



**GOVERNO DO ESTADO DE SERGIPE
DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA
RODOVIÁRIA DE SERGIPE – DER-SE**



ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DE OBRA D'ARTE ESPECIAL EM CONCRETO ARMADO SOBRE O RIO PIAUITINGA, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE ITAPORANGA, TRECHO SE-270(SALGADO)/SE-165(MOITA FORMOSA), EXTENSÃO APROXIMADA DE 15,00m x 9,80m DE LARGURA, NESTE ESTADO.

**PROJETO EXECUTIVO
VOLUME 3C – MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL**

Elaboração: RW – Engenheiros Consultores S/S

Processo: 026.203.00674/2018-8

Edital: Tomada de preço 01/2018

Contrato: PJ-004/2020JUNHO/2021

JULHO/2021

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br





**GOVERNO DO ESTADO DE SERGIPE
DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA
RODOVIÁRIA DE SERGIPE – DER-SE**

ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DE OBRA D'ARTE ESPECIAL EM CONCRETO ARMADO SOBRE O RIO PIAUITINGA, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE ITAPORANGA, RODOVIA SE-270(SALGADO)/SE-265(POV.MOITA FORMOSA, EXTENSÃO APROXIMADA DE 15,00m x 9,80m DE LARGURA, NESTE ESTADO.

PROJETO EXECUTIVO

VOLUME 3C- MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

Elaboração: RW – Engenheiros Consultores S/S
Processo: 026.203.00491/2019-4
Edital: Tomada de preço nº 02/2019
Contrato: PJ-005/2021

JULHO/2021

APRESENTAÇÃO

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Socio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S



Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

APRESENTAÇÃO

A empresa RW – Engenheiros Consultores S/S apresenta o **PROJETO EXECUTIVO - VOLUME 3C – MEMÓRIA DE CÁLCULO**, referente a **ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DE OBRA D´ARTE ESPECIAL EM CONCRETO ARMADO SOBRE O RIO PIAUITINGA, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE ITAPORANGA D´AJUDA, TRECHO SE-270(SALGADO) / SE-165(POVOADO MOITA FORMASO), EXTENSÃO APROXIMADA DE 15,00m x 9,80m DE LARGURA, NESTE ESTADO**, em decorrência do contrato, cujos principais elementos são fornecidos a seguir:

Empresa : RW ENGENHEIROS CONSULTORES
Projeto : PONTE DE CONCRETO SOBRE O RIO PIAUITINGA
Rodovia : SE-270(SALGADO) /SE-165(MOITA FORMOSA)
Extensão : 15,00 m
Data da Assinatura : 28 / 04 / 2021
Data Ordem de Serviço : 01 / 06 / 2021
Prazo : 60 dias corridos
Número do Edital : Tomada de Preço Nº 02/2019
Número do Processo : 491/2019-4
Número do Contrato : Nº PJ – 005/2021

O **Projeto Executivo** está sendo apresentado em 02 (duas) vias, contendo as seguintes informações a saber:

- Volume 1 – Documentos para Licitação (tamanho A4);
- Volume 2 – Projeto de Execução (tamanho A3);
- Volume 3 – Memória Justificativa (tamanho A4);
- Volume 3A – Estudo Geotécnico (tamanho A4);
- Volume 3B – Projeto de Desapropriação (tamanho A4);
- **Volume 3C – Memória de Cálculo Estrutural (tamanho A4);**


- Volume 3D – Relatório de Avaliação Ambiental (tamanho A4);
- Volume 4 – Plano de Execução da Obra/Critério de Medição (tamanho A4);
- Volume 5 – Orçamento/Composição de preços Unitário (tamanho A4);

Neste Volume está sendo apresentado o **VOLUME 3C – MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL**, que compreende a abordagem dos seguintes tópicos:

- Características Gerais da Obra, Materiais e Coeficientes Majoração e Minoração, Classe de Agressividade do Ambiente, Bibliografia e Softwares;
- Determinação dos Esforços para Dimensionamento das Vigas Longarinas;
- Dimensionamento Estrutural;
- Estudos dos Esforços e Dimensionamento Estrutural da Mesoestrutura;
- Dimensionamento do Pilares;
- Dimensionamento do Aparelho de Apoio Elastomérico;
- Dimensionamento das Fundações;

Fortaleza, julho de 2021

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S


José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

ÍNDICE



ÍNDICE

1- CARACTERÍSTICAS GERAIS DA OBRA; MATERIAIS; COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO E MINORAÇÃO; CLASSE DE AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE; BIBLIOGRAFIA E SOFTWARES.....	9
1.1 CARACTERISTICAS DA OBRA.....	9
1.2 MATERIAIS.....	9
1.3 PESOS ESPECÍFICOS.....	9
1.4 SOBRECARGAS MÓVEIS E VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	10
1.5 COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO E MINORAÇÃO	11
1.5.1 COEFICIENTE DE IMPACTO.....	11
1.5.2 AGRESSIVIDADE DO MEIO AMBIENTE	11
1.5.3 BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.....	12
1.5.4 SOFTWARES E APLICATIVOS UTILIZADOS.....	12
2- DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGARINA.	14
2.1 PESO POR METRO NA LONGARINA DEVIDO AOS GUARDA CORPOS.....	14
2.2 PESO POR METRO EM UMA LONGARINA DEVIDO AO TABULEIRO, PASSEIOS, VIGAS LONGARINAS, EXCLUSIVE O PESO DOS GUARDAS CORPOS E O ALARGAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS NAS PROXIMIDADES DOS PILARES.	14
2.3 CARGA UNIFORMEMENTE VARIÁVEL NAS LONGARINAS DEVIDO AO ALARGAMENTO DESTAS NAS PROXIMIDADES DOS PILARES.....	15
2.4 CARGAS CONCENTRADAS ATUANDO NAS EXTREMIDADES DAS VIGAS LONGARINAS.	15
2.4.1 DEVIDO À VIGA DE FECHAMENTO	15
2.4.2 PESO DEVIDA À ALA + BARREIRA DE PEDESTRE	16
2.4.3 DEVIDO AO PESO DO ATERRO COMPACTADO.....	16
2.4.4 DEVIDO À PLACA DE APROXIMAÇÃO	17
2.4.5 RELATIVA ÀS VIGAS TRANSVERSINAS.....	17
2.5 DIAGRAMA DAS CARGAS PERMANENTE	17
2.6 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE ORIUNDOS DOS ESFORÇOS PERMANENTE.	17
2.7 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE NAS VIGAS LONGARINAS DEVIDO À AÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS.	18
2.7.1 HIPÓTESE 1 – REGIÃO DO VEÍCULO COM CARGA DE MULTIDÃO NA LATERAL.....	19
2.7.2 HIPÓTESE 2 – REGIÃO DO VEÍCULO APENAS COM A CARGA DE MULTIDÃO	19
2.7.3 HIPÓTESE 3 – REGIÃO FORA DO VEÍCULO COM A CARGA DE MULTIDÃO	19
2.7.4 CARREGAMENTO SOBRE A VIGA LONGARINA REFERENTE À PASSAGEM DO TREM TIPO ADOTADO TR-450.	20
2.8 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS.....	20
2.9 FORMAÇÃO DA TABELA DOS ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO	21
2.10 ESTUDOS DOS ESFORÇOS NAS VIGAS DE FECHAMENTO	22
2.10.1 ESFORÇOS DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES	22
2.10.2 ESTUDOS DAS AÇÕES DAS CARGAS MÓVEIS SOBRE AS VIGAS DE FECHAMENTO.. ..	24
2.10.3 FORMAÇÃO DA TABELA DOS ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO	26
2.10.4 ESTUDO DAS VIGAS TRANSVERSINAS	26
2.10.5 ESTUDO DOS ESFOÇOS NA LAJE DO TABULEIRO DA PONTE	27

2.10.6	FORMAÇÃO DA TABELA PARA DIMENSIONAMENTO	41
3-	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	43
3.1	GENERALIDADE	43
3.1.1	DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS	43
3.2	DIMENSIONAMENTO DOS ESTRIBOS SEGUNDO A NORMA NBR 6118:2014	44
3.3	VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS PEÇAS NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS), NO CASO DE COMBINAÇÕES FREQUENTES (CF)	46
3.3.1	ESTUDO DA FADIGA DA ARMADURA LONGITUDINAL, TRANSVERSAL E CONCRETO.....	46
3.3.2	ESTUDOS DA FADIGA	47
3.3.3	CÁLCULOS ELABORADOS	48
3.3.4	ESTUDOS DA ABERTURA DE FISSURAS	50
4-	ESTUDOS DOS ESFORÇOS E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA MESOESTRUTURA	53
5-	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	57
5.1	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS NA SUPERESTRUTURA.....	57
5.1.1	ESFORÇOS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS NA SUPERESTRUTURA.....	57
5.1.2	ESTUDO DO EFEITO DA TEMPERATURA NA SUPERESTRUTURA	60
5.1.3	DETERMINAÇÃO DOS VALORES DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS EM CADA PILAR	64
6-	DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE ELASTOMÉRICO	68
6.1	GENERALIDADES	68
6.2	LIMITE DE AFUNDAMENTO POR COMPRESSÃO	69
6.3	LIMITE DE DEFORMAÇÃO POR CISALHAMENTO	70
6.4	LIMITE DA TENSÃO DE CISALHAMENTO	70
6.5	SEGURANÇA CONTRA O DESLIZAMENTO	72
7-	DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES.....	76
7.1	GENERALIDADES	76
7.2	SOLUÇÃO ADOTADA	76
7.3	DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO	77
7.4	RESSALVA.....	77
	ANEXO 01 – DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ELU	
	ANEXO 02 – VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA LONGITUDINAL NO ELS	
	ANEXO 03 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DOS ESTRIBOS NO ELU E ELS	
	ANEXO 04 – VERIFICAÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS NO ELS	
	ANEXO 05 – VERIFICAÇÃO DA FADIGA NO CONCRETO	
	ANEXO 06 – DIMENSIONAMENTO DA LAJE NO ELU	
	ANEXO 07 – DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE FECHAMENTO NO ELU	
	ANEXO 08 – DIMENSIONAMENTO DA TRANSVERSINA NO ELU	
	ANEXO 09 – DIMENSIONAMENTO DO PILAR	

**1- CARACTERÍSTICAS GERAIS DA OBRA; MATERIAIS;
COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO E MINORAÇÃO; CLASSE DE
AGRESSIVIDADE DO MEIO AMBIENTE; BIBLIOGRAFIA E
SOFTWARES.**

1- CARACTERÍSTICAS GERAIS DA OBRA; MATERIAIS; COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO E MINORAÇÃO; CLASSE DE AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE; BIBLIOGRAFIA E SOFTWARES.

1.1 CARACTERÍSTICAS DA OBRA

A Ponte sobre o Rio Piauitinga foi concebida com extensão total de 18,00m assim distribuídos:

- Uma Extensão Total de 18,00m, distribuída em Dois Balanços de 3,00m cada e O Vão Central de 12,00m, que somados perfazem os 18,00m;
- Um tabuleiro com largura total de 11,80m, incluindo faixa de rolagem, passeios e guarda-corpos;
- Quatro pilares com diâmetro de 0,80m;
- Perfil metálico tipo H 05 – w150x29,8kgf/m.

1.2 MATERIAIS

Para as estruturas em concreto armado são utilizados os seguintes materiais:

- Concreto estrutural $f_{ck} \geq 30$ Mpa (Pilares, Vigas, Laje do tabuleiro e dispositivos de fundações);
- Aço para concreto armado: CA 50. $f_{yk}=500$ Mpa.

1.3 PESOS ESPECÍFICOS

- Concreto armado: 25,0 kN/m³;
- Aço: 78,5 kN/m³;
- Pavimentação: 24,0 kN/m³;
- Solo de aterro: 20,0 kN/m³.

1.4 SOBRECARGAS MÓVEIS E VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

- Cargas móveis: Trem-Tipo TB 450 (NBR 7188) e multidão de 5,0 kN/m²;
- Variação de temperatura: $\Delta\theta = \pm 15^\circ\text{C}$.
- Características do Trem Tipo TR 450

Para avaliação dos efeitos das cargas móveis, foi utilizado o veículo rodoviário tipo TR-450 cujas características são mostradas a seguir:

CARACTERÍSTICAS DOS VEÍCULOS	Unidade	Tipo 45
Quantidade de eixos	Eixo	3
Peso total do veículo	kN -tf	450 – 45
Peso de cada roda dianteira	kN -tf	75 – 7,5
Peso de cada roda traseira	kN -tf	75 – 7,5
Peso de cada roda intermediária	kN -tf	75 – 7,5
Largura de contato b, roda dianteira	m	0,50
Largura de contato b, roda traseira	m	0,50
Largura de contato b, roda intermediária	m	0,50
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50
Distância entre os centros de roda/eixo	m	2,00

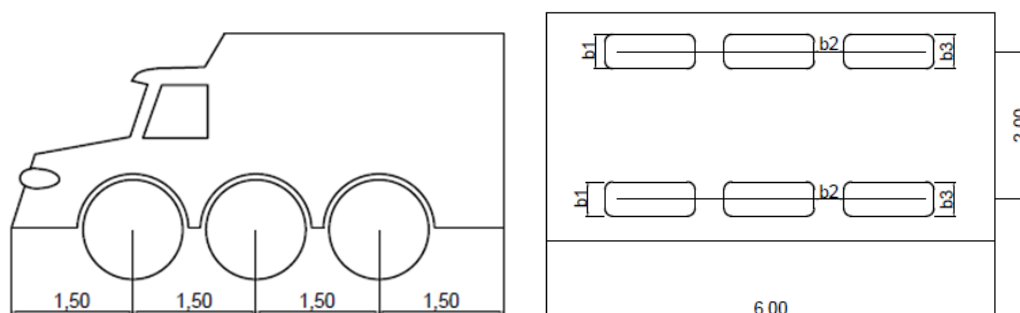


Figura 1. Veículo Rodoviário Tipo TR-450

1.5 COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO E MINORAÇÃO

Para a majoração de ações em estado limite último (ELU) são utilizados os seguintes coeficientes:

- Carga permanente - $\gamma_f = 1,4$ ou $\gamma_f = 1,0$;
- Carga móvel - $\gamma_f = 1,50$ ou $\gamma_f = 0$;
- Temperatura - $\gamma_f = 1,20$ ou $\gamma_f = 0$.
- Empuxo de solo: $k_a = 0,33$ – empuxo ativo
 $k_p = 3,0$ – empuxo passivo

Em estado limite de serviço (ELS), são utilizados todos os coeficientes iguais a 1,0.

Para a minoração da resistência dos materiais, são utilizados os seguintes coeficientes:

- Aço - $\gamma_s = 1,15$;
- Concreto - $\gamma_c = 1,40$;
- Argamassa da Estaca Raiz $\gamma_{ARG}=3,60$.

1.5.1 COEFICIENTE DE IMPACTO

Para as pontes rodoviárias a NBR-7188 determina a seguinte expressão para calcular o coeficiente $\varphi = 1,4 - 0,007 * L \geq 1,0$, onde L em metros, sendo o maior vão ou a média dos vãos.

1.5.2 AGRESSIVIDADE DO MEIO AMBIENTE

O local onde a ponte será construída, no município de Itaporanga está distante da orla marítima. Portanto pode-se dizer que essa obra não sofrerá o efeito da maresia e desta forma a região pode ser enquadrada na classe da agressividade II que determina a relação água cimento $A/C \leq 0,60$ e a resistência dos concretos sejam $f_{ck} \geq 25$ MPa, conforme NORMA ABNT NBR 8953.

1.5.3 BIBLIOGRAFIA UTILIZADA

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2014;
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: **Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010;
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: **Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro, 1988;
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7187: **Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido**. Rio de Janeiro, 2003;
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7188: **Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas**. Rio de Janeiro, 2014;
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8681: **Ações e Segurança nas Estruturas**. Rio de Janeiro, 2004;
- KOSHIMA, Akira et al. **Fundações: Teoria e Prática** 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998.751;
- **Manual de Projetos de Obras D'artes Especiais do DNER 698/100**;
- Coleção Curso de Concreto Armado de José Milton de Araújo, Editora Dunas;
- Pontes em Concreto Armado Volume 1 e 2 de Walter Pfeil Livro Técnico e Científico Editora;
- Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas de Daniel de Lima Araújo, Editora UFG.

1.5.4 SOFTWARES E APLICATIVOS UTILIZADOS

- Ftool – Luiz Fernando Martha – Instituto Tecgraf/PUC-Rio, versão comercial 4.0;
- JMPILAR – José Milton de Araújo;
- Planilhas eletrônicas em Excel.

2- DETERMINAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES UNIFORMES VERTICAIS; UNIFORMEMENTE VARIÁVEL VERTICAL; CARGAS PONTUAIS E MÓVEIS NAS VIGAS LONGARINA, TRANSVERSINAS, DE FECHAMENTO E LAJES.

2- DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGARINA.

2.1 PESO POR METRO NA LONGARINA DEVIDO AOS GUARDA CORPOS

A partir da área transversal do guarda-corpo obtém-se:

$$A_{Tgc} = 0,2181m^2$$

$$q_1 = 0,2181 \times 25,0 = 5,45 \text{ kN/m}$$

A ponte tem dois guarda-corpo

2.2 PESO POR METRO EM UMA LONGARINA DEVIDO AO TABULEIRO, PASSEIOS, VIGAS LONGARINAS, EXCLUSIVE O PESO DOS GUARDAS CORPOS E O ALARGAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS NAS PROXIMIDADES DOS PILARES.

- Viga com 1,20m de altura.

A partir da área transversal do tabuleiro, mais as duas vigas longarinas, aqui tomadas com $b_w = 0,40m$, obtém-se, somando às cargas uniformes linear dos guardas-corpo obtém-se

Peso do Tabuleiro por metro de extensão de viga longarina incluindo a laje do tabuleiro as vigas longarinas, e excluindo o alargamento das longarinas nas proximidades dos pilares.

$$A_{tab}=3,85 \text{ m}^2$$

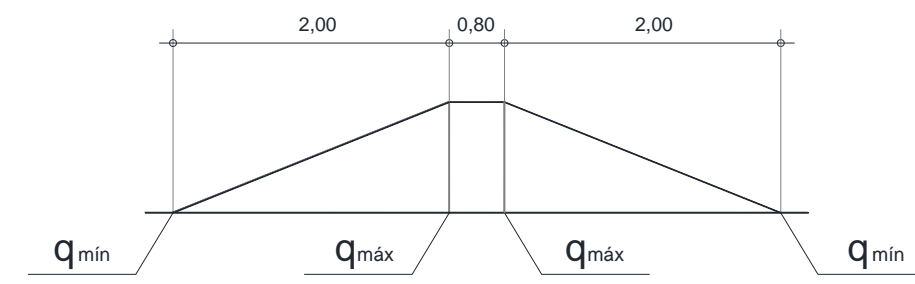
$$q_2 = 3,85 \times 25,0 = 96,25 \text{ kN/m}$$

Como a ponte tem duas longarinas, então o peso por longarina será:

$$q_3 = 96,25/2 = 48,13 \text{ kN/m.}$$

2.3 CARGA UNIFORMEMENTE VARIÁVEL NAS LONGARINAS DEVIDO AO ALARGAMENTO DESTAS NAS PROXIMIDADES DOS PILARES.

As cargas uniformemente variáveis têm distribuição em formato de trapézio, como mostra a figura abaixo.

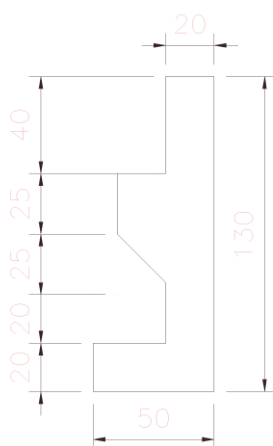


$$q_{\min} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = 24,0 \text{ kN/m}$$

2.4 CARGAS CONCENTRADAS ATUANDO NAS EXTREMIDADES DAS VIGAS LONGARINAS.

2.4.1 DEVIDO À VIGA DE FECHAMENTO



Área Transversal da Viga de Fechamento

$$A_T = 0,39 \text{ m}^2$$

Peso por metro da viga de fechamento

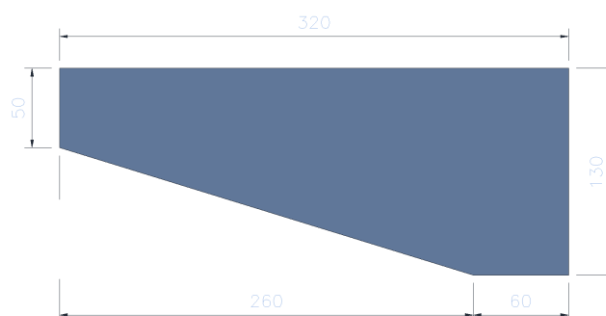
$$P_{VF} = 0,39 \times 25 = 9.75 \text{ kN/m}$$

Peso total da viga de fechamento

$$P_{TVF} = 9,75 \times 11,40 = 111,15 \text{ kN}$$

Logo o esforço pontual em cada viga longitudinal será $P_1 = 111,15/2 = 55,60 \text{ kN}$

2.4.2 PESO DEVIDA À ALA + BARREIRA DE PEDESTRE



Peso Total de uma Ala $P_{ala} = 3,12 \times 0,20 \times 25,0 = 15,60 \text{ kN}$

Carga linear nas seções transversais S1; S2 e S3

Na seção S1 = 5,0 kN/m

Na seção S2 = S3 = 8,3 kN/m

2.4.3 DEVIDO AO PESO DO ATERRO COMPACTADO

Peso do aterro compactado sobre o pé da viga de fechamento por metro de viga

$$P_{T.Aterro} = 0,90 \times 0,50 \times 20,00 = 9,00 \text{ kN/m}$$

A carga pontual na viga longitudinal será

$$P_{\text{Aterro}} = (9,00 \times 11,40) / 2 = 51,30 \text{ kN}$$

2.4.4 DEVIDO À PLACA DE APROXIMAÇÃO

Peso da placa de aproximação por metro de viga de fechamento, considerando a hipótese de que 50% da placa se apoia na Viga de Fechamento.

$$P_{P.Aprox.} = 3,00 \times 0,20 \times 0,50 \times 25,00 = 7,50 \text{ kN/m}$$

Carga pontual na extremidade de uma viga de fechamento, referente à placa de

$$\text{aproximação } P_{\text{placa}} = \frac{(7,50 \times 11,40)}{2} \cong 42,80 \text{ kN}$$

2.4.5 RELATIVA ÀS VIGAS TRANSVERSINAS

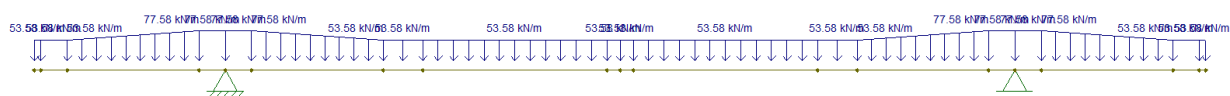
A ponte tem três vigas transversina, com as seguintes dimensões de 0,40m x 0,90m, duas delas estão alinhadas com os pilares.

Carga concentrada na longarina devido ao peso das vigas transversinas

$$P = \frac{1}{2} \times 0,40 \times 0,90 \times 6,80 \times 25,0 = 30,60 \text{ kN}$$

2.5 DIAGRAMA DAS CARGAS PERMANENTE

A partir da determinação das cargas permanentes uniforme, uniformemente variada e cargas pontuais, pode-se representar o diagrama de cargas na viga longarina, conforme mostrado na figura abaixo.



2.6 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE ORIUNDOS DOS ESFORÇOS PERMANENTE.

A partir dos esforços obtidos para as cargas permanentes e as cargas concentradas, apresenta-se a seguir os diagramas de Momento Fletor e Esforço cortante nas longarinas, cujos valores nas seções são utilizados para o dimensionamento estrutural.

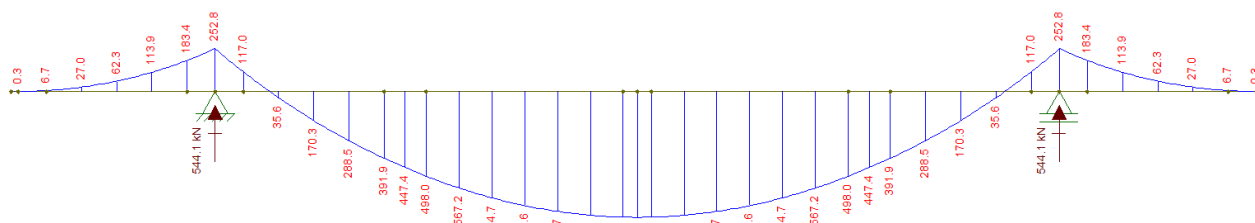


DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR

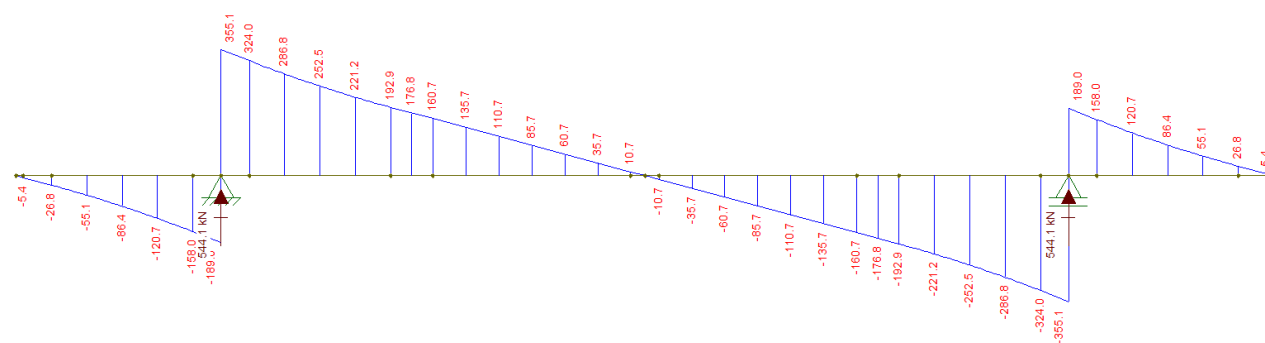
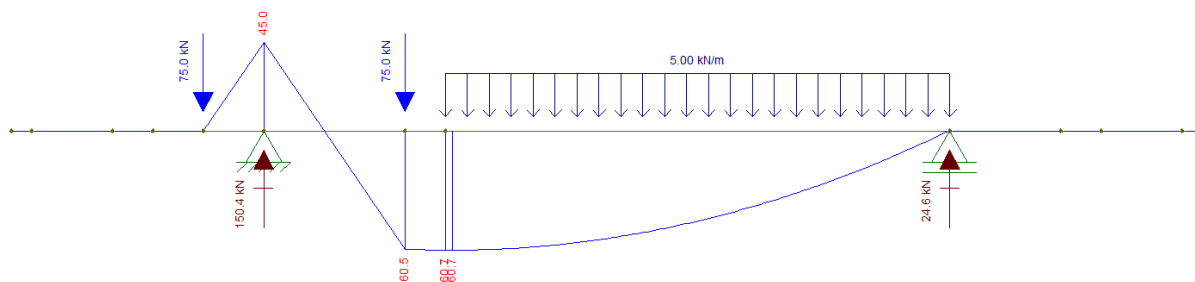


DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE

2.7 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE NAS VIGAS LONGARINAS DEVIDO À AÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS.

Posicionando o carro tipo TR-450 na posição mais desfavorável, obtém-se os esforços dinâmicos sobre as vigas longarinas.

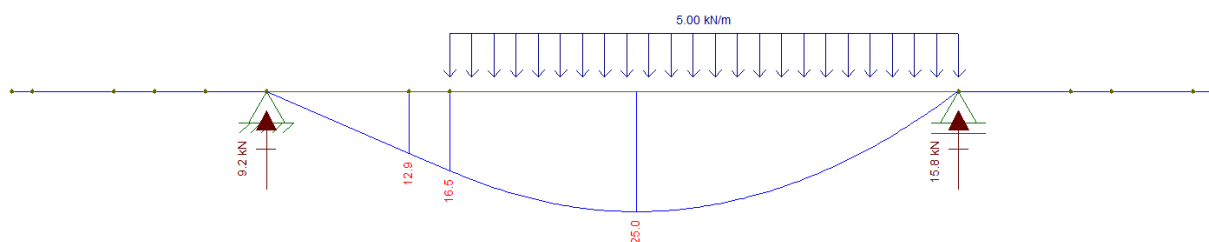
2.7.1 HIPÓTESE 1 – REGIÃO DO VEÍCULO COM CARGA DE MULTIDÃO NA LATERAL



$$R_A = 150,4 \text{ kN}$$

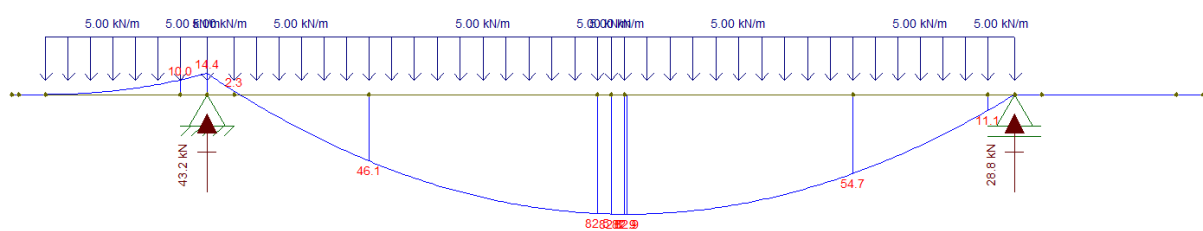
$$R_B = 24,6 \text{ kN}$$

2.7.2 HIPÓTESE 2 – REGIÃO DO VEÍCULO APENAS COM A CARGA DE MULTIDÃO



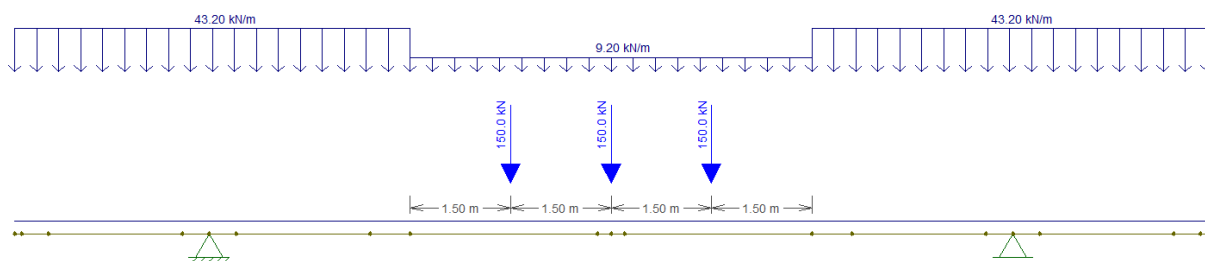
$$R_A = 9,2 \text{ kN/m}$$

2.7.3 HIPÓTESE 3 – REGIÃO FORA DO VEÍCULO COM A CARGA DE MULTIDÃO



$$R_A = 43,2 \text{ kN/m}$$

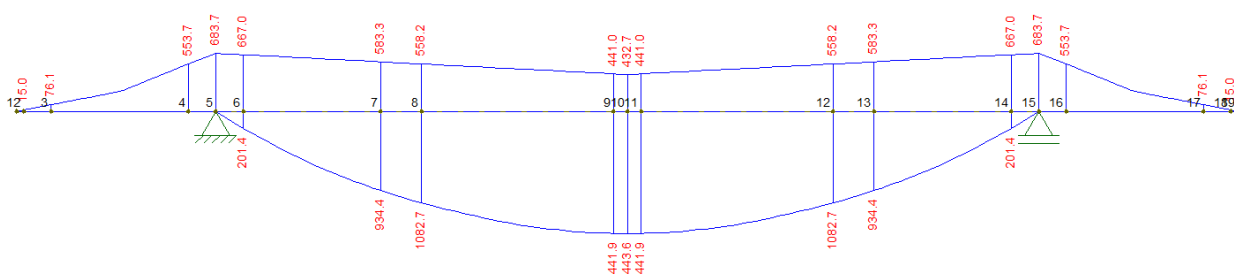
2.7.4 CARREGAMENTO SOBRE A VIGA LONGARINA REFERENTE À PASSAGEM DO TREM TIPO ADOTADO TR-450.



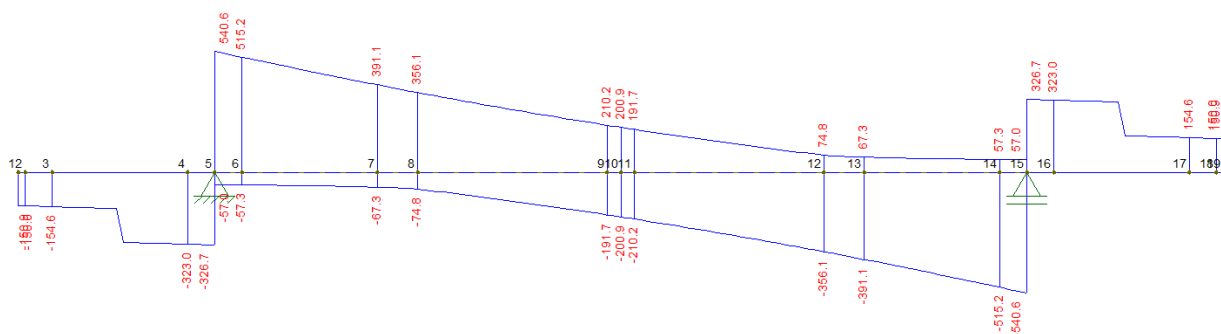
2.8 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS

Uma vez, determinado o carregamento sobre a viga longarina devido à passagem do veículo Tipo TR-450, resolve-se a viga usando do Programa FTOOL.

• Momento Fletor



• Esforço Cortante



2.9 FORMAÇÃO DA TABELA DOS ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO

Examinando os diagramas dos esforços internos, momento fletor e esforço cortante, foram preparadas duas tabelas, uma para os valores de momento fletor e a outra para os valores de esforços cortantes, para várias seções da viga. Essas tabelas contém os valores característicos os valores majorados e os valores da envoltória de esforços devido ao carregamento permanente e móvel.

ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES - ELU								
X (m)	Mgk (kN.m)	Mqk ⁺ (kN.m)	Mqk ⁻ (kN.m)	φ	Mk ⁺ (kN.m)	Mk ⁻ (kN.m)	Md ⁺ (kN.m)	Md ⁻ (kN.m)
2,90	-253,0	0,0	-684,0	1,32	-253,0	-1155,9	-354,2	-1618,2
5,90	498,0	1083,0	-559,0	1,32	1927,6	-239,9	2698,6	-335,8
8,90	740,0	1444,0	-433,0	1,32	2646,1	168,4	3704,5	235,8
11,90	498,0	1083,0	-559,0	1,32	1927,6	-239,9	2698,6	-335,8
14,90	-253,0	0,0	-684,0	1,32	-253,0	-1155,9	-354,2	-1618,2

ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES - ELS								
X (m)	Mgk (kN.m)	Mqk ⁺ (kN.m)	Mqk ⁻ (kN.m)	φ	Mk ⁺ (kN.m)	Mk ⁻ (kN.m)	Md ⁺ (kN.m)	Md ⁻ (kN.m)
2,90	-253,0	0,0	-684,0	1,32	-253,0	-1155,9	-126,5	-577,9
5,90	498,0	1083,0	-559,0	1,32	1927,6	-239,9	963,8	-119,9
8,90	740,0	1444,0	-433,0	1,32	2646,1	168,4	1323,0	84,2
11,90	498,0	1083,0	-559,0	1,32	1927,6	-239,9	963,8	-119,9
14,90	-253,0	0,0	-684,0	1,32	-253,0	-1155,9	-126,5	-577,9

ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTE - ELU								
X (m)	Vgk (kN)	Vqk ⁺ (kN)	Vqk ⁻ (kN)	φ	Vk ⁺ (kN)	Vk ⁻ (kN)	Vd ⁺ (kN)	Vd ⁻ (kN)
2,9 E	-189,0	0,0	-327,0	1,32	-189,0	-620,6	-264,6	-868,9
2,9 D	356,0	541,0	-57,0	1,32	1070,1	280,8	1498,2	393,1
5,90	161,0	357,0	-75,0	1,32	632,2	62,0	885,1	86,8
8,90	0,0	201,0	-201,0	1,32	265,3	-265,3	371,4	-371,4
11,90	-161,0	75,0	-357,0	1,32	-62,0	-632,2	-86,8	-885,1
14,9 E	-356,00	57,0	-541,0	1,32	-280,8	-1070,1	-393,1	-1498,2
14,9 D	189,00	327,0	0,0	1,32	620,6	189,0	868,9	264,6

ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTE - ELS								
X (m)	Vgk (kN)	Vqk ⁺ (kN)	Vqk ⁻ (kN)	φ	Vk ⁺ (kN)	Vk ⁻ (kN)	Vd ⁺ (kN)	Vd ⁻ (kN)
2,9 E	-189,0	0,0	-327,0	1,32	-189,0	-620,6	-94,5	-310,3
2,9 D	356,0	541,0	-57,0	1,32	1070,1	280,8	535,1	140,4
5,90	161,0	357,0	-75,0	1,32	632,2	62,0	316,1	31,0
8,90	0,0	201,0	-201,0	1,32	265,3	-265,3	132,7	-132,7
11,90	-161,0	75,0	-357,0	1,32	-62,0	-632,2	-31,0	-316,1
14,9 E	-356,00	57,0	-541,0	1,32	-280,8	-1070,1	-140,4	-535,1
14,9 D	189,00	327,0	0,0	1,32	620,6	189,0	310,3	94,5

2.10 ESTUDOS DOS ESFORÇOS NAS VIGAS DE FECHAMENTO

2.10.1 ESFORÇOS DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES

2.10.1.1 PESO PRÓPRIO DA VIGA

A área da seção transversal da viga, já mostrado em 2.4.1, é de $A_{TVF}=0,39 \text{ m}^2$, desta forma a carga linear devido ao peso próprio será

$$q_1=0,39 \times 25,0 = 9,75 \text{ kN/m}$$

2.10.1.2 CARGA DE SOLO SOBRE O PÉ DA VIGA

$$q_2 = 1,10 \times 0,30 \times 20,0 = 6,60 \text{ kN/m}$$

2.10.1.3 CARGA LINEAR DEVIDO À PLACA DE APROXIMAÇÃO

$$q_3 = 0,50 \times 3,0 \times 0,20 \times 25,0 = 7,50 \text{ kN/m}$$

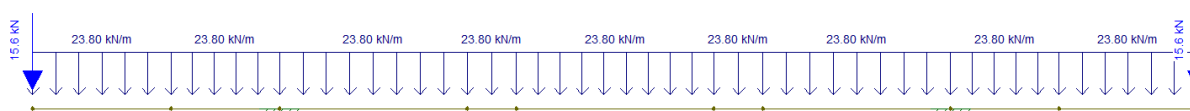
2.10.1.4 ESFORÇOS PERMANENTES PONTUAIS

Na viga de fechamento só atuam duas cargas pontuais, que estão posicionadas nas extremidades da viga, e são referentes ao peso das Alas.

O peso de cada Ala, já calculado em 2.4.2, é de $P_{ALA} = 15,60 \text{ kN}$.

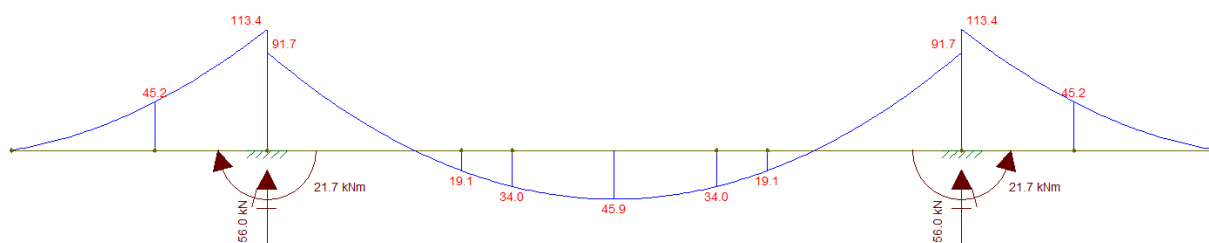
O peso da Ala causa um pequeno momento torsor na extremidade da viga de fechamento. Esse momento será desprezado para efeito de dimensionamento da viga de fechamento pois a viga de fechamento é fixa na laje do tabuleiro da ponte.

2.10.1.5 ESQUEMA ESTRUTURAL DA VIGA DE FECHAMENTO COM AS CARGAS PERMANENTES.

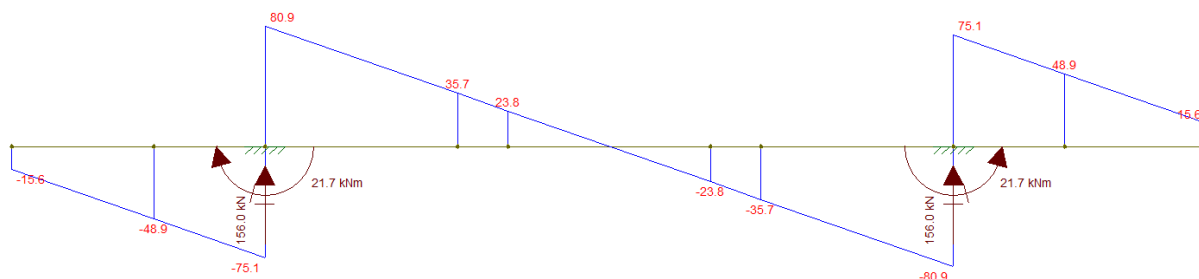


2.10.1.6 RESOLUÇÃO DA VIGA DE FECHAMENTO PARA AS CARGAS PERMANENTES USANDO O PROGRAMA FTOOL.

2.10.1.6.1 DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR



2.10.1.6.2 DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES



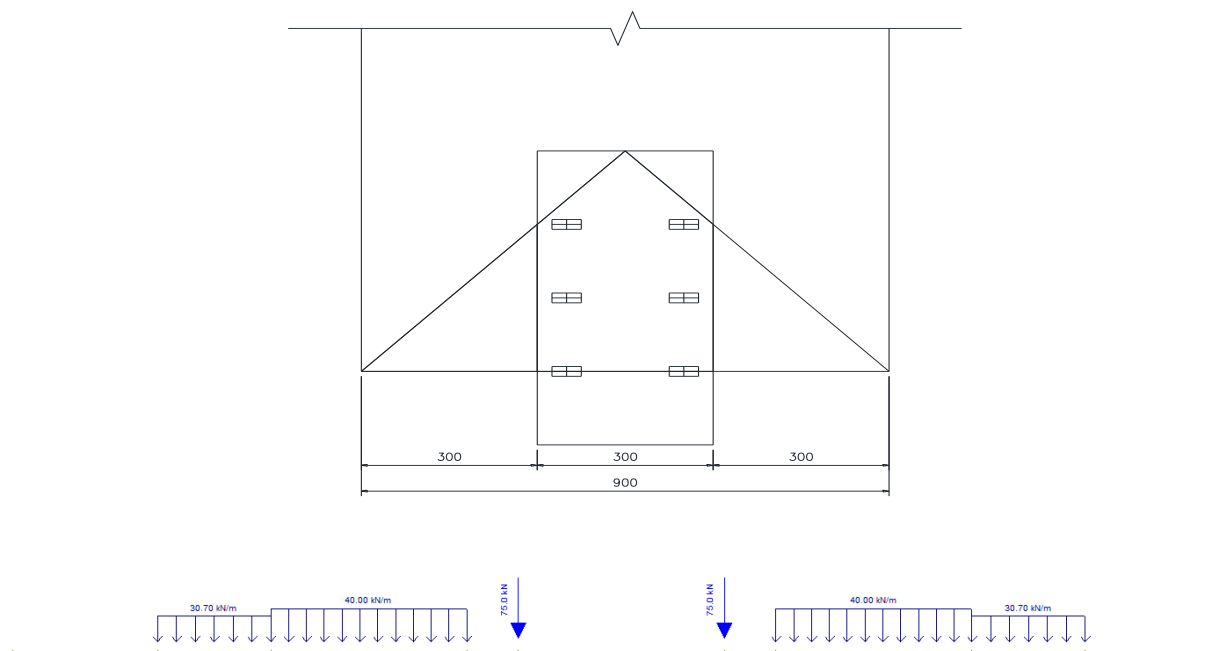
2.10.2 ESTUDOS DAS AÇÕES DAS CARGAS MÓVEIS SOBRE AS VIGAS DE FECHAMENTO.

2.10.2.1 DETERMINAÇÃO DAS CARGAS NAS VIGAS DE FECHAMENTO DEVIDO À PASSAGEM VEÍCULO TIPO.

A movimentação do veículo pode ocorrer de duas formas, ou seja, uma é o veículo entrando na ponte e a outra é ele saindo da ponte. Dessas opções a mais desfavorável é a segunda opção, isto é, o veículo saindo da ponte.

Nesse caso é desenhado na laje da ponte, ver figura a seguir, o triângulo formado pela interseção das linhas de rupturas, também, conhecidas como charneiras de plastificação. As cargas dentro desse triângulo, devido aos pneus do veículo são transformadas em tensões, força/m², e transportadas para a vigas de fechamento como esforço por metro. Da mesma forma é feito com as tensões devido à multidão.

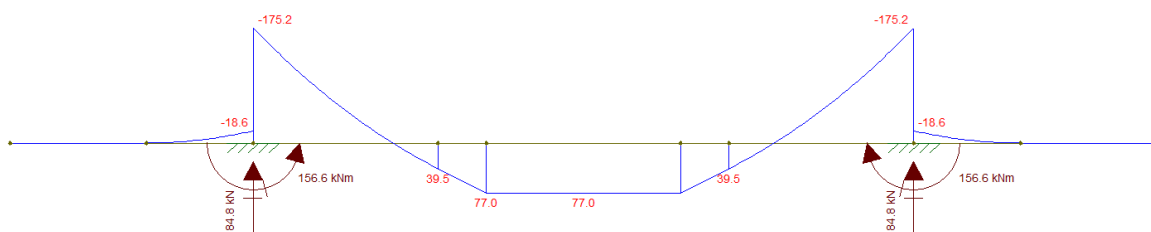
O veículo tipo será posicionado considerando a simetria da seção e um dos eixos externo descarregará como carga pontual sobre as vigas de fechamento.



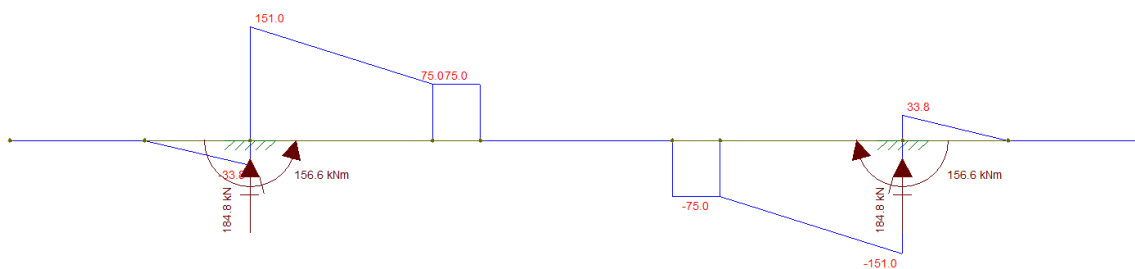
2.10.2.2 RESOLUÇÃO DA VIGA DE FECHAMENTO PARA AS CARGAS MÓVEIS USANDO O PROGRAMA FTOOL.

Após a análise estrutural da viga de fechamento, foram obtidos os diagramas de momento fletor e esforço cortante, que são mostrados a seguir.

2.10.2.3 DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR



2.10.2.4 DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE



2.10.3 FORMAÇÃO DA TABELA DOS ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO

Examinando os diagramas dos esforços internos, momento fletor e esforço cortante, foram preparadas duas tabelas, uma para os valores de momento fletor e a outra para os valores de esforços cortantes, para várias seções da viga. Essas tabelas contém os valores característicos os valores majorados e os valores da envoltória de esforços devido ao carregamento permanente e móvel.

QUADRO DE ENVOLTÓRIA DE MOMENTO FLETOR			
Posições	Cargas Permanentes (kN.m)	Cargas Móveis (kN.m)	Envoltória
Apoio	-113,4	-175,2	-288,6
Vão	+45,9	+77,0	+122,9

QUADRO DE ENVOLTÓRIA DE ESFORÇO CORTANTE			
Posições	Cargas Permanentes (kN.m)	Cargas Móveis (kN.m)	Envoltória
Apoio	+80,9	+151,0	+231,9
+1,90	+35,7	+75,0	110,7
Vão	0,0	0,0	0,0

2.10.4 ESTUDO DAS VIGAS TRANSVERINAS

A ponte sobre o rio Piauitinga tem três vigas transversinas. Duas delas estão ligadas aos pilares, e a outra está apoiada nas longarinas. Todas elas não apresentam ligação com a laje, desta forma elas serão dimensionadas para suportar o peso próprio. Elas têm dimensões de 0,2m x 0,90m x 6,80m.

A carga por metro nessas vigas será de $q = 0,20 \times 0,90 \times 25,00 = 4,50$ kN/m. A seguir são apresentados o esquema estrutural e os resultados dos esforços internos de momento fletor e esforço cortante, que serão utilizados no dimensionamento das vigas.

ESQUEMA ESTRUTURAL

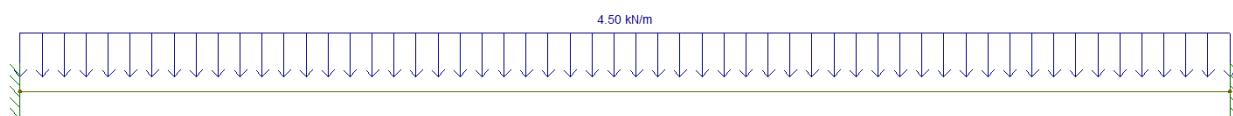


DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR

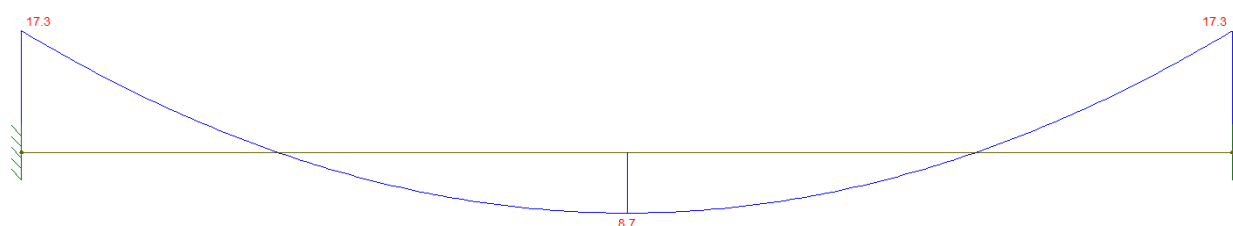
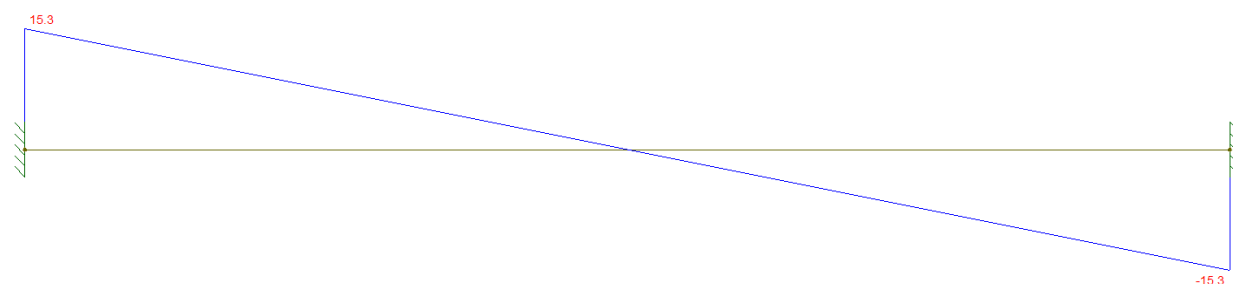


DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE



2.10.5 ESTUDO DOS ESFOÇOS NA LAJE DO TABULEIRO DA PONTE

A laje do tabuleiro deve ser dimensionada para os esforços oriundos do peso próprio e aqueles que surgem devido à passagem do trem tipo TB – 450. Esses esforços foram obtidos com base nos procedimentos recomendados pelo Prof^o. RUSCH. Foi utilizado o programa TRUSCH. Os resultados dos esforços internos, que foram obtidos da análise estrutural, são mostrados abaixo. Destaca-se, aqui, que a metodologia do dimensionamento estrutural é descrita no capítulo 3 dessa memória justificativa.

2.10.5.1 – LAJE NO TABULEIRO

Parâmetros de entrada

$$l_y/l_x=2,65$$

Condições de apoio:

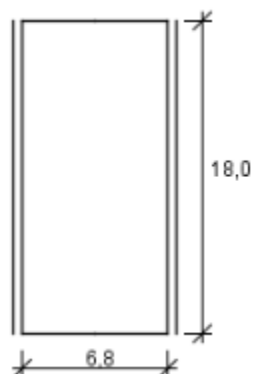
Direção do tráfego:



Tabela:93

$$l_x/a=3,40$$

$$t/a=0,29$$



Esforços devido às cargas móveis

M_{xm} (Tabela 9.1 e 10.1)

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,118	0,083	0,041	0,02	0,0	0,0
1,0	0,171	0,129	0,078	0,061	0,0	0,0
1,5	0,227	0,18	0,131	0,127	0,0	0,05
2,0	0,289	0,241	0,2	0,185	0,0	0,2
2,5	0,347	0,305	0,265	0,235	0,0	0,45
3,0	0,4	0,358	0,322	0,291	0,0	0,85
4,0	0,51	0,468	0,431	0,395	0,05	1,72
5,0	0,6	0,56	0,53	0,48	0,14	2,84
6,0	0,69	0,66	0,62	0,57	0,26	4,5
7,0	0,76	0,73	0,7	0,63	0,4	6,9
8,0	0,82	0,8	0,76	0,69	0,56	9,4
9,0	0,87	0,84	0,81	0,73	0,7	12,2
10,0	0,9	0,87	0,83	0,75	0,9	15,85

$$M_L=0,40$$

$$M_p=0,02$$

$$M_{p'}=1,20$$

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

$$M_{xm} = 1,35 \times (75,0 \times 0,40 + 5,0 \times 0,02 + 5,0 \times 1,20)$$

$$M_{xm} = 48,33 \text{ kN.m/m}$$

M_{ym} (Tabela 9.2 e 10.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,095	0,054	0,032	0,005	0,0	0,0
1,0	0,148	0,092	0,058	0,02	0,0	0,0
1,5	0,203	0,147	0,081	0,045	0,0	0,02
2,0	0,257	0,206	0,116	0,079	0,0	0,05
2,5	0,296	0,248	0,156	0,118	0,0	0,11
3,0	0,331	0,284	0,2	0,166	0,02	0,22
4,0	0,401	0,352	0,287	0,254	0,08	0,45
5,0	0,46	0,416	0,367	0,333	0,18	0,74
6,0	0,52	0,482	0,44	0,411	0,32	1,17
7,0	0,58	0,54	0,51	0,475	0,54	1,78
8,0	0,64	0,6	0,57	0,53	0,8	2,37
9,0	0,68	0,65	0,62	0,58	1,04	3,13
10,0	0,73	0,7	0,65	0,62	1,28	3,96

$$M_L=0,30$$

$$M_p=0,04$$

$$M_{p'}=0,31$$

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

$$M_{ym} = 1,35 \times (75,0 \times 0,30 + 5,0 \times 0,04 + 5,0 \times 0,31)$$

$$M_{ym} = 32,67 \text{ kN.m/m}$$

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,50	0,25	0,19	0,12	0,05	0,0	0,05
1,0	0,32	0,26	0,18	0,09	0,0	0,1
1,5	0,47	0,43	0,35	0,23	0,0	0,35
2,0	0,64	0,61	0,54	0,398	0,0	0,8
2,5	0,76	0,74	0,69	0,55	0,01	1,45
3,0	0,87	0,85	0,81	0,71	0,05	2,1
4,0	1,05	1,05	1,01	0,97	0,1	3,4
5,0	1,21	1,21	1,18	1,15	0,33	4,7
6,0	1,34	1,34	1,31	1,28	0,8	7,0
7,0	1,44	1,44	1,42	1,39	1,4	10,3
8,0	1,52	1,52	1,5	1,47	2,1	15,0
9,0	1,57	1,57	1,56	1,53	3,0	20,4
10,0	1,59	1,59	1,58	1,56	3,74	25,9

$M_L=0,92$

$M_p=0,07$

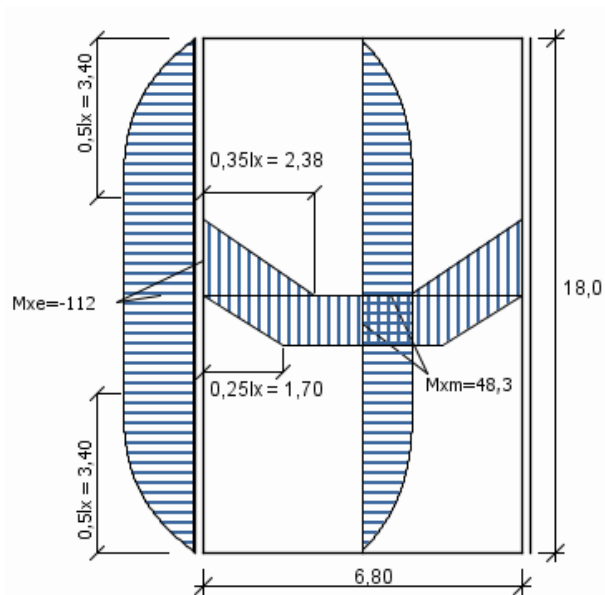
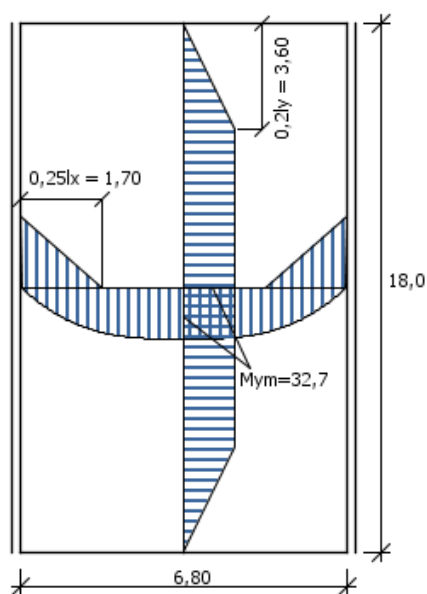
$M_{p'}=2,62$

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

$M_{xe}=1,35 \times (75,0 \times 0,92 + 5,0 \times 0,07 + 5,0 \times 2,62)$

$M_{xe}=-111,67 \text{ kN.m/m}$

Diagramas Envoltoiros

M_x devido à pM_y devido à p

Esforços devido às cargas permanentes

M_{xm}

$k=0,04$

$$M_{xm}=k \times g \times l_x^2$$

$$M_{xm}=0,04 \times 6,80 \times 46,24$$

$$M_{xm}=13,11 \text{ kN.m/m}$$

M_{ym}

$k=0,01$

$$M_{ym}=k \times g \times l_x^2$$

$$M_{ym}=0,01 \times 6,80 \times 46,24$$

$$M_{ym}=2,17 \text{ kN.m/m}$$

M_{xe}

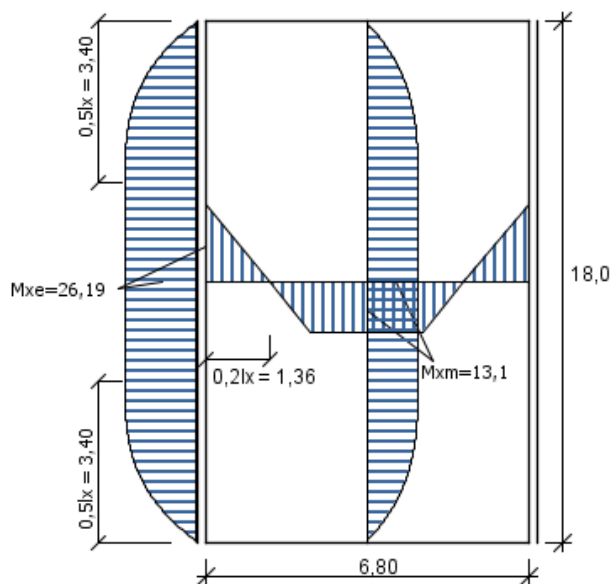
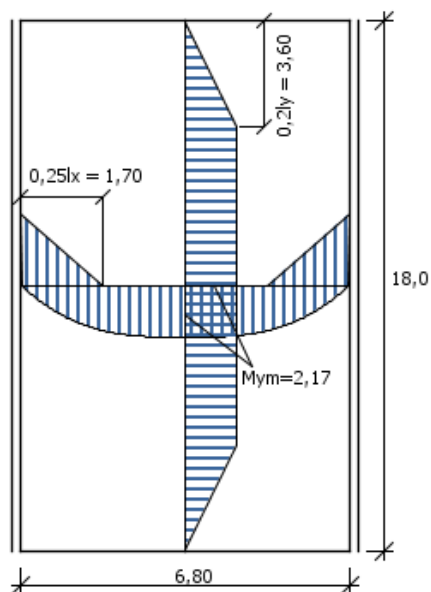
$k=0,08$

$$M_{xe}=k \times g \times l_x^2$$

$$M_{xe}=0,08 \times 6,80 \times 46,24$$

$$M_{xe}=26,19 \text{ kN.m/m}$$

Diagramas Envolvórios

M_x devido à gM_y devido à g

2.10.5.2 – LAJE EM BALANÇO

Parâmetros de entrada

$$l_y/l_x = \infty$$

Direção do tráfego:

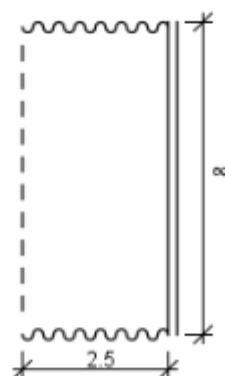


Tabela:98

$$l_x/a = 1,25$$

$$t/a = 0,29$$

Condições de apoio:



Esforços devido às cargas móveis

M_{xm} (Tabela 9.1 e 10.1)

l _x /a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,046	0,013	0,007	0,001	0,0	0,0
0,25	0,074	0,024	0,015	0,001	0,0	0,0
0,375	0,092	0,035	0,02	0,001	0,0	0,0
0,50	0,102	0,048	0,027	0,002	0,0	0,0
0,625	0,11	0,061	0,033	0,003	0,0	0,0
0,75	0,114	0,075	0,038	0,012	0,0	0,0
1,00	0,124	0,094	0,051	0,026	0,0	0,01
1,25	0,133	0,11	0,065	0,04	0,0	0,02
1,50	0,155	0,133	0,092	0,062	0,0	0,03
1,75	0,179	0,158	0,121	0,084	0,0	0,04
2,00	0,208	0,185	0,154	0,109	0,0	0,05
2,25	0,24	0,214	0,189	0,133	0,0	0,06
2,50	0,274	0,245	0,225	0,158	0,0	0,07

$$M_L=0,10$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,02$$

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

$$M_{xm} = 1,35 \times (75,0 \times 0,10 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,02)$$

$$M_{xm} = 10,54 \text{ kN.m/m}$$

M_{ym} (Tabela 9.2 e 10.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,075	0,048	0,014	0,003	0,0	0,0
0,25	0,1	0,068	0,027	0,005	0,0	0,0
0,375	0,118	0,082	0,036	0,007	0,0	0,0
0,50	0,131	0,091	0,046	0,01	0,0	0,0
0,625	0,142	0,097	0,052	0,017	0,0	0,0
0,75	0,156	0,103	0,06	0,034	0,0	0,0
1,00	0,18	0,125	0,085	0,062	0,0	0,0
1,25	0,195	0,142	0,118	0,093	0,0	0,02
1,50	0,24	0,185	0,169	0,133	0,0	0,04
1,75	0,285	0,25	0,225	0,175	0,0	0,05
2,00	0,35	0,322	0,29	0,212	0,0	0,07
2,25	0,428	0,405	0,356	0,25	0,0	0,09
2,50	0,51	0,5	0,43	0,285	0,0	0,14

$$M_L=0,14$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,02$$

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

$$M_{ym} = 1,35 \times (75,0 \times 0,14 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,02)$$

$M_{ym}=14,12 \text{ kN.m/m}$

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,11	0,1	0,1	0,04	0,0	0,0
0,25	0,23	0,23	0,2	0,1	0,0	0,0
0,375	0,38	0,37	0,33	0,18	0,0	0,0
0,50	0,52	0,51	0,46	0,28	0,0	0,0
0,625	0,7	0,67	0,6	0,433	0,0	0,0
0,75	0,9	0,87	0,8	0,63	0,0	0,0
1,00	1,24	1,18	1,1	0,95	0,05	0,0
1,25	1,5	1,44	1,34	1,22	0,23	0,0
1,50	1,72	1,66	1,57	1,45	0,38	0,08
1,75	1,9	1,85	1,76	1,66	0,7	0,3
2,00	2,04	2,0	1,93	1,84	1,24	0,66
2,25	2,18	2,15	2,1	2,0	1,98	1,2
2,50	2,29	2,29	2,23	2,18	3,24	1,9

$M_L=1,42$

$M_p=0,23$

$M_{p'}=0,0$

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

$M_{xe}=1,35 \times (75,0 \times 1,42 + 5,0 \times 0,23 + 5,0 \times 0,0)$

$M_{xe}=-145,73 \text{ kN.m/m}$

M_{yr} (Tabela 9.3 e 10.3)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,17	0,1	0,06	0,01	0,0	0,0
0,25	0,27	0,18	0,1	0,012	0,0	0,0
0,375	0,34	0,23	0,125	0,02	0,0	0,0
0,50	0,39	0,265	0,145	0,04	0,0	0,0
0,625	0,425	0,287	0,16	0,052	0,0	0,0
0,75	0,44	0,3	0,16	0,08	0,0	0,0
1,00	0,5	0,36	0,22	0,135	0,0	0,0
1,25	0,58	0,448	0,309	0,216	0,0	0,0
1,50	0,68	0,54	0,422	0,31	0,0	0,04
1,75	0,79	0,66	0,55	0,415	0,0	0,06
2,00	0,91	0,78	0,69	0,53	0,0	0,08
2,25	1,04	0,91	0,84	0,65	0,0	0,1
2,50	1,17	1,04	0,9	0,77	0,0	0,15

$M_L=0,43$

$M_p=0,0$

$M_{p'}=0,0$

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

$M_{yr} = 1,35 \times (75,0 \times 0,43 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,0)$

$M_{yr} = 43,11 \text{ kN.m/m}$

-M_{xm} (Tabela 98.5)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,056	0,043	0,013	0,01	0,0	0,0
0,25	0,1	0,086	0,056	0,024	0,0	0,0
0,375	0,136	0,13	0,09	0,04	0,0	0,0
0,50	0,176	0,174	0,127	0,06	0,0	0,0
0,625	0,218	0,218	0,154	0,079	0,0	0,0
0,75	0,266	0,263	0,2	0,104	0,0	0,0
1,00	0,33	0,328	0,263	0,15	0,06	0,0
1,25	0,377	0,373	0,313	0,196	0,21	0,0
1,50	0,414	0,41	0,354	0,239	0,32	0,0
1,75	0,444	0,442	0,39	0,28	0,5	0,02
2,00	0,47	0,468	0,42	0,318	0,72	0,05
2,25	0,49	0,487	0,447	0,356	1,03	0,09
2,50	0,51	0,51	0,471	0,391	1,51	0,14

$$M_L=0,36$$

$$M_p=0,21$$

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

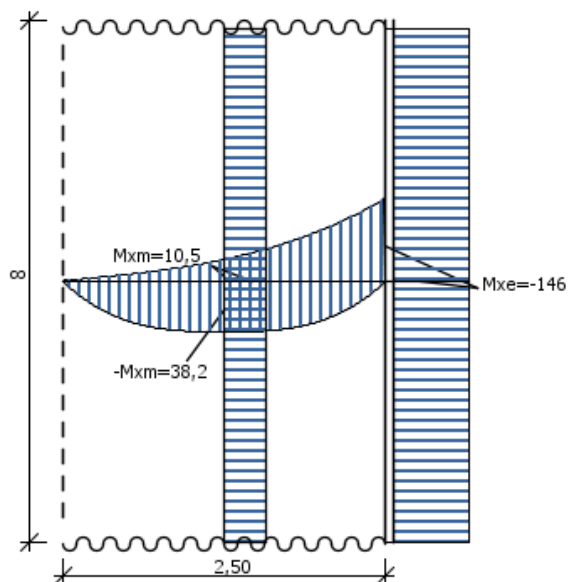
$$-M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$-M_{xm} = 1,35 \times (75,0 \times 0,36 + 5,0 \times 0,21 + 5,0 \times 0,0)$$

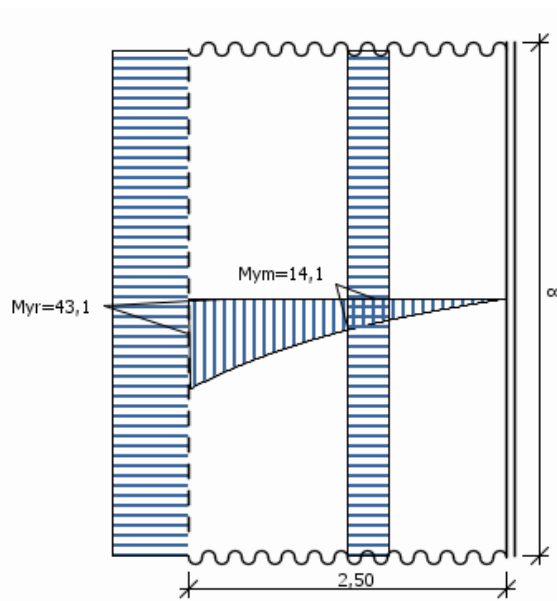
$$-M_{xm} = 38,21 \text{ kN.m/m}$$

Diagramas Envolv6rios

M_x devido à p



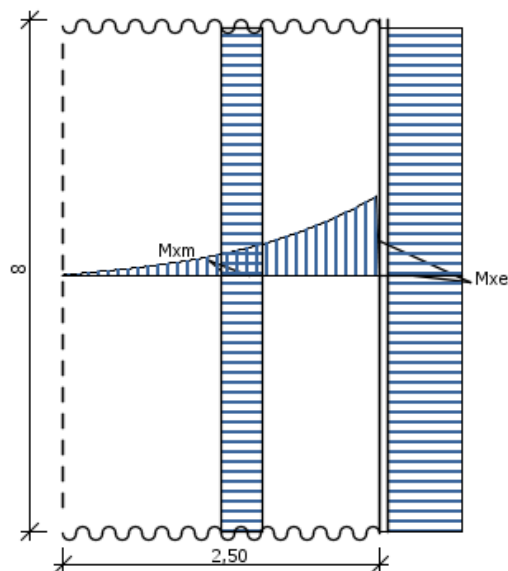
M_y devido à p



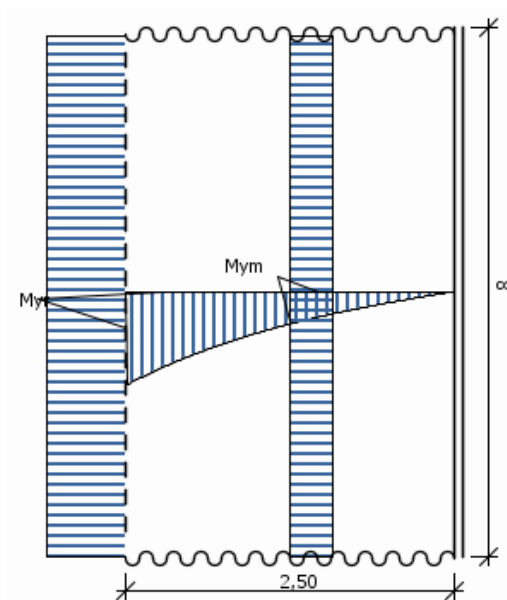
Esforços devido às cargas permanentes

Diagramas Envoltórios

M_x devido à g



M_y devido à g



2.10.6 FORMAÇÃO DA TABELA PARA DIMENSIONAMENTO

Examinando os diagramas dos esforços internos, foi preparada uma tabela. Essa tabela contém os valores característicos e os valores da envoltória de esforços devido ao carregamento permanente e móvel

ENVOLTORIA DA LAJE NO TABULEIRO				
Posição	Carga Permanente (kN.m/m)	Cargas Móveis (kN.m/m)	Mk (kN.m/m)	Md (kN.m/m)
Mxm	13,11	48,33	61,44	86,02
Mym	2,17	32,67	34,84	48,77
Mxe	-26,19	-111,67	-137,86	-193,00

ENVOLTORIA DA LAJE NO BALANÇO				
Posição	Carga Permanente (kN.m/m)	Cargas Móveis (kN.m/m)	Mk (kN.m/m)	Md (kN.m/m)
Mxm	3,90	10,54	14,44	20,22
Mym	2,17	14,12	16,29	22,80
Mxe	-22,50	-145,73	-168,23	-235,52

3- DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL



3- DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1 GENERALIDADE

As peças estruturais dessa ponte foram dimensionadas no estado limite último ELU, ou seja, estado considerado de ruptura e verificadas ao estado limite de serviço ELS. Todas as seções analisadas foram consideradas como seção retangular. Baseado nessa premissa, é que, a metodologia descrita nesse capítulo foi desenvolvida para seções com essa característica geométrica

No ELU os esforços são majorados de um fator de $\gamma_c=1,4$

A resistência característica do concreto é minorada de um fator $\gamma_c=1,4$, ou seja,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,40} \text{ e a resistência do aço é minorada de um fator } \gamma_s=1,15, \text{ ou seja, } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

3.1.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS

As vigas principais da ponte, denominadas de longarinas, tiveram o dimensionamento feito em seções espaçadas no máximo de 3,0m, e claro nas seções de maiores valores. Todas essas seções, que são dimensionadas no estado limite de ruptura ELU, são, também, verificadas no estado limite de serviço ELS.

Conhecido as dimensões da seção b_w , h , d e o momento de cálculo M_d , onde:

b_w = largura da base, em metro;

h = altura da viga, em metro;

d = altura útil, em metro;

M_d = Momento de cálculo, em MN x m.

E a resistência característica do concreto f_{ck} , nesse projeto $f_{ck} \geq 30 \text{MPa}$, determinam-se dois valores adimensionais denominados de μ e ξ .

O primeiro é denominado de momento adimensional e é dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times \sigma_{cd}}$$

O limite de μ deve ser menor ou igual a 0,2952.

O segundo adimensional é a relação entre a profundidade da linha neutra e a altura útil, ou seja:

$$\xi = \frac{x}{d}$$

Esse adimensional pode ser calculado como função de μ , pela expressão abaixo:

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

ξ deve ser menor ou igual a 0,45

A seção da armadura necessária as (cm^2) é calculada pela expressão:

$$A_s = 0,80 \times \xi \times b_w \times \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}, \text{ em } \text{cm}^2$$

Nessa expressão b_w e d devem ser usados em cm.

A área A_s deve ser maior ou igual à área mínima que é dado pela expressão abaixo:

$$A_{s,min} = \frac{0,17}{100} \times b_w \times h, \text{ em } \text{cm}^2$$

Nessa expressão b_w e h devem ser usados em cm.

O dimensionamento das seções críticas de todos os elementos da ponte foi feito em planilha Excel que está apresentada no **Anexo 01 – Dimensionamento à Flexão no ELU**.

3.2 DIMENSIONAMENTO DOS ESTRIBOS SEGUNDO A NORMA NBR 6118:2014

As considerações mostradas a seguir são aplicáveis às peças lineares com armaduras de cisalhamento e nas quais $b_w \leq 5d$, b_w e d a largura e a altura útil da seção transversal, respectivamente.

A tensão convencional de cisalhamento, τ_{wd} , é dada por

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \times d}$$

onde:

V_d = Esforço cortante de cálculo, em MN.

b_w = Largura da viga, em m.

d = altura útil da via, em m.

Para evitar o esmagamento da biela de compressão, deve-se impor a restrição:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

A tensão limite τ_{wu} é dada por

$$\tau_{wd} = 0,27 \times \alpha_v \times fcd \text{ em MPa}$$

Sendo:

fcd = a resistência de cálculo à compressão do concreto, ou seja

$$fcd = \frac{fck}{1,4}, \text{ em MPa e}$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{fck}{250}, \text{ adimensional}$$

fck = tensão característica do concreto em MPa.

Se $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$ então prossegue-se o cálculo, caso contrário é necessário mudar as dimensões da peça.

Admitindo que $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$, então determina-se a tensão τ_d em MPa, para cálculo da armadura transversal, que é dada por:

$$\tau_d = 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_c) \geq 0$$

Onde τ_c é dado na NBR-6118, em função da resistência à tração de cálculo do concreto, retrabalhando as retrações obtém-se:

$$\tau_c = 0,09 \times (fck)^{2/3} \text{ em MPa para } fck \leq 50\text{MPa}$$

Quando se usa estribos verticais, que é o caso em questão, obtém-se a área da armadura transversal dada por:

$$A_{sw} = 100 \times bw \times \frac{\tau_d}{f_{yd}}, \text{ em } cm^2/m$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 434 MPa \text{ adotado } 420 MPa$$

bw é usado em cm.

A seção da armadura calculada não deve ser menor que a armadura mínima, $A_{sw,min}$, especificada na NBR-6118. Para o uso de estribos verticais, que é o caso, tem-se:

$$A_{sw,min} = \rho_w \times 100 \times bw, \text{ em } cm^2/m$$

bw é usado em cm.

$\rho_{w,min}$ é função da tensão característica do concreto, mostrado na tabela a seguir:

Tabela 9 - Valores de $\rho_{w,min}$ (%)

fck (MPa)	20	25	30	35
$\rho_{w,min}$	0,09	0,10	0,12	0,13

Os cálculos elaborados, para adoção da armadura transversal, foram feitos em planilha Excel e são apresentados no **Anexo 02 – Dimensionamento e Verificação dos Estribos no ELU e ELS**.

3.3 VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS PEÇAS NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS), NO CASO DE COMBINAÇÕES FREQUENTES (CF)

3.3.1 ESTUDO DA FADIGA DA ARMADURA LONGITUDINAL, TRANSVERSAL E CONCRETO

- **Generalidades**

A fadiga é o fenômeno que leva um material entrar em ruína ocasionada por uma ação que se repete ao longo do tempo, como no caso de uma ponte, onde ocorre momentos quando ela está carregada e outros quando ela está descarregada. Essas oscilações de cargas fazem com que as tensões atuantes nos materiais oscilem de um máximo a um

mínimo, dependendo da intensidade da variação das tensões eles podem levar os materiais a romperem por fadiga.

O estudo da fadiga só é importante quando ao longo da vida da obra a repetição do fenômeno é igual ou superior a 2×10^6 ciclos.

3.3.2 ESTUDOS DA FADIGA

A NBR-6118 estabelece que os esforços a serem utilizados sejam determinados nos Estados-Limites de Serviços (ELS). Para o estudo das pontes, viadutos e passarelas, o usual é utilizar o estado de combinações frequentes de serviços (CF). Neste estado a combinação dos esforços permanentes, peso próprio e cargas móveis é dado pela expressão:

$$F_{d,ser} = F_g + \psi_1 \times \varphi \times F_q$$

Para as vigas de pontes rodoviárias tem-se:

$\psi_1 = 0,50$ para vigas longarinas.

$\psi_1 = 0,70$ para verificação das vigas transversinas, se for o caso.

$\psi_1 = 0,80$ para verificação das lajes de tabuleiro.

Verificação da fadiga da armadura

A NBR-6118 estabelece a relação $\gamma_f \times \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad}$, a mesma adota $\gamma_f = 1,0$

A parcela $\Delta f_{sd,fad}$, valor admissível é função do diâmetro do aço e da função que ele está desenvolvendo na peça.

No caso de barras reta com diâmetro $\phi = 25\text{mm}$ $\Delta f_{sd,fad} \leq 175\text{MPa}$

No caso de aço para estribos com qualquer diâmetro se tem $\Delta f_{sd,fad} \leq 85\text{MPa}$

A verificação da fadiga na armadura transversal é feita da seguinte forma:

Seja:

$f_{ctm} = 0,30 \times (f_{ck})^{2/3}$, em Mpa, a tensão média de tração do concreto e f_{ck} a tensão característica do concreto

$V_c = 0,60 \times f_{ctd} \times b_w \times d$, MN, a parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e b_w e da largura da base da viga e a altura útil, respectivamente, em m.

Adotando o método proposto pelo prof. Walter Pfeil tem-se duas expressões para determinar a flutuação das tensões de tração nos estribos.

Com inversão dos sinais do esforço cortante na seção.

$$\Delta\sigma_{sw} = \frac{|V_{g+q,max}| - 0,50V_c}{0,90 \times d \times A_{sw}}$$

Onde A_{sw} é dado em m^2/m , d em m e os esforços em MN

Sem inversão dos sinais do esforço cortante na seção

$$\Delta\sigma_{sw} = \frac{|V_{g+q,max}| - 0,50V_c}{0,90 \times d \times A_{sw}} \times \frac{|V_{g+q,max}| - |V_{g+q,min}|}{V_{g+q,max}}$$

Deve-se sempre obter $\Delta\sigma_{sw} \leq 85MPa$

No caso de aço para o tabuleiro pode ser adotado $\Delta f_{sd,fad} \leq 175MPa$

Caso obtenha-se $\Delta\sigma_{sw} \geq 85 MPa$ a seção de aço encontrada no dimensionamento deverá ser majorada pela multiplicação de um fator $K_{ff} \geq 1,0$, calculado como se mostra a seguir

$$K_{ff} = \frac{A_{sw}}{85}$$

$$A_{swf} = K_{ff} \times A_{swi}$$

3.3.3 CÁLCULOS ELABORADOS

Todos os cálculos elaborados para verificação da fadiga nas diversas peças, foram feitos em planilha Excel e os resultados são apresentados no **Anexo 03 – Verificação da Fadiga da Armadura Longitudinal no ELS**.

Estudo da Fadiga à compressão no concreto.

Essa verificação para o concreto em compressão é satisfeita se:

$$\eta_c \times \gamma_f \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq f_{cd,fad}$$

Sendo

$$f_{cd,fad} = 0,45f_{cd}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5(|\sigma_{c1}|/|\sigma_{c2}|)}$$

onde:

η_c é um fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

$|\sigma_{c1}|$ é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300mm da face sob a combinação relevante de cargas (Figura 18);

$|\sigma_{c2}|$ é o maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300mm da face sob a mesma combinação de carga usada para cálculo de $|\sigma_{c1}|$ (Figura 20);

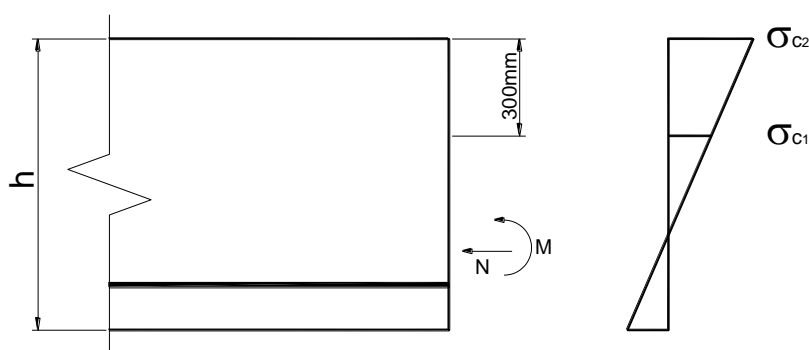


Figura 2. Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}

3.3.4 ESTUDOS DA ABERTURA DE FISSURAS

- **Generalidades**

As peças são dimensionadas no Estado Limite Último (ELU)

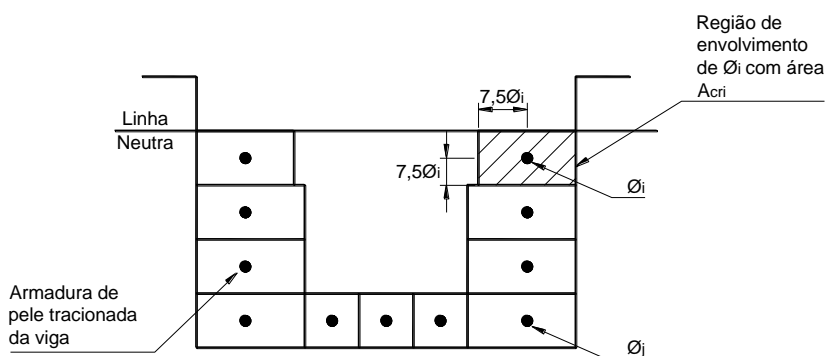
Os esforços solicitantes à flexão induzem à formação de fissuramento da peça, ou como se diz, formação do ESTADIO II puro.

Desta forma, a NBR-6118 limita a abertura dessas fissuras, denominadas de W_k (mm), a determinados valores, dependendo do local da obra. Para o caso em estudo pode ser aceito $W_k \leq 0,20$ mm.

- **Determinação da Abertura de fissuras, segundo a NBR-6118**

A cada barra de ferro de diâmetro ϕ_i existe uma área A_{cri} envolvendo essa barra que é protegida por ela.

Afigura abaixo mostra como determinar cada área.



Concreto de Envolvimento da Armadura

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

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

onde:

σ_{si} , \emptyset_i , ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame;

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra \emptyset_i

\emptyset_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;


ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II

- **Cálculos Elaborados**

Todos os cálculos elaborados nas seções examinadas foram feitos em planilhas Excel. Os resultados são apresentados no **Anexo 04 – Verificação da Abertura de Fissuras no ELS**.

4 ESTUDOS DOS ESFORÇOS E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA MESOESTRUTURA

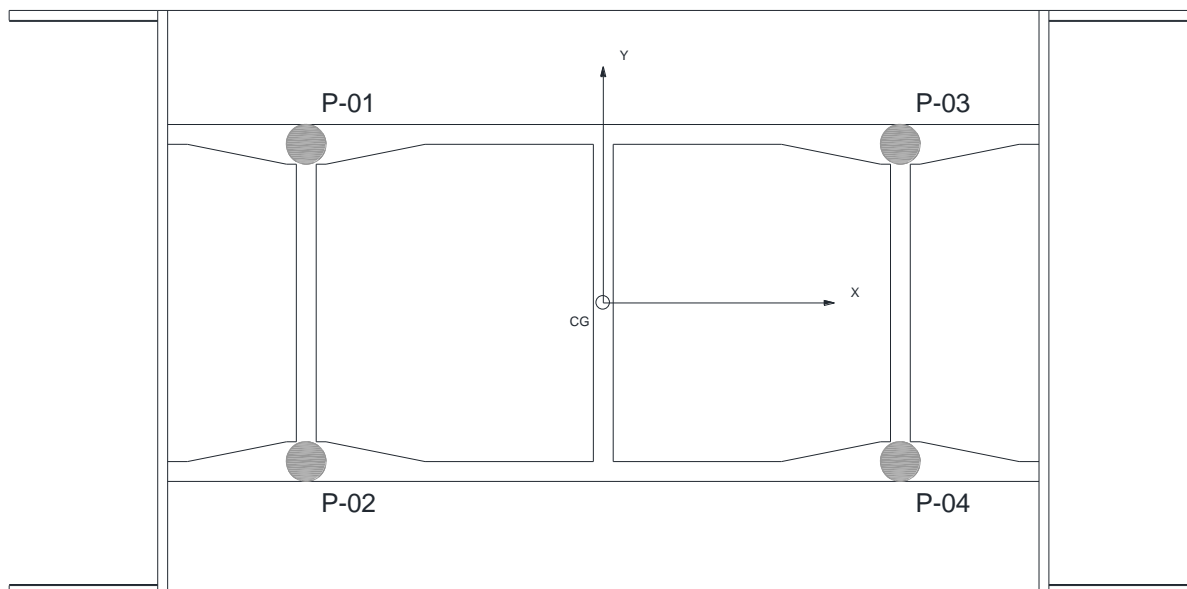
RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Socio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

4- ESTUDOS DOS ESFORÇOS E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA MESOESTRUTURA

Determinação dos Esforços Verticais nos Pilares



Esforços Referente às Cargas Permanentes do Tabuleiro e Vigas

Ver quadro a seguir.

PILAR	R _{gk} (kN)
P-1	541,1
P-2	541,1
P-3	541,1
P-4	541,1

Esforços Referentes às Cargas Móveis, incluindo o Impacto Vertical

Ver quadro abaixo referente às cargas móveis

PILAR	R _{qk+} (kN)	R _{qk-} (kN)
P-1	544,1	57,0
P-2	544,1	57,0

PILAR	Rqk+ (kN)	Rqk- (kN)
P-3	544,1	57,0
P-4	544,1	57,0

Envoltória das Reações com Aplicação do Coeficiente de Impacto

Como já calculado $\varphi = 1,32$ no item 2.5, a determinação das reações máxima é dada pela expressão abaixo.

$$R_{ki} = R_{pi} + \varphi_i R_{vi}$$

Onde

R_p = Reações devido às cargas permanentes

R_v = Reações devido às cargas móveis

R_k = Reações características

No quadro a seguir, são mostrados os valores das reações.

DIMENSIONAMENTO NO ELU				
PILAR	Rmáx,k (kN)	Rmín,k (kN)	Rmáx,d (kN)	Rmín,d (kN)
P-1	1259,3	465,9	1763,0	652,2
P-2	1259,3	465,9	1763,0	652,2
P-3	1259,3	465,9	1763,0	652,2
P-4	1259,3	465,9	1763,0	652,2

VERIFICAÇÃO NO ELS				
PILAR	Rmáx,k (kN)	Rmín,k (kN)	Rmáx,d (kN)	Rmín,d (kN)
P-1	1259,3	465,9	629,7	232,9

VERIFICAÇÃO NO ELS				
PILAR	R _{máx,k} (kN)	R _{mín,k} (kN)	R _{máx,d} (kN)	R _{mín,d} (kN)
P-2	1259,3	465,9	629,7	232,9
P-3	1259,3	465,9	629,7	232,9
P-4	1259,3	465,9	629,7	232,9



5 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

5- DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

5.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS NA SUPERESTRUTURA

5.1.1 ESFORÇOS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS NA SUPERESTRUTURA

a) Frenagem ou Aceleração

Frenagem

$$F_1 = 30\% \times \text{Peso do Veículo}$$

$$F_1 = 0,30 \times 450kN = 135kN$$

Aceleração

$$F_2 = 5\% \times \text{Peso da Carga de Multidões sobre o Tabuleiro}$$

$$F_2 = 0,05 \times 5kN/m^2 \times 11,0m \times 18,0m = 49,5kN$$

Será Adotado $F_1 = 135kN$

b) Empuxo da terra do aterro sobre a viga de fechamento

$$E_g = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times H^2 \times L$$

$$E_g = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times H^2 \times L$$

$$\gamma = 20kN/m^3$$

$$Ka = 0,33$$

$$H = 1,20m$$

$$L = 11,80 m$$

$$E_g = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 20 \times 1,20^2 \times 11,8 = 56,1kN$$

c) Empuxo sobre a viga de fechamento devido à carga móvel

O empuxo decorrente da carga móvel, devido à aproximação do veículo-tipo para entrar na ponte, é calculado transformando o peso desta carga por m^2 dentro dos limites das dimensões do carro. Deve ser considerada a situação mais desfavorável, que é o eixo do veículo coincidindo com o eixo da ponte. Ao lado, é colocada a carga de multidão e depois é determinada a tensão média equivalente usada para avaliar o empuxo sobre a viga, conforme mostrado a seguir:

q_v – Tensão equivalente do veículo devido ao peso do veículo

$$q_v = \frac{\text{Peso do Veículo}}{\text{Área do veículo}}$$

$$q_v = \frac{6 \times 75}{3 \times 6} = 25 \text{ kN/m}^2$$

q_m – Tensão vertical devido à carga de multidão

$$q_m = 5 \text{ kN/m}^2$$

b = largura da passagem do tráfego, no caso $b = 11,0\text{m}$

\bar{q} = Tensão vertical média que criará o empuxo devido à carga móvel

$$\bar{q} = \frac{q_v \times 3 + q_m \times (11 - 3)}{11}$$

$$\bar{q} = \frac{25 \times 3 + 5 \times (11 - 3)}{11} = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

O empuxo da carga móvel será dado por:

$$E_q = k_a \times \bar{q} \times b \times H$$

$$E_q = 0,33 \times 10,5 \times 11,0 \times 1,20 = 45,7 \text{ kN}$$

d) Determinação do empuxo de terra nos Pilares P1/P2 ou P3/P4

Como o comprimento destes pilares são de apenas 4,0m, será admitido que o solo atingirá sua altura máxima. A largura do cálculo adotado é:

$L_C = 3 \times D$, onde D = diâmetro do Pilar. Como $D = 0,80\text{m}$, o $L_C = 2,40\text{m}$

Conforme o diagrama abaixo:

Adotando $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e $K_a = 0,33$, então o valor do empuxo será:

$$E_{gp} = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 20 \times 1,0^2 \times 2,40 \text{ m}$$

$$E_{gp} = 7,9 \text{ kN}$$

$$M = 7,9 \times 0,33 = 2,6 \text{ kN.m}$$

e) Componente longitudinal do vento

Para pontes em lajes ou vigas com até 38,00m de vão, pode-se adotar um critério simplificado que admite o esforço total de vento agindo na direção transversal e, simultaneamente, as seguintes porcentagens do esforço total agindo na direção longitudinal: Vento na superestrutura 25% e vento na carga móvel 40%.

Quando a ponte está descarregada, NBR 7187 admite a incidência de um vento transversal que provoca uma pressão de 1,5 kN/m². Quando ela está carregada essa norma admite uma pressão de vento menor e igual a 1,0 kN/m², que atua numa área de obstrução formada pela projeção horizontal do tabuleiro, acrescida da projeção horizontal dos veículos sobre a ponte. No caso de pontes rodoviárias, esses veículos são admitidos posicionados sobre toda a extensão da ponte com uma altura total de dois metros. Nessas condições, a parcela longitudinal do vento é calculada como apresentado a seguir:

Ponte descarregada (altura do guarda corpo igual a 0,87m):

$$q_{vd} = 1,5 \times 0,25 \times (1,2 + 0,87) \times 18,0 = 14,0 \text{ kN}$$

Ponte carregada

$$q_{vc} = 1,0 \times [1,20 \times 0,25 + 1,2 \times 0,40] \times 18 = 14,0 \text{ kN}$$

Será adotado, $q_{vc} = 14,0 \text{ kN}$

f) Componente horizontal transversal do vento

Nesse caso, examina-se também, as duas seguintes situações:

Ponte descarregada

$$q_{vdt} = 1,50 \times (1,20 + 0,87) \times 18,0m = 55,9kN$$

Ponte carregada

$$q_{vdt} = 1,00 \times (1,2 + 2,0) \times 18,0 = 57,6kN$$

Será adotado $q_{vtd} = 57,6 kN$.

5.1.2 ESTUDO DO EFEITO DA TEMPERATURA NA SUPERESTRUTURA

Os efeitos da variação da temperatura no tabuleiro da ponte são considerados desprezíveis. Já a variação da temperatura é considerada nas vigas longarinas.

A Norma NBR 7187 estabelece para os efeitos de variação de temperatura nas pontes as mesmas condições de NBR 6118, a saber: Adotar uma variação de temperatura de $\pm 15^\circ\text{C}$ em torno da média. O coeficiente de dilatação térmica do concreto é estabelecido $\alpha = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, supondo válida a lei de Hooke.

Para a determinação dos esforços despertados devido à variação da temperatura é necessário primeiro fazer o estudo da rigidez da mesoestrutura.

A rigidez absoluta de um pilar composto de placa de pequena espessura fixa na cabeça mais um corpo de concreto armado, engastado na base formando um sistema isostático com extremidade superior livre e base engastada e dada por:

A resistência do concreto para o projeto deverá ter $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$.

$$E_{cs} = 4760 \times \sqrt{30} = 26072\text{MPa}$$

Para Pilar com diâmetro $D = 0,80 \text{ m}$.

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times 0,80^4}{64} = 0,020106\text{m}^4$$

Adotando $h_n = 0,039\text{m}$, considere uma seção quadrada de $L_n = 0,45\text{m}$. Logo

$$A_n = 0,45^2 = 0,205 \text{ m}^2$$

O comprimento elástico dos pilares será de

- P1/P2 e P3/P4 - $L_e = 5,2m$

As rigidezes dos pilares são apresentadas abaixo são:

- Pilares P1, P2, P3 e P4

$$K = \frac{1}{\frac{L_e^3}{3EI} + \frac{h_n}{G_n x A_n}}$$

Onde:

$L_e =$ comprimento elástico do pilar nesse $L_e = 1,3xL_f$.

$L_f =$ comprimento físico do pilar.

$E_{cs} =$ Módulo de elasticidade secante do pilar. Em MPa.

$I =$ Momento de inércia em relação aos eixos principais da Seção em m^4 .

$h_n =$ altura do aparelho de apoio elastomérico.

$A_n =$ Área do apoio elastomérico.

$G_n =$ Módulo de elasticidade transversal do aparelho de apoio igual a 1,0MPa.

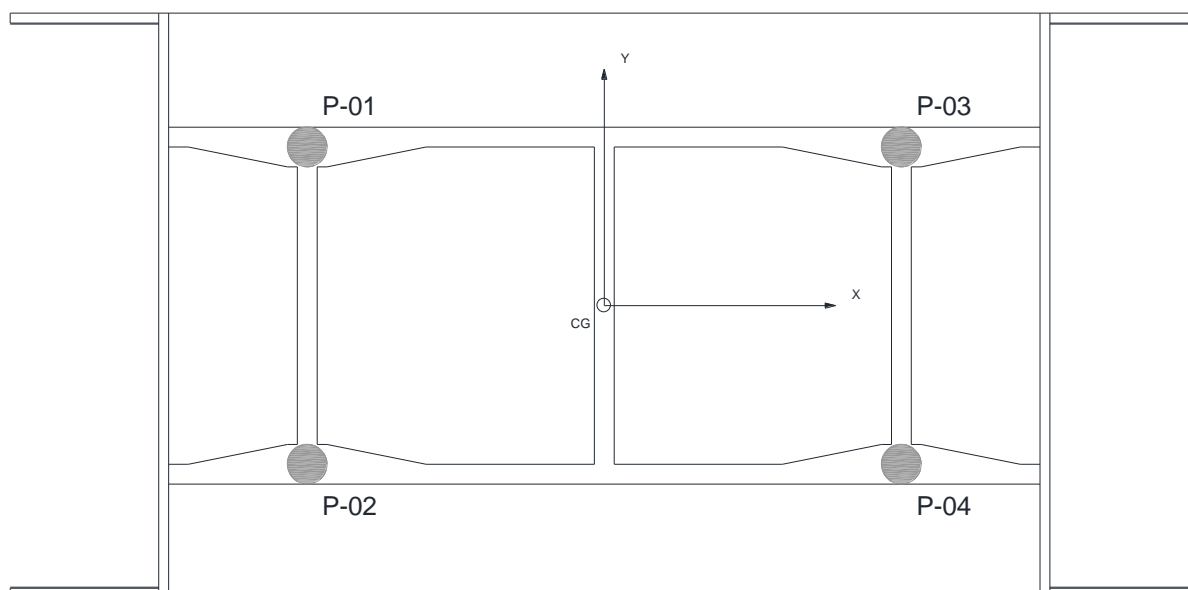
Aplicando os valores na equação, encontra-se:

$$K = \frac{1}{\frac{5,2^3}{3 \times 26072 \times 0,020106} + \frac{0,039}{1,0 \times 0,205}}$$

$$K = \frac{1}{0,089410546 + 0,190243902}$$

$$K = 3.575,8 \text{ kN/m}$$

A figura a seguir representa o tabuleiro, o centro de gravidade e os pilares, onde se concentram a propriedade de rigidez.



Cg = centro de gravidade do tabuleiro; origem do plano cartesiano xy;

As coordenadas dos centros dos pilares são apresentadas a seguir:

- P-01 – (-6,0; +3,20)
- P-02 – (-6,0; -3,20)
- P-03 – (+6,0; +3,20)
- P-04 – (+6,0; -3,20)

No quadro a seguir é mostrado os valores das rigezas relativa

PILAR	K_{Ai}	K_{Ri}
P-01	3575,8	0,250
P-02	3575,8	0,250
P-03	3575,8	0,250
P-04	3575,8	0,250
	SOMA	1,000

Devido a simetria da ponte, na direção y o centro de gravidade da rigeza será $Y_{CGR}=0,0$.

Determinação dos Esforços Horizontais Longitudinais no Topo de cada Pilar devido ao Efeito Térmico.

A variação da temperatura faz com que as vigas transversinas sofram um processo de dilatação com o aumento da temperatura e uma retração quando ocorre a diminuição desta.

Nesse movimento de ida e volta existe um ponto que não sofre movimento que é denominado de ponto neutro. A localização da posição dele está exatamente no centro de gravidade da Rigesa.

Tratando cada longarina de forma independente, devido a simetria da ponte, pode-se obter as forças horizontais e longitudinais, em cada topo de pilar, devido ao efeito da temperatura

Seja x_i a coordenada algébrica do Pilar P_i em relação ao centro de gravidade da Rigesa.

A força atuante no topo de cada pilar será dada pela expressão a seguir:

$$F_i = K_i \times \alpha \times \Delta T \times x_i, \text{ onde}$$

F_i = Força Horizontal Longitudinal no topo do pilar P_i , em kN.

α = Coeficiente de Dilatação térmica do concreto igual a $1,0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

ΔT = Variação da temperatura igual a 30°C

K_i = Rigeza absoluta do pilar P_i

x_i = Distância algébrica do pilar P_i ao centro de rigeza, em m.

O quadro a seguir mostra os valores das forças atuantes no topo dos pilares.

P_i	K_i	α	ΔT	x_i	F_i
P-1	3575,8	10^{-5}	30	-6,0	-6,436
P-2	3575,8	10^{-5}	30	-6,0	-6,436
P-3	3575,8	10^{-5}	30	+6,0	6,436
P-4	3575,8	10^{-5}	30	+6,0	6,436

5.1.3 DETERMINAÇÃO DOS VALORES DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS EM CADA PILAR

O cálculo dos esforços horizontais longitudinal é feito considerando que a partição da resultante é proporcional à rizeza relativa do pilar, ou seja:

$$P_{i_{LH}} = K_{i_R} \times R_{LH} + P_{i_{LHT}}$$

Onde:

$P_{i_{LH}}$ = Força horizontal longitudinal.

K_{i_R} = Rigidez Relativa do Pilar.

R_{LH} = Resultante das forças horizontais ((aceleração ou frenagem) + Empuxo da viga de fechamento (Estático e dinâmico) + Empuxo no Pilar + Componente do vento), exclusive forças de efeito térmico.

$P_{i_{LHT}}$ = Força horizontal longitudinal, considerando o efeito de temperatura.

(*) – Esforço do efeito térmico determinado anteriormente

ESFORÇOS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS NOS PILARES

Pilar (Pi)	K_{i_R}	R_{LH}	$P_{i_{LHT}}^*$	$P_{i_{LH}}$
P-01	0,250	101,3	-6,436	-163,0
P-02	0,250	101,3	-6,436	-163,0
P-03	0,250	101,3	6,436	163,0
P-04	0,250	101,3	6,436	163,0

ELEMENTOS PARA CALCULAR OS ESFORÇOS HORIZONTAIS TRANSVERSAIS NOS PILARES

Pilar (Pi)	Rigidez	Rigidez Relativa Longitudinal (K)	X	Kx	xi	Kxi ²	Rigidez* Relativa Transversal
P-01	3575,8	0,250	3	0,75	-6,0	9,0	0,250
P-02	3575,8	0,250	3	0,75	-6,0	9,0	0,250
P-03	3575,8	0,250	15	3,75	+6,0	9,0	0,250
P-04	3575,8	0,250	15	3,75	+6,0	9,0	0,250
Σ	14303,2	1,00	-	9,0	-	36,0	1,00

O cálculo dos esforços transversais no topo de cada pilar é feito utilizando a expressão mostrada abaixo:

$$F_i = F \times K_i \left(\frac{1}{\sum K} + \frac{ex_{1i}}{\sum Kx_{1i}^2} \right)$$

Onde:

F_i = Força transversal no pilar i.

F = Resultante transversal

K_i = Coeficiente de rigidez relativa do Pilar i.

e = excentricidade entre o centro de gravidade geométrico e o centro de gravidade das rizezas. ($e = x_{cg} - x_{cgr}$)

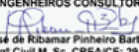
A tabela mostrada abaixo exhibe os valores das forças transversais nos pilares

ESFORÇOS HORIZONTAIS TRANSVERSAIS NOS PILARES

Pilar (Pi)	R_{TH}	Ki_T	F_{Ti}
P-01	14,4	0,250	3,6
P-02	14,4	0,250	3,6
P-03	14,4	0,250	3,6
P-04	14,4	0,250	3,6

O cálculo elaborado é apresentado no **Anexo 05 – Dimensionamento do Pilar**

6 DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE ELASTOMÉRICO

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José da Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

6- DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE ELASTOMÉRICO

6.1 GENERALIDADES

Foi adotado um apoio elastomérico com formato quadrado 0,53m x 0,53m, com quatro placas de aço de fretagem, com 3,0mm de espessura cada, três camadas de neoprene, com 12mm espessura cada, entre as placas de aço e duas camadas de cobertura de neoprene com 3mm de espessura, formando uma altura total do apoio $h_n = 54\text{mm}$.

As forças para dimensionamento são:

$$R_{max,k} = 1259,3 \text{ kN}$$

$$R_{min,k} = 616,3 \text{ kN}$$

$$R_g = 541,1 \text{ kN}$$

$$R_q = 544,1 \text{ kN}$$

Esforços horizontais longitudinais:

- $H_{L2} = 135,0 \text{ kN}$
- $H_{L1} = 6,44 \text{ kN}$
- Esforço Horizontal Transversal $H_T = 14,4 \text{ kN}$

Rotações Impostas:

- Ações permanentes $\alpha_q = 0,0006 \text{ rd}$
- Ações variáveis $\alpha_q = 0,0027 \text{ rd}$

Pré-dimensionamento:

$$\text{Área} \geq \frac{R_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Para apoio fretado $\sigma_{\text{adm}} = 11 \text{ MPa}$

$$a = 53 - 0,6 = 52,4 \text{ cm}$$

$$b = 53 - 0,6 = 52,4 \text{ cm}$$

$$A_n = 0,524 \times 0,524 = 0,275 \text{ m}^2$$

$$\text{Área} = 0,275 \text{ m}^2$$

$$\frac{R_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{1259,3 * 10^{-3}}{11} = 0,115 \text{ m}^2$$

$$\text{Área} \geq \frac{R_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{adm}}} = 0,275 \text{ m}^2 > 0,115 \text{ m}^2 - \text{OK!}$$

6.2 LIMITE DE AFUNDAMENTO POR COMPRESSÃO

$$\Delta h = \frac{n * \sigma_m * h_n}{4 * G_n * B + 3\sigma_m}$$

Onde:

n = número de placas de neoprene, no caso $n = 3$

σ_m = tensões máximas de compressão

h_n = espessura da camada de neoprene

B = fator de forma

$G_n = 1,0 \text{ MPa}$ módulo de elasticidade transversal

h_n = Altura das placas Neoprene, no caso $h_n = 12 \text{ mm}$

$$\sigma_m = \frac{R_{\text{máx}}}{A_n}$$

A_n = Área efetiva do apoio, no caso $A_n = 0,275 \text{ m}^2$

$$\sigma_m = \frac{1259,3 * 10^{-3}}{0,275} = 4,6 \text{ MPa}$$

$$B = \frac{A_n}{2h_n \times (a + b)}$$

$$B = \frac{0,275}{2 \times 0,012 \times (0,524 + 0,524)} = 10,93$$

Portanto:

$$\Delta h = \frac{3 * 4,60 * 12}{4 * 1,0 * 10,93 + 3 * 4,60} =$$

$$\Delta h = 2,88mm$$

O limite da deformação do aparelho é de 0,15hn.

$$0,15 * 39 = 5,85mm > 2,88mm \text{ ok!}$$

6.3 LIMITE DE DEFORMAÇÃO POR CISALHAMENTO

$$tg\gamma = \frac{b_h}{\sum e_n} < 0,7$$

$$b_h = b_{h1} + b_{h2}$$

b_{h1} = deslocamento no neoprene provocado por ações de longa duração

$$b_{h1} = \frac{H_{L2}}{Gn \times A_n} \times \sum e_n$$

$$\frac{135 \times 10^{-3}}{1,0 \times 0,275} \times (2 \times 0,012)$$

$$b_{h1} = 0,0118m = 11,78mm$$

b_{h2} = deslocamento no neoprene provocado por ações de curta duração

$$b_{h2} = \frac{H_{L1}}{Gn * A_n} * \sum e_n$$

$$b_{h2} = \frac{6,44 * 10^{-3}}{1,0 * 0,275} * (2 * 0,012)$$

$$b_{h2} = 0,000562m = 0,56mm$$

$$tg\gamma = \frac{11,78 + 0,56}{2 * 12} = 0,51 < 0,7$$

6.4 LIMITE DA TENSÃO DE CISALHAMENTO

Esse limite é atendido desde que a máxima tensão de cisalhamento entre o neoprene e as chapas de fretagem seja limitada em $\tau_n + \tau_h + \tau_\alpha \leq 5G_n$ sendo:

$\tau_n =$ tensão de cisalhamento provocada pela força de compressão

$$\tau_n = \frac{1,5 \times (R_g + 1,5R_{qm\acute{a}x})}{B \times A_n} \leq 3G_n = 3,0MPa$$

$$\tau_n = \frac{1,5 \times (541,1 + 1,5 \times 544,1)}{10,93 \times 0,275} = 0,68MPa$$

$$\tau_n = 0,68 MPa < 3$$

$\tau_h =$ Tensão de cisalhamento provocadas pelas forças horizontais

$$\tau_h = \frac{H_{L1} + 0,50H_{L2}}{A_n}$$

$$\tau_h = \frac{(6,44 + 0,50 \times 135) \times 10^{-3}}{0,275} = 0,27MPa$$

$\tau_\alpha =$ Tensão de cisalhamento provocada pela rotação imposta no apoio.

$$\tau_\alpha = \frac{G_n}{2} * \left(\frac{b}{hn}\right)^2 * \frac{1}{n} * (g\alpha_g + 1,5 * tg\alpha_q)$$

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \times \left(\frac{0,524}{0,012}\right)^2 \times \frac{1}{3} \times (0,0006 + 1,5 \times 0,0027) = 1,47MPa$$

$$\tau_\alpha \leq 1,5MPa$$

b = o lado menor do retângulo, quando o apoio tem forma retangular ou o lado do quadrado de área equivalente à área do apoio, quando este tem forma circular. No caso, o estudo da placa de neoprene tem forma quadrada, logo b = ao lado do quadrado que vale 530mm.

$$A = \frac{\pi * d_{n,eq}^2}{4}$$

$$A = b * b = b^2$$

$$b = 524 mm$$

Portanto:

$$\tau_n + \tau_h + \tau_\alpha = 0,68 + 0,27 + 1,47 = 2,42MPa < 5,0MPa$$

6.5 SEGURANÇA CONTRA O DESLIZAMENTO

A segurança contra o deslizamento é garantida desde que o esforço solicitante no apoio seja menor que a resistência ao deslizamento entre o neoprene e o concreto. Essa resistência normalmente é garantida apenas pelo atrito entre o neoprene e o concreto, isto é $H < \mu N$, sendo μ o coeficiente de atrito entre o neoprene e o concreto avaliado por $\mu = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m}$.

Duas hipóteses devem ser verificadas: para ponte carregada e para descarregada.

Ponte carregada:

$$\sigma_m = \frac{R_{v,máx}}{A_n} = \frac{1259,3 \times 10^{-3}}{0,275} = 4,58 \text{ MPa}$$

$$H = \sqrt{(H_{l1} + H_{l2})^2 + H_t^2}$$

$$H = \sqrt{(6,44 + 135,00)^2 + 14,40^2}$$

$$H = 142,17 \text{ kN}$$

$$\mu = 0,1 + \frac{0,6}{4,58} = 0,23$$

$$\mu R_{v,máx} = 0,23 * 1259,3 = 289,645 \text{ kN} > 142,17 \text{ kN}$$

Constata-se, então, que esse valor atende ao esforço solicitante (142,7kN), por ser maior que ele.

- **Ponte descarregada:**

$$\sigma_m = \frac{R_{v,min}}{A_n} = \frac{616,3 \times 10^{-3}}{0,275} = 2,24 \text{ MPa}$$

$$H = \sqrt{H_{L2}^2 + H_t^2}$$

$$H = \sqrt{6,44^2 + 14,40^2} = 15,77 \text{ kN}$$

$$\mu = 0,1 + \frac{0,6}{2,24} = 0,368$$

$$\mu R_{v,min} = 0,368 \times 616,3 = 226,80kN > 15,77 kN$$

Conclui-se, então, que esse valor atende ao esforço solicitante (15,77 kN), por ser maior que ele.

Além dessas verificações, deve-se, ainda, garantir uma pressão de contato mínima sobre o neoprene de valor igual a $\frac{R_{v,min}}{A_n} = \frac{616,3 \cdot 10^{-3}}{0,275} = 2,24MPa$.

Observa-se que esse valor atende ao limite mínimo de 2MPa, por ser maior que ele.

- **Condição de não levantamento da borda menos carregada**

Deve-se garantir que quando imposta a rotação no apoio, a borda menos carregada do neoprene não venha a perder contato com ele, o que poderia acarretar o escorregamento do neoprene. Para isso, deve-se respeitar as seguintes condições:

- **Ponte descarregada**

$$tg\alpha_g \leq \frac{6 \sum h_{n,1}}{b} \text{ sendo,}$$

$$h_{n,1} = \frac{h_n \sigma_g}{4G_n B^2 + 3\sigma_g}$$

$$\sigma_g = \frac{R_g}{A_n}$$

Ao usar os valores do projeto, têm-se:

$$\sigma_g = \frac{541,1kN}{0,275} = 1.967,63kN/m^2 = 1,96MPa$$

$$h_{n,1} = \frac{12 * 1,96}{4 * 1,0 * 10,93^2 + 3 * 1,96} = \frac{23,52}{483,74} = 0,04mm$$

$$Logo, \frac{6 * \sum h_{n,1}}{b} = \frac{6 * 2 * 0,04}{275} = 0,00174$$

Esse valor é maior que a rotação imposta em razão do carregamento permanente ($\alpha_g = 0,0006 rad$), logo, está atendida essa verificação.

- **Ponte carregada**

$tga_g + 1,5tga_q \leq \frac{6\sum h_{n,2}}{b}$, sendo,

$$h_{n,2} = \frac{h_n \times \sigma_{g+q}}{4G_n B^2 + 3\sigma_{g+q}}$$

$$\sigma_{g+q} = \frac{R_{v,m\acute{a}x}}{A_n} = \frac{1259,3 * 10^{-3}}{0,275} = 4,58MPa$$

Ao usar os valores do projeto, tem-se:

$$h_{n,2} = \frac{12 * 4,58}{4 * 1,0 * 10,93 + 3 * 4,58} = 0,96mm$$

$$Logo, \frac{6\sum h_{n,2}}{b} = \frac{6 * 2 * 0,96}{275} = 0,0419mm$$

Observa-se que esse valor atende a rotação imposta em virtude do carregamento total ($tga_g + 1,5tga_q = 0,0047$), por ser maior que ela.

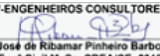
- **Verificação da Estabilidade**

Para evitar a flambagem localizada do neoprene, deve-se limitar a sua altura em $\sum e_n \leq \frac{b}{5} \Rightarrow \sum e_n \leq \frac{275}{5} = 55mm$. A altura total das lâminas do neoprene utilizado é de $\sum e_n = 3 * 12 = 36mm$. Como esse valor é inferior ao limite calculado, atende às exigências.

- **Verificação das Chapas de Aço**

As chapas utilizadas como fretagem do neoprene devem ser verificadas para que, sob o carregamento em serviço, elas não atinjam a tensão de escoamento do aço. Para isso, a espessura das chapas pode ser estimada pela expressão empírica $e \geq \frac{b * \sigma_m}{B * \sigma_s}$, sendo σ_s a tensão na chapa de aço, limitada em 150Mpa. Além disso, a chapa deve ter espessura mínima de 2mm. Ao usar os valores do projeto, tem-se $e = \frac{275 * 1,69}{10,93 * 150} = 0,29 mm$. Como foi adotada uma chapa com espessura de 3,0mm, essa exigência está atendida.

7 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br



7- DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

7.1 GENERALIDADES

As fundações da ponte foram projetadas com as informações obtidas das duas sondagens, à percussão, como prevê o Edital.

As sondagens à percussão, SP-01 e SP-02, cujos os perfis individuais são mostrados adiante, indicaram que o impenetrável foi encontrado a 5,83m em SP-01 e 5,68m em SP-02.

A empresa que executou as sondagens informou que a execução do furo parou no topo de uma camada de cascalho.

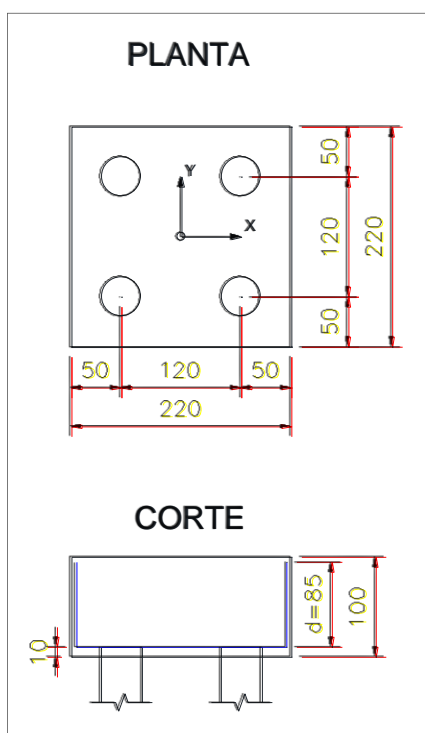
A partir dessa informação a RW CONSULTORES solicitou ao DER que contratasse a empresa de sondagem para prosseguir os furos com sonda rotativa usando coroa de diamante.

A empresa foi contratada, mas, ainda, não executou os serviços.

7.2 SOLUÇÃO ADOTADA

Embasado nas informações existentes a RW escolheu para a fundação dos pilares Perfil metálico tipo H – W150 x 29,8kgf/m.

7.3 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO



$$F_{fyd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z = 0,85 \times d = 0,7225 \text{ m}$$

$$M_d = M_{xd} = M_{yd} = 1,4 \times 2 \times 500 \times 0,60 = 840 \text{ kN.m}$$

$$A_{sx} = A_y = \frac{M_d}{Z \times f_{yd}} = \frac{840 \text{ kN.m}}{0,7225 \times 43,5 \text{ kN/cm}^2} \cong 27 \text{ cm}^2$$

Adotar 14 ϕ 16,0mm

7.4 RESSALVA

O comprimento dos perfis metálicos deve ser ajustado ou confirmado após o recebimento do relatório das sondagens rotativa

Obra: Ponte sobre o Rio Siriri

Local: Município de Siriri/SE

Ciente: RW Engenheiros Consultores S/S

Furo: SP 01

Página: 1 de 1

Cota do RN: 10,00 m

Data de Início: 29/01/21

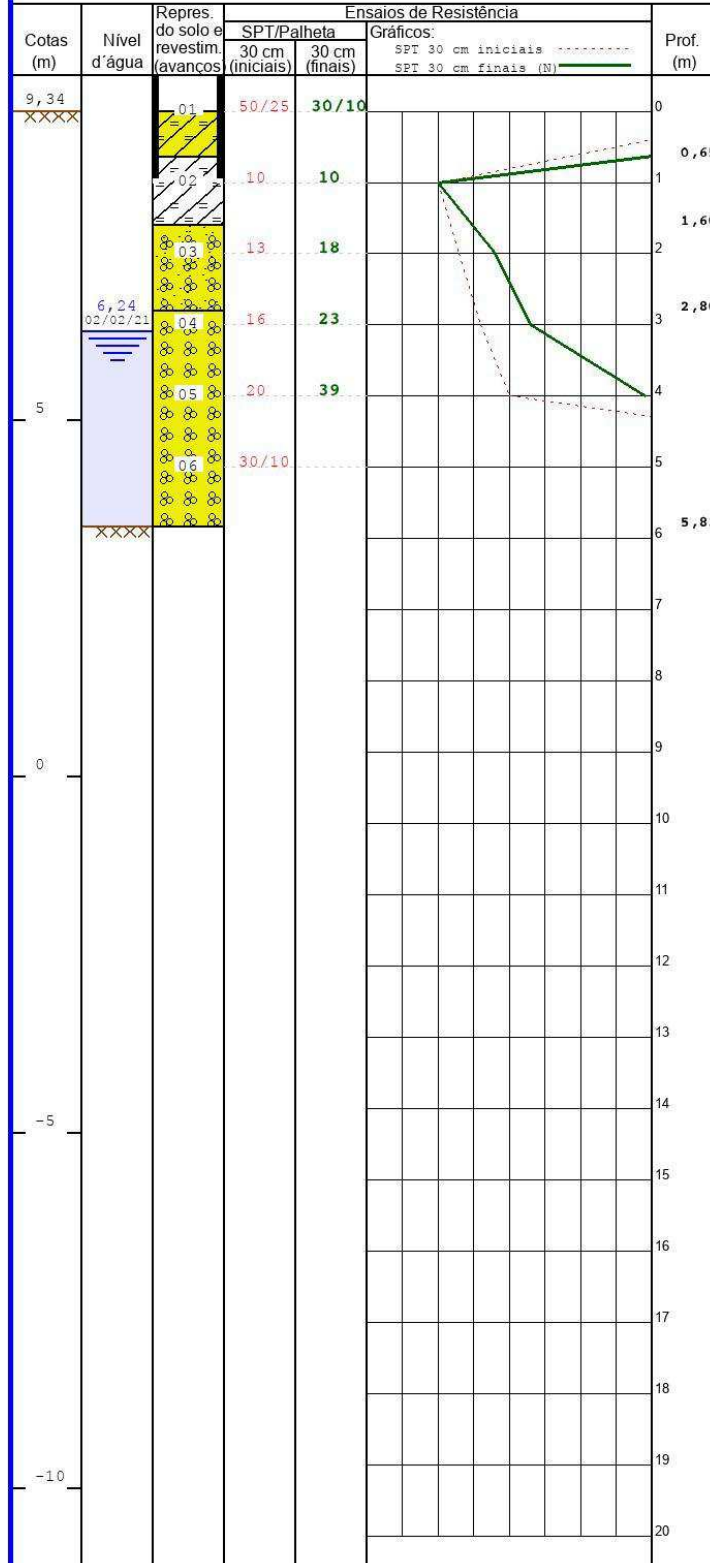
Data de Término: 01/02/21

DESC EQUIPAMENTOS

SPT

Peso Batente: 65,0 kg
Altura de Queda: 75,00 cm
Revestimento: 7,60 cm
Amostrador: 5,10 | 3,50 cm

Identificação do Material



Argila siltosa com presença de pedregulho, consistência dura, cor amarelo escuro.

Argila siltosa com presença de pedregulho, consistência média, cor variegada.

Areia média a grossa com pedregulho, compactidade medianamente compacta, cor amarelo escuro.

Pedregulho arenoso, compactidade compacta a muito compacta, cor amarelo escuro.

Impenetrável à percussão (trépano/peça de lavagem), Avanços (cm): 3, 2 e 2 p/ cada 10 min.

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S
José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/SE: 2918/D
Socio-Gerente

Obs:

TH: 0,00 à 2,00 m

Visto:

CA: A partir de 2,00 m

George W. O. Santos

Crea: SE n° 270016394-4

Escala Vertical: 1/100

Data: 04/02/21

Sondador: Marcos Baptista

Técnico: George Willami

Obra: Ponte sobre o Rio Siriri

Local: Município de Siriri/SE

Ciente: RW Engenheiros Consultores S/S

Furo: SP 02

Página: 1 de 1

Cota do RN: 10,00 m

Data de Início: 01/02/21

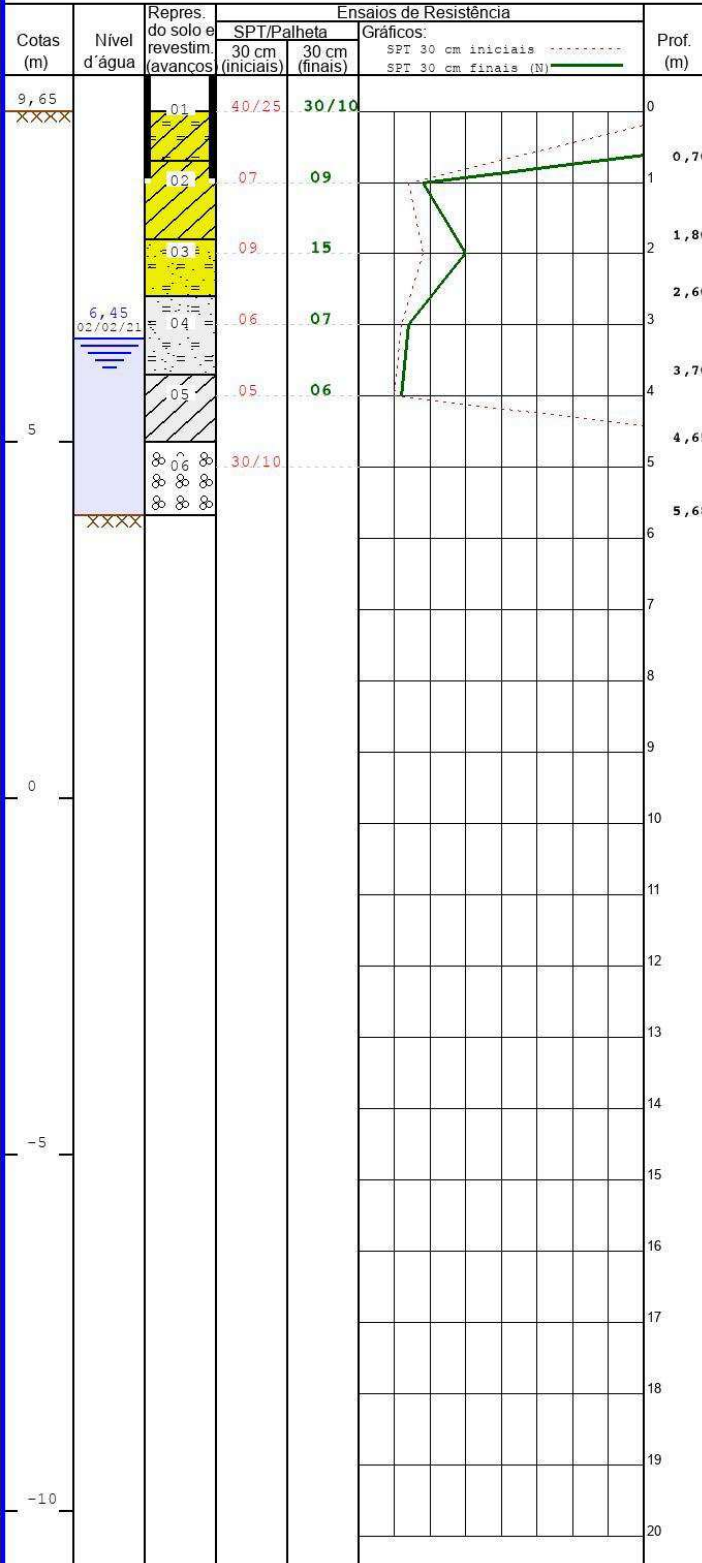
Data de Término: 01/02/21

DESC EQUIPAMENTOS

SPT

Peso Batente: 65,0 kg
Altura de Queda: 75,00 cm
Revestimento: 7,60 cm
Amostrador: 5,10 | 3,50 cm

Identificação do Material



Argila siltosa com pedregulho, consistência dura, cor amarelo escuro.

Argila siltosa, consistência média, cor amarelo escuro.

Areia fina siltosa, compactidade medianamente compacta, cor amarelo escuro.

Areia fina siltosa, compactidade pouco compacta, cor cinza claro.

Argila siltosa, consistência média, cor cinza claro.

Pedregulho arenoso, compactidade muito compacta, cor variegada.

Impenetrável à percussão (trépano/peça de lavagem),
Avaços (cm): 3, 3 e 2 p/ cada 10 min.

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S
José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

Obs:

TH: 0,00 à 2,00 m

Visto:

CA: A partir de 2,00 m

George W. O. Santos
Crea: SE n° 270016394-4


Escala Vertical: 1/100

Data: 04/02/21

Sondador: Marcos Baptista

Técnico: George Willami

ANEXO 1 - DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS À FLEXÃO NO ELU

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Eng^o Civil M. Sc. CREA/CE: 2916/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br



SEÇÃO	X=2,90	Md,máx	ESTADO ELU	
bw (m)	0,80			
h (m)	1,20			
d (m)	1,15			
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43	
Msd (kN*m)	-354,20			
μ	0,0184			
ξ	0,0232			
As,mín Cm ²	16,32			
As,cál Cm ²	7,40			
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR			
ÁREA ADOTADA	16,32			
	ADOTAR 09 FERRO 20,0 mm			

SEÇÃO	X=2,90	Md,mín	ESTADO ELU
bw (m)	0,80		
h (m)	1,20		
d (m)	1,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	-1618,20		
μ	0,0840		
ξ	0,1098		
As,mín Cm ²	16,32		
As,cál Cm ²	35,04		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR		
ÁREA ADOTADA	35,04		

ADOTAR 12 FERRO 12,5 mm

SEÇÃO	X=5,9	Md,máx	ESTADO ELU	
bw (m)	0,40			
h (m)	1,20			
d (m)	1,15			
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43	
Msd (kN*m)	2698,58			
μ	0,2801			
ξ	0,4210			
As,mín Cm ²	8,16			
As,cál Cm ²	67,18			
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR			
ÁREA ADOTADA	67,18			
	ADOTAR 09 FERRO 12,5 mm			

SEÇÃO	X=5,9	Md,mín	ESTADO ELU
bw (m)	0,40		
h (m)	1,20		
d (m)	1,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	-335,80		
μ	0,0349		
ξ	0,0444		
As,mín Cm ²	8,16		
As,cál Cm ²	7,08		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR		
ÁREA ADOTADA	8,16		
ADOTAR 07 FERRO 12,5 mm			

SEÇÃO	X=8,90	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	0,40		
h (m)	1,20		
d (m)	1,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	3704,51		
μ	0,3845		
ξ	0,6491		
As,mín Cm ²	8,16		
As,cál Cm ²	103,60		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR		
ÁREA ADOTADA	103,60		
	ADOTAR 09 FERRO 20.0 mm		

SEÇÃO	X=8,90	Md,mín	ESTADO ELU
bw (m)	0,40		
h (m)	1,20		
d (m)	1,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	235,80		
μ	0,0245		
ξ	0,0310		
As,mín Cm ²	8,16		
As,cál Cm ²	4,94		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR		
ÁREA ADOTADA	8,16		

ADOTAR 07 FERRO 12,5 mm

SEÇÃO	X=11,90	Md,máx	ESTADO ELU	
bw (m)	0,40			
h (m)	1,20			
d (m)	1,15			
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43	
Msd (kN*m)	2698,58			
μ	0,2801			
ξ	0,4210			
As,mín Cm ²	8,16			
As,cál Cm ²	67,18			
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR			
ÁREA ADOTADA	67,18			
	ADOTAR 09 FERRO 12,5 mm			


SEÇÃO	X=11,90	Md,mín	ESTADO ELU
bw (m)	0,40		
h (m)	1,20		
d (m)	1,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	-335,80		
μ	0,0349		
ξ	0,0444		
As,mín Cm ²	8,16		
As,cál Cm ²	7,08		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR		
ÁREA ADOTADA	8,16		
ADOTAR 07 FERRO 12,5 mm			

SEÇÃO	X=14,90	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	0,80		
h (m)	1,20		
d (m)	1,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	-354,20		
μ	0,0184		
ξ	0,0232		
As,mín Cm ²	16,32		
As,cál Cm ²	7,40		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR		
ÁREA ADOTADA	16,32		
	ADOTAR 09 FERRO 20,0 mm		

SEÇÃO	X=14,90	Md,mín	ESTADO ELU
bw (m)	0,80		
h (m)	1,20		
d (m)	1,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	-1618,20		
μ	0,0840		
ξ	0,1098		
As,mín Cm ²	16,32		
As,cál Cm ²	35,04		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR		
ÁREA ADOTADA	35,04		

ADOTAR 12 FERRO 12,5 mm

ANEXO 2 – VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA LONGITUDINAL NO ELS

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

SEÇÃO-01 X=2,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,máx			
bw (Cm)	80,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),máx	-126,5			TESTE-01	2
FACE TRACIONADA	SUPERIOR				
As,inf (Cm^2)	15,00	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO		
As,sup (Cm^2)	35,04	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO		
A1 (Cm)	40,00			COMPRESSÃO	-8,20
A2 (Cm^2)	465,36			TRAÇÃO	76,95
A3 (Cm^2)	-18826,80				
X2 (Cm)	16,64				
I2 (Cm^4)	1616796,55				
TENSÃO NO CONCRETO NA FIBRA MAIS COMPRIMIDA				σ_c (MPa)	1,3

TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	-8,20
FACE SUPERIOR	76,95

SEÇÃO-01 X=2,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,mín			
bw (Cm)	80,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),mín	-577,9			TESTE-01	2
FACE TRACIONADA	SUPERIOR				
As,inf (Cm^2)	15,00	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO	-37,46	
As,sup (Cm^2)	35,04	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO	351,58	
A1 (Cm)	40,0				
A2 (Cm^2)	465,36				
A3 (Cm^2)	-18826,80				
X2 (Cm)	16,64				
I2 (Cm^4)	1616796,55				
				σ_c(MPa)	5,95

TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	-37,46	FACE	SUPERIOR
FACE SUPERIOR	351,58	FACE	INFERIOR

VERIFICAÇÃO DA FLUTUAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO

	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
TENSÕES NA FACE INFERIOR	-8,20	-37,46
TENSÕES NA FACE SUPERIOR	76,95	351,58
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE INFERIOR	29,26	
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE SUPERIOR	274,63	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE INFERIOR	1,0	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE SUPERIOR	1,6	

SEÇÃO-01 X=5,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,máx			
bw (Cm)	40,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),máx	963,8			TESTE-01	1
FACE TRACIONADA	INFERIOR				
As,inf (Cm^2)	67,18	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO		
As,sup (Cm^2)	8,16	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO		
A1 (Cm)	20,00			COMPRESSÃO	-77,73
A2 (Cm^2)	745,24			TRAÇÃO	143,14
A3 (Cm^2)	-77624,20				
X2 (Cm)	46,39				
I2 (Cm^4)	4619301,66				
TENSÃO NO CONCRETO NA FIBRA MAIS COMPRIMIDA				σ_c (MPa)	9,7

TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	143,14
FACE SUPERIOR	-77,73

SEÇÃO-01 X=5,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,mín			
bw (Cm)	40,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),mín	-119,9			TESTE-01	2
FACE TRACIONADA	SUPERIOR				
As,inf (Cm^2)	67,18	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO	-9,67	
As,sup (Cm^2)	8,16	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO	17,81	
A1 (Cm)	20,0				
A2 (Cm^2)	745,24				
A3 (Cm^2)	-77624,20				
X2 (Cm)	46,39				
I2 (Cm^4)	4619301,66				
				σ_c (MPa)	1,20

TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	-9,67	FACE	SUPERIOR
FACE SUPERIOR	17,81	FACE	INFERIOR

VERIFICAÇÃO DA FLUTUAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO

	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
TENSÕES NA FACE INFERIOR	143,14	-9,67
TENSÕES NA FACE SUPERIOR	-77,73	17,81
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE INFERIOR	152,81	
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE SUPERIOR	95,54	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE INFERIOR	1,0	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE SUPERIOR	1,0	

SEÇÃO-01 X=8,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,máx			
bw (Cm)	40,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),máx	1323,0			TESTE-01	1
FACE TRACIONADA	INFERIOR				
As,inf (Cm^2)	103,60	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO		
As,sup (Cm^2)	15,00	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO		
A1 (Cm)	20,00			COMPRESSÃO	-91,95
A2 (Cm^2)	1171,00			TRAÇÃO	129,66
A3 (Cm^2)	-119815,00				
X2 (Cm)	53,48				
I2 (Cm^4)	6277701,22				
TENSÃO NO CONCRETO NA FIBRA MAIS COMPRIMIDA				σ_c (MPa)	11,3


TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	129,66
FACE SUPERIOR	-91,95

SEÇÃO-01 X=8,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,mín			
bw (Cm)	40,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),mín	84,2			TESTE-01	1
FACE TRACIONADA	INFERIOR				
As,inf (Cm^2)	103,60	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO	8,25	
As,sup (Cm^2)	15,00	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO	-5,85	
A1 (Cm)	20,0				
A2 (Cm^2)	1171,00				
A3 (Cm^2)	-119815,00				
X2 (Cm)	53,48				
I2 (Cm^4)	6277701,22				
				σ_c(MPa)	0,72

TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	-5,85	FACE	INFERIOR
FACE SUPERIOR	8,25	FACE	SUPERIOR

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

 José de Ribamar Pinheiro Barbosa
 Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
 Sócio-Gerente

VERIFICAÇÃO DA FLUTUAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO

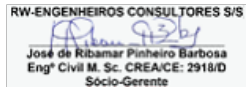
	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
TENSÕES NA FACE INFERIOR	129,66	-5,85
TENSÕES NA FACE SUPERIOR	-91,95	8,25
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE INFERIOR	135,51	
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE SUPERIOR	100,20	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE INFERIOR	1,0	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE SUPERIOR	1,0	

SEÇÃO-01 X=11,90 VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,máx

bw (Cm)	40,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),máx	963,8			TESTE-01	1
FACE TRACIONADA	INFERIOR				
As,inf (Cm^2)	67,18	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO		
As,sup (Cm^2)	8,16	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO		
A1 (Cm)	20,00			COMPRESSÃO	-77,73
A2 (Cm^2)	745,24			TRAÇÃO	143,14
A3 (Cm^2)	-77624,20				
X2 (Cm)	46,39				
I2 (Cm^4)	4619301,66				
TENSÃO NO CONCRETO NA FIBRA MAIS COMPRIMIDA				σ_c (MPa)	9,7

TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	143,14
FACE SUPERIOR	-77,73




SEÇÃO-01 X=11,90 VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,mín

bw (Cm)	40,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),mín	-119,9			TESTE-01	2
FACE TRACIONADA	SUPERIOR				
As,inf (Cm^2)	67,18	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO	-9,67	
As,sup (Cm^2)	8,16	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO	17,81	
A1 (Cm)	20,0				
A2 (Cm^2)	745,24				
A3 (Cm^2)	-77624,20				
X2 (Cm)	46,39				
I2 (Cm^4)	4619301,66				
				σc(MPa)	1,20

TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	-9,67	FACE	SUPERIOR
FACE SUPERIOR	17,81	FACE	INFERIOR

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

 José de Ribamar Pinheiro Barbosa
 Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
 Sócio-Gerente

VERIFICAÇÃO DA FLUTUAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO

	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
TENSÕES NA FACE INFERIOR	143,14	-9,67
TENSÕES NA FACE SUPERIOR	-77,73	17,81
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE INFERIOR	152,81	
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE SUPERIOR	95,54	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE INFERIOR	1,0	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE SUPERIOR	1,0	

SEÇÃO-01 X=2,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,máx			
bw (Cm)	80,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),máx	-126,5			TESTE-01	2
FACE TRACIONADA	SUPERIOR				
As,inf (Cm^2)	15,00	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO		
As,sup (Cm^2)	35,04	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO		
A1 (Cm)	40,00			COMPRESSÃO	-8,20
A2 (Cm^2)	465,36			TRAÇÃO	76,95
A3 (Cm^2)	-18826,80				
X2 (Cm)	16,64				
I2 (Cm^4)	1616796,55				
TENSÃO NO CONCRETO NA FIBRA MAIS COMPRIMIDA				σ_c (MPa)	1,3

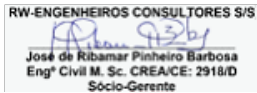
TENSÕES NO AÇO (MPa)

FACE INFERIOR	-8,20
FACE SUPERIOR	76,95

SEÇÃO-01 X=2,90		VERIFICAÇÃO DA FADIGA ARMADURA LONTIDUTINAL ESTADO ELS-CF Ms,mín			
bw (Cm)	80,0				
h (Cm)	120,0				
d (cm)	115,0				
MS (kN*m),mín	-577,9			TESTE-01	2
FACE TRACIONADA	SUPERIOR				
As,inf (Cm^2)	15,00	TIPO DE TENSÃO	COMPRESSÃO	-37,46	
As,sup (Cm^2)	35,04	TIPO DE TENSÃO	TRAÇÃO	351,56	
A1 (Cm)	40,0				
A2 (Cm^2)	465,36				
A3 (Cm^2)	-18826,80				
X2 (Cm)	16,64				
I2 (Cm^4)	1616796,55				
				σ_c(MPa)	5,95

TENSÕES NO AÇO (MPa)


FACE INFERIOR	-37,46	FACE	SUPERIOR
FACE SUPERIOR	351,56	FACE	INFERIOR



VERIFICAÇÃO DA FLUTUAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO

	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
TENSÕES NA FACE INFERIOR	-8,20	-37,46
TENSÕES NA FACE SUPERIOR	76,95	351,56
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE INFERIOR	29,26	
$\Delta\sigma$ (MPa) FACE SUPERIOR	274,60	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE INFERIOR	1,0	
DETERMINAÇÃO DE K1 FACE SUPERIOR	1,6	

ANEXO 3 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DOS ESTRIBOS NO ELU E ELS

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Eng^o Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=2,90 E		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	-868,9	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	0,94		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	10,40		
A_{sw} (cm ² /m)	1,60		
A_s (cm ² /m), adot.	10,40		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=2,90 E		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	-94,5	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	-310,3		
V_C (kN)	1355,5		
A_{sw} (cm ² /m)	10,40		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	310,3		
MENOR Vg+q	94,5		
Mmáx - 0,50*Vc	-367,5		
0,90*d*Asw	1825,2		
	$\Delta\sigma$ (MPa)	1	
	K	1,00	
	$A_{sw, corrigida}$	10,40	$\phi=15.0$ mm C/30

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=2,90 D		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	1498,2	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	1,63		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	10,40		
A_{sw} (cm ² /m)	16,06		
A_s (cm ² /m), adot.	16,06		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=2,90 D		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	535,1	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	140,4		
V_C (kN)	1355,5		
A_{sw} (cm ² /m)	16,06		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	535,1		
MENOR Vg+q	140,4		
Mmáx - 0,50*Vc	-142,7		
0,90*d*Asw	2818,53		
	$\Delta\sigma$ (MPa)	1	
	K	1,00	
	Asw,corrigida	16,06	$\phi=15.0$ mm C/30

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=5,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	885,1	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	1,92		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	5,20		
A_{sw} (cm ² /m)	11,15		
A_s (cm ² /m), adot.	11,15		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=5,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	316,1	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	31,0		
V_C (kN)	677,8		
A_{sw} (cm ² /m)	11,15		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	316,1		
MENOR Vg+q	31,0		
Mmáx - 0,50*Vc	-22,8		
0,90*d*Asw	1956,825		
		$\Delta\sigma$ (MPa)	1
		K	1,00
		Asw,corrigida	11,15
			$\phi=15.0$ mm C/30

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	x=8,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	132,7	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	0,29		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	5,20		
A_{sw} (cm ² /m)	0,00		
A_s (cm ² /m), adot.	5,20		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=8,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	COM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	1
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	132,7	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	-132,7		
V_C (kN)	677,8		
A_{sw} (cm ² /m)	5,20		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	132,7		
MENOR Vg+q	132,7		
Mmáx - 0,50*Vc	-206,2		
0,90*d*Asw	912,6		
		$\Delta\sigma$ (MPa)	1
		K	1,00
		Asw,corrigida	5,20
			$\phi=15.0$ mm C/30

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=11,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	-885,1	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	1,92		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	5,20		
A_{sw} (cm ² /m)	11,15		
A_s (cm ² /m), adot.	11,15		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=11,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	-31,0	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	-316,1		
V_C (kN)	677,8		
A_{sw} (cm ² /m)	11,15		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	316,1		
MENOR Vg+q	31,0		
Mmáx - 0,50*Vc	-22,8		
0,90*d* A_{sw}	1956,825		
	$\Delta\sigma$ (MPa)	1	
	K	1,00	
	A_{sw}, corrigida	11,15	$\phi=15.0$ mm C/30

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=2,90 E		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	-1498,2	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	1,63		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	10,40		
A_{sw} (cm ² /m)	16,06		
A_s (cm ² /m), adot.	16,06		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=14,90 E		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	-140,4	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	-535,1		
V_C (kN)	1355,5		
A_{sw} (cm ² /m)	16,06		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	535,1		
MENOR Vg+q	140,4		
Mmáx - 0,50*Vc	-142,7		
0,90*d* A_{sw}	2818,53		
		$\Delta\sigma$ (MPa)	1
		K	1,00
		$A_{sw, corrigida}$	16,06
			$\phi=15.0$ mm C/30

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=14,90 D		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	868,9	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	0,94		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	10,40		
A_{sw} (cm ² /m)	1,60		
A_s (cm ² /m), adot.	10,40		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=14,90 D		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	310,3	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	94,5		
V_C (kN)	1355,5		
A_{sw} (cm ² /m)	10,40		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	310,3		
MENOR Vg+q	94,5		
Mmáx - 0,50*Vc	-367,5		
0,90*d*Asw	1825,2		

$\Delta\sigma$ (MPa) 1


K 1,00

$A_{sw, corrigida}$ 10,40

$\phi=15.0$ mm C/30

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=8,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	COM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	1
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	132,7	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	-132,7		
V_C (kN)	677,8		
A_{sw} (cm ² /m)	5,20		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	132,7		
MENOR Vg+q	132,7		
Mmáx - 0,50*Vc	-206,2		
0,90*d*Asw	912,6		

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

 José de Ribamar Pinheiro Barbosa
 Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
 Sócio-Gerente

$\Delta\sigma$ (MPa) 1

K 1,00

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=11,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	-885,1	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	1,92		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	5,20		
A_{sw} (cm ² /m)	11,15		
A_s (cm ² /m), adot.	11,15		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=11,90		
bw (cm)	40,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	-31,0	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	-316,1		
V_C (kN)	677,8		
A_{sw} (cm ² /m)	11,15		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	316,1		
MENOR Vg+q	31,0		
Mmáx - 0,50*Vc	-22,8		
0,90*d* A_{sw}	1956,825		
	$\Delta\sigma$ (MPa)	1	
	K	1,00	
	$A_{sw, corrigida}$	11,15	$\phi=15.0$ mm C/30

DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=2,90 E		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	-1498,2	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	1,63		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	10,40		
A_{sw} (cm ² /m)	16,06		
A_s (cm ² /m), adot.	16,06		


DIMENSIONAMENTO DO ESFORÇO CORTANTE NO ELU

SEÇÃO	X=14,90 D		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	120,0		
d (cm)	115,0		
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vd (kN)	868,9	τ_c (MPa)	0,87
τ_{wd} (MPa)	0,94		
τ_{wu} (MPa)	5,09		
		CONTINUAR DIMENSIONAMENTO	
$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	10,40		
A_{sw} (cm ² /m)	1,60		
A_s (cm ² /m), adot.	10,40		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO ESFORÇO CORTANTE NO ELS

SEÇÃO	X=14,90 E		
bw (cm)	80,0		
h (cm)	200,0	TESTE-01	SEM INVERSÃO DE SINAIS
d (cm)	195,0	TESTE-02	2
fck (MPa)	30,0	fcd (MPa)	21,4
Vg+q,máx (kN)	-140,4	τ_c (MPa)	0,87
Vg+q,mín (kN)	-535,1		
V_C (kN)	1355,5		
A_{sw} (cm ² /m)	16,06		
		TESTE-03	1,0
MAIOR Vg+q	535,1		
MENOR Vg+q	140,4		
Mmáx - 0,50*Vc	-142,7		
0,90*d* A_{sw}	2818,53		
	$\Delta\sigma$ (MPa)	1	
	K	1,00	
	$A_{sw, corrigida}$	16,06	$\phi=15.0$ mm C/30

ANEXO 4 – VERIFICAÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS NO ELS

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S


Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

		VERIFICAÇÃO DO CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURA				ESTADO ELS - 1/2			
			SEÇÃO	X=2,90				NÓ-01	
			bw(cm)	80,0	fctm (MPa)	2,90			
			h(cm)	200,0	Ecs (MPa)	26071,6			
			d(cm)	195,0	Es(MPa)	200000,0			
			fck(MPa)	30,0	fcd	21,43			
			Ms(kN*m)	-577,9					
			di(cm)	d (cm)	Asi(cm^2)	di*Asi	(di-X2)^2	Asi*(di - X2)^2	
			d1	195,0	25,0	4875,0	22043,0	551074,3	
			d2	189,5	25,0	4737,5	20440,1	511001,7	
			d3	184,0	10,0	1840,0	18897,7	188976,6	
			d4	178,5	0,0	0,0	0,0	0,0	
			d5	173,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
				SOMA	60,0	11452,5		1251052,6	
d0(cm)	S(Asi*di)/S(Asi)	190,9							
A(cm)	7,50		X2	46,53					
I2(cm^4)	15197123,3								
TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO			Tc (MPa)	1,77					
TESÕES MÁXIMA DE TRAÇÃO NA ARMADURA				FACE SUPERIOR					
			Ti(MPa)						
			T1	56,46					
			T2	54,37					
			T3	52,28					
			T4	0,00					
			T5	0,00					

VERIFICAÇÃO DO CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURA						ESTADO ELS - 1/2		
			SEÇÃO	X=5,90			NÓ-01	
			bw(cm)	80,0	fctm (MPa)	2,90		
			h(cm)	200,0	Ecs (MPa)	26071,6		
			d(cm)	195,0	Es(MPa)	200000,0		
			fck(MPa)	30,0	fcd	21,43		
			Ms(kN*m)	963,8				
			di(cm)	d (cm)	Asi(cm ²)	di*Asi	(di-X2) ²	Asi*(di - X2) ²
			d1	195,0	25,0	4875,0	20745,8	518646,1
			d2	189,5	25,0	4737,5	19191,7	479792,9
			d3	184,0	25,0	4600,0	17698,1	442452,3
			d4	178,5	0,0	0,0	0,0	0,0
			d5	173,0	0,0	0,0	0,0	0,0
				SOMA	75,0	14212,5		1440891,2
d0(cm)	S(Asi*di)/S(Asi)	189,5						
A(cm)	9,38		X2	50,97				
I2(cm ⁴)	17939166,9							
TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO			Tc (MPa)	2,74				
TESÕES MÁXIMA DE TRAÇÃO NA ARMADURA			FACE INFERIOR					
			Ti(MPa)					
			T1	77,38				
			T2	74,43				
			T3	71,47				
			T4	0,00				
			T5	0,00				

VERIFICAÇÃO DO CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURA						ESTADO ELS - 1/2		
			SEÇÃO	X=2,90			NÓ-01	
			bw(cm)	80,0	fctm (MPa)	2,90		
			h(cm)	200,0	Ecs (MPa)	26071,6		
			d(cm)	195,0	Es(MPa)	200000,0		
			fck(MPa)	30,0	fcd	21,43		
			Ms(kN*m)	1323,0				
			di(cm)	d (cm)	Asi(cm^2)	di*Asi	(di-X2)^2	Asi*(di - X2)^2
			d1	195,0	25,0	4875,0	18500,2	462505,2
			d2	189,5	25,0	4737,5	17034,3	425857,2
			d3	184,0	25,0	4600,0	15628,9	390721,7
			d4	178,5	25,0	4462,5	14283,9	357098,7
			d5	173,0	10,0	1730,0	12999,5	129995,3
				SOMA	110,0	20405,0		1766177,9
d0(cm)	S(Asi*di)/S(Asi)	185,5						
A(cm)	13,75		X2	58,98				
I2(cm^4)	23134246,9							
TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO			Tc (MPa)	3,37				
TESÕES MÁXIMA DE TRAÇÃO NA ARMADURA			FACE INFERIOR					
			Ti(MPa)					
			T1	77,78				
			T2	74,64				
			T3	71,49				
			T4	68,35				
			T5	65,20				

ANEXO 5 – VERIFICAÇÃO DA FADIGA NO CONCRETO

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S


Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

			VERIFICAÇÃO DA FADIGA NO CONCRETO NO ELS				ESTADO ELS - 1/2				
			SEÇÃO	X=2,90			NÓ-01				
			bw(cm)	80,0	fctm (MPa)	2,90					
			h(cm)	200,0	Ecs (MPa)	26071,6					
			d(cm)	195,0	Es(MPa)	200000,0					
			fck(MPa)	30,0	fcd	21,43					
			Ms,máx	-577,9							
			di(cm)	d (cm)	Asi(cm^2)	di*Asi	(di-X2)^2	Asi*(di - X2)^2			
			d1	195,0	25,0	4875,0	22043,0	551074,3			
			d2	189,5	25,0	4737,5	20440,1	511001,7			
			d3	184,0	10,0	1840,0	18897,7	188976,6			
			d4	178,5	0,0	0,0	0,0	0,0			
			d5	173,0	0,0	0,0	0,0	0,0			
				SOMA	60,0	11452,5		1251052,6			
d0(cm)	S(Asi*di)/S(Asi)	190,9									
A(cm)	7,50		X2	46,53							
I2(cm^4)	15197123,3										
TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO			Tc (MPa)	1,77							
TESÕES DE TRAÇÃO NA ARMADURA											
			Ti(MPa)								
			T1	56,46							
			T2	54,37							
			T3	52,28							
			T4	0,00							
			T5	0,00							

		VERIFICAÇÃO DA FADIGA NO CONCRETO NO ELS					ESTADO ELS - 1/2	
			SEÇÃO	X=5,90				NÓ-01
			bw(cm)	40,0	fctm (MPa)	2,90		
			h(cm)	200,0	Ecs (MPa)	26071,6		
			d(cm)	195,0	Es(MPa)	200000,0		
			fck(MPa)	30,0	fcd	21,43		
			Ms,máx	963,8				
			di(cm)	d (cm)	Asi(cm^2)	di*Asi	(di-X2)^2	Asi*(di - X2)^2
			d1	195,0	25,0	4875,0	16228,6	405714,0
			d2	189,5	25,0	4737,5	14857,5	371437,7
			d3	184,0	25,0	4600,0	13547,0	338673,8
			d4	178,5	0,0	0,0	0,0	0,0
			d5	173,0	0,0	0,0	0,0	0,0
				SOMA	75,0	14212,5		1115825,5
d0(cm)	S(Asi*di)/S(Asi)	189,5						
A(cm)	18,75		X2	67,61				
I2(cm^4)	15278709,3							
TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO			Tc (MPa)	4,26				
TESÕES DE TRAÇÃO NA ARMADURA								
			Ti(MPa)					
			T1	80,36				
			T2	76,89				
			T3	73,42				
			T4	0,00				
			T5	0,00				

		VERIFICAÇÃO DA FADIGA NO CONCRETO NO ELS					ESTADO ELS - 1/2	
			SEÇÃO	X=8,9				NÓ-01
			bw(cm)	40,0	fctm (MPa)	2,90		
			h(cm)	200,0	Ecs (MPa)	26071,6		
			d(cm)	195,0	Es(MPa)	200000,0		
			fck(MPa)	30,0	fcd	21,43		
			Ms,máx	1323,8				
			di(cm)	d (cm)	Asi(cm^2)	di*Asi	(di-X2)^2	Asi*(di - X2)^2
			d1	195,0	25,0	4875,0	13880,6	347015,0
			d2	189,5	25,0	4737,5	12614,9	315371,8
			d3	184,0	25,0	4600,0	11409,6	285241,2
			d4	178,5	25,0	4462,5	10264,9	256623,1
			d5	173,0	10,0	1730,0	9180,7	91807,0
				SOMA	110,0	20405,0		1296058,0
d0(cm)	S(Asi*di)/S(Asi)	185,5						
A(cm)	27,50		X2	77,18				
I2(cm^4)	19091439,9							
TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO			Tc (MPa)	5,35				
TESÕES DE TRAÇÃO NA ARMADURA								
			Ti(MPa)					
			T1	81,69				
			T2	77,88				
			T3	74,07				
			T4	70,25				
			T5	66,44				

ANEXO 6 - DIMENSIONAMENTO DA LAJE NO ELU

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

SEÇÃO	Mxm	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	1,00		
h (m)	0,20		
d (m)	0,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	20,22		
μ	0,0493		
ξ	0,0633		
As,mín Cm ²	3,40		
As,cál Cm ²	3,29		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR		
ÁREA ADOTADA	3,40		
	ADOTAR FERRO 10,0 mm c/20		

SEÇÃO	Mym	Md,máx	ESTADO ELU	
bw (m)	1,00			
h (m)	0,20			
d (m)	0,15			
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43	
Msd (kN*m)	22,80			
μ	0,0556			
ξ	0,0716			
As,mín Cm ²	3,40			
As,cál Cm ²	3,73			
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR			
ÁREA ADOTADA	3,73			
		ADOTAR FERRO 10,0 mm c/20		


SEÇÃO	Mxe	Md,máx	ESTADO ELU	
bw (m)	2,00			
h (m)	0,20			
d (m)	0,15			
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43	
Msd (kN*m)	-235,52			
μ	0,2873			
ξ	0,4348			
As,mín Cm ²	6,80			
As,cál Cm ²	45,25			
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR			
ÁREA ADOTADA	45,25			
	ADOTAR FERRO 16,0 mm c/8			

SEÇÃO	Mxm	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	1,00		
h (m)	0,20		
d (m)	0,15		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	86,02		
μ	0,2099		
ξ	0,2979		
As,mín Cm ²	3,40		
As,cál Cm ²	15,50		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR		
ÁREA ADOTADA	15,50		
	ADOTAR FERRO 12,5 mm c/7		

SEÇÃO	Mym	Md,máx	ESTADO ELU	
bw (m)	1,00			
h (m)	0,20			
d (m)	0,15			
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43	
Msd (kN*m)	48,77			
μ	0,1190			
ξ	0,1588			
As,mín Cm ²	3,40			
As,cál Cm ²	8,27			
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR			
ÁREA ADOTADA	8,27			
		ADOTAR FERRO 10,0 mm c/7		

SEÇÃO	Mxe	Md,máx	ESTADO ELU	
bw (m)	1,00			
h (m)	0,20			
d (m)	0,15			
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43	
Msd (kN*m)	-193,00			
μ	0,4709			
ξ	0,9486			
As,mín Cm ²	3,40			
As,cál Cm ²	49,37			
TRAÇÃO NO AÇO POSITIVO NA FACE SUPERIOR				
ÁREA ADOTADA	49,37			
ADOTAR FERRO 16,0 mm c/4				

ANEXO 7 - DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE FECHAMENTO NO ELU

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente


RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

SEÇÃO	APOIO	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	0,20		
h (m)	1,30		
d (m)	1,25		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	-288,60		
μ	0,0507		
ξ	0,0651		
As,mín Cm ²	4,42		
As,cál Cm ²	5,64		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR		
ÁREA ADOTADA	5,64		
	ADOTAR 03 FERRO 16,0 mm		

SEÇÃO	VÃO	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	0,20		
h (m)	1,30		
d (m)	1,25		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	122,90		
μ	0,0216		
ξ	0,0273		
As,mín Cm ²	4,42		
As,cál Cm ²	2,37		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR		
ÁREA ADOTADA	4,42		
	ADOTAR 03 FERRO 16,0 mm		

ANEXO 8 - DIMENSIONAMENTO DA TRANSVERSINA NO ELU


RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S


Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

SEÇÃO	ENGASTE	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	0,20		
h (m)	0,90		
d (m)	0,85		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	-24,22		
μ	0,0092		
ξ	0,0116		
As,mín Cm ²	3,06		
As,cál Cm ²	0,68		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE SUPERIOR		
ÁREA ADOTADA	3,06		
ADOTAR 3 FERRO 12,5 mm			

SEÇÃO	VÃO	Md,máx	ESTADO ELU
bw (m)	0,20		
h (m)	0,90		
d (m)	0,85		
fck (MPa)	30,00	fcd (MPa)	21,43
Msd (kN*m)	12,18		
μ	0,0046		
ξ	0,0058		
As,mín Cm ²	3,06		
As,cál Cm ²	0,34		
TRAÇÃO NO AÇO	POSITIVO NA FACE INFERIOR		
ÁREA ADOTADA	3,06		
ADOTAR 03 FERRO 12,5 mm			

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

 José de Ribamar Pinheiro Barbosa
 Eng° Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
 Sócio-Gerente

ANEXO 9 - DIMENSIONAMENTO DO PILAR

RW-ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

José de Ribamar Pinheiro Barbosa
Engº Civil M. Sc. CREA/CE: 2918/D
Sócio-Gerente

RW – ENGENHEIROS CONSULTORES S/S

Av. Santos Dumont, 1343 - Sala 103 / Cep: 60.150-160 - Aldeota
CNPJ 04072015/0001-16 / Fone: (85) 3226.5103 - Fortaleza - Ceará
rwconsultores@secrel.com.br

RELATÓRIO DE CÁLCULO - JM PILAR**Análise e dimensionamento de pilares esbeltos de concreto armado****Denominação:**

Propriedades dos materiais:

Concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ Coeficiente de fluência = 2.5Aço: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $E_s = 200 \text{ GPa}$

Coeficientes parciais de segurança:

 $\gamma_{mac} = 1.4$ $\gamma_{mas} = 1.15$

Seção circular maciça

Diâmetro = 80 cm $d' = 5 \text{ cm}$

Número de barras de aço = 20

Altura do pilar = 400 cm

Área da seção de concreto = 5013.32 cm²Momento de inércia segundo a direção x = 200060.85 cm⁴Momento de inércia segundo a direção y = 200060.85 cm⁴

Índice de esbeltez segundo a direção x = 40.05

Índice de esbeltez segundo a direção y = 40.05

Carregamento de cálculo do pilar:

Força normal de cálculo: $F_d = 1763 \text{ kN}$ Forças horizontais no topo : $H_{x,d,t} = 23 \text{ kN}$ $H_{y,d,t} = 5 \text{ kN}$

Momentos fletores iniciais:

No topo: $M_{x,d,t} = \text{kNcm}$ $M_{y,d,t} = \text{kNcm}$ Na base: $M_{x,d,b} = \text{kNcm}$ $M_{y,d,b} = \text{kNcm}$ Cargas distribuídas: $p_{x,d} = \text{kN/cm}$ $p_{y,d} = \text{kN/cm}$

Condições de contorno:

Na base: engaste perfeito

No topo: livre

RESULTADOS:**VERIFICAÇÃO:** $A_s = \text{cm}^2$ Coeficiente de segurança $S =$ **DIMENSIONAMENTO:**Armadura calculada $A_s = 0 \text{ cm}^2$ Armadura mínima $A_{s,min} = 20.05 \text{ cm}^2$

