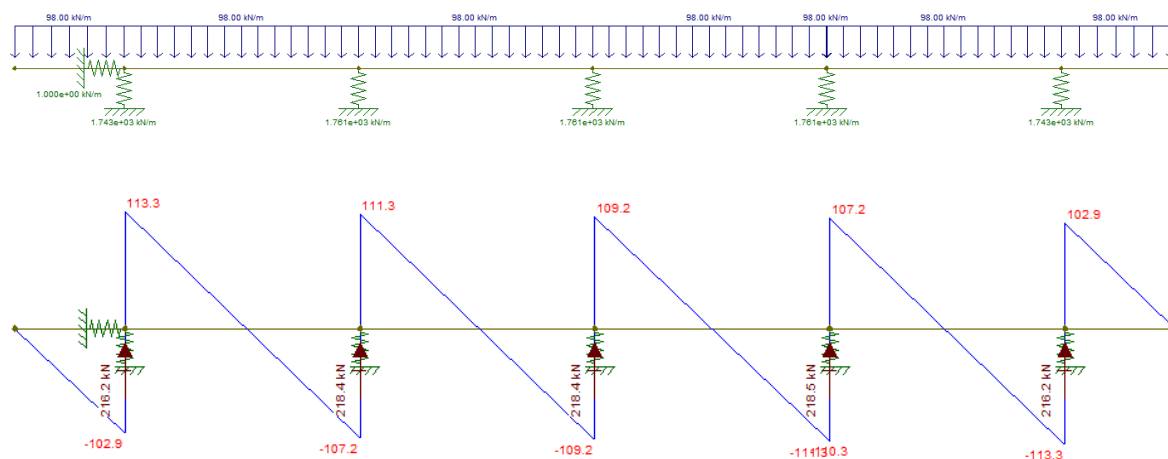
Reações do carregamento longitudinal



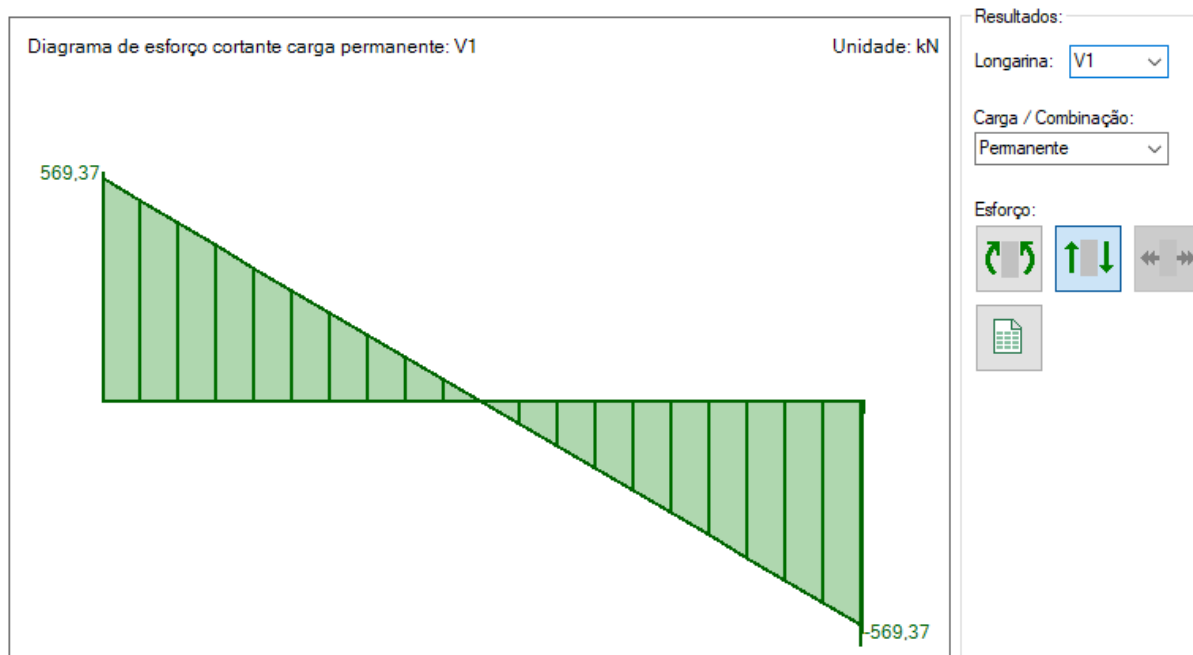
Reações concomitantes transversais V1, V2, V3

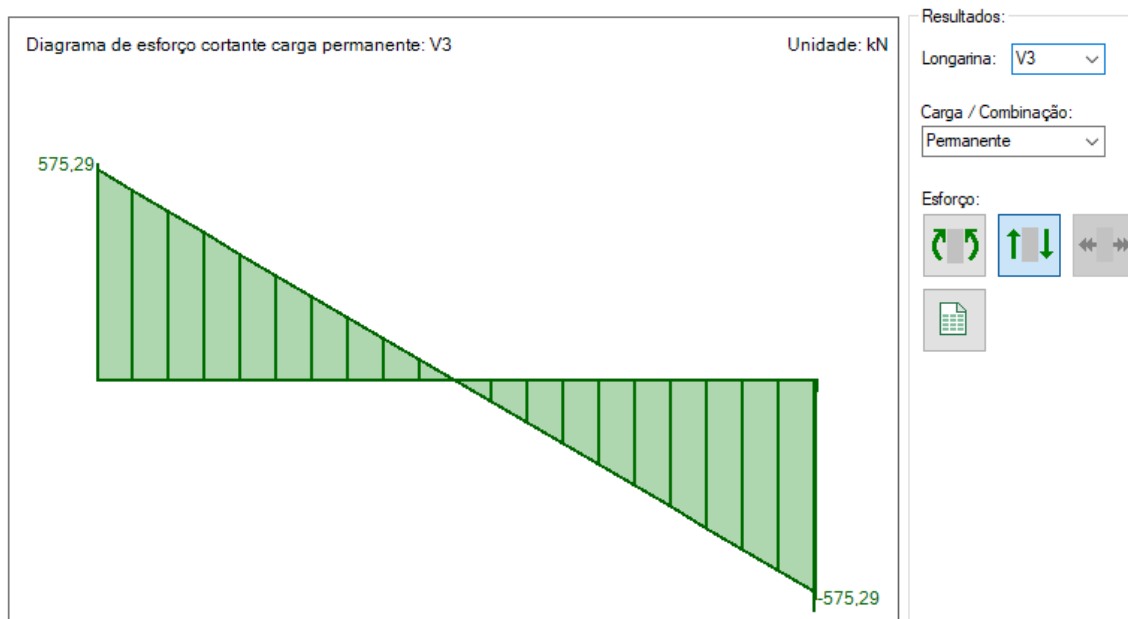
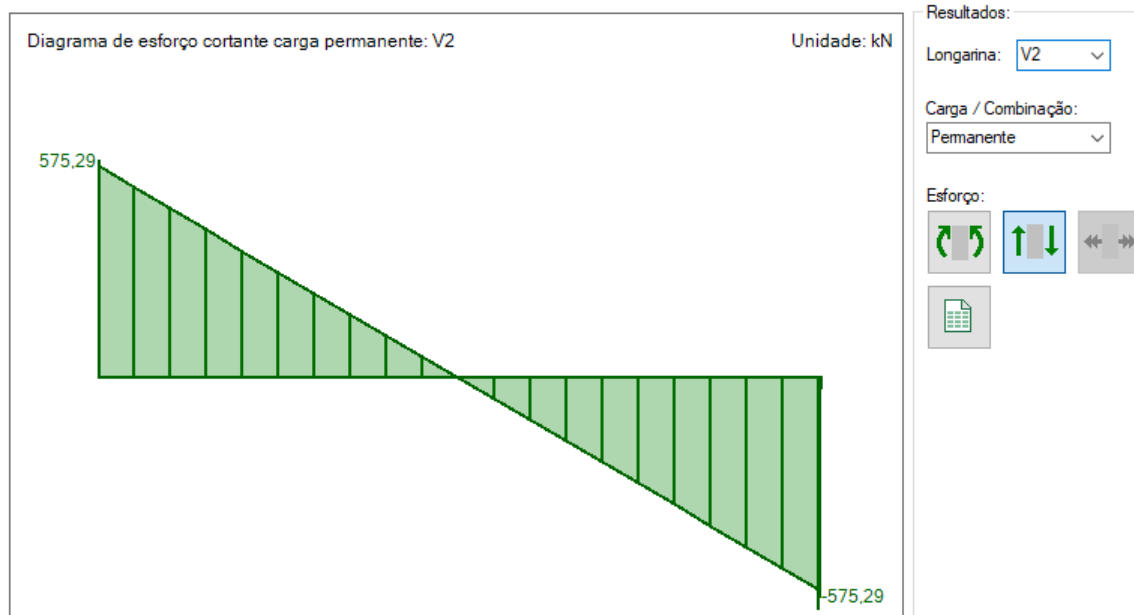


Reações concomitantes na seção transversal devido a multidão.



Reações concomitantes na seção transversal devido a carregamento permanente V1, V2 e V3.





Resumo de reações concomitantes em kN

CARREGAMENTO		APOIO 1	APOIO 2	APOIO 3	APOIO 4	APOIO 5
MÓVEL	V1	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30
	V2	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V3	307,60	311,30	311,50	311,30	307,60
	V4	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V5	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30

CARREGAMENTO	APOIO 1	APOIO 2	APOIO 3	APOIO 4	APOIO 5
MULTIDÃO	216,2	218,4	218,4	218,4	216,2
PERMANENTE	569,37	575,29	575,29	575,29	569,37

4.4.4. Carregamento de vento, empuxo, frenagem e água

A ação do vento foi considerada como situação como descarregada, onde a pressão considerada é 1,5kN/m.

$$\begin{aligned}
 l &= 2,75 \text{ m altura da desde o infradorso da viga até a barreira} \\
 q_{\text{vento}} &= 1,5 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Vão da ponte} &= 31,1 \text{ m} \\
 V &= 128,29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

A pressão da água em movimento sobre os pilares e os elementos de fundação é determinado com a seguinte equação:

$$q = K \cdot V_a^2$$

$$\begin{aligned}
 V &= 3 \text{ m/s} && \text{velocidade considerada da água} \\
 h &= 2,2 \text{ m} && \text{altura de água no pilar} \\
 K &= 0,34 && \text{parâmetro para pilar circular} \\
 l &= 1,5 && \\
 q &= 3,06 \text{ kN/m}^2 && \text{diâmetro do pilar} \\
 q_{\text{água}} &= 4,59 \text{ kN/m} &&
 \end{aligned}$$

A frenagem é determinada pela seguinte expressão:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$$

$$\begin{aligned}
 B &= 10,30 \text{ m} && \text{largura da via sem as barreiras} \\
 L &= 93,30 \text{ m} && \text{sem lajes de transição} \\
 CNF &= 1,00 && \text{número de faixas} \\
 H_f &= 240,25 \text{ kN} && \text{para toda a estrutura} \\
 H_f &= 120,12 \text{ kN} && \text{para metade do elemento estrutural}
 \end{aligned}$$

O empuxo do solo é determinado considerando o coeficiente de empuxo ativo mostrada na expressão seguinte:

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad k_a = k_p^{-1}$$

Sobrecar=	3,00 tf/m2	sobrecarga
L =	11,00 m	largura da cortina
γ =	1,80 tf/m3	peso específico do solo
ϕ =	30,00	ângulo de atrito
k_p =	3,00	coeficiente de empuxo passivo
k_a =	0,33	coeficiente de empuxo ativo
h =	4,01 m	altura da cortina
σ_{v1} =	1,00 tf/m2	pressão no topo
σ_{v2} =	3,41 tf/m2	pressão a 4,01 m de profundidade
P1 =	44,11 tf	força no topo
P2 =	150,24 tf	força a 4,01 m de profundidade
P_{eq} =	971,74 kN	empuxo ativo do solo
P_{eq} =	485,87 kN	empuxo ativo do solo para metade do elemento estrutural

4.4.5. Modelo longitudinal

A constantes elásticas dos apoios foram determinados considerando uma força unitária e encontrando o módulo de deformabilidade do neoprene, através da fórmula:

$$\Delta_n = \frac{F \cdot h_n}{G \cdot A}$$

Uma vez introduzida os dados à fórmula, foi simulado no FTOOL uma estrutura unitária alterando o Módulo de deformabilidade E até o deslocamento ser similar ao encontrado com a aplicação da fórmula.

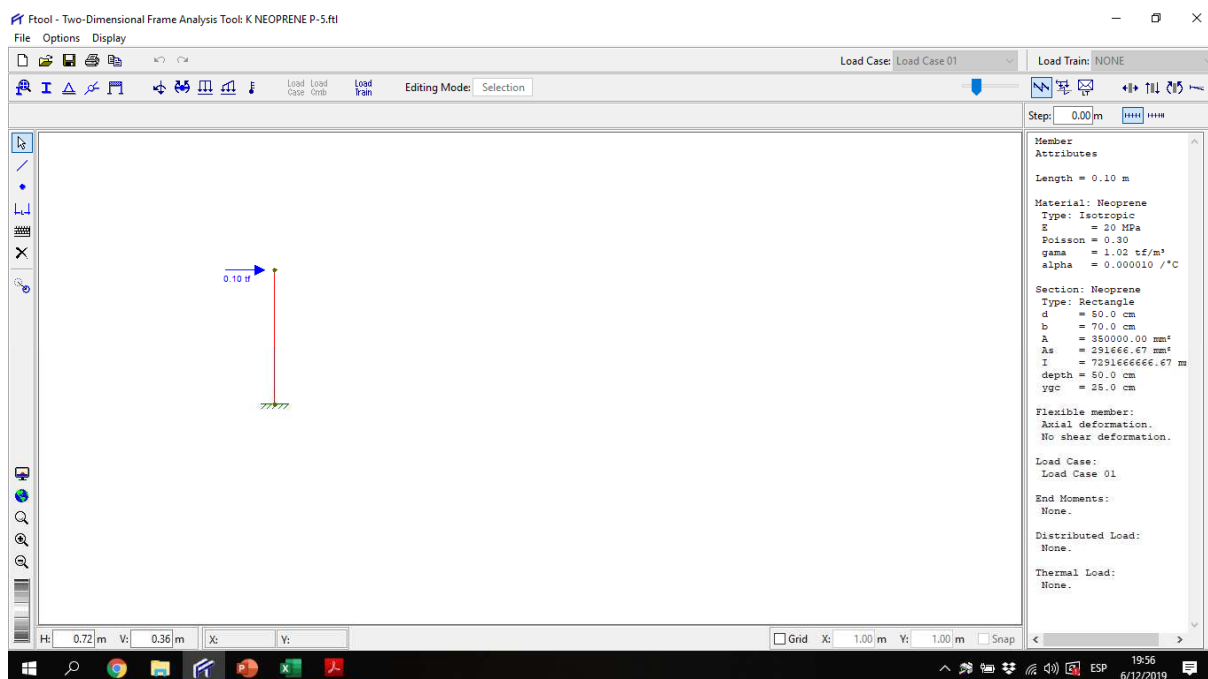
N=	5	Pilar central
N=	2,5	Pilar cabeceira
hn=	4,1 cm	Altura do neoprene
A=	3500 cm2	Área do neoprene
F=	0,1 tf	Força unitária

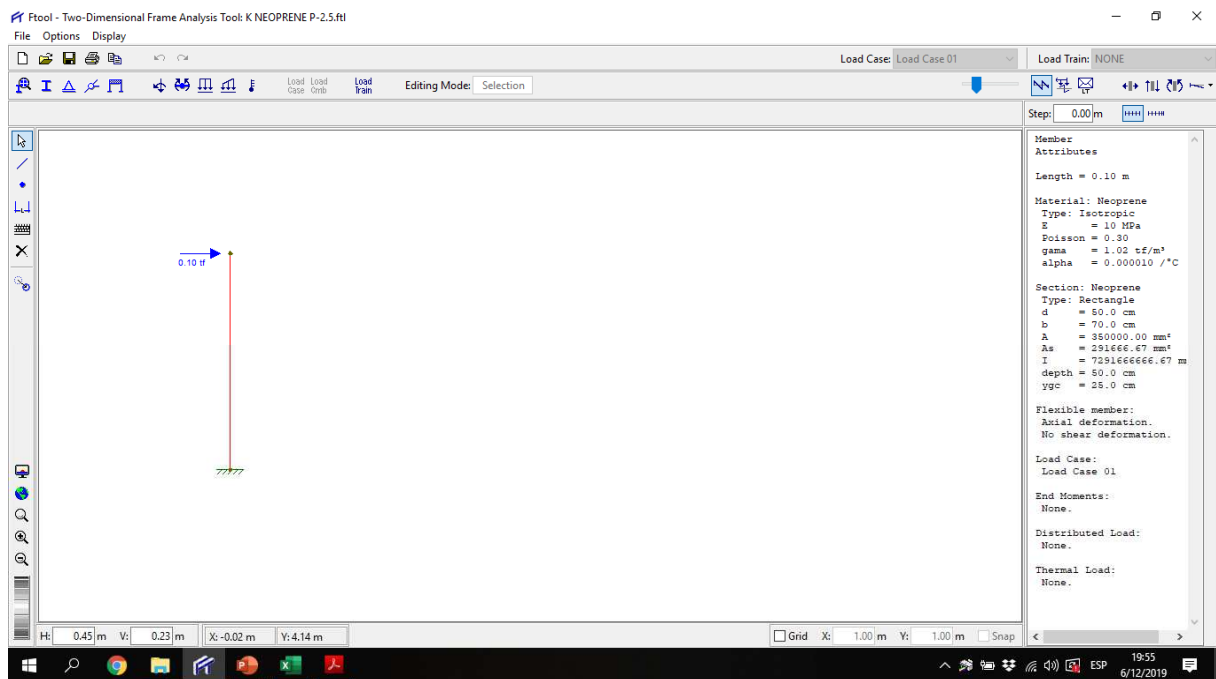
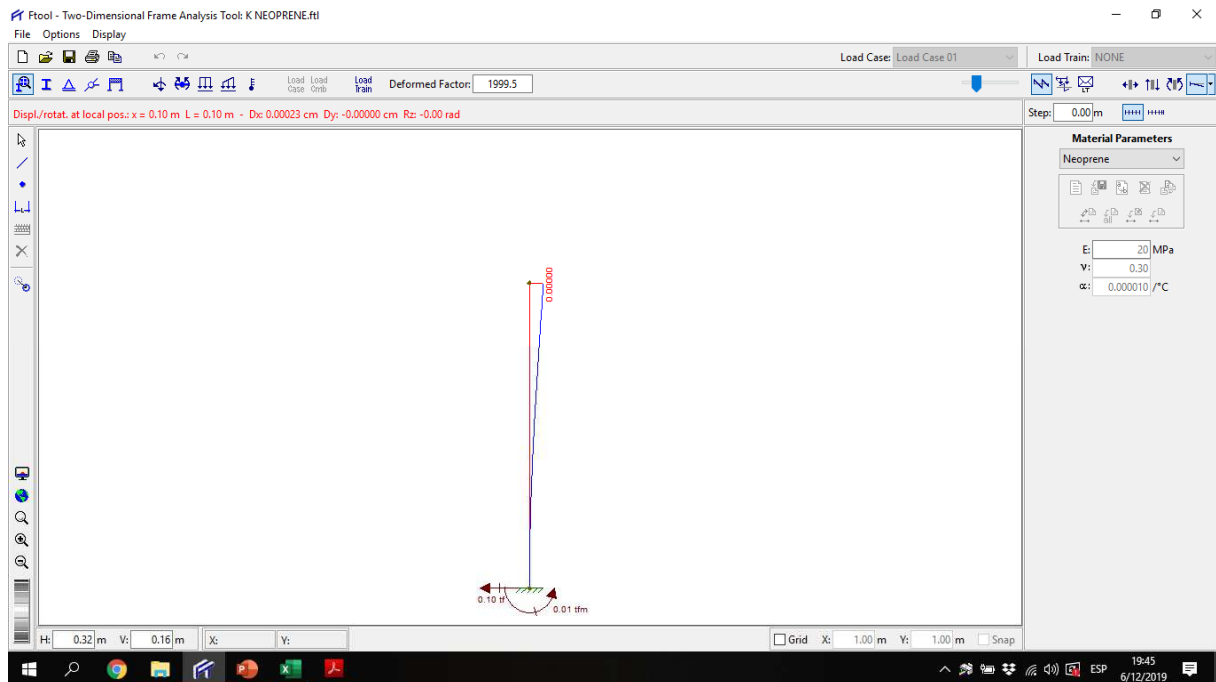
$G = 0,1 \text{ kN/cm}^2$ Módulo de deformabilidade cisalhante do Neoprene

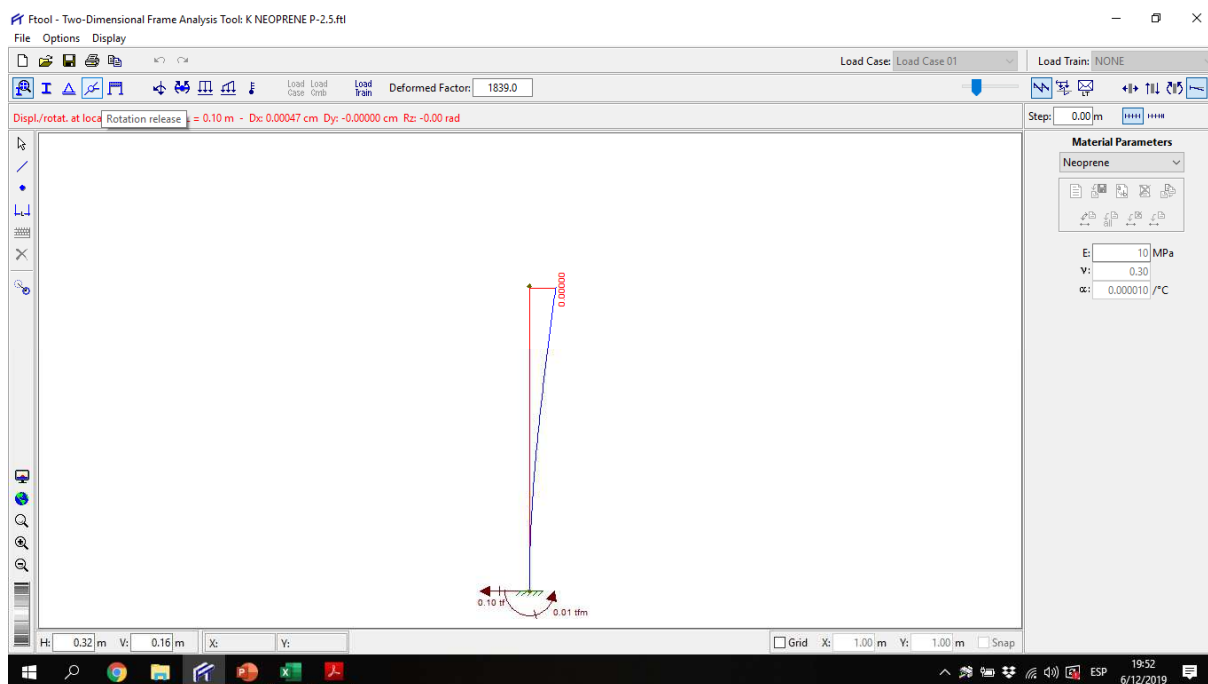
$\delta = 0,0002343 \text{ cm}$ Deslocamento horizontal no topo do neoprene para 5 neoprenes

$\delta = 0,0004686 \text{ cm}$ Deslocamento horizontal no topo do neoprene para 2,5 neoprenes

As simulações do FTOOL que mostram a determinação do Módulo de deformabilidade para os pilares centrais e para os pilares nos encontros são mostradas a seguir.







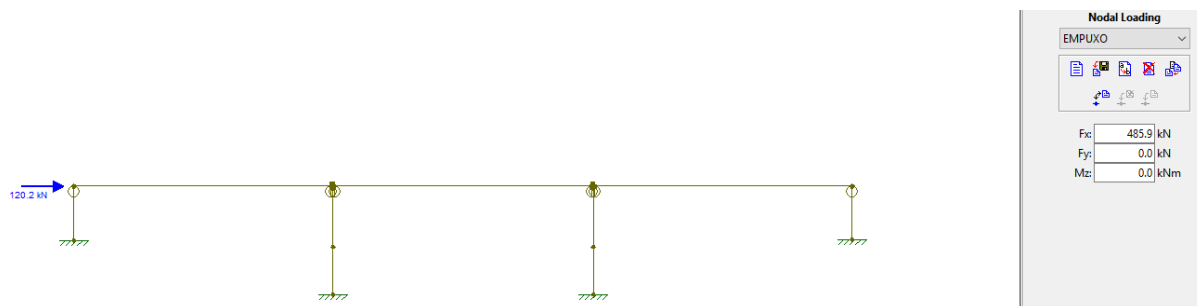
Assim os valores dos módulos de deformabilidades resultaram em:

$E = 20 \text{ MPa}$ Módulo de deformabilidade pilar central
 $E = 10 \text{ MPa}$ Módulo de deformabilidade pilar dos encontros

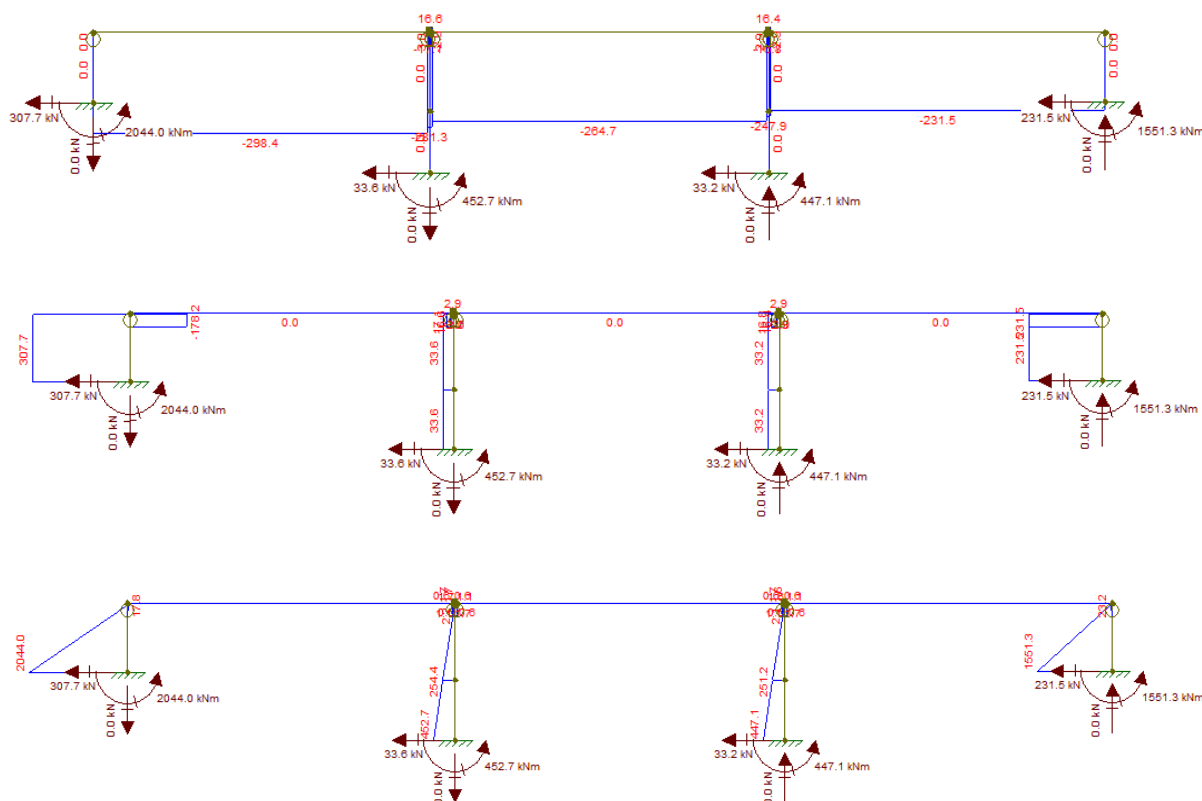
Com os dados acima encontrados foi possível conformar o modelo longitudinal da ponte, isto para simular metade da estrutura da ponte, portanto os valores de frenagem e empuxo serão introduzidos como sendo a metade do valor encontrado.

$H_f = 120,12 \text{ kN}$ Vento
 $P_{eq} = 485,87 \text{ kN}$ Empuxo

O modelo no FTOOL é mostrado a seguir:



As resultantes da força axial, cortantes e momentos são mostrados a seguir:



4.4.1. Modelo transversal

No modelo transversal da ponte será realizado o carregamento das cargas permanentes, cargas móveis, vento e água.

O peso permanente da viga travessa e dos pilares são mostrados a seguir

Peso da viga travessa

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 25,00 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Área} &= 5,08 \text{ m}^2 \\ q_{\text{travessa}} &= 127,00 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

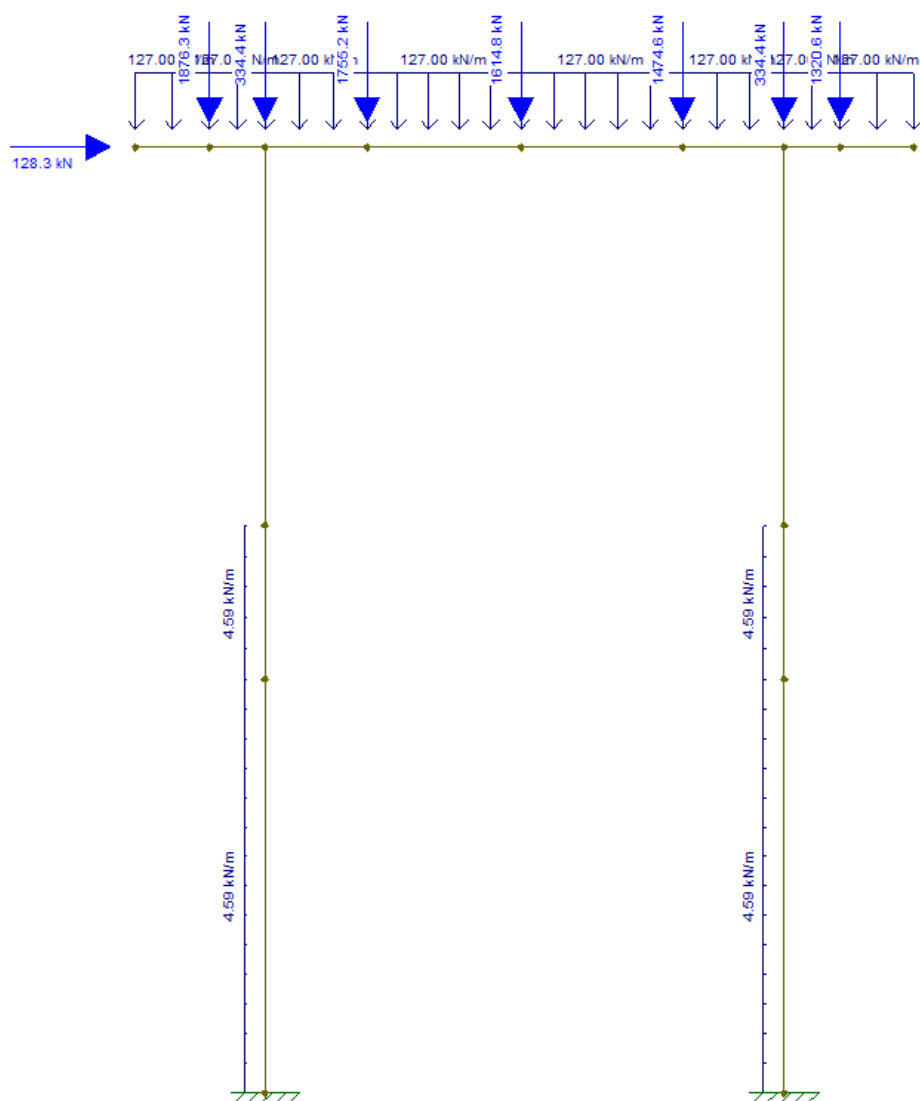
Peso do Pilar

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 25,00 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Área} &= 1,76 \text{ m}^2 \\ \text{Altura Pilar} &= 7,60 \text{ m} \\ q_{\text{Pilar}} &= 334,40 \text{ kN}\end{aligned}$$

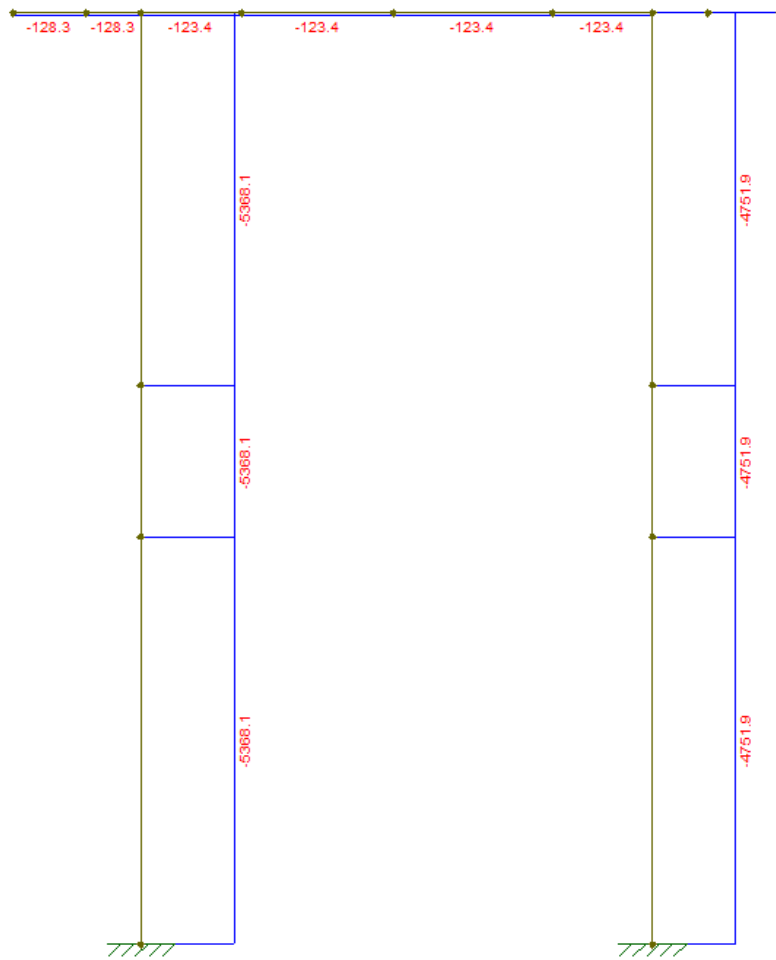
Foram consideradas as reações nos apoios quando o carregamento móvel passa pela V1, adicionando a carga de multidão e a carga permanente das vigas longarinas. As somatórias das reações anteriormente mencionadas se mostram na tabela a seguir:

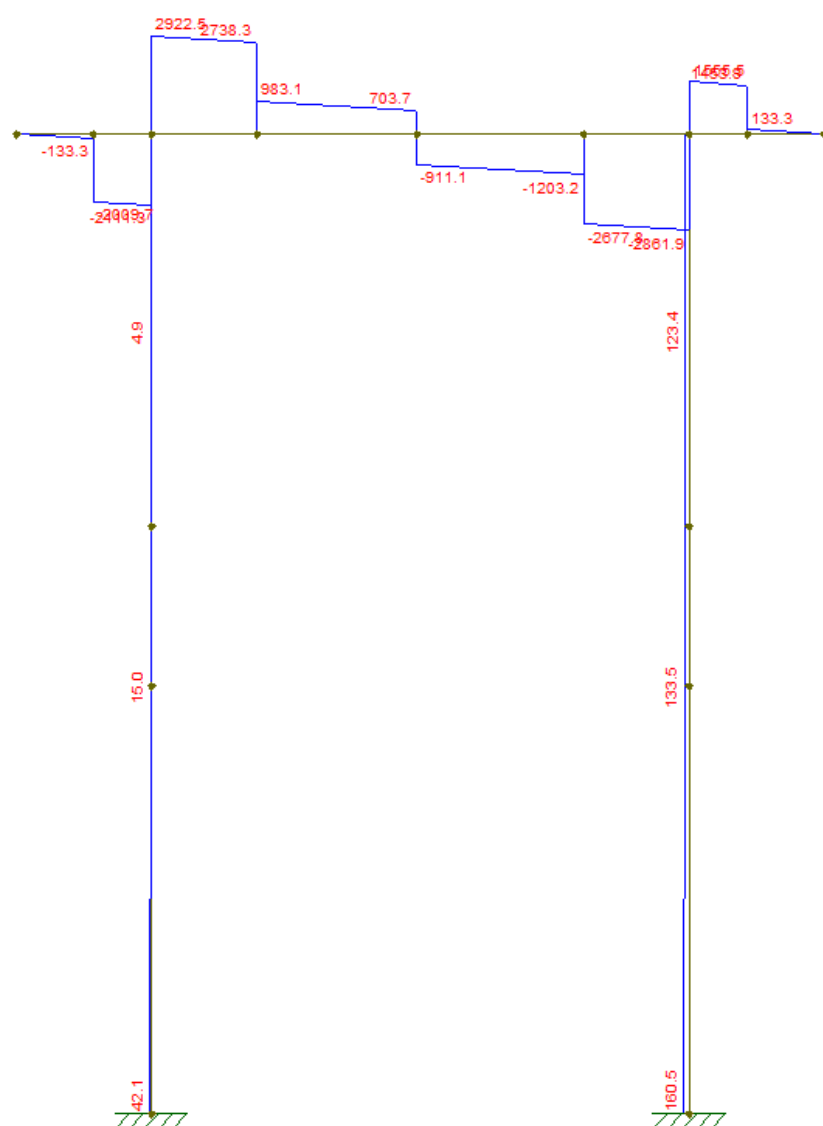
CARREGAMENTO		APOIO 1	APOIO 2	APOIO 3	APOIO 4	APOIO 5
MÓVEL	V1	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30
	V2	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V3	307,60	311,30	311,50	311,30	307,60
	V4	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V5	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30
MULTIDÃO		216,2	218,4	218,4	218,4	216,2
PERMANENTE VÃO 1		569,37	575,29	575,29	575,29	569,37
PERMANENTE VÃO 2		569,37	575,29	575,29	575,29	569,37
TOTAL		1.876,34	1.755,18	1.614,78	1.474,58	1.320,64

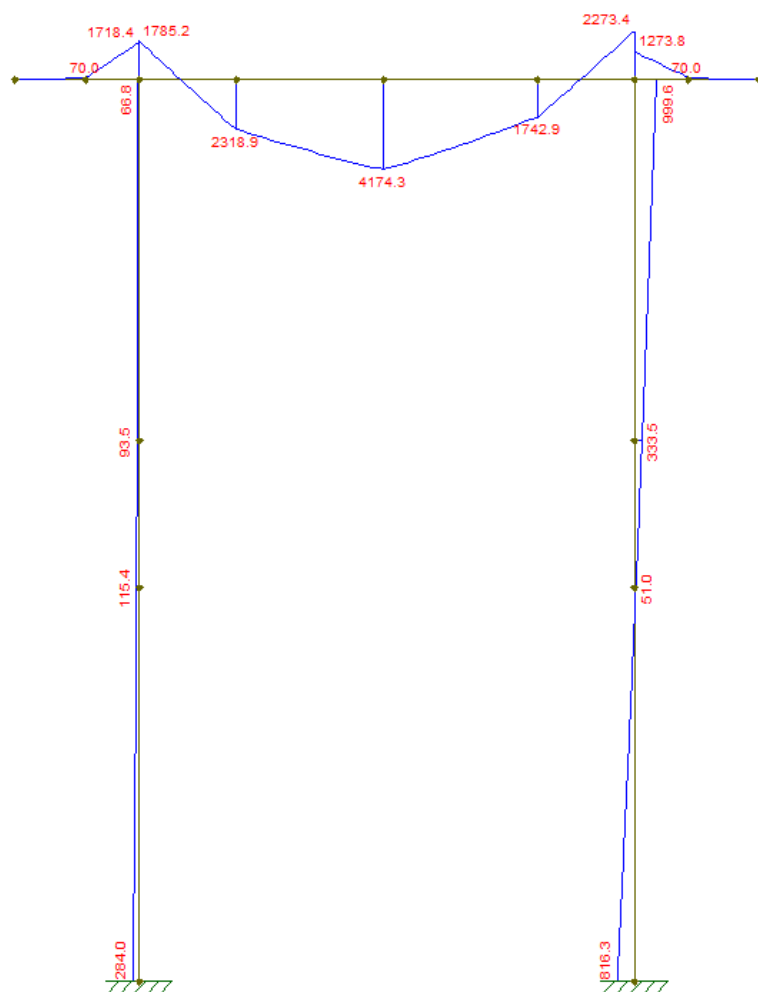
O modelo estrutural no FTOOL com os carregamentos acima mencionados é mostrado a seguir:



As resultantes da força axial, cortantes e momentos são mostrados na sequência:

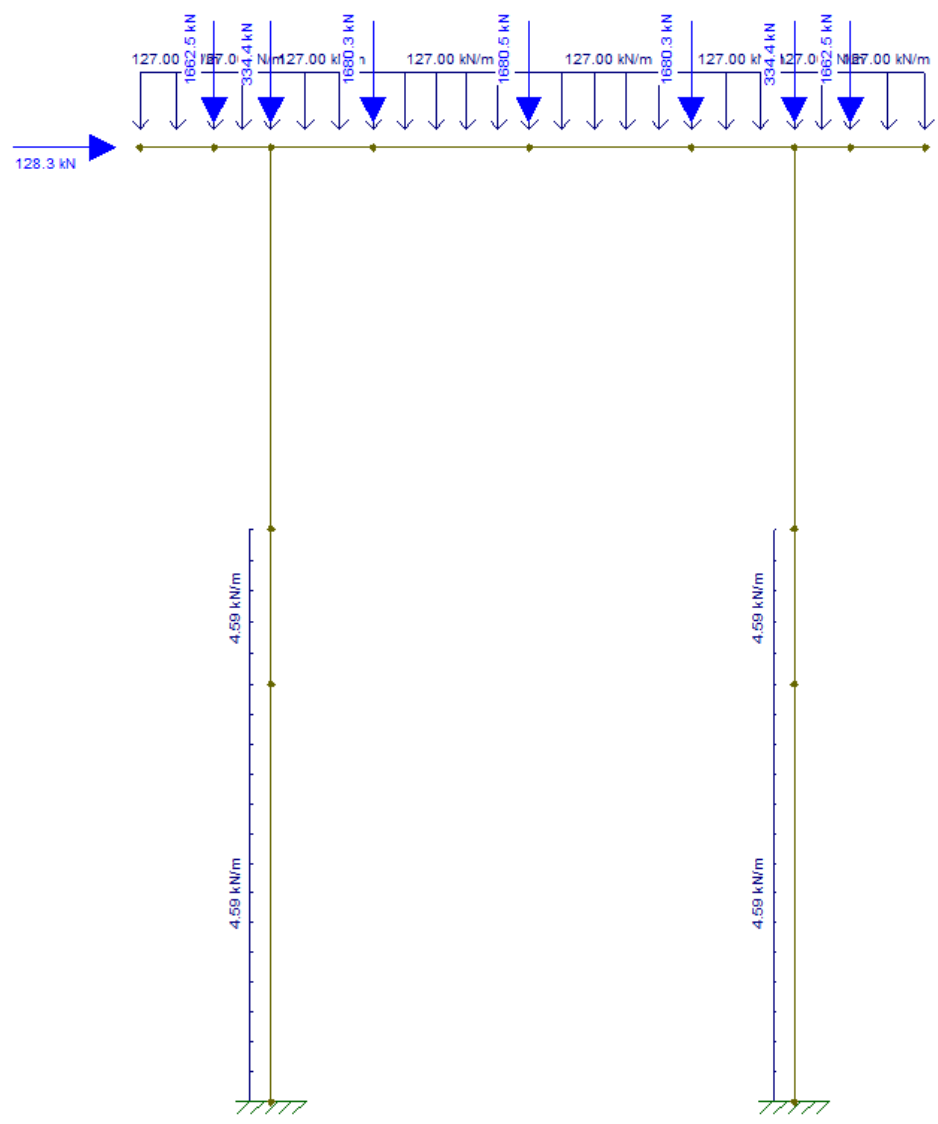


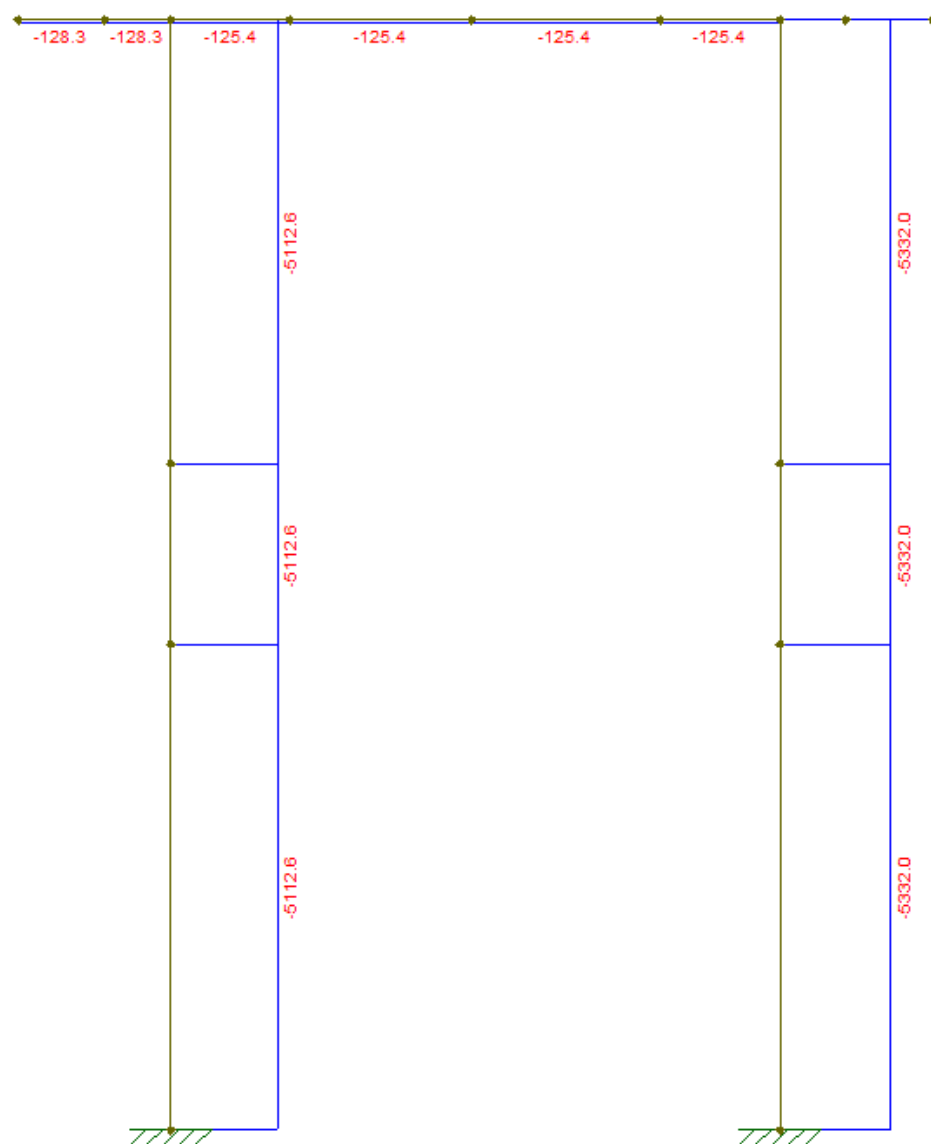


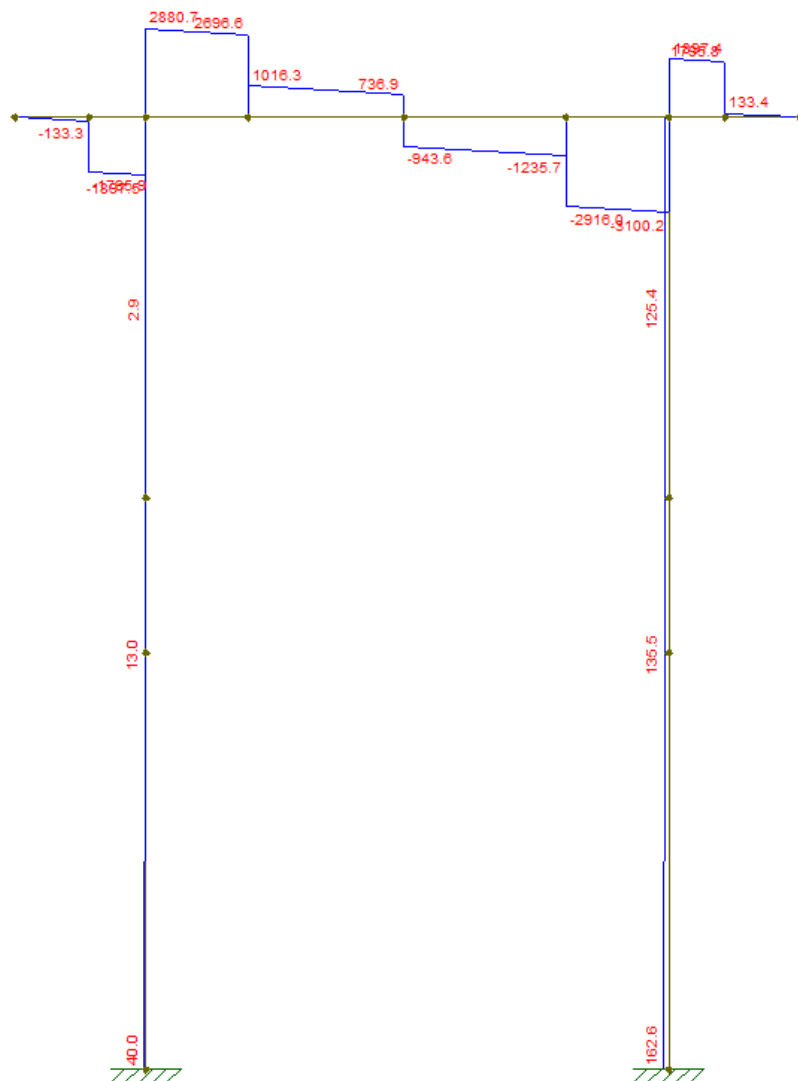


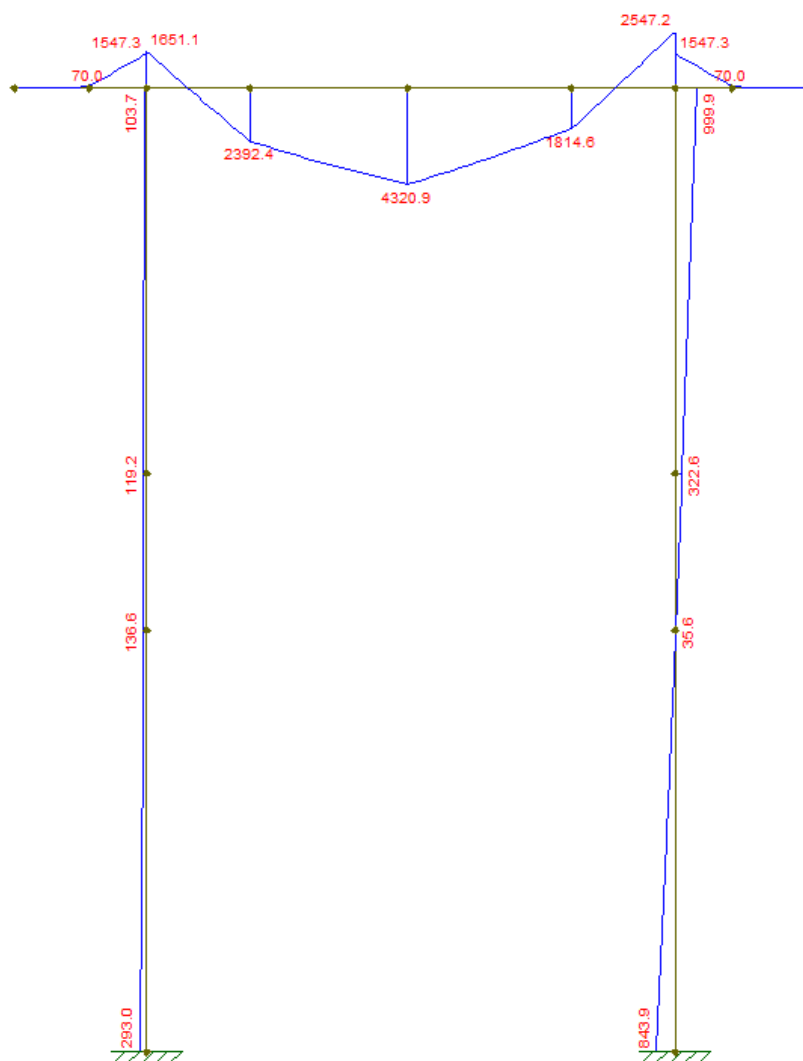
Foi realizada outra simulação para a condição do carregamento móvel passando pela viga V3, visto que nesta condição os valores das reações nos apoios são muito similares.

CARREGAMENTO		APOIO 1	APOIO 2	APOIO 3	APOIO 4	APOIO 5
MÓVEL	V1	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30
	V2	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V3	307,60	311,30	311,50	311,30	307,60
	V4	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V5	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30
MULTIDÃO		216,2	218,4	218,4	218,4	216,2
PERMANENTE VÃO 1		569,37	575,29	575,29	575,29	569,37
PERMANENTE VÃO 2		569,37	575,29	575,29	575,29	569,37
TOTAL		1.662,54	1.680,28	1.680,48	1.680,28	1.662,54









Verificou-se que esta última simulação com a carga móvel na V3 é mais condicionante em quanto ao momento na viga travessa, por tanto este momento será utilizado para o dimensionamento da viga travessa.

Para o dimensionamento do pilar e bloco de fundação será utilizado os valores da simulação com a carga móvel no V1.

4.5. TRANSVERSINA

4.5.1. Carregamento permanente

Peso próprio da transversina

A =	0,44 m ²
b =	25,00 cm
h =	175,00 cm
B =	25,00 cm
γ =	25,00 kN/m ³
g1 =	10,94 kN/m
I =	0,11 m ⁴

Peso do pavimento

A =	111,08 m
Vão =	4,00
Espaçamento =	225,00 cm
Balanço =	105,00 cm
Espaçamento/2 =	112,50 cm
γ_{conc} =	24 kN/m ³
Espessura =	0,07 cbuq
Carga de pavimento =	1,68 kN/m ²
g2 =	1,87 kN/m

Recapeamento

Carga =	2 kN/m ²
g3	2,22 kN/m

Barreiras

A =	0,217 m ²
G =	5,425 kN/m
L pontual =	6,03 KN
g4 =	6,03 kN

Somatória de cargas

g =	15,03	kN/m	carga permanente
g =	6,03	kN	barreira

4.5.2. Carregamento móvel

Coeficiente de impacto vertical

$L = 9,00 \text{ m}$

$CIV = 1,36$

Coeficiente de impacto adicional

$CIA = 1,25$

Carga multidão = $5,00 \text{ kN/m}^2$

Carga = $5,55 \text{ kN/m}$ carga multidão

Carga = $60,00 \text{ kN}$

Carga = $75,00 \text{ kN/m}$ carga móvel pontual

4.5.3. Perdas de pretensão

A protensão é composta por um único cabo chamado de C1 o qual é da categoria CP 190 RB 15,2 composto por 4 cordoalhas, retilíneo, com excentricidade de protensão constante $e_P = 25 \text{ cm}$ “negativa”. O cabo C1 possui uma ancoragem ativa e outra passiva e tem-se $\alpha_c = 0$ em todas as seções.

Perdas imediatas por atrito

$P_i = 785 \text{ kN}$

$\mu = 0,2 \text{ _/rad}$

$k = 0,002 \text{ _/m}$

Seção	x	$\Delta \alpha$	P(x)	P (x) (kN)	
S1	0	0	0	785,00	100,00%
S2	1,05	0	1,65	783,35	99,79%
S3	3,3	0	5,16	779,84	99,34%
S4	5,55	0	8,67	776,33	98,90%
S5	7,8	0	12,15	772,85	98,45%
S6	10,05	0	15,62	769,38	98,01%
S7	11,1	0	17,23	767,77	97,80%

Perdas por encunhamento para $\delta = 4 \text{ mm}$

Ap 1 cabo = 0,0001434 m²

Ap 4 cabos = 0,0005736 m²

$E_p = 200,00 \text{ GPa}$

Seção	x	P (x) (kN)	ΔP (x) (kN)	P (x) (kN)	
S1	0	785,00	53,39	731,61	93%
S2	1,05	783,35	50,09	733,26	93%
S3	3,3	779,84	43,06	736,78	94%
S4	5,55	776,33	36,05	740,28	94%
S5	7,8	772,85	29,08	743,77	95%
S6	10,05	769,38	22,14	747,24	95%
S7	11,1	767,77	18,92	748,85	95%

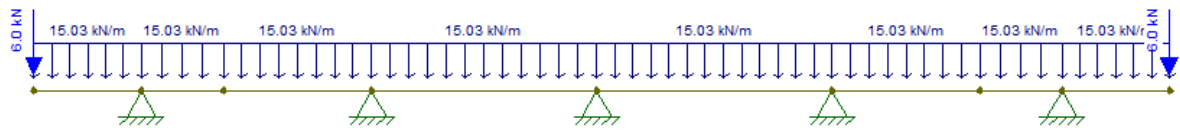
$\delta = 4,00 \text{ mm}$

Perdas progressivas, adotou-se 10% sobre o valor das forças de proteção após ocorridas as perdas imediatas.

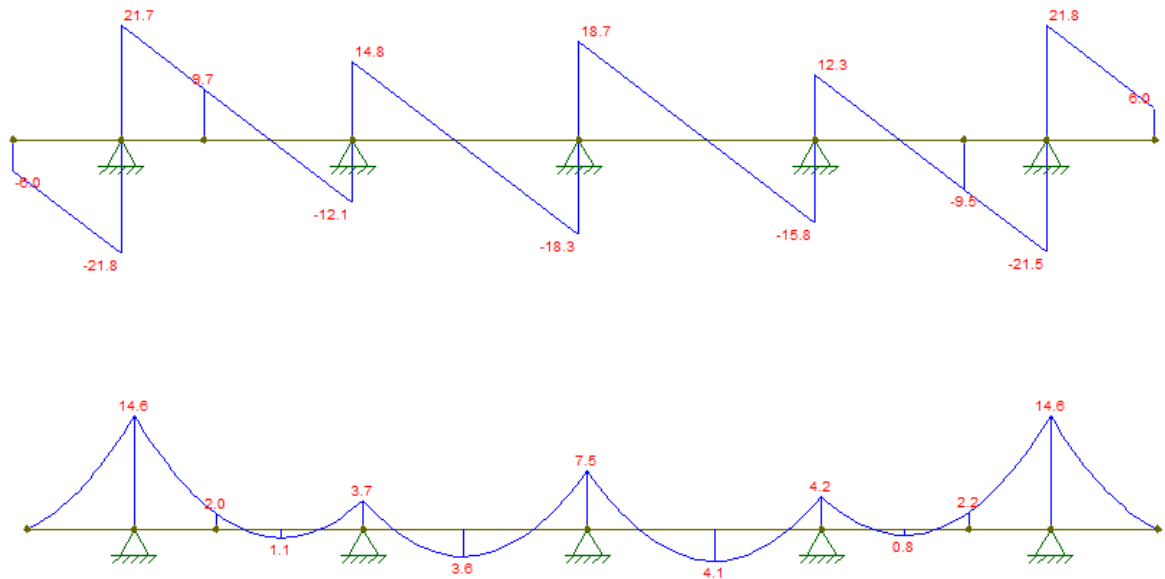
Seção	x	P (x) (kN)	
S1	0	658,45	84%
S2	1,05	659,94	84%
S3	3,3	663,10	84%
S4	5,55	666,25	85%
S5	7,8	669,39	85%
S6	10,05	672,51	86%
S7	11,1	673,96	86%

4.5.1. Esforços solicitantes

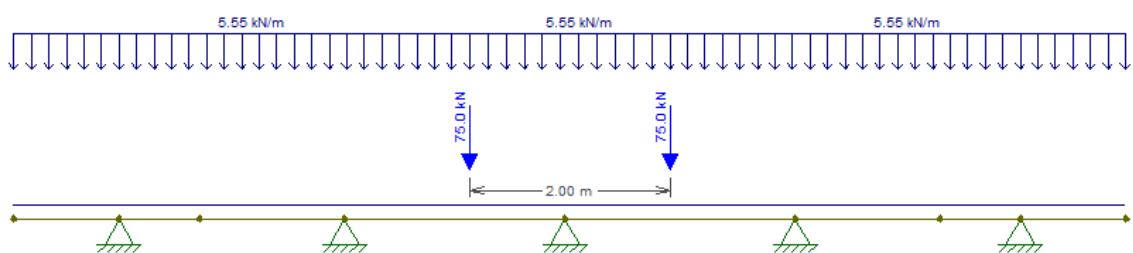
Carregamento da barreira e peso próprio da transversina



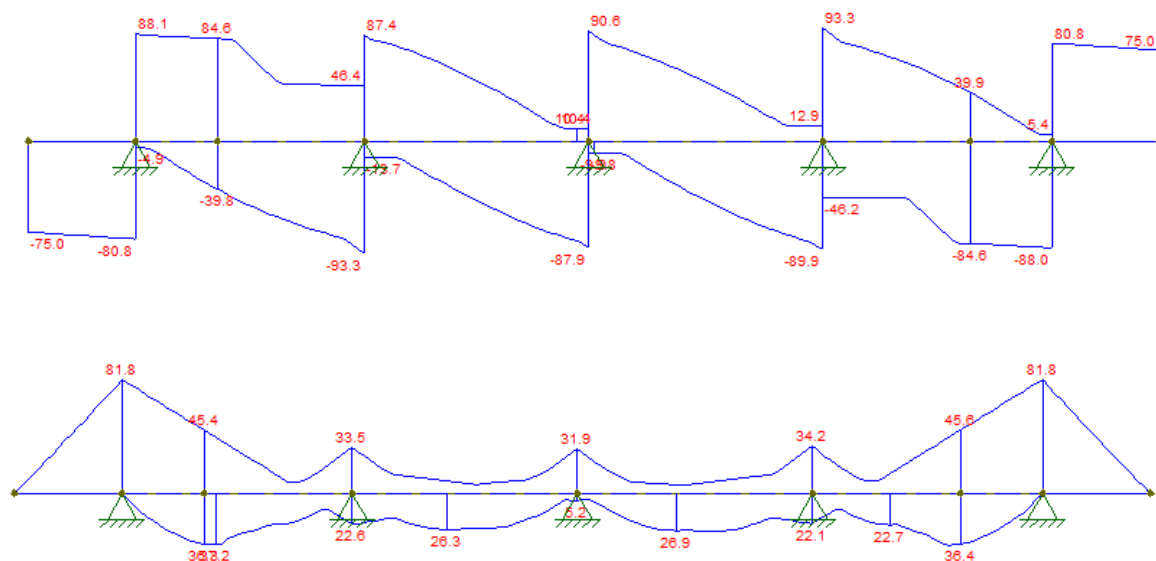
Resultante de cortante e momentos



Carregamento móvel



Resultante de cortante e momentos



Carregamentos permanentes

$$M_{g^{+}m\acute{a}x} = 4,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{g^{-}m\acute{a}x} = 14,6 \text{ kN.m}$$

$$V_{g \text{ m\acute{a}x}} = 21,8 \text{ kN}$$

Carregamentos m3veis

$$M_{q^{+}m\acute{a}x} = 36,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{q^{-}m\acute{a}x} = 81,8 \text{ kN.m}$$

$$V_{q \text{ m\acute{a}x}} = 93,3 \text{ kN}$$

Momento protens3o

$$M_{P^{-}max} = P \cdot e_P$$

$$P \text{ (kN)} = 673,96 \text{ kN}$$

$$e_P = 0,25 \text{ m}$$

$$M_{P^{-}m\acute{a}x} = 168,49 \text{ kN.m}$$

Momento solicitante positivo

$$M_{sd}^{+} = M_{q^{+}m\acute{a}x} \cdot \gamma_q \cdot CIV \cdot CIA + M_{g^{+}m\acute{a}x} \cdot \gamma_g - M_{P^{-}max} \cdot \gamma_P$$

$$CIV = 1,359$$

$$\begin{aligned}
 CIA &= 1,25 \\
 \gamma_q &= 1,40 \\
 \gamma_p &= 0,90 \\
 \gamma_g &= 1,40
 \end{aligned}$$

$$M_{sd}^{+max} = -59,31 \text{ kN.m}$$

Momento solicitante negativo

$$M_{sd}^{-} = M_{q\text{ máx}}^{-} \cdot \gamma_q \cdot CIV \cdot CIA + M_{g\text{ máx}}^{+} \cdot \gamma_g - M_{p\text{ máx}}^{-} \cdot \gamma_p$$

$$\begin{aligned}
 CIV &= 1,36 \\
 CIA &= 1,25 \\
 \gamma_q &= 1,40 \\
 \gamma_p &= 0,90 \\
 \gamma_g &= 1,40
 \end{aligned}$$

$$M_{sd}^{+max} = 366,67 \text{ kN.m}$$

Cortante solicitante

$$\begin{aligned}
 CIV &= 1,36 \\
 CIA &= 1,25 \\
 \gamma_q &= 1,40 \\
 \gamma_g &= 1,40
 \end{aligned}$$

$$V_{sd}^{-} = 252,46 \text{ kN}$$

4.5.1. Verificação à flexão

O valor do momento foi extraído do modelo transversal simulado no FTOOL e a verificação da armadura devido à flexão foi verificado conforme a NBR 6118.

$$\begin{aligned}
 M_{sd} &= 36.666,90 \text{ kN.cm} \\
 b_w &= 25,00 \text{ cm} \\
 d &= 169,90 \text{ cm} \\
 f_{ck} &= 40,00 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= 2,86 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned}$$

$\gamma_c =$	1,40
$f_{yk} =$	500,00 MPa
$\gamma_s =$	1,15
$f_{yd} =$	43,48 kN/cm ²
$k_c =$	0,02
$k_x =$	0,03
$k_z =$	43,02
$A_s =$	5,02 cm ²
$x =$	4,49
ρ_{min}	
$(A_{s,min}/A_c) =$	0,18
$A_{s,mim} =$	7,83 cm ²

4Ø16 Para a posição inferior

Por não haver momento solicitante de cálculo positivo, adota-se armadura mínima para a posição superior.

4Ø16 Para a posição superior

4.5.1. Verificação ao cisalhamento

A NBR 6118:2003, admite dois modelos de cálculo, que pressupõem analogia com modelo de treliça. O modelo I admite bielas com inclinação $\theta = 45^\circ$, o modelo II admite bielas com inclinação θ entre 30° e 45° .

O modelo considerado para dimensionamento ao cisalhamento foi o modelo I e verificou-se a compressão da biela através da equação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

O cálculo da armadura transversal é encontrado através da equação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$f_{ck} =$	40,00 MPa
$f_{cd} =$	2,86 kN/cm ²
$\gamma_c =$	1,40
$d =$	170,00 cm

$$\begin{aligned}
 b_w &= 25,00 \text{ cm} \\
 \alpha_v &= 0,84 \\
 V_{Rd2} &= 2.754,00 \text{ kN} \quad \text{atende } > V_{sd}
 \end{aligned}$$

$$V_c = 0,09 f_{ck}^{2/3} b_w d$$

$$V_{c0} = 447,37 \text{ kN}$$

Para o modelo I a parcela V_{sw} é calculado através da equação mostrada abaixo:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 90 \\
 \sin \alpha &= 1 \\
 \cos \alpha &= 0 \\
 f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\
 \gamma_s &= 1,15 \\
 f_{ywd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Despejando } A_{sw}/s = (V_{sd} - V_c) / (0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha))$$

$$A_{sw}/s = -0,03 \text{ Não precisa de armadura por } V_{sw}$$

Portanto é necessário somente armadura mínima, que é calculada através da fórmula:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Onde:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ct,m} &= 3,51 \text{ MPa} \\
 f_{yw,k} &= 500,00 \text{ MPa} \\
 \rho_{sw} &= 0,14 \\
 A_{sw,min} &= 3,51 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

$A_{sw \min/2} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $s \text{ adotado} = 16 \text{ cm}$
 $\phi \quad 6,3 \quad \text{mm} \quad \text{cada } 16$

4.6. VIGA TRAVESSA

4.6.1. Verificação à flexão

O valor do momento foi extraído do modelo transversal realizado no programa FTOOL e a verificação da armadura devido à flexão foi verificado conforme a NBR 6118.

Armadura positiva – vão central

$M_{k+} = 4320,9 \text{ kN.m}$
 $\gamma_f = 1,40$
 $M_{sd} = 604.926,00 \text{ kN.cm}$
 $b_w = 340,00 \text{ cm}$
 $d = 165,00 \text{ cm}$
 $f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$
 $\gamma_c = 1,40$
 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$
 $k_c = 0,03$
 $k_x = 0,04$
 $k_z = 42,80$
 $A_s = 85,66 \text{ cm}^2$
 $x = 6,44$
 ρ_{min}
 $(A_{s,min}/A_c) = 0,16$
 $A_{s,mim} = 94,85 \text{ cm}^2$

19Ø25 **cada 17cm** armadura inferior - vão central

Armadura negativa - lado esquerdo

Mk=-	1651,1 kN.m
γ_f =	1,40
Msd=	231.154,00 kN.cm
bw=	340,00 cm
d=	165,00 cm
fck=	35,00 MPa
fcd=	2,50 kN/cm ²
γ_c =	1,40
fyk=	500,00 MPa
γ_s =	1,15
fyd=	43,48 kN/cm ²
kc=	0,01
kx=	0,01
kz=	43,22
As=	32,41 cm ²
x=	2,44
ρ_{min}	
(As,min/Ac)=	0,16
As,mim=	94,85 cm ²

19Ø25 **cada 17cm** armadura superior - Lado esquerdo

Armadura negativa - lado direito

Mk=-	2547,2 kN.m
γ_f =	1,40
Msd=	356.608,00 kN.cm
bw=	340,00 cm
d=	165,00 cm
fck=	35,00 MPa
fcd=	2,50 kN/cm ²
γ_c =	1,40
fyk=	500,00 MPa
γ_s =	1,15
fyd=	43,48 kN/cm ²
kc=	0,02
kx=	0,02

kz=	43,08
As=	50,17 cm ²
x=	3,77
ρ _{min}	
(As,min/Ac)=	0,16
As,mim=	94,85 cm ²

19Ø25 **cada 17cm** armadura superior - Lado direito

4.6.2. Verificação ao cisalhamento

A NBR 6118:2003, admite dois modelos de cálculo, que pressupõem analogia com modelo de treliça. O modelo I admite bielas com inclinação $\theta = 45^\circ$, o modelo II admite bielas com inclinação θ entre 30° e 45° .

O modelo considerado para dimensionamento ao cisalhamento foi o modelo I e verificou-se a compressão da biela através da equação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

O cálculo da armadura transversal é encontrado através da equação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

O valor da cortante da viga travessa foi encontrado através do FTOOL.

V _k =	3.100,20 kN
γ _f =	1,40
V _{sd} =	4.340,28 kN

O V_{Rd2} e V_c são calculadas através das fórmulas mostradas abaixo:

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d$$

f _{ck} =	35,00 MPa
f _{cd} =	2,50 kN/cm ²
γ _c =	1,40
d=	165,00 cm
b _w =	340,00 cm

$$\alpha_v2 = 0,86$$

$$V_{Rd2} = 32.566,05 \text{ kN} \quad \text{atende } > V_{sd}$$

$$V_c = 0,09 f_{ck}^{2/3} b_w d$$

$$V_{C0} = 5.402,37 \text{ kN}$$

Para o modelo I a parcela V_{sw} é calculado através da equação abaixo:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$\alpha = 90,00$$

$$\sin \alpha = 1,00$$

$$\cos \alpha = 0,00$$

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Despejando $A_{sw}/s = (V_{sd} - V_c) / (0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha))$

$$A_{sw}/s = -0,16 \text{ Não precisa de armadura por } V_{sw}$$

Portanto é necessário somente armadura mínima, que é calculada através da fórmula:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Onde:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 3,21 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500,00 \text{ MPa}$$

$$\rho_{sw} = 0,13$$

$$A_{sw,min} = 43,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw \text{ min}/2} = 21,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s \text{ adotado} = 17,50 \text{ cm}$$

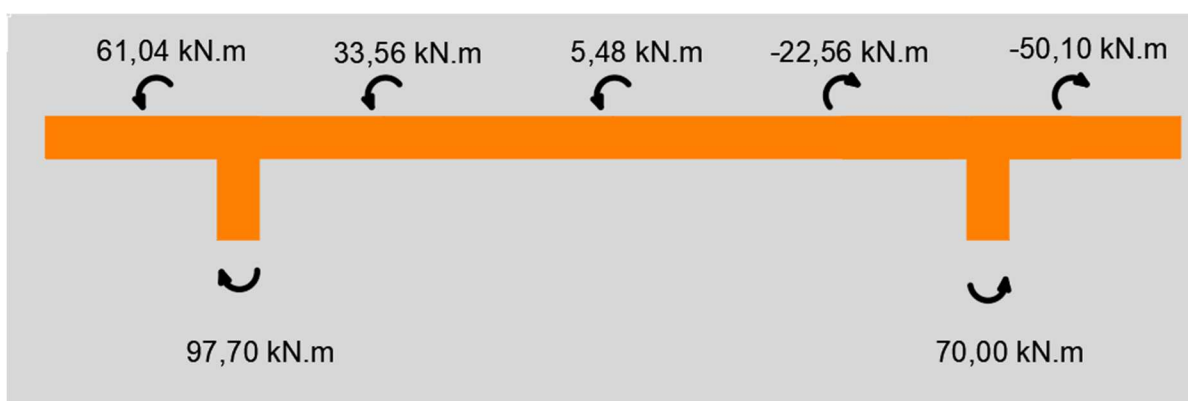
$$\phi \quad 16 \quad \text{cada } 14 \text{ cm}$$

4.6.1. Verificação à torção

O momento torçor solicitante foi determinado em cada viga, com a diferença entre os esforços concomitantes e os esforços da multidão, e multiplicado pelo braço de 0,2 m, a tabela com estes resultados são mostrados a seguir:

CARREGAMENTO	VIGA	APOIO 1	APOIO 2	APOIO 3	APOIO 4	APOIO 5
MÓVEL - MULTIDÃO kN	V1	305,20	167,80	27,40	-112,80	-250,50
MÓVEL - MULTIDÃO kN	V2	209,30	141,90	71,90	1,70	-68,10
MÓVEL - MULTIDÃO kN	V3	91,40	92,90	93,10	92,90	91,40
MÓVEL - MULTIDÃO kN	V4	209,30	141,90	71,90	1,70	-68,10
MÓVEL - MULTIDÃO kN	V5	305,20	167,80	27,40	-112,80	-250,50
MOMENTO TORÇOR kN.m	V1	61,04	33,56	5,48	-22,56	-50,10
MOMENTO TORÇOR kN.m	V2	41,86	28,38	14,38	0,34	-13,62
MOMENTO TORÇOR kN.m	V3	18,28	18,58	18,62	18,58	18,28
MOMENTO TORÇOR kN.m	V4	41,86	28,38	14,38	0,34	-13,62
MOMENTO TORÇOR kN.m	V5	61,04	33,56	5,48	-22,56	-50,10

Para a carga móvel passando pela viga V1, são mostrados a seguir os valores dos momentos torçores solicitantes em cada ponto da travessa.



As resultantes da torção nos apoios são 97,7 kN.m e -70 kN.m.

Para a carga móvel passando pela viga V3, são mostrados a seguir os valores dos momentos torçores solicitantes em cada ponto da travessa.



As resultantes da torção nos apoios são 46.2 kN.m.

Verificou-se que quando a carga móvel passa pela viga V1, o momento torçor é mais condicionante, portanto, será considerado 97,7 kN.m para a verificação a torção.

A NBR 6118:2014 determina a seção vazada equivalente definida pela seguinte expressão:

$$h_e \leq \frac{A}{u}$$

$$h_e \geq 2 c_1$$

A = é a área da seção cheia;

u = é o perímetro da seção cheia;

c1 = é a distância entre o eixo da barra longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural.

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto é obtida pela seguinte expressão:

$$T_{Rd,2} = 0,5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sen 2\theta$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck} / 250$$

T_{Rd2} = representa o limite dado pela resistência das diagonais comprimidas de concreto;

θ = ângulo de inclinação das diagonais de concreto, arbitrado no intervalo $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$;

A_e = área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada;

h_e = espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado.

A condição $T_{Sd} \leq T_{Rd,2}$ deve ser cumprida, onde o T_{Sd} é o momento torçor solicitante de cálculo.

T=	97,7	kN.m
γ_f =	1,40	
T_{Sd} =	136,78	kN.m
b=	340,00	cm
h=	170,00	cm
f_{ck} =	35,00	MPa
f_{cd} =	25,00	MPa
γ_c =	1,40	
α_{v2} =	0,86	MPa
Área	5,78	m ²
Perim.	10,20	m
h_e =	0,57	m
b_{nuc}	2,83	m
h_{nuc}	1,13	m
A_e =	3,21	m ²
θ =	45,00	
$T_{Rd,2}$ =	19.561,02	kN.m > T_{Sd}

4.6.1. Verificação à torção e força cortante

Verificou-se a combinação de torção e força cortante através da seguinte equação:

$$\left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \right) + \left(\frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \right) < 1$$

V_{Sd} =	4.340,28	kN
V_{Rd2} =	32.566,05	kN
T_{Sd} =	136,78	kN.m
$T_{Rd,2}$ =	19.561,02	kN.m

$$\left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \right) + \left(\frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \right) = 0,14$$

4.6.2. Verificação à fadiga

A verificação à fadiga das armaduras de estruturas de concreto verificando se a amplitude de flutuação de tensão nas barras de aço é inferior ao valor admissível.

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

A seguir são mostradas as formulações necessárias para a verificação à fadiga das armaduras:

Determinação da posição da linha neutra

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot d''}{A_s + A'_s}$$

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_o}{A}} \right)$$

Momento de inercia no estágio II

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left(A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2 \right)$$

Momento máximo de fadiga:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

Momento mínimo de fadiga:

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

Tensão máxima e mínima do concreto e do aço é mostrado a seguir:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = \frac{M_{m\acute{i}n}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\grave{i}n} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\grave{i}n} \times \frac{d - x}{x}$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

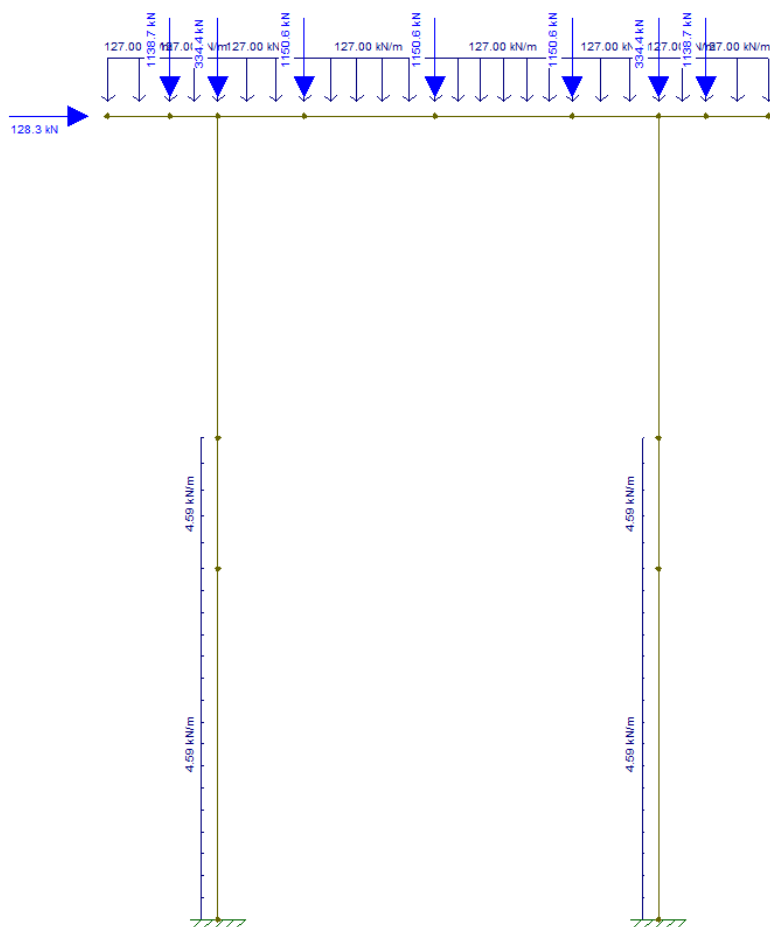
$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\grave{i}n}$$

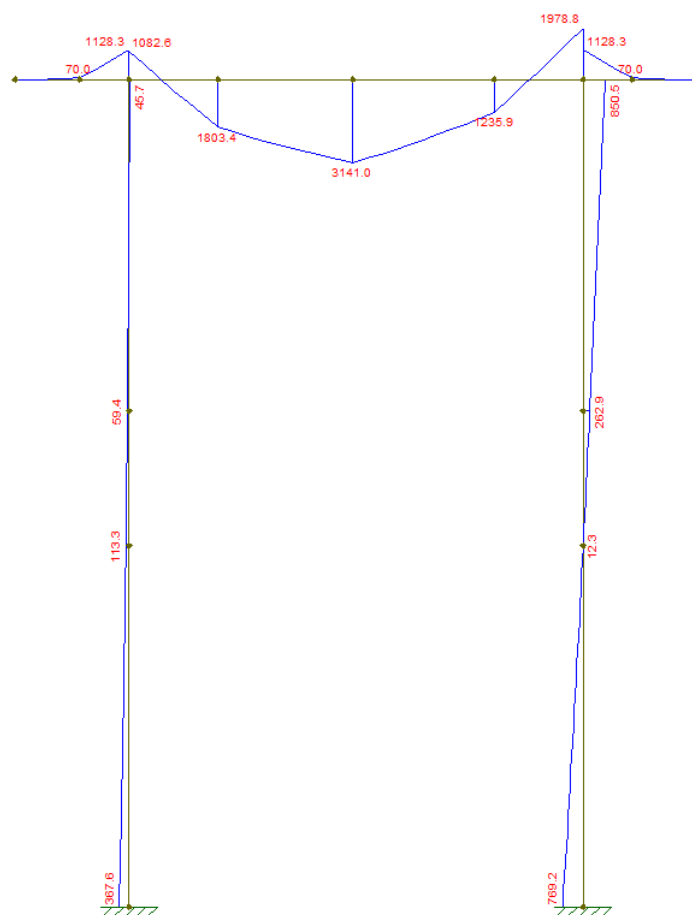
A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, para armadura de 25 mm de diâmetro no caso de barras retas ou dobradas com $D < 25 \phi$.

$$\Delta f_{sd,fad,min} = 95,0 \text{ Mpa}$$

Para a verificação à fadiga foi encontrado o momento mínimo que corresponde ao carregamento somente da carga permanente.

CARREGAMENTO	APOIO 1	APOIO 2	APOIO 3	APOIO 4	APOIO 5
PERMANENTE VÃO 1	569,37	575,29	575,29	575,29	569,37
PERMANENTE VÃO 2	569,37	575,29	575,29	575,29	569,37
TOTAL	1.138,74	1.150,58	1.150,58	1.150,58	1.138,74

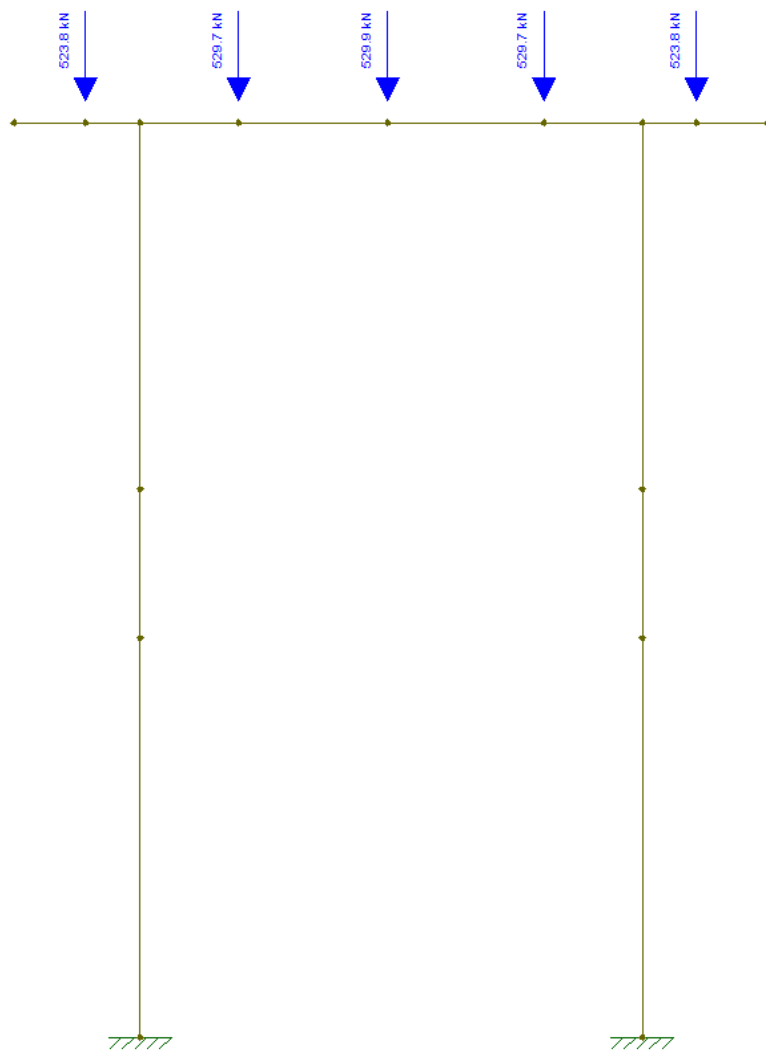


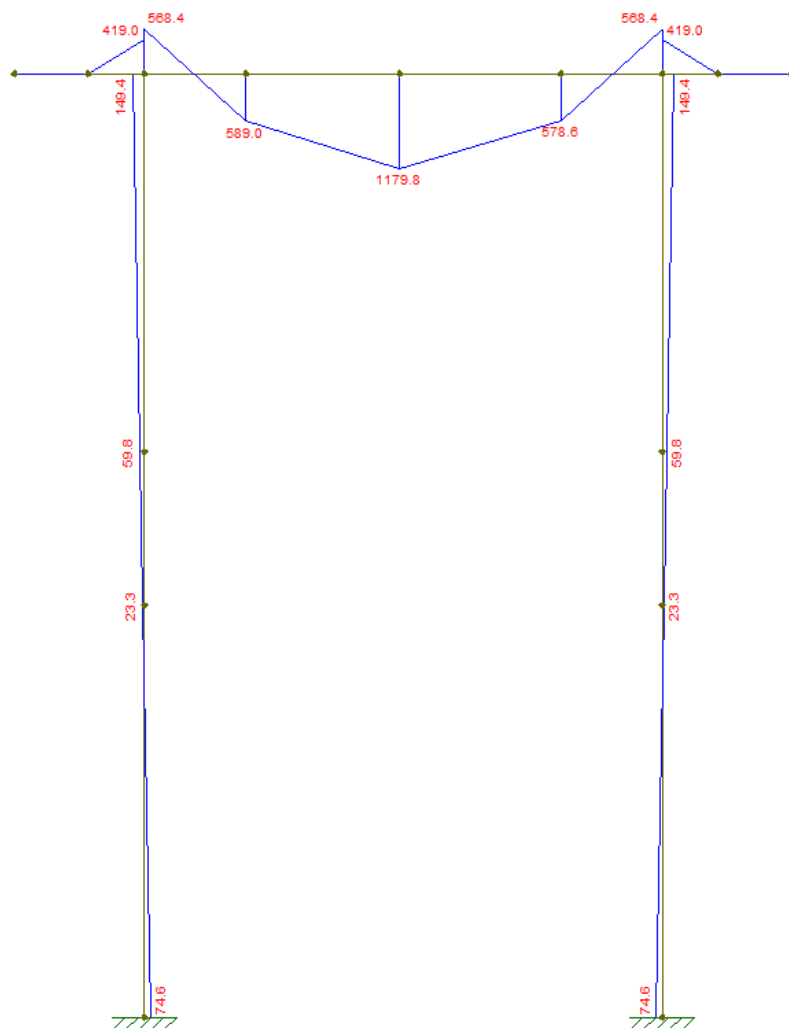


O momento para carga permanente é 3.141,0 kN.m

A seguir é apresentado os esforços da carga móvel quando o veículo passa pela Viga 3, sendo considerado carga móvel em uma via e na viga consequente somente carga de multidão.

CARREGAMENTO		APOIO 1	APOIO 2	APOIO 3	APOIO 4	APOIO 5
MÓVEL	V1	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30
	V2	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V3	307,60	311,30	311,50	311,30	307,60
	V4	425,50	360,30	290,30	220,10	148,10
	V5	521,40	386,20	245,80	105,60	-34,30
MULTIDÃO		216,2	218,4	218,4	218,4	216,2
TOTAL		523,80	529,70	529,90	529,70	523,80





O momento para carga móvel é 1.179,8 kN.m.

A seguir se mostram os dados calculados com as formulações apresentadas:

$M_g =$	314.100,00 kN.cm
$\varphi \times M_{q,+} =$	117.980,00 kN.cm
$\varphi \times M_{q,-} =$	0,00 kN.cm
$\psi_1 =$	0,50 para vigas
$A_s =$	95,00 cm ²
$d =$	165,00 cm
$b_f =$	340,00 cm
$b_w =$	340,00 cm
$h_f =$	0,00 cm

$A'_s=$	0,00 cm ²	
$d''=$	0,00 cm	
$\alpha_e=$	10,00	relação entre os módulos de elasticidade do aço/concreto
$d_0=$	165,00 cm	
$A=$	2,79 cm	
$x=$	27,70 cm	
$I_2=$	20.317.504,57 cm ⁴	
$M_{máx}=$	373.090,00 kN.cm	
$M_{mín}=$	314.100,00 kN.cm	
$\sigma_{c,máx}=$	0,51 kN/cm ²	
$\sigma_{c,mín}=$	0,43 kN/cm ²	
$\sigma_{s,máx}=$	25,21 kN/cm ²	
$\sigma_{s,mín}=$	21,23 kN/cm ²	
$\Delta\sigma_s=$	3,99 kN/cm ²	
$\Delta\sigma_s=$	39,86 MPa	< 95 MPa Tensão atuante < Tensão Resistente

4.7. PILARES

Considerando os dados do modelo transversal do FTOOL quando a carga móvel passa pela V1, os valores característicos do pilar são:

$$L = 7,6 \text{ m}$$

$$F_z = 5.368,1 \text{ kN}$$

$$\phi = 1.5 \text{ m}$$

$$M_x \text{ Superior} = -66,8 \text{ kN.m}$$

$$M_x \text{ Inferior} = -115,4 \text{ kN.m}$$

$$M_y \text{ Superior} = 0 \text{ kN.m}$$

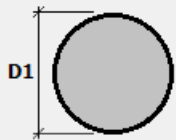
$$M_y \text{ Inferior} = -254,4 \text{ kN.m}$$

A verificação da armadura do pilar foi calculada com o auxílio do aplicativo de análise de pilares de concreto armado submetidos à flexão composta oblíqua, denominado Pcalc, e os resultados obtidos são mostrados a seguir:

Entrada de dados: Geometria

Seção

Tipo: Circular



Dimensões:

D1 = 150 cm

Geometria

Tipo: Pilar Biapoiado



Comprimento:

L = 760 cm

Ok
Cancelar

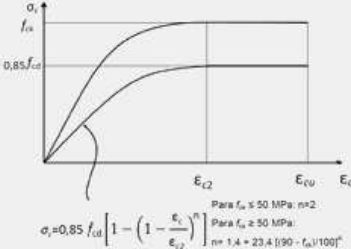
Entrada de dados: Materiais

Concreto

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fck = 35 MPa

γc = 1.4



$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} \geq 50$ MPa: $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^5$

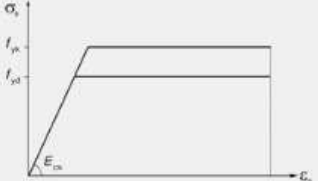
Aço

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fyk = 500 MPa

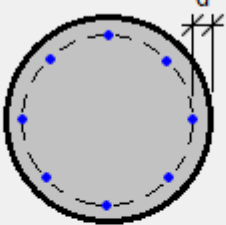
Es = 210 GPa

γs = 1.15



Ok
Cancelar

Entrada de dados: Armação



Diâmetro das barras (mm): 16.0

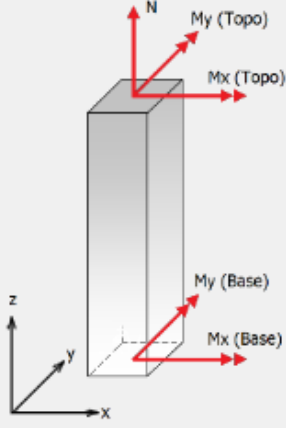
nº de barras = 39 $d' = 5$ cm

Ok Cancelar

Entrada de dados: Esforços

Coefficiente de ponderação:
 $\gamma_f = 1.4$

Unidades: [kN, kN.m]

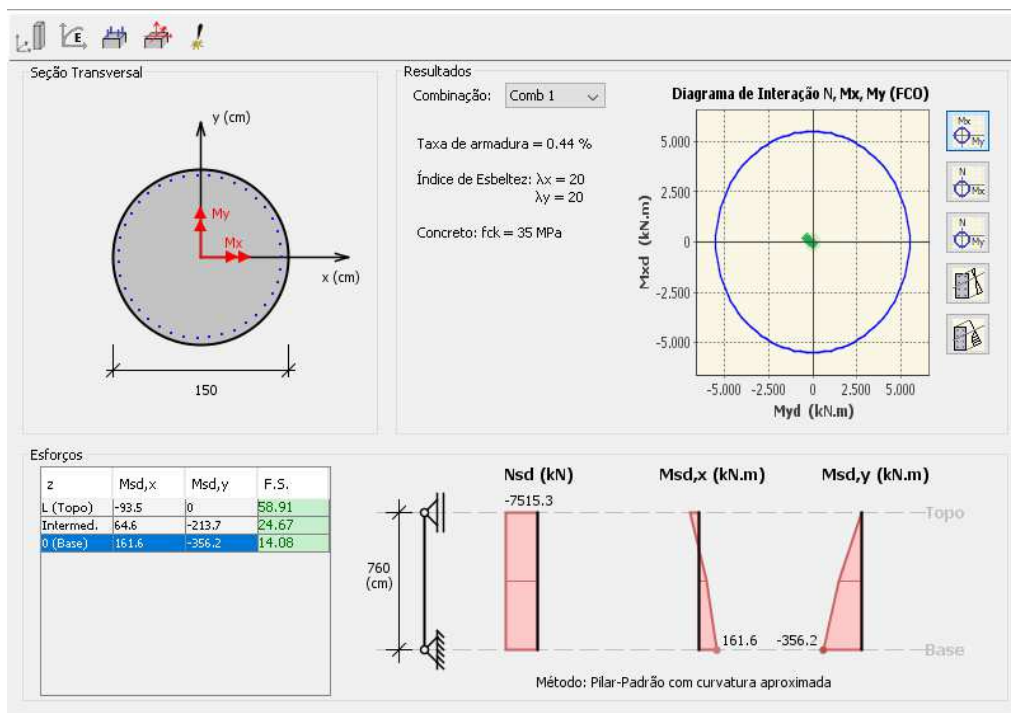


(N < 0 para compressão)

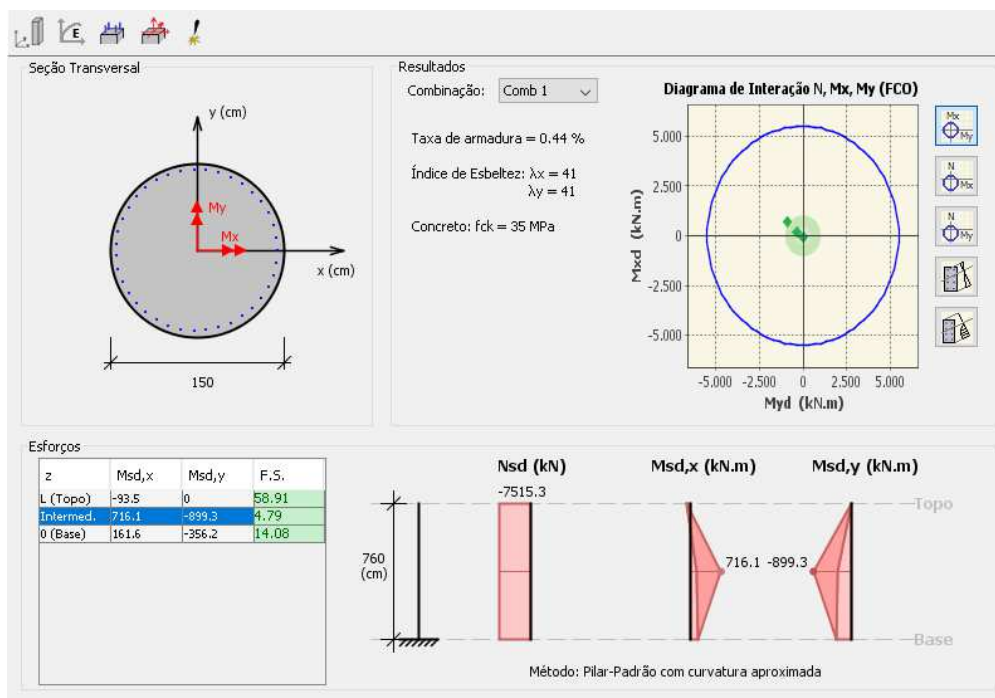
Combinação	Nsk	Msk,x (Topo)	Msk,x (Base)	Msk,y (Topo)	Msk,y (Base)
1	-5368.1	-66.8	-115.4	0	-254.4

Ok Cancelar

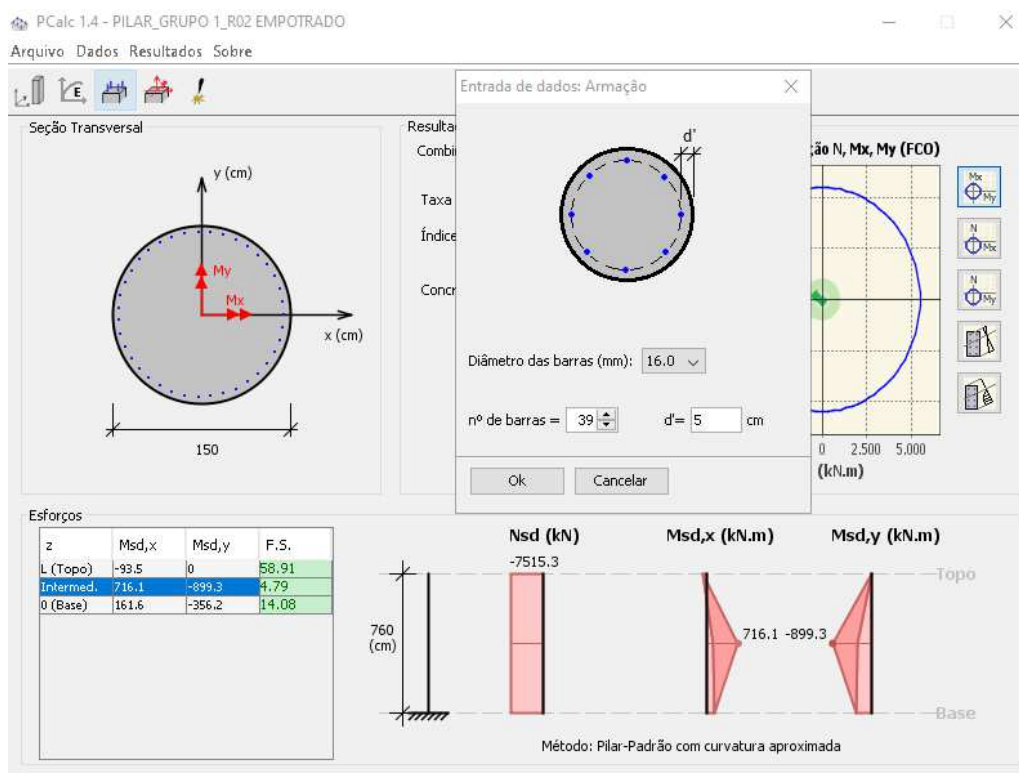
Os resultados dos fatores de segurança são mostrados a seguir:



Para verificação do pilar foi assumido pilar em balanço, engastado na parte inferior e livre na parte superior, e os resultados são mostrados a seguir:



Verifica-se que os fatores de segurança reduzem quando comparado com o sistema biapoiado, no entanto a distribuição de aço não altera, conforme mostrado na imagem seguinte.



4.7.1. Armadura seção transversal

Com o auxílio do programa Pcalc foi determinada a armadura na seção transversal.

Taxa de armadura: $\rho_s = 0,44 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar Biapoiado/Pilar em balanço

Comprimento: $L = 760 \text{ cm}$

Índice de Esbeltes: $\lambda_x = 20 \text{ Biapoiado/41 Balanço}$

$\lambda_y = 20 \text{ Biapoiado/41 Balanço}$

Armadura : **39 ϕ 16 mm**

A armadura 39 ϕ 16 mm tem um espaçamento aproximado de 11,3 cm no perímetro do pilar.

4.7.2. Estribos pilar

A NBR 6118:2014 menciona que o diâmetro do estribo pode ser adotado como $\phi_t < \phi/4$, desde que as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também a limitação mostrada na figura abaixo:

$$s_{\max} = 90000 \left(\frac{\phi_t^2}{\phi} \right) \frac{1}{f_{yk}}$$

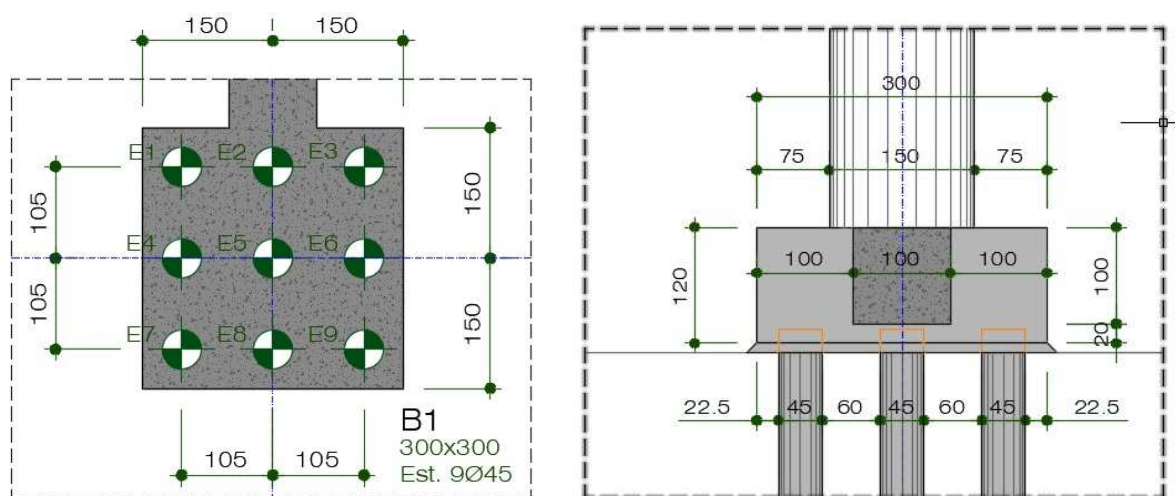
$$\begin{aligned} f_{yk} &= 200 \text{ MPa} \\ \phi &= 2,5 \text{ cm} \\ \phi_t &= 0,625 \text{ cm} \\ s_{\max} &= 70,31 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ø6 cada 20cm

4.8. BLOCOS

Considerando os dados do modelo no FTOOL quando a carga móvel passa pela V1, os valores característicos do bloco são, $F_z = 5.368,1 \text{ kN}$ e $M_x = 115,4 \text{ kN.m}$, com fator de majoração de 1,4 os valores considerados para o dimensionamento são $F_z = 7.515,34 \text{ kN}$ e $M_x = 161,56 \text{ kN.m}$

Do projeto temos as seguintes dimensões a serem verificadas para o Bloco 01.



Sintetizando, temos os seguintes dados:

DIMENSIONAMENTO BLOCO B1 (300x300)		
Dados		
Pilar ϕ =	150	cm
f_{ck} =	40	MPa
Bloco=	300	cm
ϕ_{est} =	45	cm
x' =	7,5	cm
M =	161,56	KN.m
N =	7515,34	KN
n.º estacas=	9	unid
R_{max} =	918,54	KN

Calculando os Momentos temos:

MOMENTOS						
Estaca	x (cm)	y (cm)	Σx_i^2	Σy_i^2	N_{xi} (KN)	N_{yi} (KN)
1	-105	105	11025,00	11025	893	944
2	0	105	0,00	11025	919	944
3	105	105	11025,00	11025	944	944
4	-105	0	11025,00	0	893	919
5	0	0	0,00	0	919	919
6	105	0	11025,00	0	944	919
7	-105	-105	11025,00	11025	893	893
8	0	-105	0,00	11025	919	893
9	105	-105	11025,00	11025	944	893
			66150	66150		

Verificando a condição de bloco rígido, temos:

Verificação da Inclinação das bielas		
Tentativa 01	Tentativa 02	Verificação da altura do bloco
H_{calculado} = 36,5 cm H_{adotado} = 45 cm x = 7,5 cm Z = 30 cm d = 37,5 cm Hipotenusa a = 90,5 cm Θ = 18,2 graus Θ<45° Bloco flexível	H_{adotado} h_o = 120 cm x = 22,5 cm Z = 90 cm 112, d = 5 cm Hipotenusa nusa = 71,6 cm Θ = 51,1 graus Θ>45° bloco rígido	$\frac{2}{3}c \leq h \leq$ c (cm)= 75 h(cm)= 120 2c (cm)= 150 Ok!

Calculando as armaduras temos:

ARMADURA PRINCIPAL				
M _{xi} =	297418,6	kN.cm	A _{sx} =	71,54 cm ²
M _{yi} =	297418,6	kN.cm	A _{sy} =	71,54 cm ²
				35Ø16,0 mm
				35Ø16,0 mm

ARMADURA DE PELE		
Ø_{est} = 45 m	A_{s pele} =	17,88 cm ²
H_{adotado} = 120 cm	Então A_{s pele} =	17,88 cm ²
A_{s pele} = 5,85 cm ²		
A_{s pele} = 6,00 cm ²	10Ø16,0 mm	

Para o cálculo da cortante temos que:

$$V_{d,lim} = \frac{0,25}{\gamma_c} \left(1 - \frac{c}{5d} \right) b_2 d_2 \sqrt{f_{ck}}$$

com: f_{ck} em kN/cm^2 ;
 $V_{d,lim}$ em kN;
 b_2 e d_2 em cm;

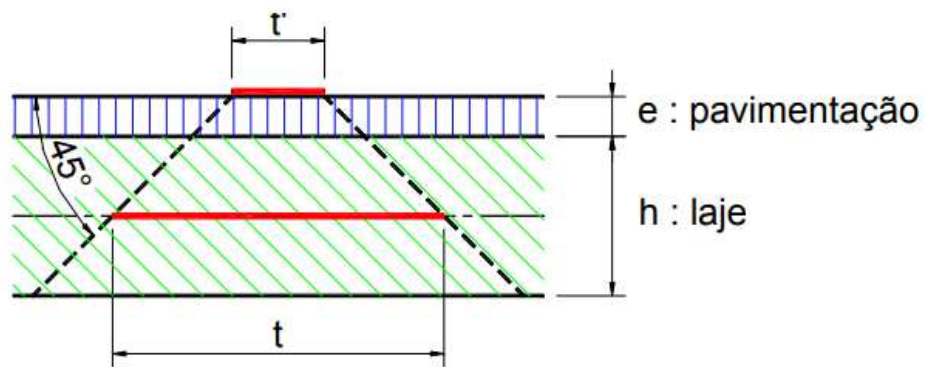
Sendo que a verificação V_d , atuante $\leq V_{d,lim}$, deverá ser atendida, então temos:

Dados		
$\varnothing_{\text{pilar}} =$	150	cm
$f_{ck} =$	40	MPa
$h =$	120	cm
$c =$	75	cm
$\varnothing_{\text{est}} =$	45	cm
$x' =$	7,5	cm
$d =$	112,5	cm
$N =$	7515,34	KN
$n.^{\circ}$ estacas =	9	unid
$R_{\max} =$	918,54	KN
$b =$	262,5	unid
$V_{d, \text{lim}} =$	28905,19	KN
$V_{d, \text{atuante}} =$	2755,62	unid
$V_{d, \text{lim}} > V_{d, \text{atuante}}$ então OK!!!		

4.9. LAJE

Para o dimensionamento da laje foi utilizado o programa T-Rush que é o programa para análise de esforços em lajes de pontes que utiliza as Tabelas de Rüsch.

Para introduzir os dados é necessário calcular o parâmetro t que é a propagação até a superfície média da laje, da área equivalente de contato do pneu, e é representada pela equação a seguir:



propagação até a
superfície média da laje

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

$t' =$	0,32 m
$h \text{ laje} =$	0,20 m
$e \text{ pavimentação} =$	0,07 m
$t =$	0,6562 m
CIV =	1,359

As figuras seguintes mostram os resultados das lajes em balanço:

TRÜsch 1.0 - TRUSH LAJE CANTO

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

$l_x = 1,05$ m

$l_y = \infty$ m

$t = 0,66$ m

$a = 2$ m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Livre

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coefficiente de Impacto (ψ): 1,359

Calcular Mxm Mym **Mxe** Myr -Mxm

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,125	0,11	0,1	0,1	0,04	0,0	0,0
0,25	0,23	0,23	0,2	0,1	0,0	0,0
0,375	0,38	0,37	0,33	0,18	0,0	0,0
0,5	0,52	0,51	0,46	0,28	0,0	0,0
0,625	0,7	0,67	0,6	0,433	0,0	0,0
0,75	0,9	0,87	0,8	0,63	0,0	0,0
1,0	1,24	1,18	1,1	0,95	0,05	0,0
1,25	1,5	1,44	1,34	1,22	0,23	0,0
1,5	1,72	1,66	1,57	1,45	0,38	0,08
1,75	1,9	1,85	1,76	1,66	0,7	0,3
2,0	2,04	2,0	1,93	1,84	1,24	0,66
2,25	2,18	2,15	2,1	2,0	1,98	1,2
2,5	2,29	2,29	2,23	2,18	3,24	1,9

Resultados:

Tabela Utilizada: 98

Cargas Móveis:

$M_L = 0,525$

$M_P = 0,000$

$M_P' = 0,000$

$M_{xe} = -5,348$ tf.m/m

Cargas Permanentes:

Não é possível calcular pelo método de Rüsch

TRÜsch 1.0 - TRUSH LAJE CANTO

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

$l_x = 1,05$ m

$l_y = \infty$ m

$t = 0,66$ m

$a = 2$ m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Livre

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coefficiente de Impacto (ψ): 1,359

Calcular Mxm Mym Mxe **Myr** -Mxm

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,125	0,17	0,1	0,06	0,01	0,0	0,0
0,25	0,27	0,18	0,1	0,012	0,0	0,0
0,375	0,34	0,23	0,125	0,02	0,0	0,0
0,5	0,39	0,265	0,145	0,04	0,0	0,0
0,625	0,425	0,287	0,16	0,052	0,0	0,0
0,75	0,44	0,3	0,16	0,08	0,0	0,0
1,0	0,5	0,36	0,22	0,135	0,0	0,0
1,25	0,58	0,448	0,309	0,216	0,0	0,0
1,5	0,68	0,54	0,422	0,31	0,0	0,04
1,75	0,79	0,66	0,55	0,415	0,0	0,06
2,0	0,91	0,78	0,69	0,53	0,0	0,08
2,25	1,04	0,91	0,84	0,65	0,0	0,1
2,5	1,17	1,04	0,9	0,77	0,0	0,15

Resultados:

Tabela Utilizada: 98

Cargas Móveis:

$M_L = 0,231$

$M_P = 0,000$

$M_P' = 0,000$

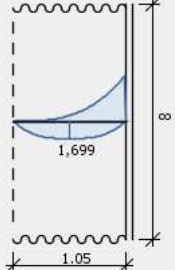
$M_{yr} = 2,350$ tf.m/m

Cargas Permanentes:

Não é possível calcular pelo método de Rüsch

TRÜSCH 1.0 - TRUSH LAJE CANTO

Arquivo Opções Resultados Sobre



Dimensões:

$l_x = 1,05$ m

$l_y = \infty$ m

$t = 0,66$ m

$a = 2$ m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Livre

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coefficiente de Impacto (ϕ): 1,359

Calcular Mxm Mym Mxe Myr **-Mxm**

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,125	0,056	0,043	0,013	0,01	0,0	0,0
0,25	0,1	0,086	0,056	0,024	0,0	0,0
0,375	0,136	0,13	0,09	0,04	0,0	0,0
0,5	0,176	0,174	0,127	0,06	0,0	0,0
0,625	0,218	0,218	0,154	0,079	0,0	0,0
0,75	0,266	0,263	0,2	0,104	0,0	0,0
1,0	0,33	0,328	0,263	0,15	0,06	0,0
1,25	0,377	0,373	0,313	0,196	0,21	0,0
1,5	0,414	0,41	0,354	0,239	0,32	0,0
1,75	0,444	0,442	0,39	0,28	0,5	0,02
2,0	0,47	0,468	0,42	0,318	0,72	0,05
2,25	0,49	0,487	0,447	0,356	1,03	0,09
2,5	0,51	0,51	0,471	0,391	1,51	0,14

Resultados:

Tabela Utilizada: 98

Cargas Móveis:

$M_L = 0,167$

$M_P = 0,000$

$M_P' = 0,000$

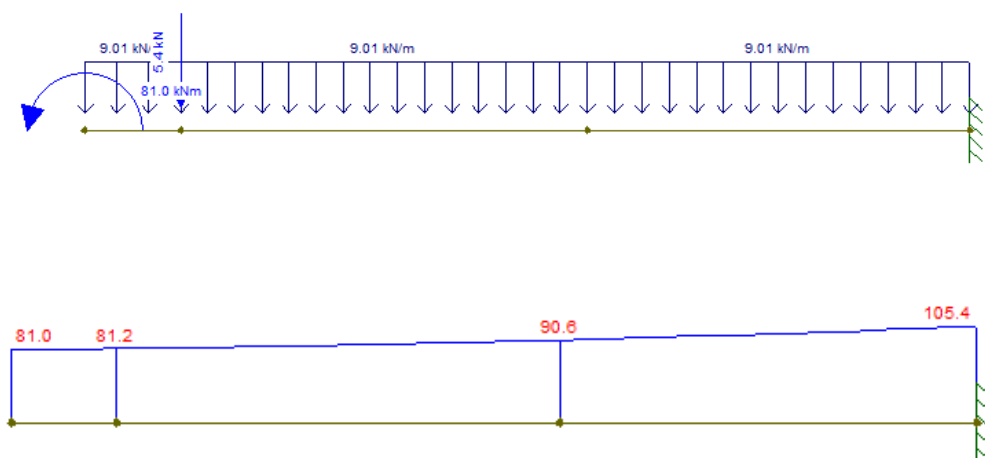
$-M_{xm} = 1,699$ tf.m/m

Cargas Permanentes:

Não é possível calcular pelo método de Rüsch

O programa T-Rusch não fornece o momento devido a carregamento permanente da laje em balanço, portanto foi necessário simular o balanço no FTOOL, para obtenção do momento devido a carregamento permanentes.

L balanço= 1,05 m
 A barreira= 0,217 m²
 γ_c = 25,00 kN/m³
 g_{barr} = 5,425 kN/m
 h = 0,20 m
 h_{pav} = 0,07 m
 γ_c = 25,00 kN/m³
 γ_{pav} = 24,00 kN/m³
 g_1 = 5,25 kN/m concreto
 g_2 = 1,76 kN/m pav
 g_3 = 2,00 kN/m recapeamento
 g_{total} = 9,01 kN/m



Os momentos resultantes da laje em balanço são mostrados a seguir:

M_{xm-}	5,35 tf.m/m	carga móvel
M_{xm-}	105,40 kN.m	carga permanente
M_{xm-}	222,43 kN.m	
M_{xm+}	1,70 tf.m/m	carga móvel
M_{xm+}	2,38 tf.m/m	
M_{ym+}	2,35 tf.m/m	carga móvel
M_{ym+}	3,29 tf.m/m	

4.9.1. Armadura laje em balanço

As armaduras resultantes para as lajes em balanço são:

M_{xm-}	22.243,20 kN.cm
b_w	100,00 cm
h	20,00 cm
e	3,50 cm
d	16,50 cm
f_{ck}	35,00 MPa
f_{cd}	2,50 kN/cm ²
γ_c	1,40
f_{yk}	500,00 MPa
γ_s	1,15

$f_{yd} =$	43,48 kN/cm ²
$k_c =$	0,33
$k_x =$	0,65
$k_z =$	32,19
$A_s =$	41,88 cm ²
$x =$	10,71
ρ_{min}	
$(A_{s,min}/A_c) =$	0,16
$A_{s,mim} =$	3,54 cm ²

7Ø12,5	cada 14 cm	armadura superior x (intercalado)
7Ø25	cada 14 cm	armadura superior x (intercalado)

$M_{xm+} =$	2.378,60 kN.cm
$b_w =$	100,00 cm
$h =$	20,00 cm
$e =$	3,50 cm
$d =$	16,50 cm
$f_{ck} =$	35,00 MPa
$f_{cd} =$	2,50 kN/cm ²
$\gamma_c =$	1,40
$f_{yk} =$	500,00 MPa
$\gamma_s =$	1,15
$f_{yd} =$	43,48 kN/cm ²
$k_c =$	0,03
$k_x =$	0,05
$k_z =$	42,57
$A_s =$	3,39 cm ²
$x =$	0,87
ρ_{min}	
$(A_{s,min}/A_c) =$	0,16
$A_{s,mim} =$	3,54 cm ²

7Ø12,5	cada 14 cm	armadura inferior x
---------------	-------------------	---------------------

$M_{ym+} =$	3.290,00 kN.cm
$b_w =$	100,00 cm
$h =$	20,00 cm
$e =$	3,50 cm

d=	16,50 cm
fck=	35,00 MPa
fcd=	2,50 kN/cm ²
γ_c =	1,40
fyk=	500,00 MPa
γ_s =	1,15
fyd=	43,48 kN/cm ²
kc=	0,05
kx=	0,07
kz=	42,20
As=	4,72 cm ²
x=	1,21
ρ_{min}	
(As,min/Ac)=	0,16
As,mim=	3,54 cm ²

6Ø10**cada 16 cm**

armadura superior y

4.9.1. Armadura laje central

As figuras seguintes mostram os resultados da laje central:

TRÜSCH - TRUSH LAJE CENTRAL

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

$l_x = 2,25$ m

$l_y = \infty$ m

$t = 0,66$ m

$a = 2$ m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coefficiente de Impacto (ϕ): 1.359

Calcular Mxm Mym Mxe

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

Resultados:

Tabela Utilizada: 27

Cargas Móveis:

$M_L = 0,135$

$M_P = 0,000$

$M_{P'} = 0,012$

$M_{xm} = 1,387$ tf.m/m

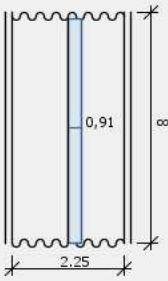
Cargas Permanentes:

$k_{om} = 0,042$

$M_{xm} = 0,211g$ tf.m/m

TRÜSCH - TRUSH LAJE CENTRAL

Arquivo Opções Resultados Sobre



Dimensões:

lx = 2,25 m

ly = ∞ m

t = 0,66 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒  ☐ 

Coefficiente de Impacto (φ): 1.359

Calcular Mxm Mym Mxe

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

Resultados:

Tabela Utilizada: 27

Cargas Móveis:

ML=0,088

MP=0,000

MP'=0,015

MyM=0,905 tf.m/m

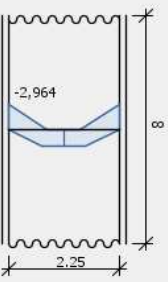
Cargas Permanentes:

kym=0,007

MyM=0,035g tf.m/m

TRÜSCH - TRUSH LAJE CENTRAL

Arquivo Opções Resultados Sobre



Dimensões:

lx = 2,25 m

ly = ∞ m

t = 0,66 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Engastada

Borda direita: Engastada

Direção do tráfego: ☒  ☐ 

Coefficiente de Impacto (φ): 1.359

Calcular Mxm Mym Mxe

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

Resultados:

Tabela Utilizada: 27

Cargas Móveis:

ML=0,271

MP=0,000

MP'=0,297

Mxe=-2,964 tf.m/m

Cargas Permanentes:

kxe=-0,083

Mxe=-0,422g tf.m/m

A seguir são apresentados os valores de momentos para a laje central. O momento devido ao carregamento permanente precisou ser calculado com o valor g que é a carga permanente.

$h=$	0,20 m	
$h_{pav}=$	0,07 m	
$\gamma_c=$	25,00 kN/m ³	
$\gamma_{pav}=$	24,00 kN/m ³	
g_1	5,00 kN/m ²	concreto
g_2	1,68 kN/m ²	pav
g_3	2,00 kN/m ²	recapeamento
g_{total}	8,68 kN/m ²	carga permanente
g_{total}	0,87 t.f/m²	carga permanente

$M_{xm, m}$	1,39 tf.m/m	móvel
$M_{xm, pp}$	0,21 g tf.m/m	
$M_{xm, pp}$	0,18 tf.m/m	permanente
γ_f	1,4	
$M_{xm, proj}$	2,20 tf.m/m	

$M_{ym+, m}$	0,905 tf.m/m	
$M_{ym+, pp}$	0,035 g tf.m/m	
$M_{ym+, pp}$	0,030 tf.m/m	permanente
$M_{ym+, proj}$	1,31 tf.m/m	

$M_{xm-, m}$	2,964 tf.m/m	
$M_{xm-, pp}$	0,422 g tf.m/m	
$M_{xm-, pp}$	0,366 tf.m/m	permanente
$M_{xm-, proj}$	4,66 tf.m/m	

As armaduras resultantes para a laje central são:

$M_{xm+=}$	2.198,21 kN.cm
$b_w=$	100,00 cm
$h=$	20,00 cm
$e=$	3,50 cm
$d=$	16,50 cm

$f_{ck}=$	35,00 MPa
$f_{cd}=$	2,50 kN/cm ²
$\gamma_c=$	1,40
$f_{yk}=$	500,00 MPa
$\gamma_s=$	1,15
$f_{yd}=$	43,48 kN/cm ²
$k_c=$	0,03
$k_x=$	0,05
$k_z=$	42,64
$A_s=$	3,12 cm ²
$x=$	0,80
$\rho_{min} (A_{s,min}/A_c)=$	0,16
$A_{s,mim}=$	3,54 cm ²

7Ø12,5**cada 14 cm**

armadura inferior x

$M_{ym+=}$	1.309,53 kN.cm
$b_w=$	100,00 cm
$h=$	20,00 cm
$e=$	3,50 cm
$d=$	16,50 cm
$f_{ck}=$	35,00 MPa
$f_{cd}=$	2,50 kN/cm ²
$\gamma_c=$	1,40
$f_{yk}=$	500,00 MPa
$\gamma_s=$	1,15
$f_{yd}=$	43,48 kN/cm ²
$k_c=$	0,02
$k_x=$	0,03
$k_z=$	42,98
$A_s=$	1,85 cm ²
$x=$	0,47
$\rho_{min} (A_{s,min}/A_c)=$	0,16
$A_{s,mim}=$	3,54 cm ²

8Ø8**cada 12,5 cm**

armadura inferior y

$M_{xm-}=$	4.662,41 kN.cm
$b_w=$	100,00 cm
$h=$	20,00 cm

e=	3,50 cm
d=	16,50 cm
fck=	35,00 MPa
fcd=	2,50 kN/cm ²
γ _c =	1,40
f _{yk} =	500,00 MPa
γ _s =	1,15
f _{yd} =	43,48 kN/cm ²
k _c =	0,07
k _x =	0,11
k _z =	41,65
A _s =	6,78 cm ²
x=	1,74
ρ _{min} (A _{s,min} /A _c)=	0,16
A _{s,mim} =	3,54 cm ²

7Ø12,5**cada 14 cm**

armadura superior x

4.9.1. Verificação à fadiga laje central

A verificação à fadiga das armaduras de estruturas de concreto verificando se a amplitude de flutuação de tensão nas barras de aço é inferior ao valor admissível.

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,máx} - \sigma_{s,mín}$$

A seguir são mostradas as formulações necessárias para a verificação à fadiga das armaduras:

Determinação da posição da linha neutra

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot d''}{A_s + A'_s}$$

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

Momento de inercia no estágio II

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left(A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2 \right)$$

Momento máximo de fadiga:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

Momento mínimo de fadiga:

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

Tensão máxima e mínima do concreto e do aço é mostrado a seguir:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = \frac{M_{m\acute{i}n}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{i}n} \times \frac{d - x}{x}$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, para armadura de 12,5 mm de diâmetro no caso de barras retas ou dobradas com $D < 25 \phi$.

$$\Delta f_{sd,fad,min} = 105,0 \text{ Mpa}$$

O momento devido a carga permanente é 1,8 kN.m e o momento devido ao carregamento móvel é 13,9 kN.m. A seguir se mostram os dados calculados com as formulações apresentadas:

$M_g =$	180,00	kN.cm
$\phi \times M_{q,+} =$	1.390,00	kN.cm
$\phi \times M_{q,-} =$	0,00	kN.cm
$\psi_1 =$	0,80	p/laje
$A_s =$	8,75	cm ²
$d =$	16,50	cm
$b_f =$	100,00	cm
$b_w =$	100,00	cm
$h_f =$	0,00	cm
$A'_s =$	0,00	cm ²
$d'' =$	0,00	cm
$\alpha_e =$	10,00	* α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto
$d_0 =$	16,50	cm
$A =$	0,88	cm
$x =$	4,57	cm
$I_2 =$	15.634,89	cm ⁴
$M_{\text{máx}} =$	1.292,00	kN.cm
$M_{\text{mín}} =$	180,00	kN.cm
$\sigma_{c,\text{máx}} =$	0,38	kN/cm ²
$\sigma_{c,\text{mín}} =$	0,05	kN/cm ²
$\sigma_{s,\text{máx}} =$	9,86	kN/cm ²
$\sigma_{s,\text{mín}} =$	1,37	kN/cm ²
$\Delta\sigma_s =$	8,49	kN/cm ²
$\Delta\sigma_s =$	84,85	MPa < 105 MPa Tensão atuante < Tensão Resistente--> OK

4.9.1. Verificação à fadiga laje em balanço

O momento negativo devido ao peso permanente da laje em balanço é 24,4 kN.m, este valor é calculado subtraindo do momento máximo (105,4 kN.m) o momento do impacto na barreira de (100 kN x 0,81 m = 81 kN.m).

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, para armadura de 25 mm de diâmetro no caso de barras retas ou dobradas com $D < 25 \phi$.

$$\Delta f_{sd,fad,min} = 95,0 \text{ MPa}$$

$M_g =$	2.440,00	kN.cm	
$\phi \times M_{q,+} =$	5.350,00	kN.cm	
$\phi \times M_{q,-} =$	0,00	kN.cm	
$\psi_1 =$	0,80	p/laje	
$A_s =$	43,75	cm ²	
$d =$	16,50	cm	
$b_f =$	100,00	cm	
$b_w =$	100,00	cm	
$h_f =$	0,00	cm	
$A'_s =$	0,00	cm ²	
$d'' =$	0,00	cm	
$\alpha_e =$	10,00	relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto	
$d_0 =$	16,50	cm	
$A =$	4,38	cm	
$x =$	8,41	cm	
$I_2 =$	48.460,98	cm ⁴	
$M_{\text{máx}} =$	6.720,00	kN.cm	
$M_{\text{mín}} =$	2.440,00	kN.cm	
$\sigma_{c,\text{máx}} =$	1,17	kN/cm ²	
$\sigma_{c,\text{mín}} =$	0,42	kN/cm ²	
$\sigma_{s,\text{máx}} =$	11,22	kN/cm ²	
$\sigma_{s,\text{mín}} =$	4,07	kN/cm ²	
$\Delta \sigma_s =$	7,14	kN/cm ²	
$\Delta \sigma_s =$	71,43	MPa	< 95 MPa Tensão atuante < Tensão Resistente

4.10. PLACA DE APROXIMAÇÃO

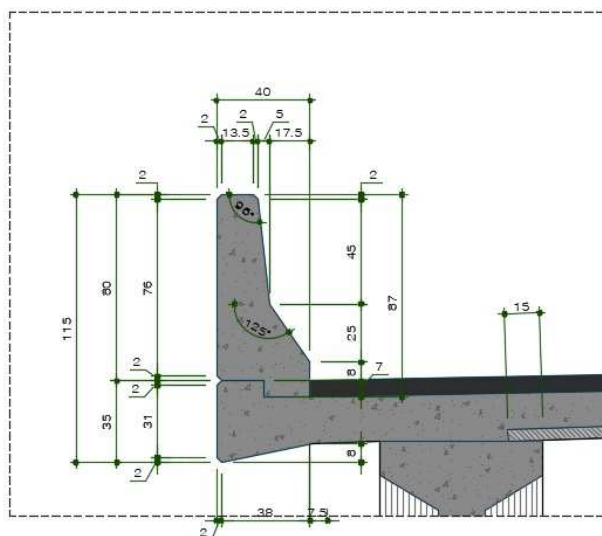
PLACA DE APROXIMAÇÃO

Mxm+=	24.735,00	kN.cm
bw=	100,00	cm
h=	30,00	cm
e=	3,00	cm
d=	27,00	cm
fck=	35,00	MPa
fcd=	2,50	kN/cm ²
γc=	1,40	
fyk=	500,00	MPa
γs=	1,15	
fyd=	43,48	kN/cm ²
kc=	0,14	
kx=	0,22	
kz=	39,67	
As=	23,09	cm ²
x=	5,91	
ρmin (As,min/Ac)=	0,16	
As,mim=	5,26	cm ²

8Ø20 **cada 12,5 cm** armadura inferior e superior x e y

4.11. BARREIRA

Para cálculo da armadura das barreiras convencionou-se o uso da barreira padronizada do DNIT, conforme abaixo.



Assim para o cálculo da armadura temos conforme a NBR 7188:2013, dimensionado com uma carga de 10 tf atuando na extremidade superior da barreira com seu espraio a 45 °, simplificando o modelo de cálculo e utilizando a metodologia de cálculo análogo a flexão em vigas temos:

$$A_{s,A} = \frac{M_{1A,d}}{0,85d_{1A} f_{yd}}$$

ARMADURA PRINCIPAL BARREIRA			
F=	100,0	KN	
l=	90,0	KN.cm	
secção considerada (bxh)	b=	100 cm	h= 22,5 cm
	x'=	4,0 cm	
	d=	18,5 cm	
M _x =	9000,0	KN.cm	A _{sx} = 13,16 cm ²
			10Ø12,5 c/10 cm
			A _{s,dist.} = 2,63 cm ²
			9Ø6,3 c/11 (2x)

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Todas as medidas dos elementos estruturais determinadas no pré-dimensionamento da ponte foram verificadas segundo as orientações de dimensionamento de concreto protendido e concreto armado.

A determinação dos apoios elásticos (k) do modelo da superestrutura realizada no software LIP, considerou trem tipo exato TB-450, e não o trem tipo de projeto homogeneizado, isto devido a que o programa LIP não contém o trem homogeneizado em sua biblioteca.

Apresentaram-se áreas de armadura similares entre resultados obtidos no TQSapp e os obtidos manualmente nas verificações de armaduras na flexão e cortante dos elementos estruturais.

O dimensionamento da viga protendida foi verificada manualmente, seguindo todas as orientações para concreto protendido e concreto armado. Existiram dificuldades com a manipulação do software VPRO para a viga protendida, portanto não houve oportunidade de comparar resultados do VPRO com a verificação manual.

5.1. Sugestões para novos estudos

Verificar o dimensionamento da viga protendida no software VPRO e comparar os resultados com a verificação manual.

As dimensões da viga longarina e a travessa podem ser otimizadas.

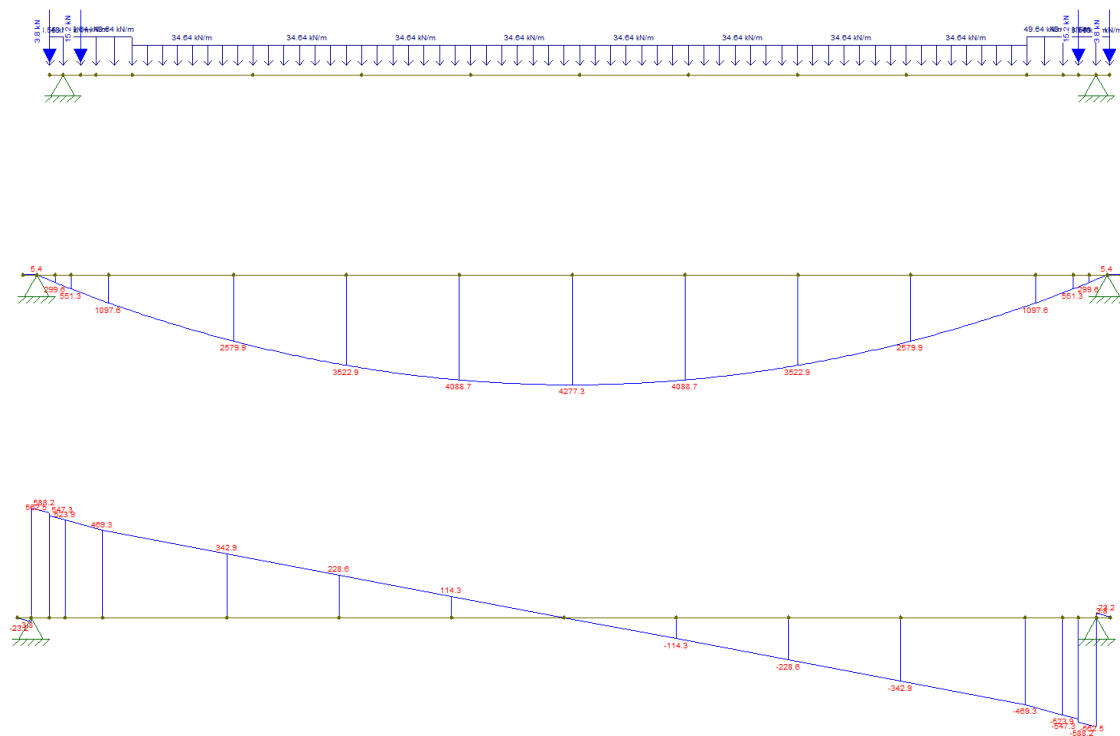
6.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2003
- EMBRAPA, **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**.
- DNIT. PRO 109/2018: **Obras complementares- Segurança no tráfego rodoviário – Projeto de barreiras de concreto - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2004.
- DNER, **Manual de projeto geométrico de rodovias rurais**, 1996.
- DNER, **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**, 1996.
- NBR 7187-03, **Norma de pontes em concreto armado e protendido**, 2003.
- NBR 7188, **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**, 2013.
- PNVNI, **Plano nacional de vias navegáveis interiores**, 1989.
- RUDLOFF. **Concreto protendido. Catálogo. Rev. 6**, 11/2019. Disponível em (08/11/2019):
- http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf

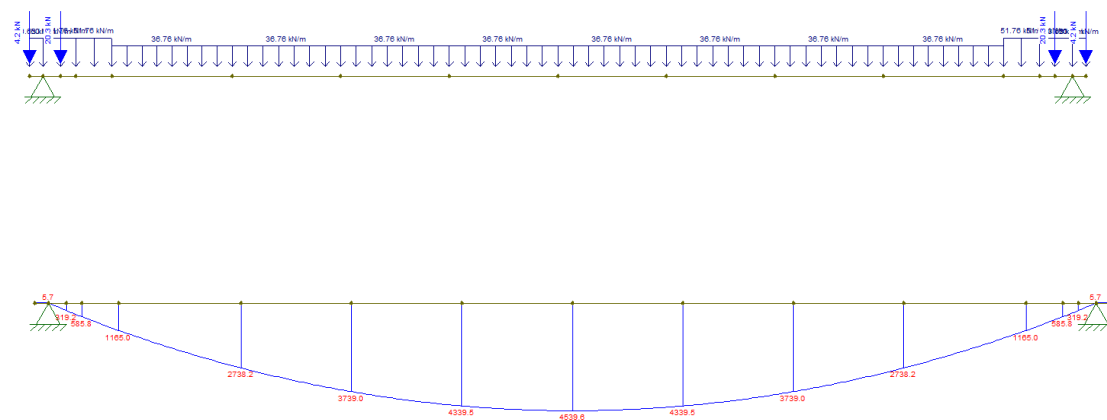
APÊNDICE

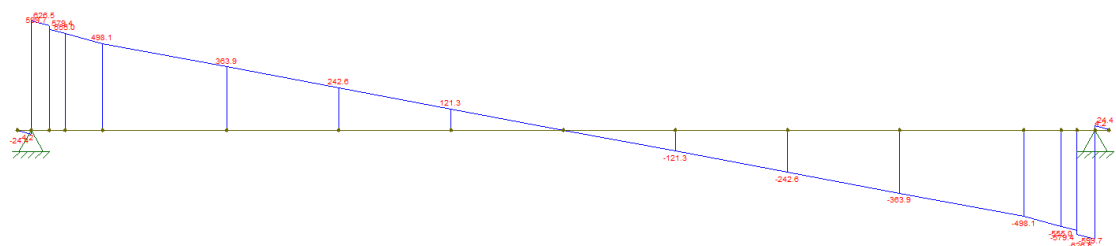
Momentos fletores e forças cortantes nas vigas longarinas para carregamentos permanentes e móveis

Carga permanente - Viga longarina 1

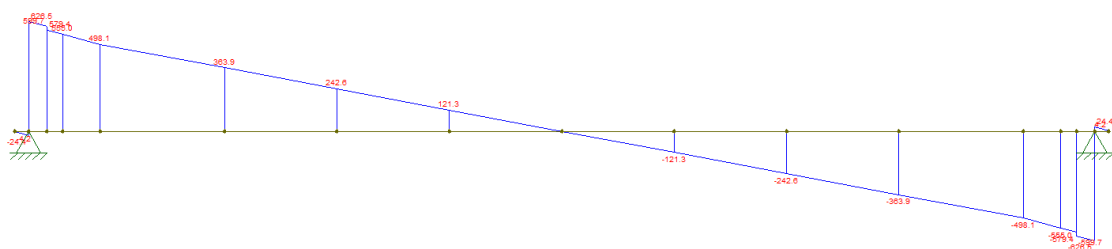
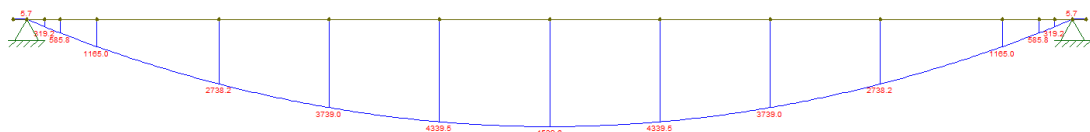
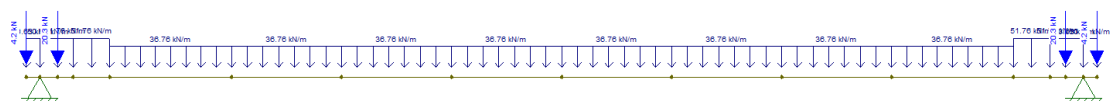


Carga permanente - Viga longarina 2

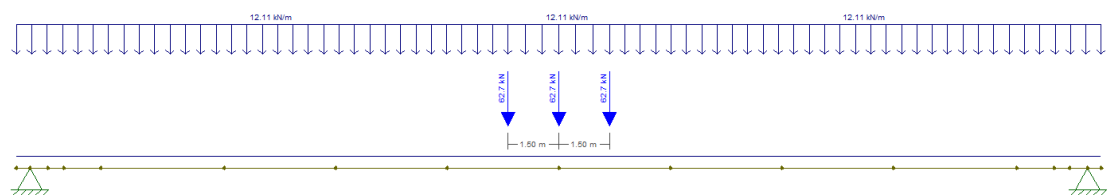


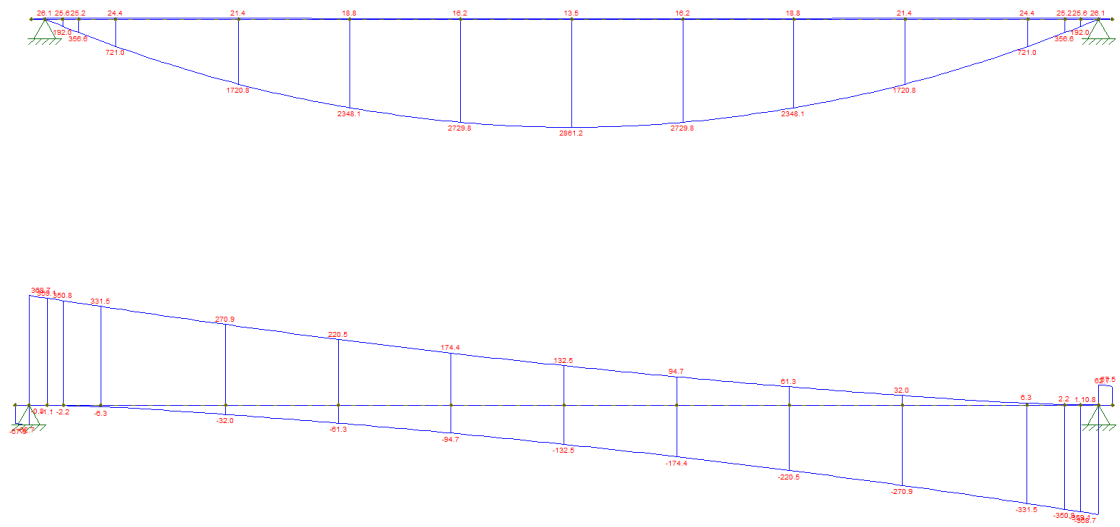


Carga permanente - Viga longarina 3

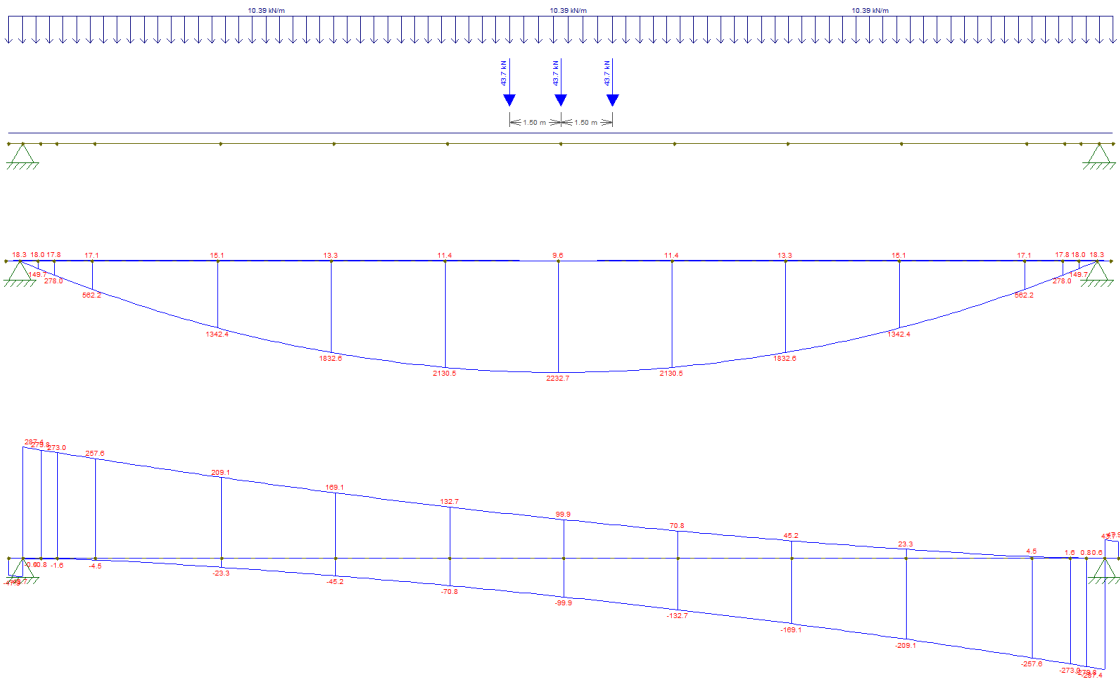


Carga móvil - Viga longarina 1





Carga móvil - Viga longarina 2



Carga móvil - Viga longarina 3

