

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Daniele Elisa Benvegnú

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA CONSTITUÍDA POR
LONGARINAS PROTENDIDAS DA PONTE DO CRISTAL
SOBRE O RIO CAMAQUÃ**

Porto Alegre
Novembro, 2019

DANIELE ELISA BENVENÚ

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA CONSTITUÍDA POR
LONGARINAS PROTENDIDAS DA PONTE DO CRISTAL
SOBRE O RIO CAMAQUÃ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheira Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
Novembro, 2019

DANIELE ELISA BENVENÚ

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA CONSTITUÍDA POR
LONGARINAS PROTENDIDAS DA PONTE DO CRISTAL
SOBRE O RIO CAMAQUÃ**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2019.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. em Engenharia pela UFRGS
Orientador

Prof. Jean Marie Desir (UFRGS)
Dr. em Engenharia pela UFRJ

Prof. Paula Manica Lazzari (UFRGS)
Dra. em Engenharia pela UFRGS

Dedico este trabalho aos meus pais, por todo apoio e amor
sem limites que sempre dedicaram a mim.

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a Deus, por ter me dado a oportunidade e me mostrado tantos caminhos que nunca tinha nem imaginado em seguir. Além de ter me dado sempre força e persistência para continuar, tanto em horas boas como em horas de aprendizado.

Agradeço aos meus pais e dedico este trabalho e esta graduação a eles, pois sem seu apoio e amor incondicional nada seria possível.

Agradeço ao Doda por sempre estar presente e se mostrar paciente ao meu lado, dizendo que tudo ia dar certo e que estava perto do fim.

Agradeço ao meu orientador, professor Roberto Rios, por todo suporte e ajuda necessária para desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço também a todos os demais professores que tive desde a escola a nível fundamental.

Agradeço a vários professores da UFRGS que mostraram possibilidades de caminhos diferentes e despertaram meu amor pelas estruturas. Em especial nesse trabalho, agradeço ao Professor Rubem Clécio Schwing pelo esclarecimento de várias dúvidas e transmissão de conhecimentos.

Agradeço a todos meus amigos que sempre estiveram presentes de algum modo, seja presencial, por mensagens ou pelo próprio pensamento. Em especial a minha amiga Celina, que esteve presente no desenvolvimento deste trabalho sempre me dando força e dizendo que tudo ia acabar bem.

Agradeço a todos os lugares onde estagiei pela oportunidade. Porém, principalmente à Projetak e aos engenheiros que lá se encontram, em especial a eng. Simone e o eng. Miguel, pelo esclarecimento de dúvidas e aprendizados relativos a este trabalho e outros demais.

Agradeço ao LEME e também ao Professor Inácio Benvegnú Morsch, por todo aprendizado e conhecimento desenvolvido e adquirido na iniciação científica,

Agradeço, então, a toda minha família e amigos, à UFRGS e a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para que essa graduação se tornasse realidade, meu muito obrigada.

Transforme sua rotina em alegria e o destino lhe sorrirá.

Ênio Maçaki Hara

RESUMO

O presente trabalho é constituído por uma combinação de memorial descritivo, de cálculo com premissas e pressupostos sobre o projeto da superestrutura da duplicação da ponte do Cristal sobre o Rio Camaquã, na BR 116 Km 428. Observando a obra existente, foi desenvolvido um projeto que atendesse as normas vigentes e ficasse harmonioso com esta, através do uso de materiais que possibilitassem agilidade e menor tempo possível de execução e impacto no tráfego. Assim, o projeto compreende o desenvolvimento de uma ponte com longarinas pré-moldadas protendidas com sistema de pós-tensão e lajes e transversinas em concreto armado. Com o sistema estrutural definido são calculados os carregamentos atuantes devido as cargas permanentes e móveis. Com estes, é possível efetuar o dimensionamento das partes acima mencionadas de forma a atender os estados limite último e de serviço e posteriormente desenvolver o detalhamento nas plantas anexas.

Palavras-chave: Superestrutura, ponte, longarinas protendidas, pós-tensão.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localização da BR 116	25
Figura 2 – Ponte existente sobre o Rio Camaquã.....	27
Figura 3 – Localização da obra existente e da obra em projeto	28
Figura 4 – Estrutura de dente Gerber.....	29
Figura 5 – Estrutura existente.....	29
Figura 6 – Seção transversal.....	33
Figura 7 – Dimensões necessária para seção transversal	33
Figura 8 – Especificação da Barreira New Jersey.....	33
Figura 9 – Ilustração da posição das longarinas e pré lajes.....	35
Figura 10 – Juntas entre vãos	36
Figura 11 – Dimensões da viga longitudinal.....	37
Figura 12 – Carregamentos devido ao trem tipo TB 450	40
Figura 13 – Representação de esquema para determinação da LI por Courbon	46
Figura 14 – Linha de influência viga I	47
Figura 15 – Linha de influência com veículo tipo para viga I.....	48
Figura 16 – Linha de influência com carga de multidão para viga I.....	48
Figura 17 – Linha de influência do esforço cortante na extremidade esquerda	49
Figura 18 – Linha de influência do momento fletor.....	50
Figura 19 – Posicionamento do trem-tipo para esforço cortante máximo.....	50
Figura 20 – Posicionamento do trem-tipo para momento fletor máximo	50
Figura 21 – Diagrama de esforço cortante.....	51
Figura 22 – Diagrama de momento fletor	51
Figura 23 – Modelo da grelha no Robot.....	52
Figura 24 – Esforço máximo de corte	53
Figura 25 – Momento fletor máximo	53
Figura 26 – Laje central com divisões de área correspondente ao método das charneiras	55
Figura 27 – Diagrama de esforço cortante na transversina	56
Figura 28 – Diagrama de momento fletor na transversina	56
Figura 29 – LI do momento fletor e posicionamento do TB-450 para máximo momento fletor	57
Figura 30 – LI de corte e posicionamento do Tb-450 para máximo esforço de corte.....	57
Figura 31 – Envoltória de esforço cortante para as transversinas	58
Figura 32 – Envoltória de momento fletor para transversina	58
Figura 33 – Denominação e espaçamento entre lajes em planta baixa	59
Figura 34 – Distribuição de pressão da roda	61

Figura 35 – Representação estrutural da laje em balanço para cargas permanentes	65
Figura 36 – Diagrama de momento fletor para cargas permanentes da laje em balanço	65
Figura 37 – Momento fletor devido a carga permanente nas lajes centrais para extremidade.	66
Figura 38 – Esforços devido a carga permanente nas lajes em balanço.....	67
Figura 39 – Carregamentos permanentes na laje em balanço	67
Figura 40 – Carregamento móvel para laje central.....	68
Figura 41 – Faixa para distribuição de cortante em planta no plano da laje	69
Figura 42 – Carregamento móvel para laje em balanço	69
Figura 43 – Faixa de distribuição de esforços na barreira.....	70
Figura 44 – Vista lateral da longarina com posicionamento das seções	71
Figura 45 – Seção da longarina simples e composta.....	74
Figura 46 – Nicho de protensão.....	78
Figura 47 – Distância mínima entre ancoragens	78
Figura 48 – Ancoragem ativa tipo E – Vista do conjunto	79
Figura 49 – Ancoragem ativa tipo E – Seção longitudinal e vista frontal.....	79
Figura 50 – Ancoragem passiva tipo PC – Vista do conjunto.....	80
Figura 51 – Ancoragem passiva tipo PC – Elementos do conjunto	80
Figura 52 – Alargamento na seção do apoio	81
Figura 53 – Traçado dos cabos vista lateral da longarina.....	81
Figura 54 – Distribuição dos cabos nas diferentes seções da longarina.....	81
Figura 55 – Posicionamento dos cabos de protensão nas seções S0 e S8	82
Figura 56 – Representação das perdas imediatas ao longo do comprimento da viga	90
Figura 57 – Dimensões da armadura de fretagem	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Carregamentos longitudinais para Viga I e Viga IV	44
Tabela 2 – Carregamentos longitudinais para Viga II e Viga III	44
Tabela 3 – Carregamentos longitudinais	49
Tabela 4 – Resumo dos esforços máximos para dimensionamento das longarinas	54
Tabela 5 – Reações da laje central.....	55
Tabela 6 – Esforços máximos atuantes nas transversinas	58
Tabela 7 – Parâmetros para determinação das solicitações nas lajes centrais.....	61
Tabela 8 – Coeficientes e momentos relativo a situação apoiada-apoiada para as lajes centrais	62
Tabela 9 – Coeficientes e momentos relativo a situação engastada-engastada para as lajes centrais.....	62
Tabela 10 – Coeficientes e momentos obtidos para as cargas permanentes da laje central	63
Tabela 11 – Parâmetros para determinação das solicitações nas lajes em balanço.....	65
Tabela 12 – Coeficientes e momentos para as lajes em balanço	65
Tabela 13 – Tempos de análise em cada etapa.....	72
Tabela 14 – Parâmetros da seção simples e da seção composta.....	74
Tabela 15 – Determinação de P_0 para as várias etapas.....	77
Tabela 16 – Dimensões do nicho.....	78
Tabela 17 – Distâncias mínimas entre ancoragens.....	79
Tabela 18 – Flechas adotadas para os cabos da armadura ativa.....	82
Tabela 19 – Cargas atuantes nas seções após perda por atrito	86
Tabela 20 – Força de protensão após perdas do recuo da ancoragem.....	87
Tabela 21 – Perda de protensão devido ao encurtamento elástico do concreto	89
Tabela 22 – Forças de protensão atuantes em cada seção após perdas imediatas	90
Tabela 23 – Perdas por relaxação	96
Tabela 24 – Protensão final após todas as perdas e porcentagem de perdas diferidas	97
Tabela 25 – Perdas totais	98
Tabela 26 – Tensões atuantes nas bordas da seção S8	100
Tabela 27 – Parâmetros utilizados para cálculo da deformação de neutralização.....	101
Tabela 28 – Verificação das tensões no ato de protensão	102
Tabela 29 – Momentos combinados para o ELU na etapa de construção.....	103
Tabela 30 – Parâmetros para verificação do momento resistente	104
Tabela 31 – Verificação ao ELU à flexão na fase final da obra	107
Tabela 32 – Verificação das diagonais comprimidas	109
Tabela 33 – Espaçamentos máximos para armadura transversal	112

Tabela 34 – Verificação a fadiga da armadura transversal.....	113
Tabela 35 – Coeficientes de fluências para diferentes carregamentos e tempos de análise...	115
Tabela 36 – Determinação da armadura de distribuição	121
Tabela 37 – Armaduras obtidas para lajes próximas da extremidade	122
Tabela 38 - Armaduras obtidas para lajes do terço médio	122
Tabela 39 - Armaduras obtidas para lajes do terço médio	123
Tabela 40 – Esforço cortante solicitante de cálculo	125
Tabela 41 – Verificação das armaduras do terço médio.....	126
Tabela 42 – Verificação das armaduras dos terços de extremidade	127
Tabela 43 – Dimensionamento da transversina para as diferentes seções	133
Tabela 44 – Dimensionamento ao cisalhamento	134
Tabela 45 – Flechas imediatas e diferidas para transversinas	135

LISTA DE SIGLAS

LI – Linha de Influência

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

CIV – Coeficiente de impacto vertical

CIA – Coeficiente de impacto adicional

CNF – Coeficiente do número de faixas

OAE – Obra de arte especial

LISTA DE SÍMBOLOS

$(\sigma_s \text{ máx})$ - tensão máxima no aço (kPa)

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$ - área de aço mínima da armadura transversal por metro (m²/m)

$\frac{A_{sw}}{s}$ - área de aço da armadura transversal por metro (m²/m)

μ - coeficiente de atrito

a - distância entre rodas no mesmo eixo do veículo (m)

a - menor dimensão da roda (m)

A_c - área da seção de concreto (m²)

A_{cri} - área da região de envolvimento protegida pela barra \emptyset_i (m²)

A_p - área da armadura ativa (cm²)

A_p - área de aço protendido (cm²)

A_s - área da armadura passiva (cm²)

$A_{s'}$ - área de aço da armadura comprimida (cm²)

A_{st} - área da armadura atravessando, perpendicularmente, a interface e totalmente ancorada (cm²)

b - distância entre longarinas

b - largura da laje (m)

b - maior dimensão da roda (m)

b_{abas} - largura das abas da seção da longarina (kN)

b_{int} - largura transversal à interface (cm)

b_w - largura da seção ao longo da altura útil

b_w - menor largura compreendida ao longo da altura útil (m)

d - altura útil da seção (m)

d_p - altura útil até a armadura protendida (m)

E - módulo de elasticidade secante do concreto (MPa)

e_p - excentricidade relativa a protensão (m)

E_p - módulo de elasticidade do aço de protensão (KPa)

E_{si} - módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro \varnothing_i (MPa)

f - flecha do cabo (m)

$f_{diferida}$ - flecha diferida (m)

$f_{imediate}$ - flecha imediata (m)

f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do concreto (MPa)

f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do concreto (MPa)

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto (KPa)

f_{ctd} - limite inferior da tensão de tração de cálculo (MPa)

$f_{ctk, inf}$ - resistência a tração inferior do concreto (MPa)

$f_{ctk, m}$ - resistência a tração média do concreto (MPa)

f_{ctm} - resistência à tração média do concreto (KPa)

F_{hd} - força horizontal solicitante de cálculo (kN)

f_{id} - resistência à tração de cálculo, calculado para o concreto menos resistente (MPa)

f_{yd} - resistência de cálculo à tração do aço (MPa)

f_{yw} - resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (MPa)

f_{ywd} - tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal (MPa)

g - carregamento permanente (kN/m)

I_c - momento de inércia da seção de concreto da longarina (m^4)

I_I^H - inércia da seção homogeneizada no estágio I (m^4)

I_{II}^H - inércia da seção homogeneizada no estágio II (m^4)

I_l - Inércia da longarina (m^4)

I_t - Inércia da transversina (m^4)

J_1 - inércia da laje (m^4)

J_T - inércia à torção da longarina (m^3)

k - coeficiente correspondente a vinculação

k - coeficiente de perda por metro

K - coeficiente do método de Engesser-Courbon

k - coeficiente relacionado a porcentagem de armadura que chega ao apoio

L - Comprimento do vão teórico da ponte (m)

l - Largura do tabuleiro (m)

L_{iv} - Vão teórico entre apoios para estrutura isostática (m)

l_o - comprimento do trecho relativo ao cisalhamento (cm)

l_{trans} - distância entre transversinas (m)

L_{viga} - o comprimento da longarina (m)

l_x - a largura da laje (m)

M_0 - momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por $M_{Sd,máx}$, devido apenas a protensão (kNm)

M_d - momento de cálculo da combinação última (kNm)

M_g - momento atuante devido as cargas permanentes (kNm)

M_g - momento devido as cargas permanentes (kNm/m)

M_l - coeficiente de momento para carga pontual da roda do veículo

M_p - coeficiente de momento para carga distribuída na frente e atrás do veículo

$M_{p\text{ cabo}}$ - momento devido à protensão em cada cabo (kN)

$M_{p\text{ seção}}$ - momento devido à protensão na seção (kN)

$M_{p'}$ - coeficiente de momento para carga distribuída nas laterais do veículo

M_q - momento devido as cargas móveis (kNm/m)

M_r - momento de fissuração (kNm)

M_{Rd} - momento resistente (kNm)

$M_{Sd,máx}$ - momento fletor máximo devido as solicitações externas, sem consideração da protensão (kNm)

M_{xe} - momentos no engaste (kNm/m)

M_{xm} - momentos no meio do vão em x (kNm/m)

M_{ym} - momentos no meio do vão em y (kNm/m)

M_{yr} - momentos na borda livre da laje em balanço (kNm/m)

n - número de faixas

n - Número de vigas longitudinais

N - Número de vigas transversais

n_{cabos} - número de cabos a serem protendidos

\emptyset_i - diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada (mm)

P - peso de uma roda do veículo (kN)

P_0 - força de protensão aplicada no macaco hidráulico na S_0 (kN)

$P_{0\text{ horiz}}$ - componente horizontal da força aplicada no macaco (kN)

P_∞ - força de protensão após todas as perdas (kN)

$P_{\text{após atrito}}$ - perdas após o atrito (kN)

q - carga distribuída atuante na viga (kN/m)

q_1 - carga móvel distribuída na frente e atrás do veículo (kN/m²)

q_2 - carga móvel distribuída nas laterais do veículo (kN/m²)

r_0 - porcentagem de perdas imediatas

r_∞ - porcentagem de perdas totais

R_{As} - força de tração devido a armadura passiva (kN)

R_{cc} - força de compressão do concreto (kN)

$R_{cc\text{ abas}}$ - força de compressão das abas da seção (kN)

$R_{cc\text{ alma}}$ - força de compressão da alma da seção (kN)

$R_{i,j}$ - Reação nas longarinas (i) correspondente a carga aplicada na viga (j) que se quer determinar LI (kN)

R_{pt} - força de tração na armadura ativa (kN)

s - espaçamento da armadura A_{st} (cm)

t - largura da projeção da roda equivalente no eixo médio da laje (m)

t' - largura da roda equivalente (m)

t_0 - tempo zero (dias)

t_1 - tempo um (dias)

t_2 - tempo dois (dias)

t_3 - tempo três (dias)

t_∞ - tempo infinito (dias)

t_{abas} - espessura das abas da longarina, considerando uma altura média para as mísulas (m)

V_c - força cortante resistida pelo concreto sem armadura (kN)

V_{c0} - valor de referência para V_c no modelo I (kN)

$V_{d\text{ min}}$ - esforço cortante mínimo de cálculo (kN)

V_{Rd2} - força cortante de cálculo relativa à ruína da diagonal comprimida (kN)

V_{Rd3} - força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal (kN)

V_{sw} - força cortante resistida pela armadura transversal (kN)

W_i - módulo resistente à flexão inferior (m³)

w_k - abertura de fissuras (mm)

W_s - módulo resistente à flexão superior (m³)

x - distância da seção em análise (m)

x - posição da linha neutra (m)

x_i - Distância das longarinas até o centro de rigidez da seção (m)

x_I - posição da linha neutra no estágio I (m)

x_{II} - posição da linha neutra no estágio II (m)

x_j - Distância do centro de rigidez da seção até a viga em que se está aplicando a carga (m)

x_{lim} - posição da linha neutra entre o domínio 3 e 4 (m)

X_r - distância correspondente às perdas pelo recuo da ancoragem (m)

Y - posição da linha neutra relativa ao diagrama retangular (m)

Y_{CG} - altura do centro de gravidade da peça (m)

Z_{abas} - braço de alavanca da força resultante de compressão das abas até a armadura ativa (m)

Z_{alma} - braço de alavanca da força resultante de compressão da alma até a armadura ativa (m)

$Z_{As'}$ - braço de alavanca da força resultante de compressão da armadura passiva até a armadura ativa (m)

Z_c - braço de alavanca da resultante da força de compressão até a armadura passiva (m)

Z_p - braço de alavanca da resultante da força de tração da armadura ativa até a armadura passiva (m)

α - grau de engastamento

α - inclinação dos estribos

α_c - coeficiente com valor de 0,85 para concretos do grupo I

α_c - coeficiente com valor de 0,85 para concretos do grupo I

α_f - fator para determinação da flecha diferida

α_p - relação entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e do concreto

α_{v2} - coeficiente em função da resistência do concreto

β - ângulo de inclinação dos cabos

β_c - coeficiente multiplicativo para parcela do concreto

β_d - coeficiente de deformação lenta reversível, função do tempo decorrido após o carregamento

$\beta_f(t)$ - coeficiente de deformação lenta irreversível no tempo t

$\beta_f(t_0)$ - coeficiente de deformação lenta irreversível no tempo t_0

β_s - coeficiente multiplicativo para parcela de aço

$\beta_s(t)$ - coeficiente relativo a retração no instante t

$\beta_s(t_0)$ - coeficiente relativo a retração no instante t_0

$\Delta f_{sd, fad}$ - variação de tensão para 2×10^6 ciclos

Δp - inclinação da curva desde a ancoragem em análise até a distância X_r (kN/m)

Δw - recuo da ancoragem (mm)

$\Delta \alpha$ - variação de inclinação da seção de análise até a seção de referência

$\Delta \xi$ - variação do coeficiente de fluência com o tempo

$\Delta \sigma_p$ - perda de tensão a ser aplicada a cada cabo (kPa)

$\Delta \sigma_p(t, t_0)$ - perda de tensão devido ao efeito conjunto da relaxação, fluência e retração (kPa)

ε_{1s} - coeficiente dependente da umidade relativa do ar

ε_{2s} - coeficiente dependente da espessura fictícia da peça

ε_{cpX} - deformação da armadura ativa sem incremento da deformação de neutralização

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - coeficiente de retração

$\varepsilon_{cs\infty}$ - valor final da retração

ε_{cu} - deformação última no concreto, com valor de 3,5‰

ε_{PN} - pré alongamento da armadura ativa

η - coeficiente que leva em conta as perdas diferidas concomitantes atuantes

η_1 - coeficiente de conformação superficial das barras de armadura

λ - parâmetro com valor 0,8 para concretos do grupo I

ρ - taxa de armadura

ρ - taxa de armadura, relação entre a armadura efetiva pretendida e a área da seção da longarina

ρ_1 - taxa de aço ancorada até não menos que $d+l_{b, nec}$

ρ_{ri} - taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento

σ_{cg} - tensão no concreto, ao nível da armadura de protensão, devida à ação da carga permanente mobilizada no ato de protensão (kPa)

σ_{cp} - tensão no concreto, ao nível da armadura de protensão, devida à protensão simultânea dos n cabos (kPa)

$\sigma_{cp\infty}$ - tensão no concreto ao nível da armadura protendida devido a protensão (MPa)

σ_{cpog} - tensão no concreto na fibra da armadura devida às cargas permanentes (kPa)

$\sigma_{p\infty}$ - tensão no aço de protensão após todas as perdas (MPa)

σ_{pd} - resistência de cálculo à tração do aço protendido (MPa)

σ_{PN} - tensão de neutralização (MPa)

σ_{po} - tensão no aço de protensão considerando no carregamento apenas o permanente (kPa)

σ_s - tensão de escoamento do aço da armadura passiva CA-50 (MPa)

$\sigma_{s\ min}$ - tensão mínima no aço (kPa)

σ_{sd} - resistência de cálculo à tração do aço passivo (MPa)

σ_{si} - tensão no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II (kPa)

τ_d - tensão solicitante de cisalhamento na interface (kN/cm²)

τ_{Rd} - tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (MPa)

τ_u - tensão última de cisalhamento (kN/cm²)

Y_n - coeficiente adicional para lajes em balanço

φ - coeficiente de efeito dinâmico

$\varphi(t, t_0)$ - coeficiente de fluência

φ_{1c} - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente

φ_{2c} - coeficiente dependente da espessura fictícia da peça

φ_a - coeficiente de fluência rápida

$\varphi_{d\infty}$ - coeficiente de deformação lenta reversível

$\varphi_{f\infty}$ - coeficiente de deformação lenta irreversível

χ - coeficiente que leva em conta as perdas diferidas concomitante atuantes

χ_c - coeficiente que leva em conta as perdas diferidas concomitante atuantes

χ_p - coeficiente que leva em conta as perdas diferidas concomitante atuantes

$\psi(t, t_0)$ - coeficiente de relaxação do aço

ψ_{1000} - coeficiente de relaxação do aço em 1000 horas

SUMÁRIO

1	CONTEXTUALIZAÇÃO DO TRABALHO	24
2	DESCRIÇÃO DA OBRA	26
3	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	28
4	DEFINIÇÕES.....	31
4.1	PARÂMETROS DE REFERÊNCIA	31
4.2	DEFINIÇÃO DA PISTA E COMPONENTES	31
4.3	DEFINIÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO ESTRUTURAL E DAS SEÇÕES	34
4.3.1	Pré definição da seção da longarina.....	36
4.3.2	Pré definição da pré-laje e laje	37
4.3.3	Pré definição das transversinas	38
5	AÇÕES ATUANTES.....	38
5.1	PERMANENTES	38
5.2	VARIÁVEIS.....	39
5.3	EXCEPCIONAIS	42
6	DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS E ESFORÇOS.....	42
6.1	LONGARINAS	43
6.2	TRANSVERSINAS.....	54
6.3	LAJE.....	58
7	DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS.....	70
7.1	MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS	73
7.1.1	Determinação de P_0.....	75
7.2	TRAÇADO DOS CABOS.....	77
7.3	PERDAS	84
7.3.1	Perdas imediatas	84
7.3.1.1	Perdas por atrito	85
7.3.1.2	Perdas por recuo da ancoragem	86
7.3.1.3	Perdas por encurtamento elástico do concreto.....	87
7.3.2	Perdas progressivas	91
7.3.2.1	Perdas por fluência	91
7.3.2.2	Perdas por retração	93
7.3.2.3	Perdas por relaxação do aço	95
7.4	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	98
7.5	ESTADO LIMITE ÚLTIMO VERIFICAÇÃO À FLEXÃO	100
7.5.1	Deformação de neutralização	100
7.5.2	Estado limite último no ato de protensão	101

7.5.3 Estado limite último verificação à flexão na fase de construção	102
7.5.4 Estado limite último verificação à flexão na fase final	105
7.6 ESTADO LIMITE ÚLTIMO AO CISALHAMENTO	107
7.6.1 Verificação das diagonais comprimidas	108
7.6.2 Verificação dos montantes tracionados e determinação da armadura transversal	109
7.6.3 Armadura mínima e esforço cortante mínimo.....	111
7.6.4 Verificação a fadiga da armadura transversal	112
7.7 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE DESLOCAMENTOS EXCESSIVOS	113
7.8 DETALHAMENTO	116
7.8.1 Armadura mínima	116
7.8.2 Armadura de pele	116
7.8.3 Armadura de montagem	116
7.8.4 Armadura de costura da mesa.....	117
7.8.5 Armadura transversal das mesas	119
7.8.6 Armadura de fretagem.....	119
8 DIMENSIONAMENTO DA LAJE.....	119
8.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	120
8.1.1 Estado limite último à flexão	120
8.1.2 Estado limite último ao cisalhamento	123
8.1.3 Estado limite último de fadiga	125
8.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	127
8.2.1 Estado-limite de deformações.....	127
8.2.2 Estado-limite de formação de fissuras	129
8.3 DETALHAMENTO	131
9 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS.....	131
9.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	131
9.1.1 Estado limite último à flexão	132
9.1.2 Estado limite último ao cisalhamento	133
9.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	134
9.2.1 Estado limite de serviço de deformação.....	135
9.2.2 Estado limite de serviço de formação de fissuras	135
9.3 DETALHAMENTO	136
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	137
REFERÊNCIAS	138
APÊNDICE A – DETERMINAÇÃO DO CABO RESULTANTE.....	141
ANEXO A – TABELAS DE RUSCH.....	142

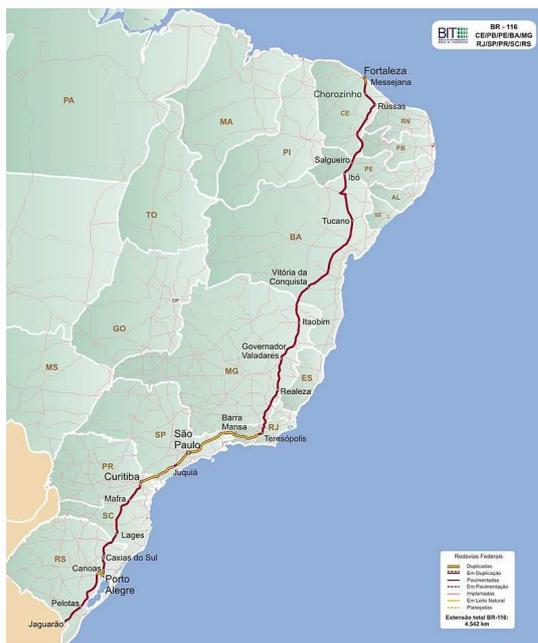
ANEXO B – COEFICIENTES, MOMENTOS E DIAGRAMAS GERADOS PELO SOFTWARE T-RUSCH.....	144
--	-----

1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho visa o desenvolvimento do projeto estrutural de uma ponte. Devido à grande importância e complexidade deste tipo de projeto, optou-se por realizá-lo de forma mais similar possível com a realidade, para tanto foi escolhida uma obra onde existe a real necessidade para tal sem arbitrar parâmetros básicos. A opção escolhida foi o projeto da ponte no Município de Cristal, a qual faz parte da BR 116 que está sendo duplicada.

Inicialmente, vale ressaltar a grande importância da BR 116 para o estado do Rio Grande do Sul e para o país. Esta é uma rodovia longitudinal brasileira que tem início no município de Fortaleza, no estado do Ceará, e termina em Jaguarão, no Rio Grande do Sul, na fronteira com o Uruguai. Ao lado da BR-101, é um dos principais eixos rodoviários do país e também é a maior rodovia do Brasil com 4660 km (BR101- 4482 km), sendo chamada de Via Serrana passando pela Rota Romântica no RS. Além disso, também é conhecida por ser uma das mais perigosas do Brasil, sendo chamada até de rodovia da morte, devido ao fato de haver muitos caminhões de carga e ônibus, que somados ao alto número de veículos que circulam por ela, geram acidentes e tráfego intenso em alguns trechos. Há um estudo realizado entre 2007 e 2018 no estado do Rio Grande do Sul que mostra a BR 116 como a rodovia que mais concentrou acidentes neste período.

Figura 1 – Localização da BR 116



Fonte: Wikipédia, 2019

A via é duplicada nas áreas metropolitanas, além de ter sido totalmente duplicada entre Curitiba e o Rio de Janeiro. Agora conta também com a duplicação no Estado do Rio Grande do Sul, no trecho que liga Porto Alegre a Pelotas, esta que iniciou em 2012 e se estende até hoje. Esta obra é de grande importância para o estado, pois liga a região metropolitana ao porto de Rio Grande, portanto, é fundamental para o escoamento da produção agrícola e industrial do estado. Encontra-se nesta obra a duplicação também da ponte no município de Cristal, próximo a Camaquã, por onde passa o rio Camaquã. Esta é constituída pela ponte em si, definida como a obra de arte que atravessa um curso d'água e pelos viadutos de acesso (PFEIL, 1979), devido ao grande vão aberto a ser vencido.

Sabe-se que além da realização do projeto para construção da nova ponte, deverá ser verificada a situação da ponte já existente. Esta foi construída na década de 50, porém não foram obtidas informações precisas sobre a concepção da obra, assim, não é possível afirmar se é em concreto armado ou protendido. Em 2012, a antiga ponte passou por manutenções como a colocação de uma nova proteção de concreto nos oito pilares localizados na parte inferior da ponte, além da selagem e do fechamento de todas as fissuras, trincas e armaduras expostas na estrutura. Também foi realizada a remoção e substituição do pavimento em concreto por pavimento flexível asfáltico e a troca dos guarda-corpos.

Porém, de acordo com as especificações do DNIT a ponte deveria possuir uma largura total de no mínimo 11,60 metros (incluindo as duas faixas de rolamento e acostamento) por ser enquadrada como de classe IA, ou seja, pista dupla com controle parcial de acesso e ser uma obra de arte especial (OAE). Portanto, será necessário fazer o projeto de alargamento da ponte já construída, optando pelos métodos mais usuais que são: alargamento com concreto armado convencional, alargamento com protensão externa, alargamento com vigas pré-moldadas e alargamento com vigas mistas (VITÓRIO, 2017). Além do alargamento, é necessária verificação do reforço na estrutura devido a este e também à carga móvel prevista, atualmente, na NBR 7188/2013 que é o trem tipo TB-450. Posteriormente, ainda deve ser feita a recuperação da estrutura, a qual não deve apresentar problemas graves devido à manutenção já citada em 2012. Todos estes procedimentos devem ser realizados posteriormente a construção da nova ponte, de modo a não interromper o trânsito durante este período de obras. Não serão expostos detalhes sobre estes projetos e análises sobre a ponte já existente, focando apenas ao projeto da nova ponte, mas apenas salientando para necessidade destes.

Assim, o enfoque principal do presente trabalho envolve o desenvolvimento do projeto da superestrutura da ponte referida. Esta, que é constituída pelas longarinas, transversinas e laje (MARCHETTI, 2008) e necessita ser bem dimensionada para que a mesoestrutura e infraestrutura também apresentem projeto adequado. Dessa forma, o presente texto é apresentado como uma junção do memorial de cálculo, memorial descritivo e caderno de pressupostos, sendo a esse anexadas as plantas contendo o detalhamento para execução da obra em questão.

2 DESCRIÇÃO DA OBRA

A obra é localizada no Município de Cristal, sobre o Rio Camaquã, localizada na BR 116 Km 428, próxima a cidade de Camaquã, sendo que a propriedade da obra é assumida pelo governo federal por ser uma rodovia federal. Sabe-se que a ponte construída tem 686 metros de extensão, sendo sustentada por 28 pilares com mais de 10 metros de altura, possuindo 26 vãos teóricos de 25,20 metros, um vão de 23,10 metros e dois balanços nas extremidades de 3,15 metros cada, com um tabuleiro de 9 metros de largura, além de guarda corpos e meio fio. Com as informações obtidas não se pode afirmar se o material constituinte é concreto protendido ou armado, mas há mais indícios para concreto armado, devido principalmente ao período de execução de tal obra,

sendo que na década de 50 o concreto protendido não era tão difundido, e também pelo sistema estrutural utilizado, com vãos não muito grandes.

Figura 2 – Ponte existente sobre o Rio Camaquã



Fonte: Gazeta Regional, 2019

A execução da nova ponte se dará a 50 centímetros da obra existente, após projeto de alargamento e reforço. Após a execução desta, a ponte antiga comportará o tráfego no sentido Porto Alegre - Pelotas e a nova obra abrangerá o sentido Pelotas - Porto Alegre. Além disso, o novo projeto é executado de forma a atender as definições paisagísticas do local e se tornar harmonioso com a OAE existente, de forma que a concepção estrutural e alinhamentos não sejam destoantes, sendo optado por utilizar vãos teóricos de igual extensão, com as vigas principais em concreto protendido.

Figura 3 – Localização da obra existente e da obra em projeto



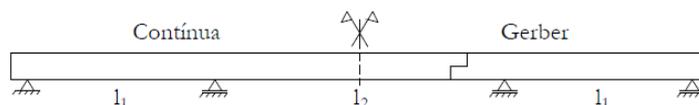
Fonte: imagem retirada do Google Earth e modificada pela autora, 2019

3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Para realização do projeto da nova ponte é necessário, inicialmente, atentar-se a obra executada nos anos 50. Esta é uma ponte em vigas, constituída por três longarinas cujo sistema estrutural longitudinal é intercalado por vigas contínuas de inércia variável e vigas bi apoiadas, através de dentes Gerber, de inércia invariável. Este tipo de sistema estrutural era muito utilizado, principalmente em obras no passado, devido a obtenção de menores momentos fletores no meio do vão da viga contínua, que se assimilavam aos momentos existentes no meio do vão da viga bi-apoiada sobre os dentes gerber, e também onde era necessário maior número de apoios. Porém, após a execução dessas estruturas começaram a ser percebidas desvantagens, principalmente em relação a deterioração causada na articulação e dificuldade de manutenção. Como apresentado por Vitório (2002) dentre os casos mais observados de fissuração nas estruturas das pontes encontra-se as fissuras a 45° nos dentes Gerber, normalmente causadas pelo mal dimensionamento das armaduras horizontais e de suspensão, que favorecem a entrada da água na estrutura, causando deterioração da armadura. A manutenção dos dentes na maioria das vezes acaba não sendo feita, surgindo, assim, grandes problemas neste tipo estrutural. Além da grande taxa de armadura existente na região do dente, explicada por Vitório (2002), que acaba gerando problemas na concretagem com a montagem e vibração formando vazios.

A antiga obra é constituída por transversinas no meio do vão da viga contínua e também nos encontros dos dentes Gerber, além claro, das transversinas de apoio. O tabuleiro foi moldado no local, comportando apenas guarda corpos e meio fio, além da sinalização rodoviária.

Figura 4 – Estrutura de dente Gerber



Fonte: Stucchi, 2006



Fonte: facebook, 2017

O projeto da superestrutura da nova ponte é constituído por quatro vigas pré-moldadas protendidas longitudinalmente, vigas transversas em concreto armado apenas nos apoios, pré-laje pré-moldada e laje moldada *in loco*, também em concreto armado. A escolha em relação as longarinas pré-moldadas é devida, primeiramente pela extensão da obra ser média, com 26 vãos iguais e apenas um diferente, além da dificuldade para cimbramentos principalmente na extensão da ponte, e possibilidade de maior agilidade na execução da obra, que também é um ganho pelo tempo de entrega da própria rodovia e pelo transtorno que sempre é gerado, mesmo não influenciando de forma direta o tráfego vizinho. Somando-se a isso, sabe-se que estruturas de concreto pré-moldado, no geral, detém maior cuidado na sua execução e, conseqüentemente,

resultam em melhor desempenho do que moldadas *in loco*, por exemplo. Para aprovação da utilização do pré-moldado foi necessário analisar a possibilidade de uso deste sistema, através da montagem da usina concreteira para fabricação das longarinas e também de máquinas e equipamentos viáveis para transporte e colocação destas. Assim, pelos dois critérios serem atendidos, devido a possibilidade de espaço e de equipamentos, optou-se pelo uso de longarinas pré-moldadas.

Em relação ao material, a opção por concreto protendido, como já mencionado, é devido a não ser uma obra de pequeno porte, além da busca por uma estrutura mais leve e mais resistente, que consiga vencer os vãos necessários de forma segura e confortável para o usuário e esteticamente atraente. Além disso, é destacada a vantagem em relação a manutenções da estrutura, em termos de custos. Assim, apenas os balanços existentes nas extremidades da obra são em concreto armado, devido a possuírem um vão considerado pequeno de 3,15 metros.

Quanto ao tabuleiro, sua estrutura é composta por pré-lajes pré-moldadas e lajes moldadas no local, com juntas de 2 cm a cada vão preenchidas com borracha EPDM produzidas pela Uniontech. A opção pelo uso de pré-lajes se deve a maior facilidade, pois com a infraestrutura e a mesoestrutura já devidamente posicionadas, é viável a colocação de lajes de pequena espessura que servem como formas e que já comportam as armaduras positivas na direção perpendicular ao tráfego, para posterior concretagem da laje como um todo. Este método construtivo é empregado pelo fato de que lajes de maior dimensão são mais difíceis de serem transportadas e demandariam de maior taxa de armadura para tal situação. Porém, sendo estas de menores tamanhos haveria a necessidade de existir mais juntas e descontinuidades, o que seria encarado de forma negativa, pois a distribuição de esforços no tabuleiro não se daria de forma tão uniforme, a estrutura poderia sofrer maior degradação pela deterioração das juntas e entrada d'água. Além disso, seria necessário usar coeficientes de impacto adicionais em quase toda laje de acordo com a NBR 7188.

Em relação às transversinas, foi definido que estas estariam presentes apenas nos apoios, devido a quase não apresentarem efeito nos fatores de distribuição da carga móvel (viva), enquanto que transversinas de apoio reduzem esses fatores (BARR *et al.*, 2001). A função das vigas transversais no vão é distribuir os esforços dos carregamentos do tabuleiro de forma mais uniforme para as longarinas, porém a própria laje já consegue garantir esses efeitos através de sua espessura, não exercendo grande influência a colocação de transversinas intermediárias.

Outro fator relevante para a escolha de não utilizar transversinas de vão, se deve a dificuldade de concretagem por falta de apoio para as formas, o que demandaria maior escoramento, justamente o que se buscou não utilizar ao optar por longarinas e pré-lajes pré- moldadas.

4 DEFINIÇÕES

4.1 PARÂMETROS DE REFERÊNCIA

O projeto da superestrutura foi proposto de forma a atender todas as considerações expostas em normas e manuais que abordam o assunto. Para isso utilizou-se as seguintes normas:

- a) NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento
- b) NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- c) NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos
- d) NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado
- e) NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – procedimentos
- f) NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações

Além destas normas, foi utilizado o manual de Projeto de obras de arte especiais e o manual de Obras Complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento, ambos hoje ministrados pelo DNIT.

4.2 DEFINIÇÃO DA PISTA E COMPONENTES

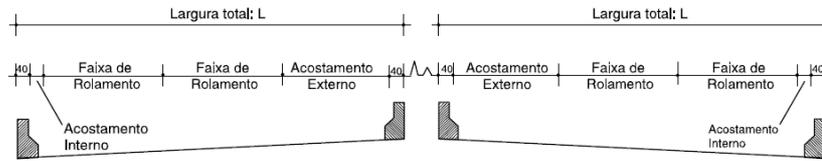
Em relações às dimensões da pista de rolamento e acostamentos internos e externos, estas foram determinadas de acordo com o Manual de projeto de obras de arte especiais do DNER (1996) substituído pelo DNIT nos dias atuais. O mesmo foi aplicado para determinação do guarda rodas, porém com mais ênfase para o manual de obras complementares, pois trata especificamente disso e possui revisão mais recente.

Sabendo que a BR 116 se enquadra como uma via de classe IA, pois se tornará de pista dupla com controle parcial de acesso, o quadro 3 do manual de projetos de obra de arte especiais determina 3,6 metros para faixa de rolamento, 3 metros para acostamento externo e 60 centímetros para acostamento interno, resultando assim numa largura de 10,80 metros. Estes valores são válidos para todas as obras de artes especiais de classe IA, abrangendo todas as regiões quanto ao relevo, classificadas no manual como plana, ondulada ou montanhosa, portanto, enquadrando-se ao caso de projeto.

Porém, o manual destaca que além destes valores deve ser adicionada à largura do tabuleiro a dimensão das barreiras de concreto. Este elemento é de fundamental importância, servindo para impedir a queda de veículos desgovernados, absorver choques laterais e reconduzir o veículo para pista de rodagem. O DNIT padronizou a barreira de concreto do tipo New Jersey, a qual ocupa uma largura de 0,40 metros no tabuleiro e possui dimensões padronizadas, mostradas no manual de Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento. Portanto, foi optado por utilizar a barreira New Jersey especificada, sendo parte pré moldada, devido a vantagem frente a execução no quesito tempo e qualidade, e também devido ao empecilho do uso de fôrmas, que normalmente não são devidamente travadas na laje em balanço, principalmente as laterais, e acarretam em vazamentos e má execução. Para melhor aderência e para ser possível o posicionamento da armadura vertical de tração da barreira com ancoragem na laje, parte da rampa e da guia da barreira são concretadas no local. Já a parte pré-moldada, será executada com comprimentos de 4,2 metros formando juntas de retração, conforme previsto pelo manual de obras complementares do DNIT em que estas devem existir e possuir espaçamento máximo a cada 6,0 metros, constituindo, ainda, juntas de dilatação com abertura de 3 cm a cada vão, ou seja a cada 25,2 metros. A determinação do comprimento se deve aos efeitos de retração e dilatação, e também devido aos esforços gerados no içamento. A barreira será por fim sinalizada com elementos refletivos do tipo delineadores, com espaçamento igual ao usando entre os balizadores.

Adotando as medidas expostas, foi ainda adicionada à largura do tabuleiro 10 centímetros, por questões de segurança ao respeito à norma referente à execução e também devido à drenagem que será instalada. Assim foi adotada a largura total do tabuleiro de 11,70 metros.

Figura 5 – Seção transversal



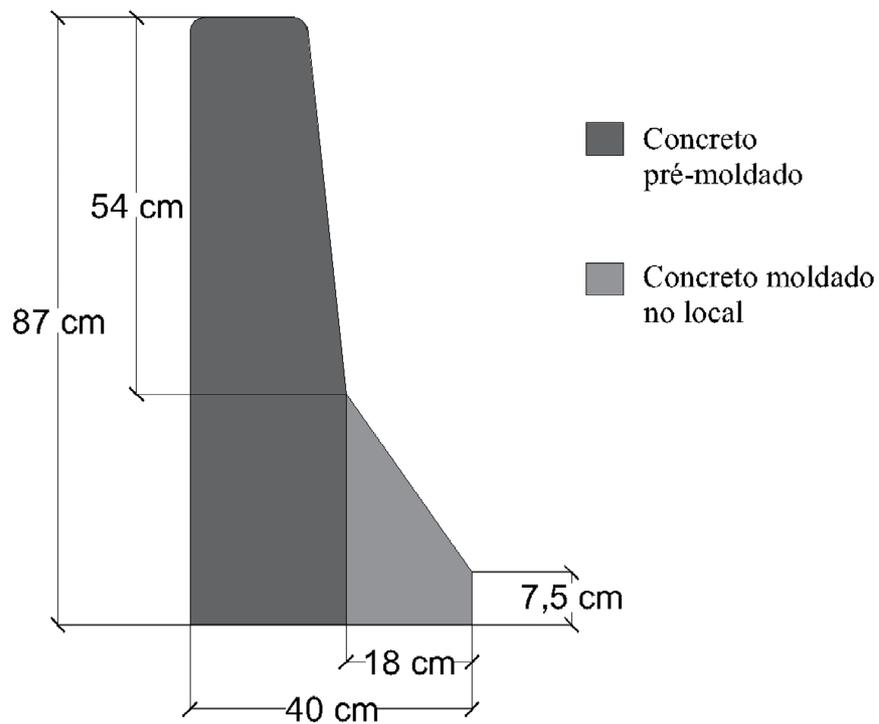
Fonte: Manual de projetos de obras de arte especiais, 1996

Figura 6 – Dimensões necessária para seção transversal

Elemento	Classe de Projeto		I - A (cm)	
	0 (cm)			
Faixa de Rolamento	Rodovia 375/360	O.A.E. 375	Rodovia 360/350	O.A.E. 360
Acostamento Externo	300	300	300/250	300
Acostamento Interno	120/50	60	120/50	60
Largura total (L)		1190		1160

Fonte: Manual de projetos de obras de arte especiais, 1996

Figura 7 – Especificação da Barreira New Jersey



Fonte: a autora

Em relação ao guarda corpo, este não será previsto no projeto devido a não existência de passeios laterais, tanto para ciclistas como para pedestres, conforme previsto pelo DNIT. A decisão por não utilizar passeios laterais se deve ao fato de ser uma ponte de extensão média,

portanto mais difícil de ser cruzada, e, principalmente, por não comportar pontos de comércio ou lazer em lados opostos, sendo a cidade de Cristal localizada em um extremo e não existindo nenhuma grande atração no outro. Assim, supõem-se que não há a necessidade de travessia de pedestres, além de que, não há imposições feitas pelo DNIT.

O manual do antigo DNER ainda define a declividade mínima para pistas de rolamento de 2 cm/m (2%), a qual foi respeitada em toda faixa livre incluindo acostamentos, sendo esta aplicada na camada de pavimentação. Para a drenagem ainda foi especificado o uso de drenos de PVC de diâmetro 100 mm a cada 4 metros com 20 centímetros de profundidade além da face inferior da laje. Esta recomendação é conservadora, adotada do manual DANER, atual DNIT, porém foi optada devido à importância do sistema de drenagem para a obra. Adicionado a isso, foram utilizadas canaletas longitudinais com declividade de 0,5% para drenar a água até os tubos de PVC. O projeto comporta também um sistema corta pingos de 8 centímetro de altura já acoplada a pré-laje, para ocasionar o desprendimento da água da chuva e menor deterioração da estrutura pelo carreamento de partículas e lixiviação e até mesmo corrosão.

O revestimento utilizado é concreto asfáltico, com uma espessura mínima de 8 centímetros em todas as faixas de possível tráfego, respeitando recomendações do manual DNIT, resultando numa espessura total de 18,90 centímetros na parte central, devido à declividade adotada.

Conforme já exposto através das determinações do DNIT, a obra antiga comportará duas faixas de rolamento na direção Porto Alegre - Pelotas e a nova ponte também possuirá duas faixas com tráfego no sentido Pelotas - Porto Alegre.

4.3 DEFINIÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO ESTRUTURAL E DAS SEÇÕES

A superestrutura é constituída de 4 vigas longitudinais para se obter melhor distribuição dos esforços, com vigas não tão robustas. A seção das longarinas é em I, isso devido ao grande ganho de resistência à flexão em relação à economia de material, gerando, assim, seções mais esbeltas e mais viáveis economicamente e ambientalmente. As seções I, normalmente, não possuem grande resistência à torção, porém isso não é um empecilho para o projeto em questão, pois a laje e as transversinas de apoio aliadas as longarinas conferem rigidez à torção necessária.

O distanciamento entre longarinas foi calculado de forma que a distribuição do peso próprio do tabuleiro fosse dividida igualmente entre as vigas longitudinais. Assim, adotou-se 3,10 metros

entre os centros das longarinas, com balanços de 1,20 metros. As vigas externas possuem menor área de influência que as centrais, devido ao maior peso por elas suportada decorrente da barreira New Jersey.

A concepção estrutural adotada também é formada por vãos isostáticos, porém não por dentes Gerber e sim por 26 vãos simplesmente apoiados de 25,20 metros, um vão de 23,10 metros e com balanços nas duas extremidades do viaduto de acesso com 3,15 metros cada. Mesmo não adotando o mesmo sistema estrutural foi compatibilizado alinhamentos e dimensões com a ponte existente de forma à nova obra ficar harmoniosa com a antiga. Optar por não usar dentes Gerber, como já mencionado, se deve ao problemas nas articulações tanto na execução, como no comportamento e também na manutenção, devido a deterioração dessas e, posteriormente, da estrutura pela entrada de água e agentes externos. Juntamente a isso, se encontra a excessiva taxa de armadura dos dentes que aliada as armaduras de fretagem e ancoragens da protensão, acabam gerando problemas na execução ocasionado pelo mal posicionamento dos cabos, nichos de concretagem e mal vibração. Atentando-se ainda para o esforço cortante, que deve ser resistido apenas pela metade da altura da viga (VITÓRIO, 2002).

Com o uso de vigas pré-moldadas, aliado a utilização de pré-laje, é descartada a necessidade de usar formas e cimbramentos de grandes dimensões. Será necessário apenas utilizar escoramento para travar a pré-laje em balanço e uma fôrma lateral para possibilitar a concretagem da laje. Para as transversinas, é necessário o uso de fôrmas, porém, em menor quantidade, devido a existir apenas transversinas de apoio, e de fácil escoramento pelo mesmo motivo.

O sistema de pré-laje, além do benefício já mencionado, ainda comporta parte das armaduras positivas, garantindo assim maior agilidade para execução da obra e melhor qualidade. Estas são posicionadas conforme mostra a figura 9, com um pré-projeto da seção transversal da ponte, mostrando o travamento lateral para possível concretagem as lajes em balanço, sem levar em conta a contra-flecha das longarinas por ser pequena.

Figura 8 – Ilustração da posição das longarinas e pré lajes

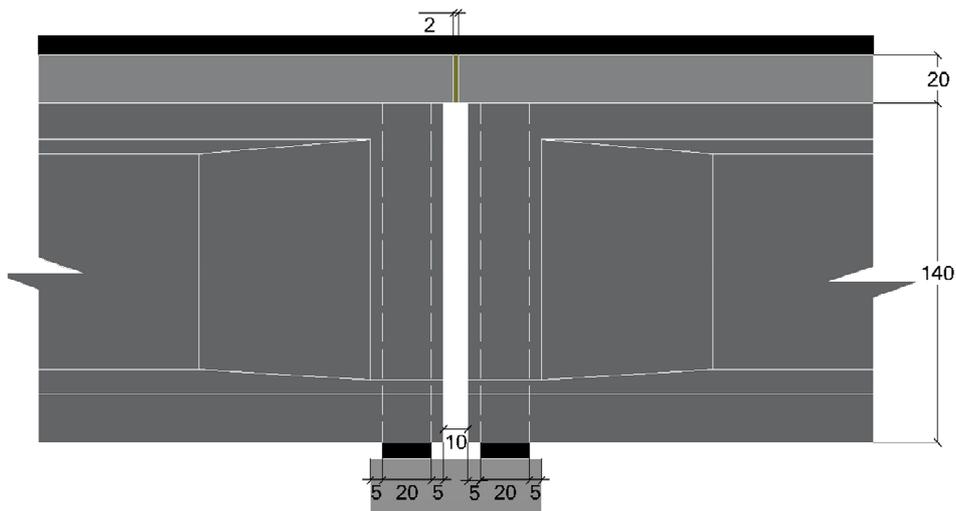


Fonte: a autora

As transversinas devem ser concretadas logo após o içamento e posicionamento das longarinas, sendo que em cada apoio há duas vigas transversais não ligadas entre si, ou seja, uma para cada extremidade do vão.

Salienta-se ainda que o vão mais recorrente, de 25,20 metros, corresponde à longarinas com comprimento de 25,10 metros e vão isostático entre apoios de 24,80 metros. Estes valores partem da estimativa que a travessa onde se apoia a longarina, é de 70 centímetros e os aparelhos de apoio serão posicionados a 5cm das extremidades das travessas, possuindo comprimento de 20 cm, além de que será respeitado 10 centímetros entre as longarinas de cada vão no apoio, para possíveis deformações, esta dimensões estão representadas na figura 10. Os pilares também possuem diâmetro adequado, servindo de apoio para a viga transversa.

Figura 9 – Juntas entre vãos

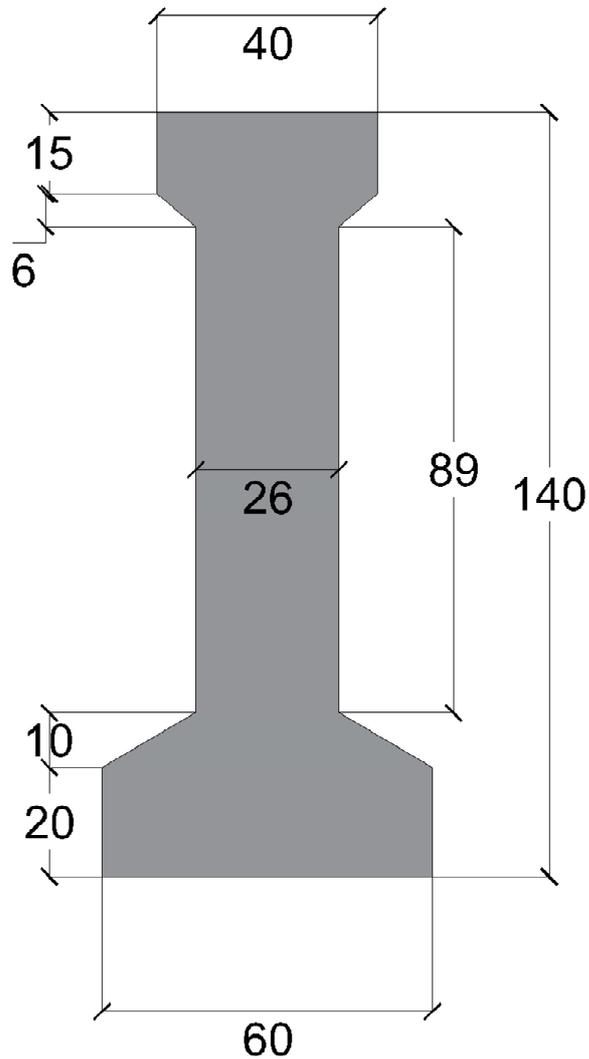


Fonte: a autora

4.3.1 Pré definição da seção da longarina

A longarina foi pré-definida através da experiência da projetista, apresentando-se de acordo com o exposto no item 3.3.5.3 do manual DNER para a relação altura/vão de 1/18 para obras isostáticas.

Figura 10 – Dimensões da viga longitudinal



Fonte: a autora

4.3.2 Pré definição da pré-laje e laje

De acordo com a NBR 7187 as lajes maciças para pontes rodoviárias devem apresentar no mínimo 15 cm de espessura. Já para as lajes em balanço, é determinada a espessura mínima de 10 cm conforme NBR 6118. Baseado na experiência e no atendimento à norma, utilizou-se espessura final da laje de 20 cm e espessura da pré-laje de 6,5 cm.

4.3.3 Pré definição das transversinas

Foi estipulado inicialmente que as transversinas tem a altura da longarina e 20 cm de base, sendo desligadas entre si, de forma que em uma mesma proximidade da junta de dilatação tenha-se duas transversinas.

5 AÇÕES ATUANTES

Para dimensionamento dos componentes estruturais da ponte, foram determinadas as ações conforme apontadas na NBR 7187/2003, as quais são divididas em permanentes, variáveis e excepcionais.

5.1 PERMANENTES

Para as cargas permanentes devem ser considerados o peso próprio dos elementos estruturais e elementos acessórios, pavimentação, empuxo de terra e empuxo da água quando houver, deslocamentos de fundações, fluência, retração e força de protensão, também quando houver.

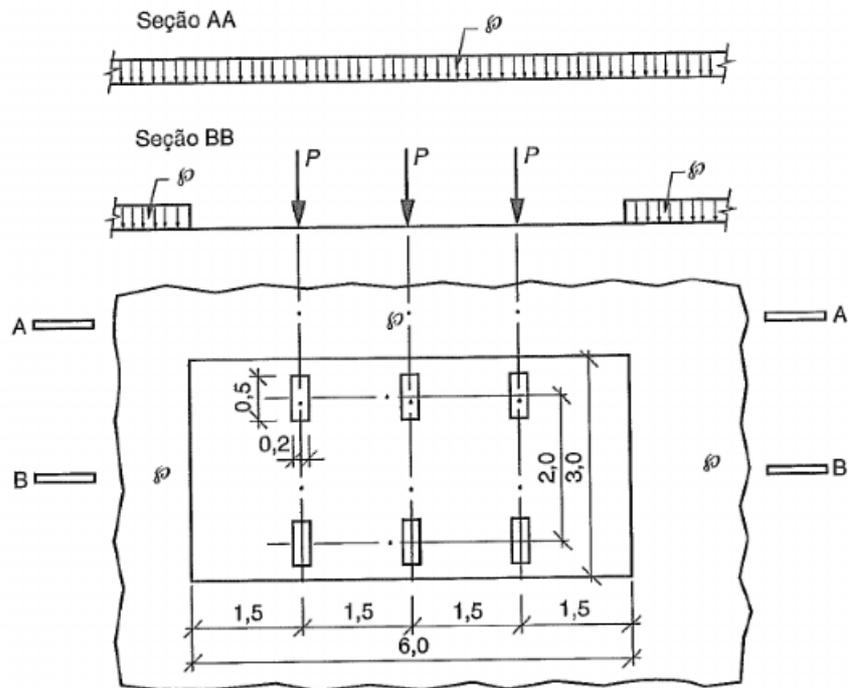
Pensando no dimensionamento da superestrutura, foram consideradas as cargas permanentes do peso próprio de todos os elementos constituintes da obra como longarinas, transversinas, pré-laje, laje, barreira, pingadeira, pavimentação e possível camada de recapeamento, adicionando uma carga de 2 kN/m², conforme previsto na NBR 7187. Não existem empuxos de terra ou de água nestes elementos estruturais. Por apresentar vãos de média extensão, na maioria de 25,10 metros, e liberdade para deformações longitudinais e também transversais nos aparelhos de apoio, a fluência e retração não foram levadas em conta como geradoras de esforços de forma direta, apenas no cálculo das perdas na protensão. Além disso, devido ao sistema ser isostático, as forças de protensão não geram esforços externos além dos momentos isostáticos, como no caso de protensão em sistemas hiperestáticos. Os possíveis deslocamentos gerados por recalques de fundações também serão desconsiderados para dimensionamento da superestrutura, pois quem sofre esse feito de forma direta e mais expressiva são os pilares.

5.2 VARIÁVEIS

Quanto às ações variáveis a NBR 7187 cita as cargas móveis, as cargas de construção, cargas de vento, empuxo de terra provocado por cargas móveis, a pressão da água em movimento, o efeito dinâmico do movimento das águas e as variações de temperatura. No caso das longarinas, serão levadas em conta as cargas móveis, dentro das quais são observadas as cargas verticais dadas pela NBR 7188, além do efeito dinâmico por elas gerado e os efeitos de frenagem e aceleração. Porém, a frenagem e a aceleração constituem forças horizontais, portanto, aparecem como ação importante apenas no dimensionamento dos pilares. São levadas em conta também as cargas da construção, pensando nos equipamentos necessários para lançar as vigas e posteriormente as pré lajes, e também a própria concretagem da laje, execução da pavimentação e assentamento das barreiras New Jersey. Além disso, efeitos de temperatura também não serão levados em conta para o dimensionamento da superestrutura, pois existem juntas nas vigas e lajes a cada vão, de forma a permitir deformações. Entretanto, é analisado o deslocamento existente devido a variação térmica, conforme NBR 6118, para então determinação da força resultante da variação de temperatura que, porém, será usada apenas para dimensionamento dos pilares, o que não será tratado no presente trabalho.

Em relação às cargas móveis determinadas pela NBR 7188, é utilizado como veículo tipo padrão o TB-450, correspondente a um veículo com 3 eixos afastados de 1,5 metros cada, com 6 rodas, cada uma com $P = 75 \text{ kN}$, com área de ocupação de 18 m^2 , circundado por uma carga distribuída constante de $p = 5 \text{ kN/m}^2$. Tanto as cargas pontuais como a carga distribuída são ponderadas ou pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), coeficiente do número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA) ou então pelo coeficiente dinâmico. Nesse projeto sempre será usado o valor crítico dentre estes.

Figura 11 – Carregamentos devido ao trem tipo TB 450



Fonte: NBR 7188

Há também uma carga distribuída constante de 3 kN/m² atuante no passeio, a qual não sofre a ponderação dos coeficientes acima citados e que será desconsiderada neste caso pela ausência desta estrutura.

Em relação aos coeficientes mencionados acima, pelos quais as cargas devem ser ponderadas, encontram-se os coeficientes abrangidos pela NBR 7188 que são CIA, CNF e CIV. O coeficiente de impacto vertical (CIV) é um fator que é levado em conta para o dimensionamento de todos os elementos estruturais da obra e abrange todo tabuleiro, simulando o comportamento dinâmico do veículo sobre a estrutura. Este corresponde a 1,35 quando a estrutura tem vão menor que 10 metros, porém, quando a estrutura tem vãos de 10 a 200 metros, caso do projeto para as longarinas, o CIV é dado pela equação 1, sendo a estrutura isostática, portanto, considerando-se o próprio vão teórico entre apoios e também nos balanços (Liv).

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

Assim, obteve-se para o vão de 24,80 metros CIV correspondente a 1,28, já para o vão único de 22,70 metros o CIV foi de 1,29 e para os extremos em balanço cujos vão são de 2,95 m aplica-se CIV de 1,35.

Quanto ao coeficiente do número de faixas (CNF), neste é ponderada a possibilidade de carregamento simultâneo nas faixas de tráfego existentes sobre o tabuleiro, sendo desconsiderados acostamentos e faixas de segurança. O fator é dado pela equação 2, e através dessa é possível notar que o coeficiente acarreta em mudanças de valores apenas para o máximo de 4 faixas. Além desse limite, sempre será utilizado o valor de 0,90.

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

Sendo:

n: número de faixas

O CNF é aplicado apenas para dimensionamento de elementos estruturais no sentido do tráfego, portanto não se aplica para dimensionamento das transversinas e lajes. Como o projeto corresponde a 2 faixas, CNF é igual a 1.

Para o CIA, a norma define o valor de 1,25 para obras em concreto ou mistas e 1,15 para obras em aço. No caso em projeto, constituído em concreto, CIA é 1,25 e majora as cargas em 5 metros normais em relação a juntas e descontinuidades, para cada lado, e em relação as extremidades da obra.

Além disso, a NBR 7187 também leva em conta o efeito dinâmico das cargas móveis através do coeficiente φ , definido para obras rodoviárias pela equação 3, sendo o comprimento L igual ao vão teórico, em que para balanços é adotado o dobro do valor do vão em balanço.

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L \geq 1 \quad (3)$$

Assim obteve-se $\varphi = 1,23$ pra o vão comum de 24,80 m, $\varphi = 1,24$ para o vão correspondente a 22,70 m e $\varphi = 1,36$ para as extremidades em balanço de L=2,95 m. Porém, este coeficiente é usado apenas quando seu valor for maior do que o valor resultante da multiplicação dos

coeficientes CIV, CNF e CIA da NBR 7188, em caso contrário, é utilizado o valor ponderado pelos coeficientes da norma 7188 por ser mais recente.

As ações do vento foram consideradas através da antiga norma de pontes NB2, pois na atual NBR 7187, e na norma de vento NBR 6123/1988 não constam informações referentes ao projeto de pontes. Já a NB2 especifica o carregamento do vento através de pressões horizontais médias, considerando o valor da pressão para ponte descarregada como $1,5 \text{ kN/m}^2$ e para ponte carregada $1,0 \text{ kN/m}^2$. Com estes, é possível determinar a força resultante do vento, sendo considerada na situação descarregada apenas a área normal de projeção no sentido longitudinal correspondente a estrutura vazia, e na consideração da ponte carregada, a área aumenta devido à altura do veículo tipo sobre a ponte. Porém, estes carregamentos resultam numa força horizontal. Assim, foram consideradas apenas para dimensionamento dos pilares que não são especificados nesse trabalho, pois constituem a mesoestrutura (MARCHETTI, 2008).

5.3 EXCEPCIONAIS

As ações excepcionais referentes a choques em pilares devido a embarcações e explosões não são consideradas, pois é um caso não previsto para esta obra, por não haver navegações sobre o leito do rio Camaquã. A única ação excepcional a ser considerada diz respeito ao choque de veículo nas barreiras New Jersey. Este é representado por uma força horizontal de 100 kN perpendicular à direção do tráfego e carga concomitante de 100 kN no sentido vertical atuando na barreira, aplicadas em um comprimento de 50 cm no topo do elemento, possuindo distribuição espacial a 45° , devendo ser levadas em conta no dimensionamento da laje e na armadura de ligação entre barreira e laje.

6 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS E ESFORÇOS

Para determinação dos carregamentos seguiu-se os apontamentos mencionados no capítulo 5. Assim, apresentam-se definidos estes e também os esforços máximos decorrentes, separadamente para as longarinas, transversinas e lajes.

6.1 LONGARINAS

Para determinar o carregamento permanente atuante nas longarinas, primeiramente foi calculado o peso próprio correspondente a própria viga longitudinal (pré dimensionamento com dimensões propostas) e demais elementos estruturais e acessórios, como pré-laje e laje, transversina, pavimentação, barreira de contenção e pingadeira.

A determinação do peso próprio da longarina foi obtido através da área da seção I da viga longitudinal, multiplicada pelo peso próprio do concreto armado de 25 kN/m^3 , obtendo-se o valor de $11,86 \text{ kN/m}$. Ao multiplicar este valor pelo vão mais frequente, correspondente ao tamanho real da longarina de $25,10$ metros, resultam cargas de $29,80$ toneladas-força, valores razoáveis para posterior içamento com guindastes e lançamento com treliças lançadeiras.

O peso próprio devido ao tabuleiro e seus elementos estruturais e acessórios foi determinado considerando a área de influência deste sobre cada longarina, ou seja, as vigas centrais recebem $1,55$ metros para cada lado do eixo, e as laterais receberam $1,55$ metros para o lado interno e $1,2$ metros na direção do balanço. Porém, as longarinas externas ainda recebem a carga devido à barreira New Jersey e a pingadeira. O peso próprio da barreira foi considerado por metro de ponte, através da área de sua seção de $0,22 \text{ m}^3$, correspondendo a $5,28 \text{ kN/m}$, o mesmo foi feito para pingadeira, que apresenta peso próprio de $0,38 \text{ kN/m}$.

O carregamento gerado pela laje e pavimentação foi feito através da área de influência da superfície. Por exemplo, a laje tendo espessura de 20 centímetros representa 5 kN/m^2 , carga superficial essa que é multiplicada pela área de influência do tabuleiro sobre cada longarina. O mesmo foi feito para pavimentação, considerando-se uma espessura média de $13,45$ centímetros, resultante dos 8 centímetros adotados como camada mínima e da declividade final de 2% dada em toda largura possível de tráfego do tabuleiro. Além disso, adicionou-se o recapeamento de 2 kN/m^2 previsto na norma, resultando, assim em $5,23 \text{ kN/m}^2$ ao considerar o peso específico do asfalto de 24 kN/m^3 , conforme NBR 7188. A tabela a seguir mostra os carregamentos longitudinais das longarinas devido às ações citadas nas várias etapas de construção que serão citadas no decorrer da leitura.

Tabela 1 – Carregamentos longitudinais para Viga I e Viga IV

Especificação dos constituintes	Carregamento (kN/m)
Longarina	11,85
Longarina + laje	25,60
Longarina + laje + pavimentação + barreira + pingadeira	43,55

Fonte: a autora

Tabela 2 – Carregamentos longitudinais para Viga II e Viga III

Especificação dos constituintes	Carregamento (kN/m)
Longarina	11,85
Longarina + laje	27,35
Longarina + laje + pavimentação	43,56

Fonte: a autora

O carregamento das vigas transversais de apoio foi calculado como carga pontual atuante nas longarinas. Este valor foi ponderado conforme o comprimento de influência da transversina sobre as vigas longitudinais. Assim, as longarinas externas receberam 10,63 kN e as internas 21,25 kN, pois as transversinas se estendem até as vigas longitudinais de extremidade.

Na etapa de construção foi considerado uma carga variável de 2 kN/m². Esta foi definida através da experiência da projetista, de forma a majorar as ações usais no período de construção referentes aos equipamentos para lançamento, concretagem, vibração e operários para sempre estar a favor da segurança.

Com o peso próprio da superestrutura calculado e a carga de construção definida, basta determinar o carregamento variável devido às cargas móveis, as quais atuam em toda a vida da estrutura. Para isso foi utilizado o método de Courbon, um método bastante empregado para análise da distribuição das cargas verticais de pontes, o qual é de fácil aplicação e resulta em valores próximos a métodos mais sofisticados, apenas mais a favor da segurança, por fazer algumas desconsiderações e assim apresentar maiores valores. Este método possui algumas premissas simplificadoras apontadas por Alves *et al.* (2004):

- a) o efeito de torção das vigas não é considerado nesse método;

- b) a transversina possui rigidez infinita à flexão, desprezando-se suas deformações em relação as deformações das longarinas;
- c) as longarinas são paralelas, ligadas entre si perpendicularmente por transversinas, e possuem inércia constante;
- d) as longarinas trabalham conforme cálculos de resistência dos materiais.

Porém, para aplicação deste método é necessário que a altura das transversinas seja de ordem de grandeza similar a das longarinas, que a espessura das longarinas e das lajes sejam pequenas e também que o tabuleiro seja considerado como uma malha de vigas longitudinais e transversais (STUCCHI, 2006). Além disso, para correta aplicação do método é necessário um número determinado de transversinas de modo que o coeficiente K, mostrado na fórmula abaixo, seja menor ou igual a 0,3 para que o conjunto seja infinitamente rígido (SAN MARTIN,1981).

$$K = \frac{1}{2 \times L} \times \sqrt[4]{\frac{L \times n \times II}{l \times N \times It}} \leq 0,3 \quad (4)$$

Sendo

l: Largura do tabuleiro;

L: Comprimento do vão da ponte;

II: Inércia da longarina;

It: Inércia da transversina;

n: Número de vigas longitudinais;

N: Número de vigas transversais.

Como no presente projeto foi optado pela utilização de transversinas apenas de apoio, os valores do coeficiente K não respeitaram o valor limite. Assim, foram determinadas as solicitações geradas pelo carregamento móvel também através da modelagem em modelo de grelha pelo *software* Robot, de forma a comparar os valores obtidos com o método de Courbon para confirmar a validade de sua utilização para o dimensionamento dos elementos estruturais. Além disso, o método de Courbon adota uma transversina rígida que faz com que a deformação das longarinas se deem como de corpo rígido, ou seja, como um todo. Porém, sabe-se que isto não condiz integralmente com o que ocorre na realidade e que a laje também confere certa rigidez e consegue permitir estabilidade entre as vigas longitudinais, simulando o papel da transversina.

A partir disso, utilizou-se o método de Courbon, o qual calcula a porcentagem de carga absorvida por cada longarina através da equação seguinte.

$$R_{i,j}(x) = \left(\frac{1}{n} + \frac{x_j}{\sum x_i^2} \times x_i \right) \quad (5)$$

Onde:

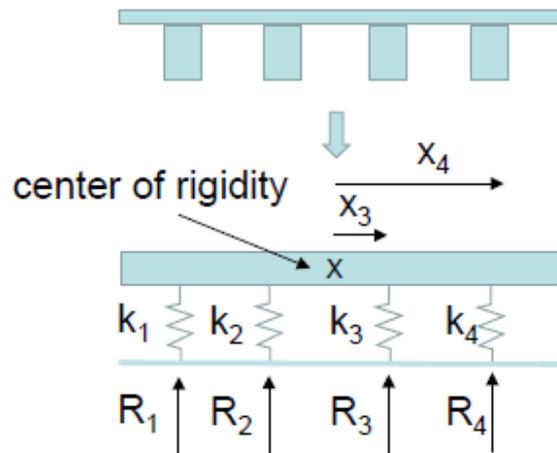
$R_{i,j}$: Reação nas longarinas (i) correspondente a carga de 1 kN aplicada na viga em que se quer determinar a LI (j);

n : Número de longarinas;

x_j : Distância do centro de rigidez da seção até a viga em que se está aplicando a carga de 1 kN;

x_i : Distância das longarinas até o centro de rigidez da seção.

Figura 12 – Representação de esquema para determinação da LI por Courbon



Fonte: Notas de aula de Pontes – Universidade do Porto

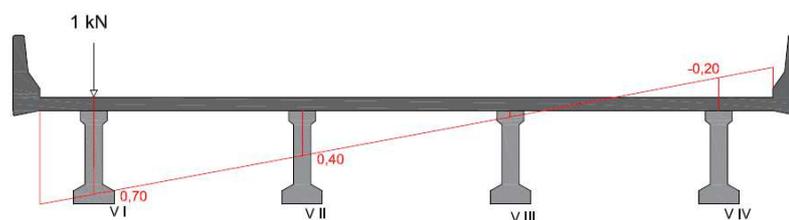
Conforme observado pela equação 5, é posicionada uma carga de 1 kN sobre a viga que se quer determinar a linha de influência, e através da posição desta carga se determina a porcentagem que as demais longarinas receberão. Portanto, é feita a análise da LI para todas as vigas longitudinais e então é determinada a posição da carga que resulta na máxima porcentagem a ser absorvida por algumas das vigas. Sabendo-se qual a LI que gera o maior esforço, passa-se então a determinar a pior posição do trem-tipo sobre a seção transversal. O importante é posicionar as cargas transversais na posição mais desfavorável, para se majorar a solicitação da

longarina, e posteriormente com o valor da solicitação, ocorrer o dimensionamento para esta longarina.

Aplicando a equação anterior para todas as longarinas obteve-se diferentes diagramas. Assim, sabe-se que aproximando a carga da longarina de extremidade se obterá o maior valor naquela viga, pois se estará sobre ela e mais afastado do centro de rigidez.

A representação que segue mostra a linha de influência transversal pelo método de Couborn, com uma carga pontual de 1 kN sendo aplicada na viga I, correspondente aos maiores valores encontrados.

Figura 13 – Linha de influência viga I



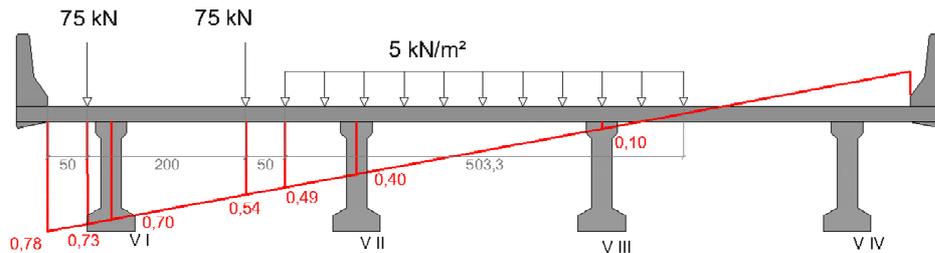
Fonte: a autora

Nesta situação a porcentagem de carga distribuída para viga I é de 70% e para viga II é 40%. Foi calculada a linha de influência pelo método de Courbon também para viga II, porém, a porcentagem de carga que era absorvida pela viga II, nesse caso, foi de 30% e de 40% para viga I, assim, sendo inferior ao calculado anteriormente. Como a estrutura transversal é simétrica, os mesmos resultados são encontrados ao aplicar o método para viga III e viga IV, atuando nesta última os valores críticos por ser uma viga de extremidade. Assim, o dimensionamento de todas as longarinas é realizada para as longarinas de extremidade, as quais recebem maior porcentagem de carga. Desse modo, as vigas centrais também estão em segurança, além de que, não há necessidade de calcular estas com porcentagem de carga diferente, pois demandaria maior trabalho para confeccioná-las e maior possibilidade de erros.

A localização da carga pontual, referente à roda do veículo, é orientada pelo eixo do pneu, portanto a norma define que entre o guarda rodas e o eixo do pneu devem ser respeitados 0,5 metros. Assim, com a linha de influência transversal definida, é considerado o carregamento apenas onde a linha de influência gera ações na viga de forma a aumentar a solicitação (LI positiva) e não onde as ações aliviam as solicitações na viga.

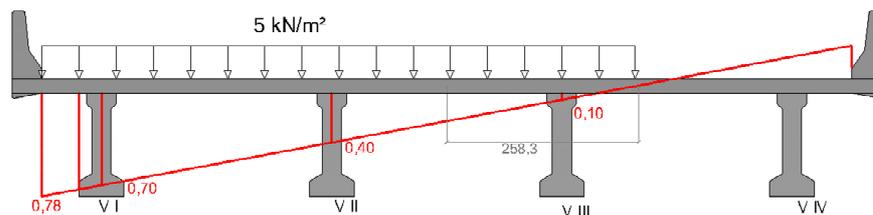
A seguinte imagem mostra a distribuição das cargas móveis a fim de majorar a solicitação na viga I, sem levar em conta, ainda, os coeficientes de ponderação daquelas. A distribuição é feita para os dois tipos de carregamentos possíveis, um para o trem tipo e a carga de multidão e outro apenas para carga de multidão.

Figura 14 – Linha de influência com veículo tipo para viga I



Fonte: a autora

Figura 15 – Linha de influência com carga de multidão para viga I



Fonte: a autora

Para determinação das cargas verticais aplicadas longitudinalmente sobre a longarina, basta aplicar as formulações correntes de linhas de influência. Assim, para cargas uniformemente distribuídas, como 5 kN/m^2 , a resultante sobre uma linha de influência será dada pela área da linha de influência onde essa carga atua, multiplicada pelo seu valor. Já para cargas pontuais, 75 kN , basta apenas multiplicá-la pelo valor correspondente a linha de influência aonde a carga é aplicada.

Porém, conforme o mencionado anteriormente, é necessário majorar os efeitos das cargas através dos coeficientes de impacto vertical, número de faixas e impacto adicional, item 5.2, devido a apresentarem maiores valores do que o obtido pelo coeficiente ϕ que representa a consideração do efeito dinâmico das cargas verticais. Assim, todas as posições de carregamentos serão majoradas pelo coeficiente do número de faixas e coeficiente de impacto vertical, porém, o coeficiente de impacto adicional será usado apenas a cada 5 metros a partir

da junta de dilatação, onde há descontinuidade das longarinas, e nos vãos extremos onde se encontram os vãos em balanços.

Dessa forma foram determinados os carregamentos longitudinais para as extremidades dos vãos bi-apoiados e para o restante do vão, com seus respectivos coeficientes. O mesmo foi feito para os vãos em balanços os quais constituem as extremidades da obra, sendo aplicados para esses seus respectivos coeficientes, que são maiores devido a ser uma estrutura em balanço.

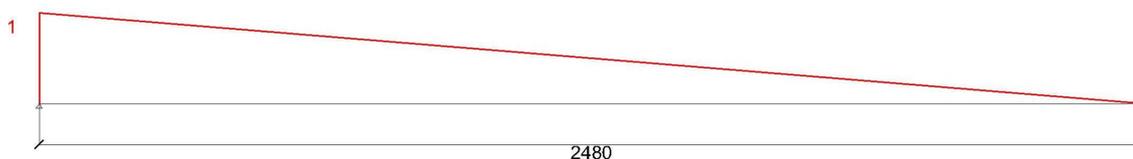
Tabela 3 – Carregamentos longitudinais

MEIO DO VÃO (sem CIA)			PROXÍMO JUNTAS (com CIA)			EXTREMIDADES (com CIA)		
R1 multidão			R1 multidão			R1 multidão		
Multidão	20,17	kN/m	Multidão	25,21	kN/m	Multidão	25,21	kN/m
R1 veículo+multidão			R1 veículo+multidão			R1 veículo+multidão		
Multidão	7,92	kN/m	Multidão	9,90	kN/m	Multidão	9,90	kN/m
Veiculo	122,49	kN	Veiculo	153,12	kN	Veiculo	153,12	kN

Fonte: a autora

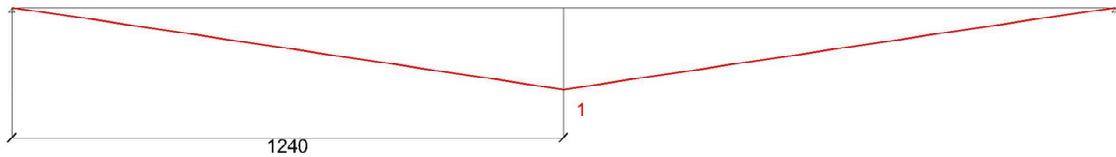
Após a determinação dos esforços longitudinais, já pode ser analisada a posição crítica para se obter o maior esforço cortante e momento fletor. Esta análise é feita através do método das linhas de influência longitudinais, ou seja, desenha-se a linha de influência para o esforço cortante e para o momento fletor, e então aplica-se as cargas nos locais onde a linha determina que será gerado o maior esforço. As linhas de influência são determinadas através do movimento de uma carga unitária ao longo da viga, resultando em diferentes diagramas de esforços para cada ponto de movimento da carga. Como o sistema da obra em questão é isostático a linha de influência é formada por retas, conforme segue.

Figura 16 – Linha de influência do esforço cortante na extremidade esquerda



Fonte: a autora

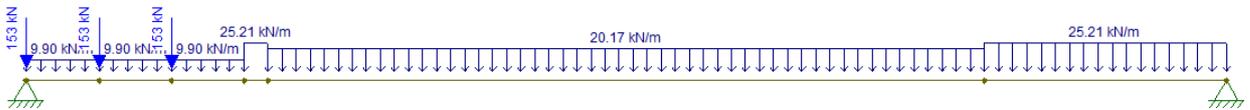
Figura 17 – Linha de influência do momento fletor



Fonte: a autora

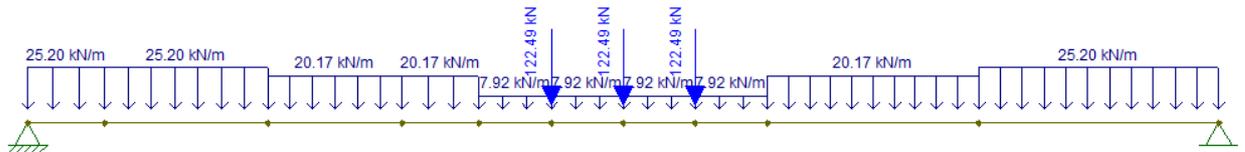
Então, para o esforço cortante as cargas foram posicionadas próximas aos apoios, determinando, assim, o esforço cortante máximo. Já para a determinação do momento fletor máximo a posição do veículo tipo se encontra no meio do vão. Com as posições das cargas definidas conforme segue, foram determinados os esforços de forma igual ao realizado na seção transversal, ou seja, cargas pontuais multiplicadas pelo valor corresponde da linha de influência e cargas distribuídas multiplicadas pela área de influência.

Figura 18 – Posicionamento do trem-tipo para esforço cortante máximo



Fonte: a autora

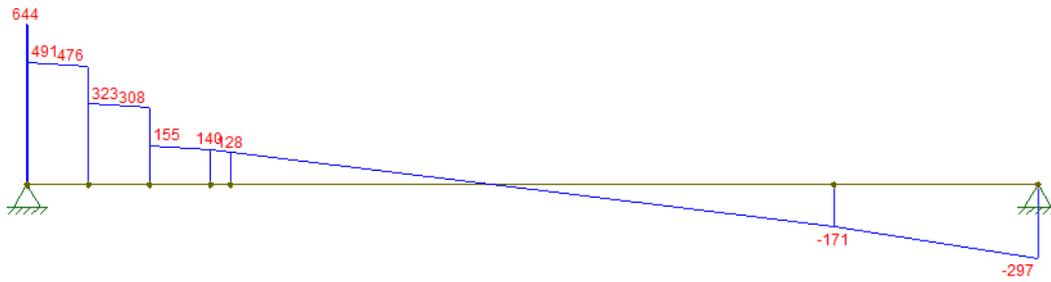
Figura 19 – Posicionamento do trem-tipo para momento fletor máximo



Fonte: a autora

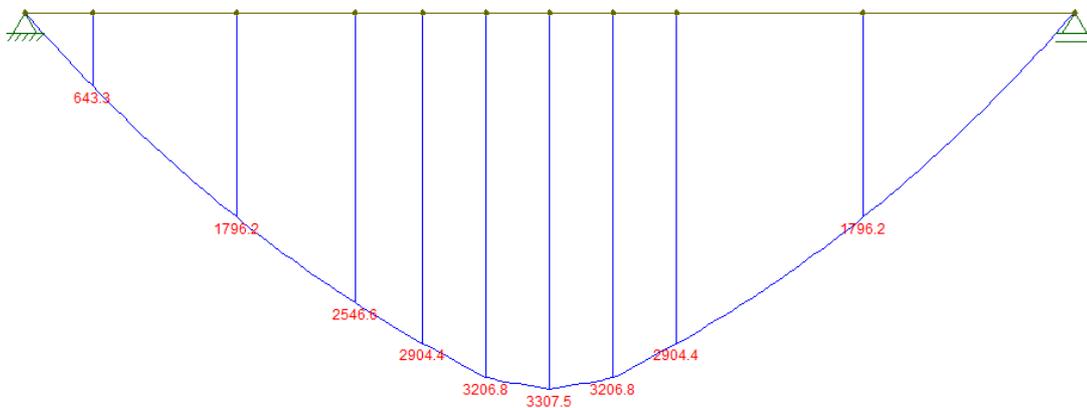
Assim, obteve-se os seguintes diagramas de esforços para posterior dimensionamento com cortante máximo de 643,85 kN e momento fletor máximo de 3307,5 kNm.

Figura 20 – Diagrama de esforço cortante



Fonte: a autora

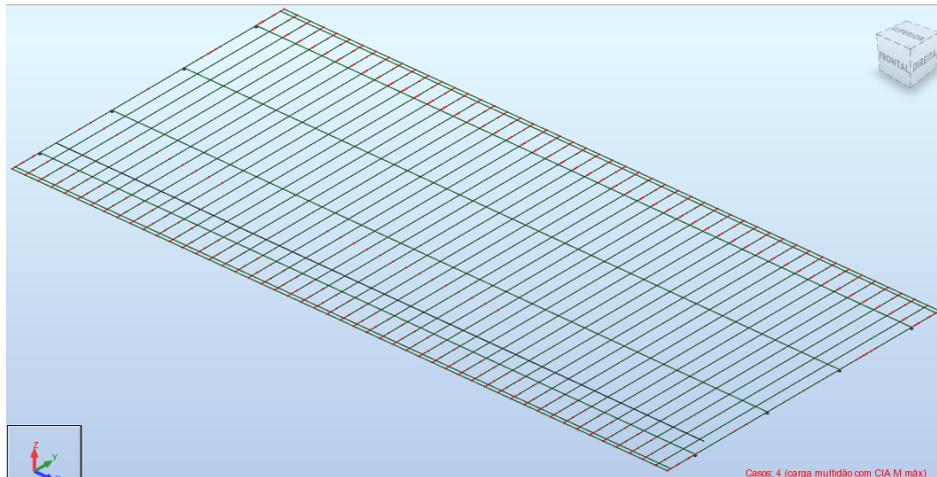
Figura 21 – Diagrama de momento fletor



Fonte: a autora

Foram analisados os esforços referente à carga móvel no Robot. Para isso, utilizou-se o modelo de grelha, em que as barras longitudinais representavam as longarinas, as quais receberam os parâmetros de sua própria seção individual, apresentados na sequência, sem considerar-se a largura efetiva de contribuição da laje nas longarinas. Já para as barras transversais foi atribuído o valor corresponde a uma largura de 50 centímetros de laje, sendo então estas barras representadas com o espaçamento de 50 centímetros no modelo. As barras transversais em cima dos apoios receberam as dimensões da seção das transversinas.

Figura 22 – Modelo da grelha no Robot



Fonte: a autora

Para cada barra foi atribuído o carregamento correspondente do peso próprio, conforme determinado no início deste capítulo e as características do concreto utilizado, sendo que foi adotada classe C35 para laje, pré-laje e transversinas e C45 para longarinas. Quanto as cargas móveis, ao veículo tipo foram atribuídas 6 cargas pontuais conforme espaçamento previsto na norma e em relação às cargas de multidão foram aplicadas nas barras como carga por metro, convertidas através da área de influência de largura de 50 centímetros. Todas estas foram majoradas com os coeficientes CIA, CNF e CIV, com os valores mencionados, de acordo com suas posições. Após executadas as combinações de carga, iniciou-se o processo de movimentação do veículo tipo sobre a estrutura de forma a apresentar os esforços críticos. Obteve-se o máximo momento fletor no valor de 3003,35 kNm para o meio do vão, conforme mostrado através da linha de influência. Quanto ao máximo esforço cortante, este foi obtido próximo aos apoios com o valor de 619,61 kN, também conforme mostrada pela LI de corte.

Com as solicitações resultantes das cargas móveis e das cargas variáveis de construção e os carregamentos permanentes, é possível passar para o dimensionamento das longarinas.

Tabela 4 – Resumo dos esforços máximos para dimensionamento das longarinas

Peso próprio longarinas	
M máx (kNm)	912,20
V máx (kN)	147,10
Caras permanentes: longarina + pré-laje + laje + transversina	
M máx (kNm)	1668,90
V máx (kN)	317,60
Cargas permanentes totais (incluso pavimentação e barreiras)	
M máx (kNm)	3347,90
V máx (kN)	539,90
Cargas móveis	
M máx (kNm)	3307,50
V máx (kN)	643,51
Cargas móveis + Cargas permanentes	
M máx (kNm)	6655,40
V máx (kN)	1183,41

Fonte: a autora

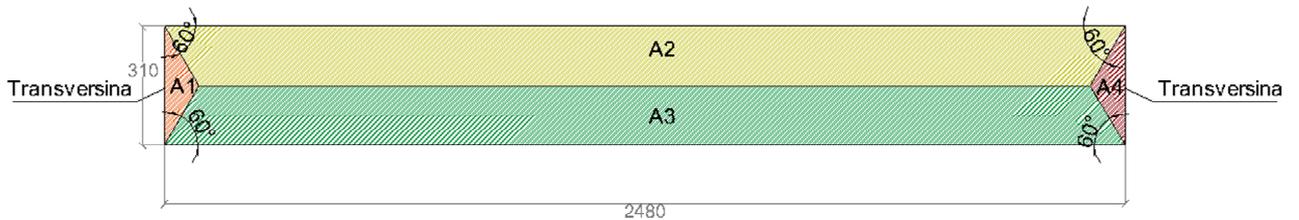
6.2 TRANSVERSINAS

As transversinas de apoio são ligadas a laje, portanto sobre elas atuam o carregamento correspondente ao trem tipo, além de seu peso próprio e da reação da laje que ali se apoia. Como as transversinas se estendem até as faces externas das longarinas de extremidade, resultando num comprimento total de 9,3 metros, as reações das lajes a considerar são apenas as resultantes das lajes centrais.

O carregamento gerado pelo peso próprio é calculado pela seção transversal retangular de cada viga, constituída de 140 centímetros de altura e 20 centímetros de largura, multiplicado pelo peso próprio do concreto, resultando assim num carregamento linear de 7 kN/m. Em relação a determinação da reação das lajes centrais sobre a transversina, é utilizado o método das

charneiras. Este foi determinado de forma aproximada, através de retas inclinadas a partir dos vértices da laje com ângulo de inclinação que respeita a vinculação, sendo 60° a partir do vínculo engastado quando há um engaste e um apoio.

Figura 25 – Laje central com divisões de área correspondente ao método das charneiras



Fonte: a autora

Considera-se, então, que as cargas atuantes em cada área definida (triângulos ou trapézios) representam a reação naquele apoio. Assim, obteve-se os valores das reações de apoio apresentados na tabela 5, sendo utilizado para as transversinas o correspondente a 4,58 kN/m.

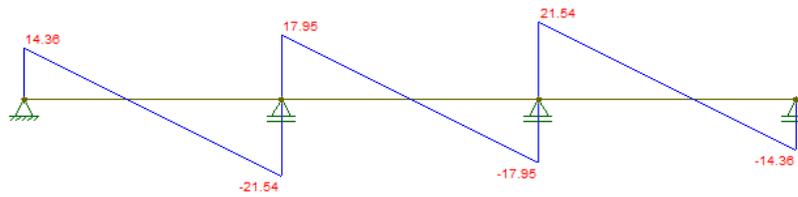
Tabela 5 – Reações da laje central

Designação	Área (m ²)	R total (kN)	R (kN/m)
A1=A4	1,39	14,19	4,58
A2=A3	37,05	379,01	15,28

Fonte: a autora

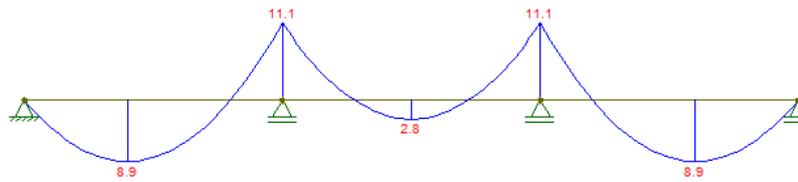
Para determinação dos esforços utilizou-se o Ftool, no qual considerou-se a transversina como uma viga contínua apoiada nas longarinas. Essa consideração foi feita devido as longarinas estarem localizadas numa região de apoio, não possuindo deformação vertical, pois há impedimento pelos aparelhos de apoio, havendo apenas liberdade horizontal em três delas. Assim, somando o carregamento distribuído do peso próprio da transversina com a reação das lajes, é obtido o valor de 11,578 kN/m, que resulta nos seguintes diagramas de esforço cortante e momento fletor.

Figura 26 – Diagrama de esforço cortante na transversina



Fonte: a autora

Figura 27 – Diagrama de momento fletor na transversina

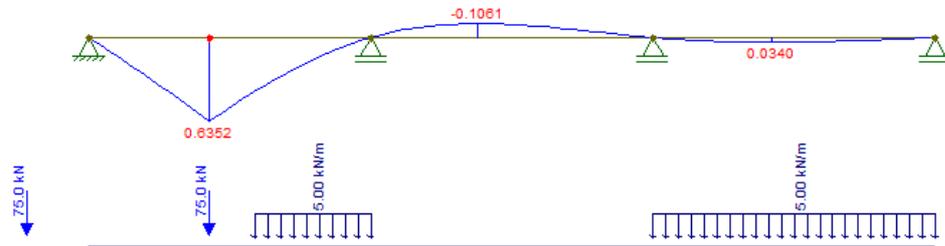


Fonte: a autora

Para determinação das cargas móveis, através das linhas de influência foi posicionado o veículo tipo sobre a transversina, conforme figuras 29 e 30, de forma a majorar os esforços. Não são colocados carregamentos em regiões que geram esforços que aliviam a majoração dos demais, mostradas pela LI.

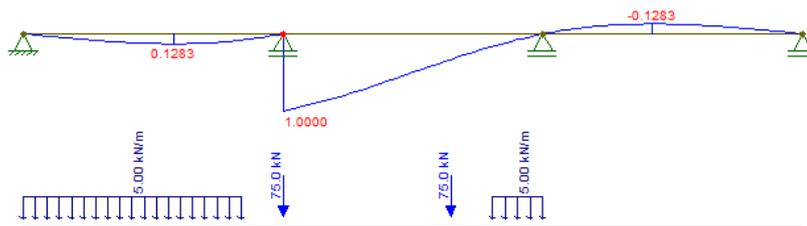
Para determinação, foi utilizando o coeficiente de ponderação de 1,69, correspondente ao $CIV=1,35$ e $CIA=1,25$, pois encontra-se a 5 metros de descontinuidades da estrutura,

Figura 28 – LI do momento fletor e posicionamento do TB-450 para máximo momento fletor



Fonte: a autora

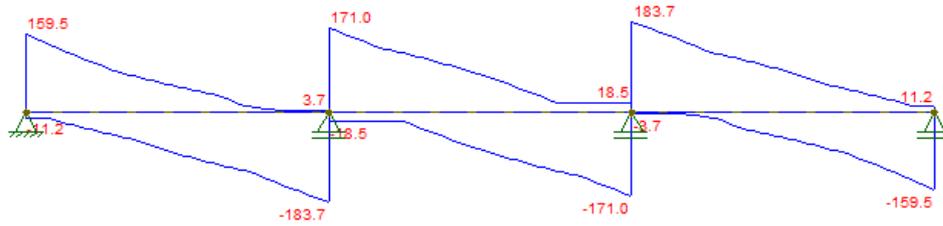
Figura 29 – LI de corte e posicionamento do TB-450 para máximo esforço de corte



Fonte: a autora

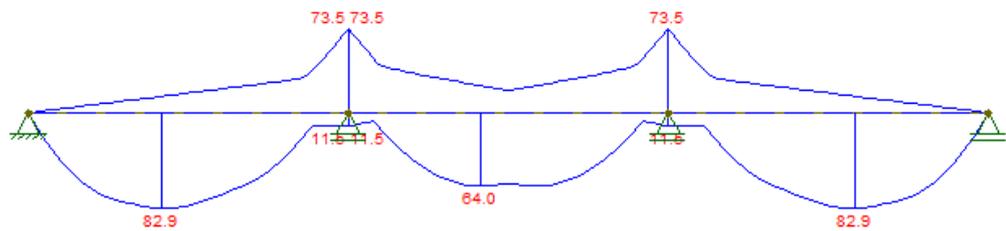
Com as LI definidas e com o carregamento do veículo tipo posicionado de forma a majorar as solicitações, essas são determinadas. Por facilidade serão apresentadas a seguir as envoltórias de esforço para o TB450 na transversinas, que foram definidas através do posicionamento mostrado das cargas sobre as LI. Salienta-se ainda, que o momento máximo ocorre para os dois vãos extremos e não apenas para o representado na figura 29, com máximos nas posições 1,3m e 8m, já o corte apresenta máximo esforço próximo aos apoios internos (longarinas II e III), e não apenas no apoio interno esquerdo (longarina II) como mostrado na figura 30. Isso poderá ser melhor observado nas envoltórias das figuras 31 e 32.

Figura 30 – Envoltória de esforço cortante para as transversinas



Fonte: a autora

Figura 31 – Envoltória de momento fletor para transversina



Fonte: a autora

Assim, os momentos e cortantes encontram-se resumidos na tabela 6, os quais são posteriormente utilizados para dimensionamento.

Tabela 6 – Esforços máximos atuantes nas transversinas

Designação	Cargas permanentes	Carga móvel
M máx (+) vãos laterais (kNm)	8,9	82,9
M máx (-) apoios internos (kNm)	11,1	73,5
M máx (+) vão central (kNm)	2,8	64
Q máx apoios extremos (kN)	14,36	159,5
Q máx apoios internos (kN)	21,54	183,7

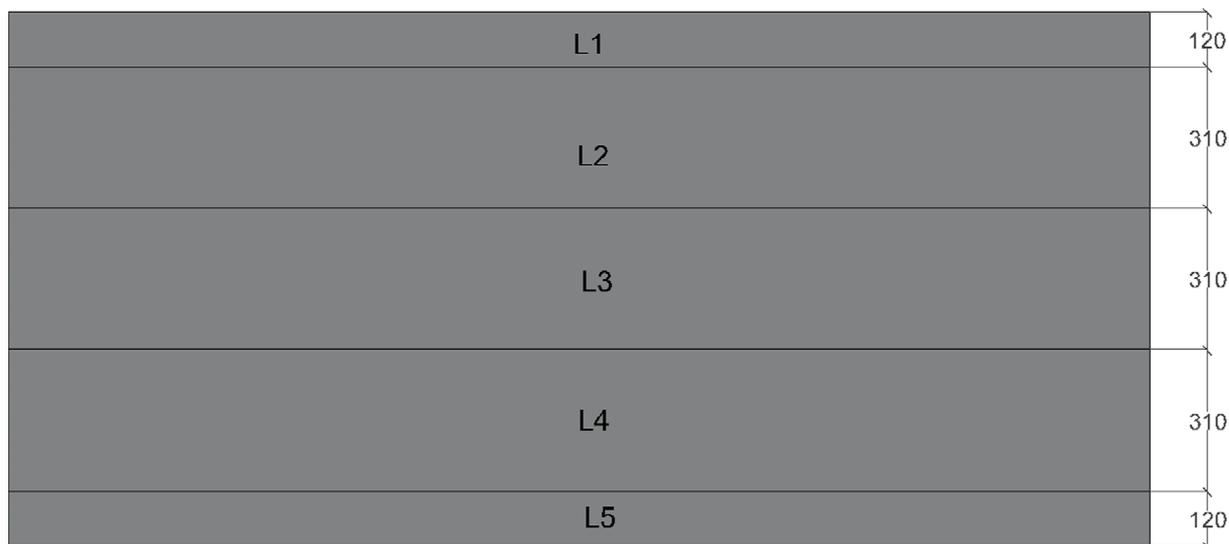
Fonte: a autora

6.3 LAJE

Os carregamentos permanentes atuantes nas lajes devido ao peso próprio das pré-lajes e lajes, pavimentação, barreira e pingadeira, são calculados do mesmo modo que para as longarinas. A única diferença é dada pela divisão das faixas que compõem as lajes, de modo que L1 e L5, que

estão em balanço, são compostas não só pelo peso do concreto e da pavimentação, mas também pelas barreiras e pingadeiras.

Figura 32 – Denominação e espaçamento entre lajes em planta baixa



Fonte: a autora

As cargas variáveis são posicionadas para se obter os maiores valores solicitantes. Esta análise foi realizada através das tabelas de Rusch, por ser muito empregada no dimensionamento de lajes de pontes. Os resultados não foram comparados com os obtidos do *software* Robot, devido ao modelo analisado ser de grelha, o que impossibilita a distribuição das cargas de superfície. Além de que, se fossem usadas cargas pontuais, os valores seriam majorados em relação aos reais.

A possibilidade do uso das tabelas de Rusch se deve ao fato do trem tipo da norma alemã DIN-1072 e da norma brasileira possuir a mesma geometria de cargas, apenas sendo necessário converter o tamanho da roda para entrada nos ábacos, pois o ábaco foi construído com veículos que possuíam projeção quadrada da roda. Para a entrada nestes é necessário primeiramente a determinação estrutural, ou seja, saber quais os vínculos da laje em análise. Assim, foram classificadas a L1 e L5 com uma borda engastada, usando a tabela 98 (anexo A). Já para as lajes centrais L2, L3 e L4 considerou-se dois extremos, um apoiado-apoiado, sendo usada a tabela número 1 de Rusch (anexo A) e outro engastado-engastado, tabela 27 (anexo A). Entretanto, é ciente que os engastes nas lajes centrais não funcionam como engastes perfeitos, mas também

não são apenas apoios simples. Desse modo, optou-se por fazer os dois cálculos e utilizar uma situação intermediária, sendo determinada através do grau de engastamento.

Na determinação dos esforços variáveis obtidos por Rusch é considerado o eixo Y no sentido do tráfego e o eixo X, conseqüentemente, no sentido perpendicular à este. Tanto para as lajes centrais como para as em balanço, o comprimento L_y se sobressai a dimensão L_x , portanto as escolhas das tabelas foram feitas com os bordos superiores e inferiores indefinidos. Porém os mesmos cálculos foram feitos para estes mesmos bordos apoiados, com as tabelas correspondentes, e os valores obtidos foram os mesmos. Isso decorre do fato de o comprimento da laje ser muito maior que a sua largura e também por grande parte do carregamento realmente ser absorvido pelas longarinas, por isso, não há necessidade de considerá-la apoiada nas transversinas de apoio, para utilização das tabelas de Rusch.

Inicialmente, para entrada nas tabelas, foi necessário modificar a largura t' de distribuição da pressão da roda do veículo, através de relações de área, sendo a roda na NBR 7118 de 0,2m x 0,5 m. Assim, utilizando a equação 6 determinou-se a largura de distribuição da pressão, que foi $t'=0,32$. Posteriormente, foi determinada a distribuição de pressões até o eixo médio da laje, sendo esta considerada a 45°. A figura 33 mostra essa projeção no plano médio da laje, sendo considerado uma espessura média de pavimentação de 13,45 cm e 20 cm de espessura da laje para esta determinação, resultando em uma largura final (t) de 78,5 cm. Além disso, é utilizada a distância transversal entre rodas no mesmo eixo (a) de 2 m, conforme NBR 7188.

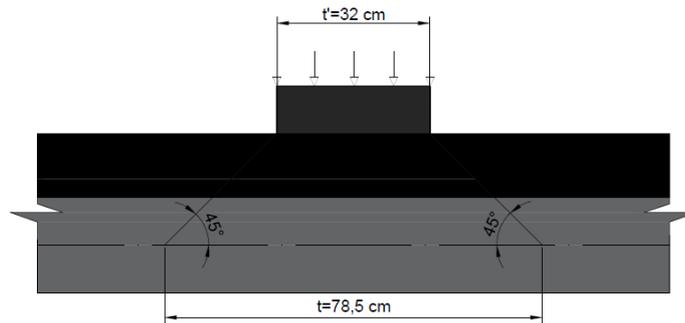
$$t' = \sqrt{a \times b} \quad (6)$$

Onde:

a: menor dimensão da roda, correspondente a 0,20 m

b: maior dimensão da roda, correspondente a 0,50 m

Figura 33 – Distribuição de pressão da roda



Fonte: a autora

Além disso, para determinação dos momentos atuantes devido ao carregamento móvel, é utilizado o coeficiente ϕ de impacto vertical da NBR 7187. Seu uso se deve ao fato de o comprimento do vão ser pequeno, portanto, seu valor é maior do que o dos coeficientes CIV e CIA da NBR 7188.

Com estes valores definidos são determinados os momentos, primeiramente para as lajes centrais. Estas possuem vão (L_x) de 3,10 metros, correspondente ao centro das longarinas que constituem o vínculo de sustentação da laje. Os parâmetros utilizados para entrada nas tabelas 1 e 27 de Rusch estão listados na sequência.

Tabela 7 – Parâmetros para determinação das solicitações nas lajes centrais

t/a	0,39
L_x/a	1,55
ϕ vão	1,38

Fonte: a autora

Através de interpolação foi possível extrair os valores dos coeficientes de Rusch. Posteriormente, com uso da equação 7 foram determinados os momentos no vão central na direção X (M_{xm}) e Y (M_{ym}) para laje bi-apoiada, e para laje bi-engastada foi obtido também momentos no meio do vão em X (M_{xm}) e Y (M_{ym}), além de momento no engaste (M_{xe}). Para aplicação da equação 7 foi utilizado os valores da NBR 7188, sendo a carga P da roda de 75 kN e a carga q_1 e q_2 de 5kN/m².

$$M_q = \varphi \times (P \times M_L + q_1 \times M_P + q_2 \times M_{P'}) \quad (7)$$

Em que:

P: peso de uma roda do veículo;

q₁: carga móvel distribuída na frente e atrás do veículo;

q₂: carga móvel distribuída nas laterais do veículo;

M_L: coeficiente de momento para carga pontual da roda do veículo;

M_P: coeficiente de momento para carga distribuída na frente e atrás do veículo;

M_{P'}: coeficiente de momento para carga distribuída nas laterais do veículo.

Tabela 8 – Coeficientes e momentos relativo a situação apoiada-apoiada para as lajes centrais

Mxm		Mym	
Mxm L	0,38	Mym L	0,19
Mxm p	0,12	Mym p	0,02
Mxm p'	0,25	Mym p'	0,08
Mxm q (kNm/m)	42,01	Mym q (kNm/m)	20,46

Fonte: a autora

Tabela 9 – Coeficientes e momentos relativo a situação engastada-engastada para as lajes centrais

Mxm		Mym		Mxe	
Mxm L	0,20	Mym L	0,11	Mxe -	0,38
Mxm p	0,00	Mym p	0,00	Mxe p	0,00
Mxm p'	0,06	Mym p'	0,03	Mxe p'	0,35
Mxm q (kNm/m)	21,06	Mym q (kNm/m)	11,13	Mxe q (kNm/m)	-41,96

Fonte: a autora

Através das tabelas de Rusch é possível determinar também os esforços gerados pelos carregamentos permanentes, através dos coeficientes relacionados com a vinculação utilizada e da equação 8, em que o carregamento g é 10,23 kN/m, correspondente ao peso próprio da laje, da pavimentação e camada de recapeamento de 2kN/m². Estes valores foram revisados através do software Ftool, estando corretos os valores obtidos pela aplicação das tabelas. A determinação dos momentos devido ao carregamento permanente para laje em balanço não

pode ser calculado desta forma, pois não leva em conta a posição das cargas da barreira e pingadeira.

$$M_g = k \times g \times l_x^2 \quad (8)$$

Sendo:

k: coeficiente correspondente a vinculação;

g: carregamento permanente atuante;

l_x : a largura da laje.

Tabela 10 – Coeficientes e momentos obtidos para as cargas permanentes da laje central

Apoiada-apoiada				Engastada-engastada					
Mxm g		Mym g		Mxm g		Mym g		Mxe g	
Mxm	0,13	Mym	0,02	Mxm	0,04	Mym	0,01	Mxe	-0,08
Mxm g (kNm/m)	12,53	Mym g (kNm/m)	2,08	Mxm g (kNm/m)	4,18	Mym g (kNm/m)	0,69	Mxe g (kNm/m)	-8,35

Fonte: a autora

O valor do momento M_{xm} obtido através da laje bi-apoiada determina o máximo momento possível no meio do vão, enquanto o máximo momento nos engastes M_{xe} é determinado através da laje bi-engastada. Como sabe-se que nenhum dos dois extremos é o que irá ocorrer na prática, é determinado o grau de engastamento conforme exposto por Leonhardt (1979) (equação 9), para ponderação entre os momentos atuantes.

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{0,62 \times l_{transv}^2}{b} \times \frac{J_l}{J_T}} \quad (9)$$

Sendo:

l_{transv} : distância entre transversinas;

b: distância entre longarinas;

J_l : inércia da laje;

J_T : inércia à torção da longarina.

O grau de engastamento obtido pela equação 9, indica o engastamento mínimo para a laje central, correspondente a metade do vão entre as transversinas de apoio, para as demais posições a laje encontra-se melhor engastada nas longarinas, correspondente a $\alpha=1$ nos apoios das transversinas (LEONHARDT, 1979).

O grau de engastamento determinado para as lajes centrais foi de 55%. Salienta-se que estes momentos correspondem ao menor grau de engastamento possível e não representam o que realmente ocorre em toda extensão da laje. De acordo com Leonord (1979), pode ser usado um grau de engastamento médio para o terço médio do vão analisado, o qual foi calculado e resultou em 64%. Portanto, para o terço médio foi considerado um momento de $0,36 M_{xm}$ para laje apoiada-apoiada, resultando em 14,86 kNm/m para carga móvel e 4,43 kNm/m para permanente, e o momento no engaste foi tomado como 0,64 do momento obtido para a situação engastada-engastada, obtendo-se o valor de M_{xe} de -27,12 kNm/m para carga móvel e -5,40 kNm/m para permanente. Para os terços de extremidade foi considerado $\alpha=0,74$ para os momentos no vão e $\alpha=1$ para os momentos no apoio, a favor da segurança. Resultando, assim, para o apoio o valor real M_{xe} obtido para situação engastada-engastada, ou seja, 51,37 kNm/m para cargas móveis e 8,34 kNm/m para permanentes, e para os momentos no meio do vão 14,86 kNm/m e 4,43 kNm/m, respectivamente. Todos esses momentos correspondentes ao terço médio de extremidade foram majorados com os coeficientes CIV e CIA, pela proximidade com as juntas.

Os momentos em Y não foram alterados pelo grau de engastamento.

Para as lajes L1 e L5 foi determinado L_x de 0,8m, pois é necessário descontar a largura da barreira no tabuleiro, devido a impossibilidade da carga móvel estar atuando ali. Os demais parâmetros de entrada utilizados estão expressos na tabela 11. Com estes foi possível determinar por interpolação os coeficientes da tabela 98 de Rusch, e então, determinar os momentos das cargas móveis (equação 7). Esses são definidos como momentos atuante no meio do vão em torno de X positivos (M_{xm+}) e negativos (M_{xm-}), no meio do vão em Y (M_{ym}), no engaste (M_{xe}) e na borda livre (M_{yr}), os quais estão representados na tabela 12 com os coeficientes de Rusch e com diagramas em anexo.

Tabela 11 – Parâmetros para determinação das solicitações nas lajes em balanço

t/a	0,39
Lx/a	0,40
Ø vão	1,39

Fonte: a autora

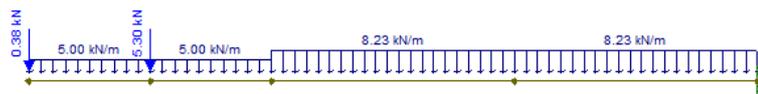
Tabela 12 – Coeficientes e momentos para as lajes em balanço

Mxm +		Mym +		Mxm -		Mxe		Myr	
Mxm +	0,028	Mym +	0,057673	Mxm -	0,114041	Mxe -	0,374041	Myr	0,175391
Mxm p	0,00	Mym p	0	Mxm - p	0	Mxe p	0	Myr - p	0
Mxm p'	0	Mym p'	0	Mxm - p'	0	Mxe - p'	0	Myr - p'	0
Mxm q (kNm/m)	2,95	Mym q (kNm/m)	6,01	Mxm - q (kNm/m)	-11,88	Mxe - q (kNm/m)	-38,96	Myr q (kNm/m)	18,27

Fonte: a autora

Os esforços devido aos carregamentos permanentes foram determinados apenas com cálculo manual e pelo software ftool, através do posicionamento de cargas ilustrado na sequência, sendo obtido -10,39 kNm/m no engaste e -5,35 kNm/m no meio do vão L_x , além do esforço de corte de -14,27 kN/m.

Figura 34 – Representação estrutural da laje em balanço para cargas permanentes



Fonte: a autora

Figura 35 – Diagrama de momento fletor para cargas permanentes da laje em balanço



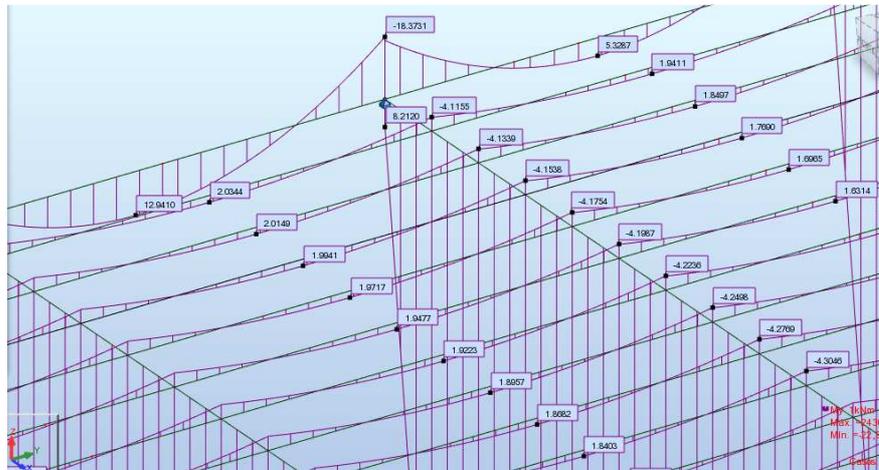
Fonte: a autora

Todos estes valores foram verificados com auxílio do software TRusch, cujos valores e diagramas de momentos encontram-se em anexo.

Conforme mencionado, para posterior dimensionamento das lajes, valores na proximidade das juntas, em 5 metros para cada lado dessa, devem ser ponderados pelo coeficientes da NBR 7188, ou seja, CIV e CIA, pois resultam em valor superior ao coeficiente dinâmico ϕ , com valor final abrangendo ambos os coeficientes de 1,69.

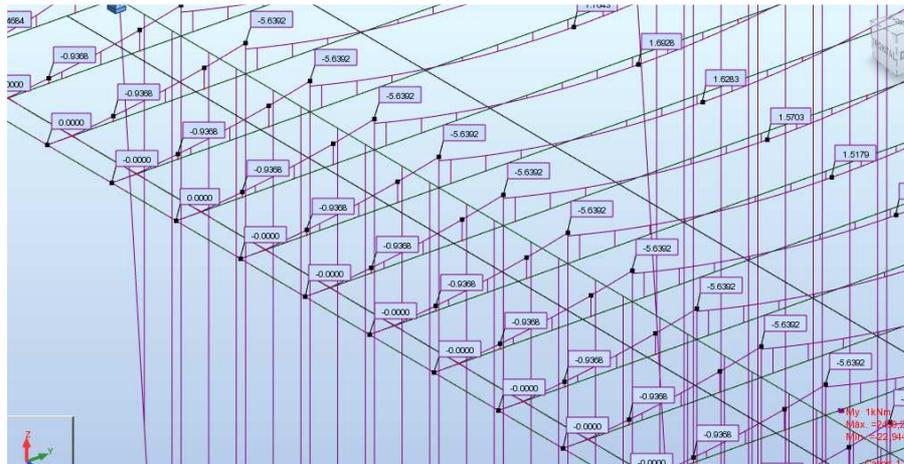
A análise dos esforços atuantes nas lajes devido a carga móvel não pode ser analisada pelo modelo de grelha no Robot, porém os momentos ocasionados pela carga permanente sim. Estes foram comparados aos obtidos pelas tabelas de Rusch, mostrando-se próximos. Salienta-se que por se tratar de uma modelagem por grelha, a laje é representada por barras transversais, aqui espaçadas de 0,5 metros, comportando as dimensões correspondentes a este espaçamento. Portanto, os valores de momentos mostrados nas figuras 36 e 37 correspondem a 0,5 metros, devendo ser multiplicado por dois para ter os valores correspondentes aos apresentados anteriormente.

Figura 36 – Momento fletor devido a carga permanente nas lajes centrais para extremidade



Fonte: a autora

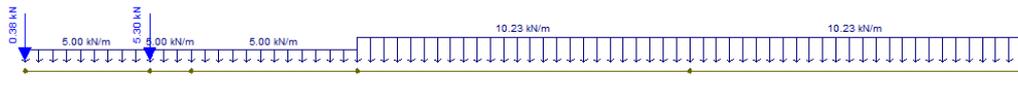
Figura 37 – Esforços devido a carga permanente nas lajes em balanço



Fonte: a autora

Os esforços cortantes foram determinados para as extremidades das lajes, devido a possuir maior coeficiente de majoração das cargas, portanto, esforço máximo para verificação posterior do corte em lajes. Os resultantes das cargas permanente foram obtidos de forma simples com ajuda do software Ftool. Para as lajes centrais, foi considerado o carregamento de 10,23 kN/m. Como já citado, inclui o carregamento correspondente a largura de um metro para o peso da laje, pavimentação e recapeamento. Assim, foi obtido o corte no eixo do apoio de 15,90 kN/m, similar ao mostrado no Robot, com valor de 16 kN/m. Já para as lajes em balanço foram considerados os carregamentos conforme ilustrado na figura 38, correspondendo a localização das cargas e a parte da barreira onde não há pavimentação, resultando em 15,87 kN/m de esforço cortante, também similar ao Robot com 16,10 kN/m.

Figura 38 – Carregamentos permanentes na laje em balanço



Fonte: a autora

A determinação do esforço ocasionado pelo carregamento móvel foi realizada considerando a pressão da roda no plano médio da laje e posteriormente uma distribuição a 45° no próprio plano da laje a partir da projeção mencionada, conforme recomendado por Leonard (1979). De acordo com o autor citado, os esforços cortantes provenientes de cargas com distância menor que 1,2h da face do apoio podem ser desprezados, pois são resistidos pelas bielas de compressão e absorvidos direto pelo apoio. Porém, neste projeto adotou-se o valor V a partir da distância d

da face do apoio, conforme recomendado na NBR 6118, para posterior verificação ao corte em lajes.

Assim, posicionou-se a carga distribuída relativa aos 75 kN da roda, já majorados pelos coeficientes com valor final de 1,69, de modo que a distribuição de tensões desta iniciasse a 37 cm do eixo do apoio, para que fosse desconsiderado o corte nos 20 cm de apoio e também nos 17 cm seguintes a face do apoio, correspondente a altura útil da laje. Outros casos foram analisados, com diferentes posicionamentos da roda, inclusive no meio do vão para os quais foi necessário sobrepor o efeito das demais rodas, porém os valores máximos foram obtidos conforme situação citada, mostrada na figura 39.

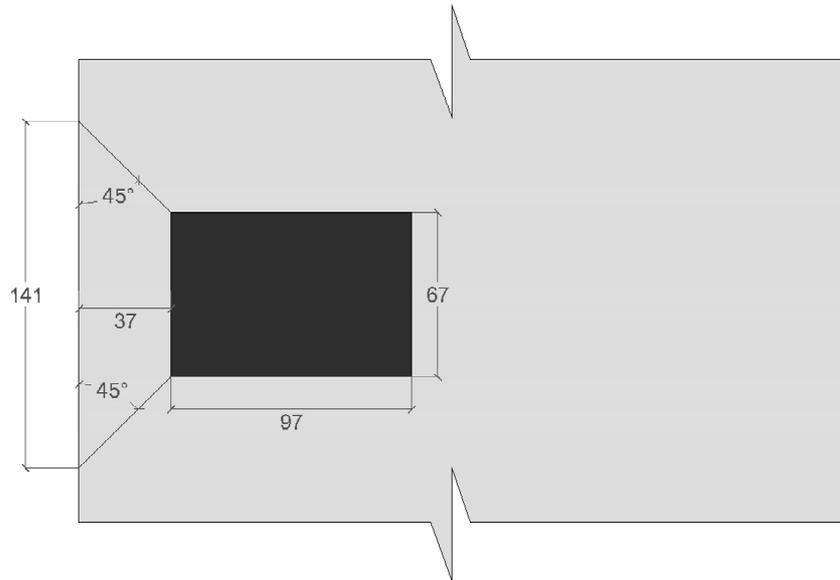
Figura 39 – Carregamento móvel para laje central



Fonte: a autora

Assim, o esforço cortante obtido aos 37 cm da eixo do apoio foi de 85,8 kN. Este valor pode ser considerado atuando numa faixa correspondente a distribuição em planta na laje a 45° a partir da extremidade da roda.

Figura 40 – Faixa para distribuição de cortante em planta no plano da laje

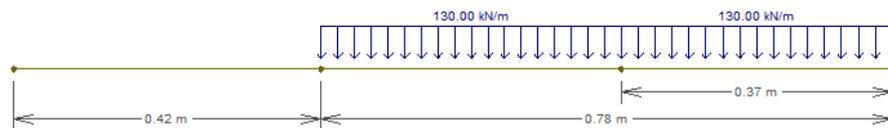


Fonte: a autora

Com o valor de 1,41 metros definido, correspondente a distância de distribuição e absorção do corte, obteve-se o valor cortante de 67,45 kN/m.

Para a laje em balanço foi realizada a mesma análise, mas, atentando-se para a localização possível do carregamento devido a barreira. Além disso, a carga da roda foi posicionada até o apoio da laje em análise, porém, para determinação do cortante e distribuição das tensões sobre o plano da laje, foram considerados os 37 cm a partir do eixo do apoio, correspondente ao esforço que realmente precisa ser resistido pela laje, pois o demais passa direto para longarina.

Figura 41 – Carregamento móvel para laje em balanço

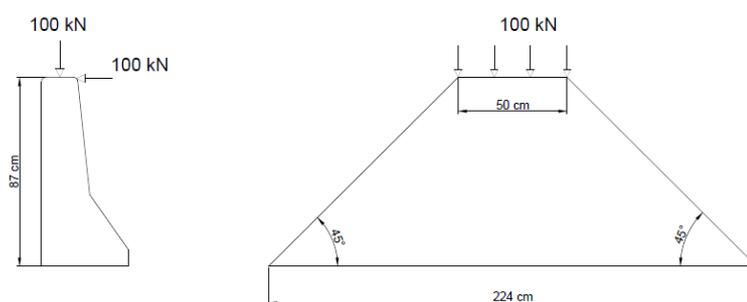


Fonte: a autora

Dessa forma, o cortante obtido aos 37 cm do eixo do apoio foi de 53,3 kN, sendo distribuído do mesmo modo que para laje em balanço, devido a distância de consideração da distribuição de pressões da roda ser 37 cm até o eixo da longarina de apoio. Assim, o esforço cortante para verificação ao corte da laje em balanço é de 37,8 kN/m.

Além dos esforços devido a carga permanente e a carga móvel, é necessário a determinação do gerado pela colisão de veículo na barreira de contenção. Este esforço consta na NBR 7188, sendo constituído por dois carregamentos concomitantemente, uma força horizontal perpendicular à direção do tráfego, aplicada em um comprimento de 50 cm no topo do elemento, e uma carga de 100 kN aplicada na vertical, no mesmo espaçamento. A norma ainda admite distribuição espacial a 45° destes esforços, conforme representando na figura 42. Como a altura da barreira new jersey é de 87 cm, a distribuição no bordo livre da laje em balanço é de 2,24 m.

Figura 42 – Faixa de distribuição de esforços na barreira



Fonte: a autora

Assim, o momento devido a carga vertical de 100 kN gera um momento no engaste de 53,57 kNm/m. Já o carregamento horizontal resulta no momento de 38,84 kNm/m na borda livre, portanto, atuando em toda a laje.

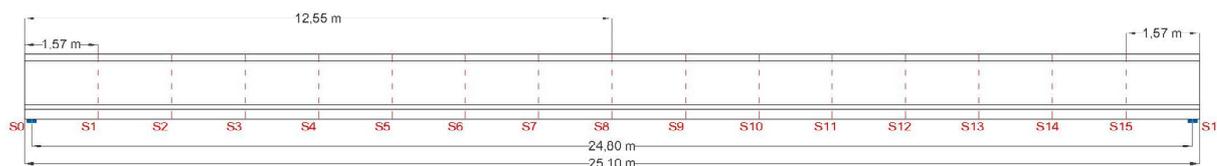
7 DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS

As longarinas são pré moldadas em canteiro próximo à localização da obra, devido a maior facilidade para seu transporte. O içamento destas, será através de guindastes que possuem capacidade de carregamento que comporte o peso de 29,8 tf, correspondente a cada longarina, o mesmo vale para treliça de lançamento. Para que não se adicione mais armadura para a locomoção das vigas longitudinais, o içamento será realizado a 0,15 cm das faces externas laterais das vigas, local onde se localizará posteriormente os aparelhos de apoio. Assim, não surgirão outros esforços na movimentação, além dos previstos nos cálculos que seguem.

Os cálculos descritos neste capítulo do memorial referem-se as longarinas tipo que constituem os 26 vãos da ponte que se repetem, as longarinas para o vão menor e para os balanços não

foram dimensionadas. As dimensões destas vigas longitudinais são de 25,10 metros, sendo a distância entre apoios de 24,80 metros. Para todos os cálculos realizados, foram feitas análises em 17 seções espaçadas em 1,57 metros, sendo a viga simétrica, em muitos casos foi necessária análise apenas da seção S_0 até a S_8 .

Figura 43 – Vista lateral da longarina com posicionamento das seções



Fonte: a autora

Sendo as longarinas em concreto protendido com pós-tração, com exceção dos balanços nas extremidades longitudinais da obra que são em concreto armado, optou-se pelo uso do aço CP190 de relaxação baixa (RB) fornecido pela Rudolf, com módulo de elasticidade de 202 GPa. Os demais componentes necessários também foram fornecidos pela mesma empresa, como por exemplo as ancoragens ativas, bainhas, cunhas, macacos, armadura de fretagem e demais constituintes, cada qual será expresso no decorrer do presente memorial.

Além da definição do aço, outros parâmetros iniciais também foram estabelecidos, como por exemplo a classe do concreto, optando-se por C45, o tipo de cimento, optando-se pelo CP IV, convencionalmente chamado de cimento tipo lento, pois demora mais a atingir resistência, porém com o decorrer do tempo obtém valores superiores de resistência à compressão do que outros cimentos.

Foram estabelecidas também as etapas necessárias para análise da viga, de forma que essa sempre estivesse segura, ou seja que não ultrapassasse limites de tração e compressão pré-determinados. Assim, optou-se pela análise da viga em quatro tempos distintos. O primeiro chamado t_0 refere-se à data de protensão correspondente a 21 dias após a concretagem, a partir desta a longarina já pode ser posicionada em seu local definitivo, assim, atuando seu próprio peso e protensão. O segundo tempo, t_1 , abrange a atuação das cargas devido as pré-lajes, lajes e transversinas. Quanto ao t_2 , constituí a análise quando toda a estrutura já se encontra executada, ou seja são adicionados as barreiras, a pavimentação e demais elementos. O tempo t_3 é referente a liberação do tráfego. Por final, para uma análise a longo prazo define-se o t_{∞} ,

correspondente a 10 anos, para o qual o efeito da fluência e retração causam maiores perdas de protensão e flechas, atuando novamente o carregamento devido às cargas variáveis. Os tempos t_1 e t_2 expressos na tabela a seguir referem-se à conclusão do último vão para cada etapa citada, enquanto t_1 é o tempo em que se pode iniciar o içamento e posicionamento das longarinas, que será feito em 2 dias, e t_3 a liberação para tráfego de veículos.

Tabela 13 – Tempos de análise em cada etapa

Tempo (dias)	
t_0	21
t_1	120
t_2	210
t_3	215
t_∞	3650

Fonte: a autora

Inicialmente, atentou-se às exigências e definições a serem seguidas pela NBR 6118. Através da tabela 6.1 desta norma é definida a classe de agressividade para superestrutura da ponte, classificada como classe II, de moderada agressividade, constituída em zona urbana pela proximidade com a cidade de Cristal. A determinação do cobrimento é dada na Tabela 7.2, sendo para as longarinas protendidas 35 milímetros em relação a armadura ativa. Posteriormente, foi determinado o nível de protensão. Para isso verificou-se a tabela 13.4 da norma e para a classe de agressividade II com sistema de pós-tração encontrou-se protensão parcial (nível 1). Porém, a norma mostra através desta tabela as exigências mínimas a serem atendidas, não significando impedimento de uso de maiores níveis de protensão. Por opção da projetista foi optado pela utilização de protensão limitada, pois assim, a preocupação quanto à manutenção ocasionada por abertura de fissuras é bem reduzida, diminuindo também a chance de corrosão e demais problemas relativos a isso. Além de maior segurança, devido a obra em questão ser uma obra de arte.

Na sequência do trabalho é descrita uma estimativa da área de aço e protensão necessária, através do método das tensões admissíveis. Posteriormente, é mostrado o traçado de cabos e equipamentos adotados para disposição das ancoragens e bainhas. Com o traçado do cabo resultante são calculadas as perdas de protensão, analisando-se, assim, se a estimativa inicial de perdas proposta no método das tensões admissíveis é coerente, ou então recalculando a

estimativa de armadura ativa com as perdas agora calculadas. Após, são feitas as verificações para o Estado Limite de Serviço para Descompressão, tensão limite de compressão e formação de fissuras, e também para o estado limite último em diferentes etapas. Ainda em relação ao ELU, é feito o dimensionamento da armadura transversal. Por fim, é analisado o ELS de deformações excessivas, observando os limites da NBR 6118 para as deformações e então finalizado com o detalhamento das armaduras.

7.1 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

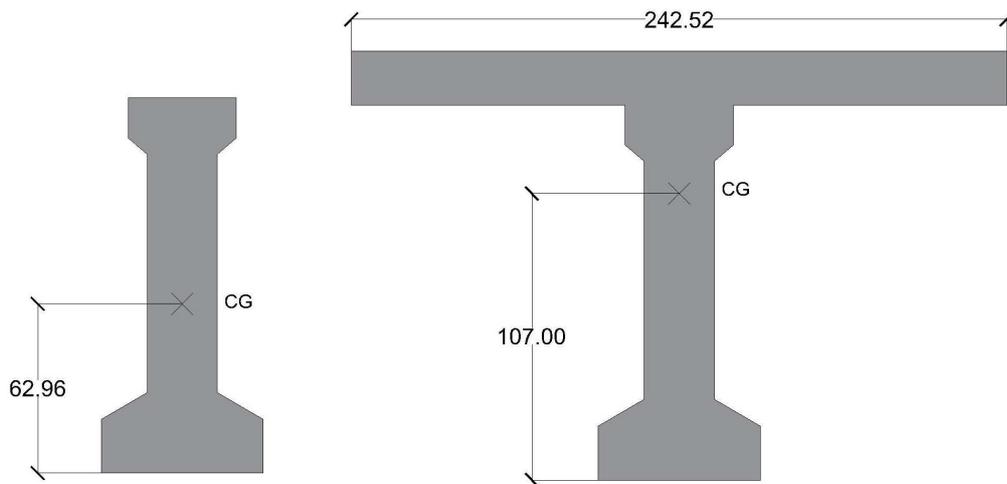
A determinação da protensão pode ser realizada através de dois métodos. O primeiro, usado neste projeto, é o método das tensões admissíveis, que consiste em analisar para todos os tempos acima citados quais as tensões existentes nas bordas extremas da viga, de forma a não ultrapassar os limites definidos, sendo admitidos valores diferentes correspondentes aos tempos em questão. O outro método mencionado consiste no dimensionamento pelo estado limite último (ELU). A NBR 6118 impõem que deve ser atendido o ELU, então neste projeto foi apenas realizada a verificação para esse.

Para utilizar o método das tensões admissíveis é necessário arbitrar as perdas imediatas e diferidas, pois essas são obtidas apenas ao final dos cálculos, sendo posteriormente necessário recalcular a protensão para estes valores mais precisos. Assim, utilizou-se perdas iniciais de 9% em t_0 correspondente apenas as perdas imediatas, de 15% em t_1 , 20% em t_2 , 22% em t_3 e 24% no t_∞ , estando nessas últimas mencionadas englobadas as perdas imediatas e diferidas. Estes valores foram adotados atentando-se ao fato de que as perdas diferidas são maiores nos tempos iniciais, tendendo a estabilização para tempos grandes. Com os valores definidos passou-se a determinar qual a carga de protensão atuante na viga de forma a respeitar os limites para todos os tempos definidos.

Cabe frisar que há mudança das propriedades da seção nos diferentes tempos. Ao ser concretada a longarina, são deixados estribos além do nível da face superior desta, para que a armadura transversal entre na laje e permita que laje e longarina trabalhem juntas, como uma só seção. Então, para os tempos t_0 e t_1 a longarina terá propriedades correspondente apenas a própria seção I, porém para os demais tempos, que são superiores a 28 dias após concretagem da laje, será acrescentada a mesa colaborante da laje para seção I.

A determinação da largura da mesa colaborante foi realizada através do item 14.6.2.2 da NBR 6118, sendo obtido o valor de 2,75 metros. Porém, como a laje e a longarina possuem diferentes classes de resistência e diferentes tempos de concretagem, surgem tensões cisalhantes entre elas, pois o módulo de elasticidade dos concretos é diferente, conseqüentemente, também as deformações. Para não ir a fundo na análise de deformações em diferentes tempos na seção de junção da viga longitudinal com a laje, será utilizado como forma simplificada um fator α que relaciona o módulo de elasticidade do concreto C35 (laje) com o concreto C45 (longarina). Este fator α resulta no valor 0,88 e através do seu uso é possível utilizar a resistência da seção composta de 45 MPa, pois a partir dele é feita a homogeneização da seção, diminuindo a largura da mesa colaborante (b_{ef}), devido a classe de resistência desta ser menor. Assim, multiplicou-se o fator α pelo largura da mesa colaborante, de forma a se obter 2,42 metros de laje colaborante.

Figura 44 – Seção da longarina simples e composta



Fonte: a autora

Tabela 14 – Parâmetros da seção simples e da seção composta

SEÇÃO SIMPLES		SEÇÃO COMPOSTA	
Área (m ²)	0,4742	Área (m ²)	0,9593
Inércia (m ⁴)	0,0949	Inércia (m ⁴)	0,2782
W _{superior} (m ³)	0,1232	W _{superior} (m ³)	0,5247
W _{inferior} (m ³)	0,1508	W _{inferior} (m ³)	0,2601
Y _{CG} (m)	0,6296	Y _{CG} (m)	1,0697

Fonte: a autora

Como as cargas atuantes nos tempos estipulados já foram determinadas (tabela 4), iniciou-se a determinação da protensão através do estado limite de tensões.

A utilização deste método, que compreende ao estado limite de serviço, consiste em determinar a carga P_0 de protensão necessária para que as tensões nas bordas superiores e inferiores não ultrapassem os valores pré determinados. O limite de compressão estabelecido é diferente para as distintas etapas, sendo para t_0 o limite de tensão de compressão de 70 % da resistência à compressão atuante no dado tempo, já para o t_∞ considera-se 50% da resistência correspondente aos 28 dias. Para a tração, limita-se a 1,2 da resistência à tração existente no momento para t_0 e para os demais admite-se 1,2 da resistência à tração a 28 dias. Este limite de 1,2 supõem que pode existir a formação de pequenas fissuras, porém isto não causará danos a estrutura, pois não significa abertura de fissuras, além de que a classe de agressividade da obra permite formação e também abertura de fissuras, devido a obra não ser localizada em local de grande agressividade ambiental. Salienta-se ainda, que neste projeto tensões de compressão são consideradas positivas e de tração são negativas.

6.3.1 Determinação de P_0

A determinação de P_0 é feita analisando as tensões nas bordas superior e inferior de todas as etapas constituintes. Para o t_0 sabe-se que o efeito da protensão é dominante em relação ao peso próprio. Portanto P_0 é dado pelas equações:

Para tensão na borda superior:

$$P_0 \times r_0 \times \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_s} \right) + \frac{M_g}{W_s} \geq -1,2 \times f_{ctm j} \quad (10)$$

Para tensão na borda inferior:

$$P_0 \times r_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) - \frac{M_g}{W_s} \leq 0,7 \times f_{cj} \quad (11)$$

Já para o t_3 e t_∞ o peso próprio e a carga de serviço se sobressaem à protensão, portanto as tensões são dadas da seguinte forma:

Para tensão na borda superior:

$$P_0 \times r_\infty \times \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_s} \right) + \frac{M_g}{W_s} \leq 0,5 \times f_{ck} \quad (12)$$

Para tensão na borda inferior:

$$P_0 \times r_\infty \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) - \frac{M_g}{W_s} \geq -1,2 \times f_{ctm} \quad (13)$$

Onde:

P_0 : força de protensão aplicada no macaco hidráulico;

r_0 : porcentagem considerando as perdas imediatas;

r_∞ : porcentagem considerando as perdas totais;

A_c : área da seção de concreto;

e_p : excentricidade relativa a protensão;

W_s : módulo resistente à flexão superior;

W_i : módulo resistente à flexão inferior;

M_g : momento atuante devido as cargas permanentes;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

f_{ctm} : resistência à tração média do concreto.

Para os tempos t_1 e t_2 serão analisadas as duas possibilidades, ou seja de tração na borda inferior ou superior, por não ser tão claro quanto nos demais tempos. Porém, após descobrir o P_0 é possível substituí-lo com os carregamentos correspondentes a cada tempo e determinar se a borda esta comprimida ou tracionada. Ao fazer isto no projeto, obteve-se t_1 com a protensão ainda sobressaindo o peso dos elementos, assim, tração em cima e compressão embaixo. Já para t_2 essa situação é invertida, portanto, a borda inferior é comandada pelo efeito de tração e a superior pelo de compressão.

As inequações obtidas em cada etapa para determinação de P_0 são mostradas a seguir.

Tabela 15 – Determinação de P_0 para as várias etapas

t_0			t_1			t_2		
tensão superior			tensão superior			tensão superior		
Po (kN)	<	9392,41	Po (kN)	<	15445,35	Po (kN)	>	4230,84
tensão infeior			tensão infeior			tensão infeior		
Po (kN)	<	7922,70	Po (kN)	<	7963,85	Po (kN)	>	4448,29

t_3			t_∞		
tensão superior			tensão superior		
Po (kN)	>	-20444,25	Po (kN)	>	-20982,26
tensão infeior			tensão infeior		
Po (kN)	>	6147,02	Po (kN)	>	6308,79

Fonte: a autora

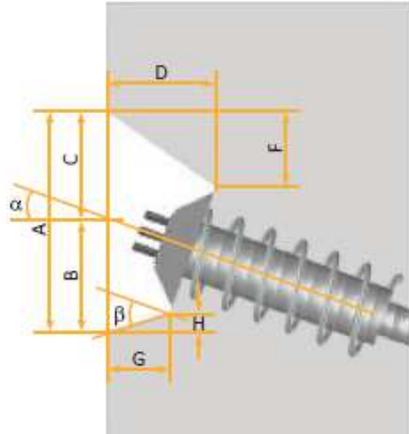
P_0 para protensão total é definido basicamente pelo t_0 , que delimita $P_{0 \text{ máx}}$, e t_∞ , que delimita $P_{0 \text{ mín}}$, os demais tempos de análise são respeitados através desses, conforme mostrado na tabela 15. Assim, como está se utilizando protensão limitada, é possível adotar P_0 inferior ao encontrado no t_∞ , pois a armadura mínima passiva também colabora. Portanto, optou-se por utilizar 5800 kN como força de protensão, a qual faz com que sejam verificados o ELU e ELS.

Conforme item 9.6.1.2 da NBR 6118, existem valores limites de força de protensão. Na ocasião da protensão, para armadura pós-tracionada com cabos de baixa relaxação P_0 , que é a força de protensão aplicada no macaco, deve respeitar os limites de $0,74f_{ptk}$ (tensão de ruptura) e $0,82f_{pyk}$ (tensão de escoamento). Assim, a tensão máxima é de 1402,2 MPa dada pelo limite da tensão de escoamento. Com a tensão do aço protendido e a força P_0 definidos é encontrada a área de 41,36 cm².

6.4 TRAÇADO DOS CABOS

Após estimada a área, é definido o número de cabos e o tipo de cordoalha a ser usada. Nesse projeto optou-se por 4 cabos, cada um com 11 cordoalhas de 12,7 mm cada, todos com ancoragem ativa na esquerda e ancoragem passiva na direita. Para esta situação, conforme fabricante Roudlof as bainhas possuem 65 mm e para nichos de protensão verticais com ângulo de 10° com a horizontal foi adotado as medidas seguintes:

Figura 45 – Nicho de protensão



Fonte: catálogo de concreto protendido Rudloff

Tabela 16 – Dimensões do nicho

Dimensões (cm)	
A	37,3
B	17,5
C	19,9
D	15,3
F	8,9
G	10,7
H	1,9
β	20°

Fonte: a autora

Figura 46 – Distância mínima entre ancoragens



Fonte: catálogo de concreto protendido Rudloff

Tabela 17 – Distâncias mínimas entre ancoragens

Dimensões (cm)	
W	25
X	27
U	18

Fonte: a autora

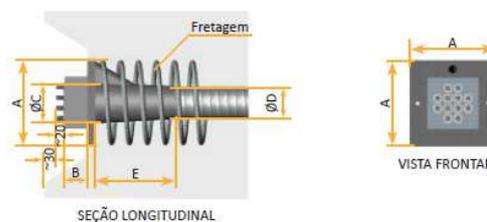
Quanto às ancoragens, para o lado esquerdo que receberá a aplicação de carga do macaco foi escolhida ancoragem do tipo E, denominada “E 5–12” pela Rudloff, pois é para cabos contendo 12 cordoalhas de 0,5”, portanto satisfazendo o caso do projeto que é 11 cordoalhas. Assim, a placa de ancoragem para esta extremidade tem dimensões de 24,5 cm x 24,5 cm. Para a ancoragem passiva usou-se a tipo PC, pois possui melhor transferência da força de protensão para o concreto que as demais.

Figura 47 – Ancoragem ativa tipo E – Vista do conjunto



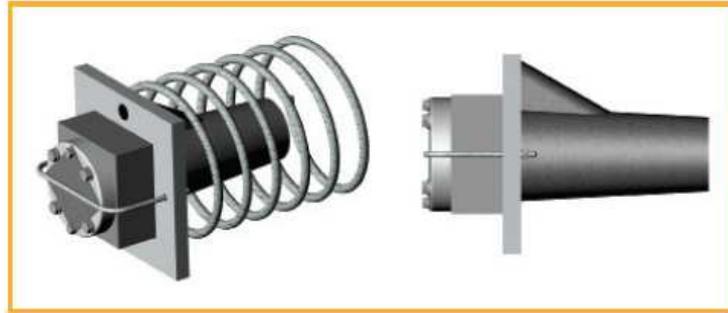
Fonte: catálogo Rudloff

Figura 48 – Ancoragem ativa tipo E – Seção longitudinal e vista frontal



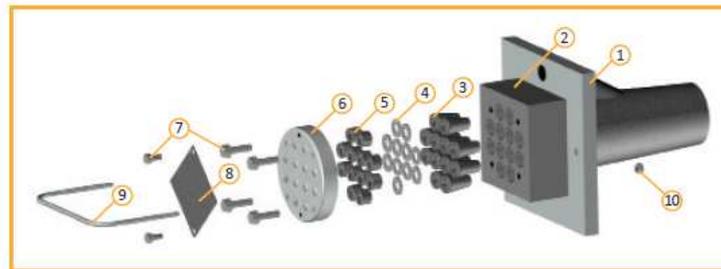
Fonte: catálogo Rudloff

Figura 49 – Ancoragem passiva tipo PC – Vista do conjunto



Fonte: catálogo Rudloff

Figura 50 – Ancoragem passiva tipo PC – Elementos do conjunto

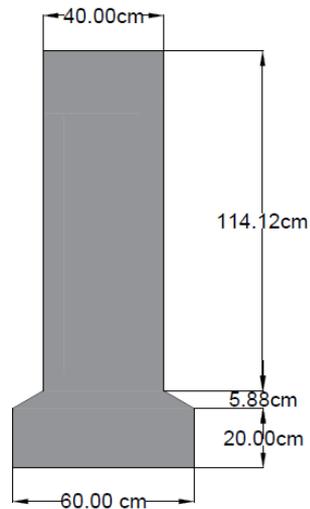


ITEM	ELEMENTO	ITEM	ELEMENTO
1	Placa e funil	6	Tampa de aperto das cunhas
2	Bloco de ancoragem	7	Parafusos de fixação das tampas "6" e "8"
3	Cunhas	8	Tampa de vedação das cordoalhas
4	Arruelas de metal	9	Abraçadeira (fixação na placa de ancoragem)
5	Calços de borracha	10	Porca de fixação da abraçadeira

Fonte: catálogo Rudloff

Para atender a instalação das placas de ancoragem conforme as medidas mostradas, é feito um alargamento na alma da viga de 14 cm distribuído nas duas laterais, iniciando na extremidade desta e mantendo-se por 30 cm, depois diminui de forma gradual em 70 cm para dentro do vão até chegar na espessura final da alma.

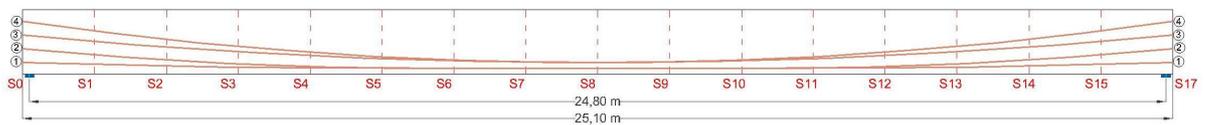
Figura 51 – Alargamento na seção do apoio



Fonte: a autora

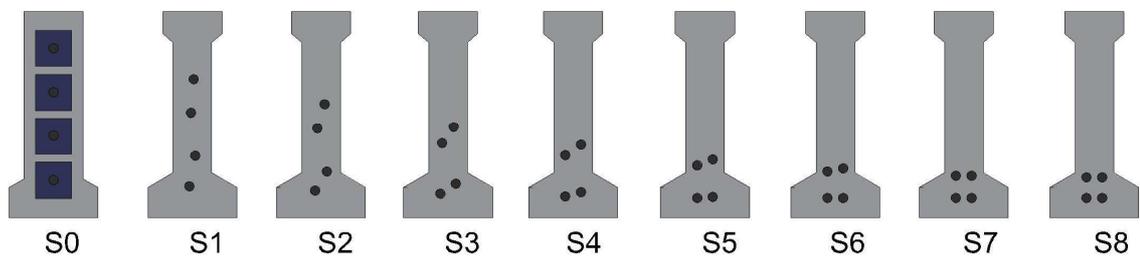
Com as especificações dos materiais a serem usados e atentando-se para os espaçamentos mínimos entre bainhas dados pela NBR 6118 item 18.6.2.3 foi determinado o traçado dos cabos e seu posicionamento.

Figura 52 – Traçado dos cabos vista lateral da longarina



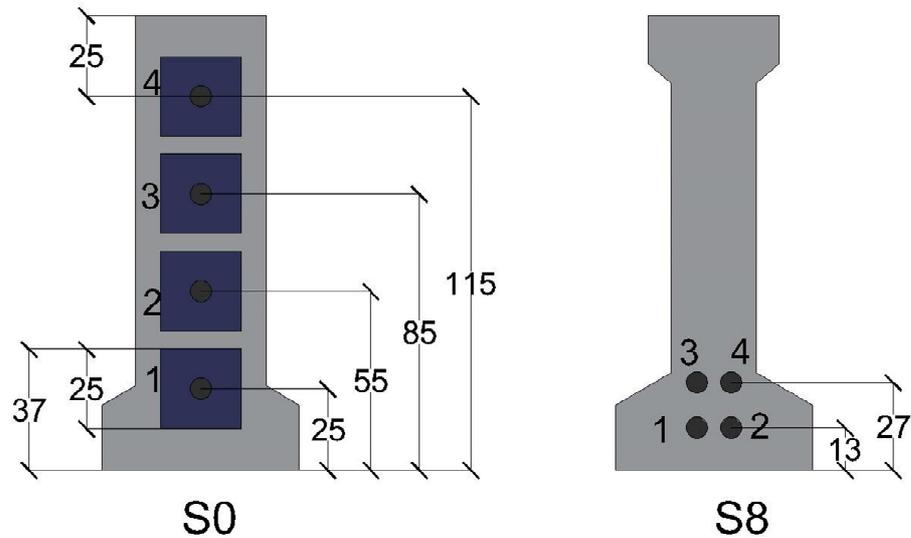
Fonte: a autora

Figura 53 – Distribuição dos cabos nas diferentes seções da longarina



Fonte: a autora

Figura 54 – Posicionamento dos cabos de protensão nas seções S0 e S8



Fonte: a autora

Tabela 18 – Flechas adotadas para os cabos da armadura ativa

cabo 1	0,12
cabo 2	0,42
cabo 3	0,58
cabo 4	0,88

Fonte: a autora

Os cabos tem formato de parábola para melhor absorção dos momentos fletores gerados. Para isso, determinou-se os cabos 3 e 4, cabos superiores indicados na S₈, formando parábolas em toda sua extensão. Já os cabos 1 e 2, inferiores, formam parábolas até a distância de 9 metros desde o início da viga, posteriormente com um trecho 7,10 metros são retos e então formam mais 9 metros de parábola até o fim da viga, respeitando as flechas da tabela 18.

O espaçamento vertical do centro dos cabos 1 e 2 até sua extremidade inferior foi determinado somando-se o cobrimento de 3,5 cm, sem reduções nesse caso por segurança na execução, com o diâmetro do estribo admitido de 1 cm, 2 cm admitidos como a bitola da armadura passiva, metade do diâmetro da bainha de 6,5 cm e 2 cm devido ao item 18.3.2.2 da NBR, resultando em 11,75 cm, adotando-se 13 cm pensando-se em possíveis imprecisões. Já a distância entre os cabos 3 e 4 com relação aos cabos 1 e 2 no meio da viga, foi determinado conforme item 18.6.2.3, atendendo o espaçamento igual ao diâmetro da bainha entre extremidades dela, resultando assim em 13 cm e sendo, então, adotado 14 cm. Em relação ao distanciamento

horizontal, considerou-se o cobrimento da armadura ativa de 3,5 cm e o cobrimento da armadura transversal do estribo de 3 cm. Os dois foram minorados, devido ao elemento ser pré-moldado conforme NBR 9062 e também pela classe de resistência ser superior a mínima exigida na NBR 6118. Assim, respeitou-se a distância entre bainhas expressas na tabela 18.1 da NBR 6118.

Com o traçado dos cabos definido, é calculado o posicionamento do cabo resultante em todas as seções definidas anteriormente. Para isso utilizou-se um método simplificado, em que foi determinado inicialmente o ângulo de inclinação do cabo que é a derivada primeira da equação da parábola que o representa, conforme equação 14. Após, foi determinada a força resultante horizontal aplicada em cada cabo, impondo que todos os cabos recebem forças aplicadas pelo macaco de igual módulo. Porém, como as inclinações dos cabos não são iguais, a componente horizontal da força é diferente para cada cabo, conforme é observado pela aplicação da equação 15. Assim, nesta projeto optou-se por calcular os ângulos de inclinação β e as forças para a seção S_0 ($x=0m$), onde o ângulo de inclinação é crítico, e portanto, há maior diferença entre as componentes horizontais da força. Por isso, considerou-se esse método simplificado, pois o ideal seria analisar as perdas imediatas de cada um dos cabos individualmente e a partir dos valores da força de protensão obtidos em cada seção de cada cabo determinar o cabo resultante. Em resumo, o modo abordado determina o cabo resultante através da geometria dos quatro cabos, pois fixa as forças de protensão em cada um, supondo que elas são iguais, porém, é muito empregado por resultar em bons resultados e ser de fácil aplicação.

$$\beta = \frac{-8 \times f \times x}{L_{\text{viga}}^2} + \frac{4 \times f}{L_{\text{viga}}} \quad (14)$$

Sendo

f: flecha do cabo;

x: distância da seção em análise;

L_{viga} : comprimento da longarina (25,10 metros).

$$P_{0 \text{ horiz}} = P_{0 \text{ cabo}} \times \cos \beta \quad (15)$$

Em que:

P_0 : força de protensão aplicada pelo macaco em cada cabo, considerada no projeto igual em todos os cabos, com valor de 1450 kN.

Com estes valores foi necessário determinar a excentricidade da força de protensão de cada cabo em cada seção. Após, calculou-se o momento devido a protensão nas seções, equação 16, por cada cabo e então somou-se o momento de todos os cabos na seção para se obter o momento resultante. Com este último foi possível determinar a excentricidade do cabo resultante em cada seção, equação 18, e então determinar o traçado parabólico do cabo resultante. A flecha foi determinada através da diferença entre as excentricidades na seção S_8 e S_0 resultando no valor 49,9 cm. Em anexo encontra-se a planilha com as excentricidades em cada seção.

$$M_{p \text{ cabo}} = P_{0 \text{ horiz}} \times e_{p \text{ cabo}} \quad (16)$$

$$M_{p \text{ seção}} = \sum M_{p \text{ cabo}} \quad (17)$$

$$e_{\text{resultante}} = \frac{M_{p \text{ seção}}}{\sum P_{0 \text{ horiz seção}}} \quad (18)$$

Onde:

$e_{p \text{ cabo}}$: excentricidade no cabo;

$M_{p \text{ cabo}}$: momento devido à protensão no cabo;

$P_{0 \text{ horiz}}$: componente horizontal da força aplicada no macaco.

7.3 PERDAS

A seguir são determinadas as perdas imediatas e progressivas para as armaduras ativas adotadas.

7.3.1 Perdas imediatas

As perdas imediatas são ocasionadas até o instante final da protensão e são compostas por três fatores, perdas por atrito, perdas por recuo da ancoragem e perdas por encurtamento elástico do concreto. Para o cálculo das tensões admissíveis não se tem o valor exato das perdas, portanto é atribuído um valor, e após os cálculos que seguem é possível, então, determinar o real valor

das perdas imediatas. Para este projeto foi atribuído 9% de perdas imediatas, constatando no final dos cálculos, para as seções centrais da viga, perdas próximas a esse valor, porém levemente inferiores.

7.3.1.1 Perdas por atrito

As perdas por atrito se devem a imposição gerada pelo atrito entre as cordoalhas e as bainhas metálicas presentes neste caso de pós-tração. Foi adotado para o coeficiente de atrito μ o valor de 0,20 conforme recomendado no item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118 e para o coeficiente de perda por metro K, provocadas por curvaturas não intencionais do cabo, utilizou-se o valor recomendado pela norma, e também pela Rudloff, na falta de dados experimentais de 0,01 do coeficiente de atrito.

As perdas devido ao atrito foram contabilizadas nas seções pré-definidas a partir da ancoragem ativa, extremidade da esquerda, através da equação 19:

$$P_{\text{após atrito}} = P_0 \times (1 - e^{-(\mu \times \Delta\alpha - K \times x)}) \quad (19)$$

Em que:

P_0 : carga de protensão aplicada na seção de referência;

μ : coeficiente de atrito;

K: coeficiente de perda por metro;

$\Delta\alpha$: variação de inclinação da seção de análise até a seção de referência;

x: seção de análise.

A inclinação α é dada pela derivada primeira da função que representa a trajetória do cabo representante. Como este é uma parábola, a equação que a representa é a expressa na equação 14.

Portanto, $\Delta\alpha$ é a diferença entre a inclinação na seção em análise e a da seção de referência, sendo essa tomada como S_0 . Desse modo, P_0 sempre foi tomado como o valor aplicado no macaco na ocasião da protensão.

Tabela 19 – Cargas atuantes nas seções após perda por atrito

Seção	x (m)	ep (m)	α	$\Delta \alpha$	P (kN)
S ₀	0,00	-0,069	0,08	-	5800,00
S ₁	1,57	0,059	0,07	0,01	5770,35
S ₂	3,14	0,168	0,06	0,02	5740,84
S ₃	4,71	0,257	0,05	0,03	5711,49
S ₄	6,28	0,326	0,04	0,04	5682,29
S ₅	7,84	0,376	0,03	0,05	5653,24
S ₆	9,41	0,407	0,02	0,06	5624,33
S ₇	10,98	0,424	0,01	0,07	5595,58
S ₈	12,55	0,430	0,00	0,08	5566,97
S ₉	14,12	0,424	-0,01	0,09	5538,50
S ₁₀	15,69	0,407	-0,02	0,10	5510,19
S ₁₁	17,26	0,376	-0,03	0,11	5482,01
S ₁₂	18,83	0,326	-0,04	0,12	5453,99
S ₁₃	20,39	0,257	-0,05	0,13	5426,10
S ₁₄	21,96	0,168	-0,06	0,14	5398,36
S ₁₅	23,53	0,059	-0,07	0,15	5370,76
S ₁₆	25,10	-0,069	-0,08	0,16	5343,30

Fonte: a autora

7.3.1.2 Perdas por recuo da ancoragem

Outro tipo de perda imediata que ocorre é no momento da liberação dos cabos dos macacos e, conseqüentemente, transferência de esforços de protensão para a peça de concreto, ocorrendo a perda devido ao recuo da ancoragem. Conforme catálogo da Rudloff foi considerado 6 mm como o recuo da ancoragem ativa.

Para determinação destas perdas, primeiramente, é necessário encontrar até que distância da ancoragem da esquerda ocorre perda devido ao recuo, podendo ser feita de forma simplificada através da equação 20.

$$X_r = \sqrt{\frac{\Delta w \times E_p \times A_p}{\Delta p}} \quad (20)$$

Em que

Δw : recuo de 6 mm;

E_p : módulo de elasticidade do aço de protensão;

A_p : área de aço protendido;

Δ_p : inclinação da curva desde a extremidade até a distância X_r .

No projeto foi encontrando que o recuo se estende da extremidade esquerda até 17,18 metros, para o restante do comprimento da viga a força de protensão atuante é a obtida após as perdas por atrito. Então, com a distância definida e sabendo que as perdas podem ser consideradas espelhadas, devido ao atrito ser oposto ao movimento, determina-se as forças de protensão atuante nas seções. Os cálculos foram feitos considerando as variações de força entre as seções de forma linear.

Tabela 20 – Força de protensão após perdas do recuo da ancoragem

Seção	P (kN)
S ₀	5166,80
S ₁	5195,71
S ₂	5224,61
S ₃	5253,52
S ₄	5282,42
S ₅	5311,33
S ₆	5340,23
S ₇	5369,14
S ₈	5398,04
S ₉	5426,94
S ₁₀	5455,85
S ₁₁	5482,01
S ₁₂	5453,99
S ₁₃	5426,10
S ₁₄	5398,36
S ₁₅	5370,76
S ₁₆	5343,30

Fonte: a autora

7.3.1.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto

As perdas por encurtamento elástico do concreto acontecem pela deformação de encurtamento do concreto gerada pelos cabos que estão sendo protendidos. Assim, o último cabo a ser protendido não apresenta nenhuma perda, mas os três demais sim. Por exemplo para o primeiro

cabo, este sofre perda de protensão devido a protensão dos três cabos restantes, pois quando aplica-se a força de protensão através do macaco hidráulico o concreto sofre um encurtamento e esse gera perda de tensão nos cabos já protendidos.

A NBR 6118 trata dessas perdas no item 9.6.3.3.2.1 através da equação 21.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \times (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \times (n - 1)}{2 \times n_{cabos}} \quad (21)$$

Em que:

$\Delta\sigma_p$: perda de tensão a ser aplicada a cada cabo;

α_p : relação entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e do concreto;

σ_{cp} : tensão no concreto, ao nível da armadura de protensão, devida à protensão simultânea dos n cabos;

σ_{cg} : tensão no concreto, ao nível da armadura de protensão, devida à ação da carga permanente mobilizada no ato de protensão;

n_{cabos} : número de cabos a serem protendidos.

Ainda, σ_{cp} e σ_{cg} são dados conforme equações seguintes, sendo necessária avaliação do sinal da segunda parcela da equação 22, pois muda conforme posição da excentricidade do cabo resultante.

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{total}}{A_c} \pm \frac{P_{total} \times e_p^2}{I_c} \quad (22)$$

$$\sigma_{cg} = -\frac{M_g}{I_c} \quad (23)$$

Com o valor das perdas de tensão no aço determinadas, bastou multiplicá-las pela área de aço protendida usada de modo a obter a força de protensão perdida.

Tabela 21 – Perda de protensão devido ao encurtamento elástico do concreto

Seção	M permanente (kNm)	$\Delta \sigma_p$ (kN/m ²)	P encurtamento (kN)
S ₀	0,00	21443,48	96,24
S ₁	793,90	21483,26	96,42
S ₂	1482,80	20056,18	90,01
S ₃	2064,70	18437,41	82,75
S ₄	2542,00	16793,24	75,37
S ₅	2912,00	15287,45	68,61
S ₆	3176,20	14041,46	63,02
S ₇	3335,60	13296,37	59,67
S ₈	3388,60	13199,73	59,24
S ₉	3335,60	13763,00	61,77
S ₁₀	3176,20	14939,91	67,05
S ₁₁	2912,00	16526,75	74,17
S ₁₂	2542,00	17910,96	80,38
S ₁₃	2064,70	19413,08	87,13
S ₁₄	1482,80	20898,78	93,79
S ₁₅	793,90	22240,55	99,82
S ₁₆	0,00	23266,93	104,42

Fonte: a autora

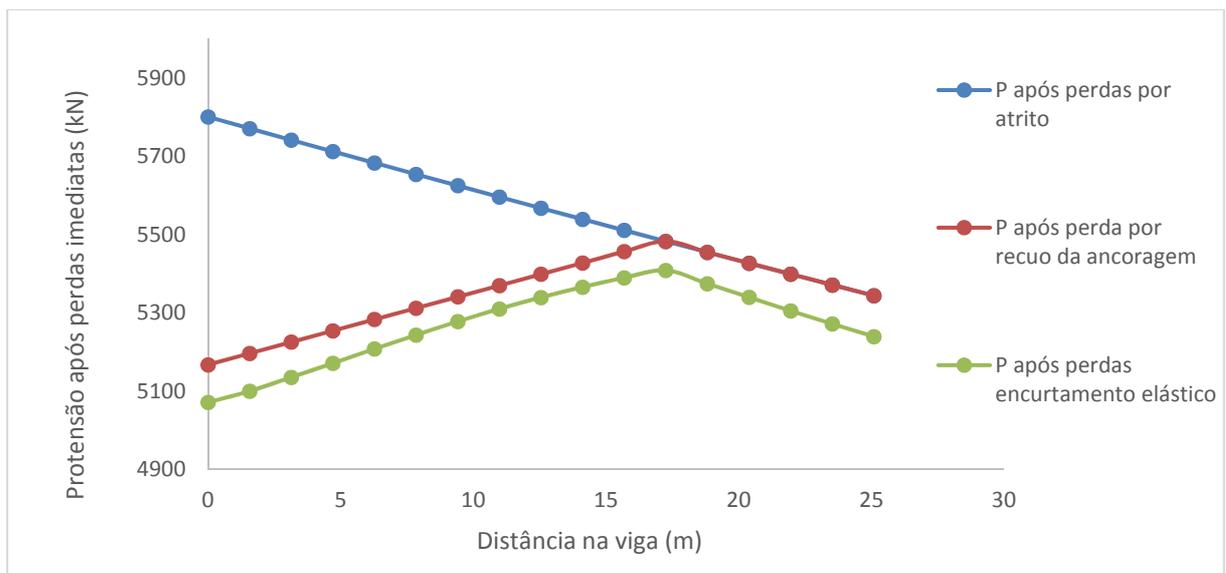
Após todas as perdas imediatas, as seções pré-definidas apresentam as seguintes forças de protensão atuante. A porcentagem de perda imediata média é de 9,19%, mas, para as seções de maior interesse, onde o momento fletor é máximo, como no meio do vão as perdas foram menores rondando 8,22%.

Tabela 22 – Forças de protensão atuantes em cada seção após perdas imediatas

Seção	P após perdas imediatas	Perdas imediatas (%)
S ₀	5070,57	13%
S ₁	5099,29	12%
S ₂	5134,60	11%
S ₃	5170,77	11%
S ₄	5207,05	10%
S ₅	5242,72	10%
S ₆	5277,21	9%
S ₇	5309,46	8%
S ₈	5338,80	8%
S ₉	5365,18	7%
S ₁₀	5388,80	7%
S ₁₁	5407,84	7%
S ₁₂	5373,60	7%
S ₁₃	5338,97	8%
S ₁₄	5304,56	9%
S ₁₅	5270,94	9%
S ₁₆	5238,87	10%

Fonte: a autora

Figura 55 – Representação das perdas imediatas ao longo do comprimento da viga



Fonte: a autora

7.3.2 Perdas progressivas

As perdas progressivas referem-se aos efeitos de deformações devida à retração e à fluência, comportamento reológico do concreto, e à relaxação no aço, os quais ocorrem com o decorrer do tempo. Normalmente, estas perdas são maiores nos tempos iniciais da obra, tendendo a um valor final após determinado período.

7.3.2.1 Perdas por fluência

Ao aplicar um carregamento no concreto, este deformará instantaneamente, porém, se este carregamento for mantido, o concreto continuará sofrendo deformação. A NBR 6118 explicita o cálculo do coeficiente de fluência no anexo A. Este, aparece dividido em três tipos de deformações, uma representando a deformação imediata que é irreversível, e outras duas representando as deformações lentas, porém uma reversível e outra irreversível. Sendo o coeficiente de fluência determinado por todas essas três deformações, após algumas simplificações é apresentado na equação do item A.2.2.3 da norma conforme segue.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \times \beta_d \quad (24)$$

Sendo

φ_a : coeficiente de fluência rápida (equação 25);

$\varphi_{f\infty}$: coeficiente de deformação lenta irreversível (equação 26);

$\beta_f(t)$ e $\beta_f(t_0)$: coeficientes de deformação lenta irreversível, função da idade do concreto (equação 29);

$\varphi_{d\infty}$: coeficiente de deformação lenta reversível;

β_d : coeficiente de deformação lenta reversível, função do tempo decorrido após o carregamento (equação 30).

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (25)$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c} \quad (26)$$

Sendo:

φ_{1c} : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente;

φ_{2c} : coeficiente dependente da espessura fictícia da peça (equação 27).

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (27)$$

$$h_{fic} = \frac{\gamma \times 2 \times A_c}{u_{ar}} \quad (28)$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad (29)$$

Sendo:

$$A = 42 \times h^3 - 350 \times h^2 + 588 \times h + 113$$

$$B = 768 \times h^3 - 3060 \times h^2 + 3234 \times h - 23$$

$$C = -200 \times h^3 + 13 \times h^2 + 1090 \times h + 183$$

$$D = 7579 \times h^3 - 31916 \times h^2 + 35343 \times h + 1931$$

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (30)$$

Para determinação do coeficiente de fluência utilizou-se como tempo t_0 21 dias, referente ao ato de protensão. Já para o t_∞ utilizou-se 10 anos, ou seja 3650 dias. A resistência à compressão do concreto para o período de 10 anos foi de 63,65 MPa, devido ao cimento CP IV apresentar grande ganho de resistência para tempos maiores. Não foi utilizada a formulação de idade fictícia do concreto, pois a variação média da temperatura na época do ano da construção da ponte é em torno de 20°C. Assim, o coeficiente de fluência rápida resultou em 0,33.

O coeficiente φ_{1c} foi calculado adotando-se umidade relativa do ar de 70% e abatimento de 9 cm, portanto foi obtido o valor 2,00 para este coeficiente através da tabela A.1 do anexo A (equação 31).

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \quad (31)$$

Para determinar φ_{2c} foi necessário obter antes a espessura fictícia da peça. Para isso obteve-se o valor de 1,45 para o coeficiente dependente da umidade relativa do ar (Υ) e contabilizou-se o perímetro exposto ao ar de 3,49 metros, resultando numa espessura fictícia de 0,39 metros. Com esta obteve-se φ_{2c} igual a 1,37.

Com φ_{1c} e φ_{2c} determinados, foi calculado o coeficiente de deformação lenta irreversível de 2,74.

Para β_f (3650dias) obteve-se 0,93 e β_f (21dias) 0,30.

Faltando apenas determinar a deformação lenta reversível do concreto, utilizou-se $\varphi_{d\infty}$ de 0,4, conforme indicado na NBR 6118, e β_d correspondente a 0,99.

Assim, a deformação final de fluência para o tempo de 10 anos é 2,43.

7.3.2.2 Perdas por retração

A retração é um efeito reológico do concreto que independe da aplicação ou não de carregamentos. Esta é fortemente influenciada pela umidade do ar e cura, pois ocorre devido à perda de água do concreto para o meio ambiente, ocorrendo, assim, redução do seu volume. Os efeitos de retração são maiores para as menores idades, portanto, recomenda-se a protensão o mais tardar possível, para que as perdas de protensão sejam baixas.

A retração também é apresentada no anexo A da NBR 6118, e em termos de cálculo é semelhante a fluência. A norma define a retração pela equação 32.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \times [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (32)$$

Sendo:

$\varepsilon_{cs\infty}$: valor final da retração (equação 33);

$\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$: coeficientes relativos a retração no instante t ou t_0 (equação 35).

$$E_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s} \quad (33)$$

Sendo

ε_{1s} : coeficiente dependente da úmida relativa do ar;

ε_{2s} : coeficiente dependente da espessura fictícia da peça (equação 34).

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}} \quad (34)$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (35)$$

Sendo:

$$A = 40$$

$$B = 116 \times h^3 - 282 \times h^2 + 220 \times h - 4,8$$

$$C = 2,5 \times h^3 - 8,8 \times h + 40,7$$

$$D = -75 \times h^3 + 585 \times h^2 + 496 \times h - 6,8$$

$$E = -169 \times h^4 + 88 \times h^3 + 584 \times h^2 - 39 \times h + 0,8$$

Para determinação de h_{fic} utilizou-se a equação 28, resultando assim em 0,39 m. Com isso ε_{2s} foi obtido como 0,80 e ε_{1s} $-4,98 \times 10^{-4}$. Este último foi determinado através da equação 36, presente na tabela A.1 do anexo A, novamente para abatimento de 9 cm e umidade relativa de 70%.

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = -8,09 \times \left(\frac{U}{15}\right) - \left(\frac{U^2}{2284}\right) + \left(\frac{U^3}{133765}\right) - \left(\frac{U^4}{7608150}\right) \quad (36)$$

β_s (3650dias) corresponde a 0,95 e β_s (21dias) 0,08 com aplicação da equação 35. Assim, o coeficiente de retração resultou em $-3,49 \times 10^{-4}$.

7.3.2.3 Perdas por relaxação do aço

Dentro de um elemento de concreto, o comprimento não se mantém constante, pois existem a deformação lenta e a retração do concreto, juntamente com a própria relaxação do aço. Por isso, é necessário definir uma interação entre estes elementos e então determinar a perda de tensão.

Quando o aço possui tensões maiores que 0,5 da tensão de ruptura (f_{ptk}) ele sofre perdas por relaxação da armadura de protensão.

O coeficiente de relaxação do aço é dado através do Ψ_{1000} , cujos valores podem ser adotados da tabela 8.4 da NBR 6118 na falta de ensaios experimentais, e através dos tempos t_0 e t (equação 37).

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \times \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (37)$$

A interação da deformação lenta da fluência, retração e relaxação do aço pode ser expressa através da equação 38.

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \times E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{cpog} - \chi(t, t_0) \times \sigma_{po}}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho} \quad (38)$$

Sendo que:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: coeficiente de retração;

E_p : módulo de elasticidade do aço de protensão;

α_p : relação entre o módulo de elasticidade do aço protendido e do concreto;

$\varphi(t, t_0)$: coeficiente de fluência;

σ_{cpog} : tensão no concreto na fibra da armadura devida às cargas permanentes;

σ_{po} : tensão no aço de protensão considerando no carregamento apenas o permanente;

ρ : taxa de armadura, relação entre a armadura efetiva protendida e a área da seção da longarina.

Todos os demais coeficientes são para levar em conta todas as perdas concomitantemente, sendo expressos a seguir.

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)] \quad (39)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (40)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t, t_0) \quad (41)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \quad (42)$$

Tabela 23 – Perdas por relaxação

Seção	ep (m)	η	P (kN)	Momento permanente (kNm)	σ_{pog} (MPa)	σ_{po} (MPa)	$\Delta \sigma_p (t, t_0)$ (MPa)	P diferidas (kN)
S ₀	-0,07	1,02	5070,57	0,00	10,43	1128,38	-241,87	-1085,53
S ₁	0,06	1,02	5099,29	793,90	10,45	1134,57	-242,65	-1089,03
S ₂	0,17	1,14	5134,60	1482,80	9,73	1138,16	-232,20	-1042,12
S ₃	0,26	1,33	5170,77	2064,70	8,91	1141,40	-219,54	-985,32
S ₄	0,33	1,53	5207,05	2542,00	8,08	1144,62	-206,98	-928,94
S ₅	0,38	1,71	5242,72	2912,00	7,33	1148,13	-196,16	-880,38
S ₆	0,41	1,83	5277,21	3176,20	6,72	1152,13	-188,02	-843,81
S ₇	0,42	1,90	5309,46	3335,60	6,35	1156,99	-183,39	-823,06
S ₈	0,43	1,92	5338,80	3388,60	6,30	1162,93	-182,83	-820,54
S ₉	0,42	1,90	5365,18	3335,60	6,58	1169,97	-186,38	-836,47
S ₁₀	0,41	1,83	5388,80	3176,20	7,15	1178,04	-193,86	-870,04
S ₁₁	0,38	1,71	5407,84	2912,00	7,93	1186,25	-204,46	-917,60
S ₁₂	0,33	1,53	5373,60	2542,00	8,62	1182,74	-214,81	-964,08
S ₁₃	0,26	1,33	5338,97	2064,70	9,38	1179,50	-226,81	-1017,92
S ₁₄	0,17	1,14	5304,56	1482,80	10,14	1176,30	-238,91	-1072,24
S ₁₅	0,06	1,02	5270,94	793,90	10,82	1172,85	-249,01	-1117,54
S ₁₆	-0,07	1,02	5238,87	0,00	10,77	1168,78	-248,11	-1113,50

Fonte: a autora

Assim, após todas as perdas progressivas, obteve-se a força de protensão atuante em cada seção e a porcentagem de perdas diferidas.

Tabela 24 – Protensão final após todas as perdas e porcentagem de perdas diferidas

Seção	P final (kN)	Perdas diferidas (%)
S ₀	3985,04	21,44%
S ₁	4010,26	21,39%
S ₂	4092,48	20,40%
S ₃	4185,45	19,23%
S ₄	4278,12	18,08%
S ₅	4362,34	17,09%
S ₆	4433,40	16,32%
S ₇	4486,40	15,85%
S ₈	4518,26	15,72%
S ₉	4528,71	15,93%
S ₁₀	4518,76	16,46%
S ₁₁	4490,24	17,24%
S ₁₂	4409,52	18,16%
S ₁₃	4321,06	19,23%
S ₁₄	4232,33	20,31%
S ₁₅	4153,40	21,23%
S ₁₆	4125,38	21,23%

Fonte: a autora

As perdas progressivas médias ficaram em torno de 18,6%. Porém, ao considerar apenas a parte mais central da viga, as perdas médias são de 16,8%. As perdas na parte central da viga são de maior interesse, pois ali que se localizam os maiores momentos fletores.

Os valores adotados para as perdas nos cálculos iniciais das tensões admissíveis foram atribuídos após já terem sido calculadas as perdas conforme mostrado. Porém, a metodologia compreende em arbitrar perdas imediatas e diferidas, para que possa ser possível, posteriormente, obter o valor correto destas e então com estes valores recalculer a protensão necessária.

As perdas finais máximas, utilizadas nos cálculos, são de 31%, referentes as extremidades. Já as médias referentes as seções centrais apresentam valores de aproximadamente 23%. No

cálculo da estimativa da força de protensão foi utilizado como perdas totais 24%, estando próximo ao valor encontrado.

Tabela 25 – Perdas totais

Seção	Perdas totais (%)
S ₀	31%
S ₁	31%
S ₂	29%
S ₃	28%
S ₄	26%
S ₅	25%
S ₆	24%
S ₇	23%
S ₈	22%
S ₉	22%
S ₁₀	22%
S ₁₁	23%
S ₁₂	24%
S ₁₃	25%
S ₁₄	27%
S ₁₅	28%
S ₁₆	29%

Fonte: a autora

7.4 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Neste projeto foi optado por utilizar protensão limitada, pois mesmo a norma permitindo o uso de protensão parcial, a segurança em relação a abertura de fissuras e manifestações patológicas decorrentes dessas na ponte é muito maior.

Conforme mostrado na NBR 6118 tabela 13.4 para o concreto protendido nível 2, ou seja protensão limitada, existem três verificações a serem realizadas. A primeira delas refere-se a combinação frequente. Esta deverá respeitar o estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F), para isso, a tensão limite a tração em qualquer seção transversal da viga tem que ser inferior a $\alpha \times f_{ctk,inf}$, mostrado no item 17.3.1 da NBR 6118, em que α assume o valor de 1,2 para seções duplo T, caso do projeto (equação 43 e 44). A segunda combinação a ser verificada

é a quase permanente, na qual é verificado o estado limite de serviço de descompressão (ELS-D), assim denominado, pois refere-se a um carregamento que quando aplicado anula as tensões de compressão devido à protensão. No ELS-D não podem existir tensões de tração em nenhuma seção da viga. A terceira verificação diz respeito as duas combinações de serviço mencionadas, em que deve ser respeitado o limite de compressão correspondente a $0,5 f_{ck}$ para todas as seções.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (43)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (44)$$

As combinações de serviço comentadas são encontradas na tabela 11.4 da NBR 6118. Os coeficientes ψ_2 e ψ_1 , usados na ponderação da carga variável principal, neste caso veículo-tipo, são encontrados na tabela 6 da NBR 8681, correspondentes respectivamente a ação quase permanente (CQP) e frequente (CF). Os valores de ψ_2 e ψ_1 para pontes rodoviárias são 0,3 e 0,5, nessa ordem.

Assim, com o limite de tração corresponde a 3188 kN/m^2 e o de compressão 22500 kN/m^2 , usando a força de protensão final, após todas as perdas, foram calculadas as tensões atuantes nas bordas, sendo novamente compressão indicada com sinal positivo e tração com negativo.

$$\sigma = P_{\infty} \times \left(\frac{1}{A_c} \pm \frac{e_p}{W} \right) \pm \frac{M_{serv}}{W} \quad (45)$$

Tabela 26 – Tensões atuantes nas bordas da seção S8

ELS-D	ELS-F
Tensão borda superior Laje+viga (kN/m ²)	Tensão borda superior Laje+viga (kN/m ²)
5491,16	6751,95
Tensão borda superior viga I (kN/m ²)	Tensão borda superior viga I (kN/m ²)
5196,60	5981,87
Tensão borda inferior viga I (kN/m ²)	Tensão borda inferior viga I (kN/m ²)
3134,72	591,31

Fonte: a autora

Observando a tabela 26 percebe-se que as verificações da protensão limitada para carga atuante encontram-se em conformidade. Assim, a obra atende ao estado limite de serviço de forma segura, com a estrutura trabalhando no Estádio I, sem abertura de fissuras definitivas.

7.5 ESTADO LIMITE ÚLTIMO VERIFICAÇÃO À FLEXÃO

Conforme mencionado anteriormente, toda obra tem que ser verificada no estado limite de serviço e no estado limite último. Este, no dimensionamento, dá a carga máxima possível de ser aplicada sem a ruína estrutural da obra e na verificação indica se para as ações atuantes da combinação última na seção proposta a segurança é satisfeita.

Portanto, será verificado o ELU para três situações, a situação referente ao ato de protensão, a etapa de construção e também na fase final da ponte.

A seguir será expresso a determinação da deformação de neutralização, a qual é necessária para posterior verificação ao ELU.

7.5.1 Deformação de neutralização

O estado de neutralização do concreto representa uma situação em que as tensões são nulas neste, só existindo tensão na armadura ativa. Este estado refere-se a situações antes da aplicação de carregamentos. Portanto, o estado de neutralização é hipotético, porém é uma conveniência de cálculo para determinar as tensões atuantes no aço de protensão. A tensão de neutralização é dada conforme equação 46, significando uma tensão que equilibra a tensão da protensão

existente no aço e a tensão existe no aço devido às tensões do concreto no nível da armadura protendida, geradas pela própria protensão.

$$\sigma_{PN} = \sigma_{p\infty} + \sigma_{cp\infty} \times \alpha_p \quad (46)$$

Sendo:

$\sigma_{p\infty}$: tensão no aço de protensão após todas as perdas;

$\sigma_{cp\infty}$: tensão no concreto ao nível da armadura protendida devido à protensão;

α_p : relação do módulo de elasticidade do aço e do concreto.

Com a tensão de neutralização definida é possível obter a deformação de neutralização, através da divisão daquela pelo módulo de elasticidade do aço.

Tabela 27 – Parâmetros utilizados para cálculo da deformação de neutralização

$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1006,74
$\sigma_{cp\infty}$ (MPa)	18,32
σ_{PN} (MPa)	1105,24

Fonte: a autora

Assim, a deformação de neutralização obtida é de 5,47%.

7.5.2 Estado limite último no ato de protensão

O item 17.2.4.3 da NBR 6118 trata deste tópico, mencionando em 17.2.4.3.2 uma verificação simplificada que pode ser adotada. Neste projeto, foi optado pela verificação simplificada que ocorre no estágio I e atende as seguintes condições:

- a tensão de compressão na seção do concreto, utilizando os coeficientes de ponderação de 1,1 para a protensão (γ_p) e de 1,0 para ações desfavoráveis (γ_f), não ultrapassa 70% da resistência característica à compressão aos 21 dias, correspondente a 42,43 MPa;
- a tensão máxima de tração do concreto não ultrapassa 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} aos 21 dias, correspondente a 3,65 MPa;

Tabela 28 – Verificação das tensões no ato de protensão

Tensão borda superior (kN/m ²)		Limites (kN/m ²)
126,60	>	-4379,49
Tensão borda inferior (kN/m ²)		
22740,27	<	29701,61

Fonte: a autora

As tensões de tração são apresentadas com sinais negativos e as de compressão com positivos. Assim, através da tabela 28, observa-se que as tensões foram verificadas dentro dos limites estabelecidos da norma. Como não surgiram tensões de tração na borda superior da longarina, não é necessária armadura.

7.5.3 Estado limite último verificação à flexão na fase de construção

A verificação na construção da ponte remete ao posicionamento da pré-laje e concretagem da laje, que pode ser encarada como uma das situações críticas de análise. Isso pelo fato de que nesta etapa a longarina deve resistir ao peso da pré-laje, laje e dos equipamentos necessários para construção, funcionando apenas com sua seção transversal I, sem auxílio da mesa colaborante. Por isso, é necessária a verificação ao ELU nesta etapa.

Para ser possível esta análise, é antes necessário definir um carregamento representativo das cargas de construção. Imagina-se para isso todos os equipamentos e mão de obra necessários para concretagem da laje, assim, através da experiência da projetista utilizou-se um carregamento de 2kN/m² como carga de construção. Esse valor é superior ao que atua normalmente na obra e foi escolhido pela maior segurança quanto ao seu uso.

Os coeficientes de segurança utilizados provém da tabela 2 e 4 da NBR 8681, correspondentes, respectivamente ao carregamento permanente $\gamma_g = 1,25$ e ao variável $\gamma_q = 1,30$. As combinações do ELU de construção estão expressão na tabela 11.3 da NBR 6118.

Primeiramente, foram determinados os momentos atuantes na longarina devido ao seu peso próprio, ao peso da laje e pré-laje e ao carregamento de construção, ambos respectivamente a área de abrangência de cada longarina.

Tabela 29 – Momentos combinados para o ELU na etapa de construção

Permanente	Md longarina (kNm)	912,20
	Md laje (kNm)	1206,10
Variável	Md construção (kNm)	482,44
	Md solic total (kNm)	3275,04

Fonte: a autora

Foram utilizadas as propriedades apenas da viga longitudinal I, sem a mesa colaborante. Sabendo-se a área de aço protendido, e desprezando-se nessa verificação a área da armadura passiva mínima, bastou aplicar as equações de equilíbrio de forças e momentos (equação 47 e 49). Ao aplicar o equilíbrio de forças (equação 47) fixou-se a tensão de escoamento para o aço de protensão, assim, obteve-se a posição da linha neutra, a qual excedeu o valor de x_{lim} de 77,94 cm, portanto, estando no domínio 4. O valor de x_{lim} é determinado através da equação 48, dada pela compatibilização de deformações da seção, onde é fixada a tensão do aço de protensão de f_{pyd} e, conseqüentemente, a deformação do aço ε_{pyd} que para o CP190 é de 7,36‰

$$\Sigma F_x = R_{cc} + R_{pt} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{R_{pt} - (b_{abas} \times t_{abas})}{0,8 \times t_{alma}} \quad (46)$$

Sendo:

R_{cc} : força de compressão do concreto;

R_{pt} : força de tração na armadura ativa;

b_{abas} : largura das abas da seção da longarina;

t_{abas} : espessura das abas da longarina, considerando uma altura média para as mísulas.

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu} \times d_p}{\varepsilon_{cpX} + \varepsilon_{cu}} \quad (47)$$

Onde:

ε_{cu} : deformação última no concreto, com valor de 3,5‰;

d_p : altura útil até a armadura protendida;

ε_{cpX} : deformação da armadura ativa sem incremento da deformação de neutralização.

Então, por se tratar de uma viga com ductilidade aceitável, fixou-se o uso de x_{lim} ao invés do $x_{dúctil}$. Com este, é possível determinar a força de compressão do concreto para as abas e a para a alma. Para calcular o momento resistente da seção, equação 49, é necessário determinar os braços de alavanca das resultantes das forças de compressão no concreto e no aço da armadura comprimida em relação a armadura protendida.

Tabela 30 – Parâmetros para verificação do momento resistente

R _{cc ABAS} (kN)	688,50
Z _{ABAS} (m)	111,02
R _{cc ALMA} (kN)	4429,07
Z _{ALMA} (m)	88,84

Fonte: a autora

$$\Sigma M_r = R_{cc abas} \times z_{abas} + R_{cc alma} \times z_{alma} + A_{s'} \times \sigma_s \times z_{As'} \quad (49)$$

Sendo:

R_{cc abas}: força de compressão das abas da seção;

R_{cc alma}: força de compressão da alma da seção;

A_{s'}: área de aço da armadura comprimida;

σ_s: tensão de escoamento do aço da armadura passiva CA-50;

z_{abas}: braço de alavanca da força resultante de compressão das abas até a armadura ativa;

z_{alma}: braço de alavanca da força resultante de compressão da alma até a armadura ativa;

z_{As'}: braço de alavanca da força resultante de compressão da armadura passiva até a armadura ativa.

Com todos os parâmetros determinados, emprega-se a equação 49, em que observa-se que não seria preciso colocar armadura comprimida, pois M_r sem armadura comprimida é de 4699 kNm, superior ao momento solicitante M_{sd}. Entretanto, é necessário usar armadura comprimida para garantir que a viga permaneça no limite entre domínio 4 e 3 e não rompa de forma brusca. Portanto, utiliza-se 4 Ø 12,5 mm.

7.5.4 Estado limite último verificação à flexão na fase final

A verificação a flexão na fase final da estrutura é de grande importância, pois compreende ao estado duradouro da própria estrutura. Nesta etapa, a viga funciona de forma conjunta com a laje, portanto as propriedades a serem usadas correspondem a da seção composta.

As combinações de ELU normais são mostradas na tabela 11.3 da NBR 6118 e os coeficientes de ponderação encontram-se na NBR 8681, sendo na tabela 2 relativos às ações permanentes com valor de 1,35, e na tabela 4 às ações variáveis, com valor de 1,5 para pontes em geral, correspondente ao projeto em questão. Utilizou-se ainda coeficientes de segurança de 1,4 para o concreto γ_c e 1,15 para os aços γ_s e γ_p .

A verificação compreende a aplicação do equilíbrio de forças e momentos. Como optou-se pela utilização de protensão limitada, a armadura mínima pode também contribuir com a resistência aos esforços devido a solicitações externas.

$$\Sigma F_x = R_{cc} + R_{pt} + R_{As} = 0 \quad \text{Equação (50)}$$

$$\Sigma M_{As} = R_{cc} \times z_c + R_{pt} \times z_p = 0 \quad \text{Equação (51)}$$

Sendo:

R_{As} : força de tração devido a armadura passiva;

z_c : braço se alavanca da resultante da força de compressão até a armadura passiva;

z_p : braço se alavanca da resultante da força de tração da armadura ativa até a armadura passiva.

Da equação 51 é deduzida a equação 52, sendo possível determinar a posição da linha neutra, encontrando y . Para isso, foi arbitrado a tensão de escoamento para o aço de protensão e para o aço da armadura passiva e utilizou-se para A_s o valor da armadura mínima correspondente a 4 \emptyset 20, mostrada no decorrer do memorial, e então, aplicou-se a equação 52.

$$y = \frac{A_p \times \sigma_{pd} + A_s \times \sigma_{sd}}{\alpha \times f_{cd} \times b_{ef}} \quad (52)$$

Sendo:

α_c coeficiente com valor de 0,85 para concretos do grupo I;

f_{cd} resistência de cálculo a compressão do concreto;

σ_{sd} resistência de cálculo à tração do aço passivo, utilizado CA-50;

A_s área da armadura passiva;

A_p área da armadura ativa;

σ_{pd} resistência de cálculo à tração do aço protendido.

Determinado y , verificou-se que este se encontra dentro da mesa b_{ef} da laje e calculando x_{2-3} , ou seja, x que delimita o domínio 2 do 3, verificando-se que a viga se encontra no domínio 2. Esse domínio é caracterizado por apresentar deformação na armadura passiva de 10%. Utilizando esta informação e a compatibilização de deformações da seção (equação 53), obteve-se a deformação no concreto ε_c e, fixando-a, aplicou-se novamente compatibilização de deformações para agora determinar a deformação na armadura ativa ε_{p1} (equação 54).

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d_s - x} \quad (53)$$

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{p1}}{d_p - x} \quad (54)$$

A essa deformação é necessário acrescentar a deformação devida ao pré-alongamento da armadura (neutralização) correspondente a 5,47‰ (equação 55).

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p1} + \varepsilon_{pN} \quad (55)$$

Com a deformação final da armadura ativa conhecida é obtida a real tensão de cálculo na armadura protendida, para isso utilizou-se a equação 56, correspondente ao aço CP-190.

$$\sigma_{pd} = 1486 + 5,06 \times (\varepsilon_p - 7,36) \quad (56)$$

Com a real tensão atuante na armadura ativa e sabendo-se que a armadura passiva encontra-se com a tensão de escoamento é recalculada a posição da linha neutra através da altura do seção

de concreto resistente y (equação 52). Assim, prosseguiu-se determinando o momento resistente de cálculo de cada seção da viga (equação 57). Após foi calculado o momento solicitante de cálculo através das combinações 11.3 da NBR 6118 e dos coeficientes já citados da NBR 8681. Dessa forma, foi feita verificação para cada seção da viga, de modo que o momento resistente fosse maior ao momento solicitante, sendo assim, verificada a segurança para todas as seções.

$$M_{rd} = A_p \times \sigma_{pd} \times (d_s - d_p) + \alpha \times f_{cd} \times b_{ef} \times y \times \left(d_s - \frac{y}{2}\right) \quad (57)$$

Tabela 31 – Verificação ao ELU à flexão na fase final da obra

Seção	ep (m)	dp (cm)	ϵ_p	σ_p	y (cm)	M_{rd} (kNm)	M_{sd} (kNm)	Mrd>Msd
S ₀	0,37	90,11	10,78	1504,28	14,16	6407,64	0,00	ok
S ₁	0,50	102,94	11,70	1508,94	14,20	7292,43	2016,92	ok
S ₂	0,61	113,81	12,48	1512,86	14,23	8046,26	3799,98	ok
S ₃	0,70	122,72	13,11	1516,06	14,26	8667,06	5346,65	ok
S ₄	0,77	129,68	13,60	1518,55	14,28	9153,19	6666,00	ok
S ₅	0,82	134,68	13,95	1520,33	14,30	9503,35	7766,40	ok
S ₆	0,85	137,74	14,17	1521,42	14,31	9718,62	8687,97	ok
S ₇	0,86	139,45	14,29	1522,03	14,31	9838,51	9356,16	ok
S ₈	0,87	140,02	14,33	1522,23	14,32	9878,50	9578,46	ok

Fonte: a autora

7.6 ESTADO LIMITE ÚLTIMO AO CISALHAMENTO

A determinação da resistência ao esforço cortante é determinado através do modelo da treliça de Morsch. Nesse é admitido que o banzo superior comprimido é apresentado pelo concreto ou armadura de compressão, quando houver, o banzo inferior tracionado é constituído pela armadura tracionada devida a flexão, os montantes tracionados da treliça representam os estribos que podem apresentar inclinação de 45° a 90° e a diagonal comprimida resistida pelo concreto. A NBR 6118 apresenta no item 17.4 o ELU ao cisalhamento, sendo ainda no item 17.4.2.2 definido o modelo de cálculo I, correspondente a treliça de Morsch e no item 17.4.2.3 o modelo de cálculo II, chamado de treliça generalizada de Morsch, surgindo da conciliação das hipóteses básicas de Morsch, com resultados experimentais e aspectos práticos.

Nesse projeto é utilizado o modelo de cálculo I, o qual fixa as diagonais comprimidas a 45° e admite que a parcela de força cortante da treliça (V_c) tenha valor constante, independentemente da força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}). Para determinar a armadura transversal da longarina, foi admitido as propriedades a seguir, sendo utilizada as propriedades da seção composta e assim, considerando a classe de resistência do concreto a favor da segurança com valor médio de 40 MPa, já que a laje é C35 e contribui apenas com 20 cm de altura, e a viga é C45, mas contribui com todo restante da altura útil da seção que é bem superior à altura da laje.

7.6.1 Verificação das diagonais comprimidas

Primeiramente, foi calculado o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) para posterior verificação da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto (V_{Rd2}). Para isso, foram determinados os coeficientes de ponderação conforme NBR 8186, sendo $\gamma_g = 1,35$ da tabela 2 e $\gamma_q = 1,5$ da tabela 4. Além disso, conforme NBR 6118, utilizou-se $\gamma_p = 0,9$, devido à protensão atuar de modo favorável ao esforço cortante. Foram determinadas as combinações últimas através da tabela 11.3 da mesma norma.

Para determinar o esforço solicitante de cálculo foi determinada a projeção vertical da força de protensão, através do ângulo de inclinação β , obtido pela derivada segunda da função parabólica do cabo resultante (equação 14), e então utilizada a combinação do ELU (equação 58). Ainda, utilizou-se P_∞ após todas as perdas, pois resulta no máximo esforço cortante solicitante.

$$V_{sd} = \gamma_g \times F_g + \gamma_q \times F_q - 0,9 \times P_\infty \times \sin \beta \quad (58)$$

Para a seção S_0 , foi feita a redução do esforço variável, conforme NBR 6118. O cortante devido às cargas permanentes não foi reduzido por opção da projetista, foi ainda somado o cortante relativo ao alargamento das seções de extremidade devido as ancoragens.

A determinação da força cortante de cálculo relativa a ruína da diagonal comprimida é dada através da equação 59.

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (59)$$

Sendo:

α_{v2} : coeficiente em função da resistência do concreto (equação 60);

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;

b_w : menor largura compreendida ao longo da altura útil, ou seja, a largura da alma;

d : altura útil da seção, desde a borda comprimida até o CG da armadura tracionada.

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (60)$$

Assim, obteve-se os valores da tabela 32. Portanto as diagonais comprimidas do concreto foram verificadas com segurança pois $V_{sd} < V_{Rd2}$.

Tabela 32 – Verificação das diagonais comprimidas

Seção	ep (m)	dp (cm)	dp _{efetivo} (cm)	Vg (kN)	Vq (kN)	α (rad)	Vp (kN)	Vsd (kN)	Vrd2 (kN)
S ₀	0,37	90,11	128,00	544,42	479,00	0,08	316,63	1165,80	2156,54
S ₁	0,50	102,94	128,00	472,5	322,18	0,07	278,87	870,16	2156,54
S ₂	0,61	113,81	128,00	405	153,80	0,06	243,98	557,86	2156,54
S ₃	0,70	122,72	128,00	337,5	136,19	0,05	207,98	472,73	2156,54
S ₄	0,77	129,68	129,68	270	103,90	0,04	170,09	367,27	2184,83
S ₅	0,82	134,68	134,68	202,5	72,07	0,03	130,09	264,39	2269,01
S ₆	0,85	137,74	137,74	135	40,82	0,02	88,15	164,15	2320,68
S ₇	0,86	139,45	139,45	67,5	9,57	0,01	44,60	65,34	2349,42
S ₈	0,87	140,02	140,02	0	-21,68	0,00	0,00	-32,52	2359,00

Fonte: a autora

7.6.2 Verificação dos montantes tracionados e determinação da armadura transversal

Optou-se por utilizar estribos a 90° usualmente usados em obra, devido a maior dificuldade para montagem e posicionamento para ângulos menores. A verificação quanto aos montantes tracionados é obtida quando a força cortante solicitante de cálculo é menor ou igual que a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína dos montantes tracionados, sendo esta última dada pela equação 61.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (61)$$

Sendo:

V_{Rd3} : força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal;

V_c : força cortante resistida pelo concreto sem armadura;

V_{sw} : força cortante resistida pela armadura transversal.

No caso do projeto temos flexo-compressão, portanto V_c é dado pela equação 62, não podendo ser maior que duas vezes o valor de referência para V_c no modelo I (V_{c0}).

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,máx}} \right) \quad (62)$$

Sendo:

V_{c0} : valor de referência para V_c no modelo I (equação 63);

M_0 : momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por $M_{Sd,máx}$, devido apenas à protensão (equação 64);

$M_{Sd,máx}$: momento fletor máximo devido as solicitações externas, sem consideração da protensão (equação 65).

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (63)$$

$$M_0 = \left(\frac{P_\infty}{A} + \frac{P_\infty \times e_p}{W_{inf}} \right) \times W_{inf} \times \gamma_p \quad (64)$$

$$M_{Sd,máx} = \gamma_g \times M_g + \gamma_q \times M_q \quad (65)$$

Sendo:

f_{ctd} o limite inferior da tensão de tração de cálculo.

Com estes valores definidos pode-se igualar V_{sd} por V_{Rd3} na equação 61, substituindo também V_{sw} conforme equação 66.

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (66)$$

Sendo:

V_{sw} força cortante resistente pela armadura transversal;

$\frac{A_{sw}}{s}$ área de aço da armadura transversal por metro;

f_{ywd} resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

α inclinação dos estribos.

Assim, obteve-se a maior armadura transversal para a seção S_0 com 12,86 cm²/m. Optando por usar estribos de ϕ 10mm, que possuem área vertical de 1,58 cm², resultando em estribos espaçados a cada 12 cm. O espaçamento obtido é permitido por norma, conforme valores expressos na item 18.3.3.2 da NBR 6118.

7.6.3 Armadura mínima e esforço cortante mínimo

Toda o comprimento da viga deve obrigatoriamente conter armadura transversal. Porém, esta armadura não precisa necessariamente ser igual a calculada no item anterior, pois está é referente ao esforço cortante máximo que atua próximo aos apoios. Portanto, é determinada uma armadura transversal mínima e um esforço cortante mínimo, a partir do qual é utilizada esta armadura

O esforço cortante de cálculo mínimo que delimita o uso da armadura mínima é determinado através da equação 67.

$$V_{d \min} = V_c + \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (67)$$

Sendo:

f_{ywd} : tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal;

$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min}$: área de aço mínima da armadura transversal por metro.

No item 17.4.1.1.1 da NBR 6118 é definida a armadura mínima transversal, a qual é representada na equação 68 após igualdade do extremo apresentado na norma.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,2 \times f_{ct,m} \times b_w \times \sin \alpha}{f_{yk}} \quad (68)$$

Assim, foi determinada área mínima de aço transversal de 3,65cm²/m. Usando estribos de ϕ 8mm o espaçamento entre estribos calculado é de 27 cm, necessitando ser verificado através do item 18.3.3.2 da NBR 6118 que determina para valor de $V_d < 0,67V_{Rd2}$, caso do projeto, os seguintes espaçamentos, devendo ser optado pelo menor deles.

Tabela 33 – Espaçamentos máximos para armadura transversal

Smáx	0,6 x d
	30 cm

Fonte: NBR 6118

Portanto, o espaçamento máximo permitido é de 30 cm, estando adequado o valor de 27 cm que foi utilizado. Esse espaçamento é usado apenas para valores de sollicitação cortante de cálculo de 613,2 kN, correspondente ao $V_{d \min}$.

7.6.4 Verificação a fadiga da armadura transversal

Conforme item 23.5 da NBR 6118, foi verificada a fadiga da armadura transversal. Para isso, foi necessário reduzir os valores de V_c pela metade e determinar a variação de tensão possível, através da combinação frequente de ações com coeficiente $\psi_1=0,5$, correspondente a vigas em pontes rodoviárias. A tensão mínima corresponde a atuação dos carregamentos permanentes, referentes ao peso próprio e protensão, e a tensão máxima a combinação dos mencionados com o fator ψ_1 ponderando as cargas móveis.

A variação de tensões é comparada com $\Delta f_{sd,fad,mín}$ dada pela tabela 23.2 da NBR 6118, correspondente a 2×10^6 ciclos, que assume valor de 85 MPa. Conforme os valores expressos na tabela 34, as variações de tensões se mostram inferiores a 85 MPa, portanto, a verificação a fadiga é satisfeita.

Tabela 34 – Verificação a fadiga da armadura transversal

Seção	V _{serv min} (kN)	V _{serv máx} (kN)	V _c (kN)	$\sigma_{sw,máx}$ (MPa)	$\sigma_{sw,min}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{sw}$ (MPa)	$\Delta f_{sd,fad,min}$ (MPa)
S ₀	256,26	495,76	521,77	1,43	0,00	1,43	85,00
S ₁	221,52	382,61	521,77	0,74	0,00	0,74	85,00
S ₂	185,41	262,31	521,77	0,00	0,00	0,00	85,00
S ₃	150,32	218,42	521,77	0,00	0,00	0,00	85,00
S ₄	116,92	168,87	528,61	0,00	0,00	0,00	85,00
S ₅	85,41	121,45	548,98	0,00	0,00	0,00	85,00
S ₆	55,67	76,08	561,48	0,00	0,00	0,00	85,00
S ₇	27,36	32,14	568,43	0,00	0,00	0,00	85,00
S ₈	0,00	-10,84	570,75	0,00	0,00	0,00	85,00

Fonte: a autora

7.7 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE DESLOCAMENTOS EXCESSIVOS

A verificação aos deslocamentos excessivos foi realizada em diferentes tempos e para diferentes carregamentos. Assim, utilizou-se a tabela 13.3 da NBR 6118 que determina os deslocamentos limites e os carregamentos a considerar. Através desta, analisou-se o efeito da aceitabilidade sensorial em duas diferentes situações:

- deslocamentos devido às cargas acidentais no seu valor integral;
- deslocamentos devido aos carregamentos totais nos tempos $t_0=21$ dias, $t_1=120$ dias, $t_2=210$ dias e $t_\infty=3650$ dias. Além de análises extra para o tempo de 25 dias, concretagem das primeiras lajes, e 120 dias, máximo tempo para concretagem das últimas lajes. Estes dois últimos tempos foram escolhidos para analisar se a contraflecha existente, com o posicionamento das pré-lajes, poderia causar problemas para concretagem das lajes.

Para a análise das flechas com os carregamentos totais, utilizou-se a combinação quase permanente de serviço, tabela 11.4 da NBR 6118, e o coeficiente de ponderação $\psi_2=0,3$, da tabela 6 da NBR 8186, para a carga móvel. Além destes, foi considerado o carregamento permanente devido ao peso próprio da estrutura e da protensão em cada tempo. Para estes últimos carregamentos mencionados, foi calculado uma carga uniformemente distribuída através dos momentos máximos atuantes em cada viga bi-apoiada (equação 69).

As flechas imediatas ao longo da viga foram obtidas através de formulações deduzidas para viga bi-apoiada. Apenas é expresso no corpo deste texto a expressão de flecha utilizada para os carregamentos permanentes (equação 70).

$$q = \frac{M \times 8}{l^2} \quad (69)$$

$$f = \frac{5}{384} \times q \times L^4 \quad (70)$$

Sendo:

q carga distribuída atuante na viga;

L vão teórico da viga;

E módulo de elasticidade secante do concreto;

I inércia da seção da viga.

A rigidez equivalente da viga $(EI)_{eq}$ foi considerada pela inércia bruta da seção, pois conforme item 17.3.2.1.3 da NBR 6118, é suficiente esta consideração desde que não seja ultrapassado o estado limite de formação de fissuras (ELS-F), que foi verificado e aprovado no item 7.4 do presente memorial.

Após a obtenção das flechas imediatas, foram determinadas as flechas diferidas, através da multiplicação da parcela imediata correspondente aos carregamentos permanentes por $(1+\varphi)$, conforme indicado no item 17.3.2.1.3 da NBR 6118. Para que isso fosse possível, foi determinado o coeficiente de fluência para todos os tempos mencionados, considerando-se a data que a solicitação começou a atuar e o tempo analisado em questão.

Tabela 35 – Coeficientes de fluências para diferentes carregamentos e tempos de análise

Protensão e peso próprio da viga	ϕ 21 dias	0,11
	ϕ 25 dias	0,22
	ϕ 120 dias	1,04
	ϕ 210 dias	1,30
	ϕ 3650 dias	2,37
Pré-laje	ϕ 25 dias	0,19
	ϕ 120 dias	1,02
Laje	ϕ 120 dias	0,15
	ϕ 210 dias	0,51
	ϕ 3650 dias	1,64
Restante das cargas permanentes	ϕ 210 dias	0,14
	ϕ 3650 dias	1,41

Fonte: a autora

As flechas que possuem significado são as diferidas, pois são as que consideram o comportamento reológico do concreto e, portanto, são as que realmente ocorrem. A flecha obtida no t_0 refere-se à idade em que foi aplicada a protensão e também quando o peso próprio da viga passou a atuar, devido ao posicionamento definitivo dessas sobre as transversas na obra. Assim, obteve-se contraflecha de -3,03 cm. Porém, considerando-se que após 2 dias do posicionamento das longarinas, as pré-lajes serão postas e que 2 dias após se dará início a concretagem da laje, obtém-se no dia da concretagem da laje, ou seja, aos 25 dias, a contraflecha de -2,46 cm, não gerando problemas para execução. Mesmo para os vãos que recebem a concretagem da laje em idades mais próximas ao tempo limite de 120 dias, as contraflechas possuem valor máximo de -3,41 cm.

Após todas as lajes estarem executadas, no t_1 de 120 dias, a contraflecha atuante máxima possível é de -3,13 cm. Já para o t_2 de 210 dias, ao fim da execução de toda pavimentação e colocação de barreira e acessórios, a contraflecha máxima possível é de -2,70 cm.

A flecha do t_∞ foi calculada de duas formas. A primeira considerando o carregamento total da estrutura com a combinação quase permanente para deslocamentos visíveis, a qual corresponde realmente ao uso da obra. Assim, resulta em contraflecha de -0,23 cm para os últimos vãos executados e flecha de 0,33 cm para os primeiros vãos executados dentro das possibilidades de datas propostas, sendo o limite de flecha de 9,92 cm, conforme NBR 6118. A segunda análise

foi referente a vibrações sentidas no piso, para a qual foi considerada apenas o carregamento do veículo tipo atuante de forma integral. Assim obteve-se flecha de 1,42 cm, sendo o limite da norma de 7,09 cm.

7.8 DETALHAMENTO

A seguir encontram-se as definições finais referentes à armadura das longarinas

7.8.1 Armadura mínima

A NBR 6118, no item 17.3.5.2.1 recomenda o uso de uma taxa mínima de armadura de tração que pode ser calculada através do momento mínimo ou então da tabela 17.3, sendo optada pela última alternativa. Assim, a taxa de armadura mínima recomenda para classe de concreto C45 é de 0,194% da área da seção transversal de concreto. Assim, a armadura passiva mínima a ser utilizada é 9,20 cm², adotando-se 4 Ø 20 mm, que resultam em 12,56 cm².

7.8.2 Armadura de pele

A armadura de pele é usada em vigas com altura maior que 60 centímetros, para absorver possíveis fissuras devido a variação térmica e efeitos reológicos. A NBR 6118 especifica no item 17.3.5.2.3 o uso de uma taxa de 0,10% da área da alma em cada face desta, com espaçamento menor que 20 cm. Sendo a área da alma de 0,273 cm², incluindo a altura das missulas, a armadura de pele resulta em 2,73 cm²/face. Assim, optou-se por utilizar 6 Ø 8 mm em cada face, resultando em 3 cm²/face, posicionadas a partir da altura de amarração dos estribos da alma com a mesa inferior, respeitando o espaçamento máximo de 20 cm.

7.8.3 Armadura de montagem

Para montagem são utilizadas barras longitudinais de Ø 10 mm para a mesa superior e Ø 20 mm para a mesa inferior, posicionadas de modo a permitir a correta distribuição e fixação dos estribos. A opção pela bitola maior na mesa inferior é devido à necessidade de diminuir o comprimento de ancoragem da armadura passiva, também de Ø 20.

7.8.4 Armadura de costura da mesa

No presente projeto há cisalhamento na interface do concreto da longarina com o concreto da laje, pois há tendência de deslizamento na superfície de contato. Isso ocorre dado que os concretos possuem idades diferentes. Portanto, essa transferência de cisalhamento deve ser resistida, sendo transferida parte pela superfície de contato e parte por meio de armadura que cruza esta superfície. De acordo com a NBR 9062, a tensão solicitante de cisalhamento na interface é calculada com base no valor médio da força de compressão ou tração acima da ligação, ao longo do comprimento correspondente à distância entre pontos de momentos nulos e máximo (EL DEBS, 2000), expressa pela equação 71.

$$\tau_d = \frac{F_{hd}}{b_{int} \times l_0} \quad (71)$$

Sendo:

F_{hd} : força horizontal solicitante de cálculo;

b_{int} : largura transversal à interface;

l_0 : comprimento do trecho relativo ao cisalhamento.

Primeiramente verificou-se a posição da linha neutra no ELU à flexão, capítulo 7.5.3. Assim, percebeu-se que a força de cisalhamento a ser transferida deve-se apenas a resultante de compressão do concreto produzida no ELU, sendo esta a maior tensão possível a ser transmitida entre laje e viga. A posição da linha neutra foi determinada de forma que a força resultante do concreto fosse a maior possível a atuar, portanto, utilizou-se a linha neutra obtida para seção S_8 (meio do vão). Usando a equação 72 obteve-se a força de compressão resultante no concreto, que é igual a F_{hd} .

$$F_{cc\ local} = \alpha \times f_{cd} \times y \times b_{ef} \quad (72)$$

A largura transversal à interface corresponde a 26 cm, pois refere-se a extensão em comum entre a longarina e a laje.

El Debs (2000) indica que l_0 corresponde ao valor do momento nulo até o máximo, porém, o autor mostra que se tratando de uma viga biapoiada, pode-se considerar l_0 até o fim do

comprimento da viga e não apenas até o apoio. Portanto, usou-se 12,55 metros para este parâmetro e obteve-se a tensão solicitante de cisalhamento 2262 kN/m².

Para determinar a tensão última de cisalhamento utilizou-se a equação 73.

$$\tau_u = \beta_s \times \rho \times f_{yd} + \beta_c \times f_{td} \quad (73)$$

Em que:

ρ : taxa de armadura (equação 74);

A_{st} : área da armadura atravessando, perpendicularmente a interface e totalmente ancorada;

S : espaçamento da armadura A_{st} ;

f_{td} : resistência à tração de cálculo, calculado para o concreto da laje que é o menos resistente;

β_s : coeficiente multiplicativo para parcela de aço;

β_c : coeficiente multiplicativo para parcela do concreto.

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_{int} \times s} \quad (74)$$

Inicialmente, foi verificado se os estribos determinados do ELU ao cisalhamento possuem a capacidade de transmissão da tensão solicitante de cisalhamento da interface. Para isso utilizou-se a área dos estribos de Ø10 mm, correspondente a 1,58 cm² e espaçamento de 12 cm. Assim, a taxa de armadura resultou em 0,51%, portanto, utilizou-se o valor máximo limitado de 0,5%, sendo especificado na NBR 9062 os valores de β_s e β_c . A resistência a tração foi dada conforme equação 43, sendo igual a 1,605 MPa, e utilizou-se aço CA-50 para armadura portanto, resistência de cálculo de 434,78 MPa. Assim, a tensão cisalhante última corresponde a 2920 kN/m². Sendo essa maior que a tensão solicitante, a escolha da armadura e sua distribuição são eficientes para garantir a transferência de esforços cisalhantes entre laje e longarina, garantindo que funcionem em conjunto. Porém, devida à necessidade de transmissão da tensão cisalhante em todo o comprimento da longarina, não são utilizados estribos mínimos na longarina, portanto, é empregado Ø 10 a cada 12 cm para toda esta.

Ainda resta salientar que a armadura transversal é ancorada o mais próximo possível da extremidade superior da laje, respeitando o cobrimento obviamente. Sendo indicado por El Debs (2000) para barras de Ø10 mm espessura da capa de concreto, laje, de 8 cm para que a ancoragem seja adequada. No projeto a laje moldada no local tem espessura de 20 cm quando

diretamente sobre a longarina. Assim, esta armadura será posicionada na viga que após concretada resulta em parte exposta para posterior concretagem da laje.

7.8.5 Armadura transversal das mesas

Para mesa superior da longarina, foi calculado o carregamento correspondente a pré-laje e dimensionado a aba como console. Porém, como a aba tem pequena extensão, o console é muito curto e, portanto, o esforço de corte absorvido pela diagonal comprimida chega direto a alma da longarina, sem necessidade de armadura para transferência. Assim, utilizou-se a mesma bitola da armadura transversal da alma, com igual espaçamento. O mesmo foi adotado para a mesa inferior.

7.8.6 Armadura de fretagem

O concreto nas regiões próximas as ancoragens possui tensões elevadas. Devido a isso existe a necessidade do uso de armadura para combater e distribuir os esforços de fendilhamento. Para isso é utilizado a armadura de fretagem tipo espiral 5-12, conforme indicados pela Roudloff.

Figura 56 – Dimensões da armadura de fretagem

FRETAGEM TIPO "ESPIRAL"																				
	Imagem 50: Fretagem tipo "Espiral"																			
	5-4	5-6	5-7	5-8	5-9	5-12	5-19	5-22	5-27	5-31	6-3	6-4	6-6	6-7	6-8	6-9	6-12	6-15	6-19	6-22
A (cm)	5	5	5	5	5	5	7	7	7	7	5	5	5	5	5	5	7	7	7	7
B (cm)	25	30	30	35	35	35	42	49	56	56	25	30	30	35	35	35	49	49	49	56
Ø C (cm)	14	19	19	22	22	25	31	31	40	42	14	19	20	25	25	25	31	31	40	42
Nº DE VOLTAS	5	6	6	7	7	7	6	7	8	8	5	6	6	7	7	7	7	7	7	8
Ø BARRA (mm)	10,0	10,0	10,0	12,5	12,5	12,5	16,0	16,0	16,0	16,0	10,0	10,0	10,0	12,5	12,5	12,5	16,0	16,0	16,0	16,0
COMP. UNIT. (cm)	220	360	360	484	484	550	585	682	1006	1056	220	360	380	550	550	682	682	1006	1056	
TIPO DE AÇO	CA-50										CA-50									

Fonte: catálogo Rudloff

8 DIMENSIONAMENTO DA LAJE

O dimensionamento da laje foi determinado pelo estado limite último, sendo posteriormente verificado o estado limite de serviço e o estado limite último de fadiga das armaduras.

Para possível dimensionamento estipulou-se uma espessura comumente utilizada para pontes com laje em concreto armado, com valor de 20 cm, satisfazendo NBR 7187 e NBR 6118.

8.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O dimensionamento é realizado pelo estado limite último à flexão. Posteriormente, é necessária a verificação ao corte e a fadiga das armaduras.

8.1.1 Estado limite último à flexão

Com os valores de solicitações determinados no capítulo 6.3, foi aplicada inicialmente a combinação normal, da tabela 11.3 da NBR 6118, com os coeficientes de 1,35 para os momentos da carga permanente e 1,5 para os da carga móvel.

De posse dos momentos de cálculo, foi estimada a altura útil (d) da seção e usando a equação 75 e 76, obtidas pelo equilíbrio de forças e momentos, considerando sempre larguras b de 100 cm, já que os momentos usados são determinados por metro, foi determinada a área de aço necessária. Com a área de aço definida, foi verificado o atendimento a armadura mínima, adotando a taxa de armadura ρ de 0,164% em relação à seção de concreto, conforme tabela 17.3 da NBR 6118. Os coeficientes de segurança para o aço e para o concreto utilizados foram, respectivamente, 1,15 e 1,4.

$$x = \frac{d}{\lambda} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d \times \gamma_n}{\alpha_c \times f_{cd} \times b \times d^2}} \right) \quad (75)$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \times \lambda \times f_{cd} \times b \times x}{f_{yd}} \quad (76)$$

Sendo:

d: altura útil da seção;

λ : parâmetro com valor 0,8 para concretos do grupo I;

M_d : momento de cálculo da combinação última;

γ_n : coeficiente adicional para lajes em balanço;

α_c : coeficiente com valor de 0,85 para concretos do grupo I;

f_{cd} : resistência de cálculo a compressão do concreto;

b : largura da laje (100 cm);

f_{yd} : resistência de cálculo à tração do aço;

A_s : área da armadura à flexão.

O coeficiente γ_n é empregado apenas para lajes em balanço. Este assume o valor de 1 para espessuras de lajes maior que 19 cm, conforme tabela 13.2 da NBR 6118.

Foi necessário determinar também as armaduras de distribuição, conforme indicado na tabela 36. Estas foram empregadas para montagem das armaduras negativas das lajes e também para distribuição da armadura positiva em X nas pré-lajes.

Tabela 36 – Determinação da armadura de distribuição

$A_s \text{ dist} >$	$A_s/5$
	$A_s \text{ mín} /2$
	0,9

Fonte: NBR 6118

Além disso, a armadura longitudinal em Y do balanço foi determinada considerando-se o momento máximo de borda M_{yr} em toda extensão dos 1,2 m, a favor da segurança.

A laje foi dividida em três partes de igual extensão para dimensionamento das armaduras, conforme o grau de engastamento mencionado anteriormente. Assim, foi possível aplicar para os terços de extremidade os maiores coeficientes de majoração das cargas móveis.

Tabela 37 – Armaduras obtidas para lajes próximas da extremidade

Laje em balanço		
Engaste		
A_s (cm ² /m)	12,45	Ø 16 c/ 14 cm
$A_{s \text{ dist}}$ (cm ² /m)	2,62	Ø 8 c/ 16 cm
Borda livre - Y		
A_s (cm ² /m)	6,26	Ø 10 c/ 12 cm
Laje central		
Engaste		
A_s (cm ² /m)	12,69	Ø 16 c/ 14 cm
$A_{s \text{ dist.}}$ (cm ² /m)	2,54	Ø 8 c/ 16 cm
Vão - Y		
A_s (cm ² /m)	7,63	Ø 12,5 c/ 14 cm

Fonte: a autora

Tabela 38 - Armaduras obtidas para lajes do terço médio

Laje em balanço		
Engaste		
A_s (cm ² /m)	10,51	Ø 16 c/ 16 cm
$A_s \text{ dist.}$ (cm ² /m)	2,10	Ø 6,3 c/ 14 cm
Borda livre - Y		
A_s (cm ² /m)	5,10	Ø 10 c/ 14 cm
Laje central		
Engaste		
A_s (cm ² /m)	6,61	Ø 12,5 c/ 16 cm
$A_s \text{ dist.}$ (cm ² /m)	1,64	Ø 6,3 c/ 16 cm
Vão - Y		
A_s (cm ² /m)	6,30	Ø 10 c/ 12 cm

Fonte: a autora

Tabela 39 - Armaduras obtidas para lajes do terço médio

Pré-laje do balanço (PL1)		
Vão - X		
A_s (cm ² /m)	3,28	Ø 8 c/ 14 cm
$A_{s \text{ dist}}$ (cm ² /m)	1,64	Ø 6.3 c/ 14 cm
Pré-laje central (PL2)		
Vão - X		
A_s (cm ² /m)	3,61	Ø 10 c/ 20 cm
$A_{s \text{ dist}}$ (cm ² /m)	1,64	Ø 6.3 c/ 14 cm
Pré-laje central (PL3)		
Vão - X		
A_s (cm ² /m)	4,17	Ø 10 c/ 16 cm
$A_{s \text{ dist}}$ (cm ² /m)	1,64	Ø 6.3 c/ 14 cm

Fonte: a autora

Para o balanço foi determinada ainda a combinação última excepcional, definida na tabela 11.3 da NBR 6118, utilizando-se o coeficiente $\psi_0 = 0,3$, definido na NBR 8681, para ponderar a ação da carga móvel, além de $\gamma_g = 1,15$ e $\gamma_q = 1,0$ conforme consta na tabela 2 e 4 da NBR 8681. Além disso, os coeficientes de segurança para o aço e o concreto são distintos aos utilizados na combinação última normal, sendo agora, respectivamente, 1,0 e 1,2, conforme tabela 12.1 da NBR 6118.

Após determinação do momento de cálculo atuante no engaste, devido também a colisão de veículos, foi empregada a equação 75 e 76 novamente para determinação da posição da linha neutra e da área de aço. A área de aço foi calculada para as extremidades e também para o terço central, porém, se mostrou muito próxima. Portanto, foi adotada a mesma armadura negativa para toda extensão da laje em balanço, correspondente a Ø 16 c/ 14 cm. Como obteve-se A_s maior do que na combinação normal, esta passa a ser a armadura negativa das lajes em balanço.

8.1.2 Estado limite último ao cisalhamento

A NBR 6118 especifica no item 19.4 quando lajes maciças não precisam de armadura para resistir à força cortante. Segunda a norma, quando a força cortante de cálculo V_{sd} , a uma distância d da face do apoio, for menor que a força cortante resistente de cálculo V_{Rd1} (equação 77).

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1)] \times b_w \times d \quad (77)$$

Onde:

τ_{Rd} tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (equação 78);

k coeficiente determinado pela equação 79, quando 50% da armadura inferior chega ao apoio;

ρ_1 taxa de aço ancorada até não menos que $d+l_{b, nec}$ (equação 80);

b_w largura da seção ao longo da altura útil (100 cm).

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} \quad (78)$$

$$k = |1,6 - d| \quad (79)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \quad (80)$$

Para combinação última normal adotou-se os coeficientes de segurança de 1,35 para esforço devido à carga permanente e 1,5 para variável. Os valores a serem combinados estão expressos no capítulo 6.3, correspondente aos valores majorados pelos coeficientes da NBR 7188 devido a serem próximos a juntas. Foi escolhido verificar o cisalhamento para estes, pois como os coeficientes de majoração são maiores do que para as demais posições da laje, resultam nos maiores esforços de corte. Portanto, se verificado na extremidade, estarão em conformidade também nos demais trechos.

Sabe-se que as tensões de cisalhamento são maiores próximas aos apoios. Dessa forma a verificação será realizada para região do engaste do balanço e também para o vínculo de apoio da laje central. Assim, foram calculados os parâmetros necessário para utilização da equação 77 para as duas situações, sendo considerado para taxa de aço ρ_1 toda a armadura negativa, pois é respeitada a ancoragem $l_{b, nec}$. Porém, como as armaduras e alturas úteis são as mesmas, obteve-se os mesmos valores de V_{rd1} de 150,5 kN/m, para as duas situações.

Tabela 40 – Esforço cortante solicitante de cálculo

Laje central	
Vsd (kN)	122,64
Laje balanço	
Vds (kN)	78,12

Fonte: a autora

Comparando com os valores solicitantes de cálculo da tabela 40 com o valor resistido obtido, observa-se que a verificação foi realizada de forma positiva, indicando que não haverá necessidade de se colocar nenhuma armadura de corte nas lajes.

Posteriormente verificou-se também segurança à ruína das diagonais comprimidas V_{Rd2} utilizando o modelo de cálculo I, com as diagonais de compressão a 45°. Obteve-se, assim, o valor de 998,5 kN/m. Portanto, concluindo que as lajes não precisam de armadura transversal.

8.1.3 Estado limite último de fadiga

A fadiga é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, mudando a estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões decorrentes dessas ações. Por exemplo, a resistência da armadura pode ser diminuída devido a fadiga, podendo romper a tensões menores do que sua resistência última.

Portanto, será verificada a segurança das armaduras em relação a fadiga (equação 81), através da máxima variação de tensão calculada ($\Delta\sigma_s$) para a combinação frequente de ações, expressa na tabela 11.4 da NBR 6118, sendo utilizado ψ_2 de 0,8 por se tratar de lajes em pontes rodoviárias.

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_s < \Delta f_{sd,fad} \quad (81)$$

Sendo

γ_f igual a 1;

$\Delta f_{sd,fad}$: variação de tensão para 2×10^6 ciclos.

A verificação foi feita para todas as armaduras na direção X e Y principais, desconsiderando-se as de distribuição. O primeiro passo foi o cálculo do momento de serviço máximo e mínimo

pela combinação frequente. O valor máximo é obtido quando há o veículo sobre a ponte, já o mínimo é obtido quando atua apenas as ações permanentes. Conforme indicado na norma o cálculo das tensões nesse caso pode ser feito no estágio II, desprezando a resistência à tração do concreto. Assim, foi determinado a posição da linha neutra (x_{II}), a inércia homogeneizada (I_{II}^H) e a tensão mínima ($\sigma_{s\text{mín}}$) e máxima no aço ($\sigma_{s\text{máx}}$) para o estágio II (equação 82, 83 e 84). Com a variação de tensão no aço determinada, bastou verificar a inequação 81 através dos valores de $\Delta f_{sd, fad}$ obtidos da tabela 23.2 da NBR 6118 para barras retas com bitolas de 10, 12,5 e 16 mm, cujo valor para 2×10^6 ciclos é de 190 MPa.

$$\frac{x_{II}^2 \times b}{2} - A_s \times \alpha_e \times (d - x_{II}) = 0 \quad (82)$$

$$I_{II} = \frac{b \times x^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - x_{II})^2 \quad (83)$$

$$\sigma_s = \alpha_e \times \frac{M}{I_{II}^H} \times (d - x_{II}) \quad (84)$$

A tabela abaixo mostra os valores obtidos para verificação das armaduras de extremidade e de meio do vão.

Tabela 41 – Verificação das armaduras do terço médio

Direção	Denominação	$M_{d\text{serv máx}}$ (MPa)	$M_{d\text{serv mín}}$ (MPa)	x_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	$\sigma_{s, máx}$ (MPa)	$\sigma_{s, mín}$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	K_{fad}
X	Engaste balanço	42,45	11,28	4,96	19122,64	194,06	51,57	142,49	-
	Engaste laje central	27,09	5,40	3,79	11542,23	227,81	45,37	182,44	-
	Vão laje central	16,31	4,43	2,97	6621,00	229,31	62,27	167,04	-
Y	Vão laje central	18,46	2,08	2,63	4159,67	324,54	36,65	287,89	152
	Borda laje balanço	14,61	0,00	2,43	3556,11	306,65	0,00	306,65	1,61

Fonte: a autora

Tabela 42 – Verificação das armaduras dos terços de extremidade

Direção	Denominação	M _{d serv máx} (MPa)	M _{d serv mín} (MPa)	x II (cm)	I II (cm ⁴)	σ _{s máx} (MPa)	σ _{s mín} (MPa)	Δσ _s (MPa)	K _{fad}
X	Engaste balanço	49,15	11,28	4,96	19122,64	224,70	51,57	173,13	-
	Engaste laje central	49,13	8,35	4,96	19122,64	224,61	38,16	186,45	-
	Vão laje central	14,01	3,29	2,74	5646,05	235,06	55,18	179,88	-
Y	Vão laje central	22,13	2,08	2,99	5301,64	294,75	27,76	266,98	1,41
	Borda laje balanço	17,76	0,00	2,82	4740,70	269,05	0,00	269,05	1,42

Fonte: a autora

Assim, observa-se que a verificação a fadiga foi atendida para todas as armaduras na direção X, porém para as armaduras em Y há a necessidade de aumentar a armadura escolhida pelo fator K_{fad} determinado. Assim, é utilizada uma única armadura em Y de Ø 12,5 a cada 12 cm para maior facilidade de montagem.

8.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Conforme NBR 6118 é necessário verificar as lajes ao estado-limite de deformações e de formação de fissuras.

8.2.1 Estado-limite de deformações

Na verificação deste estado-limite é utilizada a combinação de serviço quase permanente, com fator $\psi_2 = 0,3$. Além disso, a norma recomenda a utilização de modelos que levem em conta a rigidez efetiva das seção, ou seja, considerem a presença da armadura, existência de fissuras e deformações diferidas ao longo do tempo. Caso os esforços atuantes sejam menores do que o limite de fissuração, pode-se considerar as deformações para o estágio I.

Primeiramente é determinado o momento de fissuração (equação 85), para então compará-lo ao momento de serviço, de modo a saber se a laje encontrasse no estágio I ou II.

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} \quad (85)$$

Sendo:

α : coeficiente com valor 1,5 para seções retangulares;

y_t : distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c : inércia da seção bruta de concreto;

f_{ct} : resistência à tração direta do concreto.

Quando o momento de fissuração é maior que o momento de serviço, é determinada a posição da linha neutra para o estágio I (x_I), e então calculada a inércia da seção homogeneizada para este estágio (I_I), conforme equações 86 e 87.

$$x_I = \frac{A_s \times (\alpha_e - 1) \times d + \frac{b \times h^2}{2}}{A_s \times (\alpha_e - 1) + b \times h} \quad (86)$$

$$I_I = \frac{b \times x^3}{3} + \frac{b \times (h - x)^3}{3} + (\alpha_e - 1) \times A_s \times (d - x)^2 \quad (87)$$

Sendo

α_e : relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo secante do concreto, assumindo valor de 7,14.

Para cada uma das lajes, foram determinadas as flechas imediatas ocasionadas pelos carregamentos permanentes e móveis, e depois foi aplicada a combinação de serviço para estas. A flecha dos carregamento permanentes foi determinada conforme equação 70. Já as devidas ao carregamento móvel, foram determinadas através de análises em diferentes posições do carregamento até descobrir a que causava a flecha máxima, correspondente às duas rodas do veículo atuando de forma simultânea com localização a 0,55 metros do apoio das lajes centrais, e a 0,9 metros da borda livre para laje em balanço, devido às dimensões da própria roda e da barreira.

Assim, foram verificadas as flechas para direção X da laje central e da laje em balanço. Através dos momentos de serviço obtidos, percebe-se que as lajes estão no estágio I. Descobrimo, então, a I_I é possível determinar as flechas imediatas para as duas situações, através das combinações destas flechas no estado de serviço já mencionado.

Conforme previsto na norma, deve ser adicionado o efeito das cargas de longa duração em função da fluência. Para isso determina-se o fator α_f (equação 88), para o qual foi considerado liberação do tráfego a 215 dias após o início da obra e tempo final de análise maior que 70 meses. Lembrando que na laje em questão não há armadura comprimida, portando $\rho' = 0$.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \times \rho'} \quad (88)$$

Sendo:

$\Delta\xi$: variação em função do tempo.

Na análise em questão, para a data de liberação do tráfego obteve-se $\xi = 1,24$, e estendendo-se indefinidamente por mais que 70 meses tem-se $\xi = 2$. Portanto, $\Delta\xi = 0,76$ e α_f é igual ao mesmo valor. Assim, a flecha de longa duração (equação 89) deve ser comparada as flechas limites da tabela 13.3 da NBR 6118, analisando-se a aceitabilidade sensorial de forma visual, limitada por $l/250$. Lembrando que o vão l é duplicado para balanços.

$$f_{\text{diferida}} = f_{\text{mediata}} \times (1 + \alpha_f) \quad (89)$$

Assim, obteve-se 0,28 cm para flecha no vão central da laje, atendendo a flecha limite da norma de 1,24 cm, e para o balanço foi identificada flecha de 0,05 cm, sendo a máxima permitida pela NBR 6118 de 0,96 cm.

8.2.2 Estado-limite de formação de fissuras

Para determinação do estágio-limite de formação de fissuras é utilizada a combinação de serviço frequente com $\psi_1 = 0,5$. Após determinação do momento de cálculo de serviço, este é comparado ao momento de fissuração (equação 85) para determinar se a seção se encontra no estágio I ou II.

Nestas verificações, para a laje central na direção X, constatou-se que a seção estava no domínio I, portando aplicou-se as equação 86 e 87 para determinação de x_1 e I_f . Porém, para a direção X na laje em balanço, o momento de fissuração resultou maior que o de serviço, portanto, foi

necessário utilizar as equações 82 e 83 para determinar a posição da linha neutra no estágio II e a seção homogeneizada no estágio II.

A abertura de fissuras, pela norma, é a correspondente ao menor dos dois valores determinados através das equações 90 e 91.

$$w_k = \frac{\varnothing_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (90)$$

$$w_k = \frac{\varnothing_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_1} + 45 \right) \quad (91)$$

Sendo:

\varnothing_i : diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

η_1 : coeficiente de conformação superficial das barras de armadura, sendo usado o valor de 2,25 correspondente a barras nervuradas;

σ_{si} : tensão no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

E_{si} : módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro \varnothing_i ;

ρ_{ri} : taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento;

A_{cri} : área da região de envolvimento protegida pela barra \varnothing_i .

Quando o momento de serviço é menor do que o momento de fissuração, obviamente a abertura de fissuras será respeitada, aparecendo valores extremamente baixos com a aplicação das equações 90 e 91. Porém, mesmo isso ocorrendo, foi determinada a abertura de fissuras na laje central na direção X para armadura positiva. Para isso ser possível, determinou-se a tensão no centro de gravidade da armadura tracionada com a equação 92 correspondente ao domínio I.

$$\sigma_1 = \alpha_e \times \frac{M}{I_H} \times (d - x) \quad (92)$$

Assim, empregando as equações 90 e 91 para a laje central obteve-se, respectivamente, $w_k=0,012$ mm e $w_k=0,00009$ mm, sendo adotado o valor de abertura de 0,00009 mm, conforme mencionado. Isto comprova a não fissuração mostrada através do momento de fissuração.

Para a armadura negativa na direção X da laje em balanço obteve-se momento de fissuração superior ao de serviço, portanto empregaram-se as determinações da linha neutra e da inércia homogeneizada para estágio II (equação 82 e 83). Assim, foi necessário determinar a tensão σ_{si} através da equação 92, apenas alterando o momento de inércia da seção homogeneizada no estágio I (I_{I^H}) pelo no estágio II (I_{II^H}). Com todos os demais parâmetros definidos, foi possível empregar as formulas de abertura de fissuras, resultando em $w_k=0,18$ mm e $w_k=0,05$ mm. Conforme NBR 6118, pode-se adotar o valor de 0,05 mm para abertura de fissuras desta laje nesta direção.

Como o limite de abertura de fissuras, de acordo com tabela 13.4 da NBR 6118, é de 0,3mm para classe de agressividade II e III para concreto armado, verificou-se com segurança a fissuração das lajes.

8.3 DETALHAMENTO

Todas as armaduras negativas são constituídas por ganchos com dobras de 11 cm. Através dessa determinação e do uso da NBR 6118, calculou-se o comprimento de ancoragem necessário de 31,37 cm para a armadura negativa da laje em balanço e 30,41 cm para armadura negativa da laje central, sendo essa para as extremidades onde tem-se \varnothing 16 mm, para a mesma no terço médio, \varnothing 12,5, o comprimento de ancoragem necessário é de 23,57 cm. Já para as armaduras positivas do vão, obteve-se comprimento de ancoragem de 27,52 cm, sendo esta estendida em todo comprimento da pré-laje, sem ganchos. Foram determinados ainda os comprimentos de traspasse para as armaduras na direção Y e de distribuição das armaduras negativas, com valores de 53cm e 42 cm, respectivamente.

9 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS

As transversinas foram dimensionadas através do estado limite último à flexão e ao cisalhamento, sendo posteriormente verificados os estados limites de serviço de deformação e abertura de fissuras. Foram utilizados os esforços provenientes da tabela 6.

9.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Este é analisado à flexão e ao cisalhamento

9.1.1 Estado limite último à flexão

A determinação da armadura longitudinal para resistir aos momentos solicitantes se deu primeiramente através da combinação última normal dos esforços. Para isso foram utilizados os coeficientes de majoração das ações permanentes γ_g de 1,35 e das ações variáveis γ_q de 1,5. Os coeficientes de segurança dos materiais empregados são 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço, sendo o concreto das transversinas de classe 35, igual ao das lajes.

Com os momentos definidos, estimou-se a altura útil da seção e empregou-se a equação 75, para determinar a posição da linha neutra, para isso foi suposto aço em escoamento. Com o resultado obtido de x verificou-se que a suposição está correta, pois a viga encontra-se no domínio 2. A partir da equação 76 determinou-se a área, utilizando aço CA-50. Posteriormente, foi feita a verificação da armadura mínima através da taxa de aço mínima, definida na tabela 17.3 da NBR 6118 como 0,164% da área de concreto da seção para classe C-35. Como a armadura mínima resulta maior que a calculada pelos esforços solicitantes, esta será empregada para toda viga.

A seguir são mostrados os valores obtidos para as diferentes seções de análise.

Tabela 43 – Dimensionamento da transversina para as diferentes seções

M _{máx} (+) vãos laterais	M _{sd} (kNm)	136,37
	d (cm)	154,75
	x (cm)	2,61
	A _s (cm ²)	2,04
	A _{s min} (cm ²)	5,25
M _{máx} (+) vão central	M _{sd} (kNm)	99,78
	d (cm)	154,75
	x (cm)	1,91
	A _s (cm ²)	1,49
	A _{s min} (cm ²)	5,25
M _{máx} (-) apoios internos	M _{sd} (kNm)	125,24
	d (cm)	154,75
	x (cm)	2,40
	A _s (cm ²)	1,87
	A _{s min} (cm ²)	5,25

Fonte: a autora

Assim, optou-se por utilizar 5 Ø 12,5mm para todas as armaduras

9.1.2 Estado limite último ao cisalhamento

Primeiramente foi determinado o esforço de corte de cálculo solicitante através dos valores da tabela 6 e utilizando a combinação última normal, com os mesmos coeficientes de majoração de ações e de segurança dos materiais que os empregados no ELU à flexão.

A primeira verificação feita foi em relação a segurança das diagonais comprimidas do concreto. De acordo com a norma, quando a força cortante resistente de cálculo V_{Rd2} (equação 59) for maior que o esforço solicitante de cálculo, a ruína das diagonais comprimidas do concreto estará verificada. Para este cálculo utilizou-se altura útil de 154,75 cm, resultando, assim em forças cortantes resistentes de 1817 kN. O valor de V_{sd} obtido para o apoio de extremidade é de 258,7 kN e para o apoio interno 304,63 kN, indicando que houve conformidade na verificação.

A segunda análise remete aos montantes tracionados (inequação 61), em que a soma da parcela de força cortante absorvida pelo concreto V_c e pela armadura transversal V_{sw} devem ser menor que a força de corte solicitante V_{sd} .

Para esta verificação utilizou-se o modelo de cálculo I, considerando as diagonais comprimidas a 45° . Além disso, o ângulo de inclinação dos estribos é de 90° e o aço utilizado é o CA-50. A determinação da armadura A_{sw} se dá através da incorporação da equação 66 na inequação 61, substituindo também o valor de V_{Rd3} por V_{sd} . Ainda foi admitido V_c igual a V_{c0} , por ser um caso de flexão simples com a linha neutra cortando a seção, sendo V_{c0} determinado pela equação 63.

Os valores resultantes estão mostrados a seguir para o esforço de corte nos apoios de extremidade e internos. Além disso, foi verificada a armadura transversal mínima necessária conforme equação 68.

Tabela 44 – Dimensionamento ao cisalhamento

Apoio extremidade	
A_{sw}/s (cm ² /cm)	-0,70
A_{sw}/s min (cm ² /cm)	2,57
Apoio interno	
A_{sw}/s (cm ² /cm)	0,05
A_{sw}/s min (cm ² /cm)	2,57

Fonte: a autora

Como as armaduras dimensionadas com os esforços cortantes resultaram menores que a mínima, foi adotada esta última. Assim, utilizaram-se estribos de \varnothing 6,3 a cada 20 cm, respeitando o espaçamento mínimo da NBR 6118 que é de 30 cm para o caso em questão.

9.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

O estado limite de serviço é dividido e analisado quanto a deformação e a formação de fissuras.

9.2.1 Estado limite de serviço de deformação

O procedimento é semelhante ao realizado para as lajes. Primeiramente é determinado o momento de serviço através da combinação quase permanente de serviço, com $\psi_0 = 0,3$ para os momentos atuante no vão central, mais solicitado. Posteriormente, compara-se este com o momento de fissuração, determinado conforme equação 85. Como o momento de fissuração é maior que o de serviço, a peça encontra-se no estágio I, assim é determinada a posição da linha neutra (equação 86) e a inércia homogeneizada da seção (87). Com estes parâmetros determinados, calcula-se as flechas, aplicando posteriormente a combinação quase permanente para estas. Ainda, para a flecha diferida é utilizada a equação 89 com coeficiente $\phi = 0,76$, correspondente aos 215 dias da liberação do tráfego até um tempo maior que 70 meses.

A tabela 45 mostra os resultados de flechas obtidos para as cargas permanentes e variáveis, essa já com valor combinado de serviço, e a flecha final, mostrando-se muito menor que o limite 1,24 cm da NBR 6118.

Tabela 45 – Flechas imediatas e diferidas para transversinas

f imediata permanente (cm)	0,0007
f imediata variável (cm)	0,0012
f imediata (cm)	0,0018
f diferida (cm)	0,0032

Fonte: a autora

9.2.2 Estado limite de serviço de formação de fissuras

O ELS de formação de fissuras foi analisado para o vão central e para o apoio, ambos mais solicitados ao momento fletor.

Estes também foram determinados de forma semelhante ao das lajes no capítulo 8.2.2. Os passos compreendem a determinação de $M_{d, serv}$ através da combinação frequente com $\psi_0 = 0,5$, comparação deste com o momento de fissuração (equação 85), determinação da linha neutra e do momento de inércia homogeneizado para o estágio I (equação 86 e 87). Após, é determinada a tensão no aço conforme equação 92 e também a área A_{cr} com 7 diâmetros em relação a bitola das armaduras negativas e positivas com valor de 12,5 mm.

Assim, com estes parâmetros definidos é possível através da equação 90 e 91 determinar a abertura de fissuras, escolhendo-se sempre o menor entre esses dois valores obtidos. Assim, a abertura de fissuras nos vãos laterais para a armadura positiva é de $w = 0,00012$ mm e para a armadura negativa nos apoios intermediários é de $w = 0,00011$ mm, ambos menores que o limite de 0,3 mm para concreto armado.

9.3 DETALHAMENTO

Foi necessária ainda a determinação da armadura de pele, devido a viga ter altura maior que 60 cm. Conforme NBR 6118, empregou-se para determinação dessa armadura 0,10% da área da seção em cada face, resultando assim em 7 Ø 8 em cada, respeitando o espaçamento máximo de 20 cm, mas lembrando que existirá a armadura da laje na parte superior e a própria armadura negativa da transversina, portanto, sem necessidade de colocar armadura de pele nesta região. São deixadas esperas para armadura de pele nas longarinas, de forma a respeitar o traspasse de 44 cm entre as barras.

As armaduras positivas referentes a resistência à flexão, encontram-se já ancoradas nas longarinas, de forma a garantir a continuidade da transversina quando concretada. Assim, possuem 64 cm além da face da aba inferior para parte externa, de forma a respeitar o traspasse entre as barras. Já a armadura negativa, é contínua e será posicionada dentro da laje, quando da sua concretagem.

As armaduras não possuem ganchos, pois seus comprimentos de ancoragens são baixos, determinados em 32 cm para ambas. A distribuição das armaduras se dá em duas camadas.

Devido a transversina e a laje possuírem alguns dias de diferença de concretagem, mesmo com a mesma resistência, os módulos de elasticidade não serão os mesmos, e será necessário verificar se o estribo definido no ELU ao cisalhamento resiste as tensões de cisalhamento na área de contato entre a viga transversal e a laje. A verificação feita é semelhante a do capítulo 7.8.4 das longarinas, para armadura de costura da mesa. É necessário verificar se a tensão cisalhante de cálculo solicitante τ_{sd} é menor que a tensão cisalhante última τ_u . Para determinação destas foi utilizada as equações 71 e 73. O comprimento l_0 foi determinado de modo a se obter o menor valor possível, pois significa maior tensão solicitante na área em questão. Portanto, para a tensão cisalhante que ocorre na região de momento positivo, l_0 foi determinado como o trecho correspondente entre o momento máximo e o nulo com valor de 0,5 m. Já para o

momento negativo, l_0 correspondeu a 0,2 m, a menor distância entre o momento nulo e o máximo negativo.

Ao ser realizada a verificação com os $\emptyset 6.3$ c/ 20 cm determinados no ELU ao corte, não foi verificada a segurança. Portanto, foi recalculada a armadura transversal até $\tau_{sd} < \tau_u$, resultando em $\emptyset 8$ cada 10 cm nos 30 cm próximos aos apoios e $\emptyset 8$ cada 18 cm no restante correspondente a locais com possibilidade de momento positivo que determina esta armadura.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De modo geral, através do presente trabalho buscou-se o desenvolvimento do conhecimento acerca do entendimento e funcionamento de uma estrutura em concreto. Por isso, optou-se pela utilização de métodos de cálculos consolidados e difundidos em projetos de pontes, onde fosse possível realizar cálculos manuais, apenas com auxílio de *softwares* simples e de livre acesso. No decorrer do trabalho mostrou-se necessária a comparação dos resultados obtidos devido ao carregamento móvel pelo método de Courbon com um método computacional mais robusto, devido às limitações impostas, sendo escolhida a análise por modelo de grelha no Robot. De um modo geral, percebeu-se que os cálculos manuais, por terem algumas simplificações, resultam em maiores esforços solicitantes e distribuições de tensões mais a favor da segurança do que se fossem utilizados métodos computacionais mais sofisticados, em que é considerado a interações entre todos os elementos, com todas as suas propriedades definidas e com análises em diferentes graus. Assim, obteve-se seções menos econômicas, necessitando de maior quantidade de materiais para resistir as solicitações.

Ao realizar o projeto desse modo, possivelmente, obteve-se um projeto menos econômico, porém, foi determinado uma estimativa de valores bem plausíveis a se esperar através da análise da mesma estrutura em um software com modelo mais robusto. Além dessa maior sensibilidade desenvolvida frente a resultados esperados, foi possível também desenvolver grande conhecimento do funcionamento de uma estrutura e de peculiaridades referentes a obras de arte especiais.

REFERÊNCIAS

- ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M. F.; JUDICE, F. M. S. **Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido**. Engevista, Rio de Janeiro, v. 6, n. 2, pp. 48-58, agosto 2004.
- ARAÚJO, D. L. **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7187**. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7188**. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681**. Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062**. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.
- BARR, J. P.; EBERHARD, M. O.; STANTON, J. F. **Live-Load Distribution Factors in Prestressed Concrete Girder Bridges**. Journal of Bridge Engineering, p - 298-306, Sept/Oct 2001.
- BR-116**. In: WIKIPÉDIA, a enciclopédia livre. Flórida: Wikimedia Foundation, 2019. Disponível em: <<https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=BR-116&oldid=56416032>>. Acesso em: julho, 2019.
- CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido, cálculo e detalhamento, volume I**. São Paulo, 2012.
- CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido: teoria e prática**. São Paulo, 2014.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário – Projeto de barreiras de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.
- EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Paulo, 2000.

FACEBOOK. **Perfil privado**. Disponível em:
<<https://www.facebook.com/photo.php?fbid=1749675648432603&set=a.404150582985123&type=3&theater>>. Acesso em maio, 2019.

FACEBOOK. **Perfil privado**. Disponível em:
<<https://www.facebook.com/photo.php?fbid=1974748022814043&set=pcb.1974748259480686&type=3&theater>>. Acesso em maio, 2019.

GAZETA REGIONAL. **Definida empresa para construção de ponte em Cristal e viaduto em Camaquã**. Disponível em:
<<http://www.gazetaregionalonline.com.br/noticias/3998/definida-empresa-para-construcao-de-ponte-em-cristal-e-viaduto-em-camaqua.html>>. Acesso em: maio, 2019.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto, v. 6: Princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro, 1979.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. São Paulo, 2008.

MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro, 1977.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro, 1979.

RUDLOFF. **Concreto protendido – catálogo**. São Paulo. Disponível em:
<http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf> Acesso em 13 junho 2019.

RÜSCH, H. **Berechnungstabeln für rechtwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken**. Berlin, 1965.

SAN MARTIN, F.J. **Cálculo de tabuleiros de pontes**, São Paulo: Liv. Ciência e Tecnologia, 1981.

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas – Notas de aula USP**. São Paulo 2006.

UNIONTECH. **Juntas de Dilatação em pontes e viadutos**. Disponível em:
<<http://www.uniontech.com.br/juntas-dilatacao-pontes-e-viadutos>> Acesso em 10 outubro 2019.

VERÍSSIMO, G. S.; CESAR, Kléos M. Lenz Jr. **Concreto protendido: Fundamentos básicos**. Universidade Federal de Viçosa. 4ª edição, novembro/1998.

VERÍSSIMO, G. S.; CESAR, Kléos M. Lenz Jr. **Concreto protendido: Perdas de protensão**. Universidade Federal de Viçosa. 4ª edição, julho/1998.

VERÍSSIMO, G. S.; PAES, J. L. R.; SILVA, R. C.; CESAR, K. M. L. Jr. **Concreto protendido: Estados limites**. Universidade Federal de Viçosa. 4ª edição, outubro/1998.

VITÓRIO, J. A. P. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife, CREA-PE, 2002.

VITÓRIO, J.A.P. **Análise comparativa entre métodos de alargamento e reforço de pontes de concreto armado**. In: Revista Concreto & Construções. Ed. IBRACON. n. 88. São Paulo, p,104-112, 2017.

APÊNDICE A – DETERMINAÇÃO DO CABO RESULTANTE

Seção	Y' cabo 4	Y' cabo 3	Y' cabo 2	Y' cabo 1	E _p cabo 4	E _p cabo 3	E _p cabo 2	E _p cabo 1	P ₄ X E _p cabo 4	P ₃ X E _p cabo 3	P ₂ X E _p cabo 2	P ₁ X E _p cabo 1	ΣP _i X E _p	e=ΣP _i X e / ΣP _i
S ₀	0	0	0	0	-0,52	-0,22	0,08	0,38	-747,17	-318,21	114,92	550,23	-400,23	-0,07
S ₁	0,21	0,14	0,13	0,04	-0,31	-0,08	0,21	0,42	-451,04	-121,94	307,88	605,58	340,47	0,06
S ₂	0,39	0,25	0,24	0,07	-0,14	0,03	0,32	0,45	-194,4	48,16	463,99	650,36	968,11	0,17
S ₃	0,54	0,35	0,32	0,09	0,02	0,13	0,4	0,47	22,76	192,09	583,26	684,58	1482,68	0,26
S ₄	0,66	0,44	0,38	0,11	0,14	0,21	0,46	0,49	200,44	309,85	665,68	708,22	1884,19	0,33
S ₅	0,76	0,5	0,41	0,12	0,24	0,28	0,49	0,5	338,63	401,44	711,26	721,3	2172,63	0,38
S ₆	0,83	0,54	0,42	0,12	0,3	0,32	0,5	0,5	437,34	466,86	721,27	724,17	2349,64	0,41
S ₇	0,87	0,57	0,42	0,12	0,35	0,35	0,5	0,5	496,56	506,11	721,27	724,17	2448,11	0,42
S ₈	0,88	0,58	0,42	0,12	0,36	0,36	0,5	0,5	516,31	519,2	721,27	724,17	2480,94	0,43

ANEXO A – TABELAS DE RUSCH

Tabela de Rusch número 98

Nr. 98		$l_y/l_x = \infty$	Fahrtrichtung	↓	Gleichlast in Teilbereichen Für $M_{xx} \quad k = 0,036$ Für $M_{yy} \quad k = 0,014$	über die ganze Platte Für $M_{xx} \quad k = 0$ Für $M_{yy} \quad k = -0,125$	$M = k \cdot g \cdot l_x^2$ g oder p in t/m ² ; l_x in m											
Brückenklasse 24t bis 60t				Raddruck des SLW von 1,0t				Gleichlast um SLW von 1 t/m²										
l_x/a	+ M_{xx} in Plattenmitte				+ M_{yy} in Plattenmitte				- M_{xx} in Plattenmitte				für alle Werte l/a					
	l/a				l/a				l/a				für alle Werte l/a					
	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	p	p'	p	p'	p	p'
0,125	0,046	0,013	0,007	0,001	0,075	0,048	0,014	0,003	0,056	0,043	0,013	0,010	—	—	—	—	—	—
0,25	0,074	0,024	0,015	0,001	1,00	0,68	0,27	0,05	1,00	0,50	0,56	0,24	—	—	—	—	—	—
0,375	0,092	0,035	0,020	0,001	1,18	0,82	0,36	0,07	1,36	0,90	0,90	0,40	—	—	—	—	—	—
0,50	0,102	0,048	0,027	0,002	1,31	0,91	0,46	0,10	1,76	1,14	1,24	0,60	—	—	—	—	—	—
0,625	0,110	0,061	0,033	0,003	1,42	0,97	0,52	0,17	2,18	1,41	1,54	0,79	—	—	—	—	—	—
0,75	0,114	0,075	0,038	0,012	1,56	1,03	0,60	0,34	2,66	1,63	1,70	1,04	—	—	—	—	—	—
1,00	0,124	0,094	0,051	0,026	0,180	0,125	0,085	0,062	0,330	0,325	0,263	0,150	—	0,01	—	—	0,06	—
1,25	0,133	0,110	0,065	0,040	0,195	0,142	0,118	0,093	0,377	0,373	0,313	0,196	—	0,02	—	0,02	0,21	—
1,50	0,155	0,133	0,092	0,062	0,240	0,185	0,169	0,133	0,414	0,410	0,354	0,239	—	0,03	—	0,04	0,32	—
1,75	0,179	0,158	0,121	0,084	0,285	0,250	0,225	0,175	0,444	0,440	0,390	0,280	—	0,04	—	0,05	0,50	0,02
2,00	0,208	0,185	0,154	0,109	0,350	0,322	0,290	0,212	0,470	0,465	0,420	0,318	—	0,05	—	0,07	0,72	0,05
2,25	0,240	0,214	0,189	0,133	0,428	0,405	0,356	0,250	0,490	0,487	0,447	0,356	—	0,06	—	0,09	1,03	0,09
2,50	0,274	0,245	0,225	0,158	0,51	0,50	0,430	0,285	0,51	0,51	0,471	0,391	—	0,07	—	0,14	1,51	0,14

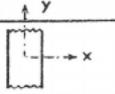
Fonte: Livro das tabelas de Rusch

Tabela de Rusch número 27

Nr. 27		$l_y/l_x = \infty$	Fahrtrichtung	↓	Gleichlast über die ganze Platte Für $M_{xx} \quad k = 0,0417$ Für $M_{yy} \quad k = 0,0069$ Für $M_{xz} \quad k = -0,0833$	$M = k \cdot g \cdot l_x^2$ g oder p in t/m ² ; l_x in m												
Brückenklasse 30t bis 60t				Raddruck des SLW von 1,0t				Gleichlast um SLW von 1 t/m²										
l_x/a	M_{xx} in Plattenmitte				M_{yy} in Plattenmitte				- M_{xz} in Randmitte				für alle Werte l/a					
	l/a				l/a				l/a				für alle Werte l/a					
	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	p	p'	p	p'	p	p'
0,50	0,118	0,083	0,041	0,020	0,097	0,051	0,031	0,008	0,250	0,190	0,120	0,050	—	—	—	0,01	—	0,10
1,00	0,171	0,129	0,078	0,041	0,149	0,091	0,051	0,023	0,320	0,260	0,180	0,090	—	—	—	0,01	—	0,28
1,50	0,266	0,216	0,175	0,120	0,167	0,134	0,080	0,038	0,420	0,400	0,340	0,250	—	0,05	—	0,03	—	0,35
2,00	0,332	0,290	0,250	0,195	0,215	0,168	0,096	0,064	0,58	0,56	0,51	0,400	—	0,10	—	0,05	0,03	0,35
2,50	0,399	0,357	0,318	0,264	0,268	0,198	0,137	0,096	0,72	0,70	0,66	0,55	—	0,27	—	0,13	0,08	0,37
3,00	0,452	0,415	0,370	0,330	0,287	0,239	0,179	0,141	0,85	0,84	0,80	0,78	0,30	0,53	0,05	0,24	0,20	0,80
4,00	0,56	0,52	0,485	0,440	0,361	0,315	0,262	0,222	1,06	1,06	1,01	0,98	0,80	1,11	0,13	0,57	0,55	2,20
5,00	0,65	0,62	0,58	0,53	0,430	0,389	0,338	0,295	1,21	1,21	1,18	1,14	1,25	1,79	0,21	0,83	1,00	4,25
6,00	0,74	0,71	0,67	0,63	0,498	0,457	0,412	0,370	1,32	1,32	1,30	1,26	1,65	2,90	0,28	1,33	1,40	7,60
7,00	0,82	0,79	0,75	0,70	0,56	0,52	0,479	0,433	1,41	1,41	1,40	1,36	2,00	4,50	0,33	2,03	2,00	11,80
8,00	0,87	0,85	0,81	0,76	0,61	0,58	0,54	0,490	1,47	1,47	1,47	1,44	2,40	6,30	0,42	2,89	2,40	16,20
9,00	0,91	0,89	0,85	0,80	0,66	0,63	0,59	0,54	1,52	1,52	1,52	1,50	2,75	8,40	0,48	3,82	3,00	21,60
10,00	0,94	0,91	0,87	0,82	0,71	0,67	0,63	0,58	1,54	1,54	1,54	1,53	3,12	10,55	0,56	4,85	3,50	26,30

Fonte: Livro das tabelas de Rusch

Tabela de Rusch número 1

Nr.	1		$l_y/l_x = \infty$	Fahrtrichtung	↑	Gleichlast über die ganze Platte		$M = k \cdot g \cdot l_x^2$								
						Für M_{xm}	$k = 0,125$	g oder p in t/m ² ; l_x in m	Für M_{ym}	$k = 0,0208$						
Brückenklasse 30t bis 60t				Raddruck des SLW von 1,0t				Gleichlast um SLW von 1 t/m ²								
l_x/a	M_{xm} in Plattenmitte				M_{ym} in Plattenmitte				M_{xm}				M_{ym}			
	t/a								für alle Werte t/a							
	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	p	p'	p	p'	p	p'	p	p'
	L	L	L	L	L	L	L	L								
0,50	0,200	0,170	0,112	0,065	0,155	0,095	0,069	0,028	—	—	—	—	—	—	—	—
1,00	351	300	237	176	223	158	110	063	—	0,15	—	—	0,03	—	—	—
1,50	431	400	351	305	267	220	160	118	0,10	23	0,02	07	—	—	—	—
2,00	52	491	461	421	322	263	228	179	25	40	04	12	—	—	—	—
2,50	62	59	56	53	382	338	290	253	58	96	10	24	—	—	—	—
3,00	72	69	67	63	457	408	361	323	1,00	1,35	17	40	—	—	—	—
4,00	0,87	0,85	0,82	0,80	0,58	0,53	0,472	0,433	2,20	2,85	37	1,03	—	—	—	—
5,00	0,99	0,98	0,95	0,93	69	64	58	53	3,46	5,65	58	2,03	—	—	—	—
6,00	1,08	1,07	1,04	1,02	77	73	66	62	4,70	8,00	78	3,06	—	—	—	—
7,00	1,15	1,14	1,11	1,10	84	80	73	70	5,75	11,80	92	4,54	—	—	—	—
8,00	1,20	1,19	1,17	1,15	90	86	80	76	6,90	16,40	1,29	6,28	—	—	—	—
9,00	1,24	1,23	1,21	1,20	96	91	85	82	8,00	22,10	1,30	8,25	—	—	—	—
10,00	1,27	1,26	1,24	1,23	1,02	0,95	0,90	0,87	9,12	28,70	1,46	10,67	—	—	—	—

Fonte: Livro das tabelas de Rusch

ANEXO B – COEFICIENTES, MOMENTOS E DIAGRAMAS GERADOS PELO SOFTWARE T-RUSCH

Parâmetros de entrada

$$l_y/l_x = \infty$$

Condições de apoio:

Direção do tráfego:



Tabela:27

$$l_x/a = 1,55$$

$$t/a = 0,393$$



Esforços devido às cargas móveis

M_{xm} (Tabela 27.1)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,118	0,083	0,041	0,02	0,0	0,0
1,0	0,171	0,129	0,078	0,061	0,0	0,0
1,5	0,266	0,216	0,175	0,12	0,0	0,05
2,0	0,332	0,29	0,25	0,195	0,0	0,1
2,5	0,399	0,357	0,318	0,264	0,0	0,27
3,0	0,452	0,415	0,37	0,33	0,3	0,53
4,0	0,56	0,52	0,485	0,44	0,8	1,11
5,0	0,65	0,62	0,58	0,53	1,25	1,79
6,0	0,74	0,71	0,67	0,63	1,65	2,9
7,0	0,82	0,79	0,75	0,7	2,0	4,5
8,0	0,87	0,85	0,81	0,76	2,4	6,3
9,0	0,91	0,89	0,85	0,8	2,75	8,4
10,0	0,94	0,91	0,87	0,82	3,12	10,55

$$M_L = 0,200$$

$$M_p = 0,0$$

$$M_{p'} = 0,055$$

$$M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xm} = 1,378 \times (7,5 \times 0,200 + 0,5 \times 0,0 + 0,5 \times 0,055)$$

$$M_{xm} = 2,106 \text{ tf.m/m}$$

M_{ym} (Tabela 27.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,097	0,051	0,031	0,008	0,0	0,01
1,0	0,149	0,091	0,051	0,023	0,0	0,01
1,5	0,187	0,134	0,08	0,038	0,0	0,03
2,0	0,215	0,168	0,096	0,064	0,0	0,05
2,5	0,248	0,198	0,137	0,096	0,0	0,13
3,0	0,287	0,239	0,179	0,141	0,05	0,24
4,0	0,361	0,315	0,262	0,222	0,13	0,57
5,0	0,43	0,389	0,338	0,295	0,21	0,83
6,0	0,498	0,457	0,412	0,37	0,28	1,33
7,0	0,56	0,52	0,479	0,433	0,33	2,03
8,0	0,61	0,58	0,54	0,49	0,42	2,89
9,0	0,66	0,63	0,59	0,54	0,48	3,82
10,0	0,71	0,67	0,63	0,58	0,56	4,85

$$M_L = 0,106$$

$$M_p = 0,0$$

$$M_{p'} = 0,032$$

$$M_{ym} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{ym} = 1,378 \times (7,5 \times 0,106 + 0,5 \times 0,0 + 0,5 \times 0,032)$$

$$M_{ym} = 1,113 \text{ tf.m/m}$$

M_{xe} (Tabela 27.3)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,25	0,19	0,12	0,05	0,0	0,1
1,0	0,32	0,26	0,18	0,09	0,0	0,28
1,5	0,42	0,4	0,34	0,25	0,0	0,35
2,0	0,58	0,56	0,51	0,4	0,03	0,35
2,5	0,72	0,7	0,66	0,55	0,08	0,37
3,0	0,85	0,84	0,8	0,78	0,2	0,8
4,0	1,06	1,06	1,01	0,98	0,55	2,2
5,0	1,21	1,21	1,18	1,14	1,0	4,25
6,0	1,32	1,32	1,3	1,26	1,4	7,6
7,0	1,41	1,41	1,4	1,36	2,0	11,8
8,0	1,47	1,47	1,47	1,44	2,4	16,2
9,0	1,52	1,52	1,52	1,5	3,0	21,6
10,0	1,54	1,54	1,54	1,53	3,5	26,3

$$M_L = 0,382$$

$$M_p = 0,003$$

$$M_{p'} = 0,350$$

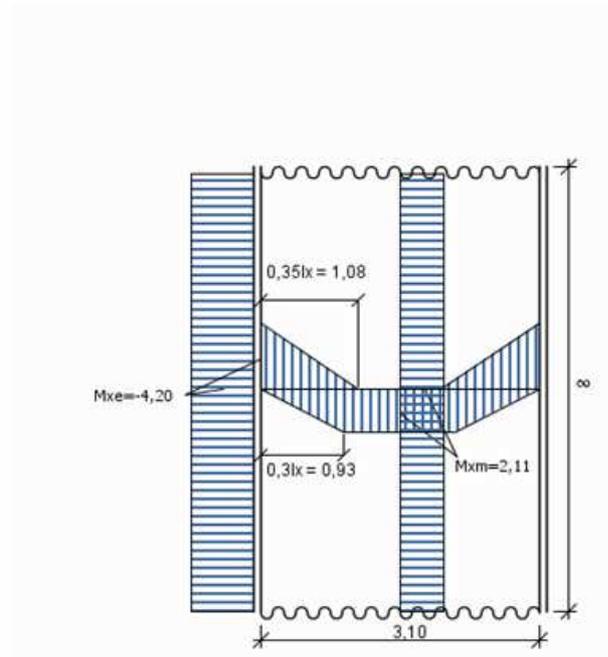
$$M_{xe} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xe} = 1,378 \times (7,5 \times 0,382 + 0,5 \times 0,003 + 0,5 \times 0,350)$$

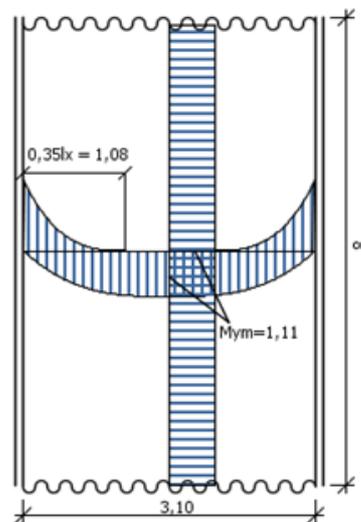
$$M_{xe} = -4,195 \text{ tf.m/m}$$

Diagramas Envoltórios

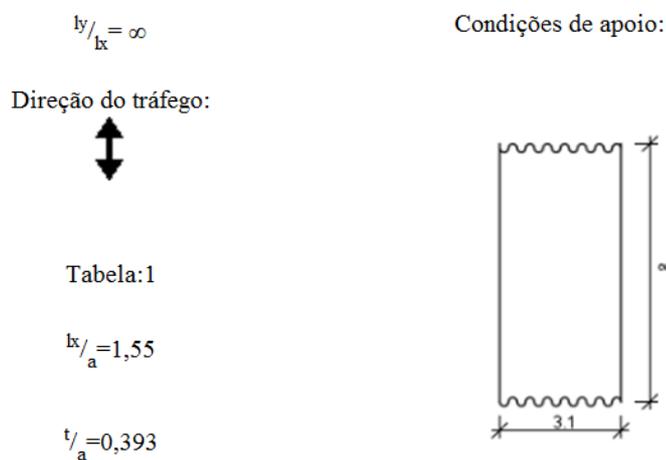
M_x devido à p



M_y devido à p



Parâmetros de entrada



M_{xm} (Tabela 1.1)

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,2	0,17	0,112	0,065	0,0	0,0
1,0	0,351	0,3	0,237	0,176	0,0	0,15
1,5	0,431	0,4	0,351	0,305	0,1	0,23
2,0	0,52	0,491	0,461	0,421	0,25	0,4
2,5	0,62	0,59	0,56	0,53	0,58	0,96
3,0	0,72	0,69	0,67	0,63	1,0	1,35
4,0	0,87	0,85	0,82	0,8	2,2	2,85
5,0	0,99	0,98	0,95	0,93	3,46	5,65
6,0	1,08	1,07	1,04	1,02	4,7	8,0
7,0	1,15	1,14	1,11	1,1	5,75	11,8
8,0	1,2	1,19	1,17	1,15	6,9	16,4
9,0	1,24	1,23	1,21	1,2	8,0	22,1
10,0	1,27	1,26	1,24	1,23	9,12	28,7

$$M_L = 0,382$$

$$M_p = 0,115$$

$$M_{p'} = 0,247$$

$$M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xm} = 1,378 \times (7,5 \times 0,382 + 0,5 \times 0,115 + 0,5 \times 0,247)$$

$$M_{xm} = 4,200 \text{ tf.m/m}$$

M_{ym} (Tabela 1.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,155	0,095	0,069	0,028	0,0	0,0
1,0	0,223	0,158	0,11	0,063	0,0	0,03
1,5	0,267	0,22	0,16	0,118	0,02	0,07
2,0	0,322	0,263	0,228	0,179	0,04	0,12
2,5	0,382	0,338	0,29	0,253	0,1	0,24
3,0	0,457	0,408	0,361	0,323	0,17	0,4
4,0	0,58	0,53	0,472	0,433	0,37	1,03
5,0	0,69	0,64	0,58	0,53	0,58	2,03
6,0	0,77	0,73	0,66	0,62	0,78	3,06
7,0	0,84	0,8	0,73	0,7	0,92	4,54
8,0	0,9	0,86	0,8	0,76	1,29	6,28
9,0	0,96	0,91	0,85	0,82	1,3	8,25
10,0	1,02	0,95	0,9	0,87	1,46	10,67

$$M_L = 0,192$$

$$M_p = 0,022$$

$$M_{p'} = 0,075$$

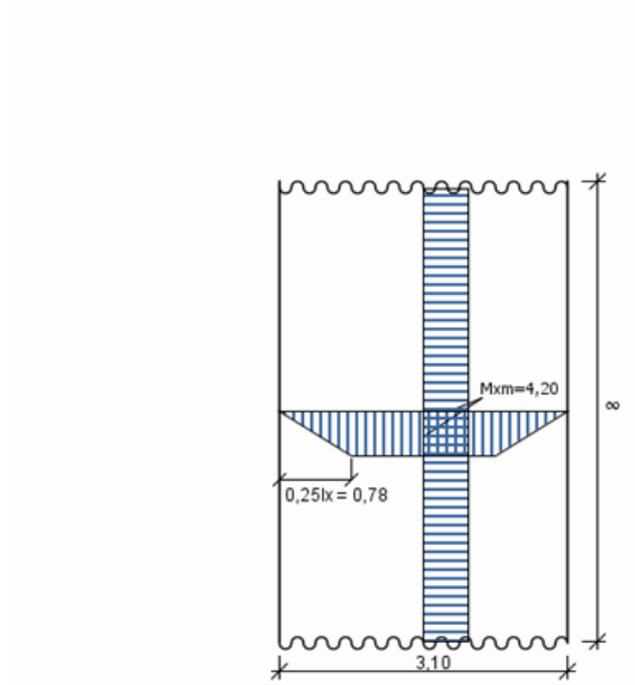
$$M_{ym} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{ym} = 1,378 \times (7,5 \times 0,192 + 0,5 \times 0,022 + 0,5 \times 0,075)$$

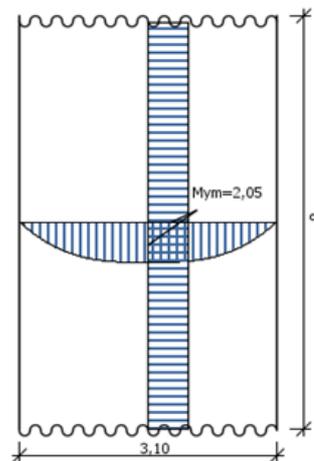
$$M_{ym} = 2,046 \text{ tf.m/m}$$

Diagramas Envoltórios

M_x devido à p



M_y devido à p



Esforços devido às cargas permanentes

$$M_{xm}$$

$$k=0,125$$

$$M_{xm} = k \times g \times l_x^2$$

$$M_{xm} = 0,125 \times g \times 9,61$$

$$M_{xm} = 1,201g \text{ tf.m/m}$$

$$M_{ym}$$

$$k=0,021$$

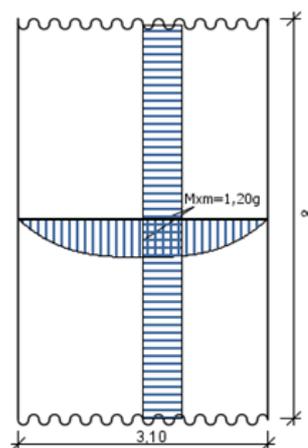
$$M_{ym} = k \times g \times l_x^2$$

$$M_{ym} = 0,021 \times g \times 9,61$$

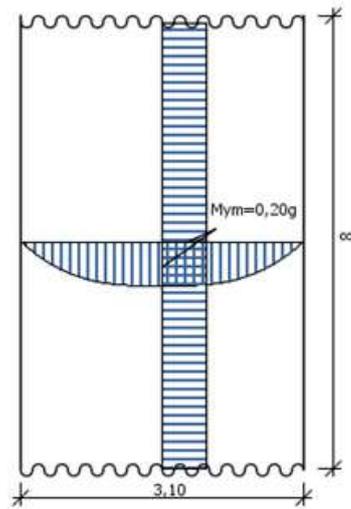
$$M_{ym} = 0,200g \text{ tf.m/m}$$

Diagramas Envoltórios

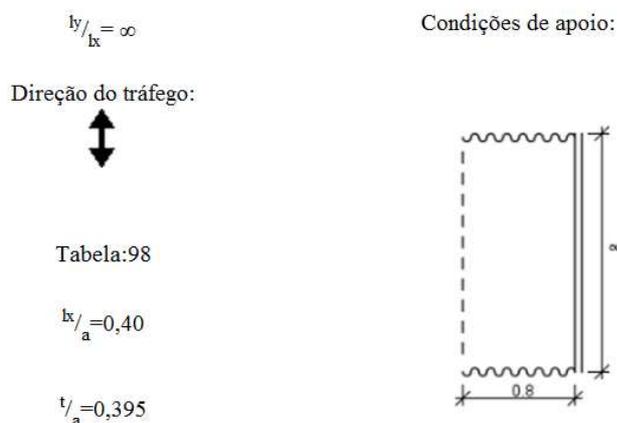
M_x devido à g



M_y devido à g



Parâmetros de entrada



Esforços devido às cargas móveis

M_{xm} (Tabela 98.3)

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,046	0,013	0,007	0,001	0,0	0,0
0,25	0,074	0,024	0,015	0,001	0,0	0,0
0,375	0,092	0,035	0,02	0,001	0,0	0,0
0,50	0,102	0,048	0,027	0,002	0,0	0,0
0,625	0,11	0,061	0,033	0,003	0,0	0,0
0,75	0,114	0,075	0,038	0,012	0,0	0,0
1,00	0,124	0,094	0,051	0,026	0,0	0,01
1,25	0,133	0,11	0,065	0,04	0,0	0,02
1,50	0,155	0,133	0,092	0,062	0,0	0,03
1,75	0,179	0,158	0,121	0,084	0,0	0,04
2,00	0,208	0,185	0,154	0,109	0,0	0,05
2,25	0,24	0,214	0,189	0,133	0,0	0,06
2,50	0,274	0,245	0,225	0,158	0,0	0,07

$$M_L = 0,028$$

$$M_p = 0,0$$

$$M_p = 0,0$$

$$M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_p)$$

$$M_{xm} = 1,39 \times (7,5 \times 0,028 + 0,5 \times 0,0 + 0,5 \times 0,0)$$

$$M_{xm} = 0,294 \text{ tf.m/m}$$

M_{ym} (Tabela 98.4)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,075	0,048	0,014	0,003	0,0	0,0
0,25	0,1	0,068	0,027	0,005	0,0	0,0
0,375	0,118	0,082	0,036	0,007	0,0	0,0
0,50	0,131	0,091	0,046	0,01	0,0	0,0
0,625	0,142	0,097	0,052	0,017	0,0	0,0
0,75	0,156	0,103	0,06	0,034	0,0	0,0
1,00	0,18	0,125	0,085	0,062	0,0	0,0
1,25	0,195	0,142	0,118	0,093	0,0	0,02
1,50	0,24	0,185	0,169	0,133	0,0	0,04
1,75	0,285	0,25	0,225	0,175	0,0	0,05
2,00	0,35	0,322	0,29	0,212	0,0	0,07
2,25	0,428	0,405	0,356	0,25	0,0	0,09
2,50	0,51	0,5	0,43	0,285	0,0	0,14

$$M_L = 0,057$$

$$M_p = 0,0$$

$$M_{p'} = 0,0$$

$$M_{ym} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{ym} = 1,39 \times (7,5 \times 0,057 + 0,5 \times 0,0 + 0,5 \times 0,0)$$

$$M_{ym} = 0,597 \text{ tf.m/m}$$

 M_{xe} (Tabela 98.1)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,11	0,1	0,1	0,04	0,0	0,0
0,25	0,23	0,23	0,2	0,1	0,0	0,0
0,375	0,38	0,37	0,33	0,18	0,0	0,0
0,50	0,52	0,51	0,46	0,28	0,0	0,0
0,625	0,7	0,67	0,6	0,433	0,0	0,0
0,75	0,9	0,87	0,8	0,63	0,0	0,0
1,00	1,24	1,18	1,1	0,95	0,05	0,0
1,25	1,5	1,44	1,34	1,22	0,23	0,0
1,50	1,72	1,66	1,57	1,45	0,38	0,08
1,75	1,9	1,85	1,76	1,66	0,7	0,3
2,00	2,04	2,0	1,93	1,84	1,24	0,66
2,25	2,18	2,15	2,1	2,0	1,98	1,2
2,50	2,29	2,29	2,23	2,18	3,24	1,9

$$M_L=0,374$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,0$$

$$M_{xe} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xe} = 1,39 \times (7,5 \times 0,374 + 0,5 \times 0,0 + 0,5 \times 0,0)$$

$$M_{xe} = -3,895 \text{ tf.m/m}$$

M_{yr} (Tabela 98.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,17	0,1	0,06	0,01	0,0	0,0
0,25	0,27	0,18	0,1	0,012	0,0	0,0
0,375	0,34	0,23	0,125	0,02	0,0	0,0
0,50	0,39	0,265	0,145	0,04	0,0	0,0
0,625	0,425	0,287	0,16	0,052	0,0	0,0
0,75	0,44	0,3	0,16	0,08	0,0	0,0
1,00	0,5	0,36	0,22	0,135	0,0	0,0
1,25	0,58	0,448	0,309	0,216	0,0	0,0
1,50	0,68	0,54	0,422	0,31	0,0	0,04
1,75	0,79	0,66	0,55	0,415	0,0	0,06
2,00	0,91	0,78	0,69	0,53	0,0	0,08
2,25	1,04	0,91	0,84	0,65	0,0	0,1
2,50	1,17	1,04	0,9	0,77	0,0	0,15

$$M_L=0,174$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,0$$

$$M_{yr} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{yr} = 1,39 \times (7,5 \times 0,174 + 0,5 \times 0,0 + 0,5 \times 0,0)$$

$$M_{yr} = 1,818 \text{ tf.m/m}$$

$-M_{xm}$ (Tabela 98.5)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,056	0,043	0,013	0,01	0,0	0,0
0,25	0,1	0,086	0,056	0,024	0,0	0,0
0,375	0,136	0,13	0,09	0,04	0,0	0,0
0,50	0,176	0,174	0,127	0,06	0,0	0,0
0,625	0,218	0,218	0,154	0,079	0,0	0,0
0,75	0,266	0,263	0,2	0,104	0,0	0,0
1,00	0,33	0,328	0,263	0,15	0,06	0,0
1,25	0,377	0,373	0,313	0,196	0,21	0,0
1,50	0,414	0,41	0,354	0,239	0,32	0,0
1,75	0,444	0,442	0,39	0,28	0,5	0,02
2,00	0,47	0,468	0,42	0,318	0,72	0,05
2,25	0,49	0,487	0,447	0,356	1,03	0,09
2,50	0,51	0,51	0,471	0,391	1,51	0,14

$$M_L = 0,115$$

$$M_p = 0,000$$

$$M_{p'} = 0,0$$

$$-M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

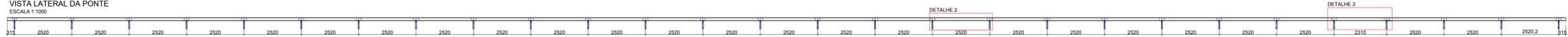
$$-M_{xm} = 1,39 \times (7,5 \times 0,115 + 0,5 \times 0,000 + 0,5 \times 0,0)$$

$$-M_{xm} = 1,197 \text{ tf.m/m}$$

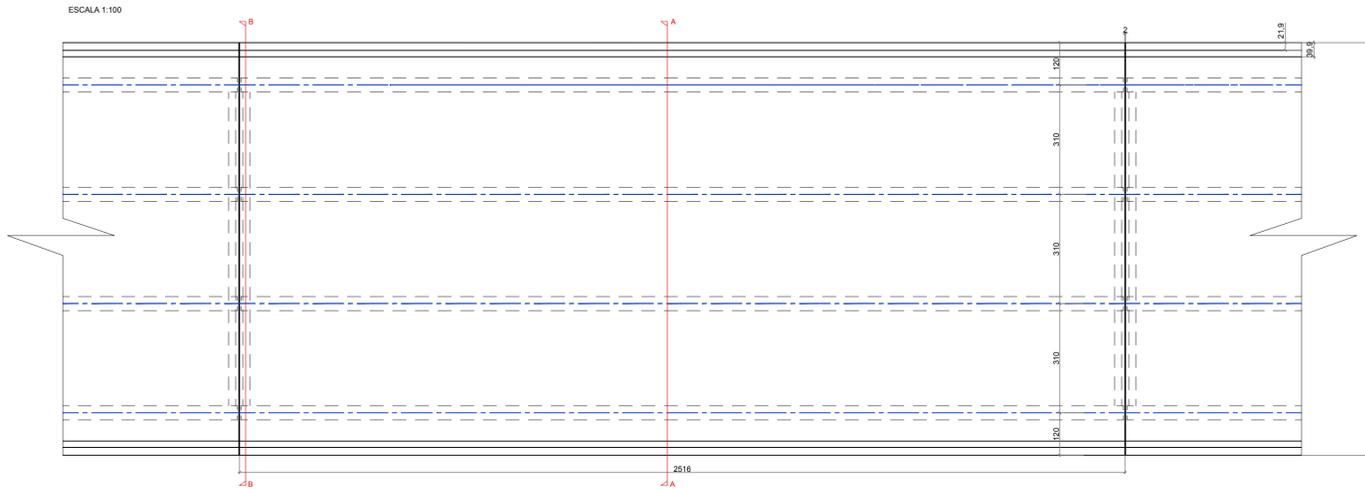
PLANTA BAIXA DA PONTE
ESCALA 1:1000



VISTA LATERAL DA PONTE
ESCALA 1:1000



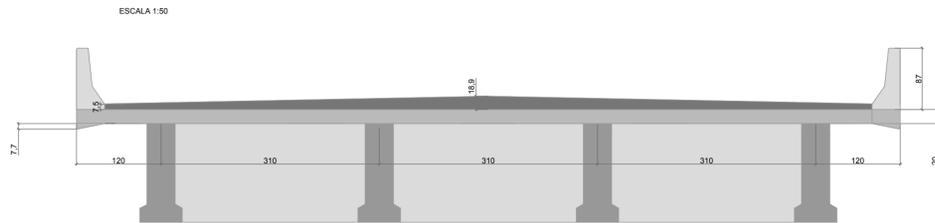
DETALHE 1 - PLANTA BAIXA DO VÃO TIPO
ESCALA 1:100



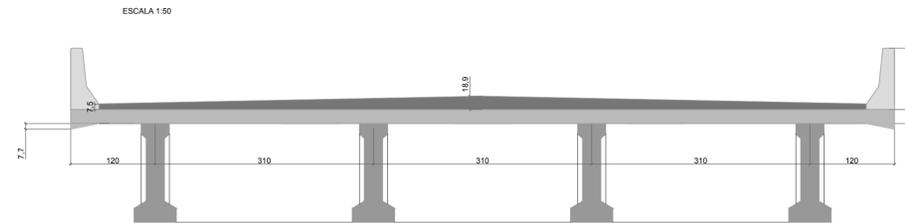
NOTAS GERAIS DESTE PROJETO:

- As medidas das peças de concreto e armaduras estão em centímetros.
- Para a execução da estrutura de concreto, o construtor deverá obedecer as prescrições das Normas Brasileiras quanto à procedimentos, em especial as Normas:
NBR-1453(2003) - Execução de Estruturas de Concreto - Procedimento;
NBR-9062(2001) - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado - Procedimento.
Relativamente a especificações, ensaios e controles tecnológicos, em especial às Normas:
NBR-5739(1994) - Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos - Método de Ensaio;
NBR-7483(1996) - Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras de Concreto Armado - Especificações;
NBR-7481(1990) - Telas de Aço Soldadas - Armadura Para Concreto - Especificação;
NBR-7453(1991) - Condutividade de Aço Para Concreto Protendido - Especificação;
NBR-8522(1984) - Concreto - Determinação do Módulo de Deformação Elástica e Diagrama Tensão-Deformação - Método de Ensaio;
NBR-1254(1992) - Controle Tecnológico de Materiais Componentes do Concreto - Procedimento.
- A dosagem do concreto deverá ter resistência característica, "fck", corio indicada no projeto, com dosagem volumétrica ou a peso, controle de umidade dos agregados, fator água/cimento inferior à 0,50 e controle do módulo de elasticidade.
- O procedimento de cura térmica na usina das peças pré-moldadas deve ter adequado controle e é responsabilidade do construtor a obtenção final do "fck" e "Eci"(módulo de elasticidade inicial).
- Os moldes (formas) e escoramentos deverão ter projeto específico de modo a satisfazer as condições e dimensões geométricas deste projeto, não sofrer deformações, garantir o peso do concreto a ser lançado e as cargas acidentais de execução.
- A protensão não deverá ser realizada antes de 21 dias.
- Accessórios, equipamentos e artificios executivos além são de inteira responsabilidade e definição do construtor.
- Este projeto estrutural define os diversos elementos na sua geometria e concepção final (obra pronta).
- Este projeto impõem, e é responsabilidade do construtor, esmerado processo de execução em usina ou na obra, com rigoroso controle de qualidade, princípios básicos para a redução dos cobrimentos das armaduras e coeficientes de segurança sobre os materiais, conforme impõem a NBR-6118(2004) - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.
- As quantidades dos materiais são teóricas, medidas sobre os desenhos, sem sobras ou quebras, trespasses ou ajustes de obra.
- Este projeto estrutural segue as prescrições das Normas:
NBR-6118(2014) - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento;
NBR-9062(2001) - Projeto de Estruturas de Concreto Pré-Moldado - Procedimento;
NBR-8681(2003) - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento;
NBR-6120(1983) - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações - Procedimento;
NBR-7187(2003) - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento;
NBR-7188(2013) - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
NBR-6123(1985) - Forças devidas ao vento em edificações.
- Foram considerados como indica o item 8 da NBR-6118 e catálogo do fabricante:
Concreto:
 - Massa específica concreto armado, $c = 2.500 \text{ kg/m}^3$;
 - Resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias, "fck",
 - Resistência à tração média do concreto, $f_{ct,m} = (0,3 \text{ fck}^{2/3}) \text{ MPa}$;
 - Módulo de elasticidade inicial, $E_{ci} = (5600 \text{ fck}) \text{ MPa}$;
 - Módulo de elasticidade secante do concreto, $E_{cs} = 0,85 \text{ Eci}$;
 - Coefficiente de Poisson = 0,2;
 - Módulo de elasticidade transversal, $G_c = 0,4 \text{ Ecs}$;
 - Coefficiente de dilatação térmica = $10 / \text{C}^\circ$;
 Aço passivo (CA25, CA50 ou CA60):
 - Massa específica, $s = 7.850 \text{ kg/m}^3$;
 - Coefficiente de dilatação térmica do aço = $10 / \text{C}^\circ$;
 - Módulo de elasticidade, $E_s = 210 \text{ GPa}$.
 Aço ativo (CP-190.RB):
 - Massa específica, $s = 7.850 \text{ kg/m}^3$;
 - Coefficiente de dilatação térmica do aço = $10 / \text{C}^\circ$;
 - Módulo de elasticidade, $E_s = 202 \text{ GPa}$.
 - Perda por relaxação RB 1000h = 3,5%.
- Este projeto considera redução nos coeficientes de segurança sobre os materiais e cobrimento das armaduras, conforme admite a NBR-6118 e a NBR-9062, exigindo construção com rigoroso controle de qualidade nos materiais, execução e procedimentos, itens de responsabilidade do construtor.
- A responsabilidade do projeto estrutural finda na edição dos documentos técnicos de projeto, sendo responsabilidade do construtor seguir as geometrias finais e demais definições deste projeto, sempre à luz das normas vigentes, com adequados procedimentos e controles de qualidade. Cabe ao proprietário da obra providenciar fiscalização adequada e competente, responsável pelo controle e averiguação do fiel cumprimento das premissas, definições e normalizações impostas.

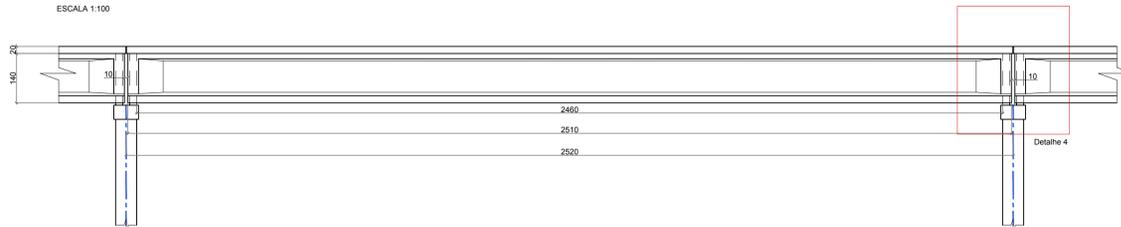
CORTE BB
ESCALA 1:50



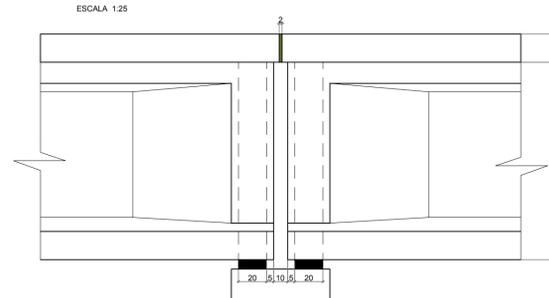
CORTE AA
ESCALA 1:50



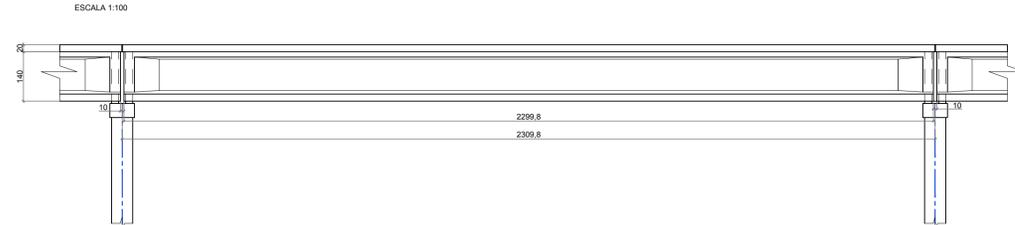
DETALHE 2 - LONGARINA TIPO
ESCALA 1:100



DETALHE 4
ESCALA 1:25



DETALHE 3
ESCALA 1:100

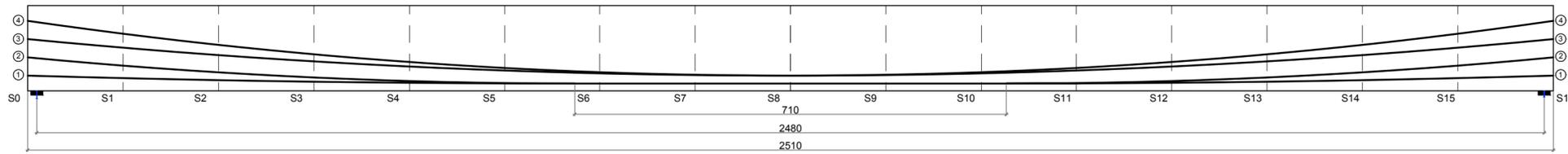


04/11/19	EMISSÃO INICIAL	00	DANIELE
DATA	ALTERAÇÃO	REV.	RESPONSÁVEL
Obra		PONTE DO CRISTAL BR 116 - KM 428-CRISTAL-RS	
Assunto		BENVEGNÚ ENGENHARIA GEOMETRIA DA SUPERESTRUTURA DA PONTE	
Engenheiro:	Arquivo empresa:	Nº empresa:	
DANIELE	BEN-A2019-R00	A2019	
Coordenador:	Arquivo Cliente:	Nº Cliente:	
DANIELE	-----	XXX	
Fator Água/Cimento: a/c <= 0,50	Módulo Elasticidade: E = 37,5 GPa	fck: 45 MPa	Escala: Identificada
Resp.Técnico Eng.DANIELE ELISA BENVEGNÚ			

ESTA PLANTA DEVERÁ SER PLOTADA COLORIDA.

ARMADURA PROTENDIDA DA LONGARINA TIPO

ESCALA 1:75



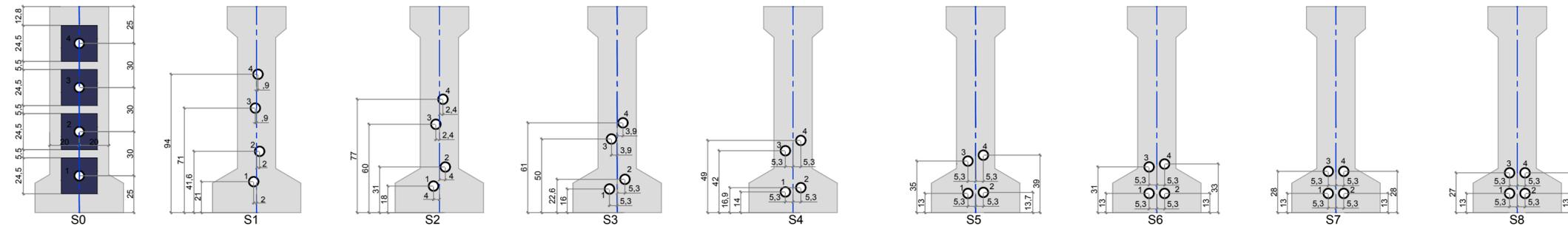
VOLUME DE CONCRETO LONGARINA TIPO: 11,90 M³

NOTA:
RESPEITAR COBRIMENTO DA
ARMADURA ATIVA DE 3 CM

NOTA: O ESPAÇAMENTO ENTRE AS
SEÇÕES É DE 157 CM

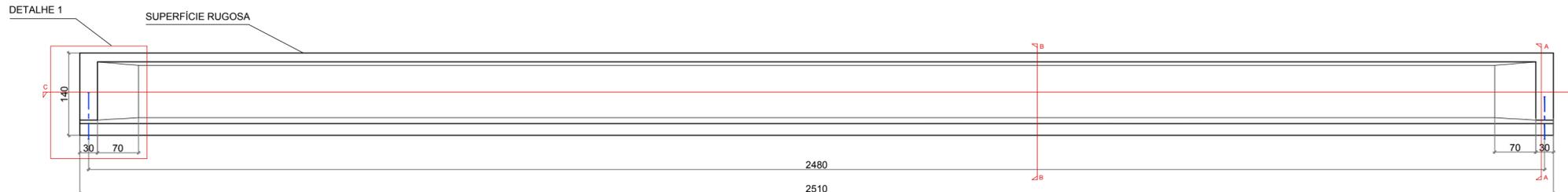
POSICIONAMENTO DOS CABOS NAS DIFERENTES SEÇÕES

ESCALA 1:25



PLANTA DE FORMAS DA LONGARINA TIPO

ESCALA 1:75



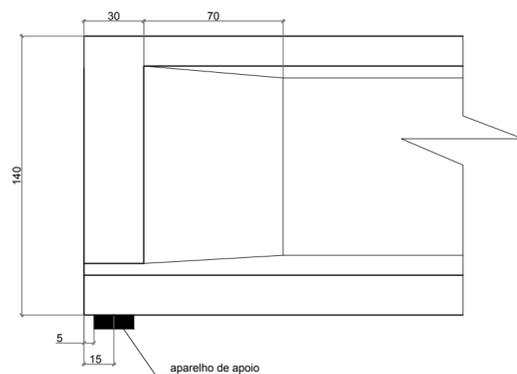
CORTE CC

ESCALA 1:75



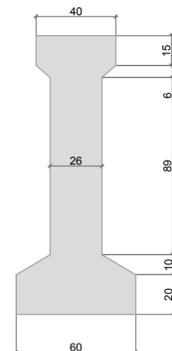
DETALHE 1

ESCALA 1:25



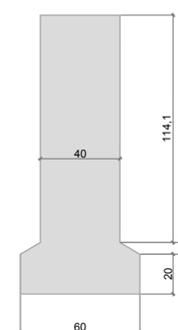
CORTE BB

ESCALA 1:25



CORTE AA

ESCALA 1:25

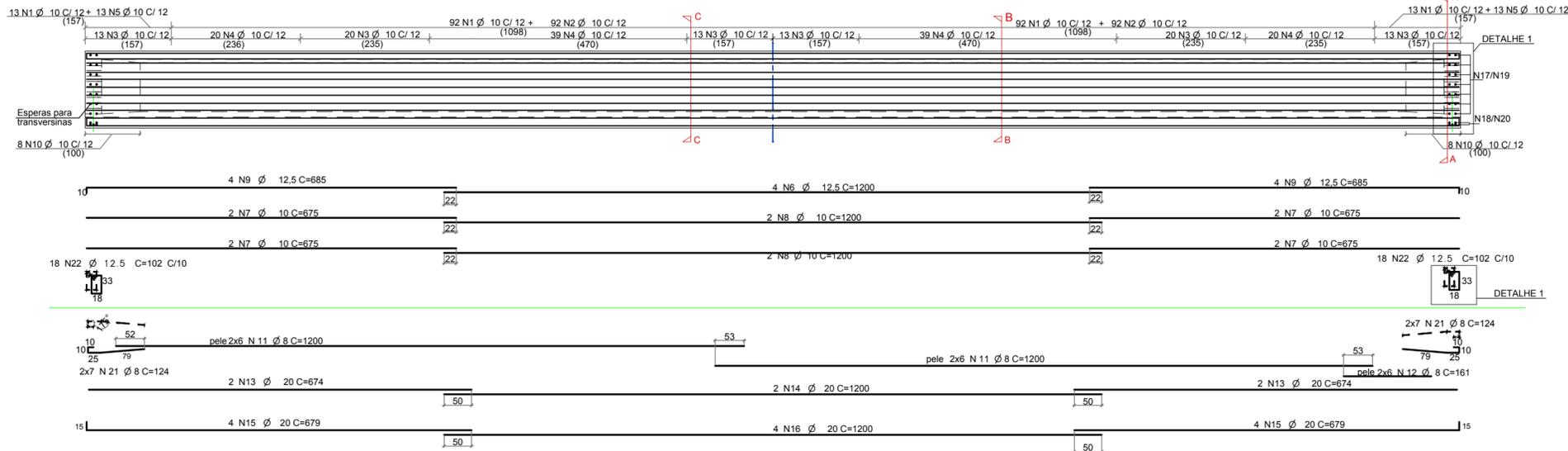


04/11/19	EMISSAO INICIAL.	00	DANIELE
DATA	ALTERAÇÃO	REV.	RESPONSAVEL
Obra		PONTE DO CRISTAL BR 116 - KM 428-CRISTAL-RS	
BENVEGNÚ ENGENHARIA			
Assunto			
PLANTA DE FORMAS E DE ARMADURA PROTENDIDA DA LONGARINA TIPO			
Engenheiro	Arquivo empresa:	Nº empresa:	
DANIELE	BEN-B2019-R00	B2019	
Coordenador	Arquivo Cliente:	Nº Cliente:	
DANIELE	----	XXX	
Fator Agua/Cimento: a/c <= 0.50	Modulo Elasticidade: E = 37.5 GPa	fck: 45 MPa	Escala: Identificada
Resp.Tecnico Eng.DANIELE ELISA BENVEGNÚ			

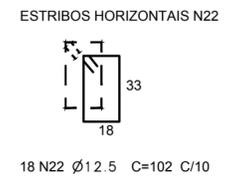
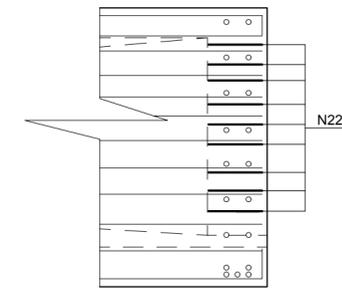
ESTA PLANTA DEVERA SER PLOTADA COLORIDA.

ARMADURAS PASSIVAS LONGARINA TIPO

ESCALA 1:75



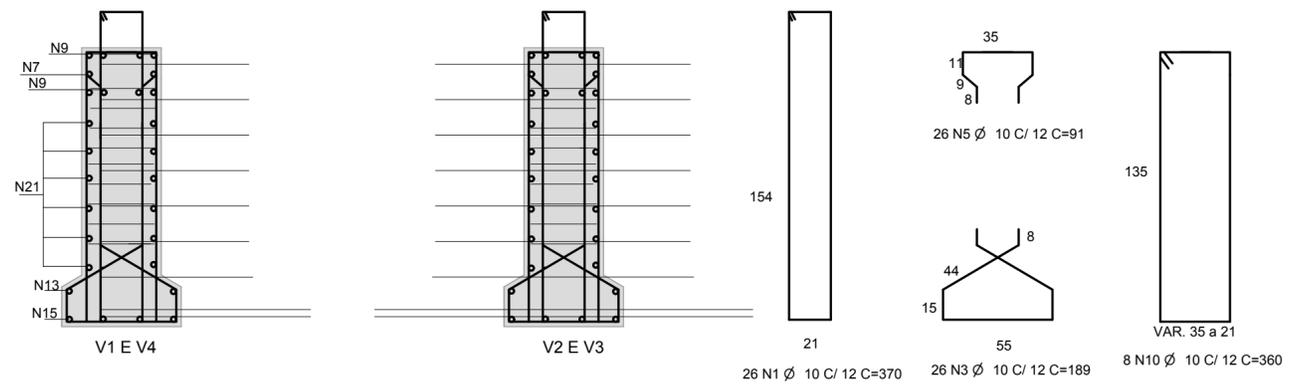
DETALHE 1
ESCALA 1:25



NOTA:
RESPEITAR COBRIMENTO DE ARMADURA PASSIVA DE 2,5 CM

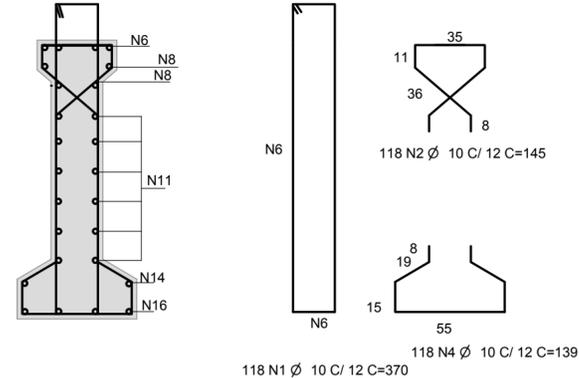
CORTE AA - DETALHAMENTO ARMADURA TRANSVERSAL

ESCALA 1:25



CORTE BB

ESCALA 1:25



LONGARINA TIPO					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO UNITARIO (cm)	TOTAL (cm)
50A	1	10	210	370	77700
50A	2	10	184	145	26680
50A	3	10	92	189	17388
50A	4	10	118	139	16402
50A	5	10	26	91	2366
50A	6	12,5	4	1200	4800
50A	7	10	8	675	5400
50A	8	10	4	1200	4800
50A	9	12,5	8	221	5480
50A	10	10	16	674	5536
50A	11	8	24	1200	28800
50A	12	8	12	161	1932
50A	13	20	4	674	2696
50A	14	20	2	1200	2400
50A	15	20	8	679	5432
50A	16	20	4	1200	4800
50A	21	8	28	124	3472
50A	22	12,5	26	102	3672

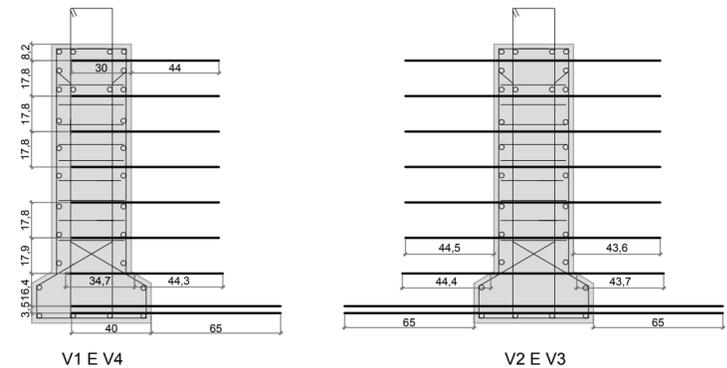
RESUMO DE AÇO CA 50 - LONGARINA TIPO			
AÇO	BITOLA (mm)	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
50A	8	342	137
50A	10	1563	985
50A	12,5	140	140
50A	20	153	383
TOTAL			1645

RESUMO DE AÇO CA 50 - ESPERAS V1 ou V4			
AÇO	BITOLA (mm)	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
50A	8	1036	4,2
50A	12,5	525	5,3
TOTAL			9

RESUMO DE AÇO CA 50 - ESPERAS V2 ou V3			
AÇO	BITOLA (mm)	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
50A	8	1792	7,2
50A	12,5	950	9,5
TOTAL			17

CORTE AA - DETALHAMENTO ESPERAS DAS TRANSVERSINAS

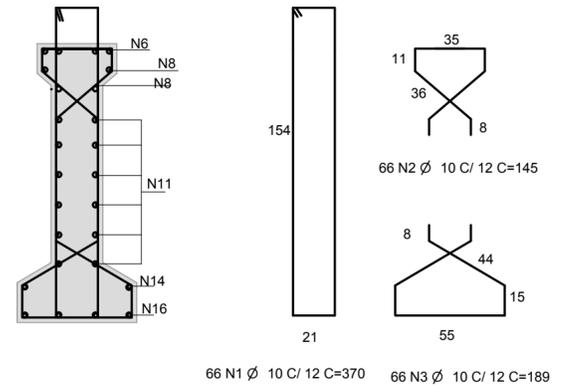
ESCALA 1:25



- 2 N17 Ø 8 C=74
- 2 N19 Ø 8 C=128
- 2 N17 Ø 8 C=74
- 2 N19 Ø 8 C=128
- 2 N17 Ø 8 C=74
- 2 N19 Ø 8 C=128
- 2 N17 Ø 8 C=74
- 2 N19 Ø 8 C=128
- 2 N17 Ø 8 C=74
- 2 N19 Ø 8 C=128
- 2 N17 Ø 8 C=74
- 2 N19 Ø 8 C=128
- 2 N18 Ø 12,5 C=105
- 2 N20 Ø 12,5 C=190
- 3 N18 Ø 12,5 C=105
- 3 N20 Ø 12,5 C=190

CORTE CC

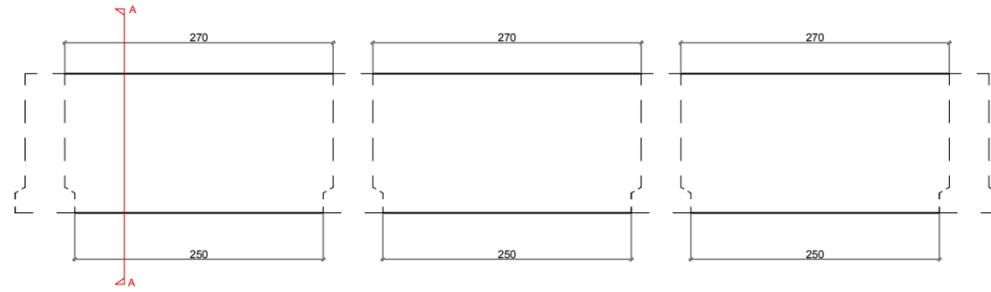
ESCALA 1:25



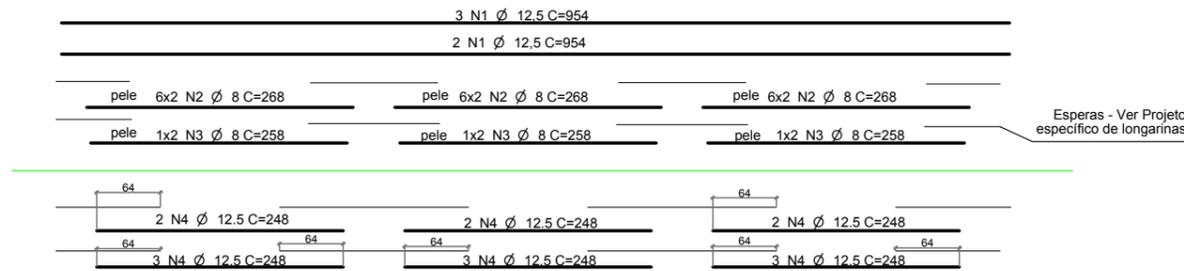
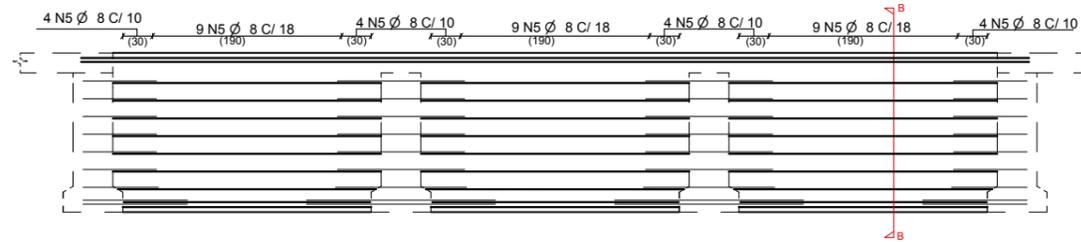
04/11/19	EMISSAO INICIAL.	00	DANIELE
DATA	ALTERAÇÃO	REV.	RESPONSAVEL
Obra PONTE DO CRISTAL BR 116 - KM 428-CRISTAL-RS			
BENVEGNÚ ENGENHARIA			
Assunto PLANTA DE ARMADURAS LONGARINA TIPO			
Engenheiro DANIELE	Arquivo empresa: BEN-C2019-R00	Nº empresa: C2019	
Coordenador DANIELE	Arquivo Cliente: ----	Nº Cliente: XXX	
Fator Agua/Cimento: a/c <= 0,50	Modulo Elasticidade: E = 37,5 GPa	fck: 45 MPa	Escala: Identificada
Resp.Técnico Eng.DANIELE ELISA BENVEGNÚ			

ESTA PLANTA DEVERA SER PLOTADA COLORIDA.

PLANTA DE FORMAS
ESC 1:50



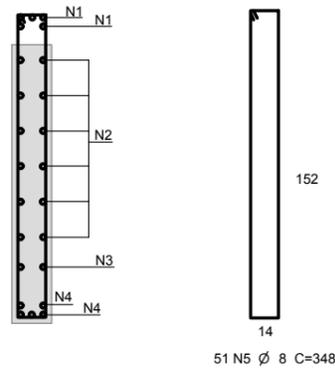
PLANTA DE ARMADURAS
ESC 1:50



CORTE AA
ESCALA 1:25



CORTE BB
ESCALA 1:25



VOLUME DE CONCRETO PARA UMA TRANSVERSINA: 2,27 m³

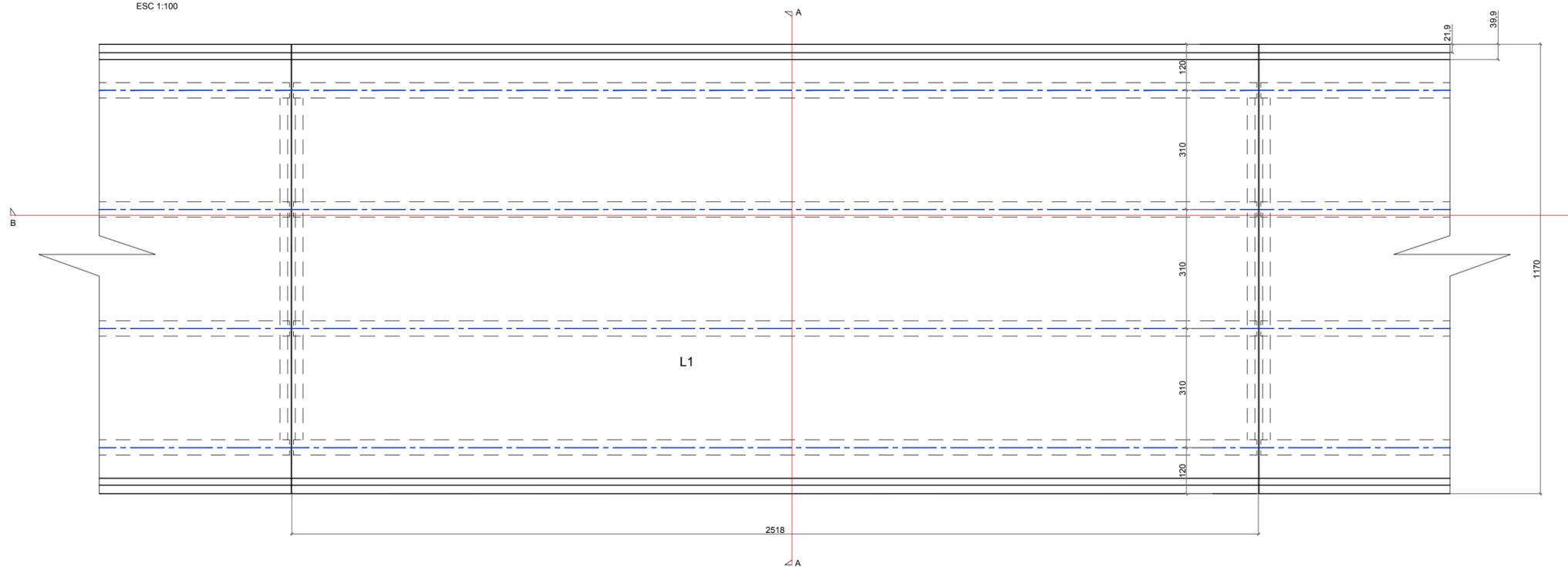
AÇO PARA UMA TRANSVERSINA					
AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITARIO (cm)	TOTAL (cm)
50A	1	12,5	5	954	4770
50A	2	8	36	268	9648
50A	3	8	6	258	1548
50A	4	12,5	15	248	3720
50A	5	8	51	348	17748

RESUMO DE AÇO CA 50			
AÇO	BITOLA (mm)	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
50A	8	289	116
50A	12,5	85	85
PESO TOTAL			201

04/11/19	EMISSAO INICIAL.	00	DANIELE
DATA	ALTERAÇÃO	REV.	RESPONSAVEL
Obra		PONTE DO CRISTAL BR 116 - KM 428-CRISTAL-RS	
BENVEGNÚ ENGENHARIA			
Assunto PLANTA DE FORMAS E ARMADURAS DA TRANSVERSINA			
Engenheiro DANIELE	Arquivo empresa: BEN-D2019-R00	Nº empresa: D2019	
Coordenador DANIELE	Arquivo Cliente: ----	Nº Cliente: XXX	
Fator Agua/Cimento: a/c <= 0.50	Modulo Elasticidade: E = 37.5 GPa	fck: 45 MPa	Escala: Identificada
Resp. Teórico Eng.DANIELE ELISA BENVEGNÚ			

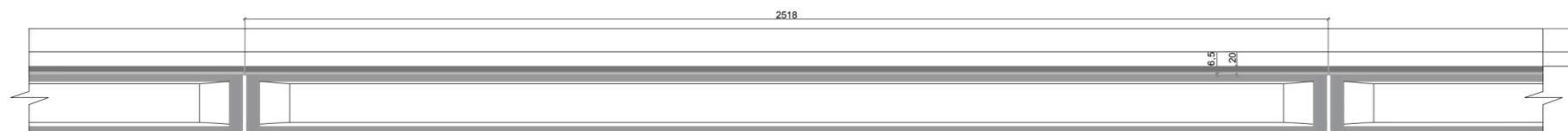
ESTA PLANTA DEVERA SER PLOTADA COLORIDA.

PLANTA BAIXA DA LAJE
ESC 1:100

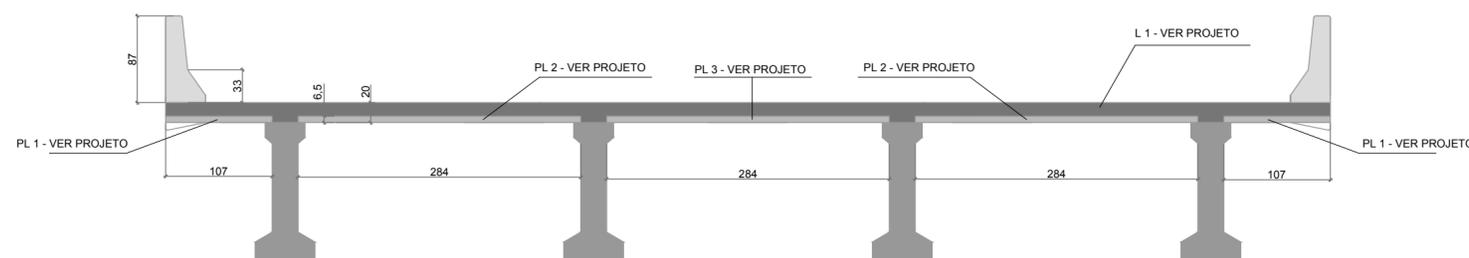


VOLUMES PARA UM VÃO
 VOLUME DE CONCRETO LAJE: 41,85 m³
 VOLUME DE CONCRETO PRÉ-LAJES:
 -PL1: 3,43m³
 -PL2: 9,63m³
 -PL3: 4,01m³

CORTE BB
ESC 1:100



CORTE AA
ESC 1:50

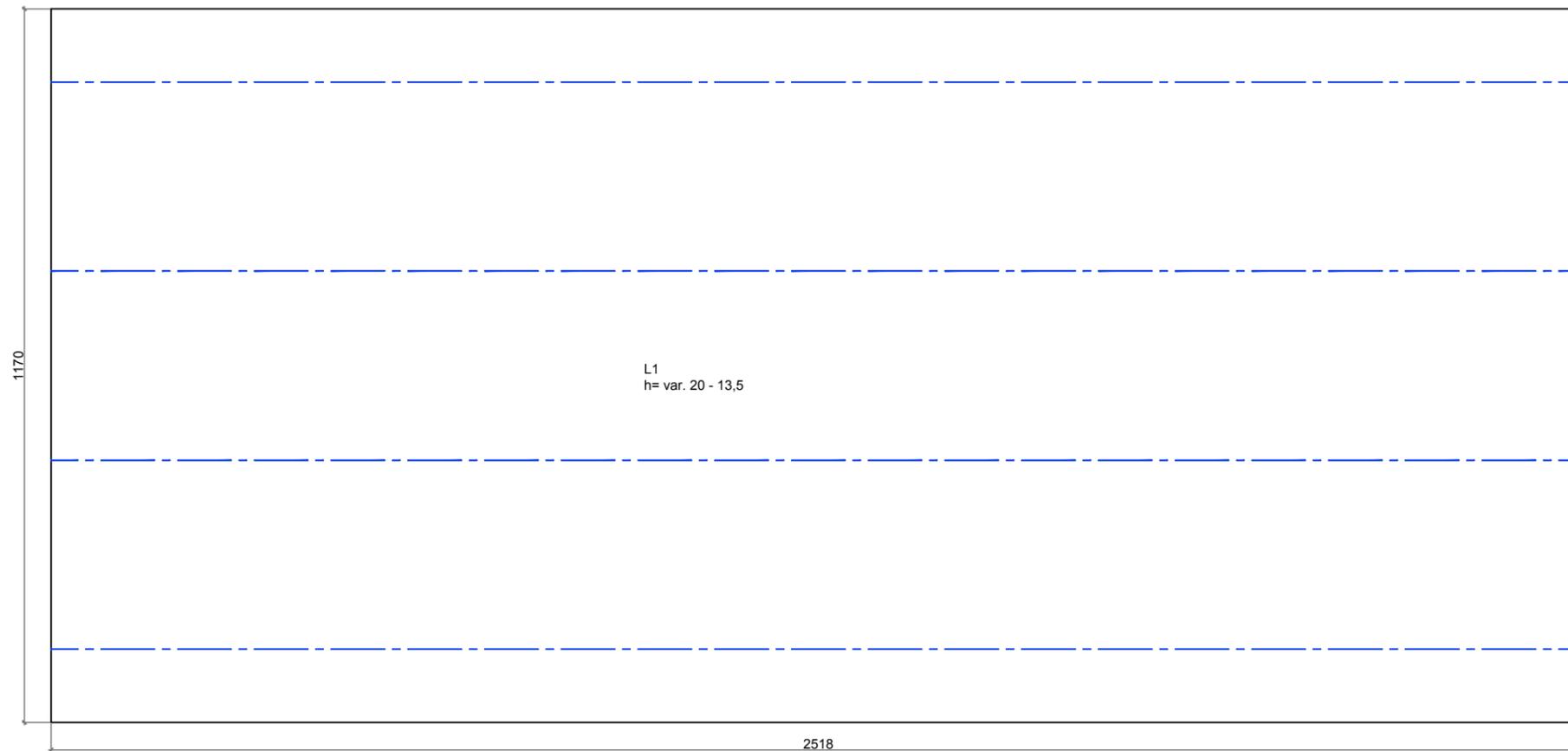


04/11/19	EMISSAO INICIAL.	00	DANIELE
DATA	ALTERAÇÃO	REV.	RESPONSAVEL
Obra	PONTE DO CRISTAL BR 116 - KM 428-CRISTAL-RS		
BENVEGNÚ ENGENHARIA			
Assunto	GEOMETRIA LAJES E PRÉ-LAJE		
Engenheiro	Arquivo empresa:	Nº empresa:	
DANIELE	BEN-E2019-R00	E2019	
Coordenador	Arquivo Cliente:	Nº Cliente:	
DANIELE	----	XXX	
Fator Agua/Cimento: a/c <= 0.50	Modulo Elasticidade: E = 37.5 GPa	fck: 45 MPa	Escala: Identificada
Resp.Tecnico Eng.DANIELE ELISA BENVEGNÚ			

ESTA PLANTA DEVERA SER PLOTADA COLORIDA.

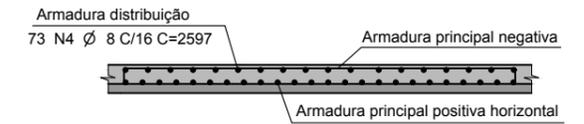
GEOMETRIA DA LAJE

ESC 1:100



POSICIONAMENTO DA FERRAGEM NAS LAJES

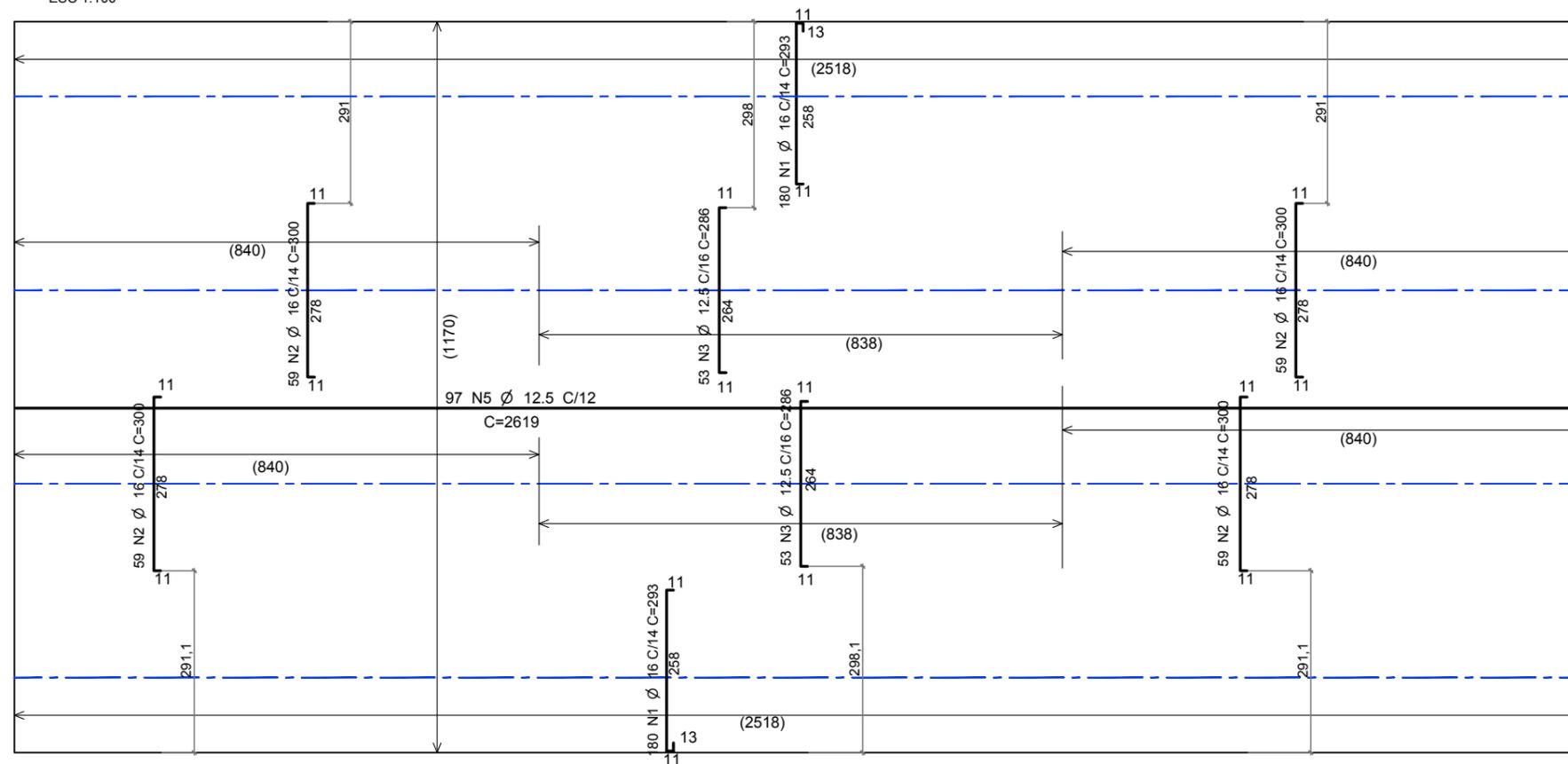
ESC 1:50



NOTA:
RESPEITAR COBRIMENTO DE
2,5 CM PARA AS ARMADURAS DAS LAJES

ARMADURA NEGATIVA E ARMADURA POSITIVA HORIZONTAL DA LAJE

ESC 1:100



AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITARIO (cm)	TOTAL (cm)
LAJE L1					
50A	1	16	360	293	105480
50A	2	16	236	300	70800
50A	3	16	106	286	30316
50A	4	8	73	2597	189581
50A	5	12,5	97	2619	254043

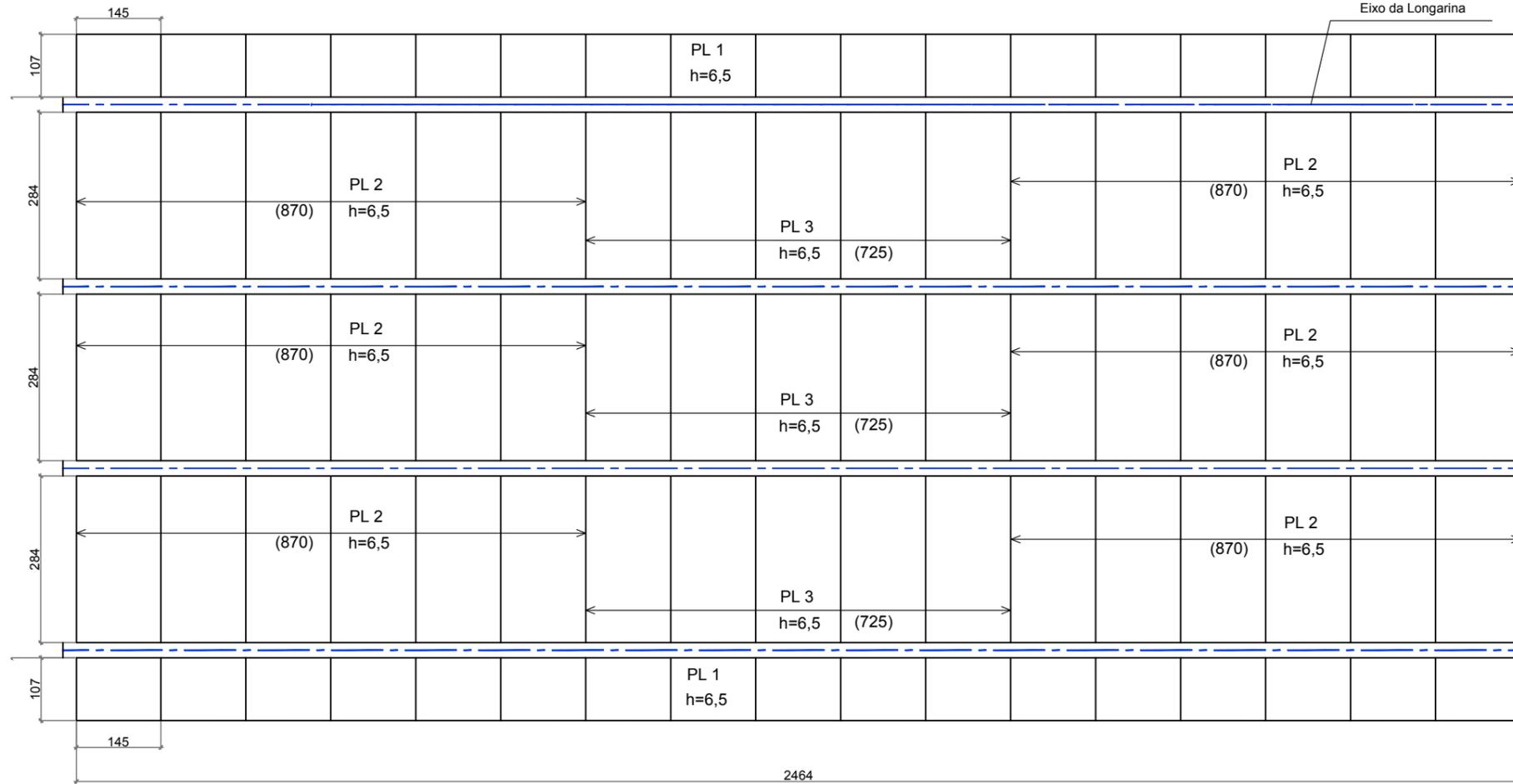
RESUMO DE AÇO CA 50 - LAJE (L)			
AÇO	BITOLA (mm)	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
50A	8	1896	761
50A	12,5	2540	2540
50A	16	2066	3306
PESO TOTAL			6607

04/11/19	EMISSÃO INICIAL	00	DANIELE
DATA	ALTERAÇÃO	REV.	RESPONSÁVEL
Obra: PONTE DO CRISTAL BR 116 - KM 428-CRISTAL-RS			
<h2>BENVEGNÚ ENGENHARIA</h2>			
Assunto: PLANTA DE FORMAS E ARMADURA DA LAJE			
Engenheiro	Arquivo empresa:	Nº empresa:	
DANIELE	BEN-F2019-R00	F2019	
Coordenador	Arquivo Cliente:	Nº Cliente:	
DANIELE	-----	XXX	
Fator Água/Cimento:	Módulo Elasticidade:	fck:	Escala:
a/c <= 0,50	E = 37,5 GPa	45 MPa	Identificada
Resp. Técnico: Eng. DANIELE ELISA BENVENGNÚ			

ESTA PLANTA DEVERA SER PLOTADA COLORIDA.

LOCAÇÃO E GEOMETRIA DAS PRÉ-LAJES

ESC 1:100

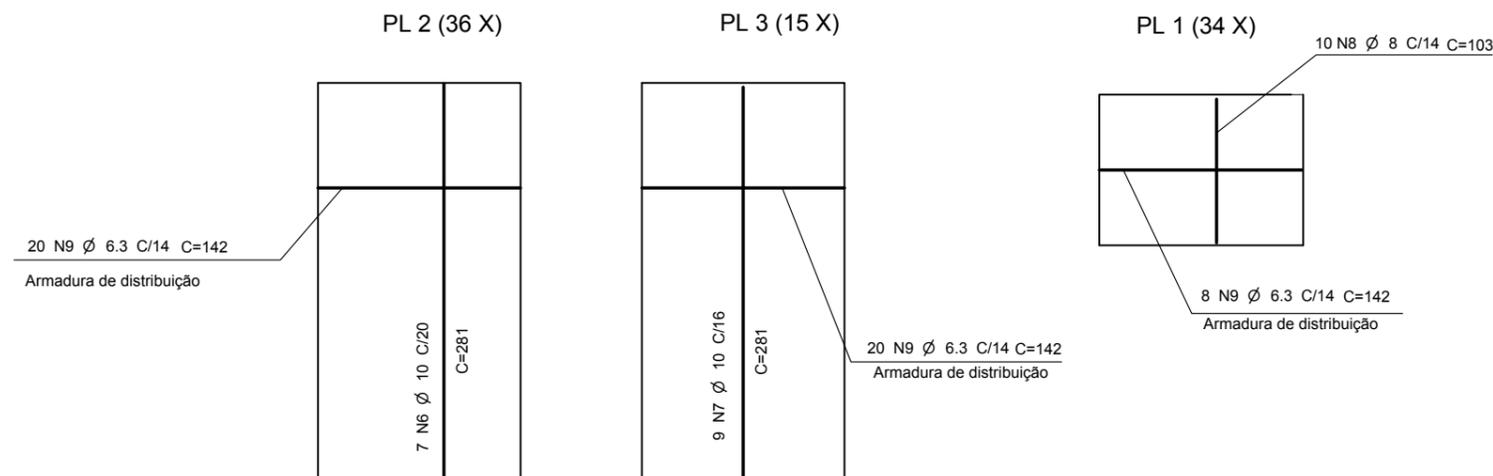


NOTA:
RESPEITAR COBRIMENTO DE 2 cm PARA O LADO EXTERNO DA PRÉ-LAJE PL1

AÇO	POSIÇÃO	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITARIO (cm)	TOTAL (cm)
PRÉ-LAJE PL2					
50A	6	10	252	282	71064
50A	9	6,3	720	143	102960
PRÉ-LAJE PL3					
50A	7	10	135	282	38070
50A	9	6,3	300	143	42900
PRÉ-LAJE PL1					
50A	8	8	340	104	35360
50A	9	6,3	272	143	38896

ARMADURAS POSITIVAS VERTICAIS DA PRÉ-LAJE

ESC 1:50



RESUMO DE AÇO CA 50 - PRE LAJE (PL)			
AÇO	BITOLA (mm)	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
50A	6,3	1848	462
50A	8	354	142
50A	10	1091	688
PESO TOTAL			1292

04/11/19	EMISSAO INICIAL	00	DANIELE
DATA	ALTERAÇÃO	REV.	RESPONSÁVEL
Obra: PONTE DO CRISTAL BR 116 - KM 428-CRISTAL-RS			
<h1>BENVEGNÚ ENGENHARIA</h1>			
Assunto: PLANTA DE FORMAS E ARMADURAS DA PRÉ-LAJE			
Engenheiro: DANIELE	Arquivo empresa: BEN-G2019-R00	Nº empresa: G2019	
Coordenador: DANIELE	Arquivo Cliente: -----	Nº Cliente: XXX	
Fator Água/Cimento: a/c <= 0,50	Módulo Elasticidade: E = 37,5 GPa	fck: 45 MPa	Escala: Identificada
Resp. Técnico: Eng. DANIELE ELISA BENVEGNÚ			

ESTA PLANTA DEVERA SER PLOTADA COLORIDA.