

FACULDADE IDD
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM PONTES E GRANDES ESTRUTURAS
VIÁRIAS COM ÊNFASE EM PROJETOS

EQUIPE DEZ:
ARTHUR PERALTA

MEMORIAL DE CÁLCULO DO PROJETO DE PONTE RODOVIÁRIA

CURITIBA
2020

Sumário

1	MEMORIAL DESCRITIVO	4
1.1	INTRODUÇÃO	4
1.2	DADOS GERAIS	4
1.3	DESCRIÇÃO DO PROJETO	4
1.4	CRITÉRIOS DE DURABILIDADE.....	5
1.5	DEFINIÇÃO DO CONCRETO ADOTADO EM PROJETO	6
1.6	MATERIAIS UTILIZADOS.....	6
1.7	RECOMENDAÇÕES GERAIS	7
2	PROCEDIMENTO DE DE CÁLCULO	8
2.1	SUPERESTRUTURA.....	8
2.1.1	Longarinas	9
2.1.2	Dimensionamento	13
2.1.3	Transversinas	29
2.1.4	Lajes.....	29
2.1.5	Barreiras	31
2.1.6	Guarda Corpos.....	31
2.2	MESOESTRUTURA E INFRAESTRUTURA	31
2.2.1	Carregamentos horizontais atuantes	31
2.2.2	Juntas de dilatação	34
2.2.3	Aparelhos de apoio.....	34
2.2.4	Encontros.....	34
2.2.5	Vigas Trave.....	34
2.2.6	Pilares	35
2.2.7	Elementos de Fundação Direta.....	36
2.2.8	Contenções	36
3	RELAÇÃO DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS.....	36
3.1	PLANILHAS DE CÁLCULO – MICROSOFT OFFICE EXCEL	36
3.2	PROGRAMA COMPUTACIONAL FTOOL	37
3.3	PROGRAMA LIP	37
3.4	PROGRAMA COMPUTACIONAL CAD/TQS	37
3.5	PROGRAMA COMPUTACIONAL VPRO	37
4	MEMORIAL DE CALCULO	37
4.1	SUPERESTRUTURA.....	38

4.1.1	Longarinas	38
4.1.2	DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS DE PROTENSÃO	55
5	REFERÊNCIAS	69
6	BIBLIOGRAFIA	70

1 MEMORIAL DESCRITIVO

1.1 INTRODUÇÃO

O presente memorial descritivo tem como objetivo apresentar as principais características do projeto estrutural da OAE.

1.2 DADOS GERAIS

Objeto: Projeto executivo estrutural de OAE I-01.

Local do projeto: Rio Andrada no interior do estado do Paraná.

Contratante: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná.

Responsáveis técnicos: Arthur Silva Peralta – CREA 167.413 D/PR

1.3 DESCRIÇÃO DO PROJETO

A presente obra é uma ponte rodoviária destinada à transposição do Rio Andrada, por uma rodovia de Classe II, com pista simples e duas faixas, fazendo parte do programa de ampliação da capacidade rodoviária da região.

A estrutura é projetada para o trem tipo exato de classe TB-450, onde a região ocupada pelo veículo ($18m^2$) deve ser carregada com a carga de multidão. O trem tipo empregado possui três eixos, cada um com duas rodas, com peso total de 450 kN (ou 75kN em cada roda).

O sistema estrutural adotado para a Ponte é o de uma superestrutura descontínua, formada por vigas longarinas isostáticas pré-moldadas simplesmente apoiada sobre os apoios, composta por 03 (três) vãos longitudinais. Os vãos extremos com 29,50 metros e o vão central com 30,10 metros. A extensão total do tabuleiro com 97,30 metros.

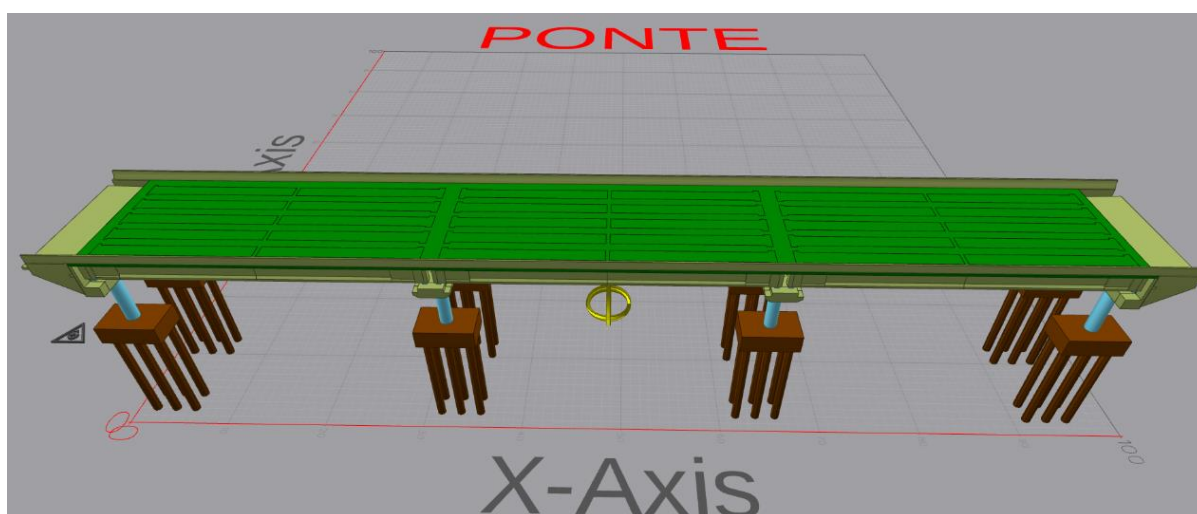


Figura__ – Vista 3D da OAE

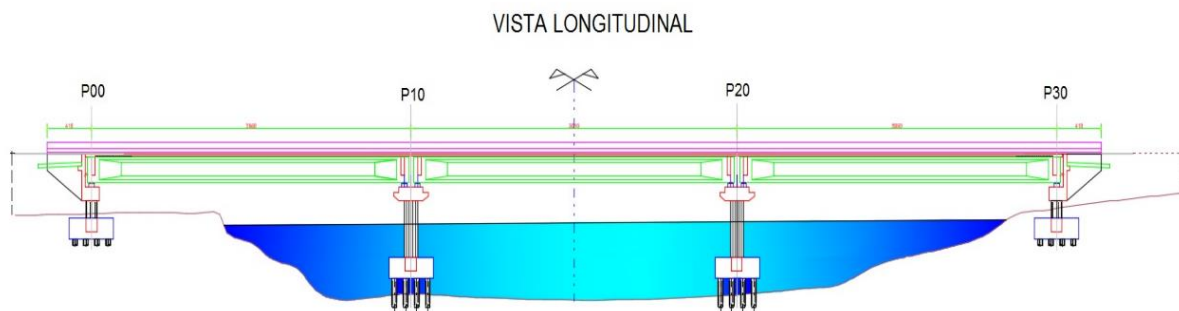


Figura __ – Vista Longitudinal da OAE – com a locação dos eixos referência.

A superestrutura se apoia sobre um conjunto de aparelhos de apoio em rótulas de concreto, dispostos cada um em uma extremidade da viga, a fim de transmitir os esforços à viga de coroamento.

A superestrutura é composta por 6 longarinas pré-moldadas de concreto protendido, com comprimento total de 30 m. Cada longarina possui 60cm de largura na base, e 180 cm de altura. As transversinas nos apoios possuem seção transversal de 35 cm de base e 1,00 m de altura, enquanto a transversina de vão possui seção com 40 cm de base e 1,00 m de altura. A laje possui espessura de 20cm, sendo constituída de pré-lajes (elementos pré-moldados) com 7,00 cm e o restante moldado in-loco.

Nas laterais são previstas barreiras de segurança do tipo New Jersey.

Nas extremidades, visando reduzir os efeitos de recalques de aterro, são construídas lajes de aproximação com 4,00m de comprimento e 0,25m de espessura.

1.4 CRITÉRIOS DE DURABILIDADE

A agressividade ambiental é relacionada às ações físicas e químicas do ambiente que atuam na estrutura. A classe de agressividade ambiental adotada é a classe II.

Com base na classe de agressividade estipulada é definida também a relação água/cimento para o concreto e a classe de concreto, sendo necessária para concreto armado uma relação a/c menor ou igual a 0,60 e uma classe de concreto superior à C25.

1.5 DEFINIÇÃO DO CONCRETO ADOTADO EM PROJETO

Para a definição das classes de concreto adotadas em projeto, foram utilizadas as diretrizes impostas pela NBR 6118:2014.

Para os elementos vigas de coroamento e cortinas a classe de concreto utilizada é a classe C25, com resistência característica à compressão igual ou superior a 25 MPa aos 28 dias.

Para os elementos da superestrutura a classe de concreto utilizada é a classe C40, com resistência característica à compressão igual ou superior a 40 MPa aos 28 dias.

É importante esclarecer que o procedimento de concretagem deverá obedecer aos critérios estipulados pelas normas NBR 14931:2004 e NBR 12655:2015.

1.6 MATERIAIS UTILIZADOS

Concreto estrutural:

Classe C50 ($f_{ck} \geq 50$ MPa);

Classe C30 ($f_{ck} \geq 30$ MPa);

Segundo a NBR 6118 (2014), o concreto apresenta as seguintes características:

Peso específico: 2500 kg/m³

Coeficiente de Poisson: 0,2

Coeficiente de dilatação térmica: $1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

É necessário fazer uma ressalva para o módulo de elasticidade. A NBR 6118 (2014) prevê a utilização do módulo de deformação secante E_{cs} na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal à tração e à compressão. O valor de E_{cs} pode ser obtido por meio da equação:

$E_{cs} = \alpha_i E_{ci}$ (1) , Sendo $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot (f_{ck}/80) \leq 1,0$, tem-se que $\alpha_i = 0,86$.

Já para o módulo de elasticidade E_{ci} , $E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 28000 \text{ MPa}$, sendo $\alpha E = 1,0$ para granito e gnaiss.

Portanto $E_{cs} = 0,86 \times 28000 = 24080 \text{ MPa} = 2,4 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

Aço

Segundo a NBR 6118 (2014), o aço escolhido para a armadura do concreto apresenta as seguintes características:

Tipo: CA-50

Peso específico: 7.850 kg/m^3

Módulo de elasticidade: $2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

Coeficiente de Poisson: 0,3

Coeficiente de dilatação térmica: $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

Aço estrutural: aço CA-50, atendendo a NBR 7480:2007, para armaduras passivas do concreto armado e aço CP190/RB para armaduras do concreto protendido;

Formas: formas convencionais de madeira compensada e aplainada ou similares, atendendo à NBR 15696:2009;

Drenagem: tubos de PVC de diâmetro 4".

Aparelhos de apoio: Aparelhos de apoio do tipo elastômero fretado.

1.7 RECOMENDAÇÕES GERAIS

A execução deste projeto deverá ser feita por uma equipe técnica devidamente habilitados.

Toda e qualquer dúvida referente ao projeto estrutural deverão ser sanadas com os responsáveis técnicos pelo projeto.

Em caso de divergências entre as cotas de desenho, suas dimensões e/ou medidas em escala, prevalecerão sempre a dos últimos desenhos.

2 PROCEDIMENTO DE DE CÁLCULO

2.1 SUPERESTRUTURA

A superestrutura das obras de arte especiais (OAE) é geralmente composta pelas longarinas, lajes e transversinas. Sua principal função é suportar o estrado que permite a passagem de pedestres ou vias rodoviárias e ferroviárias.

No que diz respeito à disposição das longarinas, pode ser formada por duas vigas principais, por uma grelha de vigas ou por seções celulares (com uma ou múltiplas células). Em casos específicos, podem-se conceber superestruturas em laje, onde não existem longarinas e transversinas.

Quanto ao emprego dos materiais, podem ser adotadas soluções em concreto armado e protendido, *in loco* ou pré-moldado, aço ou estruturas mistas com longarinas e transversinas de aço e laje de concreto. As barreias e os guarda-corpos são elementos considerados constituintes da superestrutura.

O cálculo da superestrutura pressupõe em um primeiro momento a definição da geometria da estrutura, obtida do lançamento estrutural, seguida do cálculo das propriedades geométricas das seções transversais e do levantamento dos pesos dos elementos que a compõe.

Conhecidos os pesos dos elementos, obtêm-se então os carregamentos permanentes que a superestrutura deverá resistir que serão posteriormente somados aos efeitos dos carregamentos acidentais. É de igual importância, nesta etapa, a correta definição das etapas e dos métodos construtivos, a fim de abranger todas as hipóteses de carga e determinar os esforços mais desfavoráveis aos quais os elementos estruturais estarão sujeitos.

A partir dos esforços mais desfavoráveis atuantes em cada elemento são feitas as combinações de carregamentos e posteriormente o dimensionamento estrutural, que consiste na verificação do estado limite último (ELU) e dos estados limites de serviço (ELS) a luz das normas vigentes.

Neste projeto a superestrutura é composta por seis vigas longarinas pré-moldadas (L1 a L6) equidistantes em 2,33 m, conforme representação da seção transversal a seguir na Figura XX. Com os guarda corpo distante 1,075 metros das vigas longarinas da extremidade.

2.1.1 Longarinas

2.1.1.1 Propriedades geométricas das seções transversais

O cálculo das propriedades geométricas das seções transversais das longarinas, como área, momento de inércia, posição do centro de gravidade e módulo de resistência à flexão superior e inferior é feito com auxílio de planilhas de cálculo parametrizadas.

2.1.1.2 Cargas

Os carregamentos das longarinas podem ser divididos em permanentes e acidentais. Os permanentes consistem no peso próprio dos elementos que constituem a superestrutura dividida de acordo com suas respectivas etapas construtiva. Os acidentais consistem nas cargas móveis, cuja intensidade depende da finalidade da OAE (ponte rodoviária, ferroviária ou passarela de pedestres) e da classe do trem tipo adotado. Os valores das cargas acidentais são fixados pelas normativas vigentes ou pelo proprietário da obra.

Em passarelas de pedestres, segundo a NBR 7188:2013, a carga acidental a ser considerada é de 0,5 tf/m², uniformemente distribuída sobre o pavimento da passarela, entre os guarda corpos.

Para pontes rodoviárias esta mesma norma apresenta o trem tipo padrão classe TB-450, definido pelo veículo tipo de 45 tf, com seis rodas de carga P=7,5 tf cada e três eixos afastados entre si 1,50 m. A área total de ocupação do veículo é de 18,0 m². O veículo é circundado por uma carga de multidão constante e uniformemente distribuída p=0,5 tf/m².

O trem tipo rodoviário padrão classe TB-450 é homogeneizado, de modo a simplificar a análise através de softwares comerciais. A homogeneização consiste em se considerar que a carga de multidão atua na área de ocupação do **veículo** de maneira simultânea ao veículo. Em contrapartida, se reduz o peso do veículo na mesma proporção.

$$Q_{\text{veículo}} = 6 \times P = 6 \text{ rodas} \times 7,5 \text{ tf/roda} = 45 \text{ tf ou } 450 \text{ Kn}$$

$$Q_{\text{multidão}} - v = 0,50 \text{ tf/m}^2 \times 18,0 \text{ m}^2 = 9 \text{ tf ou } 90 \text{ Kn}$$

$$Q_{veículo} - hom. = 45tf - 9tf = 36tf \text{ ou } 360Kn$$

$$P_{hom.} = 36/6 = 6tf/roda$$

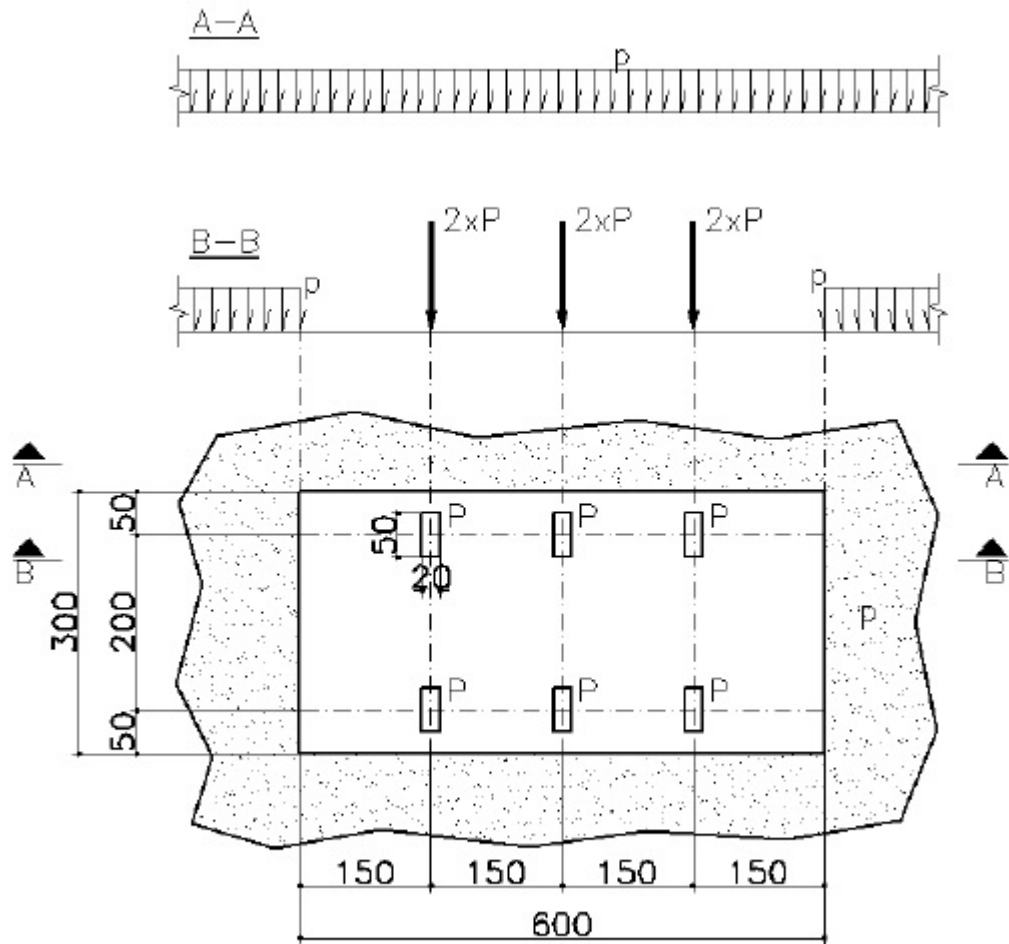


Figura 1 – Trem tipo rodoviário TB-450 da NBR 7188:2013.

2.1.1.3 Coeficientes de impacto

As cargas acidentais atuantes em pontes rodoviárias devem ser majoradas por um coeficiente de impacto.

2.1.1.3.1 Pontes rodoviárias

Para pontes rodoviárias, a NBR 7188:2013 define o coeficiente de impacto vertical “CIV” das cargas móveis pela expressão abaixo:

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

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

Sendo, L_{iv} o comprimento da longarina.

O coeficiente “ L_{iv} ” é o vão da estrutura para o cálculo do coeficiente de impacto: “ L_{iv} ” é igual ao vão teórico para estruturas isostáticas; “ L_{iv} ” é igual à média aritmética dos vãos para estruturas com vãos contínuos; “ L_{iv} ” é o comprimento do balanço para estruturas em balanço.

As cargas móveis rodoviárias também podem ser ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro “CNF”: $CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$

Sendo “n” o número de faixas de tráfego existentes.

Também é permitida a majoração das cargas móveis por um coeficiente de impacto adicional “CIA” na região de juntas estruturais ou nas extremidades da obra, tendo em vista o recalque que pode ocorrer nos encontros de cabeceira.

CIA=1,25 para obras em concreto ou mistas;

CIA=1,15 para obras em aço.

2.1.1.4 Vigamento da superestrutura

Em superestruturas de múltiplas vigas, as repartições de cargas para as longarinas são feitas pelo método de Engesser-Courbon, surgindo então às linhas de influência das repartições transversais de carga (LIRTC).

2.1.1.5 Esforços

As cargas permanentes atuam nas longarinas em função das etapas construtivas estabelecidas. Os trens tipo de cargas móveis são aplicadas nas longarinas de modo a resultar o carregamento mais desfavorável em cada seção de cálculo.

Uma vez obtido os carregamentos em cada longarina são calculados os esforços em décimos de vão para momentos fletores, momentos torçores e esforços cortantes, além das reações nos apoios.

No cálculo das solicitações em estruturas de concreto armado ou protendido, admite-se considerar a estrutura não fissurada a título de simplificação. Deste modo, adota-se para a análise dos esforços o momento de inércia da seção bruta do concreto e o módulo de elasticidade secante.

Para tal, é utilizado o programa “LIP” para o cálculo das linhas de influência das longarinas.

2.1.1.5.1 – Dados de Entrada no Programa “LIP”

Os dados de entrada do programa para o cálculo dos esforços das longarinas são:

Vão da superestrutura e variação da inércia nas seções transversais de cálculo;

Cargas permanentes, divididas de acordo com as etapas construtivas:

g1 = peso próprio da longarina;

g_2 = peso próprio das lajes e transversinas;

g_3 = peso próprio dos revestimentos, guarda-corpos, barreiras etc.

Cargas acidentais, em função do trem tipo adotado (em geral é utilizado o trem tipo homogeneizado):

Q [tf] = carga accidental por eixo do trem tipo;

q [tf/m] = carga de multidão, distribuída por metro de elemento;

2.1.1.5.2 Resultados do programa "LIP"

No programa de linhas de influência são obtidos os esforços característicos (momentos fletores e esforço cortante) em cada seção de cálculo para cada carregamento, além das suas respectivas somas características, dos esforços de cálculo para combinações do ELU e a combinação do ELS destinada à verificação de fadiga.

Momentos Fletores:

Quatro casos de cargas permanentes: M_{g1} , M_{g2} , M_{g3} e M_g , que é a soma dos três casos anteriores;

Cargas móveis: M_{q1} e M_{q2} , que são calculados para máximos positivos e negativos respectivamente e levam em conta tanto o efeito do veículo quanto o da multidão;

Cargas ponderadas: são feitas as combinações para se obter os esforços de cálculo para o dimensionamento no ELU e a combinação frequente de fadiga para a verificação no ELS.

Esforço Cortante:

Quatro casos de cargas permanentes: V_{g1} , V_{g2} , V_{g3} e V_g , que é a soma dos três casos anteriores;

Cargas móveis: V_{q1} e V_{q2} , que são calculados para máximos positivos e negativos respectivamente e levam em conta tanto o efeito do veículo quanto o da multidão;

Cargas ponderadas: são feitas as combinações para se obter os esforços de cálculo para o dimensionamento no ELU e a combinação frequente de fadiga para a verificação no ELS.

Reações nos Apoios:

Quatro casos de cargas permanentes: R_{g1} , R_{g2} , R_{g3} e R_g , que é a soma dos três casos anteriores;

Cargas móveis: $Rq1$ e $Rq2$, que são calculados para máximos positivos e negativos respectivamente e levam em conta tanto o efeito do veículo quanto o da multidão;

Cargas ponderadas: são feitas as combinações para se obter as reações de cálculo para o dimensionamento no ELU e a combinação frequente de fadiga para a verificação no ELS.

Os esforços de cálculo são obtidos segundo a NBR 8681:2003 para ELU e combinações normais.

$$S_d = y_g \times S_g \pm y_q \times S_q$$

Sendo: $y_g=1,35$ ou $1,00$ $y_q=1,50$ ou $0,00$

Para a verificação da fadiga, a análise pode ser feita para um único nível de carga, definido pela carga frequente de fadiga.

$$S_k = \psi_{1,fad} \times S_q$$

Sendo: $\psi_{1,fad} = 0,8$ para pontes rodoviárias e $\psi_{1,fad}=1,0$ para pontes ferroviárias

2.1.2 Dimensionamento

O dimensionamento das longarinas é feito de maneira convencional para o concreto armado, protendido, estrutura metálica ou vigas mistas, com referência às respectivas normas vigentes.

2.1.2.1.1 Longarinas em concreto armado

A partir dos esforços obtidos da linha de influência, as longarinas são dimensionadas a flexão simples, cisalhamento e, no caso de seções celulares, a torção.

O processo de dimensionamento consiste na aplicação dos conceitos dos métodos clássicos de dimensionamento do concreto armado, levando em consideração as deformações máximas e as tensões admissíveis para o aço e para o concreto, conforme especificado na NBR 6118:2014.

2.1.2.1.2 Armaduras

2.1.2.1.2.1 Armadura longitudinal mínima de tração

A taxa mínima de armadura em vigas de concreto armado, " $A_{s,min}$ ", é dada pela expressão:

$$A_{s,min} = 0,15\% \times A_c$$

Sendo:

A_c = área da seção transversal da longarina.

A área de armadura de tração deve ser determinada a partir de um momento fletor mínimo, " $M_{d,min}$ ", igual a: $M_{d,min} = 0,8 \times W_0 \times f_{ctk,sup}$

Sendo: W_0 = módulo de resistência da seção bruta de concreto para a fibra mais tracionada; $f_{ctk,sup}$ = resistência característica superior do concreto à tração.

Como alternativa, pode-se seguir os limites mínimos apresentados na tabela 17.3 da NBR 6118:2014.

2.1.2.1.2.2 Armadura transversal mínima

A taxa mínima absoluta de armadura transversal de uma viga, " ρ_{sw} ", é definida pela expressão:

$$\rho_{sw} = A_{sw} / (B_w \times s \times \cos \alpha) \geq 0,2 \times (f_{ct,m} / f_{ywk})$$

Sendo:

A_{sw} = área de seção transversal de estribos;

B_w = largura da viga;

s = espaçamento dos estribos medido no eixo longitudinal do elemento;

α = ângulo de inclinação dos estribos com o eixo longitudinal do elemento;

$f_{ct,m}$ = resistência média do concreto a tração;

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço dos estribos.

2.1.2.1.2.3 Armadura de pele

A armadura de pele mínima por face da longarina, " $A_{s,pele}$ ", é calculada pela expressão:

$$A_{s,pele} = 0,10 \times b_w$$

Sendo:

b_w = a largura da alma das longarinas

2.1.2.1.2.4 Máxima taxa de armadura

A área máxima de armadura em uma seção de concreto armado não deve exceder o limite de 4% da área de concreto, " A_c ", fora das seções de emenda.

$$A_s + A_s' \leq 4\% \times A_c$$

Sendo:

A_s = área de armadura de tração;

A_s' = área de armadura de compressão.

2.1.2.1.3 Longarinas em concreto protendido

Quando houver a necessidade de protensão, adicionam-se ao dimensionamento estrutural das longarinas as seguintes etapas:

Lançamento dos cabos de protensão;

Determinação dos esforços de protensão nas seções de cálculo;

Cálculo das perdas de protensão imediatas e diferidas;

Verificação a ruptura;

Verificação das tensões normais no tempo inicial e final;

Cálculo das armaduras complementares e de fretagem;

Dimensionamento ao cisalhamento levando em conta o efeito da protensão.

Processo de determinação dos esforços de protensão na longarina

Após o lançamento dos cabos de protensão, os esforços de protensão nas seções de cálculo são obtidos com auxílio de uma planilha de cálculo.

Para cada cabo de protensão, são necessários os seguintes dados de entrada:

A_p = área da seção transversal do cabo de protensão;

F_{mac} = força inicial do macaco de protensão;

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

κ = coeficiente de perdas para metro provocado por curvaturas não intencionais;

x = abscissa do cabo na seção de cálculo;

$\Sigma\alpha$ = somatório dos ângulos de inflexão do cabo;

l = comprimento do cabo de protensão;

O cálculo da força inicial de protensão em uma dada seção do cabo, " $F_{0,x}$ ", é dado pela expressão a seguir, que considera as perdas de protensão ocasionadas pelo atrito entre o cabo e a bainha. $F_{0,x} = F_{mac} \times e^{-(\mu \times \Sigma\alpha - \kappa \times x)}$

Logo, a perda de carga média ao longo do cabo por metro, " Δn ", ocasionada pelo atrito entre o cabo e a bainha pode ser obtida pela expressão: $\Delta n = (F_{mac} - F_{0,l})/l$

Após o processo de protensão, ocorrem perdas na força de protensão do cabo devido ao recuo ocasionado pela acomodação das cunhas de ancoragem. As perdas devido à acomodação das cunhas de ancoragem são absorvidas em um comprimento " w " medido a partir do ponto de ancoragem. Esse comprimento pode ser calculado de maneira aproximada pela expressão:

$$w = \sqrt{(recuo \times E_p \times A_p) / \Delta n}$$

Sendo:

$recuo = 6 \text{ mm}$;

$E_p = \text{módulo de elasticidade do aço}$;

$A_p = \text{área da seção transversal do cabo}$.

Logo, a perda de protensão devido a acomodação das cunhas de ancoragem, “ Δf ”, é de: $\Delta f = 2 \times w \times \Delta n$

A perda de força de protensão, “ ΔF_x ”, devido ao recuo de cravação das ancoragens em cada seção pode ser calculada pela expressão: $\Delta F_x = \Delta f \times (w - x_w)$

Satisfeita a condição “ $x \leq w$ ”, a força de protensão em cada seção após a acomodação das ancoragens será igual a: $F_x = F_{0,x} - \Delta F_x$

A força de protensão, “ F_x ”, representa a força de protensão atuante na direção do cabo após as perdas decorrentes do atrito entre o cabo e a bainha e decorrentes do recuo devido a acomodação das cunhas de ancoragem.

Sendo “ α ” o ângulo de inflexão do cabo em uma dada seção “ x ”, “ F_x ” pode ser decomposta em suas componentes na direção vertical “ V_x ” e horizontal “ N_x ”. $V_x = F_x \times \sin \alpha$ $N_x = F_x \times \cos \alpha$

Multiplicando-se o valor da componente horizontal da força de protensão, “ N_x ”, pelo valor da excentricidade “ e ”, medida do centro de gravidade do cabo de protensão até o centro de gravidade da seção transversal da viga, teremos o momento de protensão na seção “ x ”. $M_x = N_x \times e$

Por fim, o alongamento total do cabo de protensão antes da acomodação das cunhas de ancoragem, “ λ ”, pode ser estimado pela expressão: $\lambda = F_{0,m} \times l / E_p \times A_p$

Como a força de protensão é variável ao longo do cabo, para fins de cálculo do seu alongamento, utiliza-se o seu valor médio, “ $F_{0,m}$ ”, definido por:

$$F_{0,m} = F_{mac} - F_{0,l}(\mu \times \Sigma \alpha) + (\kappa \times l).$$

Cálculo das perdas de protensão

O estudo de elementos protendidos consiste em se avaliar o seu comportamento estrutural não somente após a sua execução ($t=0$) como também ao final da sua vida útil ($t=\infty$).

Para tal, além das perdas imediatas ocorridas no instante da protensão (perdas por atrito entre cabo e bainha e perdas devido ao acomodamento das cunhas de ancoragem do cabo), é importante estimar as perdas que ocorrem ao

longo do tempo, pelo efeito do encurtamento, fluência e retração do concreto e relaxação do aço.

Encurtamento elástico do concreto:

As perdas de protensão devido ao encurtamento elástico do concreto, " $\Delta\sigma_{SP}$ ", podem ser estimadas pela expressão:

$$\Delta\sigma_{SP} = 1/2 \times (n - n_2) / n \times \alpha_p \times \sigma_c$$

Sendo:

n = número total de cabos de protensão;

n_2 = número de cabos de protensão na segunda etapa de protensão;

α_p = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

σ_c = tensão média no concreto por cabo.

Relaxação do aço

No que diz respeito a relaxação do aço, a sua intensidade é determinada pelo coeficiente " $\psi(t, t_0)$ ", fornecido em porcentagem pelo fabricante do aço normalmente para o tempo de 1.000 horas, " ψ_{1000} ". No tempo infinito, admite-se que a relaxação máxima será:

$$\psi(t^\infty, t_0) \cong 2,5 \times \psi_{1000}$$

Os valores de " ψ_{1000} " dependem do comportamento do aço a relaxação, que pode ser normal ou baixo.

Fluência do concreto

As perdas de protensão devido a fluência do concreto, " $\sigma_{\varepsilon C}$ ", podem ser estimadas pela expressão:

$$\sigma_{\varepsilon C} = \alpha_p \times \varphi(t^\infty, t_0) \times \sigma_c$$

Sendo:

$\sigma_{\varepsilon C}$ = coeficiente de fluência no tempo infinito.

Retração do concreto

As perdas de protensão devido a retração do concreto, " σ_r ", podem ser estimadas pela expressão:

$$\sigma_r = \varepsilon_{cs}(t^\infty, t_0) \times E_p$$

Sendo:

$\varepsilon_{cs}(t^\infty, t_0)$ = deformação do concreto por retração no tempo infinito.

Os valores do coeficiente de fluência no tempo infinito e da deformação do concreto por retração no tempo infinito podem ser obtidos na tabela 8.2 da NBR

6118:2014 em função da umidade relativa média do ambiente, da espessura fictícia da seção transversal da peça e do tempo em dias.

Somatório das perdas

A partir do somatório de todas as perdas de protensão se pode estabelecer o percentual “ pf/pi ”, que é a razão do valor da protensão após todas as perdas no tempo final ($t=\infty$) pelo valor da protensão no tempo inicial ($t=0$).

Cálculo das tensões normais

As tensões normais são calculadas com auxílio de uma planilha de cálculo.

Sendo conhecidas as propriedades geométricas das seções de cálculo, os esforços obtidos da linha de influência para os carregamentos permanentes e acidentais e os esforços de protensão, são calculadas as tensões normais para o tempo inicial ($t=0$) e final ($t=\infty$), em cada uma das etapas construtivas consideradas.

As tensões são obtidas pela expressão básica da flexão composta:

$$\sigma = \pm \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Considera-se o sinal positivo (+) para tensões de compressão e o sinal negativo (-) para as tensões de tração.

Quando as tensões se referem as fibras superiores da longarina, utiliza-se o marcador “*sup.*”. De maneira análoga, quando as fibras se referem às fibras inferiores da longarina, utiliza-se o marcador “*inf.*”. Quando as tensões se referem à fibra superior da laje, utiliza-se o marcador apostrofado “*sup.*’”. Quando se referem ao tempo inicial ($t=0$), utiliza-se o marcador “*i*”. Quando se referem ao tempo final ($t=\infty$), utiliza-se o marcador “*f*”.

Tensões devido à 1ª etapa de protensão no perfil simples - ($t=0$)

$$\sigma(pi1)_{sup} = \frac{N_{i1}}{S_1} + \frac{M_{i1}}{W_{sup1}}$$

$$\sigma(pi1)_{inf} = \frac{N_{i1}}{S_1} - \frac{M_{i1}}{W_{inf1}}$$

Tensões devido ao carregamento permanente: “ g_1 ”

$$\sigma(g1)_{sup} = + \frac{M_{g1}}{W_{sup1}}$$

$$\sigma(g1)_{inf} = - \frac{M_{g1}}{W_{inf1}}$$

Tensões devido à 1ª etapa de protensão no perfil simples: (t=0) + “g1”

$$\sigma(g1 + pi1)_{sup} = \sigma(g1)_{sup} + \sigma(pi1)_{sup}$$

$$\sigma(g1 + pi1)_{inf} = \sigma(g1)_{inf} + \sigma(pi1)_{inf}$$

Tensões devido ao carregamento permanente: “g2”

$$\sigma(g2)_{sup} = + \frac{M_{g2}}{W_{sup1}}$$

$$\sigma(g2)_{inf} = - \frac{M_{g2}}{W_{inf1}}$$

Tensões devido à 1ª etapa de protensão no perfil simples
(t=0) + “g1”+“g2”

$$\sigma(g1 + g2 + pi1)_{sup} = \sigma(g1 + pi1)_{sup} + \sigma(g2)_{sup}$$

$$\sigma(g1 + g2 + pi1)_{inf} = \sigma(g1 + pi1)_{inf} + \sigma(g2)_{inf}$$

Tensões devido à 2ª etapa de protensão no perfil composto (t=0)

Na laje:

$$\sigma(pi2)_{sup'} = \frac{N_{i2}}{S_2} + \frac{M_{i2}}{W_{sup2}}$$

Na viga:

$$\sigma(pi2)_{sup} = \frac{N_{i2}}{S_2} + \frac{M_{i2}}{W_{XY}}$$

$$\sigma(pi2)_{inf} = \frac{N_{i2}}{S_2} - \frac{M_{i2}}{W_{inf2}}$$

Tensões devido a 1ª+2ª etapas de protensão (t=0) + “g1” + “g2”

$$pi=pi1+pi2$$

Na laje:

$$\sigma(g1 + g2 + pi)_{sup'} = \sigma(pi2)_{sup'}$$

Na viga:

$$\sigma(g1 + g2 + pi)_{sup} = \sigma(g1 + g2 + pi1)_{sup} + \sigma(pi2)_{sup}$$

$$\sigma(g1 + g2 + pi)_{inf} = \sigma(g1 + g2 + pi1)_{inf} + \sigma(pi2)_{inf}$$

Tensões devido ao carregamento permanente “g3”

Na laje:

$$\sigma(g3)_{sup'} = + \frac{M_{g3}}{W_{sup2}}$$

Na viga:

$$\sigma(g3)_{sup} = + \frac{M_{g3}}{W_{XY}}$$

$$\sigma(g3)_{inf} = - \frac{M_{g3}}{W_{inf2}}$$

Tensões devido a 1ª+2ª etapas de protensão (t=0) + “g1” + “g2” + “g3”

$$g = g1 + g2 + g3$$

Na laje:

$$\sigma(g + pi)_{sup'} = \sigma(g1 + g2 + pi)_{sup'} + \sigma(g3)_{sup'}$$

Na viga:

$$\sigma(g + pi)_{sup} = \sigma(g1 + g2 + pi)_{sup} + \sigma(g3)_{sup}$$

$$\sigma(g + pi)_{inf} = \sigma(g1 + g2 + pi)_{inf} + \sigma(g3)_{inf}$$

Tensões devido a carga móvel máxima positiva “q1”

Na laje:

$$\sigma(q1)_{sup'} = + \frac{M_{q1}}{W_{sup2}}$$

Na viga:

$$\sigma(q1)_{sup} = + \frac{M_{q1}}{W_{XY}}$$

$$\sigma(q1)_{inf} = - \frac{M_{q1}}{W_{inf2}}$$

Tensões devido a 1ª+2ª etapas de protensão (t=0) + “g” + “q1”

Na laje:

$$\sigma(g + q1 + pi)_{sup'} = \sigma(g + pi)_{sup'} + \sigma(q1)_{sup'}$$

Na viga:

$$\sigma(g + q1 + pi)_{sup} = \sigma(g + pi)_{sup} + \sigma(q1)_{sup}$$

$$\sigma(g + q1 + pi)_{inf} = \sigma(g + pi)_{inf} + \sigma(q1)_{inf}$$

Tensões devido a carga móvel máxima negativa “q2”

Na laje:

$$\sigma(q2)_{sup'} = + \frac{M_{q2}}{W_{sup2}}$$

Na viga:

$$\sigma(q2)_{sup} = + \frac{M_{q2}}{W_{XY}}$$

$$\sigma(q2)_{inf} = - \frac{M_{q2}}{W_{inf2}}$$

Tensões devido a 1^a+2^a etapas de protensão (t=0) + “g” + “q2”

Na laje:

$$\sigma(g + q2 + pi)_{sup'} = \sigma(g + pi)_{sup'} + \sigma(q2)_{sup'}$$

Na viga:

$$\sigma(g + q2 + pi)_{sup} = \sigma(g + pi)_{sup} + \sigma(q2)_{sup}$$

$$\sigma(g + q2 + pi)_{inf} = \sigma(g + pi)_{inf} + \sigma(q2)_{inf}$$

Para o cálculo das tensões normais de protensão no tempo final (t=∞), os valores iniciais da força de protensão “F_x”, suas componentes “N_x” e “V_x”, além do momento de protensão “M_x” devem ser multiplicados pelo coeficiente “(p_f/p_i)”, calculado no item 2.1.1.6.2.2, de onde se obtém:

Para a primeira etapa de protensão:

$$\sigma(pf1)_{sup} = \sigma(pi1)_{sup} \times \left(\frac{pf}{pi}\right)$$

$$\sigma(pf1)_{inf} = \sigma(pi1)_{inf} \times \left(\frac{pf}{pi}\right)$$

Para a segunda etapa de protensão:

Na laje:

$$\sigma(pf2)_{sup'} = \sigma(pi2)_{sup'} \times \left(\frac{pf}{pi}\right)$$

Na viga:

$$\sigma(pf2)_{sup} = \sigma(pi2)_{sup} \times \left(\frac{pf}{pi}\right)$$

$$\sigma(pf2)_{inf} = \sigma(pi2)_{inf} \times \left(\frac{pf}{pi}\right)$$

Os demais valores das tensões normais para o tempo final ($t=\infty$), respectivos a cada etapa construtiva, são obtidos de maneira análoga ao empregado no cálculo das tensões normais no tempo inicial ($t=0$).

Verificação a ruptura

Verifica-se o estado limite último devido a flexão na viga protendida. A estabilidade da seção é garantida quando a seguinte equação se verifica: $M_{\mu} \geq M_d$

Sendo:

M_{μ} = momento resistente de cálculo no ELU;

M_d = momento solicitante de cálculo.

Armaduras

Os limites mínimos e máximos das armaduras longitudinais, transversais e de pele são os mesmos do concreto armado.

Armaduras complementares de fretagem

Tendo em vista a introdução de elevados esforços nas regiões próximas as ancoragens dos cabos de protensão, torna-se necessário a disposição de armaduras complementares de cintamento para evitar o fendilhamento do concreto e a perda de sua capacidade resistente. Da mesma maneira, a protensão pode ocasionar o aparecimento de tensões de tração indesejáveis em determinadas seções da longarina, que devem ser devidamente absorvidas pelas armaduras passivas.

Fretagem vertical da alma:

A armadura para fretagem vertical da alma, “Ass”, deve ser acrescida aos estribos na região dos apoios e é obtida pela expressão:

$$Ass = Z_s / f_a$$

Sendo:

Z_s = somatória das componentes verticais de tração dos cabos de protensão;

f_a = a tensão no aço – 2,2 a 3,0 tf/cm^2 .

Tração vertical no bordo

A força de tração vertical, “ZE”, nos bordos da seção de apoio das ancoragens dos cabos de protensão é calculada pela expressão:

$$ZE = 0,04 \times n \times F_{mac}$$

Sendo: n = número de cabos de protensão ancorados.

Os bordos verticais dos apoios devem ser reforçados por meio da disposição de armaduras, “AE”, calculadas pela expressão: $AE = ZE / f_a$

Tração horizontal no bordo (por placa)

A força de tração horizontal, “ZEH”, nos bordos horizontais sob as placas de ancoragens dos cabos de protensão é calculada pela expressão:

$$ZEH = 0,04 \times F_{mac}$$

Os bordos horizontais dos apoios devem ser reforçados por meio da disposição de armaduras, “AEH”, calculadas pela expressão:

$$AEH = ZEH / f_a$$

Força interna de tração (por cabo)

A introdução de tensões de compressão pela presença das ancoragens dos cabos de protensão desperta o aparecimento de tensões de tração transversais no interior do concreto, à medida que ocorre o seu espraçamento.

A força de tração interna despertada, “ZSI”, pode ser obtida pela expressão:
 $ZSI = 0,3 \times F_{mac} \times (1 - a/b)$

Sendo:

a = dimensão do lado da placa de ancoragem;

b = máxima dimensão do espraçamento das tensões.

O valor da armadura “ASI” para absorver as tensões internas de tração será:
 $ASI = ZSI / f_a$

Armadura de suspensão das longarinas

Nos elementos pré-moldados que serão içados para o transporte e para o lançamento em sua posição definitiva, fdeverá ser calculada a armadura de suspensão, “Asusp.”, que pode ser obtida pela expressão:

$$Asusp. = (1,35 \times R_{g1}) / f_{yd}$$

Sendo: R_{g1} = a reação máxima da longarina no ponto de suspensão;

f_{yd} = a tensão de escoamento do aço utilizado na suspensão.

Armadura mínima do banzo inferior da longarina

A armadura mínima do banzo inferior das longarinas, " $AS_{inf,mín}$ ", é calculada pela expressão:

$$AS_{inf,mín} = 0,0015 \times APS$$

Sendo:

APS = a área da seção de concreto do perfil simples da longarina.

Armadura inferior longitudinal de extremidade

Para evitar a ruptura do concreto na região dos apoios das longarinas, deverá haver uma armadura mínima sobre os apoios, " $AS_{ap,mín}$ ", calculada pela expressão:

$$AS_{ap,mín} = 50\% \times (Rg + Rqfa)$$

Sendo:

$Rg + Rq$ = somatório das reações permanentes e acidentais máximas no apoio.

Trações nas fibras superiores ou inferiores

A protensão pode induzir o aparecimento de tensões de tração indesejáveis nas fibras superiores ou inferiores das longarinas. Deve-se verificar a armadura passiva existente é capaz de absorver estas trações. Caso seja necessário, acrescenta-se armadura passiva onde houver tensões de tração excessivas. A armadura necessária para absorver estas tensões de tração, " $As_{nec,T}$ ", é calculada pela expressão:

$$As_{nec,T} = (\Sigma \sigma_{tração} \times AT) / f_a$$

Sendo: $\Sigma \sigma_{tração}$ = o somatório das tensões de tração na seção decorrentes da protensão;

AT = área tracionada.

No caso de protensão em duas etapas, deve-se sempre realizar a verificação das tensões de tração nas lajes superior e inferior (seções celulares).

Cisalhamento

O dimensionamento ao cisalhamento é feito com base nas teorias clássicas do concreto armado, de acordo com o disposto na NBR 6118:2014. Em se tratando de concreto protendido, leva-se em consideração o efeito favorável produzido pela protensão.

Estado limite de serviço (ELS)

A verificação do estado limite de serviço em longarinas de concreto armado e protendido segue o procedimento indicado na NBR 6118:2014.

Estado limite de fissuração (ELS-F)

Na verificação do estado limite de fissuração, deve-se determinar os esforços em serviço para combinação frequente de carregamentos. Para combinação de esforços em pontes, seguir o item 23.5.2 da NBR 6118:2014. $S_{d, \text{serviço}} = S_{g, k} + \psi_1 \times S_{q, k}$

Sendo:

$\psi_1 = 0,5$ para verificação de vigas de pontes rodoviárias;

$\psi_1 = 0,7$ para verificação de transversinas de pontes rodoviárias;

$\psi_1 = 0,8$ para verificação das lajes do tabuleiro de pontes rodoviárias;

$\psi_1 = 1,0$ para pontes ferroviárias;

$\psi_1 = 1,0$ para vigas de rolamento de pontes rolantes.

Linha neutra em serviço no estágio II

O cálculo da posição da linha neutra em serviço no estágio II, " x_{II} ", é dado pela expressão: $x_{II} = \alpha_e \times A_s B_w \times (-1 + \sqrt{1 + 2\alpha_e \times \rho})$ $\alpha_e = E_s / E_c$ $\rho = A_s B_w \times D$

Sendo:

B_w = largura da alma da viga;

D = altura útil da viga;

A_s = área de armadura tracionada;

ρ = taxa de armadura;

α_e = relação entre os módulos de elasticidade do aço E_s e do concreto E_c .

O cálculo no estágio II admite comportamento linear dos materiais e despreza a resistência à tração do concreto. A NBR 6118:2014 indica no item 17.3.3.2 que o cálculo pode ser feito considerando a relação " $\alpha_e = 15$ ".

Inércia no estágio II

A inércia no estágio II, " J_{II} ", pode ser calculada pela expressão:

$$J_{II} = B_w \times x_{II}^3 + [\alpha_e \times A_s \times (D - x_{II})^2]$$

Tensão na armadura

A tensão na armadura, " σ_s ", é calculada pela expressão:

$$\sigma_s = \alpha_e \times M_{d, \text{serviço}} \times (D - x_{II}) / J_{II}$$

Sendo: $M_{d,serviço}$ = momento de serviço para combinação frequente de carregamentos.

Tensão no concreto

A tensão no concreto, " σ_c ", é calculada pela expressão:

$$\sigma_c = M_{d,serviço} \times x_{II/III}$$

Determinação da área protegida pela barra ou pelo conjunto de barras

A área protegida por uma barra ou por um conjunto de barras, " A_{cri} ", é obtida segundo o item 13.3.3.2 da NBR 6118:2014.

Taxa de armadura para fissuração

A taxa de armadura disponível para controle da fissuração, " ρ_r ", é dado pela expressão:

$$\rho_r = \rho_{s,disp} A_{cri}$$

Sendo: $\rho_{s,disp}$ = taxa de armadura disponível da barra ou do conjunto de barras.

Estimativa da abertura de fissura

O valor característico da abertura de fissuras, " w_k ", obtido para cada parte da região de envolvimento, é o menor valor entre os obtidos pelas expressões:

$$w_k = \emptyset 12,5 \times \eta_1 \times \sigma_s E_s \times 3 \times \sigma_s f_{ctm}$$

$$w_k = \emptyset 12,5 \times \eta_1 \times \sigma_s E_s \times (4\rho_r + 45)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

$\emptyset$ = o diâmetro da barra que protege a região envolvida considerada;

η_1 = coeficiente de aderência da barra;

f_{ctm} = resistência média a tração do concreto.

Os valores de " σ_s ", " $\emptyset$ " e " ρ_r " são definidos para cada área de envolvimento em exame.

Limite admissível da abertura de fissuras

Os limites estabelecidos para a abertura das fissuras são definidos pela tabela 13.4 da NBR 6118:2014.

Estado limite de deformação (ELS-DEF)

Para a verificação do estado limite de deformação, o valor da deformação é calculado para combinações quase permanentes de serviço e comparado com os limites estabelecidos na tabela 13.3 da NBR 6118:2014.

Os esforços de serviço para uma combinação quase permanente são calculados pela expressão: $S_{d, \text{serviço}} = S_{g, k} + \psi_2 \times S_{q, k}$

Sendo:

$\psi_2 = 0,3$ para passarelas de pedestres;

$\psi_2 = 0,3$ para pontes rodoviárias;

$\psi_2 = 0,5$ para pontes ferroviárias não especializadas;

$\psi_2 = 0,6$ para pontes ferroviárias especializadas;

$\psi_2 = 0,5$ para vigas de rolamento de pontes rolantes.

Cálculo do momento de fissuração

Segundo o item 17.3.1 da NBR 6118:2014, nos estados de serviço, as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo valor do momento de fissuração " M_r ".

$$M_r = \alpha \times f_{ctm} \times J_{cyt}$$

Sendo:

α = relaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

J_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;

y_t = distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais tracionada.

O valor de " α " é definido em função da geometria da seção transversal. $\alpha = 1,2$ para seções em T e duplo T; $\alpha = 1,3$ para seções em I e T invertido; $\alpha = 1,5$ para seções retangulares.

Avaliação do estágio a se considerar

Deve-se avaliar: $M_{d, \text{serviço}} \leq M_r \rightarrow \text{Estádio I}$ $M_r < M_{d, \text{serviço}} \leq M_y \rightarrow \text{Estádio II}$

Cálculo da flecha inicial

No caso do estágio I, a flecha inicial, " α_{0I} " será: $\alpha_{0I} = \beta \times p \times L^4 E_c \times II$

No caso do estágio II, a flecha inicial, " α_{0II} " será: $\alpha_{0II} = \beta \times p \times L^4 E_c \times III$

Onde o parâmetro “ β ” depende do tipo de vinculação de apoio do elemento e “ L ” é o vão livre, sendo: $\beta = 5384$ para viga bi apoiada e carga distribuída “ p ”; $\beta = 1384$ para viga bi engastada e carga distribuída “ p ”.

Cálculo da flecha final com fluência

A flecha adicional diferida, que ocorre em virtude das cargas de longa duração em função do efeito da fluência, “ αf ”, pode ser calculada de maneira aproximada pela expressão: $\alpha f = \Delta \xi (1 + 50 \times \rho') \rho' = A_s' B_w \times D$

Sendo:

A_s' = área de armadura comprimida;

ρ' = taxa de armadura comprimida;

ξ = coeficiente em função do tempo, obtido da tabela 17.1 da NBR 6118:2014.

O valor da flecha final, “ a_{tot} ”, pode ser obtido pela expressão:

$$a_{tot} = (1 + \alpha f) \times a_0 < \text{limite}$$

Se a flecha calculada for menor do que o limite, a verificação está concluída.

Caso não seja, pode-se considerar o efeito da contribuição do concreto integro, usando a expressão da inércia equivalente apresentada no item 17.3.2.1.1 da NBR 6118:2014.

Inércia equivalente

A inércia equivalente, “ $E_{Ieq,t0}$ ”, para avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, é descrita pela expressão:

$$E_{Ieq,t0} = ECS \{ (MrMa)^3 \times I_c + [1 - (MrMa)^3] \times I_{II} \} \leq ECS \times I_C$$

Sendo:

ECS = módulo de elasticidade secante do concreto;

Ma = momento fletor na seção crítica do vão considerado (combinação quase permanente);

I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto.

A flecha inicial será: $a_{0e} = \beta \times p \times L^4 / 12 \times E_{Ieq,t0}$

A flecha final será: $a_{tot} = (1 + \alpha f) \times a_{0e} < \text{limite}$

Fluência e retração do concreto

O efeito do tempo no concreto estrutural, no que diz respeito as deformações por fluência e por retração, é considerado e calculado seguindo a formulação e o roteiro apresentado no Anexo A da NBR 6118:2014.

Transversinas

Podem ser classificadas como sendo transversinas de apoio ou transversinas de vão. As transversinas de vão têm como finalidade principal a distribuição dos esforços do tabuleiro entre as longarinas (efeito de grelha). Podem ser concebidas em concreto armado, protendido ou aço.

Cargas

As cargas permanentes decorrentes do peso próprio da transversina, da laje e do revestimento, somadas as cargas acidentais decorrentes do trem tipo e da multidão.

Esforços

Os esforços nas transversinas são calculados de maneira direta em pontes de duas vigas principais ou pela resolução da grelha em pontes de múltiplas vigas (softwares: Ftool ou Scia Engineer). As cargas acidentais são posicionadas de tal maneira a gerar os esforços mais desfavoráveis ao longo do elemento (esforços positivos ou negativos).

Dimensionamento

Transversinas de concreto armado ou protendido

Os critérios de dimensionamento são os mesmos das longarinas. Ver itens 2.1.1.6.1 e 2.1.1.6.2.

Lajes

Dimensões mínimas

Os itens 9.1.1 até 9.1.3 da NBR 7187:2003 trazem as dimensões mínimas a serem respeitadas no projeto de lajes para obras de arte.

Lajes maciças

A espessura “ h ” das lajes maciças deve respeitar os seguintes limites

$h \geq 20$ cm para lajes destinadas a passagem do tráfego ferroviário;

$h \geq 15$ cm para lajes destinadas a passagem do tráfego rodoviário

$h \geq 12$ cm nos demais casos.

Lajes nervuradas

Espessura da mesa “ h_f ”: $h_f \geq 10$ cm ou $h_f \geq a/12$

Sendo: $a = a$ distância entre os eixos das nervuras.

A distância entre os eixos das nervuras, “ a ”: $a \leq 150$ cm

A espessura das almas das nervuras, “ b ”: $b \geq 12$ cm

Lajes ocas

Nas lajes ocas, com forma perdida de seção circular ou retangular, valem os mesmos limites assinalados para as lajes nervuradas. Além disso, a mesa inferior deve possuir espessura mínima de 8 cm.

Esforços

Os esforços são obtidos conforme tabelas de Rüsç ou por programas computacionais através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Os esforços são compensados na continuidade em vãos adjacentes conforme a teoria das estruturas e hipóteses possíveis de máximas e mínimas flexões em cada seção através do Método de Cross ou método similar.

Dimensionamento

O dimensionamento das lajes é feito de maneira convencional, conforme a teoria clássica do concreto armado, conforme as orientações da NBR 6118:2014.

2.1.3.4 Armaduras

Sendo “ ρ ” a taxa de armadura da laje por metro, definida pela expressão:

$$\rho = A_s / (b_w \times h)$$

Sendo:

A_s = área de aço tracionada;

b_w = largura unitária;

h = espessura da laje.

A taxa mínima de armadura das lajes, “ ρ_{min} ”, é definida conforme a tabela 17.3 da NBR 6118:2014 em função do “ f_{ck} ” e da forma da seção.

Os limites para lajes sem armadura ativa são:

Armaduras negativas $\rho_s \geq \rho_{min}$

Armaduras negativas de bordas sem continuidade $\rho_s \geq 0,67 \times \rho_{min}$

Armadura positiva de lajes armadas em duas direções $\rho_s \geq 0,67 \times \rho_{min}$

Armadura positiva principal de lajes armadas em uma direção $\rho_s \geq \rho_{min}$

Armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção $A_{ss} \geq 20\%$ da armadura principal $A_{ss} \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \times \rho_{min}$

Sendo:

s = espaçamento entre barras.

Demais casos

Ver tabela 19.1 da NBR 6118:2014.

A área máxima de armadura em uma seção de laje de concreto armado não deve exceder o limite de 4% da área de concreto, “ A_c ”, fora das seções de emenda.

$$A_s + A_s' \leq 4\% \times A_c$$

Sendo: A_s = área de armadura de tração; A_s' = área de armadura de compressão.

2.1.3 Barreiras

As barreiras são dispositivos rígidos de concreto armado cuja finalidade é a proteção lateral dos veículos.

As barreiras são dimensionadas para uma carga horizontal perpendicular à direção do tráfego com intensidade de 10 tf, conforme indica o item 5.2.3.4 da NBR 7188:2013.

2.1.4 Guarda Corpos

Os guarda corpos são dimensionados para uma carga horizontal linearmente distribuída de 0,2 tf/m, conforme indica o item 5.2.3.6 da NBR 7188:2013.

2.2 MESOESTRUTURA E INFRAESTRUTURA

2.2.1 Carregamentos horizontais atuantes

Os principais carregamentos horizontais atuantes em pontes, que geram esforços na sua mesoestrutura e infraestrutura, são os empuxos de terra e água, a frenagem e a aceleração de veículos, a força centrífuga, o choque lateral, as variações da temperatura ambiente, a retração e a fluência do concreto da superestrutura (em pontes de concreto) e o vento. Os efeitos destes carregamentos devem ser estudados e considerados de maneira particular em cada projeto.

Eventualmente, deve-se também considerar situações excepcionais, como colisões de objetos móveis, explosões e fenômenos naturais pouco frequentes, como enchentes ou ventos catastróficos e sismos. A verificação destas ações excepcionais deve ser realizada em construções especiais ou caso seja exigido pelo proprietário da obra.

2.2.1.1 Empuxos de terra

Em geral, os empuxos de terra nas obras de arte, “ E_D ”, são considerados iguais aos empuxos ativos, calculados pela expressão de “Rankine”:

$$E_D = 1/2 \times k_a \times \gamma \times b \times h^2$$

Sendo: k_a =coeficiente de empuxo ativo do solo; γ =peso específico do solo; b =largura da superfície de contato com o solo; h =altura da superfície de contato com o solo.

2.2.1.2 Empuxos de terra provocado por cargas móveis

A sobrecarga nos aterros de cabeceira produzida pelas cargas móveis gera empuxos assimétricos nos encontros das obras de arte.

A altura equivalente de aterro que representa a sobrecarga produzida pelas cargas móveis, " h_0 ", é dada pela expressão: $h_0 = q_{eq.}/\gamma$

Sendo: $q_{eq.}$ =carga móvel média equivalente sobre o aterro.

O valor do empuxo assimétrico sobre os encontros, " E_{ASS} ", é dado por:
 $E_{ASS} = k_a \times \gamma \times h_0$

2.2.1.3 Empuxos de água

A pressão de água sobre estruturas, " $p_{ag.}$ ", pode ser calculada pela expressão:

$$p_{ag.} = k' \times v^2$$

Sendo:

k' =coeficiente dimensional determinado em função da forma da estrutura;
 v =velocidade de escoamento da água em metros por segundo.

2.2.1.4 Frenagem e aceleração

O efeito horizontal da frenagem, " H_F ", ou da aceleração, " H_A ", é definido como sendo uma parcela das cargas móveis atuantes no nível do tabuleiro.

2.2.1.4.1 Em pontes rodoviárias

$$H_F \geq 30\% \times TB \quad H_F = 0,25 \times B \times L \times CNF$$

Sendo:

TB =ao peso do veículo tipo considerado;

B =a largura efetiva de tráfego;

L =comprimento efetivo sujeito ao tráfego;

CNF =coeficiente dependente do número de faixas de tráfego.

2.2.1.5 Força Centrífuga

2.2.1.5.1 Pontes rodoviárias

Nas pontes rodoviárias em curva, a força centrífuga, " H_{FC} ", atua na direção normal ao seu eixo, na altura da superfície de rolamento.

Segundo a NBR 7188:2013, a força centrífuga pode ser considerada como sendo uma parcela do peso do veículo tipo, de acordo com o raio de curvatura da

curva. $H_{FC}=2,4 \times P$ para $R \leq 200 \text{ m}$ $H_{FC}=(480R) \times P$ para $200 \text{ m} < R \leq 1500 \text{ m}$ $H_{FC}=0$ para $R > 1500 \text{ m}$

A NBR 7187:2003 sugere as seguintes expressões para o cálculo da força centrífuga: $H_{FC}=0,25 \times P$ para $R \leq 300 \text{ m}$ $H_{FC}=(75R) \times P$ para $R > 300 \text{ m}$

Sendo: P =peso do veículo tipo; R =raio da curva em metros.

2.2.1.6 Temperatura

Considera-se uma variação de temperatura na estrutura, causada pela variação de temperatura atmosférica, na ordem de $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ até $\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ em relação média.

Como hipótese, admite-se que as variações de temperatura sejam uniformes em toda a estrutura, a menos que as variações entre partes da estrutura seja muito acentuada.

2.2.1.7 Retração

Os esforços na mesoestrutura e na infraestrutura decorrentes do efeito da retração da superestrutura em pontes de concreto é cálculo de maneira análoga aos efeitos ocasionados pela variação da temperatura atmosférica.

O efeito da retração é tomado como sendo igual a uma variação de temperatura na superestrutura de até $-15 \text{ }^\circ\text{C}$.

2.2.1.8 Deformação Lenta

É análogo ao processo adotado para avaliação dos esforços decorrentes da retração.

O efeito da deformação lenta é tomado como sendo igual a uma variação de temperatura na superestrutura de até $-15 \text{ }^\circ\text{C}$.

2.2.1.9 Vento

As pressões do vento são calculadas de acordo com as diretrizes da NBR 6123:1988.

Na hipótese de pontes carregadas, considera-se altura mínima da carga móvel, " h_{CM} ", medida a partir do nível do tabuleiro para passarelas de pedestres ou pontes rodoviárias, ou a partir do topo dos trilhos para pontes ferroviárias, como sendo: $h=1,70 \text{ m}$ para passarelas de pedestres; $h=2,00 \text{ m}$ para pontes rodoviárias $h=3,50 \text{ m}$ para pontes ferroviárias.

2.2.2 Juntas de dilatação

São detalhadas conforme as especificações dos fabricantes, de modo a serem capazes de absorver as movimentações da estrutura e servirem como elementos de vedação.

2.2.3 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio (neoprene simples, neoprene fretado, rótulas de concreto, apoios metálicos, apoios fixos, apoios de teflon, etc.) são dimensionados de acordo com a especificação dos fabricantes e as respectivas normativas pertinentes a cada caso.

São verificadas as condições de estabilidade dos aparelhos de apoio, a resistência limite em presença das reações de apoio, os dispositivos de fixação (quando necessário) e a deformabilidade limite dos aparelhos.

2.2.4 Encontros

Os encontros das pontes são elementos cuja finalidade principal é promover a transição da obra de arte com os aterros das cabeceiras.

São dimensionados para transferir as cargas dos apoios dos vãos extremos da superestrutura para os elementos de fundação, além de servir como elemento de contenção dos aterros.

Em geral, são executados em alvenaria, concreto simples ou concreto armado.

Os principais elementos que compõem os encontros são: cortinas, alas, paredes, muros, vigas travessa, vigas de travamento, contrafortes e lajes de aproximação (transição).

Em encontros de concreto armado, os critérios de dimensionamento seguem o disposto na NBR 6118:2014.

2.2.5 Vigas Trave

São elementos de transição, que servem como apoio para a superestrutura e transferem a carga até os pilares. São concebidas, em geral, em concreto armado ou protendido.

São dimensionadas a flexão simples, ao cisalhamento e a torção com base na teoria clássica do concreto armado, seguindo as recomendações da NBR 6118:2014. Em vigas travessa com seção transversal em T invertido (carga entra por baixo) deve ser verificada a suspensão de cargas.

Quando forem protendidas, seguem o mesmo processo apresentado no item 2.1.1.6.2.

2.2.6 Pilares

2.2.6.1 Dimensão

Conforme orientação da NBR 7187:2003, a menor dimensão dos pilares de obras de arte especiais não deve ser inferior a 40 centímetros nem a 1/25 de sua altura livre. Em pilares de seção transversal celular a espessura das paredes não deve ser inferior a 20 centímetros. Caso seja utilizado o sistema de fôrmas deslizantes, a espessura das paredes não deve ser inferior a 25 centímetros.

2.2.6.2 Dimensionamento

Todos os critérios de dimensionamento seguem o disposto na NBR 6118:2014.

2.2.6.3 Armaduras

Armaduras longitudinais

A armadura longitudinal mínima de pilares, " $A_{s,min}$ ", deve ser maior ou igual a:

$$A_{s,min} = (0,15 \times N_d / f_{yd} \geq 0,004 \times A_c$$

Sendo: N_d = força normal de cálculo; f_{yd} = a tensão de cálculo do aço; A_c = a área da seção transversal do pilar.

A armadura longitudinal máxima de pilares, " $A_{s,max}$ ", não deve ser maior do que:

$$A_{s,max} \leq 0,08 \times A_c$$

Ainda segundo a NBR 6118:2014 o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal do pilar. O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores: 20 mm; diâmetro da barra, feixe de barras ou luva de emenda; 1,2 x a dimensão máxima característica do agregado gráúdo.

Sendo " $\varnothing$ " o diâmetro de uma barra e " i " o número de barras de um dado feixe, o diâmetro do feixe, " $\varnothing_{feixe}$ ", pode ser considerado como: $\varnothing_{feixe} = \varnothing \times \sqrt{i}$

Armaduras transversais

O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro do feixe de barras equivalente.

O espaçamento entre estribos deve ser o menor valor entre: 200 mm; menor dimensão da seção; "24 x $\varnothing$ " para CA-25 e "12 x $\varnothing$ " para CA-50.

2.2.7 Elementos de Fundação Direta

Os critérios de dimensionamento de elementos de fundação direta seguem o disposto na NBR 6118:2014 e na NBR 6122:2010.

2.2.8 Contenções

2.2.8.1 Contenções

As contenções são dimensionadas de acordo com as diretrizes das normas NBR 6118:2014, NBR 8800:2008 e NBR 6122:2010.

3 RELAÇÃO DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS

3.1 PLANILHAS DE CÁLCULO – MICROSOFT OFFICE EXCEL

Planilhas de cálculo parametrizadas e elaboradas para análise de:

Cálculo de propriedades geométricas de seções transversais, como área, momento de inércia, posição do centro de gravidade e módulo de resistência a flexão;

Combinações de esforços; Verificação a ruptura; Cálculo de esforços de protensão; Cálculo de perdas de protensão; Cálculo de tensões normais; Dimensionamento a flexão, torção e cisalhamento; Cálculo de armaduras de fretagem.

3.2 PROGRAMA COMPUTACIONAL FTOOL

Ferramenta para análise e determinação de esforços, deslocamentos e diagramas em estruturas bidimensionais. Detalhes sobre o programa podem ser obtidos no site: <https://www.alis-sol.com.br/Ftool/>

3.3 PROGRAMA LIP

Programa computacional - para determinação das linhas de repartição transversal de cargas através do método aproximado de Engesser-Courbon, autor Professor Sander David Cardoso Junior, obtido no site : <http://www.tqs.com.br>

3.4 PROGRAMA COMPUTACIONAL CAD/TQS

Sistema CAD/TQS para Windows: resolução de esforços em grelha e em pórticos, análise estrutural, dimensionamento e verificações do estado limite último e estados limites de serviço, análise não linear física e geométrica. Detalhes sobre o programa podem ser obtidos no site da TQS: <http://www.tqs.com.br>.

3.5 PROGRAMA COMPUTACIONAL VPRO

VPRO é um software que auxilia o engenheiro na 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 efetuando as seguintes verificações e dimensionamentos: Verificação ao estado limite de descompressão (ELS-D); Verificação ao estado limite de formação de fissura (ELS-F); Verificação do ELU-ATO de acordo com o item 17.2.4.3 da ABNT NBR6118; Dimensionamento à flexão considerando as armaduras ativas e passivas; Dimensionamento ao cisalhamento considerando o efeito da protensão. autor Professor Sander David Cardoso Junior, obtido no site : <http://www.tqs.com.br>

4 MEMORIAL DE CÁLCULO

Inicia-se neste item os procedimentos de cálculo e dimensionamento dos elementos estruturais que compõe a Ponte sobre o Rio Andrada. O sistema estrutural adotado para a Ponte é o de uma superestrutura descontínua, formada por vigas longarinas isostáticas pré-moldadas simplesmente apoiada sobre os apoios, composta por 03 (três) vãos longitudinais. Os vãos extremos com 29.60 metros e o vão central com 30,10 metros. A extensão total do tabuleiro com 97,30 metros, como indicada na figura 3.1.

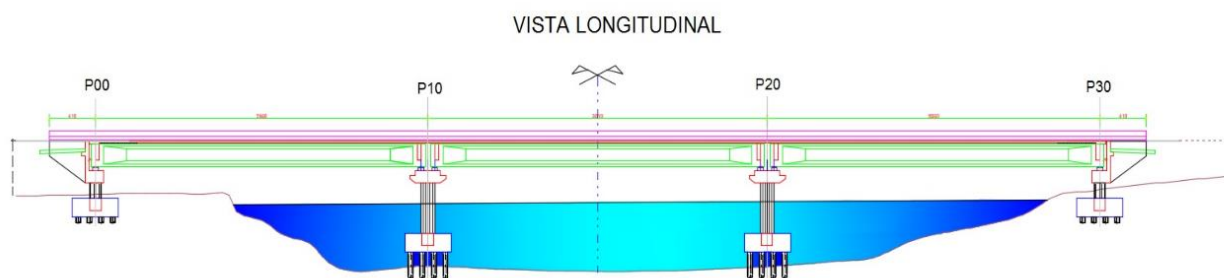


Figura 3.1 – Vista Longitudinal da OAE – com a localização dos eixos referência.

4.1 SUPERESTRUTURA

Neste projeto a superestrutura é composta por seis vigas longarinas pré-moldadas (L1 a L6) equidistantes em 2,33 m, conforme representação da seção transversal a seguir na Figura 3.2. Com os guarda corpo distante 1,075 metros das vigas longarinas da extremidade.

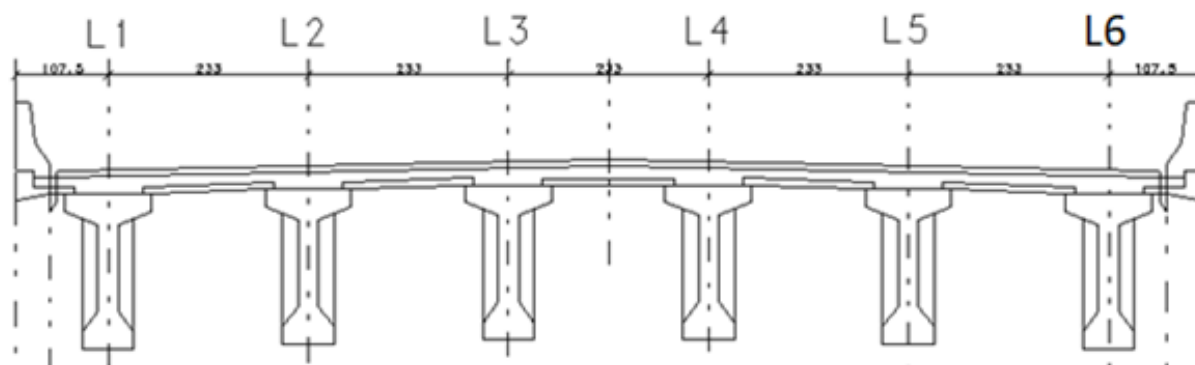


Figura 3.2- Seção transversal da superestrutura

4.1.1 Longarinas

4.1.1.1 Propriedade geométrica das seções transversais

As Longarinas com extensão total de 29,6 m, sendo 28,90 m de vão e 0,35 m de balanços em cada extremidade. Total de 18 longarinas para toda a ponte.

A Longarina, é uma barra prismática bi apoiada pré-moldada, com seção transversal variável, como mostrado na Figura 3.3. A seção transversal SEC4 indicada na figura 3.3, é a seção transversal na posição de máximo momento fletor da longarina. E, a seção SEC1 é uma seção retangular comportada onde atua os esforços de máximo cortante.

O cálculo das propriedades geométricas das seções transversais das longarinas, como área, momento de inércia, posição do centro de gravidade e

módulo de resistência a flexão superior e inferior é feito com auxílio de planilhas de cálculo parametrizadas e/ou softwares como o VPRO.

VIGA LONGARINA - SEÇÃO TRANSVERSAL

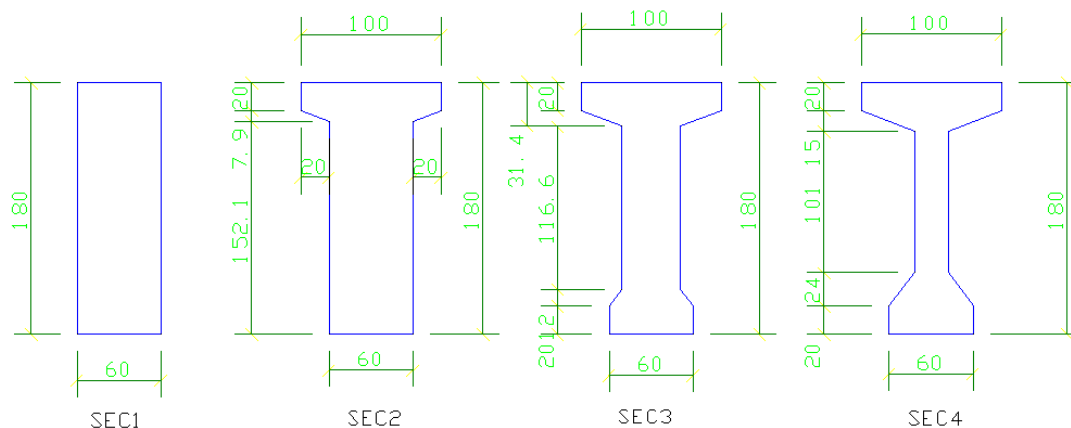
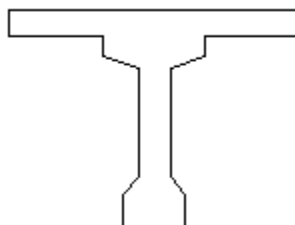


Figura 3.3 – Seção transversal da Longarina – de L1 à L6

No cálculo das características geométricas das longarinas considerando-as integradas com as lajes do tabuleiro. Não se considera as pingadeiras, os dentes para encaixe o guarda corpo e a inclinação transversal do pavimento.

Características geométricas das longarinas considerando-as integradas com as lajes do tabuleiro (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):

- Para as Longarinas:



Características Geométricas da Longarina – SEC 4 – No vão		
Área da longarina com laje	1.222	m ²
Perímetro	8.8971	m
Centróide X	25	cm
Centróide Y	134.2	cm
Ix	0.238104	m ⁴

ly	0.503768	m4
Vão da Longarina	28.9	m
Número de Longarinas	6	
Características Geométricas da Longarina – SEC 1 – Extremo		
Área da longarina com laje	1.546	m²
Perímetro	8.660	m
Centróide X	25	cm
Centróide Y	90	cm
Ix	0.2432	m4
Iy	0.6187	m4
Vão da Longarina	28.9	m
Número de Longarinas	6	

- **Para as transversinas**

Características Geométricas Transversina		
Área	0.83	m²
Perímetro	6.3	m
Centróide X	0.175	cm
Centróide Y	1.093	cm
Ix	0.046	m4
Iy	0.27	m4
Vão	11.65	m
Número Transversinas	3	

- Para todas as longarinas e transversinas:

Módulo de elasticidade secante do concreto C50:

$$E_{ci} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \times \alpha_e = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{50} \times 0,9$$

$$E_{ci} = 30292,45 \text{ MPa}$$

Onde

$\alpha_e = 0,9$ corresponde ao fator para agregados predominantemente calcários.

4.1.1.2 Determinação das linhas de repartição transversal de cargas através do método aproximado de Engesser-Courbon

Método aproximado e simplificado para a determinação da distribuição transversal de carregamentos em pontes e viadutos de vigamento múltiplo sem a consideração da rigidez torsional dos elementos. Considera comportamento linear elástico, pequenos deslocamentos e deformações, seções planas e ortogonais à linha elástica e princípio de Saint-Venant. As longarinas devem possuir rigidez constante e ser travejadas por transversinas de vão.

A aproximação do método de Engesser-Courbon é tão melhor quanto menor o parâmetro λ , sendo sua correta aplicação condicionada a valores inferiores ou próximos a 0,3.

Verificação da aplicabilidade do método (cálculo para um vão):

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

Onde L_T corresponde ao vão das transversinas (devendo ser considerado como o entre-eixos das longarinas de borda), L ao vão das longarinas, E_{Li} ao módulo de elasticidade e I_{Li} ao momento de inércia à flexão da longarina i , E_{Tj} ao módulo de elasticidade e I_{Tj} ao momento de inércia à flexão da transversina de vão j , n_L à quantidade de longarinas e n_T à quantidade de transversinas de vão, E_L ao módulo de elasticidade e I_L ao momento de inércia médios das longarinas e E_T ao módulo de elasticidade e I_T ao momento de inércia médios das transversinas de vão.

Vão das transversinas (entre eixos das longarinas L1 e L6): 2,33x5 → **$L_T = 11,65 \text{ m}$**

Vão das longarinas: **$L = 28,60 \text{ m}$**

Quantidade de longarinas: **$n_L = 6$**

Quantidade de transversinas: **$n_T = 3$**

$\Sigma(E_{Li} \cdot I_{Li})$	81895.73506	MPa.m ⁴
$\Sigma(E_{Ti} \cdot I_{Ti})$	21946.45994	MPa.m ⁴
λ	0.354	

TABELA __ – Verificação da aplicabilidade de Courbon Engesser

O valor de λ poderia ser reduzido através da inclusão de uma transversina adicional ao centro do vão. No entanto, o valor obtido é consideravelmente harmônico em relação ao limite de 0,3 requerido para a validade do método. Pode ser considerado válido para esta ponte, portanto, o método de Engesser-Courbon.

O eixo da transversina, após a deformação, assume uma equação do tipo $y = a \cdot x + b$, tomando-se como referência o sistema cartesiano representado na figura abaixo. Para uma determinada longarina i , o deslocamento vertical vale $y_i = a \cdot x_i + b$.

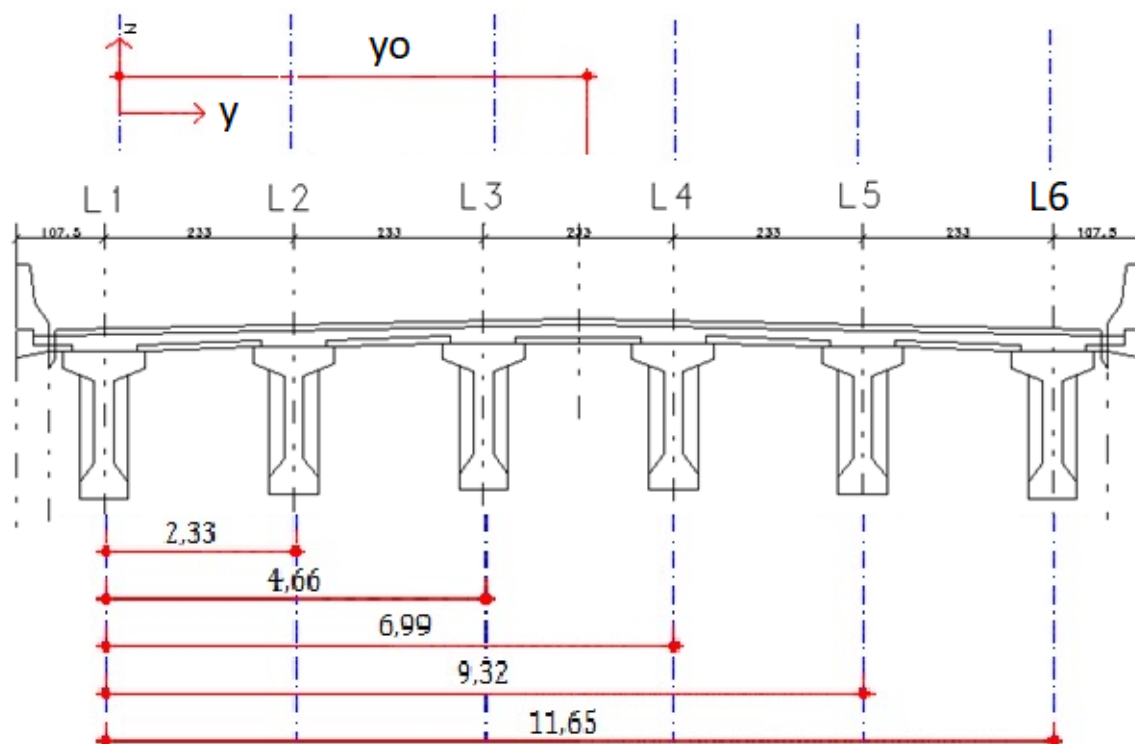


Figura __ Dados para a determinação do centro elástico O

O centro elástico o corresponde ao centro de inércia ou de giro transversal do tabuleiro. Sua abcissa é determinada através da média ponderada das inércias das vigas principais.

Admite-se que a reação R_i de uma longarina é função direta e proporcional de sua inércia I_i e de seu afundamento y_i . Assim, é possível escrever que:

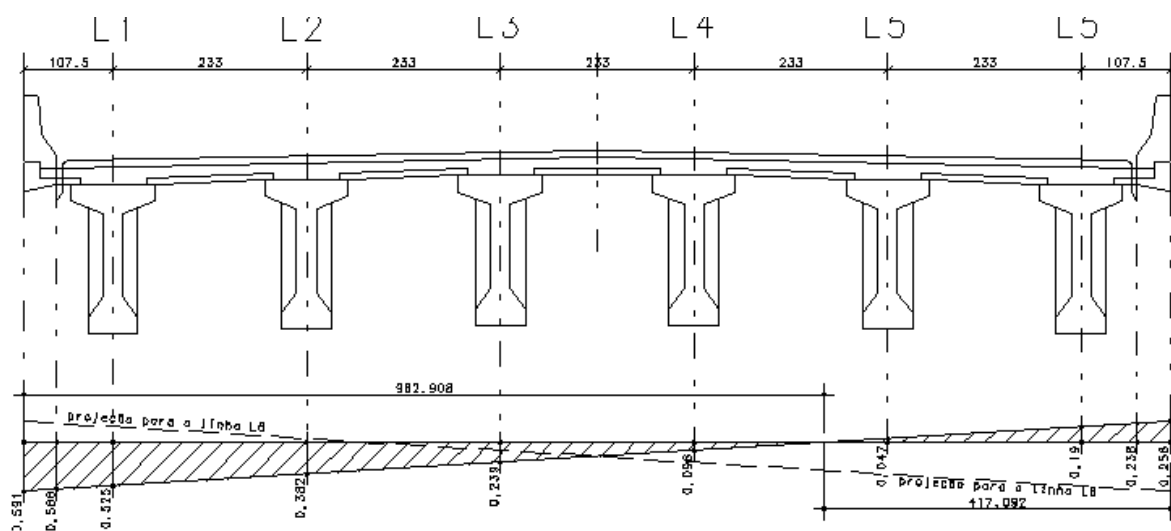
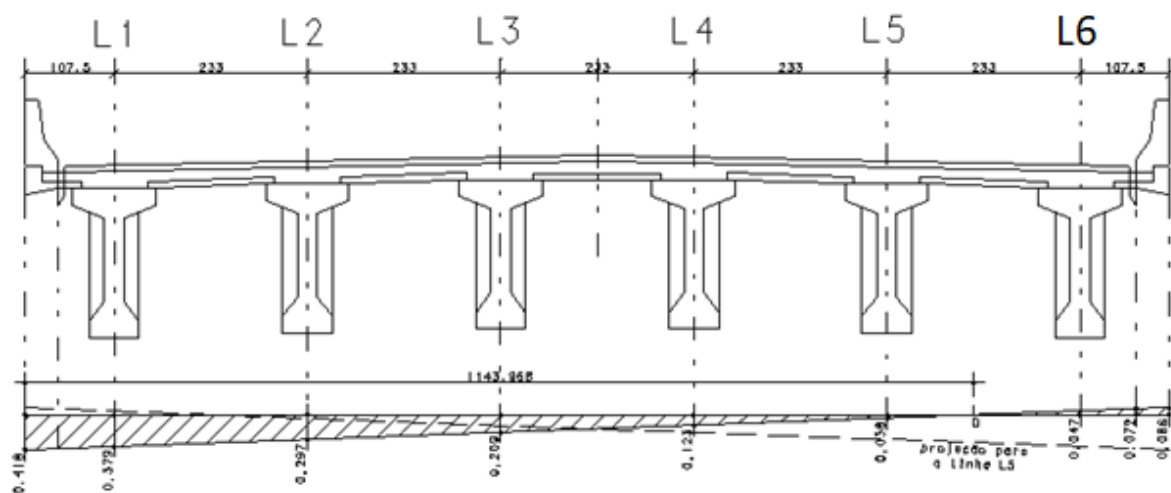
Determinação da posição do centro elástico o:

$$y_o = \frac{\sum_{i=1}^{nL} (I_i \times y_i)}{\sum_{i=1}^{nL} I_i}$$

Sendo $y_1=0$ m; $y_2=2,33$ m; $y_3=4,66$ m; $y_4=6,99$ m; $y_5=9,32$ m; $y_6=11,65$ m

$$y_o = \frac{0,504 \times (0 + 11,65) + 0,504 \times (2,33 + 4,66 + 6,99 + 9,32)}{(2 \times 0,504) + (4 \times 0,504)} \rightarrow y_o = 5,825 \text{ m}$$

Devido a simetria do tabuleiro, é esperado que a posição do centro elástico coincida com a meia largura da ponte, o que se verifica.



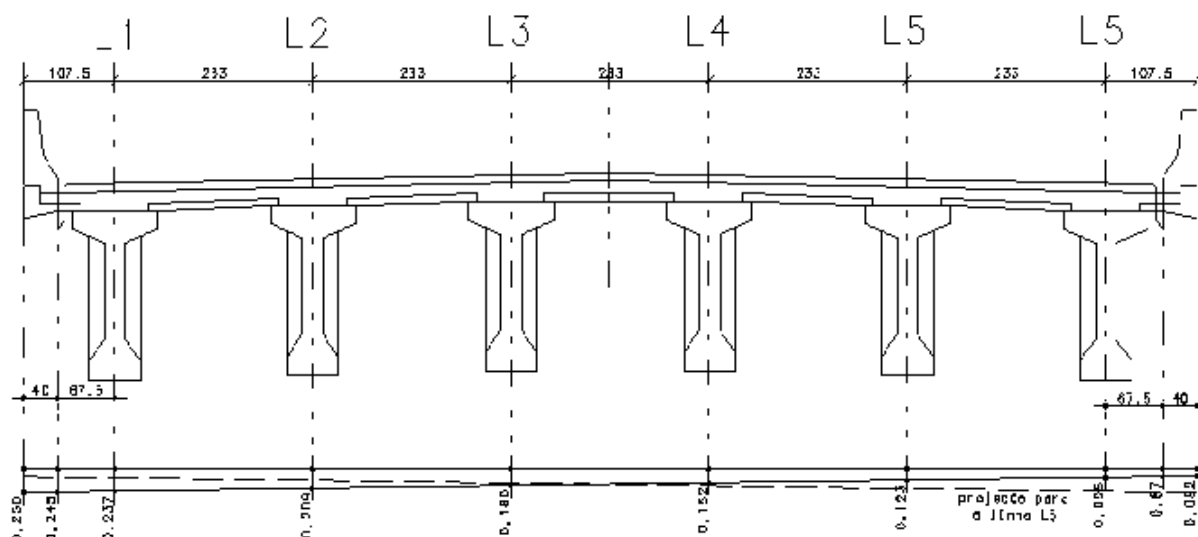


FIGURA __ – Linha de repartição transversal da Longarina L3. Em projeção, linha de repartição transversal para Longarina L4 (espelhamento da linha para L3)

4.1.1.3 CARREGAMENTOS

4.1.1.3.1 CARGAS PERMANENTES

Os carregamentos permanentes consistem no peso próprio dos elementos que constituem a superestrutura divididos de acordo com suas respectivas etapas construtivas

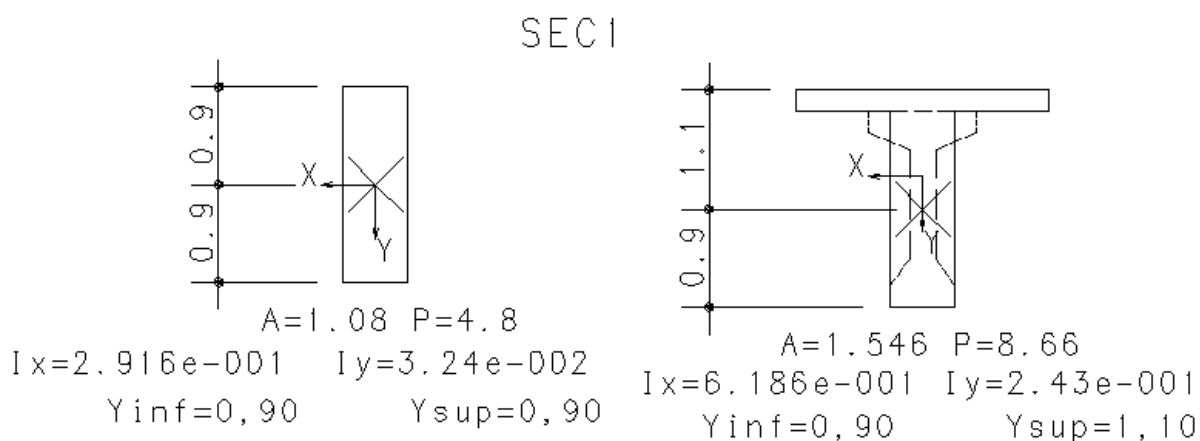


Figura __ – Características Geométricas da Longarina – Seção junto aos apoios.

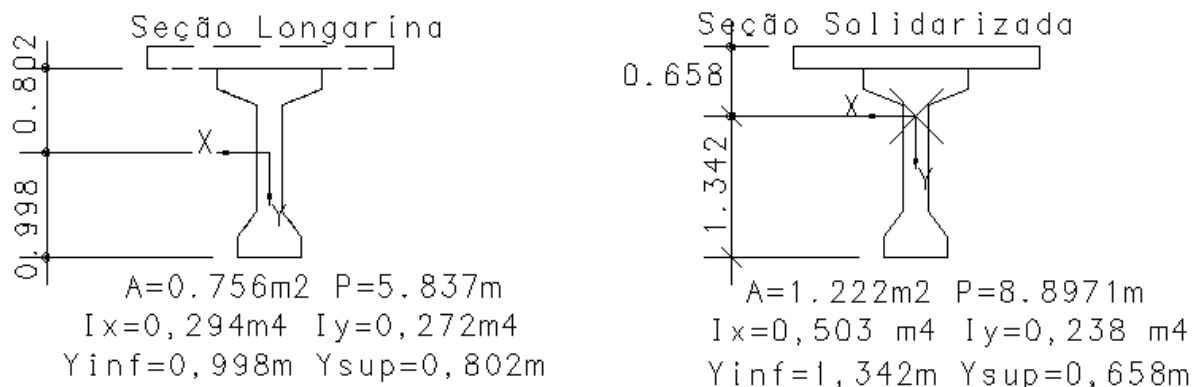


FIGURA __ – Características geométricas da Longarina – Seção no vão

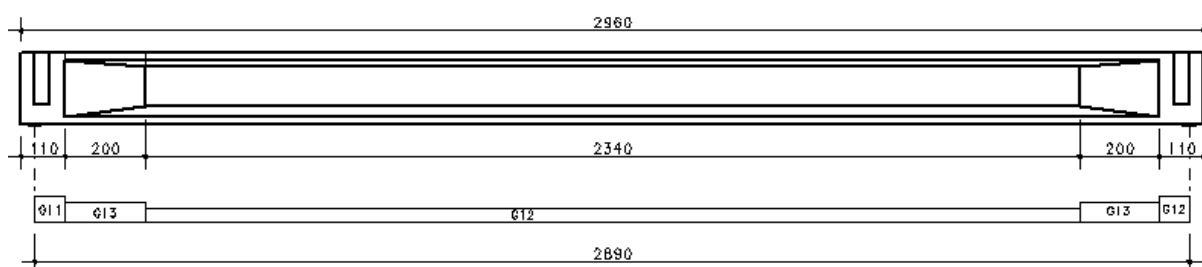


Figura __ - Vista da Geometria longitudinal da Longarina

g_1 =peso próprio da longarina L1 à L6

g_2 =peso próprio das lajes e transversinas

g_3 =peso próprio dos revestimentos, guarda corpos, barreiras,etc.

$$g_{11\text{apoio}} = (1,080 \text{ m}^2) \times 2,50 = 2,70 \text{ tf.m} = 27,00 \text{ KN.m}$$

$$g_{12\text{vão}} = (0,756 \text{ m}^2) \times 2,50 = 1,89 \text{ tf.m} = 22,90 \text{ KN.m}$$

$$g_2 = (0,20 \times 2,33) \times 2,50 + 0,71 = 1,875 \text{ tf.m} = 18,75 \text{ KN/m}$$

$$g_3 = [(0,1 \times 2,33) \times 2,4] + [(2 \times 0,217 \times 2,5) / 13,80] = 0,638 \text{ tf/m} = 6,38 \text{ KN/m}$$

Peso total de uma Longarina (para o dimensionamento do guindaste)

$$(2 \times 27,00 \text{ KN.m} \times 3,10 \text{ m}) + (18,90 \text{ KN/m} \times 23,40 \text{ m}) = 609,66 \text{ KN} = 61 \text{ tf}$$

Peso próprio das barreiras e pingadeira:

Muito embora estejam localizadas sobre os bordos da OAE, seu carregamento é absorvido por todas as vigas longarinas em função do efeito grelha. O carregamento linearmente aplicado em cada uma deve ser determinado através de suas respectivas linhas de repartição transversal. O ponto de aplicação pode ser considerado como a meia largura da barreira.

Barreira New-Jersey simples: $A = 0,217 \text{ m}^2$ - $g' = 0,217 \times 25 \rightarrow g' = 5,425 \text{ kN/m}$

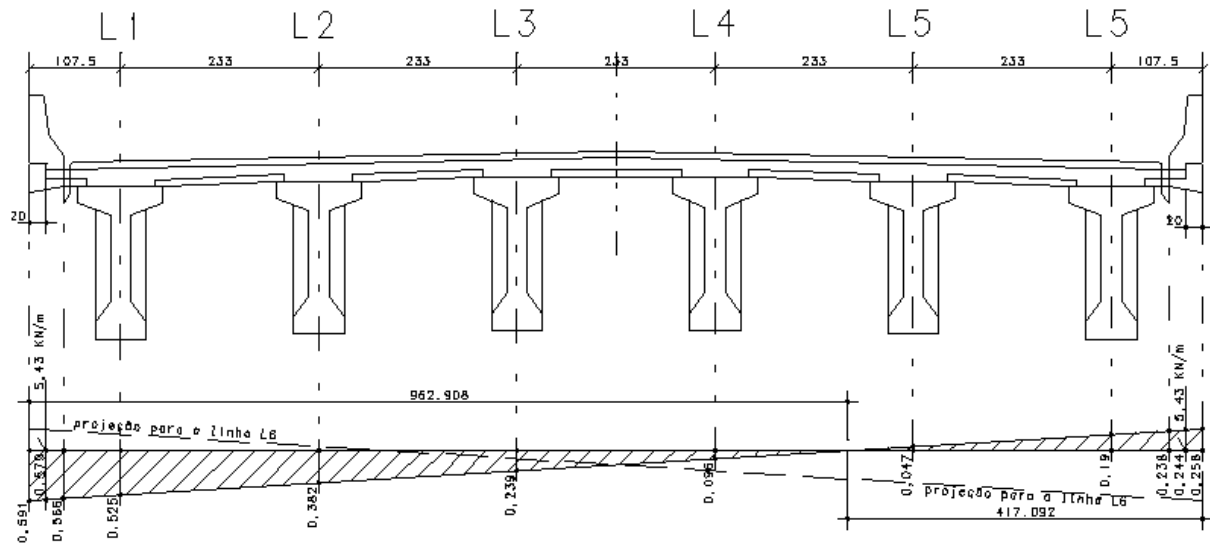


Figura __ – Distribuição do peso próprio barreira New Jersey nas Longarinas

$$g_4 = (0,579 - 0,244) \times 5,43 \text{ kN/m} = 1,81 \text{ kN/m} \text{ – Para L1 e L6}$$

$$g_4 = (0,416 - 0,081) \times 5,43 \text{ kN/m} = 1,81 \text{ kN/m} \text{ – Para L2 e L5}$$

$$g_4 = (0,251 + 0,084) \times 5,43 \text{ kN/m} = 1,81 \text{ kN/m} \text{ – Para L3 e L4}$$



Figura __ Carregamento devido ao peso próprio na Longarina



Figura __ Carregamento devido as cargas permanentes na Longarina

Verificando o equilíbrio da distribuição dos carregamentos da barreira:

$$(1,81 \times 6 = 10,86 \text{ kN/m}) = (5,43 \times 2 = 10,86 \text{ kN/m}) \text{ ok!}$$

Uma Longarina responde por 1/6 do carregamento decorrente das Barreiras.

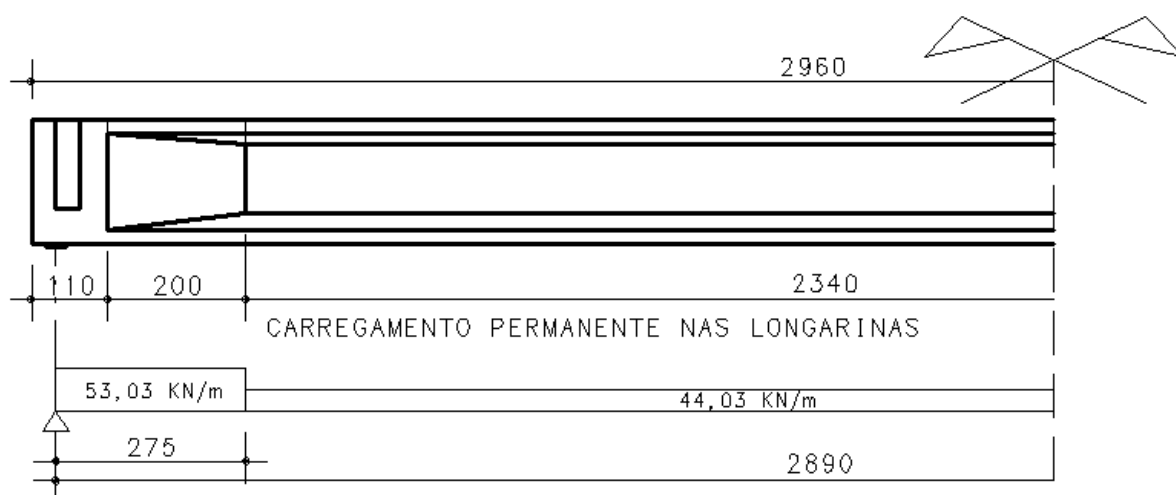


Figura __ – Carregamento permanente nas longarinas

4.1.1.3.2 CARGAS MÓVEIS

Classe 45 da NBR 7188

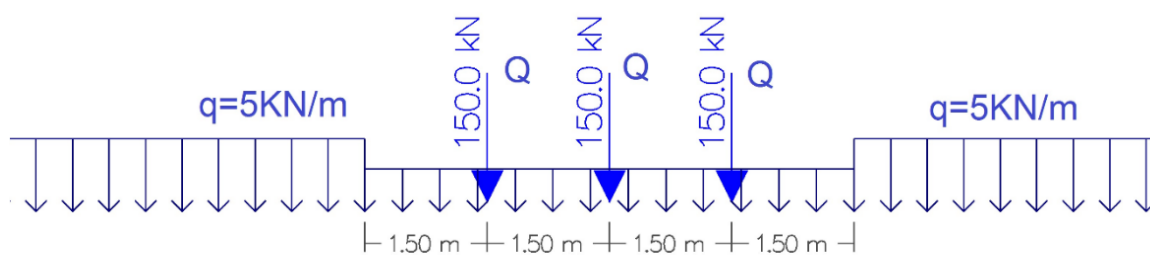


Figura __ - Trem tipo 45 da NBR7188

Trem tipo padrão classe TB-450 = definido pelo veículo tipo de 45 tf, com seis rodas de carga $P=7,5$ tf cada e três eixos afastados entre si 1,50 m. A área total de ocupação do veículo é de 18,0 m². O veículo é circundado por uma carga de multidão constante e uniformemente distribuída $p=0,5$ tf/m².

Trem tipo homogeneizado TB-450 - consiste em se considerar que a carga de multidão atua na área de ocupação do veículo de maneira simultânea ao veículo. Em contrapartida, se reduz o peso do veículo na mesma proporção.

Homogeneização do trem tipo:

$$Q = 15 - (6 \times 3 \times 0,53) = 12 \text{ tf/eixo.}$$

Os carregamentos máximos causados pelo carregamento móvel sobre cada longarina são determinados através das linhas de repartição transversal de cargas determinadas anteriormente. Deve-se considerar que o veículo padrão não pode

ocupar as regiões pertencentes às barreiras. Como se trata de um carregamento variável, regiões que venham a atenuar as solicitações sobre a longarina analisada não devem ser carregadas.

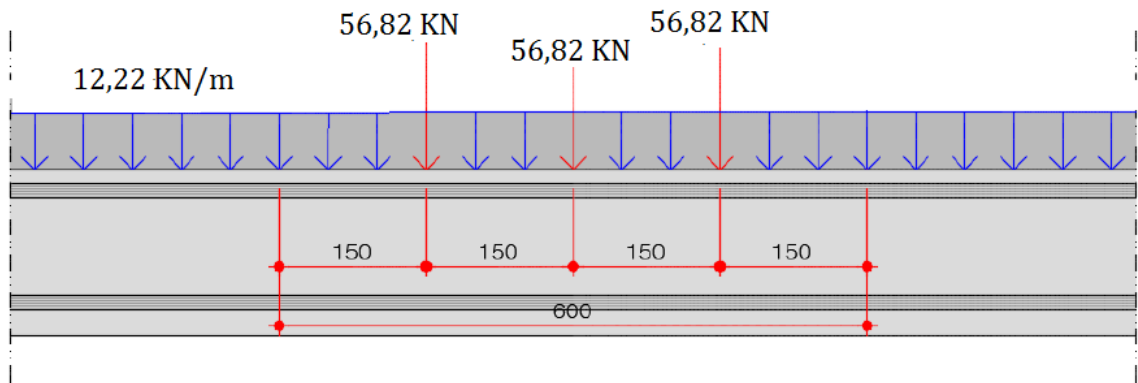


Figura XX – Trem de carga para as L1 e L6

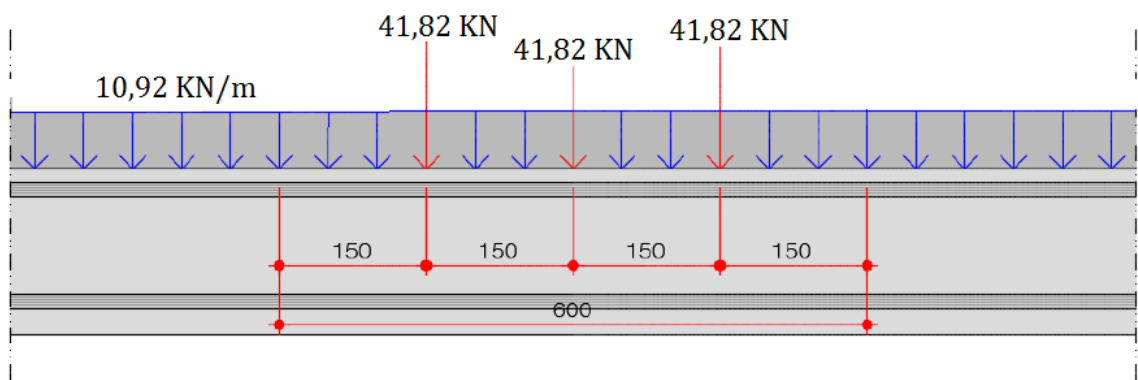


FIGURA XX - Trem de carga para as Longarinas L2 e L5

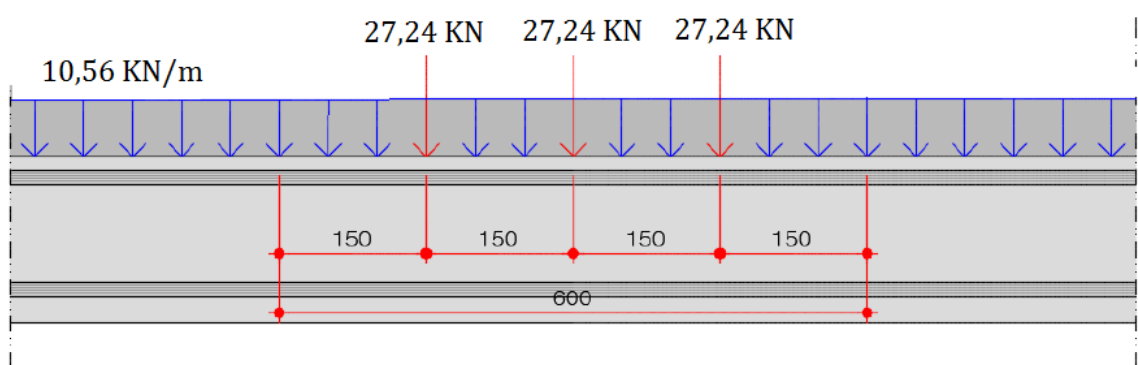


Figura __ – Trem de carga para as Longarinas L3 e L4

Coefficiente de Impacto Vertical (para todas as longarinas):

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20/(L + 50)) = 1 + 1,06 \times (20/(28,9 + 50)) \rightarrow CIV=1,268$$

Onde L corresponde ao vão de cálculo das longarinas, de 38,8 m.

Como o CIV não se aplica ao dimensionamento de todos os elementos da ponte, este será aplicado convenientemente aos esforços adiante.

→ Coeficiente de Número de Faixas (para todas as longarinas):

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

Onde n corresponde ao número de faixas de tráfego, no caso, duas.

Como o CNF não se aplica ao dimensionamento de todos os elementos da ponte, este será aplicado convenientemente aos esforços adiante.

Coeficiente de Impacto Adicional (para todas as longarinas):

Para obras de concreto: **CIA = 1,25**

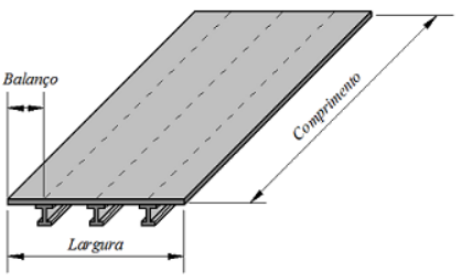
Será aplicado nos primeiros 5 m de cada extremidade das longarinas, considerando-se a não restrição de posicionamento na superestrutura da OAE.

C:\Users\artpe\OneDrive\Documentos\01 - IDD - ARTHUR\01 - LIP\LIP-PONTE-ARTHUR- FINAL\LIP

Arquivo Critérios Resultados Licença Ajuda

Geometria / Materiais Cargas Permanentes Carga Móvel Modelo Estrutural Linha de influência Esforços Longarinas

Tabuleiro



Largura = 1380 cm n^o vigas: 6

Comprimento = 2960 cm

Balanço = 107,5 cm

Materiais (VIGA)

Módulo de elasticidade longitudinal: Ec = 30292 MPa

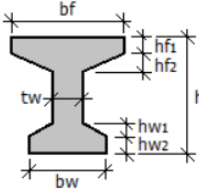
Módulo de elasticidade transversal: Gc = 14000 MPa

Materiais (LAJE)

Módulo de elasticidade longitudinal: Ec = 27000 MPa

Seção transversal

Tipo: Seção "I" ✓



h	180	cm
hf1	20	cm
hf2	15	cm
hw1	24	cm
hw2	20	cm
bf	100	cm
tw	24	cm
bw	60	cm



Espessura = 20 cm

Figura __ Programa LIP – Dados de entrada – Geometria e Materiais

C:\Users\artpe\OneDrive\Documentos\01 - IDD - ARTHUR\01 - LIP\LIP-PONTE-ARTHUR-COURBON.LIP

Arquivo Critérios Resultados Licença Ajuda

Geometria / Materiais Cargas Permanentes Carga Móvel Modelo Estrutural Linha de influência Esforços Longarinas

Guarda-rodas / Guarda-corpo

$b_1 = 40$ cm
 $Ac_1 = 0,22$ m²
 $b_2 = 20$ cm
 $Ac_2 = 0,15$ m²
 passeio = 120 cm

Revestimento

$e_1 = 10$ cm
 $e_2 = 5$ cm

Transversinas

nº de transversinas: 2

Seção transversal:

$h = 135$ cm
 $bw = 35$ cm

Tipo de seção transversal

Figura __ Programa LIP – Dados de entrada – Cargas permanentes

C:\Users\artpe\OneDrive\Documentos\01 - IDD - ARTHUR\01 - LIP\LIP-PONTE-ARTHUR- FINAL.LIP

Arquivo Critérios Resultados Licença Ajuda

Geometria / Materiais Cargas Permanentes Carga Móvel Modelo Estrutural Linha de influência Esforços Longarinas

Trem-Tipo

Trem tipo: TB450 (NBR7178)

Peso da roda (P)	75	kN
Sobrecarga pista (p)	5	kN/m
Sobrecarga passeio (p')	3	kN/m
Largura	3	m
Comprimento	6	m
Distância entre eixos (e1)	1,5	m
Distância entre rodas (e2)	2	m
Largura das rodas (b)	0,5	m

Carga móvel

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

☒ Calculado de acordo com a norma
☐ Valor predefinido: CIV = 1,269
☐ Não considerar o coeficiente de impacto

Coefficiente de número de faixas (CNF)

☒ Calculado de acordo com a norma
☐ Valor predefinido: CNF = 0,990
☐ Não considerar o coeficiente de número de faixas

☒ Considerar trem-tipo homogeneizado

Cancelar Ok

Figura __ Programa LIP – Dados de entrada – Carga móvel

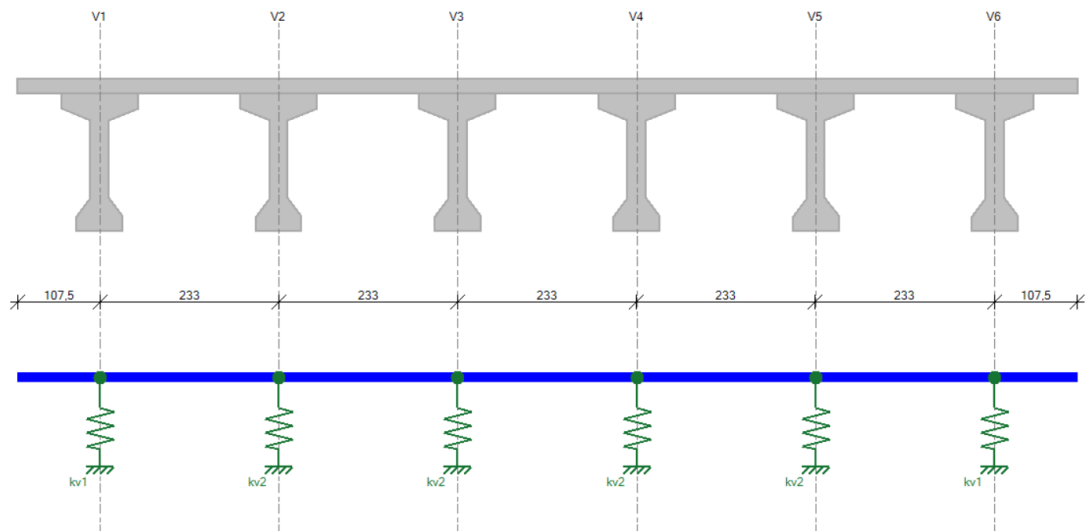
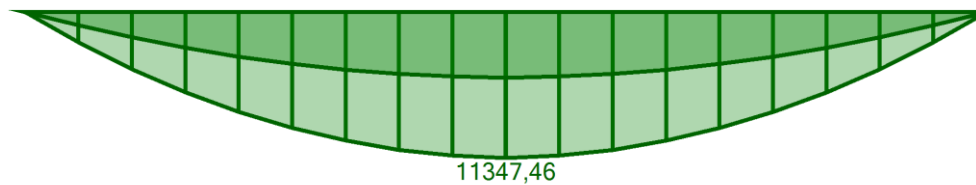


Figura __ - Modelo estrutural para a distribuição de cargas – Courbon ; Engesser
Apoio elástico: $K_{v1} = 2028 \text{ kN/m}$ e $K_{v2} = 1904 \text{ kN/m}$; Propriedades das barras: $EI = \infty$

5.1.1.5 Esforços solicitantes nas longarinas

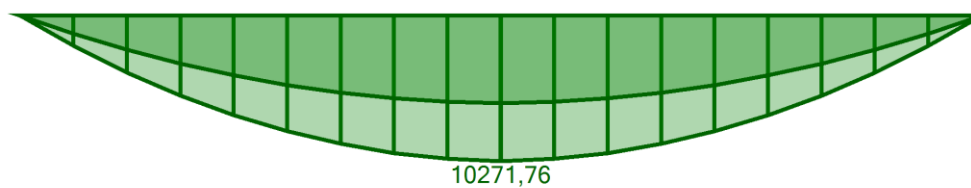
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V1

Unidade: kN.m



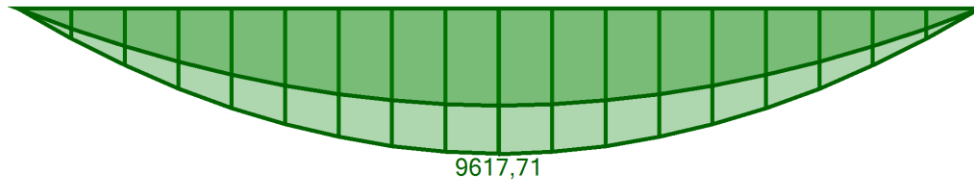
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V2

Unidade: kN.m



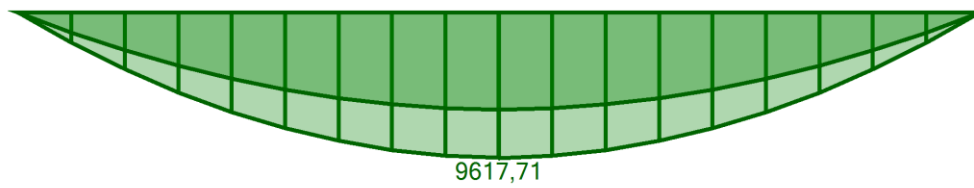
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V3

Unidade: kN.m



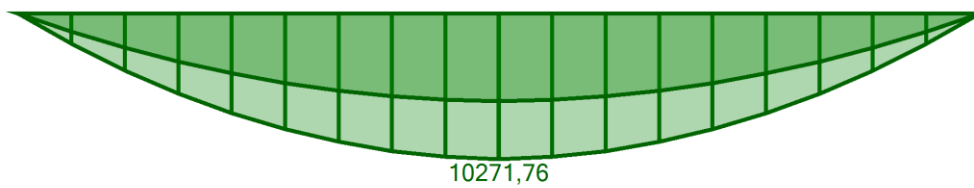
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V4

Unidade: kN.m



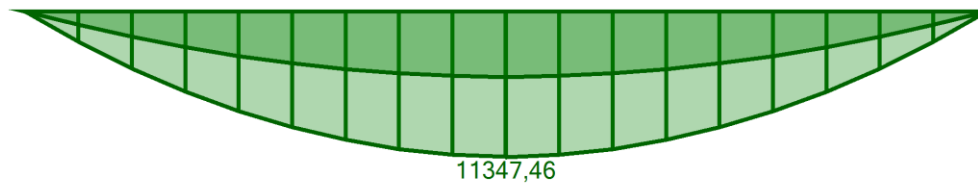
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V5

Unidade: kN.m



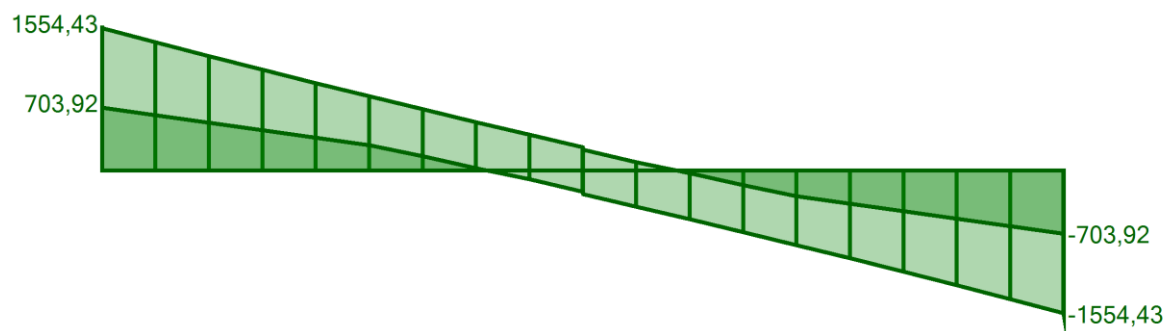
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V6

Unidade: kN.m



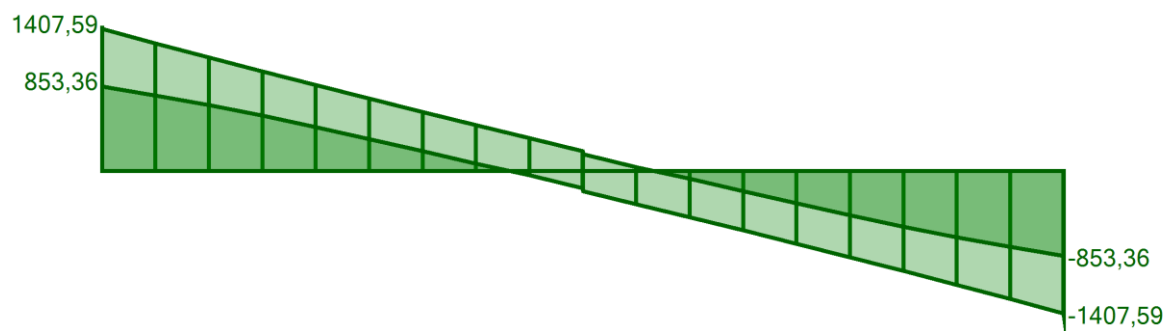
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V1

Unidade: kN



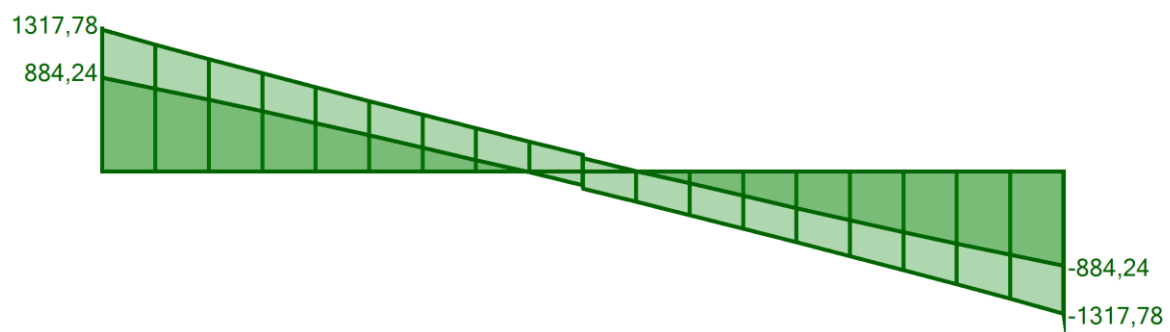
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V2

Unidade: kN



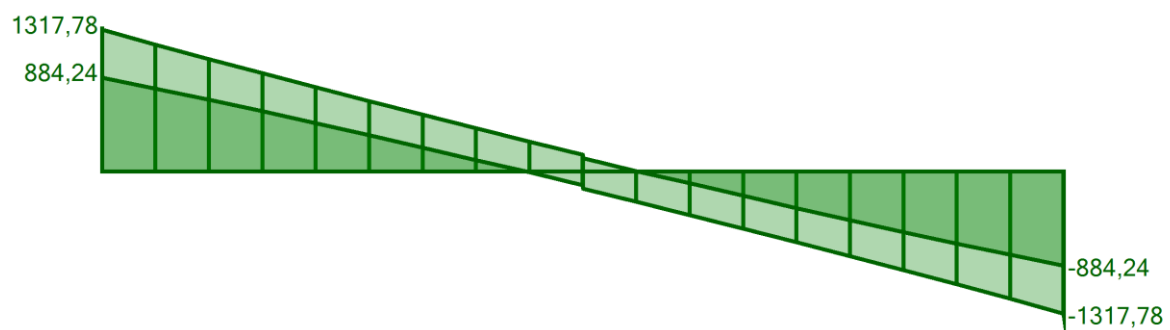
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V3

Unidade: kN



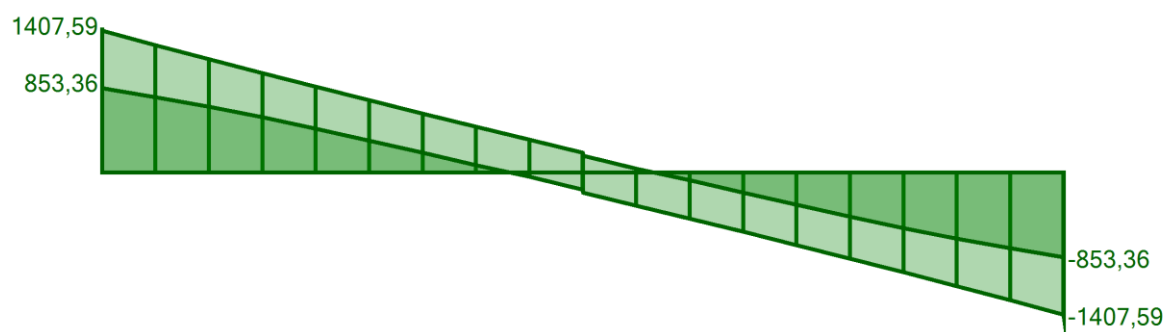
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V4

Unidade: kN



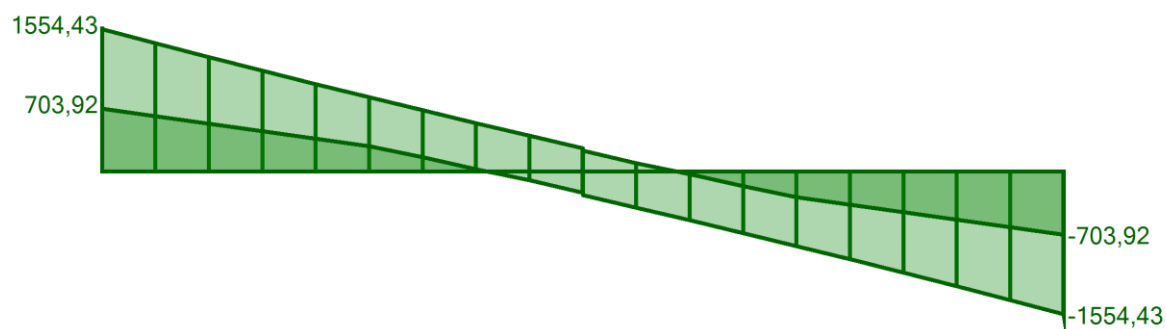
Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V5

Unidade: kN



Envoltória de esforço cortante combinação de cálculo: V6

Unidade: kN



Seção	x (m)	M _g (kN.m)	M _{q,max} (kN.m)	M _{cqp,max} (kN.m)	M _{cf,max} (kN.m)	M _{cr,max} (kN.m)	M _{sd,max} (kN.m)
S1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2	0,00	0,63	0,45	0,76	0,85	1,08	1,52
S3	1,64	971,91	702,80	1182,75	1323,31	1674,72	2366,29
S4	3,29	1831,69	1320,75	2227,91	2492,06	3152,43	4453,90
S5	4,93	2579,32	1853,84	3135,47	3506,24	4433,16	6262,84
S6	6,58	3214,81	2302,07	3905,43	4365,85	5516,88	7793,11
S7	8,22	3738,17	2665,45	4537,80	5070,89	6403,62	9044,70
S8	9,87	4149,38	2943,97	5032,57	5621,36	7093,35	10017,62
S9	11,51	4448,45	3156,11	5395,28	6026,51	7604,56	10739,58
S10	13,16	4635,38	3283,40	5620,40	6277,08	7918,78	11182,86
S11	14,80	4710,16	3325,82	5707,91	6373,07	8035,99	11347,46
S12	14,80	4710,16	3325,82	5707,91	6373,07	8035,99	11347,46
S13	16,44	4635,38	3283,40	5620,40	6277,08	7918,78	11182,86
S14	18,09	4448,45	3156,11	5395,28	6026,51	7604,56	10739,58
S15	19,73	4149,38	2943,97	5032,57	5621,36	7093,35	10017,62
S16	21,38	3738,17	2665,45	4537,80	5070,89	6403,62	9044,70
S17	23,02	3214,81	2302,07	3905,43	4365,85	5516,88	7793,11
S18	24,67	2579,32	1853,84	3135,47	3506,24	4433,16	6262,84
S19	26,31	1831,69	1320,75	2227,91	2492,06	3152,43	4453,90
S20	27,96	971,91	702,80	1182,75	1323,31	1674,72	2366,29
S21	29,60	0,63	0,45	0,76	0,85	1,08	1,52
S22	29,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela – Esforços de flexão para as Longarinas

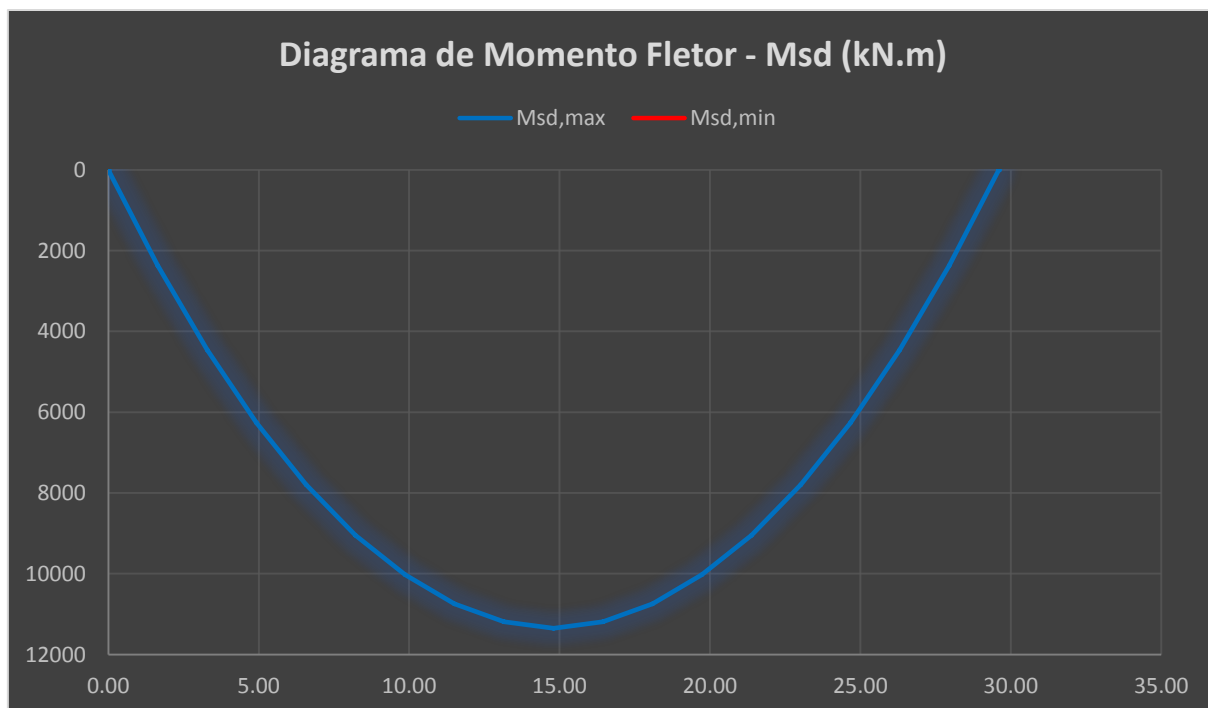


Figura __ - Diagrama de momento fletor para as Longarinas

Seção	x (m)	V_g (kN)	$V_{q,max}$ (kN)	$V_{cqp,max}$ (kN)	$V_{cf,max}$ (kN)	$V_{cr,max}$ (kN)	$V_{sd,min}$ (kN)
S1	0	647,89	453,18	783,85	874,49	1101,08	1554,43
S2	0	625,08	453,16	761,03	851,66	1078,24	1523,6
S3	1,64	556,93	414,64	681,32	764,25	971,58	1373,82
S4	3,29	488,74	377,61	602,02	677,54	866,34	1226,2
S5	4,93	420,55	342,07	523,16	591,58	762,61	1080,83
S6	6,58	352,35	308,02	444,76	506,36	660,38	937,71
S7	8,22	284,16	275,48	366,8	421,9	559,64	796,83
S8	9,87	215,96	244,43	289,3	338,18	460,4	658,21
S9	11,5	147,77	214,89	212,24	255,22	362,66	521,82
S10	13,2	79,58	186,84	135,63	173	266,42	387,69
S11	14,8	11,43	160,31	59,52	91,58	171,73	255,88
S12	14,8	-11,43	160,27	36,66	68,71	148,85	224,99
S13	16,4	-79,58	135,24	-39,01	-11,96	55,66	95,43
S14	18,1	-147,77	111,69	-114,27	-91,93	-36,09	-31,96
S15	19,7	-215,96	89,63	-189,08	-171,15	-126,33	-157,11
S16	21,4	-284,16	72,49	-262,41	-247,92	-211,67	-274,88
S17	23	-352,35	80,22	-328,29	-312,24	-272,13	-355,34
S18	24,7	-420,55	88,22	-394,08	-376,43	-332,32	-435,4
S19	26,3	-488,74	96,49	-459,79	-440,49	-392,25	-515,07
S20	28	-556,93	105,02	-525,43	-504,42	-451,91	-594,32
S21	29,6	-625,08	113,82	-590,94	-568,17	-511,27	-673,14
S22	29,6	-647,89	113,82	-613,75	-590,98	-534,07	-703,92

Tabela __ Valores de esforço cortante para as Longarinas

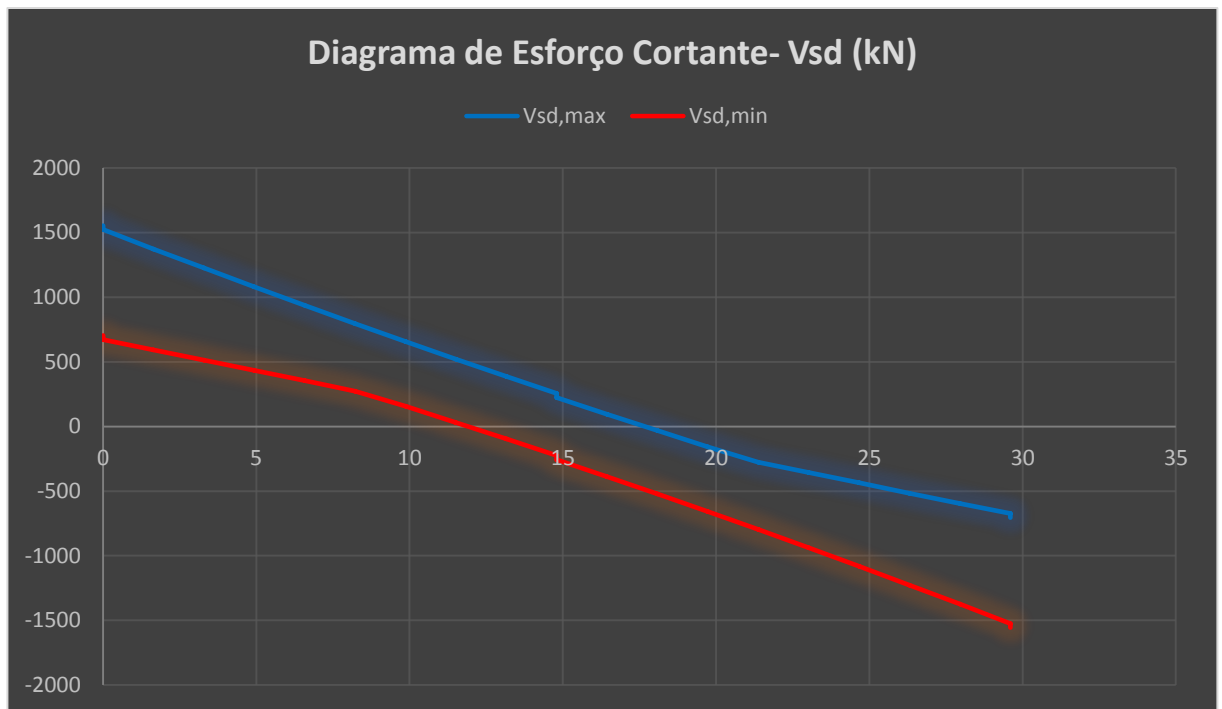


Figura __ Diagrama de esforço cortante Vsd – para as Longarinas - LIP

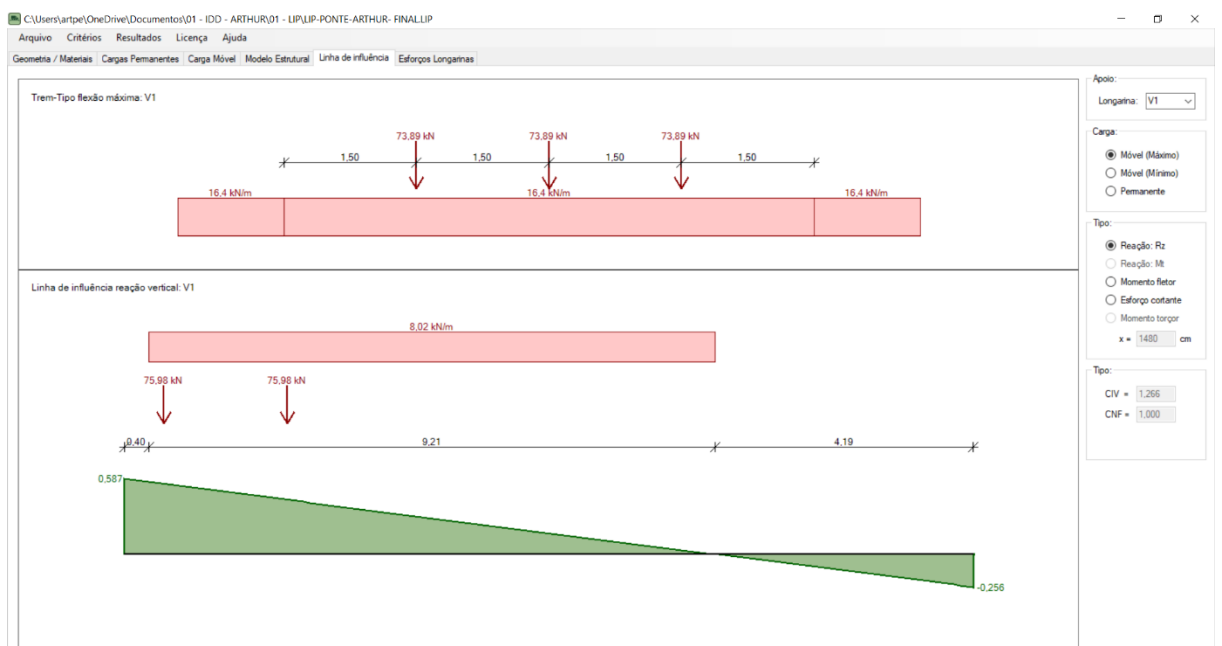


Figura __ Trem tipo para flexão máxima e linha de influência Longarina - LIP

4.1.2 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS DE PROTENSÃO

→ Premissa de projeto comumente adotada pelos projetistas: A protensão das longarinas deve absorver todo o momento fletor permanente e cerca da metade do momento fletor causado pelas cargas móveis ao meio do vão sem a consideração do impacto. Este critério pode ser utilizado como parâmetro de pré-

dimensionamento da área de protensão. No caso deste exemplo, tem-se as seguintes ordens de grandeza para a longarina mais carregada (não é necessária grande exatidão nesta etapa):

Momento fletor devido às cargas permanentes: $M_{sk,g} \approx 4710,16 \text{ kN.m}$

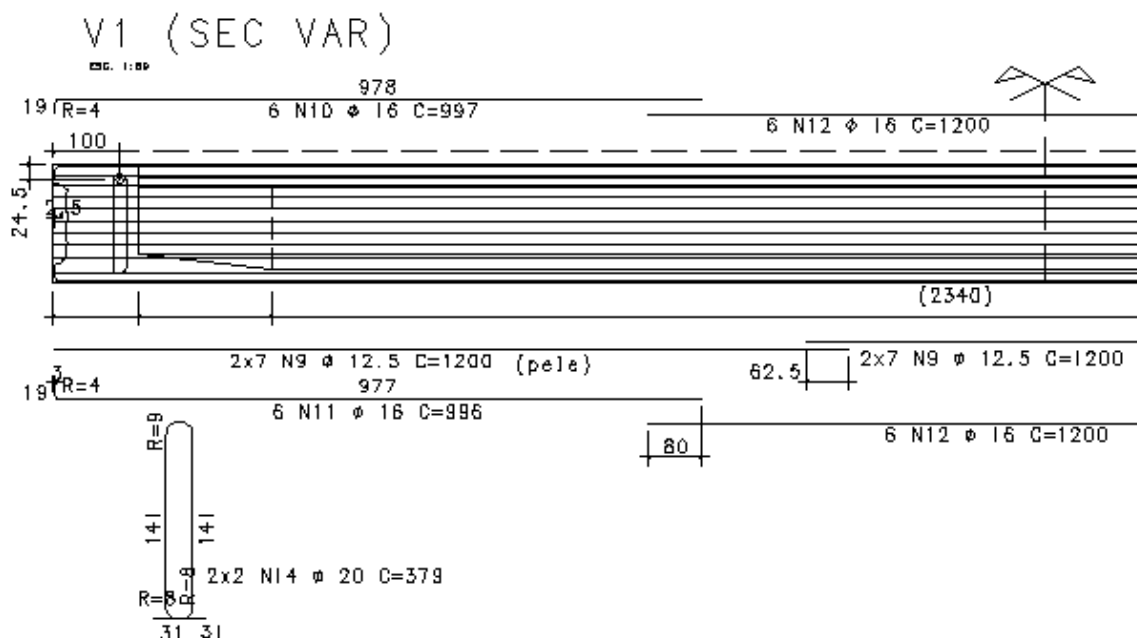
Momento fletor devido às cargas móveis: $M_{sk,q} \approx 3328,82 \text{ kN.m}$

Momento fletor considerado: $M_{sk} = 6200 + (4400 / 2) \rightarrow M_{sk} \approx 8039 \text{ kN.m}$

Ou seja, devem ser previstos cabos com área de seção transversal suficiente para a aplicação de uma força de protensão da ordem de 934 tf, podendo este valor variar para mais ou para menos sem maiores problemas, desde que todas as verificações de dimensionamento sejam cuidadosamente desenvolvidas.

Cada longarina contém três cabos de protensão chamados de C1, C2 e C3. Cada cabo, por sua vez, é composto por 12 cordoalhas CP-190 RB 12,7 mm, sendo a sigla CP designada ao concreto protendido, 190 correspondendo ao limite de resistência à tração do cabo (1900 MPa), RB ao aço de relaxação baixa e 12,7 mm ao seu diâmetro nominal.

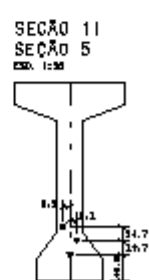
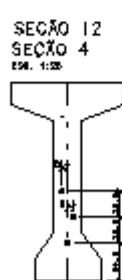
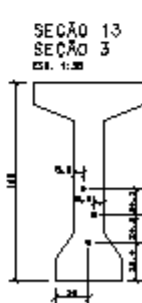
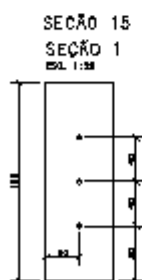
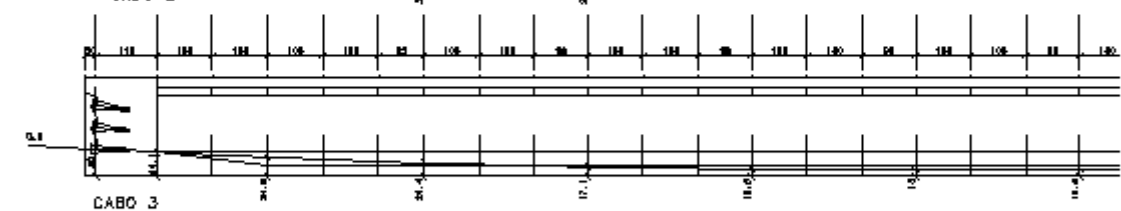
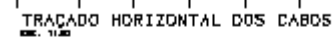
→ O cabo C1 possui ancoragens ativas em ambas as extremidades. Já os cabos C2 e C3 possuem uma ancoragem ativa e outra passiva, dispostos na peça de maneira espelhada:



Adota-se cordoalhas $\phi 12,7 \text{ mm}$ CP 190RB, com 12 cordoalhas cada cabo.

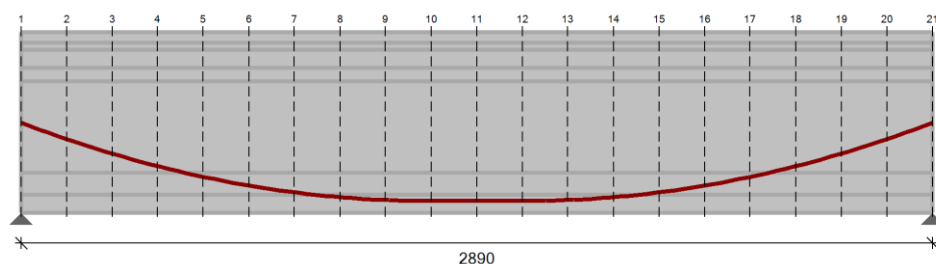
Para cada cabo, utiliza-se bainha metálica de 65 mm.

END 1=31



QUANTIDADE DE CARGOS, VAGAS E APROVAÇÕES P/ 1 VAGA									
LEI	REQUISITOS POR CARGO	CONC. APROV.	CONC. VAGAS	PROVA. DEB. VAGAS	PROVA. DEB. CARGOS	APROV. POR CARGO	APROV. POR CARGO	APROV. POR CARGO	APROV. POR CARGO
1.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
7.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
9.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
11.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
12.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
13.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
14.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
15.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
16.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
18.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
19.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
21.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
22.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
23.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
24.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
25.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
26.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
27.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
28.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
29.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
30.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
31.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
32.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
34.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
35.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
36.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
37.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
38.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
39.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
40.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
41.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
42.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
43.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
44.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
45.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
46.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
47.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
48.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
49.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
50.	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Geometria:



Concreto:

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4,08 \text{ MPa}$$

$$E_c = 35 \text{ GPa}$$

$$f_{cj} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,j} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$E_{c,j} = 27 \text{ GPa}$$

$$\gamma_c = 1,40$$

Armadura ativa:

$$f_{ptk} = 1900,00$$

$$f_{pyk} = 1710,00$$

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

$$\gamma_p = 1,15$$

Armadura passiva:

$$f_{yk} = 500,00$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Seção transversal

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

Seção	x (m)	h (m)	y _i (m)	y _s (m)	A _c (m²)	I _c (m⁴)	W _i (m³)	W _s (m³)
1	0	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
2	1,445	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
3	2,89	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
4	4,335	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
5	5,78	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
6	7,225	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
7	8,67	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
8	10,115	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
9	11,56	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
10	13,005	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
11	14,45	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
12	15,895	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
13	17,34	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
14	18,785	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
15	20,23	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712

16	21,675	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
17	23,12	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
18	24,565	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
19	26,01	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
20	27,455	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712
21	28,9	1,8	0,99821	0,80179	0,7562	0,29435	0,29488	0,36712

x - abscissa da seção

h – altura da seção transversal

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

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

A_c - área da seção transversal

I_c - momento de inércia seção transversal

W_i – módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

W_s – módulo resistente da seção em relação a fibra superior

Tabela 1: Propriedades geométricas seção transversal (FASE FINAL)

Seção	x (m)	h (m)	y_i (m)	y_s (m)	A_c (m²)	I_c (m⁴)	W_i (m³)	W_s (m³)
1	0	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
2	1,445	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
3	2,89	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
4	4,335	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
5	5,78	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
6	7,225	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
7	8,67	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
8	10,115	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
9	11,56	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
10	13,005	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
11	14,45	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
12	15,895	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
13	17,34	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
14	18,785	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
15	20,23	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
16	21,675	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
17	23,12	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
18	24,565	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
19	26,01	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
20	27,455	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278
21	28,9	2	1,25853	0,74147	1,0538	0,4766	0,3787	0,64278

x - abscissa da seção

h - altura da seção transversal

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

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

A_c - área da seção transversal

I_c - momento de inércia seção transversal

W_i - módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

W_s - módulo resistente da seção em relação a fibra superior

Ações consideradas

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

Tabela 2: Casos de carregamentos considerados

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

γ_f - coeficiente de ponderação para as ações

ψ_0 - fator de redução de combinação para ELU

ψ_1 - fator de redução de combinação frequente para ELS

ψ_2 - fator de redução de combinação quase permanente para ELS

Combinações

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

Combinações últimas das ações (ELU)

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

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

Onde:

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

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

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

Combinações de serviço das ações

A seguir são definidas as combinações em serviço:

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

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

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

Protensão

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

Seção	x (m)	P_i (kN)	P_o (kN)	MP_o (kN.m)	P_∞ (kN)	MP_∞ (kN.m)
1	0	924,00	816,85	-0,17	723,61	-0,15
2	1,445	924,00	822,24	-149,96	729,11	-132,98
3	2,89	924,00	827,61	-283,97	735,78	-252,46
4	4,335	924,00	832,94	-401,84	743,13	-358,51
5	5,78	924,00	838,24	-503,20	750,75	-450,68
6	7,225	924,00	843,51	-587,72	758,29	-528,34
7	8,67	924,00	848,75	-655,04	765,46	-590,76
8	10,115	924,00	853,96	-704,81	772,06	-637,21
9	11,56	924,00	859,14	-736,71	777,91	-667,05
10	13,005	924,00	864,29	-750,38	782,91	-679,73
11	14,45	924,00	866,82	-752,58	785,16	-681,68
12	15,895	924,00	869,34	-754,77	786,59	-682,93
13	17,34	924,00	866,42	-742,95	783,23	-671,62
14	18,785	924,00	861,36	-710,92	777,50	-641,70
15	20,23	924,00	856,33	-660,89	771,07	-595,08
16	21,675	924,00	851,33	-593,17	764,11	-532,39
17	23,12	924,00	846,36	-508,08	756,84	-454,33
18	24,565	924,00	841,42	-405,93	749,53	-361,60
19	26,01	924,00	836,50	-287,02	742,54	-254,78
20	27,455	924,00	831,62	-151,67	736,29	-134,29

21	28,9	924,00	826,76	-0,17	731,25	-0,15
----	------	--------	--------	-------	--------	-------

x - abscissa da seção

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

P_o – força de protensão após as perdas imediatas ($t=0$)

MP_o – momento isostático após as perdas imediatas ($t=0$)

P_∞ – força de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$)

MP_∞ – momento isostático de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$)

Esforços solicitantes

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

Seção	x (m)	$M_{CQP,max}$	$M_{CQP,min}$	$M_{CF,max}$	$M_{CF,min}$	$M_{CR,max}$	$M_{CR,min}$	$M_{Sd,max}$	$M_{Sd,min}$
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
2	1,445	822,59	822,59	822,59	822,59	1446,84	822,59	2046,87	822,59
3	2,89	1558,59	1558,59	1558,59	1558,59	2731,30	1558,59	3863,16	1558,59
4	4,335	2208,00	2208,00	2208,00	2208,00	3862,65	2208,00	5462,77	2208,00
5	5,78	2770,82	2770,82	2770,82	2770,82	4840,90	2770,82	6845,72	2770,82
6	7,225	3247,06	3247,06	3247,06	3247,06	5666,05	3247,06	8012,01	3247,06
7	8,67	3636,70	3636,70	3636,70	3636,70	6338,10	3636,70	8961,64	3636,70
8	10,115	3939,76	3939,76	3939,76	3939,76	6865,78	3939,76	9707,71	3939,76
9	11,56	4156,23	4156,23	4156,23	4156,23	7248,53	4156,23	10249,36	4156,23
10	13,005	4286,12	4286,12	4286,12	4286,12	7478,18	4286,12	10574,35	4286,12
11	14,45	4329,41	4329,41	4329,41	4329,41	7554,73	4329,41	10682,68	4329,41
12	15,895	4286,12	4286,12	4286,12	4286,12	7478,18	4286,12	10574,35	4286,12
13	17,34	4156,23	4156,23	4156,23	4156,23	7248,53	4156,23	10249,36	4156,23
14	18,785	3939,76	3939,76	3939,76	3939,76	6865,78	3939,76	9707,71	3939,76

15	20,23	3636,70	3636,70	3636,70	3636,70	6338,10	3636,70	8961,64	3636,70
16	21,675	3247,06	3247,06	3247,06	3247,06	5666,05	3247,06	8012,01	3247,06
17	23,12	2770,82	2770,82	2770,82	2770,82	4840,90	2770,82	6845,72	2770,82
18	24,565	2208,00	2208,00	2208,00	2208,00	3862,65	2208,00	5462,77	2208,00
19	26,01	1558,59	1558,59	1558,59	1558,59	2731,30	1558,59	3863,16	1558,59
20	27,455	822,59	822,59	822,59	822,59	1446,84	822,59	2046,87	822,59
21	28,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00

x - abcissa da seção

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Seção	x (m)	V_{COP,max}	V_{COP,min}	V_{CF,max}	V_{CF,min}	V_{CR,max}	V_{CR,min}	V_{Sd,max}	V_{Sd,min}
1	0	599,23	599,23	599,23	599,23	1060,54	599,23	1500,92	599,23
2	1,445	539,30	539,30	539,30	539,30	965,82	534,43	1367,83	532,00
3	2,89	479,38	479,38	479,38	479,38	872,27	464,66	1236,50	457,30
4	4,335	419,46	419,46	419,46	419,46	779,90	389,90	1106,93	375,12
5	5,78	359,54	359,54	359,54	359,54	688,71	313,97	979,13	291,19
6	7,225	299,61	299,61	299,61	299,61	598,69	236,88	853,09	205,52
7	8,67	239,69	239,69	239,69	239,69	509,84	158,61	728,81	118,07
8	10,115	179,77	179,77	179,77	179,77	422,17	79,17	606,29	28,87
9	11,56	119,85	119,85	119,85	119,85	335,68	-1,45	485,54	-62,10
10	13,005	59,92	59,92	59,92	59,92	250,36	-83,24	366,55	-154,83
11	14,45	0,00	0,00	0,00	0,00	166,21	-166,21	249,32	-249,32
12	15,895	-59,92	-59,92	-59,92	-59,92	83,24	-250,36	154,83	-366,55
13	17,34	-119,85	-119,85	-119,85	-119,85	1,45	-335,68	62,10	-485,54

14	18,785	-179,77	-179,77	-179,77	-179,77	-79,17	-422,17	-28,87	-606,29
15	20,23	-239,69	-239,69	-239,69	-239,69	-158,61	-509,84	-118,07	-728,81
16	21,675	-299,61	-299,61	-299,61	-299,61	-236,88	-598,69	-205,52	-853,09
17	23,12	-359,54	-359,54	-359,54	-359,54	-313,97	-688,71	-291,19	-979,13
18	24,565	-419,46	-419,46	-419,46	-419,46	-389,90	-779,90	-375,12	-1106,93
19	26,01	-479,38	-479,38	-479,38	-479,38	-464,66	-872,27	-457,30	-1236,50
20	27,455	-539,30	-539,30	-539,30	-539,30	-534,43	-965,82	-532,00	-1367,83
21	28,9	-599,23	-599,23	-599,23	-599,23	-599,23	-1060,54	-599,23	-1500,92

x - abcissa da seção

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

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

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

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

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

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

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

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

Estado limite de formação de fissura (ELS-F)

Tabela 6: Verificação ELS-F ($\sigma_c \leq 3,43$ MPa)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-0,96	-0,96
2	1,445	-2,13	1,04
3	2,89	-3,18	2,82
4	4,335	-4,11	4,39
5	5,78	-4,92	5,74
6	7,225	-5,60	6,89
7	8,67	-6,17	7,83
8	10,115	-6,61	8,57
9	11,56	-6,94	9,11
10	13,005	-7,16	9,44
11	14,45	-7,23	9,56

12	15,895	-7,15	9,43
13	17,34	-6,94	9,08
14	18,785	-6,61	8,55
15	20,23	-6,16	7,81
16	21,675	-5,60	6,87
17	23,12	-4,92	5,72
18	24,565	-4,11	4,37
19	26,01	-3,19	2,80
20	27,455	-2,14	1,02
21	28,9	-0,97	-0,97

x - abcissa da seção

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

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

Estado limite de descompressão (ELS-D)

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

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-0,96	-0,96
2	1,445	-2,13	1,04
3	2,89	-3,18	2,82
4	4,335	-4,11	4,39
5	5,78	-4,92	5,74
6	7,225	-5,60	6,89
7	8,67	-6,17	7,83
8	10,115	-6,61	8,57
9	11,56	-6,94	9,11
10	13,005	-7,16	9,44
11	14,45	-7,23	9,56
12	15,895	-7,15	9,43
13	17,34	-6,94	9,08
14	18,785	-6,61	8,55
15	20,23	-6,16	7,81
16	21,675	-5,60	6,87
17	23,12	-4,92	5,72
18	24,565	-4,11	4,37
19	26,01	-3,19	2,80
20	27,455	-2,14	1,02

21	28,9	-0,97	-0,97
----	------	-------	-------

x - abscissa da seção

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

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

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

Tabela 8: Verificação ELU-ATO ($-21 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,48 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-1,19	-1,19
2	1,445	-1,77	-0,48
3	2,89	-2,29	0,15
4	4,335	-2,75	0,70
5	5,78	-3,15	1,19
6	7,225	-3,50	1,60
7	8,67	-3,79	1,94
8	10,115	-4,02	2,22
9	11,56	-4,20	2,43
10	13,005	-4,33	2,57
11	14,45	-4,38	2,62
12	15,895	-4,33	2,55
13	17,34	-4,20	2,39
14	18,785	-4,02	2,19
15	20,23	-3,78	1,91
16	21,675	-3,49	1,57
17	23,12	-3,15	1,16
18	24,565	-2,75	0,68
19	26,01	-2,29	0,12
20	27,455	-1,78	-0,50
21	28,9	-1,20	-1,20

x - abscissa da seção

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

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

5 REFERÊNCIAS

ABNT NBR 7187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento;

ABNT NBR 7188:2013 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento;

ABNT NBR 10839:1989 – Execução de obras de arte especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento;

ABNT NBR 6118:2014 – Projeto e execução de obras em Concreto Armado;

ABNT NBR 8953:2015 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência;

Catálogo concreto protendido rev-06 - Rudloff

6 BIBLIOGRAFIA

Associação brasileira de normas técnicas. “NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.” 2014.

—. *NBR 6122 - Projeto e execução de fundações - Procedimento*. Rio de Janeiro, 1996.

—. *NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

—. *NBR 7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres*. Rio de Janeiro, 2013.

—. *NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado - Especificação*. Rio de Janeiro, 2007.

—. *NBR 7482 - Fios de aço para concreto protendido - Especificação*. Rio de Janeiro, 2008.

—. *NBR 7483 - Cordoalhas de aço para concreto protendido - Especificação*. Rio de Janeiro, 2008.

—. *NBR 8953 - Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. Rio de Janeiro, 2015.

Bares, Richard. *Tablas para el cálculo de placas y vigas pared*. Barcelona: G.G. Editorial Gustavo Gili, 1970.

BELUZZI, O. *Ciencia de la construccion*. Vol. 2. Aguilar, s.d.

FUNDESP. *Fundações especiais*. São Paulo: Fundações especiais Ltda, 2001.

Gotthard, F. *Beton-Kalender*. Vol. Tomo 2. Berlin: Verlag Von Wilhelm Ernest & Sohn, 1980.

Grattlsat, G. *Conception des ponts*. Paris: Eyrolles, 1978.

Guerrin, A. *Traité de béton armé*. Vol. 11. Paris: Dunod, 1969.

Guyon, Y. *Construccions en béton précontraint*. Vol. 1. Paris: Eyrolles, 1966.

Leonhardt, F. *Hormigón Pretensado*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja da la Construcción y del Cemento, 1967.

Leonhardt, F., e E. Mönning. *Construções de concreto - Princípios básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto armado*. Vol. 1. Rio de Janeiro: Interciência, 1982.

Montoya, P. Jiménez. *Hormigón armado*. Vol. 1. Barcelona: G.G. Editorial Gustavo Gili, 1971.

APÊNDICE C – Projeto de armadura passiva e seção I