

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE EM CONCRETO
ARMADO SOBRE O RIO URURAI**

**ALEXANDRE MAGNO ALVES DE OLIVEIRA
RODRIGO MOULIN RIBEIRO PIEROTT**

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

JANEIRO - 2016

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO
SOBRE O RIO URURAI**

ALEXANDRE MAGNO ALVES DE OLIVEIRA
RODRIGO MOULIN RIBEIRO PIEROTT

“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

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

JANEIRO – 2016

“Que homem é o homem que não tenta tornar o mundo melhor”

Autor desconhecido

Dedico este trabalho ao mundo, que com sua constante mudança gera novos desafios, e são estes os maiores motivadores de minha caminhada.

Alexandre

Dedico este trabalho a Deus por estar presente em todos os dias da minha vida.

AGRADECIMENTOS – ALEXANDRE

Primeiramente agradeço a Deus, pois sou humilde o bastante para aceitar que sem ele nada disso seria possível.

Agradeço à minha família, por acreditarem em minha capacidade. Mãe, seu cuidado, carinho e dedicação em vários momentos me deu a esperança para seguir. Pai, seu apoio e incentivo me deram forças e a certeza de que não estou só.

Agradeço carinhosamente à minha amada companheira, Juliana, que por diversas vezes foi obrigada a conviver com o meu mau humor, fruto das dificuldades do curso, mas que jamais saiu do meu lado e que com apenas um sorriso renovava todas as minhas forças.

Agradeço também a todos os professores que me acompanharam durante a graduação e puderam compartilhar um pouco de seu conhecimento, especialmente ao Prof. Sergio, cuja orientação foi essencial para a realização deste trabalho.

Agradeço ainda a todos os colegas e ex-colegas de curso, em especial ao Guilhermão, Vitão, grande João, grande Charles e Carlos, que contribuíram muito para que essa caminhada fosse mais agradável.

Gostaria de agradecer também a três amigos em especial, Paulo César e Lucas, cuja amizade jamais se perderá e Diego, “el chaparrito”, um amigo de intercâmbio cujo a distância não foi capaz de desfazer a amizade.

Agradeço muito ao meu grande amigo Rodrigão, que não só compartilhei este trabalho, mas que também compartilhei a vida nestes últimos tempos. Agradeço-lhe por acreditar em nossa capacidade, pela amizade, pelo apoio e por tudo.

Enfim, agradeço à todos que aqui não estão citados, mas que de certa forma contribuíram para essa vitória.

AGRADECIMENTOS – RODRIGO

Agradeço ao Pai Criador por me permitir chegar até aqui e por todo o auxílio que me foi concedido por Sua permissão em toda minha trajetória, cuidadosamente observada e amparada pelos anjos guardiões.

Agradeço, em especial, meu Amigo Espiritual que sempre me auxiliou nos momentos mais difíceis, ininterruptamente e invariavelmente, com toda sua sabedoria, amor e companheirismo que sempre me proporciona.

Agradeço a minha mãe Monica Moulin, por ter sido meu porto seguro por uma vida inteira, por me ter proporcionado todo amparo financeiro e emocional, afim de que eu pudesse chegar a me formar e que eu pudesse alcançar algumas conquistas em minha vida, agradeço muito a Deus por ter permitido experimentar esta existência auxiliado por uma pessoa tão iluminada e compreensiva, que me apoia em qualquer “maluquice”, se eu estiver determinado.

Agradeço ao meu falecido pai Fajardo Pierott, que sempre me instigou ao estudo, que sempre me auxiliou em todos os momentos da minha vida e que, tenho certeza, está muito orgulhoso de mim neste momento de formatura.

Agradeço a minha namorada Marina Ferreira, pelo auxílio e compreensão em momentos de difíceis escolhas e por ter sido companheira em todas as minhas decisões, agradeço pelo seu amor, seu carinho, sua compreensão e seu comprometimento comigo e agradeço a Deus por eu ter encontrado a mulher da minha vida.

Agradeço ao meu amigo Alexandre Magno, pelo auxílio neste projeto final, pelo companheirismo e aceitação, apesar de pequenos tropeços, nos unimos e nos tornamos mais forte; agradeço ao Alexandre por sua dedicação a este trabalho, pois sem ele, este projeto final com certeza, seria menos da metade.

Agradeço a minha vovoti Cely Moulin por ter me acolhido tão carinhosamente em sua casa no começo da Universidade, por ser também meu porto seguro em tempos difíceis. Agradeço por ser tão carinhosa e compreensiva comigo, agradeço pela “carninha picadinha” e por me amar tanto.

Agradeço a todos meus amigos e primos que me auxiliaram com amizade e motivação.

SUMÁRIO

SUMÁRIO	i
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	viii
RESUMO	ix
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Pontes	1
1.1.1 Um breve histórico	1
1.1.2 Concepção de ponte	5
1.2 Objetivos	7
1.3 Motivação.....	7
1.4 Metodologia.....	8
1.5 Escopo do Projeto.....	9
CAPÍTULO 2 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	10
2.1 Características da Ponte.....	10
2.1.1 Localização.....	10
2.1.2 Dimensões da Ponte	10
2.1.3 Dispositivos de Contenção	10
2.2 Elementos Topográficos	11
2.3 Elementos Hidrológicos	14
2.4 Elementos Geométricos.....	17
2.4.1 Características da Rodovia.....	18
2.4.2 Elementos Geométricos da Ponte	21
2.5 Elementos Agressivos.....	22
2.6 Características dos Materiais Utilizados	25
2.6.1 Concreto	25
2.6.2 Aço	25

2.6.3 Solo	26
2.6.4 Pavimentação	26
2.7 Softwares Utilizados.....	26
2.8 Cálculo das Ações	26
2.8.1 Coeficiente de Impacto	28
2.8.2 Combinação 1	30
2.8.3 Combinação 2	31
CAPÍTULO 3 – SUPERESTRUTURA.....	32
3.1 - Longarinas	32
3.1.1 Determinação do Carregamento	32
3.1.2 Dimensionamento da Longarina à Flexão	46
3.1.3 Dimensionamento da Longarina ao Cortante	59
3.1.4 Armadura de pele	62
3.1.5 Armaduras de ligação mesa-alma	63
3.2 Lajes	63
3.2.1 Laje Principal.....	63
3.2.2 Laje em Balanço.....	74
3.2.3 Laje de Transição	78
3.3 Apoio da Laje de Transição.....	86
3.3.1 Contenção da cabeceira da ponte	86
3.3.2 Dispositivo de Contenção Terra Armada	87
3.3.3 Dimensionamento da Contenção	87
3.3.4 Metodologia Construtiva Terra Armada.....	88
3.4 Transversinas.....	92
3.4.1 Dimensionamento da transversina à flexão.....	92
3.4.2 Dimensionamento da transversina ao cortante	98
3.4.3 Fadiga na transversina	100
3.4.4 Armadura de pele	100

3.5 Junta de Dilatação	100
3.5.1 Tipologia da Junta de Dilatação	101
3.5.2 Junta Dentada	101
3.5.3 Instalação da junta	103
3.6 Drenagem do Tabuleiro	104
CAPÍTULO 4 – MESOESTRUTURA	105
4.1 Dimensionamento dos Apoios.....	105
4.1.1 Definição do apoio mais solicitado	106
4.1.2 Seleção e dimensionamento do aparelho de apoio	108
4.1.3 Dimensões do Aparelho	112
CAPÍTULO 5 - INFRAESTRUTURA	113
5.1 Dimensionamento da Viga Travessa	114
5.1.1 Definição das Cargas	114
5.2 Dimensionamento dos Pilares.....	126
5.2.1 Verificação à Flambagem	126
5.2.2 Definição das Cargas	127
5.2.3 Análise do Pilar da extremidade	127
5.2.4 Carga de Frenagem no Pilar da extremidade	128
5.2.5 Armadura longitudinal do Pilar da extremidade	129
5.2.6 Armadura transversal do Pilar da extremidade.....	133
5.2.7 Análise do Pilar central	133
5.2.8 Carga de Frenagem no Pilar Central	134
5.2.9 Armadura longitudinal do Pilar central	134
5.2.10 Armadura transversal do Pilar central	137
5.3 Dimensionamento das Estacas.....	138
5.3.1 Coeficientes de Segurança.....	140
5.3.2 Método semimpírico de Décourt e Quaresma	140
5.4 Dimensionamento dos Blocos de Coroamento	142

5.4.1 Método das Bielas Comprimidas	143
5.4.2 Armadura de tração do Bloco Central	146
5.4.3 Armadura de tração do Bloco da Extremidade	150
5.5 Ressalvas quanto ao dimensionamento das vigas travessa, pilares, blocos de coroamento e estacas.	152
CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	154
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ponte em Laje de Pedra, Junciana-Espanha	1
Figura 1.2 - Aqueduto de Segóvia - Espanha.....	2
Figura 1.3 - Ponte medieval em arco ogival	2
Figura 1.4 - Ponte em ferro fundido Wearmouth Inglaterra 1796	3
Figura 1.5 - Ponte 25 de Abril em Lisboa	4
Figura 1.6 - Ponte estaiada sobre o Rio Pinheiros em São Paulo	5
Figura 2.1 - Vista em perspectiva do guarda corpo	11
Figura 2.2 - Vista em perspectiva Barreira e Guarda Rodas	11
Figura 2.3 - Vista topográfica da região.....	13
Figura 2.4 - Perfil topográfico do terreno	13
Figura 2.5 – Altimetria do terreno	14
Figura 2.6 - Máxima Cota de Cheia de um Rio.....	16
Figura 2.7 - Atual ponte sobre o Rio Ururaí	17
Figura 2.8 - Característica da Rodovia (DNER).....	20
Figura 2.9 - Faixa de rolamento e inclinação do tabuleiro.	21
Figura 3.1 - Divisão por áreas da seção transversal	33
Figura 3.2 - Longarina central.....	33
Figura 3.3 - Esquema da longarina com carregamento permanente....	35
Figura 3.4 – Trem-tipo TB-45	36
Figura 3.5 - Trem-tipo TB-45 em pista dupla.	37
Figura 3.6 - Esquema com 1 trem-tipo	38
Figura 3.7 - Reações e momento fletor com 1 trem-tipo.....	38
Figura 3.8 - Esquema com 2 trens-tipos.....	38
Figura 3.9 - Reações e momento fletor com 2 trens-tipos	39
Figura 3.10 - Esquema de carregamento p e p'	39
Figura 3.11 – Reações e monento fletor com p e p'	39
Figura 3.12 – Trem-tipo na sobre a viga central	40
Figura 3.13 - Diagrama das cargas permanentes não majoradas	41
Figura 3.14 - Diagrama das cargas móveis não majoradas	42
Figura 3.15 – Seção T (Bastos, 2015, pg.45)	46
Figura 3.16 – Largura colaborante	47

Figura 3.17 – Determinação de “a” (Bastos, 2015, pg.51).....	48
Figura 3.18 - Características da seção de projeto	49
Figura 3.19 - Largura colaborante b_f para o momento negativo.....	55
Figura 3.20 - Decomposição da seção T.....	57
Figura 3.21 - Techos para o esforço cortante.....	60
Figura 3.22 - Tabela de Rüşh Nr. 27.	65
Figura 3.23 – Propagação da área de contato da roda	66
Figura 3.24 - Diagramas carga permanente da laje em balanço.	75
Figura 3.25 - Diagrama carga móvel da laje em balanço	75
Figura 3.26 – Tabela de Rüşh Nr. 1.....	79
Figura 3.27 - Contenção em Terra Armada.....	87
Figura 3.28 - Compactação do solo.....	89
Figura 3.29 - Armadura de tração escamas	89
Figura 3.30 - Içamento das escamas.....	90
Figura 3.31 - Instalação das armaduras de tração	91
Figura 3.32 - Detalhe em corte da Terra Armada	92
Figura 3.33 - Vista frontal da contenção	92
Figura 3.34 - Diagrama de momento fletor para a transversina (kN.m) 94	
Figura 3.35 - Variação de momento fletor entre duas lajes centrais.....	96
Figura 3.36 - Variação de momento entre a laje em balanço e a laje central	97
Figura 3.37 - Diagrama de esforço cortante da transversina.....	99
Figura 3.38 - Junta dentada.....	102
Figura 3.39 – Vista da junta dentada.....	103
Figura 3.40 – Detalhe da instalação da junta de dilatação	103
Figura 3.41 - Vista superior da junta de dilatação	104
Figura 3.42 – Detalhe da drenagem do tabuleiro	105
Figura 4.1 - Aparelho de Neoprene	106
Figura 4.2 - Momento fletor no neoprene para carga permanente	107
Figura 4.3 - Esforços no neoprene referentes a carga móvel.....	108
Figura 4.4 - Tabela para dimensionamento do neoprene.....	109
Figura 4.5 - Catálogo dos fabricantes.....	110
Figura 4.6 - Dimensões finais do neoprene	113
Figura 5.1 - Carregamento permanente na travessa.....	115

Figura 5.2 - Carregamento móvel na travessa	115
Figura 5.3 - Ação do vento na ponte carregada	117
Figura 5.4 - Diagrama de esforços no pórtico.....	119
Figura 5.5 - Carga de frenagem no pilar.....	129
Figura 5.6 - Ábaco de flexão composta oblíqua com 12 barras, $vd = 0,0$ a $vd = 0,6$	130
Figura 5.7 - Ábaco para o pilar da extremidade.....	131
Figura 5.8 - Ábaco para o pilar central.....	135
Figura 5.9 - Esnsaio SPT em Ururaí-RJ.	139
Figura 5.10 – Dimensões do bloco de coroamento	143
Figura 5.11 - Determinação da altura do bloco.....	144
Figura 5.12 - Acréscimo de esforço normal devido ao momento fletor.	145

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Agressividade do ambiente ...	Erro! Indicador não definido.
Tabela 2.2 - Cobrimento nominal	Erro! Indicador não definido.
Tabela 3.1 – Determinação da carga permanente sobre a longarina	34
Tabela 3.2 – Determinação da carga concentrada da longarina	35
Tabela 3.3 - Envoltória de esforço cortante C1	43
Tabela 3.4 - Envoltória de esforço cortante C2	44
Tabela 3.5 - Envoltória de fletor cortante C1	45
Tabela 3.6 - Envoltória de fletor cortante C2	45
Tabela 3.7 - Trechos esforço cortante	Erro! Indicador não definido.
Tabela 3.8 - Cortante de serviço máximos e mínimos.....	62
Tabela 3.9 - Fadiga do cortante da longarina	62
Tabela 3.10 - Correção da armadura de cortante devido à fadiga	62
Tabela 3.11 - Tabela Rüşh Nr. 27 interpolada em l_x/a	67
Tabela 3.12 Tabela Rüşh Nr.1 Interpolada em l_x/a	81
Tabela 3.13 - Cortante na Transversina	100

RESUMO

O presente trabalho consiste de um projeto de dimensionamento estrutural de uma ponte em concreto armado. A ponte será construída sobre o rio Ururaí no município de Campos dos Goytacazes e irá integrar o novo traçado que a rodovia BR-101 assumirá após a sua duplicação nas imediações de Campos, este popularmente conhecido como “Contorno de Campos”, lembrando que tal contorno é de grande valia, visto que é frequente os transtornos causados pela BR-101 ao cortar a área urbana da cidade. Todo o dimensionamento e materiais utilizados seguiu o que tange as mais atualizadas normas técnicas brasileiras (NBR) e manuais dos órgãos de trânsito. Enfim, neste trabalho apresentamos todos os memoriais de cálculo, considerações adotadas, detalhes de projeto, assim como, detalhamentos das armaduras e plantas.

PALAVRAS CHAVE: concreto armado; dimensionamento de pontes; contorno de Campos; engenharia civil; BR-101.

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 Pontes

1.1.1 Um breve histórico

A humanidade, desde tempos remotos, sempre teve a necessidade de ultrapassar obstáculos, seja por alimento, comida, ou simplesmente para explorar o outro lado. Essa necessidade motivou o homem a desenvolver uma forma de fazer isso, ao observar a sábia mãe natureza, percebeu-se que uma árvore ao cair sobre um rio ou um buraco servia de passagem e assim a solução era imitar este processo. Nas primeiras idades, as pontes eram feitas de materiais básicos, troncos de árvores, pranchas de madeira e pedras, com união entre os elementos bem rústica e simples. Com o passar do tempo e acompanhando a evolução do homem as pontes foram tornando-se mais sofisticadas. Na Idade do Bronze a vida torna-se cada vez mais sedentária, e aumenta a necessidade de pontes mais duradouros e resistentes, com isso, surgem as pontes de lajes de pedra, ver figura 1.1, e em seguida as pontes em arcos com vestígios de até 4000 anos a.c.



Figura 1.1 - Ponte em Laje de Pedra, Junciana-Espanha

A sociedade segue se desenvolvendo e assim surge a civilização romana, a sua primeira ponte é historicamente datada em 621 a.C. e foi chamada de Pons Sublicius ("ponte das Estacas"), construída sobre o rio Tibre. É no século III a.C. que os romanos começam a se dedicar à construção de pontes em arco, atingindo um

desenvolvimento nas técnicas de construção e projeto nunca antes visto e dificilmente superado nos mil anos seguintes. Exemplos desta magnífica capacidade de construção são algumas pontes que perduraram até aos nossos dias, como, por exemplo, a *pons Aelius* (hoje ponte Sant'Angelo de 134 a.C.), sobre o rio Tibre, onde terá sido usada pozzolana (uma espécie de cimento que mantém a resistência mesmo submerso), a ponte de Alcántara, em Toledo, ou o aqueduto de Segóvia no século I.



Figura 1.2 - Aqueduto de Segóvia - Espanha

Com a entrada na Idade Média, ocorre um aprimoramento nas construções de pontes, cada vez mais conhecimento é adquirido, por exemplo, o emprego das técnicas de construção das cúpulas das antigas catedrais na construção de pontes em arcos. O desenvolvimento dos arcos ogivais, ou arco quebrado, ele distribui melhor as forças, aumentando a eficiência do complexo, muito empregado na arquitetura gótica.



Figura 1.3 - Ponte medieval em arco ogival

No período da Renascença, as pontes tiveram significativa evolução, motivadas pelo aumento da necessidade de locomoção e comércio, surgem então as pontes de treliça metálica, inicialmente feitas de ferro fundido, ainda adotam o formato de arco, mas com maior leveza e maiores vãos. A França é pioneira nessa arte e ao exemplo o *Corps des Ponts et Chaussées* criado por Luís XIV para manter as estradas e as pontes do reino, viria a dar origem no século XVIII à *École des Ponts et Chaussées*, a primeira escola superior de engenharia civil do mundo.



Figura 1.4 - Ponte em ferro fundido Wearmouth Inglaterra 1796

Com a chegada da Revolução Industrial, novas necessidades foram surgindo, com o início da ferrovia, as atuais pontes não suportavam as pesadas locomotivas a vapor, assim novas técnicas e materiais foram desenvolvidos, em vez do atual ferro fundido surge o aço-carbono com maiores tensões de ruptura e a entrada das pontes suspensas, inicialmente com correntes metálicas e depois com cordoalhas, união de cabos de aços. Vale lembrar que apesar destas novas técnicas as pontes em todo o mundo continuaram a serem feitas com técnicas antigas ou até mesmo com o desenvolvimento de técnicas paralelas, por exemplo, as pontes de madeira em treliça que nos Estados Unidos eram muito empregadas, devido também à matéria prima abundante e barata. Com essas novas técnicas associado ao uso do

aço, maiores vãos puderam ser vencidos, como por exemplo, as grandes pontes suspensas, pontes reticuladas e ainda pontes em arcos metálicos.

A necessidade de vencer rios extensos trouxe o desenvolvimento de técnicas arriscadas, como o uso de tubulões pressurizados que eram afundados no leito dos rios e onde operários escavavam até encontrar a rocha sã para assentar a fundação, esta técnica trouxe inúmeras mortes, já que a rápida despressurização que sofria os operários era muitas vezes letal.



Figura 1.5 - Ponte 25 de Abril em Lisboa

Os anos passaram e as pontes continuam mostrando a sua importância, integrando nações e levando o desenvolvimento, após a segunda guerra mundial se popularizou novas técnicas, construção de pontes em concreto armado, união de elementos metálicos por soldas ao invés de rebites ou parafusos, métodos de cálculo computacionais e mais precisos, e assim surgiram grandes pontes, como a gigante brasileira, *Ponte Rio-Niterói*, *Ponte Akashi-Kaikyo* no Japão, dentre outras. Um ponto importante é a atual tendência de pontes estaiadas que é um tipo de ponte suspensa por cabos constituída de um ou mais mastros, de onde partem cabos de sustentação para os tabuleiros da ponte, costuma ser a solução intermediária ideal entre uma ponte fixa e uma ponte pênsil em casos onde uma ponte fixa iria requerer

uma estrutura de suporte muito maior, enquanto uma pênsil necessitaria maior elaboração de cabos, um grande exemplo nacional é a *Ponte Octávio Frias de Oliveira* em São Paulo, ela está sobre o Rio Pinheiros e se tornou um cartão postal da capital paulista.



Figura 1.6 - Ponte estaiada sobre o Rio Pinheiros em São Paulo

Hoje já temos grandes técnicas de construção, materiais com grande resistência e durabilidade, software potentes, com grande capacidade de cálculo, mas o futuro ainda reserva muitas inovações no que se trata de pontes, vemos no horizontes as chamadas pontes inteligentes, que, dotadas de sensores, processadores de dados e sistemas de comunicação e sinalização, poderão alertar para um conjunto de situações, desde sobrecargas, subidas dos níveis das águas, ventos, formação de gelo, pré-ruptura de certos pontos, fadiga dos materiais, corrosão. O uso destes sistemas ainda necessita de uma grande parceria entre a engenharia e a eletrônica, para que se possa assegurar a confiabilidade, segurança e vantagem no seu uso.

1.1.2 *Concepção de ponte*

Ponte é uma construção cuja finalidade é vencer um obstáculo, para manter a continuidade de uma via qualquer e, de acordo com o obstáculo a ponte pode ter outras denominações:

Ponte: Quando o obstáculo a ser vencido é um curso de água, um lago, um canal, ou seja, uma superfície com líquido.

Viaduto: Quando o obstáculo a ser vencido é um vale ou uma via, ou seja, não possui líquido em baixo da ponte.

Uma outra denominação que encontramos é o de passarela, que na verdade é uma ponte ou um viaduto exclusivo para pedestres e, em alguns casos, ciclistas também. Quando temos uma ponte extensa que necessita de um acesso, este é denominado viaduto de acesso, empregado para que a inscrição na ponte pelo condutor seja o mais suave possível.

Em termos estruturais uma ponte é dividida em Superestrutura, Mesoestrutura e Infraestrutura.

Superestrutura: É a parte útil da obra, por onde se trafega, constitui as vigas e lajes, responsável por receber as cargas da utilização e transmiti-las à meso e infraestrutura.

Mesoestrutura: São os pilares e elementos de apoio, tem como função receber as cargas da superestrutura e transmiti-las para a infraestrutura, é determinante para a altura total da ponte.

Infraestrutura: É constituída pela fundação, seja sapatas, estacas com blocos de coroamento ou tubulões, tem a função essencial de descarregar toda a carga da ponte para o solo.

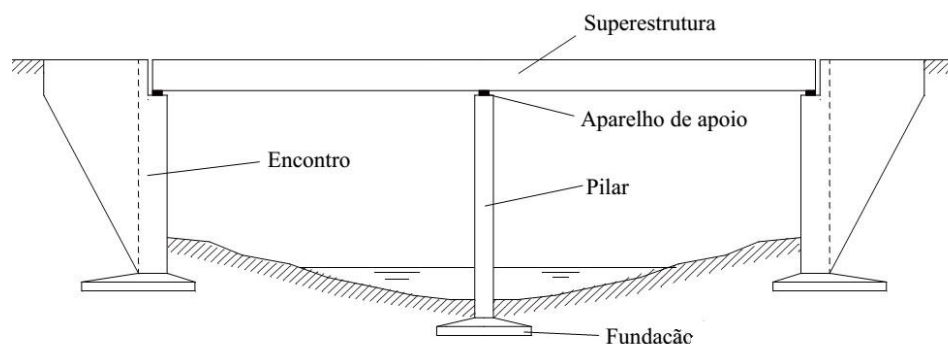


Figura 1.7 - Característica da estrutura de uma ponte (Debs e Takeya, 2009, pg.4)

Antes de iniciar um projeto de uma ponte, é preciso ter em mente os principais requisitos que a obra deve possuir, por exemplo, funcionalidade, segurança, estética, economia e durabilidade, já que são fatores fundamentais para a escolha da tipologia empregada e para a otimização da construção.

No que trata da classificação das pontes, resumidamente, elas são caracterizadas com base na:

- Finalidade: rodoviária, ferroviária, passagem de pedestres, etc.
- Extensão do vão: pontilhões, pontes e bueiros.
- Durabilidade: permanentes ou provisórias.
- Escondidade: retas, esconsas ou curvas.
- Material de construção: madeira, concreto armado, aço, etc.
- Mobilidade dos tramos: levadiça, giratória, etc.
- Tipo de construção: moldada in loco ou pré-moldada.
- Sistema estrutural: em vigas contínuas, em laje, pênsil, estaiada, etc.

Existem outras classificações para pontes, porém o mais importante é a correta escolha de suas características baseadas no local de sua implantação.

1.2 Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo a análise e o dimensionamento da estrutura de uma ponte em concreto armado sobre o Rio Ururaí no município de Campos dos Goytacazes na Rodovia BR-101. O dimensionamento será feito somente para o Estado Limite Último de solicitações, *ELU*, não serão feitas verificações para o Estado Limite de Serviço, *ELS*.

1.3 Motivação

A motivação do presente trabalho é oriunda da necessidade do município de Campos dos Goytacazes que é cortado, em um trecho urbano, pela Rodovia BR-101. Ocorre que devido ao tráfego intenso de veículos aliado a uma rodovia de pista simples, o trânsito fica totalmente prejudicado, trazendo diversos transtornos para a população, como por exemplo, para se locomover entre os extremos da cidade, e para os próprios motoristas, que sempre acabam por se atrasar. A BR-101 já vem sofrendo nos últimos anos um processo de duplicação ao longo de vários trechos, e devido a sua importância, o trecho que corta Campos não poderia ficar de fora. Porém, o atual traçado não comportaria uma duplicação, acarretaria muitas

desapropriações e continuaria a cortar um trecho urbano da cidade, fato este que já se apresentou não ser nada bom. Assim, surgiu a ideia de um novo traçado para a rodovia, apelidado de “Contorno de Campos”, onde este será no lado oeste da cidade, entre o km 51 e o km 84,5 da BR-101/Norte. O início do dito “Contorno de Campos”, será realizado no distrito de Travessão e seu final em Ibitioca, em pista dupla.

Este contorno rodoviário tem por objetivo principal possibilitar mais fluidez e segurança ao tráfego de longa distância, além de melhorar o trânsito urbano na região que, como já mencionado, sofre com o tráfego intenso de veículos.

Este novo traçado irá demandar novas obras, e dentre elas estão três pontes: uma sobre o Rio Ururaí, outra sobre o Rio Paraíba do Sul e por fim uma sobre o Rio Muriaé. Enfim, neste projeto, iremos dimensionar a primeira, ou seja, a ponte sobre o Rio Ururaí.

1.4 Metodologia

Para realização deste trabalho, inicialmente, verificou-se qual a característica mais adequada para a ponte em questão. Desta forma, foi adotado o de pontes em vigas contínuas em concreto armado moldado *in loco*. Esta decisão se baseou principalmente no pequeno vão da estrutura. Tomada esta decisão, todos os cálculos da estrutura seguiram o recomendado pela NBR-6118/2014 “Projeto de estruturas de concreto”. Os parâmetros e considerações específicas de pontes seguirão a NBR-7187/2003 “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido”. A determinação do carregamento devido às cargas móveis foi norteadado pela NBR-7188/2013 “Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”. Para a determinação dos esforços devido ao vento utilizou-se a NBR-6123/1998 “Forças devidas ao vento em edificações”, porém esta merece uma ressalva: a NBR 6123 não especifica de forma clara o cálculo do esforço de vento. Porém, existe uma recomendação do DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre, que foi a adotada neste projeto. Desta forma, foi utilizado o “Manual De Projeto De Obras-De-Arte Especiais” do DNER, atual DNIT, onde este aborda os pontos mais importantes na elaboração deste projeto.

1.5 Escopo do Projeto

A sequência dos capítulos deste projeto segue uma ordem lógica de dimensionamento.

O primeiro capítulo apresenta uma pequena introdução do projeto, com aspectos importantes tais como: motivação do projeto, objetivos e a metodologia utilizada.

O segundo capítulo apresenta considerações, tais como: elementos topográficos, elementos hidrológicos, elementos geométricos, características dos materiais e as ações de cargas consideradas.

No terceiro capítulo, se desenvolvem os primeiros dimensionamentos, onde são abrangidos os elementos da superestrutura da ponte, como: laje, longarinas e transversinas.

O quarto capítulo, é basicamente direcionado à concepção e dimensionamento dos apoios da superestrutura, sendo esta a mesoestrutura.

No quinto capítulo, calcula-se a infraestrutura desta ponte. Neste capítulo podem-se encontrar informações importantes, como o dimensionamento dos elementos estruturais dos pilares e travessas, bem como a concepção e dimensionamento dos elementos de fundação.

Finalmente, chegando ao sexto e último capítulo, fazemos as considerações finais e concluímos este projeto agradecendo.

CAPÍTULO 2 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

2.1 Características da Ponte

2.1.1 Localização

A ponte está localizada no futuro “Contorno de Campos”. Tratando-se de um desvio proposto pela ANTT, Agência Nacional de Transportes Terrestres, que visa desviar a BR-101 da área urbana da cidade, tal desvio se inicia no km 51 e se encerra no km 84,5 da BR-101/Norte.

O novo traçado demandará a construção de três pontes, uma sobre o Rio Ururáí, uma sobre o Rio Paraíba do Sul e uma sobre o Rio Muriaé. Como dito anteriormente, abordaremos a ponte sobre o Rio Ururáí. Esta se localiza aproximadamente nas coordenadas 21°79” S e 41°41” W. Para melhor visualização, no anexo A temos uma planta do contorno de campos e em anexo há uma planta de localização da ponte.

2.1.2 Dimensões da Ponte

A ponte deste projeto é uma estrutura em vigas contínuas com dois tramos de 15 metros cada, totalizando 30 metros de comprimento. A largura é de 18,2 metros, obedece ao prescrito pelo DNIT e respeita as características da rodovia, como a faixa de rolamento e passeio para pedestres. O gabarito vertical é de 5,5 metros em condições normais de fluxo, já em períodos de cheia este gabarito é reduzido, mas sempre respeitando a altura livre mínima prescrita pela norma, no item 2.3, “Elementos Hidrológicos”. A ponte possui 4 faixas de rolamento divididos em duas pistas. Além destas possui dois passeios para pedestres/ciclistas, um para cada pista. Todas estas medidas podem ser conferidas nas plantas em anexo.

2.1.3 Dispositivos de Contenção

Sabe-se que é de grande importância conferir segurança àqueles que trafegam sobre a ponte. Para tal foi adotado dispositivos de contenção. Para dividir a pista temos uma barreira em concreto armado e ligada monoliticamente ao tabuleiro. Na lateral

temos um guarda roda de mesmas características. Por fim, um guarda corpo para proteção dos pedestres/ciclistas. É importante frisar que este é pré-moldado, mas que atende a todos os requisitos do DNIT. A figura 2.1 ilustra estes elementos e as dimensões podem ser conferidas no Anexo A.



Figura 2.1 - Vista em perspectiva do guarda corpo

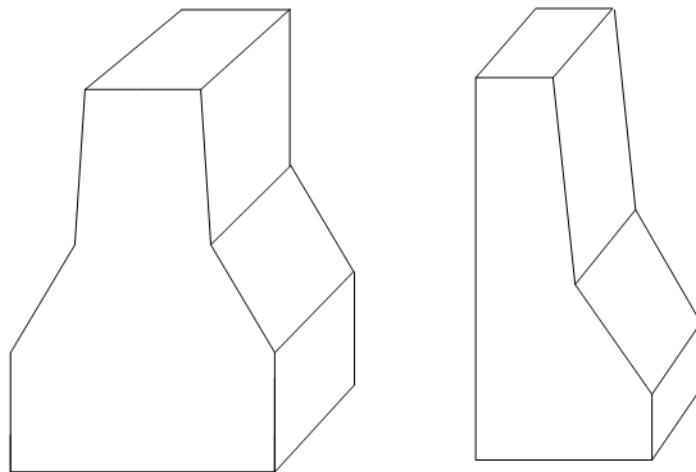


Figura 2.2 - Vista em perspectiva Barreira e Guarda Rodas

2.2 Elementos Topográficos

Segundo o Manual de Obras de Arte Especial (1996, p.109), elaborado pelo antigo DNER, atual DNIT, os levantamentos topográficos necessários para o projeto de uma ponte são:

- Traçado do perfil longitudinal do terreno, ao longo do eixo do traçado, com greide cotado, desenhado em escala de 1/100 ou 1/200 e numa extensão tal que seja exequível a definição da obra e dos aterros de acesso.

Em caso de transposição dos cursos d'água, será levantada a seção transversal dos mesmos, com indicação das cotas de fundo, a intervalos máximos de cinco metros.

- Execução de planta topográfica do trecho em que será implantada a obra, com curvas de nível de metro a metro, contendo o eixo do traçado, interferências existentes, tais como limites de divisas, linhas de transmissão, etc., e obstáculos a serem vencidos, com suas respectivas esconsidades, abrangendo área suficiente para a definição da obra e de seus acessos.

Tanto o perfil como a planta deverão ser amarrados ao estaqueamento e RRNN do projeto da rodovia, devendo ser especificadas essas amarrações e suas localizações perfeitamente definidas nos desenhos.

- Estudos detalhados da transição obra-de-arte-rodovia, seja ela feita através de encontros ou de dispositivos de transição das pontes com extremos em balanço. O comprimento da obra e a transição da obra-de-arte-rodovia somente poderão ser bem definidos com o desenho preliminar dos "off- sets" das saias de aterro em queda livre. Deve ser assegurada a perfeita contenção dos aterros de acesso, evitando-se escorregamentos e o conseqüente descalçamento da via projetada.
- Conhecimento de todas as condições topográficas de implantação das fundações, evitando-se escavações exageradas que venham a comprometer a estabilidade de encostas.

Apesar da extensa recomendação do DNER, neste projeto iremos utilizar apenas levantamentos topográficos simplificados, porém que servirão plenamente ao objetivo proposto.

Na figura 2.3 temos o perfil topográfico do terreno aonde será implantada a ponte, este foi gerado através de uma ferramenta online disponibilizada no site *geocontext.org*.

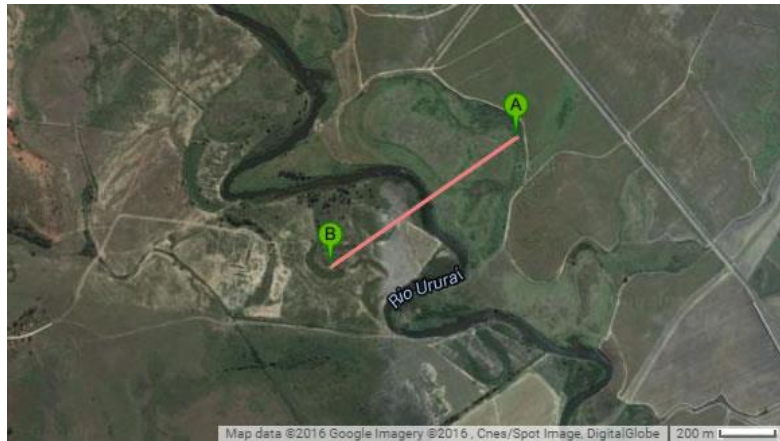


Figura 2.3 - Vista topográfica da região

Os pontos A e B traçam a trajetória de 700 metros, uma distância suficiente para informar a variação de cotas do terreno.

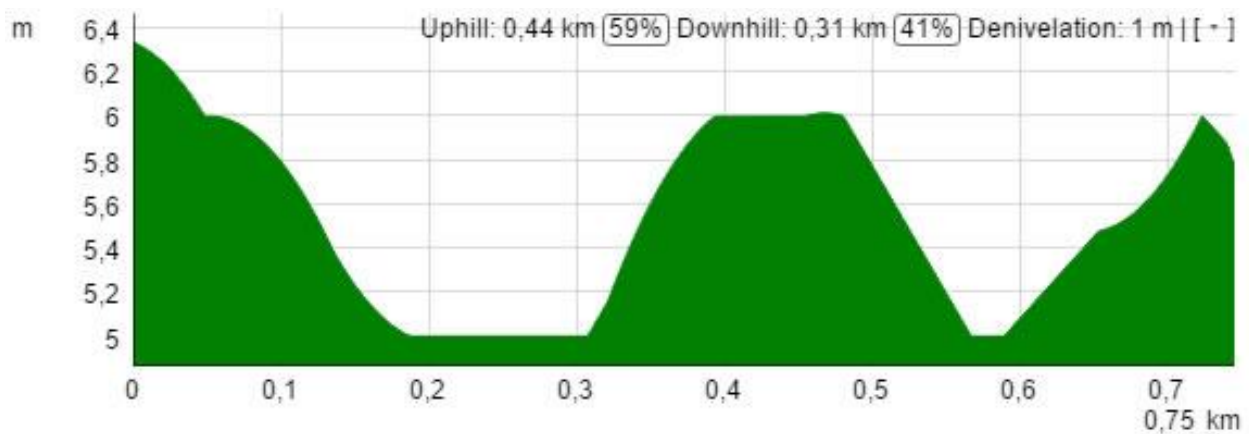


Figura 2.4 - Perfil topográfico do terreno

Através do perfil gerado, figura 2.4, podemos ver que existe uma variação de cota máxima de 1,2 metros em mais de 700 metros de distância, ou seja, o terreno neste trecho é bem plano, não levando grandes dificuldades para a execução da rodovia e da ponte. Através da altimetria, figura 2.5, gerada pela ferramenta Google Earth, confirmamos a planicidade de toda a região, com poucos pontos elevados,

porém deve-se frizar a necessidade da cota do greide da rodovia na ponte ser elevada, respeitando a máxima cota de cheia, como é explicado no item 2.3, Elementos Hidrológicos.

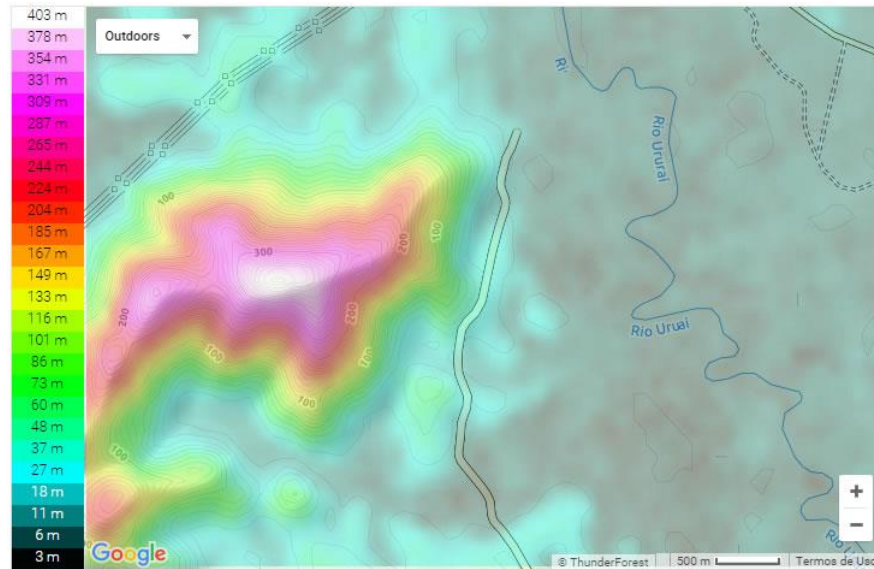


Figura 2.5 – Altimetria do terreno

Os levantamentos simplificados antepostos consistem em uma planta topográfica com curvas de níveis, porém com um espaçamento maior que o supracitado, que servirá apenas para definição da obra, já que se trata de uma vasta região plana e um traçado do perfil longitudinal do terreno ao longo do eixo da rodovia, para que sejam denotados os aterros de acesso. As plantas estão em anexo.

2.3 Elementos Hidrológicos

O estudo hidrológico é de suma importância na elaboração de um projeto de obra de arte compreendida em uma rodovia, pois tal estudo visa caracterizar as condições de vazão máxima do curso d'água, para que a obra seja dimensionada de tal forma que impeça a inundação do leito viário ou das regiões vizinhas, bem como evitar o colapso da estrutura ou, numa pior situação, a perda de vidas humanas.

De acordo com Araújo (1999, p.8), os elementos necessários em um estudo hidrológico são:

- Cotas de máxima cheia e estiagem observadas com indicação das épocas, frequência e período dessas ocorrências.
- Dimensões e medidas físicas suficientes para a solução dos problemas de vazão do curso d'água sob a ponte e erosão do leito, quais sejam:
- Área em km² da bacia hidrográfica a montante da obra até a cabeceira;
- Extensão do talvegue em km, desde o eixo da obra até a cabeceira;
- Altura média anual das chuvas, em milímetros;
- Declividade média do espelho d'água em um trecho próximo da obra, de extensão suficiente para caracterizá-la, bem como indicações concernentes à permeabilidade do solo, existência na bacia hidrográfica de vegetações e retenções evaporativas, aspecto das margens, rugosidade e depressões do leito no local da obra.
- Notícias acerca de mobilidade do leito do curso d'água e, acaso existente, com indicação da tendência ou do ciclo e amplitude da divagação; alvéos secundários, periódicos ou abandonados, zonas de aluviões, bem como de avulsões e erosões, cíclicos ou constantes; notícias sobre a descarga sólida do curso d'água e sua natureza, no local da obra, e sobre material flutuante eventualmente transportado.
- Informações sobre obras de arte existentes na bacia, com indicações de comprimento, vazão, tipo de fundação, etc.
- Notícia sobre serviços de regularização, dragagem, retificações ou proteção das margens.

Com a obtenção de todas os elementos necessários, se procede o cálculo da máxima cota de cheia, MCC, que ao ser somada à altura livre mínima, figura 2.6, temos a cota mínima da face inferior da estrutura e posteriormente ao somar à altura da estrutura, temos a cota da face superior da estrutura.

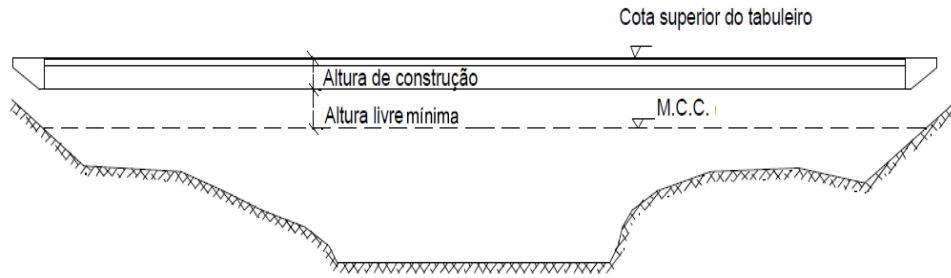


Figura 2.6 - Máxima Cota de Cheia de um Rio

Para o rio Ururaí, por se tratar de um rio com pequena vazão, a MCC pode ser facilmente calculada pela fórmula de Manning, empregada em canais abertos, onde se admite a existência de um canal regular cuja seção transversal é igual à seção de escoamento sob a ponte e com o uso da equação da continuidade para fluidos. E calculada a área necessária para escoar a vazão máxima de projeto do curso d'água sempre respeitando a altura livre mínima que para este caso, segundo a norma, é 1 metro. Com a fórmula de Manning determinamos a velocidade média de escoamento:

$$V = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

V = velocidade média de escoamento (m/s);

n = rugosidade do canal;

$Rh = A/P$, raio hidráulico;

A = área da seção de escoamento (m²);

P = perímetro molhado (m);

I = declividade média do leito.

A vazão de escoamento é dada pela equação da continuidade:

$$Q = V \cdot A \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Porém, neste Projeto não iremos realizar o cálculo da máxima cota de cheia, atualmente a BR-101 em Campos corta o Rio Ururaí na localidade de mesmo nome, Bairro Ururaí, e a ponte já existente possui um gabarito vertical, altura entre a face

inferior da superestrutura e a lâmina d'água, igual a aproximadamente 4,5 metros sob regime normal de escoamento, partindo deste dado e sabendo que o local de implantação da ponte deste projeto está a poucos quilômetros rio acima e a altimetria indica que não há variação significativa entre as cotas da lâmina d'água, podemos tomar o mesmo gabarito vertical e implantá-lo na nova ponte. Vale ressaltar que apesar de grandes cheias no Rio Ururaí, como por exemplo a de 2008 onde 80% da população do bairro foi atingida, a água nunca passou por cima da ponte e segundo relatos dos moradores ela já chegou muito perto de tocar a face inferior da superestrutura, porém nunca tocou.

Com esta premissa, foi definido que o gabarito vertical da ponte do presente projeto terá a altura de 5,5 metros, ou seja, os 4,5 metros da atual ponte acrescido de mais 1 metro de altura livre mínima, a fim de conferir uma maior segurança à estrutura e a continuidade do tráfego em eventuais cheias.



Figura 2.7 - Atual ponte sobre o Rio Ururaí

2.4 Elementos Geométricos

De acordo com PFEIL (1990), os elementos geométricos são subordinados às características da via e seu próprio estrado. As características da via dependem das condições técnicas pré-estabelecidas pelo órgão regulamentador, DNIT, antigo DNER, DER's, Prefeituras, etc. Já os elementos geométricos de estrado dependem das características funcionais da ponte.

2.4.1 Características da Rodovia

Para a determinação das características da via recorreremos às recomendações do Manual de Obras de Arte Especial do DNER, atual DNIT, que classifica as vias em cinco classes técnicas, de acordo com o Professor Shu Han Lee (2000, pg.45) estas classes são:

- Classe 0 ou Especial – que corresponde ao melhor padrão técnico, com características técnicas mais exigentes, sendo sua adoção feita por critérios de ordem administrativa, seu projeto possui rodovia em pista dupla, com separação física entre as pistas, interseções em níveis distintos e controle total dos acessos, com características de Via Expressa;
- Classe I – é subdividida nas classes IA e IB; sendo a primeira correspondente ao projeto de rodovia com pista dupla, admitindo interseções no mesmo nível e com controle parcial dos acessos, sendo a definição por essa classe feita com base em estudos de capacidade das rodovias; e a segunda correspondente ao projeto de rodovia em pista simples, sendo indicada para os casos em que a demanda a atender é superior a 200 vpd, veículos por dia, ou superior a 1.400 vpd, mas não suficiente para justificar a adoção de classes de projeto superiores;
- Classe II – corresponde ao projeto de rodovia com pista simples, cuja adoção é recomendada quando a demanda a atender é de 700 vpd a 1.400 vpd;
- Classe III – corresponde ao projeto de rodovia com pista simples, sendo recomendada quando a demanda a atender é de 300 vpd a 700 vpd;
- Classe IV – é a classe de projeto mais pobre, correspondendo ao projeto de rodovia em pista simples, sendo subdividida nas classes IVA e IVB; sendo que a primeira tem adoção recomendada para os casos em que a demanda, na data de abertura da rodovia ao

tráfego, situa-se entre 50 vpd e 200 vpd; e a segunda é destinada a atender casos em que a demanda seja inferior a 50 vpd.

De acordo com o anteposto, por se tratar de uma Rodovia Federal (BR-101), adotamos a rodovia como sendo de Classe IA, rodovia do sistema arterial principal com pista dupla, admitindo interseções no mesmo nível e com controle parcial dos acessos. Atualmente, no trecho de Campos dos Goytacazes, a BR-101 não é duplicada. A mesma é constituída por duas faixas de tráfego para cada sentido, com separação central entre faixas, o que é denominado pelo HCM - Highway Capacity Manual como “multilane highways”, que significa rodovia multi-faixa. Porém, a duplicação da BR-101 no Norte Fluminense já é uma realidade e o atual projeto do Contorno de Campos, onde esta ponte será empregada, já menciona a duplicação. A figura 2.8 fornece mais recomendações para a rodovia, retiradas do manual do DNER, (1999, pg.24),

TIPO DE VIA	CLASSE DE PROJETO		0		I-A		I-B		II		III		IV				
	CARACTERÍSTICA	VIA EXPRESSA CONTROLE TOTAL DE ACESSO	DECISÃO ADMINISTRATIVA		PISTA DUPLA CONTROLE PARCIAL DE ACESSO		PISTA SIMPLES VMD > 1400 VMD < 1400 VOLUME HORÁRIO DE PROJETO VH > 200		PISTA SIMPLES VOLUME MÉDIO DIÁRIO 700 < VMD < 1400		PISTA SIMPLES VOLUME MÉDIO DIÁRIO 300 < VMD < 700		PISTA SIMPLES VOLUME MÉDIO DIÁRIO 50 > VMD < 200				
			PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	
FÍSICAS	Largura de Faixa de Rolamento (m)	3,75	3,75	3,60	3,60	3,30	3,60	3,60	3,30	3,60	3,30	3,30	3,30	3,00	3,00		
	Largura de Acomodamento Externo (m)	3,00	3,00	3,00	3,00	2,50	3,00	2,50	3,00	2,50	2,00	2,50	2,00	1,50	1,30		
	Largura de Acomodamento Interno (m)	1,200/0,60	1,000/0,60	0,60/0,50	1,200/0,60	1,000/0,60	0,60/0,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	3 Faixas de Rolamento	3,00/2,50	2,50/2,00	2,50/2,00	3,00/2,50	2,50/2,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	4 Faixas de Rolamento	3,00	3,00/2,50	3,00/2,50	3,00	3,00/2,50	3,00/2,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	Despeijel/Mínimo	18,00/3,00	18,00/3,00	18,00/3,00	12,00/3,00	10,00/3,00	10,00/3,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	Largura do Centro Geométrico (m)	Despeijel/Mínimo	18,00/3,00	18,00/3,00	18,00/3,00	12,00/3,00	10,00/3,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	Velocidade Direta (km/h)	100	100	80	100	80	60	100	80	60	70	50	70	50	40	60	
	Rampa Máxima (1%)	3	4	5	3	4,3	6	3	4,5	6	3	5	6,7	3,4	5,6	7,8	
	Despeijel/Mínimo	10	10	10	10	10	10	8	8	8	8	8	8	8	8	8	
Tona Mínima da Superfície %	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
GEOMÉTRICAS	Raio Mínimo de Curva Horizontal (m)	415	415	350	413	350	135	415	350	135	230	185	90	185	135	55	
	e = 6%	315	315	230	315	230	123	315	230	123	170	80	170	50	125	50	
	e = 8%	345/315	315	193	315	193	105	315	193	105	210/195	155/145	75/70	135/145	45/45	115/103	45/45
	e = 12%	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Declividade da Pista em Tangente (%)	5	2	2	5	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	Declividade dos Acomodamentos (%)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	Distância de Visibilidade de Ultrapassagem (m)	—	—	—	—	—	—	600	560	420	360	490	350	490	420	270	420
	Distância de Visibilidade de Parada (m)	210/155	210/155	140/110	210/155	140/110	210/155	85/75	140/110	85/75	110/90	65/60	110/90	85/75	45/45	85/75	45/45
	Despeijel/Mínimo	107/38	107/38	48/29	107/38	48/29	181/4	107/38	48/29	181/4	28/20	10/9	28/20	181/4	3/3	181/4	5/5
	Despeijel/Mínimo	52/36	52/36	32/24	52/36	32/24	171/5	32/26	32/24	171/5	24/19	12/11	24/19	171/5	7/7	171/5	7/7
Valor de K.P. Curvas Verticais Côncavas	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Valor de K.P. Curvas Verticais Convexas	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Afastamento Lateral Mínimo do Bordão de Acomodamento de Ostracitos (m)	0,50/1,30	0,50/1,30	0,50/1,50	0,50/1,30	0,50/1,30	0,50/1,30	0,50/1,50	0,50/1,30	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	
Gabão Vertical (m)	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	
Despeijel/Mínimo	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	

Figura 2.8 - Característica da Rodovia (DNER)

* Faixas de rolamento necessitam de sobrelargura quando raio menor que 160 m

** Atenção à drenagem para valores de K maiores que 43

*** Para valores menores que 2,50 é considerado como faixa de segurança

A tabela menciona diversas características a serem adotadas no projeto de uma rodovia, e através dela retiramos os parâmetros necessários para o nosso projeto, vale frisar que adotaremos a região como sendo plana, já que tratamos da imensa baixada Campista. Dentre os diversos parâmetros, o que mais nos interessa é a largura da faixa de rolamento. Este é determinante para a largura da ponte. Podemos também mencionar a largura da faixa de acostamento, mas no projeto em questão a ponte não possui acostamento, já que este é optativo e por motivos técnicos não foi adotado. Outro fator que apesar de não ser mencionado na tabela, mas é de suma importância é a inclinação transversal da faixa de rolamento, mais conhecido como abaulamento, recomenda-se que a pista tenha um abaulamento de 2%, necessário para a eficiência da drenagem da ponte.

Enfim, entrando na tabela com a Classe IA e região plana obtemos que nossa faixa de rolamento deve ter uma largura 3,60 metros, com um abaulamento de 2% exemplificados na figura 2.9. Os demais dados não são decisivos para o dimensionamento da ponte em si e não serão abordados.

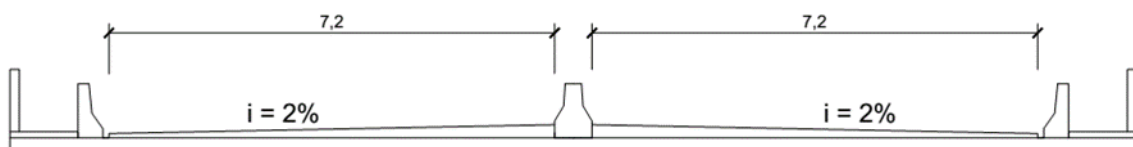


Figura 2.9 - Faixa de rolamento e inclinação do tabuleiro.

2.4.2 Elementos Geométricos da Ponte

Como supracitado, os elementos geométricos de estrado dependem das características funcionais da ponte, no item 2.2, elementos topográficos, foi facilitada as plantas de localização da ponte, assim como a altimetria, estas plantas nos servirão para esclarecer alguns elementos geométricos.

O projeto é condicionado por diversos elementos PFEIL (1990) menciona que:

- Tramo de uma ponte - é conhecido como a parte da superestrutura que se localiza entre dois apoios sucessivos da mesoestrutura.
- Vão teórico do tramo - é a distância horizontal entre os eixos dos dois apoios sucessivos do tramo.
- Altura da construção - distância vertical entre o ponto mais alto e o ponto mais baixo da superestrutura, em uma dada seção considerada.
- Altura livre embaixo da ponte - distância vertical entre o ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo a ser transposto pela ponte, este ponto é definido pela máxima cota de cheia do rio.
- Escondidade - quando não ocorre ângulo reto entre o eixo longitudinal do obstáculo transposto e o eixo longitudinal da ponte, esta escondidade pode ser à direita ou à esquerda. É importante considerar também a largura da ponte.

Assim podemos definir as características geométricas de nossa ponte, a escondidade é igual a 0° , ou seja, ela faz um ângulo reto com o eixo longitudinal do Rio Ururaí, a ponte possui 30 metros de comprimento divididos em dois tramos de 15 metros cada um, o vão teórico é tomado como 14,5 metros, a altura média da construção, altura da viga mais tabuleiro, como sendo igual a 1,5 metros. A altura livre embaixo da ponte é regida por norma e têm o valor mínimo de 1 metro. Todas as medidas e detalhes para o bom entendimento do assunto podem ser conferidos nas plantas em anexo.

2.5 Elementos Agressivos

Certas informações sobre as características do local de implantação de uma ponte podem ser de grande importância para o projeto, devido a possibilidade de elementos agressivos no ambiente, como por exemplo, a agressividade da água, referida ao pH ou ao teor de substâncias agressivas aos materiais de construção, ou

ainda de materiais de ação destrutiva sobre o concreto ou a existência de gases tóxicos em cavas de fundação nos terrenos pantanosos. A NBR 6118 trata deste assunto no item 6.4 da seguinte forma “A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas” (NBR 6118/2014, pg. 16). Estas informações podem influenciar até mesmo no processo construtivo, como no caso de haver no leito do rio moluscos capazes de perfurar as madeiras de escoramento, assim acarretando em novas táticas de escoramento. O presente projeto não aborda a existência de elementos agressivos, já que não há um estudo acerca da existência destes.

Porém, devemos caracterizar o ambiente tomando como base a tabela 6.1 da NBR 6118/2014 na página 17 que trata de caracterizar a classe de agressividade do ambiente, e como neste projeto o local de implantação da ponte é em meio rural, tiramos a seguintes características, classe de agressividade ambiental I, agressividade fraca e risco de deterioração da estrutura Insignificante.

Tabela 2.1 - Agressividade do ambiente

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de Ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	FRACA	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	MODERADA	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	FORTE	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	MUITO FORTE	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

a - Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b - Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c - Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Após a caracterização da agressividade do ambiente, devemos eleger o cobrimento da estrutura, fator este que é extremamente fundamental para a sua durabilidade, pois visa proteger a armadura e o concreto interior de tais agentes agressivos. Novamente se recorre a NBR 6118/2014 que possui uma tabela que trata do assunto, tabela 7.2 página 20, entrando com os dados, tipo de estrutura em concreto armado e classe de agressividade I tiramos os cobrimentos nominais em milímetros que a estrutura deve possuir, Laje 20 mm, Viga/Pilar 25 mm e elementos estruturais em contato com o solo 30 mm, a NBR faz uma ressalva neste último e diz que no trecho dos pilares junto aos elementos de fundação que estejam em contato com o solo, o cobrimento nominal mínimo da armadura deve ser ≥ 45 mm. Os cobrimentos adotamos neste projeto serão os recomendados, com exceção da laje que de acordo com a ressalva feita pela norma às que possuem revestimento superior pode-se adotar 15 mm.

Tabela 2.2 - Cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento.	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos Estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

a - Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

b - Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

c - Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d - No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

2.6 Características dos Materiais Utilizados

Segundo a NBR 6118/2014 e NBR 7187/2003 as características dos materiais utilizados devem atender com plenitude as solicitações que lhes serão impostas. No que tange uma ponte em concreto armado os materiais utilizados são:

2.6.1 Concreto

Peso específico = 24 kN/m³

Peso específico = 25 kN/m³ (Concreto Armado)

Concreto Classe C35, $f_{ck} = 35$ Mpa

Coeficiente de Poisson = 0.2

Coeficiente de dilatação térmica = $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

A norma atualmente prevê o uso do módulo de deformação secante do concreto (E_{cs}), que possui a seguinte relação com o módulo de deformação inicial do concreto (E_{ci}).

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{1/2}$, para concretos com f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;

$\alpha E = 1,0$ para agregado granito e gnaisse

$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80 = 0,86$; com $\alpha_i \leq 1$

$$\alpha_i = 0,89$$

$$E_{cs} = 0,89 \cdot 1.5600 \cdot 35^{1/2} = 29486 \text{ MPa}$$

$$\text{Tomamos, } E_{cs} = 2,9.10^7 \text{ kN / m}^2$$

2.6.2 Aço

Tipologia: CA-50

$F_{yk} = 500$ MPa

Peso específico = 78,5 kN/m³

Módulo de elasticidade = $2,1 \cdot 10^8$ kN/m²

Coeficiente de dilatação térmica = $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C .

2.6.3 Solo

Peso específico = 18 kN/m^3

Peso específico solo compactado = $19,5 \text{ kN/m}^3$

Ângulo de atrito interno = 30°

2.6.4 Pavimentação

Tipologia: asfáltica

Peso específico = 26 kN/m^3 , já atendendo a um possível recapeamento.

2.7 Softwares Utilizados

Para a concepção deste projeto, foi feito uso dos softwares Autocad, para os diversos desenhos técnicos, Excell, para confecção de planilhas e automatização de alguns cálculos, Ftool, para a análise estrutural da ponte, e Google Earth, para obtenção da topografia e localização da ponte.

2.8 Cálculo das Ações

Antes de iniciar o cálculo das ações é de suma importância o esclarecimento de alguns conceitos, de acordo com a NBR-8681/2003:

- Estados limites de uma estrutura: Estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.
- Estados limites últimos, ELU: Estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

- Estados limites de serviço, ELS: Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.
- Ações: Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.
- Ações permanentes: Ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas.
- Ações variáveis: Ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.
- Ações excepcionais: Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.
- Cargas acidentais: Cargas acidentais são as ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos etc.)

A fim de garantir a segurança em relação aos possíveis estados limites, último ou de serviço, em cada tipo de carregamento considera-se todas as combinações de ações que podem impor os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura, no ELU se considera as combinações últimas e no ELS as combinações de serviço.

Neste trabalho será feito uso apenas das combinações últimas, já que todo o dimensionamento será feito à luz do ELU, não havendo verificações para o ELS. Neste caso a equação que fornece tais combinações é a seguinte:

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

onde temos:

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

F_{gk} são as ações permanentes diretas;

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

F_{qk} são ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida como principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ são os coeficientes de ponderação de combinação das ações;

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ são coeficientes de ponderações das ações.

Esta equação relaciona várias ações porém como adiante, só teremos ações permanentes e variáveis oriundas da carga móvel sobre o tabuleiro, assim a equação fica reduzida a:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{qk}$$

A segunda parcela se refere à carga móvel, porém de acordo com a Norma devemos multiplicá-la pelo coeficiente de impacto além do coeficiente de majoração para cargas variáveis.

2.8.1 Coeficiente de Impacto

Quando tratamos de pontes, temos que ter em mente que as cargas móveis reais são aplicadas bruscamente, diferente da suposição que é feita no estudo das estruturas onde as cargas são aplicadas de maneira que sua intensidade cresça gradualmente desde zero até o valor total, ainda, não podemos considerar as cargas móveis como estáticas pois não é a realidade, em virtude das oscilações provocadas pelos veículos.

A análise destas oscilações deve ser feita pela teoria da Dinâmica das Estruturas, e resulta muito trabalhosa, então, criou-se o coeficiente de impacto que altera o efeito dinâmico das cargas móveis de maneira global, dando a elas um acréscimo e considerando-as como se fossem aplicadas estaticamente.

Segunda a NBR-7188/2013 o coeficiente de impacto é dado pela seguinte equação:

$$\varphi' = CIV \times CNF \times CIA$$

onde:

CIV é o coeficiente de impacto vertical;

CNF é o coeficiente de número de faixas;

CIA é o coeficiente de impacto adicional.

O coeficiente de impacto vertical, amplifica a ação da carga estática, ele simula o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Uma ressalva é que ele 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.

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

O *L* na fórmula corresponde ao vão teórico de um tramo do elemento carregado, nosso caso *L* é igual a 14,5 metros.

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{14,5 + 50} \right)$$

$$CIV = 1,33$$

O coeficiente do número de faixas relaciona a chance de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Este coeficiente é obtido por:

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

O *n* é o número inteiro de faixas de tráfego.

$$CNF = 1 - 0,05(4 - 2) > 0,9$$

$$CNF = 0.9$$

Porém, a norma cita que este coeficiente não é aplicável ao cálculo de elementos transversais ao eixo da ponte, ou seja, não se aplica a lajes nem transversinas. Assim, no dimensionamento destes o $CNF = 1$.

O coeficiente de impacto adicional majora a carga móvel devido a imperfeições da pista de rolamento ou descontinuidade da mesma.

$$CIA = 1,25 \text{ para obras em concreto ou mistas;}$$

$$CIA = 1,15 \text{ para obras em aço.}$$

Adotamos 1,25 tendo em vista que a ponte é em concreto armado.

Logo o coeficiente de impacto a ser adotado no dimensionamento das longarinas é:

$$\varphi' = 1,32 \times 0.9 \times 1,25 = 1,49$$

No dimensionamento das lajes e transversinas $CNF = 1$, então:

$$\varphi' = 1,32 \times 1 \times 1,25 = 1,65$$

2.8.2 Combinação 1

Nas seções em que não ocorre inversão de momentos, temos para as envoltórias máximas e mínimas a equação seguinte, lembrando da existência apenas de cargas variáveis e permanentes, não considerando cargas acidentais e nem indiretas, e já considerando o coeficiente de impacto:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \varphi' F_{qk}$$

$$\gamma_g = 1,4, \gamma_q = 1,4, \varphi' = 1,49 \text{ (longarinas)}, \varphi' = 1,65 \text{ (transversinas e lajes)}$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4 \cdot 1,49 \cdot F_{qk}$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 2,09 \cdot F_{qk}$$

e,

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4 \cdot 1,65 \cdot F_{qk}$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 2,31.F_{qk}$$

2.8.3 Combinação 2

Há também a necessidade de considerar os casos em que a carga permanente venha a reduzir os momentos negativos, principalmente em regiões próximas apoios:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \varphi' F_{qk}$$

$\gamma_g = 1$, $\gamma_q = 1,4$, $\varphi' = 1,49$ (longarinas), $\varphi' = 1,65$ (transversinas e lajes)

$$F_d = F_{gk} + 1,4.1,49.F_{qk}$$

$$F_d = F_{gk} + 2,09.F_{qk}$$

e,

$$F_d = F_{gk} + 1,4.1,65.F_{qk}$$

$$F_d = F_{gk} + 2,31.F_{qk}$$

CAPÍTULO 3 – SUPERESTRUTURA

3.1 - Longarinas

A superestrutura da ponte como já mencionado é composta pelo tabuleiro, vigas longitudinais principais, mais conhecidas como longarinas e vigas secundárias, conhecidas por transversinas. A função da longarina é receber o carregamento do tabuleiro e das transversinas para distribuí-los a infraestrutura da ponte, ou seja, para os pilares que por sua vez distribuem para a fundação.

Os principais esforços que atuam na longarina é o esforço de flexão e o esforço de cisalhamento oriundos dos momentos fletores e forças cortantes gerados pela solicitação de carregamento. Neste item, iremos dimensionar a longarina tanto para flexão como para o cisalhamento, com relação à fadiga iremos verificá-la para a armadura tracionada.

3.1.1 Determinação do Carregamento

3.1.1.1 Cargas Permanentes

Como já mencionado a carga permanente é aquela que atua durante toda a vida da estrutura, no caso da longarina ela é formada pelo peso próprio da laje, transversina e dela mesma. O peso próprio do conjunto laje/longarina é considerado como uma carga distribuída já o peso próprio da transversina como uma carga concentrada.

Cargas Distribuídas

Para a determinação do carregamento oriundo do conjunto laje/longarina é comum a divisão da seção transversal em figuras geométricas de áreas conhecidas, como retângulos ou trapézios, sendo computada a área total e esta é multiplicada pelo peso próprio dos elementos, depois divide-se o resultado igualmente entre as

longarinas. A figura a seguir mostra a seção transversal da superestrutura da ponte dividida em áreas para efeitos de exemplo.

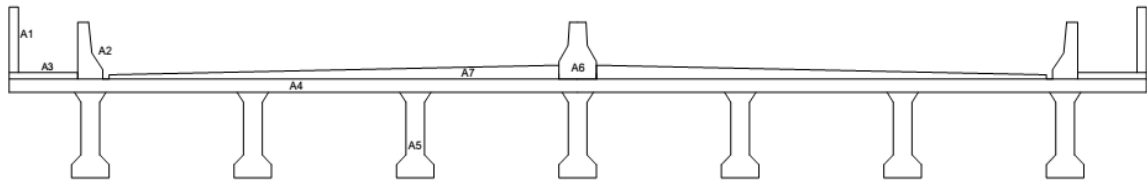


Figura 3.1 - Divisão por áreas da seção transversal

Essa metodologia é mais precisa quando se tem 2 longarinas, onde cada uma suportará exatamente a metade da carga total, no presente projeto temos 7 longarinas e o emprego desta metodologia nos levaria a um erro, uma variação da realidade, logo devemos adotar outra metodologia mais realista a fim de determinar a longarina mais solicitada. Após algumas tentativas, verificou-se que a longarina central é a mais solicitada, submetida ao maior carregamento permanente, já era esperado este resultado pois a viga central possui um maior revestimento asfáltico e também sobre ela temos a barreira de concreto que divide as pistas, um elemento de concreto maciço, a figura abaixo mostra a parcela de carregamento suportado por ela.

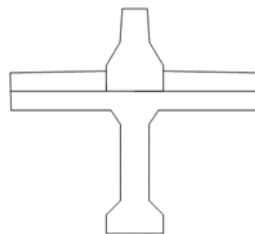


Figura 3.2 - Longarina central

Nas tabelas a seguir, mostramos a determinação do carregamento para a viga central e também, para efeitos de comparação, o carregamento somando-se tudo e dividindo igualmente para cada longarina. Observa-se que o cálculo de cada área foi feito de forma automático, utilizando a ferramenta “área” no software AutoCad.

Tabela 3.1 – Determinação da carga permanente sobre a longarina

Cargas distribuídas					
		Área	Elementos	Peso específico (KN/m ³)	Carga (kN/m)
Guarda Corpo	A1	-	2	-	1.92
Guarda Roda	A2	0.2321	2	25	11.605
Passeio Pedestre	A3	0.11	2	24	5.28
Laje	A4	3.64	1	25	91
Viga	A5	0.48	7	25	84
Barreira	A6	0.3753	1	25	9.3825
Rev. Asfáltico	A7	1.02	2	26	53.04
				Total	256.2275
				P/ cada viga	36.60392857
Carga na viga Central					
		Área	Elementos	Peso específico (KN/m ³)	Carga (kN/m)
Viga + Laje + Barreira	-	1.37	1	25	34.25
Rev. Asfáltico	-	0.21	2	26	10.92
				Total P/ Viga central	45.17

Podemos ver que o carregamento difere em quase 9 kN/m, uma variação grande demais para ser desconsiderada. Logo tomamos o carregamento permanente distribuído como sendo 45,17 kN/m.

Cargas Concentradas

A carga concentrada atuante na longarina é proveniente da transversina e, como mencionado anteriormente, a transversina é desligada da laje, ou seja, ela apenas transfere à longarina o seu peso próprio. Neste projeto, a transversina tem um vão teórico de 2,6 metros, ou seja, cada longarina suporta a metade de cada transversina, porém, suporta a metade em cada lado, portanto, suporta uma transversina inteira. A tabela abaixo evidencia o cálculo.

Tabela 3.2 – Determinação da carga concentrada da longarina

CARGAS CONCENTRADAS					
Transversina	Área	Largura Colaborante	Elementos	Peso específico (KN/m ³)	Carga (kN)
	0.17	2.6	1	25	11.05

Logo toma-se o carregamento concentrado como sendo 11,1 kN. A seguir apresentamos o esquema de carregamento permanente na longarina central.

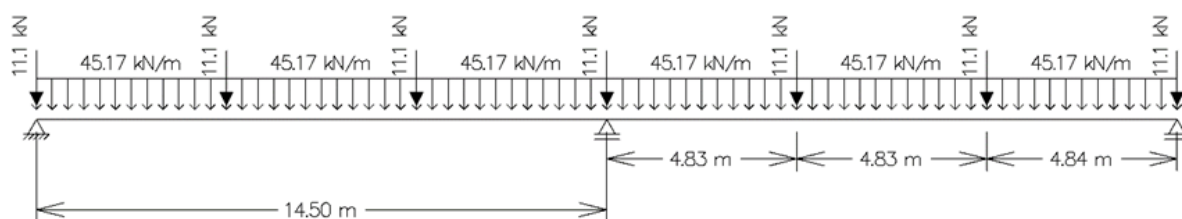


Figura 3.3 – Esquema da longarina com carregamento permanente

3.1.1.2 Cargas Móveis

As cargas móveis oriundas do tráfego de veículos sobre a ponte podem ocupar qualquer posição sobre o tabuleiro. Logo, para se determinar a máxima solicitação possível nas longarinas, devemos buscar a posição mais desfavorável dessa carga. Porém esse procedimento é de extremo labor e inviável sem o auxílio de software. Com isso, utiliza-se do conceito de trem-tipo, o qual simplifica o carregamento sobre as longarinas e torna o processo de cálculo dos esforços menos trabalhoso.

Trem-tipo de uma longarina é a parcela de carga produzida na mesma pelas cargas móveis de cálculo, colocadas na largura do tabuleiro, posicionada da forma mais desfavorável possível. Nessas condições, o trem-tipo é o carregamento de cálculo de uma longarina levando-se em consideração a geometria da seção transversal da ponte, como por exemplo, o número e espaçamento das longarinas e a posição da laje do tabuleiro.

Geralmente, empregam-se as linhas de influência, diagramas que permitem definir as posições mais desfavoráveis do trem-tipo, para calcular as respectivas solicitações. Logo, viga é dividida em seções de cálculo e assim tomam-se os valores

extremos das solicitações em cada seção, dessa forma se pode traçar as envoltórias de solicitações da carga móvel. Como os valores das envoltórias são determinados para as situações mais desfavoráveis das cargas, quaisquer outras posições do carregamento produzirão solicitações menores. Assim, ao dimensionarmos para os valores das envoltórias, sua segurança fica garantida para qualquer posição da carga móvel.

A ponte deste projeto integra uma rodovia de Classe IA e a NBR 7188/2013 que trata das cargas móveis em estruturas determina uma nova classificação nas vias de acordo com o trem tipo adotado, neste caso a via em questão é da Classe 45, assim, o trem-tipo é um TB-450, sendo definido pela NBR 7188/2013 por “um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P=75$ kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de $18,0$ m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m²”, para os passeios a NBR 7188/2013 recomenda adotar carga uniformemente distribuída constante $p' = 3$ kN/m².

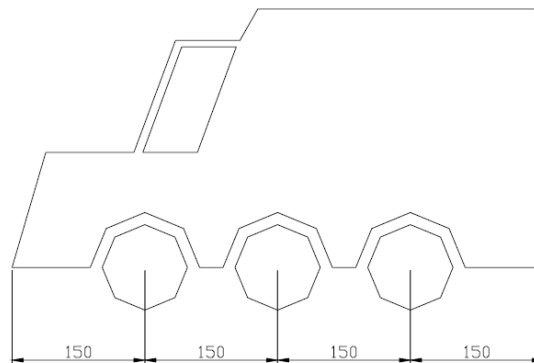


Figura 3.4 – Trem-tipo TB-45

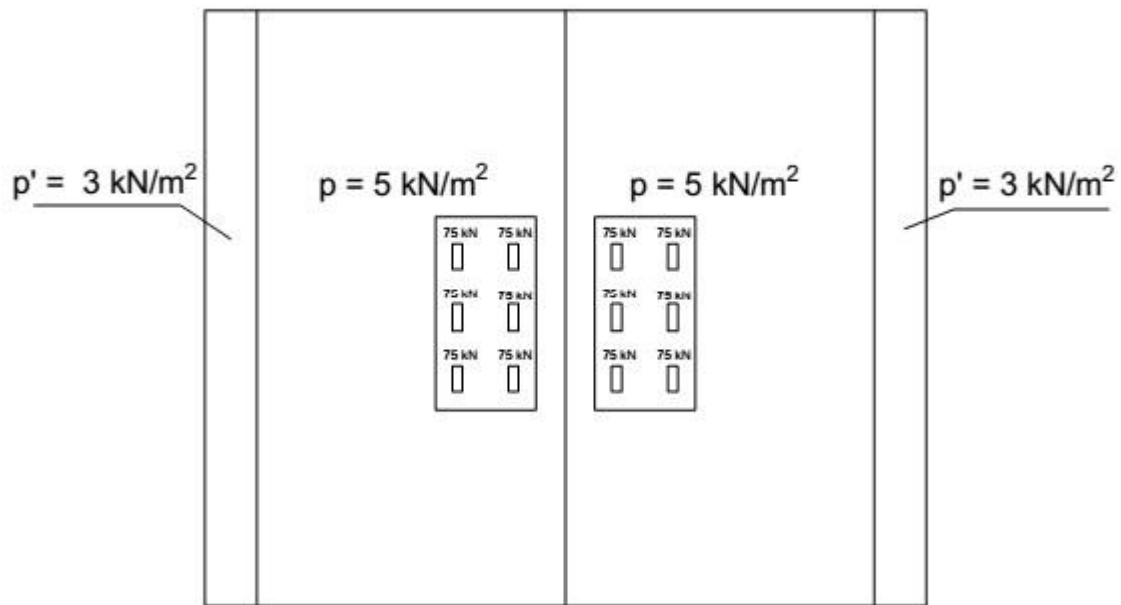


Figura 3.5 - Trem-tipo TB-45 em pista dupla.

Para resumir descrevemos as características do trem-tipo a seguir:

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

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

Número de eixos: 3;

Peso de cada roda (dianteira, intermediária e traseira): 75 kN;

Distância entre os eixos: 1,5 m;

Distância entre os centros de cada roda na lateral: 2,0 m.

Deve-se buscar a posição do trem-tipo mais desfavorável possível, que gere as maiores solicitações, neste projeto trata-se de uma ponte em pista dupla e a longarina mais solicitada pelas cargas permanentes é a central, fica plausível admitir que as maiores solicitações ocorrerão com o trem tipo próximo à área central, ou seja, próximo a barreira. Não se sabe se as maiores solicitações ocorrerão para apenas um trem-tipo em uma pista, ou para dois trem-tipos simultâneos em ambas as pistas e para tratar deste assunto, simulam-se ambos os carregamentos.

Primeiro caso com apenas um trem-tipo:

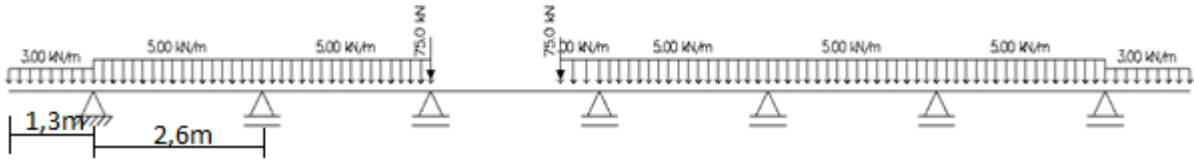


Figura 3.6 - Esquema com 1 trem-tipo

Esta configuração gera as seguintes reações e momentos fletores:

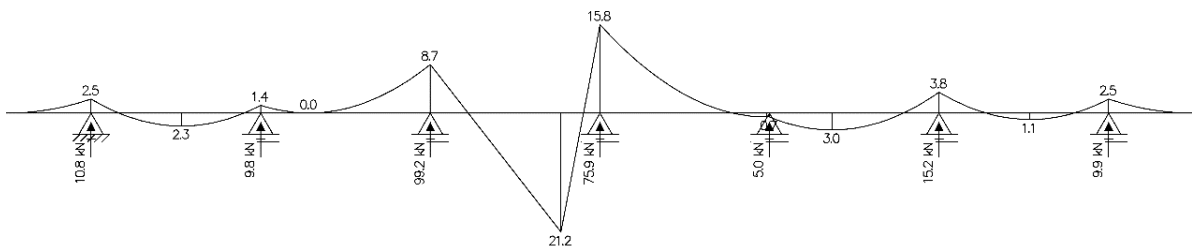


Figura 3.7 - Reações e momento fletor com 1 trem-tipo

Obtemos uma maior solicitação na longarina à esquerda do centro com um valor de 99,2 kN, o momento fletor seria algo gerado por metro de laje e tem apenas efeito comparativo, já que esse cálculo é feito posteriormente na seção lajes e em nada influi na determinação da carga móvel.

Segundo caso com dois trens-tipos

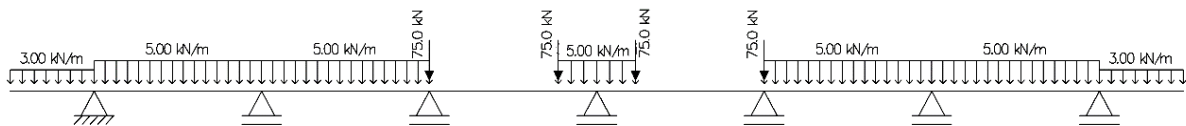


Figura 3.8 - Esquema com 2 trens-tipos

Esta configuração gera as seguintes reações e momentos fletores:

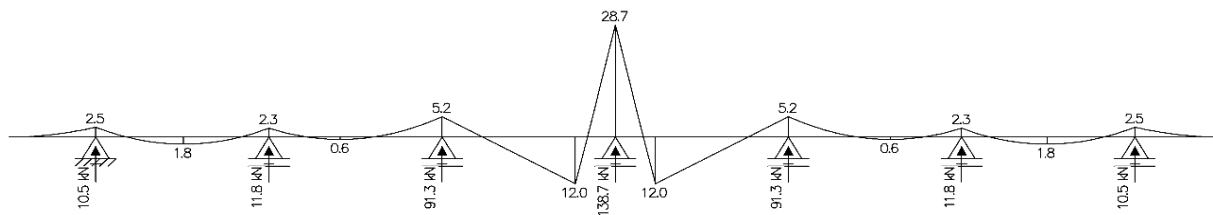


Figura 3.9 - Reações e momento fletor com 2 trens-tipos

Analisando as duas configurações, fica claro que a pior situação é quando dois trens-tipos trafegam simultaneamente na ponte, gerando uma reação e momento fletor muito maior na longarina do centro, quase 140 kN enquanto que com 1 trem-tipo temos uma maior solicitação na viga à esquerda do centro igual a 99,2 kN. Assim, adotamos esta última configuração, com dois trens-tipos.

Com isso podemos analisar a seção da ponte na ausência do trem-tipo, ou seja, submetida apenas a p e p' .

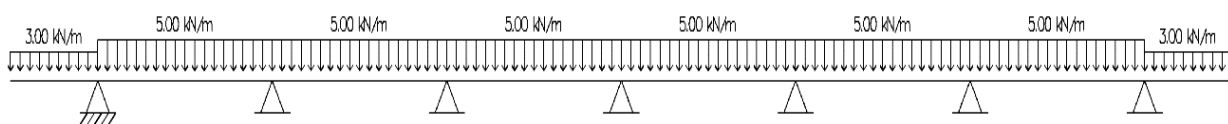


Figura 3.10 - Esquema de carregamento p e p'

Esta configuração gera as seguintes reações e momentos fletores apresentados na figura 3.11.

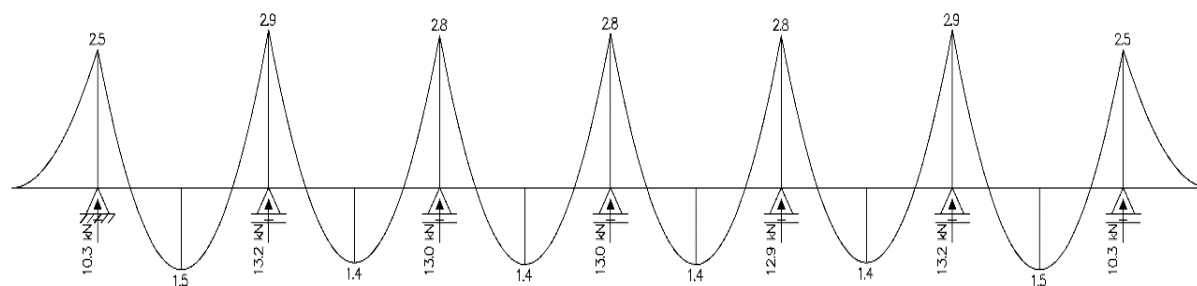


Figura 3.11 – Reações e momento fletor com p e p'

A reação na longarina do centro é igual a 130 kN e com isso já podemos gerar nosso trem tipo. O software *FTOOL* possui uma ferramenta para isso, a *LOAD TRAIN* e, entrando com o coeficiente de impacto já calculado, os dados obtidos na configuração com dois trens-tipos e com o da configuração de apenas p e p', obtemos:

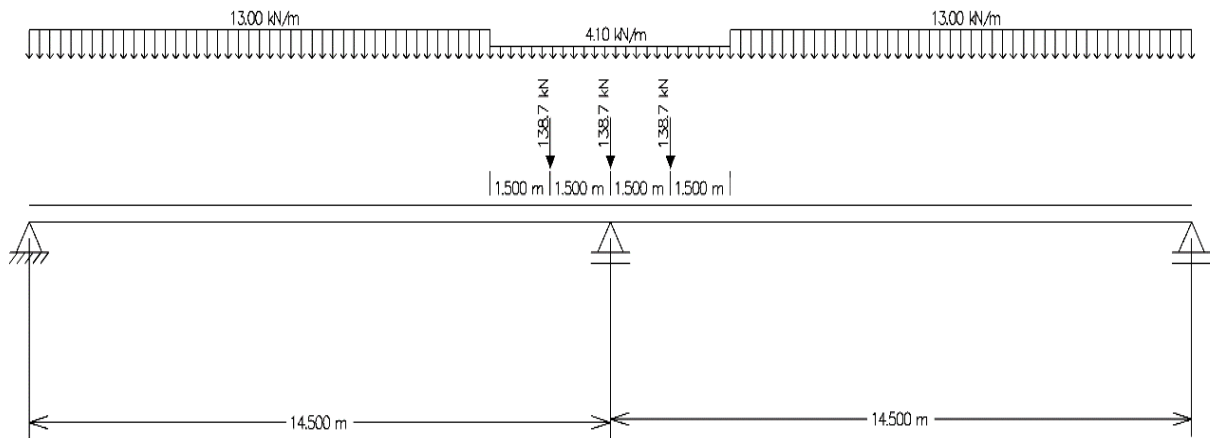


Figura 3.12 – Trem-tipo sobre a viga central

Como foi mencionado, o trem-tipo percorre o tabuleiro, gerando diferentes esforços em cada seção, devido a esta condição devemos recorrer à construção de envoltórias de esforços.

Para a construção da envoltória de momentos fletores e esforços cortantes, temos que dividir a viga em seções, a Norma atual prevê um mínimo de 10 seções para uma ponte com vão até 40 metros, porém neste trabalho adotamos 12 seções, a fim de obter maior clareza nos resultados.

Diagrama das cargas permanentes não majoradas

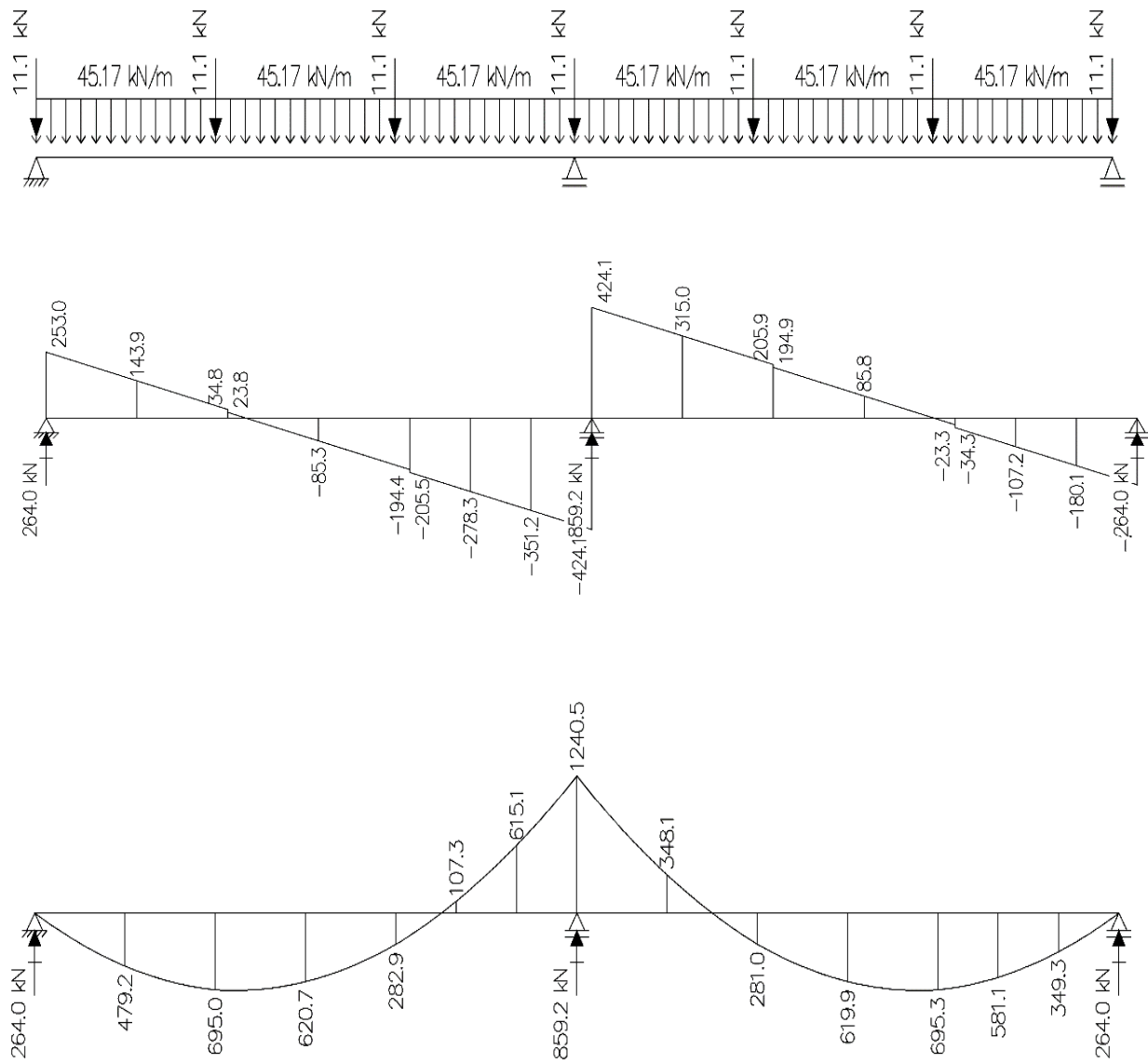


Figura 3.13 - Diagramas das cargas permanentes não majoradas

Não há esforço normal, por isso, seu diagrama não está representado.

Diagrama das cargas móveis não majoradas

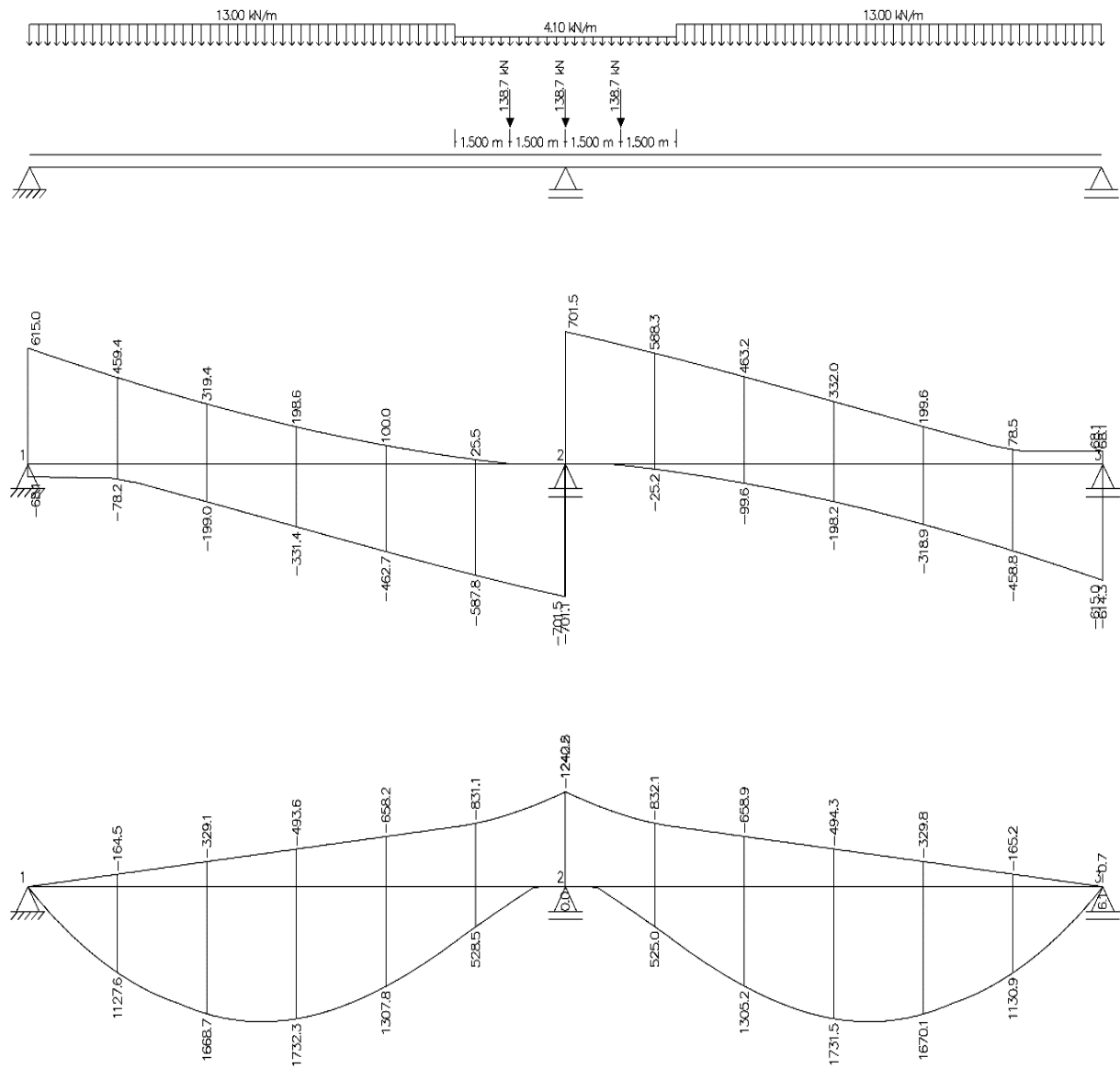


Figura 3.14 - Diagrama das cargas móveis não majoradas

Não há esforço normal na seção, portanto não representamos seu Diagrama.

3.1.1.3 Envolvórias de Momento Fletor e Esforço Cortante

Como já mencionamos a longarina foi dividida em 12 seções e possuímos os valores de cortante e momento fletor em cada uma delas, tanto para a carga permanente como para a móvel, já podemos construir as envoltórias. Para tanto foi utilizado o software *EXCELL* onde podemos automatizar os cálculos através de fórmulas pré-inseridas em células da tabela.

As tabelas 3.3 e 3.4 mostram os valores da envoltória de esforço cortante devido às combinações vistas anteriormente, os valores de máximo e mínimo estão hachurados.

Tabela 3.3 - Envolvória de esforço cortante C1

Seção	Carga Permanente	Cortante (kN)			
		Carga Móvel		Envolvória (C1)	
		Positiva	Negativa	Máximo	Mínimo
1	253	615	-68,1	1637,1	212,14
2	143,9	459,3	-78,2	1159,6	38,335
3e	34,8	319,3	-199,2	714,78	-366,8
3d	23,8	319,3	-199,2	699,38	-382,2
4	-85,3	198,4	-331,7	294,44	-811,3
5e	-194,4	99,8	-463,1	-63,98	-1238
5d	-205,5	99,8	-463,1	-79,52	-1254
6	-314,8	25	-588,3	-388,2	-1668
7e	-424,1	0	-701,5	-593,7	-2057
7d	424,1	702	0	2057,1	593,74
8	315	588	-25,2	1668,2	388,43
9e	205,9	463	-99,8	1254,3	80,077
9d	194,9	463	-99,8	1238,9	64,677
10	85,8	332	-198,4	812,05	-293,7
11e	-23,3	199	-319,3	382,91	-698,7
11d	-34,3	199	-319,3	367,51	-714,1
12	-143,7	78	-459,3	-38,05	-1159
13	-253	68	-615	-212,1	-1637

Tabela 3.4 - Envoltória de esforço cortante C2

Cortante (kN)					
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máximo	Mínimo
1	253	615	-68,1	1535,9	110,94
2	143,9	459,3	-78,2	1102	-19,23
3e	34,8	319,3	-199,2	700,86	-380,7
3d	23,8	319,3	-199,2	689,86	-391,7
4	-85,3	198,4	-331,7	328,56	-777,2
5e	-194,4	99,8	-463,1	13,783	-1160
5d	-205,5	99,8	-463,1	2,6828	-1172
6	-314,8	25	-588,3	-262,2	-1542
7e	-424,1	0	-701,5	-424,1	-1887
7d	424,1	702	0	1887,4	424,1
8	315	588	-25,2	1542,2	262,43
9e	205,9	463	-99,8	1171,9	-2,283
9d	194,9	463	-99,8	1160,9	-13,28
10	85,8	332	-198,4	777,73	-328,1
11e	-23,3	199	-319,3	392,23	-689,4
11d	-34,3	199	-319,3	381,23	-700,4
12	-143,7	78	-459,3	19,425	-1102
13	-253	68	-615	-110,9	-1536

As tabelas 3.5 e 3.6 mostram os valores da envoltória de momento fletor devido às combinações vistas anteriormente, os valores de máximo e mínimo estão hachurados.

Tabela 3.5 - Envoltória de momento fletor C1

Momento Fletor (kN.m)					
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C1)	
		Positiva	Negativa	Máximo	Mínimo
1	0	0	0	0	0
2	479,2	1128,1	-164,7	3024,1	327,32
3	695	1669,2	-329,3	4455	286,08
4	621,3	1731,9	-494	4482,6	-160,7
5	282,9	1306,1	-658,6	3120,6	-977,8
6	-346,5	525,6	-832	611,3	-2221
7	-1240,5	0	-1242,5	-1737	-4329
8	-348,1	525,6	-832	609,06	-2223
9	281	1306,1	-658,6	3117,9	-980,4
10	621	1731,9	-494	4482,1	-161,1
11	695,3	1669,2	-329,3	4455,4	286,5
12	479,9	1128,1	-164,7	3025,1	328,3
13	0	0	0	0	0

Tabela 3.6 - Envoltória de momento fletor C2

Momento Fletor (kN.m)					
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória (C2)	
		Positiva	Negativa	Máximo	Mínimo
1	0	0	0	0	0
2	479,2	1128,1	-164,7	2832,42	135,64
3	695	1669,2	-329,3	4176,95	8,0802
4	620,7	1731,9	-494	4233,44	-409,8
5	282,9	1306,1	-658,6	3007,42	-1091
6	-346,5	525,6	-832	749,902	-2082
7	-1240,5	0	-1242,5	-1240,5	-3832
8	-348,1	525,6	-832	748,302	-2084
9	281	1306,1	-658,6	3005,52	-1093
10	619,9	1731,9	-494	4232,64	-410,6
11	695,3	1669,2	-329,3	4177,25	8,3802
12	479,9	1128,1	-164,7	2833,12	136,34
13	0	0	0	0	0

3.1.2 Dimensionamento da Longarina à Flexão

3.1.2.1 Viga Seção T

A seção T possui a forma geométrica de um T, onde é composta pela nervura, ou alma, e pela mesa, que pode estar parcial ou totalmente comprimida. A conformação de tais vigas pode ser pelo processo de pré-moldagem, quando são fabricadas em uma local fora da obra e já com o formato real de T, ou moldadas no local, no caso de vigas retangulares que, com o trabalho conjunto com as lajes vizinhas, originam uma seção fictícia em forma de T. Esta última ocorre porque as tensões normais de compressão, oriundas da flexão, acabam por solicitar também as proximidades das lajes apoiadas sobre as vigas e assim a área de concreto da laje que está sendo solicitada contribui no momento resistente da viga. Um ponto importante é que esta contribuição só será real caso a laje esteja realmente comprimida, ou seja, que ela se situe no lado da viga, inferior ou superior, submetido às tensões normais de compressão. Caso a laje esteja na parte tracionada da viga ela não será submetida a tensão de compressão e não poderá ser considerada como colaborante no momento resistente da seção, com base em tais conceitos, a Figura 3.15 mostra um exemplo de uma viga contínua que sustenta uma laje e que de acordo com o lado comprimido consideramos a laje colaborante ou não, e assim, formando seção T ou seção retangular.

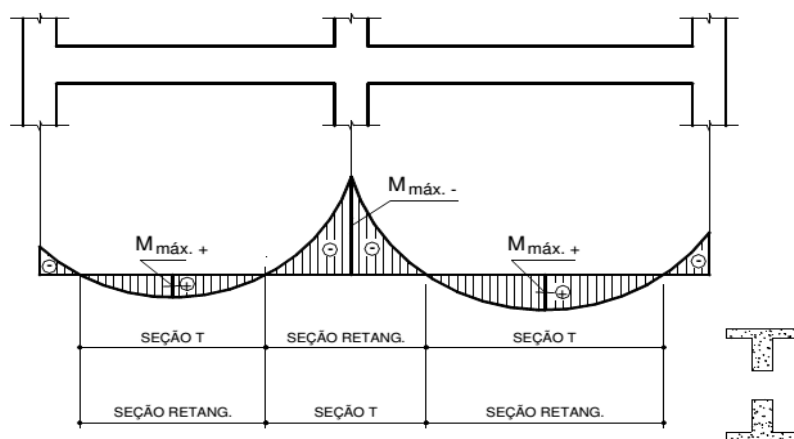


Figura 3.15 – Seção T (Bastos, 2015, pg.45)

“As vantagens de se poder considerar a contribuição das lajes para formar seções T estão na possibilidade de vigas com menores alturas, economia de armadura e de fôrma, flechas menores, etc.” (Bastos, 2015, pg.46)

Determinação da Largura Colaborante

A largura colaborante é a porção da laje que atua solidariamente à viga, aquela que quando submetida a tensões de flexão compressivas ajuda aumentando a área de concreto comprimida e, assim, o momento resistente da seção. O seu cálculo depende do tipo vínculo da viga e das características geométricas. A NBR-6118 fornece uma imagem explicativa, figura 3.16, onde:

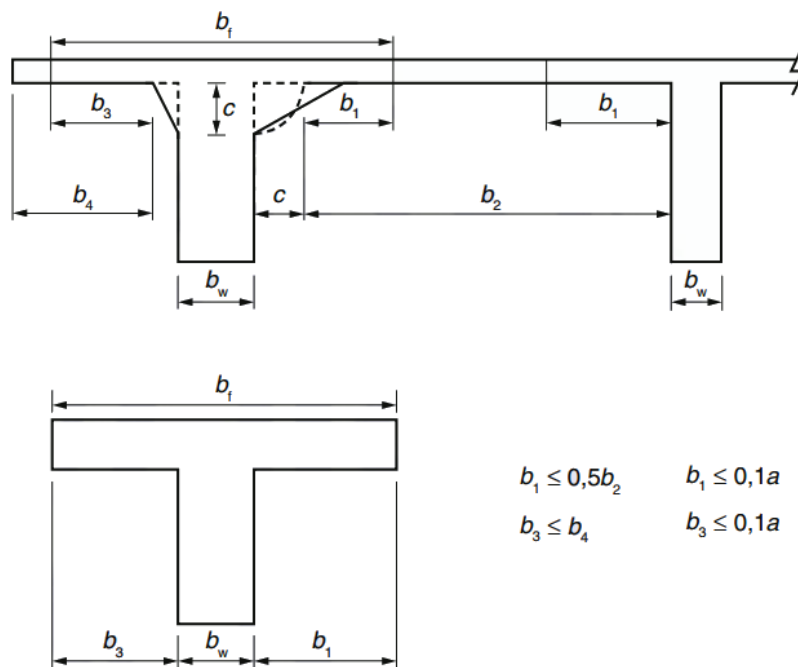


Figura 3.16 – Largura colaborante

Temos que b_f é a largura colaborante, b_w a largura real da nervura e b_2 é a distância entre nervuras sucessivas. As distâncias b_1 e b_3 estão em função do comprimento “ a ” e no caso de b_3 em função também de b_4 que é a distância entre o extremo da laje em balanço e a nervura da seção e b_1 em função de b_2 . A determinação da distância “ a ” pode gerar dúvidas, segundo a NBR-6118/2014 pg.87.

“A distância a pode ser estimada, em função do comprimento l do tramo considerado, como se apresenta a seguir:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 l$;
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 l$;
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 l$;
- tramo em balanço: $a = 2,00 l$.

Alternativamente, o cômputo da distância a pode ser feito ou verificado mediante exame dos diagramas de momentos fletores na estrutura.”

A imagem seguir exemplifica a relação entre “ a ” e o diagrama de momento fletor.

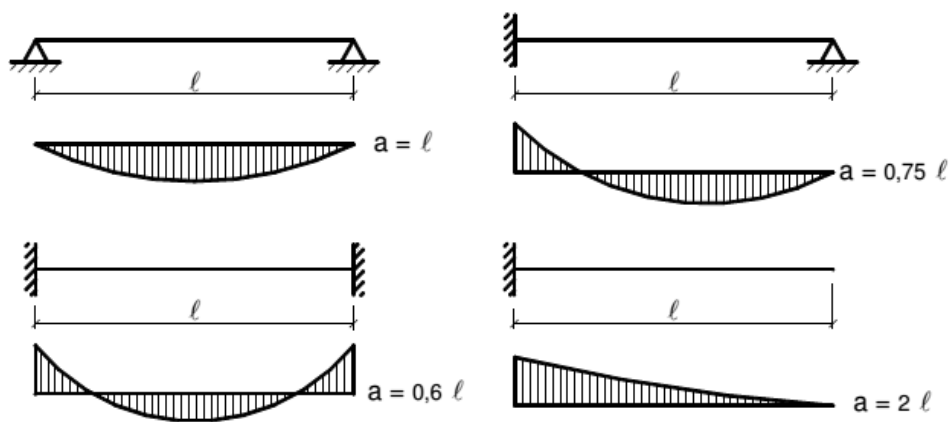


Figura 3.17 – Determinação de “ a ” (Bastos, 2015, pg.51).

Adotamos $a = 0,75 l$, tramo com momento em uma só extremidade, já que nossa ponte é composta por dois tramos e ao dividir temos essa configuração, no caso de seções T que possuam mísulas as dimensões são tomadas a partir da extremidade da mísula e bw passa a ser ba , que é a soma de bw com os catetos horizontais de cada mísula.

Características da seção de projeto

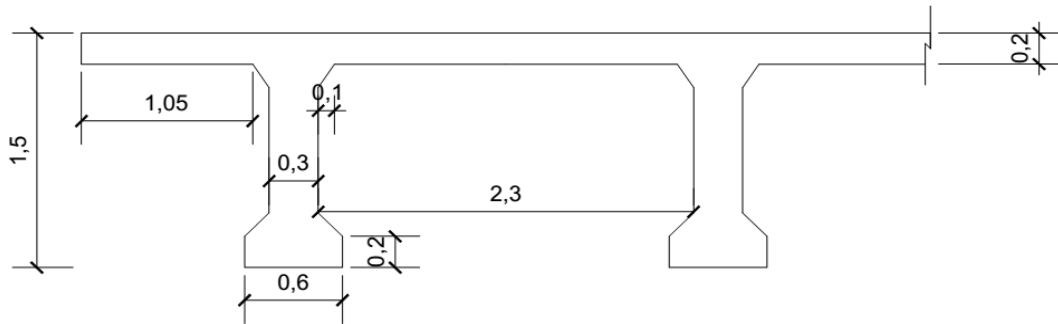


Figura 3.18 - Características da seção de projeto

$$b1 \leq \begin{cases} 0,1a \\ 0,5b2 \end{cases} \quad b3 \leq \begin{cases} 0,1a \\ b4 \end{cases}$$

Da figura tiramos $b2 = 2,10 \text{ m}$ e $b4 = 1,05 \text{ m}$, nos falta apenas o valor de “a” como a ponte é dividida em dois tramos de 14,5 metros, “a” = $0,75 \times 14,5 = 10,87 \text{ m}$.

$$b1 \leq \begin{cases} 0,1a = 1,08 \text{ m} \\ 0,5b2 = 1,05 \text{ m} \end{cases} \quad b3 \leq \begin{cases} 0,1a = 1,08 \text{ m} \\ b4 = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

A largura efetiva da mesa, bf , é dada pela soma de $b1, b3$ e ba , anteriormente mencionamos que $ba = bw + 2 \cdot 0,1 = 0,5 \text{ m}$.

$$bf = b1 + b2 + b3$$

$$bf = 2,6 \text{ metros.}$$

3.1.2.2 Armadura de flexão para o momento positivo

Dados de projeto

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35 \text{ mpa} \\ f_{yk} &= 500 \text{ mpa} \\ M_{sd} &= 4482,56 \text{ kn.m} \\ h &= 1,5 \text{ m} \\ h_f &= 0,2 \text{ m} \\ d &= 1,43 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 25000 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 434782,61 \text{ kN/m}^2 \\ l &= 14,5 \text{ m} \\ bf &= 2,6 \text{ m} \\ bw &= 0,3 \text{ m} \\ d' &= 0,07 \text{ m} \end{aligned}$$

Determinação da posição da linha neutra

Antes de iniciarmos o cálculo da LN, geralmente denotada pela letra x , devemos adotar um “ d ”, distância entre a fibra mais comprimida até o CG da armadura tracionada, para um pontapé inicial adotaremos $d = 1,43$ m, isso nos dá um d' , diferença entre a altura total da seção menos a distância d , igual a 0.07m.

1ª Hipótese: A seção trabalha como retangular, a LN está na mesa e podemos dimensionar como seção retangular;

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

$$x = 1,25 \times 1,43 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4482,56}{0,425 \times 2,6 \times (1,43)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,07 \text{ m}$$

Verificando a condição de que a linha neutra esteja na mesa, ou seja, na posição $0,8x \leq h_f$, compara-se:

$$0,8x = 0,8 \times 0,07 = 0,056 \text{ m} < h_f$$

Portanto, a linha neutra está na mesa e a viga será dimensionada como uma seção retangular.

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

$$x = 0,07 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,898 \text{ m}$$

Além desta verificação a norma ainda prevê a obediência da relação $x \leq 0,45d$, que também é satisfeita, esta relação garante a ductilidade da viga.

A viga não está no domínio 4 e não necessita de armadura dupla, a ruptura será dúctil e a armadura econômica. Calcula-se, então, a armadura A_s necessária para esta solicitação, segundo a equação como segue:

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

$$A_s = \frac{4482,56}{434782,61 (1,43 - 0,4 \times 0,07)}$$

$$A_s = 0,00735 \text{ m}^2 = 73,5 \text{ cm}^2$$

Porém, a norma prevê uma armadura mínima. Logo:

$$A_{s,min} = \rho_{min} A_c$$

onde:

$$\rho_{min} = 0,164\% ;$$

$$A_c = b_w h = 0,3 \times 1,5 = 0,45 \text{ m}^2;$$

$$\text{Portanto: } A_{s,min} = 7,38 \text{ cm}^2.$$

Sendo $A_s > A_{s,min}$, utiliza-se o valor de $A_s = 73,5 \text{ cm}^2$ para cálculo do número de barras. Para isso, toma-se o diâmetro do aço CA-50 com bitola de 25 mm. Este possui uma área de seção transversal de $A_\phi = 4,91 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{73,5}{4,91} = 14,96 \text{ barras}$$

Adotamos 15 barras de 25mm, $A_s = 73,65 \text{ cm}^2$.

3.1.2.3 Verificação da armadura em relação à fadiga

A fadiga nas armaduras de aço de pontes de concreto armado é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetitivas, que podem causar perda progressiva de resistência do material. No concreto há alteração é localizada e permanente podendo gerar e propagar fissuras que se iniciam em pontos de concentração de tensão como, por exemplo, uma imperfeição geométrica ou um furo. O fenômeno só ocorre quando há variação de tensão ou deformação. A cada ciclo de carregamento, e consequentemente de tensões, a fissura tende a se propagar, reduzindo a área útil da

seção. No caso de pontes este fenômeno ocorre devido a vibrações geradas pela carga móvel.

A verificação à fadiga das armaduras de estruturas de concreto é feita de acordo com a metodologia do tempo de vida ilimitado à fadiga. Deve-se verificar se a amplitude de flutuação de tensão nas barras de aço, $\Delta\sigma_s$, é inferior ao valor admissível. Caso a amplitude da variação de tensões nas armaduras seja superior ao admissível, $\Delta f_{sd, fad}$, deve-se majorar a área das armaduras por um fator de fadiga, a fim de reduzir esta amplitude.

$$\Delta\sigma_s < \Delta f_{sd, fad}$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{max, servico} - \sigma_{min, servico}$$

$$K_{fad} = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd, fad}} \geq 1$$

Caso $K_{fad} < 1$, não é necessário majorar a armadura.

Para a verificação à fadiga, temos uma nova combinação frequente de:

$$F_{d, sen} = \sum_{j=1}^m F_{gik} + \psi_1 F_{qik} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times F_{qjk}$$

O coeficiente ψ_1 possui os seguintes valores:

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

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

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

Resumidamente apresentamos a marcha de cálculo para a fadiga no caso de armadura simples.

1ª Hipótese $0,8x \leq hf$, verificação como seção retangular.

$$\alpha e = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A = \frac{\alpha e \cdot \sum A_{si}}{b}$$

$$d_o = \frac{\sum A_{si} \cdot d_i}{\sum A_{si}}$$

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_o}{A}} \right)$$

Verificamos a hipótese, caso satisfeita saltamos para o cálculo da inércia, caso não, devemos recalculá-la como seção T.

2ª Hipótese $0,8x > hf$, verificação como seção T.

$$A's = \frac{(bf - bw) \cdot hf}{\alpha e}$$

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A's \cdot \frac{hf}{2}}{A_s + A's}$$

$$A = \frac{\alpha e \cdot (A_s + A's)}{bw}$$

$$x = A''s \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_o}{A''s}} \right]$$

onde,

$$A_{si} = nA\emptyset.$$

$$A''s = A_s \text{ calculado.}$$

Agora já podemos calcular a Inércia no estágio II,

$$I = \frac{bf \cdot x^3}{3} - \frac{(bf - bw) \cdot (x - hf)^3}{3} + \alpha e \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

Na seção retangular a segunda parcela se anula, $bf = bw$, assim as tensões no concreto e na armadura são:

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{max}}{I} \cdot x$$

$$\sigma_{c,min} = \frac{M_{min}}{I} \cdot x$$

$$\sigma_{s,max} = \alpha e \cdot \sigma_{c,max} \cdot \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,min} = \alpha e \cdot \sigma_{c,min} \cdot \frac{d - x}{x}$$

Com isso determinamos a variação da tensão na armadura, para o valor de $\Delta f_{sd}, f_{ad}$, recorreremos a tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto, da norma NBR 6118/2014, para 2×10^6 ciclos.

Agora, procede-se o cálculo para a armadura da longarina, com $\alpha_e = 10$, apesar deste ser a relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto, pode ser adotado igual a 10.

1ª Hipótese $0,8x \leq hf$, verificação como seção retangular.

$$d_o = 143 \text{ cm} \qquad A = 2,83 \text{ cm} \qquad x = 25,76 \text{ cm}$$

$$0,8 \cdot 25,76 > 20, \text{ verificar para seção T.}$$

$$\begin{array}{ll} A's = 460 \text{ cm}^2 & A = 177,8 \text{ cm} \\ d_o = 28,35 \text{ cm} & x = 24,33 \text{ cm} \end{array}$$

$$I = 11613771,44 \text{ cm}^4$$

Para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$\begin{array}{ll} M_{ser,max} = 621,3 + 0,5 \times 1,49 \times 1731,9, & M_{ser,max} = 1911,6 \text{ kNm} \\ M_{ser,min} = 621,3 + 0,5 \times 1,49 \times (-494), & M_{ser,min} = 253,3 \text{ kNm} \end{array}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 4004,6 \text{ kN/m}^2, \quad \sigma_{c,min} = 530,6 \text{ kN/m}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 205413,8 \text{ kN/m}^2, \quad \sigma_{s,min} = 27216,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 178,19 \text{ MPa}$$

Recorrendo à tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 25 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 175 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$K_{fad} = \frac{178,19}{175} = 1,02$$

Nosso novo A_s será $1,02 \cdot 73,65 = 75,13 \text{ cm}^2$ e, com este valor temos:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{75,13}{4,91} = 15,76 \text{ barras}$$

Iremos adotar 16 barras de 25 mm.

3.1.2.4 Armadura de flexão para momento negativo

Para dimensionar ao momento negativo, também iremos considerar a seção como T, pois a viga possui um b_f inferior, figura 3.19, assim as mesmas equações acima representadas também são válidas para este caso.

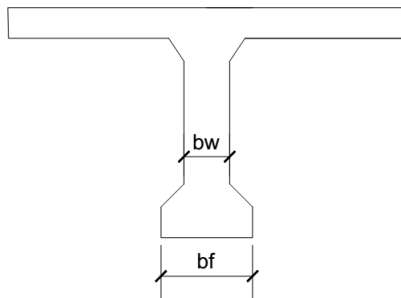


Figura 3.19 – Largura colaborante b_f para o momento negativo.

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\ f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 25000 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 434782,61 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Msd &= 4328,56 \text{ kn.m} \\
 h &= 1,5 \text{ m} \\
 hf &= 0,2 \text{ m} \\
 d &= 1,43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l &= 14,5 \text{ m} \\
 bf &= 0,6 \text{ m} \\
 bw &= 0,3 \text{ m} \\
 d' &= 0,07 \text{ m}
 \end{aligned}$$

1ª Hipótese: A seção trabalha como retangular, a LN está na mesa e podemos dimensionar como seção retangular;

$$x = 1,25 \times 1,43 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4328,56}{0,425 \times 0,6 \times (1,43)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,32 \text{ m}$$

Verificando a condição de que a linha neutra esteja na mesa, ou seja, na posição $0,8x \leq hf$, compara-se:

$$0,8x = 0,8 \times 0,32 = 0,256 \text{ m} > hf$$

Portanto, a linha neutra não está na mesa e a viga será dimensionada como uma seção T, a marcha de cálculo pode ser encontrada em (bastos, 2015, pg.54), consiste em dividir a área comprimida em duas, uma formando uma seção retangular e outra formando uma viga T, cada área terá um momento resistente, cuja soma será igual ao momento total resistente da seção, figura 3.20, de posse destes momentos se calcula uma área de aço para cada momento, e a soma destas é a área de aço tracionada total da seção, no caso de armadura simples, caso armadura dupla a marcha difere pouco.

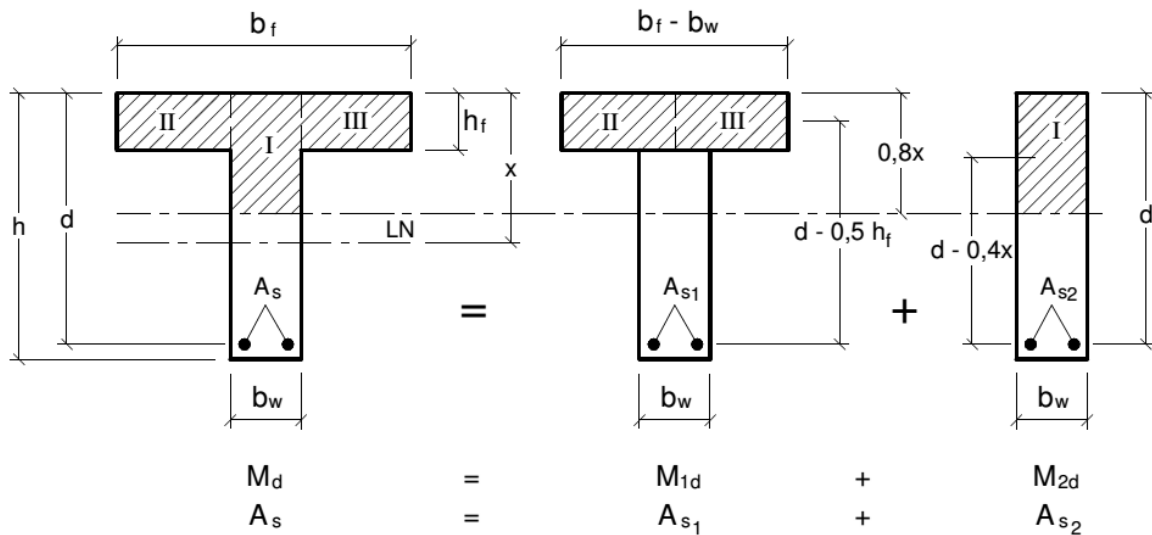


Figura 3.20 - Decomposição da seção T.

$$M_d = M_{1d} + M_{2d} \qquad M_{1d} = (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

$$M_{2d} = M_d - M_{1d} \qquad M_{2d} = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{1d}}{f_{yd}(d - 0,5 \cdot h_f)} \qquad A_{s2} = \frac{M_{2d}}{f_{yd}(d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

Agora já podemos calcular a seção como viga T,

$$M_{1d} = (0,6 - 0,3) \cdot 0,2 \cdot 0,85 \cdot 25000 \cdot (1,43 - 0,5 \cdot 0,2) = 1696 \text{ kN.m}$$

$$M_{2d} = 4328,56 - 1696 = 2632,56 \text{ kN.m}$$

Podemos determinar a posição da LN utilizando M_{2d} .

$$x = 1,25 \times 1,43 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2632,56}{0,425 \times 0,3 \times (1,43)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,41 \text{ m}$$

Verificação quanto a ductilidade:

$$x = 0,41 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,898 \text{ m}$$

$$x = 0,41 \text{ m} \leq 0,45d = 0,643 \text{ m}$$

Como já mencionado está última verificação garante uma maior ductilidade à viga.

$$A_{s1} = \frac{1696}{434782,61 (1,43 - 0,5,0,2)} \quad A_{s2} = \frac{2632,56}{434782,61 (1,43 - 0,4,0,41)}$$

$$A_{s1} = 0,00293 \text{ m}^2 = 29,3 \text{ cm}^2 \quad A_{s1} = 0,00478 \text{ m}^2 = 47,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 29,3 + 47,8 = 77,1 \text{ cm}^2$$

Sendo $A_s > A_{s,min}$, utiliza-se o valor de $A_s = 77,1 \text{ cm}^2$ para cálculo do número de barras. Para isso, toma-se o diâmetro do aço CA-50 com bitola de 32 mm. Este possui uma área de seção transversal de $A_\phi = 8,04 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{77,1}{8,04} = 9,58 \text{ barras}$$

Adotamos 10 barras de 32mm, $A_s = 80,04 \text{ cm}^2$.

3.1.2.5 Verificação da armadura em relação a fadiga

1ª Hipótese $0,8x \leq hf$, verificação como seção retangular.

$$d_o = 143 \text{ cm} \quad A = 13,4 \text{ cm} \quad x = 49,94 \text{ cm}$$

$0,8 \cdot 49,94 > 20$, verificar para seção T.

$$A's = 60 \text{ cm}^2 \quad A = 46,8 \text{ cm}$$

$$d_o = 82,74 \text{ cm} \quad x = 59,66 \text{ cm}$$

$$I = 9207383,75 \text{ cm}^4$$

Para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$M_{ser,max} = -1240,5 + 0,5 \times 1,49 \times 0, \quad M_{ser,max} = -1240,5 \text{ kNm}$$

$$M_{ser,min} = -1240,5 + 0,5 \times 1,49 \times (-1242,5), \quad M_{ser,min} = -2166,2 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 8038,26 \text{ kN/m}^2, \quad \sigma_{c,min} = 14035,36 \text{ kN/m}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 112287,73 \text{ kN/m}^2, \quad \sigma_{s,min} = 196062,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 83,77 \text{ MPa}$$

Recorrendo a tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 32 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 165 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$Kfad = \frac{83,77}{165} = 0,5$$

Não necessitamos aumentar a armadura, $Kfad < 1$.

3.1.3 Dimensionamento da Longarina ao Cortante

Para o dimensionamento de uma viga ao esforço cortante é necessário recorrer a NBR 6118/2014, que faz menção a dois modelos de cálculos, modelo I e modelo II, segundo Bastos no modelo I a NBR 6118 (item 17.4.2.2) adota a treliça clássica de Ritter-Mörch, ao admitir o ângulo de 45° entre as diagonais comprimidas de concreto (bielas de compressão) e o eixo longitudinal do elemento estrutural, e a parcela complementar V_c tem valor constante, independentemente da força cortante solicitante V_{sd} . Já no modelo II a NBR 6118 (item 17.4.2.3) adota a treliça generalizada pois admite que o ângulo de inclinação das diagonais de compressão varie livremente entre 30° e 45° e que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

Neste trabalho iremos adotar a marcha de cálculo do modelo I, que é a seguinte:

V_{sd} = esforço cortante solicitante na viga;

V_c = parcela do esforço cortante que é absorvido pelo mecanismos complementares da treliça;

V_{rd2} = força cortante relativa à biela comprimida do concreto

V_{rd3} = máxima força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura da diagonal tracionada ;

V_{wd} = parcela do esforço cortante que é absorvido pela armadura;

$A_{s,w}$ = área da armadura transversal;

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd3} = V_{sw} + V_c$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$\frac{A_{s,w}}{s} = \frac{V_{wd}}{39,2 \cdot d}$$

S = espaçamento da armadura transversal, estribos.

Essas equações são válidas para estribo a 90° e aço CA-50 ou CA-60. Para dimensionar a longarina, iremos tomar o máximo cortante por trecho, figura 3.21, divididos em 6 trechos, essa metodologia é adotada por questões de economia de armadura.

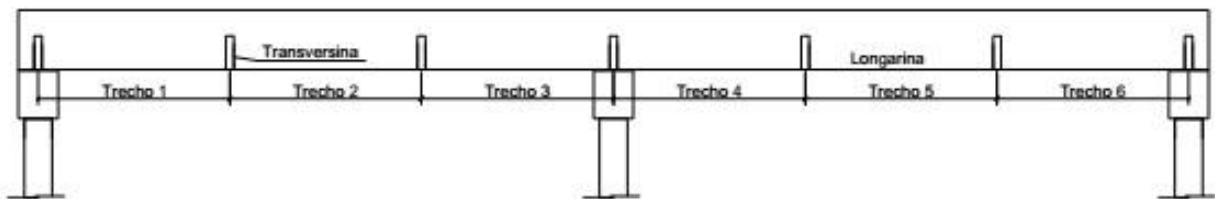


Figura 3.21 - Techos para o esforço cortante

A tabela 3.7 foi gerada com os cálculos para cada trecho:

Tabela 3.7 - Trechos esforço cortante

TRECHO	Vsd	Vrd2	Vc	Vsw	Asw cm2/m	S máx cm	Ramos
1	1637,1	2490,345	413.122	1.223.978	21,83	30	2
2	1238,8	2490,345	413.122	825.677	14,71	30	2
3	2057,1	2490,345	413.122	1.643.977	29,33	20	2
4	2057,1	2490,345	413.122	1.643.977	29,33	20	2
5	1238,8	2490,345	413.122	825.677	14,73	30	2
6	1637,1	2490,345	413.122	1.223.978	21,83	30	2

O espaçamento real é calculado abaixo após a verificação da fadiga.

3.1.3.1 Verificação da armadura em relação à fadiga

Para a fadiga da armadura transversal, analisamos a armadura de cada trecho e através de um esquema de cálculo semelhante à fadiga para a armadura de flexão, determinamos a máxima variação da tensão de cisalhamento para podermos compará-la com a máxima permitida para o aço através da mesma tabela mencionada para flexão.

$$V_{serv,max} = V_g + \psi_1 \varphi V_{q,max}$$

$$V_{serv,min} = V_g - \psi_1 \varphi V_{q,min}$$

onde:

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.

$$\psi_1 = 0,5$$

$$\sigma_{sw,max} = \frac{V_{serv,max} - 0,5V_c}{0,9 A_{sw} d}$$

$$\sigma_{sw,min} = \frac{V_{serv,min} - 0,5V_c}{0,9 A_{sw} d}$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,max} - \sigma_{sw,min}$$

A tabela 3.8 foi gerada com os cálculos para cada trecho.

Tabela 3.8 - Cortante de serviço máximos e mínimos

Seção	Vg	Vqmax	Vqmin	Vservmax	Vservmin
1	253	615	-199,2	711,175	104,596
2	-194,4	319,3	-463,1	43,4785	-539,4095
3	-424,1	99,8	-701,5	-349,749	-946,7175
4	424,1	702	-99,8	947,09	349,749
5	194,9	463	-319,3	539,835	-42,9785
6	-253	199	-615	-104,745	-711,175

De acordo com a NBR-6118/2014 $\Delta f_{s,fad,min} = 85 \text{ MPa}$.

Tabela 3.9 - Fadiga do cortante da longarina

Seção	Vserv,máx	Vserv,mín	$\sigma \text{ max}$	$\sigma \text{ mín}$	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma \text{ Mpa}$	Kfad
1	711,18	104,60	17,96	0,00	17,96	179,61	2,12
2	43,48	539,90	0,00	17,61	-17,61	176,07	2,1
3	349,80	947,00	3,79	19,62	-15,82	158,21	1,9
4	947,09	349,80	19,62	3,79	15,82	158,23	1,9
5	539,84	43,00	17,58	0,00	17,58	175,80	2,1
6	104,60	711,20	0,00	17,96	-17,96	179,62	2,12

Logo temos que majorar as armaduras pelo fator k_{fad} .

Tabela 3.10 - Correção da armadura de cortante devido à fadiga

Seção	Asw cm2/m	Asw corrigido	Scalc (cm)	Sreal (cm)
1	21,83	46,28	5,30	5
2	14,71	30,89	7,95	7
3	29,33	55,73	4,40	4
4	29,33	55,73	4,40	4
5	14,73	30,93	7,93	7
6	21,83	46,28	5,30	5

3.1.4 Armadura de pele

Segundo a NBR-6118/2014, item 17.3.5.2.3, as vigas com altura superior a 60 cm devem possuir uma armadura de pele computada como $0,10\% A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga sendo composta por barras de alta aderência com espaçamento não superior a 20 cm.

Logo:

$$A_{s,pele} = 0,001 (b_w \times h) = 0,001 (30 \times 150)$$

$$A_{s,pele} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Adotando 8 barras de $\phi = 10 \text{ mm}$ em cada face temos um $A_s = 5,24 \text{ cm}^2$.

3.1.5 Armaduras de ligação mesa-alma

Essa armadura tem a finalidade de garantir a ligação da mesa com a alma em vigas T, já que o plano existente entre elas está sujeito a uma alta tensão de cisalhamento e para que não ocorra a ruptura uma armadura de costura deve ser disposta. Neste projeto, consideramos que a laje está ligada monoliticamente à longarina e assim temos a condição acima citada, logo adotaremos tal armadura.

Devido à alta taxa de armadura transversal da longarina, e tendo em vista que esta auxilia na ligação mesa/alma, iremos adotar a armadura mínima de costura recomendada pela norma.

$$A_{s_{costura}} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

3.2 Lajes

Existem três tipos de laje neste projeto:

- Laje central;
- Laje em balanço;
- Laje de transição;

Faremos o dimensionamento em cada uma das lajes supracitadas.

3.2.1 Laje Principal

A concepção da laje central segue as etapas e parâmetros propostos a partir do dimensionamento da laje pelo método de Rüş. Este método pertence a norma Alemã DIN 1072, sendo esta adaptada ao trem tipo proposto pela norma brasileira NBR 7188, a qual foi considerada em nosso projeto. Esta laje pode ser considerada como duplamente engastada, acarretando momentos negativos e armaduras negativas próximas das longarinas, desta forma também sendo dimensionadas.

Levando em conta a metodologia de Rüş, fizemos a consideração das cargas permanentes e acidentais de três formas distintas, sendo estas:

- Análise da estrutura;
- Método simplificado;
- Método de Rüş;

A análise da estrutura se deu, considerando todos os aspectos reais existentes em nossa ponte, por exemplo, guarda rodas, guarda corpos e barreira. Pela análise desta estrutura, obtemos os momentos máximos e mínimos, sendo estes bem próximos do método simplificado.

O método simplificado foi obtido simplesmente considerando uma seção a ser analisada da laje, sendo esta de 2,6m de largura e duplamente engastada. As cargas consideradas no método simplificado foram as cargas permanentes, as quais foram levadas em conta o peso próprio do concreto, peso próprio do asfalto e a possibilidade de recapeamento.

O resultado dos momentos obtidos através dos três métodos foram bem próximos. Decidimos adotar a metodologia de Rüş por apresentar coeficientes de majoração que já consideram a ausência das estruturas de segurança presentes no tabuleiro da ponte. Este método nos proporcionou ferramentas para a obtenção dos esforços em nossa estrutura considerando o trem-tipo.

Dados do nosso projeto que serão necessários

$$\text{Peso próprio: } PP = 0,20 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento asfáltico: } RA = \text{Espessura média do asfalto} \times \delta_{\text{asfalto}}$$

$$RA = 0,142 \times 24 = 3,41 \text{ kN/m}^2$$

Recapeamento: 2 kN/m^2

Total: $10,41 \text{ kN/m}^2$

$$l_x = 2,6 \text{ m}$$

$$l_y = 30 \text{ m (transversina desconectada da laje)}$$

$$l_1 = l_2$$

$$\frac{2 \times l_1}{3} < l_2 \text{ Portanto laje duplamente engastada.}$$

$$l_y/l_x = \infty$$

$$\frac{b}{a} = \frac{30}{2,6} = 11,5 > 2 \text{ Portanto laje armada em uma direção.}$$

Solicitações devido a carga permanente

Com os dados de entrada da tabela Rüh Nr. 27, consideramos a laje deste projeto como sendo laje bi-engastada com comprimento na direção do tráfego muito maior que o vão transversal, assim podemos selecionar nossos valores, como indicado na cor vermelha:

Direção do tráfego

Nr.	27		$l_y/l_x = \infty$	Fahrtrichtung	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;"> Gleichlast über die ganze Platte $M = k \cdot g \cdot l_x^2$ Für M_{xm} $k = 0,0417$ Für M_{ym} $k = 0,0069$ Für M_{xe} $k = -0,0833$ </div>	g oder p in t/m^2 ; l_x in m												
Brückenklasse 301 bis 601				Raddruck des SLW von 1,0t				Gleichlast um SLW von 1 t/m ²										
l_x/a	M _{xm} in Plattenmitte				M _{ym} in Plattenmitte				- M _{xe} in Randmitte				für alle Werte t/a					
	t/a				t/a				t/a									
	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	p	p'	p	p'	p	p'
L	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L							
0,50	0,118	0,083	0,041	0,020	0,097	0,051	0,031	0,008	0,250	0,190	0,120	0,050	—	—	—	0,01	—	0,10
1,00	171	129	078	061	149	091	051	023	320	260	180	090	—	—	—	01	—	28
1,50	266	216	175	120	187	134	080	038	420	400	340	250	—	0,05	—	03	—	35
2,00	332	290	250	195	215	168	096	064	58	56	51	400	—	10	—	05	0,03	35
2,50	399	357	318	264	248	198	137	096	72	70	66	55	—	27	—	13	08	37
3,00	452	415	370	330	287	239	179	141	85	84	80	78	0,30	53	0,05	24	20	80
4,00	556	512	465	440	361	315	262	222	1,06	1,06	1,01	0,98	0,80	1,11	0,13	0,57	0,55	2,20
5,00	65	62	58	53	430	389	338	295	1,21	1,21	1,18	1,14	1,25	1,79	21	83	1,00	4,25
6,00	74	71	67	63	498	457	412	370	1,32	1,32	1,30	1,26	1,65	2,90	28	1,33	1,40	7,60
7,00	82	79	75	70	56	52	479	433	1,41	1,41	1,40	1,36	2,00	4,50	33	2,03	2,00	11,80
8,00	87	85	81	76	61	58	54	490	1,47	1,47	1,47	1,44	2,40	6,30	42	2,89	2,40	16,20
9,00	91	89	85	80	66	63	59	54	1,52	1,52	1,52	1,50	2,75	8,40	48	3,82	3,00	21,60
10,00	0,94	0,91	0,87	0,82	0,71	0,67	0,63	0,58	1,54	1,54	1,54	1,53	3,12	10,55	0,56	4,85	3,50	126,30

Figura 3.22 - Tabela de Rüh Nr. 27.

Observando a primeira parte da tabela temos:

$$k_{mx} = 0,0417$$

$$k_{my} = 0,0069$$

$$k_{mx-} = -0,0833$$

Como a norma indica como obter os momentos, seguimos:

$$M_{gx} = k_{mx} g l_x^2 = 0,0417 \times 10,41 \times 2,6^2$$

$$M_{gx} = 0,293 \text{ tfm/m}$$

$$M_{gy} = k_{my} g l_x^2 = 0,0069 \times 10,41 \times 2,6^2$$

$$M_{gy} = 0,0486 \text{ tfm/m}$$

$$M_{gx-} = k_{mx-} g l_x^2 = -0,0833 \times 10,41 \times 2,6^2$$

$$M_{gx-} = -0,586 \text{ tfm/m}$$

Solicitações devido à carga móvel

As solicitações da carga móvel são geradas por cargas permanentes e características geométricas do trem-tipo:

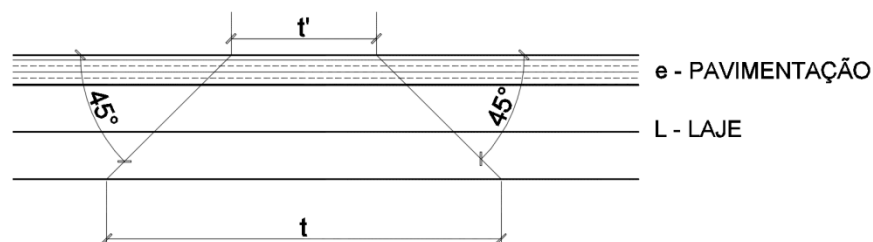


Figura 3.23 – Propagação da área de contato da roda

Considera-se também o coeficiente de impacto $\varphi' = 1,65$ e outros dados do trem-tipo, como:

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

$$a = 200 \text{ cm}$$

$$t' = \sqrt{20b} \cong 32 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{a} = 1,3$$

$$q = 0,5 \text{ tf/m}^2$$

$$\frac{t}{a} = 0,402$$

$$q' = 0,3 \text{ tf/m}^2$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$P = 7,5 \text{ tf}$$

$$t = t' + 2e + h = 80,4 \text{ cm}$$

onde:

b = retângulo de contato da roda;

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

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

P = peso de uma roda do veículo;

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

q' = carga de multidão do trem tipo;

e = espessura média do asfalto.

Em posse dos valores de entrada $\frac{l_x}{a} = 1,3$, $\frac{t}{a} = 0,402$, podemos obter os fatores da tabela Rüşh Nr. 27, simplesmente realizando a interpolação tanto das linhas quanto das colunas, e obtemos assim a solicitação da carga móvel:.

$$M_{xm} = 0,154$$

$$M_{ym} = 0,08737$$

$$M_{xm-} = - 0,302$$

Agora, com os fatores multiplicativos de p e p' obtidos na ultima parte da tabela conseguimos montar a equação do momento fletor em cada direção:

Tabela 3.11 - Tabela Rüşh Nr. 27 interpolada em l_x/a

l_x/a	Mx		My		Mx-	
	Mq	Mq'	Mq	Mq'	Mq	M q'
1,3	-	0,03	-	0,022	-	0,322

A equação geral do momento pela tabela Rüşh proposta pela norma alemã é:

$$M = \varphi' \times P \times Mw + \varphi' \times q \times M_q + \varphi' \times q \times M_{q'}$$

Como:

$$Mw \begin{cases} M_{xm} = 0,154 \\ M_{ym} = 0,08737 \\ M_{xm-} = - 0,302 \end{cases}$$

$$M_x = 1,65 \times 7,5 \times 0,154 + 0,5 \times 0,03 \times 1,65 = 1,93 \frac{tfm}{m}$$

$$M_y = 1,65 \times 7,5 \times 0,0874 + 0,5 \times 0,022 \times 1,65 = 1,01 \frac{tfm}{m}$$

$$M_{x-} = 1,65 \times 7,5 \times (-0,302) + 0,5 \times (-0,322) \times 1,65 = -4 \frac{tfm}{m}$$

Cálculo dos momentos totais:

$$M = \delta_p \times M_g + \delta_q \times M_p$$

Com $\delta_p = \delta_q = 1,4$

$$M_x = 1,4 \times 2,93 + 1,4 \times 19,3 = 31,12 \frac{kNm}{m}$$

$$M_y = 1,4 \times 0,486 + 1,4 \times 10,1 = 14,82 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{x-} = 1,4 \times 5,86 + 1,4 \times 40 = -64,2 \frac{kNm}{m}$$

Com os momentos de cada direção, podemos dimensionar a armadura de flexão simples:

3.2.1.1 Armadura de tração na direção de x positivo

$$d = 16 \text{ cm} \quad d' = 4 \text{ cm}$$

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

$$x = 1,25 \times 0,16 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{31,12}{0,425 \times 1 \times (0,16)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 1,01 \text{ cm} < x_{3-4} = 0,628d \quad OK$$

$$\frac{x}{d} < 0,45 \quad OK$$

$$As = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times (d - 0,4x)}$$

$$A_s = 4,60 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s_{min}} = 0,164\% \times A_c$$

$$A_{s_{min}} = 0,164\% \times 1 \times 0,2 = 3,28 \frac{cm^2}{m} < A_s \quad OK$$

3.2.1.2 Armadura de tração na direção de y positivo

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

$$x = 1,25 \times 0,16 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{14,82}{0,425 \times 1 \times (0,16)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,55 \text{ cm} < x_{3-4} = 0,628d \quad OK$$

$$\frac{x}{d} < 0,45 \quad OK$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times (d - 0,4x)}$$

$$A_s = 2,16 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s_{min}} = 0,164\% \times A_c$$

$$A_{s_{min}} = 0,164\% \times 1 \times 0,2 = 3,28 \frac{cm^2}{m} > A_s$$

$$\text{Portanto } A_s = A_{s_{min}} = 3,28 \frac{cm^2}{m}$$

3.2.1.3 Armadura de tração na direção de x negativo

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

$$x = 1,25 \times 0,16 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{64,2}{0,425 \times 1 \times (0,16)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 2,52 < x_{3-4} = 0,628d \quad OK$$

$$\frac{x}{d} < 0,45 \quad OK$$

$$As = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times (d - 0,4x)}$$

$$As = 9,85 \frac{cm^2}{m}$$

$$As_{min} = 0,164\% \times A_c$$

$$As_{min} = 0,164\% \times 1 \times 0,2 = 3,28 \frac{cm^2}{m} < As \quad OK$$

3.2.1.4 Verificação da Laje Central em relação à fadiga

A verificação à fadiga para laje é análoga à feita para as longarinas, considera-se uma seção retangular de $bw = 1 \text{ metro}$ já que a armadura calculada para a laje é por metro, os valores seguintes demonstram o cálculo.

Para a verificação a fadiga da laje temos uma nova combinação de momentos máximos e mínimos:

$$M_1 = M_g$$

$$M_2 = M_{freq} = M_g + 0,8 \varphi' M_q$$

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

$\varphi' = 1,65$ para lajes

Cálculo na direção l_x – momento positivo

Resumidamente apresentamos a marcha de cálculo para a fadiga da laje:

$$\alpha e = 10$$

$$d_o = 16 \text{ cm}$$

$$A = 0,471 \text{ cm}$$

$$x = 3,44 \text{ cm}$$

$$I = 8787,11 \text{ cm}^4$$

Para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$M_{gx} = 2,93 \text{ kN.m}, \quad M_{qx} = 19,3 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 293 \text{ kNcm}$$

$$M_2 = 2,93 + 0,8 \times 1,65 \times 19,3, \quad M_{freq} = 2840,6 \text{ kNcm}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 1,11 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{c,min} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 40,53 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{s,min} = 4,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 36,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 363,2 \text{ MPa}$$

Recorrendo a tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 10 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 190 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$K_{fad} = \frac{363,2}{190} = 1,9$$

Nosso novo A_s será, $1,9 \cdot 4,71 = 8,95 \text{ cm}^2/\text{m}$, com este valor temos,

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{8,95}{0,78} = 11,5 \text{ barras}$$

Iremos adotar 12 barras de 10 mm.

Cálculo na direção l_x – momento negativo

Resumidamente apresentamos a marcha de cálculo para a fadiga da laje:

$$\alpha e = 10$$

$$d_o = 16 \text{ cm}$$

$$A = 1,01 \text{ cm}$$

$$x = 4,78 \text{ cm}$$

$$I = 16405,6 \text{ cm}^4$$

Para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$M_{gxe} = 5,86 \text{ kN.m}, \quad M_{qxe} = 40,0 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 586 \text{ kNcm/m}$$

$$M_2 = 586 + 0,8 \times 1,65 \times 4000, \quad M_{freq} = 5866 \text{ kNcm}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 1,71 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{c,min} = 0,17 \text{ kN/cm}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 40,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}, \quad \sigma_{s,min} = 3,99 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 36,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 361,4 \text{ MPa}$$

Recorrendo a tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 12,5 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 190 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$K_{fad} = \frac{361,4}{190} = 1,9$$

Nosso novo A_s será, $1,9 \cdot 10,14 = 19,28 \text{ cm}^2/\text{m}$, com este valor temos,

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{19,28}{1,23} = 15,7 \text{ barras}$$

Iremos adotar 16 barras de 12,5 mm.

Cálculo na direção I_y – momento positivo

Resumidamente apresentamos a marcha de cálculo para a fadiga da laje:

$$\alpha e = 10$$

$$d_o = 16 \text{ cm}$$

$$A = 0,39 \text{ cm}$$

$$x = 3,16 \text{ cm}$$

$$I = 6762,6 \text{ cm}^4$$

Para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$M_{gy} = 0,486 \text{ kN.m}, \quad M_{qy} = 10,1 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 48,6 \text{ kNcm/m}$$

$$M_2 = 48,6 + 0,8 \times 1,65 \times 1010, \quad M_{freq} = 1381,8 \text{ kNcm}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 0,64 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{c,min} = 0,023 \text{ kN/cm}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 26 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{s,min} = 0,93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 25,07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 250,7 \text{ MPa}$$

Recorrendo a tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 10 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 190 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$K_{fad} = \frac{250,7}{190} = 1,32$$

Nosso novo A_s será $1,32 \cdot 3,9 = 5,15 \text{ cm}^2/\text{m}$, com este valor temos,

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{5,15}{0,78} = 6,6 \text{ barras}$$

Iremos adotar 7 barras de 10 mm.

3.2.2 Laje em Balanço

O cálculo da laje em balanço foi executado a partir da metodologia e conceitos tradicionais de laje:

Cargas permanentes (laje + passeio): $Q_p = L \times h \times \delta_c + L \times a \times \delta_c'$

$$Q_p = 1 \times 0,2 \times 25 + 1 \times 0,1 \times 24 = 7,4 \text{ kN/m}^2$$

Guarda roda: $Q' = 9,81 \times 1 = 9,81 \text{ kN/m}^2$

Guarda corpo: $Q'' = 0,96 \times 1 = 0,96 \cong 1 \text{ kN/m}^2$

Com as cargas permanentes obtemos os diagramas representados nas figura 3.24.

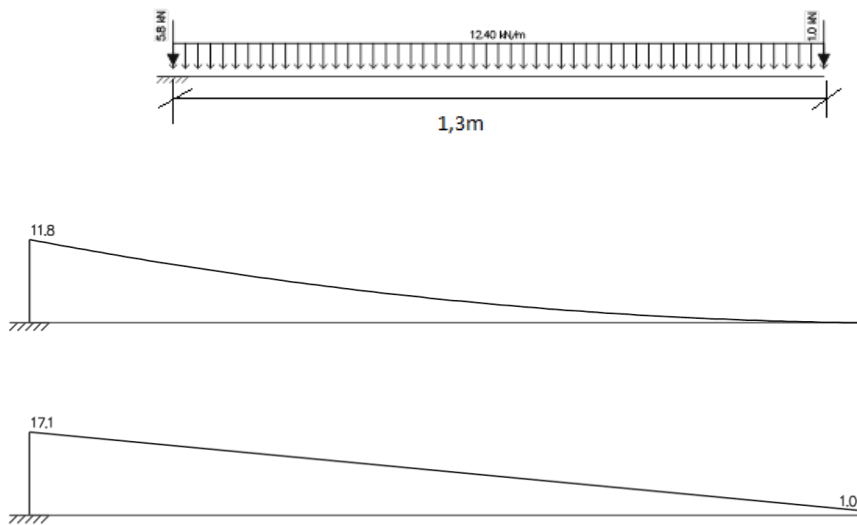


Figura 3.24 - Diagramas carga permanente da laje em balanço.

Nos passeios devemos adotar a carga móvel de: $Q_m = 3kN/m^2$
 Com isso, obtemos os diagramas representados na figura 3.25.

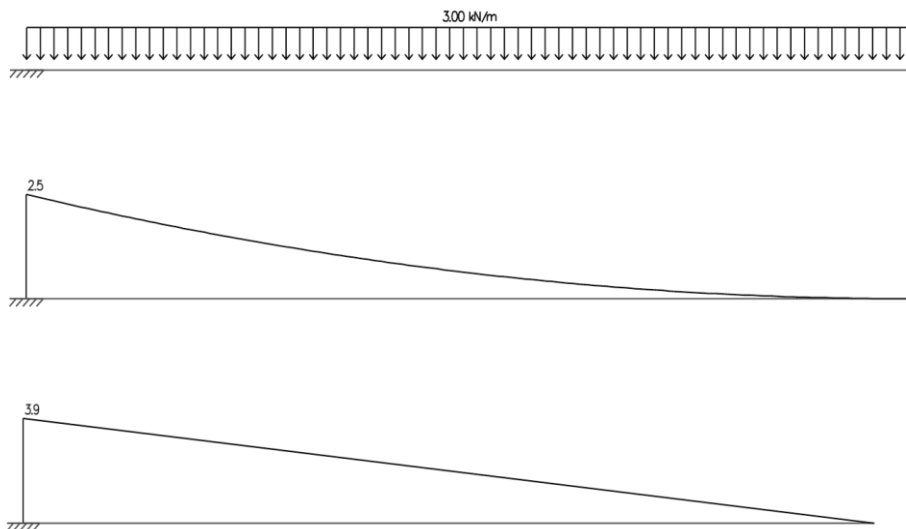


Figura 3.25 - Diagrama carga móvel da laje em balanço

Figura Diagramas de momento fletor e esforço cortante da laje em balanço respectivamente.

Para: $\frac{b}{a} = \frac{30}{1,3} = 3,08 > 2$ portanto laje armada em uma direção.

3.2.2.1 Armadura de tração

$$M_{total} = (M_g + M_a) \times 1,4 = (11,8 + 2,5) \times 1,4 = 20,02 \text{ kNm/m}$$

$$x = 1,25 d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{total}}{0,425 * 1 * d^2 f_{cd}}} \right)$$

$$x = 1,25 \times 0,16 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{20,02}{0,425 \times 1 \times (0,16)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 7,5 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x < x_{34} = 0,628 \times d = 0,1 \text{ m} \quad OK \quad \frac{x}{d} < 0,45 \quad OK$$

$$A_s = 20,02 / (434782,61 \times (0,16 - 0,4 \times 7,5 \times 10^{-3}))$$

$$A_s = 2,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Agora vamos verificar a armadura mínima:

$$A_{s_{\min}} = 0,164\% \times A_c = 0,164 \times 100 \times \frac{20}{100} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_s < A_{s_{\min}}$ $A_s = A_{s_{\min}} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{m}$

Logo adotamos armadura mínima e para esta taxa de armadura temos:

$$n = \frac{A_s}{A_{bitola}} = \frac{3,28}{0,78} \cong 5 \frac{\text{barras}}{\text{m}}$$

$$A_s = 5 \times A_{bitola} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.2.2.2 Verificação da Laje em Balanço em relação à fadiga

A laje em balanço não está sujeita a grandes vibrações, pois não há tráfego de veículos, apenas pessoas ou ciclistas, a NBR-7188/2003 prevê que a laje em balanço seja dimensionada para uma carga móvel de 3 kN/m² e uma carga distribuída uniforme de 5 kN/m², além do computo de seu peso próprio, a norma ainda prevê que não se deve considerar o coeficiente de impacto na verificação da laje em balanço. Por estar em balanço, ela apresenta apenas momento negativo na direção x.

Para a verificação a fadiga da laje temos uma nova combinação de momentos máximos e mínimos:

$$M_1 = M_g$$

$$M_2 = M_{freq} = M_g + 0,8 M_q$$

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

Cálculo na direção l_x – momento negativo

Resumidamente apresentamos a marcha de cálculo para a fadiga da laje:

$$\alpha e = 10$$

$$d_o = 16 \text{ cm}$$

$$A = 0,39 \text{ cm}$$

$$x = 3,16 \text{ cm}$$

$$I = 6762,6 \text{ cm}^4$$

Como para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$M_{gy} = 11,8 \text{ kN.m}, \quad M_{qy} = 2,5 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 1180 \text{ kNcm/m}$$

$$M_2 = 1180 + 0,8 \times 250, \quad M_{freq} = 1380 \text{ kNcm}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 0,65 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{c,min} = 0,55 \text{ kN/cm}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 26,41 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{s,min} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 40 \text{ MPa}$$

Recorrendo a tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 10 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 190 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$K_{fad} = \frac{40}{190} = 0,2$$

Não é necessário alterar a armadura.

3.2.3 Laje de Transição

Segundo o Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especial do DNER, atual DNIT, a laje de transição deve ser considerada com um comprimento de pelo menos 4 metros, dimensionada como um elemento bi apoiado.

O manual ainda recomenda considerar uma camada de solo compactado com altura $h = 30 \text{ cm}$ e com peso específico após compactação de $\delta = 19,5 \text{ kN/m}^3$

Dados do nosso projeto que serão necessários:

Peso próprio: $PP = 0,20 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

Revestimento asfáltico: $RA = \text{Espessura média do asfalto} \times \delta_{\text{asfalto}}$

$$RA = 0,142 \times 24 = 3,41 \text{ kN/m}^2$$

Recapeamento: 2 kN/m^2

Solo compactado sobre a laje: $0,3 \times 19,5 = 5,85 \text{ kN/m}^2$

Total: $17,51 \text{ kN/m}^2$

$$l_x = 4 \text{ m}$$

$$l_y = 18,2 \text{ m.}$$

$$l_y/l_x = 4,55$$

Como, $l_y/l_x > 4$ então $l_y/l_x = \infty$

Solicitações devido à carga permanente

Com os dados de entrada da tabela Rüh Nr. 1 com direção de fluxo paralela ao eixo x , consideramos a laje deste projeto como sendo laje bi-apoiada com comprimento na direção do tráfego muito menor que o vão transversal, desta forma podemos interpolar a linha de $\frac{l_x}{a} = 2$.

Nr.	y x	$l_y/l_x = \infty$	Fahrtrichtung	Gleichlast über die ganze Platte		$M = k \cdot g \cdot l_x^2$						
				Für M_{xm}	Für M_{ym}	$k = 0,125$	$k = 0,0208$					
				g oder p in t/m ² ; l_x in m								
Brückenklasse 24t bis 60t				Raddruck des SLW von 1,0t				Gleichlast um SLW von 1 t/m ²				
l_x/a	M_{xm} in Plattenmitte				M_{ym} in Plattenmitte				für alle Werte t/a			
	t/a				t/a							
	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	p	p'	p	p'
0,50	0,185	0,135	0,085	0,060	0,148	0,089	0,064	0,020	—	0,10	—	—
1,00	250	210	155	115	200	143	086	053	—	20	—	—
1,50	380	340	290	215	262	206	138	103	—	50	—	0,09
2,00	52	487	438	376	338	288	205	172	—	1,00	—	0,19
2,50	65	60	55	50	415	366	272	238	—	1,78	—	32
3,00	71	69	64	59	495	441	342	314	0,10	2,80	0,04	55
4,00	0,85	0,83	0,79	0,75	0,63	0,57	0,470	0,444	25	5,60	17	1,23
5,00	0,96	0,94	0,91	0,87	72	67	58	55	54	9,60	40	2,26
6,00	1,04	1,03	1,00	0,96	81	76	66	64	0,80	14,60	0,64	3,57
7,00	1,11	1,10	1,08	1,03	88	83	74	71	1,10	20,60	0,93	5,18
8,00	1,17	1,15	1,13	1,09	95	88	80	78	1,50	27,50	1,26	7,08
9,00	1,22	1,20	1,18	1,13	98	94	86	84	1,80	35,40	1,57	9,23
10,00	1,25	1,24	1,22	1,17	1,02	0,98	0,90	0,88	2,16	44,00	1,92	11,63

Figura 3.26 – Tabela de Rüh Nr. 1

Observando a primeira parte da tabela temos:

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

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

Como a norma nos indica como obter os momentos, seguimos:

$$M_{gx} = k_{mx} g l_x^2 = 0,125 \times 17,51 \times 4^2$$

$$M_{gx} = 35,02 \text{ kNm/m}$$

$$M_{gy} = k_{my} g l_x^2 = 0,0208 \times 17,51 \times 4^2$$

$$M_{gy} = 5,83 \text{ kNm/m}$$

A solicitação das cargas móveis é gerada por cargas e características geométricas do trem-tipo:

Considera-se também o coeficiente de impacto $\varphi' = 1,65$ e outros dados do trem-tipo semelhantes à laje principal, como:

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

$$a = 200 \text{ cm}$$

$$t' = \sqrt{20b} \cong 32 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{a} = 1,3$$

$$q = 0,5 \text{ tf/m}^2$$

$$\frac{t}{a} = 0,402$$

$$q' = 0,3 \text{ tf/m}^2$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$P = 7,5 \text{ tf}$$

$$t = t' + 2e + h = 80,4 \text{ cm}$$

onde:

b = retângulo de contato da roda;

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

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

P = peso de uma roda do veículo;

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

q' = carga de multidão do trem tipo

e = espessura média do asfalto

Em posse dos valores de entrada $\frac{l_x}{a} = 2$ e $\frac{t}{a} = 0,427$, podemos obter os fatores da tabela da tabela Rüşh Nr. 1, simplesmente realizando a interpolação das colunas e obtemos assim, a solicitação da carga móvel:

$$M_{xm} = 0,452$$

$$M_{ym} = 0,229$$

Agora, com os fatores multiplicativos de p e p' obtidos na ultima parte da tabela conseguimos montar a equação do momento fletor em cada direção:

Tabela 3.12 Tabela Rüşh Nr.1 Interpolada em l_x/a

l_x/a	Mx		My	
	Mq	Mq'	Mq	Mq'
2	-	1	-	0,19

A equação geral do momento pela tabela Rüşh proposta pela norma alemã é:

$$M = \varphi' \times P \times M_w + \varphi' \times q \times M_q + \varphi' \times q \times M_{q'}$$

$$M_w \begin{cases} M_{xm} = 0,452 \\ M_{ym} = 0,229 \end{cases}$$

$$M_x = 1,65 \times 7,5 \times 0,452 + 1,65 \times 0,5 \times 1 = 6,42 \frac{tfm}{m}$$

$$M_y = 1,65 \times 7,5 \times 0,229 + 1,65 \times 0,5 \times 0,19 = 2,99 \frac{tfm}{m}$$

Calculo dos momentos totais:

$$M = \delta_p \times M_g + \delta_q \times M_p$$

Com $\delta_p = \delta_q = 1,4$

$$M_x = 1,4 \times 35,02 + 1,4 \times 64,2 = 138,91 \frac{kNm}{m}$$

$$M_y = 1,4 \times 5,83 + 1,4 \times 29,9 = 50,02 \frac{kNm}{m}$$

Com os momentos de cada direção podemos dimensionar a armadura de flexão simples em cada uma das direções:

3.2.3.1 Armadura de tração na direção de x positivo

$$d = 21 \text{ cm} \quad d' = 4 \text{ cm}$$

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

$$x = 1,25 \times 0,21 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{138,91}{0,425 \times 1 \times (0,21)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 4,23 \text{ cm} < x_{3-4} = 0,628d \quad OK$$

$$\frac{x}{d} < 0,45 \quad OK$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times (d - 0,4x)}$$

$$A_s = 16,55 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s_{min}} = 0,164\% \times A_c$$

$$A_{s_{min}} = 0,164\% \times 1 \times 0,2 = 4,1 \frac{cm^2}{m} < A_s \quad OK$$

3.2.3.2 Armadura de tração na direção de y positivo

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

$$x = 1,25 \times 0,21 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{50,02}{0,425 \times 1 \times (0,21)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 1,44 \text{ cm} < x_{3-4} = 0,628d \quad OK$$

$$\frac{x}{d} < 0,45 \quad OK$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times (d - 0,4x)}$$

$$A_s = 5,63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{min}} = 0,164\% \times 1 \times 0,2 = 3,28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_s$$

$$\text{Portanto } A_s = 5,63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

3.2.3.3 Verificação da Laje de Transição em relação à fadiga

A verificação à fadiga para a laje de transição é análoga à feita para a laje principal, apesar dela estar apoiada diretamente sobre o solo, ao dimensionar consideramos de acordo com o estabelecido pela norma como uma laje biapoiada, logo temos os momentos oriundos da carga móvel e da carga permanente.

Para a verificação a fadiga da laje temos uma nova combinação de momentos máximos e mínimos:

$$M_1 = M_g$$

$$M_2 = M_{freq} = M_g + 0,8 \varphi' M_q$$

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

$\varphi' = 1,65$ para lajes

Cálculo na direção l_x – momento positivo

Resumidamente, apresentamos a marcha de cálculo para a fadiga da laje:

$$\alpha e = 10$$

$$d_o = 21 \text{ cm}$$

$$A = 1,722 \text{ cm}$$

$$x = 6,95 \text{ cm}$$

$$I = 45182,79 \text{ cm}^4$$

Para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$M_{gx} = 35,02 \text{ kN.m}, \quad M_{qx} = 64,2 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 3502 \text{ kNcm}$$

$$M_2 = 3502 + 1,65 \times 0,8 \times 6420, \quad M_{freq} = 11976,4 \text{ kNcm}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 1,84 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{c,min} = 0,54 \text{ kN/cm}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 37,19 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{s,min} = 10,91 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 26,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 262,8 \text{ MPa}$$

Recorrendo a tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 12,5 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 190 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$K_{fad} = \frac{262,8}{190} = 1,39$$

Nosso novo A_s será, $1,39 \cdot 17,22 = 23,8 \text{ cm}^2/\text{m}$, com este valor temos,

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{23,8}{1,23} = 19,35 \text{ barras}$$

Iremos adotar 20 barras de 12,5 mm.

Cálculo na direção l_y – momento positivo

Resumidamente apresentamos a marcha de cálculo para a fadiga da laje:

$$\alpha e = 10$$

$$d_o = 21 \text{ cm}$$

$$A = 0,624 \text{ cm}$$

$$x = 4,53 \text{ cm}$$

$$I = 20025,34 \text{ cm}^4$$

Para a combinação frequente de ações, têm-se os valores:

$$M_{gy} = 5,83 \text{ kN.m}, \quad M_{qy} = 29,9 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 583 \text{ kNcm}$$

$$M_2 = 583 + 0,8 \times 1,65 \times 2990, \quad M_{freq} = 4529,8 \text{ kNcm}$$

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

$$\sigma_{c,max} = 1,02 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{c,min} = 0,13 \text{ kN/cm}^2$$

Para o aço, tem-se as seguintes tensões:

$$\sigma_{s,max} = 37,08 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{s,min} = 4,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 32,35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 323,5 \text{ MPa}$$

Recorrendo a tabela supracitada de parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços com bitola de 10 mm dentro do concreto armado, onde $n = 2 \times 10^6$ ciclos, adota-se o valor de $\Delta f_{s,fad,min} = 190 \text{ MPa}$. Assim temos:

$$K_{fad} = \frac{323,5}{190} = 1,71$$

Nosso novo A_s será, $1,71 \cdot 6,24 = 10,63 \text{ cm}^2/\text{m}$, com este valor temos,

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{10,63}{0,78} = 13,63 \text{ barras}$$

Iremos adotar 14 barras de 10 mm.

3.3 Apoio da Laje de Transição

Como visto no item 3.2.3 a laje de transição foi dimensionado como um elemento bi apoiado, esta consideração é recomendada pelo manual do DNIT, antigo DNER, ocorre que neste projeto a laje de transição está apoiada diretamente sobre o solo, através de um aterro, assim poderíamos considera-la como uma Laje Radier, porém o dimensionamento como bi apoiada leva a uma maior taxa de armadura que e assim a uma maior capacidade de carga, logo foi mantida a consideração proposta pelo manual do DNIT.

3.3.1 Contenção da cabeceira da ponte

Num projeto de ponte, é importante a concepção de um sistema de contenção para as cabeceiras, já que normalmente se executa nesta um aterro para adequar o nível da rodovia com o da ponte, outro ponto é a constante erosão sofrida pela cabeceira devido à ação das águas, assim, neste projeto optou-se por um sistema de contenção para um aterro a 90° conhecido por Terra Armada, uma tecnologia nova, mas bastante promissora, que já mostrou inúmeros resultados satisfatória em obras desta tipologia.

3.3.2 Dispositivo de Contenção Terra Armada

Existem diversas possibilidades de se executar a contenção necessária na cabeceira da ponte, porém optou-se pela Terra Armada ou Solo Armado. Um sistema de rápida execução, grande confiabilidade e capacidade de suporte, que vem sendo usado com grande frequência em obras de contenção de aterros em rodovias e ferrovias, esta tipologia também permite a execução de aterros a 90° que é o necessário para este projeto.



Figura 3.27 - Contenção em Terra Armada

3.3.3 Dimensionamento da Contenção

Neste trabalho, não se realizou o dimensionamento desta contenção, que é normatizado pela NBR 9286/86 - Terra Armada – Especificação, onde se exigem três análises de estabilidade, externa, interna e global. A análise da estabilidade externa envolve a verificação do maciço ao deslizamento, derrubamento e rotura da fundação, a análise da estabilidade interna consiste na verificação da rotura e do arranque dos reforços e por último a análise da estabilidade global envolve a verificação do maciço frente a uma ruptura global.

Existem outros métodos de dimensionamento além do proposto pela NBR 9286, como o de Brajas, por exemplo, há também softwares especializados na análise e dimensionamento deste tipo de contenção.

3.3.4 Metodologia Construtiva Terra Armada

Apesar de não ser realizado o dimensionamento da contenção, a seguir se indica a metodologia construtiva e a concepção do que é a Terra Armada.

O sistema de terra armada, também chamado de solo armado, é composto por um maciço contido por placas pré-moldadas de concreto, que funcionam como face da contenção. A pressão do sistema é distribuída em tiras metálicas, presas às placas. Essas tiras, colocadas dentro do solo na medida em que este é compactado durante a execução, resistem aos esforços por conta do atrito desenvolvido no maciço. Os principais componentes do sistema de terra armada é o solo, as tiras metálicas e o paramento externo formado pelas placas pré-moldadas de concreto.

As fitas metálicas devem atender aos critérios para aço CA-50 da NBR 7480 - Aço Destinado à Construção Civil e da NBR 6152 quanto à tração. Já a compactação das diversas camadas deve seguir a NBR 7182, Solo - Ensaio de Compactação. A montagem das escamas é medida por metro quadrado de muro montado. O fornecimento de elementos construtivos especiais (armaduras, ligações, chumbadores, juntas e parafusos) é medido por metro quadrado de muro. Já o solo armado será medido em metro quadrado de faixas de alturas verticais.

3.3.4.1 Solo a ser compactado

O solo que vai formar a terra armada, também chamado de volume armado, é formado por camadas sucessivas e compactadas, geralmente a cada 20 cm. Esse maciço, depois de consolidado, deverá ter no mínimo um ângulo de atrito interno de 25°. Quanto ao material de composição, a NBR 9286 recomenda que sejam usados solos naturais ou de origem industrial, e que não devem conter terra vegetal ou detritos domésticos.



Figura 3.28 - Compactação do solo

3.3.4.2 Armaduras de tração

As armaduras são peças lineares (tiras ou fitas), normalmente de aço galvanizado e nervuradas, que trabalham em atrito com o solo do aterro. São presas às placas de concreto por meio de parafusos e são responsáveis por grande parte da resistência interna à tração do maciço. Devem ter boa resistência e durabilidade, pouca deformabilidade, bom coeficiente de atrito e flexibilidade. Além de aço, as fitas também podem ser poliméricas, com superfícies rugosas, constituídas por fibras de poliéster de alta tenacidade. Nesse caso, o material para formação do aterro deve ser mais grosso. O comprimento da armadura depende também da altura do muro, muros maiores levam a armaduras mais extensas, em geral, adota-se o comprimento da armadura em torno de 70 a 80 % da altura do muro.

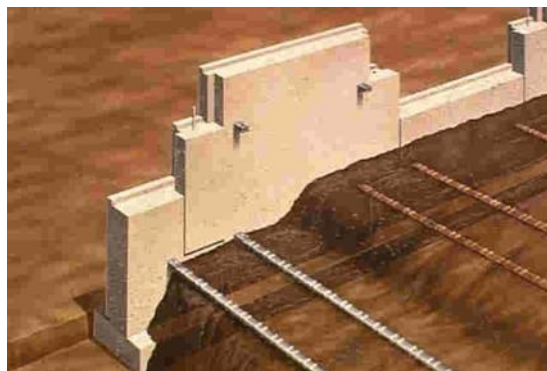


Figura 3.29 - Armadura de tração escamas

3.3.4.3 Placas pré-moldadas

As placas pré-moldadas, chamadas de escamas, formam o acabamento externo do maciço e são responsáveis pelo equilíbrio das tensões da periferia próxima ao paramento externo. Podem ser de concreto armado ou não, e têm sua geometria bem definida, normalmente em formato cruciforme, elas possuem encaixes e pinos para a fixação das armaduras e sua união com outra escama, cuja distância e disposição dependem das solicitações do maciço. A largura destas escamas em solicitações normais está na ordem de 15 cm, mas podem ser alteradas se assim exigir o projeto.

3.3.4.4 Içamento das escamas

As escamas pré-fabricadas são instaladas para formar uma superfície vertical. São içadas com o auxílio de caminhões tipo "munck", tratores ou guindastes. A primeira linha de placas é, normalmente, montada sobre uma base de concreto (soleira) que cumpre a função de elemento de fundação para o paramento externo. A soleira deve estar apoiada em material resistente como solo compactado ou solo-cimento. A colocação das escamas é feita em linhas horizontais sucessivas, ao mesmo tempo em que o aterro é executado acompanhando a elevação das escamas. A montagem é garantida por encaixes e pinos presentes nas placas.



Figura 3.30 - Içamento das escamas

3.3.4.5 Instalação das armaduras de tração

As armaduras de tração são colocadas perpendicularmente ao paramento, fixadas com parafusos nos elementos próprios das escamas. As tiras são aterradas e o solo é compactado com rolo compactador, evitando-se danificar ou deslocar a posição original das tiras ou das escamas. Próximo ao paramento é recomendável que a compactação seja executada por meio de placas vibratórias, mais leves. Recomenda-se, ainda, que o grau de compactação para a execução do aterro seja no mínimo de 95% da densidade aparente seca máxima.



Figura 3.31 - Instalação das armaduras de tração

3.3.4.6 Considerações do Dispositivo de Contenção

O emprego da Terra Armada neste projeto tem como motivação maior a contenção da cabeceira da ponte contra a ação erosiva dos agentes naturais e o fornecimento de um aterro bem compactado que possa receber a laje de transição e absorver todos os esforços por ela transmitidos. Tal contenção de acordo com o anteposto se mostra satisfatória, porém sua execução deve ser realizada por empresa qualificada, para que não ocorram erros que venham a comprometer esta parte da obra que influi diretamente no conjunto da ponte, sua funcionalidade e segurança.

As imagens abaixo mostram dois croquis da cabeceira com o emprego da Terra Armada.

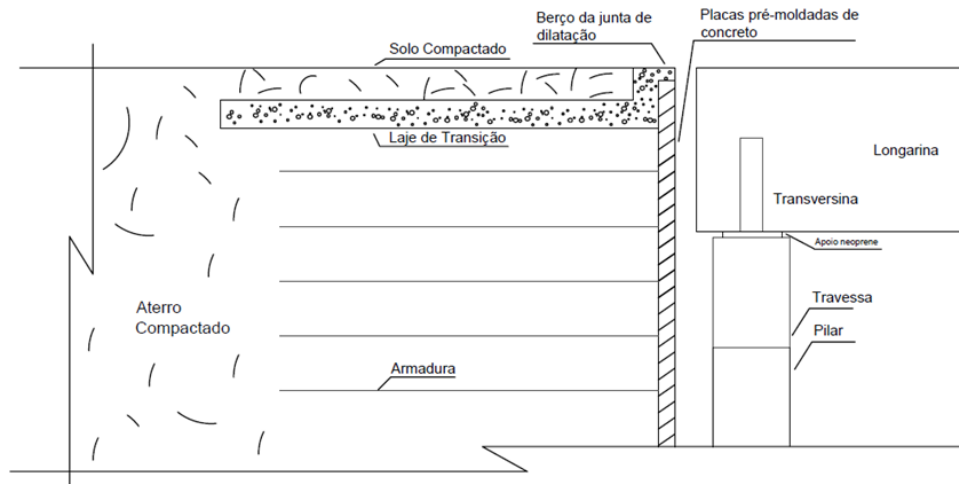


Figura 3.32 - Detalhe em corte da Terra Armada

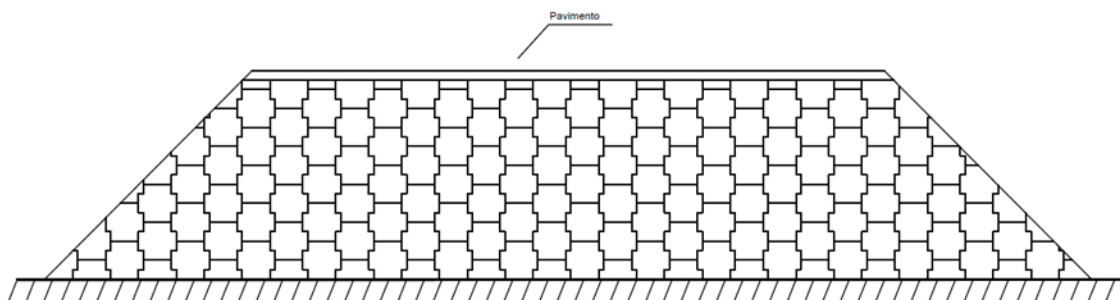


Figura 3.33 - Vista frontal da contenção

Nas plantas em anexo estão as demais informações à respeito da contenção em terra armada, como croquis e medidas.

3.4 Transversinas

3.4.1 Dimensionamento da transversina à flexão

As transversinas são vigas transversais ao eixo longitudinal da ponte, sua função é bem simples, impedir a rotação da longarina em torno de seu eixo longitudinal. Estas podem ser ligadas ou desligadas da laje, quando estão ligadas

atuam também absorvendo parte da carga oriunda da laje, quando estão desligadas possuem somente a função de travamento das longarinas. Neste trabalho, adotamos as transversinas desligadas da laje e a motivação para essa escolha vem do fato de termos muitas longarinas, conferindo uma grande resistência à torção do conjunto e também para uniformizar a armadura de flexão (longitudinal e transversal) da laje. Com esta escolha, a laje passa a estar apenas conectada com as longarinas. O critério para a escolha do espaçamento das transversinas foi de tomar o dobro do espaçamento entre longarinas, porém foi tomado um espaçamento um pouco menor para se adequar ao projeto.

Com tal consideração, as transversinas passam a estar apenas submetidas ao seu peso próprio e também aos momentos fletores em sua seção transversal, originados pelas longarinas. Estes esforços longitudinais são difíceis de determinar, visto que existe todo um conjunto que gera rigidez e os absorve, chegando até a transversina uma parcela muito menor do que a inicial.

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

Quando a longarina está somente submetida ao peso próprio da estrutura, não existe essa tendência de giro, visto que ocorre a compensação das áreas, logo o grande motivador desse giro da longarina é a carga móvel, que ao passar sobre o tabuleiro gera momentos torçores na longarina e assim ela gira. Enfim, para então se dimensionar com base nessas considerações adotou-se para o momento positivo somente o peso próprio da estrutura, visto que este não possui muita importância, e para o momento negativo tomou-se a variação de momentos na laje submetida somente ao seu peso próprio e submetida ao seu peso próprio mais carga móvel, já que como citado é essa variação de momentos que tenderá ao giro a longarina, apesar de mesmo com essa consideração não está totalmente plausível este cálculo, porque a laje ao ser submetida ao carregamento móvel distribui essa carga e não poderia uma laje estar submetida e outra ao lado estar somente submetida ao seu peso próprio, ocorreria um compartilhamento de momentos, mas essa solução proposta visa um caso realmente extremo e até mesmo fora do comum, mas que se atender a isso, certamente atenderá às solicitações reais.

A figura 3.3.4 denota a transversina submetida somente ao seu peso próprio, com o seu respectivo diagrama de momento fletor.

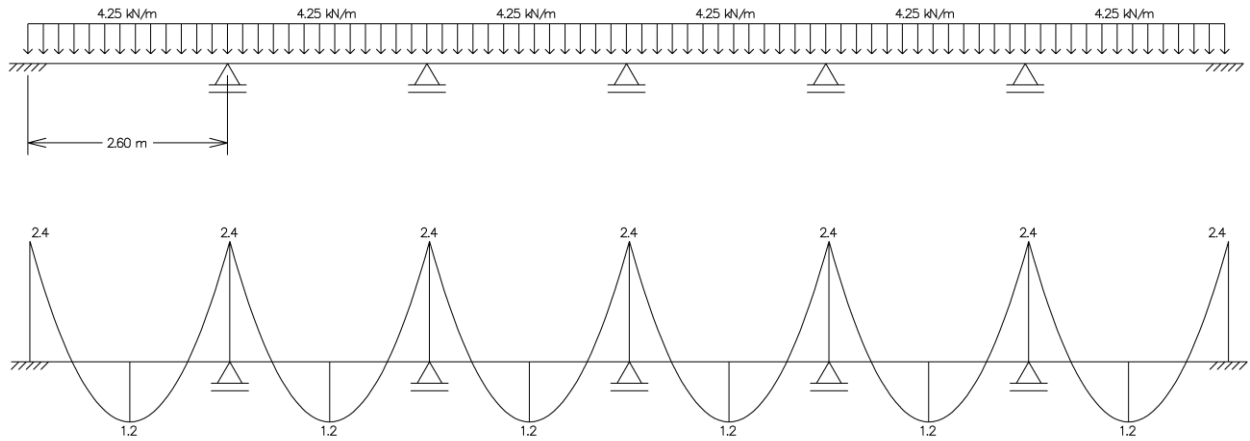


Figura 3.34 - Diagrama de momento fletor para a transversina (kN.m)

3.4.1.1 Armadura de flexão momento positivo

A transversina do projeto é de seção retangular com base de 20 cm e altura de 85 cm. A sua grande altura em relação a base é justificável pelo seu emprego, resistir momentos em sua seção transversal, com uma maior altura se tem um maior braço de alavanca e assim uma resistência muito superior.

Armadura de Flexão

Dados de projeto

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\
 f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\
 M_{sd} &= 1,68 \text{ kN.m} \\
 h &= 0,85 \text{ m} \\
 d &= 0,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cd} &= 25000 \text{ kN/m}^2 \\
 f_{yd} &= 434782,61 \text{ kN/m}^2 \\
 b_w &= 0,2 \text{ m} \\
 d' &= 0,05 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Determinação da linha neutra

$$x = 1,25 \times 0,8 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,68}{0,425 \times 0,2 \times (0,8)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,0006 \text{ m}$$

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

$$x = 0,0006 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,898 \text{ m}$$

Além desta verificação a norma ainda prevê a obediência da relação $x \leq 0,45d$, que também é satisfeita, esta relação garante a ductilidade da viga.

A viga não está no domínio 4 e não necessita de armadura dupla, a ruptura será dúctil e a armadura econômica. Calcula-se, então, a armadura A_s necessária para esta solitação, segundo a equação como segue:

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

$$A_s = \frac{1,68}{434782,61 (0,85 - 0,4 \times 0,0006)}$$

$$A_s = 4,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 = 0,046 \text{ cm}^2$$

Porém, a norma prevê uma armadura mínima. Logo:

$$A_{s,min} = \rho_{min} A_c$$

onde:

$$\rho_{min} = 0,164\%$$

$$A_c = b_w h = 0,2 \times 0,85 = 0,17 \text{ m}^2$$

$$\text{Portanto: } A_{s,min} = 2,8 \text{ cm}^2$$

Sendo $A_{s,min} > A_s$, utiliza-se o valor de $A_{s,min} = 2,8 \text{ cm}^2$ 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 $A_\phi = 1,23 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{2,8}{1,23} = 2,27 \text{ barras}$$

Adotamos 3 barras de 12,5mm, $A_s = 3,69 \text{ cm}^2$.

3.4.1.2 Armadura de flexão para o momento negativo

Para o dimensionamento ao momento negativo realizamos a consideração mencionada acima, ou seja, tomar a diferença entre os momentos da laje, calculados pelo método de Rush com o momento da laje submetida somente ao seu peso próprio.

Assim, foi calculado essa variação de momentos entre lajes centrais e entre a laje em balanço e uma central, para tomar a maior entre elas. A figura exemplifica melhor a consideração.

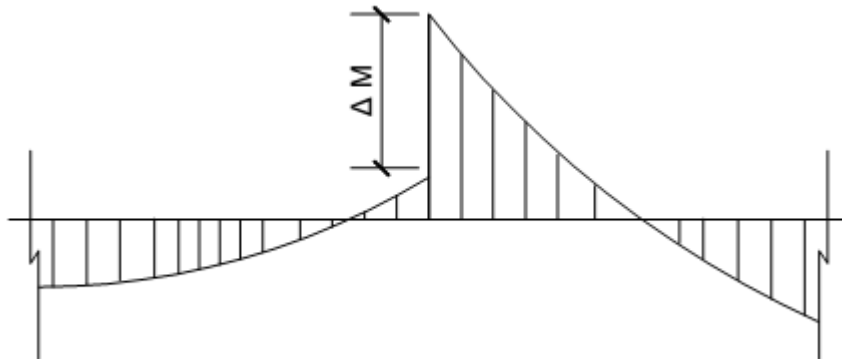


Figura 3.35 - Variação de momento fletor entre duas lajes centrais

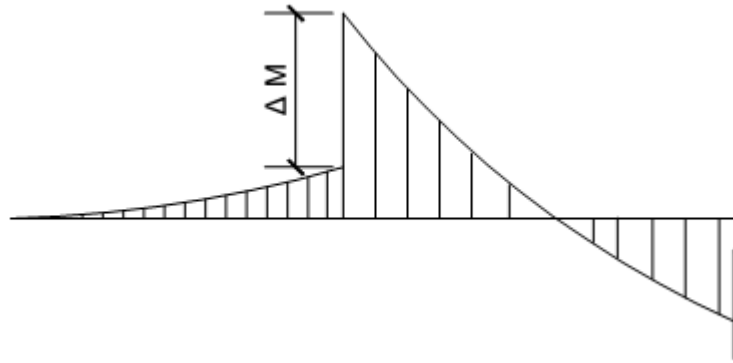


Figura 3.36 – Variação de momento entre a laje em balanço e a laje central.

Para primeira situação temos um momento na laje devido somente ao seu peso próprio de 8,2 kN.m e devido à carga móvel, com o uso das tabelas de Rush, igual a 55,1 kN.m, nos dando uma variação de 46,8 kN.m. Já na segunda a laje em balanço possui um momento no apoio de 14,1 kN.m, que nos leva a uma variação de 41 kN.m, logo adotaremos a maior, 46,8 kN.m. Este momento como vêm de cálculos anteriores já está majorado, mas necessitamos multiplicar pelo vão de influência de uma transversina, já que a laje nos dá um momento fletor por metro.

Armadura de Flexão - determinação da linha neutra

$$Msd = 46,8 \cdot 4,83 \text{ kN.m}$$

$$Msd = 226,48 \text{ kN.m}$$

$$x = 1,25 \times 0,8 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{226,48}{0,425 \times 0,2 \times (0,8)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,087 \text{ m}$$

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

$$x = 0,087 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,898 \text{ m}$$

Além desta verificação a norma ainda prevê a obediência da relação $x \leq 0,45d$, que também é satisfeita, está relação garante a ductilidade da viga.

A viga não está no domínio 4 e não necessita de armadura dupla, a ruptura será dúctil e a armadura econômica. Calcula-se, então, a armadura A_s necessária para esta solicitação, segundo a equação como segue:

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

$$A_s = \frac{226,48}{434782,61 (0,85 - 0,4 \times 0,087)}$$

$$A_s = 6,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,4 \text{ cm}^2$$

Porém, a norma prevê uma armadura mínima. Logo:

$$A_{s,min} = \rho_{min} A_c$$

onde:

$$\rho_{min} = 0,164\%$$

$$A_c = b_w h = 0,2 \times 0,85 = 0,17 \text{ m}^2$$

$$\text{Portanto: } A_{s,min} = 2,8 \text{ cm}^2$$

Sendo $A_s > A_{s,min}$, utiliza-se o valor de $A_s = 6,4 \text{ cm}^2$ para cálculo do número de barras. Para isso, toma-se o diâmetro do aço CA-50 com bitola de 25 mm. Este possui uma área de seção transversal de $A_\phi = 4,91 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{6,4}{4,91} = 1,3 \text{ barras}$$

Adotamos 2 barras de 25mm, $A_s = 9,82 \text{ cm}^2$.

3.4.2 Dimensionamento da transversina ao cortante

Para dimensionar ao cortante a transversina não iremos recorrer à divisão por trechos, pois iremos recorrer a uma nova consideração, se adotássemos o valor do diagrama de esforço cortante devido somente ao seu peso próprio, figura 3.37,

estariamos cometendo um grave erro, pois o momento fletor presente na transversina aumenta esse cortante.

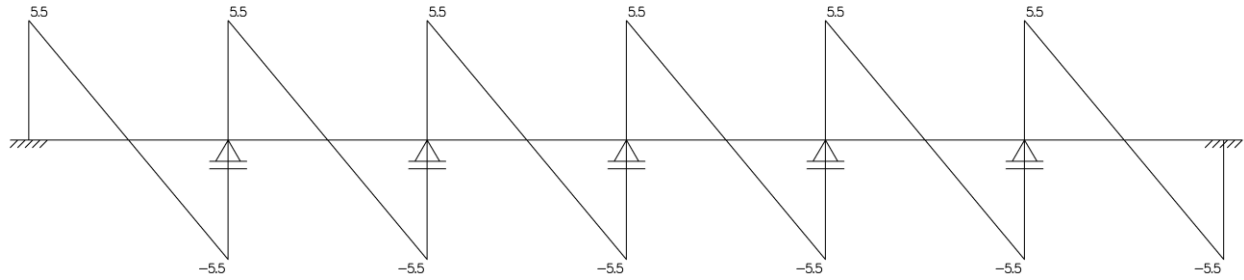


Figura 3.37 - Diagrama de esforço cortante da transversina.

Para determinar um cortante de cálculo iremos somar ao cortante devido ao peso próprio uma parcela oriunda do momento fletor, que será o valor da variação adotada para o momento negativo dividida pelo comprimento da transversina, ou seja, iremos criar um binário de forças que combata esse momento.

$$Esforço\ cortante = 1,4.5,5 + \frac{226,48}{2,6} = 94,81\ kN$$

Através da marcha de cálculo já explicada no cálculo da longarina, obtemos a tabela abaixo.

Tabela 3.13 - Cortante na Transversina

Vsd	Vrd2	Vc	Vsw
94,81	928,8	154,1	- 63,29

Como Vsw é negativo indica que teremos de adotar a armadura mínima.

Área de armadura mínima para um espaçamento de 100 cm e estribos a 90°:

$$A_{sw,min} = 6 \frac{\sqrt[3]{fck^2}}{f_{ywk}} \cdot bw = 6 \cdot \frac{\sqrt[3]{35^2}}{500} \cdot 20 = 2,56\ cm^2/m$$

Espaçamento máximo pelo critério de espaçamento:

$$S_{max} = \begin{cases} V_{sd} < 0,67 V_{Rd2} = 0,6d < 300\ mm \rightarrow S_{max} = 48\ cm \\ V_{sd} > 0,67 V_{Rd2} = 0,3d < 200\ mm \rightarrow S_{max} = 24\ cm \end{cases}$$

Espaçamento máximo calculado pela taxa, para bitola $\phi = 10 \text{ mm}$ e área $A_\phi = 0,785 \text{ cm}^2$:

$$S_{max} = 100 \frac{2A_\phi}{A_{sw,min}}$$
$$S_{max} = 61,33 \text{ cm}$$

Logo adotamos bitola $\phi = 10 \text{ mm}$ com um espaçamento de 48 cm.

3.4.3 Fadiga na transversina

Como nossa transversina está desligada da laje não temos variação de tensões de momento fletor ou esforço cortante que poderia nos levar a uma fadiga. Logo não se calcula neste caso a fadiga.

3.4.4 Armadura de pele

Segundo a NBR-6118/2014, item 17.3.5.2.3, as vigas com altura superior a 60 cm devem possuir uma armadura de pele computada como 0,10% $A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga sendo composta por barras de alta aderência com espaçamento não superior a 20 cm.

logo:

$$A_{s,pele} = 0,001 (b_w \times h) = 0,001 (20 \times 85)$$

$$A_{s,pele} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Adotando 3 barras de $\phi = 10 \text{ mm}$ em cada face temos um $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$.

3.5 Junta de Dilatação

A ponte do presente projeto não possui junta de dilatação ao longo de seus dois

tramos, porém sabe-se que é muito importante a sua existência, já que juntas são interfaces (espaços vazios) que permitem a movimentação independente das estruturas de uma construção, conferindo flexibilidade sem que a funcionalidade e a segurança do conjunto sejam comprometidas. No Brasil o DNIT, através da Norma 092/2006, apenas diz sobre os tipos de juntas e especificações de serviço, já o manual do DER/SP, ET-DE-C00/005, orienta um pouco mais sobre os tipos de juntas e algumas disposições construtivas, porém nada que aprofunde e sane todas as dúvidas necessárias à execução de uma adequada junta de dilatação, enfim, recorre-se à experiências de obras anteriores, à literatura e especificações dos fabricantes. Logo para satisfazer a necessidade de uma junta de dilatação, a laje de transição é separada da estrutura principal da ponte.

3.5.1 Tipologia da Junta de Dilatação

Há diversos tipos de juntas de dilatação que podem ser empregadas, como por exemplo, juntas abertas, que consistem no não preenchimento do espaço de junta, procedendo-se apenas ao reforço dos bordos da estrutura, ou juntas seladas com material elástico, estas juntas consistem na aplicação de um cordão de um material ligado aos bordos da junta e que, pelas suas características elásticas, permite acomodar pequenos deslocamentos. A escolha da junta adequada obedece às características de sua aplicação, no caso de uma ponte, por exemplo, estas características são como a intensidade do tráfego e tipo de veículos, abertura da junta e a movimentação máxima a ser absorvida. Assim, podemos definir a junta a ser utilizada no projeto, após consultas optou-se por uma junta dentada.

3.5.2 Junta Dentada

A junta dentada ou “Finger Joint” como é mais conhecida, é composta por duas chapas de aço, fixas em lados distintos da junta, funcionando em balanço. Na outra extremidade das chapas, encontram-se saliências e reentrâncias intercaladas, para que as duas chapas possam encaixar entre si com a movimentação da junta. Estas saliências podem ser de dois tipos, retangulares ou triangulares, sendo que no último caso, adapta-se melhor a movimentos transversais, estas juntas são constituídas por

módulos com cerca de 1 metro, possibilitando assim uma maior facilidade na substituição de seções danificadas.



Figura 3.38 - Junta dentada

A sua instalação passa por assentar os vários módulos ligados entre si, sobre o espaço de junta no berço previamente executado e fixá-los através de parafusos de ancoragem.

Para impermeabilizar a junta, é usual instalar uma calha abaixo do plano da junta, que recolhe as águas e detritos que advêm da superfície da mesma.

Esta junta suporta tráfego pesado, sendo ideal para uma rodovia como a BR-101, abaixo temos as especificações da mesma.

- Amplitude máxima de junta: 500 mm na horizontal.
- Patologias: Desnivelamento (ação de choque sob tráfego); Movimento da junta impedido; Deterioração/ausência da selagem de alvéolos de fixação; Deformação da junta/material da junta; Fissuração/corte da junta/material da junta; Oxidação de elementos metálicos; Deficiência no sistema de evacuação de águas; Falta de aderência.
- Tempo de vida útil: 25 anos.
- Período de inspeção: de 6 em 6 anos e ultrapassado o tempo de vida útil da junta de 2 em 2 anos.

Esta junta possui uma grande vida útil, em comparação com outras do mercado, além de um período de inspeção também extenso.

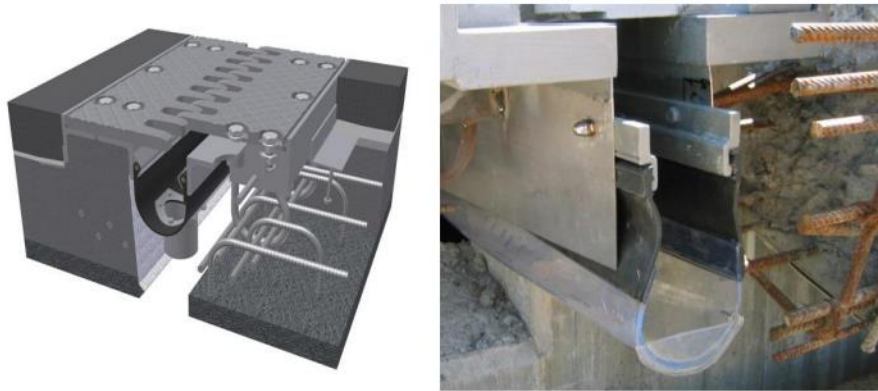


Figura 3.39 – Vista da junta dentada

Como mencionado a amplitude máxima de junta é de 500 mm, é ideal para estruturas com aberturas maiores, no nosso caso temos uma abertura de 20 cm que será perfeitamente coberta por ela.

3.5.3 Instalação da junta

A instalação de uma junta deve obedecer ao recomendado pelo fabricante e normas como as já citadas anteriormente, no caso da junta dentada é importante executar o berço de concreto nas duas extremidades para que possibilite a correta fixação dos elementos da junta, abaixo temos um croqui.

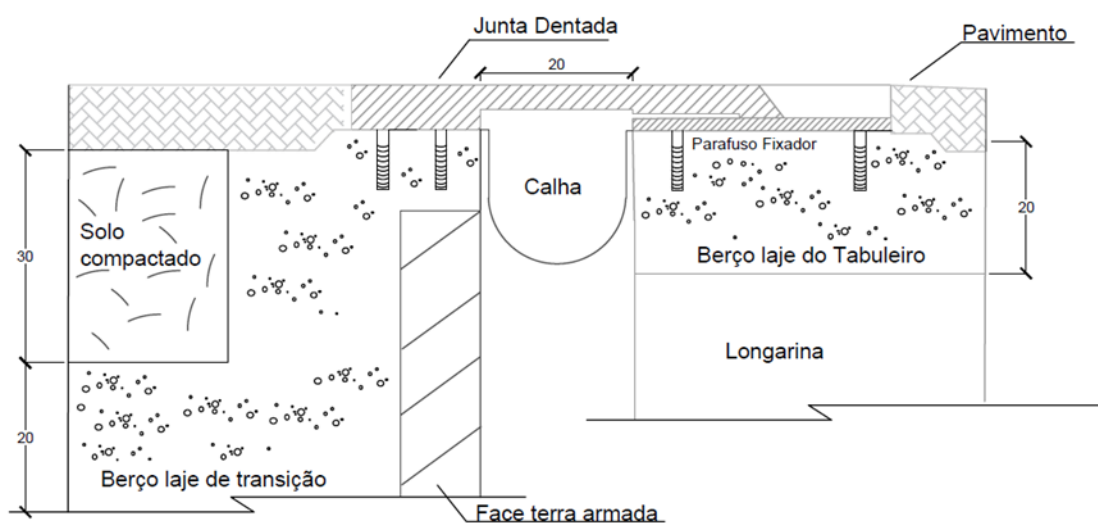


Figura 3.40 – Detalhe da instalação junta de dilatação

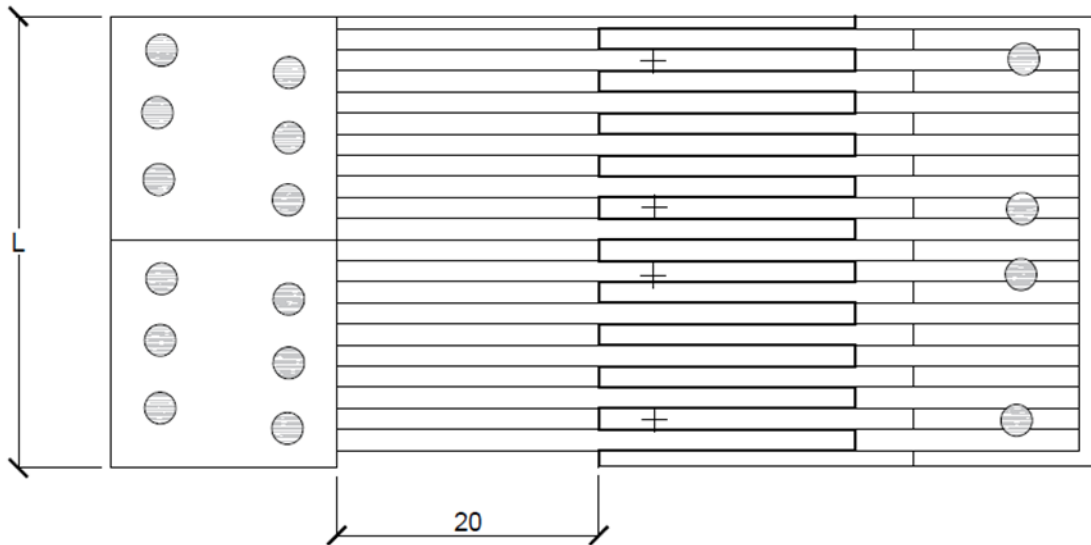


Figura 3.41 - Vista superior da junta de dilatação

O comprimento L do módulo da junta é padronizado, podendo ser de 1 metro, 0,5 metros, dentre outros, essa medida facilita na hora da manutenção para que em caso de falha de um módulo apenas este é trocado e assim se economiza na troca de todo o conjunto, neste projeto utilizaremos módulos de 1 metro de comprimento. Nas plantas em anexo pode-se conferir a aplicação da junta de dilatação dentada no presente projeto como um todo, assim como todas as medidas.

3.6 Drenagem do Tabuleiro

A drenagem da chuva incidente sobre o tabuleiro da ponte é de extrema importância, segundo Vitório (2002, pág. 21) “Um especial cuidado com um eficiente sistema de drenagem do tabuleiro é de fundamental importância para um bom desempenho com maior vida útil da obra”.

No presente projeto foram adotados drenos verticais em tubo de PVC com diâmetro de 100 mm espaçados a cada 4 metros próximos ao guarda-rodas em ambas as pistas, já no passeio foi adotado tubo de 50 mm com o mesmo espaçamento, tendo em vista sua menor área molhada, o manual do DNER, atual DNIT, classifica esse espaçamento de 4 metros e o diâmetro de 100 mm como muito conservadores, porém serão adotados, devido a grande importância que tem o sistema de drenagem do tabuleiro. Abaixo temos um croqui da solução adotada.

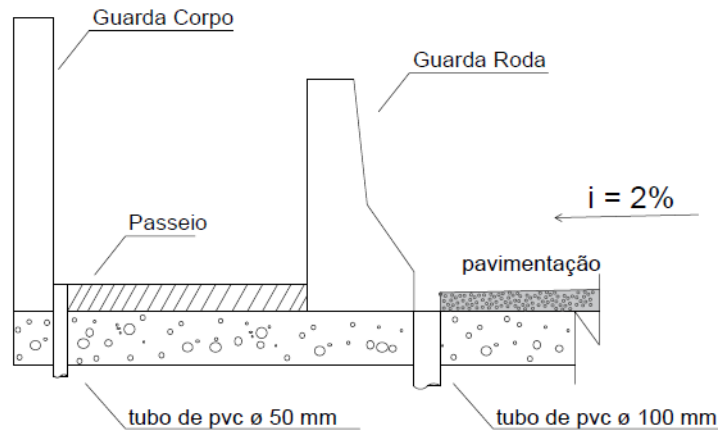


Figura 3.42 – Detalhe da drenagem do tabuleiro

Vale ressaltar que o sistema de drenagem do acesso à ponte e da rodovia como um todo é composto por canaletas e bueiros, porém não pertencem ao escopo deste trabalho, logo apenas denotamos a drenagem na superfície do tabuleiro.

CAPÍTULO 4 – MESOESTRUTURA

4.1 Dimensionamento dos Apoios

Os aparelhos de apoio possuem a função de aproximar a real estrutura à solução proposta pelo projetista. São responsáveis por transmitir os esforços da superestrutura para a mesoestrutura, usualmente são catalogados pelo seu grau de liberdade e material de composição.

Em nosso projeto, decidimos utilizar aparelho de Elastômero Fretado, usualmente conhecido por neoprene, sendo este constituído por placas de aço e camadas de borracha sintética. Optamos pela utilização do aparelho de neoprene por se tratar de um apoio de baixo custo em comparação às demais soluções, por absorver bem os efeitos dinâmicos em nossa estrutura e pela sua facilidade de montagem.

Para o dimensionamento do nosso aparelho, por não haver um documento normativo Brasileiro que abrange a utilização do neoprene, adotamos as recomendações da norma alemã DIN 4141-14.

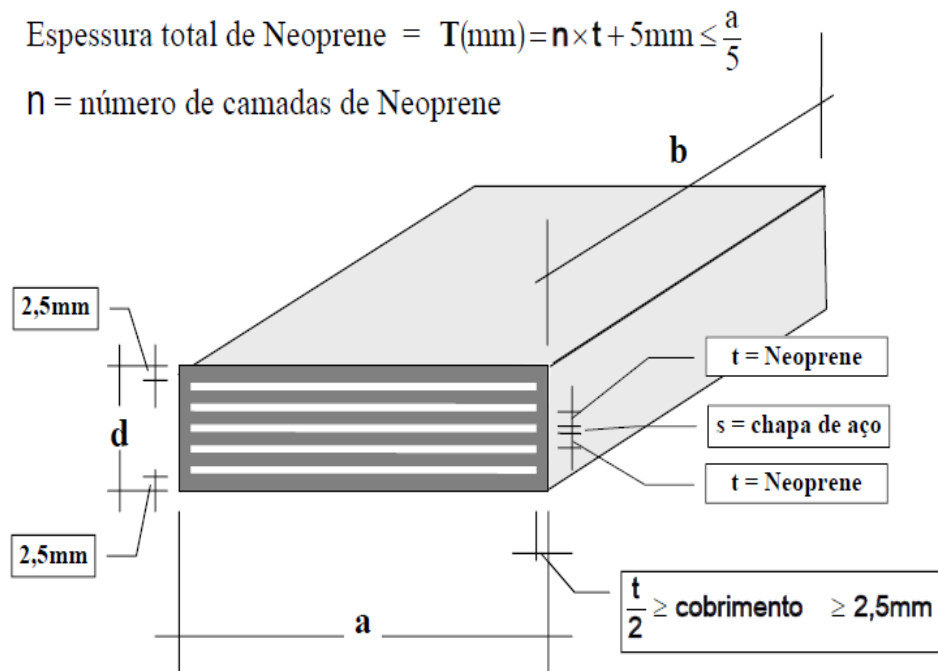


Figura 4.1 - Aparelho de Neoprene

4.1.1 Definição do apoio mais solicitado

Primeiramente, definiremos as cargas atuantes nos apoios, para uma faixa de 14,5 metros de comprimento, o que abrange as cargas suportadas pelos apoios mais solicitados.

Cargas permanentes:

- Viga = $0,4 \times 25 \times 14,5 = 174 \text{ kN}$
- Barreira = $0,37 \times 25 \times 14,5 = 136 \text{ kN}$
- Guarda corpo = $0,96 \times 14,5 = 13,92 \text{ kN}$

- Guarda roda = $0,23 \times 25 \times 14,5 = 84,14 \text{ kN}$
- Transversina = $0,17 \times 25 \times 2,6 = 11,05 \text{ kN} \times 3 \text{ transversinas}$

Cargas distribuídas:

- Laje = $0,2 \times 25 \times 14,5 = 72,5 \text{ kN/m}$
- Passeio = $0,1 \times 24 \times 14,5 = 34,8 \text{ kN/m}$,
- Revestimento = $0,142 \times 26 \times 14,5 = 53,54 \text{ kN/m}$

Com esta configuração de forças chegamos às seguintes reações:

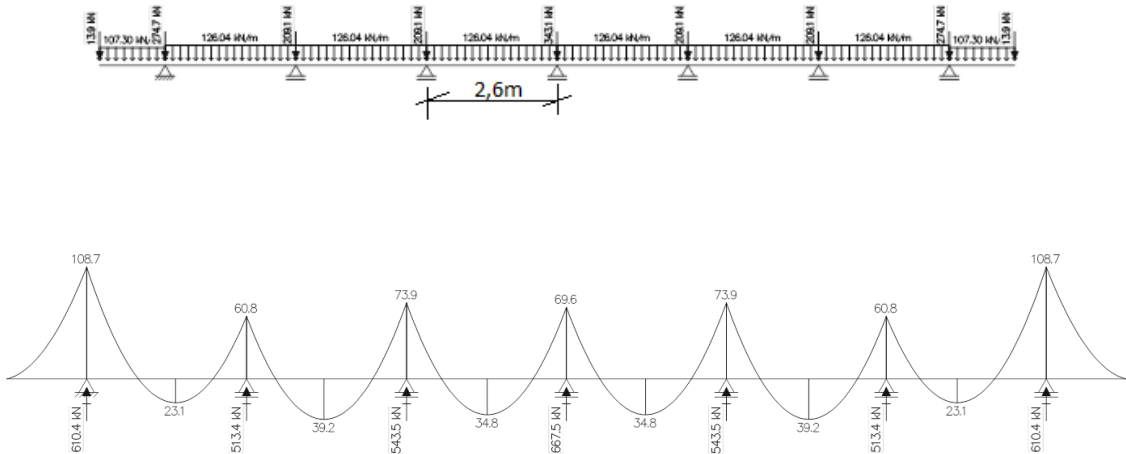


Figura 4.2 – Momento fletor no neoprene para carga permanente

As cargas móveis geram nesta mesma análise as seguintes cargas:

- Passeio = $3 \times \frac{14,5}{1} = 43,5 \text{ kN/m}$
- Tabuleiro = $5 \times \frac{14,5}{1} = 72,5 \text{ kN/m}$
- Tabuleiro entre carros = $5 \times 8,5 = 42,5 \text{ kN/m}$

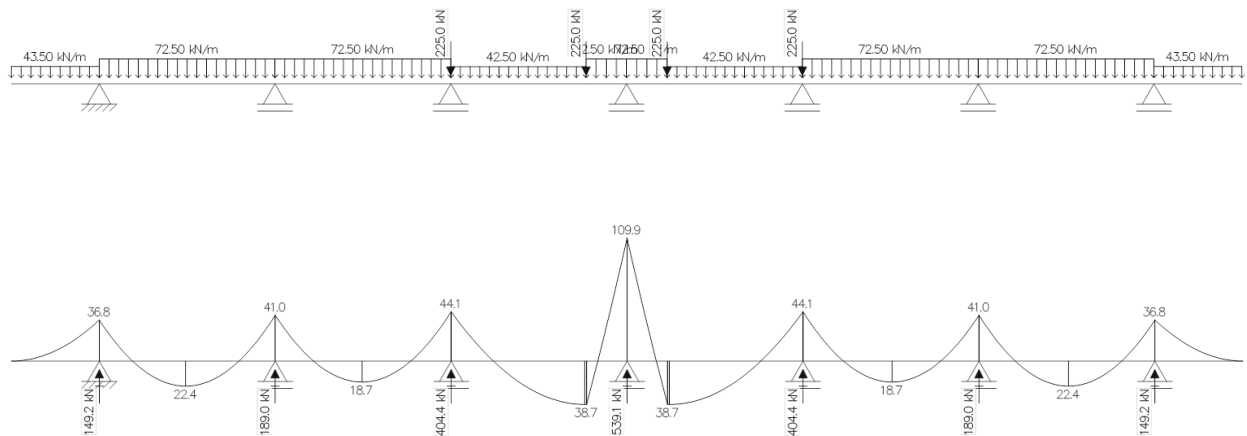


Figura 4.3 - Esforços no neoprene referentes a carga móvel

Se somarmos as reações de apoio devido ao carregamento permanente com as do carregamento devido às cargas móveis, encontraremos as reações de apoio totais, sendo estas respectivamente:

$$R1 = 753,5 \text{ kN}$$

$$R5 = 947,7 \text{ kN}$$

$$R2 = 702,4 \text{ kN}$$

$$R6 = 702,4 \text{ kN}$$

$$R3 = 947,7 \text{ kN}$$

$$R7 = 753,5 \text{ kN}$$

$$R4 = 1206,8 \text{ kN}$$

4.1.2 Seleção e dimensionamento do aparelho de apoio

Primeiramente, consideraremos a tensão máxima vertical em nosso apoio mais solicitado, já considerando as cargas permanentes e dinâmicas.

$$N_d = 1206,8 \times 1,4 = 1689,52 \text{ kN}$$

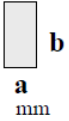

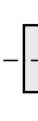

Lados a, b  a mm	σ adm MPa	V adm. kN	t Neoprene mm	s Aço mm	Número de camadas de Neoprene (n)		α admissível por camada de Neoprene (‰)		
					Aparelho baixo se $T < 0,2a$	Aparelho alto se $0,2a < T < 0,3a$	$\alpha(b)$ 	$\alpha(a)$ 	α 
100-100	10	100	5	2	1 a 3	4 a 5	4,0	4,0	5,6
100-150	10	150	5	2	1 a 3	4 a 5	4,0	3,0	5,0
150-200	10	300	5	2	2 a 5	6 a 8	3,0	3,0	4,2
200-250	12,5	625	8	3	2 a 4	5 a 7	3,0	2,5	4,0
200-300	12,5	750	8	3	2 a 4	5 a 7	3,0	2,0	3,5
200-400	12,5	1000	8	3	2 a 4	5 a 7	3,0	1,2	3,0
250-400	12,5	1250	8	3	3 a 5	6 a 8	2,5	1,2	2,6
300-400	15	1800	8	3	3 a 7	8 a 10	2,0	1,2	2,2
350-450	15	2362	11	4	3 a 6	7 a 9	2,5	2,0	3,2
400-500	15	3000	11	4	3 a 7	8 a 10	2,0	1,5	2,5
450-600	15	4050	11	4	3 a 8	9 a 11	2,0	1,2	2,2
500-600	15	4500	11	4	3 a 9	10 a 13	2,0	1,2	2,2
600-700	15	6300	15	5	3 a 8	9 a 11	2,0	1,5	2,5
700-800	15	8400	15	5	3 a 9	10 a 13	2,0	1,2	2,3
800-800	15	9600	18	5	3 a 8	9 a 13	2,0	2,0	2,8
900-900	15	12150	18	5	3 a 9	10 a 14	1,5	1,5	2,1

Figura 4.4 - Tabela para dimensionamento do neoprene

Para a necessidade do nosso projeto, utilizaremos as dimensões a-b = 300-400 mm. Inicialmente vamos considerar um aparelho baixo com 5 camadas.

Observando o exemplo dos catálogos dos fabricantes, como **GUMBA**, **SPEBA**, **SBT**, que seguem os parâmetros da norma alemã DIN 4141-14, apoio de Elastomero Fretado.

Como $N_d = 1689,52$ kN e $n = 5$

a	b	Carga admissível / tensão admissível / Tensão mínima V / oadm/omin	Módulo equivalente na compressão Ei	Número de camadas n	Espessura da camada de Neoprene t	Deslocamento horizontal Admissível δ_h	Altura total d	Espessura total de Neoprene T	Rotação total admissível Arc.		
mm	mm	kN/MPa/MPa	N/mm2	Unid.	mm	mm	mm	mm			
250	400	1250/12,5/3,0	610	1	8	9,1	19	13	0,003	0,001	0,003
				2	8	14,7	30	21	0,005	0,002	0,005
				3	8	20,3	41	29	0,008	0,004	0,008
				4	8	25,9	52	37	0,010	0,005	0,010
				5	8	31,5	63	45	0,013	0,006	0,013
				6	8	36,5	74	53	0,015	0,007	0,016
				7	8	40,0	85	61	0,018	0,009	0,018
				8	8	43,1	96	69	0,020	0,010	0,021
300	400	1800/15,0/5,0	630	2	8	14,7	30	21	0,004	0,001	0,004
				3	8	20,3	41	29	0,006	0,002	0,007
				4	8	25,9	52	37	0,008	0,004	0,009
				5	8	31,5	63	45	0,010	0,005	0,011
				6	8	37,1	74	53	0,012	0,006	0,013
				7	8	42,5	85	61	0,014	0,007	0,015
				8	8	46,2	96	69	0,016	0,008	0,018
				9	8	49,5	107	77	0,018	0,010	0,020
				10	8	52,4	118	85	0,020	0,011	0,022

Figura 4.5 - Catálogo dos fabricantes

14. Abaixo seguiremos a marcha de cálculo proposta pela norma alemã DIN 4141-

4.1.2.1 Verificação do modelo

Com o aparelho selecionado, verificaremos se suas dimensões e características são suficientes para absorver as solicitações de nossa estrutura.

Dados de entrada:

- Dimensão na direção longitudinal da ponte $a = 30cm$
- Dimensão na direção transversal da ponte $b = 40cm$
- Espessura de uma camada de neoprene $t = 0,8cm$
- Número de camadas de neoprene $n = 5$
- Módulo de elasticidade transversal $G = 0,1 \pm 0,02 kN/cm^2$
- Força longitudinal de frenagem ou aceleração $H = 135kN$ (frenagem calculada no item 5.2.4)

- Cobrimento do neoprene $\frac{t}{2} \geq c, c \geq 0,25mm$ portanto $c = 0,4 cm$

4.1.2.2 Tensões normais de compressão

$$\sigma_{c,max} = \frac{N_{max}}{(a - 2c) \times (b - 2c)} \leq 1,5 \text{ kN/cm}^2$$

Considerando $N_{max} = 1689,52 \text{ kN}$ temos

$$\sigma_{c,max} = \frac{1689,52}{(30 - 2 * 0,4) \times (40 - 2 * 0,4)} = 1,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad OK$$

$$a' = a - 2c = 29,2cm$$

$$b' = b - 2c = 39,2cm$$

4.1.2.3 Tensão de cisalhamento da força normal

$$\text{Fator de forma} = \frac{a' \times b'}{2 \times t \times (a' + b')} = ff = 10,46$$

$$Tn < \frac{0,3kN}{\text{cm}^2}$$

$$Tn = 1,5 \times \frac{\sigma_{c,max}}{ff} = 1,5 \times \frac{1,48}{10,46} = \frac{0,21kN}{\text{cm}^2} < \frac{0,3kN}{\text{cm}^2} \quad OK$$

$$Dh = \frac{\sigma_{c,max} \times (nt + 2c)}{4 \times G \times ff + 3\sigma_{max}} < 0,25 \times h$$

$$\frac{1,48 \times (5 \times 0,8 + 2 \times 0,4)}{4 \times 0,1 \times 10,46 + 3 \times 1,5} < 0,25 \times 4,5$$

$$0,82 < 1,125 \quad OK$$

4.1.2.4 Verificação a esbeltes e espessura mínima

$$h < \frac{a'}{5} \quad OK$$

$$h > \frac{a'}{10} \quad OK$$

4.1.2.5 Verificação à flambagem

$$n \times t < a'/5$$

$$n \times t = 5 \times 0,8 = 4 < 5,84 \quad OK$$

Espessura das chapas metálicas considerando o aço 1020

$$\varphi > \frac{a'}{ff} \times \frac{\sigma_{c,max}}{\sigma_e} \quad \sigma_e = 16kN/cm^2$$

$$0,8 > 0,25 \quad OK$$

Verificando a deformabilidade

$$Def = \frac{n \times t}{G \times a' \times b'}$$

$$Def = 0,035cm$$

4.1.3 Dimensões do Aparelho

O aparelho neoprene que utilizaremos será o especificado no catálogo.

Altura total de neoprene $T = 4,5cm$

Altura total do aparelho $d = 2 * c + n * s + (n - 1) * t$

$$d = 5,2cm$$

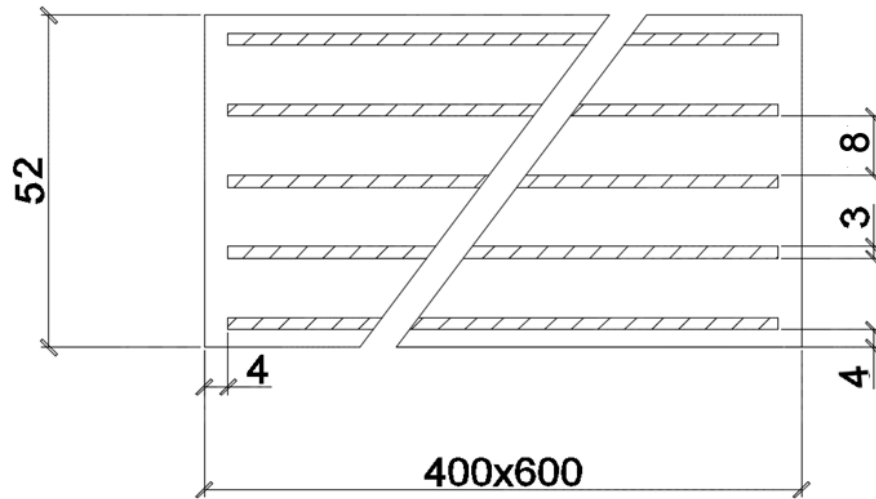


Figura 4.6 - Dimensões finais do neoprene

CAPÍTULO 5 - INFRAESTRUTURA

A infraestrutura do projeto é constituída pelos seguintes elementos estruturais:

- Viga travessa;
- Pilar;
- Bloco de coroamento;

- Estacas pré-moldadas;

Abaixo iremos demonstrar como foram realizados os cálculos e considerações de cada um desses elementos estruturais.

5.1 Dimensionamento da Viga Travessa

Nesta etapa iremos calcular a viga travessa, a qual receberá toda carga do pavimento, laje e cargas móveis. Esta viga tem a função de combater a flambagem do pilar e ao mesmo tempo absorver cargas dinâmicas.

5.1.1 Definição das Cargas

Primeiramente definiremos as cargas atuantes nesta viga, para uma faixa de 14,5 metros de comprimento, o que abrange as cargas suportadas pela travessa central, sendo esta a mais solicitada.

Cargas permanentes:

- Viga = $0,4 \times 25 \times 14,5 = 174 \text{ kN}$
- Barreira = $0,37 \times 25 \times 14,5 = 136 \text{ kN}$
- Guarda corpo = $0,96 \times 14,5 = 13,92 \text{ kN}$
- Guarda roda = $0,23 \times 25 \times 14,5 = 84,14 \text{ kN}$
- Transversina = $0,17 \times 25 \times 2,6 = 11,05 \text{ kN} \times 3 \text{ transversinas}$

Cargas distribuídas:

- Laje = $0,2 \times 25 \times 14,5 = 72,5 \text{ kN/m}$
- Passeio = $0,1 \times 24 \times 14,5 = 34,8 \text{ kN/m}$,
- Revestimento = $0,142 \times 26 \times 14,5 = 53,54 \text{ kN/m}$

Com esta configuração de forças chegamos às mesmas reações que encontramos no dimensionamento dos apoios, porém para uma faixa de 14,5 metros e desta vez utilizaremos todas as reações de apoios, desta forma chegando a uma distribuição de cargas mais real e evitando o superdimensionamento.

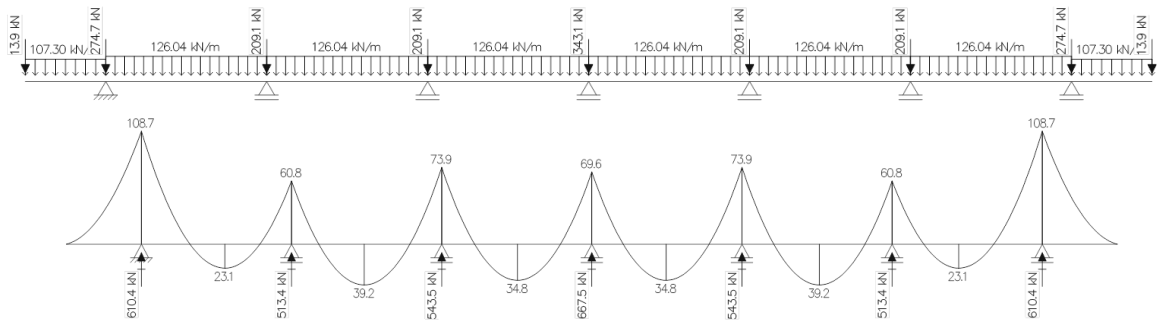


Figura 5.1 - Carregamento permanente na travessa

As cargas móveis geram nesta mesma análise as seguintes cargas:

- Passeio = $3 \times \frac{14,5}{1} = 43,5 \text{ kN/m}$
- Tabuleiro = $5 \times \frac{14,5}{1} = 72,5 \text{ kN/m}$
- Tabuleiro entre carros = $5 \times 8,5 = 42,5 \text{ kN/m}$.

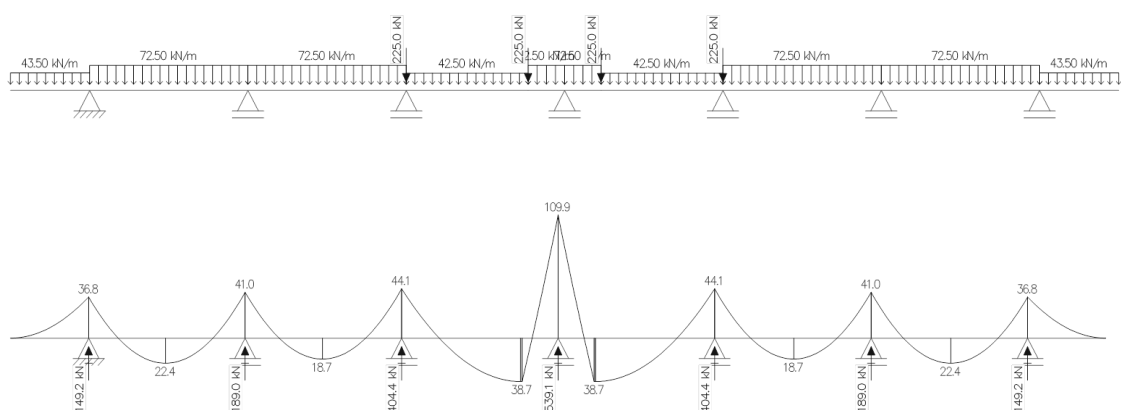


Figura 5.2 - Carregamento móvel na travessa

Se somarmos as reações de apoio devido ao carregamento permanente com os do carregamento devido às cargas móveis, encontraremos as reações de apoio totais, sendo estas respectivamente:

$$R1 = 753,5 \text{ kN}$$

$$R2 = 702,4 \text{ kN}$$

$$R3 = 947,7 \text{ kN}$$

$$R4 = 1206,8 \text{ kN}$$

$$R5 = 947,7 \text{ kN}$$

$$R6 = 702,4 \text{ kN}$$

$$R7 = 753,5 \text{ kN}$$

5.1.1.1 Definição das Cargas de Vento

De posse dos valores acima podemos analisar o pórtico com carregamentos totais, incluindo as cargas de vento. Para garantirmos a segurança, decidimos considerar a carga de vento no seu pior caso, ou seja, quando está carregada com o trem-tipo de altura igual a 2 metros, ver figura 5.3, o outro caso seria considerá-la descarregada. A NBR-6123 trata da ação dos ventos em estruturas, porém não menciona nada específico para pontes e, devido à dificuldade de se avaliar a carga de vento em pontes, adota-se o recomendado pela antiga norma de pontes NB-2/61, a existência de uma pressão de vento igual à $1,5 \text{ kN/m}^2$ atuando perpendicularmente ao eixo da ponte.

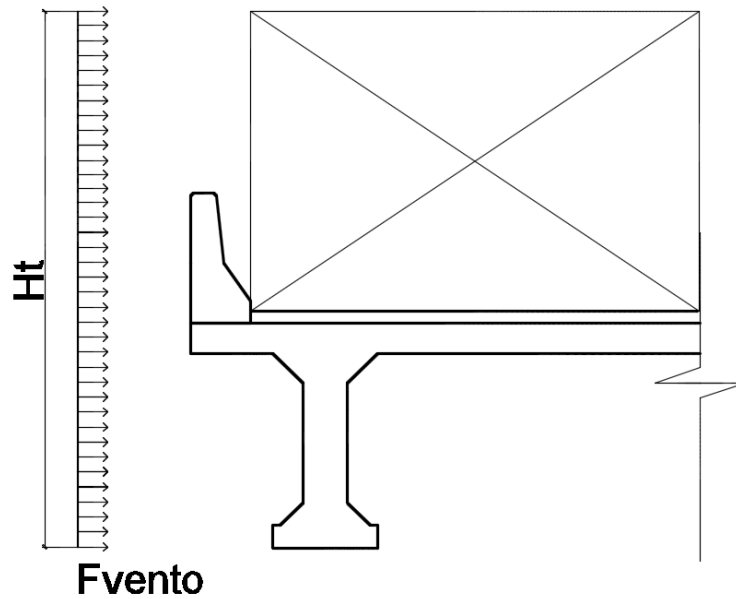


Figura 5.3 - Ação do vento na ponte carregada

$$\begin{aligned}
 e_{\text{asfalto}} &= 0,142 \text{ m} & h_{\text{veículo}} &= 2 \text{ m} \\
 h_{\text{transversina}} &= 1,5 \text{ m} & h_{\text{guarda-corpo}} &= 1,1 \\
 L_{\text{contribuição}} &= 14,5 \text{ m} & P_{\text{vento}} &= 1,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Carga de vento} = 1,5 \times 14,5 \times (1,5 + 1,1 + 0,9 + 0,142) = 79,21 \text{ kN}$$

5.1.1.2 Pressão da água em movimento

Segundo a NBR 7187 a pressão da água em movimento sobre os pilares e elementos das fundações pode ser determinada através da expressão:

$$p = k \cdot v_a^2$$

onde:

p é a pressão estática equivalente, em quilonewtons por metro quadrado;

v_a é a velocidade da água, em metros por segundo;

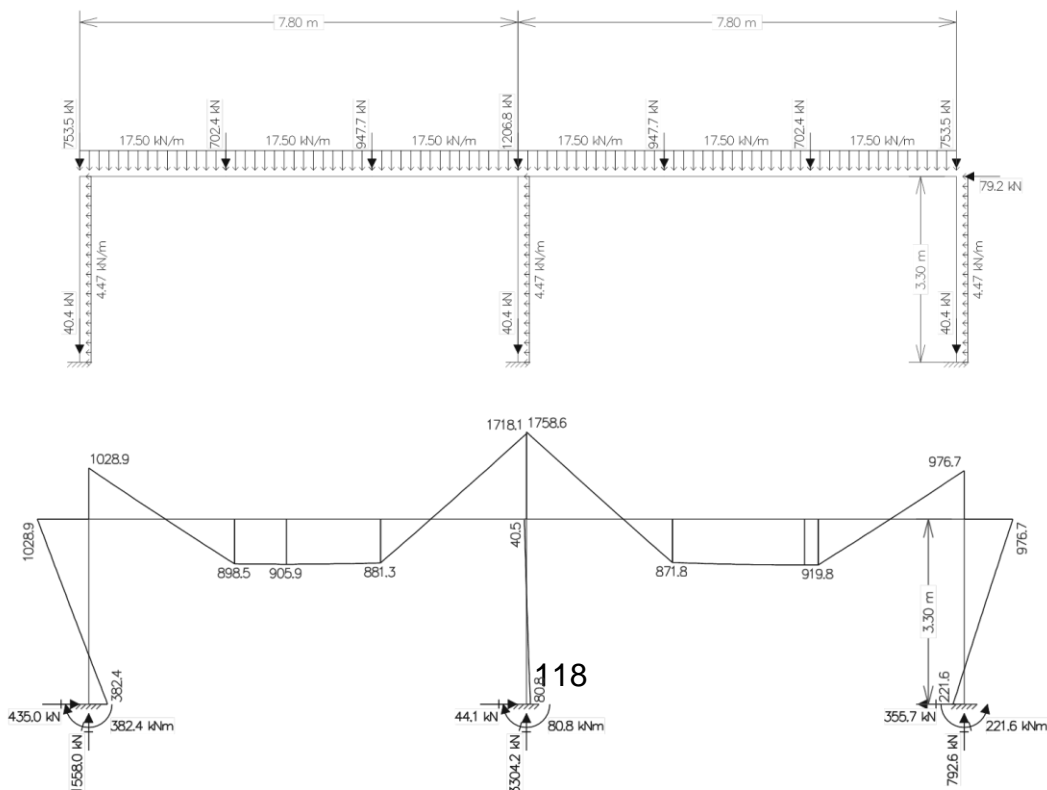
k é um coeficiente adimensional, cujo valor é 0,71 para elementos com seção transversal cujo ângulo de incidência do movimento das águas é 90°.

O rio Ururaí por se tratar de um rio com pequena vazão foi tomado uma média da velocidade de suas águas igual a 3 m/s. Com a pressão das águas podemos calcular a carga linear ao longo da altura do pilar multiplicando por sua largura, no carregamento do pórtico considerou-se todo o pilar submetido ao esforço das águas, situação esta que denota um período de cheias por exemplo.

$$q = 0,71 \times 3^2 \times 0,7 = 4,47 \text{ kN/m}$$

5.1.1.3 Carregamento na Travessa

Para dimensionar a Travessa iremos considerar que ela juntamente com os pilares forma um pórtico e este recebe todo o carregamento da superestrutura, carga de vendo, força das águas. O resultado da análise deste pórtico servirá para o dimensionamento de todos os elementos da infraestrutura, travessa, pilares, blocos e estacas.



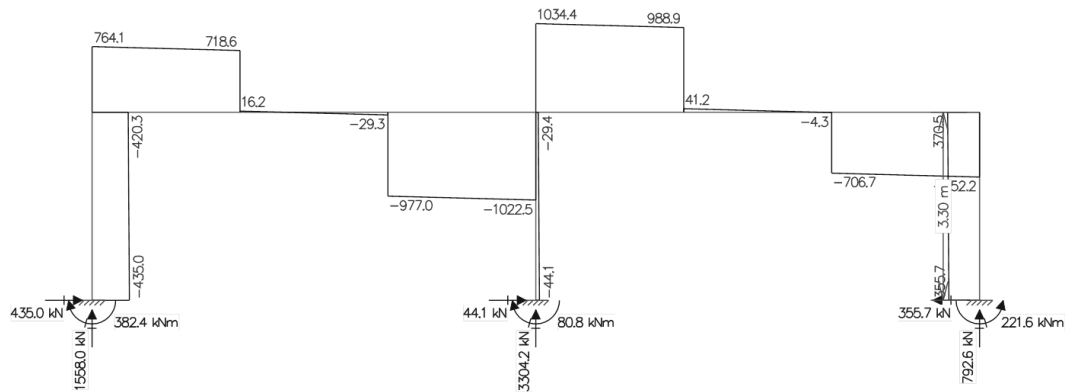


Figura 5.4 – Diagramas de momento fletor e esforços cortantes no pórtico

5.1.1.4 Armadura positiva de flexão

Com as reações mostradas, podemos então começar o dimensionamento da travess. Após algumas tentativas, verificamos que a dimensão de 0,7 metros por 1 metro atende bem aos esforços solicitantes, portanto segue a marcha de cálculo para o dimensionamento da travessa.

Armadura de Flexão

Dados de projeto:

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\
 f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\
 M_{sd} &= 1,4 \times 919,8 = 1287,72 \text{ kN.m} \\
 h &= 1 \text{ m} \\
 d &= 0,92 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cd} &= 25000 \text{ kN/m}^2 \\
 f_{yd} &= 434782,61 \text{ kN/m}^2 \\
 d' &= 0,08 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Determinação da posição da linha neutra

Antes de iniciarmos o cálculo da LN, geralmente denotada pela letra x , devemos adotar um “ d ”, distância entre a fibra mais comprimida até o CG da armadura tracionada, para um pontapé inicial adotaremos $d = 0,92$ m, isso nos dá um d' , diferença entre a altura total da seção menos a distância d , igual a 0,08 m.

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

$$x = 1,25 \times 0,92 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1287,72}{0,425 \times 0,7 \times (0,92)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,125 \text{ m}$$

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

$$x = 0,125 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,578 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Além desta verificação, a norma ainda prevê a obediência da relação $\frac{x}{d} = 0,136 < 0,45$, que também é satisfeita, está relação garante a ductilidade da viga.

A viga não está no domínio 4 e não necessita de armadura dupla, a ruptura será dúctil e a armadura econômica. Calcula-se, então, a armadura A_s necessária para esta solicitação, segundo a equação como segue:

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

$$A_s = \frac{1287,72}{434782,61 (0,92 - 0,4 \times 0,125)}$$

$$A_s = 0,003405 \text{ m}^2 = 34,05 \text{ cm}^2$$

Porém, a norma prevê uma armadura mínima. Logo:

$$A_{s,min} = \rho_{min} A_c$$

$$\rho_{min} = 0,164\%$$

$$A_c = b_w h = 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ m}^2$$

portanto: $A_{s,min} = 11,48 \text{ cm}^2$

Sendo $A_s > A_{s,min}$, utiliza-se o valor de $A_s = 34,05 \text{ cm}^2$ para cálculo do número de barras. Para isso, toma-se o diâmetro do aço CA-50 com bitola de 25 mm. Este possui uma área de seção transversal de $A_\phi = 4,91 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{34,05}{4,91} = 6,94 \text{ barras}$$

Adotamos 7 barras de 25mm, $A_s = 34,37 \text{ cm}^2$.

Como nosso aparelho de apoio foi dimensionado para absorver cargas de impacto e a fadiga, não há necessidade da verificação da fadiga na travessa e tampouco na infraestrutura. Desta forma, $A_s = 34,37 \text{ cm}^2$.

5.1.1.5 Armadura negativa de flexão da extremidade

Seguindo a mesma marcha de cálculo do tópico anterior vamos calcular a armadura negativa na extremidade do pórtico, tendo como base $M_{sk} = 1028,9$.

Dados de projeto

$$\begin{array}{ll} f_{ck} = 35 \text{ mpa} & f_{cd} = 25000 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yk} = 500 \text{ mpa} & f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2 \\ M_{sd} = 1,4 \times 1028,9 = 1440,46 \text{ kN.m} & d' = 0,08 \text{ m} \\ h = 1 \text{ m} & \\ d = 0,92 \text{ m} & \end{array}$$

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

$$x = 1,25 \times 0,92 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1440,46}{0,425 \times 0,7 \times (0,92)^2 \times 25000}} \right)$$

$$x = 0,14 \text{ m}$$

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

$$x = 0,14 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,578 \text{ m} \quad OK$$

Além desta verificação, a norma ainda prevê a obediência da relação $\frac{x}{d} = 0,152 < 0,45$, que também é satisfeita, está relação garante a ductilidade da viga.

A viga não está no domínio 4 e não necessita de armadura dupla, a ruptura será dúctil e a armadura econômica. Calcula-se, então, a armadura A_s necessária para esta solicitação, segundo a equação como segue:

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

$$A_s = \frac{1440,46}{434782,61 (0,92 - 0,4 \times 0,14)}$$

$$A_s = 0,003835 \text{ m}^2 = 38,35 \text{ cm}^2$$

Sendo $A_s > A_{s,min}$, utiliza-se o valor de $A_s = 38,35 \text{ cm}^2$ para cálculo do número de barras. Para isso, toma-se o diâmetro do aço CA-50 com bitola de 25 mm. Este possui uma área de seção transversal de $A_\phi = 4,91 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{38,35}{4,91} = 7,81 \text{ barras}$$

Adotamos 8 barras de 25mm, $A_s = 39,28 \text{ cm}^2$.

5.1.1.6 Armadura negativa central de flexão

Seguindo a mesma marcha de cálculo do tópico anterior vamos calcular a armadura negativa central da travessa, tendo como base $M_{sk} = 1758,6$.

Dados de projeto:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35 \text{ mpa} & f_{cd} &= 25000 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yk} &= 500 \text{ mpa} & f_{yd} &= 434782,61 \text{ kN/m}^2 \\ M_{sd} &= 1,4 \times 1758,6 = 2462,04 \text{ kN.m} & d' &= 0,08 \text{ m} \\ h &= 1 \text{ m} \\ d &= 0,92 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= 1,25 d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 b_f d^2 f_{cd}}} \right) \\ x &= 1,25 \times 0,92 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2462,04}{0,425 \times 0,7 \times (0,92)^2 \times 25000}} \right) \\ x &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

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

$$x = 0,25 \text{ m} < x_{34} = 0,628d = 0,578 \text{ m} \quad OK$$

Além desta verificação a norma ainda prevê a obediência da relação $\frac{x}{d} = 0,27 < 0,45$, que também é satisfeita, está relação garante a ductilidade da viga.

A viga não está no domínio 4 e não necessita de armadura dupla, a ruptura será dúctil e a armadura econômica. Calcula-se, então, a armadura A_s necessária para esta solicitação, segundo a equação como segue:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_d}{F_{yd} (d - 0,4x)} \\ A_s &= \frac{2462,04}{434782,61 (0,92 - 0,4 \times 0,25)} \end{aligned}$$

$$A_s = 0,00651 \text{ m}^2 = 65,1 \text{ cm}^2$$

Sendo $A_s > A_{s,min}$, utiliza-se o valor de $A_s = 65,1 \text{ cm}^2$ para cálculo do número de barras. Para isso, toma-se o diâmetro do aço CA-50 com bitola de 25 mm. Este possui uma área de seção transversal de $A_\phi = 4,91 \text{ cm}^2$. O número de barras é dado por:

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{65,1}{4,91} = 13,26 \text{ barras}$$

Adotamos 14 barras de 25mm, $A_s = 68,74 \text{ cm}^2$.

5.1.1.7 Armadura de Cortante

Para o dimensionamento da armadura cortante utilizamos o modelo 1.

V_{sd} = esforço cortante solicitante na viga;

V_c = parcela do esforço cortante que é absorvido pelo mecanismos complementares da treliça;

V_{rd2} = força cortante relativa à biela comprimida do concreto

V_{rd3} = máxima força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura da diagonal tracionada;

V_{wd} = parcela do esforço cortante que é absorvido pela armadura;

$A_{s,w}$ = área da armadura transversal;

S = espaçamento da armadura transversal, estribos.

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd3} = V_{sw} + V_c$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$\frac{A_{s,w}}{S} = \frac{V_{wd}}{39,2 \cdot d}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times 1034,4 = 1448,16 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 25000 \cdot 0,7 \cdot 0,92 = 3738,42 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{Rd2} \quad OK$$

$$V_c = 0,09 \cdot \sqrt[3]{35^2} \cdot 0,7 \cdot 0,92 = 62,02 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 1448,16 - 62,02 = 1386,14 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{s,w}}{S} = \frac{1386,14}{39,2 \cdot 0,92} = 38,44 \text{ cm}^2$$

Para o espaçamento temos:

Espaçamento máximo entre ramos:

$$V_{sd} < 0,67 \cdot V_{rd2}, \text{ portanto } S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo entre ramos verticais:

$$V_{sd} > 0,2 \cdot V_{rd2}, \text{ portanto } S_{tm\acute{a}x} = 35 \text{ cm com 2 ramos.}$$

A escolha da bitola é dada por $5\text{mm} < \emptyset t < 30\text{mm}$ portanto $\emptyset t = 12,5\text{mm}$

$$S = \frac{A_{bitola}}{A_{sw}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{1,25^2}{4}}{38,44} = 6,38\text{cm}$$

$$S_{real} = 6 \text{ cm}$$

Por uma questão de economia o dimensionamento ao cortante da travessa deveria seguir o cálculo da armadura por trechos, seguindo a mesma metodologia da longarina (item 3.1.2), porém por se tratar de um elemento de suma importância para a estrutura, resolvemos adotar a distribuição da armadura cortante homogênea por toda a travessa para a situação mais crítica, garantindo a segurança da mesma.

5.2 Dimensionamento dos Pilares

De um modo geral, a infraestrutura de pontes é também composta por pilares, estes tem a finalidade de transmitir os esforços para as fundações. Neste projeto, utilizamos pilares de seção quadrada, para facilitar os cálculos e combater melhor os efeitos de flambagem em todas as direções.

5.2.1 Verificação à Flambagem

A verificação do índice de esbeltez de peças comprimidas é de vital importância para um projeto, de modo que existe a real possibilidade da peça analisada, neste caso o pilar, suportar as solicitações pela sua seção e características dos materiais, porém entrando em estado de ruína devido as solicitações de flambagem. Para este projeto, foi utilizado para o pior caso, um pilar de dimensões 0,7 m x 0,7 m x 3,3 m, abaixo segue a sua verificação.

Como o pilar é de seção quadrada temos:

$$\lambda_x = \lambda_y = \lambda = \frac{l_e}{i}$$

em que:

λ = índice de esbeltez da peça;

l_e = comprimento equivalente do elemento comprimido, neste caso o pilar;

i = raio de giração transversal.

Para uma seção retangular ou quadrada temos:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,7}{\sqrt{12}} = 0,202$$

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT 2014), no item 15.6, o comprimento equivalente l_e deve ser o menor dos valores obtidos pelas verificações:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l = l_0 + \frac{h_{laje}}{2} + \frac{h_{bloco}}{2} \end{cases}$$

em que:

l_0 = distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

h = altura da seção transversal do pilar, neste caso 0,7 m;

l = altura da seção entre os eixos dos elementos estruturais o pilar está vinculado.

$$l_e \leq \begin{cases} 3,3 + 0,7 = 4,0 \text{ m} \\ 3,3 + 0,05 + 0,5 = 3,85 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_e = 3,85 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{3,85}{0,202} = 19,05$$

De acordo com o item 15.8.1 da norma NBR 6118 (ABNT 2014), os pilares devem respeitar o limite máximo de esbeltez menor ou igual a 200.

Pode-se classificar este pilar como pilar curto: $\lambda \leq 35$.

5.2.2 Definição das Cargas

Similarmente à travessa, os pilares foram dimensionados na região mais solicitada, facilitando assim os cálculos e garantindo a segurança de toda a estrutura. Como no tópico 5.1.1, utilizaremos a mesma região de 14,5 m para a determinação das cargas atuantes na estrutura. Depois de algumas tentativas, determinou-se que a seção que atende as solicitações de todos os carregamentos é um pilar de seção quadrada 0,7 x 0,7 metros. Para o dimensionamento da armadura dos pilares, foi utilizado o método dos ábacos, proposto por Montoya (Musso Júnior, 2011).

5.2.3 Análise do Pilar da extremidade

Dados:

$$N_{sd} = 1558 \times 1,4 = 2181,2 \text{ kN} \quad M_{sd} = 1028,9 \times 1,4 = 1440,46 \text{ kN.m}$$

Para o pilar da extremidade observamos uma flexão composta oblíqua, devido às cargas longitudinais e transversais à ponte. As cargas transversais foram obtidas acima, desta forma, uma nova análise é necessária, desta vez uma observação no corte longitudinal da ponte aponta uma carga horizontal devido à frenagem de veículos, que obteremos a seguir.

5.2.4 Carga de Frenagem no Pilar da extremidade

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

a) 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas

$$F1 = 15 \times 5 \times 30 \times \frac{5}{100} = 112,5 \text{ kN}$$

b) 30% do peso do trem-tipo

$$F2 = 450 \times \frac{30}{100} = 135 \text{ kN}$$

Portanto $F_{frenagem} = F2 = 135 \text{ kN}$

Desta forma a carga lateral devido a frenagem pode ser analisada como na descrição física da figura 5.5.

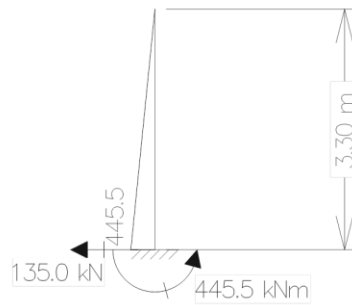
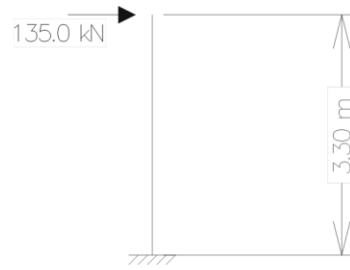


Figura 5.5 - Carga de frenagem no pilar

Assim, utilizaremos:

$$M_{sd'} = 445,5 \times 1,4 = 623,7 \text{ kN.m}$$

5.2.5 Armadura longitudinal do Pilar da extremidade

Com todos os esforços de projeto podemos dimensionar a armadura longitudinal.

$$N_{sd} = 2181,2 \text{ kN.m} \quad M_{sd} = 1440,46 \text{ kN.m} \quad M_{sd'} = 623,7 \text{ kN.m}$$

Entrando com os seguintes dados nos ábacos, conseguiremos o parâmetro ω :

$$v_d = \frac{Nd}{\tau_{cd} \cdot Ac} \qquad Mhd = \frac{Msd}{\tau_{cd} \cdot Ac \cdot h} \qquad Mbd = \frac{Msd'}{\tau_{cd} \cdot Ac \cdot b}$$

$$v_d = \frac{2181,2}{25000 \times 0,7^2} = 0,21 \quad Mhd = \frac{1440,46}{25000 \times 0,7^2 \times 0,7} = 0,20 \quad Mbd = \frac{623,7}{25000 \times 0,7^2 \times 0,7} = 0,07$$

Para obtermos uma pilar com uma armadura longitudinal mais bem distribuída, neste projeto utilizamos o abaco de flexão composta oblíqua com 12 barras, e como $v_d = 0,21$ utilizamos o abaco abaixo.

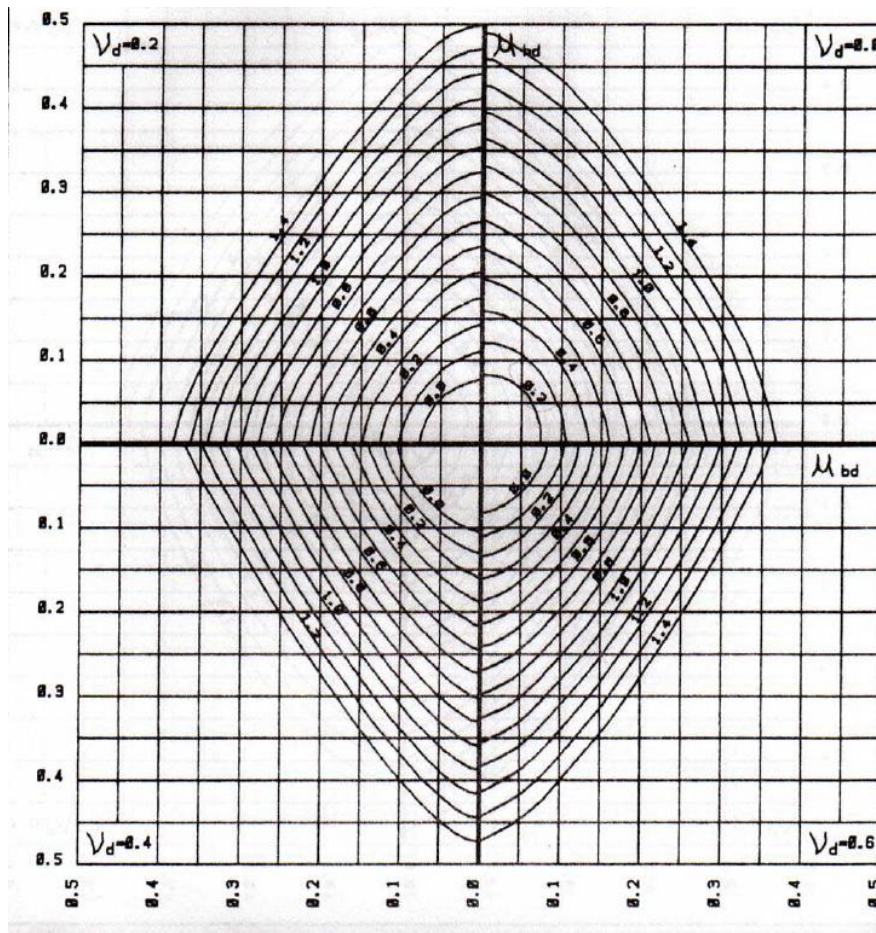


Figura 5.6 - Ábaco de flexão composta oblíqua com 12 barras, $v_d = 0,0$ a $v_d = 0,6$.

Como $v_d < 0,4$ analisa-se o primeiro quadrante, entrando com os $Mhd = 0,20$ e $Mbd = 0,07$ encontramos $\omega = 0,54$, como indicado na próxima figura.

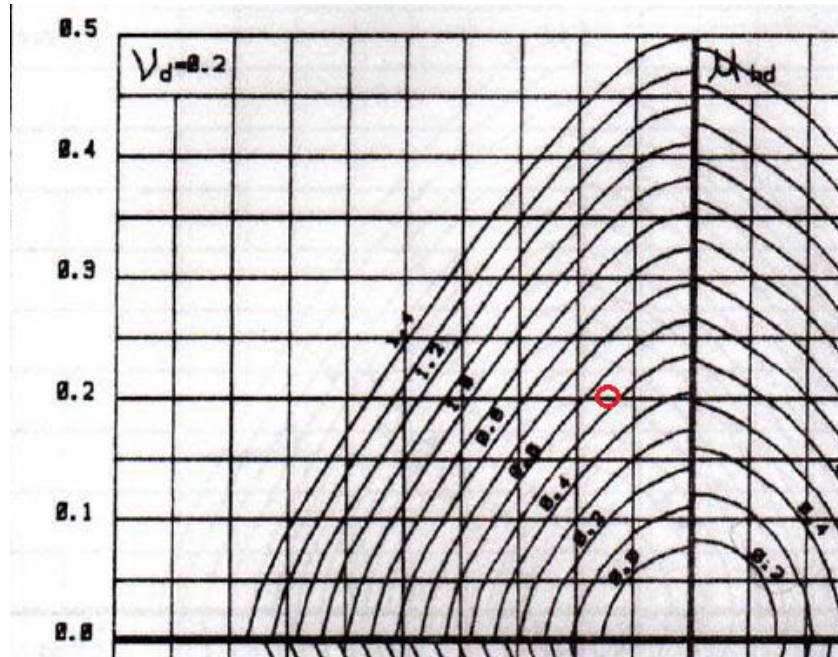


Figura 5.7 - Ábaco para o pilar da extremidade.

Com ω podemos aplicar a equação $\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}}$, assim $A_s = 154,15 \text{ cm}^2$.

Do acordo com a NBR 6116 (ABNT, 2014) item 18.4.2 a bitola a ser utilizada deve respeitar os seguintes limites.

$$\phi_l \begin{cases} \geq 10 \text{ mm} \\ \leq \frac{1}{8} \times b = \frac{1}{8} \times 700 = 87,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Como no Brasil a fabricação prevê diâmetros nominais, será adotado um diâmetro de $\phi = 32 \text{ mm}$, assim teremos um novo número de bitolas, sendo este:

$$n = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{154,15}{8,04} = 19,17 \cong 20 \text{ barras}$$

$$A_s = 20 \times 8,04 = 160,8 \text{ cm}^2$$

Será utilizada 5 barras de $\phi = 32 \text{ mm}$ em cada face do pilar central.

5.2.5.1 Verificação da Armadura longitudinal do Pilar central

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) item 17.3.5.3 é apresentado às diretrizes que nos guiam para a determinação das armaduras mínimas e máximas dos pilares de concreto armado.

$$A_{s,mín} \geq 0,04\% \times A_c$$

$$A_{s,mín} = 0,15 \times \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,04\% \times A_c$$

$$A_{s,mín} = 0,15 \times \frac{2181,2}{434782,61} = 7,53 \text{ cm}^2 > 0,04\% \times A_c = 0,04\% \times 70^2 = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,mín} = 7,53 \text{ cm}^2 < A_s \quad OK$$

$$A_{s,máx} = 8\% \times A_c = 8\% \times 70^2$$

$$A_{s,máx} = 392 \text{ cm}^2 > A_s \quad OK$$

Portanto, adotamos:

$$A_s = 160,8 \text{ cm}^2$$

O espaçamento deve ser igual em todas as 4 direções, sendo este:

$$e_l = \frac{b - \phi_l - 2 \times \phi_t - 2 \times c_{nom}}{4} = 11,85 \text{ cm}$$

$$e_{l-máx} \leq \begin{cases} 400 \text{ mm} \\ 2 \times b = 140 \text{ mm} \end{cases} \quad OK$$

O espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais deve ser

$$s_l \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 1,2 \times d_{máx} \end{cases}$$

onde $d_{máx}$ é a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Para este projeto, utilizamos $DMT = 19 \text{ mm}$, desta forma:

$$s_l \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 32 \text{ mm} \\ 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

Para este projeto $sl = 126,8 - 32 = 94,8 \text{ mm} > 32 \text{ mm}$ OK

Desta forma, nosso espaçamento longitudinal será:

$$e_l = 12,68 \text{ cm}$$

5.2.6 Armadura transversal do Pilar da extremidade

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 18.4.3 faz-se necessária a determinação da uma armadura transversal de pilares, para isto, leva-se em conta o diâmetro nominal da bitola da armadura longitudinal e o tipo de aço a ser utilizado.

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \times \phi_l = 8 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, $\phi_t = 8 \text{ mm}$

O espaçamento na direção do eixo do pilar pode é determinada a seguir.

$$e_t \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ b = 700 \text{ mm} \\ 12 \times \phi_l = 384 \text{ mm (para CA - 50)} \end{cases}$$

Portanto, $e_t = 20 \text{ cm}$.

5.2.7 Análise do Pilar central

Dados:

$$N_{sd} = 3304,2 \times 1,4 = 4625,88 \text{ kN} \quad M_{sd} = 80,8 \times 1,4 = 113,12 \text{ kN.m}$$

Seguimos então a mesma marcha de cálculo do pilar da extremidade.

5.2.8 Carga de Frenagem no Pilar Central

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

c) 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas

$$F1 = 15 \times 5 \times 30 \times \frac{5}{100} = 112,5 \text{ kN}$$

d) 30% do peso do trem-tipo

$$F2 = 450 \times \frac{30}{100} = 135 \text{ kN}$$

Portanto $F_{frenagem} = F2 = 135 \text{ kN}$

Desta forma a carga lateral devido à frenagem pode ser analisada da mesma forma que foi feita para o pilar da extremidade.

Assim, utilizaremos:

$$M_{sd'} = 445,5 \times 1,4 = 623,7 \text{ kN.m}$$

5.2.9 Armadura longitudinal do Pilar central

Com todos os esforços de projeto podemos dimensionar a armadura longitudinal

$$N_{sd} = 4625,88 \text{ kN} \quad M_{sd} = 113,12 \text{ kN.m} \quad M_{sd'} = 623,7 \text{ kN.m}$$

Entrando com os seguintes dados nos ábacos, conseguiremos o parâmetro ω :

$$v_d = \frac{Nd}{\tau_{cd} \cdot Ac} \quad Mhd = \frac{Msd}{\tau_{cd} \cdot Ac \cdot h} \quad Mbd = \frac{Msd'}{\tau_{cd} \cdot Ac \cdot b}$$

$$v_d = \frac{4625,88}{25000 \times 0,7^2} = 0,38 \quad Mhd = \frac{113,12}{25000 \times 0,7^2 \times 0,7} = 0,013 \quad Mbd = \frac{623,7}{25000 \times 0,7^2 \times 0,7} = 0,07$$

Como $v_d = 0,38$ utilizaremos o mesmo ábaco, figura 5.6, usado para o pilar da extremidade.

Como $v_d < 0,4$ analisa-se o primeiro quadrante, entrando com os $Mhd = 0,013$ e $Mbd = 0,07$ encontramos $\omega = 0$, como indicado na próxima figura.

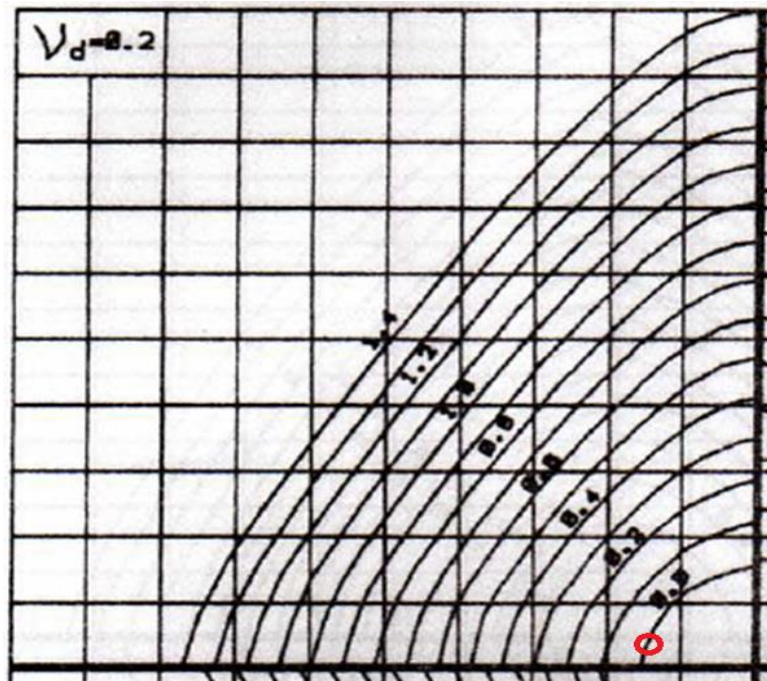


Figura 5.8 - Ábaco para o pilar central

Com ω podemos aplicar a equação $\omega = \frac{As \times f_{yd}}{Ac \times f_{cd}}$

Assim, $As = 0 \text{ cm}^2$ portanto utilizaremos As_{\min} .

Do acordo com a NBR 6116 (ABNT, 2014) item 18.4.2 a bitola a ser utilizada deve respeitar os seguintes limites:

$$\phi_l \begin{cases} \geq 10 \text{ mm} \\ \leq \frac{1}{8} \times b = \frac{1}{8} \times 700 = 87,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Como no Brasil a fabricação prevê diâmetros nominais, será adotado um diâmetro de $\phi = 12,5 \text{ mm}$, por se tratar de armadura mínima, conseguindo assim, uma boa distribuição da armadura no pilar.

5.2.9.1 Verificação da Armadura longitudinal do Pilar central

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) item 17.3.5.3 é apresentado às diretrizes que nos guiam para a determinação das armaduras mínimas e máximas, dos pilares de concreto armado.

$$A_{s,mín} \geq 0,04\% \times A_c$$

$$A_{s,mín} = 0,15 \times \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,04\% \times A_c$$

$$A_{s,mín} = 0,15 \times \frac{4625,88}{434782,61} = 15,96 \text{ cm}^2 > 0,04\% \times A_c = 0,04\% \times 70^2 = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,mín} = 15,96 \text{ cm}^2 > A_s \quad \text{Utilizamos } A_{s,mín}$$

$$A_{s,máx} = 8\% \times A_c = 8\% \times 70^2$$

$$A_{s,máx} = 392 \text{ cm}^2 > A_s \quad OK$$

$$A_{s,mín} = A_s = 15,96 \text{ cm}^2$$

Calculando o número de bitolas e a área de aço final, tem:

$$n = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{15,96}{1,227} \cong 13 \text{ barras}$$

Para facilidade de execução, neste projeto adotou-se para o pilar central, 4 barras de $\phi = 12,5 \text{ mm}$ em cada uma de suas faces.

$$A_s = 16 \times 1,227 = 19,63 \text{ cm}^2$$

O espaçamento deve ser igual em todas as 4 direções, sendo este:

$$e_l = \frac{b - \phi_l - 2 \times \phi_t - 2 \times c_{nom}}{4} = 15,3 \text{ cm}$$

$$e_{l-máx} \leq \begin{cases} 400 \text{ mm} \\ 2 \times b = 140 \text{ mm} \end{cases} \quad OK$$

O espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais deve ser:

$$s_l \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 1,2 \times d_{m\acute{a}x} \end{cases}$$

Onde $d_{m\acute{a}x}$ é a dimensão máxima característica do agregado graúdo, para este projeto utilizamos $DMT = 19 \text{ mm}$, desta forma:

$$s_l \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 12,5 \text{ mm} \\ 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

Para este projeto $s_l = 126,8 - 22,8 = 103,2 \text{ mm} > 32 \text{ mm}$ *OK*

Desta forma, nosso espaçamento longitudinal será:

$$e_l = 15,3 \text{ cm}$$

5.2.10 Armadura transversal do Pilar central

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 18.4.3 faz-se necessária a determinação da uma armadura transversal de pilares, para isto, leva-se em conta o diâmetro nominal da bitola da armadura longitudinal e o tipo de aço a ser utilizado.

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \times \phi_l = 3,125 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, $\phi_t = 5 \text{ mm}$ porém para facilidade de controle de material e sua oferta, o pilar central utilizou o mesmo ϕ_t do pilar de extremidade.

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

O espaçamento na direção do eixo do pilar pode é determinada a seguir.

$$e_t \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ b = 700 \text{ mm} \\ 12 \times \phi_t = 150 \text{ mm (para CA - 50)} \end{cases}$$

Portanto, $e_t = 15 \text{ cm}$.

5.3 Dimensionamento das Estacas

Existem vários métodos que são utilizados para o dimensionamento das estacas, dentre eles o método semimpírico de Aoki-Velloso (1975) e de Décourt-Quaresma (1978), este último foi o utilizado neste projeto. A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 7.3.3, nos esclarece que os métodos semimpíricos “relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto”. Este método leva em conta a resistência de ponta e a resistência lateral da estaca.

Para este projeto foi utilizado como auxílio o ensaio de SPT executado na região de Ururá-RJ onde a ponte será construída.

SONDAGEM À PERCUSSÃO

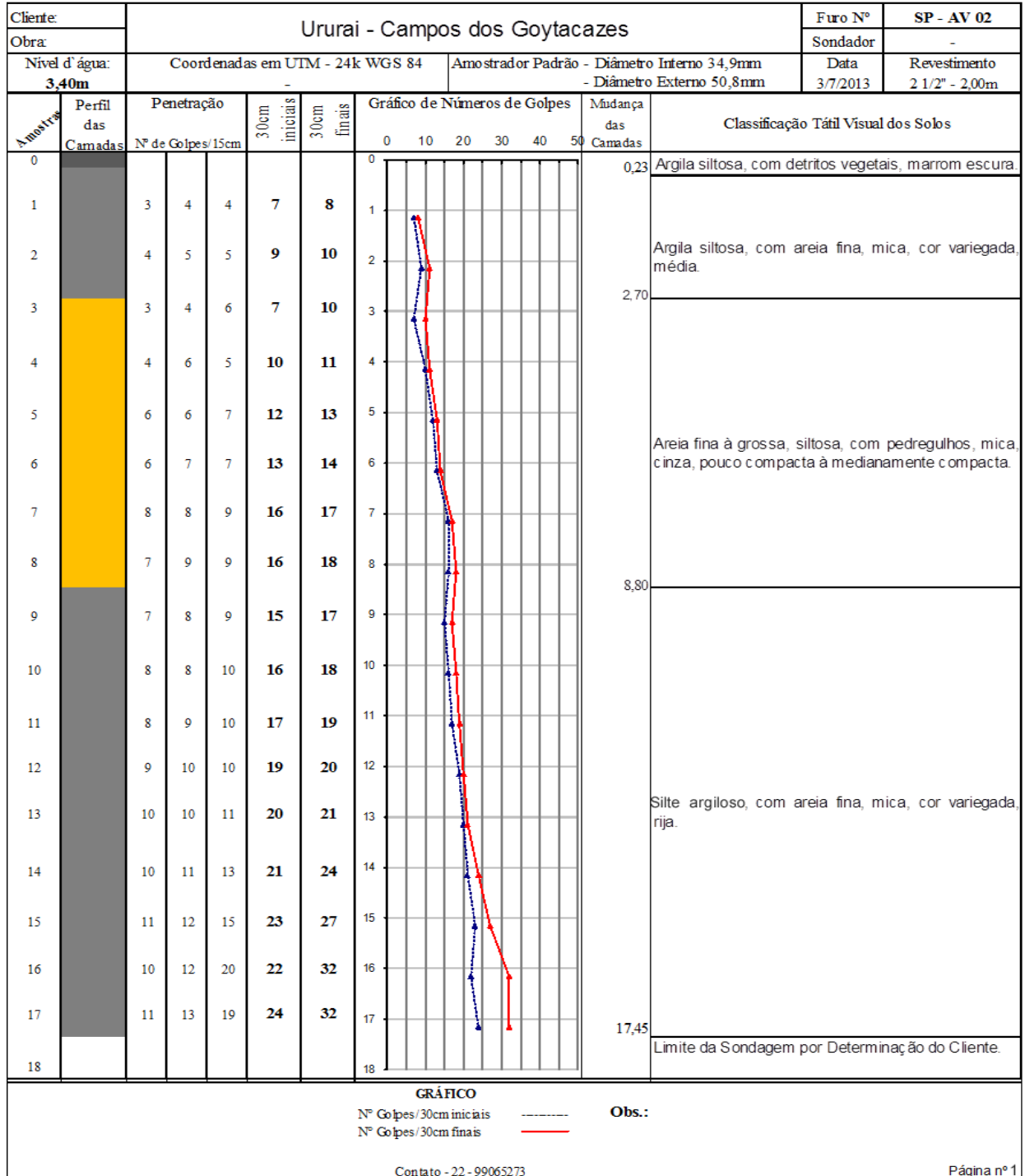


Figura 5.9 - Esnsaio SPT em Ururai-RJ.

5.3.1 Coeficientes de Segurança

É usual o cálculo do coeficiente de segurança, sendo este obtido através da equação seguinte:

$$F = F_p \times F_f \times F_d \times F_{pw}$$

onde:

F_p = Coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (é 1,1 para o atrito lateral; 1,35 para a resistência de ponta);

F_f = Coeficiente de segurança relativo à formulação adotada (1,0);

F_d = Coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (é 1 para o atrito lateral; 2,5 para a resistência de ponta);

F_w = Coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (1,2).

Para a resistência lateral, temos:

$$F_s = 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 \cong 1,3$$

Para a resistência de ponta, temos:

$$F_s = 1,35 \times 1,0 \times 2,5 \times 1,2 \cong 4$$

5.3.2 Método semimpírico de Décourt e Quaresma

Para este projeto foram utilizadas, estacas pré-moldadas de concreto armado, com diâmetro de 55 cm e profundidade de 17,45 m.

$$R_p = A_p \times r_p$$

em que:

R_p = resistência de ponta da estaca;

A_p = área da seção transversal da ponta da estaca em metro quadrado;

r_p = pressão de ponta.

$$r_p = C(N'_{spt})_p$$

em que:

$(N'_{spt})_p$ = valor médio do SPT de ponta, em N na profundidade, N superior e N inferior;
 C = valor obtido por tabela. No nosso caso, como a camada da ponta é silte-argiloso,
 $C = 200 \text{ kPa}$.

Como temos o ensaio SPT realizado na região onde será construída a ponta, podemos obter $(N'_{spt})_p$, como os dados do ensaio mostrados abaixo.

$$r_p = 200 \times 32 = 6400$$

$$R_p = \frac{\pi \times 0,55^2}{4} \times 6400 \cong 1520,53 \text{ kN}$$

Portanto, para um coeficiente de segurança de ponta igual a 4 temos:

$$R_p = \frac{1520,53}{4} = 380,15$$

Para a determinação da resistência lateral temos:

$$R_l = U \times L \times r_l$$

em que:

R_l = resistência lateral da estaca;

U = perímetro da seção transversal do fuste;

L = comprimento do fuste da estaca menos 1 metro devido ao bloco;

r_l = pressão lateral em kPa.

$$r_l = 10 \left(\frac{(N'_{spt})_l}{3} + 1 \right)$$

Em que $(N'_{spt})_l$ é o valor médio do SPT ao longo do fuste, nos atendo aos seguintes limites:

$$se \begin{cases} N < 3 \rightarrow adotar N = 3 \\ N > 50 \rightarrow adotar N = 50 \end{cases}$$

$$r_l = 10 \left(\frac{16}{3} + 1 \right) = 63,3$$

$$R_l = \pi \times 0,55 \times 16,45 \times 63,3 = 1800 \text{ kN}$$

Portanto, para um coeficiente de segurança lateral igual a 1,3 temos:

$$R_l = \frac{1800}{1,3} = 1384$$

O valor final da capacidade de carga da estaca pode ser encontrado com a equação a seguir.

$$R = \alpha R_p + \beta R_l$$

Como nossa estaca é pré-moldada e cravada, temos $\alpha = \beta = 1$, portanto:

$$R = R_p + R_l$$

$$R = 380,15 + 1384 = 1764,15 \text{ kN}$$

5.4 Dimensionamento dos Blocos de Coroamento

Os blocos de coroamento são responsáveis por receber as cargas dos pilares e transferir para as estacas. Optamos por calcular primeiramente as estacas, para que com suas dimensões, a determinação da geometria do bloco de coroamento fosse facilitada. Para uma melhor distribuição dos esforços recebidos dos pilares, optou-se por uma estrutura de bloco rígido de concreto armado com 4 estacas. Neste projeto utilizou-se o método de Bielas e Tirantes para a determinação das dimensões do bloco e suas armaduras.

5.4.1 Método das Bielas Comprimidas

Em posse das características das estacas e da força normal solicitante podemos iniciar o dimensionamento do bloco.

Dados;

$$\phi = 55 \text{ cm}$$

$$N_{r1} = 1764,15 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 4625,88 \text{ kN}$$

Com isso podemos inicialmente calcular a largura a do bloco.

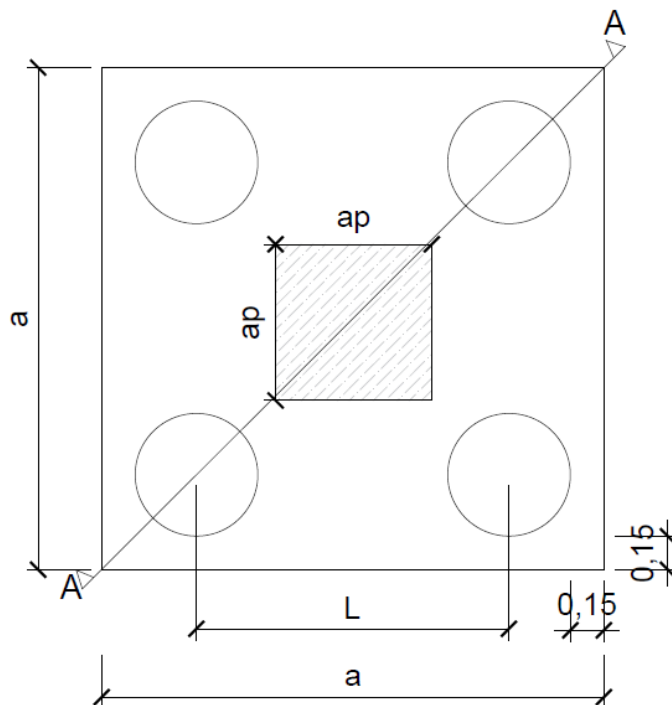


Figura 5.10 – Dimensões do bloco de coroamento

$$a = 3,5\phi + 2 \times 15$$

$$a = 222,5 \text{ cm} = 2,25 \text{ m}$$

$$l = 1,4 \text{ m}$$

Onde: a = largura do bloco

l = distância entre os eixos das estacas

ap = largura do pilar

Para que o bloco seja considerado um bloco rígido, devemos obedecer a seguinte restrição:

$$h > \frac{a - ap}{3} = \frac{225 - 70}{3} = 51,7 \text{ cm}$$

Para o cálculo da distância entre a face superior do bloco e o CG da armadura tracionada, d , recomenda-se obedecer a restrição do ângulo da biela $40 \text{ ou } 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, para este caso, fixamos $\theta = 50^\circ$. Para um bloco de 4 estacas a equação que define d é:

$$d = \text{tg}\theta \times \left(l \frac{\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} ap \right)$$

$$d = \text{tg}(50) \times \left(1,4 \frac{\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} 0,7 \right) = 0,89$$

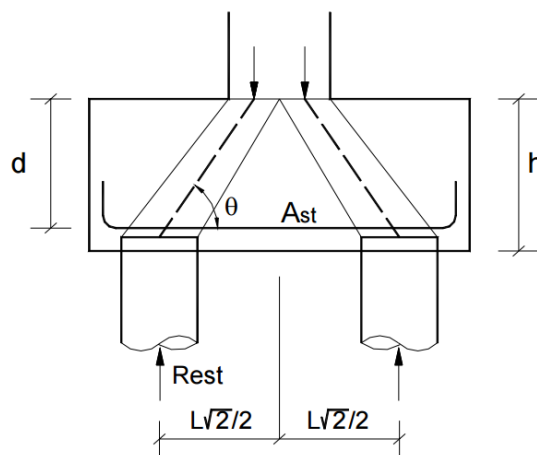


Figura 5.11 - Determinação da altura do bloco

Como a estaca é engastada dentro do bloco, aumentamos a altura do bloco em 5 cm.

$$h = 0,89 + 0,05 = 0,94 \quad \text{adotamos } h = 1 \text{ m}$$

$$\text{Como } h = 100 \text{ cm} > 51,7 \text{ cm} \quad OK$$

Com isso chegamos as seguintes características do bloco.

$$a = 2,25 \text{ m}$$

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

$$l = 1,4 \text{ m}$$

$$d = 89 \text{ cm}$$

5.4.2 DIMENSIONAMENTO DO BLOCO CENTRAL

Como observamos anteriormente, as cargas atuantes no bloco central são:

$$M_{sd} = 445,5 \times 1,4 = 623,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3301,2 \times \frac{1,4}{4} = 1156,47 \text{ kN}$$

O momento fletor atuante no bloco é considerado como um par de forças que juntas formam um binário:

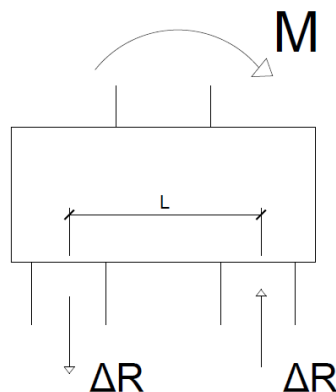


Figura 5.12 - Acréscimo de esforço normal devido ao momento fletor.

$$\Delta r = \frac{623,7}{1,4} = 445,5 \text{ kN}$$

Esta normal é dividida para duas estacas, já que em um bloco de 4 estacas são 2 estacas que trabalham na mesma linha combatendo este momento fletor. Para cada estaca, $\frac{\Delta r}{2} = 222,75 \text{ kN}$

O peso próprio do bloco pode ser calculado da seguinte maneira:

$$PP \text{ do bloco} = 1 \times 2,25^2 \times 25 = 126,56 \text{ kN}$$

$$PP \text{ do bloco em cada estaca} = \frac{126,56}{4} = 31,64 \text{ kN}$$

A carga solicitante de projeto pode ser expressa pela seguinte soma:

$$Solicitante = 1156,47 + 222,75 + 31,64 = 1410,86 \text{ kN}$$

As estacas quando trabalham em conjunto, perdem resistência pelo agrupamento das mesmas, o modo mais prático de avaliar esta perda é utilizando a regra de Feld, que diz a resistência da estaca deve ser reduzida de tantos (1/16) quantas forem as estacas vizinhas na mesma fila ou diagonal, para 4 estacas a perda é de 18,75%, portanto a força resistente em cada estaca é calculada abaixo.

$$Resistência \text{ de cada estaca} = 1764,15 \times 81,25\% = 1433,37$$

$$R_s < R_r$$

$$1410,86 < 1433,37 \quad OK$$

5.4.2 Armadura de tração do Bloco Central

$$N_s = 1410,86 \text{ kN}$$

Calcularemos as tensões das bielas do bloco, junto ao pilar e junto à estaca respectivamente, para verificarmos se o concreto resiste ao esmagamento das bielas à tração.

$$\sigma_{c \text{ biela}} = \frac{4 \times N_s}{A_p \times \sin^2 \theta} = \frac{4 \times 1410,86}{70 \times 70 \times 0,587} = 1,96 < 2,1 \times f_{cd} = 2,1 \times \frac{2,0}{1,4} = 3 \text{ kN/cm}^2 \quad OK$$

$$\sigma_{cbl} = \frac{Ns}{Ae \times \sin^2\theta} = \frac{1410,86}{2375,76 \times 0,587} = 1,01 < 0,85 \times fcd = 0,85 \times \frac{2,0}{1,4} = 1,21 \frac{kN}{cm^2} \text{ OK}$$

Como o concreto resiste ao esmagamento à tração, basta calcularmos a carga T' e a armadura de tração.

$$T = \frac{Ns}{\operatorname{tg}\theta} = \frac{1410,86}{\operatorname{tg}(50)} = 1183,85 \text{ kN}$$

$$T' = \frac{\sqrt{2}}{2} \times T = 837,11 \text{ kN}$$

$$Ast = \frac{T'}{fyd} = \frac{837,11}{43,5} = 19,24 \text{ cm}^2$$

Para $\emptyset = 25 \text{ mm}$ $n = \frac{19,24}{A\emptyset} = 3,92 \text{ barras} \cong 4 \text{ barras}$

$$As, \text{mín} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 55 \times 100 = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$As, \text{mín} < Ast \quad \text{OK}$$

$$As = 4 \times A\emptyset = 19,64 \text{ cm}^2$$

5.4.2.2 Armadura cortante do Bloco Central

Podemos continuar seguindo a marcha de calculo do método das bielas para dimensionar a armadura ao cortante do bloco.

A dispensa de armadura transversal para a força cortante é permitida se:

$$Vsd \leq Vrd1$$

A verificação do esforço cortante é feita numa seção de referência S2, distante “d/2” da face do pilar.

$$Vsd = 1410,86$$

$$Vrd_1 = \tau_{rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho) \times bw \times d$$

$$\tau_{rd} = 0,0375 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,0401 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k = 1,6 - d = 0,71 \geq 1 \quad \text{portanto } k = 1$$

$$\rho = \frac{2 \times A_{st} + A_{st}}{b_w \times d} = \frac{2 \times 19,64 + 19,64}{225 \times 89} = 0,03$$

$$V_{rd1} = 0,0401 \times 1 \times (1,2 + 40 \times 0,03) \times 225 \times 89 = 1927,21 \text{ kN} \gg V_{sd} \quad OK$$

Portanto não é necessária a armadura cortante.

5.4.2.3 Armadura de pele do Bloco Central

$$A_{sp} = 0,1\% \times b \times h \quad \text{em cada face}$$

$$b = \phi_{est} + 2t = 55 + 2 \times 15 = 85 \text{ cm}$$

$$A_{sp} = 0,1\% \times 85 \times 100 = 7,23 \text{ cm}^2$$

Para $\phi = 1,25 \text{ cm}$:

$$n = \frac{7,23}{A_{\phi}} = 5,89 \cong 6 \text{ barras}$$

$$A_s = 7,36 \text{ cm}^2$$

5.4.2.4 Armadura de suspensão do Bloco Central

$$A_{s_{sup}} = \frac{P}{1,5 \times n \times f_{yd}}$$

onde,

$P = N_{sd}$ em kN;

$n =$ número de barras para armadura de suspensão do bloco, para este projeto estipulou-se $n = 4$.

f_{yd} = tensão de escoamento do aço em kN/cm^2 .

$$A_{s_{sup}} = \frac{1410,86}{1,5 \times 4 \times 43,5} = 5,41 \text{ cm}^2$$

Para $\emptyset = 1,25 \text{ cm}$, $4\emptyset = 4,91 \text{ cm}^2$, portanto atende, desta forma $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$

5.4.2 DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DA EXTREMIDADE

Como observamos anteriormente, as cargas atuantes em nosso bloco mais sollicitado são:

$$M_{sd1} = 382,4 \times 1,4 = 535,36 \text{ kN}$$

$$M_{sd2} = 445,5 \times 1,4 = 623,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{1580}{4} = 395 \text{ kN}$$

No pior caso, o acréscimo M é afetado pelos momentos nas duas direções, portanto:

$$\Delta r1 = \frac{535,36}{1,4} = 382,4 \text{ kN}$$

$$\Delta r2 = \frac{623,7}{1,4} = 445,5 \text{ kN}$$

$$\Delta r = \Delta r1 + \Delta r2$$

Para cada estaca $\frac{\Delta r}{2} = 191,2 + 222,75 = 413,95 \text{ kN}$

O peso próprio do bloco pode ser calculado da seguinte maneira:

$$PP \text{ do bloco} = 1 \times 2,25^2 \times 25 = 126,56 \text{ kN}$$

$$PP \text{ do bloco em cada estaca} = \frac{126,56}{4} = 31,64 \text{ kN}$$

A carga solicitante de projeto pode ser expressa pela seguinte soma:

$$Solicitante = 395 + 413,95 + 31,64 = 840,59 \text{ kN}$$

As estacas quando trabalham em conjunto, perdem resistência pelo agrupamento das mesmas, para 4 estacas, a perda é de 18,75%, portanto a força resistente em cada estaca é calculada abaixo.

$$Resistência \text{ de cada estaca} = 1433,37 \text{ kN}$$

$$R_s < R_r$$

$$840,59 < 1433,37 \quad OK$$

5.4.3 Armadura de tração do Bloco da Extremidade

$$N_s = 840,59 \text{ kN}$$

Calcularemos as tensões das bielas no pilar e no bloco para verificarmos se o concreto resiste ao esmagamento das bielas à tração.

$$\tau_{c \text{ biela}} = \frac{4 \times N_s}{A_p \times \text{sen}^2 \theta} = \frac{4 \times 840,59}{70 \times 70 \times 0,587} = 1,17 < 2,1 \times f_{cd} = 2,1 \times \frac{2,0}{1,4} = 3 \text{ kN/cm}^2 \quad OK$$

$$\tau_{c \text{ bl}} = \frac{N_s}{A_e \times \text{sen}^2 \theta} = \frac{840,59}{2375,76 \times 0,587} = 0,60 < 0,85 \times f_{cd} = 0,85 \times \frac{2,0}{1,4} = 1,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad OK$$

Como o concreto resiste ao esmagamento à tração, basta calcularmos a carga e a armadura de tração.

$$T = \frac{N_s}{\text{tg} \theta} = \frac{840,59}{\text{tg}(50)} = 705,34 \text{ kN}$$

$$T' = \frac{\sqrt{2}}{2} \times T = 498,75 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{T'}{f_{yd}} = \frac{837,11}{43,5} = 11,47 \text{ cm}^2$$

Para $\phi = 25 \text{ mm}$ $n = \frac{11,47}{A_{\phi}} = 2,34 \text{ barras} \cong 3 \text{ barras}$

$$A_{s, \text{mín}} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 55 \times 100 = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{mín}} < A_{st} \quad OK$$

$$A_s = 3 \times A_{\phi} = 14,73 \text{ cm}^2$$

5.4.3.1 Armadura cortante do Bloco da Extremidade

Podemos continuar seguindo a marcha de calculo do método das bielas para dimensionar a armadura ao cortante do bloco da extremidade.

$$V_{sd} = 840,59 \text{ kN}$$

$$V_{rd1} = \tau_{rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho) \times b_w \times d$$

$$\tau_{rd} = 0,0375 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,0401 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 1,6 - d = 0,71 \geq 1 \quad \text{portanto } k = 1$$

$$\rho = \frac{2 \times 14,73 + 14,73}{225 \times 89} = 0,026$$

$$V_{rd1} = 0,0401 \times 1 \times (1,2 + 40 \times 0,026) \times 225 \times 89 = 1798,8 \text{ kN} \gg V_{sd} \quad OK$$

Portanto não é necessária a armadura cortante.

5.4.3.2 Armadura de pele do Bloco da Extremidade

$$A_{sp} = 0,1\% \times b \times h \quad \text{em cada face}$$

$$b = \phi_{est} + 2t = 55 + 2 \times 15 = 85 \text{ cm}$$

$$A_{sp} = 0,1\% \times 85 \times 100 = 7,23 \text{ cm}^2$$

Para $\emptyset = 1,25 \text{ cm}$:

$$n = \frac{7,23}{A_{\emptyset}} = 5,89 \cong 6 \text{ barras}$$

$$A_s = 7,36 \text{ cm}^2$$

5.4.3.3 Armadura de suspensão do Bloco da Extremidade

$$A_{s_{sup}} = \frac{P}{1,5 \times n \times f_{yd}}$$

onde,

$P = N_{sd}$ em kN;

$n =$ número de barras, para este projeto estipulamos $n = 4$ barras para armadura de suspensão do bloco;

$f_{yd} =$ tensão de escoamento do aço em kN/cm^2 .

$$A_{s_{sup}} = \frac{840,59}{1,5 \times 4 \times 43,5} = 3,22 \text{ cm}^2$$

Para $\emptyset = 1,25 \text{ cm}$, $4\emptyset = 4,91 \text{ cm}^2$, portanto atende, desta forma $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$

5.5 Ressalvas quanto ao dimensionamento das vigas travessa, pilares, blocos de coroamento e estacas.

O dimensionamento da viga travessa, dos pilares, blocos de coroamento e estacas abrangeu apenas a zona central da ponte, ou seja, os elementos da extremidade onde se situam as cabeceiras da ponte não foram dimensionados. Tal

decisão possui dois bons argumentos: primeiro que, analisando a disposição dos elementos estruturais, nota-se que as solicitações nessa zona são muito menores que na parte central, devido à menor área de contribuição. Não há a inclusão de novas cargas na extremidade, pois, por exemplo, um problema poderia ser o pilar da extremidade estar sujeito ao empuxo do solo. Porém, este não existe, já que é absorvido pela contenção em Terra Armada. O outro argumento é que tal dimensionamento seguiria a mesma marcha já adotada, ou seja, nada acrescentaria de novo. Vale ressaltar que para um projeto real, o dimensionamento tanto da extremidade quanto da parte central são necessários por questões de economia e por questões técnicas, como novas cargas e elementos. Enfim, adotou-se a mesma armadura e dimensões dos elementos da infraestrutura tanto para a zona central como para a zona da extremidade, sem prejuízo à segurança da ponte.

ANEXO

Todas as plantas deste trabalho, inclusive a representação em 3D da ponte, podem ser encontradas no *DVD* em anexo. Em caso de extravio do *DVD* ou dano que impeça sua leitura, nos colocamos à disposição para enviar gratuitamente a cópia destes, segue o contato: Alexandre (o-alexandre@live.com) e Rodrigo (rpierott@gmail.com).

No link abaixo se encontra estes arquivos hospedados na internet, onde podem ser baixados para consulta.

<https://www.dropbox.com/s/h5u79eekir7k5dc/Plantas.rar?dl=0>

CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Todas as considerações, metodologias e dimensionamentos contidos neste projeto final seguiram as suas respectivas normas. Como já citamos anteriormente, os dimensionamentos contidos neste documento foram baseados somente no Estado Limite Último (ELU). Realizamos a análise da estrutura em geral de maneira segura e conservadora, porém dedicamos também parte do tempo analisando questões de facilidade de execução e tentando evitar o superdimensionamento.

Concluimos também que as normas brasileiras atuais abrangem grande conteúdo para o dimensionamento de uma ponte em concreto armado. Porém, sentimos dificuldade de encontrar conteúdo mais específico relacionado a pontes nas normas atuais brasileiras, tais como: análise de transversinas, considerações de trem-tipo e normatização para aparelhos de apoio. Para concluir estas etapas, recorreremos a normas internacionais.

A utilização de *softwares* como AutoCAD e Ftool foi de suma importância para o desenho de plantas e cálculo de reações. Também concluimos que a utilização de softwares variados que auxiliem no dimensionamento de estruturas é muito válido, por tratar a estrutura em metodologias mais precisas e complexas. Sentimos falta de uma análise de cargas mais aprofundada que um software mais abrangente poderia nos proporcionar. Porém, percebemos a grandiosa importância do engenheiro como principal protagonista na elaboração do projeto, tendo em vista sua competência e conhecimento necessário em todas as etapas de dimensionamento, assim como seu bom senso em analisar a estrutura.

Concluimos este projeto com a convicção da suma importância do mesmo para nossa formação profissional. Todas as etapas deste complexo projeto só nos acrescentaram conhecimentos. Desta forma, engrandecidos e satisfeitos, chegamos ao seu final. Sendo assim, agradecemos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abacos de Montoya, disponível em <http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/07/abacos-montoya.html>, acessado em 30 de dezembro de 2015;

Alva, G., Projeto Estrutural de Blocos sobre Estacas, Apostila, UFSM, 2007, disponível em: coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Apostila_Blocos.pdf, acesso em 16 de dez de 2015;

Araújo, D. L., Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas, Apostila da disciplina Pontes do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO, 1999;

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NB-2, 1961;

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR-6118, 2014;

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR-6123, 1988;

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR-7187, 2003;

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR-7188, 2013;

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR-8681, 2003;

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR-9286, 1986;

Bastos, P. S. dos S., Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante, Notas de aula, UNESP - Campus de Bauru-SP, 2015;

Bastos, P. S. dos S., Flexão normal simples - vigas, Notas de aula, UNESP - Campus de Bauru-SP, 2015;

Bastos, P. S. dos S., Lajes de concreto, Notas de aula, UNESP - Campus de Bauru-SP, 2015;

Bastos, P. S. dos S., Vigas de concreto armado, Notas de aula, UNESP - Campus de Bauru-SP, 2015;

Belisário, E. S., Verificação à fadiga em pontes rodoviárias de concreto armado no Brasil: avaliação de critério normativo simplificado, UFRJ, 2015;

CARDOSO, F. F., Sistemas de Contenção, Escola Politécnica da USP, São Paulo-SP, 2015;

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS/Abef, 1978;

DIN 1072, Tabelas de Rusch, 1965;

DIN 4141-14, Laminated elastomeric bearings, 1972;

DNIT, Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais, 1996;

DNIT, Normas para Projeto de Estradas de Rodagem, 1973;

Junta de dilatação. In: Wikipédia: a enciclopédia livre. Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Junta_de_dilata%C3%A7%C3%A3o Acesso em: 08 jan de 2015;

LEONHARDT, F. Princípios básicos de construção de pontes de concreto vol.6. Tradução de José Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 1979;

Marchetti, O., Pontes de Concreto Armado, Blucher, SP, 2008;

Miller, C. P., Barbosa, L. R., Pessanha, M. C. R., Dimensionamento Estrutural de uma Ponte em Concreto Armado, Monografia, UENF, 2005;

Nacif, A., Mota, M. G., Dimensionamento Estrutural de uma Ponte em Concreto Armado, Monografia, UENF, 2004;

Ponte. In: Wikipédia: a enciclopédia livre. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte> > Acesso em: 20 out 2015;

PORTO, Bomjardim Thiago; FERNANDES, Stefane Gualberto Danielle. Curso básico de CONCRETO ARMADO conforme NBR 6118/2014. Editora Oficina de Textos, 2015;

Tabelas de Rusch, disponível em <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/05/tabelasrusch.pdf>, acessado em 28 de novembro de 2015;

VASCONCELOS, A. C. Módulo de elasticidade ou de deformação? TQSNews. Ano XVIII, n. 40, p. 33-34, mar. 2015. Disponível em: <www.tqs.com.br>;

Zanelato, E. B., Mendonça, T. A. O., Dimensionamento de uma Ponte em Concreto Armado no interior de Campos dos Goytacazes, Monografia, UENF, 2015;