

**DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO E
AÇO NA CIDADE DE CARMO-RJ.**

Maria Fernanda Citrangulo Lutterbach Pereira

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE
DARCY RIBEIRO – UENF CAMPOS DOS GOYTACAZES –
RJ

Janeiro de 2016

DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO E AÇO NA CIDADE DE CARMO-RJ.

Maria Fernanda Citrangulo Lutterbach Pereira

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

Co-orientador: Gines Arturo Santos Falcon

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE
DARCY RIBEIRO – UENF CAMPOS DOS GOYTACAZES –
RJ

Janeiro de 2016

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha dupla magnífica desse projeto, Deus. A Ele toda honra, glória e louvor por todas as bênçãos recebidas e por nunca ter me deixado esmorecer mesmo quando as adversidades surgiram.

Agradeço aos meus pais Marcos José e Maria Esmeralda e ao meu irmão Marcos Filipe por durante todo este tempo acreditarem no meu potencial e nos meus sonhos e por nunca terem medidos esforços para que os mesmos pudessem ser concretizados. À minha cunhada Maria Alice por toda atenção e disposição em me ajudar nos momentos que mais preciso.

Aos meus avós, Nelson e Imaculada, Amaury e Dalva, e à minha tia avó Lolô pelas orações e conselhos. A toda minha família, tios e tias, primos e primas, por toda ajuda e carinho.

Ao meu amado amigo Lucas que foi de fundamental importância na minha graduação sanduíche e que nunca mediu esforços para se fazer presente na minha vida mesmo estando longe. Obrigada pelas orações e companheirismo.

Agradeço as minhas amigas da graduação em farmácia que sempre acreditaram no meu potencial e que me deram todo apoio a seguir meu sonho profissional. Sou grata aos meus amigos da graduação, em especial Fabricio, Gabriel ,Amanda Vieira, Amanda Costa e a todos os membros da ABUB por serem a minha família em Campos e sempre estarem dispostos a me ajudar no que for preciso.

Aos demais amigos, sejam eles do Brasil ou dos Estados Unidos, agradeço por fazerem parte da minha história, todos vocês são peças fundamentais na manutenção e reforço do meu projeto de vida.

Aos meus professores Dr. Indranil Goswami, Dr. Monique Head e ao Dr. Amoury por acreditarem no meu potencial e na oportunidade que me deram de prestar disciplinas de doutorado durante a minha graduação na Morgan State University. Foi uma experiência incrível que jamais esqueerei.

Aos meus professores e técnicos do LECIV que tiveram dedicação, paciência e que muito adicionaram à minha vida acadêmica.

Um agradecimento em especial aos meus professores Sérgio Gonzales e Gines Falcon que acreditaram em mim e que mesmo devido à distância, estiveram muito presentes durante a realização desse projeto. Obrigada por me acrescentarem conhecimento e por todas as ligações e e-mails respondidos durante a execução do projeto.

E obrigada a todos os que não estão citados, porém me ajudaram a chegar até aqui! Meus sinceros agradecimentos!

*"I can do all things through
Christ who strengthens me."
(Philippians 4:13)*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	vii
RESUMO.....	viii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 - OBJETIVO	2
1.3 - JUSTIFICATIVA	3
1.4 - METODOLOGIA	3
1.5 - ESCOPO DO PROJETO.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 - APRESENTAÇÃO DE CONCEITOS.....	5
2.1.1 - CLASSIFICAÇÃO	6
2.1.2 - ELEMENTOS GEOMÉTRICOS.....	7
2.1.3 - ELEMENTOS COMPONENTES.....	9
2.1.4 - FUNÇÕES DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES.....	11
2.1.5 - VOLUME DE TRÁFEGO E CARGAS RODOVIÁRIAS DE CÁLCULO	11
2.2 - INFORMAÇÕES SOBRE O PROJETO:	13
2.2.1 - CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA	13
2.2.2 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS	17
2.3 - CÁLCULO DAS AÇÕES	19
2.3.1 - CÁLCULO DO COEFICIENTE DE IMPACTO	20
2.3.2 - COMBINAÇÃO 1	23
2.3.3 - COMBINAÇÃO 2	23
3. SUPERESTRUTURA	25
3.1 - DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS.....	25
3.1.1 - CARGAS PERMANENTES	25
3.1.2 - CARGAS MÓVEIS.....	29
3.1.3 - DIAGRAMAS DAS CARGAS PERMANENTES NÃO MAJORADAS.....	33
3.1.4 - DIAGRAMAS DAS CARGAS MÓVEIS NÃO MAJORADAS.....	34
3.1.5 - ENVOLTÓRIAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE	35

3.1.6 - ANÁLISE DO PERFIL METÁLICO	39
3.2 - DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS	46
3.2.1 - CARGAS PERMANENTES	47
3.2.2 - CARGA MÓVEL	49
3.2.3 - ENVOLTÓRIAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE	51
3.2.4 - ANÁLISE DO PERFIL METÁLICO	53
3.3 - DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	58
3.3.1 - LAJES DE TRANSIÇÃO	58
3.3.2 - ARMADURA PARA FLEXÃO	62
3.3.3 - LAJES EM BALANÇO	68
3.3.4 - LAJE CENTRAL	77
3.3.5 - APROXIMAÇÕES PARA DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES.....	84
3.3.6 - ARMADURA DE FLEXÃO	86
3.3.7 - LAJE CENTRAL	90
3.4 - DIMENSIONAMENTO DA CORTINA.....	97
3.4.1 - CARGAS PERMANENTES	98
3.4.2 - CARGA MÓVEL	100
3.4.3 - DIAGRAMA DAS CARGAS PERMANENTES NÃO MAJORADAS	101
3.4.4 - DIAGRAMAS DAS CARGAS MÓVEIS NÃO MAJORADAS	102
3.4.5 - ENVOLTÓRIAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE	102
3.4.6 - CARACTERÍSTICAS DE PROJETO	104
3.4.7 - ARMADURA PARA FLEXÃO	105
3.4.8 - ARMADURA PARA CISALHAMENTO	108
3.4.9 - EMPUXO DE TERRA SOBRE A CORTINA	114
3.5 - CONSOLO	120
3.5.1 - CARREGAMENTO SOBRE O CONSOLO	120
3.5.2 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E DE PROJETO	121
3.6 - DIMENSIONAMENTO DA ALA	122
3.6.1 - ENVOLTÓRIA DO MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE	123
3.6.2 - CARACTERÍSTICAS DE PROJETO	125
3.6.3 - ARMADURA PARA FLEXÃO	125
3.6.4 - ARMADURA PARA CISALHAMENTO	126
3.6.5 - EMPUXO NA ALA	128

3.6.6 - ARMADURA DE FLEXÃO	131
4.MESOESTRUTURA.....	133
4.1 - DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	133
4.1.1 - CARREGAMENTO	133
4.1.2 - CARACTERÍSTICAS DE PROJETO	138
4.1.3 - CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES	138
4.1.4 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO	139
5. CONCLUSÕES.....	144
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Ponte Valparaíso do município de Carmo-RJ	2
Figura 2.1: Planta baixa do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras do Carmo.	14
Figura 2.2: Corte AA do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras do Carmo..	14
Figura 2.3: Corte BB do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras do Carmo..	15
Figura 2.4: Planta baixa do projeto arquitetônico alterado..	15
Figura 2.5: Corte longitudinal da ponte do projeto alterado.....	16
Figura 2.6: Corte transversal da ponte do projeto alterado..	16
Figura 3.1: Seção transversal da ponte.....	25
Figura 3.2: Esquema longitudinal devido às cargas permanentes.	29
Figura 3.3: TB-450.	29
Figura 3.4: Trem-tipo para a ponte do projeto.	30
Figura 3.5: Seção transversal da viga com carga móvel.....	31
Figura 3.6: Linha de influência gerada pela carga concentrada posicionada na viga da extremidade esquerda.....	31
Figura 3.7: Linha de influência gerada pela carga concentrada posicionada na viga do meio.	32
Figura 3.8: Esquema transversal referente à carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga da extremidade esquerda.	32
Figura 3.9: Esquema transversal referente à carga distribuída na presença da carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga da extremidade esquerda.	32
Figura 3.10: Esquema transversal referente à carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga do meio.	32
Figura 3.11: Esquema transversal referente à carga distribuída na presença da carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga do meio.	33
Figura 3.12: Esquema transversal referente à carga distribuída.....	33
Figura 3.13: Trem-tipo na viga principal	33

Figura 3.14: Reação de apoio nas longarinas devido à carga permanente.	34
Figura 3.15: Diagrama de esforço cortante devido às cargas permanentes.	34
Figura 3.16: Diagrama de momento fletor devido às cargas permanentes.	34
Figura 3.17: Diagrama de esforço cortante devido à carga móvel.	35
Figura 3.18: Diagrama de momento fletor devido à carga móvel.	35
Figura 3.19: Divisão da longarina para cálculo das combinações C1 e C2.	35
Figura 3.20: Área de influência das lajes sobre as transversinas.	48
Figura 3.21: Esquema das solicitações das cargas permanentes sobre a transversina	48
Figura 3.22: Diagrama de esforço cortante devido à carga permanente sobre a transversina.	49
Figura 3.23: Diagrama de momento fletor devido à carga permanente sobre a transversina.	49
Figura 3.24: Posição crítica da linha de influência do esforço cortante.	49
Figura 3.25: Esquema transversal referente à carga distribuída na presença do veículo.	50
Figura 3.26: Esquema transversal referente à carga distribuída na ausência do veículo.	50
Figura 3.27: Esquema dos esforços do trem-tipo sobre a transversina.	50
Figura 3.28: Gráfico do esforço cortante devido à carga móvel sobre a transversina. ...	51
Figura 3.29: Gráfico de momento fletor devido à carga móvel sobre a transversina.	51
Figura 3.30: Laje de transição.	59
Figura 3.31: Propagação da área de contato da roda 60	60
Figura 3.32: Representação do vínculo da laje baseado na tabela de Rüsç.	68
Figura 3.33: Distribuição dos esforços permanentes no balanço na direção lx	69
Figura 3.34: Diagrama de momento fletor na direção lx	70
Figura 3.35: Distribuição dos esforços permanentes no balanço na direção ly	70
Figura 3.36: Diagrama de momento fletor ao longo do eixo ly	70
Figura 3.37: Vínculo da laje biengastada baseado na tabela de Rüsç.	73
Figura 3.38: Distribuição dos esforços permanentes no balanço na direção ly	74
Figura 3.39: Diagrama de momento fletor na direção ly	74
Figura 3.40: Representação do vínculo da laje biengastada, baseada na tabela de Rüsç.	77
Figura 3.41: Representação do vínculo da laje baseada no trabalho de Rüsç.	81

Figura 3.42: Aproximações para diagrama de momentos fletores.	85
Figura 3.43: Corte I e V.	85
Figura 3.44: Corte II, III e IV.	85
Figura 3.45: Corte VI e IX.	86
Figura 3.46: Corte VII e VIII.	86
Figura 3.47: Encontro da ponte.	98
Figura 3.48: Carregamento distribuído sobre a cortina	99
Figura 3.49: Esquema longitudinal referente à carga concentrada.	100
Figura 3.50: Esquema longitudinal referente à carga distribuída na presença da carga concentrada do trem-tipo.	100
Figura 3.51: Esquema longitudinal referente à carga distribuída na ausência da carga concentrada do trem-tipo.	100
Figura 3.52: Trem-tipo no encontro.	101
Figura 3.53: Esquema das solicitações das cargas permanentes sobre o encontro com as reações de apoio.	101
Figura 3.54: Diagrama de esforço cortante devido às cargas permanentes sobre o encontro.	101
Figura 3.55: Diagrama de momento fletor devido às cargas permanentes sobre o encontro.	102
Figura 3.56: Diagrama do esforço cortante devido à carga móvel sobre o encontro ..	102
Figura 3.57: Diagrama de momento fletor devido à carga móvel sobre o encontro. ...	102
Figura 3.58: Seções da cortina para cálculo das combinações.	103
Figura 3.59: Seções da cortina.	110
Figura 3.60: Carga majorada devido ao empuxo da terra.	117
Figura 3.61: Carga majorada devido à sobrecarga.	118
Figura 3.62: Diagrama de momento gerado pelo empuxo de terra sobre a cortina	118
Figura 3.63: Diagrama de momento gerado pela sobrecarga na cortina.	119
Figura 3.64: Esquema das solicitações das cargas permanentes sobre a ala com as reações de apoio.	123
Figura 3.65: Diagrama de esforço cortante devido as cargas permanentes sobre a ala.	123
Figura 3.66: Diagrama de momento fletor devido as cargas permanentes sobre a cortina.	123

Figura 3.67: Divisão da ala em seções.	124
Figura 3.68: Divisão da ala em seções.	126
Figura 3.69: Carga majorada gerada pela força do empuxo de terra sobre a direção l_x da ala.	129
Figura 3.70: Diagrama de momento gerado pela força do empuxo de terra sobre a direção l_x da ala.	130
Figura 3.71: Carga majorada gerada pela força do empuxo de terra sobre a direção l_y da ala.	130
Figura 3.72: Diagrama de momento gerado pela força do empuxo de terra sobre a direção l_y da ala.	131
Figura 4.1: Ação do vento sobre a ponte descarregada.	137
Figura 4.2: Ação do vento sobre a ponte carregada.	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Comparação entre características do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras com o projeto alterado.....	14
Tabela 3.1: Áreas das seções do guarda-rodas.....	26
Tabela 3.2: Áreas das seções do guarda-corpo.....	26
Tabela 3.3: Áreas das seções do revestimento asfáltico.	26
Tabela 3.4: Área da seção da laje.....	26
Tabela 3.5: Valores da envoltória de momento fletor devido à combinação C1.....	36
Tabela 3.6: Valores da envoltória de momento fletor devido à combinação C2.....	37
Tabela 3.7: Valores da envoltória de esforço cortante devido à combinação C1.....	38
Tabela 3.8: Valores da envoltória de esforço cortante devido à combinação C2.....	39
Tabela 3.9: Análise dos esforços solicitantes e resistentes da longarina.....	46
Tabela 3.10: Combinações C1 e C2 para o cálculo do momento fletor sobre a transversina.....	52
Tabela 3.11: Combinações C1 e C2 para o cálculo do esforço cortante sobre a transversina.....	53
Tabela 3.12: Análise dos esforços solicitantes e resistente da transversina.....	58
Tabela 3.13: Laje de transição.	99
Tabela 3.14: Aterro.....	99
Tabela 3.15: Revestimento asfáltico.....	99
Tabela 3.16: Cortina.....	99
Tabela 3.17: Combinação C1 e C2 para cálculo do momento fletor sobre o encontro.	103
Tabela 3.18: Combinações C1 e C2 para cálculo do esforço cortante sobre o encontro.	104
Tabela 3.19: Maiores valores de esforço cortante solicitante em cada trecho.	110
Tabela 3.20: Armadura de cisalhamento devido ao esforço cortante.....	110
Tabela 3.21: Armadura de cisalhamento devido à fadiga.....	111
Tabela 3.22: Armadura corrigida em relação à fadiga.....	112
Tabela 3.23: Espaçamento máximo de cada trecho da cortina.....	113
Tabela 3.24: Espaçamento da armadura de cisalhamento para a cortina.	114
Tabela 3.25: Solicitação sobre a ala.	123

Tabela 3.26: Combinações C1 e C2 para cálculo do momento fletor sobre a ala.....	124
Tabela 3.27: Combinação C1 e C2 para cálculo do esforço cortante sobre a ala.....	124
Tabela 3.28: Esforço cortante em cada trecho da ala.....	128
Tabela 3.29: Armadura de cisalhamento devido ao esforço cortante.....	128
Tabela 5.1: Comparação entre esforços solicitantes e resistentes das longarinas e transversinas obtidas do projeto arquitetônico pela Secretaria de Obras.	128

RESUMO

A ponte é uma obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar e vales profundos. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales, outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água, é comumente denominada viaduto. Uma das grandes funções desta estrutura, juntamente com as rodovias no Brasil, é auxiliar o escoamento de produtos e mercadorias até seu destino final. Elas são feitas para que o fluxo de veículos não cesse e o tráfego seja o mais contínuo possível. No presente trabalho é realizado o dimensionamento de um projeto de alargamento e reforço de uma ponte em concreto armado e aço situada no Município de Carmo, no Estado do Rio de Janeiro. A Secretaria de Obras do município cedeu o projeto arquitetônico, sendo o mesmo utilizado para o dimensionamento da ponte. Esta é uma obra que servirá para facilitar o fluxo de pessoas e mercadorias, garantindo a segurança da população e proporcionando o crescimento econômico da região. Para o seu dimensionamento, a estrutura da ponte bem como os materiais de constituição e seu processo de construção seguem as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Estão aqui representados os memoriais de cálculo, detalhes do projeto, desenhos da arquitetura e da armadura da ponte, bem como cortes com detalhamento e vistas. Pode-se concluir que este tipo de obra é interessante para diversos pontos de vista, que vão desde o social ao econômico e político. Para o curso de Engenharia Civil é uma aplicação muito importante, pois envolve o conhecimento diversos conceitos desta área.

Palavras-chave: Ponte; Concreto Armado; Aço; Engenharia Civil; Dimensionamento.

CAPÍTULO I

1. INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente projeto tem como caso de estudo a ponte Valparaíso localizada no bairro Valparaíso do município de Carmo. Carmo está localizado na Região Serrana do Estado do Rio de Janeiro. O município tem uma área total de 321,943 km², correspondentes a 4,6% da área da Região Serrana e faz limites, no sentido horário, com: Além Paraíba (Estado de Minas Gerais), Cantagalo, Duas Barras, Sumidouro e Sapucaia.

Em 2010, de acordo com o censo, Carmo tinha uma população de 17.434 habitantes, correspondente a 2,2% do contingente da Região Serrana. A densidade demográfica era de 54 habitantes por km², contra 116 habitantes por km² de sua região. A taxa de urbanização correspondia a 77% da população. Em comparação com a década anterior, a população do município aumentou 14%, o 35º maior crescimento do estado (TCE RJ/2012).

Como a grande maioria dos municípios do interior fluminense, Carmo tem a agropecuária como um dos principais setores de sua economia. O município possui grandes áreas próprias e disponíveis para a criação de animais e produção de alimentos. O bairro, no qual situa-se a ponte em estudo, conta com uma ampla área plana, sendo a mesma propícia para o desenvolvimento da atividade agropecuária da região.

A ponte Valparaíso foi inaugurada em 30 de setembro de 1992, estando o município sob a administração do prefeito José Carlos Soares. A ponte interliga a Avenida Edgar Gismonti com a Rua Manoel Gomes de Araújo.



Figura 1.1: Ponte Valparaíso do município de Carmo-RJ

A partir da construção da ponte, as pessoas puderam ter acesso, de forma segura, ao bairro Valparaíso. Diante da existência de um relevo privilegiado, formado por uma extensa planície, e pela facilidade de acesso após a construção da ponte, o bairro vem apresentado um elevado crescimento demográfico, o que tem proporcionado o crescimento econômico na região. Como consequência, o aumento da movimentação de pessoas e veículos no bairro levou a Secretaria de Obras do Município de Carmo a elaborar um projeto de reforço e ampliação da ponte.

1.2 - OBJETIVO

Como objetivo principal deste projeto tem-se o dimensionamento de uma ponte situada no bairro Valparaíso na cidade de Carmo, no Rio de Janeiro. A Prefeitura Municipal de Carmo desenvolveu um projeto arquitetônico de reforço e alargamento da ponte que será dimensionada neste trabalho, no entanto, devido à falta de informações no projeto arquitetônico recebido pela Secretaria de Obras do Município, foi realizado um pré-dimensionamento de algumas estruturas da ponte.

1.3 - JUSTIFICATIVA

A ponte Valparaíso é a única via de acesso das pessoas ao bairro. Atualmente, a ponte suporta a passagem de pedestres no passeio e de apenas um veículo por vez na pista. A população tem se mostrado descontente com a situação uma vez que no bairro tem crescido o número de moradores o que tem gerado congestionamento nas vias de acesso a ponte. Com o intuito de facilitar o acesso da população ao bairro, garantir a segurança das pessoas na sua travessia e incentivar o crescimento econômico da região, a Secretaria de Obras do Município de Carmo desenvolveu um projeto de reforço e alargamento da ponte.

1.4 - METODOLOGIA

Para a realização desse trabalho, inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre pontes.

Em seguida foram feitas análises de carregamentos móveis e permanentes obtendo através do *software* Ftool diagramas de esforços e momentos solicitantes. Com o auxílio do *software* AutoCAD foi confeccionada a parte gráfica do presente projeto.

Em meio às informações obtidas, desenvolveu-se um memorial de cálculo dos elementos estruturais da superestrutura e mesoestrutura da ponte, sendo confeccionadas planilhas no *software* Excel com os resultados referentes ao dimensionamento de tais elementos.

1.5 - ESCOPO DO PROJETO

O capítulo 1 engloba as considerações iniciais, objetivo, justificativa e metodologia empregada no projeto.

No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica do assunto contendo informações sobre pontes e sua importância, definições de alguns dos seus elementos constituintes e informações sobre o projeto.

No capítulo 3 é apresentado o memorial de cálculo da superestrutura, sendo realizado o dimensionamento das longarinas, das lajes, da transversina, da cortina e alas.

O capítulo 4 trata do dimensionamento da mesoestrutura, contendo informações sobre os pilares.

O capítulo 5 consiste nas considerações finais e na conclusão do projeto.

CAPÍTULO II

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As pontes são importantes para todo o mundo. Mas elas não são vistas ou entendidas da mesma maneira, o que torna seu estudo tão fascinante. Uma única ponte sobre um pequeno rio será vista de forma diferente porque cada indivíduo possui uma visão única sobre ela. Alguém viajando sobre uma ponte todos os dias só pode perceber que ela está lá porque agora a estrada tem um parapeito em ambos os lados. Outros podem se lembrar do tempo anterior à construção de uma ponte e quão longe eles tiveram que viajar para visitar amigos ou para levar as crianças ao colégio. Líderes cívicos veem a ponte como uma ligação entre vizinhanças, uma forma de fornecer proteção policial, contra incêndios e acesso ao hospital. Na comunidade de negócios, a ponte é vista como abertura de novos mercados e expansão do comércio. Um artista pode considerar a ponte e sua configuração como um possível tema para uma pintura. Um teólogo pode ver a ponte como um símbolo de conexão com Deus. Enquanto um barqueiro no rio, olhando para cima ao passar debaixo da ponte, terá uma perspectiva completamente diferente. Todo o mundo está olhando para a mesma ponte, mas ela produz diferentes emoções e imagens visuais em cada um.

As pontes afetam as pessoas. Os engenheiros as projetam, depois as constroem e mantem, e as pessoas as usam. As pontes não acontecem por acaso. Elas devem ser planejadas e projetadas antes de serem construídas (BARKER; PUCKETT, 2013, tradução nossa).

2.1 - APRESENTAÇÃO DE CONCEITOS

Segundo o DNIT (2004), a ponte é uma estrutura construída sobre uma depressão ou uma obstrução, tais como água, rodovia ou ferrovia, que sustenta uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que tem um vão livre, medido ao longo do eixo da rodovia, de mais de seis metros. O pontilhão é classificado como uma ponte com vão livre igual ou inferior a seis metros.

Quanto aos elementos componentes, as pontes possuem três elementos básicos: Superestrutura, Mesoestrutura e Infraestrutura, cujas características são (DNIT, 2004):

- *Superestrutura:* é o componente superior da ponte, constituída do estrado e dos elementos que o suportam e todas as cargas nele aplicadas. Possui como função estrutural a de transmitir as cargas, ao longo dos vãos, para os apoios;
- *Mesoestrutura:* é o componente que engloba todos os elementos que suportam a superestrutura. A função da mesoestrutura é a de transmitir as cargas da superestrutura, e a sua própria carga, à infraestrutura;
- *Infraestrutura:* é o componente que assenta todo o peso da estrutura e a ação das cargas móveis no terreno natural. As fundações podem ser diretas ou profundas.

2.1.1 - CLASSIFICAÇÃO

Segundo Vitório (2008), as pontes são geralmente classificadas quanto à finalidade, quanto ao tipo de material empregado e quanto ao sistema construtivo adotado.

- *Quanto à finalidade:*
As pontes podem ser classificadas como rodoviárias, ferroviárias, rodoferroviária, passarelas e aeroviárias;
- *Quanto aos materiais constituintes:*
As pontes podem ser classificadas como de madeira, de pedra, metálicas, em concreto armado, em concreto protendido e pré-moldadas;
- *Quanto ao sistema estrutural:*
As pontes podem ser classificadas em pontes em laje, em vigas (simplesmente apoiadas, contínuas, Gerber), em estrado celular, em grelha, em pórticos, em arco, pênséis e estaiadas.

Segundo Marchetti (2008), as pontes também podem ser classificadas segundo a durabilidade e a mobilidade dos tramos.

- *Quanto a durabilidade:*

As pontes podem ser classificadas como permanentes ou provisórias. As pontes permanentes são aquelas construídas em caráter definitivo, sendo que sua durabilidade deverá atender até que forem alteradas as condições da estrada. As pontes provisórias são as construídas para uma duração limitada, geralmente até que se construa a obra definitiva, prestam-se quase sempre a servir como desvio de tráfego. Pontes desmontáveis são construídas para uma duração limitada, sendo que diferem das provisórias por serem reaproveitáveis;

- *Quanto a mobilidade dos tramos:*

As pontes podem ser classificadas como ponte basculante, ponte levadiça, ponte corrediça ou ponte giratória. As pontes basculantes são aquelas na qual o vão móvel gira em torno de um eixo horizontal; quando o vão é pequeno a rotação se faz em torno de um eixo situado em um dos extremos. As pontes levadiças são aquelas que apresentam estrado com movimento de translação no plano vertical. As pontes corrediças são aquelas que apresentam deslocamento horizontal na direção do eixo longitudinal. As pontes giratórias são aquelas cujo estrado possui movimento de rotação em torno de um eixo vertical.

2.1.2 - ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

Segundo Pfeil (1979) o projeto geométrico de uma ponte é condicionado por diversos elementos geométricos alguns dos quais são definidos a seguir:

- *Tramo de uma ponte*

É a parte da superestrutura situada entre dois elementos sucessivos da mesoestrutura;

- *Vão teórico do tramo*

É a distância medida horizontalmente entre os centros de dois apoios sucessivos;

- *Vão livre do tramo*

É a distância, medida horizontalmente, entre os paramentos de dois pilares ou de pilares e encontros;

- *Altura de construção*

Em uma determinada seção é a distância medida verticalmente, entre o ponto mais alto da superfície do estrado e o ponto mais baixo da superestrutura, na seção considerada. É um elemento de grande importância no projeto de uma ponte, pois, em muitos casos, condiciona o tipo de estrutura a ser adotado;

- *Altura livre abaixo da ponte*

Em uma determinada seção é a distância, medida verticalmente, entre o ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo transposto pela ponte, na seção considerada. Em um rio, a altura livre é medida até o nível da máxima enchente; em uma via transposta por um viaduto, a altura livre é medida até o ponto mais alto da superfície de rolamento da via, por exemplo, o topo dos trilhos em uma ferrovia ou o topo do pavimento em uma rodovia;

- *Escondade*

Quando o eixo longitudinal da ponte não forma um ângulo reto com o eixo longitudinal do obstáculo transposto, diz-se que a ponte é oblíqua ou esconsa. Uma ponte é esconsa à direita ou à esquerda quando seu eixo longitudinal inclina-se para a direita ou para a esquerda da perpendicular ao eixo longitudinal do obstáculo transposto;

- *Largura das pontes rodoviárias*

As pontes rodoviárias podem ser divididas quanto à situação geográfica em urbanas e rurais.

As pontes urbanas possuem pistas de rolamento, com largura igual à da rua ou avenida onde se localiza a obra, e passeios correspondentes às calçadas da rua.

As pontes rurais são construídas com a finalidade de escoar o tráfego das rodovias. As rodovias apresentam pistas de rolamento e acostamento laterais. Os acostamentos servem a diversas finalidades, tais como:

- ✓ Desvios eventuais de veículos em tráfego;
- ✓ Parada de veículos;
- ✓ Trânsito de pedestres.

A primeira finalidade é importante para o acondicionamento psicológico do motorista. No caso de redução de largura ou eliminação do acostamento, produz-se um estrangulamento psicológico da estrada, o qual resulta em redução do escoamento do tráfego;

- *Gabaritos das pontes*

Denominam-se gabaritos os conjuntos de espaços livres que deve apresentar o projeto de uma ponte, para atender a diversas finalidades.

As pontes construídas sobre rodovias devem respeitar espaços livres, necessários para o tráfego de caminhões. As pontes construídas sobre vias navegáveis devem atender aos gabaritos de navegação dessas vias.

2.1.3 - ELEMENTOS COMPONENTES

Para facilitar o entendimento desse projeto, é importante a definição dos diversos elementos componentes das estruturas das pontes. Segundo Vitório (2008) e Pfeil (1979) são eles:

- *Lajes do tabuleiro*

A função da laje é receber diretamente as cargas dos veículos que circulam no tabuleiro. Nas pontes em concreto armado e protendido, as lajes também fazem parte das vigas T, contribuindo para a resistência à flexão das vigas;

- *Vigamento do tabuleiro*

O vigamento secundário tem a função de servir de apoio às lajes, conduzindo as reações destas ao vigamento principal. O vigamento principal é que vence os obstáculos que determinam o projeto da obra, transferindo as cargas dos vãos para os apoios sobre os pilares;

- *Pilares*

Os pilares recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura, transferindo-as para as fundações, que por sua vez as transferem ao terreno. Como a geometria da fundação em geral difere da do pilar, intercala-se um bloco de transição entre esses dois elementos;

- *Passeio para pedestre*

São partes do tabuleiro destinadas ao tráfego de pedestres. Têm em geral largura de 1,00m para pontes em áreas rurais e de 1,50m para pontes nas rodovias em áreas urbanas. Nas obras situadas dentro das cidades a largura dos passeios pode variar de acordo com caso específico;

- *Guarda-corpos*

São peças laterais de proteção aos pedestres. A altura geralmente varia de 0,75m (áreas rurais) a 1,10m (áreas urbanas);

- *Barreiras de proteção*

São obstáculos, geralmente de concreto, com a finalidade de impedir a saída dos veículos da pista de rolamento.

2.1.4 - FUNÇÕES DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES

Segundo Pfeil (1979), as principais funções dos elementos constituintes das pontes são as funções viárias, estáticas e a ligação da obra com a estrada.

- *Funções viárias*

A função viária da ponte é, por excelência, dar continuidade à estrada na transposição de um obstáculo.

As funções viárias são desempenhadas pelos elementos mais ligados ao usuário, tais como: pista de rolamento, com ou sem acostamento, linha férrea, com ou sem lastro, passeios laterais, guarda-corpo, barreiras de proteção etc;

- *Funções estáticas*

A função estática consiste em conduzir as cargas da posição onde elas se encontram até o solo. As funções estáticas são representadas pelos principais elementos estruturais da obra, a saber: lajes, vigamento secundário (longitudinal ou transversal), vigamento principal, pilares, blocos de transição e fundações;

- *Ligação da obra com a estrada*

A ligação da ponte com a estrada é feita pelos elementos situados nas extremidades da obra, tais como encontros, cortinas, alas laterais e muros auxiliares.

2.1.5 - VOLUME DE TRÁFEGO E CARGAS RODOVIÁRIAS DE CÁLCULO

De acordo com Barker e Puckett (2013), a ponte é um elemento-chave em um sistema de transporte por três razões:

- Provavelmente controla a capacidade de uma via;
- É o custo mais alto por milha;
- Se a ponte falhar, o sistema falha.

Se a largura de uma ponte é insuficiente para suportar o número de vias necessárias para lidar com o volume do tráfego, a ponte será um problema ao fluxo do tráfego. Se a resistência de uma ponte é deficiente e incapaz de carregar veículos pesados, limites de carga serão estabelecidos e o tráfego desses veículos será redirecionado. A ponte controla tanto o volume como o peso do tráfego. Pontes são caras, é um investimento importante e deve ser planejado cuidadosamente para a melhor utilização dos recursos disponíveis.

Quando uma ponte é retirada do serviço e não substituída, o sistema de transporte pode ter sua função restringida. O tráfego pode ser desviado para rotas não projetadas para suportar o aumento do seu volume. Usuários do sistema se submetem a um aumento do tempo de viagem e despesas com o combustível. A normalidade não retorna até que a ponte seja reparada ou substituída.

Segundo o DNER (1973), na escolha das características técnicas que as estradas devam apresentar no seu estágio final, o fator a considerar-se predominantemente é o máximo volume de tráfego misto diário previsto no fim dos seus primeiros anos, adotando-se os seguintes valores:

- Classe I – 1000 ou mais veículos/dia;
- Classe II – menos de 1000 e mais de 500 veículos/dia;
- Classe III – até 500 veículos/dia.

Segundo a NBR 7188 (2013) as cargas móveis em pontes podem ser classificadas em:

- TB-450: veículo tipo com peso total igual a 450 kN;
- TB-240: veículo tipo com peso total igual a 240 kN;

Porque a ponte é um elemento chave em um sistema de transporte, deve-se alcançar um o equilíbrio entre volume de tráfego e cargas. O projetista das pontes deve controlar estes parâmetros e tomar decisões sábias para que a segurança não seja comprometida (BARKER; PUCKETT, 2013, tradução nossa).

2.2 - INFORMAÇÕES SOBRE O PROJETO:

2.2.1 - CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

- Ponte com comprimento de 15,10 m e largura de 7,88 m;
- Rodovia de classe I;
- Veículo tipo com peso igual a 450 kN.

No projeto, a escolha do TB-450 levou em consideração o fato de no Brasil nem sempre as leis de limite de cargas serem obedecidas e a fiscalização ser deficiente em algumas áreas. Neste caso, adotar veículos com maior capacidade de carga é uma escolha conservadora que visa a maior segurança do projeto.

- Superestrutura com vigamento em aço e laje em concreto armado;
- Mesoestrutura com pilares em concreto armado com comprimento de 4,50 m.

Este trabalho abordará o dimensionamento da superestrutura e mesoestrutura de uma ponte em concreto armado e aço. Algumas modificações foram realizadas na planta arquitetônica fornecida pela Secretaria de Obras do Município de Carmo haja vista as dimensões do guarda-rodas não estar de acordo com o DNER 698 (1996), levando ao aumento de 34 cm da largura da ponte, e os perfis metálicos selecionados não suportarem o carregamento solicitado. Na Tabela 2.1 é feita uma comparação entre as características do projeto de ponte cedido pela Secretaria de Obras com as novas características adotadas. Para a melhor compreensão, as plantas arquitetônicas cedidas pela Secretaria de Obras são apresentadas nas Figuras 2.1 a 2.3 e a planta alterada nas Figuras 2.4 a 2.6.

Tabela 2.1: Comparação entre características do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras com o projeto alterado.

Projeto	Comprimento (m)	Largura (m)	Perfil Metálico	
			Longarinas (quant.)	Transversinas (quant.)
Secretaria de Obras do Carmo	15,1	7,54	2 (W 610 X 155)	6 (W 310 X 21)
Alterado	15,1	7,88	3 (VS 1400 X 478)	6 (W 611 X 155)

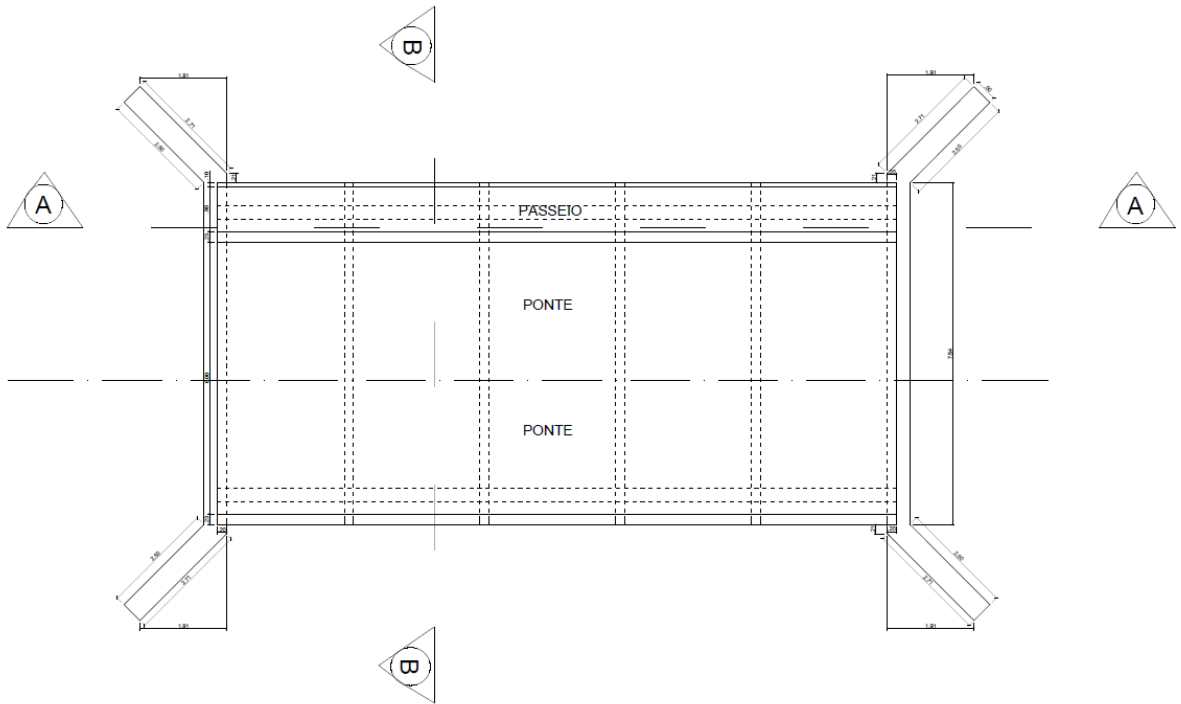


Figura 2.1: Planta baixa do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras do Carmo.

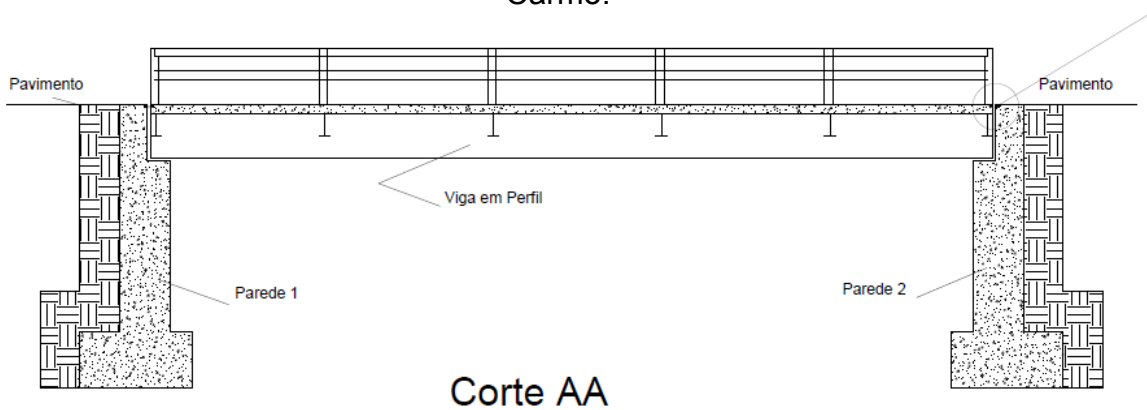
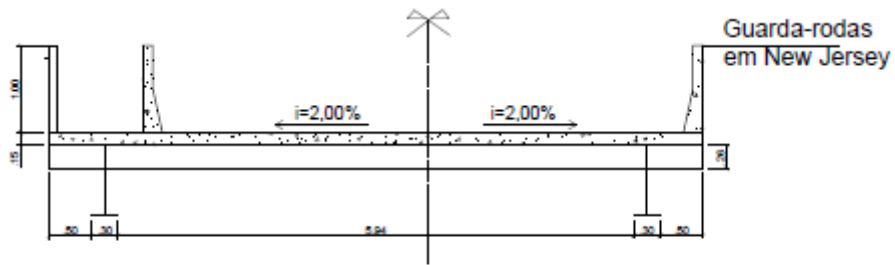
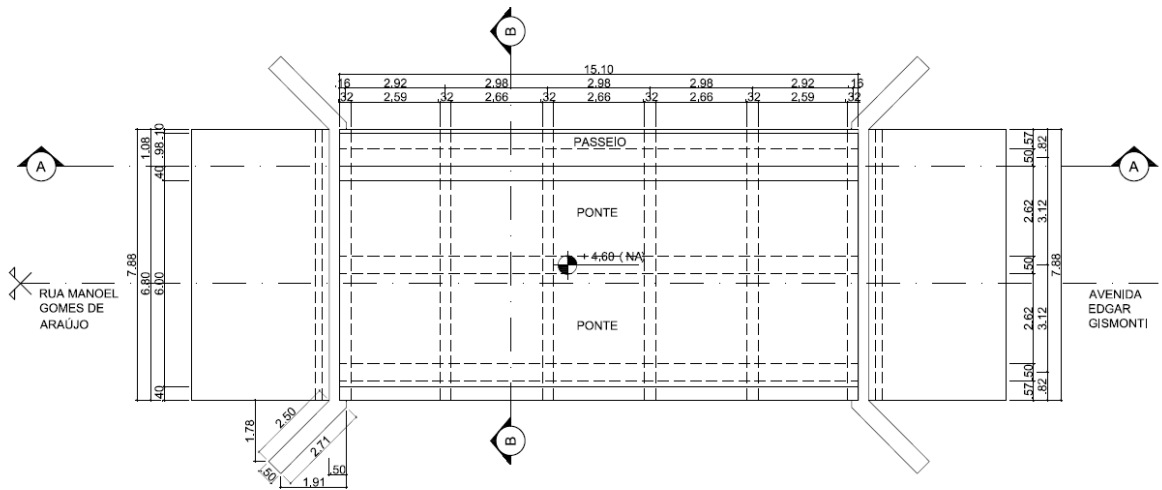


Figura 2.2: Corte AA do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras do Carmo.



Corte BB - Tabuleiro

Figura 2.3: Corte BB do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras do Carmo.

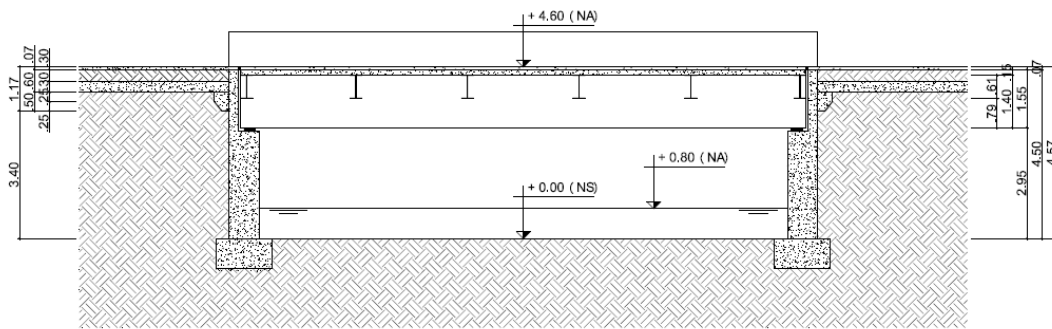


1 PLANTA BAIXA
ESCALA 1/125

ESCALA GRÁFICA



Figura 2.4: Planta baixa do projeto arquitetônico alterado.

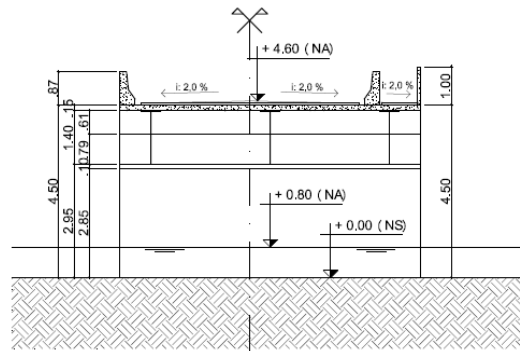


2 CORTE AA
ESCALA 1/125

ESCALA GRÁFICA



Figura 2.5: Corte longitudinal da ponte do projeto alterado.



3 CORTE BB
ESCALA 1/125

ESCALA GRÁFICA



Figura 2.6: Corte transversal da ponte do projeto alterado.

2.2.2 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Concreto

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

- Peso específico: 2500 kg/m^3
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson: 0,2
- Coeficiente de dilatação térmica: $1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

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

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (1)$$

Sendo $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$, tem-se que $\alpha_i = 0,86$.

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

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

Aço

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

- Tipo: CA-50
- Peso específico: 7.850 kg/m^3
- Módulo de elasticidade: $2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
- Coeficiente de Poisson: 0,3
- Coeficiente de dilatação térmica: $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

O aço estrutural escolhido foi o ASTM A572 Grau 50, apresentando as seguintes características:

- Tipo: A572 Grau 50
- Resistência à ruptura (f_u): $45,0 \text{ kN/cm}^2$
- Limite de escoamento (f_y): $34,5 \text{ kN/cm}^2$

O aço escolhido é de baixa liga. Aços desse tipo possuem acréscimo de elementos de liga, os quais melhoram algumas propriedades mecânicas. Alguns desses elementos produzem aumento de resistência do aço através da modificação da microestrutura para grãos finos possibilitando o aumento da resistência com teor de carbono de ordem de 0,20%, o que permite a soldagem dos aços sem preocupações especiais.

Pavimentação (NBR 7187: 2003)

Segundo a NBR 7187 (2003), a pavimentação definida para o projeto apresenta as seguintes características:

- Tipo de pavimentação: asfáltica
- Peso específico: 24 kN/m^3

Para pavimentação, deve ser considerada uma carga adicional de 2 kN/m^2 para atender a um possível recapeamento.

Solo (NBR 7187: 2003)

Segundo a NBR 7187 (2003), o solo do projeto apresenta as seguintes características:

- Peso específico: 18 kN/m^3
- Ângulo de atrito do solo: 30°

2.3 - CÁLCULO DAS AÇÕES

Segundo a norma NBR 6118 (2014), um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos (ELU) e aos estados-limites de serviço (ELS) deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

No presente trabalho, será realizado o dimensionamento da superestrutura no ELU e no ELS. Diferentemente para a mesoestrutura cujo dimensionamento será feito apenas no ELU, não sendo, portanto, realizada qualquer verificação quanto ao ELS.

Para a combinação última (ELU), o cálculo é feito para o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais de concreto armado. O cálculo obedece à seguinte equação (NBR 6118, 2014):

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon k} \quad (2)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

γ_g representa o coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$\gamma_{\varepsilon g}$ representa o coeficiente de ponderação para ações indiretas permanentes (retração ou fluência);

γ_q representa o coeficiente de ponderação para as ações variáveis diretas;

$\gamma_{\varepsilon q}$ representa o coeficiente de ponderação para as ações indiretas variáveis (temperatura);

ψ_{0j} representa o fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas;

$\psi_{0\varepsilon}$ representa o fator de redução de combinação para as ações variáveis indiretas;

Segundo a NBR 8800 (2008), a expressão da combinação última normal para estruturas em aço, é dada por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k} \quad (3)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_{gi} representa o coeficiente de ponderação para ações permanentes;

γ_{qj} representa o coeficiente de ponderação para as ações variáveis diretas;

ψ_{0j} representa o fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas.

2.3.1 - CÁLCULO DO COEFICIENTE DE IMPACTO

Devido à complexidade dos efeitos dinâmicos causadores do impacto, é permitido assimilar as cargas móveis a cargas estáticas através da multiplicação pelo coeficiente de impacto.

Para a NBR 7187:2003 a composição do coeficiente de impacto em pontes rodoviárias era feita através de um processo empírico expresso através da equação linear:

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

Onde L é o comprimento do vão da ponte. Através deste coeficiente era possível majorar as ações estáticas, a fim de englobar as ações dinâmicas devido ao carregamento móvel, onde $F_{dinâmicas} = \varphi \times F_{estáticas}$ (MARCHETTI, 2008).

Para o caso das longarinas do projeto em questão, $L = 15,10 \text{ m}$. O valor do coeficiente de impacto consiste em:

$$\begin{aligned} \varphi &= 1,4 - 0,007(15,10) \geq 1 \\ \varphi &= 1,294 \end{aligned} \quad (5)$$

No entanto foi observado que para pontes com comprimento de vão de 58 metros ou mais, essa majoração se anula, sendo $\varphi = 1,4 - 0,007 \times 58 = 0,994 (< 1)$. Com a atualização da NBR 7188 em 2013, a majoração dos esforços pelo coeficiente de impacto passou a ser feita através da seguinte equação:

$$\varphi' = CIV \times CNF \times CIA \quad (6)$$

Onde:

CIV é o coeficiente de impacto vertical;

CNF é o coeficiente do número de faixas;

CIA é o coeficiente de impacto adicional.

O CIV tem a função de amplificar a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Porém não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas. Este coeficiente é obtido por meio de:

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{15,10 + 50} \right) \quad (7)$$

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{L + 50} \right)$$

$$CIV = 1,326$$

O *CNF* está relacionado à probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego de rodovia. Este coeficiente é obtido por:

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (8)$$

Onde:

n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

O coeficiente *n* é calculado somente para a longarina, ao passo que não se aplica ao dimensionamento de elementos transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas entre outros). Portanto, para a longarina:

$$CNF = 1 - 0,05 * (2 - 2) > 0,9$$

$$CNF = 1$$

O *CIA* consiste em um coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Ele possui os seguintes valores:

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

CIA = 1,15 para obras em aço.

Visando maior segurança para o projeto (constituído de concreto armado e aço), assume-se o valor de *CIA* como 1,25.

Portanto, segundo a NBR 7188 (2013), o coeficiente de impacto que será utilizado no cálculo das longarinas é dado por:

$$\varphi' = 1,326 \times 1 \times 1,25$$

$$\varphi' = 1,658$$

Diante de uma análise feita do coeficiente de impacto entre a NBR 7188 (2013) e a NBR 7188 (2003) , obteve-se uma relação φ' / φ igual a 1,281, ou seja, a norma atual eleva em 28,1% os esforços atuantes na longarina devido as cargas móveis em relação à de 2003.

2.3.2 - COMBINAÇÃO 1

Para as envoltórias máximas e mínimas, desconsiderando as ações indiretas e já considerando o coeficiente de impacto.

Para o concreto armado temos que:

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(\varphi' F_{q1k} + 0,5 F_{q2k}) \quad (9)$$

Segundo a NBR 8800 (2008), temos para o aço que:

$$F_d = 1,25F_{gk} + 1,5(\varphi' F_{q1k} + 0,5 F_{q2k}) \quad (10)$$

2.3.3 - COMBINAÇÃO 2

Para as envoltórias máximas e mínimas nos casos em que a carga permanente venha a reduzir os momentos negativos, como em seções próximas dos apoios, desconsiderando as ações indiretas e considerando o coeficiente de impacto.

Para o concreto armado temos que:

$$F_d = F_{gk} + 1,4(\varphi' F_{q1k} + 0,5 F_{q2k}) \quad (11)$$

Segundo a NBR 8800 (2008), temos para o aço que:

$$F_d = F_{gk} + 1,5(\varphi' F_{q1k} + 0,5 F_{q2k}) \quad (12)$$

CAPÍTULO III

3. SUPERESTRUTURA

3.1 - DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS

3.1.1 - CARGAS PERMANENTES

As cargas permanentes da estrutura são divididas entre as cargas distribuídas e concentradas, como seguem nos itens subsequentes:

3.1.1.1 - Cargas Distribuídas

Para a determinação do carregamento devido ao peso próprio sobre cada longarina, de um total de três, o cálculo está baseado na área de seção transversal dos elementos estruturais, como representado na Figura 3.1.

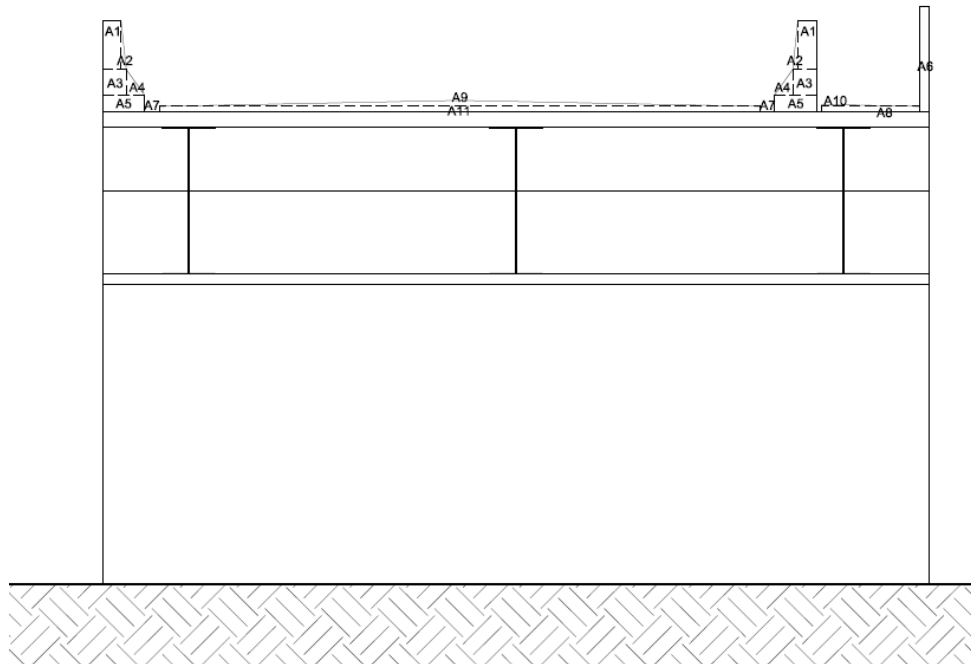


Figura 3.1: Seção transversal da ponte.

Considerando o esquema estrutural acima, têm-se os seguintes valores para cada área especificada dividida pelos elementos estruturais: guarda-rodas; revestimento asfáltico; laje; e vigas. Todas elas são apresentadas nas Tabelas 3.1 a 3.4:

Tabela 3.1: Áreas das seções do guarda-rodas.

Seção retangular			
	Lado menor (cm)	Lado maior (cm)	Áreas (x2) cm ²
A1	17,5	47,0	1645
A3	22,5	25,0	1125
A5	15,0	40,0	1200
		Total 1	3970
Seção triangular			
	Base (cm)	Altura (cm)	Áreas (x2) cm ²
A2	5,0	45,0	225
A4	17,5	25,0	437,5
		Total 2	662,5

Tabela 3.2: Áreas das seções do guarda-corpo.

Seção retangular			
	Lado menor (cm)	Lado maior (cm)	Área (x1) cm ²
A6	10	100	1000
		Total 3	1000

Tabela 3.3: Áreas das seções do revestimento asfáltico.

Seção retangular			
	Lado menor (cm)	Lado maior (cm)	Áreas (x1) cm ²
A7	5,0	570,0	2850,0
A8	5,0	88,0	440,0
		Total 4	3290,0
Seção triangular			
	Lado menor (cm)	Lado maior (cm)	Áreas (x1) cm ²
A9	5,7	570,0	1624,5
A10	1,76	88,0	77,4
		Total 5	1701,9

Tabela 3.4: Área da seção da laje.

Seção retangular			
	Lado menor (cm)	Lado maior (cm)	Áreas (x1) cm ²
A11	15,0	788,00	11820,0
		Total 6	11820,0

A partir dos valores de área de seção transversal de cada elemento supracitado, pode-se calcular a carga distribuída para cada viga, como segue:

Concreto:

$$A_{concreto} = A_{guarda\ rodas} + A_{guarda\ corpo} + A_{laje} + A_{cobrimento\ das\ vigas}$$

$$A_{concreto} = (Total\ 1 + Total\ 2) + (Total\ 3) + (Total\ 6)$$

$$A_{concreto} = (3970 + 662,5) + (1000) + (11820)$$

$$A_{concreto} = 17452,5\ cm^2 \rightarrow 1,745\ m^2$$

Sendo o peso específico do concreto $25\ kN/m^3$, a carga distribuída, no SI, é de $43,631\ kN/m$.

Revestimento:

$$A_{revestimento} = Total\ 4 + Total\ 5$$

$$A_{revestimento} = 3290 + 1701,90$$

$$A_{revestimento} = 4991,9\ cm^2 \rightarrow 0,499\ m^2$$

$$L_{recapeamento} = 570 + 88$$

$$L_{recapeamento} = 658\ cm \rightarrow 6,58\ m$$

Para o peso específico do revestimento asfáltico de $24\ kN/m^3$, e considerando o adicional de $2\ kN/m^2$ para possível recapeamento, a carga distribuída no Sistema Internacional de Unidades (SI) é de $25,141\ kN/m$.

Vigas Metálicas:

Segundo o catálogo de produtos da Soldaviga, tem-se que:

Longarinas:

$$W\ 1400\ x\ 478 \rightarrow 4,78\ kN/m$$

Para um total três longarinas, tem-se que a carga distribuída no SI é de $14,34 \text{ kN/m}$.

Conclui-se que o total de carregamento distribuído é de $83,112 \text{ kN/m}$. Portanto, dividindo este valor pelo número de longarinas do projeto (três vigas), tem-se o valor da carga distribuída de $27,704 \text{ kN/m}$.

3.1.1.2 - Cargas Concentradas

Para o cálculo das cargas concentradas atuantes nas longarinas deve-se considerar as transversinas.

Vigas Metálicas:

Segundo o catálogo de produtos da Gerdau, tem-se que:

Transversinas:

$$W 610 \times 155 \rightarrow 1,55 \text{ kN/m}$$

Multiplicando pelo comprimento da seção transversal da ponte a qual as transversinas se estendem, tem-se que:

$$\begin{aligned} 1,55 \text{ kN/m} \times L &= \\ 1,55 \text{ kN/m} \times 7,88 \text{ m} &= 12,214 \text{ kN} \end{aligned}$$

Conclui-se que o carregamento concentrado gerado por cada transversina é de $12,214 \text{ kN}$. Portanto, dividindo este valor pelo número de longarinas do projeto (três), tem-se o valor da carga concentrada de $4,071 \text{ kN}$.

A disposição das cargas permanentes sobre a longarina calculadas acima são apresentadas na Figura 3.2:

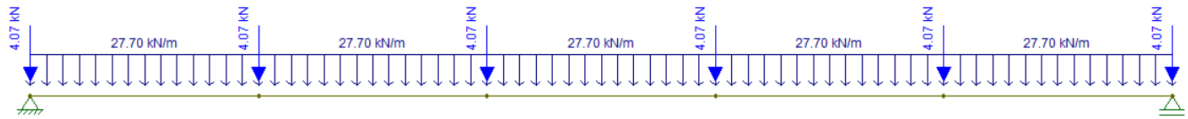


Figura 3.2: Esquema longitudinal devido às cargas permanentes.

3.1.2 - CARGAS MÓVEIS

Segundo a NBR 7188 (1982), carga móvel é um sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço. A carga móvel em ponte rodoviária é também referida pelo termo trem-tipo.

O trem-tipo adotado para este projeto foi o TB-450 (veículo tipo com peso total igual a 450 kN), conforme mostra a Figura 3.3 e 3.4:

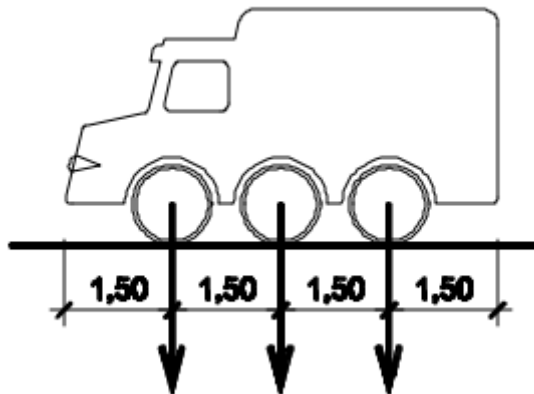


Figura 3.3: TB-450.

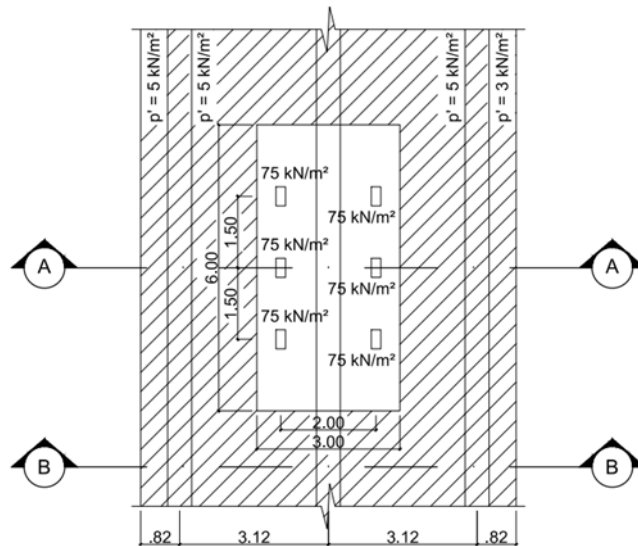


Figura 3.4: Trem-tipo para a ponte do projeto.

As características do trem-tipo são descritas a seguir:

Carga $p' = 0,5 \text{ tf}/\text{m}^2 = 5 \text{ kN} / \text{m}^2$ (em toda a pista);

Carga $p'' = 0,3 \text{ tf}/\text{m}^2 = 3 \text{ kN} / \text{m}^2$ (nos passeios);

Quantidade de eixos = 3

Peso de cada roda dianteira = $7,5 \text{ tf} = 75 \text{ kN}$

Peso de cada roda traseira = $7,5 \text{ tf} = 75 \text{ kN}$

Peso de cada roda intermediária = $7,5 \text{ tf} = 75 \text{ kN}$

Distância entre os eixos = $1,5 \text{ m}$

Distância entre os centros de cada roda de cada eixo = $2,0 \text{ m}$

3.1.2.1 - Cálculo do trem-tipo

Considerando os veículos na direção longitudinal, as cargas móveis podem ocupar qualquer posição no tabuleiro. A faixa principal de tráfego é a mais importante para as solicitações, sendo necessário procurar a posição mais desfavorável desta faixa. No caso das três vigas principais, foi analisada a linha de influência para a determinação da posição do trem-tipo para gerar a maior solicitação em uma das vigas.

A Figuras 3.6 e 3.7 representam as linhas de influência obtidos, existindo duas posições críticas para o trem-tipo. A primeira sendo quando o mesmo se encontra sobre a viga das extremidades. A segunda quando o mesmo se encontra sobre a viga do meio.

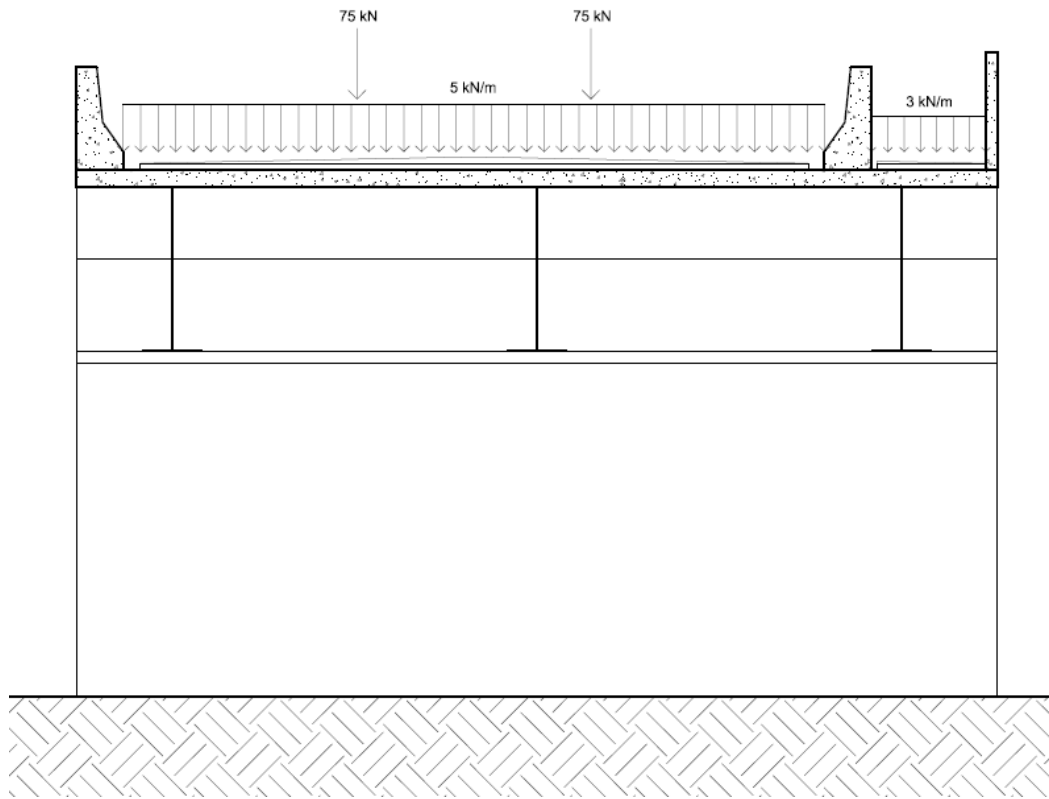


Figura 3.5: Seção transversal da viga com carga móvel.

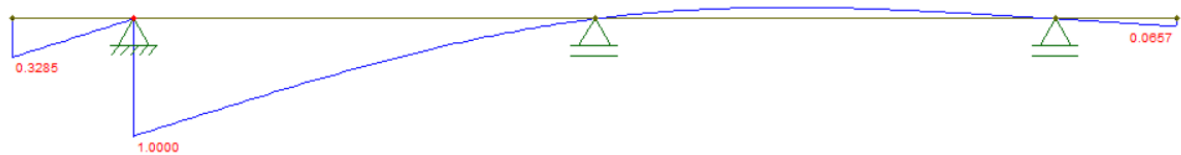


Figura 3.6: Linha de influência gerada pela carga concentrada posicionada na viga da extremidade esquerda.

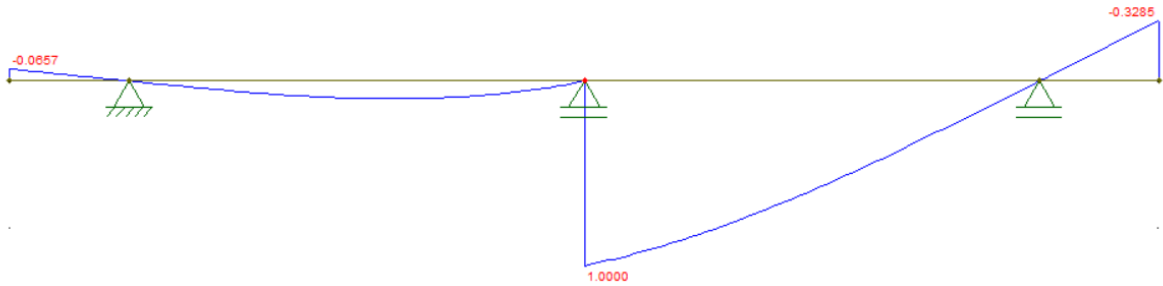


Figura 3.7: Linha de influência gerada pela carga concentrada posicionada na viga do meio.

Com a disposição das cargas sobre as posições críticas, é possível determinar as solicitações sobre as vigas. Nas Figuras 3.8 a 3.12 são mostrados os esquemas transversais que determinarão as cargas sobre a viga mais solicitada.

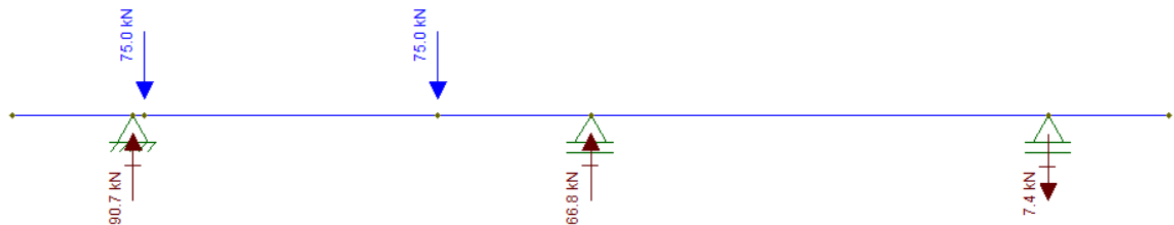


Figura 3.8: Esquema transversal referente à carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga da extremidade esquerda.

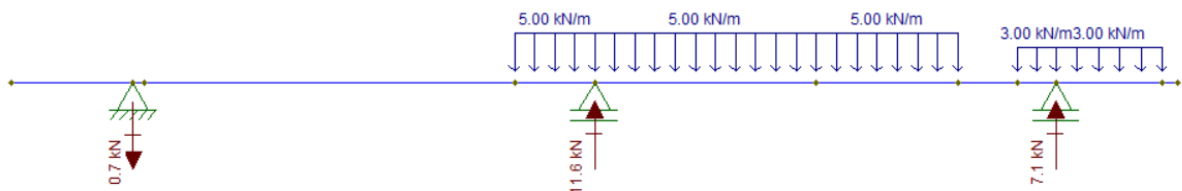


Figura 3.9: Esquema transversal referente à carga distribuída na presença da carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga da extremidade esquerda.

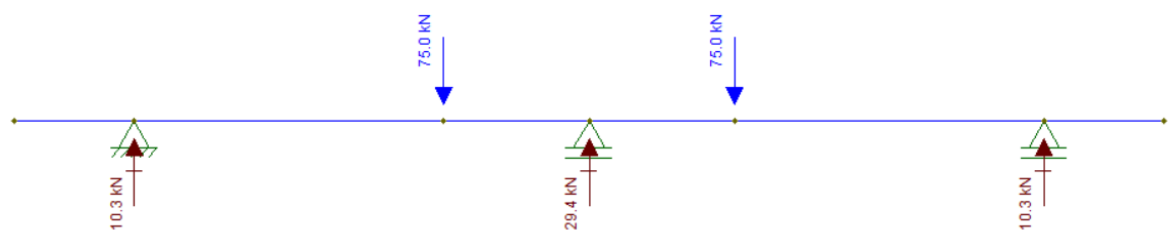


Figura 3.10: Esquema transversal referente à carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga do meio.

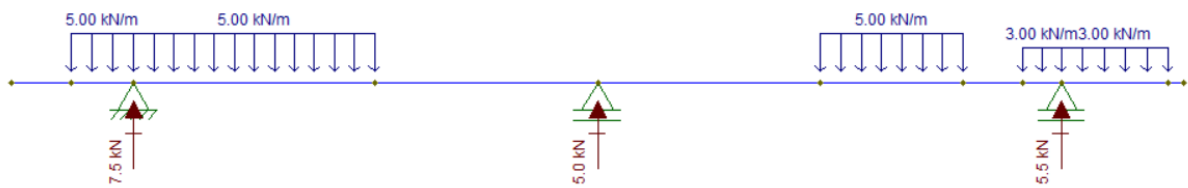


Figura 3.11: Esquema transversal referente à carga distribuída na presença da carga concentrada do trem-tipo posicionado na viga do meio.

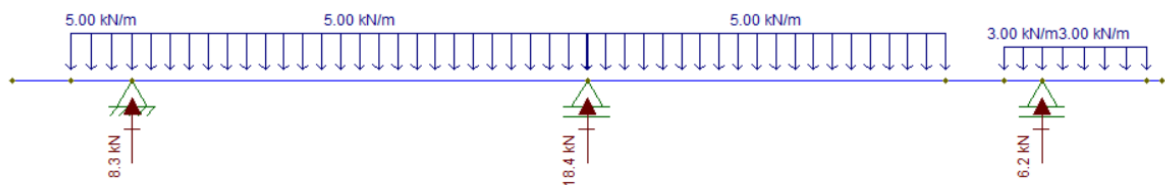


Figura 3.12: Esquema transversal referente à carga distribuída.

A partir da análise das reações de apoio, pode-se concluir que a viga mais solicitada é a do meio. Deste modo, as cargas que atuarão sobre a viga mais solicitada são mostradas na Figura 3.13:

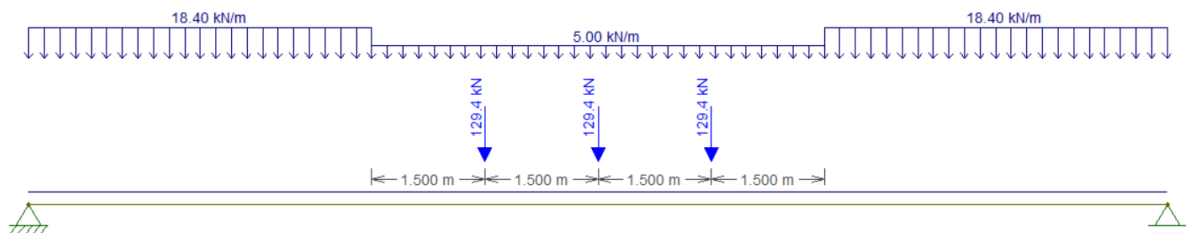


Figura 3.13: Trem-tipo na viga principal

3.1.3 - DIAGRAMAS DAS CARGAS PERMANENTES NÃO MAJORADAS

O esquema das solicitações com as reações de apoio e os diagramas de esforço cortante e momento fletor, devido às cargas permanentes, estão representados nas Figuras 3.14 a 3.16:

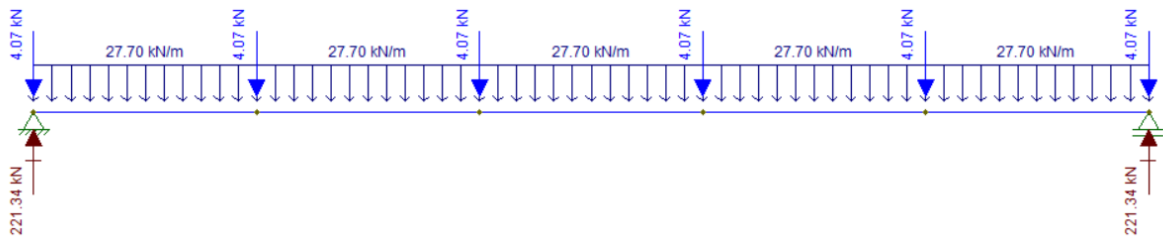


Figura 3.14: Reação de apoio nas longarinas devido à carga permanente.

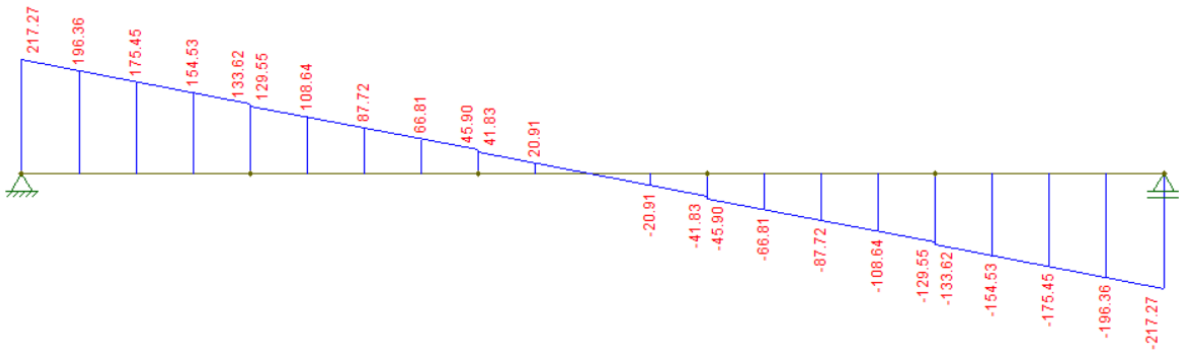


Figura 3.15: Diagrama de esforço cortante devido às cargas permanentes.

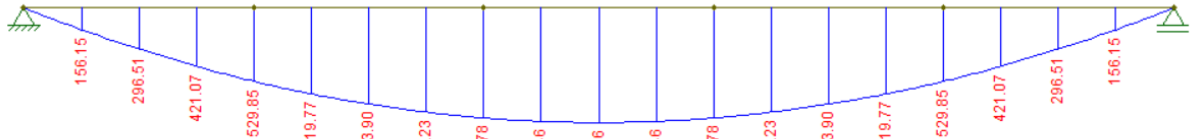


Figura 3.16: Diagrama de momento fletor devido às cargas permanentes.

O diagrama de esforço normal não foi aqui representado, pois os valores deste nas seções são nulos.

3.1.4 - DIAGRAMAS DAS CARGAS MÓVEIS NÃO MAJORADAS

Os diagramas de esforço cortante e momento fletor devido às cargas móveis estão representados nas Figuras 3.17 e 3.18.

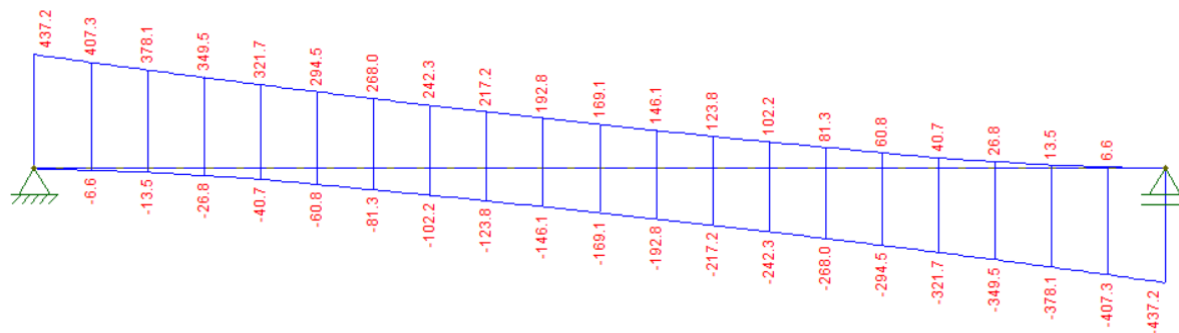


Figura 3.17: Diagrama de esforço cortante devido à carga móvel.

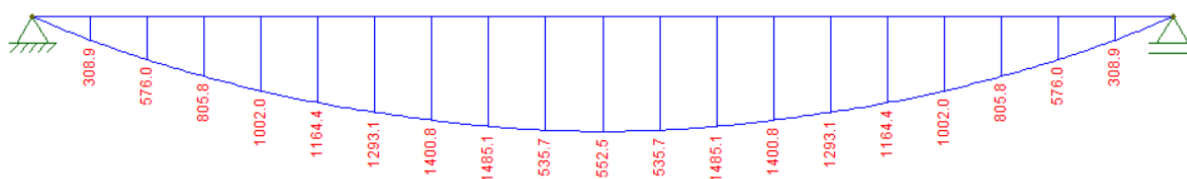


Figura 3.18: Diagrama de momento fletor devido à carga móvel.

O diagrama de esforço normal não foi aqui representado, pois os valores deste nas seções são nulos.

3.1.5 - ENVOLTÓRIAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE

A longarina foi dividida em 20 seções para o cálculo das combinações devido aos esforços solicitantes. A Figura 3.19 representa as divisões que foram aplicadas nos 15,10 m da longarina.

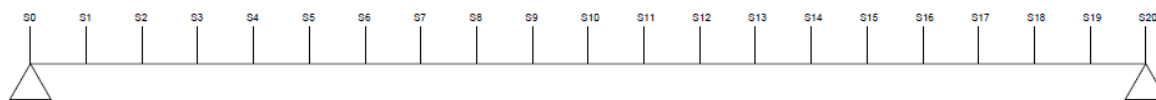


Figura 3.19: Divisão da longarina para cálculo das combinações C1 e C2.

As Tabelas 3.5 e 3.6 mostram os valores da envoltória de momento fletor devido às combinações anteriormente vistas.

Tabela 3.5: Valores da envoltória de momento fletor devido à combinação C1.

Momento Fletor (kNm)					
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)	
		Positiva	Negativa	Max.	Min.
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	156,15	308,90	0,00	963,42	195,19
2	296,51	576,00	0,00	1803,15	370,64
3	421,07	805,80	0,00	2530,36	526,34
4	529,85	1002,00	0,00	3154,29	662,31
5	619,77	1164,40	0,00	3670,58	774,71
6	693,90	1293,10	0,00	4083,31	867,38
7	752,23	1400,80	0,00	4424,08	940,29
8	794,78	1485,10	0,00	4686,92	993,48
9	818,46	1535,70	0,00	4842,36	1023,08
10	826,36	1552,50	0,00	4894,02	1032,95
11	818,46	1535,70	0,00	4842,36	1023,08
12	794,78	1485,10	0,00	4686,92	993,48
13	752,23	1400,80	0,00	4424,08	940,29
14	693,90	1293,10	0,00	4083,31	867,38
15	619,77	1164,40	0,00	3670,58	774,71
16	529,85	1002,00	0,00	3154,29	662,31
17	421,07	805,80	0,00	2530,36	526,34
18	296,51	576,00	0,00	1803,15	370,64
19	156,15	308,90	0,00	963,42	195,19
20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 3.6: Valores da envoltória de momento fletor devido à combinação C2.

Momento Fletor (kNm)					
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Max.	Min.
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	156,15	308,90	0,00	924,38	156,15
2	296,51	576,00	0,00	1729,02	296,51
3	421,07	805,80	0,00	2425,09	421,07
4	529,85	1002,00	0,00	3021,82	529,85
5	619,77	1164,40	0,00	3515,63	619,77
6	693,90	1293,10	0,00	3909,84	693,90
7	752,23	1400,80	0,00	4236,02	752,23
8	794,78	1485,10	0,00	4488,22	794,78
9	818,46	1535,70	0,00	4637,75	818,46
10	826,36	1552,50	0,00	4687,43	826,36
11	818,46	1535,70	0,00	4637,75	818,46
12	794,78	1485,10	0,00	4488,22	794,78
13	752,23	1400,80	0,00	4236,02	752,23
14	693,90	1293,10	0,00	3909,84	693,90
15	619,77	1164,40	0,00	3515,63	619,77
16	529,85	1002,00	0,00	3021,82	529,85
17	421,07	805,80	0,00	2425,09	421,07
18	296,51	576,00	0,00	1729,02	296,51
19	156,15	308,90	0,00	924,38	156,15
20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Por meio das Tabelas 3.5 e 3.6 pode-se observar que os maiores momentos são os da combinação C1. O maior momento vale + 4894,02 kNm já o menor momento vale 0,00 kNm.

Para o esforço cortante, as Tabelas 3.7 e 3.8 apresentam os valores para as combinações C1 e C2, respectivamente. Nesta análise há uma verificação do esforço cortante atuando imediatamente antes e depois das seções aonde se encontram as cargas concentradas (transversinas). Nas tabelas referentes a esta análise das envoltórias essas seções serão representadas como seção a esquerda (e) e a direita (d), respectivamente.

Tabela 3.7: Valores da envoltória de esforço cortante devido à combinação C1.

Esforço Cortante (kN)					
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)	
		Positiva	Negativa	Máx.	Min.
0	217,27	437,20	0,00	1358,90	271,59
1	196,36	407,30	-6,60	1258,41	229,04
2	175,45	378,10	-13,50	1159,65	185,74
3	154,53	349,50	-26,80	1062,37	126,51
4e	133,62	321,70	-40,70	967,09	65,80
4d	129,55	321,70	-40,70	962,01	60,72
5	108,64	294,50	-60,80	868,22	-15,41
6	87,72	268,00	-81,30	776,17	-92,54
7	66,81	242,30	-102,20	686,11	-170,66
8e	45,9	217,20	-123,80	597,55	-250,52
8d	41,83	217,20	-123,80	592,46	-255,60
9	20,91	192,80	-146,10	505,63	-337,21
10	0,00	169,10	-169,10	420,55	-420,55
11	-20,91	146,10	-192,80	337,21	-505,63
12e	-41,83	123,80	-217,20	255,60	-592,46
12d	-45,9	123,80	-217,20	250,52	-597,55
13	-66,81	102,20	-242,30	170,66	-686,11
14	-87,72	81,30	-268,00	92,54	-776,17
15	-108,64	60,80	-294,50	15,41	-868,22
16e	-129,55	40,70	-321,70	-60,72	-962,01
16d	-133,62	40,70	-321,70	-65,80	-967,09
17	-154,53	26,80	-349,50	-126,51	-1062,37
18	-175,45	13,50	-378,10	-185,74	-1159,65
19	-196,36	6,60	-407,30	-229,04	-1258,41
20	-217,27	0,00	-437,20	-271,59	-1358,90

Tabela 3.8: Valores da envoltória de esforço cortante devido à combinação C2.

Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máx.	Min.
0	217,27	437,20	0,00	1304,59	217,27
1	196,36	407,30	-6,60	1209,32	179,95
2	175,45	378,10	-13,50	1115,78	141,88
3	154,53	349,50	-26,80	1023,74	87,88
4e	133,62	321,70	-40,70	933,69	32,40
4d	129,55	321,70	-40,70	929,62	28,33
5	108,64	294,50	-60,80	841,06	-42,57
6	87,72	268,00	-81,30	754,24	-114,47
7	66,81	242,30	-102,20	669,41	-187,36
8e	45,9	217,20	-123,80	586,08	-261,99
8d	41,83	217,20	-123,80	582,01	-266,06
9	20,91	192,80	-146,10	500,40	-342,44
10	0,00	169,10	-169,10	420,55	-420,55
11	-20,91	146,10	-192,80	342,44	-500,40
12e	-41,83	123,80	-217,20	266,06	-582,01
12d	-45,9	123,80	-217,20	261,99	-586,08
13	-66,81	102,20	-242,30	187,36	-669,41
14	-87,72	81,30	-268,00	114,47	-754,24
15	-108,64	60,80	-294,50	42,57	-841,06
16e	-129,55	40,70	-321,70	-28,33	-929,62
16d	-133,62	40,70	-321,70	-32,40	-933,69
17	-154,53	26,80	-349,50	-87,88	-1023,74
18	-175,45	13,50	-378,10	-141,88	-1115,78
19	-196,36	6,60	-407,30	-179,95	-1209,32
20	-217,27	0,00	-437,20	-217,27	-1304,59

Por meio das Tabelas 3.7 e 3.8 pode-se observar que os maiores e menores esforços cortantes são os da combinação C1. O maior esforço cortante vale + 1358,90 kN já o menor vale -1358,90 kN.

3.1.6 - ANÁLISE DO PERFIL METÁLICO

3.1.6.1 - Características de Projeto

Para características de projeto, adotam-se os seguintes valores para o dimensionamento:

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{dsol} = 489402 \text{ kN.cm}$$

$$V_{dsol} = 1358,90 \text{ kN}$$

Perfil Metálico: VS 1400 X 478

$$\gamma_{\alpha 1} = 1,1$$

$$h_w = 131,25 \text{ cm}$$

$$Z_x = 35531 \text{ cm}^3$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$W_x = 32565 \text{ cm}^3$$

$$t_o = 1,25 \text{ cm}$$

$$i_y = 12,34 \text{ cm}$$

$$t_f = 4,45 \text{ cm}$$

$$t_f = 4,45 \text{ cm}$$

$$A_w = 175,0 \text{ cm}^2$$

$$b_f = 50 \text{ cm}$$

Sendo:

i_y = raio de giração em torno do eixo de menor inércia;

l_b = comprimento entre dois pontos de contenção lateral;

$\gamma_{\alpha 1}$ = coeficiente parcial de segurança aplicado às resistências;

h = altura total da seção;

h_w = altura da alma da viga isolada;

t_o = espessura da alma;

t_f = espessura da mesa;

b_f = largura da mesa;

W = menor módulo resistente elástico;

Z = módulo plástico da seção;

A_w = área dada por $h \cdot t_o$;

L = comprimento do perfil analisado.

3.1.6.2 - Cálculo do Momento Resistente:

3.1.6.2.1 - Flambagem local

3.1.6.2.1.1 - Análise de esbeltez da seção

Mesa

$$\lambda_b = \frac{1b_f}{2t_f} \quad (13)$$

$$\lambda_b = 5,6$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}}$$

$$\lambda_p = 9,375$$

Como $\lambda_b < \lambda_p$ a seção é compacta.

Alma

$$\lambda_b = \frac{h_w}{t_0} \quad (14)$$

$$\lambda_b = 105$$

$$\lambda_p = D \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}}$$

$$\lambda_p = 92,7658$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}}$$

$$\lambda_r = 140,629$$

Como $\lambda_p < \lambda_b < \lambda_r$, a seção é semicomcompacta.

3.1.6.2.2 - Momento Nominal

Mesa (seção compacta)

$$M_n = Z \cdot f_y \quad (15)$$

$$M_n = 35531(34,5)$$

$$M_n = 1225819,5 \text{ kN.cm}$$

Alma (seção semicomcompacta)

$$M_n = M_p - \frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} (M_p - M_r) \quad (16)$$

$$M_p = Z \cdot f_y$$

$$M_p = 1225819,5 \text{ kN.cm}$$

$$M_r = W_x \cdot f_y = 32565(34,5)$$

$$M_r = 1123492,5 \text{ kN.cm}$$

$$M_n = (1225819,5) - \frac{(105 - 92,7658)}{(140,629 - 92,7658)} (1225819,5 - 1123492,5)$$

$$M_n = 1199663,936 \text{ kN.cm}$$

3.1.7.2.2- Flambagem lateral

A longarina possui as transversinas como apoios laterais discretos portanto $l_b \neq 0$. No projeto existem seis transversinas, distribuídas nos 15,10 m de comprimento da ponte, portanto $l_b = 302 \text{ cm}$.

$$l_{bp} = 1,76i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (17)$$

$$l_{bp} = 1,76(12,34) \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}}$$

$$l_{bp} = 535,831 \text{ cm}$$

$$l_b = 302 \text{ cm}$$

Como $l_b < l_{bp}$, a viga é curta, sendo assim, tem-se que:

$$M_n = M_p = Z \cdot f_y \quad (18)$$

$$M_n = 1225819,5 \text{ kN.cm}$$

Pode-se notar que a flambagem local da alma (seção semicompacta) é determinante no cálculo do momento resistente.

$$M_{dres} = \frac{M_n \text{ alma}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{1199663,936}{1,1}$$

$$M_{dres} = 1090603,578 \text{ kN.cm}$$

3.1.6.3 - Cálculo do Esforço Cortante Resistente:

3.1.6.3.1 - Sem enrijecedores intermediários

$$\frac{h_w}{t_0} = 105 \quad (19)$$

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}} = 60,692$$

$$3,06 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,06 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}} = 75,495$$

Como $\frac{h_w}{t_0} > 3,06 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, tem-se que:

$$V_{dres} = A_w (0,6f_y) C_v / \gamma_{\alpha 1} \quad (20)$$

Sendo o coeficiente de redução C_v obtido pela seguinte equação:

$$C_v = \frac{7,50E}{f_y \left(\frac{h_w}{t_0}\right)^2} \quad (21)$$

$$C_v = \frac{7,50(2,1 \cdot 10^8)}{345000(105)^2}$$

$$C_v = 0,414$$

Dessa forma, tem-se que o esforço cortante resistente é dado por:

$$V_{dres} = 175(0,6(34,5))(0,414)/1,1$$

$$V_{dres} = \mathbf{1363,634\ kN}$$

Em vigas I com valores $\frac{h_w}{t_o}$ superiores ao limite $2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, pode-se dispensar os enrijecedores transversais intermediários nos trechos onde o esforço solicitante (V_d) for inferior ao esforço resistente de cálculo (V_{dres}).

3.1.6.4 - Cálculo da Deflexão:

Segundo a AASHTO (2012), a deflexão máxima admitida para pontes de aço, alumínio e concreto nos quais se movimentam pedestres e veículos é $L/1000$.

$$\delta_{m\acute{a}x} = 1510/1000$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \mathbf{1,51\ cm}$$

A partir dos dados gerados pelo FTOOL, pode-se obter as seguintes deflexões das longarinas:

Carga Móvel: 0,7085 cm

Carga Permanente: 0,4101 cm

Deflexão total: **1,1186 cm**

A partir de uma análise comparativa entre os esforços solicitantes e resistentes, pode-se obter a Tabela 3.9:

Tabela 3.9: Análise dos esforços solicitantes e resistentes do perfil VS 1400 X 478.

Variáveis analisadas	Solicitante	Resistente
Momento	489402 <i>kN.cm</i>	1090603,58 <i>kN.cm</i>
Cortante	1358,90 <i>kN</i>	1363,63 <i>kN</i>
Deflexão	1,12 <i>cm</i>	1,51 <i>cm</i>

Durante a escolha do perfil, pode-se observar que o esforço cortante e a deflexão eram os determinantes na seleção, sendo assim, com o intuito de atender as solicitações da ponte foi escolhido o perfil VS 1400X478 para as longarinas.

3.2 - DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS

As transversinas da ponte servem de apoio para a laje do tabuleiro, quando são ligadas a ela, contribuem para a rigidez dos vigamentos sujeitos a cargas excêntricas. Pode-se projetar as transversinas ligadas ou desligadas da laje. No presente projeto, as transversinas são ligadas à laje. Neste caso, as solicitações atuantes são produzidas pelo peso próprio da transversina, pelas reações das cargas permanentes distribuídas sobre a laje e pelas reações das cargas móveis sobre o tabuleiro.

As reações das cargas distribuídas sobre a laje podem ser obtidas traçando-se as linhas de ruptura da laje (ou charneiras) e transferindo para a transversina a parcela do carregamento que atua no trecho da laje apoiada sobre a mesma. As reações de cargas móveis podem ser obtidas com auxílio de superfícies de influência, ou, de forma simplificada, carregando a transversina com um eixo do trem-tipo acrescido do impacto.

Para o dimensionamento das transversinas, deve-se considerar os efeitos das solicitações causados pelas cargas móveis e permanentes, sejam eles efeitos de esforços cortantes ou momento fletor. Desse modo utilizam-se os esquemas apresentados nos subitens subsequentes.

3.2.1 - CARGAS PERMANENTES

Para as cargas permanentes, apresentam-se o esquema das solicitações provenientes do peso da laje, do pavimento e das transversinas (Figura 3.21), além dos diagramas de esforço cortante e momento fletor representado nas Figuras 3.22 e 3.23.

3.2.1.1 - Cargas Distribuídas

Transversina:

Assumindo o perfil W610X155, tem-se que a carga gerada por cada transversina é de **1,55 kN/m**.

Laje:

$$\text{Carga: } 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo da área que influencia na transversina:

$$A_{\text{laje central}} = 4x \left(\frac{bh}{2} \right) = 4x \left[\frac{3,12(1,56 \cdot \text{tg}45^\circ)}{2} \right] = 9,734 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{laje em balanço}} = 2x \left(\frac{bh}{2} \right) = 2x \left[\frac{3,02(0,82)}{2} \right] = 2,476 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 9,734 + 2,476 = 12,210 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Total} = \frac{3,75 \times 12,210}{7,88}$$

$$\text{Carga Total} = \mathbf{5,810 \text{ kN/m}}$$

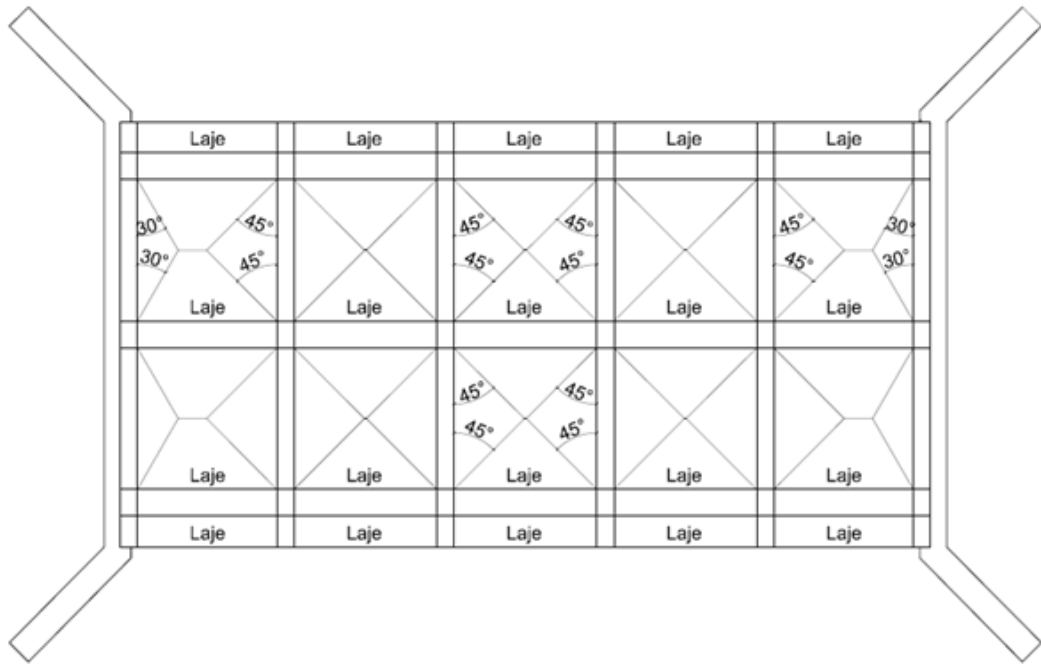


Figura 3.20: Área de influência das lajes sobre as transversinas.

Pavimento:

$$\text{Altura média da pavimentação: } \left(\frac{0,107 + 0,05}{2} \right) = 0,0785 \text{ m}$$

$$\text{Carga: } (0,0785 \times 24) + 2 = 3,884 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Total: } \left(\frac{3,884 \times 12,210}{7,88} \right) = 6,018 \text{ kN/m}$$

Conclui-se que o total de carregamento distribuído em cada transversina é de 13,378 kN/m.

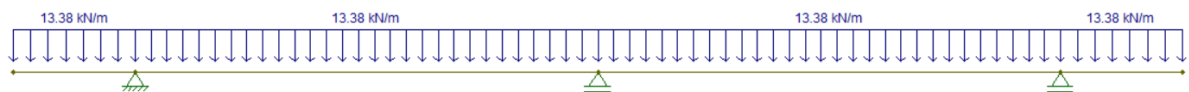


Figura 3.21: Esquema das solicitações das cargas permanentes sobre a transversina

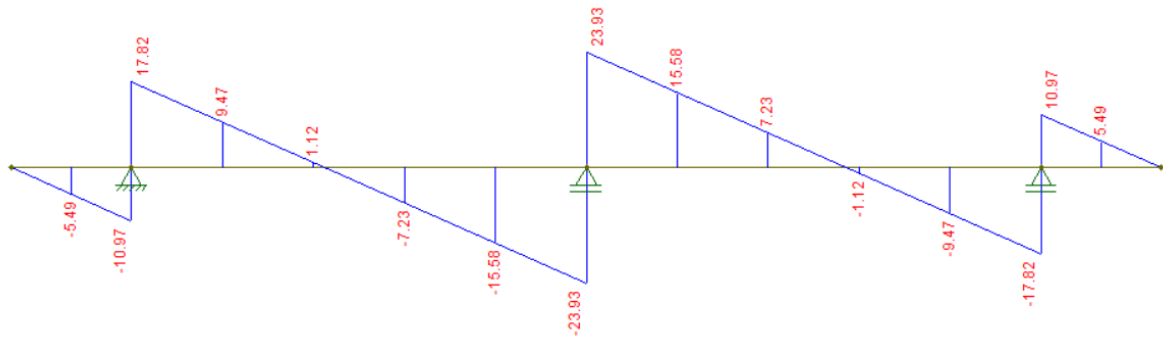


Figura 3.22: Diagrama de esforço cortante devido à carga permanente sobre a transversina.

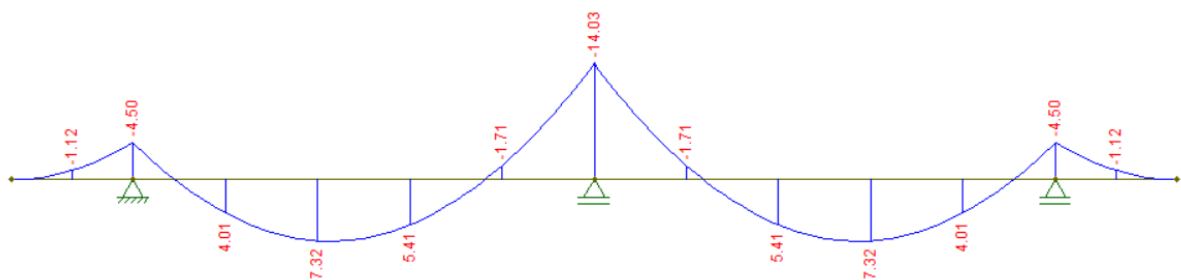


Figura 3.23: Diagrama de momento fletor devido à carga permanente sobre a transversina.

3.2.2 - CARGA MÓVEL

Considerando os veículos na direção transversal, as cargas móveis podem ocupar qualquer posição no tabuleiro, sendo necessário analisar a posição mais desfavorável ao qual o veículo possa se encontrar. No caso das seis transversinas, foi analisada a linha de influência para a determinação da posição do veículo para gerar a maior solicitação em uma das vigas. Através da linha de influência do esforço cortante observou-se que as posições críticas do veículo eram sobre as transversinas, destacando-se as transversinas que distam 3,02 m do extremo da ponte (tanto à esquerda como à direita), sendo essas as que geram maior esforço solicitante.

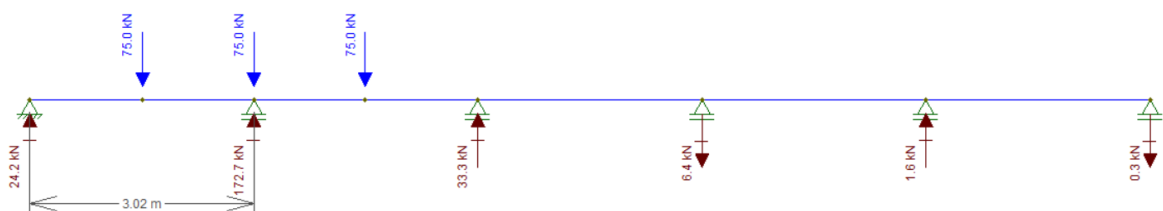


Figura 3.24: Posição crítica da linha de influência do esforço cortante.

Em associação ao esquema transversal referente à carga concentrada mostrado acima estão outros esquemas como o referente a carga distribuída na presença e ausência do veículo.

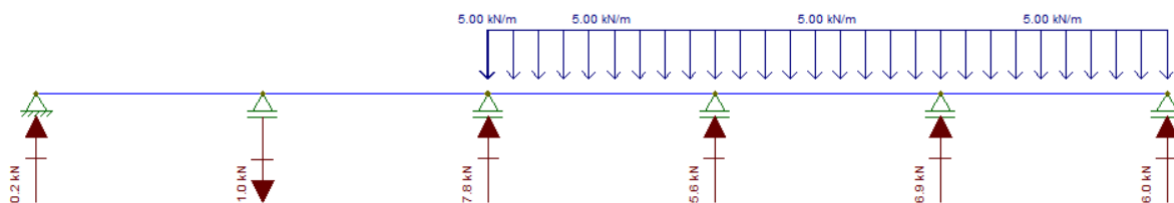


Figura 3.25: Esquema transversal referente à carga distribuída na presença do veículo.

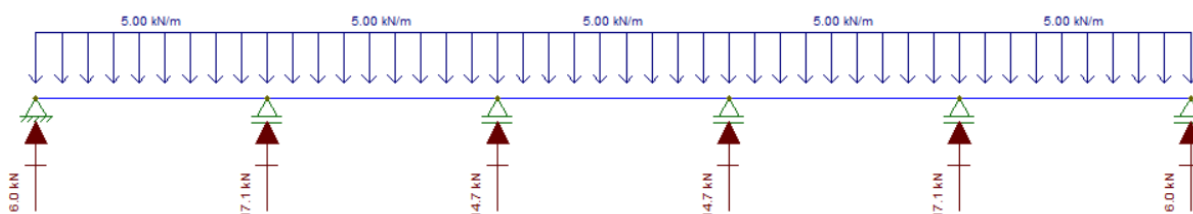


Figura 3.26: Esquema transversal referente à carga distribuída na ausência do veículo.

O trem-tipo resultante e as solicitações de cortante e o momento fletor por ele gerados estão representados nas Figuras 3.27 a 3.29.

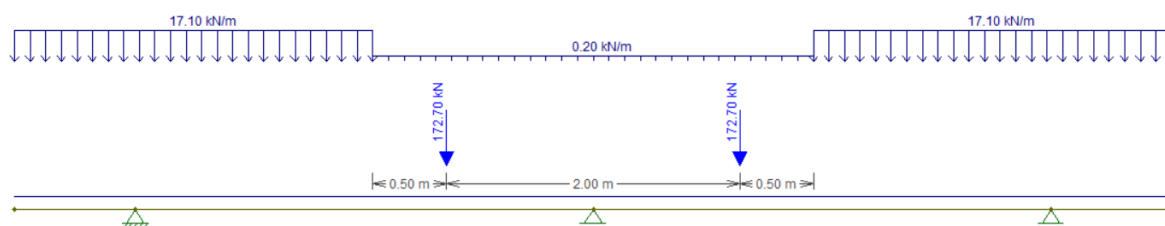


Figura 3.27: Esquema dos esforços do trem-tipo sobre a transversina.

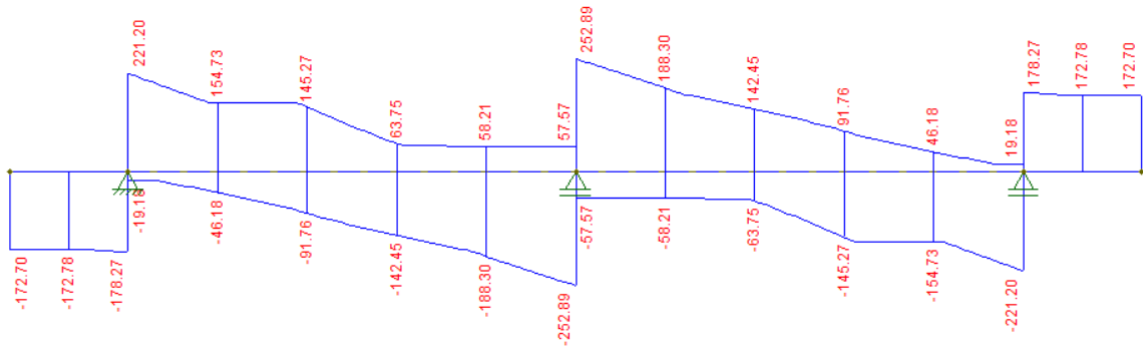


Figura 3.28: Gráfico do esforço cortante devido à carga móvel sobre a transversina.

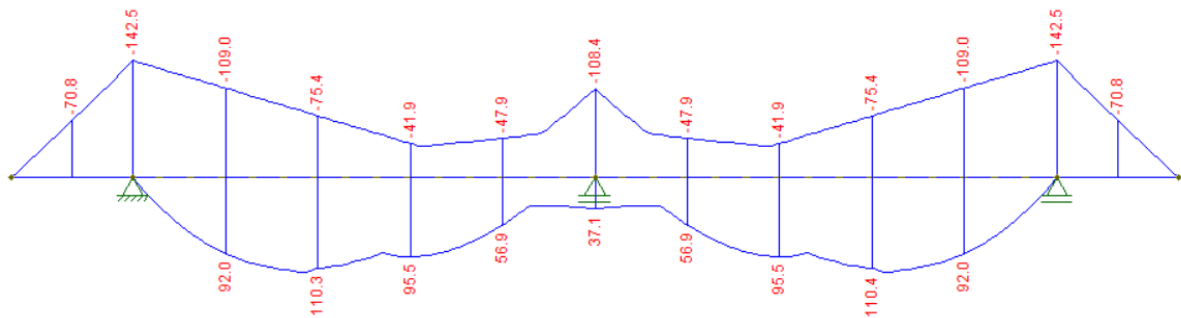


Figura 3.29: Gráfico de momento fletor devido à carga móvel sobre a transversina.

3.2.3 - ENVOLTÓRIAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE

Para o cálculo das combinações, a transversina foi dividida em quatorze seções. As combinações C1 e C2 para o momento fletor e para o esforço cortante nas seções definidas são apresentadas nas Tabelas 3.10 e 3.11.

Tabela 3.10: Combinações C1 e C2 para o cálculo do momento fletor sobre a transversina.

Momento Fletor(kNm)							
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máx.	Min.	Máx.	Min
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	-1,12	0,00	-70,80	-1,40	-177,48	-1,12	-177,20
2	-4,50	0,00	-142,50	-5,63	-360,02	-4,50	-358,90
3	4,01	92,00	-109,00	233,82	-266,07	232,81	-267,07
4	7,32	110,30	-75,40	283,47	-178,37	281,64	-180,20
5	5,41	95,50	-41,90	244,27	-97,44	242,92	-98,80
6	-1,71	56,90	-47,90	139,37	-121,26	139,80	-120,84
7	-14,03	37,10	-108,40	74,73	-287,13	78,24	-283,62
8	-1,71	56,90	-47,90	139,37	-121,26	139,80	-120,84
9	5,41	95,50	-41,90	244,27	-97,44	242,92	-98,80
10	7,32	110,40	-75,40	283,71	-178,37	281,88	-180,20
11	4,01	92,00	-109,00	233,82	-266,07	232,81	-267,07
12	-4,50	0,00	-142,50	-5,63	-360,02	-4,50	-358,90
13	-1,12	0,00	-70,80	-1,40	-177,48	-1,12	-177,20
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 3.11: Combinações C1 e C2 para o cálculo do esforço cortante sobre a transversina

Esforço Cortante (kN)							
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máx.	Min.	Máx.	Min
0	0	0,00	-172,70	0,00	-429,50	0	-429,505
1	-5,49	0,00	-172,78	-6,86	-436,57	-5,49	-435,194
2e	-10,97	221,20	-178,27	536,41	-457,07	539,1544	-454,327
2d	17,82	221,20	-19,18	572,40	-25,43	567,9444	-29,8807
3	9,47	154,73	-46,18	396,65	-103,01	394,2835	-105,38
4	1,12	145,27	-91,76	362,69	-226,81	362,4065	-227,087
5	-7,23	63,75	-142,45	149,51	-363,31	151,3163	-361,503
6	-15,58	58,21	-188,30	125,29	-487,78	129,1883	-483,882
7e	-23,93	57,57	-252,89	113,26	-658,85	119,2466	-652,867
7d	23,93	252,89	-57,57	658,85	-113,26	652,8674	-119,247
8	15,58	188,30	-58,21	487,78	-125,29	483,8821	-129,188
9	7,23	142,45	-63,75	363,31	-149,51	361,5032	-151,316
10	-1,12	91,76	-145,27	226,81	-362,69	227,0871	-362,406
11	-9,47	46,18	-154,73	103,01	-396,65	105,3797	-394,284
12e	-17,82	19,18	-221,20	25,43	-572,40	29,88066	-567,944
12d	10,97	178,27	-221,20	457,07	-536,41	454,3275	-539,154
13	5,49	172,78	0,00	436,57	6,86	435,1939	5,49
14	0	172,70	0,00	429,50	0,00	429,5049	0

3.2.4 - ANÁLISE DO PERFIL METÁLICO

3.2.4.1 - Características de Projeto

Assim como foi feito para o dimensionamento das longarinas, a sequência de cálculo para o dimensionamento da transversina é semelhante. Para características de projeto, adotam-se os seguintes valores para o dimensionamento:

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{dsol} = 36002 \text{ kN.cm}$$

$$f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{dsol} = 658,85 \text{ kN}$$

Perfil W610X155

$$\gamma_{\alpha 1} = 1,1$$

$$b_f = 32,4 \text{ cm}$$

$$Z_x = 4749 \text{ cm}^3$$

$$h_w = 54,102 \text{ cm}$$

$$W_x = 4242 \text{ cm}^3$$

$$h = 61,1 \text{ cm}$$

$$i_y = 7,38 \text{ cm}$$

$$t_o = 1,27 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,9 \text{ cm}$$

$$A_w = 77,60 \text{ cm}^2$$

3.2.4.2 - Cálculo do Momento Resistente:

3.2.4.2.1 - Flambagem local

3.2.4.2.1.1 - Análise da esbeltez da seção

Mesa

$$\lambda_b = \frac{1b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_b = 8,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}}$$

$$\lambda_p = 9,375$$

Como $\lambda_b < \lambda_p$ a seção é compacta.

Alma

$$\lambda_b = \frac{h_w}{t_0}$$

$$\lambda_b = 42,6$$

$$\lambda_p = D \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}}$$

$$\lambda_p = 92,7658$$

Como $\lambda_b < \lambda_p$, a seção é compacta.

3.2.4.2.1.2 - Momento Nominal

Mesa (seção compacta)

$$M_n = Z \cdot f_y$$

$$M_n = 4749(34,5)$$

$$M_n = 163840,5 \text{ kN.cm}$$

Alma (seção compacta)

$$M_n = Z \cdot f_y$$

$$M_n = 4749(34,5)$$

$$M_n = 163840,5 \text{ kN.cm}$$

3.2.4.2.2 - Flambagem lateral

As transversinas possuem as longarinas como apoios laterais discretos portanto $l_b \neq 0$. No projeto existem três longarinas, distribuídas nos 7,88 m de largura da ponte, portanto $l_b = 312 \text{ cm}$.

$$l_{bp} = 1,76i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$l_{bp} = 1,76(7,38) \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^8}{345000}}$$

$$l_{bp} = 320,456 \text{ cm}$$

$$l_b = 312 \text{ cm}$$

Como $l_b < l_{bp}$, a viga é curta, sendo assim, tem-se que:

$$M_n = M_p = Z \cdot f_y$$

$$M_n = 163840,5 \text{ kN.cm}$$

Pode-se notar que a flambagem local da alma e da mesa, bem como a flambagem lateral do perfil possuem o mesmo valor de momento nominal. Dessa forma o momento resistente é dado por:

$$M_{dres} = \frac{M_n}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{163840,5}{1,1}$$

$$\mathbf{M_{dres} = 148945,909 \text{ kNcm}}$$

3.2.4.3 - Cálculo do Esforço Cortante Resistente:

$$h_w/t_o = 45,12$$
$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 \sqrt{\frac{21000}{34,5}} = 60,69$$

Como $h_w/t_o \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, conclui-se que a viga I tem alma pouco esbelta não sendo a flambagem da alma por cisalhamento determinante no dimensionamento desse perfil, no qual podem ser dispensados os enrijecedores transversais intermediários.

$$V_d = A_w (0,6f_y)/\gamma_{a1}$$
$$V_{dres} = 77,60(0,6(34,5))/1,1$$
$$V_{dres} = \mathbf{1460,29 \text{ kN}}$$

3.2.4.4 - Cálculo da Deflexão:

$$\delta_{m\acute{a}x} = 788/1000$$
$$\delta_{m\acute{a}x} = \mathbf{0,788 \text{ cm}}$$

A partir dos dados gerados pelo FTOOL, pode-se obter as seguintes deflexões das longarinas:

Carga Móvel: 0,01279 cm

Carga Permanente: 0,00199 cm

Deflexão total: **0,01478 cm**

A partir de uma análise comparativa entre os esforços solicitantes e resistentes, pode-se obter a Tabela 3.12:

Tabela 3.12: Análise dos esforços solicitantes e resistente da transversina.

Variáveis analisadas	Solicitante	Resistente
Momento	36002 <i>kN.cm</i>	148945,91 <i>kN.cm</i>
Cortante	658,85 <i>kN</i>	1460,29 <i>kN</i>
Deflexão	0,01478 <i>cm</i>	0,788 <i>cm</i>

Através de uma análise de todos os perfis que pudesse atender a solicitação do projeto, o perfil mais favorável (menor altura e menor peso) foi o W 610x155.

3.3 - DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

As lajes deste projeto podem ser divididas em três tipos:

- Lajes de aproximação;
- Laje em balanço;
- Laje central.

Os dimensionamentos serão feitos para cada uma delas, separadamente, como seguem os subitens.

3.3.1 - LAJES DE TRANSIÇÃO

Segundo a DNER (1996), todas as pontes ou viadutos serão providos de laje de transição, de espessura não menor que 25 cm e de comprimento igual a quatro metros, ligadas à estrutura ou ao encontro por meio de articulações de concreto e apoiadas no aterro de acesso. Para este projeto, a laje de transição será disposta de acordo com a Figura 3.30:

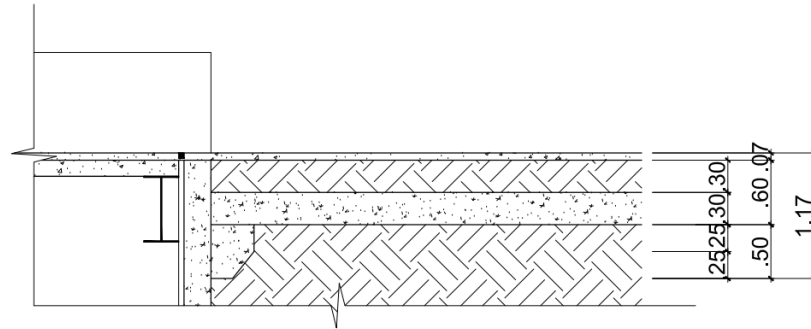


Figura 3.30:Laje de transição.

Para o dado projeto, chega-se aos seguintes resultados:

Peso próprio: $PP = 0,30 \times 25 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Peso do solo: $PS = 0,30 \times 18 = 5,40 \text{ kN/m}^2$

Revestimento asfáltico: $RA = 0,0785 \times 24 = 1,88 \text{ kN/m}^2$

No projeto, foi considerado para a laje de transição o revestimento asfáltico de altura média igual ao da ponte.

Portanto, como carga permanente, sendo esta a soma de todos os esforços acima, o valor de $g = 14,784 \text{ kN/m}^2$

3.3.1.1 - Análise inicial da laje

Por meio da tabela de número 6 de Rüsçh, foram obtidos os parâmetros para o cálculo de momento fletor sobre a laje.

3.3.1.2 - Cálculo dos momentos devido à carga permanente

$$k_{mx} = 0,125$$

$$k_{my} = 0,0208$$

$$M_{gx} = k_{mx} g l_x^2 = 0,125 \times 14,78 \times (4^2) = 29,568 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gy} = k_{my} g l_x^2 = 0,0208 \times 14,78 \times (4^2) = 4,919 \text{ kNm/m}$$

Para a carga móvel, o seguinte esquema deve ser analisado:

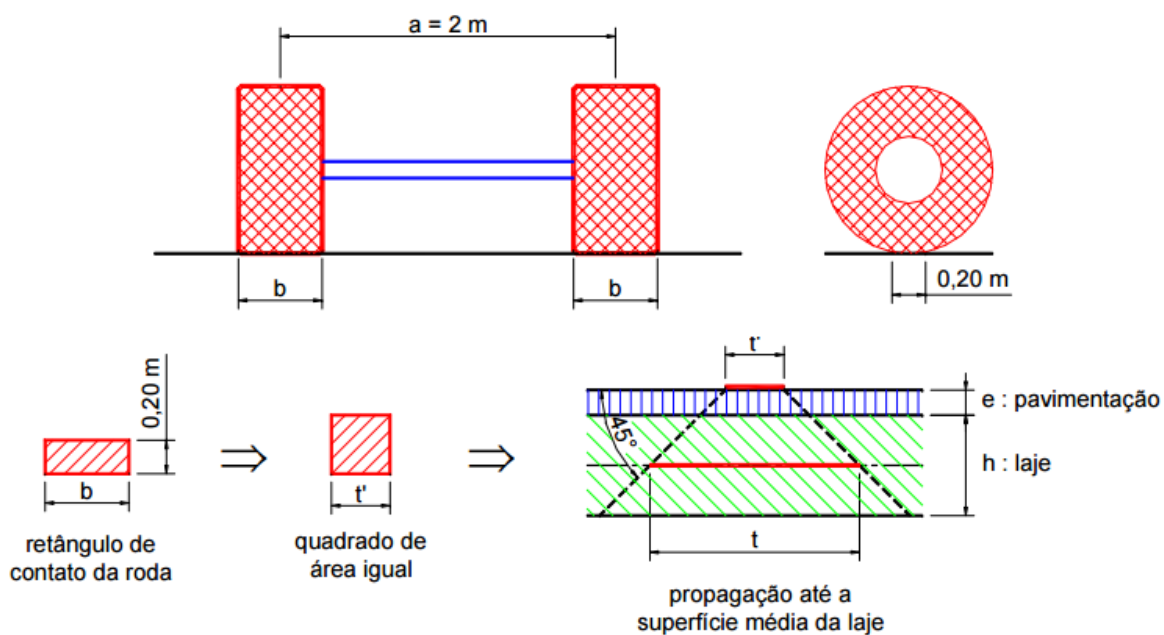


Figura 3.31: Propagação da área de contato da roda

Considera-se também o coeficiente de impacto $\varphi' = CIV \times CNF \times CIA = 1,658$ e outros dados do projeto como:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$t = t' + 2e + h = 0,773$$

$$a = 2 \text{ m}$$

$$t/a = 0,387$$

$$t = \sqrt{0,20 \times b} = 31,62 \text{ cm}$$

$$l_x/a = 2$$

$$e = 7,85 \text{ cm}$$

$$P = 75 \text{ kN}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

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

Onde:

b = retângulo de contato da roda;

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

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

P = peso de uma roda do veículo;

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

3.3.1.3 - Cálculo dos momentos devido à carga móvel

Eixo x

$$k_{xm} = 0,5127$$

$$k_{xp} = 0$$

$$k_{xp'} = 1,1$$

$$M_{qx} = P \times k_{xm} + q \times k_{xp} + q \times k_{xp'} = 43,951 \text{ kNm}$$

Eixo y

$$k_{ym} = 0,2663$$

$$k_{yp} = 0$$

$$k_{yp'} = 0,22$$

$$M_{qy} = P \times k_{ym} + q \times k_{yp} + q \times k_{yp'} = 21,073 \text{ kNm}$$

3.3.1.4 - Momentos totais

$$M_{xd} = 1,4M_{gx} + 1,4 \varphi' M_{qx}$$

$$M_{xd} = 143,383 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yd} = 1,4M_{gy} + 1,4 \varphi' M_{qy}$$

$$M_{yd} = 55,788 \text{ kNm/m}$$

3.3.2 - ARMADURA PARA FLEXÃO

3.3.2.1 - Características geométricas e de projeto

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$d' = 0,03 \text{ m}$$

$$d = 0,27 \text{ m}$$

$$b_f = 1 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2.2 - Cálculo na direção l_x

3.3.2.2.1 - Cálculo da Posição da Linha Neutra

Para esta etapa o valor de x é calculado da seguinte forma:

$$x = 1,25d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 b_f d^2 f_{cd}}} \right) \quad (22)$$

$$x = 1,25 \times 0,27 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{143,383}{0,425 \times 1 \times 0,27^2 \times 17857,143}} \right)$$

$$x = 0,0470 \text{ m}$$

Para que o domínio seja conhecido, considera-se a relação $x \leq x_{34}$. Dessa forma, tem-se que:

$$x = 0,0470 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,169 \text{ m}$$

Conseqüentemente o domínio é o 2 ou 3, não necessitando de armadura dupla. Calcula-se a armadura A_s necessária para esta solicitação, segundo a equação como segue:

$$A_s = \frac{M_d}{F_{yd}(d - 0,4x)} \quad (23)$$

$$A_s = \frac{143,383}{434782,609(0,27 - 0,4 \times 0,0470)}$$

$$A_s = 13,13 \text{ cm}^2$$

Porém, mesmo calculada a armadura necessária para a geometria dada no projeto e a referida solicitação, a armadura mínima deve ser observada. Logo:

$$A_{smin} = \rho_{min} A_c \quad (24)$$

Segundo a NBR 6118 (2014), para lajes com armadura positiva e armadas em 2 direções, $\rho_s \geq 0,67\rho_{min}$. Para armaduras negativas, $\rho_s \geq \rho_{min}$.

Onde:

ρ_s = taxa geométrica de armadura aderente passiva;

ρ_{min} = taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares (= 0,15%).

$$A_c = b_w h = 1 \times 0,30 = 0,30 \text{ m}^2$$

$$\text{Portanto: } A_{s,min} = 3,015 \text{ cm}^2$$

Sendo $A_s > A_{s,min}$, utiliza-se o valor de $A_s = 13,13 \text{ cm}^2$ para cálculo do número de barras. Para isso, toma-se o diâmetro do aço CA-50 com bitola de 12,5 mm. Este possui uma área de seção transversal de $A_\emptyset = 1,23 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\emptyset} = \frac{13,13}{1,23} = 10,67 \text{ barras} \cong 11 \text{ barras} \quad (25)$$

Portanto, como a aproximação deve ser feita a favor da segurança, o número de barras a ser utilizado é 11, como resultado parcial.

3.3.2.2.2 - Verificação em Relação à Fadiga

Dada uma frequente repetição de tensões acima da resistência de um material, pode ocorrer ruptura por fadiga e esta é do tipo frágil. Em função disso, é mais frequente nos casos de pontes e vigas de suporte de pontes rolantes.

O estado limite de fadiga deve ser verificado, comparando-se as tensões e as variações de tensões efetivas (de utilização) com a resistência média à fadiga correspondente ao número real n de ciclos e à tensão efetiva mínima σ_{min} .

Essas tensões ao serem comparadas com a resistência à fadiga devem ser determinadas por métodos elásticos, levando-se em conta efeitos dinâmicos, deformação lenta, perdas de protensão, entre outros.

$\sigma_{max, serviço}$ → tensão máxima com frequência n vezes.

$\sigma_{min, serviço}$ → tensão mínima com frequência n vezes.

O estado limite é verificado por meio de combinações frequentes de cargas:

$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \Delta f_{sd,fad,min}$, com $\Delta\sigma_u = f(n, \sigma_{min})$ igual à resistência à fadiga, determinada experimentalmente no caso de pontes rodoviárias. A combinação frequente de ações é dada por:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 F_{qik} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} x F_{qjk} \quad (26)$$

Pontes rodoviárias:

$\psi_1 = 0,5$ para verificação das vigas;

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

$\psi_1 = 0,8$ para verificação das lajes do tabuleiro.

Logo, a fadiga é verificada no estado limite de serviço e é importante observar que o valor de $\Delta\sigma_{nd}$ da resistência à fadiga não é uma tensão limite no material e sim amplitude máxima de variação das tensões de serviço.

Para o caso deste projeto, verifica-se a posição da linha neutra para uma seção retangular, dado que $\alpha_e = 10$, utiliza-se a relação para cálculo de x :

$$x = \alpha_e \sum \frac{A_{s,i}}{b_f} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2d}{\alpha_e \sum \frac{A_{s,i}}{b_f}}} \right] \quad (27)$$

$$x = \alpha_e \left(\frac{n_{barras} A_{\phi}}{b_f} \right) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2d}{\alpha_e \left(\frac{n_{barras} A_{\phi}}{b_f} \right)}} \right]$$

$$x = 0,07208 \text{ m}$$

Como $x < h_f$ (30 cm) → Seção retangular. Neste caso, a inércia no estágio II é dado por:

$$I_{II} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e \sum A_{s,i}(d_i - x)^2 \quad (28)$$

$$I_{II} = 0,0006391 \text{ m}^4$$

Para combinação frequente das ações, têm-se os valores:

$$M_{gx} = 29,57 \text{ kNm/m}$$

$$M_{freq} = M_{gx} + 0,8 \times 1,658 \times M_{qx} = 87,85 \text{ kNm/m}$$

Tem-se que a tensão no concreto é dada por:

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{freq}(x)}{I_{II}} = 9908,65 \text{ kN/m}^2 \quad (29)$$

$$\sigma_{c,min} = \frac{M_{gx}(x)}{I_{II}} = 3335,12 \text{ kN/m}^2 \quad (30)$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = \alpha_e \sigma_{c,max} \left(\frac{d-x}{x} \right) = 272038,98 \text{ kN/m}^2 \quad (31)$$

$$\sigma_{s,min} = \alpha_e \sigma_{c,min} \left(\frac{d-x}{x} \right) = 91564,5549 \text{ kN/m}^2 \quad (32)$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 180,47 \text{ MPa} \quad (33)$$

No entanto, da tabela de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 12,5 mm dentro do concreto armado, submetido a 2×10^6 ciclos, adota-se o valor $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$. Dessa forma, deve-se aumentar a armadura e recalculá-la até que $\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \Delta f_{sd,fad,min}$.

$$A_{s \text{ corrigido}} = A_s \left(\frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd, fad, min}} \right) \quad (34)$$

$$A_{s \text{ corrigido}} = 22,57 \text{ cm}^2$$

Para uma bitola de 16 mm, com $A_\emptyset = 2,01$ tem-se um espaçamento de:

$$S = \frac{A_\emptyset \times 100}{A_s} = \frac{2,01 \times 100}{22,57} = 8,91 \text{ cm} \cong 9 \text{ cm}$$

3.3.2.3 - Cálculo na direção l_y

Os resultados do dimensionamento na direção l_y são:

$$M_{yd} = 55,787$$

$$x = 0,0175$$

$$A_s = 4,88 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_\emptyset = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, min} = 2,713 \text{ cm}^2$$

$$S = 25,15 \text{ cm}$$

3.3.2.3.1 - Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,0002772 \text{ m}^4$$

$$x = 0,04668 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gy} = 4,920 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = 32,86 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c, max} = 5533,81 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s, min} = 828,50 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s, max} =$

264745,25 kN/m^2 e uma $\sigma_{s,min} = 39636,82 kN/m^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 225,11 MPa$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 MPa$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção, assim como ocorreu para a direção l_x .

Esta correção, assim como realizada para a longarina, fornece:

$$A_{s\text{ corrigido}} = 10,46\text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 12,5\text{ mm}$$

$$A_{\varnothing} = 1,23\text{ cm}^2$$

$$S = 11,73\text{ cm} \cong 11\text{ cm}$$

Portanto, comparando os resultados entra a solicitação dos momentos sobre a laje de transição com o efeito da fadiga, nota-se que houve um acréscimo da armadura para este último.

3.3.3 - Lajes em balanço

Para o dimensionamento das lajes em balanço, têm-se dois tipos de lajes:

- Laje apoiada no encontro e engastada na laje vizinha
- Laje biengastada

3.3.3.1 - Laje apoiada no encontro e engastada na laje vizinha

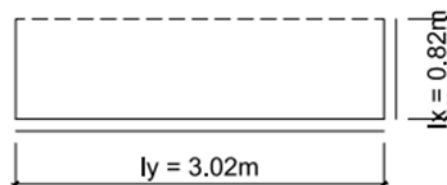


Figura 3.32: Representação do vínculo da laje baseado na tabela de Rüsçh.

3.3.3.1.1 - Carregamento Permanente

Para a laje em balanço, têm-se os seguintes carregamentos:

Peso próprio:

$$PP = 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento Asfáltico:

$$RA = 0,0785 \text{ (altura média)} \times 24 + 2 = 3,884 \text{ kN/m}^2$$

Guarda-roda (direção l_x)

$$GR = \frac{0,46325 \times 3,02}{3,02 \times 0,82} \times 25 = 14,123 \text{ kN/m}^2$$

Guarda-roda (direção l_y)

$$GR = \frac{0,46325 \times 3,02}{3,02 \times 0,82} \times \left(\frac{0,40}{0,82}\right) \times 25 = 6,889 \text{ kN/m}^2$$

Carga permanente (direção l_x):

$$\text{Carga permanente 1: } PP + RA = 7,63 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga permanente 2: } PP = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga permanente 3: } PP + GR = 17,87 \text{ kN/m}^2$$

Carga permanente (direção l_y):

$$PP + GR + RA = 14,523 \text{ kN/m}^2$$

O esquema representativo da distribuição das cargas na direção l_x assim como o diagrama de momento fletor estão ilustrado nas Figuras 3.33 e 3.34.

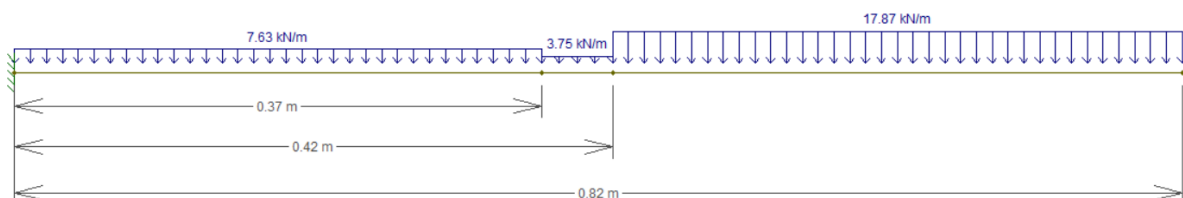


Figura 3.33: Distribuição dos esforços permanentes no balanço na direção l_x .

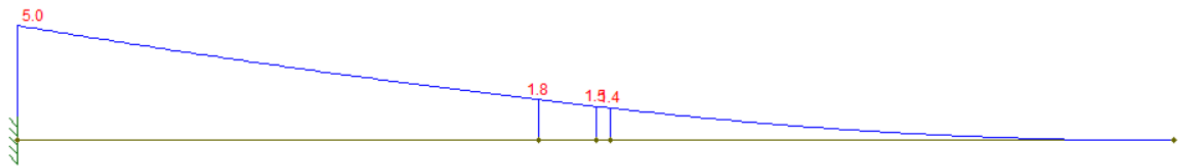


Figura 3.34: Diagrama de momento fletor na direção l_x .

O esquema representativo da distribuição das cargas na direção l_y assim como o diagrama de momento fletor estão ilustrado nas Figuras 3.35 e 3.36.

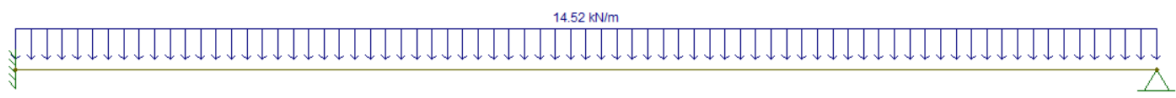


Figura 3.35: Distribuição dos esforços permanentes no balanço na direção l_y .

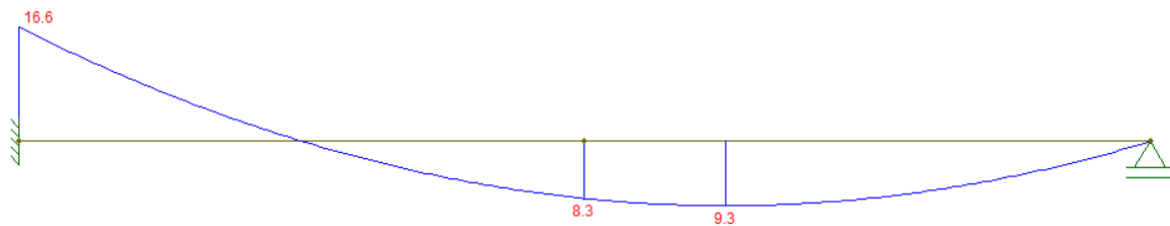


Figura 3.36: Diagrama de momento fletor ao longo do eixo l_y

3.3.3.1.2 - Análise inicial da laje

Por meio da tabela de número 65.2 de Rüsç, foram obtidos os parâmetros para o cálculo de momento fletor sobre a laje.

3.3.3.1.3 - Cálculos dos momentos devido a carga permanente

Eixo x

$$M_{gx} = -1,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gxe} = 5,46 \text{ kNm/m}$$

Eixo y

$$M_{gy} = 8,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gye} = -16,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gyr} = 0 \text{ kNm/m}$$

3.3.3.1.4 - Cálculos dos momentos devido à carga móvel

Os parâmetros do carregamento móvel estão indicados abaixo:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$t = t' + 2e + h = 62,32 \text{ cm}$$

$$a = 2 \text{ m}$$

$$t/a = 0,312$$

$$t = \sqrt{0,20 \times b} = 31,62 \text{ cm}$$

$$l_x/a = 0,41$$

$$e = 7,85 \text{ cm}$$

$$P = 75 \text{ kN}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

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

Eixo x

(Centro da laje)

$$k_{xm} = 0,10368$$

$$k_{xp} = 0$$

$$k_{xp'} = 0$$

$$M_{qx} = P \times k_{xm} + q \times k_{xp} + q \times k_{xp'} = 7,776 \text{ kNm}$$

(Engaste da laje)

$$k_{xem} = 0,18275$$

$$k_{xep} = 0$$

$$k_{xep'} = 0,1$$

$$M_{qxe} = P \times k_{xem} + q \times k_{xep} + q \times k_{xep'} = -14,206 \text{ kNm}$$

Eixo y

(Centro da laje)

$$k_{ym} = 0,05188$$

$$k_{yp} = 0$$

$$k_{yp'} = 0$$

$$M_{qy} = P \times k_{ym} + q \times k_{yp} + q \times k_{yp'} = 3,891 \text{ kNm}$$

(Bordo livre da laje)

$$k_{yrm} = 0,06762$$

$$k_{yrp} = 0$$

$$k_{yrp'} = 0,02$$

$$M_{qyr} = P \times k_{yrm} + q \times k_{yrp} + q \times k_{yrp'} = 5,1715 \text{ kNm}$$

(Engaste da laje)

$$k_{yem} = 0,06423$$

$$k_{yep} = 0$$

$$k_{yep'} = 0,019$$

$$M_{qye} = P \times k_{yem} + q \times k_{yep} + q \times k_{yep'} = -4,912 \text{ kNm}$$

3.3.3.1.5 - Momentos totais

$$M_{xd} = 18,05 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xed} = -39,98 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yd} = 20,65 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yed} = -34,64 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ydr} = 12,00 \text{ kNm/m}$$

3.3.3.2 - Laje biengastada

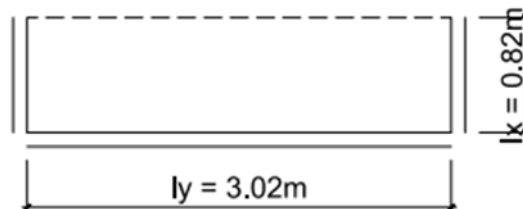


Figura 3.37: Vínculo da laje biengastada baseado na tabela de Rüsçh.

Para a laje biengastada, algumas considerações devem ser feitas:

- O carregamento é o mesmo da laje apoiada no encontro, não havendo necessidade de representar novamente os cálculos.
- Os vínculos do eixo x (l_x) são os mesmos da laje apoiada no encontro, não havendo necessidade de representar novamente o diagrama dele gerados.

- Como os vínculos do eixo y são diferentes (biengastado), os momentos por eles gerados serão demonstrados neste item.

As Figuras 3.38 e 3.39 representam a distribuição da carga permanente e os diagramas de momentos fletores do eixo y.

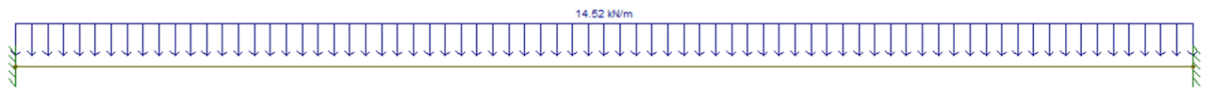


Figura 3.38: Distribuição dos esforços permanentes no balanço na direção l_y .

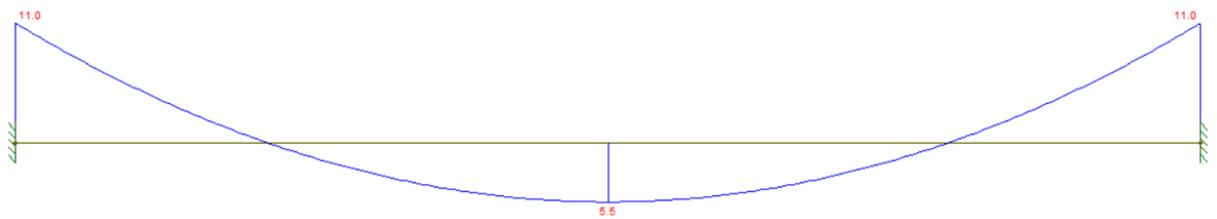


Figura 3.39: Diagrama de momento fletor na direção l_y .

3.3.3.2.1 - Análise inicial da laje

Por meio da tabela de número 71.2 de Rüsçh, foram obtidos os parâmetros para o cálculo de momento fletor sobre a laje.

3.3.3.2.2 - Cálculos dos momentos devido à carga permanente

Eixo x

$$M_{gx} = -1,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gxe} = 5,46 \text{ kNm/m}$$

Eixo y

$$M_{gy} = 5,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gye} = -10,10 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gyr} = 0 \text{ kNm/m}$$

3.3.3.2.3 - Cálculo dos momentos devido à carga móvel

Os parâmetros do carregamento móvel estão indicados abaixo:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$t = t' + 2e + h = 62,32 \text{ cm}$$

$$a = 2 \text{ m}$$

$$t/a = 0,312$$

$$t = \sqrt{0,20 \times b} = 31,62 \text{ cm}$$

$$l_x/a = 0,41$$

$$e = 7,85 \text{ cm}$$

$$P = 75 \text{ kN}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

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

Eixo x

(Centro da laje)

$$k_{xm} = 0,07265$$

$$k_{xp} = 0$$

$$k_{xp'} = 0$$

$$M_{qx} = P \times k_{xm} + q \times k_{xp} + q \times k_{xp'} = \mathbf{5,449 \text{ kNm}}$$

(Engaste da laje)

$$k_{xem} = 0,17275$$

$$k_{xep} = 0$$

$$k_{xep'} = 0,1$$

$$M_{qxe} = P \times k_{xem} + q \times k_{xep} + q \times k_{xep'} = -\mathbf{13,456 \text{ kNm}}$$

Eixo y

(Centro da laje)

$$k_{ym} = 0,04607$$

$$k_{yp} = 0$$

$$k_{yp'} = 0,01$$

$$M_{qy} = P \times k_{ym} + q \times k_{yp} + q \times k_{yp'} = \mathbf{3,5053 \text{ kNm}}$$

(Bordo livre da laje)

$$k_{yrm} = 0,06762$$

$$k_{yrp} = 0$$

$$k_{yrp'} = 0,02$$

$$M_{qyr} = P \times k_{yrm} + q \times k_{yrp} + q \times k_{yrp'} = \mathbf{5,1715 \text{ kNm}}$$

(Engaste da laje)

$$k_{yem} = 0,10440$$

$$k_{yep} = 0$$

$$k_{yep'} = 0,08$$

$$M_{qye} = P \times k_{yem} + q \times k_{yep} + q \times k_{yep'} = -8,23 \text{ kNm}$$

3.3.3.2.4 - Momentos Totais

$$M_{xd} = 12,65 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xed} = -38,88 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yd} = 15,28 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yed} = -33,24 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ydr} = 19,90 \text{ kNm/m}$$

3.3.4 - Laje central

As lajes centrais podem ser divididas em dois tipos:

- Laje apoiada no encontro e engastada nos demais vínculos
- Laje engastada em todos os vínculos

3.3.4.1 - Laje apoiada no encontro e engastada nos demais vínculos



Figura 3.40: Representação do vínculo da laje biengastada, baseada na tabela de Rüsçh.

3.3.4.1.1 - Carregamento Permanente

Para o dado projeto, chega-se aos seguintes resultados:

$$\text{Peso próprio: } PP = 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento asfáltico: } RA = 0,0785 \times 24 + 2 = 3,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Guarda roda: } GR = \frac{0,46325 \times 3,02}{3,22 \times 3,02} \times 25 = 3,60 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, como carga permanente, sendo esta a soma de todos os esforços acima, o valor de $g = 11,23 \text{ kN/m}^2$

3.3.4.1.2 - Análise inicial da laje

Por meio da tabela de número 95.2 de Rüsçh, foram obtidos os parâmetros para o cálculo de momento fletor sobre a laje.

3.3.4.1.3 - Cálculo dos momentos devido à carga permanente

$$k_{mx} = 0,021$$

$$k_{my} = 0,026$$

$$k_{mxe} = -0,055$$

$$k_{mye} = -0,061$$

$$M_{gx} = k_{mx} g l_x^2 = 2,15 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gy} = k_{my} g l_x^2 = 2,66 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gxe} = k_{mxe} g l_x^2 = -5,63 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gye} = k_{mye} g l_x^2 = -6,25 \text{ kNm/m}$$

3.3.4.1.4 - Cálculo dos momentos devido à carga móvel

Eixo x

(Centro da laje)

$$k_{xm} = 0,15891$$

$$k_{xp} = 0$$

$$k_{xp'} = 0,04$$

$$M_{qx} = P x k_{xm} + q x k_{xp} + q x k_{xp'} = 12,118 \text{ kNm}$$

(Engaste da laje)

$$k_{xem} = 0,41905$$

$$k_{xep} = 0$$

$$k_{xep'} = 0,1$$

$$M_{qex} = P x k_{xem} + q x k_{xep} + q x k_{xep'} = -31,928 \text{ kNm}$$

Eixo y

(Centro da laje)

$$k_{ym} = 0,15589$$

$$k_{yp} = 0$$

$$k_{yp'} = 0,03$$

$$M_{qy} = P \times k_{ym} + q \times k_{yp} + q \times k_{yp'} = 11,842 \text{ kNm}$$

(Engaste da laje)

$$k_{yem} = 0,33521$$

$$k_{yep} = 0$$

$$k_{yep'} = 0,05$$

$$M_{qye} = P \times k_{yem} + q \times k_{yep} + q \times k_{yep'} = -25,391 \text{ kNm}$$

3.3.4.1.5 - Momentos totais

$$M_{xd} = 31,14 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xed} = -81,99 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yd} = 31,21 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yed} = -67,67 \text{ kNm/m}$$

3.3.4.2 - Laje biengastada

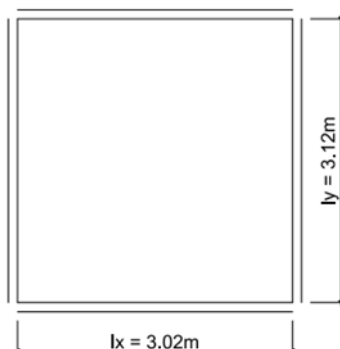


Figura 3.41: Representação do vínculo da laje baseada no trabalho de Rüsçh.

3.3.4.2.1 - Análise inicial da laje

Por meio da tabela de número 97.2 de Rüsçh, foram obtidos os parâmetros para o cálculo de momento fletor sobre a laje.

3.3.4.2.2 - Cálculo dos momentos devido à carga permanente

$$k_{mx} = 0,021$$

$$k_{my} = 0,021$$

$$k_{mxe} = 0$$

$$k_{mye} = 0$$

$$M_{gx} = k_{mx} g l_x^2 = 2,15 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gy} = k_{my} g l_x^2 = 2,15 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gxe} = k_{mxe} g l_x^2 = 0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gye} = k_{mye} g l_x^2 = 0 \text{ kNm/m}$$

3.3.4.2.3 - Cálculo dos momentos devido à carga móvel

Eixo x

(Centro da laje)

$$k_{xm} = 0,16028$$

$$k_{xp} = 0$$

$$k_{xp'} = 0,02$$

$$M_{qx} = P x k_{xm} + q x k_{xp} + q x k_{xp'} = 12,121 \text{ kNm}$$

(Engaste da laje)

$$k_{xem} = 0,30535$$

$$k_{xep} = 0$$

$$k_{xep'} = 0,08$$

$$M_{qex} = P \times k_{xem} + q \times k_{xep} + q \times k_{xep'} = -23,302 \text{ kNm}$$

Eixo y

(Centro da laje)

$$k_{ym} = 0,15124$$

$$k_{yp} = 0$$

$$k_{yp'} = 0$$

$$M_{qy} = P \times k_{ym} + q \times k_{yp} + q \times k_{yp'} = 11,343 \text{ kNm}$$

(Engaste da laje)

$$k_{yem} = 0,28152$$

$$k_{yep} = 0$$

$$k_{yep'} = 0,2$$

$$M_{qye} = P \times k_{yem} + q \times k_{yep} + q \times k_{yep'} = -22,114 \text{ kNm}$$

3.3.4.2.4 - Momentos Totais

$$M_{xd} = \mathbf{31,14 \text{ kNm/m}}$$

$$M_{xed} = \mathbf{-54,07 \text{ kNm/m}}$$

$$M_{yd} = 29,34 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yed} = -51,33 \text{ kNm/m}$$

3.3.5 - APROXIMAÇÕES PARA DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES

Quanto às lajes contínuas, as normas NBR 6118 (2014) e a NB2 (1961) apresentam uma marcha de cálculo utilizável no dimensionamento das lajes contínuas de pontes.

Quando houver predominância de cargas permanentes, as lajes vizinhas podem ser consideradas isoladas, realizando-se a compatibilização dos momentos sobre os apoios de forma aproximada. No caso de análise plástica, a compatibilização pode ser realizada mediante alteração das razões entre momentos de borda e vão, em procedimento iterativo, até a obtenção de valores equilibrados nas bordas. Permite-se, simplificada, a adoção de maior valor de momento negativo em vez de equilibrar os momentos de lajes diferentes sobre uma borda comum. (NBR 6118, 2014)

A NB2 (1961) apresenta um procedimento simplificado para a avaliação da continuidade de lajes contínuas que consiste em calcular cada painel isoladamente como simplesmente apoiado no contorno e em seguida, é adotado um valor para o momento negativo no apoio estando este compreendido entre $2/3$ e $1/3$ do momento máximo, sem ultrapassar $3/4$ do maior momento na direção perpendicular à do momento máximo. Este procedimento se aplica a lajes apoiadas em vigas no contorno e com vãos iguais, ou que o menor não seja inferior a 70% do maior vão.

Como a laje do projeto possui predominância de cargas móveis cujas dimensões do vão menor é inferior a 70% do maior vão, não se pode aplicar a marcha de cálculo que as normas propõe no que tange à continuidade de lajes. Dessa forma, foi adotado no projeto o maior momento negativo nas bordas de lajes vizinhas.

Com o intuito de facilitar a visualização dos esforços de momento que compõem a laje, segue a Figura 3.42 representando os quatro tipos de lajes diferentes que compõem a ponte.

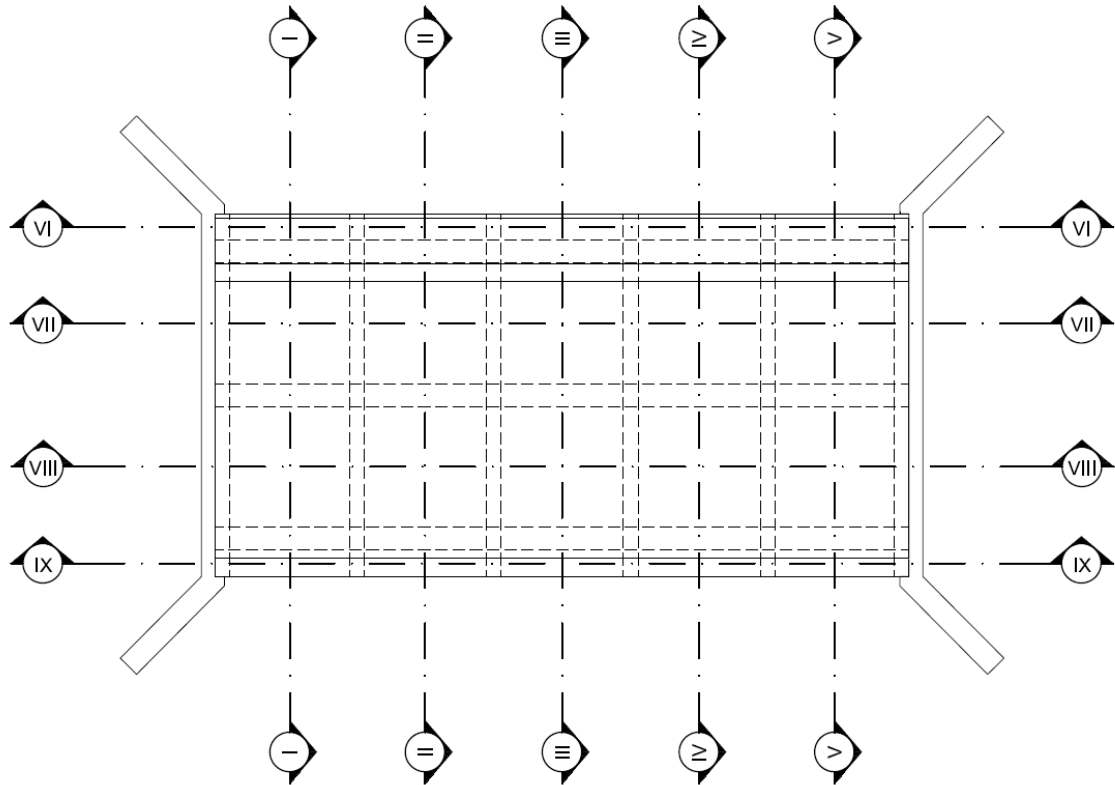


Figura 3.42: Aproximações para diagrama de momentos fletores.

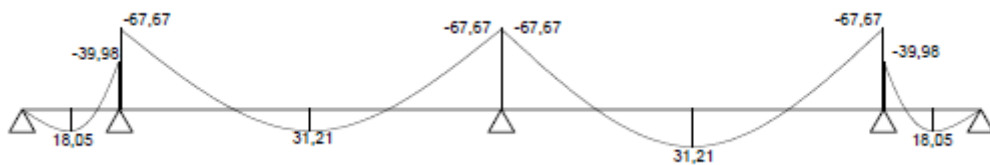


Figura 3.43: Corte I e V.

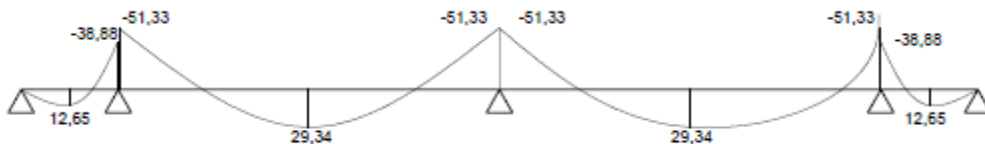


Figura 3.44: Corte II, III e IV.

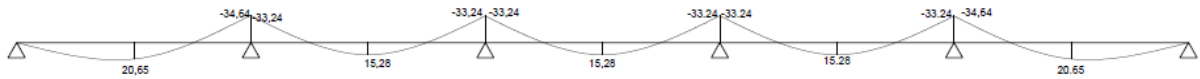


Figura 3.45: Corte VI e IX.

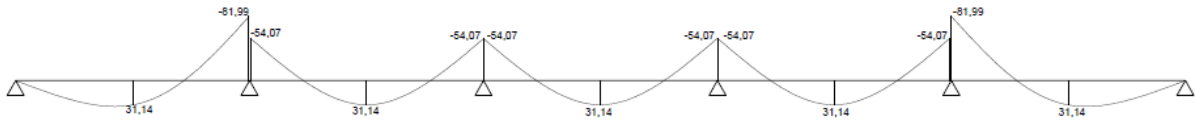


Figura 3.46: Corte VII e VIII.

A fim de se obter uma maior uniformização da armadura sobre a laje, nem todos os momentos foram considerados uma vez que a diferença entre os mesmos é pequena.

3.3.6 - ARMADURA DE FLEXÃO

3.3.6.1 - Balanço

3.3.6.1.1 - Características geométricas e de projeto

$$h = 0,15 \text{ m}$$

$$d' = 0,03 \text{ m}$$

$$d = 0,12 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2$$

3.3.6.1.2 - Cálculo na direção l_x

Os resultados do dimensionamento na direção l_x são:

$$M_d = 18,05 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,01295 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 3,615 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 1,507 \text{ cm}^2$$

$$S = 34,02 \text{ cm}$$

Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,000037804 \text{ m}^4$$

$$x = 0,02606 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gx} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = 10,32 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 7110,34 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 0 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 256280 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 0 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 256,28 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

Esta correção, assim como realizada para a longarina, fornece:

$$A_s \text{ corrigido} = 8,824 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$S = 13,91 \text{ cm} \cong 14 \text{ cm}$$

3.3.6.1.3 - Cálculo na direção l_y

Momento no centro da laje

Os resultados do dimensionamento na direção l_y são:

$$M_d = 20,65 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,01491 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 4,165 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_\phi = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 1,507 \text{ cm}^2$$

$$S = 29,46 \text{ cm} \cong 29 \text{ cm}$$

Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,00004257 \text{ m}^4$$

$$x = 0,02772 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gy} = 8,3 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = 13,46 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 8767,053 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 5405,676 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 291777,5 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 179907 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 111,87 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

Esta correção, assim como realizada para a longarina, fornece:

$$A_{s \text{ corrigido}} = 4,437 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$A_\phi = 0,5026 \text{ cm}^2$$

$$S = 11,33 \text{ cm} \cong 11 \text{ cm}$$

Momento no engaste

Os resultados do dimensionamento na direção l_y são:

$$M_d = 34,64 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,02603 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 7,271 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\phi} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$S = 16,92 \text{ cm} \cong 17 \text{ cm}$$

Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,0000668 \text{ m}^4$$

$$x = 0,03513 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gve} = -16,6 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = -23,116 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 12152,8 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 8726,927 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 293586,6 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 210832,42 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 82,762 \text{ MPa}$, o qual é menor do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, não sendo necessária nenhuma correção.

3.3.7 - Laje Central

3.3.7.1 - Laje apoiada no encontro

3.3.7.1.1 - Características geométricas e de projeto

$$h = 0,15 \text{ m}$$

$$d' = 0,03 \text{ m}$$

$$d = 0,12 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2$$

3.3.7.1.2 - Cálculo na direção l_x

Momento no centro da laje

Os resultados do dimensionamento na direção l_x são:

$$M_d = 31,14 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,02315 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 6,46 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 1,507 \text{ cm}^2$$

$$S = 19,0 \text{ cm}$$

Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,0000608 \text{ m}^4$$

$$x = 0,03345 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gx} = 2,15 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = 18,22 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 10007,08 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 1181,729 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 258876,8 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 30570,55 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 228,30 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

Esta correção, assim como realizada para a longarina, fornece:

$$A_{s \text{ corrigido}} = 14,06 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$S = 8,75 \text{ cm} \cong 8 \text{ cm}$$

Momento no engaste

Os resultados do dimensionamento na direção l_x são:

$$M_d = 81,99 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,07503 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 20,955 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$S = 5,86 \text{ cm} \cong 6 \text{ cm}$$

Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,0001437 \text{ m}^4$$

$$x = 0,052991 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{g_{ye}} = -5,63 \text{ kNm}$$

$$M_{f_{req}} = -47,97 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 17692,74 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 2078,31 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 223732 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 26280,97 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 197,45 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

$$A_{s \text{ corrigido}} = 39,41 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\phi} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$S = 7,97 \text{ cm} \cong 8 \text{ cm}$$

3.3.7.1.3 - Cálculo na direção l_y

Momento no centro da laje

Os resultados do dimensionamento na direção l_y são:

$$M_d = 31,21 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,02321 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 6,483 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 1,507 \text{ cm}^2$$

$$S = 18,97 \text{ cm} \cong 19 \text{ cm}$$

Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,0000610 \text{ m}^4$$

$$x = 0,033492 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gy} = 2,66 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = 18,36 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 10077,23 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 1461,62 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 260285,5 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 37752,22 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 222,53 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

Esta correção, assim como realizada para a longarina, fornece:

$$A_{s \text{ corrigido}} = 13,74 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$S = 8,93 \text{ cm} \cong 9 \text{ cm}$$

Momento no engaste

Os resultados do dimensionamento na direção l_y são:

$$M_d = 67,67 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,05743 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 16,04 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_\emptyset = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$S = 7,65 \text{ cm} \cong 7 \text{ cm}$$

Verificação em Relação a Fadiga

$$I_{II} = 0,00012 \text{ m}^4$$

$$x = 0,048046 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gye} = -6,25 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = -39,93 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 15979,9 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 2501,95 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 239313,7 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 37469,07 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 201,85 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

$$A_{s \text{ corrigido}} = 30,84 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

$$A_\emptyset = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$S = 10,19 \text{ cm} \cong 10 \text{ cm}$$

3.3.7.2 - Laje biengastada

3.3.7.2.1 - Características geométricas e de projeto

$$h = 0,15 \text{ m}$$

$$d' = 0,03 \text{ m}$$

$$d = 0,12 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2$$

3.3.7.2.2 - Direção l_x

Momento no engaste

Os resultados do dimensionamento na direção l_x são:

$$M_d = 54,07 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,04338 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 12,12 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\phi} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$S = 10,15 \text{ cm} \cong 10 \text{ cm}$$

Verificação em Relação à Fadiga

$$I_{II} = 0,0000983 \text{ m}^4$$

$$x = 0,043152 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{g_{ye}} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = -30,90 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 13558,95 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 0 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 241464,9 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 0 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 241,47 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

$$A_{s \text{ corrigido}} = 27,86 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$S = 11,27 \text{ cm} \cong 11 \text{ cm}$$

3.3.7.2.3 - Direção l_y

Momento no engaste

Os resultados do dimensionamento na direção l_y são:

$$M_d = 51,31 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,04075 \text{ m}$$

$$x < x_{34} = 0,628d = 0,07536 \text{ m}$$

(Não necessita de armadura dupla)

$$A_s = 11,385 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$S = 10,80 \text{ cm} \cong 10 \text{ cm}$$

Verificação em Relação à Fadiga

$$I_{II} = 0,0000939 \text{ m}^4$$

$$x = 0,042108 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 10$$

$$M_{gve} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{freq} = -29,32 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 13143,64 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 0 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 243137 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 0 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 243,137 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $f_{sd,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, fazendo com que tenha de ser feita uma correção na área do aço para esta direção.

$$A_{s \text{ corrigido}} = 26,35 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$S = 11,92 \text{ cm} \cong 12 \text{ cm}$$

3.4 - DIMENSIONAMENTO DA CORTINA

O presente projeto é constituído por dois encontros que sustentam a superestrutura da ponte. Para o dimensionamento, o encontro foi dividido em duas partes: cortina e pilar-parede. As cortinas são elementos estruturais transversais colocados na extremidade da ponte que tem como função a de ser suporte para a laje de transição e de retenção parcial dos aterros de acesso. No presente projeto, a

cortina não tem como função o enrijamento transversal da ponte, uma vez que esta já está sendo assumida pela transversina de apoio da ponte.

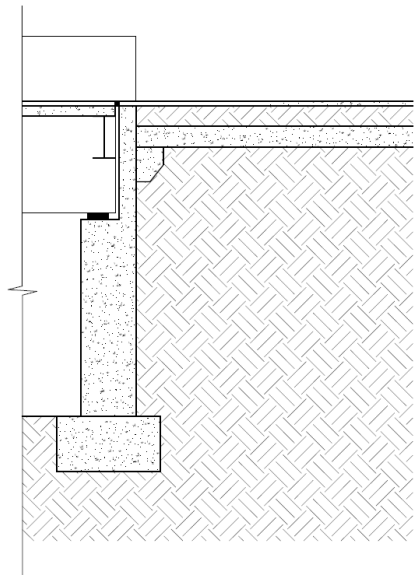


Figura 3.47: Encontro da ponte.

Para o dimensionamento do encontro consideram-se os efeitos das solicitações causados pelas cargas móveis e permanentes, sejam eles efeitos de esforços cortantes ou momento fletor, além das contribuições do empuxo de terra. Desse modo observam-se os esquemas para cálculo da cortinas que são apresentados nos subitens a seguir.

3.4.1 - CARGAS PERMANENTES

As cargas distribuídas são oriundas do peso próprio do encontro, da laje de transição, do aterro e do revestimento asfáltico.

3.4.1.1 - Cargas Distribuídas

Cada região da placa de transição possui 4 metros de largura. Contudo, como a placa de transição é biapoiada, somente metade da carga atua no encontro.

Tabela 3.13: Laje de transição.

Laje de transição		
Área A13 (m ²)	Peso específico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
1,2	25	30
Carga atuante:		15

Tabela 3.14: Aterro.

Aterro		
Área A14 (m ²)	Peso específico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
1,2	18	21,6
Carga Atuante:		10,80

Tabela 3.15: Revestimento asfáltico

Revestimento Asfáltico				
Área A15 (m ²)	L (m)	Volume (m ³)	Peso específico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
0,314	6,83	2,14462	24	6,53
Carga atuante:				3,27

Considerando o adicional de 2 kN/m^2 para possível recapeamento, a carga distribuída adicional é de **3,34 kN/m**.

Tabela 3.16: Cortina.

Cortina		
Área A17 (m ²)	Peso específico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
0,465	25	11,625
Área A18 (m ²)	Peso específico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
0,055	25	1,375
Carga Atuante:		13,00

Conclui-se que o total de carregamento distribuído é de $45,41 \text{ kN/m}$.

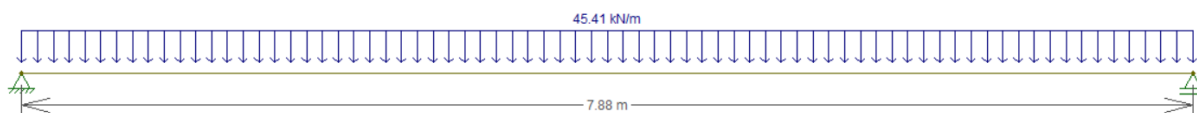


Figura 3.48: Carregamento distribuído sobre a cortina

3.4.2 - CARGA MÓVEL

As cargas móveis podem ocupar qualquer posição na laje de transição. Com o intuito de obter a situação mais desfavorável, o trem-tipo foi colocado sobre o apoio, conferindo a maior sollicitação sobre o mesmo.

Considerando a laje simplesmente apoiada no eixo longitudinal e transversal, pode-se determinar as cargas que atuarão sobre encontro. Nas Figuras 3.49 a 3.51 são mostrados os esquemas longitudinais que determinarão a carga no encontro.

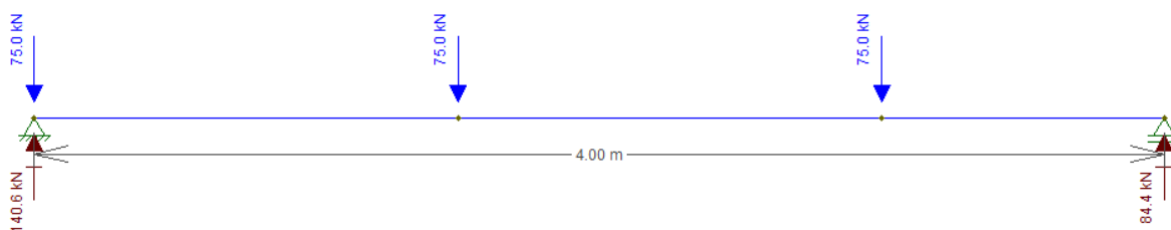


Figura 3.49: Esquema longitudinal referente à carga concentrada.

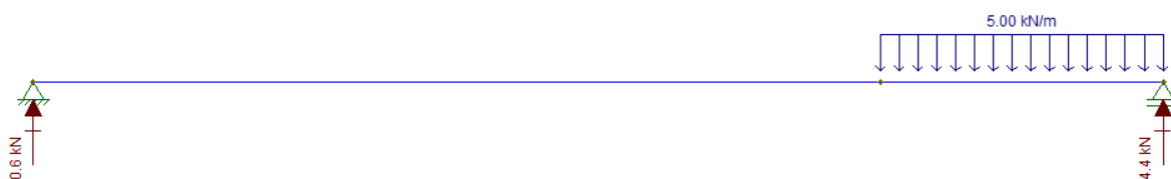


Figura 3.50: Esquema longitudinal referente à carga distribuída na presença da carga concentrada do trem-tipo.

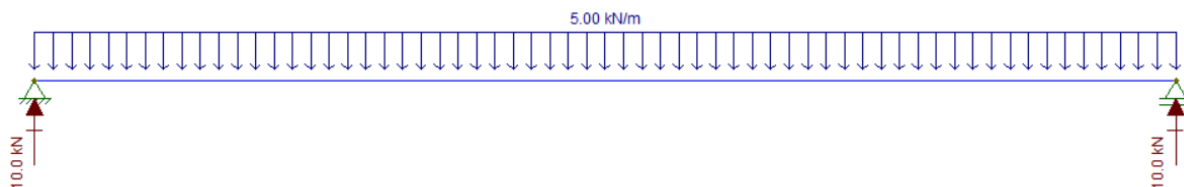


Figura 3.51: Esquema longitudinal referente à carga distribuída na ausência da carga concentrada do trem-tipo.

Desse modo, as cargas que atuarão sobre o encontro serão as reações de apoio mostradas na Figura 3.52.

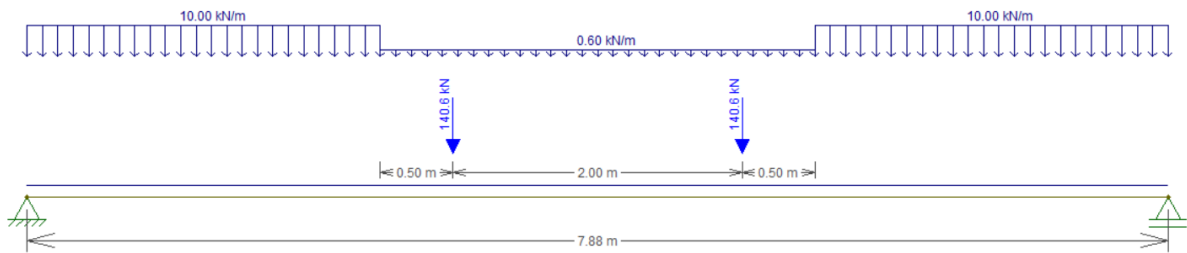


Figura 3.52: Trem-tipo no encontro.

3.4.3 - DIAGRAMA DAS CARGAS PERMANENTES NÃO MAJORADAS

O esquema das solicitações com as reações de apoio e os diagramas de esforço cortante e momento fletor, devido às cargas permanentes, estão representados nas Figuras 3.53 a 3.55.

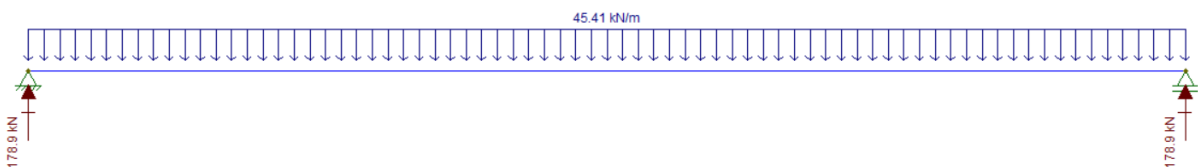


Figura 3.53: Esquema das solicitações das cargas permanentes sobre o encontro com as reações de apoio.

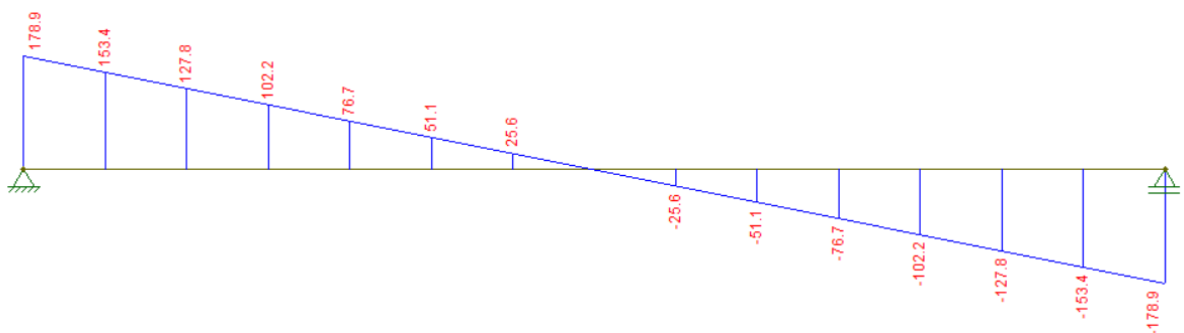


Figura 3.54: Diagrama de esforço cortante devido às cargas permanentes sobre o encontro.

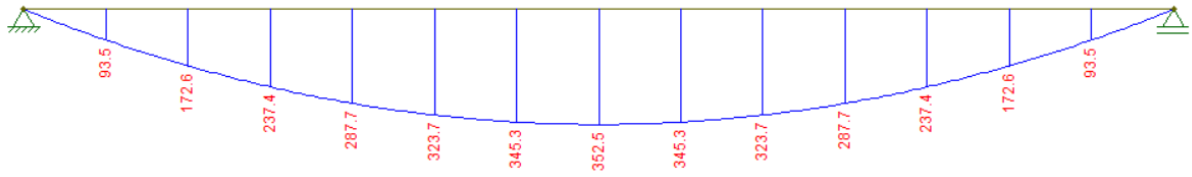


Figura 3.55: Diagrama de momento fletor devido às cargas permanentes sobre o encontro.

3.4.4 - DIAGRAMAS DAS CARGAS MÓVEIS NÃO MAJORADAS

Os diagramas de esforço cortante e momento fletor, devido às cargas móveis, estão representados nas Figuras 3.56 e 3.57.

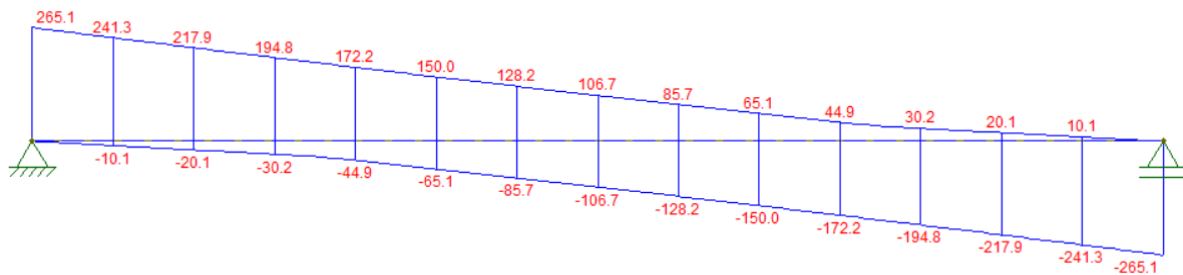


Figura 3.56: Diagrama do esforço cortante devido à carga móvel sobre o encontro

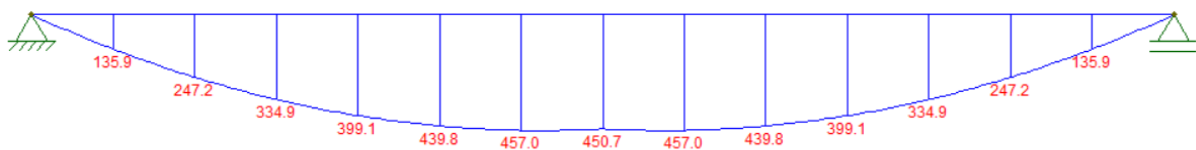


Figura 3.57: Diagrama de momento fletor devido à carga móvel sobre o encontro.

3.4.5 - ENVOLTÓRIAS DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE

Para o cálculo das combinações, o encontro foi dividido em nove seções, como representado na Figura 3.58.



Figura 3.58: Seções da cortina para cálculo das combinações.

As combinações C1 E C2 para o momento fletor e para o esforço cortante das seções definidas mostradas na Figura 3.54 aparecem nas Tabelas 3.17 e 3.18.

Tabela 3.17: Combinação C1 e C2 para cálculo do momento fletor sobre o encontro.

Momento Fletor(kNm)							
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máx.	Min.	Máx.	Min
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	93,50	135,90	0,00	446,35	130,90	408,95	93,50
2	172,60	247,20	0,00	815,44	241,64	746,40	172,60
3	237,40	334,90	0,00	1109,73	332,36	1014,77	237,40
4	287,70	399,10	0,00	1329,17	402,78	1214,09	287,70
5	323,70	439,80	0,00	1474,04	453,18	1344,56	323,70
6	345,30	457,00	0,00	1544,21	483,42	1406,09	345,30
7	352,50	450,70	0,00	1539,66	493,50	1398,66	352,50
8	345,30	457,00	0,00	1544,21	483,42	1406,09	345,30
9	323,70	439,80	0,00	1474,04	453,18	1344,56	323,70
10	287,70	399,10	0,00	1329,17	402,78	1214,09	287,70
11	237,40	334,90	0,00	1109,73	332,36	1014,77	237,40
12	172,60	247,20	0,00	815,44	241,64	746,40	172,60
13	93,50	135,90	0,00	446,35	130,90	408,95	93,50
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 3.18: Combinações C1 e C2 para cálculo do esforço cortante sobre o encontro.

Esforço Cortante (kN)							
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máx.	Min.	Máx.	Min.
0	178,9	265,10	0,00	865,81	250,46	794,2501	178,9
1	153,4	241,30	-10,10	774,87	191,32	713,5056	129,9559
2	127,8	217,90	-20,10	684,71	132,26	633,5895	81,14388
3	102,2	194,80	-30,20	595,25	72,98	554,3698	32,09976
4	76,7	172,20	-44,90	507,09	3,16	476,4106	-27,5219
5	51,1	150,00	-65,10	419,72	-79,57	399,28	-100,01
6	25,6	128,20	-85,70	333,42	-163,09	323,1778	-173,327
7e	0	106,70	-106,70	247,67	-247,67	247,672	-247,672
8	-25,6	85,70	-128,20	163,09	-333,42	173,3268	-323,178
9	-51,1	65,10	-150,00	79,57	-419,72	100,0101	-399,28
10	-76,7	44,90	-172,20	-3,16	-507,09	27,52188	-476,411
11	-102,2	30,20	-194,80	-72,98	-595,25	-32,0998	-554,37
12e	-127,8	20,10	-217,90	-132,26	-684,71	-81,1439	-633,589
13	-153,4	10,10	-241,30	-191,32	-774,87	-129,956	-713,506
14	-178,9	0,00	-265,10	-250,46	-865,81	-178,9	-794,25

3.4.6 - CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

Como características de projeto, adotam-se os seguintes valores para o dimensionamento:

Características de Projeto

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,609 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{dsol} = 1544,21 \text{ kN.m}$$

$$V_{dsol} = 865,81 \text{ kN}$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica do concreto;

f_{cd} = resistência de projeto do concreto;

f_{yk} = resistência característica do aço;

f_{yd} = resistência de projeto do aço;

Já as características geométricas do presente projeto possuem os seguintes valores:

Características Geométricas

$$h = 1,55 \text{ m}$$

$$d = 1,48 \text{ m}$$

$$b_w = 0,3 \text{ m}$$

$$d' = 0,07 \text{ m}$$

Onde:

h = altura do encontro;

b_w = largura do encontro;

d = distância entre o topo da parte comprimida até o centro de gravidade da armadura tracionada;

d' = distância entre o centro de simetria da armadura principal até a face inferior do elemento;

3.4.7 - ARMADURA PARA FLEXÃO

Assim como foi feito para o dimensionamento das armaduras das lajes, a sequência de cálculo para o dimensionamento do encontro é semelhante. Em razão disso apresentam-se os dados e seus respectivos valores para dimensionamento, salvo em casos específicos quando houver alguma mudança ou observação a ser feita, sendo a mesma mencionada quando houver necessidade.

3.4.7.1 - Momento Fletor Positivo

Calculando a posição da linha neutra neste caso, obtém-se $x = 0,3123 \text{ m}$. Sendo $x < x_{34} = 0,9294 \text{ m}$, não há necessidade de armadura dupla.

Portanto, calculando a armadura A_s necessária, tem-se $A_s = 26,21 \text{ cm}^2$. Como um resumo parcial, tem-se que $A_{s,min} = 6,98 \text{ cm}^2$. Para uma bitola $\emptyset = 12,5 \text{ mm}$ e uma área $A_{\emptyset} = 1,23 \text{ cm}^2$, tem-se então um número de barras dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{26,21}{1,227} = 21,36 \text{ barras}$$

Portanto, como a aproximação deve ser feita a favor da segurança, o número de barras a ser utilizado é 22, como resultado parcial.

3.4.7.1.1 - Verificação em Relação a Fadiga.

No entanto, fazendo o dimensionamento por fadiga, item que se tornou determinante em todas as situações até aqui, parte-se com os seguintes dados:

$$x = 0,433914 \text{ m}$$

$$I_{II} = 0,037713 \text{ m}^4$$

$$\alpha_e = 10$$

Da combinação frequente de ações, obtém-se:

$$M_{serv,max} = 350,70 + (0,7 \times 1,658 \times 457)$$

$$M_{serv,max} = 881,0942 \text{ kNm}$$

$$M_{serv,min} = 350,70 + (0,7 \times 1,658 \times 0)$$

$$M_{serv,min} = 350,70 \text{ kNm}$$

Para a primeira iteração, tem-se para a tensão no concreto $\sigma_{c,max} = 10137,43 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{c,min} = 4034,98 \text{ kN/m}^2$. Já para o aço tem-se $\sigma_{s,max} = 244394,15 \text{ kN/m}^2$ e uma $\sigma_{s,min} = 97275,67 \text{ kN/m}^2$. Estes valores levam a $\Delta\sigma_s = 147,12 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado na NBR 6118, $\Delta f_{s,fad,min} = 105 \text{ MPa}$. Neste caso, é necessária uma correção na área do aço dada como se segue:

$$A_{s,corrigido} = \frac{A_{\emptyset} \times n_{barras} \times \Delta\sigma_s}{\Delta f_{s,fad,min}} = \frac{1,227 \times 22 \times 147,12}{105} = 37,82 \text{ cm}^2$$

Após a iteração, a área de aço que suporta este efeito é $A_s = 37,82 \text{ cm}^2$. Para este valor $\Delta\sigma_s = 106,13 \text{ MPa}$, o qual é maior do que o recomendado $\Delta f_{s,fad,min} = 105 \text{ MPa}$. Após as iterações, a área de aço que suporta este efeito é $A_s = 40,212 \text{ cm}^2$. Para este novo valor, os parâmetros da iteração são:

$$x' = 0,509953 \text{ m}$$

$$I_{II} = 0,05110093 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{c,max} = 8792,74 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c,min} = 3499,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{s,max} = 167257,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{s,min} = 66573,21 \text{ kN/m}^2$$

Assim, tomando os valores acima, tem-se que $\Delta\sigma_s = 100,68 \text{ MPa}$, o qual é menor do que o recomendado $\Delta f_{s,fad,min} = 105 \text{ MPa}$, satisfazendo a condição $\Delta\sigma_s \leq \Delta f_{s,fad,min}$.

3.4.7.1.2 - Armadura Positiva

Tem-se que $A_s = 40,212 \text{ cm}^2$; $A_{s,min} = 6,98 \text{ cm}^2$. Para uma bitola $\emptyset = 25 \text{ mm}$ e uma área $A_{\emptyset} = 4,91 \text{ cm}^2$, tem-se então um número de barras $n_{barras} = 8,19 \cong 9$.

3.4.8 - ARMADURA PARA CISALHAMENTO

3.4.8.1 - Esforço Cortante

Para cálculo da armadura de cisalhamento, as seguintes definições devem ser notadas:

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo;

V_{cd} = parte do esforço cortante que é resistido pelo concreto;

V_{wd} = parte do esforço cortante que é resistido pela armadura;

$A_{s,w}$ = área de aço para resistir ao cisalhamento;

S = espaçamento da armadura de cisalhamento.

O dimensionamento foi feito baseado na norma NBR 6118(2014) seguindo o método de cálculo 1. Neste caso, a verificação da biela comprimida de concreto deve ser feita do seguinte modo:

$V_{sd} < V_{Rd2}$ → o cortante máximo atuante não pode ser maior que a resistência da biela;

$V_{sd} < V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$ → o cortante precisa ser combatido em parte pelo concreto e em parte pelo aço.

Considera-se para o cisalhamento as mesmas características de projeto para cálculo dos momentos. Para o esforço cortante tem-se que:

$$\alpha_{v2} = \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right] = 0,9 \quad (35)$$

Assim, usando o modelo 1 para estribos verticais:

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}b_wd \quad (36)$$

$$V_{Rd2} = 1926,64 \text{ kN}$$

Para o cálculo do esforço cortante resistido pelo concreto:

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 2,565 \text{ MPa} \quad (37)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa} \quad (38)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ctm} = 3,334 \text{ MPa} \quad (39)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 1282,482 \text{ kN/m}^2 \quad (40)$$

f_{ctm} = resistência média à tração do concreto;

f_{ctk} = resistência característica do concreto à tração direta;

f_{ctd} = resistência de projeto do concreto à tração direta;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto cujo valor assumido foi de 1,4.

$$V_{cd} = 0,6f_{ctd}b_wd \quad (41)$$

$$V_{cd} = 341,653 \text{ kN}$$

Para cálculo do esforço resistente pela armadura utilizam-se as equações abaixo listadas para cada trecho da viga. Os valores do esforço cortante em cada um dos trechos estão especificados na Tabela 3.18. As equações são:

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} \quad (42)$$

$$\frac{A_{s,w}}{m} = \frac{V_{wd}}{0,9df_{yd}} \quad (43)$$

Foram considerados os maiores valores de cortante para cada seção da cortina, sendo esta dividida em três trechos. Eles estão representados na Figura 3.59 e na Tabela 3.19.

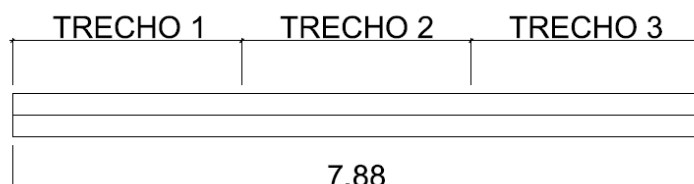


Figura 3.59: Seções da cortina.

Tabela 3.19: Maiores valores de esforço cortante solicitante em cada trecho.

Esforço Cortante (kN)							
Trecho	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máx.	Min.	Máx.	Min
1	178,9	265,10	0,00	865,81	250,46	794,25	178,90
2	51,1	150,00	-65,10	419,72	-79,57	399,28	-100,01
3	-178,9	0,00	-265,10	-250,46	-865,81	-178,90	-794,25

Os valores do esforço cortante para cada trecho estão especificados na Tabela 3.20:

Tabela 3.20: Armadura de cisalhamento devido ao esforço cortante

Trecho	Vd	Vcd	Vwd	As,w (cm ² /m)
1	865,81	341,65	524,16	9,05
2	419,72	341,65	78,07	1,35
3	865,81	341,65	524,16	9,05

3.4.8.1.1 - Verificação em Relação a Fadiga

Para o cálculo da armadura de cisalhamento considerando a fadiga da estrutura, utilizam-se as mesmas três divisões da cortina. Assim, são observados os esforços cortantes máximos $V_{serv,max}$ e mínimos $V_{serv,min}$ para cada trecho e as

tensões máximas $\sigma_{sw,max}$ e mínimas $\sigma_{sw,min}$, a fim de se obter a relação $\Delta\sigma_{sw}$. Estes parâmetros são regidos pelas equações abaixo, respectivamente.

$$V_{serv,max} = V_g + \psi_1 \varphi V_{q,max} \quad (44)$$

$$V_{serv,min} = V_g + \psi_1 \varphi V_{q,min} \quad (45)$$

V_g = esforço cortante devido a carga permanente, sem majoração;

$V_{q,max}$ = esforço cortante máximo devido a carga móvel;

$V_{q,min}$ = esforço cortante mínimo devido a carga móvel.

$$\sigma_{sw,max} = \frac{V_{ser,max} - 0,5V_{cd}}{0,9A_{sw}d} \quad (46)$$

$$\sigma_{sw,min} = \frac{V_{ser,min} - 0,5V_{cd}}{0,9A_{sw}d} \quad (47)$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,max} - \sigma_{sw,min} \quad (48)$$

$\sigma_{sw,max}$ = máxima tensão de cisalhamento do aço;

$\sigma_{sw,min}$ = mínima tensão de cisalhamento do aço.

Considerando as relações acima, para cada trecho da cortina obtém-se os seguintes valores, apresentados na Tabela 3.21.

Tabela 3.21: Armadura de cisalhamento devido à fadiga

Trecho	Vser máx	Vser mín	σ_{sw} máx (MPa)	σ_{sw} mín (MPa)	$\Delta\sigma$ Mpa
1	486,58	178,90	261,91	6,70	255,21
2	225,19	24,46	302,77	0,00	302,77
3	486,58	178,90	261,91	6,70	255,21

No trecho 2 $V_{serv,min} < 0,5V_{cd}$ indicando que há compressão e não tração neste trecho. Portanto, considera-se que $\sigma_{sw,min} = 0$. Além disso, todos os valores

de $\Delta\sigma_{sw}$ estão acima do valor máximo para fadiga ($\Delta f_{s,fad,min} = 85MPa$). Dessa forma, uma nova iteração deve ser feita a fim de corrigir a área de aço usada para combater o cisalhamento.

Para cada trecho essa defasagem é corrigida a fim de se obter a área $\frac{A_{s,w}}{m}$ correta por meio da relação:

$$\frac{A_{s,w}'}{m} = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{s,fad,min}} \frac{A_{s,w}}{m} \quad (49)$$

Com novos valores para $\frac{A_{s,w}}{m}$, obtém-se novos valores de $\sigma_{sw,max}$ e $\sigma_{sw,min}$. Estes estão apresentados na Tabela 3.22.

Tabela 3.22: Armadura corrigida em relação à fadiga.

Trecho	A'sw/m	σ_{sw} máx (MPa)	σ_{sw} mín (MPa)	$\Delta\sigma$ Mpa
1	27,17	87,23	2,23	85
2	4,80	85,00	0,00	85
3	27,17	87,23	2,23	85

3.4.8.1.2 - Armadura de Cisalhamento

Como as armaduras $\frac{A_{s,w}'}{m}$ considerando a fadiga são maiores após a iteração utilizam-se os dados da Tabela 3.22 para cálculo dos espaçamentos.

$$S = \frac{2A_{\emptyset}}{A_{s,w}} \quad (50)$$

Para a aproximação do espaçamento da armadura de cisalhamento, nota-se que o arredondamento é feito para baixo, sendo o inverso do cálculo do número de barras. Ambas as aproximações são feitas deste modo para ficarem a favor da segurança.

Para a Tabela 3.22 foram considerados os seguintes parâmetros:

Taxa de armadura mínima:

$$\rho_{w,min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,1026\% \quad (51)$$

Espaçamento máximo pelo critério de espaçamento:

$$V_{sd} < 0,67V_{Rd2} \rightarrow S_{max} = 0,6d < 300 \text{ mm } (888 \text{ mm } > 300\text{mm}) \rightarrow S_{max} = 300 \text{ mm}$$

$$V_{sd} > 0,67V_{Rd2} = 0,3d < 200 \text{ mm } (444 \text{ mm } > 200\text{mm}) \rightarrow S_{max} = 200 \text{ mm}$$

Espaçamento máximo calculado pela taxa, para bitola $\phi = 12,5 \text{ mm}$ e área $A_{\phi} = 1,227 \text{ cm}^2$:

$$S_{max} = \frac{2A_{\phi}}{\rho_{w,min}b_w} \quad (52)$$

$$S_{max} = 79,73 \text{ cm}$$

Comparando com os valores obtidos, o S_{max} é dado por 20 cm ou 30 cm , dependendo da relação entre V_{sd} e V_{Rd2} , conforme mostra a Tabela 3.23:

Tabela 3.23: Espaçamento máximo de cada trecho da cortina.

Trecho	V_{sd}/V_{Rd2}	$S_{max}(\text{cm})$
1	0,45	30
2	0,22	30
3	0,45	30

Assim, para cada trecho têm-se os seguintes espaçamentos mostrados na Tabela 3.24:

Tabela 3.24: Espaçamento da armadura de cisalhamento para a cortina.

Trecho	S _{calc} (cm)	S _{real} (cm)
1	9,03	9
2	51,11	30
3	9,03	9

3.4.9 - EMPUXO DE TERRA SOBRE A CORTINA

A ação proveniente do maciço terroso provoca um empuxo de terra nas obras em contato. A NBR 7187 (2003) permite que se considere, para efeito de cálculo do empuxo, que o solo não tenha coesão e que não exista atrito entre o terreno e a estrutura, desde que tal consideração seja a favor da segurança. Além disso, permite que se considere apenas o empuxo ativo, pois esta é a situação mais desfavorável. O empuxo passivo só é levado em conta se houver garantia de que ele atue em toda vida útil da obra.

A sobrecarga que provoca um empuxo adicional é proveniente da carga móvel que está sobre a laje de acesso. Este empuxo é transferido como carregamento uniformemente distribuído, cujo valor pode ser estimado transformando o peso do trem-tipo em um carregamento equivalente uniformemente distribuído, o qual deve ser composto com a carga de multidão.

3.4.9.1 - Cálculo do empuxo de Terra sobre a Cortina

Pressão devida ao empuxo de terra

$$P_{emp.terra} = K_a \times \gamma \times H^{cortina} \quad (53)$$

Sendo K_a o coeficiente de empuxo ativo, que transforma uma pressão vertical em uma pressão horizontal.

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (54)$$

Sendo φ o ângulo de atrito interno do solo. A favor da segurança, considera-se sempre $\varphi = 30^\circ$ (material granular – areia). Com isso, o valor de K_a é igual a $\frac{1}{3}$.

γ = peso específico do solo, aproximadamente 18 kN/m^3 .

$H^{cortina}$ = altura da cortina

$C^{cortina}$ = comprimento da cortina

Tem-se então:

$$P_{emp.terra} = \frac{1}{3} \times 18 \times 1,55 = 9,3 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{terra} = P_{emp.terra} \times \left(\frac{H^{cortina}}{2} \right) \times C^{cortina}$$

$$E_{terra} = 9,3 \times \left(\frac{1,55}{2} \right) \times 7,88$$

$$E_{terra} = 56,79 \text{ kN}$$

3.4.9.2 - Cálculo do empuxo de sobrecarga nas Cortinas

A sobrecarga que provoca os empuxos de sobrecarga nas cortinas será constituída pelos pesos do trem tipo e ou cargas de multidão de veículos sobre o aterro de acesso.

Carga vertical sobre a laje de acesso:

$$P_{laje} = P_{trem-tipo} + (C - 3,0) \times L \times p' \quad (55)$$

Onde:

$P_{trem-tipo}$ = carga concentrada do trem-tipo;

p' = carga de multidão do trem-tipo;

L = largura da laje de transição;

C = comprimento da laje de transição.

$$P_{laje} = 450 + [(7,88 - 3,0) \times 4 \times 5]$$

$$P_{laje} = 547,6 \text{ kN}$$

Portando a sobrecarga na cortina é dada por:

$$q^{sob} = \frac{P}{L \times C} \quad (56)$$

$$q^{sob} = \frac{547,6}{(7,88 \times 4)} = 17,37 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo da pressão de sobrecarga ($P_{emp.sob}$)

$$P_{emp.sob} = K_a \times q^{sob} \quad (57)$$

$$P_{emp.sob} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 17,37 = 5,79 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo do empuxo de sobrecarga (E_{sob})

$$E_{sob} = P_{emp.sob} \times C^{cortina} \times H^{cortina}$$

$$E_{sob} = 5,79 \times 7,88 \times 1,55$$

$$E_{sob} = 70,72 \text{ kN}$$

Carga total sobre a cortina

A carga total a ser aplicada na cortina é:

Devido ao empuxo de terra: $9,3 \text{ kN/m}^2$

Majorada: $1,4 \times 9,3 = 13,02 \text{ kN/m}^2$

Devido à sobrecarga: $5,79 \text{ kN/m}^2$

Majorada: $1,4 \times 5,79 = 8,11 \text{ kN/m}^2$

3.4.9.3 - Modelo Numérico da Cortina

O cálculo e a modelagem da cortina serão feitos de forma simplificada, visto que considerar todas as hipóteses de carregamento demandariam um modelo numérico tridimensional apoiado em bases elásticas. Por isso, para cálculo foi considerada a cortina como uma viga engastada na base e livre no topo. A cortina foi carregada pelo empuxo de terra lateral e o empuxo provocado pelo trem-tipo sobre a laje de transição.

A cortina foi modelada como uma viga de 0,30 m de altura e largura unitária; portanto, a área de aço encontrada será distribuída por metro de viga.

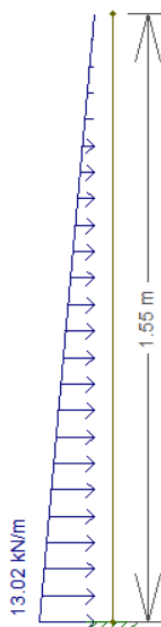


Figura 3.60: Carga majorada devido ao empuxo da terra.

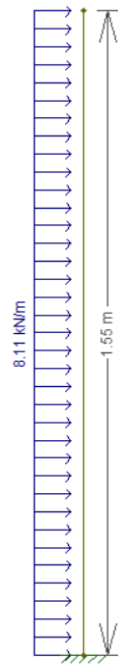


Figura 3.61: Carga majorada devido à sobrecarga.

O momento total sobre a cortina é dado pelo somatório do momento gerado pela carga de empuxo e sobrecarga na viga. As figuras abaixo apresentam o momento máximo gerado sobre a cortina.



Figura 3.62: Diagrama de momento gerado pelo empuxo de terra sobre a cortina

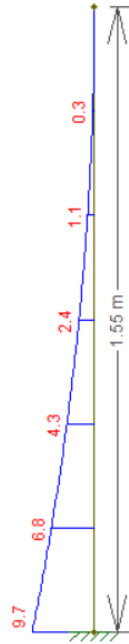


Figura 3.63: Diagrama de momento gerado pela sobrecarga na cortina.

$$M_{total} = M_{terra} + M_{sobrecarga}$$

$$M_{total} = 5,2 + 9,7 = 14,9 \text{ kNm/m}$$

3.4.9.4 - Armadura de flexão

Para o momento máximo acima correspondido, têm-se as seguintes características de projeto e geométricas:

Características de Projeto

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,609 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{dsol} = 14,9 \text{ kNm/m}$$

Características Geométricas

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$d = 0,26 \text{ m}$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$d' = 0,04 \text{ m}$$

Calculando a posição da linha neutra obtém-se $x = 0,004754 \text{ m}$. Sendo $x < x_{34} = 0,1633 \text{ m}$, não há necessidade de armadura dupla.

Portanto, calculando a armadura A_s necessária, tem-se $A_s = 1,328 \text{ cm}^2/\text{m}$, $A_{s,min} = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para uma bitola de $\phi = 10 \text{ mm}$ e uma área $A_\phi = 0,78539 \text{ cm}^2$, tem-se então um espaçamento de $S(\text{cm}) = 17,453 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$.

3.5 - CONSOLO

Segundo a NBR 6118 (2014) são considerados consolos os elementos em balanço nos quais a distância (a) da carga aplicada à face do apoio é menor ou igual à altura útil (d) do consolo, assim:

Consolo curto: $0,5d \leq a \leq d$;

Consolo muito curto: $a < 0,5d$;

Viga em balanço: $a > d$.

Neste projeto, o consolo pertencente ao encontro foi classificado como do tipo muito curto.

3.5.1 - Carregamento sobre o consolo

Carga da laje de transição:

$$q = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

Carga móvel:

$$P = \frac{450}{7,88 \times 4} = 14,28 \text{ kN/m}^2$$

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

A carga sobre o consolo é dada por:

$$q_{cons} = [q + \varphi'(P + p)](L/2) \quad (58)$$

$$q_{cons} = [7,5 + 1,658(14,28 + 5)](4/2)$$

$$q_{cons} = 78,94 \text{ kN/m}$$

3.5.2 - Características geométricas e de projeto

$$a = 0,10 \text{ m}$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$d' = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2$$

A equação para determinação da área de aço a ser usada para suportar a carga do consolo é obtida considerando o modelo de bielas e tirantes mostrada a seguir:

$$A_s = \frac{1,75 \times q_{cons} \times a}{0,8 \times d \times f_{yd}} \quad (59)$$

$$A_s = \frac{1,75 \times 78,94 \times 0,1}{0,8 \times 0,25 \times 434782,61}$$

$$A_s = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, calculando a armadura A_s necessária, tem-se $A_s = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para uma bitola de $\varnothing = 10 \text{ mm}$ e uma área $A_{\varnothing} = 0,7854 \text{ cm}^2$, tem-se então um espaçamento de $S_{calc} = 49,45 \text{ cm}$. Utiliza-se $S_{real} = 10 \text{ cm}$ para que a distribuição das cargas atuantes ocorra de forma mais homogênea no interior do consolo.

Os consoles curtos e muito curtos devem apresentar uma armadura de costura mínima igual a 40% da armadura do tirante. Neste caso, a armadura de costura é igual a $0,64 \text{ cm}^2/\text{m}$, o que resultará em 5 barras de 8 mm a cada 20 cm.

Realizando a verificação da tensão de compressão no concreto:

$$\tau_d = \frac{1,4 \times q_{cons}}{a \times d} \leq 0,18 \times f_{cd} \quad (60)$$

$$\tau_d = \frac{1,4 \times 78,94}{0,1 \times 0,25} \leq 0,18 \times 17857,143$$

$$\tau_d = 4420,64 > 3214,29$$

Como podemos analisar, a tensão de compressão no concreto é maior do que a estabelecida pela norma. Neste caso, faz-se necessário alterar as dimensões do consolo.

$$a = 0,20 \text{ m}$$

$$d = 0,45 \text{ m}$$

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$d' = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2$$

Calculando a armadura A_s necessária, tem-se $A_s = 1,76 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para uma bitola de $\varnothing = 10 \text{ mm}$ e uma área $A_\varnothing = 0,7854 \text{ cm}^2$, tem-se então um espaçamento de $S_{calc} = 44,63 \text{ cm}$. Utiliza-se $S_{real} = 10 \text{ cm}$ para que a distribuição das cargas atuantes ocorra de forma mais homogênea no interior do consolo.

Armadura de costura é igual a $0,704 \text{ cm}^2/\text{m}$, o que resultará em 3 barras de 8 mm a cada 20 cm.

Realizando a verificação da tensão de compressão no concreto:

$$\tau_d = \frac{1,4 \times q_{cons}}{a \times d} \leq 0,18 \times f_{cd}$$

$$\tau_d = \frac{1,4 \times 78,94}{0,2 \times 0,45} \leq 0,18 \times 17857,143$$

$$\tau_d = 1227,95 \text{ kN/m}^2 < 3214,29 \text{ kN/m}^2$$

3.6 - DIMENSIONAMENTO DA ALA

Para o dimensionamento da ala considera-se o efeito da solicitação do seu peso próprio conforme indicado na Tabela 3.25. O esquema das solicitações sobre a ala, bem como o gráfico de esforço cortante e momento fletor estão representados nas Figuras 3.64 a 3.66:

Tabela 3.25: Solicitação sobre a ala.

Ala		
Área (m ²)	Peso específico (kN/m ³)	Carga Distribuída (kN/m)
2,275	25	56,88

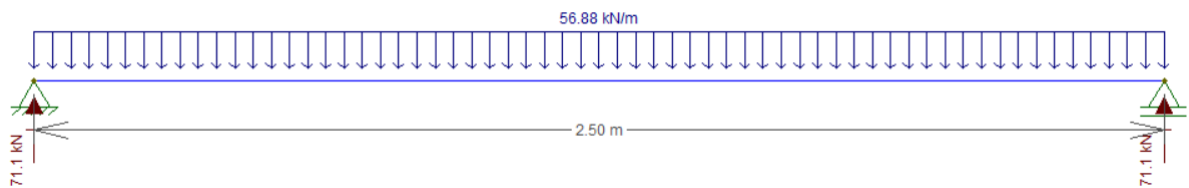


Figura 3.64: Esquema das solicitações das cargas permanentes sobre a ala com as reações de apoio.

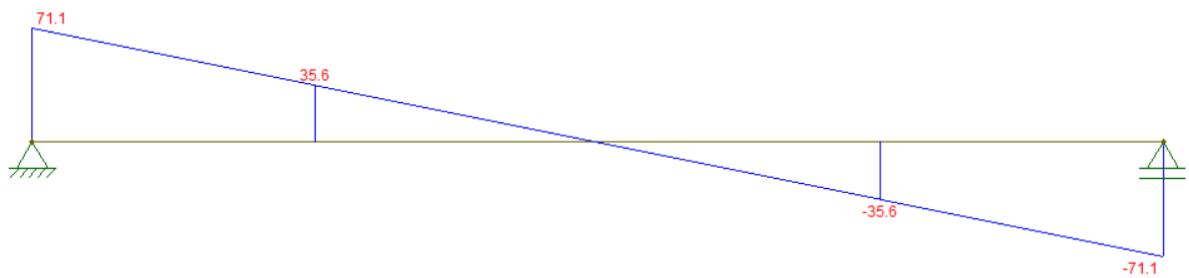


Figura 3.65: Diagrama de esforço cortante devido às cargas permanentes sobre a ala.

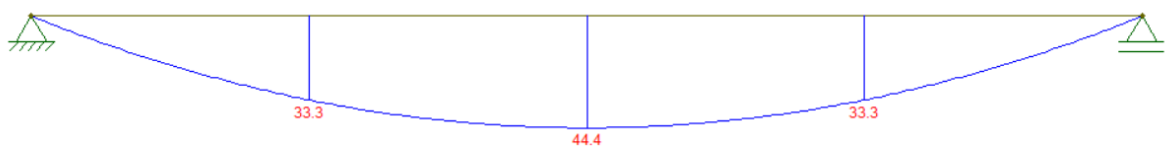


Figura 3.66: Diagrama de momento fletor devido às cargas permanentes sobre a cortina.

3.6.1 - ENVOLTÓRIA DO MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE

Para o cálculo das combinações, a ala foi dividida em quatro seções, como representada na Figura 3.67:



Figura 3.67: Divisão da ala em seções.

As combinações C1 e C2 para momento fletor e esforço cortante das seções definidas mostradas na figura acima aparecem nas Tabelas 3.26 e 3.27, respectivamente.

Tabela 3.26: Combinações C1 e C2 para cálculo do momento fletor sobre a ala.

Momento Fletor (kNm)			
Seção	Carga Permanente	Envoltória (C1)	Envoltória (C2)
0	0	0,00	0,00
1	33,3	46,62	33,30
2	44,4	62,16	44,40
3	33,3	46,62	33,30
4	0	0,00	0,00

Tabela 3.27: Combinação C1 e C2 para cálculo do esforço cortante sobre a ala.

Esforço Cortante (kN)			
Seção	Carga Permanente	Envoltória (C1)	Envoltória (C2)
0	71,1	99,54	71,10
1	35,6	49,84	35,60
2	0	0,00	0,00
3	-35,6	-49,84	-35,60
4	-71,1	-99,54	-71,10

Assim como foi feito para o dimensionamento da cortina, a sequência de cálculo para o dimensionamento da ala é semelhante. Em razão disso, mostra-se de forma direta para a descrição dos parâmetros para ala, dada as características de projeto e geométricas.

3.6.2 - CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

Como características de projeto, adotam-se os seguintes valores para o dimensionamento:

Características de Projeto

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,609 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{dsol} = 62,12 \text{ kN.m}$$

$$V_{dsol} = 865,81 \text{ kN}$$

Já as características geométricas do presente projeto possuem os seguintes valores:

Características Geométricas

$$h = 4,50 \text{ m}$$

$$d = 4,43 \text{ m}$$

$$b_w = 0,5 \text{ m}$$

$$d' = 0,07 \text{ m}$$

3.6.3 - ARMADURA PARA FLEXÃO

3.6.3.1 - Momento Fletor Positivo

Calculando a posição da linha neutra neste caso, obtém-se $x = 0,00231 \text{ m}$. Sendo $x < x_{34} = 2,782 \text{ m}$, não há necessidade de armadura dupla.

Portanto, calculando a armadura A_s necessária, tem-se $A_s = 0,322 \text{ cm}^2$. Como um resumo parcial, tem-se que $A_{s,min} = 33,75 \text{ cm}^2$. Para uma bitola $\phi = 12,5 \text{ mm}$ e uma área $A_\phi = 1,23 \text{ cm}^2$, tem-se então um número de barras dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_{smin}}{A_\phi} = \frac{33,75}{1,227} = 27,51 \text{ barras}$$

Portanto, como a aproximação deve ser feita a favor da segurança, o número de barras $n_{barras} = 27,51 \cong 28$ e com $S = 3,63 \cong 3 \text{ cm}$.

3.6.4 - ARMADURA PARA CISALHAMENTO

3.6.4.1 - Esforço Cortante

Foram considerados os maiores valores de cortante para cada seção da ala, sendo esta dividida em quatro trechos. Eles estão representados na Figura 3.68.

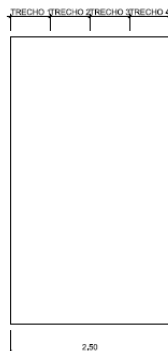


Figura 3.68: Divisão da ala em seções.

O dimensionamento foi feito baseado na norma NBR 6118 (2014) seguindo o método de cálculo 1. Neste caso, a verificação da biela comprimida de concreto deve ser feita do seguinte modo:

Considera-se para o cisalhamento as mesmas características de projeto para cálculo dos momentos.

Tem-se que: $\alpha_{V2} = \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right] = 0,9$

Assim, usando o modelo 1 para estribos verticais:

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}b_wd$$

$$V_{Rd2} = 9611,52 \text{ kN}$$

Para o cálculo do esforço cortante resistido pelo concreto:

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 2,565 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ctm} = 3,334 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 1282,482 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{cd} = 0,6f_{ctd}b_wd$$

$$V_{cd} = 1704,42 \text{ kN}$$

Para cálculo do esforço resistente pela armadura utilizam-se as equações abaixo listadas para cada trecho da ala. Os valores do esforço cortante em cada um dos trechos estão especificados na Tabela 3.28. As equações são:

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$\frac{A_{s,w}}{m} = \frac{V_{wd}}{0,9df_{yd}}$$

Tabela 3.28: Esforço cortante em cada trecho da ala.

Esforço Cortante (kN)			
Trecho	Carga Permanente	Envoltória (C1)	Envoltória (C2)
1	71,1	99,54	71,10
2	35,6	49,84	35,60
3	-35,6	-49,84	-35,60
4	-71,1	-99,54	-71,10

Os valores do esforços resistentes da armadura para cada trecho estão especificados na Tabela 3.29:

Tabela 3.29: Armadura de cisalhamento devido ao esforço cortante.

Trecho	Vd	Vcd	Vwd	As,w (cm ² /m)
1	99,54	1704,42	0,00	0,00
2	49,84	1704,42	0,00	0,00
3	49,84	1704,42	0,00	0,00
4	99,84	1704,42	0,00	0,00

A partir dos valores obtidos pode-se provar que não é necessária armadura de cisalhamento na ala, uma vez que $V_{cd} > V_d$.

3.6.5 - EMPUXO NA ALA

Com base nos dados do solo já vistos no item anterior e tendo como dado de projeto $h = 4,50 \text{ m}$ calcula-se a carga de empuxo.

$$P_{emp.terra} = K_a \times \gamma \times H^{aba}$$

Onde:

$$H^{aba} = \text{altura da aba}$$

$$P_{emp.terra} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 18 \times 4,50$$

$$P_{emp.terra} = 27 \text{ kN/m}^2$$

O momento referente ao empuxo é de:

$$M = 27 \times \left(\frac{2,5^2}{2} \right) = 84,38 \text{ kNm/m}$$

3.6.5.1 - Modelo Numérico da Ala

O cálculo e a modelagem da aba serão feitos de forma simplificada. Para cálculo foi considerada a aba como uma laje engastada na lateral em contato com a cortina e na base, sendo os outros dois lados livres. A aba foi carregada pelo empuxo de terra lateral. Devido a falta de informações na literatura sobre este tipo de vinculação para laje, a aba foi modelada como duas vigas engastadas de 0,30 m de espessura e largura unitária, sendo que área de aço encontrada será distribuída por metro de viga.

A ala possui como maior dimensão (l_y) 4,50 m e como menor dimensão (l_x) 2,50 metros. Portanto, tem-se a seguinte relação:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,50}{2,50} = 1,80$$

Como $\lambda < 2$, pode-se concluir que a laje é armada nas duas direções (l_x e l_y).

O carregamento foi majorado pelo coeficiente previsto pela norma NBR 6118/2003, cujo valor é 1,4. O carregamento sobre a estrutura está representado nas Figuras 3.69 e 3.70, enquanto os diagramas de momentos fletors estão representados nas Figuras 3.71 e 3.72.

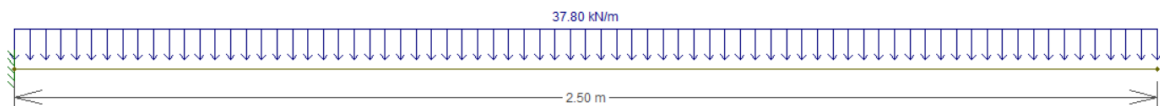


Figura 3.69: Carga majorada gerada pela força do empuxo de terra sobre a direção l_x da ala.

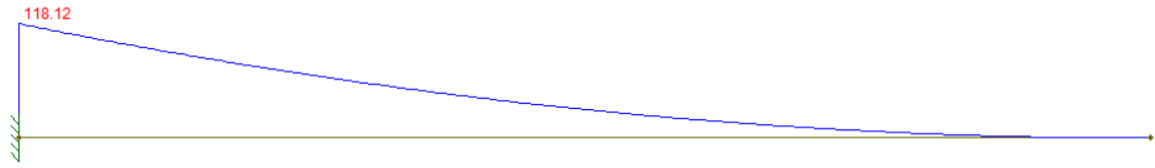


Figura 3.70: Diagrama de momento gerado pela força do empuxo de terra sobre a direção l_x da ala.

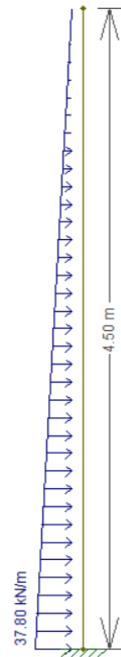


Figura 3.71: Carga majorada gerada pela força do empuxo de terra sobre a direção l_y da ala



Figura 3.72: Diagrama de momento gerado pela força do empuxo de terra sobre a direção l_y da ala.

3.6.6 - ARMADURA DE FLEXÃO

3.6.6.1 - Direção l_x

Para o momento máximo acima correspondido, têm-se as seguintes características de projeto e geométricas:

Características de Projeto

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,609 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{dsol} = 118,12 \text{ kNm/m}$$

Características Geométricas

$$h = 0,5 \text{ m}$$

$$d = 0,46 \text{ m}$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$d' = 0,04 \text{ m}$$

Calculando a posição da linha neutra obtém-se $x = 0,0215 \text{ m}$. Sendo $x < x_{34} = 0,2888 \text{ m}$, não há necessidade de armadura dupla.

Portanto, calculando a armadura A_s necessária, tem-se $A_s = 27,09 \text{ cm}^2$. Como um resumo parcial, tem-se que $A_{s,min} = 33,75 \text{ cm}^2$. Para uma bitola de $\varnothing = 25 \text{ mm}$ e uma área $A_\varnothing = 4,91 \text{ cm}^2$, tem-se então um espaçamento de $S(\text{cm}) = 14,55 \cong 14 \text{ cm}$.

3.6.6.2 - Direção l_y

As características de projeto bem como as geométricas valem para o cálculo da armadura de flexão na direção l_y . O máximo momento de flexão nesta direção corresponde a $127,6 \text{ kNm/m}$.

Calculando a posição da linha neutra obtém-se $x = 0,0233 \text{ m}$. Sendo $x < x_{34} = 0,2888 \text{ m}$, não há necessidade de armadura dupla.

Portanto, calculando a armadura A_s necessária, tem-se $A_s = 16,28 \text{ cm}^2$. Como um resumo parcial, tem-se que $A_{s,min} = 18,75 \text{ cm}^2$. Para uma bitola de $\varnothing = 25 \text{ mm}$ e uma área $A_\varnothing = 4,91 \text{ cm}^2$, tem-se então um espaçamento de $S(\text{cm}) = 26,18 \cong 20 \text{ cm}$.

CAPÍTULO IV

4. MESOESTRUTURA

4.1 - DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

A mesoestrutura das pontes é constituída pelos pilares. Estes tem a função de transmitir os esforços da superestrutura para a infraestrutura.

4.1.1 - CARREGAMENTO

Os esforços que podem atuar sobre os pilares são:

Verticais

- Reação do carregamento permanente sobre a superestrutura;
- Reação da carga móvel sobre a superestrutura;
- Peso próprio do pilar-parede

Horizontais

- **Longitudinais**
 - ✓ Frenagem ou aceleração da carga móvel sobre o tabuleiro;
 - ✓ Empuxo de terra e sobrecarga das cortinas.
- **Transversais**
 - ✓ Vento incidente na superestrutura.

Para o caso dos esforços verticais:

Peso Próprio: $PP = (2,95 \times 7,88 \times 0,5) \times 25 = 290,58 \text{ kN}$

Carga Permanente: $CP_{\text{ponte}} = 221,34 \times 3 = 664,02 \text{ kN}$

$$CP_{\text{laje de transição}} = 178,90 \times 2 = 357,8 \text{ kN}$$

$$CP_{\text{total}} = \mathbf{1021,82 \text{ kN}}$$

Carga Móvel: $CM = 437,2 \times 3 = \mathbf{1311,6 \text{ kN}}$

Dadas estas cargas, tem-se a seguinte combinação:

$$C = 1,4 (PP + CP) + 1,4 \times 1,658 \times CM$$

$$C = 1,4(290,58 + 1021,82) + 1,4 \times 1,658 \times (1311,6)$$

$$C = 4881,84 \text{ kN}$$

$$C = \frac{4881,84}{7,88} = \mathbf{619,52 \text{ kN/m}}$$

Frenagem e Aceleração:

Segundo a NBR 7187 (2003), nas pontes rodoviárias, a força longitudinal provocada pela frenagem ou à aceleração dos veículos deve ser considerada aplicada na superfície de rolamento e igual ao maior dos seguintes valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo.

$$F_{fren.múltidão} = 5\% \times p \times S \tag{61}$$

$$F_{fren.veículo-tipo} = 30\% \times P \tag{62}$$

Onde:

$F_{fren.múltidão}$ e $F_{fren.veículo-tipo}$ são, respectivamente, as forças de frenagem e aceleração da multidão e do veículo-tipo, em kN;

p é o carregamento móvel de multidão de veículos no tabuleiro, em kN/m²;

S é a área em planta do tabuleiro da ponte excluído os passeios, em m².

P é a carga total do veículo-tipo não minorada do coeficiente de impacto vertical.

A partir das equações acima, tem-se que:

$$F_{fren.multidão} = 5\% \times 5 \times (6,8 \times 15,10) = 25,67 \text{ kN}$$

$$F_{fren.veículo-tipo} = 30\% \times P = 135 \text{ kN}$$

Conforme calculado anteriormente, o empuxo de terra e sobrecargas na cortina é dado por:

Empuxo de terra na cortina

Conforme calculado anteriormente, o empuxo de terra sobre a cortina é dado por:

$$E_{terra} = 56,79 \text{ kN}$$

Empuxo devido às sobrecargas nas cortinas:

$$E_{sob} = 70,72 \text{ kN}$$

Atrito nos apoios

O atrito entre o topo dos pilares e os aparelhos de apoio provocam solicitações horizontais nos primeiros. A força horizontal no aparelho de apoio está relacionada com a força vertical proveniente do tabuleiro da seguinte forma:

$$H = f \cdot N \quad (63)$$

Onde:

H é a força horizontal longitudinal devido ao atrito nos apoios, em kN;

f é o coeficiente de atrito no aparelho de apoio;

N é a reação vertical de carga permanente + carga móvel sem o coeficiente de impacto, em kN.

O coeficiente de atrito é característico para cada tipo de aparelho de apoio, sendo assim, para aparelhos do tipo rolamento (em geral metálicos) adota-se o coeficiente f igual a 3%. Já para aparelhos de apoio tipo deslizamento, a

transferência de força horizontal é maior do que para os similares do tipo rolamento, variando nos casos de aparelhos de neoprene entre 4% e 4,5%.

Segundo dados acima, tem-se que:

$$H = 93,33 \text{ kN}$$

Quanto aos esforços longitudinais, tem-se que:

$$F_{ld} = H + (1,4 E_{terra}) + 1,4 \times 1,658 (E_{sob} + F)$$

$$F_{ld} = 93,33 + (1,4 \times 56,79) + 1,4 \times 1,658 (70,72 + 135)$$

$$F_{ld} = \frac{650}{2,95} = 222,45 \text{ kN/m}$$

Para as horizontais transversais, devem-se considerar as seguintes solicitações:

Ação do Vento

A pressão do vento sobre a ponte deve ser considerada agindo horizontalmente em direção normal ao eixo da ponte, devendo apresentar os seguintes valores:

Ponte descarregada:

$$P_{vento} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Ponte carregada:

$$P_{vento} = 1 \text{ kN/m}^2$$

A superfície de incidência a ser considerada é a projeção da estrutura no plano normal à direção do vento acrescida, no caso da ponte carregada, de uma faixa limitada superiormente por uma paralela ao estrado e distante 2 metros da superfície de rolamento.

Ponte descarregada:

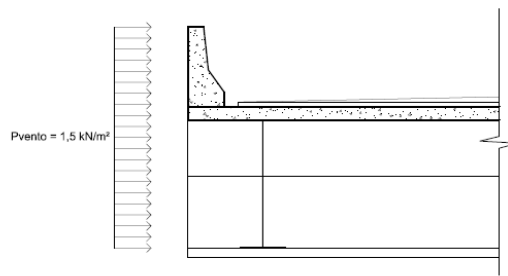


Figura 4.1: Ação do vento sobre a ponte descarregada.

$$F_{vento} = P_{vento} \times (H_{guarda-rodas} + H_{viga}) \times L_{ponte}$$

$$F_{vento} = 1,5 \times (0,87 + 1,4) \times 15,10$$

$$F_{vento} = 51,42 \text{ kN}$$

Ponte carregada:

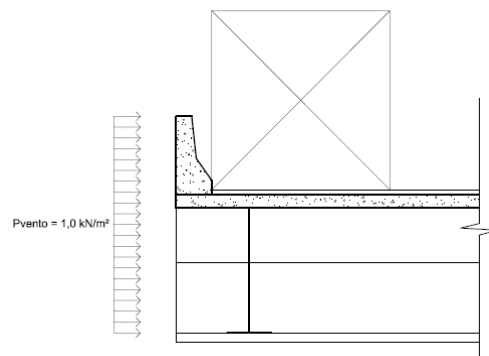


Figura 4.2: Ação do vento sobre ponte carregada

$$F_{vento} = P_{vento} \times (H_{viga} + e_{pavimentação} + 2,0) \times L_{ponte}$$

$$F_{vento} = 1,0 \times (1,4 + 0,15 + 2) \times 15,10$$

$$F_{vento} = 53,61 \text{ kN}$$

Dessa forma, para as cargas transversais tem-se:

$$F_{td} = F_{vento} \times 1,4$$

$$F_{td} = \frac{75,05}{2,95} = 25,44 \text{ kN/m}$$

4.1.2 - CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

Como características de projeto, adotam-se os seguintes valores para o dimensionamento:

Características de Projeto

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,143 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434782,609 \text{ kN/m}^2$$

Já as características geométricas do presente projeto possuem os seguintes valores:

Características Geométricas

$$h = 4,50 \text{ m}$$

$$d = 4,43 \text{ m}$$

$$b_w = 0,5 \text{ m}$$

$$d' = 0,07 \text{ m}$$

4.1.3 - CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES

Índice de esbeltez

Segundo a NBR 6118 (2014), o índice de esbeltez do pilar-parede é dado por:

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} \quad (64)$$

Onde, para cada lâmina:

l_{ei} é o comprimento equivalente;

h_i é a espessura.

O valor de l_{ei} depende dos vínculos de cada uma das extremidades verticais da lâmina. Devido à ausência de um vínculo igual ao do projeto, considerou-se o caso mais desfavorável indicado pela norma ($l_{ei} = l$).

Determina-se o índice de esbeltez de cada lâmina do pilar-parede de modo que:

Lâmina (seção transversal)

$$\lambda_t = 3,46 \frac{(2,95)}{(0,8)}$$

$$\lambda_t = 12,76$$

Lâmina (seção longitudinal)

$$\lambda_l = 3,46 \frac{(2,95)}{(7,88)}$$

$$\lambda_l = 1,29$$

Como $\lambda_t < 35$ e $\lambda_l < 35$, o pilar é classificado como curto. Segundo a NBR 6118 (2014), os efeitos de segunda ordem de pilares-parede podem ser desprezados se para cada uma das lâminas $\lambda_i < 35$.

4.1.4 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO

$$N_d = 619,52 \text{ kN/m}$$

Determinação do Momento solicitante:

$$M_x = 25,44 \times 2,95 = 75,05 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 222,03 \times 2,95 = 655 \text{ kNm/m}$$

Determinação da excentricidade de primeira ordem:

No eixo x o esforço normal N está aplicado a 0,15 m de distância do C.G da peça. Portanto, deve-se adicionar uma distância a à excentricidade de primeira ordem.

$$e_x = M_x / N_d = \frac{75,05}{619,52} = 0,121 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 0,271 \text{ m}$$

$$e_y = M_y / N_d = \frac{655}{619,52} = 1,057 \text{ m}$$

Momento fletor mínimo:

O efeito das imperfeições locais nos pilares-parede podem ser substituídos pela consideração do momento mínimo de primeira ordem dado a seguir:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h)$$

h é a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m)

$$M_{1d,min,x} = 619,52 \times (0,015 + 0,03 \times 0,8) = 24,16 \text{ kNm}$$

$$M_{1d,min,y} = 619,52 \times (0,015 + 0,03 \times 7,88) = 155,74 \text{ kNm}$$

$$e_{x,min} = \frac{M_{1d,min,x}}{N_d} = \frac{24,16}{619,52} = 0,039 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 0,189 \text{ m}$$

$$e_{y,min} = \frac{M_{1d,min,y}}{N_d} = \frac{155,74}{619,52} = 0,251 \text{ m}$$

Não há necessidade de analisar o efeito de segunda ordem pelo método do cálculo do valor limite de esbeltez dado pela fórmula $\lambda = \frac{25+12,5 e_1/h}{\alpha_b}$, uma vez que para o pilar parede este valor limite de esbeltez já é determinado pela norma.

Segundo a NBR 6118, no caso do dimensionamento ou verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retilindade do eixo do pilar. A imperfeição geométrica pode ser avaliada pelo ângulo θ tal que:

$$\theta = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (65)$$

H é a altura do lance do pilar (m).

A excentricidade acidental para um lance do pilar resulta do ângulo θ , de modo que:

$$e_a = \theta \frac{H}{2}. \quad (66)$$

Tem-se que:

$$\theta = \frac{1}{100\sqrt{2,95}} = 5,82 \times 10^{-3}$$

$$e_a = (5,82 \times 10^{-3}) \frac{2,95}{2} = 8,5845 \times 10^{-3} m$$

Calculando o momento total, tem-se então:

$$M_{1d,x} = M_x + N_d \times e_a \rightarrow 75,05 + (619,52 \times 8,5845 \times 10^{-3}) = \mathbf{80,36 \text{ kNm/m}}$$

$$M_{1d,y} = M_y + N_d \times e_a \rightarrow 655 + (619,52 \times 8,5845 \times 10^{-3}) = \mathbf{660,31 \text{ kNm/m}}$$

Os coeficientes adimensionais de flexão são:

$$d'_x = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu_x = \frac{\mu_{1d,x}}{h_x A_c f_{cd}} = 0,000892 \quad (67)$$

$$\mu_y = \frac{\mu_{1d,y}}{h_y A_c f_{cd}} = 0,000744 \quad (68)$$

$$\frac{d'}{h_x} = 0,0625 \quad (69)$$

$$\frac{d'}{h_y} = 0,00634 \quad (70)$$

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = 0,0433 \quad (71)$$

Por meio do ábaco de Venturini, obtém-se o parâmetro ω , e assim a área de aço necessária para suportar esta solicitação. Sendo $\omega = 0$, considera-se a armadura mínima para o pilar.

A armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,min} = \left(\frac{0,15 N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 A_c \quad (72)$$

$$A_{s,min} = 0,004 \times 2,95 \times 1$$

$$A_{s,min} = 118 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando uma bitola $\phi = 25 \text{ mm}$, tem-se que a área $A_\phi = 4,909 \text{ cm}^2$.

$$n_{barras} = \frac{118}{4,909} = 24 \text{ barras/m}$$

$$S = \frac{4,909 \times 100}{118} = 4,16 \text{ cm}$$

Segundo a NBR 6118 (2013), a armadura transversal de pilares-parede deve respeitar a armadura mínima de flexão de placas, se essa flexão e a armadura correspondente forem calculadas. Caso contrário, a armadura transversal por metro

de face deve respeitar o mínimo de 25% da armadura longitudinal por metro da maior face de lâmina considerada.

$$A_{s,transversal} = 29,5 \text{ cm}^2/m$$

Utilizando uma bitola $\varnothing = 25 \text{ mm}$, tem-se que a área $A_{\varnothing} = 4,909 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{4,909 \times 100}{29,5} = 16,64 \text{ cm} \cong 16 \text{ cm}$$

CAPÍTULO V

5. CONCLUSÕES

O presente projeto foi baseado no dimensionamento de uma ponte situada na cidade de Carmo cuja planta arquitetônica do projeto de reforma e alargamento da ponte Valparaíso foi cedida pela prefeitura da cidade. Devido a falta de detalhamento da planta, o pilar foi pré-dimensionado por mim e as dimensões das longarinas foram cotadas por mim.

O projeto fornecido pela prefeitura da cidade não continha algumas partes das pontes que são fundamentais para o seu bom funcionamento. São elas: lajes de transição e o dente de apoio da mesma. Segundo o DNIT 698 (), todas as obras serão providas de lajes de transição de espessura não menor do que 25 cm e de comprimento igual a 4 metros, portanto foi adicionada ao projeto a laje de transição com o dente de apoio.

Uma vez dimensionada a ponte Valparaíso, obteve-se os esforços solicitantes e resistentes das transversinas (310x21) e longarinas (610x155) provenientes do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras do Município do Carmo.

Tabela 5.1: Comparação entre esforços solicitantes e resistentes das longarinas e transversinas obtidas do projeto arquitetônico cedido pela Secretaria de Obras.

Perfil	Md (kN.cm)	Mdres (kN.cm)	Vd (kN)	Vdres (sem enrijecedor) (kN)	Vdres (com enrijecedor) (kN)	δd (cm)	$\delta dres$ (cm)
W310X21	117057	531,38	890,65	264,36	290,80	9,41	1,51
W610X155	566279	148945,91	1552,31	1327,49	1460,23	25,89	1,51

Pode-se analisar que os perfis adotados no projeto da ponte Valparaíso não podem ser usados , uma vez que a partir de uma comparação dos esforços resistentes com os solicitantes pode-se perceber que nenhum dos dois perfis irá resistir a todos os esforços solicitantes conforme indicado na Tabela 5.1.

Diante dessa situação, novos perfis foram analisados e nenhum perfil de transversina satisfaz aos esforços solicitantes. Dessa forma, a situação encontrada

foi a de adicionar mais uma viga e retomar aos cálculos de dimensionamento da superestrutura.

As verificações e dimensionamentos de todas as estruturas aqui descritas seguiram as normas da ABNT. Os estudos e cálculos foram feitos por meio de análises no Estado Limite Último (ELU) e no Estado Limite de Serviço (ELS), sendo esta a análise que foi mais categórica para definição dos estribos e seus respectivos espaçamentos.

Ao decorrer do projeto algumas dificuldades foram encontradas. Inicialmente foi realizado um estudo bibliográfico intenso a fim de aperfeiçoar e atualizar os conhecimentos na área e então fazer uma análise criteriosa do projeto arquitetônico fornecido pela prefeitura. Ao longo desse estudo, pode-se perceber que no projeto faltavam estruturas que são de extrema importância para a funcionalidade da mesma, são elas: laje de transição e consolo. Além disso, as dimensões do guarda-rodas não seguiam as recomendadas pelo DNIT 698 (1996), sendo necessário aumentar a ponte em 17 cm de cada extremidade, a fim de se adequar às prescrições da norma sem comprometer a largura da ponte para o tráfego de pessoas e veículos.

Quanto as lajes, a dificuldade se deu pelo fato de não existir uma norma que se adequasse ao meu projeto para que então se pudesse fazer a compatibilização dos momentos sobre os apoios. Dessa forma, adotou-se um procedimento a favor da segurança. No caso da mesoestrutura (encontros), a fim de facilitar o cálculo, fez-se necessário fazer algumas considerações para o seu dimensionamento.

A utilização do *software* Ftool para cálculo dos esforços devido a cargas permanentes e móveis foi de fundamental importância para o projeto assim como o software AutoCAD que foi utilizado para o desenho das estruturas, contribuindo para o maior clareza do trabalho.

O uso de normas atuais garantiu um padrão mais elevado tanto para o projeto como execução da obra. Seja a NBR 6118 (2014) que trata de estruturas em concreto armado, sejam a NBR 7187 (2003) e NBR 7188 (2013), que tratam do procedimento de pontes em concreto armado e cargas móveis sobre pontes rodoviárias, respectivamente, o uso de suas atualizações foi de extrema importância no dimensionamento dos elementos deste trabalho, entre outras normas que regem o projeto de rodovias e pontes do DNIT.

Portanto, pode-se concluir que o trabalho foi desenvolvido dentro das normas, aplicado a um projeto de alargamento e reforma de uma ponte real situada na cidade de Carmo-RJ. Por meio desse projeto e assegurando serem verídicas as informações fornecidas pela prefeitura de Carmo, foi possível constatar e provar através de cálculos que o projeto de alargamento e reforma da ponte Valparaíso não está dimensionado corretamente.

CAPÍTULO VI

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BARKER, R. M.; PUCKETT, J. A. **Design of highway bridges**: an LRFD Approach. Third Edition. New Jersey: Wiley, 2013. 528 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Norma DNIT 010/2004 – PRO: Inspeção em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de implantação básica de rodovia. 3ª Ed. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Normas para projeto de estradas de rodagem. Rio de Janeiro, 1973.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de projeto de obras-de-arte especiais, Rio de Janeiro, 1996.

GERDAU, Catálogo de produtos. Disponível em: <https://www.comercialgerdau.com.br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/catalogo-produtos-cg.pdf>. Acessado em 15 de setembro de 2015.

LRFD, AASHTO. Bridge Design Specifications. 6th edition. Washington, DC, 2001. 1661 p.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de Concreto Armado**. 1. ed. São Paulo, SP, 2007. 237 p.

MENDONÇA, T.O., ZANELATO, E.B., Dimensionamento de uma ponte em concreto armado no interior de Campos dos Goytacazes, Monografia, UENF, 2015.

PFEIL, Walter. **Pontes em concreto armado**. 8.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 2009. 433 p.

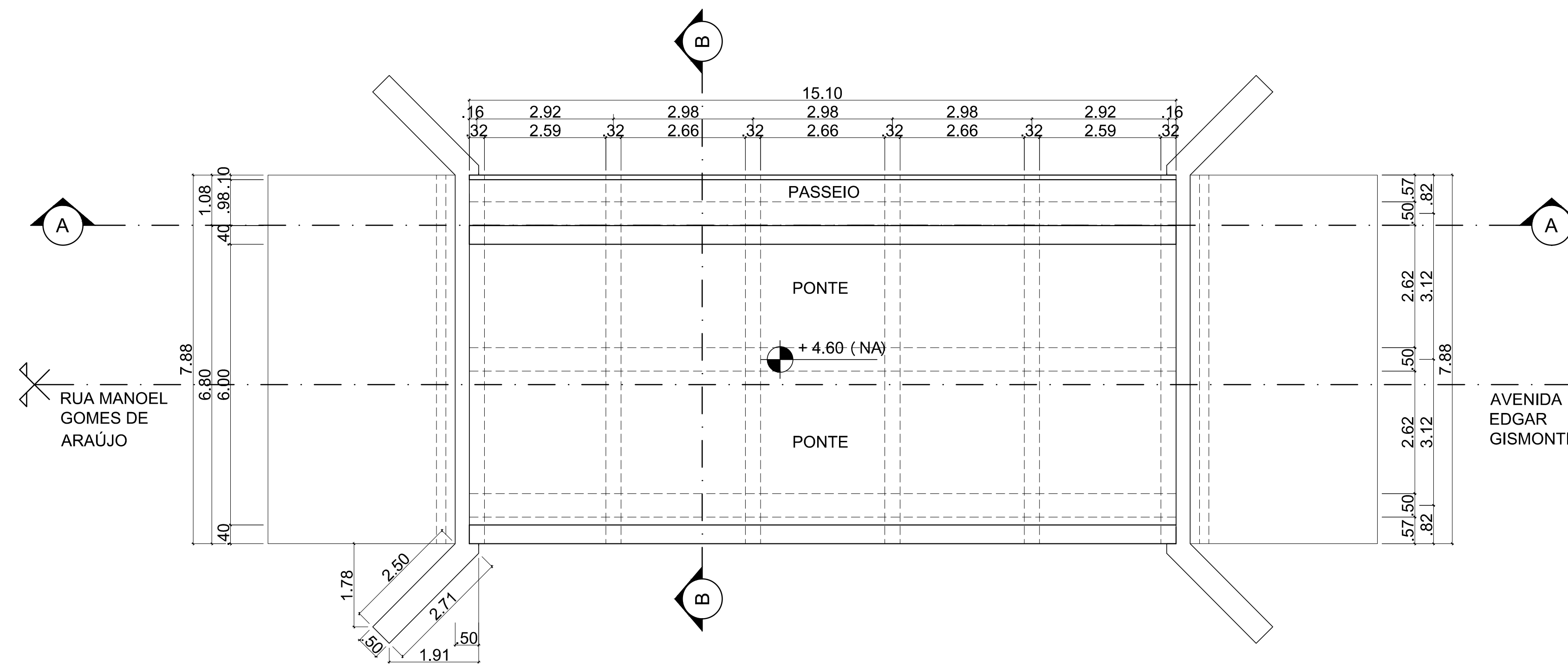
PFEIL, Walter. **Estruturas de aço**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1979. 357 p.

RIO DE JANEIRO. Tribunal de Contas do Estado do Rio de Janeiro. Estudos Socioeconômicos dos Municípios do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: SECRETARIA-GERAL DE PLANEJAMENTO, 2012.

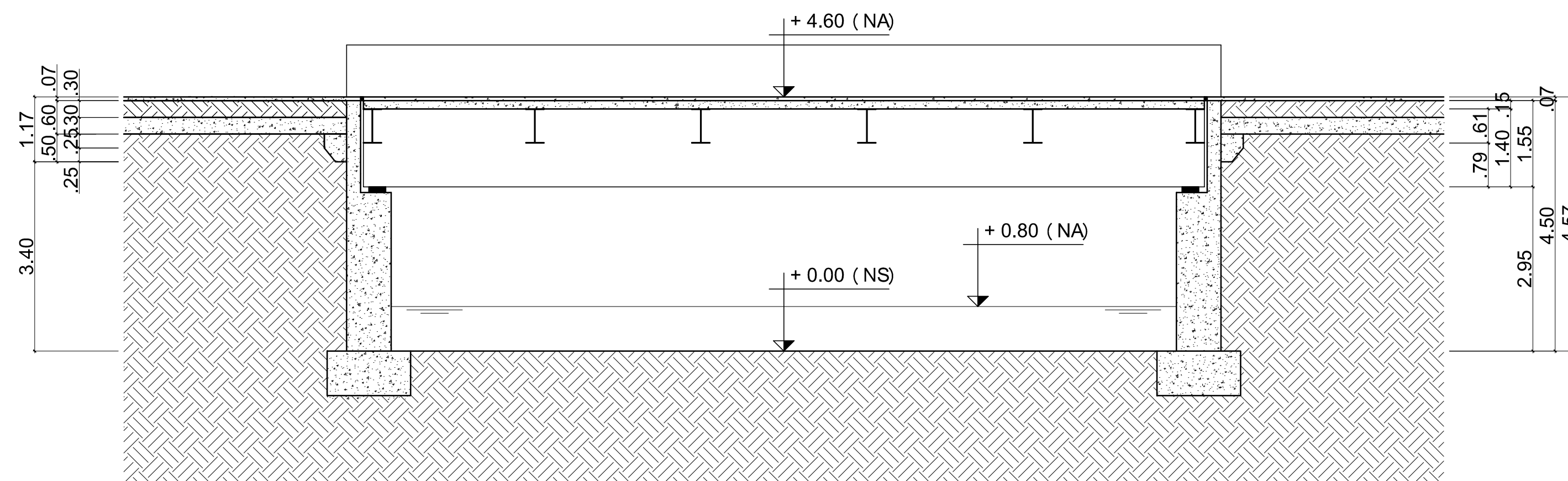
SOLDAVIGA, Catálogo de Perfis Soldados VS. Disponível em: <http://www.soldaviga.com.br/?pg=catalogos>. Acessado em 10 de dezembro de 2015.

Tabelas de Rüsç. Disponível em: <http://www.civilnet.com.br/Files/Pontes/Tabelas-Rusch.pdf>. Acessado em 09 de setembro de 2015.

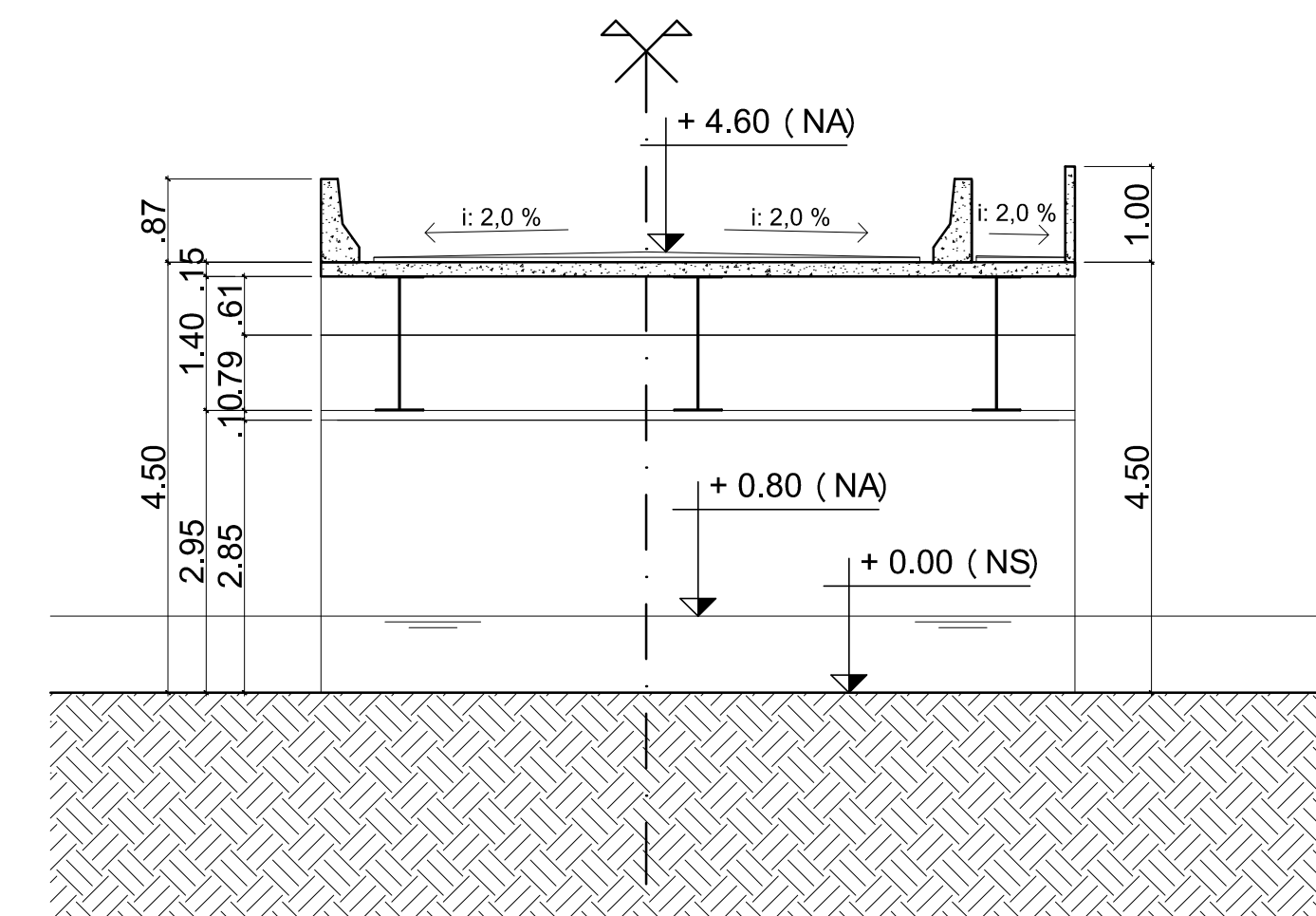
WANG,C.; SALMON, C.G.; PINCHEIRA, J.A. **Reinforced concrete design**. Seventh Edition. Madison: Wiley, 2007.948 p.



1 PLANTA BAIXA
ESCALA 1/75

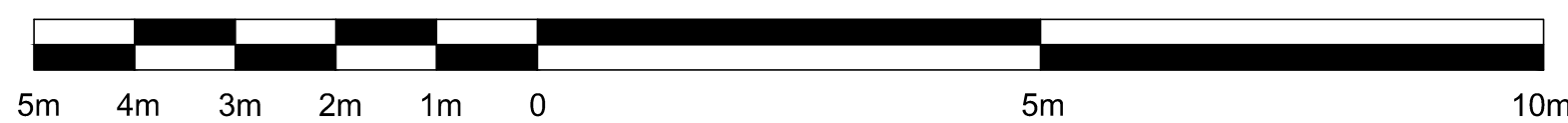


2 CORTE AA
ESCALA 1/75



3 CORTE BB
ESCALA 1/75

ESCALA GRÁFICA



NOTAS:
- DIMENSÕES EM METROS;
- CONCRETO ESTRUTURAL 25MPa;
- AÇO CA-50;
- VEÍCULO DE PROJETO IGUAL AO TB45,0 IF DA NBR 7188.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE
ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE EM CONCRETO
ARMADO E AÇO NA CIDADE DE CARMO - RJ

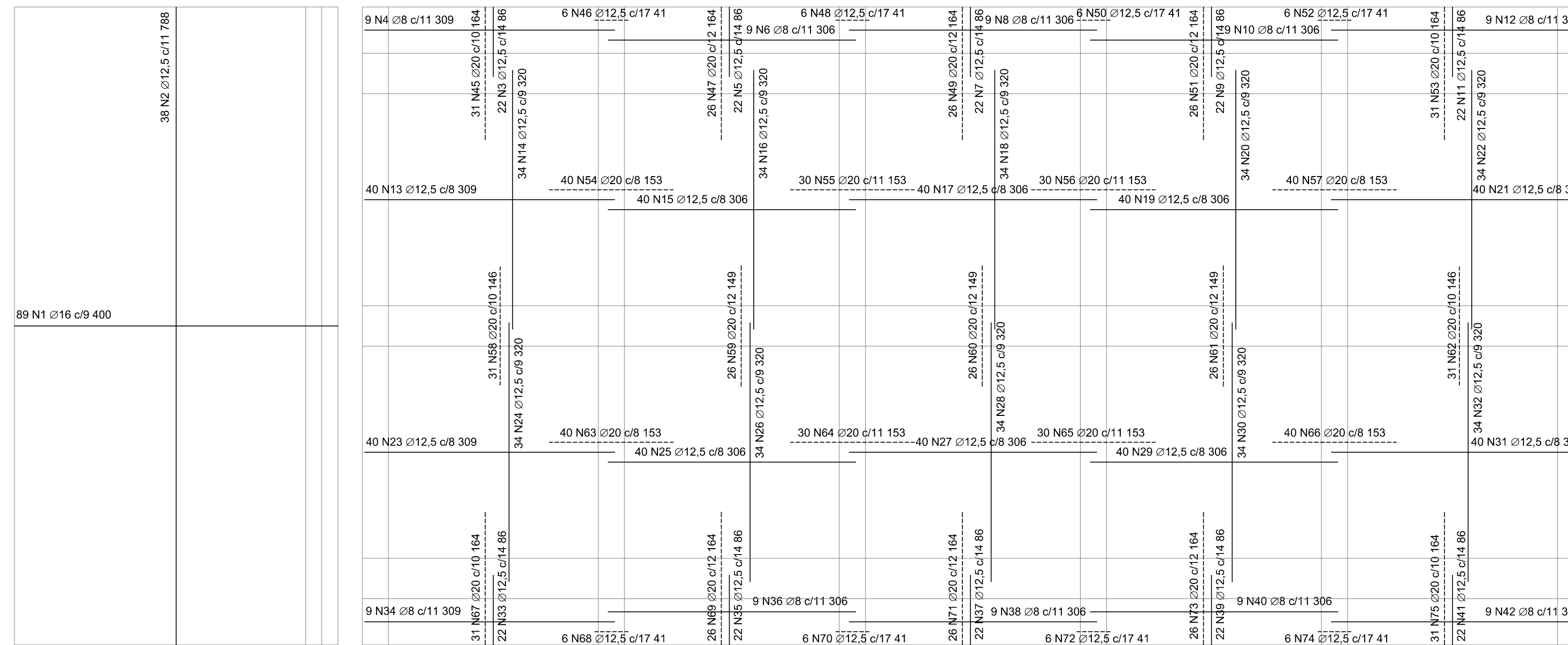
RESPONSÁVEL: MARIA FERNANDA C. LUTTERBACH PEREIRA

CONTEÚDO: PLANTAS ARQUITETÔNICAS

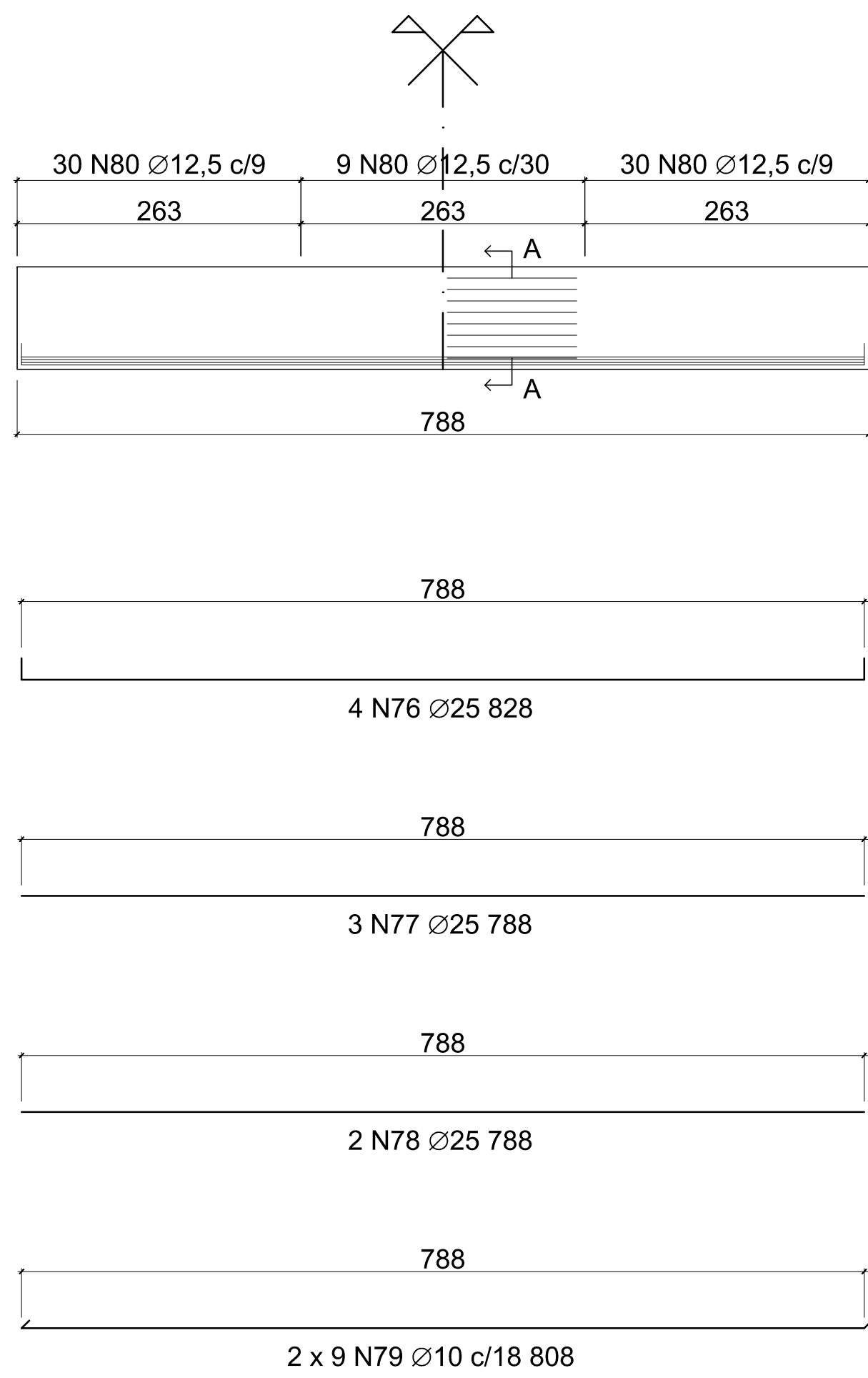
PRANCHA:

ESCALA: INDICADA DATA: JANEIRO/2016

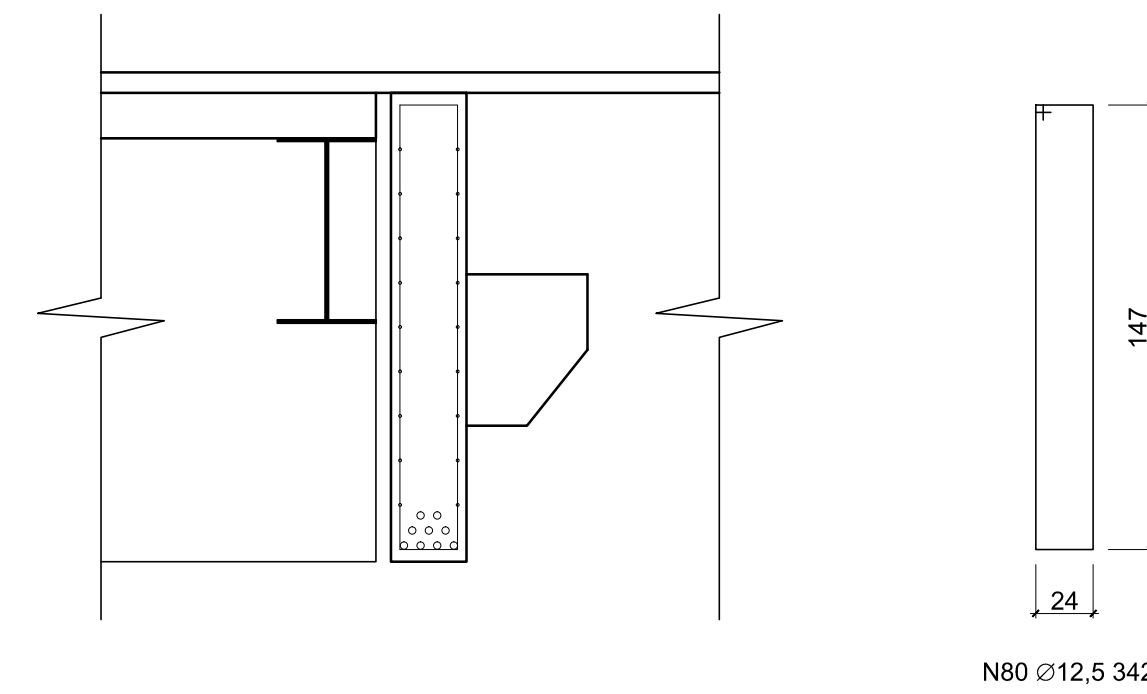
01/02



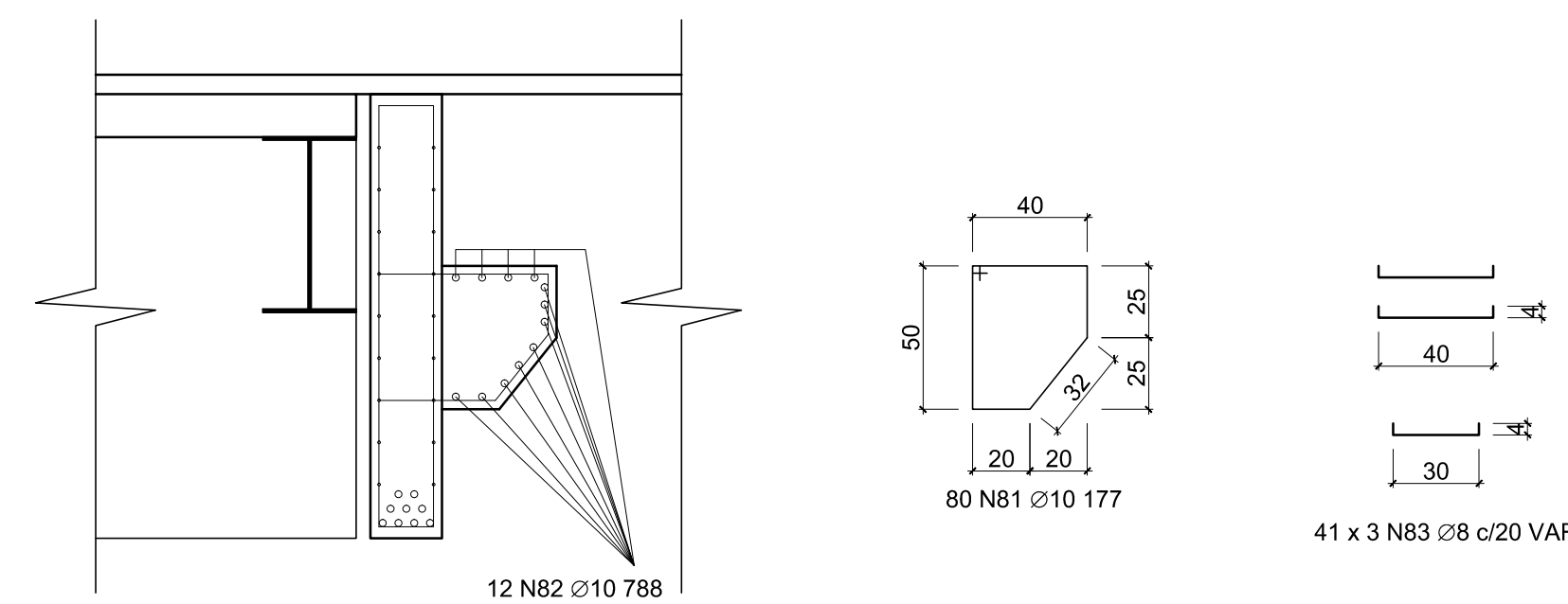
1 ARMADURA DAS LAJES
ESCALA 1/50



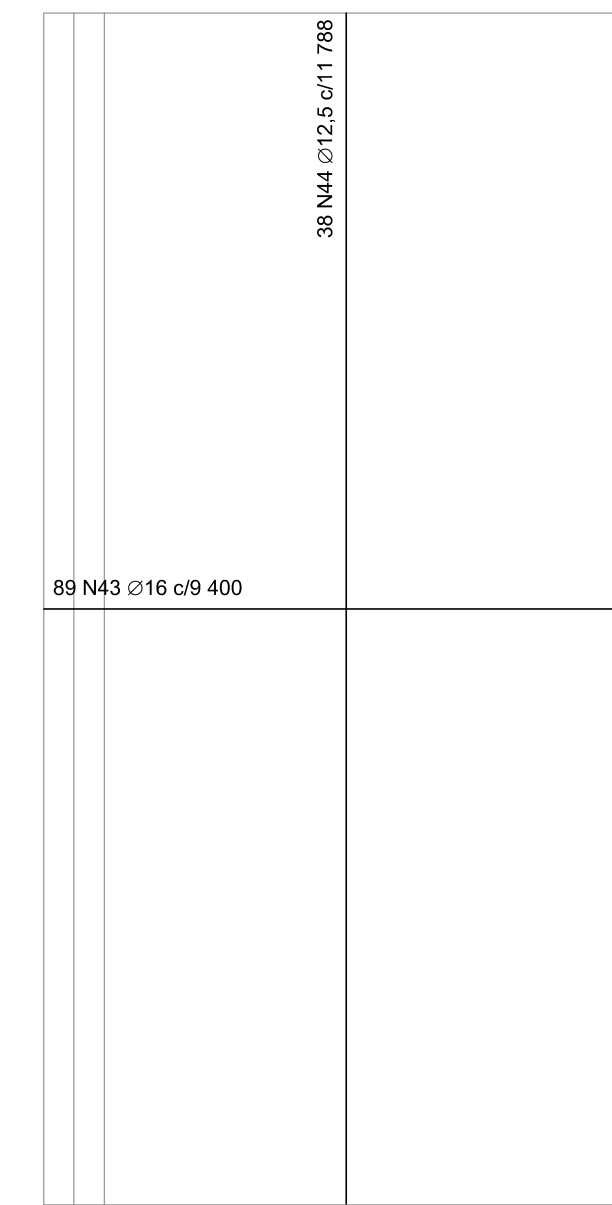
3 ARMADURA DA CORTINA
ESCALA 1/50



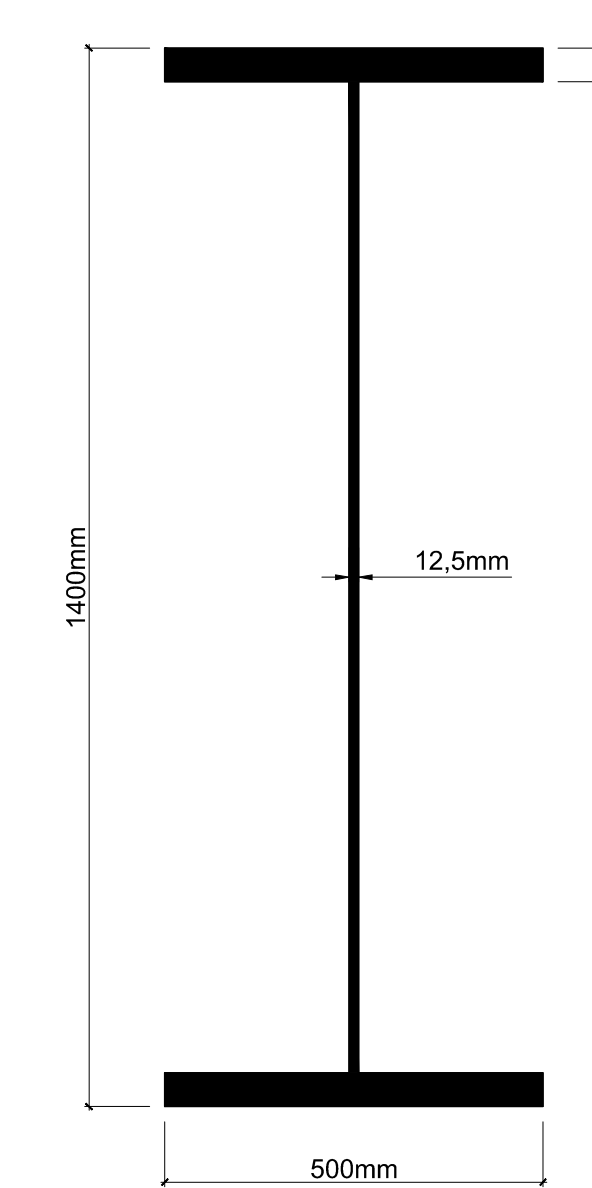
4 CORTE AA
ESCALA 1/25



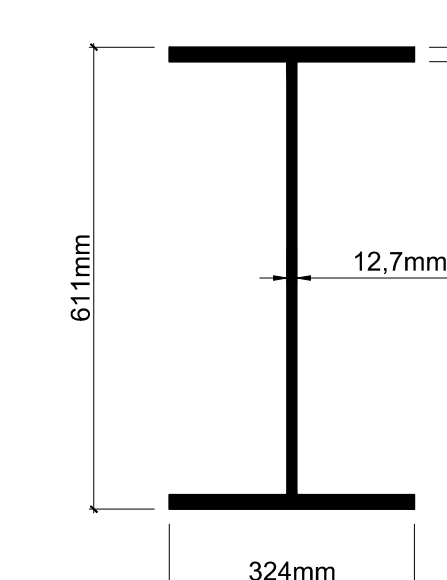
5 DETALHE DO CONSOLO
ESCALA 1/25



2 ARMADURA DA ALA
ESCALA 1/50



6 VS 1400 X 478
ESCALA 1/10 - Obs.: cotas em mm



7 W610 X 155
ESCALA 1/10 - Obs.: cotas em mm

NÚMERO	Ø (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO (cm)	TOTAL (m)
N1	16	89	400	356
N2	12,5	38	788	299,44
N3	12,5	22	86	18,92
N4	8	9	309	27,81
N5	12,5	22	86	18,92
N6	8	9	306	27,54
N7	12,5	22	86	18,92
N8	8	9	306	27,54
N9	12,5	22	86	18,92
N10	8	9	306	27,54
N11	12,5	22	86	18,92
N12	8	9	309	27,81
N13	12,5	40	309	123,6
N14	12,5	34	320	108,8
N15	12,5	40	306	122,4
N16	12,5	34	320	108,8
N17	12,5	40	306	122,4
N18	12,5	34	320	108,8
N19	12,5	40	306	122,4
N20	12,5	34	320	108,8
N21	12,5	40	309	123,6
N22	12,5	34	320	108,8
N23	12,5	40	309	123,6
N24	12,5	34	320	108,8
N25	12,5	40	306	122,4
N26	12,5	34	320	108,8
N27	12,5	40	306	122,4
N28	12,5	34	320	108,8
N29	12,5	40	306	122,4
N30	12,5	34	320	108,8
N31	12,5	40	309	123,6
N32	12,5	34	320	108,8
N33	12,5	22	86	18,92
N34	8	9	309	27,81
N35	12,5	22	86	18,92
N36	8	9	306	27,54
N37	12,5	22	86	18,92
N38	8	9	306	27,54
N39	12,5	22	86	18,92
N40	8	9	306	27,54
N41	12,5	22	86	18,92
N42	8	9	309	27,81
N43	16	89	400	356
N44	12,5	38	788	299,44
N45	20	31	164	50,84
N46	12,5	6	41	2,46
N47	20	26	164	42,64
N48	12,5	6	41	2,46
N49	20	26	164	42,64
N50	12,5	6	41	2,46
N51	20	26	164	42,64
N52	12,5	6	41	2,46
N53	20	31	164	50,84
N54	20	40	153	61,2
N55	20	30	153	45,9
N56	20	30	153	45,9
N57	20	40	153	61,2
N58	20	31	146	45,26
N59	20	26	149	38,74
N60	20	26	149	38,74
N61	20	26	149	38,74
N62	20	31	146	45,26
N63	20	40	153	61,2
N64	20	30	153	45,9
N65	20	30	153	45,9
N66	20	40	153	61,2
N67	20	31	164	50,84
N68	12,5	6	41	2,46
N69	20	26	164	42,64
N70	12,5	6	41	2,46
N71	20	26	164	42,64
N72	12,5	6	41	2,46
N73	20	26	164	42,64
N74	12,5	6	41	2,46
N75	20	31	164	50,84
N76	25	8	828	66,24
N77	25	6	788	47,28
N78	25	4	788	31,52
N79	10	36	808	290,88
N80	12,5	138	352	485,76
N81	10	160	177	283,2
N82	10	24	788	189,12
N83	8	82	134	108,88
N84	25	14	450	63
N85	25	33	250	82,5

Ø (mm)	COMPRIMENTO (m)	MASSA (kg)
8	32,06	12,66
10	17,73	10,94
12,5	93,88	90,41
16	8	12,62
20	32,75	80,76
25	31,04	119,60
TOTAL (kg)		326,99

NOTAS:
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS;
- CONCRETO ESTRUTURAL 25MPa;
- AÇO CA-50;
- VEÍCULO DE PROJETO IGUAL AO TB45,0 If DA NBR 7188.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE
ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE EM CONCRETO
ARMADO E AÇO NA CIDADE DE CARMO - RJ

RESPONSÁVEL: MARIA FERNANDA C. LUTTERBACH PEREIRA

CONTEÚDO: DETALHAMENTO ARMADURAS PRANCHA:

ESCALA: INDICADA DATA: JANEIRO/2016 02/02