



PONTE SOBRE O RIO AMANDAÚ
LINHA BOA VISTA
FREISLEBEN





Sumário

1.	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	6
2.	MAPA DE LOCALIZAÇÃO	7
2.1.	LOCALIZAÇÃO DA CIDADE DE CÂNDIDO DE GODÓI.....	7
2.2.	LOCALIZAÇÃO DA OBRA.....	7
3.	ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA (ART).....	12
4.	DIRETRIZES BÁSICAS	13
5.	OBJETO E OBJETIVO	14
6.	MEMÓRIA DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	14
6.1.	DADOS UTILIZADOS NO CÁLCULO	14
6.2.	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PRINCIPAIS (LONGARINAS)	15
6.3.	LAJE DO TABULEIRO.....	19
6.4.	PRÉ-LAJES.....	23
6.5.	TRANSVERSINAS	23
6.6.	APARELHOS DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO.....	28
6.7.	TRAVESSAS.....	29
6.7.1.	TRAVESSA T1.....	29
6.7.2.	TRAVESSA T2.....	30
6.7.3.	<i>Esforços devido ao vento nas travessas</i>.....	30
6.8.	CORTINAS.....	38
6.9.	PILARES	41
6.10.	SAPATAS.....	45
7.	MODO DE EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS	46
7.1.	CANTEIRO DE OBRA	46
7.2.	LOCAÇÃO DA OBRA	46
7.3.	DEMOLIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO DENTRO DO RIO.....	47
7.4.	ESCAVAÇÃO E MOVIMENTO DE TERRA.....	47
7.5.	EXECUÇÃO DE ENSACADEIRA	47
7.6.	INFRAESTRUTURA.....	48



7.7.	MESOESTRUTURA E SEPRAESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO. ..	48
7.8.	SUPRAESTRUTURA PRÉ-MOLDADA.....	48
7.9.	MATERIAIS	49
7.9.1.	<i>Aparelhos de Apoio.....</i>	49
7.9.2.	<i>Concreto.....</i>	49
7.9.3.	<i>Aglomerante</i>	49
7.9.4.	<i>Agregados.....</i>	50
7.9.4.1.	Agregado Miúdo	50
7.9.4.2.	Agregado Graúdo	50
7.9.4.3.	Pedra de mão	51
7.9.4.4.	Água.....	51
7.10.	EQUIPAMENTO	51
7.11.	CONTROLE TECNOLÓGICO.....	53
7.12.	ADITIVOS DE CONCRETO	53
7.13.	TRANSPORTE	54
7.14.	LANÇANDO	54
7.15.	VIBRAÇÃO.....	54
7.16.	CURA	54
7.17.	FORMAS	55
7.18.	ARMADURAS	56
8.	OBRIGAÇÕES DA CONTRATADA	57
8.1.	ANOTAÇÕES DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA (ART)	57
8.2.	PLACA DE OBRA	57
8.3.	DIÁRIO DE OBRA	57
8.4.	CONTROLE TECNOLÓGICO.....	58
8.4.1.	<i>Ensaio concreto.....</i>	58
8.5.	RESPONSABILIDADE DA CONTRATADA.....	59
9.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	60
9.1.	MODIFICAÇÕES DO PROJETO	60
9.2.	PLANEJAMENTO DE EXECUÇÃO E CONTROLE DA OBRA (PECO)	60
10.	ATIVIDADES COMPLEMENTARES.....	61
10.1.	PARALIZAÇÃO TEMPORÁRIA DAS OBRAS	61



10.2.	ROTAS DE TRÁFEGO DE VEÍCULOS DA OBRA.....	62
10.3.	TRANSPORTES DE CARGA.....	62
10.4.	RECEBIMENTO E INSPEÇÃO DE PEÇAS PRÉ-MODADAS.....	62
10.5.	DESCARGA E MANUSEIO DAS PEÇAS.....	63
10.6.	ESTOCAGEM DAS PEÇAS.....	63
10.7.	OPERAÇÃO DE MAQUINARIA E EQUIPAMENTOS.....	63
10.8.	PRÁTICAS DE SEGURANÇA.....	63
11.	EDUCAÇÃO AMBIENTAL DOS TRABALHADORES E CÓDIGO DE CONDOTA NA OBRA	64
12.	MEMORIAL DE CÁLCULO DE QUANTIDADES DE MATERIAIS.....	66
13.	SIGLAS.....	70
14.	REFERÊNCIAS.....	71
15.	ANEXOS	72
15.1.	ORÇAMENTO SINTÉTICO	72
15.2.	CRONOGRAMA FÍSICO E FINANCEIRO.....	72
15.3.	PLANILHA DE BDI.....	72
15.4.	SONDAGEM	72
15.5.	PROJETO PLANIALTIMÉTRICO.....	72
15.5.1.	FOLHA 01/01: FREISLEBEN-TOP-PR-001-LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO DAS CABECEIRAS REMANESCENTES MAIO.2024	72
15.6.	PROJETO ARQUITETÔNICO	72
15.6.1.	FOLHA 01/01: FREISLEBEN-ARQ-PR-001-PROJETO ARQUITETÔNICO	72
15.7.	PROJETO DE CONCRETO ARMADO	72
15.7.1.	FOLHA 01/08: FREISLEBEN-CAR-PR-001-LOCAÇÃO DOS CHUMBADORES, PILARES E SAPATAS.....	73
15.7.2.	FOLHA 02/08: FREISLEBEN -CAR-PR-002-FÔRMAS DA INFRAESTRUTURA E MESOESTRUTURA	73
15.7.3.	FOLHA 03/08: FREISLEBEN -CAR-PR-003-FÔRMAS DA SUPERESTRUTURA.....	73
15.7.4.	FOLHA 04/08: FREISLEBEN -CAR-PR-004-VISTAS E CORTES.....	73

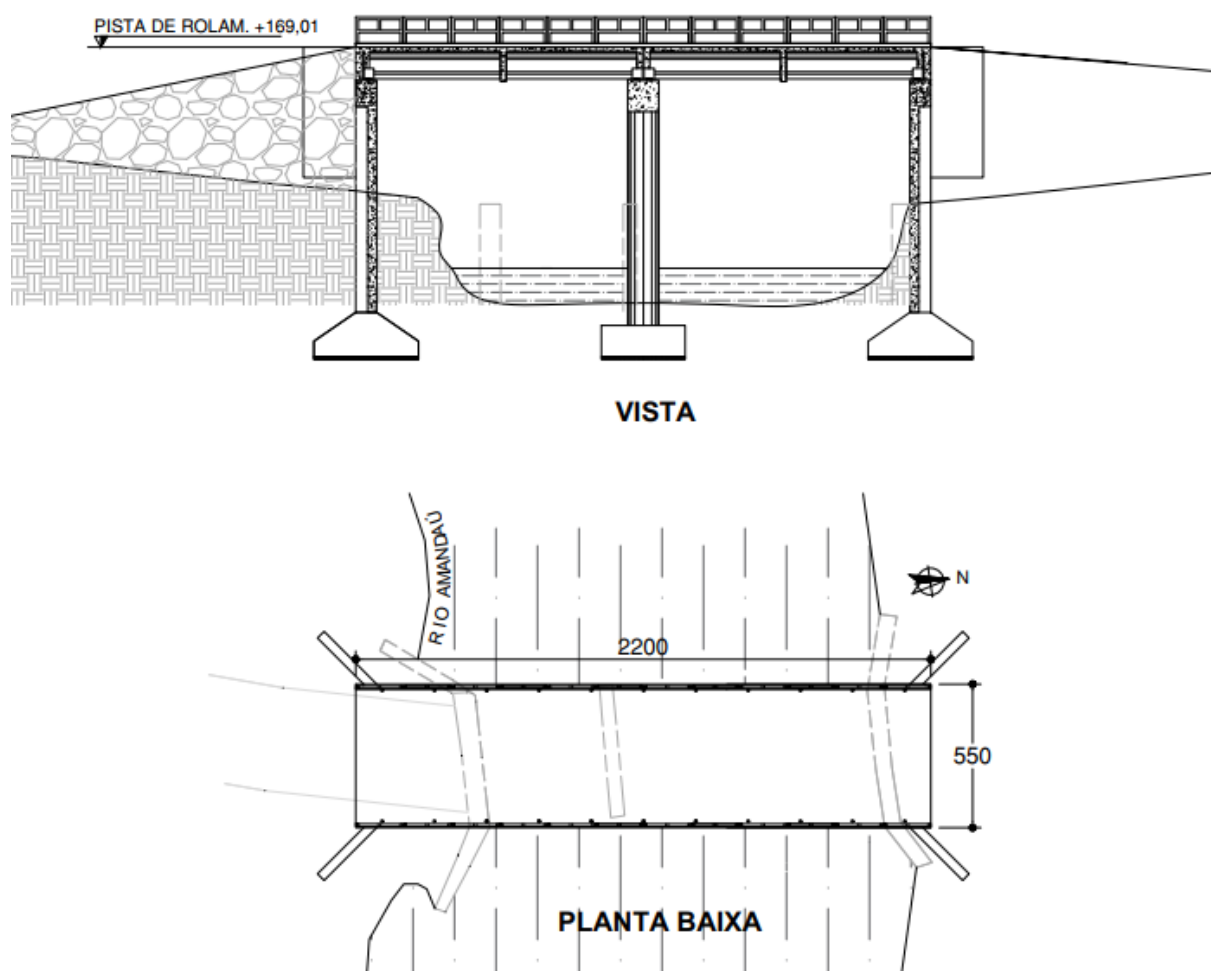


15.7.5. FOLHA 05/08: FREISLEBEN -CAR-PR-005-ARMADURAS PARA SAPATAS, PILARES E CORTINAS.....	73
15.7.6. FOLHA 06/08: FREISLEBEN -CAR-PR-006-ARMADURA PARA TRAVESSAS E TRANSVERSINAS	73
15.7.7. FOLHA 07/08: FREISLEBEN -CAR-PR-007-FÔRMAS E ARMADURAS PARA VIGAS E LONGARINAS.....	73
15.7.8. FOLHA 08/08: FREISLEBEN -CAR-PR-008-FÔRMAS E ARMADURA PARA LAJE E GUARDA-CORPO.....	73
16. RESPONSÁVEIS TÉCNICOS.....	73

1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Este projeto executivo se refere a melhorias necessárias à reconstrução da obra de arte especial localizada no município de Cândido de Godói, tendo em vista os problemas ocasionados pelo elevado índice pluviométrico no ano de 2023 no estado de Rio Grande do Sul (RS).

Figura 1: Concepção de projeto



Fonte: Autor (2024)

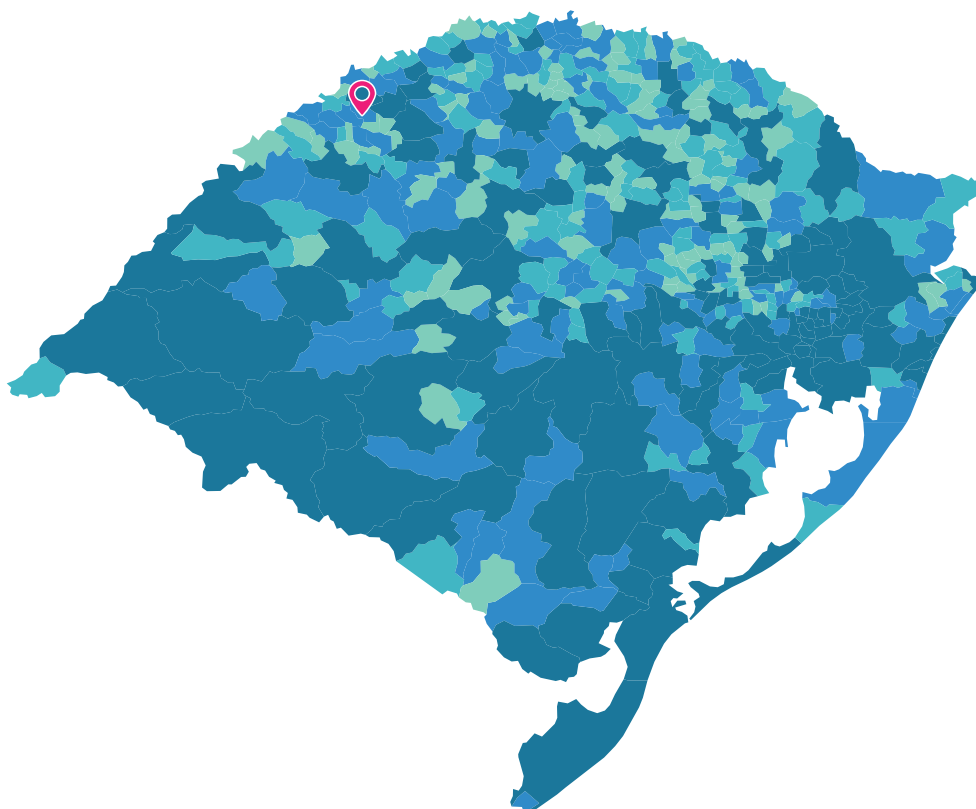


2. MAPA DE LOCALIZAÇÃO

2.1. LOCALIZAÇÃO DA CIDADE DE CÂNDIDO DE GODÓI

A Obra fica localizada no município de Cândido de Godói no Estado Do Rio Grande do Sul.

Figura 2: Localização do Município de Cândido de Godói -RS



Fonte: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE)

2.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Coordenadas Geográficas:

Longitude: -54.7375716399

Latitude: -27.8658648828



As fotos a seguir apresentam a localização por meio de imagens retiradas do Google Earth e situação atual do local.

Link com a localização: <https://maps.app.goo.gl/ACJjZE7jqGWvVUK8A>

Figura 3: Localização da Ponte Freisleben



Fonte: Google Earth



Figura 4: Situação Atual da Ponte Freisleben



Fonte: Agrícola Pampeana

Figura 5: Situação Atual da Ponte Freisleben



Fonte: Autor (2024)



Figura 6: Situação Atual da Ponte Freisleben



Fonte: Prefeitura Municipal Cândido de Godói

Figura 7: Situação Atual da Ponte Freisleben



Fonte: Prefeitura Municipal Cândido de Godói



Figura 8: Situação Atual da Ponte Freisleben



Fonte: Prefeitura Municipal Cândido de Godói



3. ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA (ART)



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Santa Catarina

CREA-SC



ART OBRA OU SERVIÇO
25 2024 9349887-0

Inicial
Individual

1. Responsável Técnico		RNP: 2500959066 Registro: 008463-3-SC	
CLOVIS DOBNER Título Profissional: Engenheiro Civil Engenheiro de Segurança do Trabalho		Registro: 161874-0-SC	
Empresa Contratada: STAHLSEG ENGENHARIA ESTRUTURAL E DE SEGURANCA			
2. Dados do Contrato			
Contratante: MUNICIPIO DE CÂNDIDO GODÓI - RS Endereço: rua Liberto Salzano Complemento: Cidade: CÂNDIDO GODÓI Valor: R\$ 89.800,00 Contrato: N°49/2024		CPF/CNPJ: 30.943.177/0001-92 Nº: 387 CEP: 96970-000	
Celebrado em: 08/05/2024		Vinculado à ART:	
Ação Institucional: Tipo de Contratante: Pessoa Jurídica de Direito Público		Bairro: centro UF: RS	
3. Dados Obra/Serviço			
Proprietário: MUNICIPIO DE CÂNDIDO GODÓI - RS Endereço: rio amandaú Complemento: Cidade: CÂNDIDO GODÓI Data de início: 12/05/2024 Finalidade:		CPF/CNPJ: 30.943.177/0001-92 Nº: 0 CEP: 96970-000	
Previsão de Término: 26/06/2024		Coordenadas Geográficas:	
Código:		Bairro: Linha Boa Vista UF: RS	
4. Atividade Técnica			
Análise	Projeto	Orçamento	Memorial Descritivo
Ponte em Concreto	Dimensão do Trabalho:	396,00	Metro(s) Quadrado(s)
Análise	Projeto	Orçamento	Memorial Descritivo
Ponte em Concreto	Dimensão do Trabalho:	72,00	Metro(s)
Análise	Orientação	Dimensão do Trabalho:	396,00
Serviço topografico Planialtimétrico	Dimensão do Trabalho:	396,00	Metro(s) Quadrado(s)
Análise	Orientação	Especificação	396,00
Sondagem	Dimensão do Trabalho:	396,00	Metro(s) Quadrado(s)
Dimensionamento	Estudo de Viabilid. Téc.	Mensuração	72,00
Ponte em Concreto	Dimensão do Trabalho:	72,00	Metro(s)

5. Observações	6. Declarações	9. Assinaturas
Projeto de infra, meio e superestrutura de pontes em concreto armado , incluindo levantamento planialtimétrico das cabeceiras, sondagem spt, levantamento de quantitativos, orçamentos e memoriais	Acessibilidade: Declaro que na(s) atividade(s) registrada(s) nesta ART foram atendidas as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas de acessibilidade da ABNT, na legislação específica e no Decreto Federal n. 5.296, de 2 de dezembro de 2004.	Declaro serem verdadeiras as informações acima. JOINVILLE - SC, 26 de Junho de 2024
7. Entidade de Classe	8. Informações	
AJECI - 34	A ART é válida somente após o pagamento da taxa. Situação do pagamento da taxa da ART em 26/06/2024: TAXA DA ART A PAGAR Valor ART: R\$ 262,55 Data Vencimento: 08/07/2024 Registrada em: 26/06/2024 Valor Pago: Data Pagamento: Nosso Número: 14002404000281136 A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-sc.org.br/art . A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual. Esta ART está sujeita a verificações conforme disposto na Súmula 473 do STF, na Lei 9.784/99 e na Resolução 1.025/09 do CONFEA.	CLOVIS DOBNER 218.716.989-87

www.crea-sc.org.br
Fone: (48) 3331-2000

falecom@crea-sc.org.br
Fax: (48) 3331-2107



Contratante: MUNICIPIO DE CÂNDIDO GODÓI - RS
30.943.177/0001-92



4. DIRETRIZES BÁSICAS

Os serviços deverão ser executados de acordo com as normas da ABNT e obedecer às plantas, desenhos e detalhes contido no projeto executivo, em especial as normas descritas abaixo:

NBR – 5738/2008: MOLDAGEM E CURA DE CORPOS DE PROVA DE CONCRETO, CILÍNDRICOS OU PRISMÁTICOS;

NBR – 5739/2007: ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO;

NBR – NM 33/1998: AMOSTRAGEM DE CONCRETO FRESCO;

NBR – 6118/2007: PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO E EMENDA NBR – 6.118 DE 21/05/2007;

NBR – 6122/1996: PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES;

NBR – 7212/1984: EXECUÇÃO DE CONCRETO DOSADO EM CENTRAL;

NBR – 7223/1992: CONCRETO – DETERMINAÇÃO DA CONSISTÊNCIA PELO ABATIMENTO DO TRONCO DE CONE;

NBR – 7187/2003: PROJETO E EXECUÇÃO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO.

NBR – 7188/1984: CARGA MÓVEL EM PONTE RODOVIÁRIA E PASSARELA DE PEDESTRES;

NBR – 7480/1996: BARRAS E FIOS DE AÇO DESTINADOS A ARMADURAS PARA CONCRETO ARMADO;

NBR – 7481/1990: TELAS DE AÇO SOLDADAS PARA ARMADURA DE CONCRETO;

NBR – 8.681/2003: AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS – PROCEDIMENTOS;

NBR – 9.062/2006: PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO;

NBR – 12654/1992: CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO;

NR – 18: CONDIÇÕES E MEIO AMBIENTE DE TRABALHO NA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO;

NBR - 6123/1988 – FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES - PROCEDIMENTO;



5. OBJETO E OBJETIVO

O objeto deste documento é abordar as diretrizes executivas para a construção da Ponte em estrutura mista sobre o Rio Amandaú, situada entre o Município de Cândido de Godói e o Município de Santo Cristo. O propósito é fornecer uma descrição dos procedimentos a serem seguidos durante a execução, em conformidade com as normas vigentes e as melhores práticas técnicas.

Neste sentido, estas especificações técnicas têm por finalidade fornecer informações às CONTRATADAS que permitam a execução da obra conforme recomendações a serem observadas.

6. MEMÓRIA DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O presente memorial de dimensionamento dos elementos estruturais é parte integrante do projeto para execução da Ponte sobre o Rio Amandaú, na Linha Boa Vista, na localidade denominada Freisleben pertencente ao município de Cândido Godói, na divisa com o município de Santo Cristo no estado do Rio Grande do Sul. Foi elaborado em conformidade estrita com as normas técnicas brasileiras vigentes, assegurando a qualidade e a segurança da estrutura proposta.

A obra será destinada para cargas da Classe VDT 45 (NBR Nº. 7.188/1984) com comprimento total de 22,0m e largura total de 5,5m. A pista de rolamento possui guarda rodas em toda a extensão da obra.

6.1. DADOS UTILIZADOS NO CÁLCULO

Peso específico do concreto: 2,5 tf/m³;

Peso específico do solo úmido: 1,8 tf/m³;

Concreto com resistências características a compressão fck (28dias) = 30 Mpa

Aço CA-50 e CA-60.



6.2. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PRINCIPAIS (LONGARINAS)

As cargas móveis podem ocupar qualquer posição sobre o tabuleiro da ponte. Assim, para cada longarina, é necessário procurar a posição do carregamento que provoque a máxima solicitação em cada uma das seções de cálculo.

Adota-se o conceito de trem-tipo.

Denomina-se trem-tipo de uma longarina o quinhão de carga produzido na mesma pelas cargas móveis de cálculo, colocadas na largura do tabuleiro, na posição mais desfavorável para a longarina em estudo.

Nessas condições, o trem-tipo é o carregamento de cálculo de uma longarina levando-se em consideração a geometria da seção transversal da ponte, como, por exemplo, o número e espaçamento das longarinas e a posição da laje do tabuleiro.

O trem-tipo, suposto constante ao longo da ponte, pode ocupar qualquer posição na direção longitudinal. Assim, para cada seção da viga estudada, é necessário determinar as posições do trem-tipo que produzem valores extremos das solicitações.

Nos casos mais gerais, empregam-se as linhas de influência, diagramas que permitem definir as posições mais desfavoráveis do trem-tipo e calcular as respectivas solicitações.

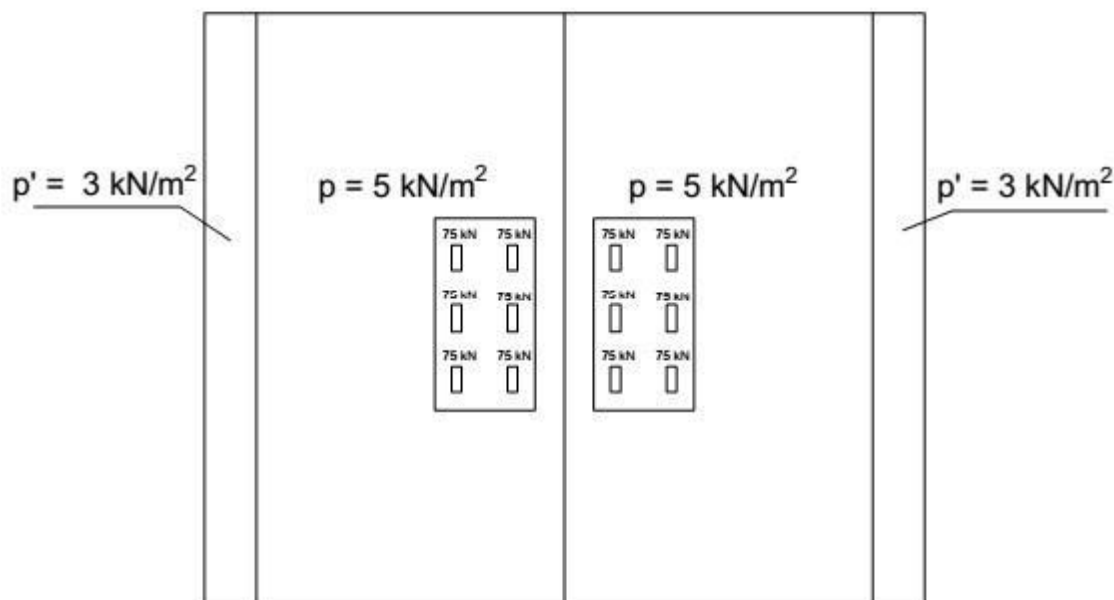
Com os valores extremos das solicitações, calculados nas diversas seções de cálculo da viga, é possível traçar as envoltórias de solicitações da carga móvel.

Como os valores das envoltórias são determinados para as situações mais desfavoráveis das cargas, quaisquer outras posições do carregamento produzirão solicitações menores.

Assim, se a longarina for dimensionada para os valores das envoltórias, sua segurança fica garantida para qualquer posição da carga móvel.

A ponte é da classe 45, logo deve ser empregado para cálculo do trem-tipo o veículo tipo especificado pela NBR - 7.188/1984.

A ponte é constituída por três vigas longarinas apoiadas nas travessas. Abaixo apresentamos o trem-tipo de norma, mas foi adotado a carga de multidão de $0,5 \text{ kN/m}^2$ em toda a pista de rolamento.



Carga móvel TB-45 na pista e carga de multidão na pista e passeio

Projetou-se apenas uma viga principal (longarina) V1 adotando-se a maior solicitação.

Esforços solicitantes nas vigas longarinas:

Peso próprio da laje + pré laje + previsão de 8 cm de camada asfáltica para futura proteção da laje: $q=1,50$ tf/m de viga;

Peso próprio da viga principal = $0,71$ tf/m;

Peso das transversinas e guarda-rodas = $0,20$ tf/m.

Carga de multidão na pista: $0,5$ tf/m²;

Cargas por roda do trem tipo = $7,5$ tf;

Cálculo do coeficiente de impacto $\phi=1,4$

Somando-se as solicitações devido ao peso próprio com as provocadas pelas cargas móveis, já acrescidas do efeito de impacto, obtêm-se os seguintes valores de momento fletor nas condições mais desfavoráveis:

Vigas Longarinas V1 (6 unidades): $M_k = 112,00$ tf.m

No dimensionamento das longarinas ao cortante será efetuada a seguinte marcha de cálculo para determinação do esforço cortante (V_k) máximo considerando os esforços majorados para estribos da longarina:

- Esforço cortante solicitante na viga;
- Força cortante relativa à biela comprimida do concreto;



- Máxima força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura da diagonal tracionada;

- Determinação da parcela do esforço cortante que é absorvido pela armadura;

Os valores de V_k para determinação dos estribos das vigas longarinas são:

Vigas Longarinas V1 – Trecho1: $V_k = 42.460,00$ tf.

Vigas Longarinas V1 – Trecho2: $V_k = 35.520,00$ tf.

Vigas Longarinas V1 – Trecho3: $V_k = 29.350,00$ tf.

A seguir apresentamos o dimensionamento a flexão e esforço cortante:

Caracterização		
(f_{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm^2)	300,00	30,0 MPa
(b_w) -Largura do elemento estrutural (cm)	38,00	
(b_{w2}) -Largura de corte (cm)	18,00	
(h) -Altura do elemento estrutural de cálculo (cm)	120,00	
(A_c) -Área de Concreto (cm^2)	4.560,00	$A_c = b_w * h$
(c) -Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d) -Altura Útil (cm)	117,00	$d = h - c$
(M_{lim}) - Momento limite máximo (tf . m)	400,14	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M_k) - Momento máximo (tf . m)	112,00	
(M_d) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	156,80	$M_{d+} = 1,4 * M_{k+}$
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,39	1,0 até 1,3 - Armadura Dupla
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,39	< 1,0 - Armadura Simples
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f_{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t_{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm^2)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(U) - Parâmetro U	0,16549	$U = M_d \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro Σ	0,22758	$\Sigma = 1,25 * (1 - 2 * U)^{1/2}$
(A_s) -Armadura à flexão (cm^2)	36,03	$A_s = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{yd}$
(A_{smin}) -Armadura de flexão mínima (cm^2/m)	10,49	$A_{smin} = 0,0023 * b_w * h$
$(A_{s\dot{a}dot})$ -Armadura à flexão adotada - 12 $\varnothing$ 20,0	37,68	$A_{s\dot{a}dot} = 12 * 3,14$
(P_{ef}) -Taxa de Armadura (%)	0,83	$P_{ef} = A_{s\dot{a}dotado} \div A_c * 100$
3- Dimensionamento ao Cisalhamento		
Trecho 1		
(V_k) - Esforço Cortante - (kgf)	42.460,00	
(V_d) - Esforço Cortante de Cálculo - (kgf)	59.444,00	$(V_d) = V_k * 1,4$



(T_{wd}) - Tensão Convencional de Cisalhamento (kgf/cm ²)	28,23	$T_{wd}=V_d \div (b_{w2} * d)$
(T_{wu}) Tensão de Cisalhamento Limite (kgf/cm ²)	50,91	$T_{wu}=0,27*(1-f_{ck} \div 2500)*(f_{ck} \div 1,4)$
(T_c) Tensão de Cisalhamento (kgf/cm ²)	18,72	$T_c=0,09*(f_{ck} \div 1,4)^{2/3}$
(T_d) Tensão de Calculo da armadura (kgf/cm ²)	10,56	$T_d=1,11*(T_{wd} - T_c)$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(A_{sw}) - Armadura de Cisalhamento (cm ² /m)	8,74	$A_{sw}=100 * b_{w2} * T_d \div F_{yd} * 2$
($A_{swad.}$) - Armadura de cisalhamento adotada (cm ² /m)	12,30	$\varnothing 12,5 \text{ cada } 12,0 \text{ cm} = (100 \div 10) * 1,23$
Trecho 2		
(V_k) - Esforço Cortante - (kgf)	35.520,00	
(V_d) - Esforço Cortante de Cálculo - (kgf)	49.728,00	$(V_d) = V_k * 1,4$
(T_{wd}) - Tensão Convencional de Cisalhamento (kgf/cm ²)	23,61	$T_{wd}=V_d \div (b_{w2} * d)$
(T_{wu}) Tensão de Cisalhamento Limite (kgf/cm ²)	50,91	$T_{wu}=0,27*(1-f_{ck} \div 2500)*(f_{ck} \div 1,4)$
(T_c) Tensão de Cisalhamento (kgf/cm ²)	18,72	$T_c=0,09*(f_{ck} \div 1,4)^{2/3}$
(T_d) Tensão de Calculo da armadura (kgf/cm ²)	5,43	$T_d=1,11*(T_{wd} - T_c)$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(A_{sw}) - Armadura de Cisalhamento (cm ² /m)	4,50	$A_{sw}=100 * b_{w2} * T_d \div F_{yd}$
($A_{swad.}$) - Armadura de cisalhamento adotada (cm ² /m)	5,23	$\varnothing 10,0 \text{ cada } 15,0 \text{ cm} = (100 \div 13) * 0,785$
Trecho 3		
(V_k) - Esforço Cortante - (kgf)	29.350,00	
(V_d) - Esforço Cortante de Cálculo - (kgf)	41.090,00	$(V_d) = V_k * 1,4$
(T_{wd}) - Tensão Convencional de Cisalhamento (kgf/cm ²)	19,51	$T_{wd}=V_d \div (b_{w2} * d)$
(T_{wu}) Tensão de Cisalhamento Limite (kgf/cm ²)	50,91	$T_{wu}=0,27*(1-f_{ck} \div 2500)*(f_{ck} \div 1,4)$
(T_c) Tensão de Cisalhamento (kgf/cm ²)	18,72	$T_c=0,09*(f_{ck} \div 1,4)^{2/3}$
(T_d) Tensão de Calculo da armadura (kgf/cm ²)	0,88	$T_d=1,11*(T_{wd} - T_c)$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(A_{sw}) - Armadura de Cisalhamento (cm ² /m)	0,73	$A_{sw}=100 * b_{w2} * T_d \div F_{yd}$
($A_{swad.}$) - Armadura de cisalhamento adotada (cm ² /m)	3,93	$\varnothing 10,0 \text{ cada } 20,0 \text{ cm} = (100 \div 20) * 0,785$

Armadura Superior

Em função das vigas serem bí-apoiadas em neoprene não temos esforços na seção superior da viga. Adotamos a armadura mínima:

$$A_{smin} = 0,0015 * A_c = 0,0015 * 2.660,0 = 3,99 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Adotado } 4 \varnothing 12,5 = 4,92 \text{ cm}^2.$$

Armadura de pele ($A_{s,pele}$)

Segundo a NBR-6118/2014, item 17.3.5.2.3, as vigas com altura superior a 60 cm devem possuir uma armadura de pele computada como em cada face da alma da



viga sendo composta por barras de alta aderência com espaçamento não superior a 20 cm.

$$\text{Logo: } A_{s, \text{pele}} = 0,001 * A_c = 0,001 * 2.660,0 = 2,66 \text{ cm}^2.$$

Para o dimensionamento considerou-se um esforço da correnteza dos rios nas paredes laterais da viga de 500 kgf/m^2 .

Obtemos então um momento fletor considerando a viga deitada de 11,07 tf.m.

Para uma espessura média da viga de 26,0 cm necessitamos $19,25 \text{ cm}^2$ de armadura.

As armaduras totais em cada face foram então dimensionadas com $2 \varnothing 12,5 + 4 \varnothing 12,5 + 3 \varnothing 25,0 = 22,08 \text{ cm}^2$.

Adotado armadura de pele = $4 \varnothing 12,5 \text{ c/ } 14$ em cada face da viga.

Sendo a viga dimensionada para os valores acima a resistência estará garantida já que os valores são inferiores aos dimensionados conforme projeto estrutural.

6.3. LAJE DO TABULEIRO

Para o dimensionamento, a laje do tabuleiro foi considerada apoiada sobre as vigas principais. Elas foram consideradas como contínuas em toda a sua extensão já que conforme projeto indica as vigas principais e as lajes serão integralizadas após a concretagem.

Foi utilizada para dimensionamento a tabela Rusch em função já que as normas brasileiras de cargas rodoviárias adotaram carregamentos com a mesma geometria das cargas de cálculo. Como a tabela de Rüsch, pode ser empregada no dimensionamento de pontes no Brasil nós a utilizamos por facilitar forma significativa os cálculos manuais dos esforços nas lajes.

Esforços atuantes nas lajes:

Coeficiente de impacto vertical: $\psi = 1,34$;

Espessura do revestimento futuro: $s = 0,08\text{m}$;

Área de contato do pneu: $b' = 0,14\text{m}^2$;

Espessura da laje: $h = 0,17\text{m}$;

Carga por roda do trem tipo = 7,5 tf

Carga de multidão na pista: $q = 0,5/\text{m}^2$;

Distância entre rodas: $a = 2,0 \text{ m}$;



Peso próprio da laje + peso próprio do revestimento: $0,63/\text{m}^2$;

Coeficiente de segurança para esforços devido às cargas permanentes = 1,65;

Coeficiente de segurança para esforços devido às cargas móveis = 2,00.

Com os dados de entrada da tabela Rüşh Nr. 27, consideramos a laje deste projeto como sendo laje bi engastada com comprimento na direção do tráfego muito maior que o vão transversal onde:

b = retângulo de contato da roda;

a = distância entre centros das rodas de cada eixo do veículo;

t = lado do quadrado de área igual ao do retângulo de contato da roda propagado até a superfície média da laje;

P = peso de uma roda do veículo;

q = peso de uma roda do segundo veículo colocado lateralmente ao primeiro;

q' = carga de multidão do trem tipo;

e = espessura média do asfalto.

Entrando com esses parâmetros na tabela de RÜSCH (1960) e realizando algumas interpolações, e aplicando obtêm-se o momento móvel que somado ao momento permanente resulta nos seguintes resultados:

- Armadura Superior da laje perpendicular a X.

1- Caracterização		
(f_{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm^2)	300,00	30,0 MPa
(b_w) -Largura do elemento estrutural (cm)	100,00	
(h) -Altura do elemento estrutural de cálculo (cm)	17,00	
(A_c) -Área de Concreto (cm^2)	1.700,00	$A_c = b_w * h$
(c) -Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d) -Altura Útil (cm)	14,00	$d = h - c$
(M_{lim}) - Momento limite máximo (tf . m)	15,08	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M_k) - Momento máximo (tf . m)	4,28	
(M_d) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	5,99	$M_{d+} = 1,4 * M_{k+}$
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,40	1,0 até 1,3 - Armadura Dupla
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,40	< 1,0 - Armadura Simples
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f_{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t_{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm^2)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$



(U) - Parâmetro U	0,16778	$U = M_d \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro Σ	0,23109	$\Sigma = 1,25 * (1 - 2 * U)^{1/2}$
(A _s)-Armadura à flexão (cm ²)	11,52	$A_s = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{yd}$
(A _{smin})-Armadura de flexão mínima (cm ² /m)	2,55	$A_{smin} = 0,0015 * b_w * h$
(A _{sadot})-Armadura à flexão adotada ø 12,5 c/10	12,30	$A_{sadot} = (100 \div 10) * 1,23$
(P _{ef})-Taxa de Armadura (%)	0,72	$P_{ef} = A_{sadotado} \div A_c * 100$

- Armadura Superior da laje perpendicular a Y.

1- Caracterização		
(f _{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b _w)-Largura do elemento estrutural (cm)	100,00	
(h)-Altura do elemento estrutural de cálculo (cm)	17,00	
(A _c)-Área de Concreto (cm ²)	1.700,00	$A_c = b_w * h$
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	14,00	$d = h - c$
(M _{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	15,08	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M _k)- Momento máximo (tf . m)	1,19	
(M _d) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	1,67	$M_{d+} = 1,4 * M_{k+}$
Verificação (M _d ÷ M _{lim})	0,11	1,0 até 1,3 - Armadura Dupla
Verificação (M _d ÷ M _{lim})	0,11	< 1,0 - Armadura Simples
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f _{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t _{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f _{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(U) - Parâmetro U	0,04678	$U = M_d \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro Σ	0,05991	$\Sigma = 1,25 * (1 - 2 * U)^{1/2}$
(A _s)-Armadura à flexão (cm ²)	2,99	$A_s = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{yd}$
(A _{smin})-Armadura de flexão mínima (cm ² /m)	2,60	$A_{smin} = 0,0015 * b_w * h$
(A _{sadot})-Armadura à flexão adotada ø 8,0 c/15	3,33	$A_{sadot} = (100 \div 15) * 0,50$
(P _{ef})-Taxa de Armadura (%)	0,20	$P_{ef} = A_{sadotado} \div A_c * 100$

- Armadura Inferior da laje perpendicular a X.

1- Caracterização		
(f _{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b _w)-Largura do elemento estrutural (cm)	100,00	
(h)-Altura do elemento estrutural de cálculo (cm)	17,00	
(A _c)-Área de Concreto (cm ²)	1.700,00	$A_c = b_w * h$



(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	14,00	$d = h - c$
(M _{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	15,08	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M _k)- Momento máximo (tf . m)	3,04	
(M _d) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	4,26	$M_{d+} = 1,4 * M_{k+}$
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,28	1,0 até 1,3 - Armadura Dupla
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,28	< 1,0 - Armadura Simples
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f _{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t _{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f _{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(U) - Parâmetro U	0,11932	$U = M_d \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro Σ	0,15930	$\Sigma = 1,25 * (1 - 2 * U)^{1/2}$
(A _s)-Armadura à flexão (cm ²)	7,94	$A_s = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{yd}$
(A _{smin})-Armadura de flexão mínima (cm ² /m)	2,55	$A_{smin} = 0,0015 * b_w * h$
(A _{sadot})-Armadura à flexão adotada ø 12,5 c/15	8,20	$A_{sadot} = (100 \div 15) * 1,23$
(P _{ef})-Taxa de Armadura (%)	0,48	$P_{ef} = A_{sadotado} \div A_c * 100$

- Armadura Inferior da laje perpendicular a Y.

1- Caracterização		
(f _{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b _w)-Largura do elemento estrutural (cm)	100,00	
(h)-Altura do elemento estrutural de cálculo (cm)	17,00	
(A _c)-Área de Concreto (cm ²)	1.700,00	$A_c = b_w * h$
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	14,00	$d = h - c$
(M _{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	15,08	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M _k)- Momento máximo (tf . m)	1,89	
(M _d) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	2,65	$M_{d+} = 1,4 * M_{k+}$
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,18	1,0 até 1,3 - Armadura Dupla
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,18	< 1,0 - Armadura Simples
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f _{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t _{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f _{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(U) - Parâmetro U	0,07423	$U = M_d \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro Σ	0,09651	$\Sigma = 1,25 * (1 - 2 * U)^{1/2}$



(A _s)-Armadura à flexão (cm ²)	4,81	$A_s = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{vd}$
(A _{smin})-Armadura de flexão mínima (cm ² /m)	2,55	$A_{smin} = 0,0015 * b_w * h$
(A _{sadot})-Armadura à flexão adotada ø 10,0 c/15	5,23	$A_{sadot} = (100 \div 15) * 0,50$
(P _{ef})-Taxa de Armadura (%)	0,31	$P_{ef} = A_{sadotado} \div A_c * 100$

6.4. PRÉ-LAJES

Elemento estrutural para servir como forma para permitir a concretagem da laje do tabuleiro.

Dados:

Largura = 40,0 cm

Comprimento = 182,0 cm

Espessura= 5,00 cm

d= espessura – cobrimento= 5,0 – 2,5= 2,50 cm

Peso próprio= 0,05 * 2,5 = 0,125 tf/m.

Sobrecarga laje concreto= 0,17 * 2,5= 0,43 tf/m

Sobrecarga utilização para concretagem da laje= 0,50 tf/m

Treliça T16L (h=16 cm) = 2,0 pç

Barras de reforço: conforme tabela reforço para treliça H16 adotado 4 ø 6,3 mm.

6.5. TRANSVERSINAS

As transversinas são vigas transversais ao eixo longitudinal da ponte, sua função é bem simples, impedir a rotação da longarina em torno de seu eixo longitudinal. Estas podem ser ligadas ou desligadas da laje, quando estão ligadas atuam também absorvendo parte da carga oriunda da laje, quando estão desligadas possuem somente a função de travamento das longarinas. Neste memorial de cálculo adotamos as transversinas desligadas da laje e a motivação para essa escolha vem do fato de termos muitas longarinas, conferindo uma grande resistência à torção do conjunto e também para uniformizar a armadura de flexão (longitudinal e transversal) da laje. Com esta escolha, a laje passa a estar apenas conectada com as longarinas.

Com tal consideração, as transversinas passam a estar apenas submetidas ao seu peso próprio e também aos momentos fletores em sua sessão transversal,



originados pelas longarinas. Estes esforços longitudinais são difíceis de determinar, visto que existe todo um conjunto que gera rigidez e os absorve, chegando até a transversina uma parcela muito menor do que a inicial.

Para o dimensionamento destas, foi proposta uma simplificação do problema, que consiste em tomar a diferença entre momentos negativos nas seções de apoio laje/longarina, porque na verdade é essa diferença de momentos que irá tender a girar a longarina e será resistido pela transversina.

Quando a longarina está somente submetida ao peso próprio da estrutura, não existe essa tendência de giro, visto que ocorre a compensação das áreas, logo o grande motivador desse giro da longarina é a carga móvel, que ao passar sobre o tabuleiro gera momentos torçores na longarina e assim ela gira.

Enfim, para então se dimensionar com base nessas considerações adotou-se para o momento positivo o peso próprio da estrutura.

Para o momento negativo tomou-se o peso próprio da longarina mais a carga móvel, já que como citada essa variação tenderá ao giro da longarina. Apesar desta consideração não está totalmente plausível este cálculo, porque a laje ao ser submetida ao carregamento móvel distribui essa carga e não poderia uma laje estar submetida e outra ao lado estar somente submetida ao seu peso próprio, ocorreria um compartilhamento de momentos, mas essa solução proposta visa um caso realmente extremo e até mesmo fora do comum, mas que se atender a isso, certamente atenderá às solicitações reais.

As transversinas de apoio TS1 à TS4 do projeto têm seção retangular com base de 22 cm e altura de 82 cm, enquanto as transversinas de vão TS5 e TS6 possuem seção retangular com base de 22 cm e altura de 132 cm. A maior altura em relação à base dessas transversinas é justificada pelo seu papel em resistir a momentos na seção transversal: uma maior altura proporciona um maior braço de alavanca, resultando em uma resistência superior.

- Determinação da armadura de flexão negativa e positiva das transversinas de apoio TS1 à TS4

Em função de pequenos valores de momento fletor no apoio da viga serem quase nulos adotamos a armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,0017 * A_c = 0,0017 * 25 * 103 = 4,38 \text{ cm}^2.$$

Menor bitola para o elemento estrutural = 20,0 mm

Maior distância entre bitolas = 5,0 cm



Considerando o cobrimento de 3,0 cm mais a utilização de estribos 10,0 mm ficamos com a distância interna de 14,0 cm adotando então 3 barras na face superior e inferior da transversina de apoio.

Logo a armadura de flexão positiva e negativa adotada é de 3 Ø 20,0 mm.

Nas transversinas de apoio a parcela do esforço cortante provem do peso próprio das vigas e lajes e demais elementos estruturais da superestrutura.

1- Caracterização		
(f _{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b _w)-Largura do elemento estrutural (cm)	22,00	
(h)-Altura do elemento estrutural de cálculo (cm)	82,00	
(A _c)-Área de Concreto (cm ²)	1.804,00	A _c = b _w * h
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	79,00	d = h - c
(M _{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	105,62	M _{lim} = b _w * d ² ÷ 1,3
(M _k)- Momento máximo (tf . m)	112,00	
(f _{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	(f _{yd}) = f _y ÷ 1,4 = 5000 ÷ 1,15
2- Dimensionamento ao Cisalhamento		
(V _k) - Esforço Cortante apoio- (kgf)	32.350,00	
(V _d) - Esforço Cortante de Cálculo - (kgf)	45.290,00	(V _d) = V _k * 1,4
(T _{wd}) - Tensão Convencional de Cisalhamento (kgf/cm ²)	26,06	T _{wd} =V _d ÷(b _{w2} *d)
(T _{wu}) Tensão de Cisalhamento Limite (kgf/cm ²)	50,91	T _{wu} =0,27*(1-f _{ck} ÷2500)*(f _{ck} ÷1,4)
(T _c) Tensão de Cisalhamento (kgf/cm ²)	18,72	T _c =0,09*(f _{ck} ÷1,4) ^{2/3}
(T _d) Tensão de Calculo da armadura (kgf/cm ²)	8,15	T _d =1,11*(T _{wd} - T _c)
(f _{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	(f _{yd}) = f _y ÷ 1,4 = 5000 ÷ 1,15
(A _{sw}) - Armadura de Cisalhamento (cm ² /m)	4,12	A _{sw} =100 * b _w * T _d ÷ F _{yd}
(A _{swad.}) - Armadura de cisalhamento adotada(cm ² /m)	6,54	Ø 10,0 cada 12,0 cm = (100 ÷ 12) * 0,785

Adotado Ø 10,0 mm a cada 12,0 cm.

- Armadura de Pele

Segundo a NBR-6118/2014, item 17.3.5.2.3, as vigas com altura superior a 60 cm devem possuir uma armadura de pele computada como em cada face da alma da viga sendo composta por barras de alta aderência com espaçamento não superior a 20 cm.

Transversinas de apoio TS1, TS2, TS3 e TS4

A_{spele}=0,001 * b_w * h= 0,001 * 22 * 82= 1,80 cm².



Adotado $10 \varnothing 6,3 \text{ mm} = 10 * 0,31 = 3,10 \text{ cm}^2$.

- Determinação da armadura de flexão das transversinas de vão TS5 e TS6

O dimensionamento será através do momento fletor do peso próprio das cargas da estrutura na viga longarina e esforço cortante na posição da mesma no meio do vão.

Adotando os esforços internos solicitantes das vigas longarinas V1 obtemos os seguintes resultados:

Dimensionamento da armadura de flexão positiva das transversinas de vão TS5
E TS6

1- Caracterização		
(f_{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm^2)	300,00	30,0 MPa
(b_w)-Largura do elemento estrutural (cm)	22,00	
(b_{w2})-Largura de corte (cm)	22,00	
(h)-Altura do elemento estrutural (cm)	132,00	
(A_c)-Área de Concreto (cm^2)	2.904,00	$A_c = b_w * h$
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	129,00	$d = h - c$
(M_{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	281,62	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M_k)- Momento máximo (tf . m)	92,22	
(M_d) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	129,11	$M_{d+} = 1,4 * M_{k+}$
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,46	1,0 até 1,3 - Armadura Dupla
Verificação ($M_d \div M_{lim}$)	0,46	< 1,0 - Armadura Simples
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f_{cd}) - Resistência Característica a Compressão de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t_{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm^2)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(U) - Parâmetro U	0,19361	$U = M_d \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro Σ	0,27150	$\Sigma = 1,25 * (1 - 2 * U)^{1/2}$
(A_s)-Armadura à flexão (cm^2)	27,44	$A_s = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{yd}$
(A_{smin})-Armadura de flexão mínima (cm^2/m)	6,68	$A_{smin} = 0,0023 * b_w * h$
(A_{sadopt})-Armadura à flexão adotada 6 $\varnothing 25,0$	29,40	$A_{sadopt} = 6 * 4,90$
(P_{ef})-Taxa de Armadura (%)	1,01	$P_{ef} = A_{sadoptado} \div A_c * 100$
3- Dimensionamento ao Cisalhamento		



(V _k) - Esforço Cortante - (kgf)	29.350,00	
(V _d) - Esforço Cortante de Cálculo - (kgf)	41.090,00	(V _d) = V _k * 1,4
(T _{wd}) - Tensão Convencional de Cisalhamento (kgf/cm ²)	14,48	T _{wd} =V _d ÷(b _{w2} *d)
(T _{wu}) Tensão de Cisalhamento Limite (kgf/cm ²)	50,91	T _{wu} =0,27*(1-f _{ck} ÷2500)*(f _{ck} ÷1,4)
(T _c) Tensão de Cisalhamento (kgf/cm ²)	18,72	T _c =0,09*(f _{ck} ÷1,4) ^{2/3}
(T _d) Tensão de Cálculo da armadura (kgf/cm ²)	-4,71	T _d =1,11*(T _{wd} - T _c)
(f _{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	(f _{yd}) = f _y ÷ 1,4 = 5000 ÷ 1,15
(A _{sw}) - Armadura de Cisalhamento (cm ² /m)	-2,38	A _{sw} =100 * b _{w2} * T _d ÷ F _{yd}
(A _{swad.}) - Armadura de cisalhamento adotada (mínima)	3,33	Ø 8,0 cada 15,0 cm = (100 ÷ 15) * 0,50

Dimensionamento da armadura de flexão negativa das transversinas de vão TS5 E TS6

1- Caracterização		
(f _{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b _w)-Largura do elemento estrutural (cm)	22,00	
(b _{w2})-Largura de corte (cm)	22,00	
(h)-Altura do elemento estrutural (cm)	132,00	
(A _c)-Área de Concreto (cm ²)	2.904,00	A _c = b _w * h
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	129,00	d = h - c
(M _{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	281,62	M _{lim} = b _w * d ² ÷ 1,3
(M _k)- Momento máximo (tf . m)	87,15	
(M _d) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	122,01	M _{d+} = 1,4 * M _{k+}
Verificação (M _d ÷ M _{lim})	0,43	1,0 até 1,3 - Armadura Dupla
Verificação (M _d ÷ M _{lim})	0,43	< 1,0 - Armadura Simples
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f _{cd}) - Resistência Característica a Compressão de Cálculo	214,29	f _{cd} = f _{ck} ÷ 1,4
(t _{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	t _{cd} = 0,85 * f _{cd}
(f _{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	(f _{yd}) = f _y ÷ 1,4 = 5000 ÷ 1,15
(U) - Parâmetro U	0,18296	U = M _d ÷ (b _w * d ² * t _{cd})
(Σ) - Parâmetro Σ	0,25464	Σ = 1,25 * (1 - 2 * U) ^{1/2}
(A _s)-Armadura à flexão (cm ²)	25,73	A _s = 0,85 * Σ * b _w * d * t _{cd} ÷ f _{yd}
(A _{smin})-Armadura de flexão mínima (cm ² /m)	6,68	A _{smin} = 0,0023 * b _w * h
(A _{sadot})-Armadura à flexão adotada 6 Ø 25,0	29,40	A _{sadot} = 6 * 4,90
(P _{ef})-Taxa de Armadura (%)	1,01	P _{ef} = A _{sadotado} ÷ A _c * 100



- Armadura de Pele

Segundo a NBR-6118/2014, item 17.3.5.2.3, as vigas com altura superior a 60 cm devem possuir uma armadura de pele computada como em cada face da alma da viga sendo composta por barras de alta aderência com espaçamento não superior a 20 cm.

- Transversinas de vão TS5 e TS6

$$A_{spele} = 0,001 * b_w * h = 0,001 * 22 * 132 = 2,88 \text{ cm}^2.$$

$$Adotado 12 \varnothing 8,0 \text{ mm} = 12 * 0,50 = 6,00 \text{ cm}^2.$$

6.6. APARELHOS DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO

Para aprovar as dimensões adotadas no projeto estrutural Vamos verificar se as tensões nos aparelhos de apoio são menores que as tensões limites conforme norma alemã DIN 4114-14.

$$\text{Tensão Limite } (\tau) = 50,0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Tensão total no aparelho de apoio } (\tau_T) = \tau_H + \tau_\alpha + \tau_P, \text{ onde:}$$

$$\tau_H = \text{Tensão devido as forças longitudinais de frenagem}$$

$$\tau_\alpha = \text{Tensão de rotação devido as cargas permanentes, fluência e cargas móveis}$$

$$\tau_P = \text{Tensão devido as cargas de compressão}$$

Conforme especificado no projeto estrutural o aparelho de apoio apresenta as seguintes dimensões:

- Altura total do aparelho de apoio = 5,3 cm
- Largura x comprimento do Neoprene = a x b = 20, 0 cm
- Espessura das camadas de Neoprene = t = 0,8 cm
- Número de Camadas de Neoprene = n = 4 camadas
- Espessura da chapa de aço = 3,0 mm

Valores de Projeto:

$$\text{Força de Compressão (P) por aparelho de neoprene} = 26.024,0 \text{ kgf}$$

$$\text{Força de Frenagem ou aceleração} = 5 \% \text{ carga de multidão em todo tabuleiro}$$

$$H = 0,05 \times 500.00 \text{ kgf/m}^2 \times 22,00 \text{ m} \times 5,50 \text{ m} = 11.121,00 \text{ kgf}$$

$$H = 11121 \div 2,0 \text{ apoios} = 5.596,00 \text{ kgf}$$

$$\delta h = \text{Deslocamento horizontal longitudinal tabelado para pontes} = 1,0 \text{ cm}$$



α = Rotação devido as cargas permanentes, fluência e cargas móveis = 0,008 rad.

G = Módulo de cisalhamento do Neoprene = 10,0 kgf/cm²

- Determinação da Tensão devido forças longitudinais de frenagem (τ_H)

$$\tau_H = (H \div a \div b) + (\delta h \div n \div t) * G$$

$$\tau_H = (5596 \div 20 \div 20) + (1 \div 4 \div 0,8) * 10 = 14,30 \text{ kgf/cm}^2$$

- Determinação da Tensão de rotação (τ_α)

$$\tau_\alpha = \{-0,0872*(a \div b)^3 + 0,1551*(a \div b)^2 - 0,1048*(a \div b) + 0,1666\} * 3 * G * (a \div t)^2 * (\alpha \div n)$$

$$\tau_\alpha = \{-0,0872*(20 \div 20)^3 + 0,1551*(20 \div 20)^2 - 0,1048*(20 \div 20) + 0,1666\} *$$

$$3 * 10 * (20 \div 0,8)^2 * (0,008 \div 4) = 4,86 \text{ kgf/cm}^2$$

- Determinação da Tensão devido cargas de compressão (τ_P)

$$\tau_P = \{7,2058*(a \div b)^3 - 9,7613*(a \div b)^2 + 4,1055*(a \div b) + 3\} * (t \div a) * (P \div a \div b)$$

$$\tau_P = \{7,2058*(20 \div 20)^3 - 9,7613*(20 \div 20)^2 + 4,1055*(20 \div 20) + 3\} *$$

$$(0,8 \div 20) * (26024 \div 20 \div 20) = 11,84 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Tensão total } (\tau_T) = 14,30 + 4,86 + 11,84 = 31,00 \text{ kgf/cm}^2 < 50,0 \text{ kgf/cm}^2.$$

Logo, aprovado o aparelho de apoio com dimensões de 20,0 x 20,0 x 5,3 cm com conforme apresentado no projeto estrutural.

6.7. TRAVESSAS

A viga travessa receberá toda carga do pavimento, laje e cargas móveis. Tem a função de combater a flambagem do pilar e ao mesmo tempo absorver cargas dinâmicas.

6.7.1. TRAVESSA T1

Empuxo assimétrico nas cabeceiras $\lambda a = 0,33$;

Empuxo assimétrico: $Ea = 5,93 \text{ tf}$;

Coeficiente de segurança para esforços devido às cargas permanentes: = 1,35;

Coeficiente de segurança para esforços devido às cargas móveis: = 1,50.

Peso próprio da travessa = $0,80 * 1,00 * 2,50 = 2,00 \text{ tf/m}$

Longarina = $5,50 * 0,75 * 2,50 = 10,32 \text{ tf}$.



Guarda Corpo= $0,10 * 0,10 * 5,60 * 5,50 \div 1,80 * 2,50 = 0,43$ tf.

Transversina Apoio= $0,22 * 0,82 * 2,00 * 1,00 * 2,50 = 0,90$ tf.

Transversina Vão= $0,22 * 1,32 * 2,00 * 0,50 * 2,50 = 0,73$ tf.

Laje + pré-laje= $0,22 * 2,00 * 5,50 * 2,5 = 6,05$ tf.

Camada asfalto + camada de recuperação futura= $0,08 * 2,00 * 5,50 * 2,60 = 2,29$ tf.

Carga de multidão= $0,50 * 2,00 * 5,50 = 5,50$ tf.

Reação da longarina sobre a travessa considerando situação mais desvantajosa

= 26,22 tf.

A estes valores adicionamos os valores do trem-tipo também na pior situação.

6.7.2. TRAVESSA T2

Coeficiente de segurança para esforços devido às cargas permanentes: = 1,35;

Coeficiente de segurança para esforços devido às cargas móveis: = 1,50.

Peso próprio da travessa= $1,20 * 1,20 * 2,50 = 3,60$ tf/m

Longarina= $5,50 * 0,75 * 2,5 * 2,00 = 10,32$ tf.

Guarda Corpo= $0,10 * 0,10 * 5,60 * 11,00 \div 1,80 * 2,50 = 0,86$ tf.

Transversina Apoio= $0,22 * 0,82 * 2,00 * 1,00 * 2,50 * 2,00 = 1,80$ tf.

Transversina Vão= $0,22 * 1,32 * 2,00 * 0,50 * 2,50 * 2,00 = 1,44$ tf.

Laje + pré-laje= $0,22 * 2,00 * 11,00 * 2,50 = 12,10$ tf.

Camada asfalto + camada de recuperação futura= $0,08 * 2,00 * 11,00 * 2,50 = 4,40$ tf.

Carga de multidão= $0,50 * 2,00 * 11,00 = 11,00$ tf.

Reação da longarina sobre a travessa considerando situação mais desvantajosa = 41,92 tf.

A estes valores adicionamos os valores do trem-tipo também na pior situação.

6.7.3. Esforços devido ao vento nas travessas

A NBR-6123 trata da ação dos ventos em estruturas. Determina as condições que devem ser consideradas em todos os projetos quanto às forças devidas à ação estática e dinâmica do vento.



A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano, como regra geral é admitida que o vento básico possa soprar em qualquer direção horizontal. A figura 1 apresenta o gráfico das isopletras A NBR-6123 trata da ação dos ventos em estruturas, porém não menciona nada específico para pontes A NBR-6123 trata da ação dos ventos em estruturas, porém não menciona nada específico para pontes da velocidade básica no Brasil;

A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores, S_1 , S_2 e S_3 para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k , para a parte da edificação em consideração: $V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$, onde:

V_0 - Velocidade básica do vento de acordo com cada região;

S_1 - fator topográfico;

S_2 - rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura;

S_3 - fator estatístico.

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela equação: $q = 0,613V_k^2$

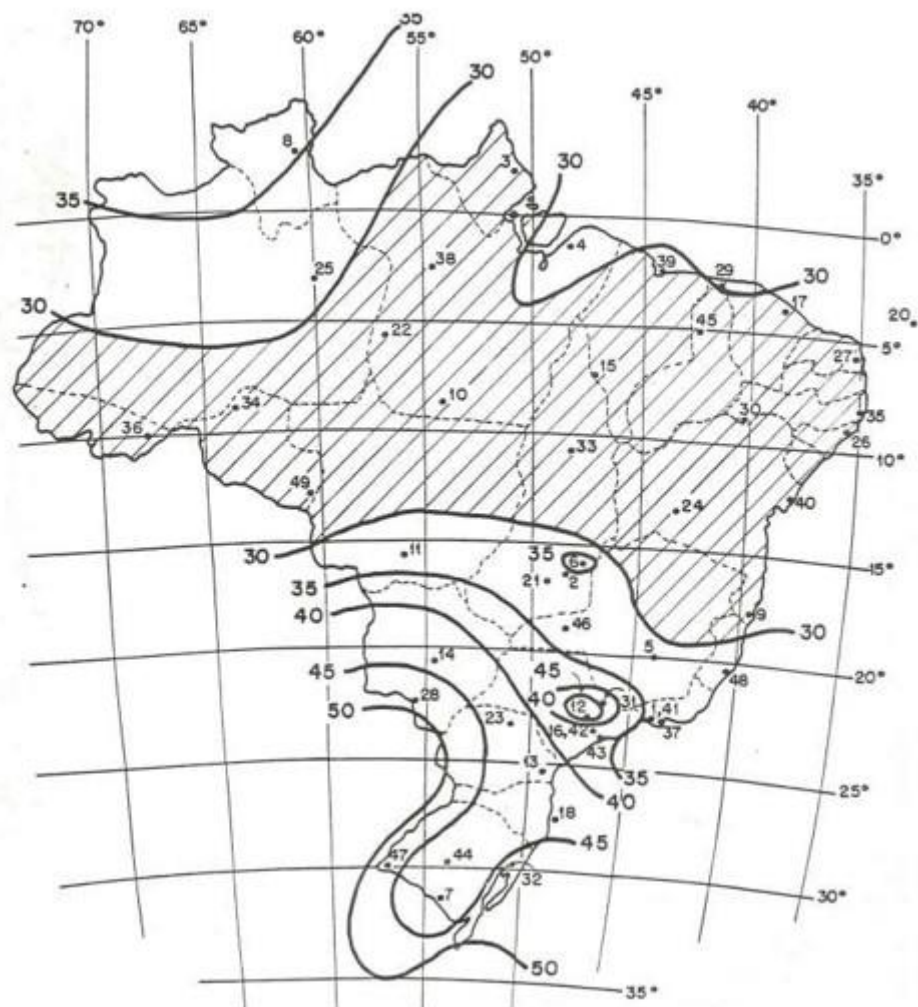
Sendo: q em N/m^2 e V_k em m/s

- Definições de fatores e velocidade do vento

Para a região de Cândido Godói, considerando a tabela de isopletras de velocidade básica de ventos: $V_0 = 45,0 \text{ m/s}$



Figura 9: Isopletas de velocidades básicas do vento (m/s)



Fonte: NBR 6123 (1988).

- Valor (S1) - Fator topográfico.

Esse fator leva em consideração variações do relevo do terreno. Para terreno plano ou fracamente acidentado: $S1=1,0$;

Considerou-se para o presente estudo: $S1=1,0$

- Valor (S2) - Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

Segundo a ABNT NBR 6123 (1988) este fator considera efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

Para fins de norma, a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias.



Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;

Categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;

Categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;

Categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados;

Categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Dimensão da edificação Segundo a ABNT NBR 6123 (1988) para a definição das partes da edificação a serem consideradas na determinação das ações do vento, necessário considerar as características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação.

São definidas pela norma as seguintes classificações, para a parte de edificações e seus elementos.

Classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda a edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros.

Classe B: toda edificação ou parte da edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal estejam entre 20 e 50 metros.

Classe C: toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

A tabela abaixo determina os valores para S2



Tabela 1: A tabela valores para S2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,25	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,21	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,30	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,31	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,31	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,33	1,32	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,31
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Valores considerados para determinação de S2 na tabela.

Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;

Classe C: Edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

$z < 15$ metros

$S2 = 1,09$

Valor (S3) - Fator estatístico.

Este fator é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Os valores para S3 são dados na tabela abaixo.



Tabela 2: Valores para S3

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,0
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação. etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Valor considerado Grupo 1

$$S_3 = 1,10$$

- Determinação da pressão de vento (q) atuante na estrutura:

$$V_0 = 45,00 \text{ m/s}$$

$$S_1 = 1,0$$

$$S_2 = 1,09$$

$$S_3 = 1,10$$

$$V_k = 45,00 * 1,00 * 1,09 * 1,10 = 53,95 \text{ m/s}$$

$$\text{Pressão de vento (q)} = V_k^2 \div 16 = 53,95^2 \div 16 = 181,91 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Adotado (q}_{\text{vento}}) = 185,00 \text{ kgf/m}^2 = 0,185 \text{ tf/m}^2.$$

Determinação do esforço transversal (P_T)

$$\text{Comprimento de influência do vento (L}_{\text{vento}}) = 11,00 \text{ m}$$

$$\text{Altura influência do vento (H}_{\text{vento}}) = a + b + c + d$$

$$a = \text{altura do veículo} = 2,00 \text{ m}$$

$$b = \text{altura da camada de asfalto} = 0,08 \text{ m}$$

$$c = \text{altura da camada de laje} = 0,23 \text{ m}$$

$$d = \text{altura da viga} = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Esforço transversal na ponte (P}_{\text{T}}) = (q_{\text{vento}}) * (L_{\text{vento}}) * (a + b + c + d)$$

$$P_T = 0,185 * 11,00 * (2,0 + 0,08 + 0,23 + 1,00) = 6,74 \text{ tf}$$

Determinação do esforço longitudinal (P_L)



Este esforço será aplicado no dimensionamento dos pilares. Mas como fizemos o cálculo do esforço transversal apresentamos o longitudinal na sequência.

Segunda a NBR 7187, existe uma força aplicada à superfície do pavimento oriunda da frenagem de veículos, desta forma a norma recomenda considerar esta força sendo a maior das duas considerações a seguir:

a) 5 % carga de multidão em todo tabuleiro (F1)

$$F1 = 0,05 \times 0,5 \text{ tf/m}^2 \times 22,00 \text{ m} \times 5,50 \text{ m} = 3,03 \text{ tf}$$

b) 30% Peso do veículo tipo (F2)

$$F2 = 0,3 \times 45,0 \text{ tf} = 13,50 \text{ tf}$$

Logo, o esforço longitudinal na ponte (P_L)= F2= 13,50 tf.

Com os esforços dimensionados obtemos os seguintes resultados

TRAVESSAS T1 e T3 - DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

Vão trechos	Seção	Flexão	Final	Armadura de pele
1	retangular bw = 80.00 cm h = 100.00 cm	Md = 33.60 tf.m As = 10.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.65 cm	As = 12.00 cm ² (8Ø16.0 - 16.00 cm ²) d = 94.15 cm % armad. = 0.20	Taxa = 0.10% As pele = 8.00 cm ² Esp Max = 15.00 cm 6Ø16.0 (12.00 cm ²)
APOIO	retangular bw = 80.00 cm h = 100.00 cm	Md = 25.76 tf.m As = 7.80 cm ²	As = 12.00 cm ² (8Ø16.0 - 16.00 cm ²) d = 94.15 cm % armad. = 0.20	
2	retangular bw = 80.00 cm h = 100.00 cm	Md = 33.60 tf.m As = 10.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.65 cm	As = 12.00 cm ² (8Ø16.0 - 16.00 cm ²) d = 94.15 cm % armad. = 0.20	Taxa = 0.10% As pele = 10.00 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x6Ø16.0 (12.00 cm ²)

Adotado armadura superior e inferior com 8 Ø 16,0 mm.



TRAVESSAS T1 e T2 - DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	Vd = 42.26 tf VRd2 = 395.10 tf	Td = 0.16 tf.m TRd2 = 139.41 tf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
2	Vd = 42.26 tf VRd2 = 395.10 tf	Td = 0.16 tf.m TRd2 = 139.41 tf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1	d = 93.25 cm Vc0 = 67.88 tf k = 1.00		Aswmin = 9.30 cm ² (6 ramos) ø 10.0 c/ 20			
2	d = 93.25 cm Vc0 = 67.88 tf k = 1.00		Aswmin = 9.30 cm ² (6 ramos) ø 10.0 c/ 20			

Adotado estribos triplos (6 pernas) com ø 10,0 mm espaçados a cada 20,0 mm.

TRAVESSA T3 - DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

Vão trechos	Seção	Flexão	Final	Armadura de pele
vão	retangular bw = 120.00 cm h = 120.00 cm	Md = 50.40 tf.m As = 11.60 cm ²	As mín. = 21.60 cm ² As adot = 8ø20.0 - 25.12 cm ² d = 113.25 cm % armad. = 0.17	Taxa = 0.10% As pele = 14.40 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x7ø16.0 (28.00 cm ²)
apoio	retangular bw = 120.00 cm h = 120.00 cm	Md = 39.20 tf.m As = 9.00 cm ²	As mín. = 21.60 cm ² As adot = 8ø20.0 - 25.12 cm ² d = 113.25 cm % armad. = 0.17	Taxa = 0.10% As pele = 14.40 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x7ø16.0 (28.00 cm ²)

Adotada armadura constante e homogênea superior e inferior com 9 ø 20,0 mm.

**TRAVESSA T3 - DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL****Verificação de esforços limites**

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	Vd = 59.40 tf	Td = 0.10 tf.m VRd2 = 395,12 tf	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.025
2	Vd = 38.53 tf	Td = 0.11 tf.m VRd2 = 395,12 tf	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.027
3	Vd = 59.40 tf	Td = 0.10 tf.m VRd2 = 395,12 tf	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.025

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1	d = 113.25 cm Vc0 = 67.42 tf k = 1.00		Aswmin = 13.90 cm ² (6 ramos) Ø 10.0 c/ 20			
2	d = 113.25 cm Vc0 = 67.42 tf k = 1.01		Aswmin = 13.90 cm ² (6 ramos) Ø 10.0 c/ 20			
3	d = 113.25 cm Vc0 = 67.42 tf k = 1.00		Aswmin = 13.90 cm ² (6 ramos) Ø 10.0 c/ 20			

Adotado estribos triplos (6 pernas) com Ø 10,0 mm espaçados a cada 20,0 cm.

6.8. CORTINAS

- Cortinas C1 e C2

Dados:

Altura do empuxo ativo (H1) = 9,86 m.

Espessura da cortina (E) = 0,35 m.

γ_s = peso específico do solo = 1.800,00 kgf/m³.

Ka = coeficiente de empuxo ativo adotado = 0,33

Determinação do esforço devido ao empuxo ativo (Q_{so})

$$Q_{so} = K_a * \gamma_s * H1 \div 2 = 0,33 * 1,8 * 9,86 \div 2 = 2,93 \text{ tf/m}^2.$$

Cortina calculada num sentido ($L_y \div L_x > 2$)

Comprimento das cortinas = 2,35 m.

Com os dados acima obtemos:

Momento Fletor máximo nas faces externas e internas (Mk) = 2,90 tf.m



1- Caracterização		
(f _{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b _w)-Largura do elemento estrutural (cm)	100,00	
(h)-Altura do elemento estrutural (cm)	35,00	
(Ac)-Área de Concreto (cm ²)	3.500,00	Ac = b _w * h
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	32,00	d = h - c
(M _{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	78,77	M _{lim} = b _w * d ² ÷ 1,3
(M _{k1})- Momento máximo vertical (tf . m)	0,87	
(M _{k2})- Momento máximo horizontal (tf . m)	2,90	
(M _{d1}) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	1,22	M _{d1} = 1,4 * M _{k1}
(M _{d2}) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	4,06	M _{d2} = 1,4 * M _{k2}
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f _{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	f _{cd} = f _{ck} ÷ 1,4
(t _{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	t _{cd} = 0,85 * f _{cd}
(f _{vd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	(f _{vd}) = f _y ÷ 1,4 = 5000 ÷ 1,15
(U) - Parâmetro U1	0,00654	U1 = M _{d1} ÷ (b _w * d ² * t _{cd})
(U) - Parâmetro U2	0,02177	U2 = M _{d2} ÷ (b _w * d ² * t _{cd})
(Σ) - Parâmetro Σ1	0,00820	Σ1 = 1,25 * (1 - 2 * U1) ^{1/2}
(Σ) - Parâmetro Σ2	0,02752	Σ2 = 1,25 * (1 - 2 * U2) ^{1/2}
(A _{s1})-Armadura à flexão vertical(cm ²)	0,93	A _{s1} = 0,85 * Σ * b _w * d * t _{cd} ÷ f _{vd}
(A _{s2})-Armadura à flexão horizontal(cm ²)	3,14	A _{s2} = 0,85 * Σ * b _w * d * t _{cd} ÷ f _{vd}
(A _{smin})-Armadura de flexão mínima (cm ² /m)	5,25	A _{smin} = 0,0015 * b _w * h
(A _{sadot})-Armadura à flexão vertical adotada - ø 10,0 c/15	5,23	A _{sadot} = 100÷15*0,785
(A _{sadot})-Armadura à flexão horizontal adotada - ø10,0 c/15	5,23	A _{sadot} = 100÷15*0,785

Adotado ø 10,0 cada 15,0 cm nos dois sentidos.

- Cortinas C3 e C4

Dados:

Altura da cortina (H6) = 1,27 m.

Espessura da cortina (E) = 0,25 m.

Comprimento da cortina (L6) = 5,50 m.

Esforço de frenagem Lf = 2,45 tf/m

γs= peso específico do solo = 1.800,00 kgf/m³.



K_a = coeficiente de empuxo ativo adotado = 0,33

Esforço devido ao empuxo ativo (Q_{so})

$$Q_{so} = K_a * \gamma_s * H_6 \div 2 = 0,33 * 1,8 * 1,27 \div 2,00 = 0,38 \text{ tf/m}^2.$$

Momento fletos devido ao empuxo ativo (M_1)

$$M_1 = Q_{so} * H_6^2 \div 2 = 0,38 * 1,27^2 \div 2 = 0,31 \text{ tf/m}^2.$$

Determinação do momento provocado pela frenagem (M_2)

$$M_2 = P_l \div L_6 * H_6 = 13,50 \div 5,50 * 1,27 = 3,11 \text{ tf/m}^2.$$

$$\text{Momento total } (M_T) = M_1 + M_2 = 0,31 + 3,11 = 3,42 \text{ tf/m}^2.$$

Determinação da armadura:

1- Caracterização		
(f_{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b_w)-Largura do elemento estrutural (cm)	127,00	
(h)-Altura do elemento estrutural (cm)	25,00	
(A_c)-Área de Concreto (cm ²)	3.175,00	$A_c = b_w * h$
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	22,00	$d = h - c$
(M_{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	47,28	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M_{k1})- Momento máximo vertical (tf . m)	3,42	
(M_{d1}) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	4,79	$M_{d1} = 1,4 * M_{k1}$
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f_{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t_{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(U) - Parâmetro U1	0,04278	$U1 = M_{d1} \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro $\Sigma 1$	0,05467	$\Sigma 1 = 1,25 * (1 - 2 * U1)^{1/2}$
(A_{s1})-Armadura à flexão vertical(cm ²)	5,44	$A_{s1} = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{yd}$
(A_{smin2})-Armadura à flexão horizontal(cm ²)	4,76	$A_{smin2} = 0,0015 * A_c$
(A_{smin})-Armadura de flexão vertical mínima (cm ² /m)	4,76	$A_{smin1} = 0,0015 * A_c$
($A_{s adot}$)-Armadura à flexão vertical adotada - ø 12,5 c/20	6,15	$A_{s adot} = 100 \div 20 * 1,23$
($A_{s adot}$)-Armadura à flexão horizontal adotada - ø 10,0 c/14	5,61	$A_{s adot} = 100 \div 14 * 0,785$

Adotado ø 10,0 a cada 14,0 cm no sentido horizontal e ø 12,5 a cada 20,0cm no sentido vertical.

- Alas A1 à A4

Dados:

Altura do empuxo ativo (H_1) = 5,00 m.



Espessura da cortina (E) = 0,35 m.

γ_s = peso específico do solo = 1.800,00 kgf/m³.

K_a = coeficiente de empuxo ativo adotado = 0,33

Determinação do esforço devido ao empuxo ativo (Q_{so})

$Q_{so} = K_a * \gamma_s * H_1 \div 2 = 0,33 * 1,8 * 5,00 \div 2 * 0,90 = 1,34 \text{ tf/m}^2$.

Comprimento das cortinas (H7) = 2,85 m.

Momento fletos devido ao empuxo ativo (M_4)

$M_4 = Q_{so} * H_7^2 \div 2 = 1,34 * 2,85^2 \div 2 = 5,44 \text{ tf/m}^2$.

1- Caracterização		
(f_{ck}) - Classe do Concreto (kgf/cm ²)	300,00	30,0 MPa
(b_w)-Largura do elemento estrutural (cm)	100,00	
(h)-Altura do elemento estrutural (cm)	35,00	
(A_c)-Área de Concreto (cm ²)	3.500,00	$A_c = b_w * h$
(c)-Cobrimento em concreto da armadura (cm)	3,00	
(d)-Altura Útil (cm)	32,00	$d = h - c$
(M_{lim})- Momento limite máximo (tf . m)	78,77	$M_{lim} = b_w * d^2 \div 1,3$
(M_{k1})- Momento máximo horizontal (tf . m)	5,44	
(M_{d1}) - Momento Cálculo máximo (tf . m)	7,62	$M_{d1} = 1,4 * M_{k1}$
2- Determinação da Armadura de Flexão		
(f_{cd}) - Resistência Característica de Cálculo	214,29	$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$
(t_{cd}) - Tensão de Compressão de Cálculo	182,15	$t_{cd} = 0,85 * f_{cd}$
(f_{yd}) - Resistência de cálculo aço (kgf/cm ²)	4.347,83	$(f_{yd}) = f_y \div 1,4 = 5000 \div 1,15$
(U) - Parâmetro U1	0,04085	$U1 = M_{d1} \div (b_w * d^2 * t_{cd})$
(Σ) - Parâmetro $\Sigma 1$	0,05215	$\Sigma 1 = 1,25 * (1 - 2 * U1)^{1/2}$
(A_{s1})-Armadura à flexão horizontal(cm ²)	5,94	$A_{s1} = 0,85 * \Sigma * b_w * d * t_{cd} \div f_{yd}$
(A_{smin})-Armadura de flexão mínima (cm ² /m)	5,25	$A_{smin1} = 0,0015 * A_c$
($A_{s\dot{a}dot}$)-Armadura à flexão vertical adotada - ø 12,5 c/20	6,15	$A_{s\dot{a}dot} = 100 \div 20 * 1,23$
($A_{s\dot{a}dot}$)-Armadura à flexão horizontal adotada - ø 10,0 c/15	5,23	$A_{s\dot{a}dot} = 100 \div 15 * 0,785$

6.9. PILARES

Pilares P1, P3, P4 e P6

Determinação do esforço devido ao empuxo ativo do solo (Q_{so})

Altura da pista de rolamento ao solo (H1)= 9,86 m.

Altura da pista de rolamento a face inferior da ala (H2)= 5,00 m.



Altura do centro de carga da ala ao solo (H_3)= $9,86 - 2,50 = 7,36$ m.

Largura solo sobre pilar face interna (L_1)= $1,18$ m.

Largura solo sobre pilar face externa (L_2)= $2,40$ m.

γ_s = peso específico do solo = $1.800,00$ kgf/m³.

K_a = coeficiente de empuxo ativo adotado = $0,33$

$Q_{s0-1} = K_a * \gamma_s * H_1 \div 2,00 * L_1 = 0,33 * 1,80 * 9,86 \div 2,00 * 1,18 = 3,46$ tf/m².

$Q_{s0-2} = K_a * \gamma_s * H_3 \div 2,00 * L_2 = 0,33 * 1,80 * 5,00 \div 2,00 * 2,40 = 3,56$ tf/m².

Determinação do Momento longitudinal na base pilar (M_{Lt})

$M_{L1} = Q_{s0-1} * H_1^2 \div 8 = 3,46 * 9,86^2 \div 8 = 42,05$ tf.m.

$M_{L2} = Q_{s0-2} * H_2 * H_3 \div H_1 = 3,56 * 5,00 * 8,30 \div 10,80 = 13,68$ tf.m.

$M_{Lt} = M_{L1} + M_{L2} = 42,05 + 13,68 = 55,73$ tf.m.

Determinação do Momento transversal na base pilar (M_T)

$M_T = P_t * H_1 \div 3 \text{ pilares} = 0,613 * 5,5 * 9,86 \div 3 = 11,08$ tf.m.

Esforço de compressão no Pilar - $N_k = 121,00$ tf.

Dimensionamento:

$N_d = N_k * 1,4 = 121,00 * 1,4 = 170,00$ tf.

Cobrimento armadura = $3,0$ cm – Logo $d \div h = 3 \div 80 = 0,04$ – adoto $d \div h = 0,1$

Maior dimensão pilar (h_x) = $80,0$ cm = $0,80$ m.

Menor dimensão pilar (h_y) = $80,0$ cm = $0,80$ m.

$M_{dx} = M_L * 1,40 = 55,73 * 1,40 = 78,00$ tf.m.

$M_{dy} = M_T * 1,40 = 11,08 * 1,4 = 16,00$ tf.m.

$h_y = 80,00$ cm.

$h_x = 80,00$ cm.

Parâmetros de entrada no ábaco de interação pilares flexão oblíqua B.10

$\mu_1 = M_{dx} * 1000 \div (h_x^2 * h_y * f_{cd}) = 78,00 * 1000 \div (80^2 * 80 * 2,14) = 0,071$

$\mu_2 = M_{dy} * 1000 \div (h_y^2 * h_x * f_{cd}) = 16,00 * 1000 \div (80^2 * 80 * 2,14) = 0,016$

$\gamma = N_d * 10 \div (h_y * h_x * f_{cd}) = 170,00 * 10 \div (80 * 80 * 2,14) = 0,124$

Pelo ábaco de interação B10 – armadura igual nas 4 faces - $\omega = 0,12$

$A_s = \omega * h_x * h_y * f_{cd} \div \sigma_{sd} = 0,12 * 80 * 80 * 2,14 \div 42 = 39,13$ cm².

$A_{smin} = 0,004 * 80 * 80 = 25,60$ cm².

Adotado $24 \varnothing 16$ mm = $24 * 2,00 = 48,00$ cm².

Estribos

$\varnothing_{estribo} > \varnothing 16,0 \div 4 = 4,00$ – adotado $\varnothing 6,3$ mm.

Espaçamento estribo = $12 * \varnothing 16,0 \div 10 = 19,20$ cm ou $< 20,0$ cm.



Espaçamento dos estribos adotado = 15,0 cm.

- Pilares P2 e P5

Determinação do esforço devido ao empuxo ativo do solo (Q_{so})

Altura da pista de rolamento ao solo (H_1) = 9,86 m.

Largura da ponte (L_1) = 5,50 m

Largura solo sobre pilar (L_3) = 2,35 m.

γ_s = peso específico do solo = 1.800,00 kgf/m³.

K_a = coeficiente de empuxo ativo adotado = 0,33

$Q_{so} = K_a * \gamma_s * H_1 \div 2 * L_1 = 0,33 * 1,80 * 9,86 \div 2,00 * 2,35 = 6,88 \text{ tf/cm}^2$.

Determinação do Momento longitudinal na base pilar (M_L)

$M_L = Q_{so} * H_1^2 \div 8 = 6,88 * 9,86^2 \div 8 = 83,63 \text{ tf.m.}$

Determinação do Momento transversal na base pilar (M_T)

$M_T = P_t * H_1 \div 3 \text{ pilares} = 0,613 * 5,5 * 9,86 \div 3 = 11,08 \text{ tf.m.}$

Esforço de compressão no Pilar - $N_k = 126,00 \text{ tf.}$

Dimensionamento:

$N_d = N_k * 1,4 = 126,00 * 1,4 = 177,00 \text{ tf.}$

Cobrimento armadura = 3,0 cm – Logo $d \div h = 3 \div 80 = 0,04$ – adoto $d \div h = 0,1$

Maior dimensão pilar (h_x) = 80,0 cm = 0,80 m.

Menor dimensão pilar (h_y) = 80,0 cm = 0,80 m.

$M_{dx} = M_L * 1,40 = 83,63 * 1,40 = 117,00 \text{ tf.m.}$

$M_{dy} = M_T * 1,40 = 11,08 * 1,4 = 16,00 \text{ tf.m.}$

$h_y = 80,00 \text{ cm.}$

$h_x = 80,00 \text{ cm.}$

Parâmetros de entrada no ábaco de interação pilares flexão oblíqua B.10

$\mu_1 = M_{dx} * 1000 \div (h_x^2 * h_y * f_{cd}) = 117,00 * 1000 \div (80^2 * 80 * 2,14) = 0,107$

$\mu_2 = M_{dy} * 1000 \div (h_y^2 * h_x * f_{cd}) = 17,00 * 1000 \div (80^2 * 80 * 2,14) = 0,016$

$Y = N_d * 10 \div (h_y * h_x * f_{cd}) = 177,00 * 10 \div (80 * 80 * 2,14) = 0,130$

Pelo ábaco de interação B10 – armadura igual nas 4 faces - $\omega = 0,19$

$A_s = \omega * h_x * h_y * f_{cd} \div \sigma_{sd} = 0,20 * 80 * 80 * 2,14 \div 42 = 61,95 \text{ cm}^2$.

$A_{smin} = 0,004 * 80 * 80 = 25,60 \text{ cm}^2$.

Adotado $20 \varnothing 20 \text{ mm} = 20 * 3,14 = 62,80 \text{ cm}^2$.

Estribos

$\varnothing_{estribo} > \varnothing 20,0 \div 4 = 5,00$ – adotado $\varnothing 6,3 \text{ mm}$.

Espaçamento estribo = $12 * \varnothing 20,0 \div 10 = 24,0 \text{ cm}$ ou $< 20,0 \text{ cm}$.



Espaçamento dos estribos adotado = 15,0 cm.

- Pilares P7 e P8

Altura do fundo do rio a pista de rolamento (H2) = 9,86 m.

Altura do fundo do rio ao ponto de aplicação vento (H3) = 9,51 m.

Resistência do concreto (f_{cd}) = 214,0 kgf/cm².

Determinação do Momento transversal na base pilar (M_T)

$$M_T = P_T * H3 \div 2 \text{ pilares} = 6,74 * 9,51 \div 2 = 32,05 \text{ tf.m.}$$

Determinação do Momento longitudinal na base pilar (M_L)

$$M_L = (P_L * H2) \div 2 \text{ pilares} = 13,50 * 9,86 \div 2 = 66,56 \text{ tf.m.}$$

Esforço de compressão no Pilar - $N_k = 120,00 \text{ tf.}$

Dimensionamento:

$$N_d = N_k * 1,4 = 120,00 * 1,4 = 168,00 \text{ tf.}$$

Cobrimento armadura = 3,0 cm – Logo $d \div h = 3 \div 120 = 0,03$ – adoto $d \div h = 0,1$

Maior dimensão pilar (h_x) = $\varnothing$ 120,0 cm

Menor dimensão pilar (h_y) = $\varnothing$ 120,0 cm

$$M_{dx} = M_L * 1,40 = 66,56 * 1,40 = 94,00 \text{ tf.m.}$$

$$M_{dy} = M_T * 1,40 = 32,05 * 1,40 = 45,00 \text{ tf.m.}$$

$$h_y = 120,00 \text{ cm.}$$

$$h_x = 120,00 \text{ cm.}$$

Parâmetros de entrada no ábaco de interação pilares flexão oblíqua B.10

$$\mu_1 = M_{dx} * 1000 \div (0,81 * h_x^2 * h_y * f_{cd}) = 94,00 * 1000 \div (0,81 * 120^2 * 120 * 2,14) = 0,032$$

$$\mu_2 = M_{dy} * 1000 \div (0,81 * h_y^2 * h_x * f_{cd}) = 45,00 * 1000 \div (0,81 * 120^2 * 120 * 2,14) = 0,015$$

$$Y = N_d * 10 \div (0,78 * h_y * h_x * f_{cd}) = 168,00 * 10 \div (0,78 * 120 * 120 * 2,14) = 0,070$$

Pelo ábaco de interação B10 – armadura igual nas 4 faces

$$w = 0,09$$

$$A_s = w * h_x * h_y * 0,785 * f_{cd} \div \delta_{sd} = 0,09 * 120 * 120 * 0,785 * 2,14 \div 42 = 51,84 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smin} = 0,004 * 120 * 120 * 0,785 = 45,22 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Adotado } 20 \varnothing 20 \text{ mm} = 20 * 3,14 = 62,80 \text{ cm}^2.$$

Estribos

$$\varnothing_{\text{estribo}} > \varnothing 20,0 \div 4 = 5,00 \text{ – adotado } 8,0 \text{ mm.}$$

$$\text{Espaçamento estribo} = 12 * \varnothing 20,0 \div 10 = 24,0 \text{ cm ou } < 20,0 \text{ cm.}$$

Espaçamento adotado 15,0 cm.



6.10. SAPATAS

Conforme especificado na sondagem as fundações serão do tipo direta através de sapatas fixadas sobre rocha.

Adotou-se a fixação das mesmas através de pinos em função das grandes alturas de aterro a ser executado e comportamento das águas deste rio durante as últimas cheias.

Segue valores adotados e dimensionamento.

DIMENSIONAMENTO - SAPATAS - S1 e S2		
Siglas e unidade	Valores	Legenda
P - (tf)	190,00	Carga Horizontal
M - (tf.m)	95,00	Momento base da sapata
a - (m)	4,00	Dimensão da sapata no sentido do momento
b - (m)	2,35	Dimensão da sapata perpendicular ao momento
A - (m ²)	9,40	Área da sapata
Mh- (tf/m ²)	20,21	Tensão devido a carga horizontal
Mb - (tf/m ²)	15,16	Tensão devido ao momento na base da sapata
T - (tf/m ²)	35,37	Tensão < tensão terreno adotada
a" - (m)	0,80	Dimensão do pilar no sentido de a
h _{min} - (m)	1,07	Altura mínima da sapata a ser adotada
f1 (tf)	40,43	Força devida a carga horizontal
f2 - (tf)	40,43	Força devido ao momento na base
m- (tf.m)	84,33	Momento sentido de a
h - (cm)	170,00	Altura sapata adotada
(A _s)-Armadura à flexão calculada (cm ² /m)	18,68	Armadura à flexão
(A _{sadot})-Armadura à flexão adotada (cm ² /m)	20,93	ø 20,0 cada 15 cm = (100 ÷ 15) * 3,14

DIMENSIONAMENTO - SAPATAS - S3		
Siglas e unidade	Valores	Legenda
P - (tf)	150,00	Carga Horizontal
M - (tf.m)	99,00	Momento base da sapata
a - (m)	3,20	Dimensão da sapata no sentido do momento
b - (m)	3,20	Dimensão da sapata perpendicular ao momento
A - (m ²)	10,24	Área da sapata
Mh- (tf/m ²)	14,65	Tensão devido a carga horizontal
Mb - (tf/m ²)	18,13	Tensão devido ao momento na base da sapata
T - (tf/m ²)	32,78	Tensão < tensão terreno adotada
a" - (m)	1,20	Dimensão do pilar no sentido de a
h _{min} - (m)	0,67	Altura mínima da sapata a ser adotada
f1 (tf)	23,44	Força devida a carga horizontal
f2 - (tf)	30,94	Força devido ao momento na base
m- (tf.m)	51,75	Momento sentido de a
h - (cm)	120,00	Altura sapata adotada



(A _s)-Armadura à flexão calculada (cm ² /m)	16,65	Armadura à flexão
(A _{sadot})-Armadura à flexão adotada (cm ² /m)	20,93	Ø 20,0 cada 15 cm = (100 Ø 15) * 3,14

7. MODO DE EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS

7.1. CANTEIRO DE OBRA

Deverá apresentar boas condições de segurança e limpeza, e ordenada circulação, nele se instalando depósitos e escritório, e onde serão mantidas placas de identificação da obra, diário de obra, toda a documentação relativa aos serviços, na qual se incluem desenhos, especificações, contratos, cronogramas, etc.

A localização dos containers, escritórios e demais equipamentos necessários à execução da obra deverão ser definidos pela Fiscalização.

A execução da obra poderá ser efetivada com uso de energia elétrica ou geradores a gasolina.

O barraco de obras deverá abrigar o escritório da administração da obra, vestiários e sanitários de operários.

7.2. LOCAÇÃO DA OBRA

Esta indicada no projeto arquitetônico, as coordenadas geográficas e a locação final será definida pela fiscalização.

A Contratada deverá executar a locação. Todo equipamento e pessoal para sua realização deverão ser fornecidos pela Contratada.

Caso seja verificada discrepância, entre as reais condições do terreno e os elementos do projeto, deverá ser comunicado, por escrito, à Fiscalização, que providenciará a solução do problema.

Concluída a locação, a Fiscalização procedera verificações e aferições que julgar oportunas.



7.3. DEMOLIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO DENTRO DO RIO

As estruturas de concreto armado existentes dentro do rio provenientes do colapso da ponte existente deverão ser retiradas com o uso de escavadeiras com martelo hidráulico, martelos rompedores de perfuração manual ou outro processo sugerido pela CONTRATADA e aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

Os materiais demolidos serão prontamente transportados a bota-foras determinados pela CONTRATADA dentro do município.

7.4. ESCAVAÇÃO E MOVIMENTO DE TERRA

A escavação compreenderá a remoção de qualquer material abaixo da superfície natural do terreno até as linhas e cotas especificadas no projeto e ainda a carga, transporte e descarga do material nas áreas e depósitos previamente aprovados pela FISCALIZAÇÃO.

A escavação poderá ser manual ou mecânica em função das interferências existentes.

Quando a escavação em terreno de boa qualidade tiver atingido a cota indicada no projeto, deverá ser feita a regularização e limpeza da área de rocha que servirá de apoio para as sapatas.

Em especial no primeiro metro de profundidade da escavação, esta deverá ser realizada cuidadosamente para identificação e proteção de interferências não assinaladas em projeto. Todas as interferências localizadas deverão ser identificadas e cadastradas em conjunto com a Fiscalização, atualizando-se os desenhos de projeto. Deverão ser seguidas as orientações de projeto ou da FISCALIZAÇÃO para escoramento e/ ou remanejamento das interferências localizadas.

7.5. EXECUÇÃO DE ENSACADEIRA

Será executada com a movimentação do material existente no rio com a uso de escavadeira hidráulicas.



7.6. INFRAESTRUTURA

As fundações serão executadas em sapatas de concreto armado assentadas sobre rocha sã. O solo deverá ser escavado até encontrar este material.

Estes elementos estruturais deverão seguir as dimensões indicados no projeto estrutural.

O concreto a ser aplicado foi calculado atendendo à norma NB-1/78 (NBR N°. 6118) - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). As resistências características à compressão (f_{ck}) a serem adotadas serão aquelas constantes em projeto.

As formas serão em tabúas de pinho. Sua estanqueidade, horizontalidade e verticalidade serão verificadas rigorosamente durante a execução e mais, antes do lançamento do concreto.

7.7. MESOESTRUTURA E SEPRAESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO.

Os pilares, travessas, cortinas, travessas, transversinas e lajes do tabuleiro serão em concreto armado obedecendo às medidas e os posicionamentos indicados no projeto.

A execução implicará na responsabilidade integral da CONTRATADA pela resistência das mesmas e pela estabilidade da obra.

O concreto a ser aplicado foi calculado atendendo à norma NB-1/78 (NBR N°. 6118) - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). As resistências características à compressão (f_{ck}) a serem adotadas serão aquelas constantes em projeto.

As formas serão em chapa de madeira compensada resinada. Sua estanqueidade, horizontalidade e verticalidade serão verificadas rigorosamente durante a execução e mais, antes do lançamento do concreto. Os pregos do lado do concreto serão rebatidos e calafetados.

7.8. SUPRAESTRUTURA PRÉ-MOLDADA

As vigas, pré-lajes e guarda-corpos serão executadas em concreto armado pré-moldado.



Estas peças poderão serem executadas no canteiro de obras ou em fábrica obedecendo às medidas e os posicionamentos indicados no projeto.

As resistências características à compressão (f_{ck}) a serem adotadas serão aquelas constantes em projeto.

As vigas e guarda-corpos deverão ter uniformidade de coloração, homogeneidade de textura e superfície regular. As formas serão de aço ou madeiras aparelhadas de compensado naval. No uso da madeira aparelhada, será aplicado desmoldantes sendo vedado o uso de óleos minerais ou produtos suspeitos não definidos em Norma. As formas não podem ter erro de colocação maior que cinco mm. Sua estanqueidade, horizontalidade e verticalidade serão verificadas rigorosamente durante a execução e mais, antes do lançamento do concreto. Os pregos do lado do concreto serão rebatidos e calafetados.

As vigas e pré-lajes serão lançadas com a utilização de guindastes.

7.9. MATERIAIS

7.9.1. Aparelhos de Apoio

Serão de Neoprene e deverão atender as normas da NBR N°. 9.783. Deverão ter dureza shore A-60 e dimensões conforme projeto estrutural.

7.9.2. Concreto

Os concretos e argamassas são produtos resultantes do processamento apropriado de misturas homogêneas e convenientemente dosadas, em proporções pré-determinadas, de agregados, de água e de um aglomerante de forma a obter-se uma mistura de qualidade, de consistência mais ou menos plástica que endureça e ganhe resistência com o tempo.

7.9.3. Aglomerante

O aglomerante a ser empregado será o cimento Portland, devendo satisfazer às exigências das normas da ABNT, obedecidas, ainda, as seguintes indicações:



O tipo de cimento a ser utilizado na obra será aquele que tenha servido de base ao traço experimental da dosagem;

Todo cimento deverá ser entregue no local da obra, em sua embalagem original;

O cimento deverá ser armazenado em local seco e abrigado, por tempo e forma de empilhamento que não comprometam a sua qualidade;

Não será admitida a mistura de dois tipos de cimentos ou de cimentos do mesmo tipo de procedências diferentes. Toda vez que houver mudança de procedência, o traço em uso deverá ser revisto;

Admitir-se-à o uso de cimento à granel desde que o depósito seja feito em silos apropriados, por período tal que não venha a comprometer a sua qualidade e seja depositado, nos mesmos, cimento de um mesmo tipo e procedência.

7.9.4. Agregados

Os agregados deverão ser materiais resistentes e inertes, de acordo com as definições abaixo. Deverão ser armazenados separadamente e isolados do terreno natural.

7.9.4.1. Agregado Miúdo

O agregado miúdo é a areia natural quartzosa de diâmetro menor ou igual a 4,8 mm. Deverá ser limpo e não apresentar substâncias nocivas, como torrões de argila, matéria orgânica, etc., atendendo o prescrito na norma NBR 6211.

Desde que devidamente justificado no projeto ou mediante autorização, por escrito, da Fiscalização poderão ser empregadas areias artificiais provenientes de rocha sã e seixos britados, isoladamente ou misturados com areia natural.

7.9.4.2. Agregado Graúdo

O agregado graúdo será constituído por pedra ou seixo, britados ou não, de diâmetro máximo superior a 4,8 mm e inferior a 75,0 mm, apresentando partículas



sãs, limpas e duráveis, livres de torrões de argila e outras substâncias nocivas, atendendo o prescrito na norma NBR 7211.

7.9.4.3. Pedra de mão

A pedra de mão deverá ser constituída por pedra ou seixo, britados ou não, cuja menor dimensão não será inferior a 15 cm, nem superior a 2/3 da menor dimensão do elemento a ser construído, apresentando partículas sãs, limpas e duráveis, livres de torrões de argila e outras substâncias nocivas.

7.9.4.4. Água

A água a ser utilizada na preparação dos concretos e argamassas será potável, limpa e isenta de ácidos, óleos, álcalis, sais, siltes, açúcares, matérias orgânicas e outras substâncias agressivas ao concreto e argamassas; devendo atender o prescrito no item 8.1.3. da NBR 6118, da ABNT.

7.10. EQUIPAMENTO

O equipamento deverá ser aquele capaz de executar os serviços sob as condições especificadas e produtividade requerida, sendo obrigatório o uso de betoneira.

O concreto deverá ser misturado mecanicamente de acordo com a dosagem de projeto no local da obra, ou recebido pronto para emprego imediato quando preparado em outro local, e transportado;

O preparo do concreto no local da obra deverá ser feito em betoneira de tipo e capacidade aprovados pela Fiscalização. Somente será permitida a eventual mistura manual em casos de emergência;

A quantidade total de água de amassamento será sempre aquela prevista na dosagem, ou seja, haverá sempre um valor fixo para o fator água/cimento, não se admitindo, em hipótese alguma, valores superiores ao fixado;

Os materiais serão colocados no tambor de modo que uma parte da água de amassamento seja admitida antes dos materiais secos. A ordem de entrada dos materiais na betoneira será a seguinte: parte do agregado graúdo, cimento, agregado



miúdo, e o restante da água de amassamento e, finalmente, o restante do agregado graúdo;

Os aditivos, quando previstos seus usos, serão misturados à água nas quantidades corretas, antes do seu lançamento no tambor, salvo recomendação de outro procedimento pela Fiscalização;

O tempo de mistura será aquele que permita a obtenção de uma massa que apresente cor e consistência uniformes e distribuição equânime;

Quando utilizada mistura volumétrica, a mesma será referida a uma quantidade inteira de sacos de cimento;

Quando a mistura for executada em central de concreto, deverão ser obedecidos os mesmos critérios anteriormente estabelecidos;

O concreto deverá ser preparado somente nas quantidades destinadas ao uso imediato. O concreto que estiver parcialmente endurecido não poderá ser remisturado;

O concreto deve ser transportado desde o local de fabricação até o de aplicação em condições tais que não haja segregação dos elementos, nem início de pega, antes do lançamento;

Devem ser tomadas precauções para evitar que, durante o transporte, haja perda de qualquer um dos constituintes da mistura, em particular a evaporação excessiva da água, ou a intrusão de matérias estranhas. Quando a duração do transporte for significativa, deve-se proceder a ensaios de adequação que permitam garantir que essa duração seja admissível;

A concretagem não será permitida com tempo chuvoso em locais que não disponham de proteção. Recomenda-se que o lançamento não seja executado sob temperaturas inferiores a 5°C, no entanto quando isto não for possível deverão ser tomadas precauções para que a temperatura do concreto seja de pelo menos 5°C durante o lançamento, e que permaneça superior a 2°C até que seu endurecimento esteja suficientemente adiantado. Se necessário a água e, eventualmente, os agregados, serão aquecidos antes da mistura;

O concreto deverá ser lançado o mais próximo possível da sua posição final, antes de qualquer início de pega, proibindo-se acrescentar água à massa após o término da mistura;

Os processos empregados para o lançamento e a aplicação do concreto devem conservar-lhe a homogeneidade e evitar sua segregação. Deve ser evitada, durante



a operação de concretagem, qualquer circunstância que possa permitir uma perda de água de amassamento;

Não serão permitidos, o lançamento do concreto de uma altura superior a dois metros, bem como o acúmulo de grande quantidade em um ponto qualquer e o seu posterior deslocamento, ao longo das formas;

Durante e imediatamente após o lançamento, o concreto deverá ser adensado por vibração, pressão, centrifugação, choque ou qualquer meio eficaz, contínua e energicamente. O adensamento deverá ser cuidadoso para que o concreto preencha todos os recantos da forma. Durante o adensamento deverão ser tomados as precauções necessárias para que não se formem ninhos ou haja segregação dos materiais, constituindo uma massa sem comportar vazios;

Enquanto não atingir o endurecimento satisfatório, o concreto deverá ser protegido contra agentes prejudiciais, tais como: mudanças bruscas de temperatura, secagem, chuva forte, água torrencial, agentes químicos bem como, contra choque e vibrações de intensidade tal que possam produzir fissuração na massa do concreto. A proteção contra a secagem prematura poderá ser feita, mantendo-se umedecida a superfície ou protegendo-a com uma película impermeável, pelo menos, durante os 7 primeiros dias após o lançamento do concreto, aumentando este período, quando a natureza do cimento o exigir. O endurecimento do concreto poderá ser antecipado por meio de tratamento térmico adequado e devidamente controlado, não se dispensando as medidas de proteção contra a secagem;

Deverá ser imprescindivelmente usado com resistências que atendam ao projeto estrutural com batimento 10 +/- 2.

7.11. CONTROLE TECNOLÓGICO

Do concreto aplicado far-se-ão os ensaios de controle tecnológico, devendo os mesmos ser feitos por empresas ou profissionais especializados no setor e contratado pela CONTRATADA.

7.12. ADITIVOS DE CONCRETO

Os aditivos somente poderão ser empregados através de solicitação ou aprovação da FISCALIZAÇÃO. A solicitação deve especificar o tipo, a qualidade, as



características do aditivo, as partes da obra em que deverá ser empregado e os motivos que justificam o seu uso.

Podem ser usados a fim de melhorar algumas características do concreto, como por exemplo, a plasticidade, a homogeneidade, o peso específico, a impermeabilidade etc.

7.13. TRANSPORTE

Os meios de transporte deverão ser tais que fique assegurado o mínimo tempo de transporte de modo a evitar a segregação apreciável dos agregados ou variação na trabalhabilidade da mistura.

7.14. LANÇANDO

A CONTRATADA deverá comunicar previamente à Fiscalização o início de qualquer concretagem. A concretagem só poderá ser efetuada após a liberação, por escrito, da Fiscalização e com a presença de seu representante. A superfície sobre a qual deverá ser executada a concretagem será submetida a uma limpeza apurada e se for rocha, a uma completa limpeza com água e ar comprimido. O concreto deverá ser descarregado o mais próximo possível do local de emprego e, o método de descarga não deve causar a segregação dos agregados.

7.15. VIBRAÇÃO

O concreto deverá ser vibrado até que se obtenha a máxima densidade possível e que impossibilite a existência de vazios e bolhas de ar. O concreto deverá adaptar-se perfeitamente a superfície das fôrmas e aderir às peças incorporadas ao concreto. Deverão ser tomadas precauções necessárias para que não se altere a posição da armadura nas fôrmas.

7.16. CURA

A cura terá um período mínimo de sete dias. Durante a cura, o concreto será mantido molhado. As superfícies expostas podem ser cobertas com serragem (cinco



cm), lona plástica transparente (indicada para tal fim) ou película química. A desmoldagem das faces laterais ocorrerá em 3 dias, e das inferiores em 14 dias. Para as peças escoradas recomenda-se o início da descarga das cunhas aos 21 dias e progressivamente até 28 dias, ou conforme orientação em projeto.

Após a desfôrma, o concreto será inspecionado, podendo a CONTRATADA proceder a reparos em “bicheiras”. Caso a concretagem ou parte dela não venham a ser aprovados pela Fiscalização, o CONTRATADA procederá a sua imediata remoção e reconstrução, sem ônus para o CONTRATANTE.

7.17. FORMAS

As formas devem obedecer ao disposto na NB 11 e NB 14, devidamente travados com gravatas ou tirantes equivalentes, e escoradas. Seu dimensionamento deve procurar evitar deformação por ação ambiental e pela carga do concreto fresco. Em todos os vãos deve ser observada a contra-flexa mínima exigida.

As fôrmas propriamente ditas, poderão ser de madeira, ferro ou outro material aprovado pela Fiscalização, conforme o grau de acabamento previsto para o concreto.

As áreas em que o concreto for a vista e se optar pela madeira, esta deverá ser em madeirite plastificado, com colagem fenólica 100% à prova d'água, lâminas selecionadas de 1,5 mm de espessura, superfícies revestidas com filme fenólico, liso em ambas as faces, e topos selados com resina impermeabilizante. Deverá possuir espessura mínima de 17 mm.

Independente da especificação acima a qualidade do serviço será de responsabilidade da CONTRATADA, que deverá utilizar mão de obra especializada para garantir a de boa qualidade de seu produto.

Os pontaletes de escoramento devem ter diâmetro mínimo de dez cm, apoiados em cunhas duplas, devidamente pregadas após a verificação das contra-flexas.

As formas deverão ser suficientemente estanques, de modo a impedir a perda da nata do concreto.

No momento da concretagem, as superfícies das fôrmas deverão estar livres de incrustações e outros materiais estranhos e serão convenientemente lubrificadas, de modo a evitar a aderência ao concreto e a ocorrência de manchas do mesmo.



As fôrmas deverão ser retiradas somente quando, a critério da Fiscalização, o endurecimento do concreto seja tal que garanta uma total segurança da estrutura e de modo algum antes dos prazos estipulados pela NB-1 da ABNT.

7.18. ARMADURAS

As barras de aço ou as eventuais redes metálicas para armadura de concreto obedecerão à especificação EB-3 da ABNT, serão ensaiadas de acordo com os métodos MB-4 e MB-5 da ABNT.

As barras e os fios de aço para as armaduras de concreto devem seguir as disposições da norma NBR N°. 7.480.

As barras das armaduras deverão ser depositadas pela CONTRATADA em áreas adequadas, de modo a permitir a separação das diversas partidas e dos diversos diâmetros e tipos de aço.

As barras da armadura de aço do tipo CA-50 e CA-60 deverão ser aplicadas rigorosamente nas posições indicadas nos desenhos de detalhamento do projeto estrutural, de modo a garantir a integridade das peças estruturais. Antes da colocação, as barras deverão ser cuidadosamente limpas da camada de ferrugem e de resíduos de qualquer natureza que possam reduzir ou prejudicar a aderência do concreto.

Os ferros cujos comprimentos forem superiores a 12,00 m e as bitolas forem superiores a 10,0 mm deverão ser soldados conforme NBR N°. 6.118 e N°. 8.548.

Devem ficar solidamente nas posições, por meio de distanciadores ou espaçadores e outras peças de sustentação de tipo aprovado, durante o lançamento do concreto.

Salvo indicações em contrário de projetos e especificações, o número e o espaçamento dos espaçadores deverão obedecer à norma NB – 1 da ABNT. Os cobrimentos mínimos deverão ser obedecidos rigorosamente, pois deles depende uma boa parte da durabilidade da estrutura.



8. OBRIGAÇÕES DA CONTRATADA

8.1. ANOTAÇÕES DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA (ART)

Deverá(ão) ser designado engenheiro(s) para responder tecnicamente pela execução do referido contrato, com a respectiva apresentação da ART (Anotação de Responsabilidade Técnica), conforme habilitações do CREA – Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia, conforme Resolução 218 de 29 de Junho de 1973, ou Resolução 1.010/05, quando a mesma estiver em vigor.

8.2. PLACA DE OBRA

A empresa CONTRATADA deverá fornecer e instalar, antes do início da obra, as placas de sinalização correspondentes ao contrato. Estas placas devem seguir o modelo conforme exigência do Ministério da Fazenda Federal, utilizando como parâmetros o modelo disponível no site: https://www.gov.br/secom/pt-br/central-de-conteudo/manuais/uso-da-marca-do-governo-federal/2024-mar_br_govfederal_manual-de-uso_placas .

8.3. DIÁRIO DE OBRA

A CONTRATADA deverá durante a fase de execução manter no canteiro de obras um diário, o qual será rubricado em cada visita da FISCALIZAÇÃO e deverá ser entregue após a conclusão da mesma.



MUNICÍPIO DE CÂNDIDO GODÓI



				No. DA FOLHA						
DIÁRIO DE OBRA										
				DATA						
OBRA				CONTRATO No.						
CONSTRUTORA				SUPERVISORA						
TEMPO (CLIMA)				DIA DA SEMANA						
BOM	INSTÁVEL	CHUVOSO	IMPRATICAVEL	D	S	T	Q	Q	S	S
1 - SERVIÇOS DESENVOLVIDOS NO PERÍODO										
TERRAPLANAGEM	PAVIMENTAÇÃO	SINALIZAÇÃO	COMPLEMENTARES	OBRAS DE ARTE ESPECIAL			MEIO AMBIENTE			
2 - EVENTOS COM RESTRIÇÕES										
EQUIPAMENTO	PESSOAL	INSTALAÇÕES	CRONOGRAMA FÍSICO	QUALIDADE	ATENDIMENTO A FISCALIZAÇÃO	ADMINISTRAÇÃO DA OBRA	MEIO AMBIENTE			
3 - COMENTÁRIOS DA SUPERVISORA										
4 - COMENTÁRIOS DA FISCALIZAÇÃO DO DEINFRA										
5 - CONSIDERAÇÕES DA CONSTRUTORA										
ENG. DA CONSTRUTORA			ENG. DA SUPERVISORA			ENG. FISCAL DO DEINFRA				

Modelo disponibilizado pela projetista

8.4. CONTROLE TECNOLÓGICO

8.4.1. Ensaio concreto

O concreto e seus componentes deverão ser ensaiados conforme discriminação abaixo:



Controle, mediante ensaios em corpos de prova confeccionados durante o curso de obras, de que o concreto tenha os requisitos necessários;

A CONTRATADA providenciará a confecção de uma série de 1 corpo de prova, tirado de cada 8,00 m³. Os corpos de prova serão confeccionados e terão sua cura de acordo com o método NB-2 da ABNT.

A CONTRATADA deverá apresentar a Fiscalização os laudos acima identificando em qual peça estrutural foram utilizados.

8.5. RESPONSABILIDADE DA CONTRATADA

Obter todas as licenças e franquias, inclusive alvará de execução de obras em vias públicas, a ser solicitado junto aos órgãos competentes com a devida antecedência;

O pagamento de emolumentos prescritos em lei e observação de todas as posturas referente à obra;

As despesas com cópias do projeto e memorial descritivo, necessários à execução e fiscalização da obra.

Despesas decorrentes de leis trabalhistas, de consumo de luz, água, e que digam respeito à obra e aos serviços contratados.

A CONTRATADA se responsabilizará por danos ou morte de quaisquer pessoas ou danos as propriedades públicas e privadas, por ela causadas.

Após a conclusão de todas as fases da obra a CONTRATADA deverá promover a desmobilização mantendo a perfeita limpeza da mesma e ao entorno, não serão admitidos sobras de materiais tais como: pedaços de aço, formas e cimbramentos remanescentes. Deverá ser removido todo o entulho do canteiro e ser retirado do local da obra.

A FISCALIZAÇÃO deverá decidir as questões que venham a surgir quanto à qualidade e aceitabilidade dos materiais fornecidos, serviços executados, andamento, interpretação dos Projetos e Especificação e cumprimento satisfatório das cláusulas do Contrato

Ficará por conta da CONTRATADA fornecer todo material, mão de obra e equipamento de acordo com as Normas Técnicas da ABNT.

Os serviços executados ou os materiais fornecidos, que não atenderem as exigências especificadas, deverão ser removidos, substituídos ou reparados, segundo



instruções da FISCALIZAÇÃO e da maneira que esta determinar, e as despesas decorrentes destas substituições correrão por conta da CONTRATADA.

Caberá a CONTRATADA, a concreta aplicação da legislação em vigor relativa à Segurança, Higiene e Medicina do Trabalho. A CONTRATADA se responsabilizará pelo emprego de equipamento de proteção individual, conforme estabelece a Portaria Ministerial Nº 3.214 e anexos.

9. CONSIDERAÇÕES GERAIS

9.1. MODIFICAÇÕES DO PROJETO

Sempre que circunstâncias posteriores à assinatura do contrato vierem a impor, ou mesmo aconselhar modificações do projeto que resultem em alteração ou impedimento no cumprimento das Especificação Técnica, a CONTRATADA deverá comunicar imediatamente a FISCALIZAÇÃO sua intenção de modificação das condições iniciais. A comunicação deve ser acompanhada de minuciosa justificativa da atitude a ser tomada, assim como de sugestões sobre as modificações a efetuar.

Caso a modificação do projeto, por motivos alheios à vontade da CONTRATADA, venha a impedir o prosseguimento da obra ou o cumprimento das Especificações Técnicas, esta deverá comunicar por escrito a FISCALIZAÇÃO sobre a suspensão dos serviços, indicando as medidas necessárias à retomada dos trabalhos e o tempo necessário para implantação das mesmas.

9.2. PLANEJAMENTO DE EXECUÇÃO E CONTROLE DA OBRA (PECO)

Caberá à CONTRATADA a elaboração de um PECO, incluindo estas especificações. Esse documento deverá ser apresentado a FISCALIZAÇÃO para análise, parecer e aprovação 10 (dez) dias antes do início das obras. Neste documento, deverão estar detalhadas todas as práticas, os recursos e a seqüência de atividades relativas à execução, ao controle e garantia da qualidade da obra.

Este planejamento constitui-se no estudo minucioso da obra, elaboração de um plano de execução, com a alocação de recursos humanos, materiais e equipamentos para o atendimento dos Procedimentos de Controle Ambiental (PCA) e metas estabelecidas no cronograma da obra.



Dentro desse planejamento deverão ficar claramente definido os tipos, as qualidades e a disponibilidade dos equipamentos, bem como a descrição, quantidade e disponibilidade da equipe técnica.

Deverão ser também, detalhadas todas as instalações e os recursos a serem mobilizados no canteiro de obras, assim como as disponibilizadas em outras instalações da CONTRATADA, indicando os responsáveis por cada tipo de serviço, que estão relacionados diretamente com a obra ou fazem parte da administração.

Deverão ser explicitados os meios e processos de controle da obra, dentro das normas técnicas vigentes, para verificar a conformidade dos resultados intermediários e finais, que afetam diretamente a qualidade ambiental final da obra.

Para a segurança do trabalhador e munícipe e o controle ambiental da obra, atenção especial deverá ser dada à sinalização, abrangendo três tipos: de advertência, de proteção ou balizamento e de identificação.

Os órgãos competentes deverão ser consultados quando a obra ou serviços implicar em remanejamento, colocação ou retirada de redes ou equipamentos da municipalidade, poda ou transplante de árvores.

Os equipamentos e materiais armazenados no canteiro de obras, em volume compatível com o local, devem ser protegidos por tapumes contínuos, a fim de evitar que se espalhem, tomando-se, ainda, cuidado para que o acesso não seja dificultado.

As áreas atingidas pelas obras ou serviços devem ser mantidas sempre limpas, com a remoção dos resíduos de construção por meio de varrição e lavagem adequada.

Quanto à carga e descarga, empregar métodos e equipamentos adequados, observando os horários e os locais adequados para depósito de materiais.

Toda a sinalização utilizada nos locais deverá sofrer manutenção permanente, especialmente quanto à limpeza e conservação da face sinalizada. A CONTRATADA deverá manter a sinalização até o final da obra.

10. ATIVIDADES COMPLEMENTARES

10.1. PARALIZAÇÃO TEMPORÁRIA DAS OBRAS

A interrupção das obras, por qualquer motivo, deve implicar no adequado encerramento e proteção das estruturas prevenindo-se a deterioração destas, de



equipamentos e das obras já concluídas, propiciando sua retomada, com o mínimo de prejuízos ao meio ambiente.

Não deverão permanecer nos canteiros e praças de trabalho, produtos e resíduos perigosos.

10.2. ROTAS DE TRÁFEGO DE VEÍCULOS DA OBRA

A CONTRATADA cabe tornar mínima a interferência dos seus trabalhos sobre o tráfego.

Qualquer obra nas vias públicas que possa perturbar ou interromper o livre trânsito ou oferecer perigo à segurança pública não será iniciada sem prévios entendimentos com a Prefeitura Municipal e com o órgão responsável pelo trânsito.

Nas saídas e entradas de veículos de obras, de área de empréstimo ou bota-fora, a CONTRATADA deverá prover a sinalização. Especial cautela e sinalização se recomendam para eventuais inversões de tráfego, ficando sob a responsabilidade da CONTRATADA os entendimentos e autorizações das autoridades competentes.

A CONTRATADA será inteiramente responsável por quaisquer danos a viaturas particulares ou acidentes que envolvam pessoas, empregados ou não nas obras.

10.3. TRANSPORTES DE CARGA

Toda carga transportada será bem acondicionada e amarrada à carroceria do veículo.

A operação de guindastes só será realizada por profissional habilitado e treinado para esse tipo de operação.

10.4. RECEBIMENTO E INSPEÇÃO DE PEÇAS PRÉ-MODADAS

Os materiais entregues na obra deverão ser inspecionados quanto ao seu estado, no ato do seu recebimento, cabendo a recusa pela FISCALIZAÇÃO e CONTRATADA no caso de eventuais defeitos que impeçam a sua montagem. Caberá, neste caso, ao fornecedor a obrigação de repor todo o material que posteriormente for avariado ou recusado.



10.5. DESCARGA E MANUSEIO DAS PEÇAS

Para a descarga das peças, deverão ser utilizados dispositivos de levantamento adequado, içados em posição horizontal, guiando-os no início e final da manobra. Evitar balanço, choques com as laterais do veículo ou com outras peças. Se as peças precisarem ser mudadas de lugar após serem descarregados, as unidades só poderão ser roladas ou içadas, nunca arrastadas.

10.6. ESTOCAGEM DAS PEÇAS

As peças deverão ser estocadas o mais perto possível do local onde serão instalados.

As peças de concreto não deverão ser armazenados em pilhas.

A área de estocagem deverá ser plana, limpa e livre de pedras ou objetos salientes.

10.7. OPERAÇÃO DE MAQUINARIA E EQUIPAMENTOS

Dentro da faixa, o seu deslocamento será o mínimo possível, pois os trabalhos a serem desenvolvidos obedecerão a uma sequência, quando possível.

O Planejamento desta atividade deverá considerar a sequência de atividades previstas na execução das obras.

Os tratores, máquinas e outros possuirão proteção especial para o operador, tipo cabine ou estrutura específica sobre o seu posto de trabalho, de construção metálica, em qualquer dos casos, e com proteção contra intempéries.

Serão observados o dimensionamento da carga e o estado de conservação das pontes e vias públicas já existentes para verificar sua adequação ao tráfego solicitado.

10.8. PRÁTICAS DE SEGURANÇA

As máquinas estarão equipadas com sinal sonoro de advertência quando em marcha ré. Os operadores das máquinas serão orientados no sentido de evitar grandes declives, bem com observar os operários que trabalhem à sua volta.



11. EDUCAÇÃO AMBIENTAL DOS TRABALHADORES E CÓDIGO DE CONDUTA NA OBRA

Um dos principais impactos que deve ser gerenciado é o contato entre os trabalhadores das CONTRATADA e a comunidade local, além do comportamento desses trabalhadores frente ao meio ambiente. Justifica-se, assim, a emissão de normas de conduta para os trabalhadores que se alojam nos canteiros, bem como a promoção de atividades educacionais para a manutenção de bom relacionamento com as comunidades (Código de Conduta).

Deve ser requerido dos trabalhadores o cumprimento das normas de conduta e a obediência a procedimentos de saúde e de diminuição de resíduos, nas frentes de trabalho, canteiros, faixa de domínio e estradas de serviço, como os relacionados a seguir.

A manutenção de animais domésticos deve ser desencorajada, uma vez que frequentemente tais animais são abandonados nos locais de trabalho ou residência ao término da obra.

O porte de armas brancas e de fogo é proibido nos alojamentos, canteiros e demais áreas da obra. Canivetes são permitidos nos acampamentos, cabendo ao pessoal da segurança julgar se tais utensílios devem ser retidos e posteriormente devolvidos quando do término da obra. Apenas o pessoal da segurança, quando devidamente habilitado, pode portar armas de fogo. A CONTRATADA deve assegurar o necessário treinamento do pessoal da segurança.

Equipamentos de trabalho que possam eventualmente ser utilizados como armas (facão, machado, motosserra, etc.) devem ser recolhidos diariamente.

É proibida a venda, manutenção e consumo de bebidas alcoólicas nos canteiros ou nas praças de obras.

Os trabalhadores devem obedecer às diretrizes de geração de resíduos e de saneamento. Assim, deve ser observada a utilização de sanitários (é bastante comum a sua não-utilização) e, principalmente, verificado o não-lançamento de resíduos no meio ambiente, tais como recipientes e restos de refeições ou materiais descartados na manutenção de veículos.



Os trabalhadores devem se comportar de forma adequada no contato com a população, evitando a ocorrência de brigas, desentendimentos e alterações significativas do cotidiano da população local.

O uso de drogas ilegais, no âmbito dos canteiros, deve ser expressamente proibido e reprimido.

Os trabalhadores devem ser informados dos limites de velocidade de tráfego dos veículos e da proibição expressa de tráfego em velocidades que comprometam a segurança das pessoas, equipamentos, animais e edificações.

Devem ser proibidos a permanência e o tráfego de carros particulares, não vinculados diretamente às obras, nos canteiros ou áreas adjacentes.

Todos os trabalhadores devem ser informados sobre o traçado, configuração e restrições às atividades construtivas na faixa de obras, bem como das viagens de ida-e-volta entre o acampamento e o local das obras.

Todos os trabalhadores devem ser informados sobre os procedimentos de controle para prevenir erosão do solo dentro dos limites e adjacências da faixa de obras, providenciar recuperação das áreas alteradas e contribuir para a manutenção em longo prazo da área, propiciando o restabelecimento da vegetação.

Todos os trabalhadores devem ser informados de que o abastecimento e lubrificação de veículos e de todos os equipamentos, armazenamento de combustíveis, óleos lubrificantes e outros materiais tóxicos devem ser realizados em áreas especificadas, localizadas fora dos limites da Área de Preservação Permanente. Os procedimentos especiais de recuperação de áreas que sofreram derramamentos devem ser explicados aos trabalhadores.

Todos os trabalhadores devem ser informados que nenhuma planta pode ser coletada, nenhum animal pode ser capturado, molestado, ameaçado ou morto dentro dos limites e áreas adjacentes da faixa de domínio. Nenhum animal pode ser tocado, exceto para ser salvo. Além de restrições relacionadas às obras, os trabalhadores devem ser informados de que tais procedimentos são considerados crimes com base na Lei.

Todos os trabalhadores devem ser orientados quanto ao tipo, importância e necessidade de cuidados, caso recursos culturais, restos humanos, sítios arqueológicos ou artefatos sejam encontrados parcial ou completamente enterrados. Todos os achados devem ser imediatamente relatados ao responsável pela gestão ambiental, para as providências cabíveis.



Todos os trabalhadores devem implementar medidas para reduzir emissões dos equipamentos, evitando-se paralisações desnecessárias e mantendo os motores a combustão funcionando eficientemente.

12. MEMORIAL DE CÁLCULO DE QUANTIDADES DE MATERIAIS

ÍTEM	DESCRIÇÃO DO SERVIÇO	QUANT	RESUMO AÇO	QUANT
1.1	EXECUÇÃO DE CANTEIRO DE OBRAS			
	Barraco e escritório (mês)=	6,00		
1.2	ALUGUEL DE BANHEIRO QUÍMICO			
	Aluguel de banheiro químico (mês)=	6,00		
1.3	FORNECIMENTO E INST. PLACA OBRA			
	Comprimento (m)=	3,46		
	Altura (m²)=	1,73		
	Área placa (m²)=	6,00		
1.4	LOCAÇÃO CONVENCIONAL DA OBRA			
	Comprimento (m)=	22,00		
	Largura (m)=	5,50		
	Perímetro (m)=	55,00		
1.5	GERADOR PORTÁTIL			
	Mês=	6,00		
	Horas/Mês=	160,00		
	Horas=	960,00		
1.6	ENGENHEIRO NA OBRA			
	Mês=	6,00		
	Horas/Mês=	20,00		
	Horas=	120,00		
2.1	ESCAVAÇÃO MECANIZADA DE VALA			
	Sapatas S1 e S2 (un.)=	2,00		
	Sapatas S3 (un.)=	1,00		
	Comprimento S1 e S2 (m)=+6,00m	13,00		
	Comprimento S3 (m)=+6,00m	12,40		
	Seção S1 e S2 (m²)=	14,00		
	Seção S3 (m²)=	12,40		



MUNICÍPIO DE CÂNDIDO GODÓI



	Cortinas C1 e C2 (un.)=	2,00		
	Altura C1 e C2 (m)=	4,00		
	Espessura C1 e C2 (m)=	4,00		
	Comprimento C1 e C2 (m)=	11,50		
	Volume total (m³)=	885,76		
2.2	REATERRO MECANIZADO DE VALA			
	Volume escavado (m³)=	885,76		
	Volume concreto sapata (m³)=	102,78		
	Volume concreto cortina (m³)=	17,12		
	Volume reaterro (m³)=	765,86		
2.3	DEMOLIÇÃO ESTRUTURA EXISTENTE			
	Cabeceiras (m³)=	46,94		
	Apoio Central(m³)=	8,52		
	Pilar Seção Circular $\varnothing$ 0,85m (m³)=	3,50		
	Volume Total (m³)=	58,96		
3.1	EXECUÇÃO DE ENSECADEIRA			
	Largura material a movimentar (m)=	11,50		
	Comprimento material a movimentar (m)=	28,00		
	Altura material a movimentar (m)=	2,00		
	Volume a movimentar (m³)=	644,00		
3.2 à 3.5	SAPATAS			
	Peças S1 e S2 (un.)=	2,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	0,0
	Peças S3 (un.)=	1,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	0,0
	Comprimento S1 e S2 (m)=	7,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	0,0
	Comprimento S3 (m)=	6,40	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	0,0
	Seção S1 e S2 (m²)=	5,44	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	0,0
	Seção S2 (m²)=	4,16	Aço CA-50 $\varnothing$ 20,0 mm=	2.989,0
	Perímetro S1 e S2 (m)=	22,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 25,0 mm=	0,0
	Perímetro S3 (m)=	19,20	Aço - Total (kg)=	2.989,0
	Altura S1 e S2 (m)	0,60		
	Altura S3 (m)	1,20		
	Área de formas (m²)=	49,44		
	Volume de concreto (m³)=	102,78		
3.6	CHUMBADOR DE AÇO			
	Peças (un.)=	199,00		
	Comprimento unitário(m)=	2,00		
	Comprimento total(m)=	398,00		
4.1 à 4.4	PILARES			



MUNICÍPIO DE CÂNDIDO GODÓI



	Pilares P1 à P6 (un.)=	6,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	0,0
	Pilares P7 e P8 (un.)=	2,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	522,0
	Largura P1 à P6 (m)=	0,80	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	0,0
	Diâmetro P7 e P8 (m.)=	1,20	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	0,0
	Comprimento P1 à P6 (m.)=	0,80	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	1.926,0
	Altura P1 à P6 (m.)=	7,89	Aço CA-50 $\varnothing$ 20,0 mm=	2.538,0
	Altura P7 e P8 (m)=	8,19	Aço CA-50 $\varnothing$ 25,0 mm=	0,0
	Área de formas (m ²)=	213,21	Aço - Total (kg)=	4.986,0
	Volume de concreto (m ³)=	48,81		
4.5 à 4.8	CORTINAS C1 à C4 e ALAS			
	Peças C1 e C2 (un.)=	2,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	0,0
	Peças C3 e C4 (un.)=	2,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	0,0
	Peças A1 à A4 (un.)=	4,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	1.299,0
	Altura C1 e C2 (m)=	7,89	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	253,0
	Altura C3 e C4 (m)=	1,27	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	0,0
	Altura A1 à A4 (m)=	5,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 20,0 mm=	0,0
	Espessura C1 e C2 (m)=	0,35	Aço CA-50 $\varnothing$ 25,0 mm=	0,0
	Espessura C3 e C4 (m)=	0,25	Aço - Total (kg)=	1.552,0
	Espessura A1 à A4 (m)=	0,35		
	Comprimento C1 e C2 (m)=	3,10		
	Comprimento C3 e C4 (m)=	5,50		
	Comprimento A1 à A4 (m)=	2,85		
	Área de formas (m ²)=	239,78		
	Volume de concreto (m ³)=	40,56		
4.9 à 4.12	TRAVESSAS			
	Travessas T1 e T2 (un.)	2,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	0,0
	Travessa T3 (un.)	1,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	0,0
	Largura T1 e T2 (m)=	0,80	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	575,0
	Largura T3 (m)=	1,20	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	131,0
	Altura média T1 e T2 (m)=	1,03	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	452,0
	Altura média T3 (m)=	1,23	Aço CA-50 $\varnothing$ 20,0 mm=	263,0
	Comprimento T1 e T2 (m)=	5,50	Aço CA-50 $\varnothing$ 25,0 mm=	0,0
	Comprimento T3 (m)=	5,50	Aço - Total (kg)=	1.421,0
	Área de formas (m ²)=	51,59		
	Volume de concreto (m ³)=	17,18		
5.1 à 5.4	VIGAS PRINCIPAIS			
	Peças (un.)=	6,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	183,0
	Comprimento (m)=	11,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	0,0
	Seção (m ²)=	0,28	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	383,0
	Perímetro (m)=	2,55	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	1.408,0
	Área de formas (m ²)=	168,30	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	85,0
	Volume de concreto (m ³)=	18,48	Aço CA-50 $\varnothing$ 20,0 mm=	0,0



MUNICÍPIO DE CÂNDIDO GODÓI



			Aço CA-50 $\varnothing$ 25,0 mm=	1.972,0
			Aço - Total (kg)=	4.031,0
5.5	APARELHO DE NEOPRENE FRETADO			
	Peças (un.)=	24,00		
	Largura (dm)=	2,00		
	Comprimento (dm)=	2,00		
	Espessura (dm)=	0,53		
	Volume de neoprene (m3)=	50,88		
5.6	LANÇAMENTO DE VIGA PRÉ-MOLDADA			
	Montagem com guindaste (un.)=	6,00		
5.7 à 5.10	TRANSVERSINAS			
	Tranversinas TS1 à TS4 (un.)	4,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	31,0
	Tranversinas TS5 e TS6 (un.)	2,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	86,0
	Seção TS1 à TS4 (m ²)=	2,90	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	132,0
	Seção TS5 à TS6 (m ²)=	4,70	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	0,0
	Espessura TS1 à TS4 (m)=	0,22	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	0,0
	Espessura TS5 à TS6 (m)=	0,22	Aço CA-50 $\varnothing$ 20,0 mm=	334,0
	Área de formas (m ²)=	42,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 25,0 mm=	643,0
	Volume de concreto (m ³)=	4,62	Aço - Total (kg)=	1.226,0
5.11 à 5.15	PRÉ-LAJES			
	Peças (un.)=	104,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	229,0
	Espessura1(m)=	0,05	Treliça Aço CA-60 -H16	433,0
	Largura (m)=	0,40	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	0,0
	Comprimento (m)=	1,82	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	0,0
	Área de formas (m ²)=	75,71	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	0,0
	Volume de concreto (m ³)=	3,79	Aço - Total (kg)=	662,0
5.16 à 5.19	LAJES			
	Comprimento (m)=	22,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	63,0
	Largura (m)=	5,50	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	361,0
	Espessura1(m)=	0,22	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	743,0
	Volume de pré-laje (m ³)=	3,79	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	2.443,0
	Form.apoio guarda-roda (m ²)=	13,20	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	0,0
	Vol. apoio guarda-roda (m ³)=	1,32	Aço CA-50 $\varnothing$ 20,0 mm=	0,0
	Área de formas (m ²)=	40,79	Aço CA-50 $\varnothing$ 25,0 mm=	0,0
	Volume de concreto (m ³)=	24,15	Aço - Total (kg)=	3.610,0
5.20	TUBO DE PVC DN 100 mm			
	Peças (un.)=	22,00		
	Comprimento unitário (m)=	0,60		



	Comprimento total (m)=	13,20		
5.21 à 5.24	GUARDA-CORPOS			
	Peças (un.)=	24,00	Aço CA-50 $\varnothing$ 6,3 mm=	73,0
	Comprimento (m)=	5,60	Aço CA-50 $\varnothing$ 8,0 mm=	0,0
	Largura (m)=	0,10	Aço CA-50 $\varnothing$ 10,0 mm=	418,0
	Espessura1(m)=	0,10	Aço CA-50 $\varnothing$ 12,5 mm=	0,0
	Área de formas (m ²)=	40,32	Aço CA-50 $\varnothing$ 16,0 mm=	0,0
	Volume de concreto (m ³)=	1,34	Aço - Total (kg)=	491,0

13. SIGLAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- ART – Anotação de Responsabilidade Técnica;
- CONTRATADA: Empresa contratada para execução das obras;
- CREA/SC – Conselho Regional Engenheiro, Arquitetos e Agrônomos de Santa Catarina;
- DEINFRA – Departamento Estadual de Infraestrutura
- DIOT: Departamento de Obras de Transporte
- DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
- ET: Especificações Técnicas
- FISCALIZAÇÃO: Profissional do DEINFRA responsável pela fiscalização das obras;
- MP: Medida Provisória
- PECO: planejamento de execução e controle da obra
- PROJETISTA: Escritório responsável pelo desenvolvimento do projeto executivo.
- SP: Sondagem à Percussão
- SR: Sondagem Rotativa
- CASAN: Companhia Catarinense de Águas e Saneamento.



14. REFERÊNCIAS

ABNT NBR 6123:1988/Er2:2013. **Forças devidas ao vento em edificações.**

Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

SANTA CATARINA. DEINFRA-DIEN-GEROD. Execução de Sondagem rotativa.

Instrução Normativa DEINFRA-DIEN-GEROD-IN-07/94.

____.DEINFRA-DIEN-GEROD-IN-06/94-Execução de Sondagem à percussão;

____.DEINFRA-DIEN-GEROD-IN-07/94-Execução de Sondagem rotativa;

____DEINFRA-SC-ES-OA-01/92-Serviços Preliminares;

____DEINFRA-SC-ES-OA-02/92-Concretos E Argamassas;

____DEINFRA-SC-ES-OA-03/92-Formas E Cimbres;

____DEINFRA-SC-ES-OA-04/92-Armaduras Para Concreto Armado.

____DNER – ES 330/97 – Obras de arte especiais – concretos e argamassas;

____DNER – ES 333/97 – Obras de arte especiais – formas;

____DNER – ES 334/97 – Obras de arte especiais – armaduras para concreto armado;

____DNER Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais;

____DNIT 010/2004 – Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – procedimento;

____NBR 5739 – Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos;

____NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido procedimento;

____NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado;

Marchetti, Osvaldemar. **Pontes de Concreto Armado.** São Paulo. Blucher. 2008. 1ª. Edição;

PFEIL, WALTER. **Pontes em Concreto Armado: Elementos de Projeto, Solicitações, Superestrutura, Volume1, 3ª. Edição.** LTC. Rio de Janeiro. 1983;

PFEIL, WALTER. **Pontes em Concreto Armado: Mesoestrutura, Infraestrutura, Apoios, Volume 2, 3ª. Edição.** LTC. Rio de Janeiro. 1983;

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Custos e Pagamentos DNIT - Sistema de Custos - SICRO - Rio Grande do Sul - Janeiro 2024.

Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de->



[custos/sicro_antiga/sul/rio-grande-do-sul/2024/janeiro/janeiro-2024](#). Acesso em: 26 jun. 2024.

BRASIL. Caixa Econômica Federal. Downloads. Disponível em:

https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_660. Acesso em: 26 jun. 2024.

15. ANEXOS

15.1. ORÇAMENTO SINTÉTICO

15.2. CRONOGRAMA FÍSICO E FINANCEIRO

15.3. PLANILHA DE BDI

15.4. SONDAAGEM

15.5. PROJETO PLANIALTIMÉTRICO

15.5.1. FOLHA 01/01: FREISLEBEN-TOP-PR-001-LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO DAS CABECEIRAS REMANESCENTES MAIO.2024

15.6. PROJETO ARQUITETÔNICO

15.6.1. FOLHA 01/01: FREISLEBEN-ARQ-PR-001-PROJETO ARQUITETÔNICO

15.7. PROJETO DE CONCRETO ARMADO



15.7.1. FOLHA 01/08: FREISLEBEN-CAR-PR-001-LOCAÇÃO DOS CHUMBADORES, PILARES E SAPATAS

15.7.2. FOLHA 02/08: FREISLEBEN -CAR-PR-002-FÔRMAS DA INFRAESTRUTURA E MESOESTRUTURA

15.7.3. FOLHA 03/08: FREISLEBEN -CAR-PR-003-FÔRMAS DA SUPERESTRUTURA

15.7.4. FOLHA 04/08: FREISLEBEN -CAR-PR-004-VISTAS E CORTES

15.7.5. FOLHA 05/08: FREISLEBEN -CAR-PR-005-ARMADURAS PARA SAPATAS, PILARES E CORTINAS

15.7.6. FOLHA 06/08: FREISLEBEN -CAR-PR-006-ARMADURA PARA TRAVESSAS E TRANSVERSINAS

15.7.7. FOLHA 07/08: FREISLEBEN -CAR-PR-007-FÔRMAS E ARMADURAS PARA VIGAS E LONGARINAS

15.7.8. FOLHA 08/08: FREISLEBEN -CAR-PR-008-FÔRMAS E ARMADURA PARA LAJE E GUARDA-CORPO

16. RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Clóvis Dobner
Engenheiro Civil, de Segurança
do Trabalho e Técnico Mecânico
CREA-SC 008.463-3

Leonardo Priess Perini
Engenheiro Civil
CREA-SC 122.258-9