

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rebeca Jéssica Schmitz

**ESTRUTURAS MISTAS:
PROJETO DE UMA PONTE**

Porto Alegre
dezembro 2014

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

**ESTRUTURAS MISTAS:
PROJETO DE UMA PONTE**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Inácio Benvegno Morsch

Porto Alegre
dezembro 2014

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

**ESTRUTURAS MISTAS:
PROJETO DE UMA PONTE**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2014

Prof. Inácio Benvegnu Morsch
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Inácio Benvegnu Morsch (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Felipe Schaedler de Almeida (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Eng. Rafael Ivannoff (Medabil S. A.)
Eng. Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, que sempre me apoiaram e incentivaram e sem os quais a realização do Curso de Graduação teria sido ainda mais difícil.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais Ieda e Glemio que são os principais responsáveis pela minha formação e nunca mediram esforços para garantir que eu tivesse a melhor educação possível. Obrigada mãe, pelas muitas palavras de consolo e incentivo. Pai, obrigada por me apoiar mesmo estando contrariado em eu ir morar em Porto Alegre.

Agradeço ao Prof. Inácio Morsch, orientador deste trabalho, pela dedicação e disponibilidade em me auxiliar e pela paciência na transmissão dos conhecimentos.

Agradeço a Prof. Carin pela constante orientação no desenvolvimento deste trabalho, sempre com muita disposição em resolver as dúvidas que surgiram.

Agradeço a minha irmã Sarah pela paciência e compreensão quando eu estava ausente inclusive nos finais de semana, porque precisava fazer trabalhos ou estudar para as provas.

Agradeço a minha família que sempre foi muito compreensiva nos momentos em que me fiz ausente, e ao mesmo tempo sempre me deu forças e rezou por mim.

Agradeço ao meu namorado Valmir por todas as vezes que me levou e me buscou na rodoviária. Pelo apoio incondicional, e também pelo auxílio na realização das atividades relacionadas à graduação. Obrigada pela paciência que teve comigo nos momentos mais estressantes, e por todas as intermináveis conversas por telefone.

Agradeço as minhas amigas de Estrela, que dividiram comigo as angústias da graduação e também foram ótimas companhias nos momentos de distração, os quais foram indispensáveis para aliviar o estresse durante a graduação.

Agradeço a Camila e a Mayara, que além de amigas, foram colegas de apartamento, cada uma em um momento diferente da minha trajetória. A companhia de vocês amenizou a saudade da família e alegrou minhas semanas.

Agradeço a equipe do Lapav, durante o período de bolsa de iniciação científica, pelo coleguismo e amizade. Em especial ao Rodrigo, que além de amigo foi uma referência para mim.

Agradeço aos ex-colegas da CPA pelo conhecimento que cada um pode passar para mim e pelos momentos de descontração que tornavam os dias de trabalho mais leves.

É muito melhor arriscar coisas grandiosas, alcançar triunfos e glórias, mesmo expondo-se a derrota, do que formar fila com os pobres de espírito que nem gozam muito nem sofrem muito, porque vivem nessa penumbra cinzenta que não conhece vitória nem derrota.

Theodore Roosevelt

RESUMO

O uso de estruturas mistas em pontes e/ou viadutos no Brasil iniciou por volta dos anos 50 e 60, mas como principais obras se destacam o Elevado da Perimetral e o Elevado da Linha Vermelha que começaram a ser construídas nos anos 70. Atualmente percebe-se um crescente aumento no interesse nessas estruturas, evidenciado pelas construções recentes. Nas vigas mistas, explora-se a resistência à compressão do concreto e à tração do aço, o que possibilita o uso de estruturas mais esbeltas, conseqüentemente mais leves e, possivelmente, mais econômicas. A interação entre a laje de concreto e as vigas de aço é estabelecida por conectores de cisalhamento. Nesse contexto, apresenta-se um trabalho sobre dimensionamento de uma ponte mista biapoiada com vão livre de 30 metros e largura de 15,8 metros, considerando um trecho de pista total de 12,8 metros (uma faixa por sentido), além do passeio com 1,5 metros em cada extremo. No pré-dimensionamento fez-se a determinação do número de vigas e das posições das mesmas. O modelo da ponte foi feito no *software* Ansys, de onde foram retiradas as solicitações e deformações para avaliação da estrutura. A laje foi modelada como elemento de casca e as vigas, com elementos de barra. Os materiais considerados são aço COR500 para as vigas, que tem tensão de escoamento de 370 MPa e é resistente à corrosão, e concreto de resistência igual a 45 MPa. O dimensionamento considerou os estados limites últimos e de serviço, relativo à flecha. Ao final das análises, as longarinas ficaram definidas com altura de 1100 milímetros, as transversinas com 825 milímetros e a laje com 250 milímetros. Nas vigas foi definida uma contra flecha de 128 milímetros. Sendo que o peso total da estrutura ficou em torno de 3690 kN.

Palavras-chave: Ponte com Estrutura Mista. Vigas Mistas. Estrutura Mista Aço-Concreto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos de uma viga mista.....	23
Figura 2 – Etapas do trabalho.....	27
Figura 3 – Elementos de uma ponte.....	30
Figura 4 – Seção mista aberta	34
Figura 5 – Seção mista tipo caixão	35
Figura 6 – Tipos de vigas mistas	36
Figura 7 – Interação aço-concreto	37
Figura 8 – Conectores de cisalhamento	38
Figura 9 – Perfis metálicos estruturais	39
Figura 10 – Linha de influência	44
Figura 11 – Isopletras do Brasil	48
Figura 12 – Passeio de pontes	56
Figura 13 – Solda	57
Figura 14 – Pré-dimensionamento – longarinas	57
Figura 15 – Pré-dimensionamento – transversinas	58
Figura 16 – <i>Shell181</i>	60
Figura 17 – <i>Beam188</i>	61
Figura 18 – Seção transversal simétrica	62
Figura 19 – Modelo de metade da ponte	63
Figura 20 – <i>Offset</i> nas longarinas	64
Figura 21 – Veículo tipo	67
Figura 22 – Valores de “ B_{trans} ” e “D”	68
Figura 23 – Coeficiente de arrasto	69
Figura 24 – Rigidez das vigas	73
Figura 25 – Cargas permanentes na laje	73
Figura 26 – Modelo final da ponte	82
Figura 27 – Momento fletor nas vigas – construção	83
Figura 28 – Ligação transversina-longarina	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente de ponderação para ações permanentes	51
Tabela 2 – Coeficientes de ponderação para ações variáveis.....	51
Tabela 3 – Coeficiente de redução das ações	52
Tabela 4 – Deslocamentos máximos aceitáveis	53
Tabela 5 – Limite para abertura de fissuras	54
Tabela 6 – Materiais	62
Tabela 7 – Cargas permanentes	65
Tabela 8 – Cargas variáveis	66
Tabela 9 – Cargas devido ao vento	69
Tabela 10 – Cargas devido à variação térmica	71
Tabela 11 – Forças e momentos adotados para avaliação da ação da temperatura	71
Tabela 12 – Fatores de ponderação das ações	72
Tabela 13 – Momentos e armaduras necessárias	75
Tabela 14 – Verificação ao cisalhamento da laje	77
Tabela 15 – Solicitações nas longarinas	89
Tabela 16 – Propriedades da seção homogeneizada	93
Tabela 17 – Verificações da ligação nas mesas	94
Tabela 18 – Verificações da ligação na alma	97
Tabela 19 – Solicitações nas transversinas	99
Tabela 20 – Área requerida para os aparelhos de apoio	105

LISTA DE SIGLAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

CAAI – Classe de Agressividade Ambiental I

CAAI – Classe de Agressividade Ambiental II

CAAI – Classe de Agressividade Ambiental III

CAAI – Classe de Agressividade Ambiental IV

CBCA – Centro Brasileiro de Construção em Aço

IBS – Instituto Brasileiro de Siderurgia

NBR – Norma Brasileira Registrada

LISTA DE SÍMBOLOS

P – carga estática concentrada (kN)

p – carga estática distribuída (kN/m)

Q – carga dinâmica concentrada (kN)

q – carga dinâmica distribuída (kN/m)

CIV – coeficiente de impacto vertical (adimensional)

CNF – coeficiente relativo ao número de faixas (adimensional)

CIA – coeficiente de impacto adicional (adimensional)

S_m – solicitação na seção m (para momentos kN.m, para forças kN)

Q – carga concentrada com efeito dinâmico (kN)

$y(x)$ – solicitação S_m provocada por uma carga unitária na posição x (para momentos kN.m, para forças kN)

a_1 – posição da seção onde começa a carga distribuída (m)

a_2 – posição da seção onde termina a carga distribuída (m)

L_{iv} – no caso de estruturas isostáticas, é definido como o vão (m)

n – número de faixas de tráfego (adimensional)

H_f – força horizontal devido à frenagem e aceleração (N)

B – largura efetiva da carga móvel distribuída de 5kN/m² (m)

L – comprimento em que a carga distribuída ocorre concomitante com as forças de frenagem e aceleração (m)

S_1 – coeficiente relativo ao efeito topográfico (adimensional)

S_2 – coeficiente relativo a rugosidade da superfície (adimensional)

S_3 – coeficiente relativo ao tipo de uso da edificação (adimensional)

q_v – pressão dinâmica do vento (N/m^2)

v_k – velocidade característica do vento em determinada região (m/s)

$F_{d,ult}$ – valor da solitação de cálculo para combinações últimas (para momentos kN.m, para forças kN)

Y_{Gi} – coeficiente de ponderação das forças permanentes (adimensional)

$F_{G_i,k}$ – valor característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN)

Y_q – coeficiente de ponderação das forças variáveis (adimensional)

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável considerada principal (para momentos kN.m, para forças kN)

$\Psi_{0j,ef}$ – fator de redução para as ações variáveis que não são as principais (adimensional)

$F_{Q_j,k}$ – valor característico das ações variáveis que não são as principais (para momentos kN.m, para forças kN)

$F_{d,ser}$ – valor de cálculo para carregamentos em combinação de serviço (para momentos kN.m, para forças kN)

Ψ_{2j} – fator de redução para as ações variáveis que não são as principais (adimensional)

Ψ_1 – fator de redução conforme o uso da estrutura e o elemento avaliado (adimensional)

B_{trans} – largura da seção transversal (m)

D – largura indicada na figura 18 (m)

F_{temp} – força sobre o perfil de aço resultante da variação térmica (kN)

α – coeficiente de dilatação térmica do concreto ($^{\circ}C^{-1}$)

Δt – variação de temperatura ($^{\circ}C$)

E_a – módulo de elasticidade do aço (kN/m²)

A_c – área de influência da mesa de concreto sobre a viga (m²)

α_e – razão entre módulo de elasticidade do aço e do concreto (adimensional)

x – posição da linha neutra (m)

d – distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a fibra mais comprimida de concreto (m)

$M_{sd,laje}$ – momento solicitante de cálculo da laje (kN.m)

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/m²)

b – largura da seção transversal, para lajes adota-se 1 (m)

A_s – área de aço das armaduras (cm²)

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo para o aço (kN/m²)

$V_{sd,laje}$ – esforço cortante solicitante de cálculo da laje (kN)

Q_{rd} – resistência de cada conector de cisalhamento (kN)

b_1 – largura efetiva da laje do lado em que se avalia a resistência ao cisalhamento (m)

b_2 – largura efetiva da laje do lado oposto ao que se está avaliando (m)

A_{b1c} – área da seção transversal da região comprimida da laje entre o plano de fissuração e o centro da viga (m²)

$V_{rd,laje}$ – esforço cortante resistente de cálculo da laje (kN)

$f_{ctk,inf}$ – resistência à tração do concreto (kN/m²)

γ_c – coeficiente de minoração da resistência do concreto (adimensional)

A_{cv} – área de cisalhamento do concreto por metro de viga (m²/m)

$F_{alça}$ – força na alça (kN)

$P_{peça}$ – peso da peça a ser içada (kN)

θ – ângulo entre cabo e a peça (graus)

Φ – diâmetro da barra (m)

γ_g – fator de majoração da carga permanente para situação de construção (adimensional)

f_{din} – fator devido ao efeito dinâmico (adimensional)

F_h – força horizontal na base do guarda rodas (kN/m)

γ_e – fator para carga excepcional, conforme tabela 12 (adimensional)

M_{fis} – momento de fissuração (kN.m)

f_{ctm} – resistência média à tração do concreto (kN/m²)

h – altura da laje (m)

σ_T – momento de fissuração (kN/m²)

E_c – módulo de elasticidade do concreto (kN/m²)

λ_p – esbeltez máxima para avaliação no regime plástico (adimensional)

f_y – tensão de escoamento do aço (kN/m²)

k_c – coeficiente de flambagem (adimensional)

h_{viga} – altura do perfil de aço (m)

t – espessura do elemento (m)

λ_r – esbeltez máxima para avaliação no regime inelástico (adimensional)

M_{pl} – momento fletor de plastificação da seção (kN/m²)

Z – módulo de resistência plástico (m³)

M_r – momento fletor correspondente ao início do escoamento (kN/m²)

W – módulo elástico (m³)

$M_{rd,viga}$ – momento resistente da viga (kN.m)

γ_{a1} – coeficiente de minoração do aço ao escoamento (adimensional)

λ – esbeltez do elemento (adimensional)

k_v – igual a 5 para alma sem enrijecedores transversais (adimensional)

V_{pl} – força cortante que leva a plastificação da alma(kN)

A_w – área efetiva de cisalhamento, dada pela multiplicação da espessura da alma pela altura total da seção transversal (m²)

$V_{rd,viga}$ – esforço cortante resistente da viga (kN)

b_{ef} – largura efetiva da laje de concreto (m)

t_c – espessura da laje de (m)

A_a – área do perfil de aço (m²)

a_l – espessura da região comprimida da laje (m)

T_{ad} – força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (kN)

C_{cd} – força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto (kN)

$M_{rd,mista}$ – momento resistente de cálculo da viga mista (kN.m)

β_{vm} – igual a 1,0 para vigas contínuas e biapoiadas (adimensional)

d_1 – distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior do perfil (m)

$F_{Rd,parafuso}$ – força de resistência do parafuso ao deslizamento (kN)

μ – coeficiente médio de atrito (adimensional)

C_h – fator relacionado ao tipo de furo (adimensional)

F_{tb} – força de protensão mínima no parafuso (kN)

η_s – número de planos de deslizamento (adimensional)

γ_e – coeficiente de ponderação da resistência (adimensional)

σ – tensão no elemento considerado (kN/m²)

M_{Sd} – momento fletor solicitante (kN.m)

y_{tn} – distância entre o centro do elemento e a linha neutra (m)

I_h – inércia da seção homogeneizada (m⁴)

F_{cf} – força na mesa inferior (kN)

$\sigma_{mesainf}$ – tensão na mesa inferior (kN/m²)

A_{mesa} – área da seção transversal da mesa (m²)

F_{cnf} – força na mesa superior (kN)

M_{uw} – momento na ligação da alma (kN.m)

t_w – espessura da alma (m)

h_w – altura da alma (m)

H_{uw} – força horizontal na ligação da alma (kN)

$\sigma_{mesasup}$ – tensão na mesa superior (kN/m²)

V_{Sd} – esforço cortante solicitante (kN)

n_p – número de parafusos (adimensional)

$M_{Sd_{alma}}^{total}$ – momento fletor solicitante total na alma (kN.m)

h' – distância horizontal máxima de um parafuso ao centro da ligação (kN.m)

v' – distância vertical máxima de um parafuso ao centro da ligação (kN.m)

Q_{Rd} – resistência ao cisalhamento de um conector (kN)

A_{cs} – área da seção transversal do conector (m²)

γ_{cs} – coeficiente de ponderação da resistência do conector, vale 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais e de construção, ou 1,10 para combinações excepcionais (adimensional)

R_g – coeficiente devido à consideração do grupo de conectores, vale 1,0 para qualquer número de conectores soldados diretamente sobre o perfil de aço (adimensional)

R_p – coeficiente devido à posição do conector, vale 1,0 para conectores soldados sobre o perfil (adimensional)

f_{ucs} – resistência à ruptura do conector (kN/m²)

Q_s – fator de redução da mesa (adimensional)

Q_a – fator de redução da alma (adimensional)

A_g – área bruta da seção transversal (m²)

A_f – área efetiva da seção transversal (m²)

λ_0 – índice de esbeltez reduzido (adimensional)

N_e – força axial de flambagem elástica (kN)

χ – fator de redução associado à compressão (adimensional)

N_{sd} – força à compressão solicitante de cálculo (kN)

N_{rd} – resistência à compressão de cálculo (kN)

M_{rd} – momento fletor resistente de cálculo (kN)

$V_{Rdparafuso}$ – esforço cortante resistente de cada parafuso (kN);

A_b – área do parafuso (m²);

F_{ub} – resistência à ruptura do parafuso (kN/m²);

γ_{a2} – coeficiente de minoração da resistência à ruptura (adimensional).

$F_{Rd,rasgamento}$ – resistência ao colapso por rasgamento da cantoneira (kN)

A_{nv} – área líquida sujeita ao cisalhamento (m²)

A_{nt} – área líquida sujeita à tração (m²)

A_{gv} – área bruta sujeita ao cisalhamento (m²)

B – fator de forma (adimensional)

l_a – menor lado do aparelho de apoio (m)

l_b – maior lado do aparelho de apoio (m)

t_e – para camadas internas de neoprene, vale 1,4 vezes a espessura da camada (m)

Δh – variação da altura do aparelho de apoio (m)

n' – número de camadas de neoprene (adimensional)

σ'_m – tensão do aparelho de apoio, dada pela razão entre reação e área reduzida (kN/m²)

h_i – espessura das camadas intermediárias de neoprene (m)

G – módulo de elasticidade transversal do neoprene, igual a 1000 kN/m²

μ_{temp} – deformação causada pela temperatura (m)

$\mu_{frenagem}$ – deformação causada pela frenagem (m)

h_{ap} – altura do aparelho de apoio (m)

$F_{frenagem}$ – força gerada pela frenagem e aceleração dos veículos (kN)

μ_{vento} – deformação causada pelo vento (m)

F_{vento} – força gerada pelo vento (kN)

τ_N – tensão de cisalhamento gerada pela força normal (kN/m²)

N_g – reação normal gerada pelas cargas permanentes (kN)

N_q – reação normal gerada pelas cargas variáveis (kN)

τ_H – tensão de cisalhamento gerada pela força horizontal (kN/m²)

H_g – força horizontal considerada permanente, por exemplo, aquelas geradas pela variação térmica (kN)

H_q – força horizontal considerada instantânea, por exemplo, aquelas geradas pelo vento e pela frenagem e aceleração de veículos (kN)

θ_g – giro nos apoios, gerado pelas cargas permanentes (rad)

θ_q – giro nos apoios, gerado pelas cargas variáveis (rad)

H – força horizontal (kN)

N – força normal (kN)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	23
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	25
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	25
2.2.OBJETIVOS DA PESQUISA	25
2.2.1 Objetivo principal	25
2.2.2 Objetivo secundário	25
2.3 PRESSUPOSTO	25
2.4 PREMISA	26
2.5 DELIMITAÇÕES	26
2.6 LIMITAÇÕES	26
2.7 DELINEAMENTO	27
3 PONTES	29
3.1 DEFINIÇÕES	29
3.2 ELEMENTOS DE UMA PONTE	29
3.3 TIPOS DE SUPERESTRUTURA	30
3.4 PROCESSOS DE MONTAGEM	31
3.4.1 Montagem em solo	31
3.4.2 Montagem por balsa	32
3.4.3 Montagem por lançamento	32
3.4.4 Montagem por balanços sucessivos	33
3.5 PONTE MISTA	33
3.5.1 Histórico	33
3.5.2 Definições	34
3.5.3 Vigas mistas	35
3.5.4 Interação aço-concreto	36
3.5.5 Conectores de cisalhamento	37
3.5.6 Materiais	38
3.5.6.1 Seção I	38
3.5.6.2 Elementos em concreto	39
3.5.6.3 Conectores	40
3.5.6.4 Aparelhos de apoio	40
4 CARGAS E ESTADOS LIMITES	41
4.1 CARGAS	41

4.1.1 Permanentes	41
4.1.2 Variáveis	42
4.1.2.1 Verticais	43
4.1.2.1.1 <i>Coefficiente de impacto vertical</i>	45
4.1.2.1.2 <i>Coefficiente de número de faixas</i>	46
4.1.2.1.3 <i>Coefficiente de impacto adicional</i>	46
4.1.2.2 Horizontais	46
4.1.2.3 Vento	47
4.1.2.4 Temperatura	48
4.1.3 Excepcionais	49
4.2 COMBINAÇÕES DE CARGAS	49
4.2.1 Combinações últimas	49
4.2.2 Combinações de serviço	52
4.2.2.1 Combinações para avaliação de deformações excessivas	53
4.2.2.2 Combinações para avaliação de abertura de fissuras	53
5 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA	55
5.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA	55
5.1.1 Pista de rolamento	55
5.1.1 Passeio	55
5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	56
5.2.1 Longarinas	56
5.2.2 Laje	58
5.2.3 Transversinas	58
5.3 MODELO NUMÉRICO	59
5.3.1 Elementos	59
5.3.1.1 Laje	59
5.3.1.2 Longarinas e transversinas	60
5.3.2 Materiais	61
5.3.3 Definição do modelo	62
6 DIMENSIONAMENTO DA PONTE	65
6.1 CARREGAMENTOS	65
6.1.1 Cargas permanentes	65
6.1.2 Cargas variáveis	66
6.1.2.1 Carga móvel e efeito dinâmico	66
6.1.2.2 Carga de frenagem e aceleração	67

6.1.2.3 Carga devido ao vento	68
6.1.2.4 Carga devido a efeito de retração, fluência e variação térmica	70
6.1.3 Combinação das cargas	71
6.2 DIMENSIONAMENTO DA LAJE	72
6.2.1 Estado limite último	72
6.1.2.1 Solicitações	72
6.1.2.2 Cálculo das armaduras	74
6.1.2.3 Verificação ao cisalhamento	76
6.1.2.4 Detalhamento	77
6.1.2.4.1 <i>Tamanho das placas</i>	77
6.1.2.4.2 <i>Tamanho dos furos</i>	77
6.1.2.4.3 <i>Ligações das peças</i>	78
6.1.2.4.4 <i>Alças de içamento</i>	78
6.1.2.4.5 <i>Espera para guarda rodas</i>	79
6.2.2 Estado limite de serviço	80
6.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	81
6.3.1 Longarinas	82
6.3.1.1 Fase construtiva	82
6.3.1.1.1 <i>Solicitações</i>	83
6.3.1.1.2 <i>Momento fletor resistente</i>	83
6.3.1.1.3 <i>Esforço cortante resistente</i>	87
6.3.1.1.4 <i>Contra flecha</i>	88
6.3.1.2 Fase de uso	89
6.3.1.2.1 <i>Solicitações</i>	89
6.3.1.2.2 <i>Momento fletor resistente</i>	89
6.3.1.2.3 <i>Flecha</i>	92
6.3.1.2.4 <i>Emenda das vigas</i>	92
6.3.2 Conectores de cisalhamento	97
6.3.3 Transversinas	99
6.3.3.1 Solicitações	99
6.3.3.2 Resistência à compressão	99
6.3.3.3 Verificação à flexo-compressão	102
6.3.3.4 Ligação entre longarina e transversina	102
6.4 DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO	105
6.4.1 Pré-dimensionamento	105

6.4.2 Verificação quanto ao limite de deformação por compressão	106
6.4.3 Verificação quanto ao limite de deformação por cisalhamento	107
6.4.4 Verificação quanto à tensão de cisalhamento	108
6.4.5 Verificação quanto ao deslizamento	110
6.4.6 Verificação quanto à estabilidade	111
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	112
REFERÊNCIAS	114
APÊNDICE A	117
APÊNDICE B	119
APÊNDICE C	136
APÊNDICE D	138
APÊNDICE E	142
ANEXO A	145

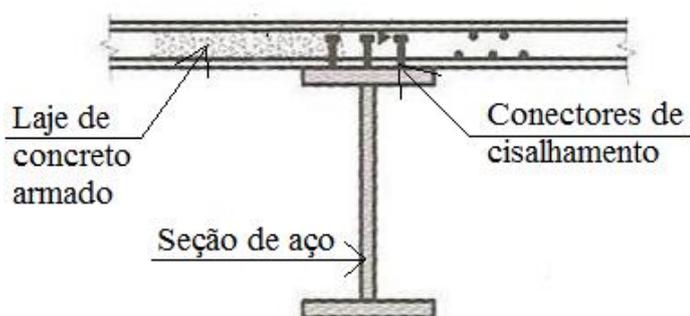
1 INTRODUÇÃO

Estruturas mistas já eram utilizadas antes da II Guerra Mundial, mais comumente encontradas em vigas metálicas associadas a lajes de concreto. Porém a avaliação da estrutura era em separado, ou seja, a contribuição da laje para a viga era desprezada, mesmo constatando-se que vigas mistas levavam a menores deformações verticais. No entanto, com a escassez de aço na Europa no período Pós-Guerra, os engenheiros europeus passaram a estudar mais profundamente as estruturas mistas (PFEIL; PFEIL, 2009).

Na viga mista, explora-se a capacidade de resistência à compressão do concreto e a resistência à tração do aço, extraindo de cada material sua melhor característica, gerando soluções com melhor desempenho estrutural. Além disso, as peças de aço podem ser menores e mais esbeltas, diminuindo o peso próprio, por exemplo, de uma ponte e levando a um projeto de fundações com carregamentos reduzidos. Assim, conforme Pfeil e Pfeil (2009), o uso de estruturas mistas conduz a alternativas econômicas.

Estruturas mistas são muito recorrentes em vigas de pontes, em que o tabuleiro é constituído por uma laje de concreto armado ligada a longarinas (vigas longitudinais) em aço por conectores mecânicos de cisalhamento, conforme ilustrado na figura 1 (PFEIL; PFEIL; 2009).

Figura 1 – Elementos de uma viga mista



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009)

Os materiais a serem utilizados nas pontes, são determinados, muitas vezes, pela sua forma arquitetônica, que conduz a diferentes métodos de projeto e construção. Assim o *design* da

ponte define como serão os elementos constituintes. A saber, uma ponte é constituída por três elementos indispensáveis: **superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura.**

No Brasil, conforme Pinho (2005), o uso de pontes e viadutos em estruturas mistas ganhou maior destaque por volta dos anos 70 quando iniciaram a construção do Elevado da Perimetral e do Elevado da Linha Vermelha, que foram as primeiras pontes em estrutura mista de grande porte no país. Atualmente, o interesse pela construção em aço vem crescendo, o que fica evidenciado pelas obras construídas nos últimos anos. Entretanto não se tem uma norma para projeto e construção dessas obras de arte, formou-se, apenas, o comitê para sua elaboração. Em contrapartida Estados Unidos e Europa já utilizam essas estruturas em grande escala e tem normas bastante avançadas no assunto para dar suporte aos projetos.

A ponte proposta para o presente trabalho é biapoçada, constituída por longarinas mistas (seção I) e tabuleiro em concreto pré-fabricado.

O trabalho está dividido em 7 capítulos, sendo este o primeiro capítulo, que apresenta o tema e faz a contextualização do que é nele abordado. O capítulo 2 apresenta as diretrizes da pesquisa, nele são explicitados os objetivos e limitações do trabalho, além de outros tópicos que explicam exatamente o que é tratado ao longo do texto. Os capítulos 3 e 4 compõe a pesquisa bibliográfica inicial necessária para evoluir nas demais etapas, sendo que o primeiro trata de aspectos específicos de pontes, apresentando questões variadas, mas ao final enfatiza as pontes em estruturas mistas que é o tema do trabalho. Já o segundo mostra as cargas e combinações de cargas que devem ser avaliadas para pontes.

Assim os primeiros 4 capítulos constituem o projeto de pesquisa, os capítulos seguintes apresentam o trabalho realizado. O capítulo 5 apresenta as escolhas e decisões tomadas para determinar a estrutura a ser avaliada, sendo que ao final do mesmo é apresentado o modelo da estrutura no *software* utilizado. O capítulo 6 mostra todos os cálculos realizados para o dimensionamento dos elementos que compõe a ponte. O último capítulo apresenta considerações finais e uma autoavaliação do projeto realizado, além de fazer sugestões para possíveis trabalhos futuros.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual um projeto para ponte em estrutura mista de aço e concreto considerando determinadas condições de contorno?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto para uma ponte em estrutura mista que atenda um caso específico sugerido neste trabalho.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a elaboração de diretrizes para o projeto de uma ponte em estrutura mista.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem como pressuposto a utilização de normas brasileiras e estrangeiras, dentre as quais se destacam:

- a) NBR 7187/2003: Projeto de pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – procedimento;
- b) NBR 7188/2013: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas;

- c) NBR 8681/2003b: Ações e Segurança nas Estruturas – procedimento;
- d) NBR 8800/2008: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios;
- e) NBR 6118/2014: Projeto de Estruturas de Concreto – procedimento;
- f) AASHTO LRFD bridge: design specifications (2012);
- g) BS 5400 – steel, concrete and composite bridges – part 2: specification for loads (1978);
- h) Eurocode 4 – design of composite steel and concrete structures – part 2: general rules and rules for bridges (2005).

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa a grande possibilidade de estudos na área de estruturas mistas, visto o aumento no interesse do uso das mesmas no Brasil, evidenciado pelos edifícios e pontes construídos nos últimos anos.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao projeto de uma ponte mista, descartando outras alternativas de ponte para a situação analisada, com a utilização de peças pré-moldadas e perfis I em aço.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) adoção de um modelo de ponte biapoiada com vão livre de 30 metros;
- b) seção transversal da ponte corresponde a duas pistas e passeio nos dois extremos;
- c) uso de peças pré-moldadas para a laje;
- d) uso de perfil I para viga mista;
- e) uso de conectores tipo pino com cabeça para união entre concreto e seção de aço;
- f) o projeto se resume ao dimensionamento e detalhamento dos encontros, da superestrutura (laje e vigas) e dos aparelhos de apoio;
- g) utilização do *software* ANSYS, versão 14.5, para análise estrutural;
- h) utilização do *software* Allplan, versão 2012, para desenho e detalhamento da estrutura;

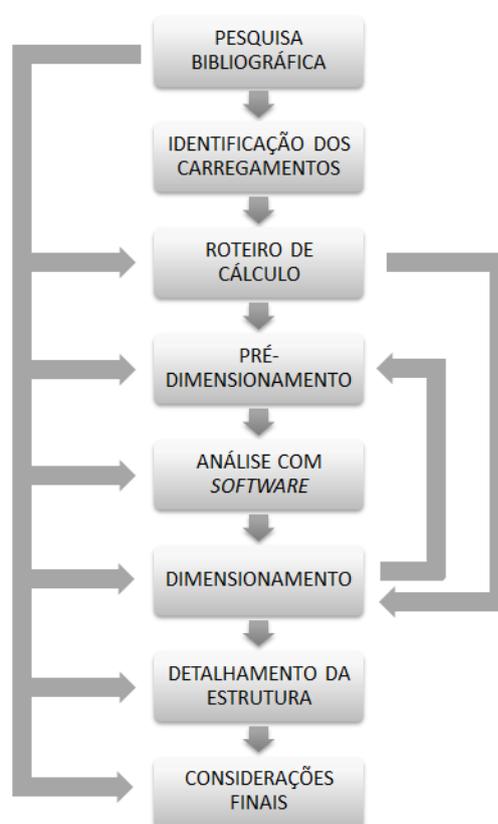
- i) foi feito somente análise estática, com coeficientes de majoração devido aos efeitos dinâmicos, entretanto não foi feita análise dinâmica e de colapso por fadiga.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir que são descritas nos próximos parágrafos e ilustradas na figura 2:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) identificação dos carregamentos;
- c) desenvolvimento do roteiro de cálculo;
- d) concepção final da estrutura e pré-dimensionamento;
- e) análise estrutural com *software* ANSYS, versão 14.5;
- f) dimensionamento da estrutura com o uso do roteiro de cálculo;
- g) detalhamento das fôrmas e armaduras para peças pré-fabricadas e dos perfis seção I;
- h) conclusões e considerações finais.

Figura 2 – Etapas do trabalho



(fonte: elaborado pela autora)

A etapa de **pesquisa bibliográfica** se estendeu por todo o trabalho e influenciou todas as demais etapas, tanto para amparo técnico através de normas, quanto em situações de tomada de decisão avaliando as experiências descritas pelos autores e profissionais da área.

A **identificação dos carregamentos** consistiu em determinar todas as cargas que agem sobre a estrutura, sejam elas: permanentes, variáveis e excepcionais. Além da definição das combinações de cargas e das situações durante e após a construção em que foi feita a verificação da estrutura.

O **desenvolvimento do roteiro de cálculo** foi feito baseado nas normas apresentadas no presente trabalho e elaborado com o auxílio de planilhas eletrônicas. Ele consiste na sequência de fórmulas que devem ser aplicadas desde a geração das combinações de carga até o dimensionamento dos elementos da ponte mista. Portanto, essa etapa dependeu da realização das etapas anteriores.

A partir das limitações deste trabalho, apresentadas anteriormente, foram definidas algumas características da ponte a ser projetada, entretanto a **concepção final da estrutura** só foi possível após avanços na pesquisa bibliográfica e noções de carregamento. Concomitantemente, foi feito o **pré-dimensionamento** da ponte, necessário para estimar cargas permanentes e fazer a modelagem da estrutura.

A etapa de **análise estrutural** foi realizada com a modelagem da estrutura no *software* ANSYS, versão 14.5, para definição dos esforços cortantes e momentos fletores para as diferentes fases da ponte (construção e uso), além de fazer uma estimativa das deformações da estrutura.

A partir dos resultados obtidos no *software*, foi possível a revisão do roteiro de cálculo, para verificação da necessidade de consideração de outros fatores, e **dimensionamento** dos elementos, avaliando estados limites últimos e de serviço.

Após o dimensionamento, foi feito o **detalhamento** das peças pré-fabricadas da laje (fôrmas e armaduras), dos perfis em aço e locação dos conectores de cisalhamento. Todos os desenhos foram feitos no programa Allplan, versão 2012.

Terminado o projeto, foram feitas **avaliações e conclusões** em relação à ponte projetada e considerações e sugestões para trabalhos posteriores.

3 PONTES

Este capítulo trata de pontes, abordando aspectos importantes para a definição do tipo de ponte a ser projetada, questões relativas à execução, que podem ser determinantes no projeto, e, também, apresenta as pontes mistas. Como essas são o foco do presente trabalho e a NBR 7187 aborda somente pontes em concreto, frequentemente são citadas as normas NBR 8800 e NBR 6118, para complementar as informações da primeira norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, 2008, 2014).

3.1 DEFINIÇÕES

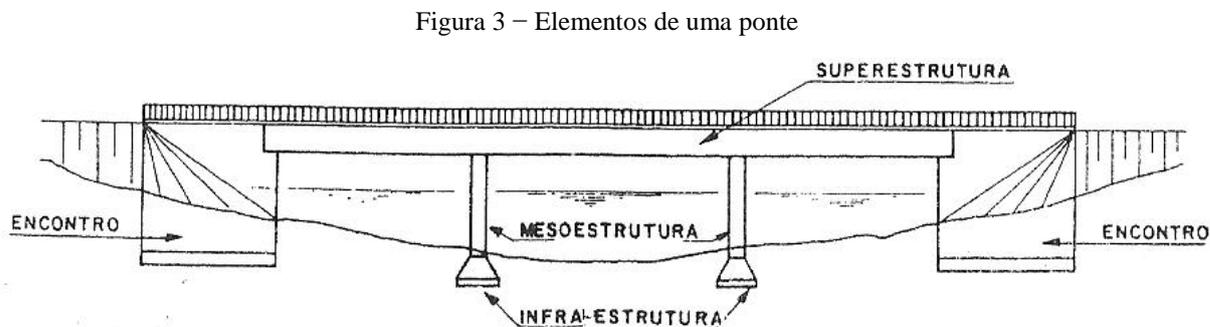
Primeiramente, a NBR 7188 denomina como **ponte** uma estrutura com a função de transpor obstáculos naturais, utilizando o termo **viaduto** para estruturas que transpõe obstáculos construídos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). Porém, para esclarecimento, é comum o uso do termo ponte, desconsiderando a classificação dada por Norma, quando se remete a uma estrutura genérica, o que se faz com frequência neste trabalho.

3.2 ELEMENTOS DE UMA PONTE

Segundo Pfeil (1983) uma ponte completa é constituída por quatro elementos principais com funções bem definidas, que são:

- a) **superestrutura**: corresponde ao tabuleiro e vigamento, onde as vigas têm a função de vencer o vão e o tabuleiro de distribuir os carregamentos permanentes e àqueles relativos ao tráfego;
- b) **mesoestrutura**: formada pelos pilares e aparelhos de apoio que recebem as cargas da superestrutura e transferem para a infraestrutura;
- c) **infraestrutura**: são as fundações da ponte, tem a importante função de transmitir as cargas da estrutura para o solo;
- d) **encontros**: são estruturas localizadas na entrada e saída da ponte, fazem a transição da rodovia para a ponte além de proteger os taludes e aterros contra erosão.

Nem sempre se verificam todos esses elementos em pontes, os mais comumente dispensados são os encontros. Na figura 3, estão indicados todos elementos.



(fonte: PFEIL, 1983)

3.3 TIPOS DE SUPERESTRUTURA

O *design* de uma ponte é definido, principalmente, pela escolha do tipo de superestrutura e essa pré-determina como são os elementos estruturais que compõe a ponte. Os principais tipos de superestrutura segundo O'Connor (1975, 1976) são:

- a) em vigas: constituído por sistema de vigas (longarinas), que podem variar bastante em quantidade, além da possibilidade de vigeamento transversal (transversinas);
- b) em viga com seção celular: uma viga com seção vazada, com possibilidade de variados números de células;
- c) treliçada: estrutura de duas treliças laterais principais suportando os carregamentos verticais, associada a longarinas para sustentação do tabuleiro e elementos de contraventamento;
- d) em arco: formada por uma viga curva que vai de um extremo a outro da ponte, o arco pode ser inferior, superior ou intermediário;
- e) pênsil: constituída por torres interligadas no topo por cabos flexíveis, dos quais partem tirantes que sustentam a laje do tabuleiro;
- f) estaiada: constituída por torres, das quais partem cabos que chegam ao sistema de vigas do tabuleiro.

Leonhardt (1979) ainda cita o modelo em pórtico onde as vigas são engastadas nas extremidades, em paredes ou em pilares dos encontros, transferindo o momento do vão para essas estruturas dos extremos.

A escolha da superestrutura está associada aos materiais utilizados, considerando que os mais empregados são aço e concreto. A associação dos dois materiais para formar um único elemento recebe a denominação de estrutura mista, presente não só em estrutura de pontes, mas muito empregado para este fim. Essas estruturas são abordadas no item 3.5.

3.4 PROCESSOS DE MONTAGEM

Segundo Pinho (2005) a construção de pontes é considerada como um dos processos mais difíceis, o grande desafio é manter a integridade da estrutura, considerando que as cargas durante a construção são muito diferentes das cargas durante sua vida útil. A decisão do processo de montagem passa por várias etapas de análise, como, estrutura da ponte, equipamentos disponíveis, localização da obra. Leonhardt (1979, p. 39) é mais enfático afirmando que “Os processos de construção têm uma enorme influência sobre a escolha da seção transversal da ponte [...]”.

O que se pode verificar é a grande evolução nos processos de construção, Leonhardt (1979) destaca a moldagem *in loco*, enquanto Pinho (2005) apresenta métodos de montagem da estrutura, prevendo a fabricação dos elementos separadamente para depois do transporte, união dos mesmos.

De fato, a utilização de peças pré-moldadas e seções em aço é uma tendência, visto a dificuldade de execução e controle e a falta de espaço para o canteiro de obras. Por isso, nos próximos itens, são abordados métodos de montagem, desconsiderando a moldagem *in loco*.

3.4.1 Montagem em solo

A estrutura é montada em solo para posterior içamento através de guindastes. Aconselha-se a construção sob o vão, o mais próximo possível da posição final. Esse procedimento é o mais simples devido a menor exigência de equipamentos e à exposição de operários a riscos reduzidos. Entretanto só é possível quando não se tem construções sobre cursos d’água (PINHO, 2005).

3.4.2 Montagem por balsa

No caso de vãos sobre corpos d'água a construção pode ser feita por balsas que ficam sob a ponte, sustentando os equipamentos para construção, como guindastes, e também os elementos que formam a ponte, por isso pode ser necessário o uso de mais de uma balsa. Além disso, deve-se prever a ação da correnteza na balsa e sua estabilização. A ancoragem da balsa pode ser feita por cabos fixados nas margens ou até na estrutura construída até o momento (PINHO, 2005).

3.4.3 Montagem por lançamento

Conforme Pinho (2005) a técnica de lançamento consiste em montar as vigas da ponte em uma das margens e fazê-las deslizar até a outra margem. Para uso desse procedimento, normalmente é necessário que seja acoplada uma guia em estrutura metálica à extremidade da viga, que fica apoiada no lado oposto ao de sua construção, e contrapesos na outra extremidade da viga. As vigas deslizam com o auxílio de roletes ou rodas e trilhos, conforme a geometria da viga. Porém, segundo recomendações de Leonhardt (1979), também é possível o uso de apoios deslizantes de teflon.

Pinho (2005) considera esse processo de montagem bastante vantajoso, devido à concentração de equipamentos e material em uma das margens, aos equipamentos de içamento serem de porte menor do que os necessários para içar sobre cursos d'água. Além de não oferecer tanto risco aos operários comparado com outros métodos construtivos. Entretanto, exige maiores verificações no dimensionamento da estrutura, que deve suportar a fase de construção, quando está sujeita a tombamento. É importante destacar as ações do vento, as respostas da estrutura são diferentes na fase de construção e fase final. Em casos extremos, deve-se prever reforços ou estruturas auxiliares.

Este método é considerado por Pinho e Bellei (2007) como recomendado para pontes de um vão, que é o caso deste trabalho, por apresentar vantagens econômicas. Em se tratando de um viaduto, a montagem também pode ser feita por guindastes. Entretanto, todo processo de montagem requer estudo detalhado.

3.4.4 Montagem por balanços sucessivos

Segundo Pinho (2005) o processo de execução por balanços sucessivos consiste na colocação de um trecho do elemento, de forma que esse encaixe no segmento colocado anteriormente, partindo de um ponto pré-definido, que pode ser as margens, apoios intermediários ou vãos secundários. Porém a análise da estrutura em fase de execução é dependente do ponto de início. Nesse processo de construção, também é importante a avaliação do vento nas fases intermediárias.

As dificuldades desse modo de execução estão associadas a segurança dos trabalhadores, que estão concentrados na extremidade livre do balanço para o avanço da construção. Além disso, a sequência de montagem é muito pouco flexível, dependendo sempre do segmento anterior para permitir o avanço da obra, esse efeito pode ser minimizado através da concepção de mais pontos de avanço da estrutura (PINHO, 2005).

3.5 PONTE MISTA

Este item trata em específico de pontes mistas, apresentando as peculiaridades que devem ser levados em consideração devido ao uso de estrutura aço-concreto.

3.5.1 Histórico

Conforme Malite¹ (1990 apud KOTINDA, 2006) estudos referentes às estruturas mistas começaram por volta de 1914 na Inglaterra, através de ensaios de compostos para pisos pela empresa *Redpath Brow and Company*. Segundo Viest² (1960 apud KOTINDA, 2006) as primeiras vigas mistas eram constituídas de um perfil de aço incorporado dentro do concreto onde o comportamento da estrutura era baseado na aderência entre os dois materiais. Estudos referentes a conectores, que tornam possível o uso de perfil de aço ligado ao concreto, começaram em 1933 na Suíça. Entretanto a análise de conectores do tipo *stud bolt*, que são os mais utilizados atualmente, iniciou em 1954 nas universidades de Illinois e Lehigh.

¹ MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto**: ênfase em edifícios. 1990. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

² VIEST, I. Review of research on composite steel: concrete beams. **Journal of the Structural Division** – ASCE, Proc., v. 86, ST6, p. 1-21, 1960.

No Brasil a construção de estruturas mistas começou nas décadas de 50 e 60, mas limitou-se a edifícios e pontes de pequeno porte (MALITE³, 1990 apud KOTINDA, 2006). Pinho (2005) destaca o elevado da Perimetral e o da Linha Vermelha como primeiras obras significativas de pontes mistas no Brasil, que começaram nos anos 70. O elevado da Perimetral foi construído entre os anos 1973 e 1978, com 7326 metros vencidos por vigas biapoiadas com vãos de 31 a 60 metros. Já o elevado da Linha Vermelha foi construído em duas etapas, sendo a primeira (1973-1979) correspondente a 4660 metros, e a segunda (1991-1992) com extensão de 2500 metros.

3.5.2 Definições

As pontes mistas são constituídas por vigas mistas aço-concreto e tabuleiro em concreto. Conforme Maison (1976), as vigas mistas podem ser classificadas em dois grandes grupos: seção aberta ou seção celular. A seção aberta é constituída por várias vigas, sem fechamento lateral, como mostrado na figura 4, em que é utilizada seção I. A seção celular, também conhecida como seção caixão, confere grande rigidez à torção, está ilustrada na figura 5.

Figura 4 – Seção mista aberta



(fonte: cedida pelo orientador)

³ MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto**: ênfase em edifícios. 1990. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

Figura 5 – Seção mista tipo caixão



(fonte: foto da autora)

3.5.3 Vigas mistas

Neste trabalho, são tratadas de vigas mistas constituídas por perfis I, e para essas vigas existem várias possibilidades construtivas, conforme mostrado na figura 6.

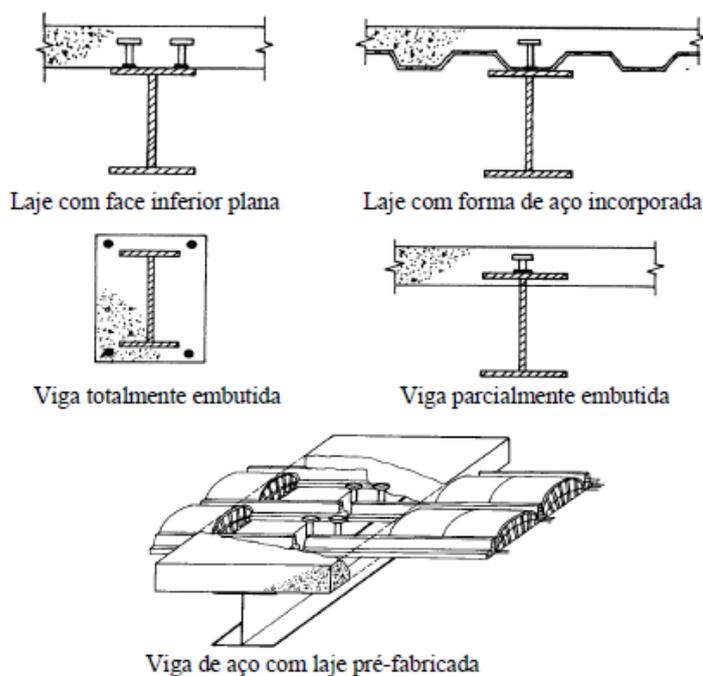
A determinação da resistência das vigas mistas é dada pela sua capacidade de resistência a flambagem. Considerando uma viga biapoiada, verificam-se apenas a flambagem da seção e a flambagem local, devido à seção de aço ter contenção lateral contínua pela laje de concreto não ocorre flambagem lateral por torção.

O dimensionamento da seção mista quanto à flexão está descrito no anexo O da NBR 8800, onde se prevêem dois tipos de seções, em relação à esbeltez: compacta ou semicompacta. A seção compacta é dimensionada em regime plástico, pois essas estruturas têm grande capacidade de deformação e até de rotação antes do início da flambagem. Já as seções semicompactas podem atingir a tensão de escoamento no aço antes de flambar, por isso elas são analisadas no regime elástico (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

Para dimensionamento quanto ao esforço cortante, segundo a NBR 8800, é desprezada a contribuição do trecho em concreto da viga mista, sendo considerado apenas o perfil de aço, e

a verificação é a mesma feita para vigas somente em aço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

Figura 6 – Tipos de vigas mistas



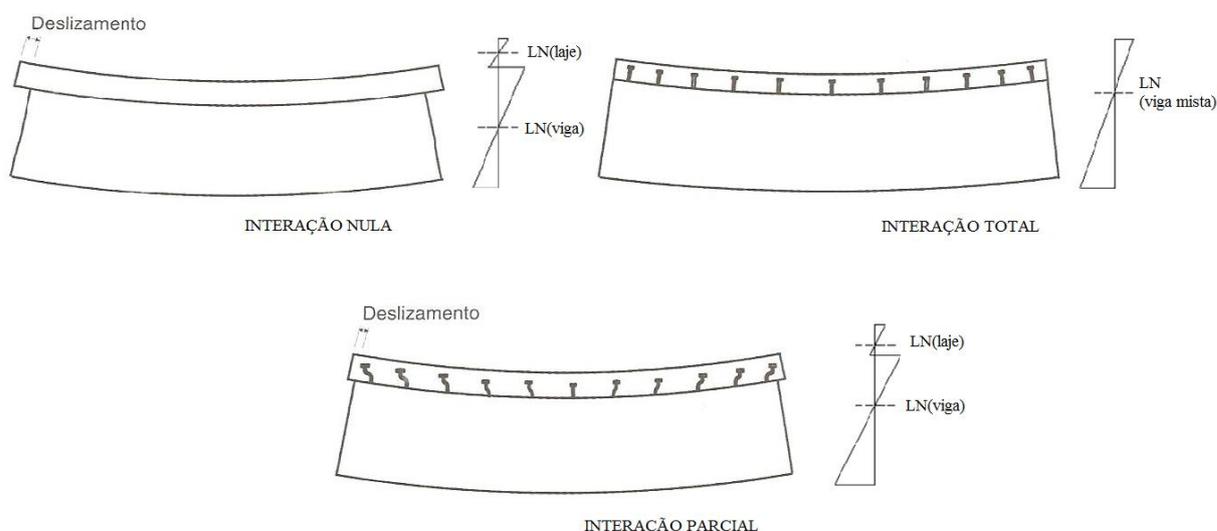
(fonte: MALITE⁴, 1990 apud KOTINDA, 2006)

3.5.4 Interação aço-concreto

Aço e concreto são materiais com módulos de elasticidades e comportamento frente a carregamentos muito distintos. Portanto quando não há interação entre os elementos dos diferentes materiais, esses deformam livremente, o que gera uma deformação relativa entre as partes que compõem a estrutura, ou seja, deslizamento na interface. Avaliando uma estrutura com interação total, não ocorre deformação relativa entre a interface aço-concreto, devido à presença de conectores de cisalhamento. Logo na situação intermediária, interação parcial, se percebe um deslizamento relativo devido à deformação sofrida pelos conectores. A deformação e o diagrama de tensões estão apresentados na figura 7.

⁴ MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto:** ênfase em edifícios. 1990. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

Figura 7 – Interação aço-concreto



(fonte: adaptado de PFEIL; PFEIL, 2009)

O caso de interação nula não caracteriza uma estrutura mista, pois os elementos são independentes. Assim para uma viga mista é possível que haja interação total ou parcial entre aço-concreto. Na interação total os conectores estão dimensionados para suportar a tensão máxima para o qual a viga foi dimensionada. Entretanto na interação parcial, o estado limite último está associado aos conectores de cisalhamento, que rompem antes da plastificação da seção.

Para as seções com interação parcial, existe o conceito de **grau de interação**, que define o quanto os elementos de aço e de concreto estão interligados para resistir às cargas. Logo, o grau de interação igual a 1 corresponde a uma estrutura com interação completa e grau de interação 0, à interação nula. Segundo a NBR 8800, para seções mistas o grau de interação mínimo é 0,4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

3.5.5 Conectores de cisalhamento

Conforme Kotinda (2006), devido à interação entre aço e concreto surge, na interface dos dois materiais, tensões de cisalhamento que tendem a separá-los. Para resistir a esses esforços são utilizados conectores de cisalhamento. A NBR 8800 prevê dois tipos de conectores: pino com cabeça e perfis U (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

Neste trabalho, são utilizados conectores tipo pino com cabeça, também denominados como *stud bolt*, que, segundo Kotinda (2006), são os mais utilizados no contexto mundial. Esses são

soldados na mesa superior da seção de aço com solda por arco elétrico, conforme figura 8, que garante uma solda de penetração total, o que pode levar a consideração do conector engastado na seção I.

Figura 8 – Conectores de cisalhamento



(fonte: adaptado de KOTINDA, 2006)

Conforme Kotinda (2006), os conectores pino com cabeça são conectores flexíveis, que se caracterizam por não romper e continuar se deformando até que os demais conectores da viga atinjam sua tensão de ruptura. Pfeil e Pfeil (2009) explicam esse comportamento pela transferência de tensão dos conectores mais solicitados para os menos solicitados.

3.5.6 Materiais

Nesta seção, são apresentados os materiais comumente utilizados para os principais elementos de uma ponte mista.

3.5.6.1 Seção I

Conforme a NBR 8800, o aço utilizado em perfis deve possuir resistência ao escoamento máxima de 450 MPa e relação entre tensão de escoamento e tensão de ruptura superior a 1,18 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

A decisão entre perfil soldado e perfil laminado deve ser feita a partir das cargas e número de perfis utilizados. Atualmente, os perfis laminados disponíveis no mercado tem altura de até

610 mm. Normalmente o tamanho máximo de perfis é 12 metros, devido a limitação de transporte de peças maiores, isso é válido, tanto para perfil laminado, quanto para perfil soldado. Na figura 9, pode-se observar os tipos de aço disponibilizados para perfis metálicos estruturais.

Figura 9 – Perfis metálicos estruturais

PROPRIEDADES MECÂNICAS			
	ASTM A 572 Grau 50	ASTM A 572 Grau 60*	ASTM A 992*
Limite de Escoamento (MPa)	345 mín.	415 mín.	345 a 450
Limite de Resistência (MPa)	450 mín.	520 mín.	450 mín.
Alongamento após ruptura (%)	18 mín.	16 mín.	18 mín.
	AÇO COR 500*	ASTM A 131 AH32*	ASTM A 131 AH36*
Limite de Escoamento (MPa)	370 mín.	315 mín.	355 mín.
Limite de Resistência (MPa)	500 mín.	440 a 590	490 a 620
Alongamento após ruptura (%)	18 mín.	19 mín.	19 mín.

*Sob encomenda.

As especificações dos aços ASTM A 572 Grau 50 e AÇO COR 500, de acordo com a Norma NBR 7007:2011, são AR 350 e AR 350 COR, respectivamente. Os aços ASTM A 131 AH32/AH36 garantem tenacidade de 34 J (longitudinal) para ensaio Charpy realizado a 0°C.

(fonte: GERDAU S.A., 2012)

É importante destacar que dependendo do aço escolhido e da agressividade do meio quanto à corrosão, deve-se fazer pintura da superfície.

3.5.6.2 Elementos em concreto

O tabuleiro pode ser executado das seguintes maneiras:

- a) concreto moldado *in loco*;
- b) pré-laje com concretagem de parte da espessura da laje;
- c) lajes pré-fabricadas com concretagem das ligações entre lajes e região de conectores.

Da mesma forma, os pilares podem ser pré-fabricados ou concretados no local. Entretanto, os encontros são moldados *in loco*.

3.5.6.3 Conectores

Segundo o item A.5.2 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 110):

O aço estrutural utilizado para conectores pino com cabeça de diâmetro até 22,2 mm deve ser ASTM A 180 – GRAU 1020, devendo ser especificado com resistência ao escoamento de 345 MPa, resistência à ruptura de 415 MPa, alongamento mínimo em 50 mm de 20% e redução mínima de área de 50%.

3.5.6.4 Aparelhos de apoio

Conforme Pinho e Bellei (2007) os aparelhos de apoio mais utilizados são em neoprene fretado, constituídos por camadas de neoprene e chapas de aço. Em catálogos técnicos se encontram modelos com espessura variando de 14mm a 250mm, em formato retangular ou circular, com capacidade de carga vertical de 100kN a 15000kN e rotação de 4% a 15%.

4 CARGAS E ESTADOS LIMITES

Este capítulo trata da definição das cargas atuantes sobre estruturas de pontes e viadutos. São apresentadas combinações de cargas e as ações a que a estrutura está exposta.

Segundo a NBR 6118 os elementos devem ser dimensionados para o estado limite último, porém devem ser verificados os estados limites de serviço aceitáveis. No caso de estrutura em concreto armado os estados limites de serviços avaliados são em relação à abertura de fissuras e a deformações excessivas. Como se trata de uma ponte é importante a verificação do estado limite de vibrações excessivas. Além disso, deve-se analisar com mais atenção o colapso progressivo da estrutura devido à fadiga, pois as pontes estão sujeitas a cargas cíclicas que geram variações nas tensões (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

4.1 CARGAS

As ações sobre uma estrutura estão divididas em permanentes, variáveis e excepcionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

4.1.1 Permanentes

Conforme a NBR 7187 as cargas permanentes a considerar são: peso próprio dos elementos que compõe a estrutura, instalações sobre a superestrutura (revestimento asfáltico, guarda-rodas, guarda-corpos, dispositivos de sinalização entre outros), empuxos de terra, forças de protensão, além de esforços relativos à deformação da estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

A mesma Norma sugere para o cálculo do peso dos elementos em concreto armado ou protendido, peso específico de 25 kN/m^3 . Para cargas relativas à pavimentação utiliza-se o peso específico de 24 kN/m^3 , ainda pode ser adicionado 2 kN/m^2 devido a possíveis recapeamentos.

Para o empuxo de terra assume-se um peso específico genérico de 18 kN/m^3 e um ângulo de atrito 30° , a menos que estudos do solo levem a valores inferiores que esses sugeridos por Norma. Por questões de segurança, normalmente não se considera o empuxo passivo, a menos que possa ser garantida a existência da porção de terra responsável por esse esforço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

Conforme procedimento descrito pela NBR 6118, a retração e fluência do concreto geram deformações instantâneas e também ao longo do tempo. Os principais fatores que influenciam no nível de deformação da estrutura estão relacionados com a umidade do ambiente, consistência do concreto no momento de lançamento, espessura da peça, tempo de vida em que se avaliam essas deformações. Sabe-se que a idade do concreto interfere na sua resistência à compressão e no seu módulo de elasticidade (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Para consideração do efeito de fluência e retração do concreto, no caso de pontes mistas, pode-se determinar a deformação da estrutura a longo prazo considerando efeito da fluência sobre as cargas permanentes e variáveis quase permanentes, e desconsiderando para as cargas variáveis frequentes e raras (PFEIL; PFEIL, 2009). Maison (1976) define esses efeitos como uma diminuição no módulo de elasticidade do concreto, que leva à transferência de tensões do concreto para o aço.

4.1.2 Variáveis

Segundo a NBR 7188, as cargas móveis a que uma ponte está exposta são dos tipos verticais e horizontais. As ações verticais são separadas pela zona de atuação, àquelas que agem sobre o passeio e às que agem sobre a pista de rolamento. Considera-se que as cargas horizontais agem sobre o tabuleiro como um todo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

Além das cargas móveis, a NBR 7187 ainda considera os efeitos dinâmicos gerados por elas, as cargas relativas ao efeito do vento, às variações de temperatura, à pressão de água sobre a estrutura, no caso de pontes sobre cursos d'água (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

4.1.2.1 Verticais

Conforme a NBR 7188, a carga no passeio é considerada de duas maneiras. Considera-se uma carga distribuída de 3kN/m^2 agindo junto com a carga móvel, para verificações e dimensionamento da estrutura global. Entretanto para dimensionamento do passeio considera-se uma carga distribuída de 5kN/m^2 . Não é necessário o uso de coeficientes dinâmicos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

A mesma Norma também determina que as cargas sobre a pista de rolamento são consideradas cargas estáticas pontuais (P) e distribuídas (p) que são transformadas em cargas móveis pontuais (Q) ou distribuídas (q). Utilizando três fatores de correção, ou seja, coeficientes:

- a) de impacto vertical (CIV);
- b) relativo ao número de faixas (CNF);
- c) de impacto adicional (CIA).

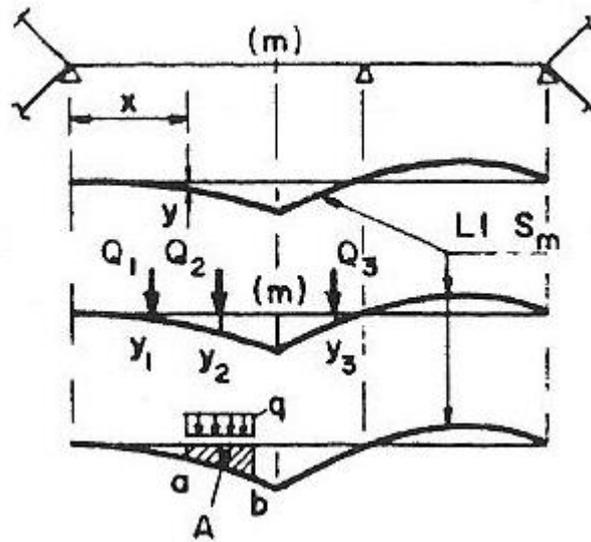
A carga padrão para rodovias é de 450kN , com três eixos, por isso a carga pontual de cada roda é de 75kN , sendo a distância entre eixos de $1,5\text{m}$. Na área restante da pista de rolamento considera-se uma carga distribuída de 5kN/m^2 (chamada carga de multidão), que é uma carga distribuída relacionada tráfego de outros veículos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

A NBR 7188 aconselha que em regiões de tráfego muito intenso e pesado as cargas sejam majoradas em 10%. Assim como, em estradas vicinais, é cabível consideração de outro veículo tipo, com carga de 240kN (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

Considerando agora somente a carga móvel relativa ao veículo tipo, conforme Pfeil (1983) ela ocupa posições variadas tanto na seção transversal, quanto ao longo da ponte, por isso para avaliação das solicitações sobre o tabuleiro e em cada viga utilizam-se linhas de influência. Elas representam a solicitação em determinada seção devido à carga que atua nas diversas posições possíveis, dessa forma pode-se determinar a solicitação máxima em cada seção. Sobrepondo todas as linhas de influência de uma viga determinam-se as máximas solicitações em todas as seções, considerando uma carga que trafega por toda sua extensão, formando uma envoltória das solicitações.

Observando a figura 10, pode-se calcular as solicitações a partir das linhas de influência conforme a fórmula 1, para cargas concentradas, e para as cargas distribuídas utiliza-se a fórmula 2.

Figura 10 – Linha de influência



(fonte: PFEIL, 1983)

As fórmulas são:

$$S_m = \sum_{x=1}^3 Q \cdot y(x) \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

S_m = solicitação na seção m (para momentos kN.m, para forças kN);

Q = carga concentrada com efeito dinâmico (kN);

$y(x)$ = solicitação S_m provocada por uma carga unitária na posição x (para momentos kN.m, para forças kN).

$$S_m = q \cdot \int_a^b y(x) \cdot dx \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

S_m = solicitação na seção m (para momentos kN.m, para forças kN);

q = carga distribuída com efeito dinâmico (kN);

a_1 = posição da seção onde começa a carga distribuída (m);

a_2 = posição da seção onde termina a carga distribuída (m);

$y(x)$ = solicitação S_m provocada por uma carga unitária distribuída no trecho entre a seção a e b (para momentos kN.m, para forças kN).

4.1.2.1.1 Coeficiente de impacto vertical

Segundo NBR 7188, o valor de CIV é definido como função do tamanho do vão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). Se vãos:

a) menores que 10 metros, CIV = 1,35;

b) entre 10 e 200 metros, utiliza-se a fórmula 3.

A fórmula 3 é:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

CIV = coeficiente de impacto vertical (adimensional);

L_{iv} = no caso de estruturas isostáticas, é definido como o vão (m).

Esse coeficiente não considera a interação estrutura-veículo, portanto não faz diferenciação de pontes mistas e pontes de concreto. Como a Norma se aplica a pontes de concreto, no caso de pontes mistas a adoção da fórmula 3 é uma aproximação para o coeficiente de impacto vertical.

4.1.2.1.2 Coeficiente do número de faixas

O coeficiente de número de faixas, determinado pela NBR 7188, é utilizado quando se está avaliando elementos longitudinais, para elementos transversais, como lajes e transversinas, este é desconsiderado. O coeficiente é definido pela fórmula 4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013):

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) \geq 0,9 \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

CNF = coeficiente relativo ao número de faixas (adimensional);

n = número de faixas de tráfego, não sendo considerados acostamentos e faixas de segurança (adimensional).

4.1.2.1.3 Coeficiente de impacto adicional

Conforme NBR 7188 as seções até 5 metros de distância de uma junta devem receber o fator de impacto adicional, que vale 1,25 para pontes mistas ou em concreto e 1,15 para pontes em aço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

4.1.2.2 Horizontais

A NBR 7187 determina que as cargas horizontais são avaliadas no nível do tabuleiro, com exceção dos choques sobre os pilares. As principais cargas horizontais são àquelas relativas à frenagem e aceleração e às forças centrífugas, essas últimas ocorrem em pontes com curva em planta (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

Conforme a NBR 7188, as forças devido à frenagem e aceleração são determinadas pela expressão da fórmula 5 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013):

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

H_f = força horizontal devido à frenagem e aceleração, valor mínimo de 135 kN (kN);

B = largura efetiva da carga distribuída de 5kN/m²(m);

L = comprimento em que a carga distribuída ocorre concomitante com as forças de frenagem e aceleração (m);

CNF = coeficiente relativo ao número de faixas de tráfego (adimensional).

4.1.2.3 Vento

A NBR 6123 apresenta um método para análise da força do vento baseado na velocidade do vento na região onde a estrutura será construída, e nas suas características (coeficiente aerodinâmico). Entretanto, a Norma não apresenta esse coeficiente para seções de pontes. Portanto o que se pode obter pela norma é a pressão dinâmica do vento (q) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988), primeiramente deve-se determinar a velocidade característica da região de construção, que é definida a partir de uma velocidade de referência, dado por gráfico de isopletras, conforme figura 11. Essa velocidade de referência é multiplicada por três fatores de correção, que são:

- a) S_1 : coeficiente relativo ao efeito topográfico (adimensional);
- b) S_2 : coeficiente relativo a rugosidade da superfície (adimensional);
- b) S_3 : coeficiente relativo ao tipo de uso da edificação (adimensional).

Definida a velocidade característica, a pressão dinâmica é calculada pela fórmula 6 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988):

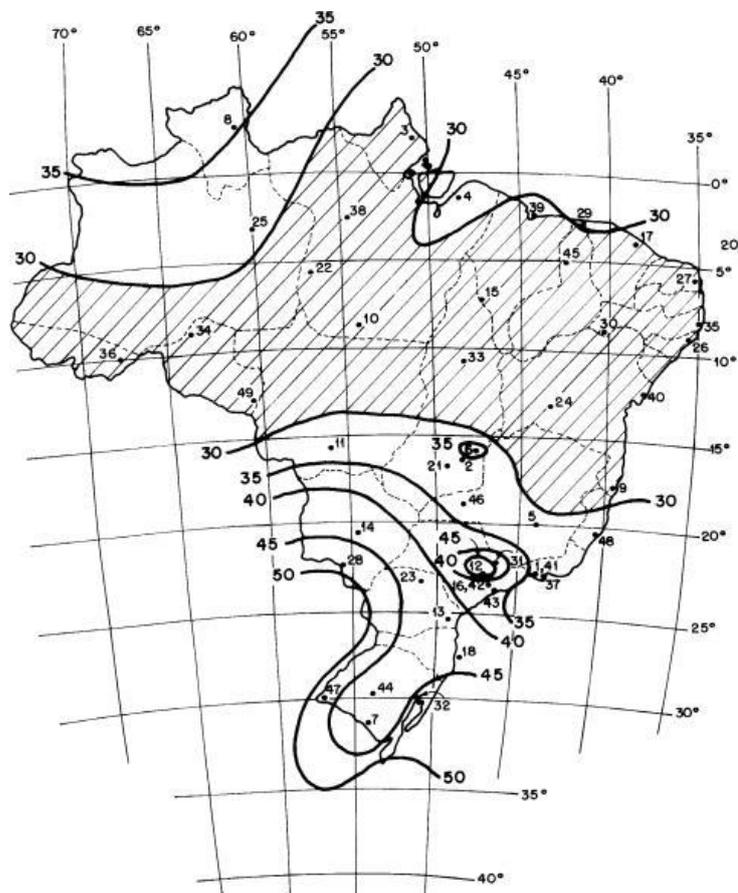
$$q_v = 0,613 \cdot v_k^2 \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

q_v = pressão dinâmica (N/m²);

v_k = velocidade característica (m/s).

Figura 11 – Isopletas do Brasil



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

4.1.2.4 Temperatura

Segundo Leonhardt (1979) as variações de temperatura devem ser consideradas para avaliação do estado limite de serviço de abertura de fissuras, sendo possível desprezar seus efeitos sobre a capacidade resistente da seção.

A NBR 8800 orienta que a variação da temperatura deve ser considerada principalmente para elementos expostos a insolação direta. Recomenda-se como faixa de variação 60% da diferença entre temperatura máxima e mínima local, mas não valor inferior a 10°C . Já a NBR 6118, considera também a espessura do elemento, por exemplo, no caso de tabuleiro de ponte, onde a menor dimensão é menor que 50cm, admite-se uma variação de temperatura de 10°C a 15°C (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, 2014).

Para a avaliação da dilatação térmica dos materiais a NBR 8800 recomenda coeficiente de dilatação térmica, para aços estruturais da ordem, de $1,2 \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ e a NBR 6118 admite

como sendo igual a $1 \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ para o concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, 2014).

4.1.3 Excepcionais

As colisões são consideradas cargas excepcionais e são verificadas somente para o estado limite último. Essas podem ocorrer a nível de pilares ou tabuleiro. São verificados somente os pilares até 10 metros de distância do tráfego da rodovia. Já a avaliação no tabuleiro é feita para todos elementos expostos a choques, como, guarda-corpo, elementos de contenção, meio fio para cargas últimas definidas pela NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

4.2 COMBINAÇÕES DE CARGAS

Com as ações são determinados momentos fletores e esforços cortantes característicos para os diferentes tipos de carga, e a partir disso é realizada a combinação de cargas. Conforme a NBR 8681 os valores de cortante e momento fletor de cálculo são definidos pelas combinações de ações. Para atender os estados limites último e de serviço são consideradas as combinações últimas e as de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

4.2.1 Combinações últimas

A NBR 8681 classifica os tipos de combinações como (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b):

- a) normais: decorrem do uso previsto para a estrutura;
- b) especiais: geram efeitos de maior intensidade do que as combinações normais e tem duração muito curta comparado ao tempo de vida útil da estrutura;
- c) de construção: carregamento transitório, mas deve ser avaliada a possibilidade de exposição da estrutura a estados limites últimos durante a construção;
- d) excepcionais: resultado de ações excepcionais com duração muito curta, mas que podem provocar danos graves à estrutura.

A NBR 8681 define as combinações últimas normais, especiais e de construção conforme a fórmula 7 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b):

$$F_{d,ult} = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

$F_{d,ult}$ = valor de cálculo para combinações últimas (para momentos kN.m, para forças kN);

γ_{Gi} = coeficiente de ponderação das forças permanentes (adimensional);

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN);

γ_q = coeficiente de ponderação das forças variáveis (adimensional);

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal (para momentos kN.m, para forças kN);

$\Psi_{0j,ef}$ = fator de redução para as demais ações variáveis (adimensional);

$F_{Qj,k}$ = valor característico das outras ações variáveis (para momentos kN.m, para forças kN).

No caso das combinações especiais e de construção o fator $\Psi_{0j,ef}$ pode ser substituído por Ψ_{2j} se a ação variável principal tiver um tempo de atuação muito curto. Os fatores de ponderação das cargas estão apresentados nas tabelas 1 e 2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

Tabela 1 – Coeficiente de ponderação para ações permanentes

Combinação	Estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	grandes pontes	1,3	1
	pontes em geral	1,35	1
Especial ou de Construção	grandes pontes	1,2	1
	pontes em geral	1,25	1
Excepcional	grandes pontes	1,1	1
	pontes em geral	1,15	1

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b)

Tabela 2 – Coeficientes de ponderação para ações variáveis

Combinação	Estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes	1,5
Especial ou de Construção	Pontes	1,3
Excepcional	Estruturas em geral	1

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b)

A Norma define grandes pontes, como pontes em que as cargas permanentes representam mais de 75% das cargas totais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

Os coeficientes de redução das ações estão apresentados na tabela 3, conforme NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

Tabela 3 – Coeficiente de redução das ações

Ações	Estruturas	Ψ_0	Ψ_1	$\Psi_2^{3),4)}$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (1)	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas (2)	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
	Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
	Pontes ferroviárias especializadas	1	1	0,6
	Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1	0,8	0,5

1) Edificações residenciais, de acesso restrito.

2) Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

3) Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

4) Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b)

4.2.2 Combinações de serviço

Conforme NBR 8681, as combinações de serviço são classificadas como (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b):

- a) quase permanentes: apresentam longa duração, da ordem de metade da vida útil da estrutura, são utilizadas para efeitos de longa duração e avaliação de deformações excessivas;
- b) frequentes: carregamentos que se repetem cerca de 10^5 vezes em 50 anos, equivalente a 5% do período útil estrutura, utilizado para avaliar questões relativas ao conforto do usuário, vibrações excessivas, abertura de fissuras;
- c) raras: combinações que podem atuar somente por algumas horas, pois geram danos irreversíveis a estrutura ou a outros elementos.

4.2.2.1 Combinações para avaliação de deformações excessivas

A NBR 6118 indica a combinação de serviço quase permanente para avaliação de deformações excessivas, conforme expresso pela fórmula 8 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \Psi_{2j} \cdot \sum_{j=1}^n F_{Q_j,k} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo para cargas em combinação de serviço (para momentos kN.m, para forças kN);

$F_{G_i,k}$ = valor característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN);

Ψ_{2j} = fator de redução conforme tabela 3 (adimensional);

$F_{Q_j,k}$ = valor característico das ações variáveis (para momentos kN.m, para forças kN).

A Norma também indica limites aceitáveis para os deslocamentos de acordo com o uso da estrutura e nível de exigência de deformações. A tabela 4 apresenta àqueles que podem ser considerados para elementos de pontes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Tabela 4 – Deslocamentos máximos aceitáveis

Tipo de efeito	Razão da limitação	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Total	vão/250
	Outro	Devido a cargas acidentais	vão/350

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

4.2.2.2 Combinações para avaliação de abertura de fissuras

Para avaliação dos estados limites de abertura de fissuras utiliza-se a combinação de serviço para ações frequentes, determinada pela NBR 6118, conforme fórmula 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \Psi_{2j} \cdot \sum_{j=2}^n F_{Q_j,k} \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo para cargas em combinação de serviço (para momentos kN.m, para forças kN);

$F_{G_i,k}$ = valor característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN);

Ψ_1 = fator de redução para carga variável principal (adimensional);

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável principal (para momentos kN.m, para forças kN);

$F_{Q_j,k}$ = valor característico das demais ações variáveis (para momentos kN.m, para forças kN);

Ψ_{2j} = fator de redução das demais ações variáveis (adimensional).

Em relação à abertura de fissuras a NBR 6118 fixa os limites apresentados na tabela 5, a Norma define as classes de agressividade ambiental e o procedimento para cálculo da abertura de fissura esperada (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Tabela 5 – Limite para abertura de fissuras

Classe de agressividade ambiental	Ambiente	Limite para abertura de fissuras (mm)
CAA I	Rural. submerso	0,4
CAA II e CAA III	Urbano, marinho, industrial	0,3
CAA IV	Industrial químico agressivo e respingos de maré	0,2

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

5 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

O trabalho trata do dimensionamento de uma ponte para condições de contorno definidas pela autora, que não são de um local específico. Portanto todas as questões relativas a dimensões e geometria da ponte foram determinadas. Neste capítulo é apresentada a definição da seção transversal da ponte e também o pré-dimensionamento para posterior análise com *software*, sendo que no Apêndice C estão apresentadas a vista lateral e o corte da ponte.

5.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

A proposta do trabalho é de uma ponte biapoiada utilizando estrutura mista, sem a presença de pilares, por isso o vão livre foi definido em 30 metros. Já em relação às medidas da seção transversal foram consultados documentos que embasaram sua definição, que são apresentados nos próximos itens.

5.1.1 Pista de rolamento

A ponte terá duas faixas, uma por sentido, sem divisão física entre as duas, ou seja, sem canteiro central. O DNIT apresenta o padrão como (BRASIL, 1996):

- a) largura da pista: 12 metros;
- b) largura total: 12,8 metros, considerando guarda-rodas do tipo *New Jersey* em cada extremidade.

5.1.2 Passeio

Optou-se pela utilização de passeios de forma a atender tanto ao fluxo de veículos quanto ao de pessoas. Assim em cada extremo tem-se uma largura para passeio restringida pelos guarda-rodas e os guarda-corpo. A definição do passeio foi baseada em indicações do DNIT, sendo considerado um mínimo de 1,5 metros para possibilitar a livre circulação inclusive de cadeira de rodas e não haver necessidade de trechos com alargamento (BRASIL, 2010). Além disso, é

previsto um guarda-corpo metálico com 1 metro de altura. A figura 12 ilustra uma ponte, semelhante à deste trabalho, com destaque para o passeio.

Figura 12 – Passeio de pontes



(fonte: BRASIL, 2010)

5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Neste item são apresentadas as condições para pré-dimensionamento da estrutura e finalização de sua concepção para possibilitar a análise mais criteriosa da mesma com *software* e posterior dimensionamento. Esta etapa foi baseada em normas, e na ausência de indicações em normas brasileiras foram utilizadas normas estrangeiras.

5.2.1 Longarinas

Para evitar uma altura de viga muito expressiva optou-se pelo uso de 8 longarinas (vigas principais), todas com mesma dimensão, de forma que o espaçamento entre elas vale aproximadamente 1,83 metros, sendo que o eixo da primeira viga coincide com o início da pista de rolamento. Para avaliação das dimensões dos perfis metálicos foi necessária uma avaliação prévia dos carregamentos, na qual foram considerados apenas peso próprio e carga móvel.

Além disso, o aço utilizado é o aço COR500, apresentado na figura 9. Esse aço tem características semelhantes ao aço ASTM 572A GRAU 50, com a vantagem de ser resistente

a corrosão e por isso não necessitar pintura. Quanto à soldabilidade, suas características estão apresentadas na figura 13.

Figura 13 – Solda

Processo Aço	Eletrodo Revestido	MIG / MAG	Arco Submerso	Eletrodo Tubular	Parafusos
ASTM A 572	E 7018	ER 70 S6	F7A0 EM 12K	E70T-1 E71T-1 E70T-4	ASTM A 325 TIPO 1
AÇO COR 500 (**)	E 7018 W E 7018 G	ER 8018 S-G	F7A0 EW	E80T1 W E71T8 Ni1	ASTM A 325 TIPO 3 GRAU A (*)

(*) Porcas, parafusos e conexões em aço galvanizado sem pintura não devem ser utilizados na união de aços patináveis. Devido à grande diferença de potencial desenvolvida entre o revestimento de zinco e o aço da estrutura, podem originar corrosão galvânica.

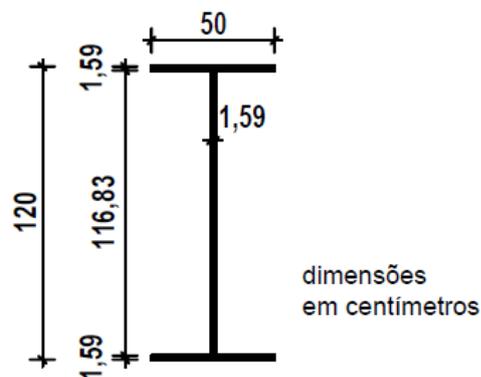
(**) Para soldagem do AÇO COR 500 através de múltiplos passes, podem ser utilizados eletrodos de composição química especial somente nos dois últimos filetes, que ficam, efetivamente, em contato com a atmosfera. Para passe simples (1 cordão), podem ser utilizados eletrodos convencionais, pois haverá diluição na poça de fusão.

(fonte: GERDAU S.A., 2012)

Sabendo da facilidade de se trabalhar com perfis laminados, essa foi a primeira alternativa estudada, entretanto, os esforços superavam muito a capacidade dos perfis fabricados. De forma que o número de vigas teria que aumentar tanto que a estrutura ficaria impraticável. Então a alternativa cabível foi a avaliação de perfis soldados, que possibilitam maior altura.

As dimensões do perfil foram definidas a partir da sua capacidade de resistência dada no anexo O da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). Priorizou-se por uma seção compacta e que a linha neutra plástica se mantivesse dentro da mesa de concreto (aço trabalhando somente à tração). Por final as longarinas focaram com as dimensões especificadas na figura 14.

Figura 14 – Pré-dimensionamento – longarinas



(fonte: elaborada pela autora)

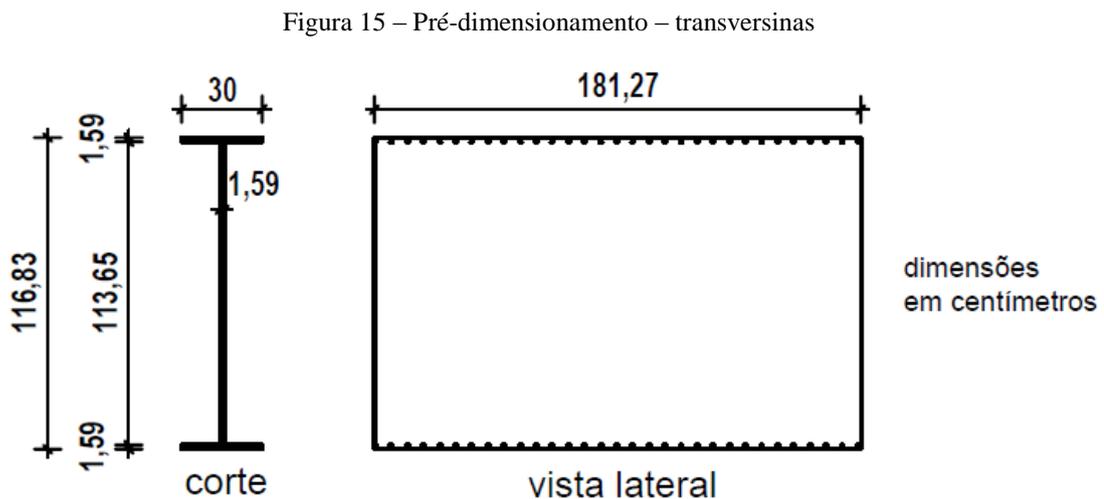
5.2.2 Laje

Optou-se por uma altura de laje constante e uniforme, as lajes dos passeios e da pista tem a mesma espessura. Adotou-se concreto com resistência característica de 45MPa. A determinação da espessura da laje foi em conjunto com o perfil metálico, como já citado antes, buscou-se por uma espessura de laje, que a linha neutra plástica da viga mista ficasse na mesa de concreto. Assim a espessura ficou definida como 25 centímetros.

5.2.3 Transversinas

Na falta de orientações, quanto ao espaçamento de transversinas e ao tamanho aconselhável para as mesmas, em normas brasileiras e também no Eurocode, foram utilizadas orientações da AASHTO. A norma sugere como espaçamento mínimo entre transversinas 25 ft, (7,6 metros). Além disso, a norma indica que a transversina deve ser tão alta quanto possível, sendo o mínimo 75% da altura das longarinas em vigas soldadas (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT OFFICIALS, 2012).

Baseado nisso, utilizou-se 5 transversinas de 1812,7 mm de comprimento, espaçadas em 7,5 metros, com medidas mostradas na figura 15.



(fonte: elaborada pela autora)

As transversinas são ligadas às vigas e não são solidárias a laje, elas têm a função de formar um quadro rígido para que não existam deslocamentos entre longarinas e também tem a função de resistir aos esforços de vento.

5.3 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico da ponte para análise da estrutura foi feito no *software* Ansys, versão 14.5. Neste item são apresentados os elementos utilizados e critérios adotados para modelagem da estrutura.

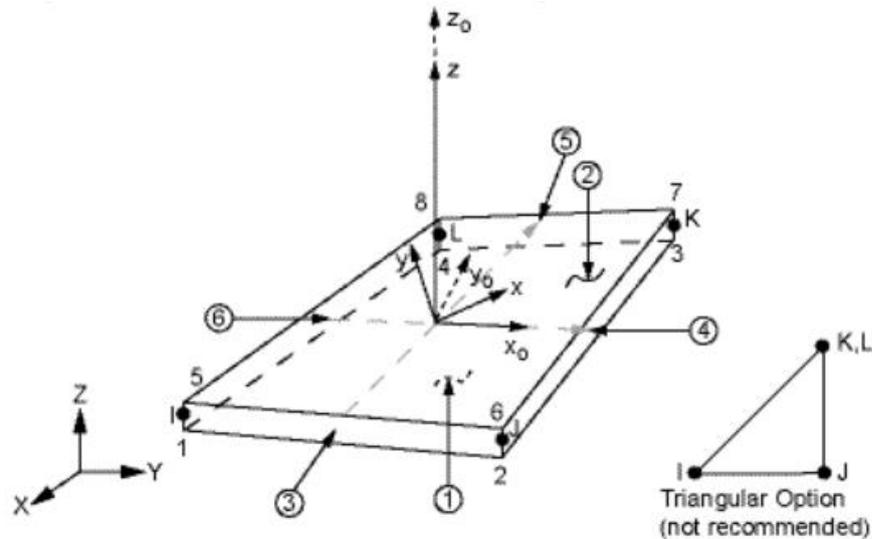
É importante destacar que o modelo tem função de demonstrar o comportamento global da estrutura, de forma que efeitos locais, como o comportamento dos conectores de cisalhamento, não são avaliados. É feita a premissa que considerando interação total do concreto e do aço e os métodos de dimensionamento de conectores sugeridos na NBR 8800, não ocorrem falhas nos conectores antes do colapso da estrutura. Dessa forma o modelo fica restrito a modelagem das longarinas, transversinas e laje.

5.3.1 Elementos

Este programa computacional faz análise pelo método dos elementos finitos, de forma que cada componente estrutural foi modelado com elementos disponibilizados na biblioteca do *software*. Esses elementos são apresentados nos itens a seguir.

5.3.1.1 Laje

A laje foi modelada com o elemento de casca *shell181*. Segundo o *software* Ansys, este elemento é indicado para estruturas pouco espessas, pois é baseado na teoria de Kirchhoff. É definido por quatro nós e seis graus de liberdade, que são: rotações nos eixos x, y e z e translação nos eixos x, y e z (figura 16).

Figura 16 – *Shell181*

(fonte: ANSYS INCORPORATION, 2012)

O elemento empregado tem quatro nós, já que a geometria da laje é simples e a opção de três nós não é recomendável. Empregou-se a rigidez à flexão e a rigidez de membrana, caracterizando-o como casca. A análise empregada foi do tipo linear, mas sua validade está associada com a limitação da flecha (deve ser menor que metade da espessura do elemento). Caso a flecha obtido tivesse sido maior a análise realizada seria não linear.

O elemento *shell181* permite trabalhar com várias camadas (*layers*), o que possibilita modelar a armadura da laje como sendo uma camada de espessura equivalente. No entanto, a regra de ouro do uso do método dos elementos finitos é começar com o modelo mais simples para não perder a condição de análise dos resultados. Apenas com esses obtidos e analisados, deve-se decidir por refinar ou não o modelo. Logo, como primeira abordagem considerou-se a laje de concreto monolítica, com módulo de elasticidade e Poisson do concreto.

5.3.1.2 Longarinas e transversinas

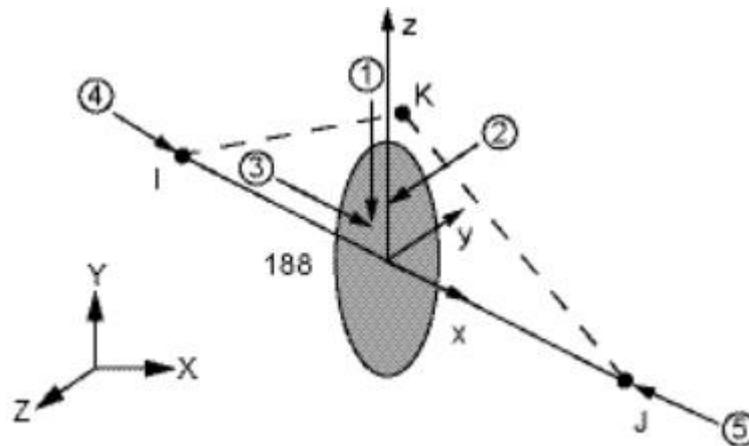
As quatro longarinas e cinco transversinas foram modeladas com o elemento *beam188* (figura 17). Segundo a biblioteca do Ansys (2012), é baseado na teoria de Timoshenko, que leva em consideração a deformação por corte. O elemento tem seis graus de liberdade, que são: rotações em torno dos eixos x , y e z e translações em x , y e z . É possível considerar a restrição ao empenamento, para isso utiliza-se um sétimo grau de liberdade: “*warp*”.

O elemento pode ser usado para vigas esbeltas e robustas. Entretanto por ele considerar a teoria de cisalhamento-deformação de primeira ordem é aconselhável respeitar a relação de esbeltez maiores que 30, de forma que não haja prejuízos na determinação da flecha resultante do corte (ANSYS INCORPORATION, 2012).

O elemento possibilita análise linear e análise não linear. A análise não linear torna possível a avaliação da elasticidade, plasticidade e fissuração da peça. Além disso, é possível utilizar mais de um material formando a seção transversal (ANSYS INCORPORATION, 2012).

Conforme a figura 17, os eixos I e J no elemento estão de acordo com o sistema global, entretanto K que define a orientação do elemento pode ser alterado. Se a orientação do eixo local K não for dada essa é definida automaticamente. É importante tomar cuidado com a determinação automática, devido à mudança da rigidez da seção frente aos carregamentos, conforme sua orientação. Sendo I, J, K os nós que definem o elemento, o eixo X é definido por I e J, Y é ortogonal a X e Z é ortogonal a X e Y e está contido no plano IJK, com sentido de K.

Figura 17 – *Beam188*



(fonte: ANSYS INCORPORATION, 2012)

5.3.2 Materiais

Foi considerado que os materiais apresentam comportamento elástico linear e isotrópico, sendo definidos pelos módulos de elasticidade, coeficiente de Poisson e peso específico apresentado na tabela 6.

Tabela 6 – Materiais

Material	Elemento	Módulo de elasticidade (kN/m ²)	Poisson	Densidade
Aço	<i>beam188</i>	$2 \cdot 10^8$	0,3	7,85
Concreto	<i>shell181</i>	$4,057 \cdot 10^7$	0,2	2,5

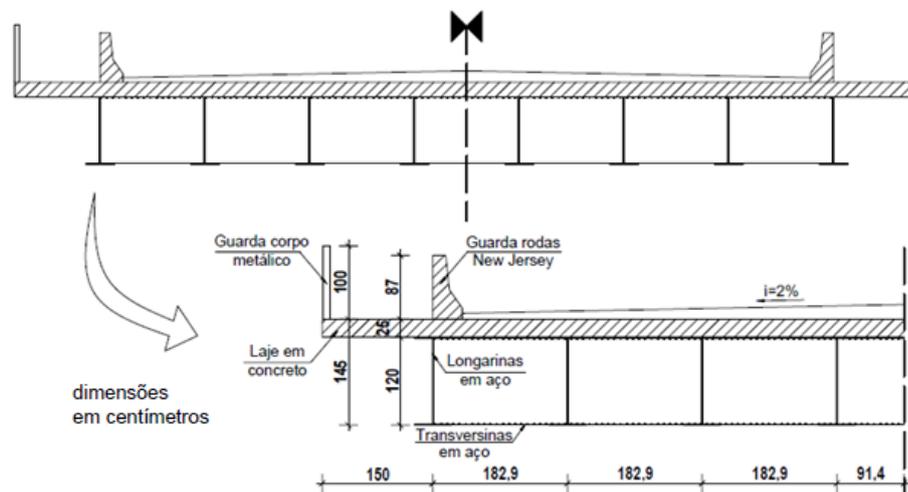
(fonte: elaborada pela autora)

Os valores apresentados para o aço foram extraídos da NBR 8800 e os relativos ao concreto da NBR 6118, sendo o módulo de elasticidade secante do concreto, calculado considerando concreto com agregado basáltico (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, 2014).

5.3.3 Definição do modelo

Para modelagem da ponte foi utilizado o plano de simetria da seção transversal (figura 18), por isso foram modeladas somente quatro vigas.

Figura 18 – Seção transversal simétrica

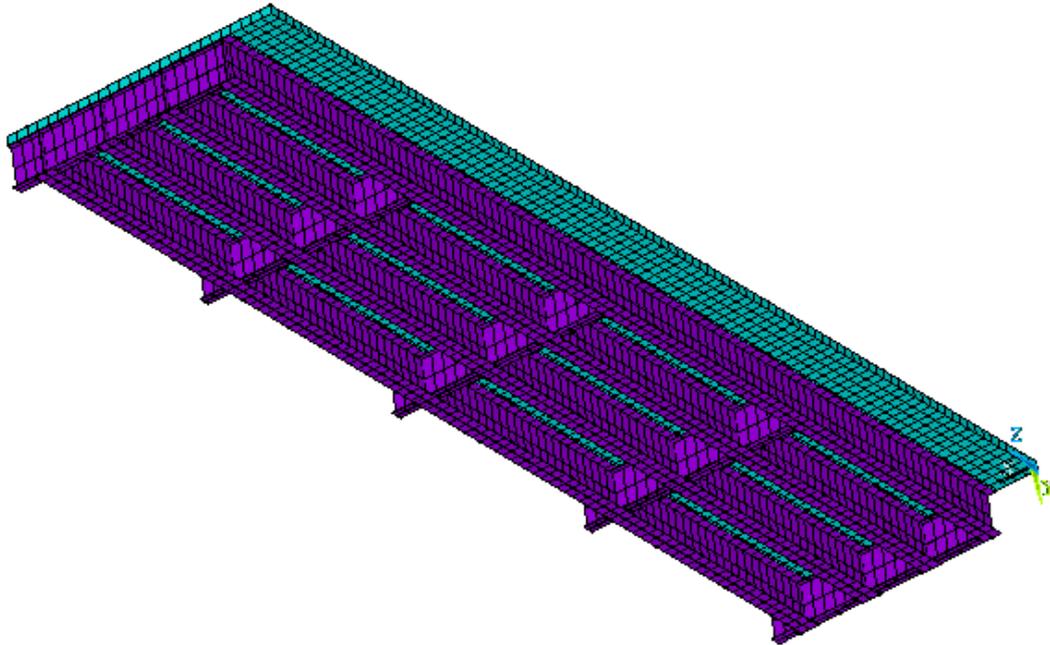


(fonte: elaborada pela autora)

A modelagem foi feita de forma que a laje é constituída por placas delimitadas pelas longarinas e transversinas. Quanto à malha, na região dos passeios os elementos ficaram 0,3 metros de lado, já na região da pista, devido à distância entre rodas do veículo tipo, utilizou-se elementos com aproximadamente 0,25 metros de lado formando elementos retangulares, com

o comando de malha mapeada. Na figura 19, é apresentada uma perspectiva do modelo finalizado. Totalizando 4734 nós e 4580 elementos.

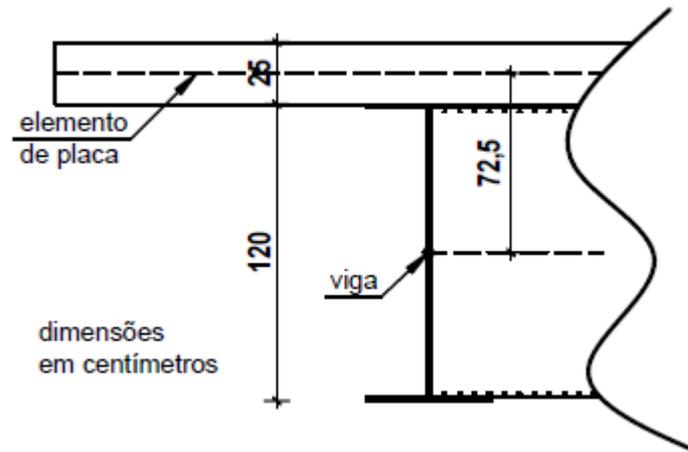
Figura 19 – Modelo de metade da ponte



(fonte: elaborada pela autora)

Em um das extremidades das vigas foram aplicadas condições de contorno: deslocamento em Y e Z nulos. Na outra extremidade das vigas, considerou-se somente o deslocamento em Y nulo. Na região do plano de simetria, considerou-se o deslocamento em X e a rotação em Z nulos.

Outra questão importante, é que como os centros das vigas e da laje não estão no mesmo nível, deve-se determinar essa distância no *software*, chamada de *offset* (figura 20). Essa distância é diferenciada para as longarinas e para as transversinas.

Figura 20 – *Offset* nas longarinas

(fonte: elaborada pela autora)

6 DIMENSIONAMENTO DA PONTE

Neste capítulo são apresentados os métodos e critérios para dimensionamento da superestrutura da ponte, constituída pela laje, longarinas, transversinas e aparelhos de apoio.

6.1 CARREGAMENTOS

Nos itens a seguir são apresentados os valores para os carregamentos, de acordo com o apresentado no capítulo 4, que são divididos em permanentes e variáveis.

6.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes na região da pista de rolamento são: peso próprio da laje, do revestimento asfáltico, das longarinas e transversinas e do guarda roda (as duas primeiras distribuídas em área e as três últimas somente em comprimento). O revestimento asfáltico está previsto só na pista de rolamento, com espessura mínima de 8 centímetros. As cargas permanentes estão apresentadas na tabela 7, considerando os pesos específicos já indicados no capítulo 4.

Tabela 7 – Cargas permanentes

LOCAL	TIPO	VALOR	
Passeio	Laje concreto	6,25	kN/m ²
Guarda-roda	Concreto	5,75	kN/m
Pista de rolamento	Laje concreto	6,25	kN/m ²
	Revest. Asfáltico	3,92	kN/m ²
	TOTAL	10,17	kN/m ²
	Longarinas	2,57	kN/m
	Transversina	1,734	kN/m

(fonte: elaborada pela autora)

6.1.2 Cargas variáveis

Para combinação última são consideradas as cargas variáveis relacionadas à temperatura, à ação do vento e ao tráfego dos veículos e pessoas: carga no passeio, carga de multidão e do veículo na pista (majoradas pelo efeito dinâmico), e cargas de frenagem e aceleração. As cargas de empuxo de terra não foram consideradas, pois existe uma junta entre encontro e superestrutura, que evita a transmissão desses esforços.

Baseadas nas indicações do capítulo 4 deste trabalho, as cargas variáveis consideradas na análise global da estrutura nos estados limite último e de serviço estão na tabela 8, nos itens que seguem são apresentadas as considerações para cada carga em específico.

Tabela 8 – Cargas variáveis

Carga	Direção	Região	Valor	
Veículo tipo reduzido	Vertical	até 5m do acesso/saída	94,875	kN/roda
		demais regiões	75,9	kN/roda
Multidão	Vertical	até 5m do acesso/saída	7,90625	kN/m ²
		demais regiões	6,325	kN/m ²
Passeio	Vertical	passeio	3	kN/m ²
Frenagem/aceleração	Horizontal paralela ao vão	pista de rolamento	135	kN
Vento com veículo	Horizontal perpendicular ao vão	transversinas	9,637	kN/m
Temperatura	Horizontal paralela ao vão	longarinas internas	1856,133	kN
		longarinas externas	2449,487	kN

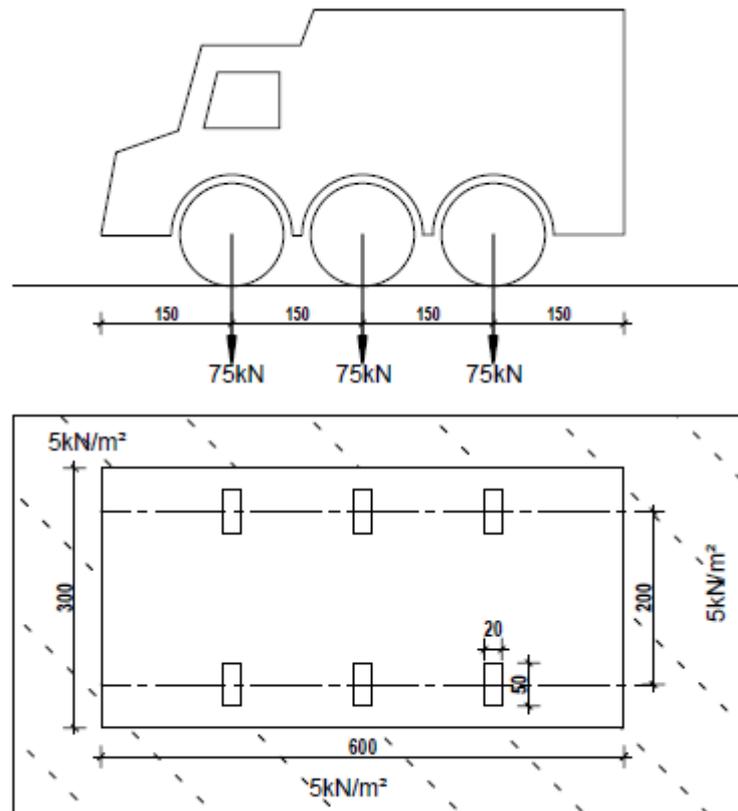
(fonte: elaborada pela autora)

6.1.2.1 Carga móvel e efeito dinâmico

Conforme recomendações da NBR 7188 foi considerado veículo tipo de 450kN, sendo 75kN por roda conforme mostrado na figura 21. Além disso, aplica-se a carga de multidão (tráfego de veículos) de 5kN/m² em toda pista de rolamento. Como a Norma recomenda que a carga de multidão não esteja concomitante na área do veículo, fez-se uma simplificação: subtraiu-se o

correspondente a carga de multidão, relativo à área do veículo, nas cargas de roda, resultando na carga de 60 kN/roda (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

Figura 21 – Veículo tipo



(fonte: baseado em ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, 2013)

O coeficiente dinâmico aplicado, considerando CIV e CNF, vale 1,265. Entretanto como há uma junta entre encontro e tabuleiro, foi aplicado ainda o coeficiente adicional de impacto de 1,25 em uma distância de até 5 metros da junta, resultando num coeficiente de 1,581. Os coeficientes foram aplicados na carga de multidão e na carga do veículo, que foram apresentados na tabela 8.

A carga nos passeios para análise global vale 3kN/m², e não sofre majoração devido efeito dinâmico.

6.1.2.2 Carga de frenagem e aceleração

Esta carga também é resultante da ação dos veículos, calculada como demonstrado no item 4.1.2.2, resultou em uma carga de 135kN.

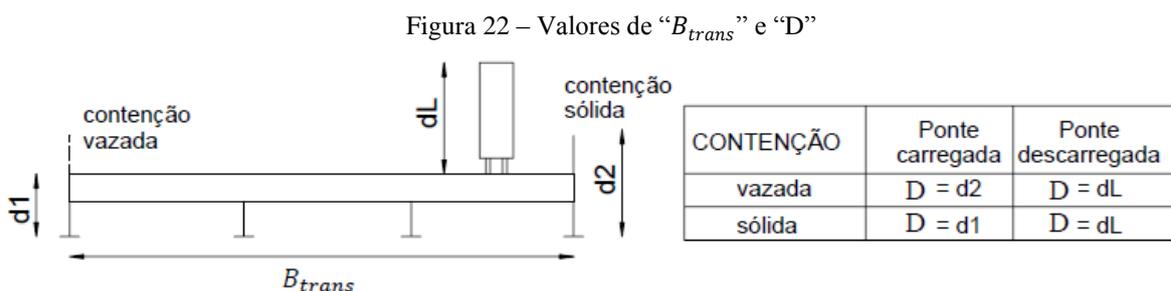
6.1.2.3 Carga devido ao vento

Baseado no item 4.1.2.3 do presente trabalho e conforme NBR 6123, foi considerada uma velocidade de vento característica de 45m/s (caso da região metropolitana de Porto Alegre) e os valores adotados para fatores de correção foram (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988):

- a) $S1 = 1$, terreno plano;
- b) $S2 = 0,904$, considerando um vento de baixa turbulência em uma região com obstáculos de pequena altura (categoria III) e edificação de classe B (maior dimensão menor que 50 metros);
- c) $S3 = 1,1$, considerando que uma ponte pode facilitar o socorro de pessoas.

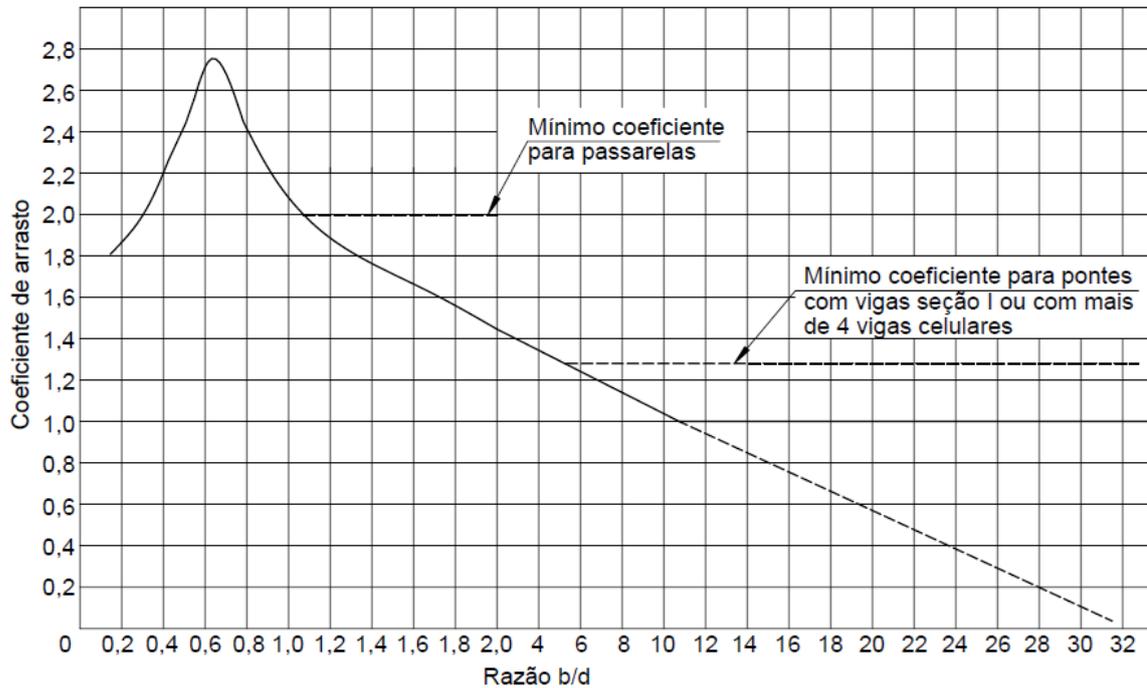
Dessa forma a velocidade básica do vento vale 44,73m/s.

Como a NBR 6123 não apresenta recomendações de coeficiente de arrasto para pontes, utilizou-se coeficientes dados pela Norma Britânica (BS 5400: Part 2), pois o método de cálculo das cargas de vento é muito próximo do que é feito na referida norma brasileira. A figura 23 apresenta o gráfico para determinação do coeficiente de arrasto em cada viga, conforme BS 5400: Part 2, para análise global da estrutura o fator é multiplicado por 1,5. A razão b/d no gráfico, está apresentada figura 22 (BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1978).



(fonte: adaptado de BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1978)

Figura 23 – Coeficiente de arrasto



(fonte: adaptado de BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1978)

Para o caso do presente trabalho, B_{trans} vale 15,8 metros e D , considerando a ponte descarregada 2,22 metros e para ponte carregada 2,5 metros. Assim o coeficiente de arrasto dado pelo gráfico é 1,3 nas duas situações, e para análise global da estrutura 1,95. A partir disso pode-se fazer duas análises, a ponte com e sem veículos que obstruem a passagem do vento. Na primeira situação, a área de atuação do vento é dada pelo vão multiplicado pela distância entre a face inferior da longarina e a superior do guarda roda. Já na segunda situação a altura considerada é da face inferior da longarina até a face superior do veículo, sendo a altura do veículo igual a 2,5 metros. Considerando essas situações, as cargas de vento estão apresentadas na tabela 9. Foi adotada a condição mais desfavorável para análise.

Tabela 9 – Carga devido ao vento

Vento	Área de atuação do vento (m ²)	Pressão do vento (kN/m ²)	Carga (kN/m)
com veículo	117,9	4,154	9,637
sem veículo	66,6	2,391	5,548

(fonte: elaborada pela autora)

6.1.2.4 Carga devido a efeitos de retração, fluência e variação de térmica

Como o coeficiente de dilatação do concreto e do aço são diferentes, surgem forças na seção de aço quando o concreto tende a se deformar por efeitos de retração, fluência e variação térmica. No caso da ponte proposta para estudo, a laje será pré-fabricada, portanto os maiores esforços de retração, que ocorrem durante a cura do concreto, são evitados. Serão concretadas no local somente regiões dos conectores e entre as peças de laje, por isso os esforços relacionados a cura foram desprezados. Já os efeitos de retração lenta e fluência serão considerados junto com os efeitos de variação de temperatura. Conforme indicações da NBR 6118 foi considerada variação térmica de 15°C (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Maison (1976) apresenta um método para o cálculo da força resultante agindo sobre a estrutura metálica, dado pela fórmula 10:

$$F_{temp} = \pm \alpha \cdot \Delta t \cdot \frac{E_a}{\alpha_e} \cdot A_c \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

F_{temp} = força sobre o perfil de aço resultante da variação térmica (kN);

α = coeficiente de dilatação térmica do concreto ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);

Δt = variação de temperatura ($^{\circ}\text{C}$);

E_a = módulo de elasticidade do aço (kN/m^2);

A_c = área de influência da mesa de concreto sobre a viga (m^2);

α_e = razão entre módulo de elasticidade do aço e do concreto (adimensional).

No parâmetro α_e apresentado na fórmula 10, podem ser considerados os efeitos de retração lenta e fluência, diminuindo o módulo de elasticidade do concreto. De acordo com a NBR 6118, esse fator depende, principalmente, da resistência do concreto, da umidade do ambiente e do tempo considerado. Adotou-se um fator igual a 2, que corresponde a um período de tempo “infinito”.

Calculou-se a força resultante nas longarinas sem os efeitos de fluência (período inicial) e com máximo efeito (“infinito”), sendo os resultados apresentados na tabela 10. Observa-se

que, como as longarinas externas tem maior área de mesa de concreto, a força sobre elas é maior.

Tabela 10 – Cargas devido à variação de temperatura

α_e	Longarina	Ac (m ²)	F_{temp} (kN)
Inicial	externas	0,60375	3674,231
	internas	0,4575	2784,200
∞	externas	0,60375	1224,744
	internas	0,4575	928,067

(fonte: elaborada pela autora)

Por fim adotou-se valores médios. Sabendo que essa força é gerada na seção de concreto, deve-se considerar o momento quando a força é considerada agindo no centro da viga mista. As forças e momentos fletores finais adotadas bem como os momentos estão apresentados na tabela 11.

Tabela 11 – Forças e momentos adotados para avaliação da ação da temperatura

Longarina	F_{temp} (kN)	M_{temp} (kN.m)
Internas	1856,133	725,379
Externas	2449,487	1045,073

(fonte: elaborada pela autora)

6.1.3 Combinação das cargas

As combinações de cargas foram feitas conforme apresentado no capítulo 4, sendo os coeficientes de combinações normais utilizados apresentados na tabela 12. Para combinação de construção o fator da carga permanente vale 1,25.

Tabela 12 – Fatores de ponderação das ações

Carga	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Permanente	1,35	-	-	-
Móvel	1,5	0,7	0,5	0,3
Vento	1,4	0,6	0,3	0
Temperatura	1,2	0,6	0,5	0,3
Excepcional	1	-	-	-

(fonte: baseada em ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b)

6.2 DIMENSIONAMENTO DA LAJE

Neste item são apresentados critérios e considerações para o dimensionamento e detalhamento das peças pré-fabricadas que compõem a laje. A laje tem furos para a passagem dos conectores, que serão concretados no local após a montagem da estrutura, da mesma forma, as regiões entre placas. Por isso foi considerado que a laje, mesmo sendo formada por peças pré-fabricadas, tem comportamento monolítico. Assim os vãos da laje se apoiam nas longarinas, de maneira que a laje foi modelada como uma viga hiperestática (laje armada em uma direção). O detalhamento das formas e armaduras está apresentado no Apêndice D

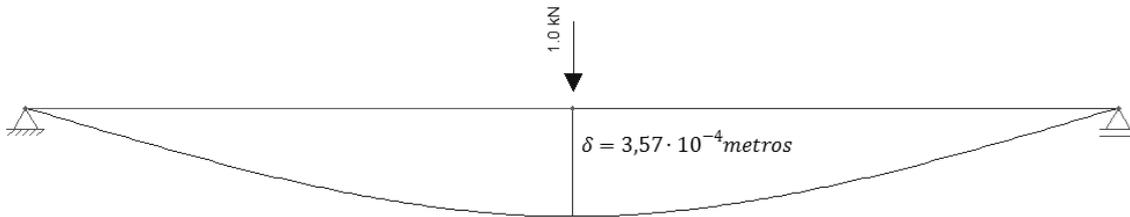
6.2.1 Estado limite último

O dimensionamento dos elementos foi feito pela combinação de cargas no estado limite último e posteriormente foi feita verificação quanto ao estado limite de serviço de deformação excessiva.

6.2.1.1 Solicitações

A laje foi considerada como apoiada em uma direção, e os apoios são as longarinas. Entretanto não são rígidas, são deformáveis, por isso no modelo da laje foram colocados apoios com coeficientes de rigidez igual ao coeficiente de rigidez aproximado das vigas. A rigidez das vigas foi calculada como o inverso da deformação obtida quando a viga é solicitada por uma carga unitária no centro do vão, conforme figura 24. A rigidez das longarinas vale $2,8 \cdot 10^3$ kN/m.

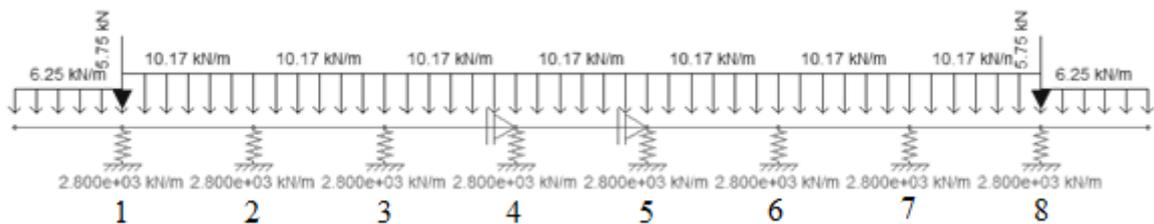
Figura 24 – Rigidez das vigas



(fonte: elaborada pela autora)

As cargas avaliadas para o dimensionamento da laje foram as cargas permanentes relativas ao peso próprio, ao revestimento asfáltico e ao guarda rodas, conforme a tabela 7 e apresentadas na figura 25. As cargas variáveis são aquelas relacionadas ao tráfego de veículos e pedestres, por se caracterizarem por carga móvel, foram feitas linhas de influência para cada apoio e meio de vão (apresentadas no Apêndice A). Para cada situação foram colocadas as rodas do veículo na sua condição mais desfavorável, tanto para momentos positivos, quanto para momentos negativos, e no restante da região, foram colocadas as cargas de multidão, exceto na região do passeio. Como na avaliação da laje, no espaço ocupado pelo veículo não se considerou a carga de multidão, a carga do veículo não é reduzida, tendo o valor de 94,875kN (considerando apenas fator CIV).

Figura 25 – Cargas permanentes na laje



(fonte: elaborada pela autora)

Quanto ao trecho de laje em balanço (passeio), a carga distribuída é de 5kN/m². Além, disso foi considerada uma carga excepcional de choque no topo do guarda rodas de 100 kN e carga variável secundária na ponta do balanço de 2kN/m perpendicular ao sentido do tráfego (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

6.2.1.2 Cálculo das armaduras

O aço utilizado para as armaduras é o CA50, e como já mencionado, adotou-se o concreto com 45MPa. Segundo recomendações da NBR 9062, o fator de minoração para peças de concreto pré-fabricadas é 1,3. Para o aço das armaduras, o fator poderia ser 1,10, entretanto a NBR 6118 limita a resistência de projeto do aço em 435 MPa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, 2014).

A classe de agressividade ambiental escolhida, para determinação do cobrimento, foi II, que corresponde ao ambiente urbano. Dessa forma adotou-se cobrimento de 2,5 centímetros para região da pista de rolamento, que receberá revestimento asfáltico e 4 centímetros para região do passeio, que não receberá nenhum revestimento e está sujeita a intenso desgaste.

Para a determinação da área de aço necessária, primeiramente deve-se encontrar a posição da linha neutra. Então, são utilizadas as fórmulas 11 e 12:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd,laje}}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (\text{fórmula 11})$$

$$A_s = \frac{6,8 \cdot 10^3 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

x = posição da linha neutra (m);

d = distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a fibra mais comprimida de concreto (m);

$M_{sd,laje}$ = momento solicitante de cálculo da laje (kN.m);

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/m²);

b = largura da seção transversal, para lajes adota-se 1 (m);

A_s = área de aço das armaduras (cm²);

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo para o aço (kN/m²).

Na tabela 13, estão apresentados os valores de momentos característicos obtidos para cada carga e o valor combinado (total), bem como a armadura necessária para as regiões sobre as vigas e entre vigas, que são os meios dos vãos.

Tabela 13 – Momentos e armaduras necessárias

Região	Momentos (kN.m)					As (cm ² /m)	
	Carga móvel	Carga horizontal no balanço	Choque guarda rodas	Permanente	Total		
Vigas 1 e 8	positivo	-5,625	-2,00	-87,00	-7,03	-107,028	24,604
entre vigas 1 e 2, 7 e 8	positivo	30,002	-0,78	-31,90	-0,20	12,014	2,569
	negativo	-7,340	-0,78	-31,90	-0,20	-43,999	9,409
Vigas 2 e 7	positivo	3,442	0,48	21,01	-1,88	24,139	5,162
	negativo	- 27,511	0,48	21,01	-1,88	-22,290	4,767
entre vigas 2 e 3, 6 e 7	positivo	26,564	0,21	8,44	1,82	50,963	10,898
	negativo	-5,915	0,21	8,44	1,82	2,245	-
Vigas 3 e 6	positivo	3,019	-0,10	-4,52	-3,04	-4,201	-
	negativo	- 25,533	-0,10	-4,52	-3,04	-47,028	12,571
entre vigas 3 e 4, 5 e 6	positivo	26,397	0,00	-1,91	1,33	39,481	8,443
	negativo	-5,825	0,00	-1,91	1,33	-8,853	1,893
Vigas 4 e 5	positivo	3,068	0,00	0,77	-2,80	1,592	0,340
	negativo	- 25,131	0,00	0,77	-2,80	-40,706	8,705
entre vigas 4 e 5	positivo	25,891	0,00	0,77	1,45	41,564	8,888
	negativo	-4,688	0,00	0,77	1,45	-4,304	0,920

(fonte: elaborada pela autora)

Conforme a NBR 6118, as armaduras de distribuição foram determinadas como a maior armadura entre (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

- a) um quinto da armadura principal;
- b) metade da armadura mínima;
- c) 0,9cm²/m.

Adotou-se uma armadura padrão para todos os vãos de barras de 8 milímetros de diâmetro, espaçadas a cada 25 centímetros.

6.2.1.3 Verificação ao cisalhamento

A NBR 8800 recomenda verificação da necessidade de armadura contra o cisalhamento na região adjacente ao perfil de aço. Essa verificação foi feita comparando os esforços cortantes solicitantes e resistentes, pelas fórmulas 13 e 14 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

$$V_{sd,laje} = \frac{\left(\sum Q_{rd} \cdot \frac{b_1}{b_1 + b_2}\right) - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{blc}}{l} \quad (\text{fórmula 13})$$

$$V_{rd,laje} = \frac{0,6 \cdot A_{cv} \cdot f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_s \cdot 10^{-4} \cdot f_{yd} < 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{cd} \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

$V_{sd,laje}$ = esforço cortante solicitante de cálculo da laje (kN);

Q_{rd} = resistência de cada conector de cisalhamento (kN);

b_1 = largura efetiva da laje do lado em que se avalia a resistência ao cisalhamento (m);

b_2 = largura efetiva da laje do lado oposto ao que se está avaliando (m);

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/m²);

A_{blc} = área da seção transversal da região comprimida da laje entre o plano de fissuração e o centro da viga (m²);

$V_{rd,laje}$ = esforço cortante resistente de cálculo da laje (kN);

$f_{ctk,inf}$ = resistência à tração do concreto (kN/m²);

γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto (adimensional);

A_s = área de armadura na laje (cm²);

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo para o aço (kN/m²).

A_{cv} = área de cisalhamento do concreto por metro de viga (m²/m).

Os resultados obtidos para a lajes estão apresentados na tabela 14, que demonstra que não há necessidade de armadura de cisalhamento na laje, visto que os esforços resistentes são maiores que os esforços solicitantes. Os esforços resistentes tem um valor bastante elevado devido à alta taxa de armadura da laje.

Tabela 14 – Verificação ao cisalhamento da laje

Região das vigas	Vrd (kN)	Vsd (kN)
1 e 8 lado do balanço	1416,401	142,180
1 e 8 lado em continuidade	1505,399	62,824
2 e 7	1078,511	102,502
3 e 6	1282,788	102,502
4 e 5	1167,282	102,502

(fonte: elaborada pela autora)

6.2.1.4 Detalhamento

Neste item são apresentados aspectos relevantes para o detalhamento das peças pré-fabricadas, apresentado no Apêndice D, que envolvem tamanho das peças, tamanho e localização dos furos para os conectores, alças para içamento das peças entre outros.

6.2.1.4.1 Tamanho das placas

Optou-se pela seção transversal composta por 3 peças, sendo as duas de extremidades iguais (do balanço até a terceira longarina) e a central, conforme a planta de fôrmas do Apêndice D. Já o comprimento das peças ficou definido pelo espaçamento dos conectores e pelo espaço de concretagem entre as peças e vale 2,26 metros.

6.2.1.4.2 Tamanho dos furos

Serão soldados conjuntos de três conectores alinhados na mesma seção, devido ao espaçamento mínimo entre eles, os furos para os conectores serão retangulares com 35x10

centímetros de lado. Depois da montagem da ponte, os furos serão concretados no local, com concreto de até 45MPa.

6.2.1.4.3 Ligações das peças

As ligações das peças serão concretadas no local com concreto de no máximo 45MPa. A ligação das armaduras, na seção transversal, são por traspasse com solda, devido ao pequeno trecho entre as peças (em torno de 32 centímetros) e grande bitola das armaduras não é possível fazer traspasse simples. A NBR 6118 recomenda redução da resistência das barras tracionadas e soldadas em 20% quando a carga variável é predominante (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

O espaçamento longitudinal entre as peças é de 26 centímetros, que possibilita o comprimento para traspasse das barras de distribuição, que é igual ao comprimento de ancoragem necessário.

6.2.1.4.4 Alças de içamento

É necessário prever alças para içamento e movimentação das peças. Para a confecção destas alças será utilizado aço CA25, pois segundo a NBR 9062 não é aceitável uso dos aços CA50 e CA60 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006). Serão colocadas 4 alças para facilitar o transporte e minimizar os efeitos dinâmicos devido a montagem.

A força sobre as alças de içamento foi calculada pelo equilíbrio estático e foram acrescentados fatores de majoração devido ao efeito dinâmico e de segurança, conforme fórmula 15:

$$F_{alça} = \frac{P_{peça}}{4 \cdot \text{sen}\theta} = \frac{72,10}{4 \cdot \text{sen}(44,14^\circ)} = 25,883kN \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

$F_{alça}$ = força na alça (kN);

$P_{peça}$ = peso da peça a ser içada (kN);

θ = ângulo entre cabo e a peça (graus).

Considerando a posição das alças e que o ângulo mínimo segundo a referida norma é 40°, adotando-se o menor tamanho de cabo possível (3,30 metros), obtém-se uma força no cabo de 25,883 kN. A partir disso calculou-se o diâmetro da alça pela fórmula 16, adotando-se o diâmetro de 16 milímetros:

$$\Phi = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{alça} \cdot \gamma_g \cdot f_{din}}{f_{yd} \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 25,883 \cdot 1,2 \cdot 1,3}{2,27 \cdot 10^5 \cdot \pi}} = 1,5 \cdot 10^{-2} m \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

Φ = diâmetro da barra (m);

$F_{alça}$ = força na alça (kN);

γ_g = fator de majoração da carga permanente para situação de construção (adimensional);

f_{din} = fator devido ao efeito dinâmico (adimensional), conforme NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006);

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço (kN/m²).

6.2.1.4.5 Espera para guarda roda

Os guarda rodas são pré-fabricadas do tipo New Jersey, conforme apresentado pelo manual do DNER, entretanto é necessário que sejam dadas esperas para ancoragem dos elementos na laje (BRASIL, 1996). O guarda roda está sujeito a ação excepcional de choque de veículos de 100 kN no topo, considerando que essa carga se distribui num ângulo de 45° ao longo da altura do guarda rodas, na base do elemento atua uma carga de 57,5 kN/m. As esperas são calculadas pela fórmula 17:

$$A_s = \frac{10^4 \cdot F_h \cdot \gamma_e}{f_{yd}} = \frac{10^4 \cdot 57,5 \cdot 1}{4,35 \cdot 10^5} = 1,32 \text{ cm}^2 / m \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

A_s = área de aço das armaduras (cm²);

F_h = força horizontal na base do guarda rodas (kN/m);

γ_e = fator para carga excepcional, conforme tabela 12 (adimensional);
 f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo para o aço (kN/m²).

O trecho para concretagem no local é de 8 centímetros, por isso foram colocadas 2 barras de 8 milímetros de diâmetro, espaçadas a cada 2,2 metros que é o tamanho adotado para o guarda rodas pré-fabricado.

6.2.2 Estado limite de serviço

Para a laje é avaliado o estado limite de abertura de fissuras, as ações consideradas para avaliação dos estados limite de serviços são as mesmas consideradas para o estado limite último, com exceção da carga excepcional que não foi considerada. Os fatores adotados estão apresentados na tabela 12.

Conforme a NBR 6118, o momento de fissuração é dado pela fórmula 18 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

$$M_{fis} = 0,25 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot h^2 = 0,25 \cdot 3795 \cdot 1 \cdot 0,25^2 = 59,3 \text{ kN.m} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

M_{fis} = momento de fissuração (kN.m);

f_{ctm} = resistência média à tração do concreto (kN/m²);

b = largura considerada da laje (m);

h = altura da laje (m).

Nenhum dos vãos da laje atingiu momento superior ao momento de fissuração na combinação de serviço frequente. Portanto, teoricamente não haverá abertura de fissuras significativa. Entretanto, se considerada variação térmica de 15°C, o concreto está sujeito a tensões de tração, que podem ser calculadas pela fórmula 19:

$$\sigma_T = E_c \cdot \alpha \cdot \Delta t = 4,11 \cdot 10^7 \cdot 10^{-5} \cdot 15 = 6170 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

σ_T = momento de fissuração (kN/m²);

E_c = módulo de elasticidade do concreto (kN/m²);

α = coeficiente de dilatação térmica do concreto (°C⁻¹);

Δt = variação de temperatura (°C).

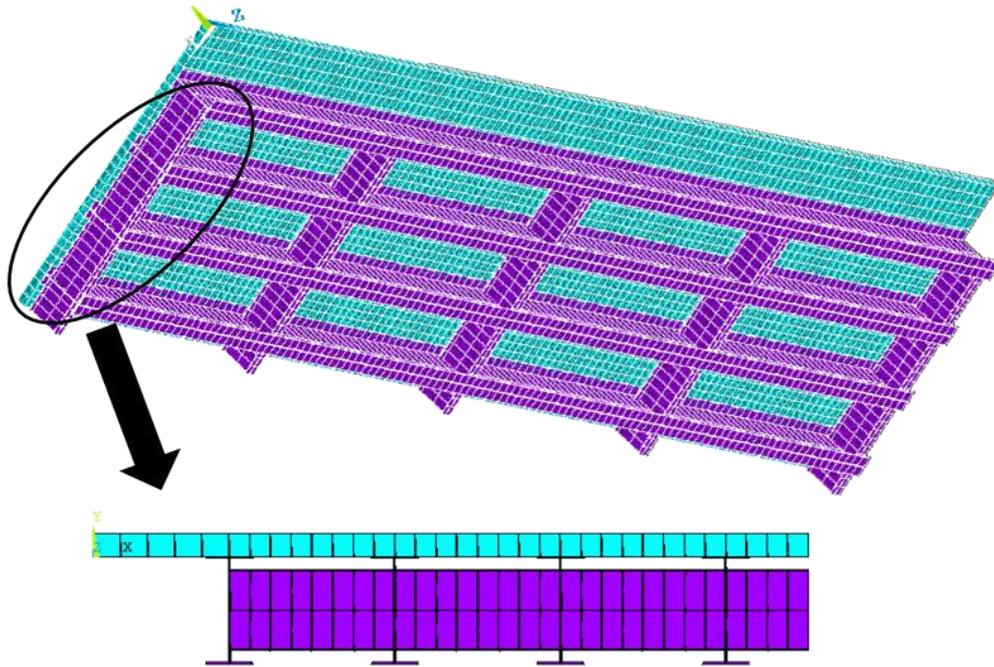
A resistência à tração média do concreto vale 3795 kN/m², logo, o concreto não resiste às tensões de tração geradas pela variação térmica. Portanto foram colocadas telas na face inferior do trecho em balanço. A tela adotada foi Q159 de aço CA60 em painéis, conforme catálogo da Gerdau S.A. (2009), que corresponde a barras de 4,5 milímetros espaçadas a cada 10 centímetros nas duas direções (1,59cm²/m).

6.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

As vigas são as longarinas e transversinas, sendo somente os primeiros elementos mistos. As transversinas não são solidárias à laje, sendo suas funções: resistir aos esforços do vento e também impedir deslocamentos entre as longarinas. Neste item são apresentados o dimensionamento das longarinas e das transversinas, sendo as plantas apresentadas no Apêndice E.

Trabalhou-se no modelo apresentado no capítulo anterior, entretanto devido à relação solicitações (obtidas pelo *software* Ansys) e resistências, as longarinas tiveram sua altura alterada para 1100 milímetros e as demais dimensões permaneceram iguais. Quanto às transversinas, diminui-se a altura delas para o mínimo que a AASHTO recomenda, 75% da altura da longarina, devido às baixas solicitações verificadas (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT OFFICIALS, 2012). Assim na análise final do modelo as transversinas ficaram com altura de 825 milímetros. Na figura 26 está apresentado o modelo final da ponte.

Figura 26 – Modelo final da ponte



(Fonte: elaborada pela autora)

6.3.1 Longarinas

As longarinas devem ser verificadas em duas etapas, pois na fase de construção elas ainda não se caracterizam como vigas mistas e tem que suportar o peso dos elementos estruturais. Segundo o Eurocode 4, a viga formada por lajes de concreto pré-fabricadas só é considerada mista depois que a região dos conectores for concretada (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2005). Na fase de uso da ponte, a seção é mista e deve ser verificada para todas as cargas permanentes e variáveis.

6.3.1.1 Fase construtiva

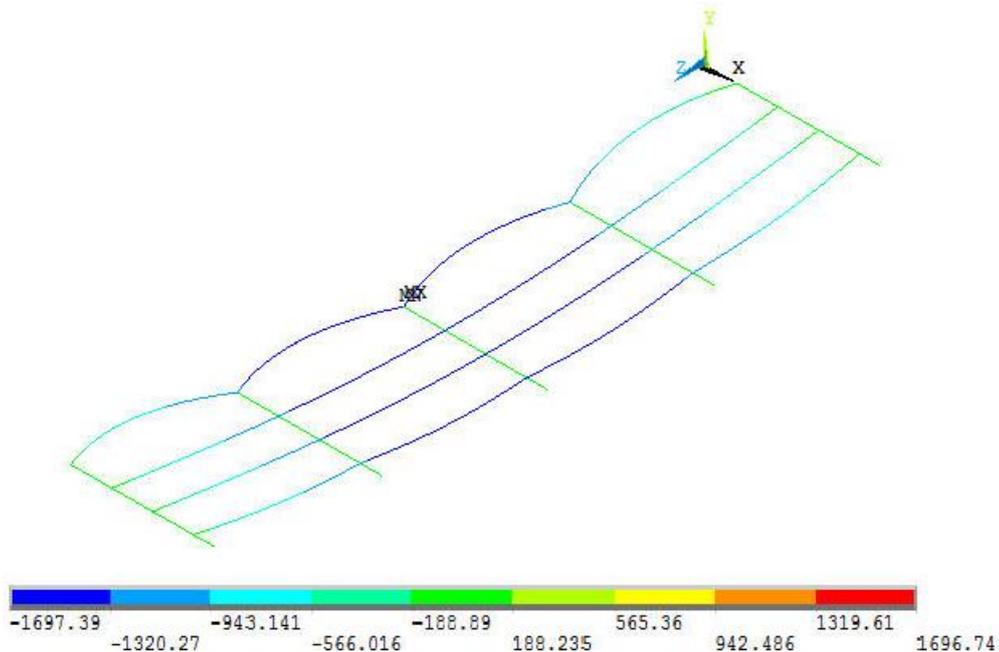
Na fase construtiva são verificadas as resistências ao momento fletor e ao esforço cortante, que são descritas nos itens a seguir, conforme procedimento descrito na NBR 8800. Mas primeiramente são expostas as solicitações durante a fase de construção, que são diferentes da fase de uso.

6.3.1.1.1 Solicitações

As solicitações consideradas agindo sobre as longarinas na fase de construção são somente as cargas de peso próprio e peso da laje, que serão majoradas pelo fator 1,25 de acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

Assim, de acordo com a figura 27, o momento fletor vale 1697,39kN.m, com o fator de majoração 2121,738 kN.m. Quanto ao esforço cortante, tem valor máximo nos apoios de 234,48kN (sem majoração), e considerando o fator de combinação, vale 293,1 kN.

Figura 27 – Momento fletor nas vigas – construção



(fonte: elaborada pela autora)

6.3.1.1.2 Momento fletor resistente

A verificação foi feita para flambagem local da mesa e flambagem local da alma. Não é necessária a verificação para flambagem lateral com torção, pois a laje pré-fabricada faz a contenção lateral.

Primeiramente classificou-se a mesa quanto à esbelteza, para isso foram definidos os limites entre regime plástico e inelástico, inelástico e elástico. O limite de esbelteza entre os regimes plástico e inelástico é dado pela fórmula 20:

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^8}{3,7 \cdot 10^5}} = 8,835 \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

λ_p = esbeltez máxima para avaliação no regime plástico (adimensional);

E_a = módulo de elasticidade do aço (kN/m²);

f_y = tensão de escoamento do aço (kN/m²).

Para determinação do limite entre os regimes inelástico e elástico foi necessário determinar o valor de k_c , conforme fórmula 21:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h_{alma}/t}} = \frac{4}{\sqrt{1,068/0,0158}} = 0,487 \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

k_c = coeficiente de flambagem (adimensional);

h_{alma} = altura da alma perfil de aço (m);

t = espessura do elemento (m).

Assim o limite entre o regime inelástico e elástico fica definido pela fórmula 22:

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{0,7 \cdot f_y/k_c}} = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^8}{0,7 \cdot 3,7 \cdot 10^5/0,487}} = 18,422 \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

λ_r = esbeltez máxima para avaliação no regime inelástico (adimensional);

E_a = módulo de elasticidade do aço (kN/m²);

f_y = tensão de escoamento do aço (kN/m²);

k_c = coeficiente de flambagem (adimensional).

A mesa se caracteriza como semcompacta, pois sua esbelteza vale 15,748 e seu dimensionamento é feito no regime inelástico. Portanto foram definidos os momentos resistentes no regime plástico e inelástico, que são dados pelas fórmulas 23 e 24, respectivamente:

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 0,01313 \cdot 3,7 \cdot 10^5 = 4858,1 \text{ kN.m} \quad (\text{fórmula 23})$$

$$M_r = 0,7 \cdot f_y \cdot W = 0,7 \cdot 3,7 \cdot 10^5 \cdot 0,0114 = 2952,6 \text{ kN.m} \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

M_{pl} = momento fletor de plastificação da seção (kN/m²);

Z = módulo de resistência plástico (m³);

f_y = tensão de escoamento do aço (kN/m²);

M_r = momento fletor correspondente ao início do escoamento (kN/m²);

W = módulo elástico (m³).

O momento fletor de flambagem da mesa é determinado pela fórmula 25, utilizando os valores já calculados:

$$M_{rd,viga} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (\text{fórmula 25})$$

$$M_{rd,viga} = \frac{1}{1,10} \cdot \left[4858,1 - (4858,1 - 2952,6) \cdot \left(\frac{15,748 - 8,835}{18,422 - 8,835} \right) \right] = 3167,346 \text{ kN.m}$$

Onde:

$M_{rd,viga}$ = momento resistente da viga (kN.m);

γ_{a1} = coeficiente de minoração do aço ao escoamento (adimensional);

M_{pl} = momento fletor de plastificação da seção (kN/m²);

M_r = momento fletor correspondente ao início do escoamento (kN/m²);

λ = esbeltez do elemento (adimensional);

λ_p = esbeltez máxima para avaliação no regime plástico (adimensional);

λ_r = esbeltez máxima para avaliação no regime inelástico (adimensional).

Também foi determinado o momento resistente à flambagem local da alma, para isso fez-se a classificação da alma quanto à sua esbeltez. A esbeltez pode ser determinada como a razão entre a altura entre as faces internas das mesas e a espessura da alma, no caso das vigas, a esbeltez vale 67,291. A esbeltez limite para a seção ser classificada como compacta (regime plástico) é dado pela fórmula 26:

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^8}{3,7 \cdot 10^5}} = 87,418 \quad (\text{fórmula 26})$$

Onde:

λ_p = esbeltez máxima para avaliação no regime plástico (adimensional);

E_a = módulo de elasticidade do aço (kN/m²);

f_y = tensão de escoamento do aço (kN/m²).

Como a esbeltez da alma é menor que a esbeltez limite para a seção compacta, a alma é compacta. Logo, o momento resistente é igual ao momento de plastificação (calculado pela fórmula 23) dividido pelo fator de minoração da resistência do aço, assim a resistência à flambagem local da alma vale 4416,45 N.m.

Como a resistência ao momento fletor do perfil é determinada pelo menor desses valores, ela vale 31676,346kN.m. Além disso, esse valor supera o valor das solicitações, logo as longarinas estão verificadas na fase de construção.

6.3.1.1.3 Esforço cortante resistente

O esforço cortante resistente calculado vale tanto para a seção de aço como para viga mista, pois conforme o anexo O da NBR8800, a resistência ao esforço cortante para as vigas mistas é calculada desprezando a contribuição do concreto.

O esforço cortante resistente de cálculo é dado de acordo com a classificação da viga: compacta, semicompacta e esbelta. Os limites para classificação são determinados por λ_p e λ_r , que são dados pelas fórmulas 27 e 28:

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E_a}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 2 \cdot 10^8}{3,7 \cdot 10^5}} = 57,186 \quad (\text{fórmula 27})$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E_a}{f_y}} = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 2 \cdot 10^8}{3,7 \cdot 10^5}} = 71,223 \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

λ_p = esbeltez máxima para avaliação no regime plástico (adimensional);

$k_v = 5$ para alma sem enrijecedores transversais (adimensional);

f_y = resistência ao escoamento do aço (kN/m²);

E_a = módulo de elasticidade do aço (kN/m²);

λ_r = esbeltez máxima para avaliação no regime inelástico (adimensional).

A esbeltez considerada para o esforço cortante é a da alma, que vale 67,291. Assim para o esforço cortante a seção é semicompacta. Em seguida foi definido o valor do esforço cortante de plastificação, conforme fórmula 29:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot (1,1 \cdot 0,015875) \cdot 3,7 \cdot 10^5 = 3876,675 \text{ kN} \quad (\text{fórmula 29})$$

Onde:

V_{pl} = força cortante para plastificação da alma (kN);

A_w = área efetiva de cisalhamento, dada pela multiplicação da espessura da alma pela altura total da seção transversal (m²).

f_y = resistência ao escoamento do aço (kN/m²).

A resistência ao esforço cortante, pode, então, ser calculada pela fórmula 30:

$$V_{rd,viga} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{fórmula 30})$$

$$V_{rd,viga} = \frac{57,186}{67,291} \cdot \frac{3876,675}{1,1} = 2995,018kN$$

Onde:

$V_{rd,viga}$ = esforço cortante resistente da viga (kN);

λ = esbeltez do elemento (adimensional);

λ_p = esbeltez máxima para avaliação no regime plástico (adimensional);

γ_{a1} = coeficiente de minoração do aço ao escoamento (adimensional);

V_{pl} = força cortante para plastificação da alma (kN/m²).

6.3.1.1.4 Contra flecha

A contra flecha foi definida como a deformação resultante do peso da estrutura, considerando a rigidez da viga como a rigidez do perfil de aço, visto que na fase de construção a laje de concreto age somente como carga. Portanto, a contra flecha vale 12,8 centímetros. Dessa forma as deformações na viga mista serão resultantes das cargas permanentes da pavimentação e do guarda-rodas, além das cargas variáveis.

6.3.1.2 Fase de uso

Durante a fase de uso da estrutura, são consideradas as cargas apresentadas anteriormente neste capítulo (item 6.1). As longarinas são caracterizadas como vigas mistas, e são verificadas de acordo com o anexo O da NBR 8800.

6.3.1.2.1 Solicitações

As cargas foram avaliadas separadamente com o *software* Ansys, e depois da análise os resultados (momento fletor e esforço cortante) foram combinados com os fatores da tabela 12. O *script* utilizado, que descreve o modelo e as cargas aplicadas, está no Apêndice B. Na tabela 15 estão apresentadas as solicitações para cada carga, como foi utilizado o princípio da simetria, foi colocado somente três rodas do veículo no modelo, essas foram posicionadas na sua condição mais desfavorável, que é a região mais central da ponte.

Tabela 15 – Solicitações nas longarinas

Carga	F_{sd} (kN)	M_{sd} (kN.m)
Permanente	380,08	2224,95
Multidão	177,99	1007,05
Frenagem	0,007	0
Passeio	41,662	132,341
Vento	1,46	1,705
Temperatura	41,738	1045,073
Veículo	229,57	419,484

(fonte: elaborada pela autora)

A combinação para o estado limite último levou a um esforço cortante de 1199,544 kN e ao momento fletor de 6036,326 kN.m.

6.3.1.2.2 Momento fletor resistente

A classificação das seções para avaliação do momento fletor resistente é somente quanto a esbeltez da alma, conforme já foi mencionado nos itens anteriores, a seção é compacta. Nesses casos a análise é no regime plástico, pois essas estruturas tem grande capacidade de

deformação e até de rotação antes do início flambagem, ou seja, a flambagem ocorre depois da plastificação total da seção.

Primeiramente, foi verificado se a linha neutra está na laje de concreto ou no perfil de aço, se a inequação da fórmula 31 for satisfeita a linha neutra está na laje:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot h \geq A_a \cdot f_{yd} \quad (\text{fórmula 31})$$

$$0,85 \cdot 34615,385 \cdot 1,83 \cdot 0,25 \geq 0,0328 \cdot 336363,636$$

$$13\,461,058 \geq 11\,032,727$$

Onde:

f_{cd} = resistência de projeto à compressão do concreto (kN/m²);

b_{ef} = largura efetiva da laje de concreto (m);

h = altura da laje (m);

A_a = área do perfil de aço (m²);

f_{yd} = resistência de projeto ao escoamento do aço (kN/m²).

Sabendo que a linha neutra está na laje, é necessário definir a altura comprimida da laje, calculou-se, então, a posição da linha neutra pela fórmula pela fórmula 32:

$$a_l = \frac{T_{ad}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} = \frac{11\,032,727}{0,85 \cdot 34615,385 \cdot 1,83} = 0,205m \quad (\text{fórmula 32})$$

Onde:

a_l = espessura da região comprimida da laje (m);

T_{ad} = força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (kN);

f_{cd} = resistência de projeto à compressão do concreto (kN/m²);

b_{ef} = largura efetiva da laje de concreto (m).

O cálculo apresentado, assim como os seguintes, são para as longarinas internas, as longarinas externas tem maior mesa de concreto (2,415 metros) e a posição da linha neutra está a 0,155 metros da face superior da laje. A próxima etapa é a determinação da força resistente relativa à laje comprimida, dada pela fórmula 33:

$$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot a_l = 0,85 \cdot 34615,385 \cdot 1,83 \cdot 0,205 = 11\,038,067 \text{ kN} \quad (\text{fórmula 33})$$

Onde:

C_{cd} = força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto (kN);

f_{cd} = resistência de projeto à compressão do concreto (kN/m²);

b_{ef} = largura efetiva da laje de concreto (m);

a_l = espessura da região comprimida da laje (m).

Para as longarinas externas, a força resistente de cálculo da laje vale 11 043,985 kN. Com os valores calculados até o momento é possível determinar o momento resistente da seção mista, dado pela fórmula 34:

$$M_{rd,mista} = \beta_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left(d_1 + h - \frac{a_l}{2} \right) \quad (\text{fórmula 34})$$

$$M_{rd,mista} = 1 \cdot 11\,032,727 \cdot \left(0,55 + 0,25 - \frac{0,205}{2} \right) = 7695,327 \text{ kN.m}$$

Onde:

$M_{rd,mista}$ = momento resistente de cálculo da viga mista (kN.m);

$\beta_{vm} = 1,0$ para vigas contínuas e biapoiadas (adimensional);

T_{ad} = força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (kN);

d_1 = distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior do perfil (m);

h = altura da laje (m);

a_l = espessura da região comprimida da laje (m).

O momento fletor resistente das longarinas externas vale 7976,933 kN.m.

6.3.1.2.3 Flecha

A flecha esperada para as longarinas foi definida considerando efeito de fluência na mesa de concreto para as cargas permanentes e as cargas variáveis sem esse efeito. As deformações foram obtidas através da análise com o Ansys, para as cargas permanentes vale 6,9 centímetros (8,9 centímetros considerando o efeito de fluência) e 1,85 centímetros para as cargas variáveis combinadas por seus valores quase permanentes. Dessa forma, a deformação total obtida vale 10,75 centímetros. A deformação aceitável é 12 centímetros, por isso as longarinas estão verificadas para o estado limite de deformação excessiva.

6.3.1.2.4 Emenda das vigas

As vigas tem extensão total de 30 metros, logo se faz necessária a emenda de perfis. Essa emenda está localizada o mais distante possível do meio do vão, de forma que foi colocado um perfil de 12 metros ocupando a região de maior momento. Assim a emenda ocorre aos 9 metros e aos 21 metros, em uma posição simétrica. Sendo necessário o cálculo dessa emenda, que será feita com parafusos de alta resistência A325 de uma polegada (25,4 milímetros). A ligação é feita por atrito de forma que a resistência do parafuso é dada pela fórmula 35, conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

$$F_{Rd,parafuso} = \frac{1,13 \cdot \mu \cdot C_h \cdot F_{tb} \cdot \eta_s}{\gamma_e} \quad (\text{fórmula 36})$$

Onde:

$F_{Rd,parafuso}$ = força de resistência do parafuso ao deslizamento (kN);

μ = coeficiente médio de atrito (adimensional);

C_h = fator relacionado ao tipo de furo (adimensional);

F_{tb} = força de protensão mínima no parafuso (kN);

η_s = número de planos de deslizamento (adimensional);

γ_e = coeficiente de ponderação da resistência (adimensional).

Os esforços solicitantes nessa região foram definidos pelas análises do modelo, sendo que o momento fletor é de 4645,5 kN.m e o esforço cortante vale 404,93kN. Sendo que 2336,229 kN.m corresponde ao valor da carga permanente, já com seu valor de combinação.

Para o cálculo das tensões nas mesas foram calculadas as propriedades da seção homogeneizada, para que a se considere a parcela resistente da laje (tabela 16).

Tabela 16 – Propriedades da seção homogeneizada

	Sem fluência	Com fluência
$I_h (m^4)$	0,018	0,014
y_{inf}	1,049	0,877
y_{sup}	0,301	0,473

(fonte: elaborada pela autora)

Foi considerado efeito de fluência somente sobre as cargas permanentes e as tensões foram calculadas pela fórmula 36:

$$\sigma = \frac{M_{Sd} \cdot y_{ln}}{I_h} \quad (\text{fórmula 36})$$

Onde:

σ = tensão no elemento considerado (kN/m²);

M_{Sd} = momento fletor solicitante (kN.m);

y_{ln} = distância entre o centro do elemento e a linha neutra (m⁴);

I_h = inércia da seção homogeneizada (m⁴).

Dessa forma a tensão total na mesa superior vale 44624,967 kN/m² e na mesa inferior 285628,04 kN/m². A força que age em cada mesa é dada pela fórmula 37 (mesa inferior) e 38 (mesa superior), baseadas no *handbook* da AASHTO (US, 2012):

$$F_{cf} = \left[\frac{1}{2} \cdot (\sigma_{mesainf} + f_y) \right] \cdot A_{mesa} \quad (\text{fórmula 37})$$

$$F_{cnf} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (\sigma_{mesainf} + f_y)}{\sigma_{mesainf}} \cdot (0,75 \cdot f_y) \cdot A_{mesa} \quad (\text{fórmula 38})$$

Onde:

F_{cf} = força na mesa inferior (kN);

$\sigma_{mesainf}$ = tensão na mesa inferior (kN/m²);

f_y = tensão de escoamento do aço (kN/m²);

A_{mesa} = área da seção transversal da mesa (m²);

F_{cnf} = força na mesa superior (kN).

Assim na mesa inferior age uma força de 2602 kN e na mesa superior de 2202,65 kN. Considerando a resistência do parafuso para uma ligação por atrito, são necessários 14 parafusos de cada lado da ligação na mesa inferior e 12 na mesa superior. Além disso, foram feitas verificações (tabela 17) quanto à tração, ao rasgamento e esmagamento da chapa na região do parafuso, do rasgamento da chapa em bloco.

Tabela 17 – Verificações da ligação nas mesas

Verificações	Mesa inferior		Mesa superior	
	Resistência (Kn)	Solicitação (kN)	Resistência (kN)	Solicitação (kN)
Rasgamento na região do parafuso	263,172	183,555	263,172	185,859
Esmagamento na região do parafuso	448,028	183,555	448,028	185,859
Rasgamento em bloco	2320,337	1301,012	2499,548	1101,328
Tração – escoamento	5820,352	1301,012	4965,989	1101,328
Tração – ruptura	3377,259	1301,012	3675,944	1101,328

(fonte: elaborada pela autora)

Na alma o esforço cortante considerado na ligação vale 1,5 vezes o cortante atuante, pois o mesmo não supera metade da resistência ao cisalhamento, calculada anteriormente (US, 2012). Dessa forma o cortante na seção vale 607,4 kN. Esta força, avaliando a emenda apresentada no Apêndice E, gera um momento de 103,25 kN.m, devido a uma excentricidade de 0,17 metros. Além dessas solicitações, são considerados um momento e uma força horizontal (garante o equilíbrio) conforme as fórmulas 39 e 40, baseadas no *handbook* da AASHTO (US, 2012):

$$M_{uw} = \frac{t_w \cdot h_w^2}{12} \cdot \left\{ \frac{F_{cf}}{A_{mesa}} - \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{(\sigma_{mesainf} + f_y)}{\sigma_{mesainf}} \cdot \sigma_{mesasup} \right] \right\} \quad (\text{fórmula 39})$$

$$H_{uw} = \frac{t_w \cdot h_w}{2} \cdot \left\{ \frac{F_{cf}}{A_{mesa}} + \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{(\sigma_{mesainf} + f_y)}{\sigma_{mesainf}} \cdot \sigma_{mesasup} \right] \right\} \quad (\text{fórmula 40})$$

Onde:

M_{uw} = momento na ligação da alma (kN.m);

t_w = espessura da alma (m);

h_w = altura da alma (m);

F_{cf} = força na mesa inferior (kN);

A_{mesa} = área da seção transversal da mesa (m²);

$\sigma_{mesainf}$ = tensão na mesa inferior (kN/m²);

f_y = tensão de escoamento do aço (kN/m²);

H_{uw} = força horizontal na ligação da alma (kN);

$\sigma_{mesasup}$ = tensão na mesa superior (kN/m²).

O momento calculado pela fórmula vale 417,56 kN.m, então o momento total é de 518,81 kN.m. A força horizontal vale 3213,88 kN. Assim a força resultante em cada parafuso pode ser calculada pela fórmula 41:

$$V_{Sd_{parafuso}} = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd}}{n_p} + \frac{M_{Sd_{alma}}^{total}}{I_p} \cdot h'\right)^2 + \left(\frac{H_{uw}}{n_p} + \frac{M_{Sd_{alma}}^{total}}{I_p} \cdot v'\right)^2} \quad (\text{fórmula 41})$$

$$V_{Sd_{parafuso}} = \sqrt{\left(\frac{607,4}{36} + \frac{518,81}{1,824} \cdot 0,12\right)^2 + \left(\frac{3213,88}{36} + \frac{518,81}{1,824} \cdot 0,32\right)^2} = 187,37 \text{ kN}$$

Onde:

$V_{Sd_{parafuso}}$ = máximo esforço cortante total solicitante em um parafuso (kN);

V_{Sd} = esforço cortante solicitante (kN);

n_p = número de parafusos (adimensional);

$M_{Sd_{alma}}^{total}$ = momento fletor solicitante total na alma (kN.m);

I_p = momento de inércia polar da ligação da alma com parafusos (m²);

h' = distância horizontal máxima de um parafuso ao centro da ligação (kN.m);

H_{uw} = força horizontal na ligação da alma (kN);

v' = distância vertical máxima de um parafuso ao centro da ligação (kN.m).

Ainda foram feitas verificações quanta à tração, ao cisalhamento, à flambagem da tala, rasgamento e esmagamento da chapa na região dos parafusos e ao rasgamento em bloco (tabela 18).

Tabela 18 – Verificações da ligação na alma

Verificações	Resistência	Solicitação
Rasgamento na região do parafuso (kN)	603,815	187,746
Esmagamento na região do parafuso (kN)	331,541	187,746
Rasgamento em bloco (kN)	2027,531	303,698
Cisalhamento – escoamento (kN)	2306,782	303,698
Cisalhamento – ruptura (kN)	1733,550	303,698
Tração – escoamento (kN)	3844,636	1606,942
Tração – ruptura (kN)	2889,250	1606,942
Flambagem da tala (kN.m)	1708,727	520,826

(fonte: elaborada pela autora)

6.3.2 Conectores de cisalhamento

De acordo com a NBR 8800, o dimensionamento dos conectores é feito baseado na menor resistência, considerando perfil de aço e a laje de concreto. Como a linha neutra se encontra na laje de concreto, a resistência da laje é maior que a do perfil de aço, por isso a resistência última dos conectores está relacionada ao perfil de aço. Conforme as fórmulas 42 e 43, calcula-se a resistência de cada conector (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). No caso, foram adotados conectores de 22 milímetros de diâmetro e 20,8 centímetros de altura:

$$Q_{Rd} = 0,5 \cdot \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (\text{fórmula 42})$$

$$Q_{Rd} = 0,5 \cdot \frac{0,000388 \cdot \sqrt{45 \cdot 10^3 \cdot 4,057 \cdot 10^7}}{1,25} = 209,7 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,000388 \cdot 4,15 \cdot 10^5}{1,25} = 128,816 \text{ kN} \quad (\text{fórmula 43})$$

Onde:

Q_{Rd} = resistência ao cisalhamento de um conector (kN);

A_{cs} = área da seção transversal do conector (m²);

f_{ck} = resistência característica do concreto (kN/m²);

E_c = módulo de elasticidade do concreto (kN/m²);

γ_{cs} = coeficiente de ponderação da resistência do conector, vale 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais e de construção, ou 1,10 para combinações excepcionais (adimensional);

R_g = coeficiente devido à consideração do grupo de conectores, vale 1,0 para qualquer número de conectores soldados diretamente sobre o perfil de aço (adimensional);

R_p = coeficiente devido à posição do conector, vale 1,0 para conectores soldados sobre o perfil (adimensional);

f_{ucs} = resistência à ruptura dos conectores (kN/m²).

Assim a resistência de cada conector é 128, 816 kN. Considerando que serão soldados conjuntos de 3 conectores em cada seção, serão necessários 29 conjuntos de conectores em cada metade da viga, espaçados a cada 505 milímetros.

6.3.3 Transversinas

As transversinas são solicitadas à flexo-compressão, e para fazer esta verificação calcula-se separadamente a resistência à flexão e à compressão das vigas, para em seguida combinar resistências e solicitações. Neste item são apresentadas primeiramente as solicitações a que as transversinas estão submetidas e por final a combinação de resistências e solicitações

6.3.3.1 Solicitações

As solicitações foram obtidas da mesma maneira descrita para as longarinas, utilizando o *software* Ansys, e estão apresentadas na tabela 19. A saber, o veículo está na mesma posição considerada para as longarinas.

Tabela 19 – Solicitações nas transversinas

Carga	F_{sd} (kN)	M_{sd} (kN.m)
Permanente	55,809	-96,052
Multidão	-112,937	137,429
Frenagem	2,359	-0,77
Passeio	-124,142	-100,507
Vento	78,501	-8,91
Temperatura	63,888	-20,97
Veículo	367,942	286,957

(fonte: elaborada pela autora)

A combinação destes resultados, considerando combinação para o estado limite último, levou ao momento fletor de 378 kN.m e ao esforço de compressão de 441,912 kN.

6.3.3.2 Resistência à compressão

O cálculo da resistência à compressão do perfil é feito de acordo com a NBR 8800. Primeiramente é necessário o cálculo dos fatores de redução da alma e da mesa quanto à flambagem local. A esbeltez da mesa vale 9,449 e a esbeltez da alma vale 49,969, dessa forma os fatores são calculados conforme as fórmulas 44 e 45:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_y}{k_c \cdot E_a}} \quad (\text{fórmula 44})$$

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \cdot 9,449 \cdot \sqrt{\frac{3,7 \cdot 10^5}{0,566 \cdot 2 \cdot 10^8}} = 1,064$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{0,019}{0,022} = 0,864 \quad (\text{fórmula 45})$$

Onde:

Q_s = fator de redução da mesa (adimensional);

λ = esbeltez do elemento considerados (adimensional);

f_y = resistência ao escoamento do aço (kN/m²);

k_c = coeficiente de flambagem (adimensional);

E_a = módulo de elasticidade do aço (kN/m²);

Q_a = fator de redução da alma (adimensional);

A_g = área bruta da seção transversal (m²);

A_f = área efetiva da seção transversal (m²).

Além disso, é necessário o cálculo do índice de esbeltez reduzido, dado pela fórmula 46:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q_s \cdot Q_a \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,064 \cdot 0,864 \cdot 0,022 \cdot 3,7 \cdot 10^5}{43\,005,736}} = 0,417 \quad (\text{fórmula 46})$$

Onde:

λ_0 = índice de esbeltez reduzido (adimensional);

Q_s = fator de redução da mesa (adimensional);

Q_a = fator de redução da alma (adimensional).

A_g = área bruta da seção transversal (m²);

f_y = resistência ao escoamento do aço (kN/m²);

N_e = força axial de flambagem elástica (kN).

Dessa forma o fator de redução associado a compressão é dado pela fórmula 47:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,417^2} = 0,93 \quad (\text{fórmula 47})$$

Onde:

χ = fator de redução associado à compressão (adimensional);

λ_0 = índice de esbeltez reduzido (adimensional).

Assim a resistência à compressão do perfil fica definida pela fórmula 48:

$$N_{rd} = \frac{\chi \cdot Q_s \cdot Q_a \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{fórmula 48})$$

$$N_{rd} = \frac{0,93 \cdot 1,064 \cdot 0,864 \cdot 0,022 \cdot 3,7 \cdot 10^5}{1,1} = 6326,6 \text{ kN}$$

Onde:

N_{rd} = resistência à compressão de cálculo (kN);

χ = fator de redução associado à compressão (adimensional);

Q_s = fator de redução da mesa (adimensional);

Q_a = fator de redução da alma (adimensional);

A_g = área bruta da seção transversal (m²);

f_y = resistência ao escoamento do aço (kN/m²);

γ_{a1} = coeficiente de minoração da resistência do aço (adimensional).

6.3.3.3 Verificação à flexo-compressão

Como a transversina é uma viga somente em aço, a resistência à flexão é calculada pelo processo apresentado no item 6.3.1.1.2, com a verificação da flambagem lateral com torção, pois as transversinas não tem contenção lateral contínua. Considerando as esbeltezes da alma e da mesa apresentadas no item anterior, a mesa é dimensionada no regime inelástico e a alma no regime plástico. A flambagem lateral com torção se enquadra no caso plástico, pois o vão das transversinas é muito pequeno. Dessa forma, a resistência à flexão fica condicionada pelas mesas, e vale 2087,752 kN.m.

Assim a verificação à flexo-compressão é dada pela fórmula 49:

$$\frac{N_{sd}}{2 \cdot N_{rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = \frac{441,912}{2 \cdot 6326,6} + \frac{378}{2087,752} = 0,216 \quad (\text{fórmula 49})$$

Onde:

N_{sd} = força à compressão solicitante de cálculo (kN);

N_{rd} = resistência à compressão de cálculo (kN);

M_{sd} = momento fletor solicitante de cálculo (kN);

M_{rd} = momento fletor resistente de cálculo (kN).

Como o valor obtido é menor que 1, as transversinas estão verificadas à flexo-compressão.

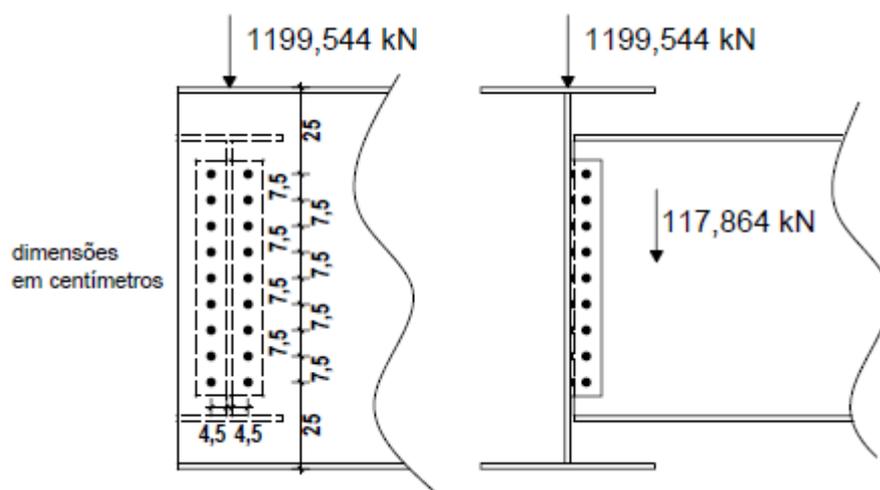
6.3.3.4 Ligação entre longarinas e transversinas

A ligação entre longarina e transversina é uma ligação flexível, feita por cantoneiras parafusadas na alma das duas vigas. Foram utilizados 9 parafusos A325 de diâmetro 22,22 milímetros, e cantoneiras de aço A588 (resistência ao escoamento de 350 MPa e à ruptura de 485 MPa), com abas iguais de 88,9 milímetros e espessura de 9,52 milímetros.

O esforço cortante na longarina vale 1199,544 kN na região, mais solicitada, de ligação com a transversina. A transversina recebe esforço cortante máximo de 117,864 kN. Considerando a excentricidade de 52,9 milímetros da ligação na longarina, surge um momento igual a 31,75 kN.m, esse momento gera uma força de corte horizontal igual a 52,92 kN, que somada ao

corde, resulta num esforço cortante solicitante de 85,1 kN em cada parafuso. Já a ligação na transversina é verificada ao esforço cortante resultante de 50,82 kN em cada parafuso.

Figura 28 – Ligação transversina e longarina



(fonte: elaborada pela autora)

A resistência ao cisalhamento de cada parafuso, solicitados à corte simples, fica determinada pela fórmula 50 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

$$V_{Rd_{parafuso}} = \frac{0,4 \cdot A_b \cdot F_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (\text{fórmula 50})$$

$$V_{Rd_{parafuso}} = \frac{0,4 \cdot \frac{\pi \cdot 0,0222^2}{4} \cdot 8,25 \cdot 10^5}{1,35} = 94,618 \text{ kN}$$

Onde:

$V_{Rd_{parafuso}}$ = esforço cortante resistente de cada parafuso (kN);

A_b = área do parafuso (m²);

F_{ub} = resistência à ruptura do parafuso (kN/m²);

γ_{a2} = coeficiente de minoração da resistência à ruptura (adimensional).

Assim os parafusos na longarina estão verificados. Ainda foi verificado o colapso por rasgamento das cantoneiras, determinado pelas fórmulas 51 e 52:

$$F_{Rd,rasgamento} = \frac{0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{a2}} \quad (\text{fórmula 51})$$

$$F_{Rd,rasgamento} = \frac{0,6 \cdot 4,85 \cdot 10^5 \cdot 0,004 + 4,85 \cdot 10^5 \cdot 0,000175}{1,35} = 925,09 \text{ kN}$$

$$F_{Rd,rasgamento} = \frac{0,6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{a2}} \quad (\text{fórmula 52})$$

$$F_{Rd,rasgamento} = \frac{0,6 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 0,00609 + 4,85 \cdot 10^5 \cdot 0,000175}{1,35} = 1001,20 \text{ kN}$$

Onde:

$F_{Rd,rasgamento}$ = resistência ao colapso por rasgamento da cantoneira (kN);

A_{nv} = área líquida sujeita ao cisalhamento (m²);

f_u = resistência à ruptura do aço (kN/m²);

A_{nt} = área líquida sujeita à tração (m²);

A_{gv} = área bruta sujeita ao cisalhamento (m²);

f_y = tensão de escoamento do aço (kN/m²);

γ_{a2} = coeficiente de minoração da resistência à ruptura (adimensional).

O menor desses valores supera o maior esforço de cisalhamento sobre a chapa que vale 600 kN. Além disso foi verificada a pressão de contato na cantoneira quanto ao esmagamento e rasgamento, que tiveram os respectivos valores de resistência 182,43 kN e 115,48 kN.

6.4 DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO

Conforme exposto no item 3.5.6.4, os aparelhos de apoio mais indicados são de neoprene, e o dimensionamento desses foi baseado no catálogo técnico do fornecedor Neoprex (Anexo A), além das verificações recomendadas pela NBR 9062. Primeiramente, fez-se o pré-dimensionamento, considerando apenas a tensão admissível, e em seguida foram feitas as verificações exigidas.

6.4.1 Pré-dimensionamento

Optou-se por aparelhos de apoio retangulares. Conforme Neoprex (2014), a tensão admissível para aparelhos com o menor lado entre 20 e 30 centímetros é de 125kgf/cm². Na tabela 20, são apresentados os valores das reações nas vigas máximas e mínimas, devido a cargas permanentes e variáveis combinadas e a área necessária para o apoio. Os valores máximos são utilizados para dimensionamento, mas são necessários os valores mínimos para algumas verificações.

Tabela 20 – Área requerida para os aparelhos de apoio

Situação	Ng (kN)	Nq (kN)	Área (cm ²)
Máximo	513,108	686,43636	959,635488
Mínimo	435,902	233,809	525,768

(fonte: elaborada pela autora)

Optou-se por um mesmo aparelho de apoio para todas as vigas, e considerando a tensão admissível foram adotados aparelhos de 30x40 centímetros de lado e altura de 10,5 centímetros. Composto por 6 camadas intermediárias de neoprene de 12 milímetros de espessura, e 5 chapas de aço de 4 milímetros de espessura. O fator de forma para o aparelho de apoio é dado pela fórmula 53 e é necessário para as verificações que são apresentadas nos próximos itens:

$$B = \frac{l_a \cdot l_b}{2 \cdot t_e \cdot (l_a + l_b)} = \frac{0,3 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,012 \cdot (0,3 + 0,4)} = 7,143 \quad (\text{fórmula 53})$$

Onde:

B = fator de forma (adimensional);

l_a = menor lado do aparelho de apoio (m);

l_b = maior lado do aparelho de apoio (m);

t_e = para camadas internas de neoprene é a espessura da camada (m).

6.4.2 Verificação quanto ao limite de deformação por compressão

Segundo a NBR 9062, a deformação por compressão está limitada em 15% da altura do aparelho de apoio (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006). Essa deformação é calculada pela fórmula 54⁵:

$$\Delta h = n' \cdot \frac{\sigma'_m \cdot h_i}{4 \cdot G \cdot B + 3 \cdot \sigma'_m} \quad (\text{fórmula 54})$$

$$\Delta h = 6 \cdot \frac{10575,37 \cdot 0,012}{4 \cdot 1000 \cdot 7,143 + 3 \cdot 10575,37} = 0,0126m$$

Onde:

Δh = variação da altura do aparelho de apoio (m);

n' = número de camadas de neoprene (adimensional);

σ'_m = tensão do aparelho de apoio, dada pela razão entre reação e área reduzida (kN/m²);

h_i = espessura das camadas intermediárias de neoprene (m);

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, igual a 1000 kN/m²;

B = fator de forma (adimensional).

⁵ Informação obtida na apostila da disciplina SET – 412, ministrada pelos professores Mounir Khalil El Debs e Toshiaki Takeya, no curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, no ano de 2007.

Considerando que a deformação máxima vale 0,01575 metros, o aparelho de apoio está verificado a deformação por compressão.

6.4.3 Verificação quanto ao limite de deformação por cisalhamento

Os aparelhos de apoio se deformam por cisalhamento devido às forças causadas por variação térmica, pelo vento e pela frenagem e aceleração dos veículos. Sendo a primeira considerada força constante, e as outras duas instantâneas. A variação de temperatura gera em cada apoio o deslocamento calculado pela fórmula 55:

$$\mu_{temp} = \frac{L_{iv} \cdot \alpha \cdot \Delta t}{2} = \frac{30 \cdot 10^{-5} \cdot 15}{2} = 0,00225 \text{ metros} \quad (\text{fórmula 55})$$

Onde:

μ_{temp} = deformação causada pela temperatura (m);

L_{iv} = vão (m);

α = coeficiente de dilatação térmica do concreto ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);

Δt = variação de temperatura ($^{\circ}\text{C}$).

A pior condição de vento, com a ponte carregada, tem carga total de 290kN, perpendicular ao tráfego e a carga de frenagem é de 135kN, paralela ao tráfego. O deslocamento causado pela frenagem dos veículos é dado pela fórmula 56, e o deslocamento causado pelo vento é dado pela fórmula 57:

$$\mu_{frenagem} = \frac{h_{ap} \cdot F_{frenagem}}{16 \cdot l_a \cdot l_b \cdot G} = \frac{0,052 \cdot 135}{16 \cdot 0,25 \cdot 0,4 \cdot 1000} = 0,0044 \text{ metros} \quad (\text{fórmula 56})$$

$$\mu_{vento} = \frac{h_{ap} \cdot F_{vento}}{16 \cdot l_a \cdot l_b \cdot G} = \frac{0,052 \cdot 290}{16 \cdot 0,25 \cdot 0,4 \cdot 1000} = 0,0094 \text{ metros} \quad (\text{fórmula 57})$$

Onde:

$\mu_{frenagem}$ = deformação causada pela frenagem (m);

h_{ap} = altura do aparelho de apoio (m);

$F_{frenagem}$ = força gerada pela frenagem e aceleração dos veículos (kN);

l_a = menor lado do aparelho de apoio (m);

l_b = maior lado do aparelho de apoio (m);

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, igual a 1000 kN/m²;

μ_{vento} = deformação causada pelo vento (m);

F_{vento} = força gerada pelo vento (kN);

Considerando que a deformação devido à temperatura e à frenagem e aceleração de veículos tem sentido paralelo ao tráfego, e o vento gera deslocamento na direção transversal ao tráfego, a deformação resultante vale aproximadamente 11,52 milímetros. Esse valor é menor que metade da altura do aparelho de apoio, por isso está dentro do limite aceitável.

6.4.4 Verificação quanto à tensão de cisalhamento

Para verificação das tensões de cisalhamento, são calculadas três parcelas, que somadas não devem ultrapassar cinco vezes o módulo de elasticidade transversal do neoprene. As parcelas são indicadas pelas fórmulas 60, 61, 62 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006):

$$\tau_N = 1,5 \cdot \frac{N_g + 1,5N_q}{B \cdot l_a \cdot l_b} \quad (\text{fórmula 60})$$

$$\tau_N = 1,5 \cdot \frac{513,108 + 1,5 \cdot 686,436}{7,143 \cdot 0,3 \cdot 0,4} = 2699,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_H = \frac{H_g + 0,5H_q}{l_a \cdot l_b} \quad (\text{fórmula 61})$$

$$\tau_H = \frac{1,85 + 0,5 \cdot \sqrt{(141,75/16)^2 + (243,6/16)^2}}{0,3 \cdot 0,4} = 88,813 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_\theta = \frac{G \cdot l_a^2}{2 \cdot h_i \cdot \sum h_i} \cdot (\tan(\theta_g) + 1,5 \cdot \tan(\theta_q)) \quad (\text{fórmula 62})$$

$$\tau_\theta = \frac{1000 \cdot 0,3^2}{2 \cdot 0,012 \cdot 5 \cdot 0,012} \cdot (\tan(0,00972) + 1,5 \cdot \tan(0,0145)) = 1639,158 \text{ kN/m}^2$$

Onde:

τ_N = tensão de cisalhamento gerada pela força normal (kN/m²);

N_g = reação normal gerada pelas cargas permanentes (kN);

N_q = reação normal gerada pelas cargas variáveis (kN);

B = fator de forma (adimensional);

l_a = menor lado do aparelho de apoio (m);

l_b = maior lado do aparelho de apoio (m);

τ_H = tensão de cisalhamento gerada pela força horizontal (kN/m²);

H_g = força horizontal considerada permanente, por exemplo, aquelas geradas pela variação térmica (kN);

H_q = força horizontal considerada instantânea, por exemplo, aquelas geradas pelo vento e pela frenagem e aceleração de veículos (kN);

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, igual a 1000 kN/m²;

h_i = altura da camada intermediária de neoprene (m);

θ_g = giro nos apoios, gerado pelas cargas permanentes (rad);

θ_q = giro nos apoios, gerado pelas cargas variáveis (rad).

O somatório das tensões vale 4427,75 kN/m², e por ser inferior a cinco vezes o módulo de elasticidade transversal (5000 kN/m²) os aparelhos de apoio estão verificados quanto à deformação por cisalhamento.

6.4.5 Verificação quanto ao deslizamento

Para verificação do deslizamento, duas condições devem ser atendidas. A primeira é que a tensão mínima, dada pela razão entre a força normal mínima e a área reduzida seja maior que 2 MPa, e a segunda é dada pela fórmula 63 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006):

$$H < \left(0,1 + \frac{0,2}{\sigma'_m \cdot 10^{-3}}\right) \cdot N \quad (\text{fórmula 63})$$

$$\sqrt{(1,85 + 141,75/16)^2 + (243,6/16)^2} < \left(0,1 + \frac{0,2}{3841,975 \cdot 10^{-3}}\right) \cdot 435,902$$

$$18,614 \text{ kN} < 66,282 \text{ kN}$$

Onde:

H = força horizontal (kN);

σ'_m = tensão (kN/m²);

N = força normal (kN).

Na verificação acima foi utilizada a menor resultante de força normal, considerando só as cargas permanentes. E quanto a verificação da força normal mínima, ela vale 435,901 kN, o que leva a uma tensão mínima nos aparelhos de apoio de 3841,975kN/m² (3,84 MPa), que supera o valor mínimo aceitável de 2 MPa.

6.4.6 Verificação quanto à estabilidade

Essa verificação é dispensada se a altura do aparelho de apoio for menor que um quinto do menor lado. Entretanto, neste caso, isso não é verdadeiro. Assim a verificação a ser feita está apresentada na inequação da fórmula 64⁶, dessa forma a estabilidade dos aparelhos de apoio está garantida:

$$\sigma'_m < \frac{2 \cdot l_a}{3 \cdot h_{ap}} \cdot G \cdot B \quad (\text{fórmula 64})$$

$$10575,37 < \frac{2 \cdot 0,3}{3 \cdot 0,105} \cdot 1000 \cdot 7,143 = 13605,714 \text{ kN/m}^2$$

Onde:

σ'_m = tensão do aparelho de apoio, dada pela razão entre reação e área reduzida (kN/m²);

l_a = menor lado do aparelho de apoio (m);

h_{ap} = altura do aparelho de apoio (m);

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, igual a 1000 kN/m²;

B = fator de fórmula (adimensional).

⁶ Informação obtida na apostila da disciplina SET – 412, ministrada pelos professores Mounir Khalil El Debs e Toshiaki Takeya, no curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, no ano de 2007.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de diplomação teve como objetivo aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso, além de aprimorar o conhecimento em áreas que ainda não haviam sido aprofundadas, através da elaboração do projeto de uma ponte em estrutura mista aço-concreto. Com esse objetivo, foi criado um caso hipotético, que, entretanto, pode ser aproximado a casos reais. Em relação ao projeto desenvolvido, não foram considerados os custos da estrutura, portanto as decisões pelos materiais utilizados não se basearam no aspecto econômico, que, no caso de projetos executados é fator importante na tomada de decisão.

No trabalho buscou-se aprofundar o conhecimento no cálculo estrutural de um tipo de estrutura considerada especial: as pontes. Justamente, por ser especial, sua montagem requer planejamento. Esta etapa não foi abordada ao longo do corpo do trabalho, pois é dependente das condições do local de construção. Uma possível proposta de construção da ponte seria: montagem da estrutura das vigas em solo em um dos lados do vão e pelo método de lançamento, as vigas deslizariam sobre aparelhos de neoprene fretados deslizantes. E em seguida a colocação das lajes pré-fabricadas se daria por içamento. Outra possibilidade seria o içamento de todas as peças.

Os meios utilizados para o cálculo da estrutura não foram completamente automáticos, visto que apenas as solicitações foram extraídas de *software* e todo processo restante foi realizado com planilhas eletrônicas desenvolvidas durante este trabalho. Devido ao caráter acadêmico deste projeto, o desenvolvimento do processo de cálculo da estrutura foi o objetivo secundário realizado. Sabe-se que no cotidiano de escritórios de projetos estruturais, normalmente, utilizam-se ainda mais resultados dos programas, o que torna o processo bastante automatizado. Quanto a isso, faz-se uma ressalva, podem-se gerar problemas quando o projetista não tem sensibilidade e visão crítica dos resultados gerados pelos *softwares*. Este motivo torna cada vez mais importante o domínio das teorias de cálculo estrutural e conhecimento do processamento dos dados dos programas utilizados.

Apesar do trabalho se limitar a análise dos estados limites último e de serviço, se reconhece que em pontes é de grande importância o estudo da fadiga. Esse efeito é gerado por cargas cíclicas, no caso das pontes, destacam-se duas cargas com esse comportamento: vento e

tráfego dos veículos. Afeta, principalmente, a estrutura metálica (conectores de cisalhamento, solda dos perfis e os perfis), mas também pode-se verificar a armadura da laje em concreto. Devido aos aspectos apresentados, sugere-se esse assunto para trabalhos posteriores.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT OFFICIALS. **AASHTO LRFD bridge**: design specifications. Washington, 2012.

ANSYS INCORPORATION. ANSYS, version 14.5. Canonsburg (USA), 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b, revisão 2004.

_____. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual%20de%20Projeto%20de%20Obras-de-Arte%20Especiais.pdf>. Acesso em: 05 ago. 2014.

_____. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas**. Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/publicacoes/740_Manual_Projetos_Geometricos_Travessias_Urbanas.pdf>. Acesso em: 13 ago 2014.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5400** – steel, concrete and composite bridges – part 2: specification for loads. London, 1978.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4** – design of composite steel and concrete structures – part 2: general rules and rules for bridges. Brussels, 2005.

GERDAU S.A. **Aço para construção civil**. [S. l.] 2009. Disponível em: <https://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/catalogos/catalogo_aco_para_constru%C3%A7ao_civil.pdf>. Acesso em: 06 out. 2014.

_____. **Informações técnicas.** [S. l.] 2012. Disponível em: <<http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=319>>⁷. Acesso em: 04 jun. 2014.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas:** ênfase ao estudo interface laje-viga. 2006. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

LEONHARDT, F. **Construção de concreto:** princípios básicos da construção de pontes de concreto. Tradução de João Luís Escocteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 6.

MAISON, J. **Ponte metálicas e mistas em viga reta:** projeto e cálculo. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976.

NEOPREX. **Catálogo técnico.** Guarulhos, (2014). Disponível em: <http://www.neoprex.com.br/manuais_tecnicos.php>. Acesso em: 18 out. 2014.

O'CONNOR, C. **Pontes:** superestruturas. Tradução de Maria de Lourdes Campos Campelio. Revisão de Pedro Paulo Barreto. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1975. v. 1.

_____. **Pontes:** superestruturas. Tradução de Maria de Lourdes Campos Campelio. Revisão de Pedro Paulo Barreto. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976. v. 2.

PFEIL, W. **Pontes:** curso básico: projeto, construção e manutenção. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço:** dimensionamento prático. 8.ed. (1 reimpr.) Rio de Janeiro: LTC, 2009 (reimp. 2010).

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Pontes e viadutos em vigas mistas.** Rio de Janeiro: IBS/ CBCA, 2007. Série Manual de Construção em Aço. Disponível em: <<http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=319>>⁸. Acesso em: 02 maio 2014.

PINHO, M. O. **Transporte e montagem.** Rio de Janeiro: IBS/ CBCA, 2005. Série Manual de Construção em Aço. Disponível em: <<http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=319>>⁹. Acesso em: 29 maio 2014.

⁷ entrando do site <http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=319>, localize na região central a aba <Catálogos e manuais> , selecionada esta opção, abre uma lista de arquivos em formato pdf, faça download do arquivo <Informações técnicas.pdf>.

⁸ entrando do site <http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=319>, localize na região central a aba <Catálogos e manuais> , selecionada esta opção, abre uma lista de arquivos em formato pdf, faça download do arquivo <CBCA – Pontes e Viadutos em Vigas Mistas.pdf>.

⁹ entrando do site <http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=319>, localize na região central a aba <Catálogos e manuais> , selecionada esta opção, abre uma lista de arquivos em formato pdf, faça download do arquivo <CBCA – Transporte e Montagem.pdf>.

US. Department of Transportation. Federal Highway Administration. **Steel bridge design handbook**: splice design. Washington, 2012.

APÊNDICE A – Linhas de influência e momentos fletores da laje

Região	Linha de influência	Mk (kN)
Vigas 1 e 8		-5,625
entre vigas 1 e 2, 7 e 8		30,002 -7,34
Vigas 2 e 7		3,442 -27,511
entre vigas 2 e 3, 6 e 7		26,563 -5,915
Vigas 3 e 6		3,019 -25,533
entre vigas 3 e 4, 5 e 6		26,397 -5,828
Vigas 4 e 5		3,068 -25,131
entre vigas 4 e 5		25,891 -4,688

APÊNDICE B – *Script* para análise do modelo no *software* Ansys

```

! O modelo empregado pode ser reproduzido a partir da sequência de comandos a seguir representada
/NOPR ! Suppress printing of UNDO process
/PMACRO ! Echo following commands to log
FINISH ! Make sure we are at BEGIN level
/CLEAR,NOSTART ! Clear model since no SAVE found
/input,menust,tmp,"
/GRA,POWER
/GST,ON
/PLO,INFO,3
/GRO,CURL,ON
/CPLANE,1
/REPLOT,RESIZE
WPSTYLE,,,,,,,,,0
!*
/NOPR
KEYW,PR_SET,1
KEYW,PR_STRUC,1 ! Especifica problema estrutural
KEYW,PR_THERM,0
KEYW,PR_FLUID,0
KEYW,PR_ELMAG,0
KEYW,MAGNOD,0
KEYW,MAGEDG,0
KEYW,MAGHFE,0
KEYW,MAGELC,0
KEYW,PR_MULTI,0
KEYW,PR_CFD,0
/GO
!*
!*
/PREP7 !Acessa o pré-processador
!*
ET,1,SHELL181 ! Especifica o elemento de casca
!*
KEYOPT,1,1,0
KEYOPT,1,3,0
KEYOPT,1,8,0
KEYOPT,1,9,0
!*
ET,2,BEAM188 !Especifica o elemento de barra
!*
KEYOPT,2,1,0
KEYOPT,2,2,0
KEYOPT,2,3,2
KEYOPT,2,4,2
KEYOPT,2,6,0
KEYOPT,2,7,0
KEYOPT,2,9,0
KEYOPT,2,11,0
KEYOPT,2,12,0
KEYOPT,2,15,0
!*
!*
MPTEMP,,,,,,,, !Adiciona as características dos materiais, módulo de elasticidade, Posion e densidade
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,4.057e7
MPDATA,PRXY,1,,0.2
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,2.5
MPTEMP,,,,,,,,

```

```

MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,2e8
MPDATA,PRXY,2,,0.3
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,7.85
SECTYPE, 1, BEAM, I, long, 0           !Especifica a seção das longarinas
SECOFFSET, USER, 0, 0
SECDATA,0.5,0.5,1.1,0.01588,0.01588,0.01588,0,0,0,0,0,0
SECTYPE, 2, BEAM, I, trans_meio, 0     !Especifica a seção das transversinas
SECOFFSET, USER, 0, -0.1375
SECDATA,0.3,0.3,0.825,0.0127,0.0127,0.0127,0,0,0,0,0,0
SECTYPE, 3, BEAM, I, trans_extr1, 0
SECOFFSET, USER, -0.15, -0.1375
SECDATA,0.3,0.3,0.825,0.0127,0.0127,0.0127,0,0,0,0,0,0
SECTYPE, 4, BEAM, I, trans_extr2, 0
SECOFFSET, USER, 0.15, -0.1375
SECDATA,0.3,0.3,0.825,0.0127,0.0127,0.0127,0,0,0,0,0,0
sect,5,shell,,                         !Especifica a seção da laje
secdata, 0.25,1,0,0,3
secoffset, TOP
seccontrol,,,, , , ,
!Determinação dos keypoints
K,1,0,0,0,
K,2,1.5,0,0,
K,3,3.33,0,0,
K,4,5.16,0,0,
K,5,6.99,0,0,
K,6,7.9,0,0,
K,7,0,0,7.5,
K,8,1.5,0,7.5,
K,9,3.33,0,7.5,
K,10,5.16,0,7.5,
K,11,6.99,0,7.5,
K,12,7.9,0,7.5,
K,13,0,0,15,
K,14,1.5,0,15,
K,15,3.33,0,15,
K,16,5.16,0,15,
K,17,6.99,0,15,
K,18,7.9,0,15,
K,19,0,0,22.5,
K,20,1.5,0,22.5,
K,21,3.33,0,22.5,
K,22,5.16,0,22.5,
K,23,6.99,0,22.5,
K,24,7.9,0,22.5,
K,25,0,0,30,
K,26,1.5,0,30,
K,27,3.33,0,30,
K,28,5.16,0,30,
K,29,6.99,0,30,
K,30,7.9,0,30,
K,31,1.5,-2,0,
K,32,3.33,-2,0,
K,33,5.16,-2,0,
K,34,6.99,-2,0,
K,35,0,-2,0,
K,36,0,-2,7.5,
K,37,0,-2,15,

```

```
K,38,0,-2,22.5,  
K,39,0,-2,30,  
/VIEW,1,1,1,1  
/ANG,1  
/REP,FAST  
/DIST,1,1,1.08222638492,1  
/REP,FAST  
!Define as linhas  
LSTR, 1, 2  
LSTR, 2, 3  
LSTR, 3, 4  
LSTR, 4, 5  
LSTR, 5, 6  
LSTR, 1, 7  
LSTR, 2, 8  
LSTR, 3, 9  
LSTR, 4, 10  
LSTR, 5, 11  
LSTR, 6, 12  
LSTR, 7, 8  
LSTR, 8, 9  
LSTR, 9, 10  
LSTR, 10, 11  
LSTR, 11, 12  
LSTR, 7, 13  
LSTR, 8, 14  
LSTR, 9, 15  
LSTR, 10, 16  
LSTR, 11, 17  
LSTR, 12, 18  
LSTR, 13, 14  
LSTR, 14, 15  
LSTR, 15, 16  
LSTR, 16, 17  
LSTR, 17, 18  
LSTR, 13, 19  
LSTR, 14, 20  
LSTR, 15, 21  
LSTR, 16, 22  
LSTR, 17, 23  
LSTR, 18, 24  
LSTR, 19, 20  
LSTR, 20, 21  
LSTR, 21, 22  
LSTR, 22, 23  
LSTR, 23, 24  
LSTR, 19, 25  
LSTR, 20, 26  
LSTR, 21, 27  
LSTR, 22, 28  
LSTR, 23, 29  
LSTR, 24, 30  
LSTR, 25, 26  
LSTR, 26, 27  
LSTR, 27, 28  
LSTR, 28, 29  
LSTR, 29, 30  
!  
!Define as áreas  
AL,1,7,12,6
```

```

AL,2,8,13,7
AL,3,9,14,8
AL,4,10,15,9
AL,5,11,16,10
AL,12,18,23,17
AL,13,19,24,18
AL,14,20,25,19
AL,15,21,26,20
AL,16,22,27,21
AL,23,29,34,28
AL,24,30,35,29
AL,25,31,36,30
AL,26,32,37,31
AL,27,33,38,32
AL,34,40,45,39
AL,35,41,46,40
AL,36,42,47,41
AL,37,43,48,42
AL,38,44,49,43
!
!Especifica o material para os elementos da laje
TYPE, 1
MAT, 1
REAL,
ESYS, 0
SECNUM, 5
!*
! Parâmetros para divisão de elementos
!
FLST,5,5,4,ORDE,5
FITEM,5,1
FITEM,5,12
FITEM,5,23
FITEM,5,34
FITEM,5,45
CM,_Y,LINE
LSEL,, , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1, , ,5, , , , ,1
!*
FLST,5,15,4,ORDE,10
FITEM,5,2
FITEM,5,-4
FITEM,5,13
FITEM,5,-15
FITEM,5,24
FITEM,5,-26
FITEM,5,35
FITEM,5,-37
FITEM,5,46
FITEM,5,-48
CM,_Y,LINE
LSEL,, , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1, , ,8, , , , ,1
!*

```

```

FLST,5,5,4,ORDE,5
FITEM,5,5
FITEM,5,16
FITEM,5,27
FITEM,5,38
FITEM,5,49
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1, , ,4, , , , ,1
!*
FLST,5,24,4,ORDE,8
FITEM,5,6
FITEM,5,-11
FITEM,5,17
FITEM,5,-22
FITEM,5,28
FITEM,5,-33
FITEM,5,39
FITEM,5,-44
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
!*
LESIZE,_Y1, , ,30, , , , ,1
!*
! Geração da malha da laje
MSHAPE,0,2D
MSHKEY,1
!*
AMESH,ALL
!
! Geração da malha das longarinas e transversinas
!
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,7
FITEM,5,18
FITEM,5,29
FITEM,5,40
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , , 31, ,1
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,7
LMESH,18
LMESH,29
LMESH,40
!*
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,8

```

```

FITEM,5,19
FITEM,5,30
FITEM,5,41
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , 32, ,1
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,8
LMESH,19
LMESH,30
LMESH,41
!*
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,9
FITEM,5,20
FITEM,5,31
FITEM,5,42
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , 33, ,1
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,9
LMESH,20
LMESH,31
LMESH,42
!*
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,10
FITEM,5,21
FITEM,5,32
FITEM,5,43
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , 34, ,1
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,10
LMESH,21
LMESH,32
LMESH,43

```

```

!*
FLST,5,4,4,ORDE,2
FITEM,5,2
FITEM,5,-5
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , , 35, ,3
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,2
LMESH,3
LMESH,4
LMESH,5
!*
FLST,5,4,4,ORDE,2
FITEM,5,13
FITEM,5,-16
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , , 36, ,2
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,13
LMESH,14
LMESH,15
LMESH,16
!*
FLST,5,4,4,ORDE,2
FITEM,5,24
FITEM,5,-27
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , , 37, ,2
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,24
LMESH,25
LMESH,26
LMESH,27
!*
FLST,5,4,4,ORDE,2
FITEM,5,35

```

```

FITEM,5,-38
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , , 38, ,2
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,35
LMESH,36
LMESH,37
LMESH,38
!*
FLST,5,4,4,ORDE,2
FITEM,5,46
FITEM,5,-49
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
!*
!*
CMSEL,S,_Y1
LATT,2, ,2, , , 39, ,4
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
LMESH,46
LMESH,47
LMESH,48
LMESH,49
eplot
!*
!*
/SHRINK,0
/ESHAPE,1.0
/EFACET,1
/RATIO,1,1,1
/CFORMAT,32,0
/REPLOT
!*
!
! Condições de contorno
!
FLST,2,4,3,ORDE,2
FITEM,2,2
FITEM,2,-5
!*
/GO
DK,P51X, , , ,0,UY,UZ, , , , ,
FLST,2,4,3,ORDE,2
FITEM,2,26
FITEM,2,-29
!*
/GO
DK,P51X, , , ,0,UY, , , , ,

```

```

FLST,2,5,3,ORDE,5
FITEM,2,6
FITEM,2,12
FITEM,2,18
FITEM,2,24
FITEM,2,30
!*
/GO
DK,P51X, , , ,0,UX,ROTZ, , , ,
!
! Peso próprio dos elementos estruturais
!
ACEL,0,9.8,0,
!
! Peso dos elementos não estruturais
!
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,1.5
nplot
FLST,2,121,1,ORDE,9
FITEM,2,2
FITEM,2,7
FITEM,2,-36
FITEM,2,1055
FITEM,2,-1084
FITEM,2,2075
FITEM,2,-2104
FITEM,2,3095
FITEM,2,-3124
!*
/GO
F,P51X,FY,-1.425
ALLSEL,ALL
FLST,2,16,5,ORDE,8
FITEM,2,2
FITEM,2,-5
FITEM,2,7
FITEM,2,-10
FITEM,2,12
FITEM,2,-15
FITEM,2,17
FITEM,2,-20
/GO
!*
SFA,P51X,1,PRES,3.92
!
! Carga do veículo-tipo
!
! Carga móvel de 0 a 5 metros - F=94.875kN devido a junta
!
*do,i,1,5,0.5
  cor1z=(i-1)*0.5
  cor2z=cor1z+1.5
  cor3z=cor1z+3
  NSEL,S,LOC,Y,0
  NSEL,R,LOC,X,6.99
  NSEL,R,LOC,Z,cor1z
  F,all,FY,-94.875
  ALLSEL,ALL
  NSEL,S,LOC,Y,0

```

```

NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor2z
F,all,FY,-94.875
ALLSEL,ALL
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor3z
F,all,FY,-94.875
ALLSEL,ALL
lswrite,i
solve,
fdele,all
*end do
!
! Carga móvel de 5 a 25 metros - F=75.9kN
!
*do,i,11,45,0.5
cor1z=(i-1)*0.5
cor2z=cor1z+1.5
cor3z=cor1z+3
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor1z
F,all,FY,-75.9
ALLSEL,ALL
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor2z
F,all,FY,-75.9
ALLSEL,ALL
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor3z
F,all,FY,-75.9
ALLSEL,ALL
lswrite,i
solve,
fdele,all
*end do
!
! Carga móvel de 25 a 30 metros - F=94.875kN devido a junta
!
*do,i,51,55,0.5
cor1z=(i-1)*0.5
cor2z=cor1z+1.5
cor3z=cor1z+3
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor1z
F,all,FY,-94.875
ALLSEL,ALL
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor2z
F,all,FY,-94.875
ALLSEL,ALL
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,6.99
NSEL,R,LOC,Z,cor3z
F,all,FY,-94.875

```

```
ALLSEL,ALL
lswrite,i
solve,
fdele,all
*end do!
! Carga de multidão na pista de rolamento
!
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,Z,0,5
nplot
NSEL,R,LOC,X,1.5,7.9
nplot
FLST,2,609,1,ORDE,67
FITEM,2,2
FITEM,2,8
FITEM,2,-27
FITEM,2,187
FITEM,2,-194
FITEM,2,196
FITEM,2,-215
FITEM,2,232
FITEM,2,-251
FITEM,2,261
FITEM,2,-280
FITEM,2,290
FITEM,2,-309
FITEM,2,319
FITEM,2,-338
FITEM,2,348
FITEM,2,-367
FITEM,2,377
FITEM,2,-396
FITEM,2,406
FITEM,2,-425
FITEM,2,435
FITEM,2,-442
FITEM,2,444
FITEM,2,-463
FITEM,2,480
FITEM,2,-499
FITEM,2,509
FITEM,2,-528
FITEM,2,538
FITEM,2,-557
FITEM,2,567
FITEM,2,-586
FITEM,2,596
FITEM,2,-615
FITEM,2,625
FITEM,2,-644
FITEM,2,654
FITEM,2,-673
FITEM,2,683
FITEM,2,-690
FITEM,2,692
FITEM,2,-711
FITEM,2,728
FITEM,2,-747
FITEM,2,757
FITEM,2,-776
```

```
FITEM,2,786
FITEM,2,-805
FITEM,2,815
FITEM,2,-834
FITEM,2,844
FITEM,2,-863
FITEM,2,873
FITEM,2,-892
FITEM,2,902
FITEM,2,-921
FITEM,2,931
FITEM,2,-934
FITEM,2,936
FITEM,2,-955
FITEM,2,968
FITEM,2,-987
FITEM,2,997
FITEM,2,-1016
FITEM,2,1026
FITEM,2,-1045
/GO
!*
SF,P51X,PRES,7.906
ALLSEL,ALL
! elplot
eplot
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,Z,25,30
NSEL,R,LOC,X,1.5,7.9
nplot
FLST,2,609,1,ORDE,60
FITEM,2,3095
FITEM,2,3105
FITEM,2,-3124
FITEM,2,3275
FITEM,2,3285
FITEM,2,-3311
FITEM,2,3321
FITEM,2,-3340
FITEM,2,3350
FITEM,2,-3369
FITEM,2,3379
FITEM,2,-3398
FITEM,2,3408
FITEM,2,-3427
FITEM,2,3437
FITEM,2,-3456
FITEM,2,3466
FITEM,2,-3485
FITEM,2,3495
FITEM,2,-3515
FITEM,2,3525
FITEM,2,-3551
FITEM,2,3561
FITEM,2,-3580
FITEM,2,3590
FITEM,2,-3609
FITEM,2,3619
FITEM,2,-3638
FITEM,2,3648
```

```
FITEM,2,-3667
FITEM,2,3677
FITEM,2,-3696
FITEM,2,3706
FITEM,2,-3725
FITEM,2,3735
FITEM,2,-3755
FITEM,2,3765
FITEM,2,-3791
FITEM,2,3801
FITEM,2,-3820
FITEM,2,3830
FITEM,2,-3849
FITEM,2,3859
FITEM,2,-3878
FITEM,2,3888
FITEM,2,-3907
FITEM,2,3917
FITEM,2,-3936
FITEM,2,3946
FITEM,2,-3965
FITEM,2,3975
FITEM,2,-3995
FITEM,2,4005
FITEM,2,-4027
FITEM,2,4037
FITEM,2,-4056
FITEM,2,4066
FITEM,2,-4085
FITEM,2,4095
FITEM,2,-4114
/GO
!*
SF,P51X,PRES,7.906
ALLSEL,ALL
eplot
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,Z,5,25
NSEL,R,LOC,X,1.5,7.9
nplot
FLST,2,2349,1,ORDE,125
FITEM,2,7
FITEM,2,27
FITEM,2,-36
FITEM,2,195
FITEM,2,215
FITEM,2,-231
FITEM,2,251
FITEM,2,-260
FITEM,2,280
FITEM,2,-289
FITEM,2,309
FITEM,2,-318
FITEM,2,338
FITEM,2,-347
FITEM,2,367
FITEM,2,-376
FITEM,2,396
FITEM,2,-405
FITEM,2,425
```

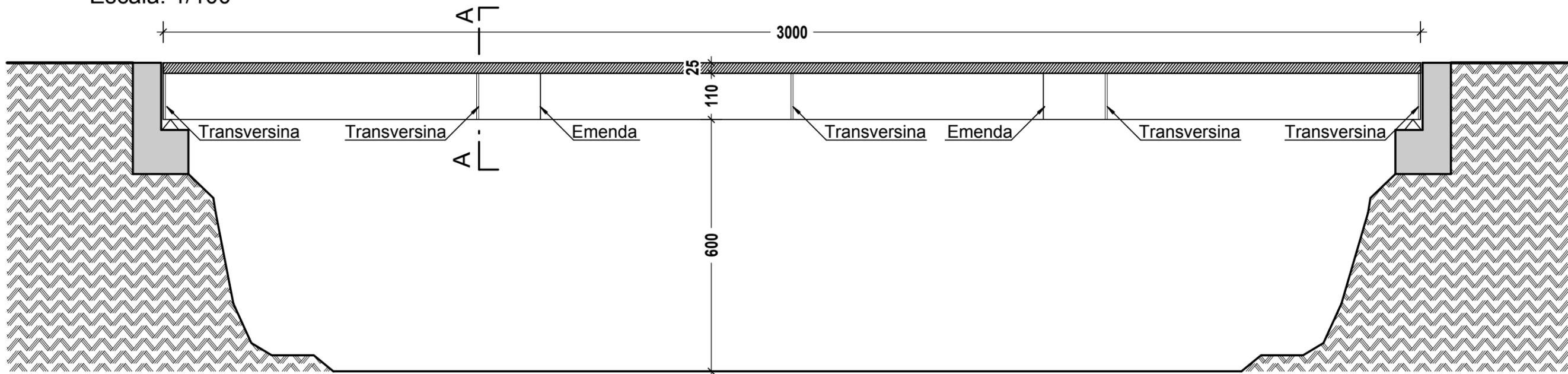
FITEM,2,-434
FITEM,2,443
FITEM,2,463
FITEM,2,-479
FITEM,2,499
FITEM,2,-508
FITEM,2,528
FITEM,2,-537
FITEM,2,557
FITEM,2,-566
FITEM,2,586
FITEM,2,-595
FITEM,2,615
FITEM,2,-624
FITEM,2,644
FITEM,2,-653
FITEM,2,673
FITEM,2,-682
FITEM,2,691
FITEM,2,711
FITEM,2,-727
FITEM,2,747
FITEM,2,-756
FITEM,2,776
FITEM,2,-785
FITEM,2,805
FITEM,2,-814
FITEM,2,834
FITEM,2,-843
FITEM,2,863
FITEM,2,-872
FITEM,2,892
FITEM,2,-901
FITEM,2,921
FITEM,2,-930
FITEM,2,935
FITEM,2,955
FITEM,2,-967
FITEM,2,987
FITEM,2,-996
FITEM,2,1016
FITEM,2,-1025
FITEM,2,1045
FITEM,2,-1084
FITEM,2,1235
FITEM,2,-2104
FITEM,2,2255
FITEM,2,-3094
FITEM,2,3096
FITEM,2,-3105
FITEM,2,3276
FITEM,2,-3285
FITEM,2,3312
FITEM,2,-3321
FITEM,2,3341
FITEM,2,-3350
FITEM,2,3370
FITEM,2,-3379
FITEM,2,3399
FITEM,2,-3408

FITEM,2,3428
FITEM,2,-3437
FITEM,2,3457
FITEM,2,-3466
FITEM,2,3486
FITEM,2,-3495
FITEM,2,3516
FITEM,2,-3525
FITEM,2,3552
FITEM,2,-3561
FITEM,2,3581
FITEM,2,-3590
FITEM,2,3610
FITEM,2,-3619
FITEM,2,3639
FITEM,2,-3648
FITEM,2,3668
FITEM,2,-3677
FITEM,2,3697
FITEM,2,-3706
FITEM,2,3726
FITEM,2,-3735
FITEM,2,3756
FITEM,2,-3765
FITEM,2,3792
FITEM,2,-3801
FITEM,2,3821
FITEM,2,-3830
FITEM,2,3850
FITEM,2,-3859
FITEM,2,3879
FITEM,2,-3888
FITEM,2,3908
FITEM,2,-3917
FITEM,2,3937
FITEM,2,-3946
FITEM,2,3966
FITEM,2,-3975
FITEM,2,3996
FITEM,2,-4005
FITEM,2,4028
FITEM,2,-4037
FITEM,2,4057
FITEM,2,-4066
FITEM,2,4086
FITEM,2,-4095
/GO
!*
SF,P51X,PRES,6.325
ALLSEL,ALL
!
! Carga no passeio
!
FLST,2,4,5,ORDE,4
FITEM,2,1
FITEM,2,6
FITEM,2,11
FITEM,2,16
/GO
!*

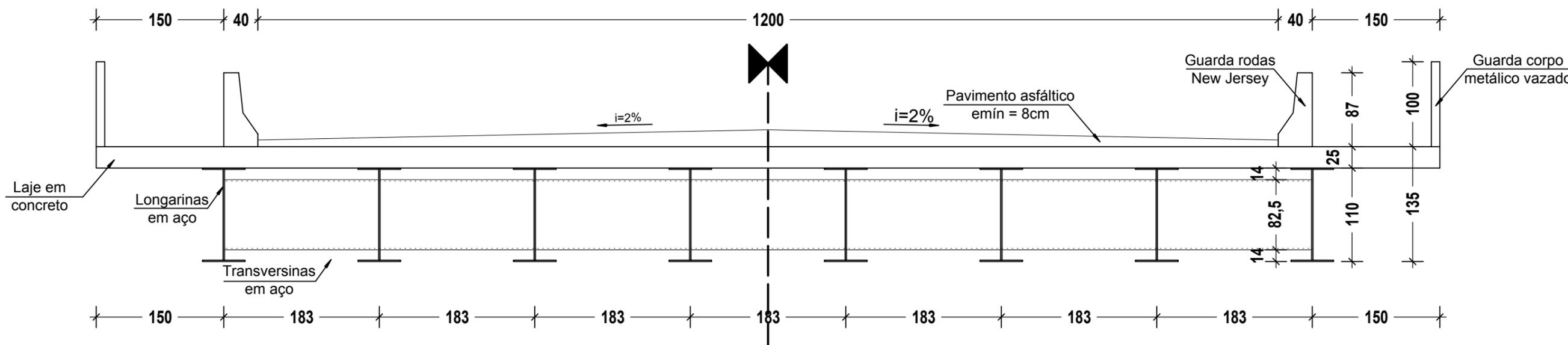
```
SFA,P51X,1,PRES,3
!
! Carga devido ao vento
!
FLST,2,4,4,ORDE,4
FITEM,2,6
FITEM,2,17
FITEM,2,28
FITEM,2,39
/GO
!*
SFL,P51X,PRES,9.633,
!
! Carga devido à frenagem e aceleração dos veículos
!
FLST,2,6,3,ORDE,2
FITEM,2,13
FITEM,2,-18
!*
/GO
/REPLOT,RESIZE
FLST,2,4,4,ORDE,2
FITEM,2,2
FITEM,2,-5
/GO
!*
SFL,P51X,PRES,21.09,
!
! Carga devido à variação de temperatura
!
FLST,2,1,3,ORDE,1
FITEM,2,26
!*
/GO
FK,P51X,FZ,-2449.487
FLST,2,3,3,ORDE,2
FITEM,2,27
FITEM,2,-29
!*
/GO
FK,P51X,FZ,-1856.133
FLST,2,1,3,ORDE,1
FITEM,2,26
!*
/GO
FK,P51X,MX,-1045.073
FLST,2,3,3,ORDE,2
FITEM,2,27
FITEM,2,-29
!*
/GO
FK,P51X,MX,-725.378
FINISH
/SOL
/STATUS,SOLU
SOLVE
```

APÊNDICE C – Vista lateral e seção transversal da ponte

Vista lateral
Escala: 1/100



Corte A-A
Seção transversal
Escala: 1/50



NOTAS

- 1) Dimensões em centímetros.
- 2) Concreto das peças pré-fabricadas fck = 45 MPa.

Trabalho de Diplomação
em Engenharia Civil

Autora:

Rebeca Jéssica Schmitz

Orientador:

Inácio Benvegnu Morsch

Desenho:

Vista lateral e seção transversal
da ponte



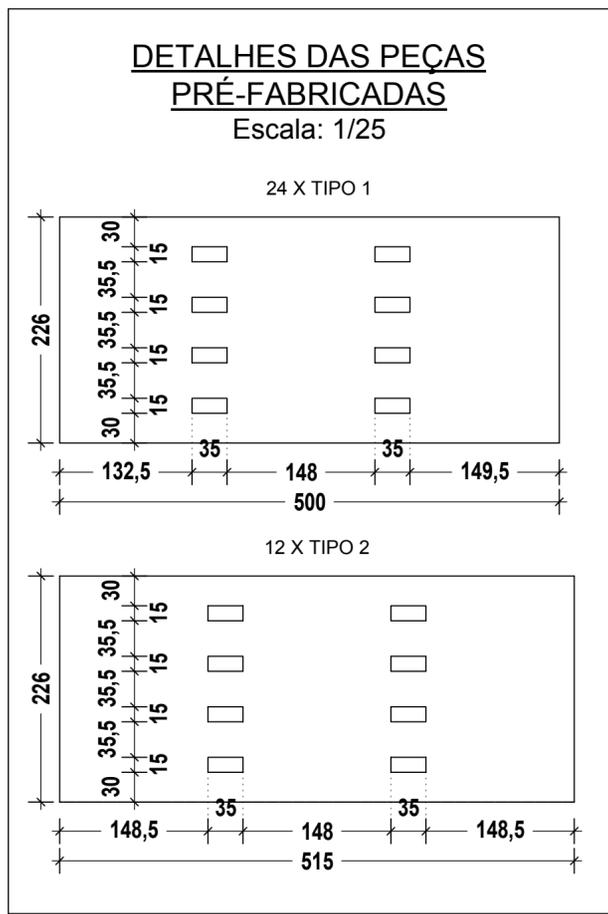
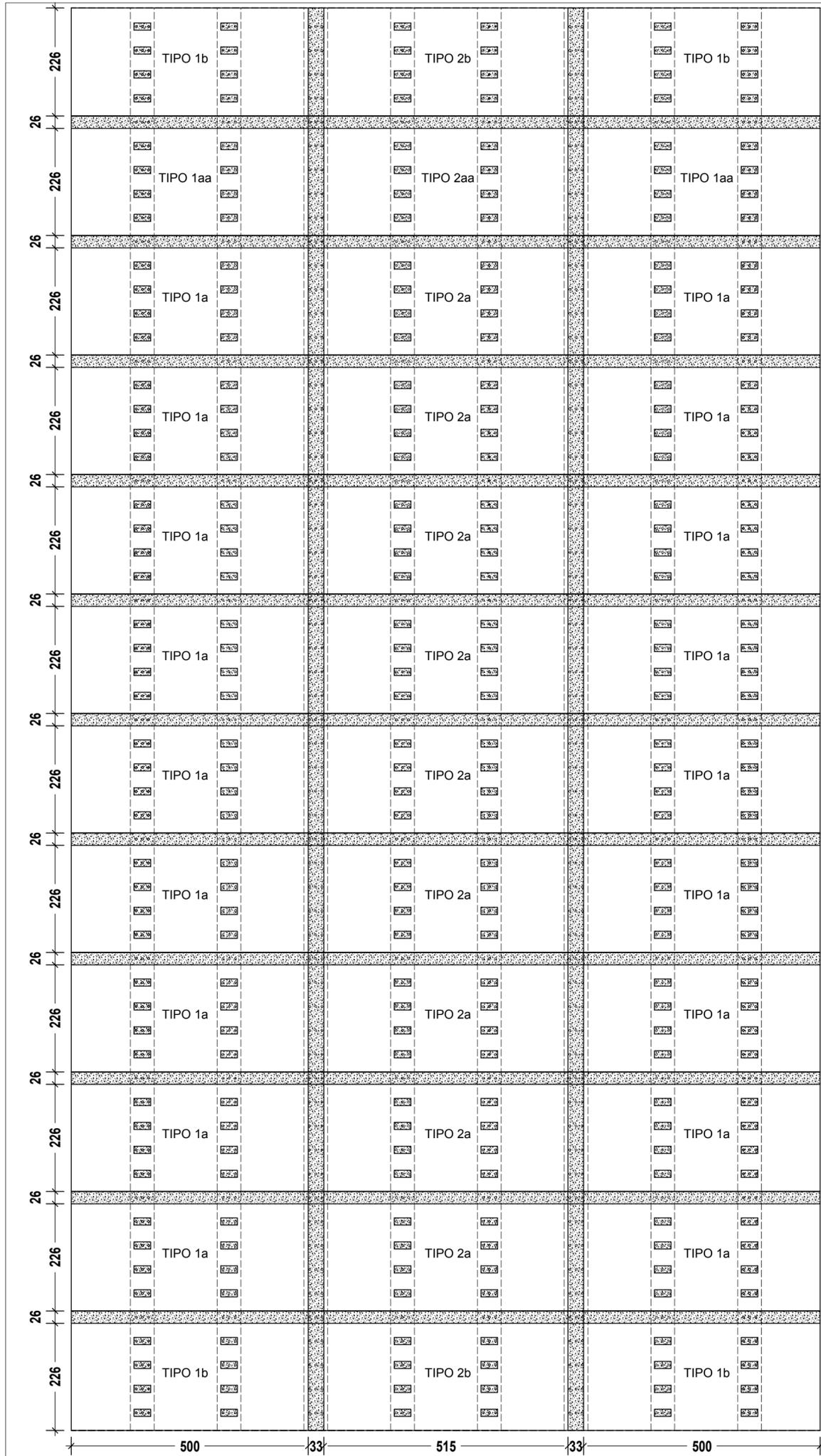
Escala:

indicada

Planta:

C1

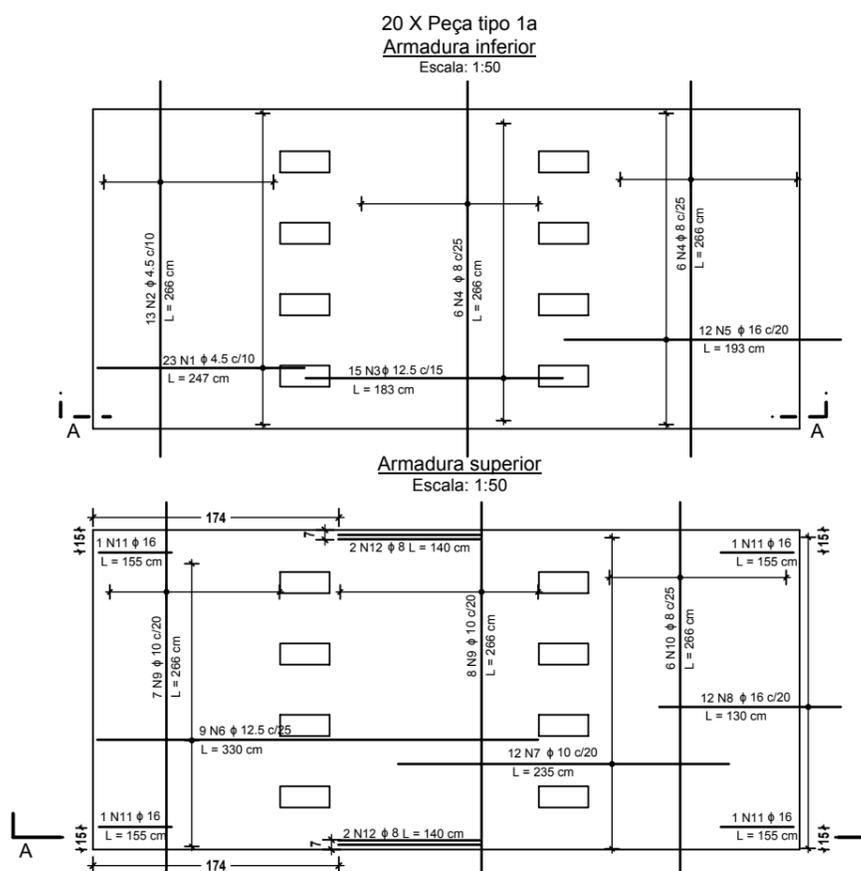
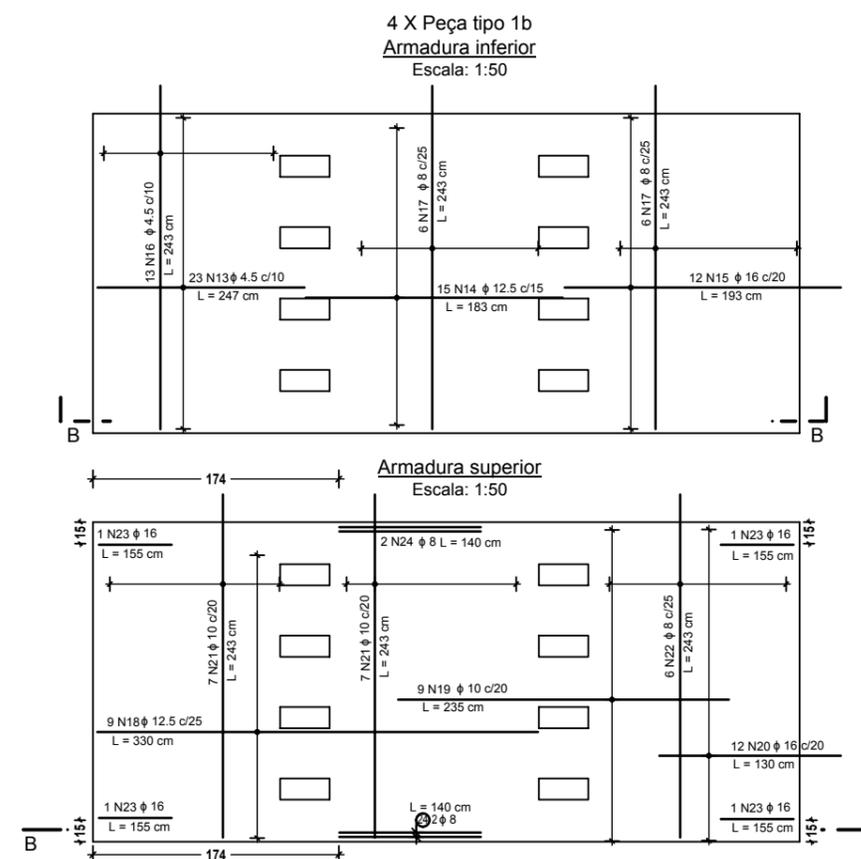
APÊNDICE D – Plantas de formas e de armaduras da laje



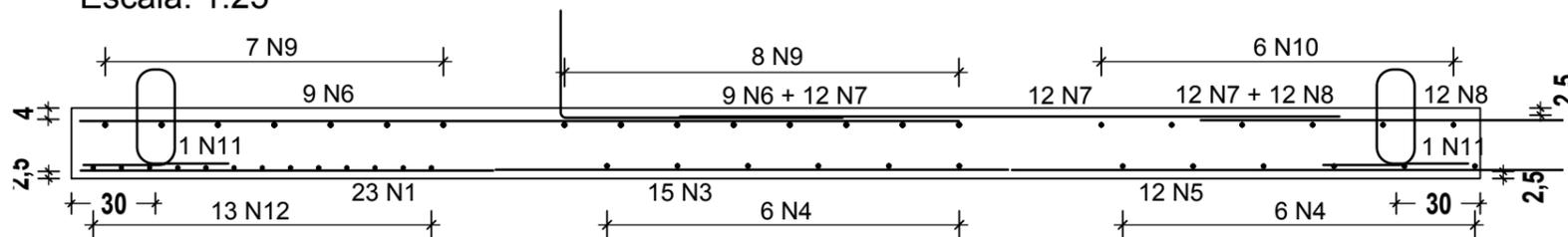
- NOTAS**
- 1) Dimensões em centímetros.
 - 2) Concreto das peças pré-fabricadas $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
 - 3) Região concretada no local, $f_{ck} \leq 45 \text{ MPa}$.
 - 4) As armaduras entre as peças tipo 1 e tipo 2 devem ser soldadas para garantir o traspasse.

Posição das peças pré-fabricadas
Escala: 1:75

Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil		 UFRGS UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Autora:	Rebeca Jéssica Schmitz	
Orientador:	Inácio Benvegno Morsch	Escala: indicada
Desenho:	Laje Planta de fôrmas	Planta: D1

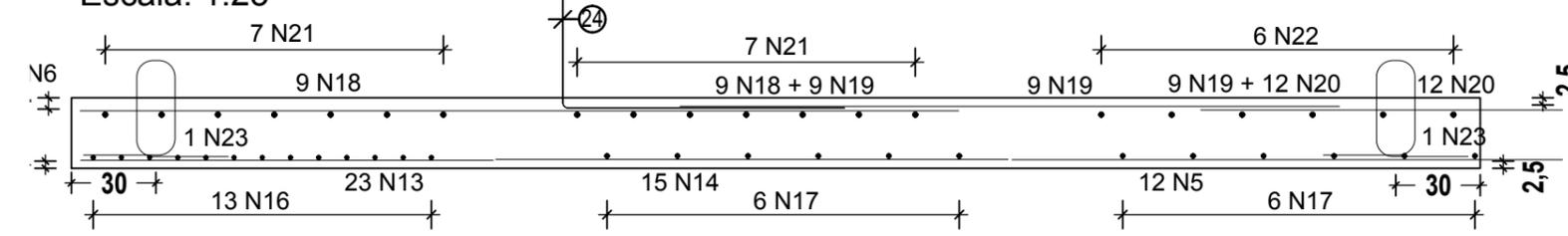


CORTE A-A
 Escala: 1:25



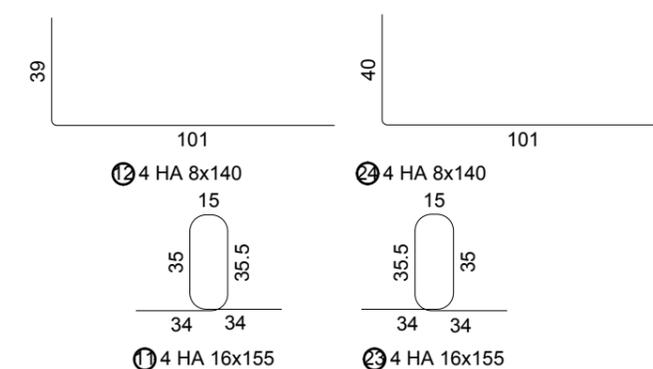
Atenção
 O cobrimento da armadura superior do balanço vale 4 centímetros.

CORTE B-B
 Escala: 1:25



Atenção
 O cobrimento da armadura superior do balanço vale 4 centímetros.

Detalhes das alças de içamento e das esperas dos guarda rodas:
 Escala: 1:25



LISTA DE FERROS

Pos.	Quant.	φ [mm]	Compr. unitário [m]	Detalhamento (s/ escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
1	460	4.5	1.45	147	676.00	150.07
2	260	4.5	2.65	266	692.00	153.62
3	300	12.5	1.85	183	549.00	487.51
4	240	8	2.65	266	638.00	252.01
5	240	16	1.95	197	473.00	747.34
6	180	12.5	3.15	313	563.00	499.94
7	240	10	2.35	235	564.00	347.99
8	240	16	1.30	130	312.00	492.96
9	300	10	2.65	266	798.00	492.37
10	120	8	2.65	266	319.00	126.01
11	80	16	1.55	35.5	124.00	195.92
12	80	8	1.40	38	112.00	44.24
13	92	4.5	1.45	147	135.20	30.01
14	60	12.5	1.85	183	109.80	97.50
15	48	16	1.95	197	94.60	149.47
16	52	4.5	2.45	243.5	126.60	28.11
17	48	8	2.45	243.5	116.80	46.14
18	36	12.5	3.15	313	112.60	99.99
19	48	10	2.35	235	112.80	69.60
20	48	16	1.30	130	62.40	98.59
21	56	10	2.45	243.5	136.40	84.16
22	24	10	2.45	243.5	58.40	36.03
23	16	16	1.55	35.5	24.80	39.18
24	16	8	1.40	40	22.40	8.85

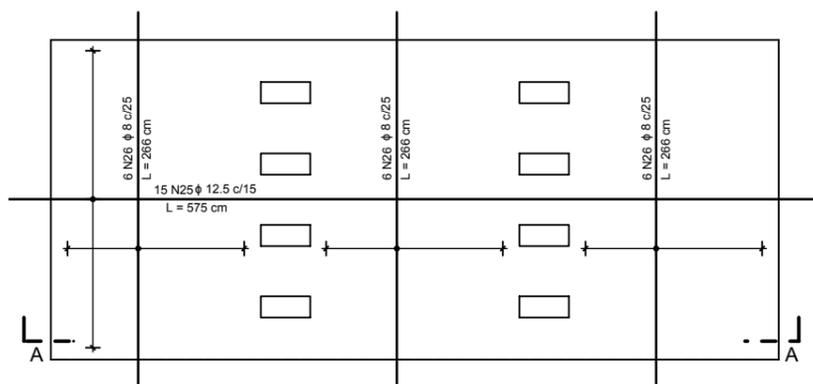
Peso total [kg] : 4777.61

NOTAS

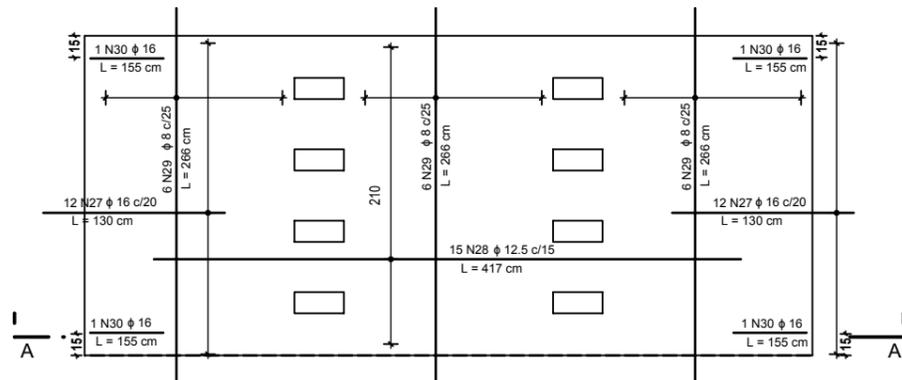
- 1) Dimensões em centímetros.
- 2) Concreto das peças pré-fabricadas = 45 MPa.
- 3) O cobrimento da armadura superior do balanço vale 4 centímetros.
- 4) O cobrimento nos demais locais vale 2,5 centímetros.
- 5) Alças de içamento: aço CA25.

Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil		 UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Autora: Rebeca Jéssica Schmitz		
Orientador: Inácio Benvegno Morsch		Escala: indicada
Desenho: Laje Armaduras peça pré-fabricada tipo 1		Planta: D2

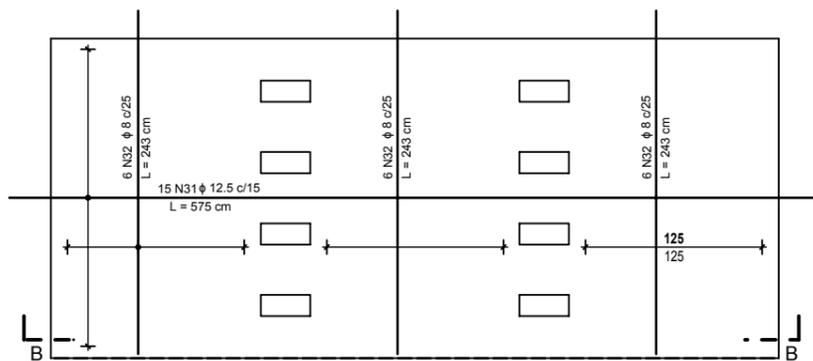
10 X Peça tipo 2a
Armadura inferior
Escala: 1:50



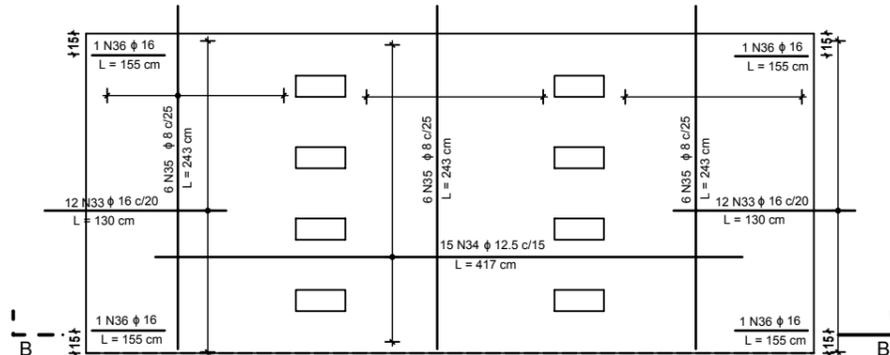
Armadura superior
Escala: 1:50



2 X Peça tipo 2b
Armadura inferior
Escala: 1:50

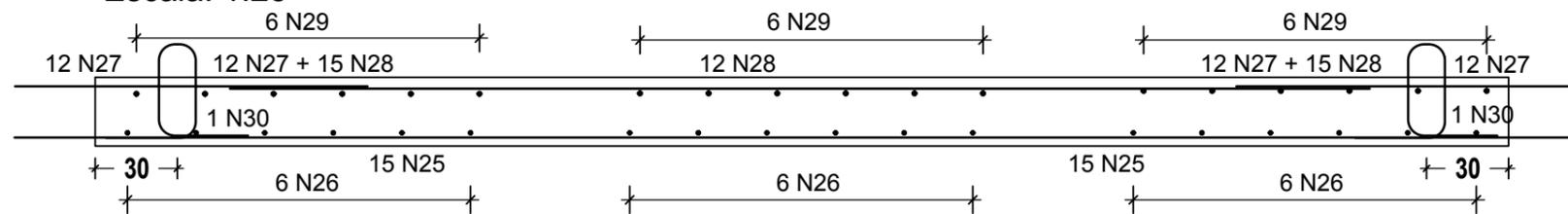


Armadura superior
Escala: 1:50



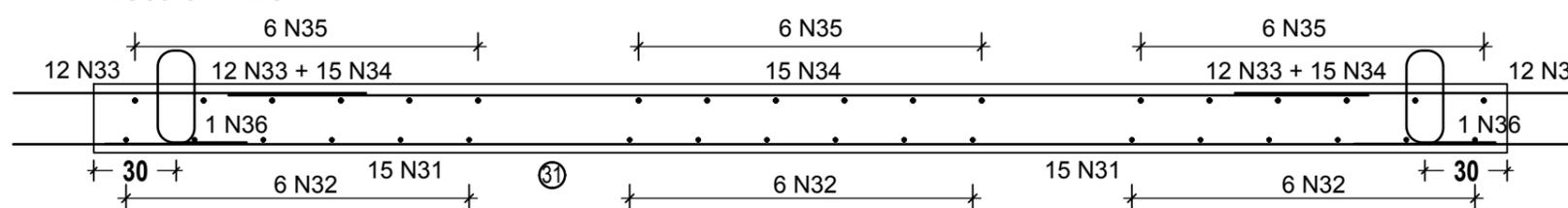
CORTE A-A

Escala: 1:25



CORTE B-B

Escala: 1:25

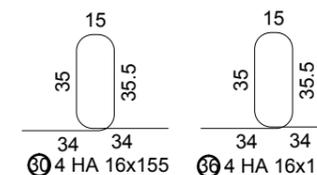


LISTA DE FERROS

Pos.	Quant.	Ø	Compr. unitário [m]	Detalhamento (s/ escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
25	15	12.5	5.75	575	86.25	76.59
26	18	8	2.65	266	47.85	18.90
27	24	16	1.30	130	31.20	49.30
28	15	12.5	4.15	415.5	62.50	55.50
29	18	10	2.65	266	47.85	29.52
30	4	16	1.55	35.5	6.20	9.80
31	15	12.5	5.75	575	86.25	76.59
32	18	8	2.45	243.5	43.80	17.30
33	24	16	1.30	130	31.20	49.30
34	15	12.5	4.15	415.5	62.50	55.50
35	18	10	2.45	243.5	43.80	27.02
36	4	16	1.55	35.5	6.20	9.80

Peso total [kg]: 475.12

Detalhe das alças de içamento:
Escala: 1:25



NOTAS

- 1) Dimensões em centímetros.
- 2) Concreto das peças pré-fabricadas = 45 MPa.
- 3) O cobrimento igual a 2,5 centímetros.
- 4) Alças de içamento: aço CA25.

Trabalho de Diplomação
em Engenharia Civil

Autora:

Rebeca Jéssica Schmitz

Orientador:

Inácio Benvegnu Morsch

Desenho:

Laje
Armaduras peça pré-fabricada tipo 2



Escala:

indicada

Planta:

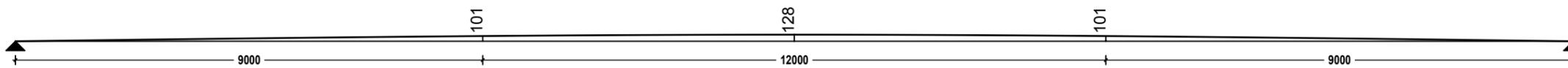
D3

APÊNDICE E – Plantas das vigas

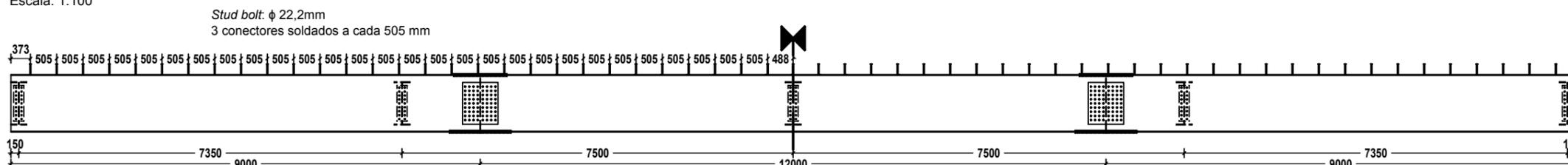
NOTAS

- 1) Dimensões em milímetros.
- 2) Aço das cantoneiras: A588.
- 3) Aço das demais peças: COR 500.
- 4) Ver detalhes das ligações na planta E2.

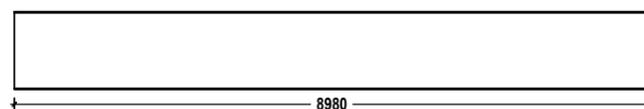
Diagrama de contra flecha
Escala: 1:100



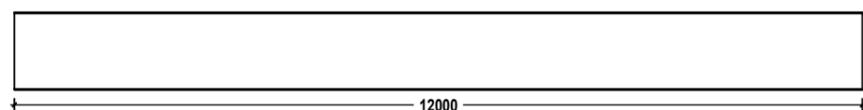
Longarina montada: 8x
Escala: 1:100



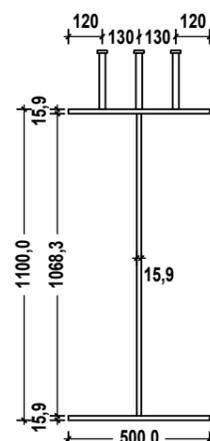
Trecho 1 e 3 da longarina
16 peças
Escala: 1:100



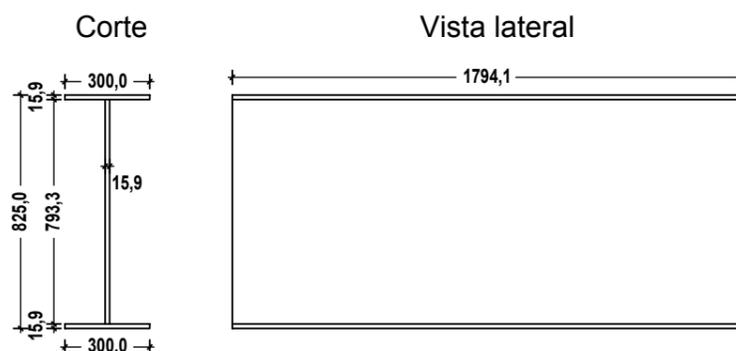
Trecho 2 da longarina
8 peças
Escala: 1:100



Detalhe da longarina
Escala: 1:25



Detalhe da transversina: 35 peças
Escala: 1:25



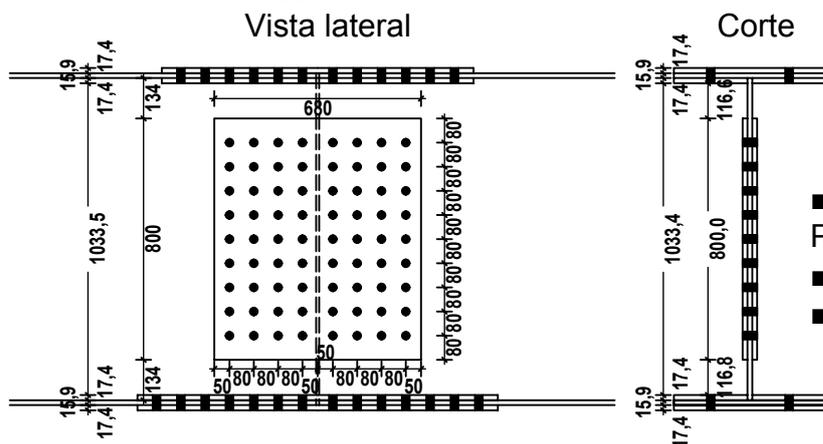
Detalhe stud bolt
Escala: 1:10



Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil		
Autora:	Rebeca Jéssica Schmitz	
Orientador:	Inácio Benvegnu Morsch	Escala: indicada
Desenho:	Vigas Longarinas e transversinas	Planta: E1

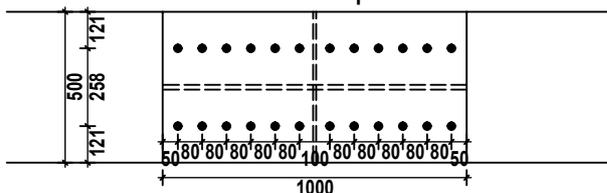
Detalhe da emenda nas longarinas: 16x

Escala: 1:25

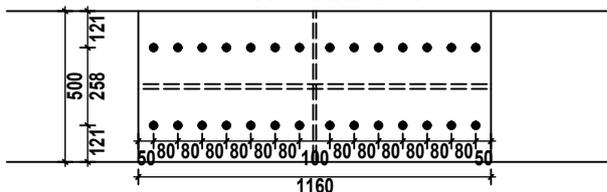


- Parafusos A325: ϕ 25,4mm
Protenção: 227kN
- Talas da mesa COR500: 17,4mm
- Talas da alma COR500: 15,9 mm

Vista superior



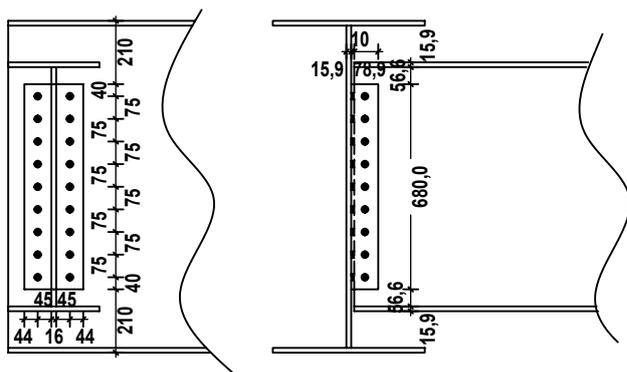
Vista inferior



Peças	Quantitativos
Talas exteriores das mesas superiores	16
Talas interiores das mesas superiores	32
Talas exteriores das mesas inferiores	16
Talas interiores das mesas inferiores	32
Talas das almas	32
Parafusos ϕ 25,4mm	1984
Cantoneiras	140
Parafusos ϕ 22,2mm	1890

Detalhe da ligação longarina-transversina: 70x

Escala: 1:25



- Parafusos A325: ϕ 22,2mm
Protenção: 176kN
- Cantoneira aço A588: 88,9 x 88,9 (mm)
espessura: 9,52 mm

<p>Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil</p>		 <p>UFRGS UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</p>
Autora:	<p>Rebeca Jéssica Schmitz</p>	
Orientador:	<p>Inácio Benvegnu Morsch</p>	
Desenho:	<p>Vigas Ligações</p>	
		<p>Escala:</p> <p style="text-align: center;">1:25</p>
		<p>Planta:</p> <p style="text-align: center;">E2</p>

ANEXO A – Catálogo dos aparelhos de apoio

CATÁLOGO TÉCNICO

8. Dimensões padronizadas para aparelhos fretados em conformidade com a Euronorma EN 1337

Dimensões a x b ou D (mm)	Espessuras (mm)						Número de camadas	
	Altura do Aparelho		Elastômero $\sum t_e$		Camadas de elastômero t_e	Chapas de Aço t_s	Min	Máx
	Min	Máx	Min	Máx				
100 x 150	30	41	16	24	8	3	2	3
100 x 200	30	41	16	24	8	3	2	3
150 x 200	30	52	16	32	8	3	2	4
φ 200	30	52	16	32	8	3	2	4
150 x 250	30	52	16	32	8	3	2	4
150 x 300	30	52	16	32	8	3	2	4
φ 250	30	52	16	32	8	3	2	4
200 x 250	41	74	24	48	8	3	3	6
200 x 300	41	74	24	48	8	3	3	6
200 x 350	41	74	24	48	8	3	3	6
φ 300	41	74	24	48	8	3	3	6
200 x 400	41	74	24	48	8	3	3	6
250 x 300	41	85	24	56	8	3	3	7
φ 350	41	85	24	56	8	3	3	7
250 x 400	41	85	24	56	8	3	3	7
300 x 400	57	105	36	72	12	4	3	6
φ 400	57	105	36	72	12	4	3	6
300 x 500	57	105	36	72	12	4	3	6
φ 450	57	105	36	72	12	4	3	6
300 x 600	57	105	36	72	12	4	3	6
350 x 450	57	121	36	84	12	4	3	7
φ 500	57	121	36	84	12	4	3	7
400 x 500	73	137	48	96	12	4	4	8
φ 550	73	137	48	96	12	4	4	8
400 x 600	73	137	48	96	12	4	4	8
450 x 600	73	153	48	108	12	4	4	9
φ 600	73	153	48	108	12	4	4	9
500 x 600	73	169	48	120	12	4	4	10
φ 650	73	169	48	120	12	4	4	10
600 x 600	94	199	64	144	16	5	4	9
φ 700	94	199	64	144	16	5	4	9
600 x 700	94	199	64	144	16	5	4	9
φ 750	94	199	64	144	16	5	4	9
700 x 700	94	220	64	160	16	5	4	10
φ 800	94	220	64	160	16	5	4	10
700 x 800	94	220	64	160	16	5	4	10
φ 850	94	220	64	160	16	5	4	10
800 x 800	110	260	80	200	20	5	4	10
φ 900	110	260	80	200	20	5	4	10
900 x 900	110	285	80	200	20	5	4	11

Outras dimensões e espessuras não constantes na tabela acima também são produzidas pela NEOPREX.

20

NEOPREX INDÚSTRIA E COMÉRCIO
Rua Icó, 60
07232-078 - Guarulhos - SP

Tel.: (11) 2412-7400
Fax: (11) 2412-2145
www.neoprex.com.br

