

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**ANNE CAROLINA DE JESUS OLIVEIRA
JEFFERSON PIMENTA DA SILVA
PEDRO HENRIQUE TAVARES PORTO GONÇALVES**

**VERIFICAÇÃO DO MÉTODO CONSTRUTIVO E ANÁLISE DAS
PATOLOGIAS PRESENTES NA PONTE VEREADORA RUTH
COUTINHO**

**VOLTA REDONDA
2020**

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**VERIFICAÇÃO DO MÉTODO CONSTRUTIVO E ANÁLISE DAS
PATOLOGIAS PRESENTES NA PONTE VEREADORA RUTH
COUTINHO**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do UniFOA como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Discentes:

Anne Carolina de Jesus Oliveira

Jefferson Pimenta da Silva

Pedro Henrique Tavares Porto Gonçalves

Orientador:

Prof.Me.Fernando Ottoboni Pinho

Coorientador:

Prof.Me.Francisco Roberto da Silva Abreu

VOLTA REDONDA

2020

FOLHA DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: **VERIFICAÇÃO DO MÉTODO CONSTRUTIVO E ANÁLISE DAS PATOLOGIAS PRESENTES NA PONTE VEREADORA RUTH COUTINHO.**

Elaborado por:

ANNE CAROLINA DE JESUS OLIVEIRA

JEFFERSON PIMENTA DA SILVA

PEDRO HENRIQUE TAVARES PORTO GONÇALVES

Apresentado publicamente perante a Banca Avaliadora, como parte dos requisitos para Conclusão do Curso de Engenharia Civil.

Aprovado em 13 de novembro de 2020

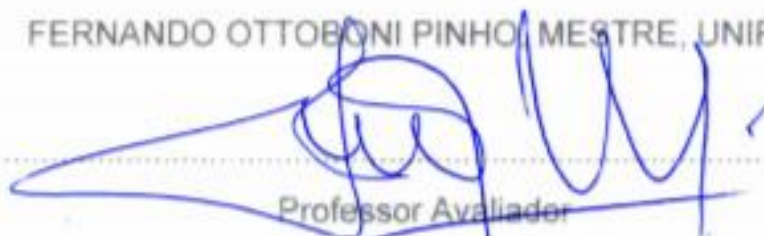
Banca Avaliadora:

Assinatura dos membros da Banca Examinadora:



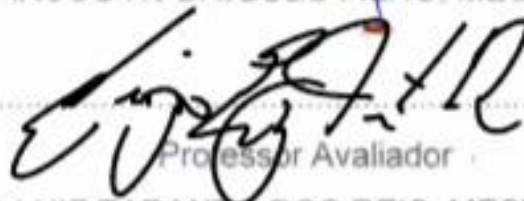
Professor Orientador

FERNANDO OTTOBONI PINHO, MESTRE, UNIFOA



Professor Avaliador

JOSÉ MARCOS RODRIGUES FILHO, MESTRE, UNIFOA



Professor Avaliador

SERGIO LUIZ TARANTO DOS REIS, MESTRE, UNIFOA

Anne Carolina dedica:

Dedico este projeto primeiramente a Deus, sem ele nada seria possível. Minha mãe e família por estarem sempre ao meu lado e me ajudarem durante toda a trajetória. Com muita satisfação, dedico este trabalho de monografia aos meus amigos, por todo apoio, conhecimento e dedicação.

Jefferson Pimenta dedica:

Dedico orgulhosamente este trabalho ao meu pai, João, e minha mãe, Maryan, sendo os responsáveis pela pessoa que me tornei, além de serem a base do meu caráter. São para mim os exemplos a serem seguidos. Esta é apenas uma das conquistas que espero dedicar a vocês, como forma de agradecimento de todo esforço, apoio e amor que me proporcionam.

Pedro Henrique dedica:

Dedico este trabalho primeiramente aos meus pais, Darcy e Neliane, que são referência para tudo o que faço. São os responsáveis pela minha formação como indivíduo e sou grato por isso.

Dedico também este trabalho aos meus amigos, que sempre estiveram ao meu lado, dando-me forças e apoio para que eu chegasse com mérito ao fim do curso.

AGRADECIMENTOS

Anne Carolina agradece:

A Deus por ter me dado saúde e por me guiar e proteger sempre durante todo caminho. À minha mãe em especial e todos da minha família, por sempre me apoiarem e incentivarem. Sou eternamente grata por tudo que fizeram por mim, divido esse sonho com todos vocês.

Jefferson Pimenta agradece:

Agradeço, em primeiro lugar a Deus, por ter me respaldado, até mesmo nos momentos difíceis, em seguida aos meus pais, por sempre estarem ao meu lado, acreditando e depositando confiança nos meus objetivos. Agradeço também aos meus familiares e amigos, por acreditarem e torceram para sua concretização.

Pedro Henrique agradece:

Agradeço, primeiramente a Deus por me proporcionar força e discernimento. Gostaria de agradecer aos meus pais, que sempre me incentivaram. Não poderia deixar de agradecer também, aos meus amigos que estiveram, me apoiando e dando forças. Agradeço, em especial à Arquiteta Dilene Corrêa e ao Eng. Carlos Roberto, que não exitaram em me ajudar quando precisei, por toda paciência e apoio durante a pesquisa.

“Com grandes poderes vem grandes responsabilidades”. (Peter Parker)

RESUMO

Esta Monografia tem como intuito analisar o método construtivo e as manifestações patológicas na ponte Vereadora Ruth Coutinho, atravessando o rio que tem o nome do município. Criaram-se as pontes devido à necessidade da população em se agrupar em comunidades. Surgindo a necessidade do atravessamento de corpos hídricos principais ou tributários, como é o caso da obra estudada. Ao longo do tempo, modernas técnicas construtivas foram incorporadas às suas concepções e execuções. Profissionais qualificados e habilitados devem ter prudência e atenção quanto ao local de sua implantação, que tipo e onde serão assentes suas fundações, além da questão da funcionalidade, qual seja, satisfazer às demandas expectativas da população a ser atendida e, dentro do contexto geral, prevenir contra possíveis patologias em sua estrutura. Constatou-se que o dimensionamento e a região de encontro da ponte com o decorrer dos anos sofreram com ações causadas pelos eventos naturais, remetendo à fadiga de seus componentes, tornando-a instável, logo, colocando em risco a segurança da população usuária. Então pelo exposto, propôs-se no presente trabalho o estudo de caso, para melhor compreensão dos fenômenos narrados e, com base na situação atual e por meio de visitas técnicas, sendo possível verificar a estrutura de acordo com as normas em vigor, analisar a ponte e as manifestações patológicas presentes. Como metodologia do projeto foi executada uma pesquisa exploratória com o objetivo de analisar os dados do projeto inicial e confrontar com a situação atual, justificando-se pela importância de propor aos órgãos públicos do município, possíveis soluções viáveis para neutralizar os problemas existentes, e contribuir para a segurança da população.

Palavras-chaves: Manifestações Patológicas, método construtivo, ponte, projeto.

ABSTRACT

This monograph aims to analyze the constructive method and the pathologies existing on the Bridge Vereadora Ruth Coutinho, that has the name of river of the city where is the bridge in discussion. The bridges were constructed because of population's necessity to organize their communities and considering that, people started to think about the importance to crossing over the rivers, over the years were done modernisations in relation to the implementation of construction methods. Skilled and qualified professionals should exercise caution and attention as the place of their location, what type and where they will be laid its foundations, beyond the issue of functionality, meet the demands expectations of the population to be served and, in the general context, guard against possible pathologies in their structure. It was found that the dimension and the region where the bridge met over the years suffered from actions caused by natural events, referring to the fatigue of its components, making it unstable, thus putting the safety of the user population at risk. Therefore, in this monography, we propose the case of study, based on the current situation and through technical visits, we could understand the main problem and propose that is possible to verify the structure according to the rules in force, analyze the bridge and the pathologies present. At last, in the preparation of the project methodology, a exploratory research with the aim of analyzing the data from the initial project and contrast with the current situation, it is justified by the importance of proposing to municipal public agencies viable solutions to neutralize the problems and contribute with the safety of the population.

Keywords : Pathological Manifestations, construction method, bridge, project.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
1.1 Problema abordado.....	21
1.2 Justificativa.....	22
1.3 Estratégias de Pesquisa	22
1.4 Estrutura do projeto	22
1.5 Objetivo Geral.....	23
1.5.1 Objetivos Específicos	23
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
2.1 Evolução das Pontes	24
2.2 Elementos Constituintes	25
2.2.1 Superestrutura.....	26
2.2.2 Mesoestrutura.....	26
2.2.3 Infraestrutura	26
2.3 Elementos Constituintes das Pontes	27
2.3.1 Juntas de Dilatação.....	27
2.3.1.1 Juntas Abertas	28
2.3.1.2 Juntas Fechadas	28
2.4.1 Classificação quanto ao Modelo Estrutural	29
2.4.2 Classificação quanto a Topografia	31
2.5 Elementos Hidrológicos	31
2.6 Elementos Geotécnicos.....	33
2.7 Elementos Patológicos de uma Ponte.....	35
2.8 Erosão em Fundação e Aterro de Acesso de Pontes.....	36
2.9 Contenção de Aterro de Acesso de Pontes	37
2.9.1 Tipos de Contenção de Aterro Existentes	38
2.10 Elementos da Infraestrutura.....	39
2.10.1 Fundação em Estaca.....	40
3 METODOLOGIA	41
3.1 Metodologia do Projeto.....	41
3.2 Métodos de Pesquisa.....	41
3.3 Memória de Cálculo	42
4 ESTUDO DE CASO	43

4.1 Superestrutura da Ponte.....	43
4.1.1 Junta de Dilatação no Tabuleiro	46
4.2 Mesoestrutura da Ponte.....	47
4.3 Infraestrutura da Ponte.....	49
5 ANÁLISE E DISCUSSÕES.....	50
6 CONCLUSÃO	51
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	53
ANEXOS	58
A- Análise e verificação da estrutura na situação atual	58
B- Solução proposta em relação a estrutura	69
C- Solução proposta em relação ao muro de contenção	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ponte em madeira com vigas de peças separadas	23
Figura 2: Seção transversal da ponte Rio Niterói	24
Figura 3: Vista de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes	24
Figura 4: Tipos estruturais de pontes	29
Figura 5: Exemplo da classificação das pontes em planta	30
Figura 6: Exemplo de pontes contemplando elementos hidrológicos.....	31
Figura 7: Implementação das estacas na construção da Ponte	32
Figura 8: Exemplo de relatório de sondagem	33
Figura 9: Tipos de erosão que ocorrem em uma ponte.....	36
Figura 10: Muros de contenção usuais	37
Figura 11: Tipos de muro de contenção	38
Figura 12: Fluxograma das etapas do projeto	40
Figura 13: Localização da ponte Vereadora Ruth Coutinho	42
Figura 14: Vista longitudinal da ponte na época da inauguração	43
Figura 15: Vista longitudinal da ponte Vereadora Ruth Coutinho na situação atual.	43
Figura 16: Corte transversal da ponte	44
Figura 17: Vista superior do tabuleiro da ponte Vereadora Ruth Coutinho	44
Figura 18: Junta de dilatação na ponte Vereadora Ruth Coutinho	45
Figura 19: Vista superior da junta de dilatação na ponte	45
Figura 20: Execução do aterro na época da construção	47
Figura 21: Construção do encontro	48
Figura 22: Situação atual da contenção	48
Figura 23: Situação atual da infraestrutura.....	49
Figura 24: Corte transversal da ponte Vereadora Ruth Coutinho	56
Figura 25: Corte transversal do guarda corpo.....	58
Figura 26: Trem-tipo	60

Figura 27: Esquemas de cargas atuantes na estrutura	61
Figura 28: Esquemas das seções atuantes na estrutura	62
Figura 29: Corte no apoio na ponte Vereadora Ruth Coutinho	63
Figura 30: Corte transversal da solução proposta.....	67
Figura 31: Corte transversal das vigas externas	69
Figura 32: Corte transversal das vigas internas	70
Figura 33: Detalhamento do perfil	72
Figura 34: Detalhamento da contenção em gabião	80
Figura 35: Detalhamento da solução proposta em gabião	82

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Elementos que constituem pontes.....	27
Quadro 2: Classes das pontes rodoviárias.....	29

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dados complementares retirados do projeto executivo da obra	56
Tabela 2: Formulário para cálculo dos momentos	62
Tabela 3: Formulário para cálculo dos cortantes	62
Tabela 4: Envoltória de esforços nas seções	63
Tabela 5: Principais dados do projeto.....	67
Tabela 6: Cargas atuantes anterior à cura do concreto.....	68
Tabela 7: Cargas atuantes posterior à cura do concreto	68
Tabela 8: Propriedades das vigas externas.....	69
Tabela 9: Propriedades do trem tipo sobre as vigas externas	69
Tabela 10: Propriedades do trem tipo sobre as vigas internas	69
Tabela 11: Propriedade das vigas internas.....	70
Tabela 12: Cargas atuantes com o coeficiente de impacto vertical	70
Tabela 13: Formulário para o dimensionamento dos momentos	71
Tabela 14: Formulário para o dimensionamento dos cortantes máximo	71
Tabela 15: Esforços atuantes nas seções da viga.....	71
Tabela 16: Esforços atuantes nas emendas.....	71
Tabela 17: Propriedades do perfil.....	72
Tabela 18: Formulário das propriedades do perfil do aço.....	73
Tabela 19: Propriedades do perfil do aço	73
Tabela 20: Formulário das propriedades da seção mista	74
Tabela 21: Formulário das propriedades da seção.....	74
Tabela 22: Propriedades dos perfis	74
Tabela 23: Dimensionamento das tensões admissíveis	75
Tabela 24: Formulário das tensões máximas	75

Tabela 25: Tensões máximas atuantes	75
Tabela 26: Flecha máxima.....	76
Tabela 27: Formulário da contra-flecha	76
Tabela 28: Contra-flecha	76
Tabela 29: Informações sobre os conectores	77
Tabela 30: Dimensionamento da resistência à fadiga	77
Tabela 31: Dimensionamento da resistência última	77
Tabela 32: Dimensionamento da distância entre conectores S0	77
Tabela 33: Dimensionamento da distância entre conectores S1	78
Tabela 34: Dimensionamento da resistência última nos conectores	78
Tabela 35: Dimensionamento dos esforços nos cortantes	78
Tabela 36: Cálculo dos momentos atuantes na contenção	81

LISTA DE SIGLAS E ABREVIações

ABNT- Associação brasileira de normas técnicas

Asc - Área do conector (cm^2)

B- Largura da ponte (m)

b- Distância entre as vigas (m)

bc - Largura Efetiva da Mesa de Concreto (cm)

bi – Largura mesa inferior (cm)

bp- Largura da pista (m)

bs – Largura mesa superior (cm)

CG – Centro de gravidade (cm)

CP1- Carga permanente da laje de concreto somando com a carga permanente da viga de aço (KN/m)

CP2- Carga permanente do guarda- corpo somando com a carga do revestimento asfáltico (KN/m)

d-Altura da viga (m)

d0s- Distância máxima entre conectores na seção S0

d1s- Distância máxima entre conectores na seção S1

DNIT- Departamento nacional de infraestrutura e transporte

ds – Diâmetro do STUD (cm)

E – Empuxo (KN/m)

Ea-Módulo de elasticidade do aço (KN/cm^2)

ec- Distância do Centro de Gravidade até a face da ligação

Eh- Empuxo horizontal (KN/m)

Ev- Empuxo vertical (KN/m)

ex- Excentricidade (m)

Fb- Tensões admissíveis em elementos com furos com uma seção bruta (KN/cm²)

fb-Tensões máximas na mesa superior e inferior (KN/cm²)

fbi – Tensões máximas na mesa inferior (KN/cm²)

fbs – Tensões máximas na mesa superior (KN/cm²)

fc- Tensões admissíveis na compressão no concreto (KN/cm²)

Fck – Resistência característica à compressão (Mpa)

fdist-Fração para carga móvel para as vigas internas

FStombamento – Fator de segurança contra tombamento

FStranslação – Fator de segurança contra translação

Fu- Limite de ruptura do aço (KN/cm²)

Fv- Tensões admissíveis do cisalhamento em almas de vigas, seção bruta (KN/cm²)

fv-Tensões máximas na alma (KN/cm²)

Fvertical – Forças verticais (KN/m)

Fy-Limite de escoamento do aço (KN/cm²)

h-Altura da alma (cm)

hs – Altura do STUD (cm)

I-Coeficiente de impacto vertical

Ix- Momento de inércia na seção (cm⁴)

L- Vão teórico de cálculo (m)

Lg-Largura do gabião (m)

lv-Largura da viga (cm)

K – Coeficiente de empuxo de solo

ma – Momento em a (KN cm)

mb – Momento em b (KNcm)

mc - Momento em c (KN cm)

Mcp1(X2)-Momento da carga permanente um na seção dois (KN.cm)

Mcp2(X2)- Momento da carga permanente dois na seção dois (KN.cm)

NBR- Norma brasileira técnica

nI-Número de longarinas

p-carga no passeio do trem tipo (KN/M²)

OAE's -Obras de arte especiais

pa-Carga atuante no passeio (KN/m)

Pe- Carga pontual atuante na estrutura (KN)

pm-Carga concentrada com o coeficiente de impacto vertical (KN/m)

pme-Carga concentrada total externa (KN/m)

pmi-Carga concentrada total interna (KN)

Q1-Carga permanente da laje (KN/m)

Q2-Carga permanente do aço (KN/m)

Q3-Carga permanente do guarda corpo (KN/m)

Q4-Carga permanente do revestimento asfáltico (KN/m)

qa-Carga distribuída atuante na estrutura A (KN/m)

qb-Carga distribuída na estrutura B (KN/m)

Qcm - Cortante positivo (kN)

Qcmn - Cortante negativo (kN)

Qcp - Cortante proveniente das Cargas Permanentes (kN)

qm-Carga distribuída com o coeficiente de impacto vertical (KN/m)

qme-Carga distribuída total externa (KN/m)

qmi- Carga distribuída total interna (KN/m)

Rx- Raio de giração (cm)

Sus - Resistência última (KN)

Sr - Cisalhamento horizontal (KN/cm)

Tc- Espessura média da laje do concreto (cm)

ti - Espessura da mesa inferior (cm)

Tf- Espessura das mesas (cm)

Tr- Espessura média do revestimento asfáltico (cm)

ts - Espessura da mesa superior (cm)

TT- Carga concentrada do trêm tipo (KN)

Tw-Espessura da alma (KN)

V- Comprimento da ponte (m)

Wi -Módulo de resistência elástico (cm³)

Wx- Resistencia da seção em relação ao esforço em x (cm³)

Wy -Resistência da seção em relação ao esforço em y (cm³)

z -Altura do muro de contenção (m)

Zrs- Resistência à fadiga (KN)

γaço- Peso específico do aço (KN/m²)

γC.A- Peso específico do concreto armado (KN/m²)

γ C.A- Peso específico do concreto asfáltico (KN/m²)

γgabião- Peso específico do gabião (KN/m²)

γsolo- Peso específico do solo (KN/m²)

Δ - Flecha máxima (cm)

σv -Tensões laterais (KN/m)

σv - Tensões verticais (KN/m)

1 INTRODUÇÃO

O projeto de uma (OAE) Obra de Arte Especial como ponte ou viaduto tem como finalidade o deslocamento de empecilhos que qualquer via de comunicação possa possuir. Esses empecilhos podem ser curso de águas, canais limitados, vales aluviais, outras vias etc. O empecilho transposto sendo um rio denomina-se ponte, já quando for um vale ou outra via denomina-se viaduto (MARCHETTI, 2008). O avanço tecnológico estimula a inovação na execução de pontes e viadutos, a fim de otimizar o planejamento do transporte de pessoas e produtos, tornando-se de extrema importância o conhecimento com base em teoria e prática das técnicas de construção.

Segundo Spernau (2013), o dimensionamento do projeto de OAE's depende de vários elementos, que devem ser levados em consideração, como:

- Elementos geológicos: Consistem na análise do relatório das sondagens geotécnicas do local;
- Elementos hidrológicos: Devem-se ter o levantamento do índice pluviométrico, possuir os níveis de máxima e mínima de estiagem;
- Elementos topográficos: Torna-se fundamental informar-se do detalhamento planimétrico e altimétrico;
- Elementos estruturais: Podem ser divididos em três partes, a superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.

Pontes são equipamentos urbanos indispensáveis para a vida cotidiana da população, entretanto a ausência de programas direcionados à manutenção preventiva se tornou um dos graves problemas enfrentados pelo sistema rodoviário. A inexistência de políticas e estratégias voltada para o resguardo dessas obras se tornou agravantes que intensificam. Após o surgimento do problema tornam-se responsabilidade do setor público os prejuízos materiais e financeiros a quem cabe arcar com os custos dos reparos. A delonga em iniciar a recuperação de uma obra tornam os reparos mais trabalhosos e onerosos (VITÓRIO, 2006).

Profissionais da área, devem estudar e procurar soluções para estabilizar a situação, via de regra por hipossuficiência na manutenção preventiva, com o objetivo de reduzir o risco do surgimento de problemas, referentes ao projeto de recuperação

de pontes e viadutos rodoviários, necessários para uma boa manutenção, sendo elas: avaliação, elemento de diagnóstico, vistoria, verificação, amostragem, auxílio, estrutura, avaliação e restauração não necessariamente na ordem apresentada (PASSOS, 2010).

O termo patologia na Engenharia Civil é utilizado quando há redução na performance da estrutura ou material utilizado. Já manifestações patológicas são deteriorações nas construções, geralmente ocasionada pelo emprego inadequado de um método construtivo, pela utilização de materiais que não são apropriados para certa ocasião, falha de projeto ou até mesmo pela degradação natural através da utilização ou exposição à algum agente degradador (HELENE, 1992).

Segundo Helene (1992) “A patologia pode ser entendida como a parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e origens dos defeitos das Construções Cíveis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema”. Analisar as patologias faz-se fundamental conhecer suas causas, para identificar as consequências e buscar soluções de tais ocorrências.

Este projeto tem como finalidade a verificação da estabilidade na mesoestrutura, cujo modal construtivo valeu-se vigas caixões, e das características das que se apresentam na cortina da contenção, a qual está presente no encontro existente na ponte Vereadora Ruth Coutinho, localizada no município de Barra Mansa/RJ, propondo também, caso necessário, uma solução para as inadequações.

1.1 Problema abordado

O problema de estudo está relacionado com os seguintes questionamentos:

- O dimensionamento no decorrer dos anos sofreu consequências por ações externas?

Acredita-se que o dimensionamento da ponte sofreu consequências devido ao solapamento, que ocorre pelo processo natural de erosão, por meio da degradação dos torrões e, por consequência, dos efluentes, um ônus à comunidade, pois além de irreversíveis prejuízos ambientais, produz também danos econômicos, sociais e da mobilidade urbana.

- A concepção, modelagem e método construtivo propostos sofrem os eventos naturais, com isso afeta a estabilidade da estrutura?

Nota-se que a estrutura pode ter sido afetada por ações naturais. Além disso, nota-se que a ponte de estudo sofre com a ausência de conectores de cisalhamento, portanto o dimensionamento atual da estrutura foi executado de uma forma que as vigas caixões trabalhem independente da laje, recebendo todos os esforços atuantes na ponte, sobrecarregando-a.

1.2 Justificativa

O estudo se justifica, academicamente, por sua contribuição em auxiliar os órgãos públicos do município de Barra Mansa, em analisar e verificar o estado atual da estabilidade da estrutura, além de identificar e neutralizar os problemas patológicos presentes na ponte Vereadora Ruth Coutinho, contribuindo para aumentar a vida útil da ponte, proporcionando conforto e segurança para a população do município na conexão das localidades que são interligadas por ela.

1.3 Estratégias de Pesquisa

Para realizar este estudo de caso, as técnicas de pesquisa adotadas terão como referência: *softwares*, visitas técnicas, levantamentos de dados, pesquisas bibliográficas, livros, artigos acadêmicos e análises documentais disponíveis, esses relacionados a área de exploração.

1.4 Estrutura do projeto

Nessa introdução, desenvolve-se previamente sobre a finalidade de uma ponte, os vários elementos para seu dimensionamento, além do avanço tecnológico que estimulou a evolução na construção. Seguido, no Capítulo dois, será apresentada a revisão bibliográfica, compreendendo os principais tópicos referentes para a compreensão do objeto de estudo.

No Capítulo três, explicita-se a metodologia de pesquisa da ponte Vereadora Ruth Coutinho, a qual proporciona familiaridade com o problema, com intuito de desenvolver hipóteses. O Capítulo quatro tem como objetivo mostrar o estudo de caso, sendo ele responsável por demonstrar as patologias da ponte de estudo. No

quinto Capítulo, denominado de análise e discussões, tem como finalidade propor possíveis soluções que melhor atendam ao objeto de estudo.

Então, no próximo Capítulo, conclusão, objetiva-se promover o fechamento da linha de estudo, equivalente a síntese dos conhecimentos obtidos durante a realização deste trabalho. Em seguida, lista-se as Referências Bibliográficas, que embasaram as abordagens teóricas, seguida dos Anexos que se fizeram necessários.

1.5 Objetivo Geral

O trabalho tem como objetivo desenvolver a pesquisa exploratória qualitativa proposta, com o intuito de compreender e analisar os elementos necessários para a implementação de uma obra de arte especial, identificar as patologias mais usuais que podem ocorrer na ausência de vistorias e manutenções preventivas. Será feito o estudo de caso da ponte Vereadora Ruth Coutinho, com a finalidade de propor soluções viáveis, buscar alternativas nas diversas áreas do conhecimento da Construção Civil e almejar um benefício ao município de Barra Mansa, para melhorar o desempenho da ponte na situação atual.

1.5.1 Objetivos Específicos

Verificar e reconhecer a existência das patologias na ponte Vereadora Ruth Coutinho por meio de visitas técnicas; mostrar quais são as principais características patológicas atuantes na estrutura, apontadas as causas, propor soluções viáveis, sendo possível assim, reforçar e recuperar. Do ponto de vista estrutural, será realizada a análise e a verificação da estabilidade dos elementos estruturais que a constituem, visando seguir os parâmetros de segurança, de acordo com as normas técnicas brasileiras vigentes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste Capítulo, busca a análise dos elementos que constituem uma ponte, obtendo um ponto de vista funcional das partes que a compõem, para então ser possível analisar as patologias e a estrutura da Ponte Vereadora Ruth Coutinho.

2.1 Evolução das Pontes

As pontes primárias começaram a surgir naturalmente, pela queda de troncos das árvores sobre os rios, riachos e vales, tornando acessível a travessia à outra margem. Com o decorrer do tempo surgiram preocupações que tiveram como resultado o aperfeiçoamento das construções naturais acidentais e, a partir disso começaram a ser criadas utilizando troncos, pedras e pranchas associando-as a outras tantas matérias primas disponíveis na natureza, como cipós, cordas e travas feitas com pedaços de madeira, para que não fossem desfeitas facilmente, permitindo a garantia da necessidade de ir e vir entre aldeias, vilas e cidades (MARCHETTI, 2008).

Embora o público e alguns arquitetos e engenheiros de cada época acreditassem ter alcançado o limite último para projeto e construção de pontes e viadutos e assim ter chegado no fim da estrada dos novos desenvolvimentos, a história tem indicado uma outra realidade. (PINHO, 2007)

As primeiras pontes construídas foram feitas de madeira conforme mostra a figura 1, mas devido a evolução da engenharia suas implementações foram aperfeiçoando cada dia mais, conseguindo assim superar vãos livres maiores como demonstrado na figura 2.



Figura 1: Ponte em madeira com vigas de peças separadas

Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira (CALL JÚNIOR, 2006)



Figura 2: Seção transversal da ponte Rio Niterói

Fonte: Thomaz, 2002

Segundo Pinho (2007), atualmente o profissional tem à sua disposição um grande poder de análise, com a utilização de *softwares* inexistentes até bem pouco tempo, com o avanço das tecnologias surgiram ferramentas capazes de desenvolver estimativas de cálculos, com isso o profissional consegue projetar os elementos constituintes de uma ponte em menor tempo, melhorando a produtividade.

2.2 Elementos Constituintes

Segundo Pfeil (1979), no ponto de vista de sua funcionalidade, as pontes podem ser divididas nos seguintes elementos constituintes, como mostra a Figura 3.

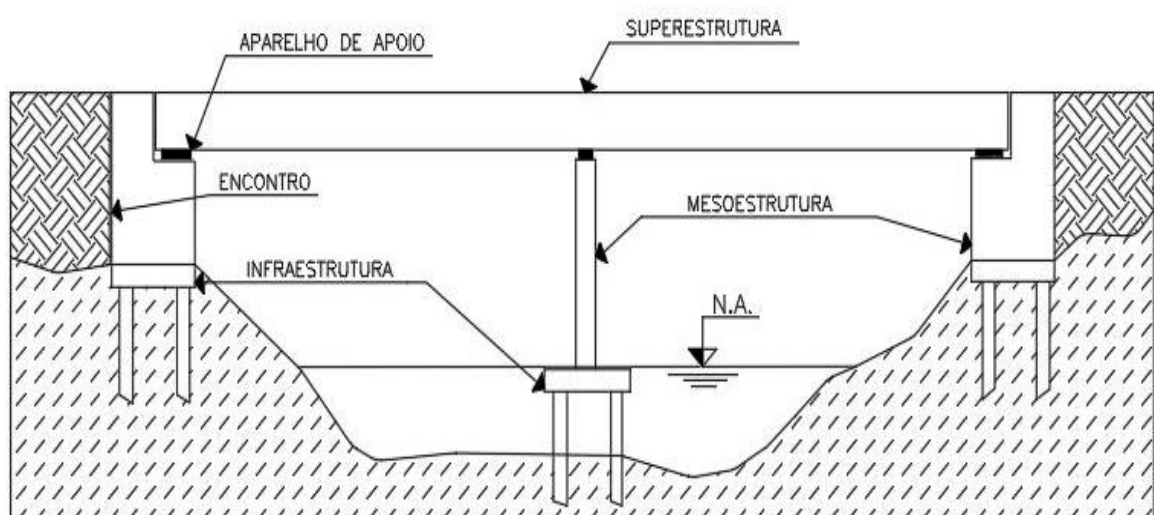


Figura3: Vista de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes

Fonte: Adaptado Pfeil (1979)

2.2.1 Superestrutura

“A superestrutura, composta geralmente de lajes, vigas principais, vigas secundárias e aparelhos de apoio, é o elemento de suporte imediato do estrado, que constitui a parte útil da obra, sob ponto de vista de sua finalidade” (PFEIL, 1979). “Nela estão localizadas a pista de rodagem e/ou passarela de pedestre, assim é parte da obra em que o usuário faz uso propriamente dito” (FORTE, 2014).

Segundo Debs e Takeya (2003), a viga principal tem a função de suprir o vão livre, no entanto a viga secundária recebe a ação direta das cargas e a transfere para a estrutura principal, entretanto o aparelho de apoio é o objeto inserido entre a infraestrutura e a superestrutura, com o intuito do amortecimento de impactos e transmissão das reações de apoio e admitir a movimentação na superestrutura.

2.2.2 Mesoestrutura

A mesoestrutura, é uma estrutura intermediária constituída pelos pilares, fundamental regular a altura da ponte, e pelo encontro, elemento localizado nas extremidades da ponte com objetivo de arrimar os torrões e suportar a estrutura.

Segundo Pfeil (1979), mesoestrutura é o componente que retém ou transfere os esforços da superestrutura, transpondo à infraestrutura, juntamente com esforços advindos de outros esforços que irão solicitar a estrutura da ponte, como vento, água e outros eventualmente.

2.2.3 Infraestrutura

A infraestrutura ou fundações, tem a tarefa de receber as cargas da superestrutura e mesoestrutura no qual são transmitidos ao local de implementação da obra, rocha ou solo, os esforços oriundos da mesoestrutura.

Constituem a infraestrutura os blocos, as sapatas, as estacas, os tubulões etc., assim como as peças de ligação de seus diversos elementos entre si, e destes com a mesoestrutura como, por exemplo, os blocos de cabeça de estacas e vigas de enrijamento desses blocos (PFEIL, 1979).

Segundo Debs e Takeya (2003) “Encontro é um elemento situado nas extremidades da ponte, na transição de ponte com o aterro da via, e que tem a dupla função, de suporte, e de arrimo do solo”.

2.3 Elementos Constituintes das Pontes

Para elaboração do projeto de uma ponte deve-se levar em consideração diversos elementos normativos, que são explícitos conforme o quadro 1.

Quadro 1: Elementos que constituem pontes

ELEMENTOS	DESCRIÇÃO
Pista de rolamento	Espaço delimitado por faixas para o tráfego normal de veículos ou pedestres.
Acostamento	Parte da via diferenciada adicional a pista de rolamento destinada à parada de veículos.
Defensa	Elemento básico de segurança na via.
Passeio	Espaço destinado exclusivo ao tráfego de pedestres.
Guarda-rodas	Elementos utilizados como extremidade de barreiras.
Guarda-corpo	Equipamento de proteção aos pedestres.
Viga principal ou longarina	Elemento destinado a vencer o obstáculo.
Viga secundária	Elemento transversal conectado às vigas principais com o objetivo de evitar efeitos e redistribuir os esforços.
Comprimento da ponte	Distância medida através das extremidades de uma ponte segundo o eixo longitudinal.
Vão, vão teórico ou tramo	Distância entre os eixos dos apoios.
Vão livre	Medido entre a extremidade de dois suportes consecutivos.
Altura da construção	Dimensão entre os pontos mais baixo e alto da superestrutura.
Altura livre	Distância entre o ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo. Pode variar conforme os dados hidrológicos no caso do obstáculo ser um rio ou canal, conforme Gusmão Filho (2003).

Fonte: Adaptado Debs e Takeya (2003)

O Quadro tem como objetivo principal mostrar os principais elementos gerais constituintes de uma ponte, porém o projeto tem foco em analisar a estrutura e eventuais manifestações patológicas e patologias, levando em consideração os elementos específicos para maior compreensão do tema abordado.

2.3.1 Juntas de Dilatação

As juntas de dilatação são aparelhos entre os trechos de superestrutura, ou entre a superestrutura e os encontros, é que comportam a variação volumétrica de

acordo com as alterações na temperatura. Os trechos, tendo como exceção as juntas abertas, são preenchidos por vários tipos de materiais, que serão denominados como juntas de dilatação (DNIT, 2006).

A junta de dilatação tem como finalidade assegurar variabilidade dos segmentos da estrutura, em função do gradiente de temperatura. Quando executada de forma irregular tem a vida útil reduzida substancialmente, com curta duração, tornando inapropriada para o fluxo de veículos em pequeno espaço de tempo. É dimensionada com espaço suficiente para dilatação e encurtamento, com espaço suficiente, não devendo ter uma abertura excessiva. As juntas de dilatação que possuem vida útil inferior da superestrutura precisam ser vistoriadas regularmente e mantidas livres de detritos, sua recuperação completa é inviável, porém, certos tipos de juntas, permitem a substituição de alguns componentes mais vulneráveis (DNIT, 2006).

Segundo DNIT (2006), “Há duas categorias principais de juntas de dilatação: juntas fechadas, projetadas para serem estanques, e juntas abertas, que permitem a livre passagem de água e detritos”.

No estudo de caso será dado foco em juntas abertas, pois através de visitas técnicas foi possível observar a presença desse modal na ponte Ruth Coutinho, sendo tal categoria a mais usual em OAE's.

2.3.1.1 Juntas Abertas

Pode-se definir por faces verticais, tendo as faces em concreto armado sem proteção, ou serem preservadas por cantoneiras, ficando a critério do projetista a escolha do método, conforme a situação do local. Além das restrições naturais, essas juntas permitem a livre passagem de águas e resíduos, afetando a durabilidade na região dos apoios e os constantes impactos das rodas dos veículos com os cantos da junta reduzem a vida útil das juntas abertas (DNIT, 2006).

2.3.1.2 Juntas Fechadas

Existem diversos tipos de juntas de dilatação fechadas, pois são elementos importantes com uma vida útil curta, causada por falhas de projeto, de lançamento ou

da própria junta em questão. São dispositivos fundamentais, pois permitem a vedação das estruturas que impedem a infiltração de águas e detritos (DNIT, 2006).

2.4 Classificação das Pontes

A classificação das pontes rodoviárias decorre em primeiro aspecto, do plano rodoviário atendido, se Federal, estadual ou de ligação. As pontes se pré-classificam dentro da classe I, classe II e classe III, como exemplificado no quadro 2.

Quadro 2: Classes das pontes rodoviárias

Classe I	Pontes situadas em estradas-tronco federais e estaduais ou nas estradas principais de ligação entre esses troncos.
Classe II	Pontes situadas em estradas de ligação secundárias, mas que, atendendo a circunstâncias especiais do local, haja conveniência em se prever a passagem de veículos pesados.
Classe III	Pontes situadas em estradas de ligação secundárias não incluídas na classe II.

Fonte: Cavalcanti (2004)

Quanto à sua finalidade, classificam-se as pontes em rodoviárias, ferroviárias, para pedestres, normalmente chamadas de Passarelas etc. São utilizadas também, para suporte de tubulações para efluentes, pistas de aeroportos e até vias navegáveis (PFEIL, 1979). Além da finalidade classifica-se a obra de arte de acordo com seu tipo estrutural.

2.4.1 Classificação quanto ao Modelo Estrutural

A classificação referente ao modelo estrutural da ponte tem variação com relação ao tipo de arquitetura utilizada em sua concepção, onde sua escolha depende das características iniciais de projeto, como: o vão; cargas atuantes e sua quantificação, finalidade, entre outros, sofrendo ainda interferência na escolha dos materiais, tendo como respaldo sua resistência, manuseio e custo x benefício.

Existe uma série de concepções estruturais para serem usados como superestruturas no projeto de uma ponte ou viaduto, dentre elas podemos citar: Vigas de alma cheia, treliças, vigas em caixão, pórticos, arcos, vigas mistas, suspensas por cabos (estaiadas e pênséis). (PINHO, 2007).

Em relação ao modelo estrutural, existem diversos modelos, sendo de responsabilidade do projetista a escolha que melhor se adapte às condições locais, sendo que as pontes mais usuais se segmentam conforme a figura 4.

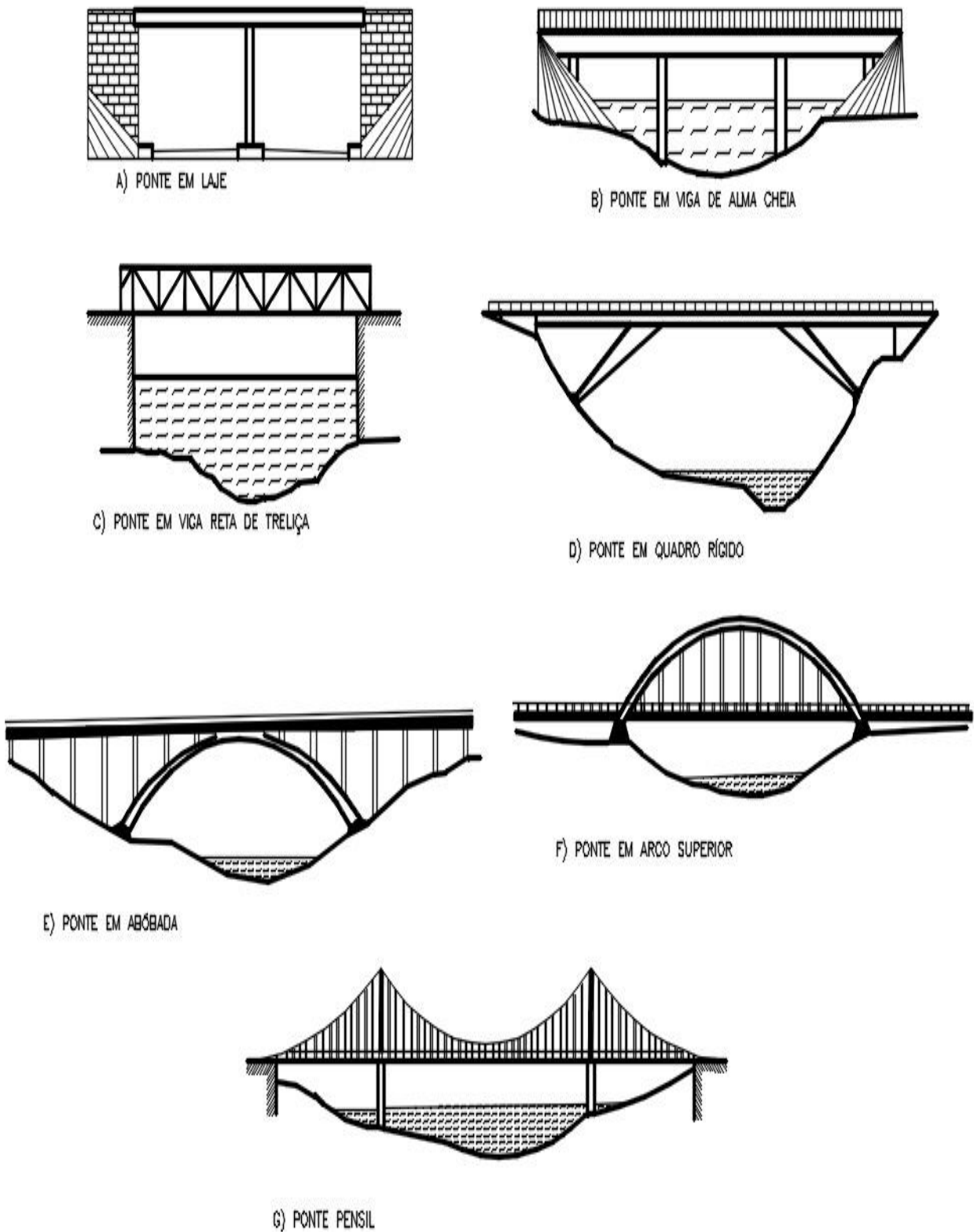


Figura 4: Tipos estruturais de pontes

Fonte: Adaptado Debs e Takeya (2003)

Existem diversos modelos estruturais que podem ser utilizados como superestruturas no dimensionamento de uma ponte ou viaduto, entretanto o objetivo deste trabalho é mostrar o método utilizado na ponte de estudo.

2.4.2 Classificação quanto a Topografia

Para a execução de um projeto de OAE faz-se necessário conhecer minuciosamente o terreno do local da construção, sendo de extrema importância que se obtenha um levantamento topográfico georreferenciado.

Segundo Debs e Takeya (2007), planimetria é de acordo com o traçado da via e das condições das curvas de nível no local da obra. Neste estudo de caso, a ponte pode ser classificada como uma ponte reta ortogonal, posto que o ângulo entre seu eixo longitudinal e sua linha de apoio da superestrutura é de 90° . Já na altimetria a ponte é classificada como horizontal, pois o seu tabuleiro está disposto segundo a mesma cota planimétrica, conforme a figura 5.

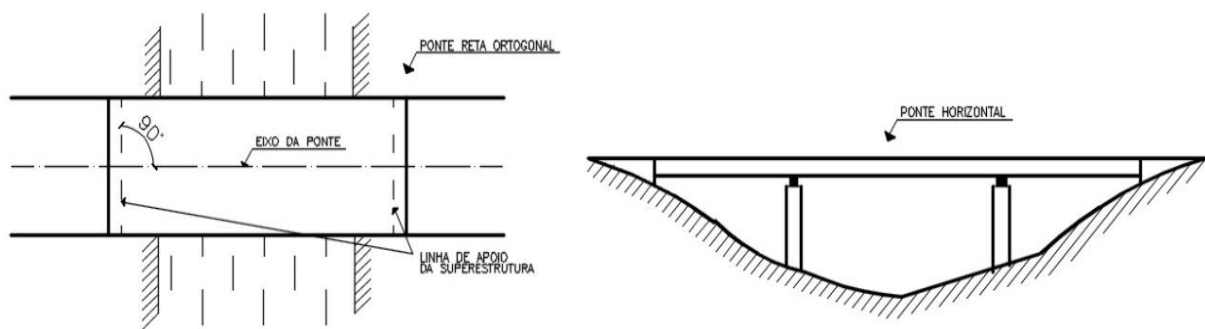


Figura 5: Exemplo da classificação das pontes em planta

Fonte: Adaptado Debs e Takeya (2003)

Em relação à planimetria, foi possível perceber que as características da ponte de estudo estão de acordo com a figura 5, a partir disso consegue-se determinar a cota máxima que é o nível máximo de projeto o qual a água do curso atinge em época de cheia, sendo esse utilizado sob um fator de segurança no dimensionamento da estrutura, com intuito de garantir a segurança da localidade.

2.5 Elementos Hidrológicos

O estudo hidrológico tem sua relevância no desenvolvimento de um projeto de obra de arte sobre um curso d'água, pois caracteriza as condições de vazão máxima, para que a construção seja projetada de maneira que impeça a inundação do canal viário ou das regiões vizinhas, além de evitar o colapso da estrutura. De acordo com Araújo (1999), 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;
- 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;
- Informações sobre obras de arte existentes na bacia, com indicações de comprimento, vazão, tipo de fundação, etc;e
- Notícia sobre serviços de regularização, dragagem, retificações ou proteção das margens.

Após a obtenção de todos os elementos hidrológicos necessários se torna possível a execução do projeto conforme o exemplo da figura 6, por medida de segurança, deve-se calcular a cota máxima do nível d'água, para evitar o desgaste de forma acelerada do solo, o qual pode provocar o solapamento, trazendo danos a estrutura e a sociedade ao entorno.

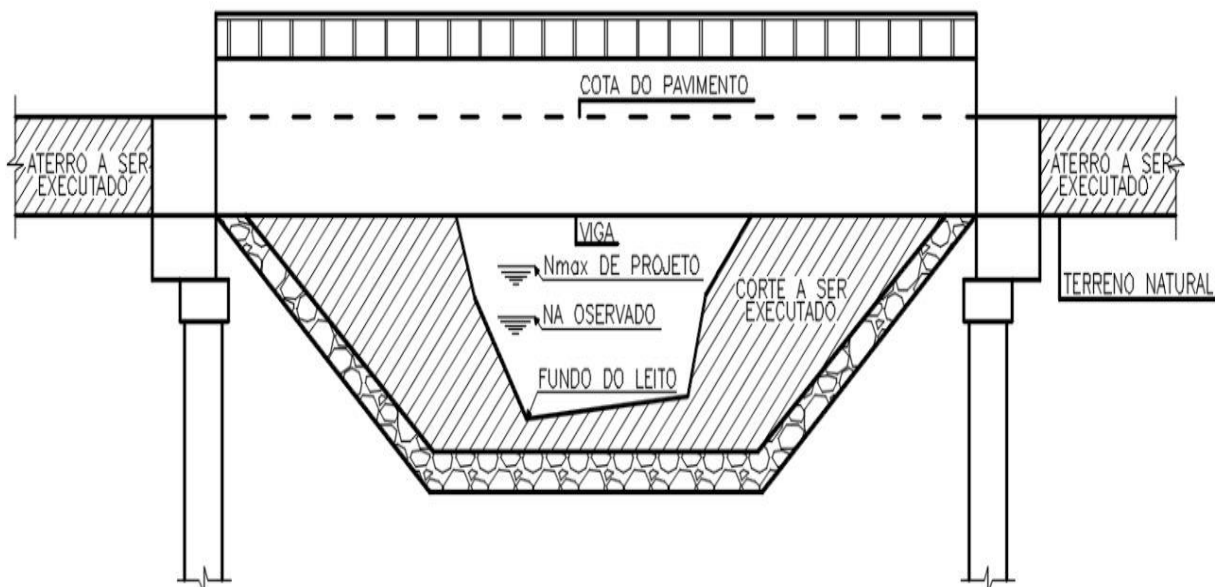


Figura 6: Exemplo de pontes contemplando os elementos hidrológicos

Fonte: Jesus (2016)

2.6 Elementos Geotécnicos

O solo é sempre considerado um parâmetro incerto para a engenharia. Não há como evitar o fato atribuído pela natureza. Portanto, tem-se que levar em consideração o solo como ele é, com todas suas características naturais, sendo por isso de grande importância ter uma atenção especial dos engenheiros envolvidos.

O estudo do solo é uma condição necessária para o desenvolvimento de qualquer obra, principalmente as de grande porte, como pontes, edifícios, aterros e cortes. O estudo da formação geológica da área a qual será implantada a obra, o posicionamento do lençol freático, juntamente com a análise do solo, sendo ambos geralmente realizados por ensaios geotécnicos escolhidos dentre os diversos tipos, aquele que irá caracterizar melhor o perfil geológico onde serão incrustadas as peças de fundação. São imprescindíveis para alcançar a condição ideal de segurança.

Segue o exemplo da implementação das estacas da ponte, como mostra a figura 7, a qual foi realizada de forma mecânica, utilizando o equipamento denominado como bate-estaca. O profissional responsável optou pela utilização deste equipamento pela agilidade na execução do serviço.



Figura 7: Implementação das estacas na construção da ponte

Fonte: Acervo da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)

2.7 Elementos Patológicos de uma Ponte

Segundo Verley *et al.* (2015), a *performance* da estrutura é afetada pela presença de patologias, causando o comprometimento da capacidade de sua funcionalidade mecânica ou estética. Com isso, a vida útil, a durabilidade e a funcionalidade são prejudicadas pela presença de irregularidades na estrutura. Na Construção Civil existem diversas patologias, porém no desenvolvimento deste estudo foram citadas as mais recorrentes em obras da natureza analisada.

Segundo Corsini (2010), na execução do projeto arquitetônico a fissura é um dos elementos patológicos mais comuns nas construções, podendo interferir na arquitetura, na durabilidade e nas condições estruturais da obra. Pode ser considerada um indício de alguma falha estrutural, pelo fato de toda fissura acarretar uma provável patologia mais grave, como trinca e/ou rachadura, carbonatação e lixiviação por exemplo.

Segundo Bauer (2019), as falhas na concretagem, podem causar desagregação dos materiais do concreto em seu lançamento, gerando falhas posteriores na estrutura. Dessa forma, deve haver procedimentos para impedir que ocorram falhas na execução, lançando o concreto logo após o amassamento num período de no máximo uma hora, além disso a altura de queda livre do concreto não pode ultrapassar dois metros de altura.

Já os problemas nas drenagens, são fatores que intensificam a deterioração do concreto e das estruturas. Por isso precisam ter dispensada especial atenção, para que não possa ocorrer o acúmulo de água em determinados locais como, por exemplo, encontros de apoio de vigas, nos caixões, nos encontros com tabuleiros, na pista de rolamento, nos aparelhos de apoio, entre outros (LANER, 2001).

A água comumente pode corromper as estruturas de concreto, a facilidade em adentrar nas superfícies porosas origina a taxa de deterioração. Outras causas que prejudicam a resistência do concreto são: a corrosão das superfícies, fissurações, condições extremas de temperatura e efeitos químicos (MEHTA *et al.*, 2014).

Segundo Vítório (2003), características como a porosidade do concreto, a ocorrência de trincas e a insuficiência no cobrimento são considerados uns dos

principais causadores da oxidação da armadura. O componente que é afetado pela oxidação tem seu volume acrescido em oito vezes, com isso sua área de ocupação é aumentada, expelindo o concreto do cobrimento, ficando assim exposta a armadura, tornando-se vulnerável à atuação agressiva do meio. A continuação deste acontecimento pode causar a completa inutilização da armação.

Quando é exposto em ambiente agressivo um concreto de boa categoria, mesmo havendo ótima resistência, está propenso a sofrer danos. Entretanto, um concreto de má categoria, permeável, fica mais vulnerável às ações externas, podendo afetar com maior facilidade suas características. As chuvas que atingem as pontes, podem atingir o concreto, além de infiltrar e acumular-se durante o tempo, ocorrendo pela falta de pingadeiras e da ineficiência das juntas e da drenagem do tabuleiro (VITÓRIO, 2015).

2.8 Erosão em Fundação e Aterro de Acesso de Pontes

A erosão é uma das maiores patologias que ocorrem nas fundações e aterros de obras de artes especiais. Esse fenômeno é responsável por uma quantidade significativa instabilidade das estruturas em pontos variados. Neste texto são tratados de forma resumida os três principais tipos de erosões que decorrem em fundações de pontes, destacando exata localização. Também é tratada a questão de contenção no encontro da ponte, sendo elementos com alta vulnerabilidade à ação das águas, principalmente durante a incidência de cheias (VITÓRIO, 2015).

Segundo VITÓRIO (2015), nas pontes geralmente acontecem os seguintes tipos de erosões:

- Erosão generalizada no leito do rio a longo prazo, a montante, a jusante ou sob a ponte;
- Erosão de contração junto à ponte (idêntica à generalizada, mas que ocorre apenas sob a ponte);e
- Erosão localizada (fossa de erosão) que se desenvolve em torno dos pilares e encontros.

Como mostra na figura 9 os tipos de erosões que se desenvolvem na junta de uma ponte. Na figura estão evidenciadas as diferentes movimentações do escoamento em torno de um pilar de ponte.

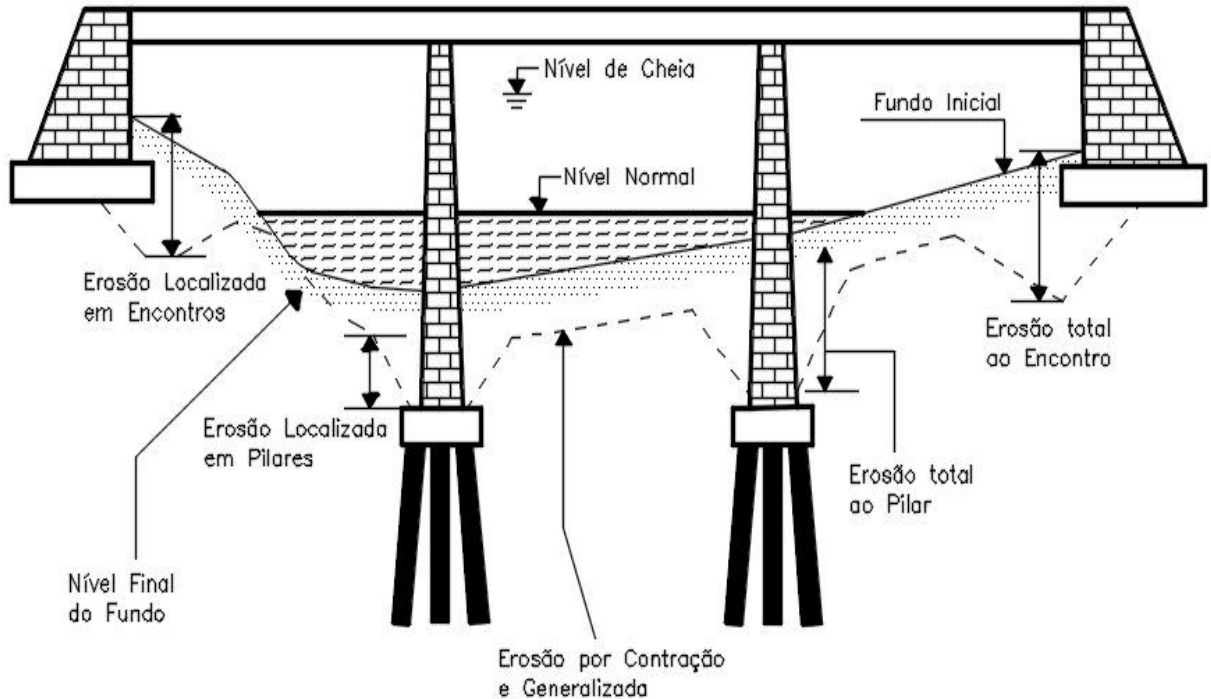


Figura 9: Tipos de erosões que ocorrem em uma ponte

Fonte: VITÓRIO (2015)

Segundo Gusmão Filho (2000), o desmoronamento causado pelas ações das cheias, podem produzir graves danos em uma ponte devido ao aumento do nível da água, vinculada a grandes descargas e velocidades, com a grande magnitude da força de arrasto eleva seu poder erosivo, que alcança maiores profundidades no leito do rio.

A capacidade de destruição de uma cheia é normalmente ampliada por deficiências do Projeto, falhas de construção e ausência de manutenção, causando consequências, como demonstrado na figura 9.

2.9 Contenção de Aterro de Acesso de Pontes

As contenções de encostas são construções com o intuito de fornecer a estabilidade nos taludes ou rochas. São estruturas que fornecem proteção a estes elementos, suportando as pressões de empuxo do material a ser contido de forma a garantir estabilidade ao talude, impedindo a movimentação de terra causada pelo seu peso próprio ou por sobrecargas acidentais, além de deformações excessivas e o colapso (BARROS, 2008).

São definidos como estruturas de contenção, solos grampeados, cortinas ancoradas e muros que podem ser separados em dois métodos construtivos: O primeiro denomina-se como gravidade ou peso que podem ser construídos de alvenaria de pedras, gabiões, solo-cimento, concreto ciclópico ou solo reforçado conforme a figura 10. O segundo método conhecido como muro de flexão, são muros de concreto armado podendo ser com ou sem ancoragens ou contraforte.

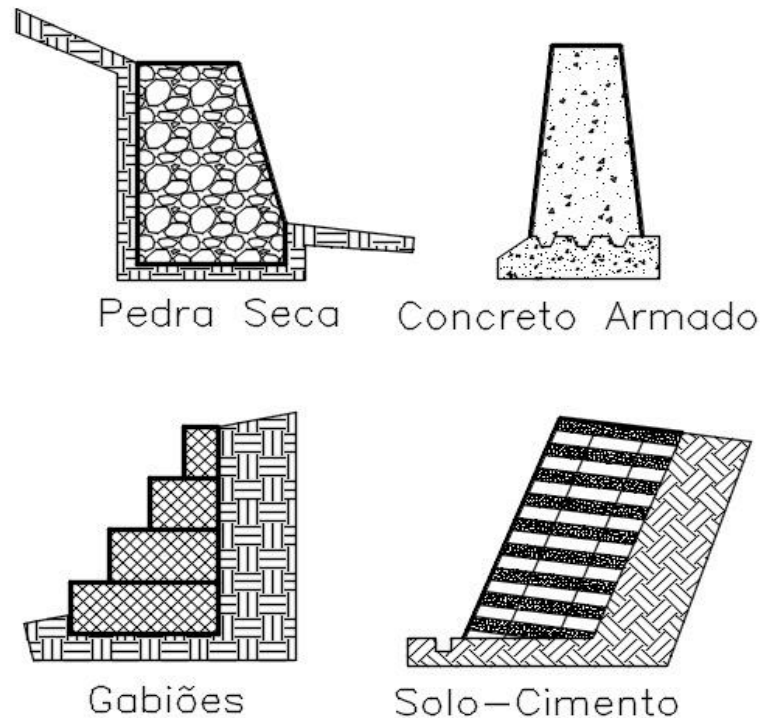


Figura 10: Muros de contenção usuais

Fonte: Autores (2020)

2.9.1 Tipos de Contenção de Aterro Existentes

Em cada situação que se apresenta, há a necessidade de projetar um diferente tipo de contenção, sendo ela selecionada pelo Engenheiro responsável, a qual irá de acordo com a solicitação da localidade, sendo definida através de visitas técnicas, onde será feita uma análise do solo e dos esforços atuantes da região, podendo assim designar uma melhor solução com base nos resultados e condições presentes.

Com isso, ressalta-se a relevância de se desenvolver um dimensionamento tendo em vista diferentes opções de estruturas de contenção de forma a atender as normas e a assegurar a segurança da estrutura com o melhor Custo x benefício.

Na Construção Civil existem diversos métodos construtivos voltados para contenção, sendo que na figura 11, apresenta-se as mais usuais.

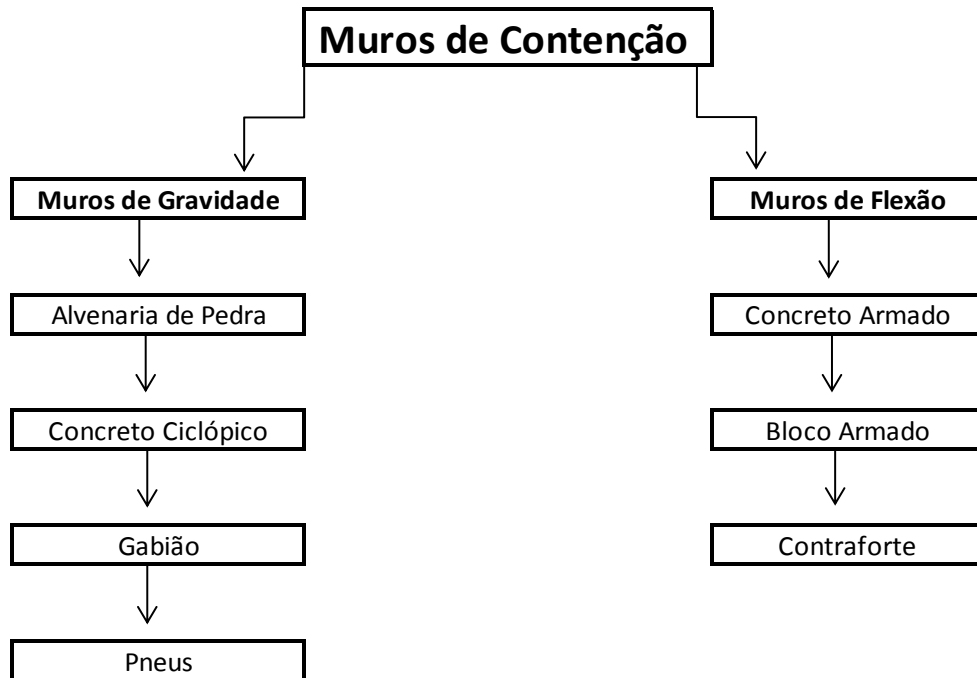


Figura 11: Tipos de muros de contenção

Fonte: Autores (2020)

Conforme mostrado no fluxograma da figura 11 os muros de contenção são divididos em dois grupos, sendo que a situação da ponte Vereadora Ruth Coutinho se utiliza o método solo-cimento, o qual faz parte do grupo de gravidade.

2.10 Elementos da Infraestrutura

As fundações suportam todas as cargas resultantes da superestrutura e mesoestrutura, dessa forma integra dentre as partes mais importantes do conjunto estrutural. O profissional responsável deverá possuir informações relevantes sobre as características do solo e sobre as cargas que irão atuar na estrutura para que não haja erros no dimensionamento do projeto (SENA, 2016).

É parte da ponte ou viaduto destinada a transmitir ao solo os esforços provenientes do peso próprio e das cargas atuantes. São executadas em concreto, aço ou madeira e classificadas conforme a profundidade de assentamento em fundações superficiais ou profundas. (DNIT, 2009).

Existem diversos métodos construtivos voltados para área de engenharia de fundações, porém, deu-se ênfase no tipo estaca de concreto armado, pois por meio de visitas técnicas foi possível constatar que o projetista adotou esse tipo de fundação para solucionar o problema estrutural da ponte de estudo.

2.10.1 Fundação em Estaca

Estaca é um artifício utilizado na fundação profunda, o qual é executado absolutamente por equipamentos ou ferramentas, não ocorrendo, em qualquer etapa de seu implemento, a descida de qualquer operário, preservando assim a saúde dos trabalhadores, o qual resulta numa obra mais segura e facilita o cumprimento do prazo estipulado. Os materiais utilizados na convecção da estaca podem ser: madeira, aço e concreto (CARVALHO,2013).

As fundações profundas são aquelas em que o elemento estrutural de fundações transmite as cargas, às camadas de solos resistentes mais profundos, pela base, por sua superfície lateral ou por uma combinação das duas, e está embutido em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo 3m (ABNT-NBR.6122).

Os materiais utilizados na confecção da estaca podem ser em: madeira, aço ou concreto armado. Dentre estes tipos expostos, cabe o profissional responsável decidir qual se enquadra da melhor maneira na situação atual do solo, além da carga recebida pela fundação. Dentre os meios a serem analisados para a implementação do tipo de estaca e seu dimensionamento, pode-se citar a localização, o modelo estrutural, as características do solo, localização do lençol freático, as cargas a serem recebidas (axial, normal e momentos) pela fundação, a durabilidade necessária, este último item é de grande importância pela possibilidade da utilização da estaca feita em madeira, a qual apresenta uma durabilidade reduzida e é indicada para obras provisórias, por fim a análise do custo total, o qual costuma ser um fator de desempate quando o mesmo ocorre (AZEREDO,1971).

3 METODOLOGIA

Serão apresentados os processos de execução e os elementos com uma abordagem qualitativa, com o intuito de esclarecer os métodos e as técnicas utilizadas no estudo, tendo como objetivo a análise da estrutura atual da ponte Vereadora Ruth Coutinho.

3.1 Metodologia do Projeto

O projeto tem como metodologia uma pesquisa exploratória da ponte Vereadora Ruth Coutinho, que visa proporcionar familiaridade com o problema, objetivando o desenvolvimento de hipótese para compreensão e diagnóstico ,

No trabalho serão realizadas visitas técnicas, com o objetivo de analisar a situação atual, tendo auxílio de *softwares*, além de Normas Técnicas, especificações, manuais, artigos acadêmicos e princípios básicos que precisam ser acompanhados na execução do projeto.

Será apresentado na figura 12 um fluxograma no qual representará o os processos de execução e elementos, evidenciando a sequência operacional que caracteriza o projeto:

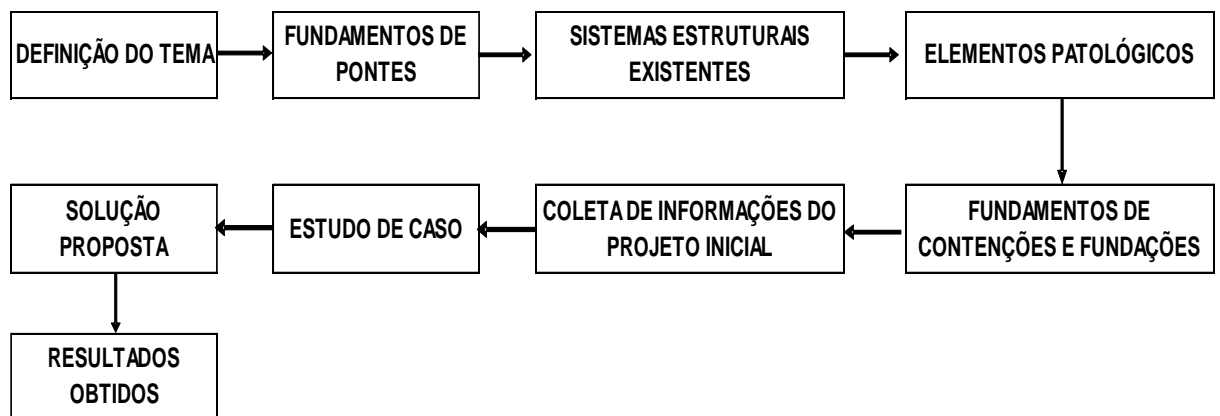


Figura 12: Fluxograma das etapas do projeto

Fonte: Autores (2020)

3.2 Métodos de Pesquisa

O projeto apresenta uma metodologia qualitativa de pesquisa, o qual será realizado por meio de um estudo de caso a verificação do dimensionamento, além de

analisar as patologias existentes. Por meio dessa abordagem, caso necessário, propor uma atualização viável ao longo prazo , para que não venha ocorrer futuros problemas patológicos, proporcionando assim uma melhoria na segurança e no acesso.

3.3 Memória de Cálculo

Em relação à pesquisa qualitativa da ponte Vereadora Ruth Coutinho será feita através de memórias de cálculo disponíveis nos anexos, a qual será dividida em três itens, sendo eles:

- **Anexo A:** Será realizada a verificação da estabilidade da situação atual da ponte, em relação as suas vigas caixão.
- **Anexo B:** Tendo as conclusões referentes ao seu modelo estrutural atual, será apresentado no Anexo B uma situação proposta, buscando melhorias em relação ao atual.
- **Anexo C:** Será proposto o dimensionamento de um muro de contenção em gabiões, com intuito de sanar o problema atual na região de aterro.

4 ESTUDO DE CASO

O presente estudo de caso tem como proposta expor a situação atual da estrutura e os agentes patológicos da ponte Vereadora Ruth Coutinho, localizada no município de Barra Mansa na Avenida Argemiro de Paula Coutinho, situada entre os bairros Barbará e Estamparia, tendo como suas coordenadas georreferenciadas $22^{\circ}32'49,6''$ S de latitude e $44^{\circ}09'35,3''$ W de longitude. A figura 13 demonstra a localização da ponte, fazendo a ligação entre rodovias secundárias, conectando com as localidades citadas e transpondo o Rio Barra mansa, afluente do Rio Paraíba do Sul.

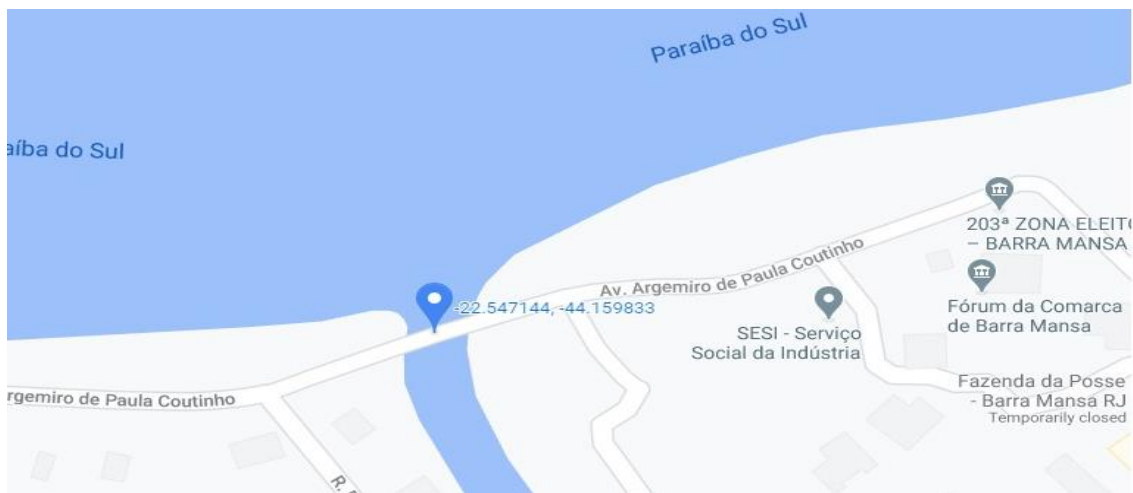


Figura 13: Localização da ponte Vereadora Ruth Coutinho

Fonte: Google Maps, Versão 5.51 (2020)

A elaboração do estudo de caso será dividida em três partes: a primeira, voltada à análise da superestrutura da ponte, analisando o método construtivo, e as características técnicas da mesma. Em seguida serão expostas as características da mesoestrutura, dando ênfase na contenção de aterro de acesso, utilizada para sanar o problema da época de sua concepção/construção. Em seguida, será feita abordagem sobre a infraestrutura, com isso compreende-se melhor a situação atual da fundação adotada.

4.1 Superestrutura da Ponte

A ponte Vereadora Ruth Coutinho tem as seguintes especificações: é uma ponte rodoviária, em relação a sua planimetria é considerada uma ponte horizontal ortogonal, possuindo duas vias com passeio, conforme demonstrado na figura 14, a

qual é uma foto da época de sua inauguração. Ela tem um vão teórico de 27,60 m, por isso classifica-se como uma ponte de pequeno vão, sua faixa de rolamento possui largura de 8,80 m, com duas faixas de passeio com 1,50 m cada. Em conformidade com normas brasileiras em vigor, feita a análise do tabuleiro foi possível constatar que foi feito em concreto armado.



Figura 14: Vista longitudinal da ponte na época da inauguração

Fonte: Acervo da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)

Após uma visita técnica percebeu-se que o modelo estrutural utilizado foi viga Caixaão, conforme mostra a figura 14, podendo ser confirmado pela figura 15, a qual foi obtida atualmente no local da construção.



Figura 15: Vista longitudinal da ponte Vereadora Ruth Coutinho na situação atual

Fonte: Autores (2020)

Ao analisar o corte transversal da ponte, conforme a figura 16, verificou-se o modelo estrutural existente, sendo a superestrutura composta por vigas caixão e duas longarinas. Segundo (Pinho, 2007) as vigas caixão, são vigas metálicas compostas por duas ou mais almas e por uma única mesa inferior, além da mesa superior, podendo formar diversas configurações.

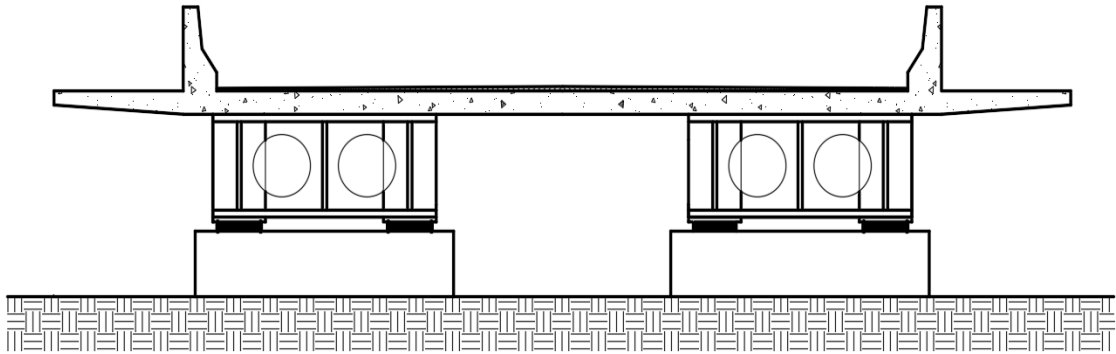


Figura 16: Corte transversal da ponte

Fonte: Autores (2020)

Segundo (Pfeil, 1979) O elemento que suporta as cargas acidentais e as transferem aos apoios laterais ou aos elementos de suspensão, pode-se definir tabuleiro. A posição do tabuleiro pode ser considerada, como: superior, intermediário e inferior. No estudo realizado averiguou-se que o tipo de tabuleiro utilizado foi o superior, como mostra a figura 17

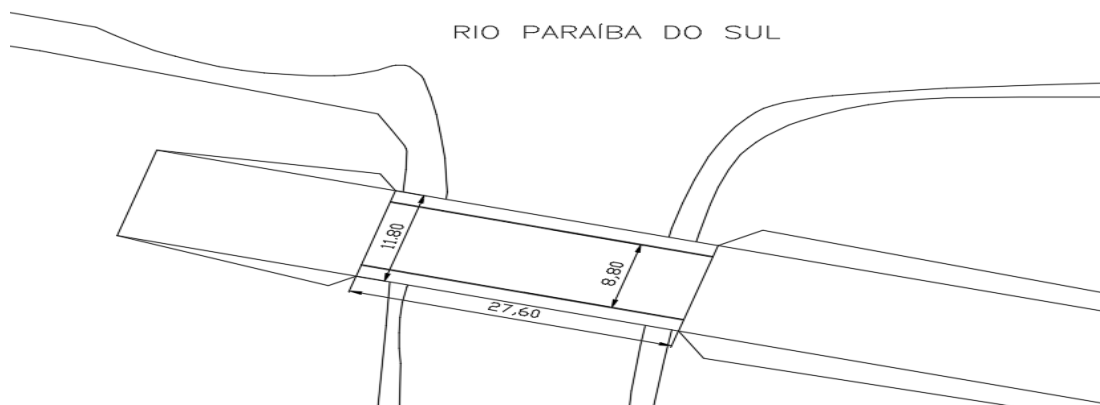


Figura 17: Vista superior do tabuleiro da ponte Vereadora Ruth Coutinho

Fonte: Autores (2020)

A classificação como superior ocorreu pelo tabuleiro da ponte está sobre a mesoestrutura, podendo ser observada pela posição da faixa de rolamento com relação a viga caixão.

4.1.1 Junta de Dilatação no Tabuleiro

Através de visitas técnicas foi possível observar que o tipo de junta adotado na ponte, conforme o DNIT, classifica-se como junta de dilatação aberta, sendo ela a mais usual em OAE's. A ausência ou ineficiência de manutenção pode resultar na instabilidade da estrutura de uma ponte ou viaduto, conforme a figura 18 e 19 é possível perceber um aumento significativo na dilatação da junta da ponte.



Figura 18: Junta de dilatação na ponte Vereadora Ruth Coutinho

Fonte: Autores (2020)

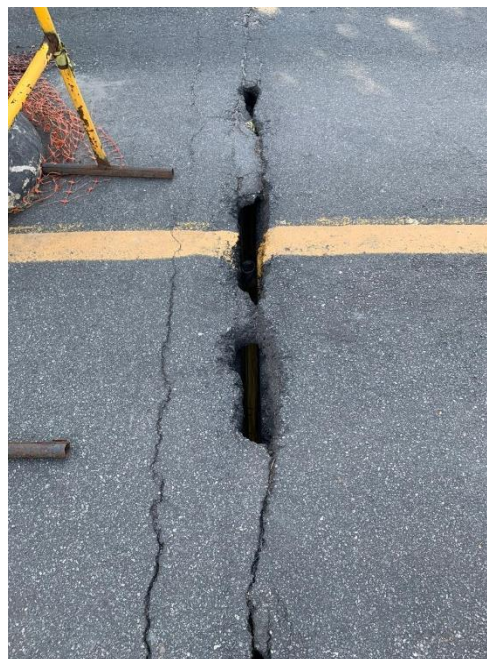


Figura 19: Vista superior da junta de dilatação na ponte

Fonte: Autores (2020)

Devido ao recalque excessivo na fundação, a junta de dilatação da ponte sofreu alterações de forma intensa, impactando diretamente em sua funcionalidade prejudicando e afetando o fluxo nas rodovias secundárias em torno da ponte.

4.2 Mesoestrutura da Ponte

Para a compreensão da mesoestrutura, precisou-se analisar o local de implementação da ponte Vereadora Ruth Coutinho, no qual ocorre uma declividade em relação a pavimentação, sendo assim de grande importância a análise do aterro o qual foi executado no local com a finalidade de aplainar o percurso. A ponte de estudo apresentou patologias ao longo dos anos, logo foi preciso analisar o método construtivo com o objetivo de encontrar a origem dos problemas, obtendo-se fotos da época da construção, compreendendo assim o tipo do solo utilizado no aterro, além da sua forma de execução, sendo exemplificado pela figura 20. Após a execução do aterro foi realizada a contenção com intuito de protegê-lo, como demonstrado na figura 21 foi possível perceber o avanço, já na época de sua construção, quando o encontro acabara de ter sido executado.



Figura 20: Execução do aterro na época da construção

Fonte: Acervo da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)



Figura 21: Construção do encontro

Fonte: Acervo da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)

Em relação ao método construtivo executado conhecido como solo-cimento, conforme a figura 22, cujo objetivo do muro de contenção é proteger a compactação do aterro no encontro da ponte. Através de visitas foi possível perceber o impacto que as ações naturais acabaram fazendo na região e isso acabou afetando a estabilidade da estrutura e, conseqüentemente sua estética construtiva.



Figura 22: Situação atual da contenção

Fonte: Autores (2020)

Conforme a figura 22, pode se observar o poder de destruição de uma cheia, ocasionando diversos fatores que levam a perda de estabilidade da estrutura. Dessa

forma, torna-se importante analisar os projetos e obter informações quanto ao tipo de solo em questão onde será implementada OAE, sendo possível através do relatório de sondagem.

4.3 Infraestrutura da Ponte

Em relação a infraestrutura do objeto de estudo, constatou-se que o método adotado foi de fundação profunda, utilizando as estacas pré-moldadas em concreto armado, percebendo que com o decorrer dos anos juntamente com as ações de eventos naturais acabaram atingindo o estado em que sua infraestrutura se encontra, conforme mostra a figura 23. Toda estrutura de concreto armado tem o intuito de conter os esforços provenientes das cargas acidentais e permanentes, atuantes na mesma.



Figura 23: Situação atual da infraestrutura

Fonte: Autores (2020)

Com a exposição da armadura, causada principalmente pelo rompimento do cobrimento, origina a aceleração do processo de corrosão da ferragem, podendo levar a estrutura ao colapso, se um trabalho efetivo de recuperação não for feito de forma emergencial.

5 ANÁLISE E DISCUSSÕES

Visto os problemas após a realização do estudo de caso, serão discutidas e apresentadas possíveis soluções viáveis, buscando sempre de maneira eficaz extinguir as falhas estruturais e patológicas iminentes.

- Em relação a mesoestrutura: Através de verificações analíticas, seguindo as recomendações das normas em vigor, foi possível analisar que a estabilidade do método construtivo adotado está suportando a carga do fluxo de veículos na situação atual, porém a viga caixão está sofrendo deformações superiores ao que as normas recomenda, conforme foi especificado na memória de cálculo, a solução para esse problema seria se a viga trabalhasse junto ao tabuleiro, fazendo um equilíbrio dos esforços atuantes.
- Em relação a superestrutura : O aterro de acesso e a contenção no decorrer dos anos sofreram com o solapamento, com isso deixou preocupante a estabilidade da região do encontro, em prol de beneficiar o município de Barra Mansa, esta monografia está propondo um estudo de caso, um redimensionamento, como uma solução viável de longo prazo para benefício da população, conforme o anexo A.
- Em relação a infraestrutura: Sofre com o mesmo problema de ações naturais, afetando as estacas próximas ao encontro, para solucionar o problema atual é necessário executar um reforço estrutural, para isso precisa-se fazer o enrocamento, isolando a estrutura para a possível manutenção, seria de grande importância a compactação em torno da fundação, evitando um possível problema em relação à junta de dilatação no tabuleiro.

Os problemas patológicos das pontes ocasionados por ações naturais nas fundações e nos aterros de acesso representam uma pequena parte das deficiências que podem se deparar nas OAE's. Após análises, constatou-se que a estrutura sinalizava existente vulnerabilidade quanto à sua estabilidade dado a ação do solapamento nas fundações e à segurança dos aterros de acesso. Essas análises puderam ser constatadas por meio de visitas técnicas para o desenvolvimento do estudo de caso, elaborando dessa forma um projeto que visa à recuperação da estrutura para obter seu melhor desempenho.

6 CONCLUSÃO

O presente projeto, objetivou verificar o método construtivo e analisar as patologias presentes na ponte Vereadora Ruth Coutinho no município de Barra Mansa – RJ, teve como conclusão, que com o passar dos anos a estabilidade e segurança da ponte foi afetada devido aos problemas descritos, além da ausência de conectores de cisalhamento, o qual foi um dos fatores da elevação na solicitação da estrutura, devido ao aumento do esforço recebido individualmente.

Através de visitas técnicas realizadas, possibilitaram identificar a elevada deformação na junta de dilatação, exposição da armadura e o estado de instabilidade da infraestrutura, patologias causadas pela incidência do solapamento na região do encontro, retirando assim de forma involuntária o aterro, causando a exposição das estacas, portanto, acelerando o processo de degradação do cobrimento das armaduras, além da ocorrência do recalque na fundação, o qual provocou a deformação na superestrutura, sendo perceptível no aumento da espessura da junta de dilatação.

Após a análise e verificação das vigas caixões, conclui-se que suas tensões horizontais (tanto superior quanto inferior), e as tensões no eixo vertical estão dentro do limite das tensões admissíveis, ficando fora do limite apenas a flecha máxima, mas não foi algo que comprometesse a estabilidade da estrutura. Com isso, apresentou-se uma situação proposta, em relação ao seu método construtivo qual seja, o dimensionamento de uma ponte mista, composta de vigas simples de alma cheia, mostrou-se mais leve do que a atual, sendo assim uma alternativa mais econômica, além de dispor de uma manutenção mais simples.

O muro de contenção feito em solo-cimento, com o decorrer dos anos, não conseguiu exercer sua finalidade com êxito, devido as constantes ações externas, além das forças de tombamento da região de encontro, com isso, conclui-se que uma solução viável é a implementação de um muro de contenção feito em gabiões.

O presente trabalho tem como intenção ajudar e contribuir os órgãos públicos do município de Barra Mansa, em encontrar soluções viáveis para neutralizar os presentes problemas patológicos na ponte, a fim de garantir a estabilidade da estrutura e proporcionar segurança à população, bem como alertar aos municípios

quanto à necessidade vital de um programa de manutenção preventiva de suas Obras de Artes Especiais, evitando-se problemas como o constante narrado no estudo de caso e, principalmente evitar evoluções que possam ceifar vidas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, Pedro Henrique Alves. **Estudo para Projeto de Estabilização de uma Encosta do Morro da Glória II, Angra dos Reis – RJ**. 2012. 110 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012. Disponível em: monografias.poli.ufrj.br/. Acesso em: 12 ago. 2020.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O EDIFÍCIO ATÉ A SUA COBERTURA**. 2. ed. São Paulo: Edgar Blucher, 1971.

ARAÚJO, Daniel de Lima. **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, 1999. 154 p. Apostila da disciplina Pontes do curso de Engenharia Civil. Disponível em: <http://www.ufal.edu.br/>. Acesso em: 26 maio 2020.

BARROS, Pérsio Liester de Almeida. **MANUAL TÉCNICO DE OBRAS DE CONTENÇÃO**. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2008. Disponível em: <https://www.maccaferri.com/br/documentos/manual-tecnico/>. Acesso em: 01 ago. 2020.

BAUER, L.A Falcão. **Materiais de construção**: volume 1. 6. ed. São Paulo: Ltc, 2019. 435 p.

BEBER, Paola Costa. **INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO DO BAIRRO DE CAMOBI EM SANTA MARIA – RS A PARTIR DE SONDAgens SPT**. 2020. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

BRASIL. ABNT. **NBR 6120 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 5 p.

BRASIL. ABNT. **NBR 6122 Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1993. 33p.

BRASIL. ABNT. **NBR 7187 Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 11 p.

BRASIL. ABNT. **NBR 7188 Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas, e outras Estruturas**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013. 18 p.

BRASIL. ABNT. **NBR 8800 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008. 237 p.

BRASIL. DNIT. **Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes**. 3. ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviárias, 2006. 278 p.

BRASIL.DNIT.**DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE**. NORMA 092/2006 – **ES**: Juntas de dilatação – Especificação de Serviço. 1 ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006. 07 p. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/>. Acesso em: 13 ago. 2020.

BRASIL.DNIT.**DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE**. NORMA: Pontes e viadutos rodoviários – Fundação e especificação de Serviço. 1 ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2009. 14 p. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/>. Acesso em: 13 ago. 2020.

CALIL JÚNIOR, Carlito et al. **MANUAL DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE PONTES DE MADEIRA**. São Paulo: Fundação de Amparo À Pesquisa do Estado de São Paulo, 2006. 237 p.

CAVALCANTI, Paulo de Sá Pereira et al. **TRENS TIPOS DE PROJETO**. Sorocaba: Facens- Faculdade de Engenharia de Sorocaba, 2004. 14 p. Notas de aula de pontes.

CARVALHO, Paolla Moraes de. **PROJETO DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM ESTACA HÉLICE ÔMEGA E COMPARAÇÃO DE CUSTOS COM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA**. 2013. 73 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – Uenf, Campos dos Goytacazes, 2013.

CORSINI, Rodnei. **Definições de trincas e fissuras**. São Paulo: Revista Técnica, 2010. Edição 160. Disponível em: techne.pini.com.br. Acesso em: 26 maio 2020.

DEBS, Mounir Khalil El; TAKEYA, Toshiaki. **Notas de aula: introdução as pontes de concreto armado**. São Paulo: Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade de São Paulo, 2007. 221 p. Disponível em: www.feb.unesp.br. Acesso em: 20 maio 2020.

FORTE, Luiz Antonio. **Dimensionamento e análise de diferentes propostas de longarinas para pontes de concreto armado**. 2014. 101 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2014. Cap. 1. Disponível em: www.ufsc.br. Acesso em: 27 maio 2020.

GEOESP (Brasil). Geotecnia e Fundações (org.). **O valor de uma sondagem**. 2018. Disponível em: www.geoesp.com.br. Acesso em: 27 maio 2020.

GUSMÃO FILHO, Jaime de Azevedo. **FUNDAÇÕES DE PONTES HIDRÁULICA E GEOTÉCNICA**. 2. ed. Recife: Editora Universitária Ufpe, 2008. 323 p.

HELENE, Paulo. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1992. 218 p.

JESUS, Nerivaldo Nestor de. **Engenharia pro bono: estudo hidrológico do projeto executivo de uma ponte em Paço do Lumiar- MA**: IX congresso brasileiro de pontes e estruturas. 2016. 10 f. Artigo científico - Curso de Engenharia Civil, Unidade de Ensino Superior Dom Bosco-, Rio de Janeiro, 2016.

LANER, Felice José. **Manifestações patológicas nos viadutos, pontes e passarelas do município de porto alegre**. 201. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001. Cap. 2. Disponível em: www.lume.ufrgs.br. Acesso em: 27 maio 2020.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Blucher, 2008. 246 p. Reimpressão em 2009.

MEHTA, P.kumar et al. **CONCRETO: MICROESTRUTURA, PROPRIEDADES E MATERIAIS**. 2. ed. São Paulo: Ibracon, 2014. 751 p.

PASSOS, Paulo Sérgio Oliveira (Brasil). Ministério dos Transportes. **MANUAL DE RECUPERAÇÃO DE PONTES E VIADUTOS RODOVIÁRIOS**. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2010. 161 p.

PFEIL, Walter (ed.). **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.a, 1979. 627 p.

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, MAURO PINHO. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2 edição. Rio de Janeiro: CBCA, 2008. 560p.

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. **Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007. 138 p.

SENA, Leonardo. **ESTUDO DE CASO SOBRE PROJETO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS E POR ESTACAS**. 2016. 119 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016. Disponível em: positorio.ufsc.br. Acesso em: 13 ago. 2020.

SPERNAU, Wilson. **Notas de aula de pontes**. Florianópolis: Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade de Santa Catarina, 2013. 140 p. Disponível em: www.ufscar.br. Acesso em: 20 maio 2020.

THOMAS, Eduardo Christo Silveira. **Concreto Protendido Pontes: Tabuleiro Celular**. Rio de Janeiro: IME- Instituto Militar de Engenharia, 2002. 42 p. Notas de aula da disciplina de concreto protendido do curso de Engenharia Civil.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Vitorias, Conservação e Gestão de Pontes e Viadutos de Concreto**. Recife: Anais do 48º Congresso Brasileiro do Concreto, 2006. 16 p.

VITÓRIO, Afonso et al. **FUNDAMENTOS DA PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS NAS PERÍCIAS DE ENGENHARIA**. Recife: Instituto Pernambucano de Avaliações e Perícias de Engenharia, 2003. 58 p.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **FUNDAMENTOS DA EROÇÃO NAS FUNDAÇÕES DE PONTES E NOS ATERROS DE ACESSO**. 2015. 43 f. Monografia

(Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica de Pernambuco
Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Recife, 2015.

VERLEY, Rogério Calazans. et al. **Classificação de Danos e Avaliação da Deterioração de Estruturas de Concreto**. Brasília: Faculdade de Tecnologia, 2015.
103 p. Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil.

ANEXOS

A- Análise e verificação da estrutura na situação atual

Serão apresentadas análises e verificações teóricas da estrutura na situação atual, com um vão simples de 27,60 m, tendo duas vigas soldadas de alma cheia. Cada viga caixão tem 2,59 m de largura e 1,10 m de altura, suportando um tabuleiro de 11,8 m de largura. A laje de concreto possui uma espessura de 25 cm, já a seção transversal da ponte está conforme o projeto, demonstrado na figura 24, com o intuito de avaliar a estabilidade estrutural da ponte Vereadora Ruth Coutinho, levando em considerações as cargas prescritas por norma.

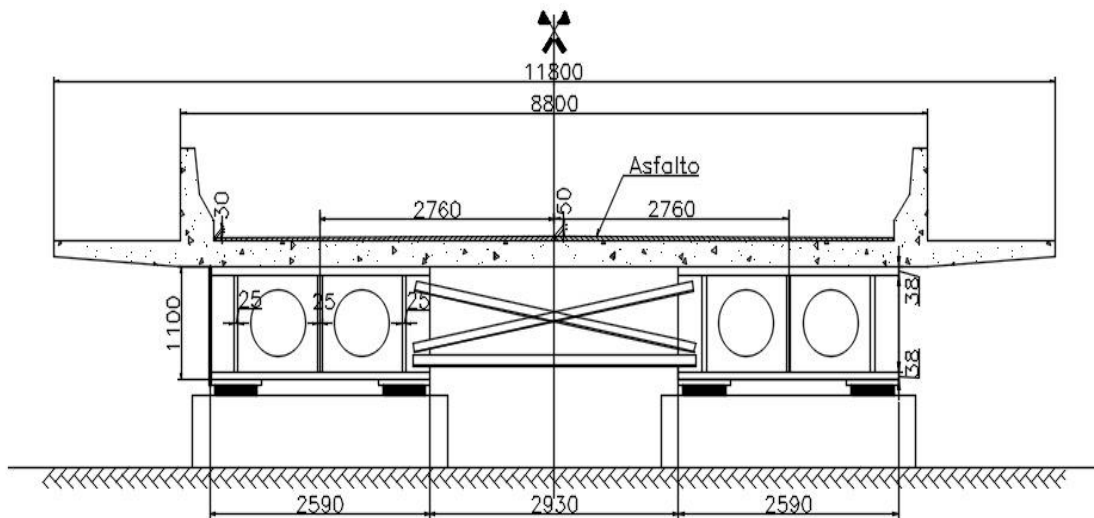


Figura 24: Corte transversal da ponte Vereadora Ruth Coutinho

Fonte: Acervo da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)

A seguir será listado os dados fundamentais de projeto conforme a tabela 1, para a verificação de sua estabilidade, informações quais se encontram no projeto atual.

Tabela 1: Dados complementares retirados do projeto de executivo da obra

Dados Complementares	
Aço das vigas soldadas	ASTM 36
Concreto da laje	Fck = 25 Mpa
Número de longarinas	nl = 2,0
Distância entre as vigas	b = 5,50 m
Espessura média do revestimento asfáltico	Tr = 5,0 cm

Fonte: Adaptado, Arquivo pessoal da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)

- **Cargas atuantes:**

Segundo Pinho (2007) as cargas são forças atuantes na estrutura, as quais são dimensionadas através de trens-tipos, além do peso próprio da construção, o êxito em seu dimensionamento é fundamental para a estabilidade do projeto, pois o cálculo da infraestrutura, superestrutura e mesoestrutura são totalmente dependentes das cargas incidentes.

- **Carga permanente:**

Segundo a ABNT- NBR 6120 (1980, p.1) “[...] é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes”. Na composição das cargas permanentes no projeto de uma ponte temos sobrecargas fixas, tais como: laje de concreto, estrutura de aço, pavimentação, guarda- corpo.

- **Vão teórico de cálculo:**

Segundo Pinho (2007), o vão teórico de cálculo é a distância de centro a centro de apoio, descontando do vão total uma distância de 20 cm em cada extremidade para acomodar os aparelhos de apoio, conforme a equação 1.0.

$$L = V - 2. (0,20) \quad (1.0)$$

$$L = 27,60 - 2. (0,20)=27,20 \text{ m}$$

- **Carga na laje de concreto:**

Para a determinação da carga atuante na laje de concreto conforme a equação 1.1 , coletamos do projeto mostrado na figura 24 a espessura da laje e o número de longarinas. O peso específico do concreto armado é baseado pela ABNT- NBR 6120.

$$Q1(\text{Laje}) = tc. \frac{b}{2}. \gamma C.A \quad (1.1)$$

$$Q1(\text{Laje})= 0,25. \frac{11,80}{2}. 25=36,9 \text{ KN/m}$$

- **Peso da estrutura metálica:**

Segundo Pinho (2007), o peso próprio das estruturas de aço varia com o vão livre, tipo de estrutura e classe de carga, no entanto como iremos verificar a situação atual da estrutura o peso é de 400 kgf/m².

- **Carga nas vigas de aço:**

Para encontrarmos a carga permanente na viga de aço, levamos em consideração o peso da estrutura e as longarinas que temos na estrutura conforme equação 1.2. Após a encontrada a carga na viga de aço, pegamos a carga da laje do concreto e somamos com a do aço conforme a equação 1.3.

$$Q2(\text{aço}) = (\text{estrutura}) \cdot \frac{b}{2} \quad (1.2)$$

$$Q2(\text{aço}) = (3,9) \cdot \frac{11,80}{2} = 23,10 \text{ KN/m}$$

$$CP1 = Q1 + Q2 \quad (1.3)$$

$$CP1 = 36,90 + 23,10 = 60,00 \text{ KN/}$$

- **Guarda corpo:**

Para o dimensionamento da carga do guarda corpo de concreto, precisou-se das dimensões adotadas no projeto conforme figura 25, para encontrarmos a área do guarda corpo conforme equações 1.4 à 1.6, com isso foi possível encontrar a carga total da seção através da equação 1.7 Após a carga total conseguimos dimensionar a carga permanente do guarda corpo.

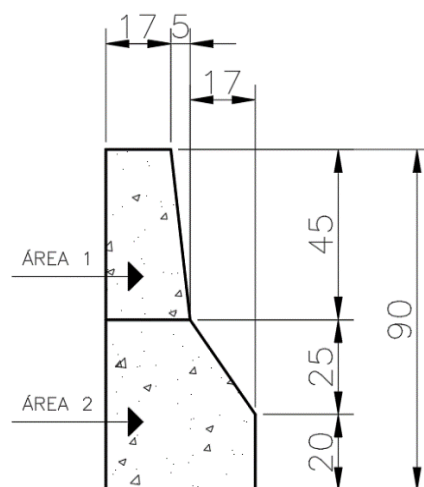


Figura 25: Corte transversal do guarda corpo

Fonte: Adaptado, acervo da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)

$$\text{Área 1} = 0,22 \cdot 0,45 = 0,099 \text{ m}^2 - \left(\frac{0,05 \cdot 0,45}{2} \right) = 0,08 \text{ m}^2 \quad (1.4)$$

$$\text{Área 2} = 0,39 \cdot 0,45 = 0,1755 \text{ m}^2 - \left(\frac{0,17 \cdot 0,25}{2} \right) = 0,15 \text{ m}^2 \quad (1.5)$$

$$\text{Área total} = \text{Área 1} + \text{Área 2} = 0,08 + 0,15 = 0,23 \text{ m}^2 \quad (1.6)$$

$$Q3 = \text{Área total} \cdot \gamma_{C.A} \quad (1.7)$$

$$Q3 = 0,23 \cdot (25,00) = 5,75 \text{ KN/m}$$

- **Revestimento asfáltico:**

Para a determinação do revestimento asfáltico pegamos a espessura média do revestimento retirado do projeto, a medida do tabuleiro e o peso específico do concreto asfáltico baseado pela ABNT- NBR 6120 conforme a equação 1.8, com isso somamos a carga do asfalto com o guarda corpo conforme a equação 1.9.

$$Q4(\text{revestimento asfáltico}) = tr.(bp-2.0,4) \cdot \gamma_{\text{revestimentoasfáltico}} \quad (1.8)$$

$$Q4 (\text{revestimento asfáltico}) = (0,05 \cdot (8,8-2,0,4) \cdot (18)) = 3,60 \text{ KN/m}$$

$$CP2 = Q3 + Q4 \quad (1.9)$$

$$CP2 = 5,80 + 3,60 = 9,40 \text{ KN/M}$$

- **Carga móvel:**

Segundo pinho (2007), as cargas moveis de cálculo, fixadas nas normas em vigor, não coincidem com as cargas reais que circulam nas estradas. Nas pontes rodoviárias, as cargas rodoviárias de cálculo e obtido através da ABNT- NBR 7188.

- **Trem tipo:**

A carga móvel rodoviária é constituída pelo trem-tipo TB-450, o qual obtém um veículo tipo de 450 KN, tendo ele seis rodas, cada uma com uma carga $P = 75 \text{ KN}$, possuindo três eixos com 1,5 m de afastando entre eles, ocupando uma área de 18,0 m², tendo ainda uma carga $p = 5 \text{ KN/m}^2$ em seu entorno, sendo ele exemplificado pela figura 26 (ABNT- NBR 7188, 2013).

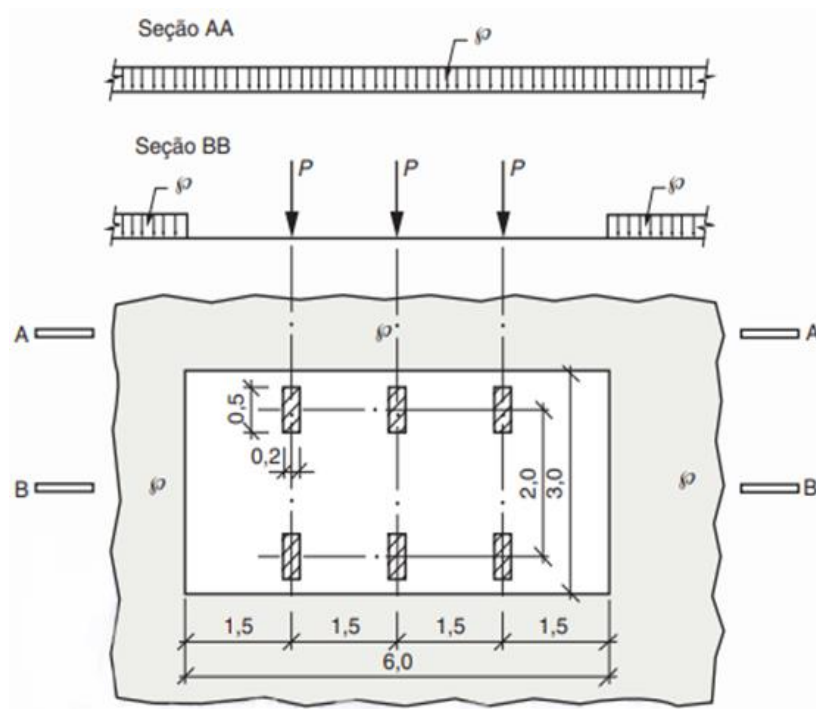


Figura 26: Trem-tipo

Fonte: ABNT-NBR7188 (2013,p.4)

- **Cargas atuantes na estrutura:**

Será apresentado a seguir o dimensionamento das cargas atuantes no passeio pelas equações 1.10 à 1.13 e as cargas atuantes sobre as vigas caixão levando em consideração o trem-tipo estabelecido, sendo definidas pelas equações 1.14 e 1.15 .

$$p_a = \frac{B - b_p}{2} \cdot 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = \frac{11,8 - 8,8}{2} \cdot 5 = 7,5 \text{ KN/m} \quad (1.10)$$

$$e_x = 0,4 \text{ m} + 1,5 - \frac{b_p - b}{2} \quad (1.11)$$

$$e_x = 0,4 + 1,5 - \frac{8,8 - 5,52}{2} = 0,26 \text{ m}$$

$$q_a = \frac{p(b - e_x - 1,5)^2}{2b} \quad (1.12)$$

$$q_a = \frac{5(5,52 - 0,26 - 1,5)^2}{2(5,52)} = 6,4 \text{ KN/m}$$

$$q_b = p \cdot 3 \frac{(b - e_x)}{b} \quad (1.13)$$

$$q_b = 5,3 \frac{(5,52 - 0,26)}{5,52} = 14,30 \text{ KN/m}$$

$$p_e = \frac{TT}{3} \cdot \frac{(b - ex)}{b} = \frac{450}{3} \cdot \frac{(5,52 - 0,26)}{5,52} = 143 \text{ KN} \quad (1.14)$$

$$q_{me} = q_a + q_b = 6,4 + 14,3 = 20,7 \text{ KN/m} \quad (1.15)$$

- **Coefficiente de impacto vertical:**

Segundo a ABNT-NBR 7187 (2003), o coeficiente de impacto tem a função de amplificar a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. É permitido, no entanto, majorar as cargas móveis e estáticas, através de sua multiplicação pelos coeficientes. No caso desse estudo se refere aos elementos estruturais de obras rodoviárias e com isso definimos o coeficiente de impacto pela equação 1.16.

$$I = 1,4 - 0,007 \cdot L \quad (1.16)$$

$$I = 1,4 - 0,007 \cdot 27,6 = 1,21$$

- **Cargas atuantes no trem tipo:**

As resultantes das cargas são dispostas pelo somatório das cargas pontuais (P_m), presente na equação 1.17 e 1.19, e o somatório das cargas distribuídas (q_m), disposta na equação 1.18. O carregamento do trem-tipo está demonstrado na figura 27.

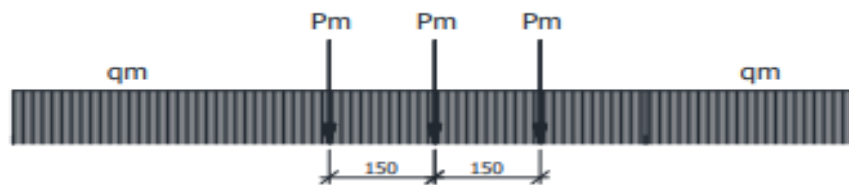


Figura 27: Esquema de cargas atuantes na estrutura

Fonte: Pinho (2007,p.97)

$$P_{me} = p_e - \left(q_b \cdot \frac{6}{3} \right) = 143 - \left(14,3 \cdot \frac{6}{3} \right) = 114 \text{ KN} \quad (1.17)$$

$$q_m = q_{me} \cdot I + p_a = 20,7 \cdot 1,21 + 7,5 = 32,5 \text{ KN/m} \quad (1.18)$$

$$P_m = P_{me} \cdot l = 114 \cdot 1,21 = 138 \text{ KN/m} \quad (1.19)$$

- **Esforços atuante na estrutura:**

O momento máximo na viga é caracterizado pela incidência do cortante nulo na mesma localidade. É de extrema importância calcular o momento máximo nas seções 1,2 e 3, para poder utilizar o valor encontrado nestas situações, considerada a de pior hipótese para seu dimensionamento. A viga foi segmentada em seções, como demonstrado na figura 28, feito isso foi calculado os momentos conforme as tabelas 2 e 3, dispostas as fórmulas para cálculo de momento máximo nas seções, assim como o cortante máximo .

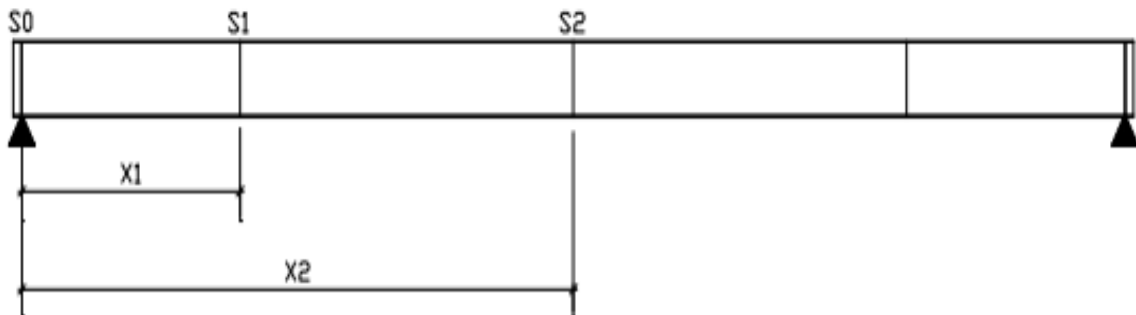


Figura 28: Esquema das seções atuantes na estrutura
Fonte: Pinho (2007,p.98)

Tabela 2: Formulário para cálculo dos momentos

Formulário para cálculo do momento máximo nas seções
$M_{cp1} = CP1 \cdot x/2 \cdot (L-x)$
$M_{cp2} = CP2 \cdot x/2 \cdot (L-x)$
$ma(x) = se (x = 0m, 0 \cdot tf, P_m \cdot x/L \cdot (3L - 3x - 1,5 \cdot L/x))$
$mb(x) = 3 \cdot P_m \cdot x/L \cdot (L - x - 1,5)$
$mc(x) = q_m \cdot x/2 \cdot (L - x)$
$M_{cm}(x) = se mb(x) \geq ma(x), mc(x) + mb(x), se x \leq 1,5, mc(x) + mb(x), mc(x) + mb(x) + ma(x)$

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.98)

Tabela 3: Formulário para cálculo dos cortantes

Formulário para cálculo do cortante máximo nas seções
$Q_{cp}(x) = (CP1 + CP2) \cdot (L/2 - x)$
$Q_{cm}(x) = (q_m \cdot ((L - x)/2 \cdot (1 - x/L)) + ((3 \cdot P_m)/L \cdot (L - x - 1,5))$

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.98)

Após a aplicação das tabelas 2 e 3, foi possível montar a tabela 04 com os resultados dos momentos e cortantes obtidos nas seções conforme figura 28.

Tabela 4: Envoltória de esforços nas seções

Envoltória de esforços para cada seção da viga		
Seção S0	Seção S1	Seção S2
X0 = 0	$X1 = ((L-11,9))/2$	$X2 = L/2$
	X1 = 765 cm	X2 = 1360 cm
Mcp1(X0) = 0 KNcm	Mcp1(X1) = 448.672 KNcm	Mcp1(X2) = 554.880 KNcm
Mcp2(X0) = 0 KNcm	Mcp2(X1) = 70.292 KNcm	Mcp2(X2) = 86.931 KNcm
Mcm(X0) = 0 KN cm	Mcm(X1) = 470.490 KN cm	Mcm(X2) = 581.769 KN cm
Qcp(X0) = 943,4 KN	Qcp(X1) = 413KN	Qcp(X2) = 0 KN
Qcm(X0) = 834,55 KN	Qcm(X1) = 504 KN	Qcm(X2) = 295 KN

Fonte: Autores (2020)

- **Propriedades das seções:**

Em relação ao perfil utilizado na ponte de estudo, precisa-se encontrar alguns dados importantes para dimensionarmos as forças e resistências atuantes dados quais são fundamentais para o dimensionamento da altura da alma, a área do perfil e peso conforme demonstra as equações 1.20 à 1.22, após a coleta de dados do projeto foi possível realizar o detalhamento do perfil conforme figura 29.

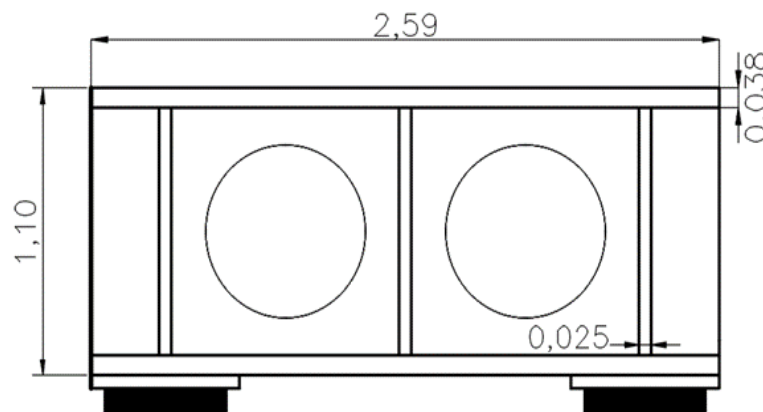


Figura 29: Corte do apoio na ponte Vereadora Ruth Coutinho

Fonte: Autores (2020)

$$h = d - 2tf \quad (1.20)$$

$$h = 110 - 2(3,8) = 102,4 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = (h \cdot tw + lv \cdot tf) \cdot 2 \quad (1.21)$$

$$\text{Área} = (102,4 - 3,75 + 259 \cdot 3,8) \cdot 2 = 2.736 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = \text{Área} \cdot \text{vão} \quad (1.22)$$

$$\text{Peso} = 2736 \cdot 0,785 = 2148 \text{ kgf/m}$$

Segundo Pinho (2008) A inércia I_x é diretamente ligada com as tensões e deformações as quais são induzidas através da flexão na viga caixão (modelo utilizado neste estudo de caso), portanto, em conjunto com as propriedades do material, determina-se a resistência da viga de aço sob flexão, conforme demonstrado na equação 1.23.

$$I_x = \frac{h^3 \cdot tw}{6} + \frac{(d^3 - h^3) \cdot lv}{12} \quad (1.23)$$

$$I_x = \frac{102,3^3 \cdot 3,75}{6} + \frac{(110^3 - 102,4^3) \cdot 259}{12} = 622.3578 \text{ cm}^4$$

Segundo Pinho (2008) O módulo de Resistência elástico W_x , representa a resistência da seção desta viga caixão quando exposta ao esforço de flexão, sendo calculado por meio da equação 1.24.

$$W_x = \frac{I_x \cdot 2}{d} \quad (1.24)$$

$$W_x = \frac{6223578 \cdot 2}{110} = 113.156 \text{ cm}^3$$

Se agrupar uma pequena área da seção em uma curta faixa, paralela ao eixo x , tendo o mesmo momento de inércia I_x , a distância do eixo x até essa faixa, é denominada raio de giração, o qual é representado por R_x e está disposto na equação 1.25.

$$R_x = \sqrt{I_x / \text{Área}} \quad (1.25)$$

$$R_x = \sqrt{6223578 / 2736} = 47,69 \text{ cm}$$

- **Tensões máximas e admissíveis:**

As tensões admissíveis na viga servem como um parâmetro para as tensões atuantes na estrutura, sendo assim, tem-se que calcular as tensões máximas,

conforme as equações 1.26 e 1.27, e compará-las com as admissíveis, dispostas pelas equações 1.28 e 1.29. Segundo Pfeil (2008, p.36), “O dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante σ em cada seção é inferior a uma tensão resistente”.

$$F_b = 0,55 \cdot F_y \quad (1.26)$$

$$F_b = 0,55 \cdot 25 = 13,75 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_v = 0,33 \cdot F_y \quad (1.27)$$

$$F_v = 0,33 \cdot 25 = 8,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_{cp1}(x_2) + M_{cp2}(x_2) + M_{cm}(x_2)}{W_x} \quad (1.28)$$

$$f_b = \frac{554880 + 86931 + 581769}{113156} = 10,8 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < F_b \quad \text{Ok.}$$

$$f_v = \frac{Q_{cp}(x_1) + Q_{cm}(x_1)}{(h \cdot t_w \cdot 2)} \quad (1.29)$$

$$f_v = \frac{413 + 504}{(102,4 \cdot 3,75 \cdot 2)} = 1,19 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < F_v \quad \text{Ok.}$$

- **Verificação da flecha:**

Será verificado a seguir através das equações 1.30 à 1.32 a flecha máxima da viga, sabendo assim o quanto a viga irá deformar, conforme as forças atuantes na estrutura. Será colocado o trem-tipo no centro do vão, o qual é estipulado pela ABNT-NBR 7188, sendo essa a localização mais desfavorável, assim encontraremos o maior momento fletor na ponte, portando, encontrando a maior deformação possível, a qual deve ser comparada com a deformação permitida que é o vão/800, isso porque a ponte possui faixas de passeio, caso contrário seria adotado como deformação máxima o vão/1000.

Para encontrarmos a flecha máxima, precisa-se o módulo de elasticidade do aço, valor encontrado na ABNT-NBR 8800, sendo um valor tabelado 20500 KN/cm^2 .

$$\text{Devido à CP1} \rightarrow \Delta 1 = \frac{(CP1 \cdot X2)}{(24 \cdot Ea \cdot Ix)} \cdot (L^3 - 2L \cdot (X2)^2 + (X2)^3) \quad (1.30)$$

Devido à CP1

$$\Delta 1 = \frac{(0,6 \cdot 1360)}{(24 \cdot 20500 \cdot 6223578)} \cdot (2720^3 - 2 \cdot 2720 \cdot (1360)^2 + (1360)^3)$$

$$\Delta 1 = 3,35 \text{ cm}$$

$$\text{Devido à CP2} \rightarrow \Delta 2 = \frac{(CP2 \cdot X2)}{(24 \cdot Ea \cdot Ix)} \cdot (L^3 - 2L \cdot (X2)^2 + (X2)^3) \quad (1.31)$$

Devido à CP2

$$\Delta 2 = \frac{(0,094 \cdot 1360)}{(24 \cdot 20500 \cdot 6223578)} \cdot (2720^3 - 2 \cdot 2720 \cdot (1360)^2 + (1360)^3)$$

$$\Delta 2 = 0,52 \text{ cm}$$

$$\Delta m = \frac{[(5 \cdot qm \cdot \frac{L^4}{8} + Pm \cdot L^3 + Pm \cdot (L - 3m)][(3 \cdot L^2 - (L - 3m)^2)]}{(48 \cdot Ea \cdot Ix)} \quad (1.32)$$

$$\Delta m =$$

$$\frac{[(5 \cdot 0,325 \cdot \frac{2720^4}{8} + 138 \cdot 2720^3 + 138 \cdot (2720 - 300)][(3 \cdot 2720^2 - (2720 - 300)^2)]}{(48 \cdot 20500 \cdot 6223578)}$$

$$\Delta m = 3,16 \text{ cm}$$

$$\Delta = \Delta 1 + \Delta 2 + \Delta m \quad (1.33)$$

$$\Delta = 3,35 + 0,52 + 3,16 = 7,03 \text{ cm} > \Delta_{adm} = \frac{L}{800} \rightarrow \frac{2720}{800} = 3,4 \text{ cm}$$

$$\Delta = 7,03 \text{ cm} > \Delta_{adm} = 3,4$$

Como verificado na equação 1.33, a deformação máxima na viga foi maior do que a deformação admissível, com isso admite-se que a flecha máxima a qual a estrutura poderá ser submetida será maior do que a permitida, mesmo o limite tendo sido ultrapassado não afetará de forma significativa a estabilidade da estrutura.

B- Solução proposta em relação a estrutura

Esta situação proposta é o dimensionamento de uma ponte rodoviária de eixo reto e vão simples de 27,6 m tendo vigas soldadas de alma cheia em seção mista. A seção transversal da ponte contém 4 vigas espaçadas de 3,0 m e balanços de 1,4 m formando um tabuleiro de 11,8m de largura. A laje de concreto tem espessura de 25 cm. A seção transversal da ponte é representada pela figura abaixo.

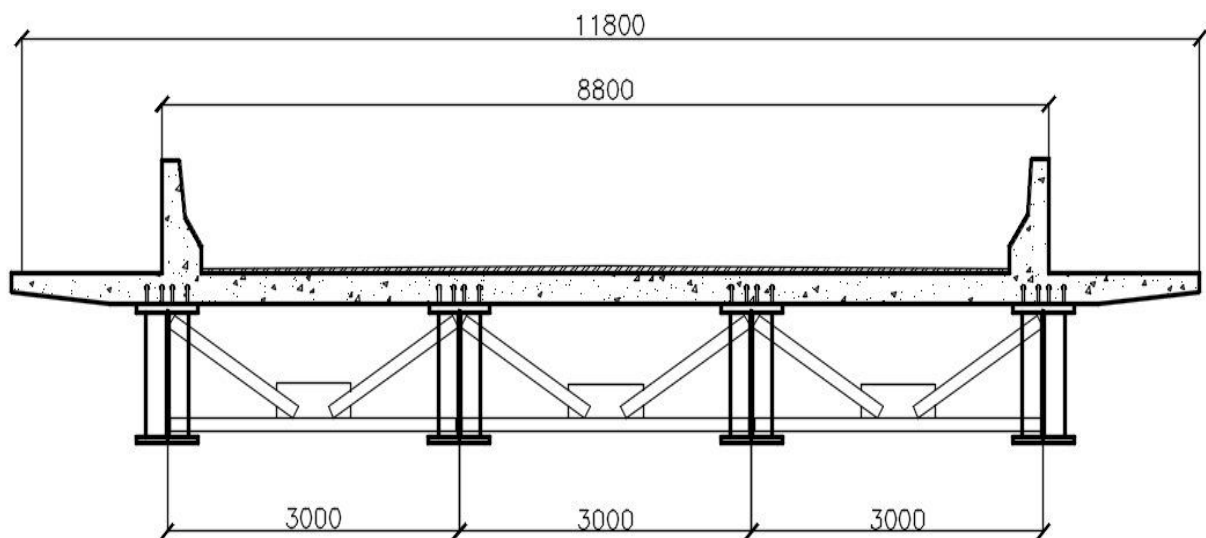


Figura 30: Corte transversal da solução proposta

Fonte: Adaptado, Pinho (2007,p.92)

Os dados do projeto estrutural proposto para a ponte Vereadora Ruth Coutinho estão dispostos na tabela 5, a precisão deles são de suma importância para o dimensionamento adequado de sua estrutura.

Tabela 5: Principais dados do projeto

Principais dados do projeto da ponte	
Vão =	27,6 m
B =	11,8 m
b =	3,0 m
tc =	25 cm
tr =	5 cm
Fy =	30 KN/cm ²
Fu =	40 KN/cm ²
fck =	25 Mpa = 2,5 KN/cm ²

Fonte: Adaptado, arquivo pessoal da Arquiteta Dilene Corrêa Jordão Reis (2003)

- **Cargas atuantes:**

A tabela 6 apresenta as cargas atuantes na estrutura anterior à cura do concreto, já na tabela 7 estão dispostas as cargas posteriores à cura, as cargas móveis são dependentes da estipulação pela ABNT-NBR 7188, e as cargas permanentes que dependem do peso dos componentes da estrutura, como exemplo peso da laje de concreto e guarda-roda.

Tabela 6: Cargas atuantes anterior à cura do concreto

Estrutura	Carga permanente anterior à cura do concreto da laje - CP1	
Laje de concreto	$q_1 = t_c \cdot B/4 \cdot 25$	18,4 KN/m
Escoramento	Valor estipulado pelos autores	0,2 KN/m²
Vigas de aço	$q_2 = (\text{estru} + \text{esco}) \cdot B/4$	6,9 KN/m²
Total	$CP1 = q_1 + q_2$	25,4 KN/m

Fonte: Adaptado, Pinho (2007,p.94)

Tabela 7: Cargas atuantes posterior à cura do concreto

Estrutura	Carga permanente posterior à cura do concreto da laje - CP2	
Guarda-roda	$q_3 = [(0,23 \cdot 25) \cdot 2/4]$	2,9 KN/m
Revestimento asfáltico	$q_4 = [\text{tr} \cdot (B - 2 \cdot 0,4) \cdot 18] \cdot 1/4$	2,5 KN/m
Total	$CP2 = q_3 + q_4$	5,4 KN/m

Fonte: Adaptado, Pinho (2007,p.94)

Em relação ao coeficiente de impacto vertical segundo a ABNT-NBR 7187, é de 1,21 conforme foi exposto na verificação da estrutura.

- **Esforços atuantes na estrutura :**

Segundo a ABNT-NBR 7188 as cargas atuantes nas vigas segundo o trem-tipo 45 o qual possui uma carga TT = 450 KN e p = 5 KN/m², e as propriedades das vigas estão localizados nas tabelas 8 a 12. As figuras 31 e 32 exemplificam a disposição do trem-tipo sobre a seção transversal da situação proposta.

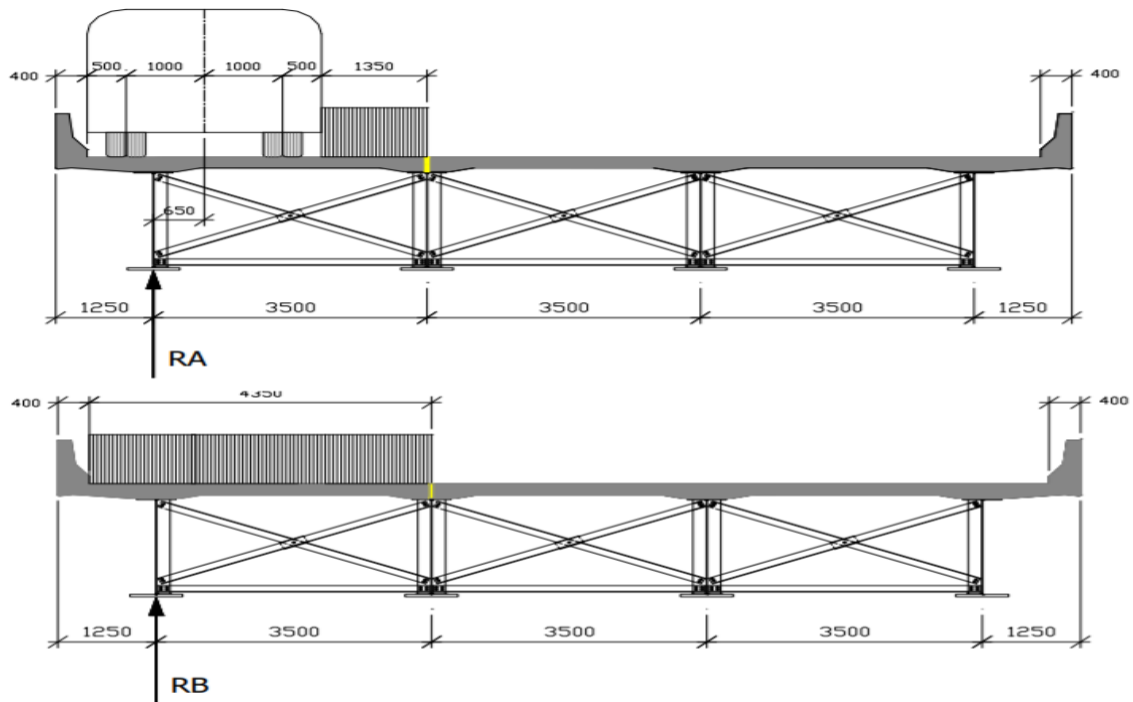


Figura 31: Corte transversal das vigas externas

Fonte: Pinho (2007,p.95)

Tabela 8: Propriedades das vigas externas

Propriedades das Vigas externas (RA e RB)	
$ex = 0,4m + 1,5m - (B - 3 \cdot b) / 2$	0,5 m
$qa = (pa(b - ex - 1,5)^2) / (2b)$	0,83 KN/m
$qb = pa \cdot 3m \cdot ((b - ex)) / (b)$	12,5 KN/m
$Pe = TT / 3 \cdot ((b - ex)) / b$	125 KN

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.95)

Tabela 9: Propriedades do trem tipo sobre as vigas externas

Trem-Tipo sobre as vigas externas	
$qme = qa + qb$	13,3 KN/m
$Pme = Pe - qb \cdot (6/3)$	100 KN

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.95)

Tabela 10: Propriedades do trem tipo sobre as vigas internas

Trem-tipo sobre as vigas internas	
$qmi = p \cdot 3 \cdot fdist$	13,4 KN/m
$Pmi = ((TT/3) \cdot fdist - qmi \cdot (6/3))$	107 KN

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.95)

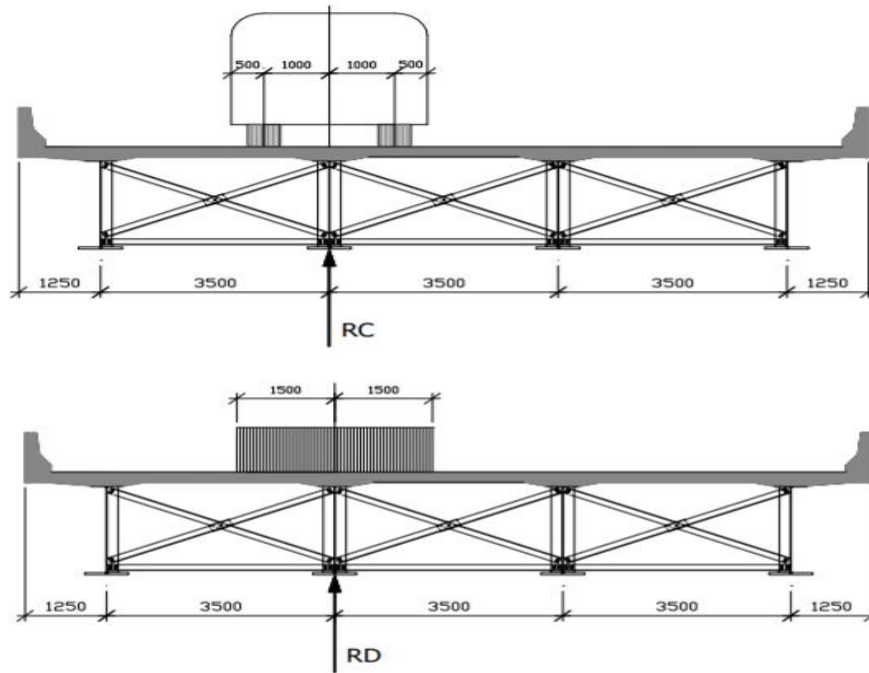


Figura 32: Corte transversal das vigas internas

Fonte: Pinho (2007,p.96)

Tabela 11: Propriedades das vigas internas

Propriedades das Vigas internas (RC e RD)	
$f_{dist} = (b/1,676/2)$	0,89

Fonte: Pinho (2007,p.96)

Tabela 12: Cargas atuantes com o coeficiente de impacto vertical

Trem-tipo final com impacto		
Carga distribuída com impacto(kN/m)	se $(P_{mi} \cdot 3 + q_{mi} \cdot L > P_{me} \cdot 3 + q_{me} \cdot L, q_{mi} \cdot l_{m} q_{me} \cdot l)$	16,2
Carga concentrada com impacto (kN)	se $(P_{mi} \cdot 3 + q_{mi} \cdot L > P_{me} \cdot 3 + q_{me} \cdot L, P_{mi} \cdot l_{m} P_{me} \cdot l)$	130

Fonte: Pinho (2007,p.96)

- **Esforços máximos nas seções da viga:**

Será apresentado na tabela 15 os momentos e cortantes nas seções S0, S1, S2 representados na figura 28 do anexo A, a partir disso temos o formulário presente nas tabelas 13 e 14 os quais são fundamentais para determinação do máximo esforço solicitante na estrutura, o qual deverá ser levado em consideração para o desenvolvimento de sua verificação. O carregamento do trem-tipo para elaboração da envoltória é de modo que a condição seja a pior possível para a estrutura, sendo assim dimensionada para o caso mais desfavorável. As reações nas emendas estão listadas na tabela 16.

Tabela 13: Formulário para o dimensionamento dos momentos

Formulário para cálculo do momento máximo nas seções
$M_{cp1} = CP1 \cdot x/2 \cdot (L-x)$
$M_{cp2} = CP2 \cdot x/2 \cdot (L-x)$
$m_a(x) = se (x = 0m, 0 \leq x < 1,5, P_m \cdot x/L \cdot (3L - 3x - 1,5 \cdot L/x))$
$m_b(x) = 3 \cdot P_m \cdot x/L \cdot (L - x - 1,5)$
$m_c(x) = q_m \cdot x/2 \cdot (L - x)$
$M_{cm}(x) = se m_b(x) \geq m_a(x), m_c(x) + m_b(x), se x \leq 1,5, m_c(x) + m_b(x), m_c(x) + m_b(x) + m_a(x)$

Fonte: Pinho (2007,p.97)

Tabela 14: Formulário para o dimensionamento dos cortantes máximo

Formulário para cálculo do cortante máximo nas seções
$Q_{cp}(x) = (CP1 + CP2) \cdot (L/2 - x)$
$Q_{cm}(x) = (q_m \cdot ((L - x)/2 \cdot (1 - x/L)) + ((3 \cdot P_m)/L \cdot (L - x - 1,5)))$
$Q_{cmn}(x) = ((q_m \cdot x^2)/(2 \cdot L)) + ((3 \cdot P_m)/L \cdot (x - 1,5))$

Fonte: Pinho (2007,p.97)

Tabela 15: Esforços atuantes nas seções da viga

Envoltória de esforços para cada eção da viga		
Seção S0	Seção S1	Seção S2
$X_0 = 0$	$X_1 = ((L-11,9))/2$	$X_2 = L/2$
	$X_1 = 765 \text{ cm}$	$X_2 = 1360 \text{ cm}$
$M_{cp1}(X_0) = 0 \text{ KNcm}$	$M_{cp1}(X_1) = 189.793 \text{ KNcm}$	$M_{cp1}(X_2) = 234.720 \text{ KNcm}$
$M_{cp2}(X_0) = 0 \text{ KNcm}$	$M_{cp2}(X_1) = 40.007 \text{ KNcm}$	$M_{cp2}(X_2) = 49.477 \text{ KNcm}$
$M_{cm}(X_0) = 0 \text{ KN cm}$	$M_{cm}(X_1) = 319.279 \text{ KN cm}$	$M_{cm}(X_2) = 395.704 \text{ KN cm}$
$Q_{cp}(X_0) = 417,9 \text{ KN}$	$Q_{cp}(X_1) = 183 \text{ KN}$	$Q_{cp}(X_2) = 0 \text{ KN}$
$Q_{cm}(X_0) = 589,1 \text{ KN}$	$Q_{cm}(X_1) = 3731 \text{ KN}$	$Q_{cm}(X_2) = 229 \text{ KN}$
	$Q_{cmn}(X_1) = 106 \text{ KN}$	$Q_{cmn}(X_2) = 229 \text{ KN}$

Fonte: Autores (2020)

Tabela 16: Esforços atuantes nas emendas

Esforços máximos nas emendas	
Seção S1	Seção S2
$Q_{cp}(x_1) + Q_{cm}(x_1) = 556 \text{ KN}$	$Q_{cp}(x_2) + Q_{cm}(x_2) = 229 \text{ KN}$
$M_{cp1}(x_1) + M_{cp2}(x_1) + M_{cm}(x_1) = 5.491 \text{ KNm}$	$M_{cp1}(x_2) + M_{cp2}(x_2) + M_{cm}(x_2) = 6.799 \text{ KNm}$

Fonte: Pinho (2007,p.98)

- **Propriedades das seções:**

A determinação do perfil que compõem a longarina da ponte é um critério de escolha do calculista, o perfil adotado pela equipe está conforme a figura 33, as propriedades das seções, dos perfis 1 e 2 se encontram na tabela 17.

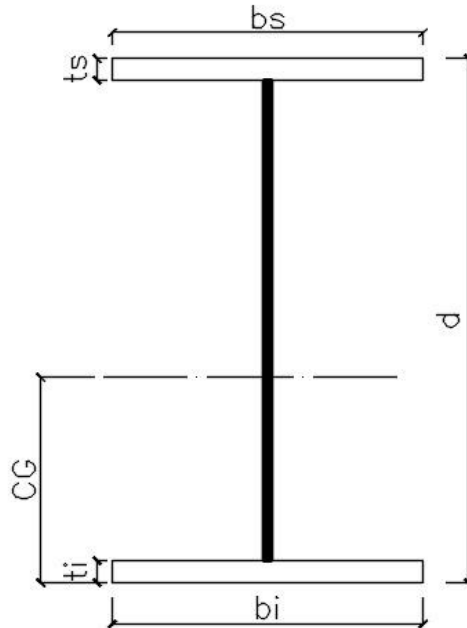


Figura 33: Detalhamento do perfil

Fonte: Autores (2020)

Tabela 17: Propriedades do perfil

Propriedades das seções	
Perfil 1 - Central	Perfil 2 - Extremos
$d(1) = 110 \text{ cm}$	$d(2) = 110 \text{ cm}$
$tw(1) = 1,6 \text{ cm}$	$tw(2) = 1,6 \text{ cm}$
$bs(1) = 60 \text{ cm}$	$bs(2) = 60 \text{ cm}$
$ts(1) = 5,7 \text{ cm}$	$ts(2) = 5,7 \text{ cm}$
$bi(1) = 60 \text{ cm}$	$bi(2) = 60 \text{ cm}$
$ti(1) = 5,7$	$ti(2) = 5,7$

Fonte: Autores (2020)

Fórmulas e propriedades dos perfis de aço como por exemplo o momento de inércia, a resistência da viga em relação a ação da flexão, o módulo de resistência, que representa a resistência da seção e o raio de giração em x e em y, são representadas nas tabelas 18 e 19.

Tabela 18: Formulário das propriedades do perfil do aço

Formulário para cálculo das propriedades do aço	
$h(i) = d - ts - ti$	
$A = bs \cdot Ts + bi \cdot ti + h \cdot Tw$	
$Peso = A \cdot \gamma$	
$CG(i) = [bs(i) \cdot ts(i) [d(i) - ts(i)/2] + h(i) \cdot tw(i) [h(i)/2 + ti(i)] + bi(i) \cdot ti(i) [ti(i)/2]] / A(i)$	
$Ix(i) = [bs(i) \cdot [ts(i)]^3 + bi(i) \cdot [ti(i)]^3 + tw(i) [h(i)]^3] / 12 + [d(i) - CG(i) - ts(i)/2]^2 \cdot ts(i) \cdot bs(i) + [CG(i) - ti(i)/2]^2 \cdot ti(i) \cdot bi(i) + [h(i)/2 + ti(i) - CG(i)]^2 \cdot h(i) \cdot tw(i)$	
$Ws = Ix / (d - CG)$	
$Wi = Ix / CG$	
$Rx = \sqrt{Ix / A}$	
$Iy = (ts \cdot (bs^3) + ti \cdot (bi^3) + h \cdot (tw^3)) / 12$	
$Wy = Iy / (bi/2)$	
$Ry = \sqrt{Iy / A}$	

Fonte: Pinho (2007,p.99)

Tabela 19: Propriedades do perfil do aço

Propriedades dos perfis de aço	
Perfil 1 - Trecho Central	Perfil 2 - Extremos
$A(1) = 841,76 \text{ cm}^2$	$A(2) = 841,76 \text{ cm}^2$
$Peso(1) = 661 \text{ Kgf/m}$	$Peso(2) = 661 \text{ Kgf}$
$h(1) = 98,6 \text{ cm}$	$h(2) = 98,6 \text{ cm}$
$CG(1) = 55 \text{ cm}$	$CG(2) = 55 \text{ cm}$
$Ix(1) = 1.989.885 \text{ cm}^4$	$Ix(2) = 1.989.885 \text{ cm}^4$
$Ws(1) = 36.180 \text{ cm}^3$	$Ws(2) = 36.180 \text{ cm}^3$
$Wi(1) = 36.180 \text{ cm}^3$	$Wi(2) = 36.180 \text{ cm}^3$
$Rx(1) = 49 \text{ cm}$	$Rx(2) = 49 \text{ cm}$
$Iy(1) = 205.234 \text{ cm}^4$	$Iy(2) = 205.234 \text{ cm}^4$
$Wy(1) = 6.841 \text{ cm}^3$	$Wy(2) = 6.841 \text{ cm}^3$
$Ry(1) = 15,6 \text{ cm}$	$Ry(2) = 15,6 \text{ cm}$

Fonte: Autores (2020)

Como a situação proposta é uma ponte mista, a qual a laje de concreto trabalha juntamente com a viga em aço por meio dos conectores, é necessário o cálculo das propriedades da seção mista e de seu perfil, como aprestado nas tabelas 20, 21 e 22.

Tabela 20: Formulário das propriedades da seção mista

Formulário das propriedades da Seção Mista	
$Ym(i) = ((bc/N(1)) \cdot tc \cdot (ec+d(i))+A(i) \cdot CG(1))/(((bc/N(1)) \cdot tc)+A(1))$	
$Ymf(i) = ((bc/N(2)) \cdot Tc \cdot (ec+d(i))+A(i)+CG(i))/(((bc/N(2)) \cdot tc)+A(i))$	
$IMI(i) = lx(i)+A(i) \cdot ((Ym(i)-CG(i))^2)+(((bc/N(i)) \cdot tc^3)/12)+((bc/N(1)) \cdot tc \cdot ((ec+d(i)-Ym(i))^2))$	
$IMIF(i) = lx(i)+A(i) \cdot ((Ymf(i)-CG(i))^2)+(((bc/N(2)) \cdot t^3)/12)+((bc/N(2)) \cdot tc \cdot ((ec+d(i)-Ymf(i))^2))$	
$WSM(i) = IMI(i)/(d(i)-Ym(i))$	
$WSMF(i) = IMIF(i)/(d(i)-Ymf(i))$	
$WIM(i) = IMI(i)/ Ym(i)$	
$WIMF(i) = IMIF(i)/ Ymf(i)$	
$WC(i) = (IMI(i) \cdot N(1))/(d(i)+ec+(tc/2)-Ym(i))$	
$WCF(i) = (IMIF(i) \cdot N(2))/(d(i)+ec+(tc/2)-Ymf(i))$	

Fonte: Pinho (2007,p.101)

Tabela 21: Formulário das propriedades da seção

Propriedade da seção mista	
$bc = se(se(L/4 > b, b, L/4) > 12 \cdot tc, se(L/4 > b, b, L/4))$	300,0 cm
$tc =$	25 cm
$misula =$	0
$ec = tc/2 + misula$	12,5 cm
$N(1) = ((se(fck > 41; 6; se(fck > 31; 7; se(fck > 24; 8; 9)))) = n$	8,0
$N(2) = 3 \cdot n$	24,0

Fonte: Pinho (2007,p.101)

Tabela 22: Propriedades dos perfis

Propriedades dos Perfis			
Perfil 1 - Trecho Central		Perfil 2 - Extremos	
$N(1) = 8$ (Inicial)	$N(2) = 24$ (Longa Duração)	$N(1) = 8$ (Inicial)	$N(2) = 24$ (Longa Duração)
$YM(1) = 90,57$ cm	$YMF(1) = 73,27$ cm	$YM(1) = 90,57$ cm	$YMF(1) = 73,27$ cm
$IMI(1) = 4.059.533$ cm ⁴	$IMIF(1) = 3.044.507$ cm ⁴	$IMI(1) = 4.059.533$ cm ⁴	$IMIF(1) = 3.044.507$ cm ⁴
$WSM(1) = 208.889$ cm ³	$WSMF(1) = 82.899$ cm ³	$WSM(1) = 208.889$ cm ³	$WSMF(1) = 82.899$ cm ³
$WIM(1) = 44.824$ cm ³	$WIMF(1) = 41.549$ cm ³	$WIM(1) = 44.824$ cm ³	$WIMF(1) = 41.549$ cm ³
$WC(1) = 730.889$ cm ³	$WCF(1) = 1.183.764$ cm ³	$WC(1) = 730.889$ cm ³	$WCF(1) = 1.183.764$ cm ³

Fonte: Autores (2020)

- **Verificação das vigas de aço e da laje:**

As tensões máximas superior, inferior, na alma e na laje, deverão ser comparadas com a tensão admissível submetida a um coeficiente de segurança, sendo as máximas menores do que as admissíveis como disposta nas tabelas 23 à 25, concretiza que o dimensionamento está de forma adequada em relação a segurança da estrutura.

Tabela 23: Dimensionamento das tensões admissíveis

Tensões Admissíveis	
$F_b = 0,55 \cdot F_y$	16,5 KN/cm ²
$F_v = 0,33 \cdot F_y$	9,9 KN/cm ²
$F_c = 0,40 \cdot F_{ck}$	1,0 KN/cm ²

Fonte: Autores (2020)

Tabela 24: Formulário das tensões máximas

Formulário para cálculo das tensões máximas
$f_{bs}(i) = (M_{cp1}/W_s(i)) + (M_{cp2}/W_{SMF}(i)) + (M_{cm}/W_{SM}(i))$
$f_{bi}(i) = (M_{cp1}/W_i(i)) + (M_{cp2}/W_{IMF}(i)) + (M_{cm}/W_{IM})$
$f_v(i) = ((Q_P + Q_p)/(h(i) \cdot T_w(i)))$
$f_c(i) = (M_{cp2}/W_{CF}(i)) + (M_c/W_C(1))$

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.103)

Tabela 25: Tensões máximas atuantes

Tensões máximas		
Perfil 1 - Trecho central	Perfil 2 - Extremos	Verificação
$f_{bs}(1) = 9 \text{ KN/cm}^2$	$f_{bs}(2) = 7,5 \text{ KN/cm}^2$	< F_b ok
$f_{bi}(1) = 16,5 \text{ KN/cm}^2$	$f_{bi}(2) = 13,3 \text{ KN/cm}^2$	< F_b ok
$f_v(1) = 3,5 \text{ KN/cm}^2$	$f_v(2) = 6,4 \text{ KN/cm}^2$	< F_v ok
$f_c(1) = 0,58 \text{ KN/cm}^2$	$f_c(2) = 0,47 \text{ KN/cm}^2$	< F_c ok

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.103)

- Verificação deformação e contra-flecha

A flecha máxima indicada na 26, foi realizada em relação ao esforço máximo no centro da viga, pois é a seção que neste caso recebe maior incidência do momento fletor, o módulo de elasticidade é um grande influenciador quanto a deformação da viga em relação a força a qual é submetida. A flecha máxima encontrada deverá ser comparada com a relação do vão/800, sendo este um limite para esta deformação.

Tabela 26: Flecha máxima

Flecha máxima devido à carga móvel + Impacto	
Ea =	20500 KN/cm ²
Δ =	$(5 \cdot Q_m \cdot (L^4/8) + P_m \cdot L^3) + P_m \cdot (L-3) \cdot (3 \cdot L^2 - ((L-3)^2)) / (48 \cdot E_a \cdot ((I_{M1} + I_{M2})/2))$
Δ =	3,3 cm < Δ adm = L/800 = 3,4 cm ok

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.104)

Já a contra-flecha é inserida intencionalmente na estrutura a fim de evitar uma flecha de grande incidência, trabalhando assim como uma flecha, mas de sentido oposto, geralmente sendo realizada através do escoramento. As fórmulas e cálculo da contra-flecha estão nas tabelas 27 e 28.

Tabela 27: Formulário da contra- flecha

Formulário para cálculo da contra-flecha	
Devido à CP1	$\Delta_1(x) = ((CP1 \cdot x) / (24 \cdot E_a \cdot (I_x(1) + I_x(2)) / 2)) \cdot (L^3 - 2L \cdot X^2 + X^3)$
Devido à CP2	$\Delta_2(x) = ((CP2 \cdot x) / (24 \cdot E_a \cdot (I_{M1F1} + I_{M1F2}) / 2)) \cdot (L^3 - 2L \cdot X^2 + X^3)$

Fonte: Pinho (2007,p.104)

Tabela 28: Contra-flecha

Contra - flecha		
Seção (S1) → x1 = 765 cm	$\Delta_1(x_1) + \Delta_2(x_1)$	39 mm
Seção central (S2) → x2 = 1360 cm	$\Delta_1(x_2) + \Delta_2(x_2)$	50 mm

Fonte: Pinho (2007,p.104)

- **Conectores de cisalhamento:**

Nas tabelas 29 à 31 serão apresentadas as características dos conectores de cisalhamento, os quais permitem o tabuleiro da ponte trabalharem em conjunto as vigas, fazendo com que os esforços exijam menos da estrutura, sendo esta uma vantagem da implementação dos conectores, com essa menor exigência as vigas podem ser menos robustas e mesmo assim estarem dentro do permitido por norma.

Tabela 29: Informações sobre os conectores

Características dos conectores	
hs =	15 cm
ds =	2,2 cm
$A_{sc} = (\pi \cdot D_s^2)/4$	3,8 cm²
Vereificação hs/ds	6,82 > 4 ok

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.105)

Tabela 30: Dimensionamento da resistência à fadiga

Resistência à fadiga (para classe 500.000 ciclos)	
$\alpha =$	7,3 KN/cm²
$Z_{rs} = \alpha \cdot d_s^2$	35 KN/Stud

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.105)

Tabela 31: Dimensionamento da resistência última

Resistência última	
$E_c = (4800 \text{ Mpa} \cdot f_{ck}^{1/2}) / (1 \text{ Mpa}^{1/2})$	2400 KN/cm²
$S_{us} = 0,5 A_{sc} \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{1/2}$	147 KN/Stud
41,5 . A _{sc}	158 KN
147 KN < 158 KN, logo utiliza o menor	147 KN

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.105)

As distâncias entre os conectores nas seções dispostos nas tabelas 32 e 33 são de extrema importância para calcular o número de conectores que estão na tabela 35, podendo assim comparar com o número de conectores mínimo, como a situação proposta é uma seção mista, o valor de resistência para cálculo do número mínimo de conectores poderá ser tanto do aço quanto do concreto, como disposto na tabela 34 , optando sempre pelo o de menor valor.

Tabela 32: Dimensionamento da distância entre conectores S0

Região extremos da Seção S0 e S1 (base S0)	
$Q_{cm}(x_0) =$	589 KN
$IMI(2) =$	4.059.533 cm⁴
$m_0 = (bc \cdot t_c/n) \cdot (d(2)+e_c-YM(2))$	29.938 cm³
$Sr_0 = Q_{cm}(x_0) \cdot m_0/IMI(2)$	4,3 KN/cm
Distância máxima entre conectores na seção S0	
$d_0s = ((4 \cdot Z_{rs})/(Sr_0))$	32 cm
Usar 32 cm máximo entre grupos de 4 Studs, diam. 22 x 150 mm	

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.106)

Tabela 33: Dimensionamento da distância entre conectores S1

Região extremos da Seção S1 e S2 (base S1)	
$Q_{cm}(x1) =$	373 KN
$Q_{cmn}(x1) =$	106 KN
$IMI(2) =$	4.059.533 cm⁴
$m1 = (bc \cdot tc/n) \cdot (d(1)+ec-YM(1))$	29.938 cm³
$Sr1 = (Q_{cm}(x1) + Q_{cmn}(x1) \cdot M1)/IMI(1)$	3,5 KN/cm
Distância máxima entre conectores na seção S0	
$d1s = ((4 \cdot Zrs)/(Sr1))$	40 cm
Usar 40 cm máximo entre grupos de 4 Studs, diam. 22 x 150 mm	

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.107)

Tabela 34: Dimensionamento da resistência última nos conectores

Resistência última		
Aço =	$A(1) \cdot Fy$	25.254 KN
Concreto =	$0,85 \cdot Fck \cdot Bc \cdot tc$	15.938 KN
P =	Utilizar como P a menor resistência última	15.938 KN

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.107)

Tabela 35: Dimensionamento dos esforços nos conectores

Conectores Tipo STUD		
Nsmin =	$P/(0,85 \cdot Sus)$	127 Studs
Nstuds =	$(x1/d0s) \cdot 4 + ((x2 - x1)/d1s) \cdot 4$	155 Studs
Nstuds > Nsmin, logo está ok		

Fonte: Adaptado Pinho (2007,p.107)

Com este projeto proposto para a ponte Vereadora Ruth Coutinho foi possível observar que a estrutura ficou 46,00 toneladas mais leve do que a situação atual, gerando um custo menor do que o projeto atual, além de que as flechas e as tensões estão dentro dos limites permitidos por norma para uma ponte com faixa de passeio.

C- Solução proposta em relação ao muro de contenção

O dimensionamento de uma estrutura de contenção é feito de modo que assegure que o atrito entre o solo e a base da contenção impeça o deslizamento da obra. Além disso, na hora da elaboração de um projeto deve-se analisar o local aonde será implantada a construção verificando a geometria afim de evitar seu tombamento, a qual deve transmitir para fundação uma tensão inferior a tensão admissível do solo.

Será proposto a seguir o dimensionamento de um muro em gabião, que é composto por gaiolas feitas em metal preenchidas com pedras dispostas manualmente, além de ser possuir fios de aço galvanizados com dupla torção, dispostos em malha de forma hexagonal, com isso admite que a estrutura desacomode a recalques diferenciais, além de possuir uma boa permeabilidade, que tem como objetivo suprir a necessidade do problema atual na ponte Vereadora Ruth Coutinho, sendo que a encosta tem 4,00 metros de altura e a partir disso será encontrado quantos gabiões serão necessários para suprir a necessidade. Para o dimensionamento foi adotado uma inclinação $i = 0^\circ$ e possui uma angulação em relação ao solo/muro, $\emptyset = 30^\circ$.

- **Tensões:**

No interior do solo sofre com os esforços externos devido ao peso próprio do solo e as forças externas aplicadas. Os esforços atuam no interior da massa fazendo com que em toda parte haja sollicitação do material a qual se opõe aos esforços resistentes denominados de tensões, no dimensionamento da contenção apresentam duas tensões que precisam serem previstas, conforme as equações 2.0 à 2.2.

- **Tensões Verticais:**

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos i \quad (2.0)$$

$$\sigma_v = 22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 4\text{m} \cdot \cos(0) = 67,2 \text{ KN/m}^2$$

- **Tensões Laterais:**

$$K = \cos i \cdot \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \emptyset}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \emptyset}} \quad (2.1)$$

$$k = 1 \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - 0,866^2}}{1 + \sqrt{1 - 0,866^2}} = 0,333$$

$$\sigma_l = K \cdot \sigma_v = 0,333 \cdot 67,2 = 22,38 \text{ KN/m} \quad (2.2)$$

- **Empuxos:**

Segundo Beber (2017), empuxo é a resultante das tensões laterais, de terra ou de efluentes que atuam sobre a estrutura de arrimo. O empuxo é calculado para uma seção longitudinal unitária da estrutura de contenção, conforme equação 2.3. A amplitude do empuxo é dependente do desnível suprido pela estrutura, do tipo e do relatório de sondagem, da deformação sofrida pela estrutura da posição do lençol freática e da inclinação do terrapleno.

$$E = \frac{1}{2} \cdot \sigma_l \cdot z \cdot \cos i = \frac{1}{2} \cdot 22,38 \cdot 4 \cdot \cos 0^\circ = 44,76 \text{ KN/m} \quad (2.3)$$

$$E_h = E \cdot \cos i = 44,76 \cdot 1 = 44,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \text{ (Momento para tombamento)} \quad (2.4)$$

$$E_v = E \cdot \sin i = 58,6 \cdot \sin(0) = 0 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (2.5)$$

O braço de alavanca se dá pela distância entre o centro de gravidade de cada área seccionada, até o ponto de extremidade do muro de contenção, exemplificado pela figura 34 e exposto no quadro 36, juntamente com o peso específico de cada seção que corresponde as forças resistentes atuantes, força de tombamento, além do momento resistente e de tombamento.

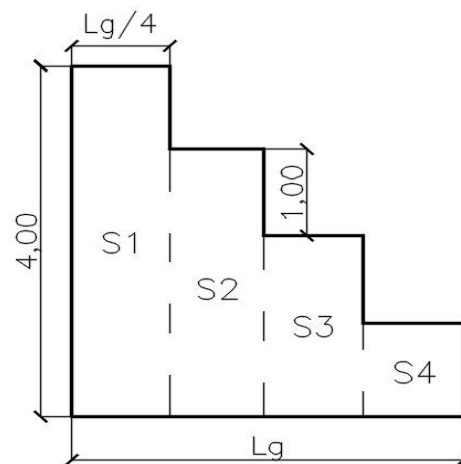


Figura 34: Detalhamento da contenção em gabião

Fonte: Autores (2020)

Tabela 36: Cálculo dos momentos atuantes na contenção

	Peso (KN/m) : ÁREA . γ	Braço de alavanca	Momentos
S1	$Lg . \gamma = L . 22 = 22 Lg$	$7Lg/8$	$22 Lg . 7Lg/8 = 154Lg^2/8$
S2	$3Lg/4 . \gamma = 3Lg/4 . 22 = 16,5 Lg$	$5Lg/8$	$16,5 Lg . 5Lg/8 = 82,5Lg^2/8$
S3	$Lg/2 . \gamma = gL/2 . 22 = 11 Lg$	$3Lg/8$	$11 Lg . 3Lg/8 = 33 Lg^2/8$
S4	$Lg/4 . \gamma = Lg/4 . 22 = 5,5 Lg$	$Lg/8$	$5,5 Lg . Lg/8 = 5,5 Lg^2/8$
Eah	44,76	2	$2 . 44,76 = 89,52$

Fonte: Autores (2020)

- **Fator de segurança contra translação:**

Segundo Beber (2017), o dimensionamento do fator de segurança contra translação tem como objetivo utilizar o método de equilíbrio normalmente empregado para a avaliação de estabilidade de taludes, o Fstranslação para obras permanentes é considerado 1,5 e para obras provisórias 1,3.

$$F_{\text{Stranslação}} = \Sigma F_v . (\text{tg}\theta(\text{solo/muro}))/\Sigma F_h \quad (2.6)$$

$$\Sigma F_v = 22Lg + 16,5Lg + 11Lg + 5,5Lg = 55Lg$$

$$F_{\text{Stranslação}} = 1,5 \text{ (valor adotado)}$$

$$1,5 = 55Lg . \text{tg}30^\circ \frac{1}{44,76} \rightarrow 1,5 = 55Lg \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot \frac{1}{44,76}$$

$$1,5 . 44,76 = 55Lg \frac{\sqrt{3}}{3}$$

$$67,14 = 55Lg \frac{\sqrt{3}}{3} \rightarrow 3 . 67,14 = 55Lg \sqrt{3} \rightarrow 201,42 = 55\sqrt{3} Lg$$

$$Lg = 2,11 \text{ m}$$

- **Fator de segurança contra tombamento:**

Uma solução de evitar possíveis problemas em relação ao tombamento de um muro, é verificando se o momento resistente calculado é maior do que o momento solicitante. O momento resistente corresponde as forças geradas pelo peso da contenção. O momento solicitante é definido como o momento de empuxo ocasionado na base inferior da contenção. O coeficiente de segurança contra tombamento é

definido pela seguinte equação 2.7. O fator de segurança contra tombamento usual é definido como 2, como utilizado na equação 2.7.

$$F_{\text{Stombamento}} = \frac{\Sigma \text{momento resistente}}{\Sigma \text{momento para tombamento}} = 2 \text{ (adotado)} \quad (2.7)$$

$$2 = \frac{\frac{154Lg^2}{8} + \frac{82,5Lg^2}{8} + \frac{33Lg^2}{8} + \frac{5,5Lg^2}{8}}{117,2}$$

$$\left(234,4 = \frac{154Lg^2}{8} + \frac{82,5Lg^2}{8} + \frac{33Lg^2}{8} + \frac{5,5Lg^2}{8} \right) \cdot (X8)$$

$$1875,2 = 154Lg^2 + 82,5Lg^2 + 33Lg^2 + 5,5Lg^2$$

$$275Lg^2 = 1875,2$$

$$Lg^2 = \frac{1875,2}{275} \rightarrow Lg^2 = 6,8189 \rightarrow Lg = \sqrt{6,8189}$$

$$Lg = 2,61 \text{ m (Adotar este por ser o maior } Lg) \rightarrow Lg = 3,00 \text{ m}$$

A largura do muro de contenção foi determinado pelas duas fórmulas dos fatores de segurança, isso ocorreu pela importância em determinar a maior largura encontrada, a qual nesta determinação foi a utilizando a equação 2.7, o arredondamento se deu devido as dimensões das gaiolas de gabiões encontradas no mercado regional, que por padrão tem 1,00 metro de largura. Na figura 35 é demonstrado a vista longitudinal de como ficaria a situação proposta da contenção.

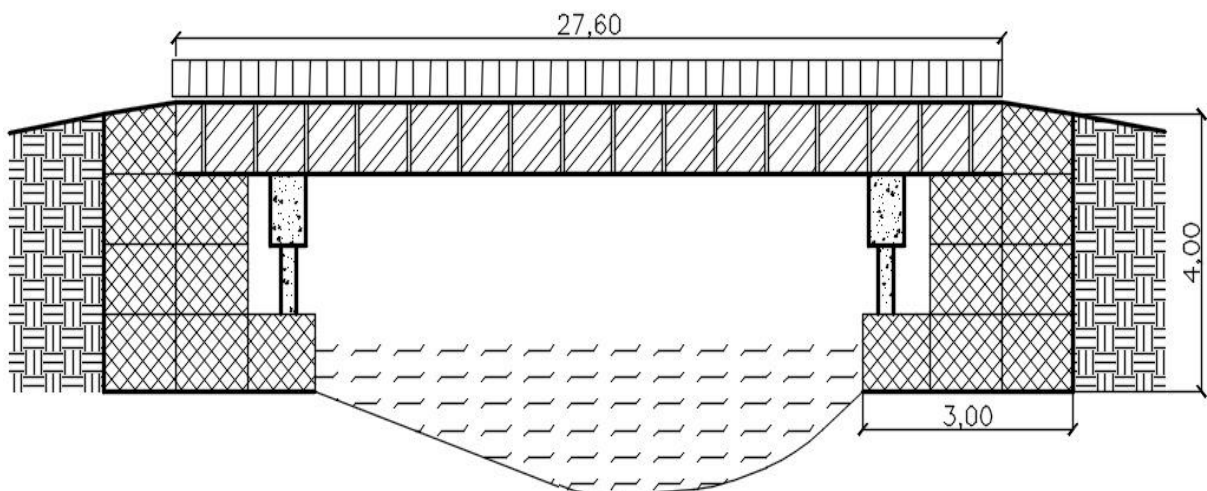


Figura 35: Detalhamento da solução proposta em gabião

Fonte: Autores (2020)