

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Curso de Especialização em Estruturas

RAPHAEL MENDONÇA DE CARVALHO

**DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL DAS LONGARINAS DE
UM VIADUTO COM TECIDO DE FIBRA DE CARBONO DEVIDO AO AUMENTO
DO CARREGAMENTO SUPORTADO**

Belo Horizonte

2022

RAPHAEL MENDONÇA DE CARVALHO

**DIMENSIONAMENTO REFORÇO ESTRUTURAL COM TECIDO DE FIBRA DE
CARBONO DAS LONGARINAS DE VIADUTO PARA AUMENTO DO
CARREGAMENTO SUPOSTADO**

Versão final

Monografia de especialização apresentada à Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Especialista de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Ney Amorim Silva

Belo Horizonte

2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

Aos 14 dias do mês de julho de 2022, às 15:00 h min, o/a estudante Raphael Mendonça de Carvalho, matrícula 2020674984, defendeu o Trabalho intitulado "DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL DAS LONGARINAS DE UM VIADUTO COM TECIDO DE FIBRA DE CARBONO DEVIDO AO AUMENTO DO CARREGAMENTO SUPOSTADO" tendo obtido a média (95) .

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: 95 (noventa e cinco)

Orientador(a): Prof. Ney Amorim Silva

Nota: 95 (noventa e cinco)

Examinador(a): Eduardo Chahud

Nota: digitar a nota em numeral (escrever a nota por extenso)

Examinador(a): nome completo do examinador

Nota: digitar a nota em numeral (escrever a nota por extenso)

Examinador(a): nome completo do examinador



Documento assinado eletronicamente por Ney Amorim Silva, Membro de comissão, em 27/07/2022, às 18:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por Eduardo Chahud, Coordenador(a) de curso de pós-graduação, em 28/07/2022, às 07:26, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador 1601087 e o código CRC 61B9EBA6.

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

AGRADECIMENTOS

Agradeço meu pai e minha mãe por todo carinho e dedicação à minha formação pessoal e acadêmica, à Emília pelo companheirismo e por todo o amor, `MTF Consultoria e Projeto e todos seus colaboradores pela amizade e suporte na minha vida profissional.

Resumo

Este trabalho é um estudo de caso realizado através de análise computacional e dimensionamento de reforço estrutural de um viaduto rodoviário. O viaduto que será analisado está localizado na Avenida Carlos Luz sobre o Anel Rodoviário Celso Mello Azevedo no município de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais. O trabalho apresentará as premissas, normas técnicas utilizadas, o modelo estrutural desenvolvido, os carregamentos, as combinações e o desenvolvimento do cálculo para o dimensionamento do reforço estrutural da obra de arte especial (OAE) citada. Será apresentada parte do projeto básico que fundamentou a análise de viabilidade financeira utilizando a solução de reforço com tecido de fibra de carbono. O escopo do trabalho será limitado ao dimensionamento do reforço das longarinas no Estado Limite Último, não serão avaliados os demais elementos da infra, meso e superestruturas da OAE nem verificado de a estrutura atende aos demais estados limites indicados nas normas brasileiras, pois, estas verificações serão feitas somente no desenvolvimento do projeto executivo.

Palavras-chave: Reforço estrutural, Obras de Arte Especiais, Polímero reforçado com fibra de carbono.

Abstract

This work is a case study on the reinforcement of a road viaduct carried out through computational analysis and dimensioning. The viaduct that will be analyzed is located on Avenida Carlos Luz on the Ring Road Celso Mello Azevedo in Belo Horizonte, state of Minas Gerais. The work will present the criteria, technical standards considered, the structural model developed, the loads, the combinations and the development of the calculation for the dimensioning of the structural reinforcement. This work was commissioned to support the financial viability analysis using the carbon fiber fabric reinforcement solution will be presented. The scope of the work will be limited to the dimensioning of the reinforcement of the girders in Ultimate Limit State, the other elements of the structure will not be evaluated, nor it will be verified if the structure meets the other limit states indicated in the Brazilian standards, since these verifications will be carried only in the development of the executive project.

Keywords: Structural reinforcement, Bridges, Reinforced polymer with carbon fiber.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Vista longitudinal de um dos lados da estrutura	13
Figura 2: Vista inferior da estrutura	13
Figura 3: Vista superior da estrutura	14
Figura 4: Corte AA	14
Figura 5: Corte BB	15
Figura 6: Configuração dos veículos NB 6:1946.	16
Figura 7: Veículos NB6:1960	18
Figura 8: Veículos NBR7188:1984	19
Figura 9: Tabela 1 da NBR7188:1984	19
Figura 10: Tabela 2 da NBR7188:1984	20
Figura 11: Veículos NBR7188:2013	21
Figura 12: Desenho esquemático do veículo tipo da NBR 7188:2013	27
Figura 13: Cargas de vento sobre a ponte segundo a NB 2/1961	30
Figura 14: Tabela 11.1 do item 11.7 da NBR 6118:2014	31
Figura 15: Tabela 2 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003	32
Figura 16: Tabela 4 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003	32
Figura 17: Tabela 6 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003	33
Figura 18: Vista 3D da estrutura modelada	41
Figura 19: Vista frontal da estrutura modelada	41
Figura 20: Vista lateral da estrutura modelada	41

Figura 21: Deformação da estrutura modelada na envoltória de combinações últimas	42
Figura 22: Diagrama de momento fletor obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN	43
Figura 23: Diagrama de força cortante obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN	44
Figura 24: Diagrama de momento fletor obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN	45
Figura 25: Diagrama de força cortante obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN	46
Figura 26: Imagem da seção transversal	51
Figura 27: Diagrama tensão deformação na fibra	51
Figura 28: Linha neutra na seção transversal da viga não reforçada	52
Figura 29: Deformação na seção transversal da viga não reforçada	53
Figura 30: Reforço Momento Positivo Longarina	54
Figura 31: Linha neutra na seção transversal da viga reforçada	55
Figura 32: Imagem da seção transversal	58
Figura 33: Diagrama tensão deformação na fibra	58
Figura 34: Linha neutra na seção transversal da viga não reforçada	59
Figura 35: Reforço Momento Negativo Longarina	60
Figura 36: Deformação na seção transversal da viga não reforçada	61
Figura 37: Linha neutra na seção transversal da viga reforçada	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1:Carregamentos veículos NB 6:1943 adaptado.	17
Tabela 2:Carregamentos multidão NB 6:1943 adaptado.	17
Tabela 3: Carregamentos veículos NB 6:1960 adaptado	18
Tabela 4: Tabela 12.1 do item 12.4 da NBR 6118:2014	33

LISTA DE ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite de último
OAE	Obras de arte especial
PRFC	Polímeros reforçados com fibra de carbono

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	7
2	OBJETIVO	12
2.1	Descrição da Estrutura.....	13
3	REVISÃO DA LITERATURA	16
3.1	Evolução do Carregamento Móvel da Norma Brasileira	16
3.1.1	Período de 1943 a 1960	16
3.1.2	Período de 1960 a 1984	17
3.1.3	Período de 1984 a 2003	19
3.1.4	Período de 2013 até o presente	20
3.2	Reforço de viga em concreto armado segundo a norma ACI 440.2	21
4	METODOLOGIA	23
4.1	Metodologia Numérica	24
4.1.1	Aspectos gerais.....	24
4.1.2	Modelo numérico desenvolvido e condições de contorno	25
4.1.3	Propriedade dos materiais.....	25
4.1.4	CARREGAMENTOS	26
4.1.5	Coefficientes De Ponderação	31
4.1.6	Modelagem Da Estrutura.....	41
5	RESULTADOS	42
5.1	Apresentação dos Esforços	42
5.1.1	Diagrama de momento fletor na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN	43
5.1.2	Diagrama de força cortante na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN	44

5.1.3	Diagrama de momento fletor na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN	45
5.1.4	Diagrama de força cortante na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN	46
5.2	Dimensionamento das Longarinas Para A Passagem Do TB 360 kN..	46
5.2.1	Dimensionamento das Longarinas À Flexão Simples Para A Passagem Do TB 360 kN.....	47
5.2.2	Dimensionamento das Longarinas Ao Cisalhamento Para A Passagem Do TB 360 kN.....	49
5.3	Dimensionamento do reforço através do programa SIKA CARBODUR	49
5.3.1	Critérios gerais	50
5.3.2	Reforço momento positivo.....	50
5.3.3	Reforço momento negativo	57
6	CONCLUSÃO	64
7	BIBLIOGRAFIA	66

1 INTRODUÇÃO

Desde tempos imemoriais a humanidade constrói estruturas para transpor obstáculos, sejam eles naturais ou artificiais. Segundo PFEIL (1985) “denomina-se [obras de arte especial (OAE)] a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via.” Conforme definido na norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 7188-2021, pontes são estruturas sujeitas à ação de cargas móveis necessárias para transpor obstáculos naturais tais como rios, lagos, vales, entre outros (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2021). Caso o obstáculo seja artificial como rodovias, avenidas etc., a estrutura que transpõe os obstáculos passa a ser chamada de viaduto. Se a estrutura for destinada ao tráfego exclusivo de pedestres e ciclistas, é denominada passarela.

Devido à sua importância para garantir o fluxo de pessoas e bens, as OAE's possuem posição de destaque dentre as estruturas construídas pela humanidade. Estas construções costumam ser marcos de grandes cidades e até de países (LEONHARDT, [s. d.]). Como exemplo desse tipo de marco podemos destacar a Ponte Golden Gate em São Francisco, a Ponte de Oresund entre a Suécia e a Dinamarca, a Ponte Forth na Escócia, a Ponte Octávio Frias de Oliveira em São Paulo e uma infinidade de outras.



Foto 1: Ponte Golden Gate (GOLDEN GATE BRIDGE, [s. d.]



Foto 2: Ponte de Oresund (ORESUNDSBRON, [s. d.]



Foto 3: Ponte Forth (BBC, [s. d.]



Foto 4: Ponte Octávio Frias de Oliveira (OAS, [s. d.]

Evidentemente, nem todas as OAE's são estruturas excepcionais como as citadas anteriormente. Mesmo sem a grandiosidade apresentada em algumas OAE's, todas as pontes, viadutos e passarelas devem cumprir a função principal de permitir a continuidade de uma via. Para tanto, elas devem ser corretamente dimensionadas, construídas e monitoradas para garantir a integridade e retardar o processo de degradação estrutural, natural à todas as construções.

Todas as estruturas são concebidas levando em consideração uma vida útil média de acordo com a sua finalidade de utilização. Este período de utilização pode ser reduzido drasticamente caso não sejam levadas em consideração durante o projeto e a execução critérios como cobrimento mínimo, resistência dos materiais, carregamentos efetivamente aplicados, posicionamento correto das armações, cura do concreto entre outros. A manutenção preventiva também é crucial para que a vida útil de projeto seja efetivamente atingida ou até mesmo prolongada.

Segundo as normas brasileiras, especialmente a ABNT NBR 8681:2003, a vida útil das estruturas de concreto de ver de no mínimo 50 anos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Durante este período pode ser necessário readequar a estrutura para receber novos carregamentos, seja por uma alteração na utilização da edificação, seja por um aumento das cargas atuantes. Para o caso de OAE's, principalmente aquelas projetadas antes de 1984, existe a necessidade de se verificar as estruturas para cargas móveis significativamente maiores, pois neste período houve um crescimento contínuo da capacidade de carga dos veículos comerciais. Este aumento é evidenciado pela mudança do carregamento móvel padrão da norma brasileira em 25% da NB 6:1960 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1960) para a NBR 7188:1984 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984), se mantendo na atual NBR 7188:2013 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

Este trabalho é um estudo de caso realizado através de análise computacional e dimensionamento de reforço estrutural de um viaduto rodoviário. O viaduto que será analisado está localizado na Avenida Carlos Luz sobre o Anel Rodoviário Celso Mello Azevedo no município de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais. No corpo do trabalho a OAE será referida como Viaduto Del Rey, como é conhecido o viaduto em função do centro comercial de mesmo nome localizado nas proximidades.

O Viaduto Del Rey está localizado na Av. Presidente Carlo Luz, importante via de acesso aos bairros da região noroeste da cidade. A avenida foi construída para conectar a Avenida Pedro II à região da Pampulha ainda na década de 1960 melhorando o acesso ao campus da Universidade Federal de Minas Gerais, ao estádio Governador Magalhães Pinto, ao conjunto arquitetônico da Pampulha. A abertura da avenida permitiu a ocupação de diversos bairros como Caiçaras, Caiçara Adelaide, Alto dos Caiçaras e posteriormente do bairro Ouro Preto, Castelo, Céu Azul entre outros. (PREFEITURA DE BELO HORIZONTE, [s. d.])

O viaduto estudado permite o cruzamento do Anel Rodoviário Celso Mello Azevedo. O anel é a mais importante via de tráfego de cargas do município, ligando as rodovias BR-040, BR -262 e BR – 381. Nas margens e adjacências desta via estão localizadas as maiores e mais importantes indústrias da Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH), desta forma o tráfego de caminhões é intenso em todas as vias de acesso ao Anel Rodoviário. Por este motivo, foi elaborado um estudo de reforço estrutural do viaduto para atender aos carregamentos da norma NBR 7188:2013. No capítulo 3 será apresentada a evolução da norma brasileira de carregamentos rodoviários, demonstrando o aumento significativo dos carregamentos ao longo dos anos.

Existem diversas soluções de reforço para estruturas em concreto armado. Dentre as mais comuns podemos citar, incorporação de seção e armações, adição de perfis metálicos, colagem de chapas metálicas ou polímeros reforçados com fibras e protensão exterior. (SOUZA, VICENTE CUSTODIO MOREIRA DE; RIPPER, 1998).

Como a OAE em estudo está localizada em uma região de tráfego intenso e, por se tratar de viaduto sobre via existente, o gabarito inferior é limitado. Esta situação inviabiliza a solução de incorporação de seção, seja de concreto seja de peças de aço, principalmente na face inferior das longarinas. A solução com protensão externa é viável, porém a estrutura estudada é hiperestática. Esta solução poderia exigir um reforço significativo dos pilares, o que não é viável em função das pistas do Anel Rodoviário.

A colagem de chapas de aço já não é utilizada, o posicionamento do material é muito mais complexo do que das mantas e chapas de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC). Desta forma, foi elaborado o estudo do reforço com colagem de

PRFC em função da facilidade de instalação do reforço mantendo a geometria inicial praticamente inalterada.

Como ainda não existe norma brasileira específica para dimensionamento deste tipo de reforço, este trabalho utilizará o que preconiza a norma do American Concrete Institute ACI PRC-440.2-17: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded PRF Systems for Strengthening Concrete Structures (2017). Como os coeficientes de majoração dos carregamentos são diferentes dos adotados nas normas brasileiras, serão utilizados os valores especificados no ACI 440.2-17 (2017).

Após a segunda guerra mundial e, principalmente, no período da guerra fria, observou-se um grande avanço na tecnologia dos materiais. Impulsionado pelo grande investimento em novas tecnologias voltadas para o setor bélico e aeroespacial, materiais compósitos foram desenvolvidos e aprimorados por serem mais leves, resistentes e duráveis que os semelhantes metálicos. No começo da década de 1960, o processo de fabricação de polímeros reforçados com fibras e carbono foi aperfeiçoado no Japão e imediatamente o novo material passou a ser utilizados na indústria aeroespacial (MITSUBISHI MATERIALS CORPORATION, [s. d.]).

A técnica de reforço de estrutura em concreto com o PRFC foi desenvolvida e impulsionada em conjunto com o governo japonês na década de 1980. Primeiramente visando melhorar o desempenho das estruturas em situações de abalos sísmicos, esta técnica foi rapidamente adotada em países da Europa e nos Estado Unidos (MACHADO; MACHADO, 2015). Atualmente o sistema de reforço de estruturas em concreto com PCRFB é largamente utilizado no Brasil, com diversos fornecedores de material e mão de obra qualificada.

No caso em estudo optou-se por utilizar o material SikaWrap-300 C. Segundo o fabricante “é um tecido de fibra de carbono, unidirecional, para reforço estrutural, projetado para aplicações por processo úmido ou secos”. Este tecido é aderido à estrutura existente utilizando-se adesivo à base epóxi fornecido pelo mesmo fabricante. O material é fornecido em rolos 50 cm de largura e 100 metros de comprimento e pode ser cortado no local de instalação para atender às necessidades do projeto de reforço estrutural.



Foto 5: Rolo SikaWrap-300 C (SIKA S.A., 2017)

Para o cálculo do reforço, será utilizado o programa SIKA CARBODUR (SIKA S.A., 2015) desenvolvido pela fabricante SIKA AG para dimensionamento de reforço com PRFC. O programa foi desenvolvido pela Cype Softwares, reconhecida empresa espanhola de programas de dimensionamento estrutural e é disponibilizado gratuitamente pela fabricante SIKA AG. É importante ressaltar que a utilização do programa não isenta o engenheiro da responsabilidade técnica do projeto elaborado.

2 OBJETIVO

Este trabalho é um estudo de caso realizado através de análise computacional e dimensionamento de reforço estrutural de um viaduto rodoviário. Este projeto básico embasou a análise de viabilidade financeira da intervenção da estrutura. Após a liberação das verbas públicas necessárias para a conclusão das obras, será elaborado o projeto executivo do reforço estrutural.

O viaduto que será analisado está localizado na Avenida Carlos Luz sobre o Anel Rodoviário Celso Mello Azevedo no município de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais. Trata-se de duas estruturas distintas em concreto armado, porém de mesma geometria tanto transversal quanto longitudinalmente, cada uma suportando um dos sentidos do tráfego (Centro-Bairro e Bairro-Centro).

O trabalho apresentará as premissas, normas técnicas utilizadas, o modelo estrutural desenvolvido, os carregamentos, as combinações e o desenvolvimento do cálculo para o dimensionamento do reforço estrutural da obra de arte especial citada. Como projeto original da OAE não foi identificado, foram calculadas as armações

necessárias para resistir aos esforços solicitantes devido ao tráfego do veículo TB 360KN indicado na norma NBR 7188:1984 e verificado in loco que as armações efetivamente posicionadas na estrutura correspondem às dimensionadas.

O escopo do trabalho será limitado ao dimensionamento do reforço das longarinas no Estado Limite Último, não serão avaliados os demais elementos da infra, meso e superestruturas da OAE nem verificado se a estrutura atende aos demais estados limites indicados nas normas brasileiras. As demais verificações necessárias, serão desenvolvidas na fase do projeto executivo, bem como o detalhamento da camada de proteção do tecido de fibra de carbono.

2.1 Descrição da Estrutura

As imagens a seguir foram retiradas diretamente do levantamento geométrico feito com scanner à laser pela Recuperação Engenharia e ilustram a estrutura analisada.

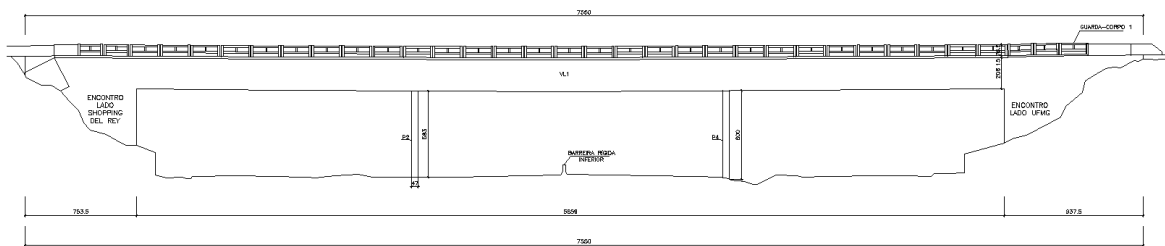


Figura 1: Vista longitudinal de um dos lados da estrutura (acervo do autor)

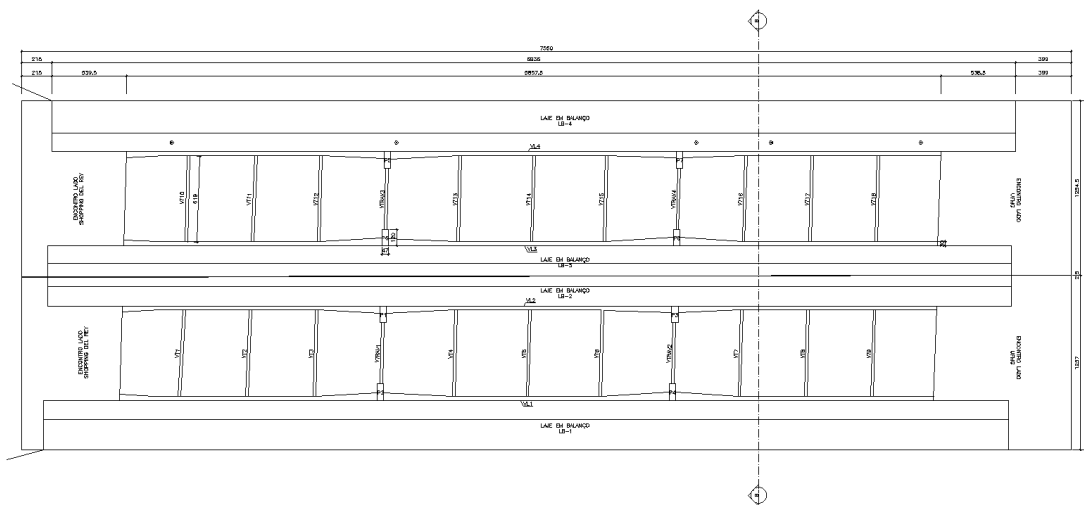


Figura 2: Vista inferior da estrutura (acervo do autor)

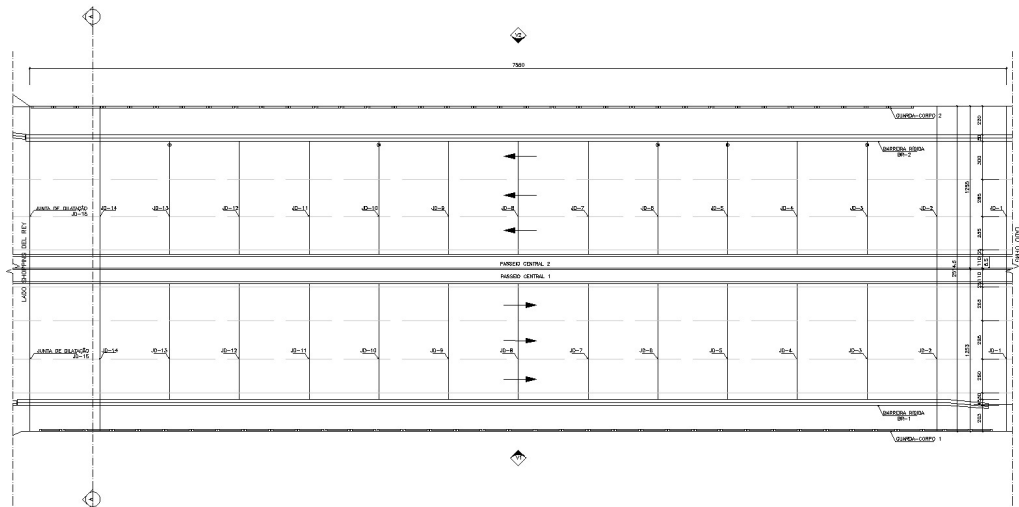


Figura 3: Vista superior da estrutura (acervo do autor)

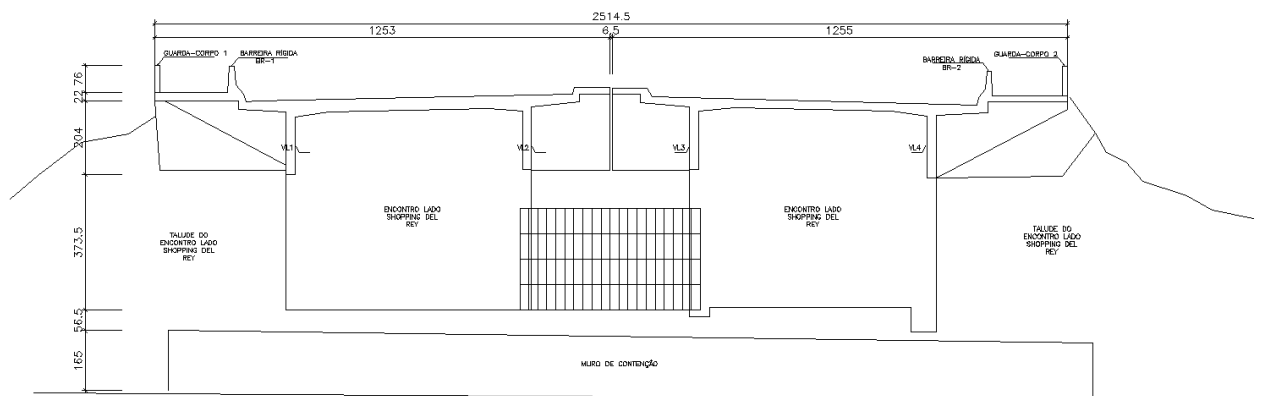


Figura 4: Corte AA (acervo do autor)

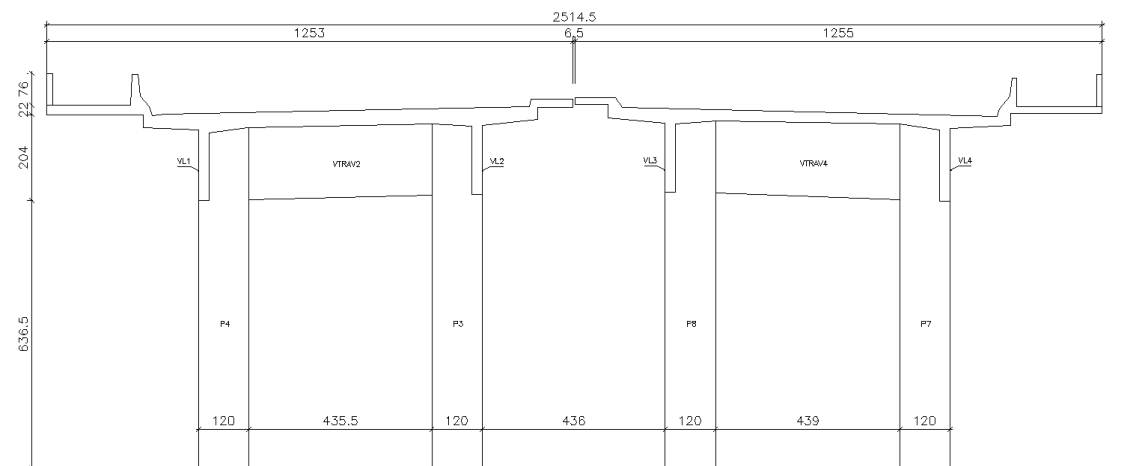


Figura 5: Corte BB (acervo do autor)

Cada uma das duas superestruturas possui três vãos contínuos. O vão central tem 20,95 metros e os dois vãos externos tem 19.05 metros de comprimento. A largura total de cada uma das estruturas é de 12,55 metros, a via de circulação é composta por três pistas no sentido centro de Belo Horizonte e três pistas no sentido bairro. Nos extremos de cada uma das estruturas podemos observar que os passeios de 2 metros de largura cada foram construídos posteriormente. A laje tem espessura variável de 20 a 30 cm e é suportada por duas longarinas de 2 metros altura e largura variável entre 25 e 50 cm. As variações nas espessuras tanto da laje quanto das longarinas ocorrem perto dos apoios de cada um dos elementos. Cada um dos viadutos possui 13 transversinas para travamento das longarinas cada uma com 20 cm de espessura e altura mínima de 1,85 metros.

A mesoestrutura é composta por dois apoios centrais, cada um com dois pilares de 40x120cm e 6,40 metros de altura. Os encontros e alas são em concreto armado, porém não foram entradas informações além da geometria externa destes elementos.

Como os projetos originais não foram fornecidos, e não foram feitas inspeções nas fundações, não há informações sobre a infraestrutura.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Evolução do Carregamento Móvel da Norma Brasileira

3.1.1 Período de 1943 a 1960

De acordo com o catálogo da ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, [s. d.]) a primeira norma brasileira referente à carga móvel em pontes rodoviárias, a antiga NB 6 data de 1946. Esta norma dividia as OAE's em três classes de carregamento:

- 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 em 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.

A norma dividia os carregamentos móveis em três tipos sendo eles compressores, caminhões e multidão. A multidão representava o tráfego de veículos de menor porte que podem trafegar simultaneamente ao veículo tipo. A configuração dos veículos está apresentada abaixo:

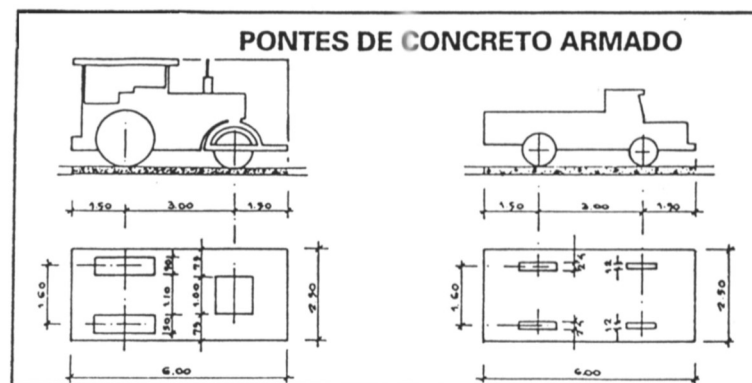


Figura 6: Configuração dos veículos NB 6:1946. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1946)

As cargas a serem consideradas para cada um dos veículos estão apresentadas no quadro abaixo:

Tabela 1: Carregamentos veículos NB 6:1943 adaptado. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1946)

	Compressores			Caminhões	
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo A	Tipo B
Peso total (kN)	70	160	270	60	90
Peso roda dianteira (kN)	50	70	100	7.5	15
Peso roda traseira (kN)	10	45	70	22.5	30
Largura roda dianteira (cm)	100	100	100	8	12
Largura roda traseira (cm)	10	60	50	18	24
Distância entre eixos (cm)	300	300	300	300	300
Distância entre rodas (cm)	160	160	160	160	160

Tabela 2: Carregamentos multidão NB 6:1943 adaptado. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1946)

	Classe OAE		
	Classe I	Classe II	Classe III
Carga de multidão (kN/m²)	4.5	4.0	4.0

3.1.2 Período de 1960 a 1984

Em 1960 houve uma mudança significativa dos veículos de norma para o dimensionamento de OAE's rodoviárias. As classes das rodovias foram mantidas, mas agora cada uma delas corresponderia a uma classe de veículos.

- Rodovias Classe I: Veículo classe 360 kN;

- Rodovias Classe II: Veículo classe 240 kN;
- Rodovias Classe III: Veículo classe 120 kN.

Além do aumento no carregamento total máximo de 270 kN para 360 kN, a distribuição do carregamento e das cargas de multidão no entorno do veículo tipo também foram alterados. A seguir é apresentada a geometria dos veículos e os carregamentos para cada uma das classes.

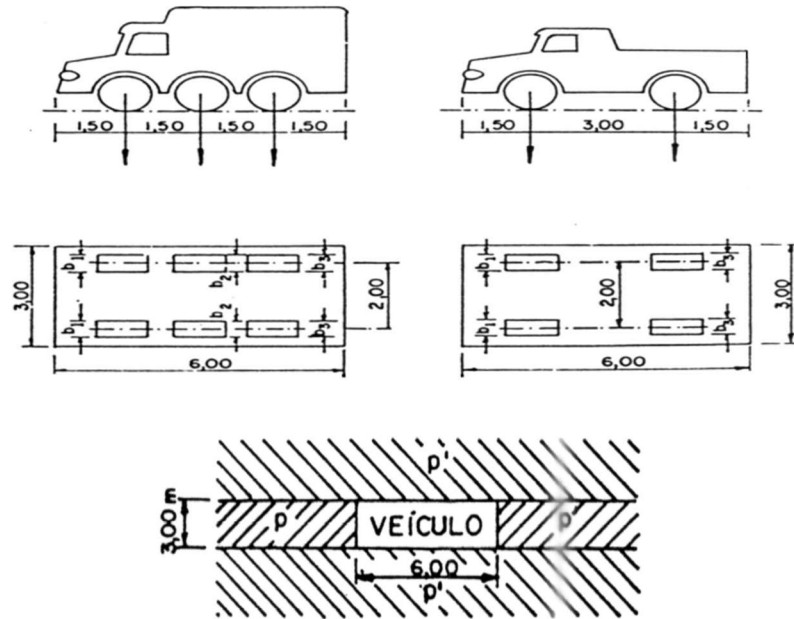


Figura 7: Veículos NB6:1960 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1960)

Tabela 3: Carregamentos veículos NB 6:1960 adaptado(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1960)

	Veículo		
	Classe 360 kN	Classe 240 kN	Classe 120 kN
Peso total (kN)	360	240	120
Número de eixos	3	3	2
Peso roda dianteira (kN)	60	40	20
Peso roda traseira (kN)	60	40	40
Carga p (kN/m ²)	5	4	3
Carga p' (kN/m ²)	3	3	3

3.1.3 Período de 1984 a 2003

A versão de 1984 da norma de carga móvel em ponte rodoviária passa a ser referenciada como NBR 7188 e não mais como NB 6. Além da mudança de numeração, a norma trouxe outro aumento de 25% na carga dos veículos de três eixos. A seguir estão reproduzidas as imagens e tabelas com a geometria e características dos veículos desta norma.

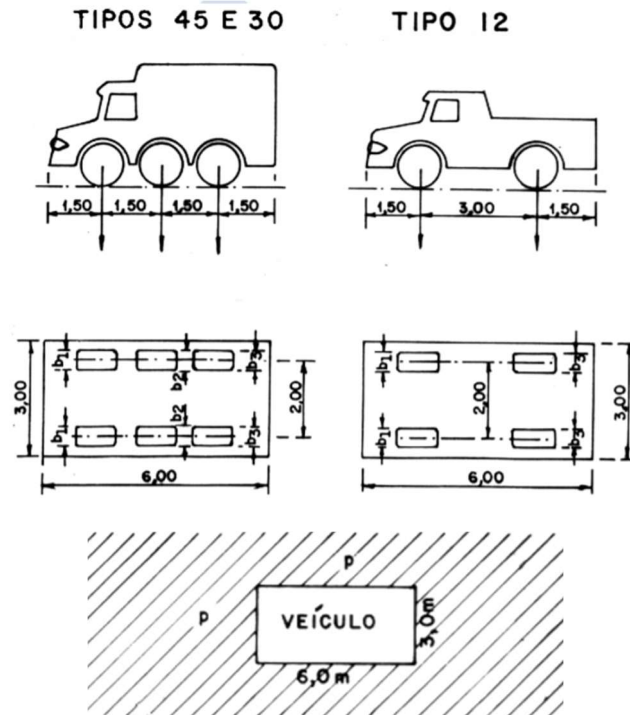


Figura 8: Veículos NBR7188:1984 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984)

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga	
	Tipo	Peso total		p		p'		
		kN	t _r	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²		kgf/m ²
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Figura 9: Tabela 1 da NBR7188:1984 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984)

Tabela 2 - Características dos veículos

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN-t _f	450 - 45	300 - 30	120 - 12
Peso de cada roda dianteira	kN-t _f	75 - 7,5	50 - 5	20 - 2
Peso de cada roda traseira	kN-t _f	75 - 7,5	50 - 5	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN-t _f	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b ₁ de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b ₃ de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b ₂ de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Figura 10: Tabela 2 da NBR7188:1984 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984)

A caracterização das classes das rodovias foi mantida nesta norma, sendo alterado somente o peso dos veículos.

3.1.4 Período de 2013 até o presente

A versão da NBR 7188:2013, atualmente em vigor, eliminou os veículos classe 300 kN e 120 kN. Para todas as OAE's deve ser utilizado o veículo de 450 kN, a não ser em obras vicinais ou particulares, neste caso, pode se utilizar um veículo com a mesma geometria e carregamento não inferior a 240kN.

Outra mudança foi a extinção da carga distribuída p'. Agora há somente uma carga uniformemente distribuída de 5,0 kN/m² em toda a faixa de rolamento, exceto na projeção do veículo. A seguir é apresentada a disposição das cargas estáticas:

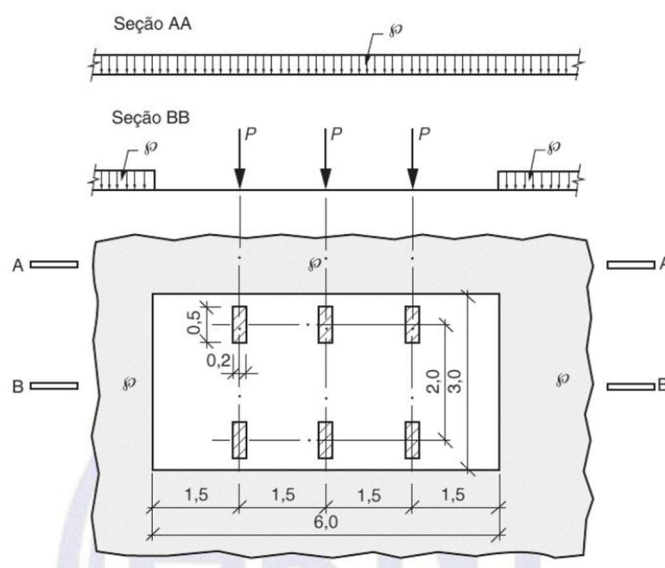


Figura 11: Veículos NBR7188:2013 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013)

É importante observar que os incrementos nos carregamentos de norma acompanharam o aumento das cargas transportadas pelos veículos comerciais (LUCHI, 2006) e também o aumento no tráfego observado nas rodovias brasileiras durante os quase 80 anos desde a primeira publicação normativa sobre o assunto. Este acréscimo de carregamento foi um dos aspectos que motivou o projeto de reforço do Viaduto Del Rey apresentado neste trabalho.

3.2 Reforço de viga em concreto armado segundo a norma ACI 440.2

Os seguintes modos de ruptura por flexão são estudados para a seção reforçada (ACI 440.2R-17,10.1.1):

- Esmagamento do concreto na compressão antes do escoamento do aço de reforço;
- Escoamento do aço em tensão seguida da ruptura do tecido de PRF;
- Escoamento do aço em tensão seguida do esmagamento do concreto;
- Tensão de delaminação do cobrimento de concreto;
- Descolamento do PRF do substrato de concreto;

Para o dimensionamento do reforço serão considerados os conceitos abaixo:

- Uma seção plana antes do carregamento continua sendo plana depois do carregamento critério de Bernoulli);

- Não há deslizamento relativo entre o PRF e o concreto;
- A deformação do concreto não pode ultrapassar 0,0030 cm/m. Será adotado o valor indicado no ACI por ser mais rigoroso que o indicado na ABNT NBR6118 de 0,0035 cm/m;
- A resistência à tração do concreto é desprezada;
- A deformação da PRF é linear até a ruptura.

Para as verificações no Estado Limite Último (ELU) temos a seguintes verificações:

O limite de resistência última é limitado pela resistência atual da estrutura para evitar a ruptura caso ocorra alguma falha pontual do sistema de reforço, assim:

$$S_u = 1.10 \cdot S_{dl} + 0.75 \cdot S_{LL}$$

Onde:

S_u – solicitação última

S_{dl} – efeitos das cargas permanentes não majoradas

S_{LL} – efeitos das cargas móveis não majoradas

A tensão efetiva no PRF tem é limitada ao nível de tensão de formação de fissuras para evitar a falha por delaminação

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{f_c}{n * E_f * t_f}} \leq 0.9 * \varepsilon_{fu}$$

Onde:

ε_{fd} – deformação específica de delaminação do PRF

f_c – resistência característica à compressão do concreto

n – números de camadas de PRF

E_f – módulo de elasticidade do PRF

t_f – espessura nominal de uma camada de tecido de PRF

ε_{fu} – deformação específica de ruptura do PRF

Assim deve ser calculado o momento resistente máximo e comparado ao momento solicitante máximo.

$$\varphi M_n = M_u$$

Onde:

M_n – resistência nominal à flexão

M_u – momento solicitante majorado

O fator de redução $\phi=0,90$ deve ser aplicado para a estrutura em análise. Um fator de redução adicional ψ_f , é aplicado para minorar a contribuição do PRF no aumento da resistência à flexão. O valor recomendado do ψ_f , é de 0.85 e é aplicado para garantir a ductilidade da estrutura reforçada.

Para a verificação dos carregamentos cíclicos, devemos considerar a tensão na armadura sob cargas de serviço deve ser limitada a 80% da tensão de escoamento. Além disso, a tensão de compressão no concreto sob cargas de serviço deve ser limitada a 60% da resistência à compressão

Além disso, a tensão máxima devido às cargas permanentes não deve superar 0,55 do carregamento último.

$$f_{f,s} \leq 0.55 * f_{fu}$$

Onde:

$f_{f,s}$ – nível de tensão no PRF provocado pelas cargas permanentes

f_{fu} – resistência à tração última do PRF

Assim, a verificação para as cargas variáveis é considerada atendida, caso a equação abaixo seja satisfeita:

$$S_u = 1.00 \cdot S_{dl} + 1,00 \cdot S_{LL}$$

Onde:

S_u – solicitação última

S_{dl} – efeitos das cargas permanentes não majoradas

S_{LL} – efeitos das cargas móveis não majoradas

4 METODOLOGIA

Esta seção será dividida em três partes. Na primeira, será apresentada toda a modelagem computacional do viaduto, bem como todos os carregamentos e materiais considerados além da descrição do programa computacional utilizado. A segunda parte apresentará os resultados obtidos através da análise e o dimensionamento das

armações existentes. Como não foram encontradas informações sobre a armação efetivamente utilizada, para análise do reforço, as armações longitudinais e transversais foram calculadas e admitidas como as armações existentes em função do bom estado de conservação da OAE.

Esta situação somente é válida por se tratar de estudo preliminar para subsidiar a análise de viabilidade financeira do reforço. Para o projeto executivo, deverá ser feito o levantamento das armações efetivamente utilizadas na estrutura, bem como ensaios dos materiais da OAE.

A terceira parte apresentará o dimensionamento do reforço estrutural utilizando tecido de fibra de carbono para permitir um aumento da carga móvel rodoviária que trafega sobre o viaduto. Para o cálculo do reforço, será utilizado o programa SIKACARBODUR desenvolvido pela fabricante SIKAG para dimensionamento de reforço com PRFC.

4.1 Metodologia Numérica

4.1.1 Aspectos gerais

Para a análise do viaduto foi utilizado como instrumento de cálculo o software CSiBridge.

O CSiBridge é um programa de elementos finitos, com interface gráfica 3D orientado ao cálculo de pontes, preparado para realizar de forma totalmente integrada a modelagem, análise e dimensionamento.

O software CSiBridge permite a inserção de todos os carregamentos atuantes na ponte, bem como a determinação dos trens tipo a serem utilizados na rodovia. O software permite também a determinação de diferentes combinações de carregamentos, oferecendo assim uma maior variedade de análises e das possibilidades de obtenção dos esforços atuantes na estrutura.

4.1.2 Modelo numérico desenvolvido e condições de contorno

Para o Viaduto Del Rey foi realizada a modelagem estrutural de uma das seções transversais como laje contínua apoiada em duas longarinas que por sua vez estão apoiadas em pilares e em apoios rígidos móveis nas extremidades.

4.1.3 Propriedade dos materiais

4.1.3.1 Resistência e módulo de elasticidade do concreto

O f_{ck} considerado para o dimensionamento dos elementos estruturais é de 20 MPa, com resistência característica à compressão de valor maior ou igual a 2,0 kN/cm².

Como disposto no item 8.2.8 da NBR 6118:2014 e considerando o uso de granito como

agregado graúdo

O módulo de elasticidade tangente e o módulo de elasticidade secante podem ser obtidos através da tabela 8.1 da NBR 6118:2014:

$$E_{ci} = 25 \text{ GPa}$$

$$E_{cs} = 21 \text{ GPa}$$

4.1.3.2 Resistência do aço

- Aço CA-50/CA-60
- Barras de alta aderência (nervuradas)
- $f_{yk} \geq 5000 \text{ kgf/cm}^2/6000 \text{ kgf/cm}^2$
- $f_{yd} \geq 4350 \text{ kgf/cm}^2/5220 \text{ kgf/cm}^2$

4.1.3.3 Características da manta de fibra de carbono

Será utilizado o material SikaWrap-300 C fabricado pela SIKA. Segundo o fabricante “é um tecido de fibra de carbono, unidirecional, para reforço estrutural, projetado para aplicações por processo úmido ou seco” (SIKA S.A., 2017)

- Módulo de Elasticidade: 220.000 MPa;
- Deformação Específica de Ruptura: 1,56%;
- Resistência Última da Tração: 3.200 MPa;
- Espessura do tecido por Camada: 0,167 mm.

4.1.4 CARREGAMENTOS

Carga permanente

O software CSiBridge gera automaticamente o peso próprio dos elementos modelados, considerando o peso específico do concreto armado de 2,5 tf/m³. Além do peso próprio dos elementos estruturais, considerou-se uma carga permanente referente ao peso próprio do guarda-rodas e do pavimento. O peso do guarda-rodas foi aplicado como um carregamento linear uniformemente distribuído na posição onde se encontra, determinado pela multiplicação de sua área transversal pelo peso específico do concreto armado, obtendo-se o valor de 580 kgf/m. Para o peso do pavimento foi considerada uma espessura de 7 cm, que multiplicada pelo peso específico do pavimento (considerado igual a 2,4 tf/m³) determina um carregamento superficial que foi aplicado sobre a laje. A este carregamento foi somado um carregamento de 0,20 tf/m² prevendo um possível recapeamento, conforme prescreve a NBR 7187:2003.

$$q_{\text{guarda-rodas}} = 0,58 \text{ tf/m}$$

$$q_{\text{pavimento}} = (0,07 \times 2,4) + 0,20 = 0,37 \text{ tf/m}^2$$

4.1.4.1 Cargas móveis

Foram realizadas duas análises estruturais do viaduto: uma considerando o veículo TB 360 KN da NB 6:1960 e outra considerando o veículo TB 450 KN da NBR 7188:2013. Ambos podem ser representados pelo desenho esquematizado na figura

a seguir, retirada diretamente da NBR 7188:2013. Nela, o valor de P corresponde a 6,0 tf para o TB 360 KN e a 7,5 tf para o TB 450 KN, o valor de p corresponde a 0,5 tf/m² para ambos os veículos e o de p' corresponde a 0,3 tf/m² para o TB 360 KN e a 0,5 tf/m² para o TB 450 KN.

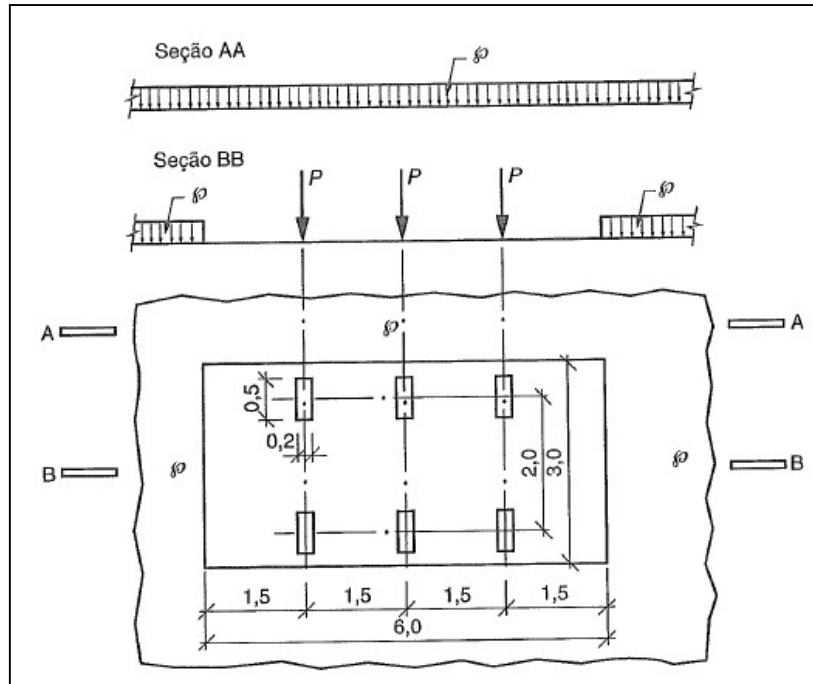


Figura 12: Desenho esquemático do veículo tipo da NBR 7188:2013

4.1.4.2 Coeficiente de impacto

Segundo a NBR 7188:2013, o coeficiente de impacto nos elementos estruturais de pontes rodoviárias deve ser igual a 1,35 para vãos menores que 10,0 m e, para vãos entre 10,0 e 200 m, deve ser calculado através da seguinte expressão:

$$\varphi = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{l + 50} \right)$$

Em pontes contínuas, o vão teórico l deve ser equivalente à média aritmética dos vãos teóricos. Sendo assim, o coeficiente de impacto foi determinado como se segue:

$$l = \frac{18,785 + 21,03 + 18,785}{3} = 19,53 \text{ m}$$

$$\varphi = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{19,53 + 50} \right) = 1,30$$

4.1.4.3 Coeficiente de número de faixas

Segundo a NBR 7188:2013, as cargas móveis características devem ser ajustadas pelo coeficiente de número de faixas do tabuleiro, representando a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas, conforme a equação abaixo:

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

$$n = 2, \text{ logo:}$$

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

4.1.4.4 Impacto lateral

De acordo com a NBR 7188:2013, o choque lateral das rodas pode ser equiparado a uma força horizontal perpendicular ao trem tipo, com um valor característico igual a 10,0 tf e carga concomitante de 10,0 tf, aplicado no topo do guarda-rodas. As situações consideradas para a aplicação do impacto lateral foram deste se dando na região dos apoios e no meio de cada vão, atuando no sentido negativo do eixo y. Neste estudo, além da força, foi aplicado um momento correspondente a multiplicação da força pelo braço de alavanca equivalente a distância entre o topo do guarda-rodas e o eixo da laje, distribuído sobre uma faixa de 1,0 m.

4.1.4.5 Frenagem ou aceleração

Conforme a NBR 7188:2013, foi considerado o efeito da força provocada pela frenagem ou aceleração do trem tipo sobre a estrutura, que é determinado através da equação abaixo.

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times CNF \geq 135 \text{ kN}$$

Onde:

B = a largura efetiva, expressa em metros, da carga distribuída de 0,5 tf/m²;

L = é o comprimento concomitante, expresso em metros, da carga distribuída.

Logo:

$$H_f = 0,25 \times 9,0 \times 58,60 \times 1,0 = 131,85 \text{ kN} < 135 \text{ kN} \therefore H_f = 135 \text{ kN}$$

A carga de frenagem/aceleração foi aplicada como um carregamento linear uniformemente distribuído sobre o eixo da pista, na direção positiva do eixo x, determinando-se o seu valor conforme se segue:

$$h_f = \frac{135}{58,60} = 2,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0,23 \text{ tf/m}$$

4.1.4.6 Multidão

Nos passeios para pedestres das pontes e viadutos, segundo a NBR 7188:2013, adota-se carga vertical superficial de 3,0 kN/m² na posição mais desfavorável concomitante com a carga móvel rodoviária, para verificações e dimensionamentos dos diversos elementos estruturais assim como para verificações globais. No presente estudo, adotou-se uma carga distribuída de 5,0 kN/m² ao longo do passeio.

4.1.4.7 Impacto no guarda-corpo

De acordo com a NBR 7188:2013, o impacto no guarda-corpo corresponde a uma força horizontal transversal de 2,0 kN/m aplicada no topo do guarda-corpo. Da mesma maneira feita para o impacto lateral, foi aplicado também um momento correspondente a força multiplicada pelo braço de alavanca equivalente a distância entre o topo do guarda-corpo e o eixo da laje.

4.1.4.8 Vento

A carga de vento sobre a ponte é considerada agindo horizontalmente em direção normal ao seu eixo e é representada por uma pressão horizontal média. Foram consideradas as cargas prescritas pela NB 2/1961, conforme indicado a seguir:

$$\text{ponte descarregada} \rightarrow 150 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{ponte carregada} \rightarrow 100 \text{ kgf/m}^2$$

As superfícies de incidência destas pressões laterais estão representadas na figura a seguir.

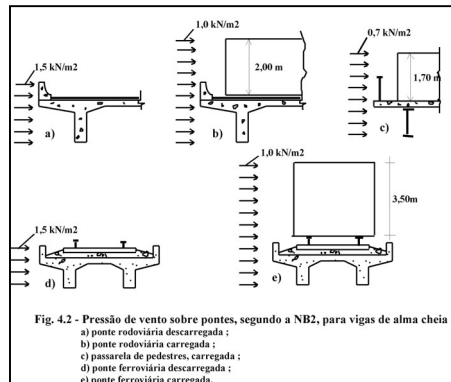


Figura 13: Cargas de vento sobre a ponte segundo a NB 2/1961

A carga de vento transversal foi aplicada no sentido positivo do eixo y e como carregamentos lineares uniformemente distribuídos no eixo da ponte, determinados tanto para a situação da ponte carregada como descarregada, bem como sobre a face dos pilares nos quais o vento incide.

Foi considerada uma altura de incidência de 2,92 m para a situação da ponte descarregada, correspondente a altura do tabuleiro somada à altura do guarda-rodas. Para a situação da ponte carregada, foi considerada uma altura de 4,05 m, correspondente a altura do tabuleiro somada à altura do veículo indicada na Figura 8b, de 2,0 m. Sendo assim, os valores dos carregamentos para cada situação foram determinados conforme se segue:

Ponte descarregada:

$$q_{vento} = 0,15 \times 2,92 = 0,44 \text{ tf/m}$$

Ponte carregada:

$$q_{vento} = 0,10 \times 4,05 = 0,41 \text{ tf/m}$$

Para os pilares, os carregamentos lineares uniformemente distribuídos foram determinados multiplicando-se a pressão de vento lateral correspondente a cada situação pela largura da face dos pilares sobre os quais o vento incide, conforme demonstrado a seguir:

Ponte descarregada:

$$q_{vento,pilares} = 0,15 \times 0,47 = 0,07 \text{ tf/m}$$

Ponte carregada:

$$q_{vento,pilares} = 0,10 \times 0,47 = 0,05 \text{ tf/m}$$

Para finalizar os carregamentos de vento atuando sobre a ponte, foi aplicado um momento atuando em seu eixo, provocado pela carga de vento transversal

incidindo sobre os veículos na situação da ponte carregada. O valor deste momento foi determinado da maneira que se segue:

$$M_{vento,transversal} = 0,10 \times 2,00 \times 1,125 = 0,23 \text{ tf.m/m}$$

4.1.4.9 Temperatura

De acordo com a NBR 6118:2014, para a retração de peças de concreto armado, recomenda-se que seja adotada uma deformação correspondente a variação de temperatura de 15 °C. Também é recomendado que seja considerada uma variação de temperatura de 10 °C a 15 °C para elementos em que a menor dimensão não supere 50 cm, para representar o efeito somente da dilatação e/ou encurtamento térmico. No presente estudo foi adotada uma variação uniforme de temperatura de 10 °C em todos os elementos estruturais que compõem o tabuleiro do viaduto.

4.1.5 Coeficientes De Ponderação

4.1.5.1 Coeficientes De Ponderação Para As Ações Permanentes E Variáveis

Os valores de cálculo (F_d) das ações permanentes e variáveis são obtidos a partir dos valores característicos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f definidos na Tabela 11.1 do item 11.7 da NBR 6118:2014 e nas tabelas 2 e 4 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003, representadas nas figuras a seguir.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Figura 14: Tabela 11.1 do item 11.7 da NBR 6118:2014

Tabela 2 — Ações permanentes diretas agrupadas			
Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Figura 15: Tabela 2 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003

Tabela 4 — Ações variáveis consideradas separadamente		
Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Figura 16: Tabela 4 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003

4.1.5.2 Fatores De Combinação E De Redução Para As Ações Variáveis

Os valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis estão indicadas na Tabela 6 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003, representada na figura a seguir.

Tabela 6 — Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis			
Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Figura 17: Tabela 6 do item 5.1.4 da NBR 8681:2003

4.1.5.3 Resistência De Cálculo Do Concreto E Do Aço

Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências do concreto e do aço para dimensionamento no estado limite último estão indicados na tabela 12.1 do item 12.4 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir.

Tabela 4: Tabela 12.1 do item 12.4 da NBR 6118:2014

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1

4.1.5.4 Combinações De Carga

As combinações de carga utilizadas na análise estrutural do viaduto estão de acordo com as prescrições da NBR 6118:2014 e da NBR 8681:2003. A seguir apresenta-se uma lista com todas as combinações realizadas e os respectivos coeficientes de ponderação das ações aplicadas na análise estrutural. Deve-se ressaltar que, para todas as combinações, as ações das cargas móveis foram multiplicadas pelo coeficiente de impacto, além dos respectivos coeficientes de ponderação prescritos por norma.

Quadro 1: Combinações de cálculo utilizadas

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
CARGA PERMANENTE	Linear Add	Linear Static	PESO PRÓPRIO	1
CARGA PERMANENTE		Linear Static	GUARDA-CORPO	1
CARGA PERMANENTE		Linear Static	GUARDA-RODAS	1
CARGA PERMANENTE		Linear Static	PAVIMENTO	1
ENVOLT. IMPACTOS	Envelope	Linear Static	IMPACTO GR 1	1
ENVOLT. IMPACTOS		Linear Static	IMPACTO GR 2	1
ENVOLT. IMPACTOS		Linear Static	IMPACTO GR 3	1
ENVOLT. IMPACTOS		Linear Static	IMPACTO GR 4	1
ENVOLT. IMPACTOS		Linear Static	IMPACTO GR 5	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
ENVOLT. IMPACTOS		Linear Static	IMPACTO GR 6	1
ENVOLT. IMPACTOS		Linear Static	IMPACTO GR 7	1
ELU-N-1	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-1		Linear Static	VENTO DESCARREGADO	1,4
ELU-N-1		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-1		Linear Static	MULTIDÃO	1,05
ELU-N-2	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-2		Linear Static	VENTO DESCARREGADO	0,84
ELU-N-2		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-2		Linear Static	MULTIDÃO	1,5
C MÓVEL - TB 360 KN	Linear Add	Moving Load	TB 360 KN	1,3
ELU-N-3	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-3		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 360 KN	1,5
ELU-N-3		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,84
ELU-N-3		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,05
ELU-N-3		Linear Static	MULTIDÃO	1,05
ELU-N-3		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-4	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
ELU-N-4		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 360 KN	1,05
ELU-N-4		Linear Static	VENTO CARREGADO	1,4
ELU-N-4		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,05
ELU-N-4		Linear Static	MULTIDÃO	1,05
ELU-N-4		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-5	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-5		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 360 KN	1,05
ELU-N-5		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,84
ELU-N-5		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,5
ELU-N-5		Linear Static	MULTIDÃO	1,05
ELU-N-5		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-6	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-6		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 360 KN	1,05
ELU-N-6		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,84
ELU-N-6		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,05
ELU-N-6		Linear Static	MULTIDÃO	1,5
ELU-N-6		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
C MÓVEL - TB 450 KN	Linear Add	Moving Load	TB 450 KN	1,3
ELU-N-7	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-7		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 450 KN	1,5
ELU-N-7		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,84

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
ELU-N-7		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,05
ELU-N-7		Linear Static	MULTIDÃO	1,05
ELU-N-7		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-8	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-8		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 450 KN	1,05
ELU-N-8		Linear Static	VENTO CARREGADO	1,4
ELU-N-8		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,05
ELU-N-8		Linear Static	MULTIDÃO	1,05
ELU-N-8		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-9	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-9		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 450 KN	1,05
ELU-N-9		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,84
ELU-N-9		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,5
ELU-N-9		Linear Static	MULTIDÃO	1,05
ELU-N-9		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-N-10	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,35
ELU-N-10		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 450 KN	1,05
ELU-N-10		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,84
ELU-N-10		Linear Static	ACELERAÇÃO	1,05
ELU-N-10		Linear Static	MULTIDÃO	1,5
ELU-N-10		Linear Static	TEMPERATURA	0,72
ELU-E-1	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,15

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
ELU-E-1		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 360 KN	0,7
ELU-E-1		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,6
ELU-E-1		Linear Static	ACELERAÇÃO	0,7
ELU-E-1		Linear Static	MULTIDÃO	0,7
ELU-E-1		Response Combo	ENVOLT. IMPACTOS	1
ELU-E-1		Linear Static	TEMPERATURA	0
ELU-E-2	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,15
ELU-E-2		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 360 KN	0,7
ELU-E-2		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,6
ELU-E-2		Linear Static	ACELERAÇÃO	0,7
ELU-E-2		Linear Static	MULTIDÃO	0,7
ELU-E-2		Linear Static	IMPACTO GC	1
ELU-E-2		Linear Static	TEMPERATURA	0
ELU-E-3	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,15
ELU-E-3		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 450 KN	0,7
ELU-E-3		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,6
ELU-E-3		Linear Static	ACELERAÇÃO	0,7
ELU-E-3		Linear Static	MULTIDÃO	0,7
ELU-E-3		Response Combo	ENVOLT. IMPACTOS	1
ELU-E-3		Linear Static	TEMPERATURA	0
ELU-E-4	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1,15

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
ELU-E-4		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 450 KN	0,7
ELU-E-4		Linear Static	VENTO CARREGADO	0,6
ELU-E-4		Linear Static	ACELERAÇÃO	0,7
ELU-E-4		Linear Static	MULTIDÃO	0,7
ELU-E-4		Linear Static	IMPACTO GC	1
ELU-E-4		Linear Static	TEMPERATURA	0
ENV. ELU - TB 360 KN	Envelope	Response Combo	ELU-N-1	1
ENV. ELU - TB 360 KN		Response Combo	ELU-N-2	1
ENV. ELU - TB 360 KN		Response Combo	ELU-N-3	1
ENV. ELU - TB 360 KN		Response Combo	ELU-N-4	1
ENV. ELU - TB 360 KN		Response Combo	ELU-N-5	1
ENV. ELU - TB 360 KN		Response Combo	ELU-N-6	1
ENV. ELU - TB 360 KN		Response Combo	ELU-E-1	1
ENV. ELU - TB 360 KN		Response Combo	ELU-E-2	1
ENV. ELU - TB 450 KN	Envelope	Response Combo	ELU-N-1	1
ENV. ELU - TB 450 KN		Response Combo	ELU-N-2	1
ENV. ELU - TB 450 KN		Response Combo	ELU-N-7	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
ENV. ELU - TB 450 KN		Response Combo	ELU-N-8	1
ENV. ELU - TB 450 KN		Response Combo	ELU-N-9	1
ENV. ELU - TB 450 KN		Response Combo	ELU-N-10	1
ENV. ELU - TB 450 KN		Response Combo	ELU-E-3	1
ENV. ELU - TB 450 KN		Response Combo	ELU-E-4	1
ELS-CF - TB 360 KN	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1
ELS-CF - TB 360 KN		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 360 KN	0,5
ELS-CF - TB 360 KN		Linear Static	ACELERAÇÃO	0,3
ELS-CF - TB 360 KN		Linear Static	MULTIDÃO	0,4
ELS-CF - TB 450 KN	Linear Add	Response Combo	CARGA PERMANENTE	1
ELS-CF - TB 450 KN		Response Combo	CARGA MÓVEL - TB 450 KN	0,5
ELS-CF - TB 450 KN		Linear Static	ACELERAÇÃO	0,3
ELS-CF - TB 450 KN		Linear Static	MULTIDÃO	0,4

4.1.6 Modelagem Da Estrutura

Apresenta-se a seguir figuras que ilustram a modelagem do viaduto utilizando o CSiBridge.

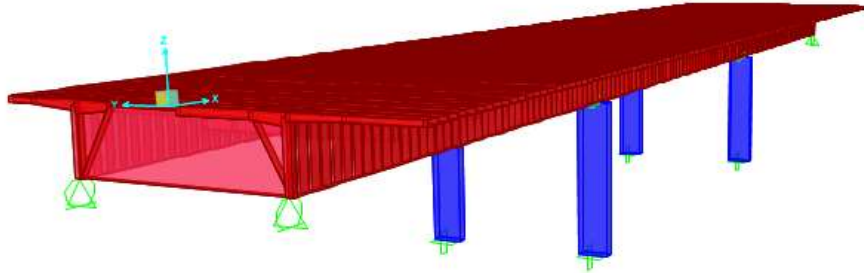


Figura 18: Vista 3D da estrutura modelada (acervo do autor)

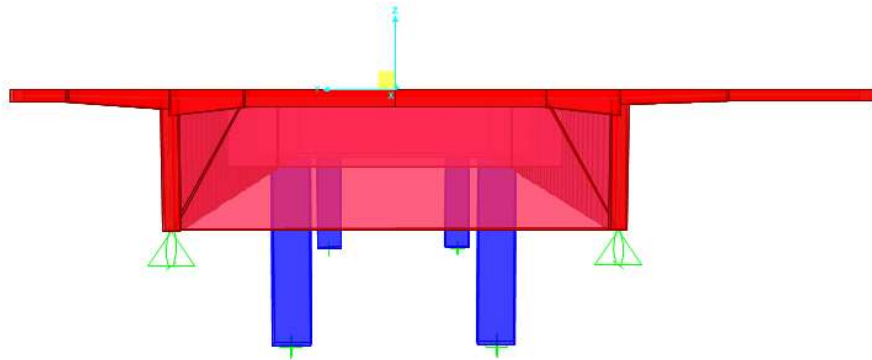


Figura 19: Vista frontal da estrutura modelada (acervo do autor)

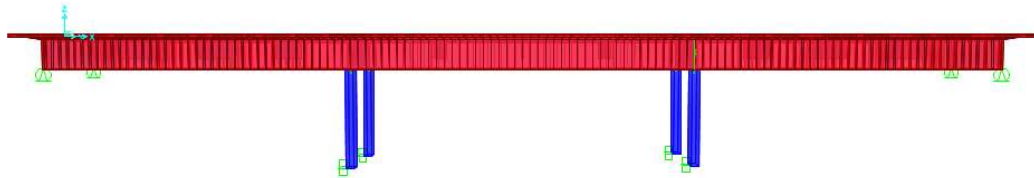


Figura 20: Vista lateral da estrutura modelada (acervo do autor)

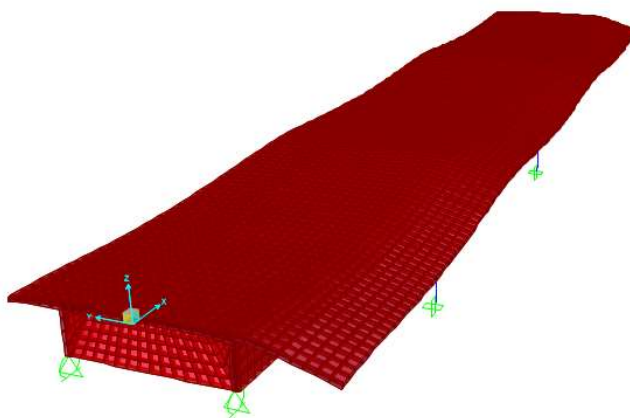


Figura 21: Deformação da estrutura modelada na envoltória de combinações últimas (acervo do autor)

5 RESULTADOS

Primeiramente, serão apresentados os resultados da análise da estrutura, contendo os esforços solicitantes de cálculo considerando os carregamentos explicitados no item 4.1.4 as combinações apresentadas no item 4.1.5.

Posteriormente foram calculadas as armações necessárias para resistir aos esforços solicitantes devido ao tráfego do veículo TB 360KN indicado na norma NBR 7188:1984 e os valores calculados foram utilizados na última etapa.

Por último foram verificados os reforços em PRF para resistir aos momentos positivos e negativos provocados pelo veículo TB 450KN da norma NBR 7188:2013.

5.1 Apresentação dos Esforços

Serão apresentados a seguir os diagramas dos esforços solicitantes obtidos na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN da NB 6:1960 e para a passagem do TB 450 KN da NBR 7188:2013, na envoltória de combinações últimas. Os esforços máximos estão indicados após as figuras, que foram retiradas diretamente do CSiBridge. Resultados Da Longarina Mais Solicitada Para A Passagem Do TB 360 KN

5.1.1 Diagrama de momento fletor na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN

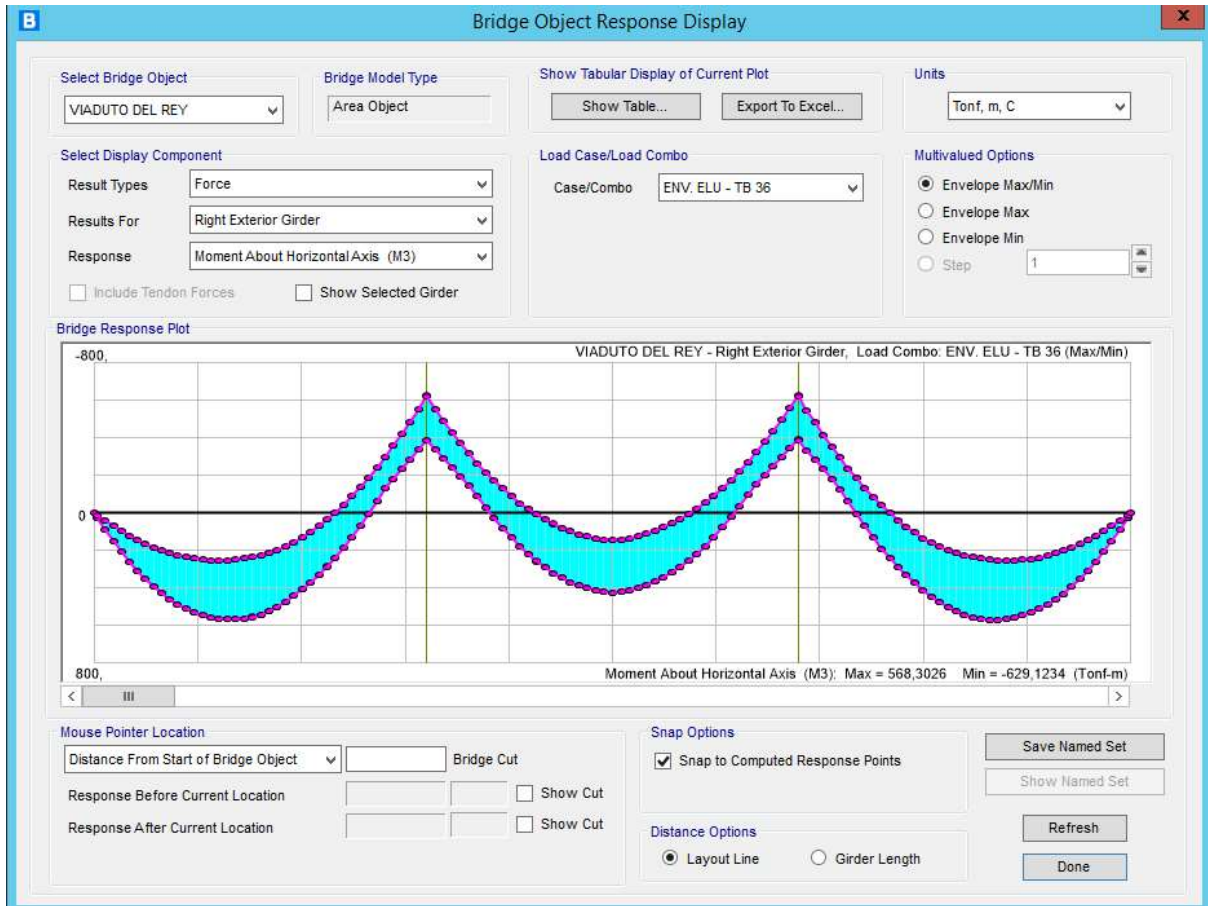


Figura 22: Diagrama de momento fletor obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN (acervo do autor)

Esforços máximos:

$$M_{TB\ 36,máx}^+ = 568,30\ tf.m$$

$$M_{TB\ 36,máx}^- = 629,12\ tf.m$$

5.1.2 Diagrama de força cortante na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN

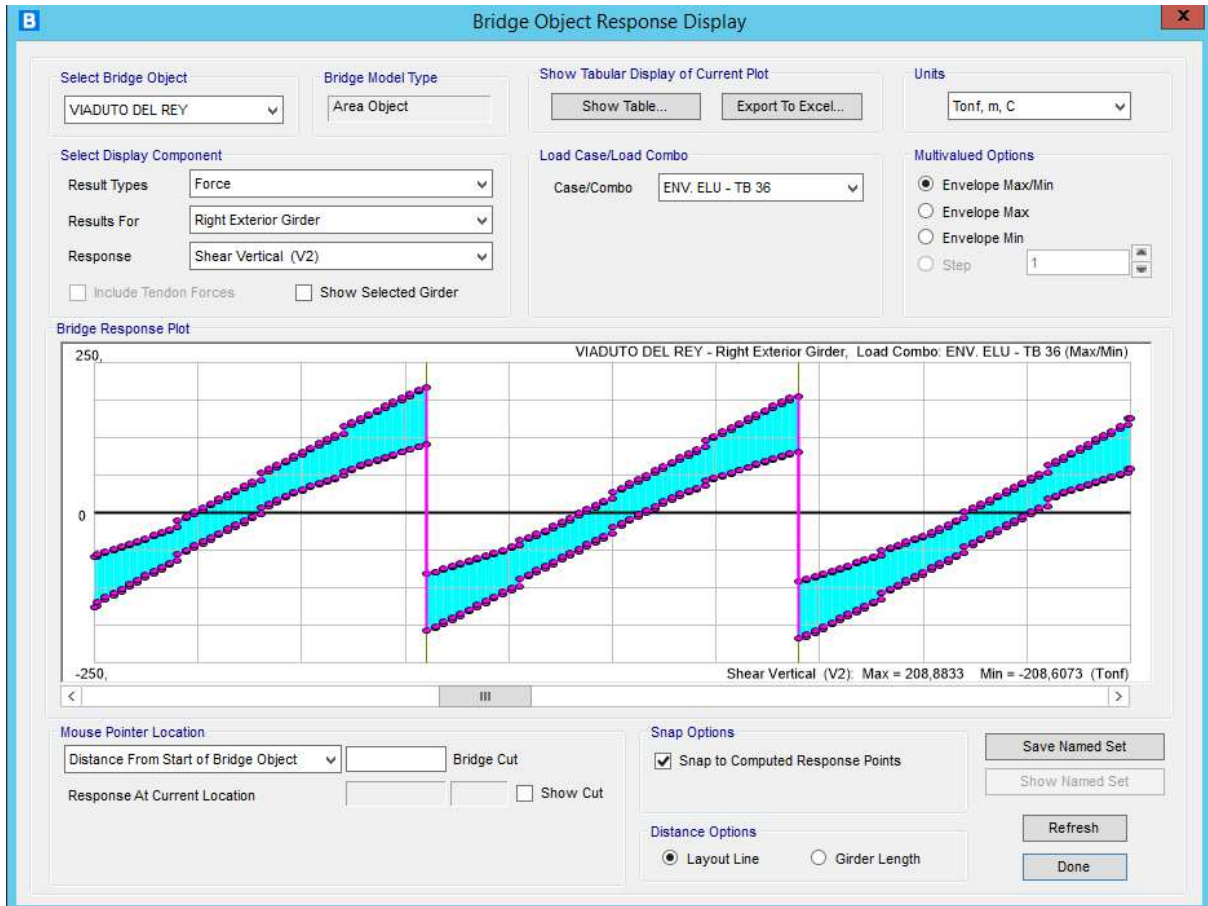


Figura 23: Diagrama de força cortante obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 360 KN (acervo do autor)

Esforço máximo:

$$V_{TB\ 36,max} = 208,88\ tf$$

5.1.3 Diagrama de momento fletor na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN

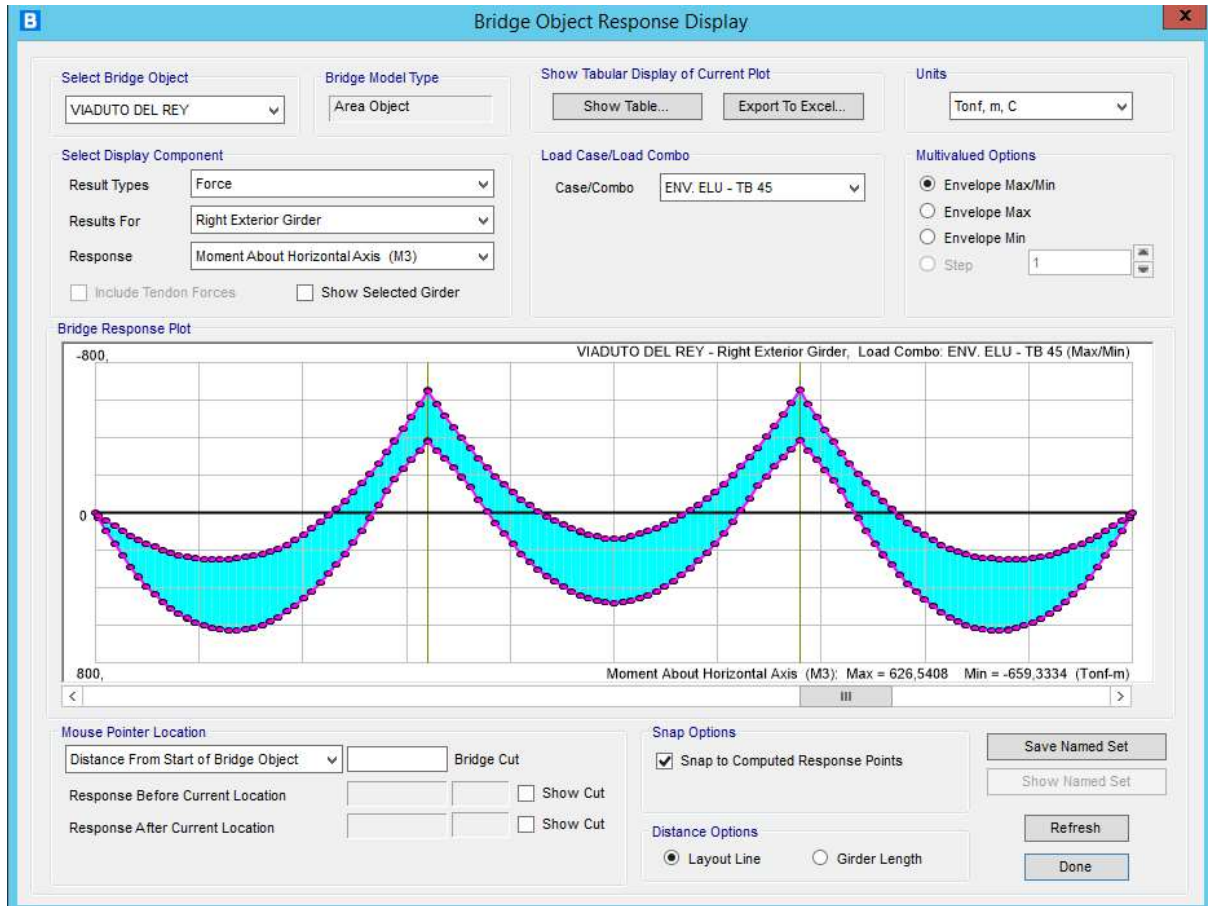


Figura 24: Diagrama de momento fletor obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN (acervo do autor)

Esforços máximos:

$$M_{TB\ 45,máx}^+ = 626,54\ tf.m$$

$$M_{TB\ 45,máx}^- = 659,33\ tf.m$$

5.1.4 Diagrama de força cortante na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN

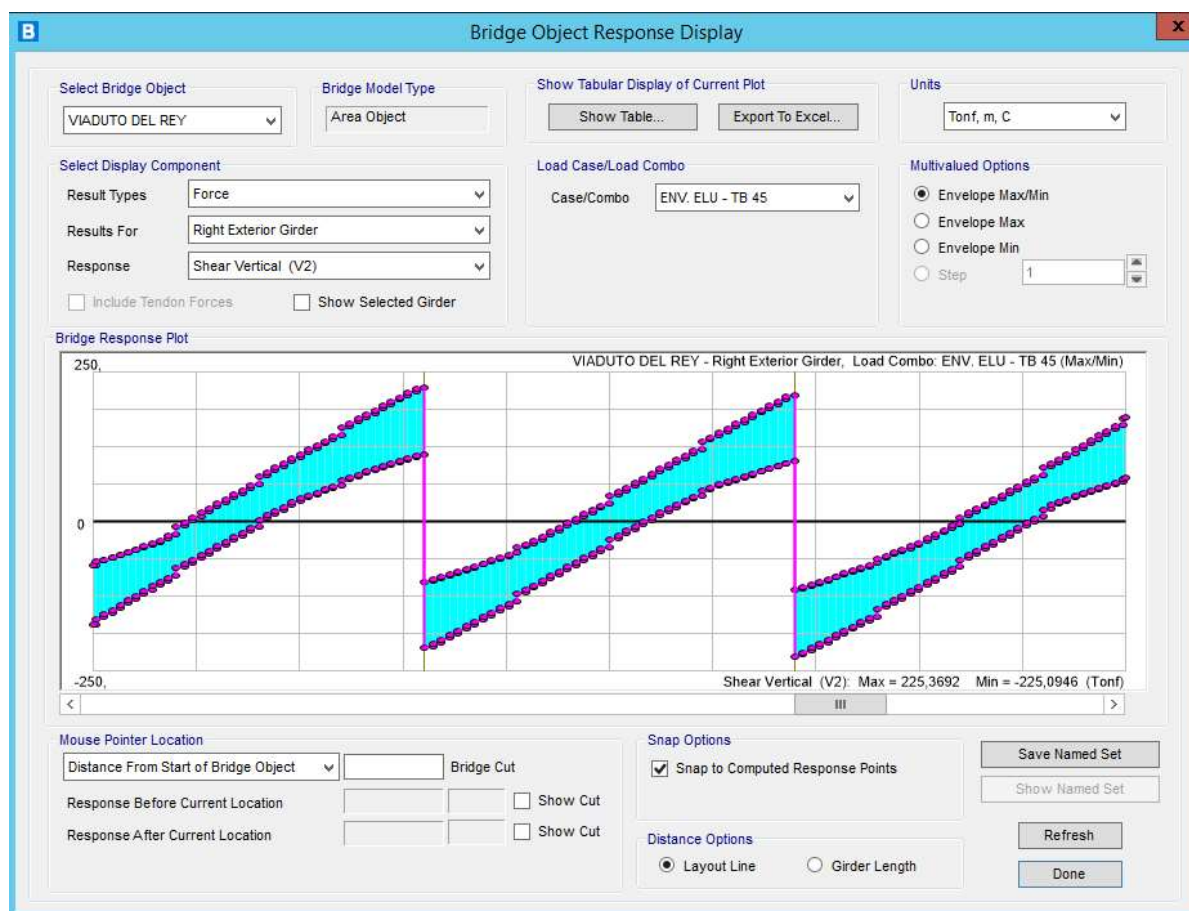


Figura 25: Diagrama de força cortante obtido na longarina mais solicitada para a passagem do TB 450 KN (acervo do autor)

Esforço máximo:

$$V_{TB\ 45,máx} = 225,37\ tf$$

5.2 Dimensionamento das Longarinas Para A Passagem Do TB 360 kN

A longarina mais solicitada quanto aos momentos fletores positivo e negativo e quanto ao esforço cortante devidos à passagem do TB 360 KN será dimensionada seguindo as prescrições da NBR 6118:2014, uma vez que se necessita da armação existente nas longarinas para o posterior dimensionamento do reforço em fibras de carbono a ser executado nas mesmas. Os cálculos estão demonstrados nos próximos itens.

5.2.1 Dimensionamento das Longarinas À Flexão Simples Para A Passagem Do TB 360 kN

Para o dimensionamento da longarina mais solicitada quanto aos momentos fletores positivo e negativo devido à passagem do TB 360 KN, será utilizado o método proposto pelo Prof. Tepedino para o cálculo da armadura necessária para resistir a tais esforços. Para o momento fletor positivo, será considerada uma seção T, uma vez que a laje comprimida contribui com a resistência da viga.

Por se tratar de estrutura construída antes da versão de 2014 da NBR 6118, não será considerada a relação $x/d = 0,45$ conforme item 14.6.4.3 da NBR 6118:2014. O valor adotado para esta relação será $x/d = 0,50$. Desta forma, o fator $k_{lim} = 0,32$.

5.2.1.1 Dimensionamento das longarinas quanto ao momento fletor positivo máximo para a passagem do TB 360 KN

Determinação da largura da mesa colaborante:

Tramo com momento em uma só extremidade $\rightarrow a = 0,75l = 0,75 \times 1912,5 = 1434,38 \text{ cm}$

Tramo com momento nas duas extremidades $\rightarrow a = 0,60l = 0,60 \times 2100 = 1260 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \times b_2 = 0,5 \times 625 \text{ cm} = 312,5 \text{ cm} \\ 0,1 \times a = 0,1 \times 1260 = 126,0 \text{ cm} \end{cases} \therefore b_1 = 126,0 \text{ cm}$$

Onde:

b_2 = distância entre longarinas, de face a face;

a = 75% do vão correspondente ao tramo com momento em uma só extremidade e 60% do vão correspondente ao tramo com momento nas duas extremidades.

$$b_3 \leq \begin{cases} b_4 = 133 \text{ cm} \\ b_3 = 0,1 \times a = 126 \text{ cm} \end{cases} \therefore b_3 = 126 \text{ cm}$$

Onde:

b_4 = valor disponível da laje em balanço.

Determinação da largura total da mesa da viga T:

Desconsiderando as mísulas, tem-se:

$$b_f = b_w + b_1 + b_3$$

Onde:

b_w = base da viga.

Logo:

$$b_f = b_w + b_1 + b_3 = 25 + 126 + 126 = 277 \text{ cm}$$

Logo, a seção de viga T na seção de maior momento fletor positivo tem mesa com largura de 277 cm, base de 25 cm e altura total de 205 cm.

$$M_d = 568,30 \text{ tf.m} = 568300 \text{ kN.cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$b_f = 277 \text{ cm}$$

$$h_f = 25 \text{ cm}$$

$$h = 205 \text{ cm}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

$$d = 205 - 10 = 195 \text{ cm}$$

$$f_c = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{1,4} = 0,85 \times \frac{2,0}{1,4} = 1,214 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{dRef} = f_c \times b_f \times h_f \times \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 1,214 \times 277 \times 25 \times \left(195 - \frac{25}{2} \right) = 1534268 \text{ kN.cm}$$

Como M_d é menor que M_{dRef} , deve-se considerar a viga com seção $b_f \times h$.

Logo:

$$k = \frac{M_d}{f_c \times b_f \times d^2} = \frac{568300}{1,214 \times 277 \times 195^2} = 0,044 < k_L$$

$$= 0,32 \text{ (adotado } k_L \text{ da norma antiga)}$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{f_c \times b_f \times d \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times k})}{f_{yd}}$$

$$= \frac{1,214 \times 277 \times 195 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044})}{43,48} = 67,89 \text{ cm}^2$$

5.2.1.2 Dimensionamento das longarinas quanto ao momento fletor negativo máximo para a passagem do TB 360 KN

$$M_d = 629,12 \text{ tf.m} = 629120 \text{ kN.cm}$$

$b = 50 \text{ cm}$ (a largura da longarina é maior na seção de momento negativo máx)

$$h = 205 \text{ cm}$$

$$d' = 5,0 \text{ cm}$$

$$d = 205 - 5,0 = 200 \text{ cm}$$

$$f_c = 1,214 \text{ kN/cm}^2$$

$$k = \frac{629120}{1,214 \times 50 \times 200^2} = 0,259 > k_L = 0,32$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{1,214 \times 50 \times 200 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,259})}{43,48} = 85,36 \text{ cm}^2$$

5.2.2 Dimensionamento das Longarinas Ao Cisalhamento Para A Passagem Do TB 360 kN

$$V_{d,m\acute{a}x} = 208,88 \text{ tf} = 2088,8 \text{ kN}$$

$$b_w = 50 \text{ cm (a largura da longarina é maior na seção de esforço cortante máx)}$$

$$h = 205 \text{ cm}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

$$d = 205 - 10 = 195 \text{ cm}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{d,m\acute{a}x}}{b_w \times d} = \frac{2088,8}{50 \times 195} = 0,214 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \tau_{wd2} = 0,355 \text{ kN/cm}^2$$

A biela de compressão do concreto não rompe devido ao cisalhamento.

$$\rho_w = \frac{100 \times (\tau_{wd} - \tau_{c0})}{39,15} = \frac{100 \times (0,214 - 0,0663)}{39,15} = 0,377$$

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w = 0,377 \times 50 = 18,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando estribo simples de dois ramos, tem-se:

$$\frac{A_{sw}}{2} = \frac{18,85}{2} = 9,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.3 Dimensionamento do reforço através do programa SIKA CARBODUR

Abaixo está apresentado o dimensionamento do reforço com polímero reforçado com fibra de carbono dimensionado através do programa SIKA CARBODUR. Este programa foi desenvolvido pela SIKA AG.

Os esforços e armações utilizados foram calculados no item anterior deste trabalho

5.3.1 Critérios gerais

5.3.1.1 Fatores de redução da resistência

Serão utilizados os fatores de redução da resistência à flexão indicados no item 21.2 do ACI 318-17. Estes fatores reduzem a resistência final da seção verificada de acordo com o modelo de ruptura da seção.

$\Phi_{cc,t} = 0.65$ – para ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto

$\Phi_{tc} = 0.9$ – para ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

Para o dimensionamento das seções da OAE, será considerado que a ruptura ocorre por delaminação do reforço do PRF antes da ruptura por encurtamento limite do concreto. Esta situação é mais segura, pois a ruptura ocorrerá no reforço antes de afetar a estrutura original. Assim, o fator redutor Φ adotado na verificação será 0,9

5.3.1.2 Coeficiente de majoração de carga

Quadro 2: Coeficientes de majoração de carga utilizadas

Combinações da ACI	Cargas permanentes	Cargas variáveis
Limites da resistência	1.10	0.75
Cargas esperadas	1.20	1.60
Cargas de serviço	1.00	1.00

5.3.2 Reforço momento positivo

5.3.2.1 Seção transversal

Largura da alma - 250 mm

Altura total - 2050 mm

Largura da mesa - 2000 mm

Altura da mesa - 250 mm

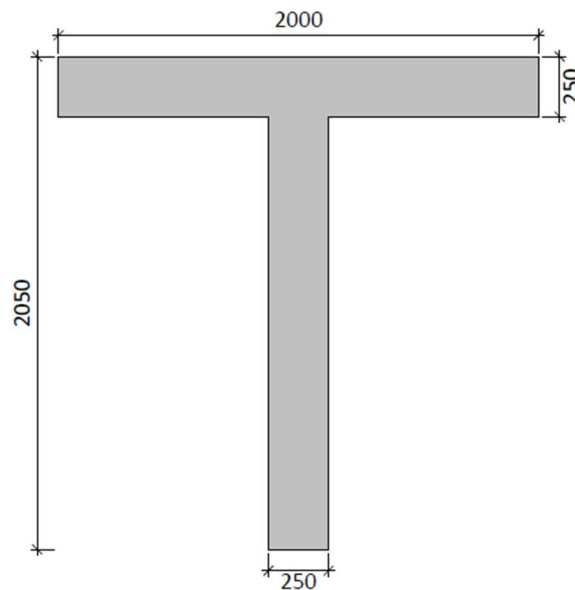


Figura 26: Imagem da seção transversal (SIKA S.A., 2015)

5.3.2.2 Cargas consideradas

Cargas iniciais: $M_i = 2174,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Cargas permanentes: $M_i = 2174,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Cargas variáveis: $M_i = 2220,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5.3.2.3 Estado Limite Último - ELU

O PRF reforçado tem uma relação linear de tensão-deformação até a falha

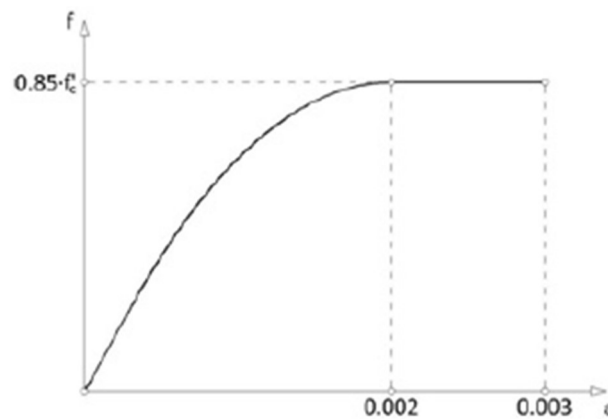


Figura 27: Diagrama tensão deformação na fibra (SIKA S.A., 2015)

Para prevenir falha por delaminação induzido por fissuração do concreto, a tensão efetiva no PRF reforçado tem de ser limitada ao nível de tensão na qual a fissura possa ocorrer, ε_{fd} , como definida na equação (ACI 440.2R-17, SEÇÃO 10.1):

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{f_c}{n * E_f * t_f}} \leq 0.9 * \varepsilon_{fu}$$

Fibra principal reforçada

$$\varepsilon_{fd} = 0.0055$$

Fibra lateral reforçada

$$\varepsilon_{fd} = 0.0096$$

Um fator reducional adicional para o PRF, ψ_f , é aplicado para a contribuição da resistência à flexão do PRF reforçado. O valor recomendado do ψ , é de 0.85.

Equilíbrio da força da seção. Carregamento inicial

$$S_u = S_i = 2174.00 kN * m$$

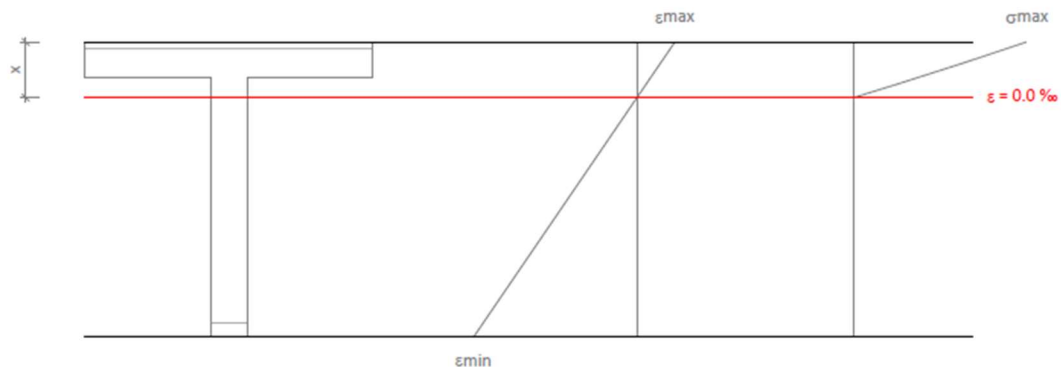


Figura 28: Linha neutra na seção transversal da viga não reforçada (SIKA S.A., 2015)

Deformação mínima e máxima:

$$\varepsilon_{max} = 0.20\%$$

$$\varepsilon_{min} = -0.88\%$$

Tensão máxima no concreto:

$$f_c = 3.30 MPa$$

Distância da extrema compressão da fibra até a linha neutra:

$$x = 386.06 mm$$

Quadro 3: Tensão e deformação do aço

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	$\epsilon(\%)$
A. 769	975	37.355	0.17
A. 6789	-925	-173.81	-0.83
*: A deformação no PRF é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).			

Limites de reforço. Combinação mínima de carregamentos a ser resistido pelo membro não reforçado (ACI440.2R-17, SEÇÃO 9.2).

$$S_U = 1.00 * S_{DL} + 0.75 * S_{LL}$$

$$\Phi * M_n \geq M_u \quad 5801.59 \text{ kN} * m \geq 4056.40 \text{ kN} * m$$

Momento nominal:

$$M_n = 6446.21 \text{ kN} * m$$

Fator de redução de força:

$$\Phi = 0.9$$

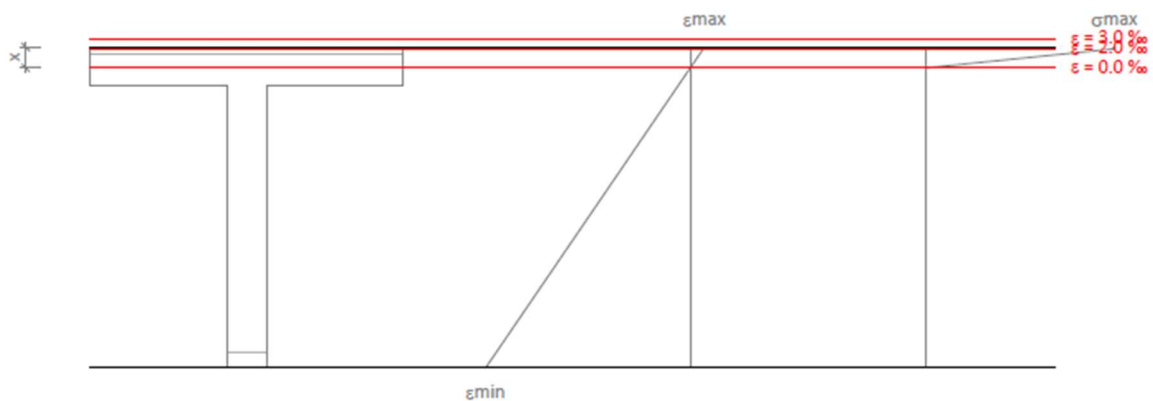


Figura 29: Deformação do concreto na seção transversal da viga não reforçada (SIKA S.A., 2015)

Deformação mínima e máxima:

$$\epsilon_{max} = 2.20\%$$

$$\epsilon_{min} = -31.49\%$$

Tensão máxima no concreto :

$$f_c = 17.00 \text{ MPa}$$

Distância da compressão extrema da fibra até a linha neutra :

$$x = 133.85 \text{ mm}$$

Quadro 4: Tensão e deformação do aço

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	$\epsilon(\%)$
A. 769	975	289.42	1.38
A. 6789	-925	-500.00	-29.85
*: A deformação no PRF é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).			

Limites de reforço. Seções reforçadas e cargas esperadas.

$$S_U = 1.20 * S_{DL} + 1.60 * S_{LL}$$

$$\Phi * M_n \geq M_u$$

$$6169.91 \text{ kN} * m \geq 6160.80 \text{ kN} * m$$

m

Momento nominal

$$M_n = 6855.45 \text{ kN} * m$$

Fator de redução de força

$$\Phi = 0.9$$

Adotando um reforço com 3 camadas de PRF com 16,7 cm de largura cada e duas camadas transversais com 25 cm de largura efetiva. Como todas as mantas possuem 0,167 mm de espessura, a área total de PRF é de 167 mm² conforme imagem abaixo.

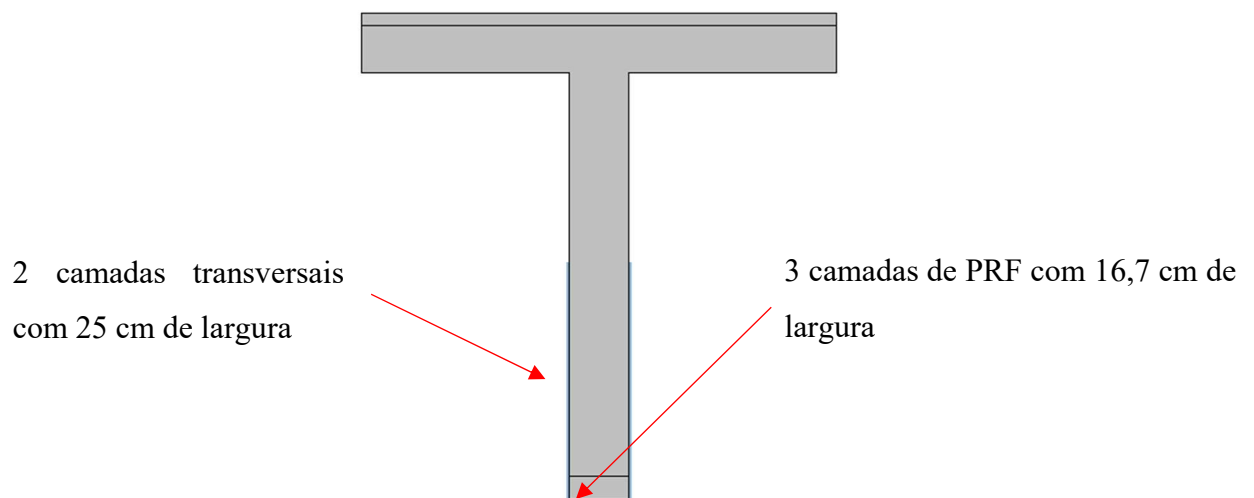


Figura 30: Reforço Momento Positivo Longarina (SIKA S.A., 2015)

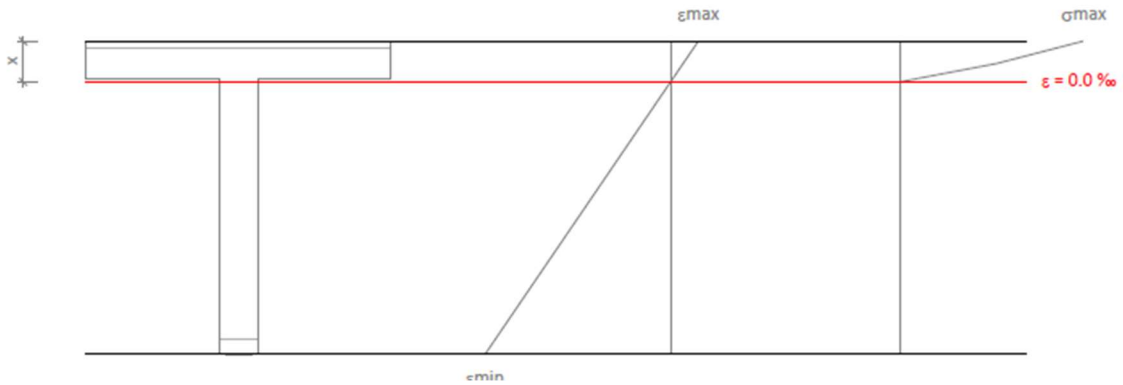


Figura 31: Linha neutra na seção transversal da viga reforçada (SIKA S.A., 2015)

Deformação mínima e máxima:

$$\varepsilon_{max} = 0.95\%$$

$$\varepsilon_{min} = -6.37\%$$

Tensão máxima no concreto

$$f_c = 12.32 \text{ MPa}$$

Distância da extrema compressão da fibra até a linha neutra

$$x = 265.96 \text{ mm}$$

Quadro 5: Tensão e deformação do reforço para ELU

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	ε(‰)
A. 769	975	162.05	0.77
A. 6789	-925	-500.00	-6.02
PRF	-1025	-1027.43	-5.49
PRF	-1025	-1027.53	-5.49
PRF	-1025	-1027.62	-5.50
PRF	-775	-885.08	-4.73
PRF	-275	-600.47	-3.21
*: A deformação no PRF é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).			

5.3.2.4 Estado Limite de Serviço - ELS

A tensão na armadura de aço sob cargas de serviço deve ser limitada a 80% da tensão de escoamento. Além disso, a tensão de compressão no concreto sob cargas de serviço deve ser limitada a 60% da resistência à compressão. (ACI 440.2R,10.2.8).

$$f_{s,s} \leq 0.8 * f_y$$

$$f_{c,s} \leq 0.6 * f_c$$

A tensão sustentada deve ser limitada como expressa pela equação. (ACI 440.2R,10.2.8)

Cálculo da profundidade da linha neutra

$$f_{f,s} \leq 0.55 * f_{fu}$$

Equilíbrio da força da seção sob cargas atuantes.

$$S_U = 1.00 * S_{DL} + 1.00 * S_{LL}$$

Deformação mínima e máxima:

$$\varepsilon_{max} = 0.42\%$$

$$\varepsilon_{min} = -1.75\%$$

Tensão máxima no concreto

$$f_c = 6.44 \text{ MPa}$$

Distância da extrema compressão da fibra até o eixo neutro

$$x = 399.95 \text{ mm}$$

Quadro 6: Tensão e deformação do reforço para ELS

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	ε (%)
A.769	975	77.91	0.37
A.6789	-925	-345.10	-1.64
FRP	-1025	-162.46	-0.87
FRP	-1025	-162.48	-0.87
FRP	-1025	-162.49	-0.87
FRP	-775	-137.63	-0.74
FRP	-275	-87.99	-0.47

*: A deformação no FRP é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).

5.3.2.5 Resumo das verificações

Quadro 7: Carregamento máximo de reforço

Carregamento	Φ	M_u (kN*m)	M_n (kN*m)	$\phi * M_n \geq M_u (N = N_u)$
$S_U = 1.10 * S_{DL} + 0.75 * S_{LL}$	0.90	4056.40	6446.21	Seção não reforçada $5801.59 kN * m \geq 4056.40 kN * m$

Quadro 8: Resistência da seção no ELU

Carregamento	Φ	M_u (kN*m)	M_n (kN*m)	$\phi * M_n \geq M_u (N = N_u)$
$S_U = 1.20 * S_{DL} + 1.60 * S_{LL}$	0.90	6160.80	6855.45	Seção reforçada $6169.91 kN * m \geq 6160.80 kN * m$

Quadro 9: Resistência da seção no ELS

Carregamento	Tensão de serviço		
$S_U = 1.00 * S_{DL} + 1.00 * S_{LL}$	$f_{c,s} \leq 0.6 f_c$	$f_{y,s} \leq 0.8 f_y$	$f_{f,s} \leq 0.55 f_{fu}$
	6.44 MPa $\leq 12.00 \text{ Mpa}$	345.10 MPa $\leq 400.00 \text{ Mpa}$	162.49 MPa $\leq 1551.83 \text{ Mpa}$

5.3.3 Reforço momento negativo

5.3.3.1 Seção transversal

Largura da alma - 500 mm

Altura total - 2050 mm

Largura da mesa - 2000 mm

Altura da mesa - 250 mm

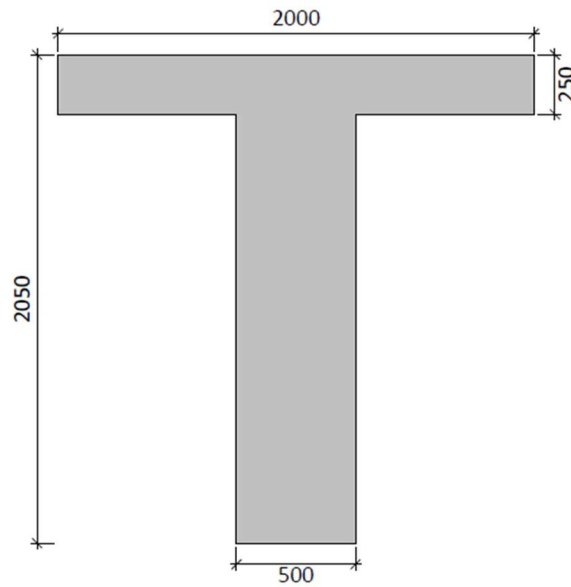


Figura 32: Imagem da seção transversal (SIKA S.A., 2015)

5.3.3.2 Cargas consideradas

Cargas iniciais: $M_i = 3211,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Cargas permanentes: $M_i = 3211,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Cargas variáveis: $M_i = 2000,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5.3.3.3 Estado Limite Último - ELU

O PRF reforçado tem uma relação linear de tensão-deformação até a falha

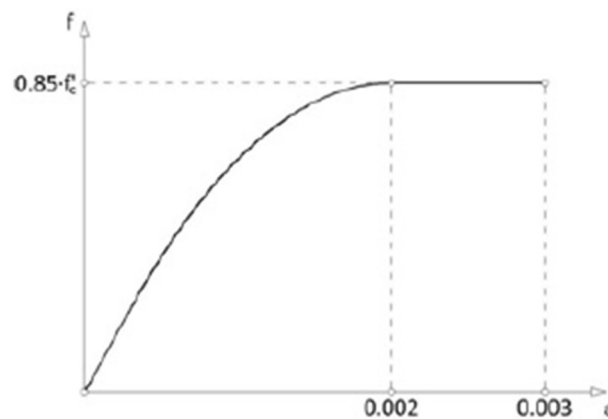


Figura 33: Diagrama tensão deformação na fibra (SIKA S.A., 2015)

Para prevenir falha por delaminação induzido por fissuração do concreto, a tensão efetiva no PRF reforçado tem de ser limitada ao nível de tensão na qual a fissura possa ocorrer, ε_{fd} , como definida na equação (ACI 440.2R-17, SEÇÃO 10.1):

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{f_c}{n * E_f * t_f}} \leq 0.9 * \varepsilon_{fu}$$

Fibra principal reforçada

$$\varepsilon_{fd} = 0.0096$$

Um fator reducional adicional para o PRF, ψ_f , é aplicado para a contribuição da resistência à flexão do PRF reforçado. O valor recomendado do ψ , é de 0.85.

Equilíbrio da força da seção. Carregamento inicial

$$S_u = S_i = 3211.00 kN * m$$

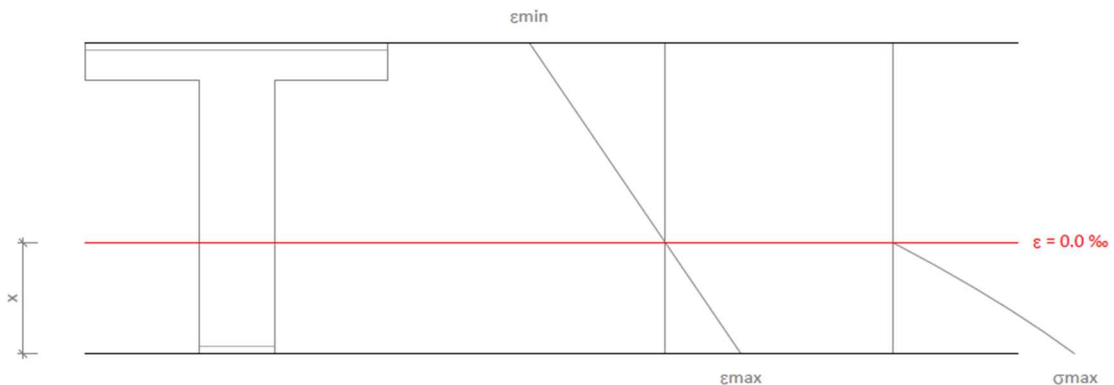


Figura 34: Linha neutra na seção transversal da viga não reforçada (SIKA S.A., 2015)

Deformação mínima e máxima:

$$\varepsilon_{max} = 0.58\%$$

$$\varepsilon_{min} = -1.05\%$$

Tensão máxima no concreto:

$$f_c = 8.84 MPa$$

Distância da extrema compressão da fibra até a linha neutra:

$$x = 731.63 mm$$

Quadro 10: Tensão e deformação do aço

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	$\epsilon(\%)$
A. 8536	975	-212.65	-1.01
A. 1538	-975	114.28	0.54
*: A deformação no PRF é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).			

Limites de reforço. Combinação mínima de carregamentos a ser resistido pelo membro não reforçado (ACI440.2R-17, SEÇÃO 9.2).

$$S_U = 1.00 * S_{DL} + 0.75 * S_{LL}$$

$$\Phi * M_n \geq M_u$$

$$6972.84 \text{ kN} * m \geq 5032.10 \text{ kN} * m$$

Momento nominal:

$$M_n = 7747.60 \text{ kN} * m$$

Fator de redução de força:

$$\Phi = 0.9$$

Adotando um reforço com 1 camada de PRF com 50 cm de largura totalizando 83,5 mm² de reforço conforme imagem abaixo.

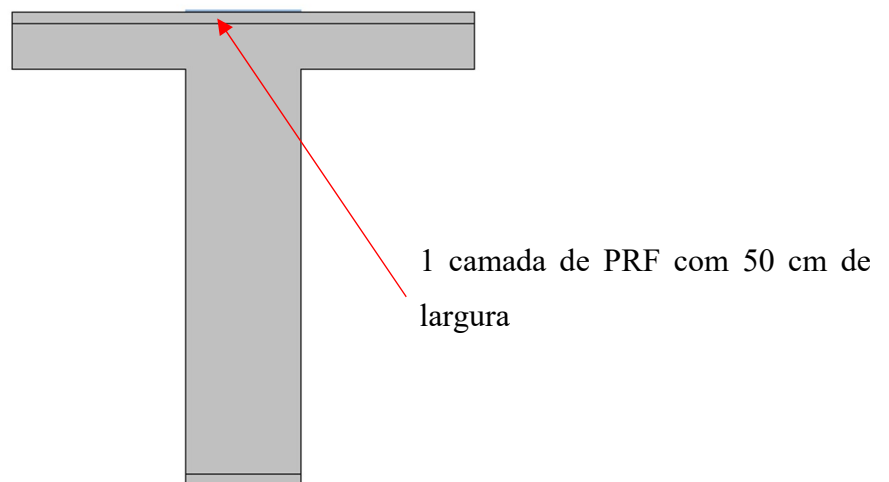


Figura 35: Reforço Momento Negativo Longarina (SIKA S.A., 2015)

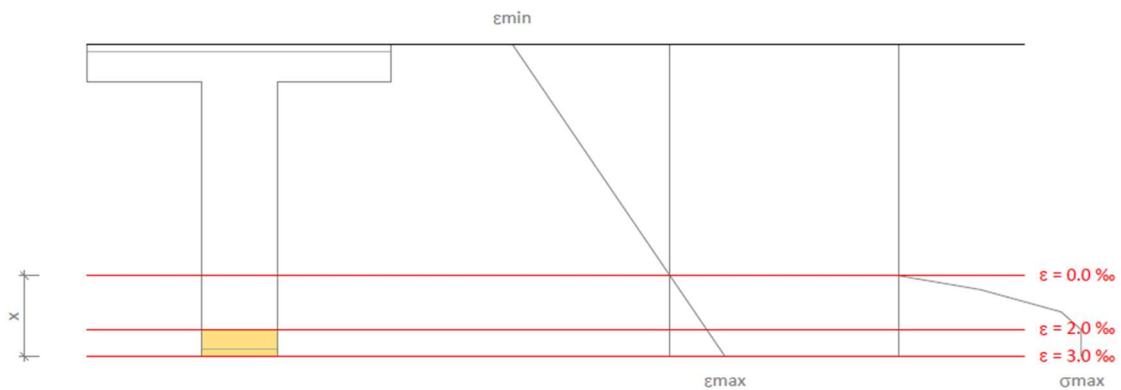


Figura 36: Deformação do concreto na seção transversal da viga não reforçada (SIKA S.A., 2015)

Deformação mínima e máxima:

$$\varepsilon_{max} = 2.99\%$$

$$\varepsilon_{min} = -8.56\%$$

Tensão máxima no concreto :

$$f_c = 17.00 \text{ MPa}$$

Distância da compressão extrema da fibra até a linha neutra :

$$x = 530.02 \text{ mm}$$

Quadro 11: Tensão e deformação do aço

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	ε(‰)
A. 8536	975	-500.00	-8.28
A. 1538	-975	500.00	2.70

*: A deformação no PRF é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).

Limites de reforço. Seções reforçadas e cargas esperadas.

$$S_U = 1.20 * S_{DL} + 1.60 * S_{LL}$$

$$\Phi * M_n \geq M_u \quad 7135.10 \text{ kN} * m \geq 7053.20 \text{ kN} * m$$

Momento nominal

$$M_n = 7927.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fator de redução de força

$$\Phi = 0.9$$

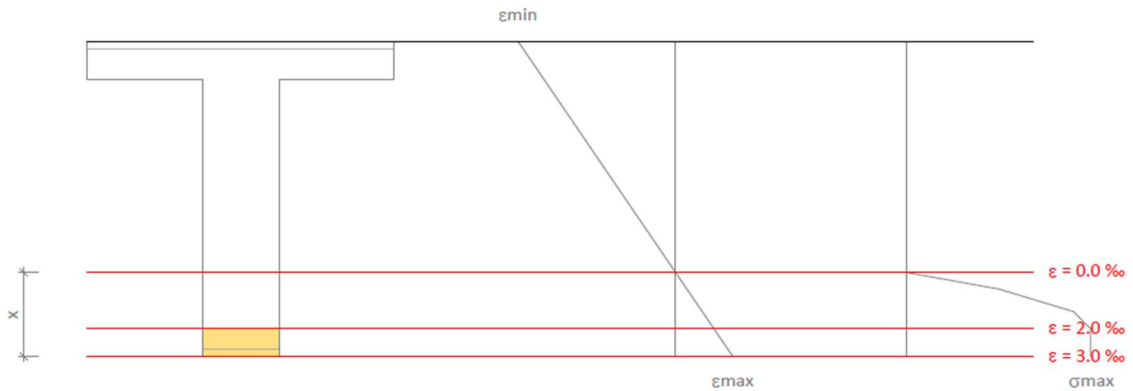


Figura 37: Linha neutra na seção transversal da viga reforçada (SIKA S.A., 2015)

Deformação mínima e máxima:

$$\varepsilon_{max} = 2.99\%$$

$$\varepsilon_{min} = -8.20\%$$

Tensão máxima no concreto

$$f_c = 17.00 \text{ MPa}$$

Distância da extrema compressão da fibra até a linha neutra

$$x = 546.93 \text{ mm}$$

Quadro 12: Tensão e deformação do reforço para ELU

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	ε(‰)
A. 8536	975	-500.00	-7.93
A. 1538	-975	500.00	2.71
FRP	1025	-1337.26	-7.15

*: A deformação no PRF é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).

5.3.3.4 Estado Limite de Serviço - ELS

A tensão na armadura de aço sob cargas de serviço deve ser limitada a 80% da tensão de escoamento. Além disso, a tensão de compressão no concreto sob cargas de serviço deve ser limitada a 60% da resistência à compressão. (ACI 440.2R,10.2.8).

$$f_{s,s} \leq 0.8 * f_y$$

$$f_{c,s} \leq 0.6 * f_c$$

A tensão sustentada deve ser limitada como expressa pela equação. (ACI 440.2R,10.2.8)

Cálculo da profundidade da linha neutra

$$f_{f,s} \leq 0.55 * f_{fu}$$

Equilíbrio da força da seção sob cargas atuantes.

$$S_U = 1.00 * S_{DL} + 1.00 * S_{LL}$$

Deformação mínima e máxima:

$$\varepsilon_{max} = 1.00\%$$

$$\varepsilon_{min} = -1.71\%$$

Tensão máxima no concreto

$$f_c = 11.72 \text{ MPa}$$

Distância da extrema compressão da fibra até o eixo neutro

$$x = 753.90 \text{ mm}$$

Quadro 13: Tensão e deformação do reforço para ELS

Ref.	Y Coord. (mm)	f(MPa)	ε (%)
A.8536	975	-346.04	-1.65
A.1538	-975	195.47	0.93
FRP	1025	-123.68	-0.66
*: A deformação no FRP é afetada por um fator de redução adicional ($\psi_f = 0.85$).			

5.3.3.5 Resumo das verificações

Quadro 14: Carregamento máximo de reforço

Carregamento	Φ	M_u (kN*m)	M_n (kN*m)	$\phi * M_n \geq M_u (N = N_u)$
$S_U = 1.10 * S_{DL} + 0.75 * S_{LL}$	0.90	5032.10	7747.60	Seção não reforçada $6972.84 kN * m \geq 5032.10 kN * m$

Quadro 15: Resistência da seção no ELU

Carregamento	Φ	M_u (kN*m)	M_n (kN*m)	$\phi * M_n \geq M_u (N = N_u)$
$S_U = 1.20 * S_{DL} + 1.60 * S_{LL}$	0.90	7053.20	7927.89	Seção reforçada $7135.10 kN * m \geq 7053.20 kN * m$

Quadro 16: Resistência da seção no ELS

Carregamento	Tensão de serviço		
$S_U = 1.00 * S_{DL} + 1.00 * S_{LL}$	$f_{c,s} \leq 0.6 f_c$	$f_{y,s} \leq 0.8 f_y$	$f_{f,s} \leq 0.55 f_{fu}$
	11.72 MPa $\leq 12.00 \text{ Mpa}$	346.04 MPa $\leq 400.00 \text{ Mpa}$	123.68 MPa $\leq 1551.83 \text{ Mpa}$

6 CONCLUSÃO

O trabalho apresentou as motivações que levaram ao estudo do reforço do viaduto localizado na Avenida Carlos Luz sobre o Anel Rodoviário Celso Mello Azevedo no município de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais. Com o aumento do tráfego e crescente acréscimos nos carregamentos dos veículos da norma brasileira ABNT NBR 7188, faz-se necessário estudar maneiras eficientes, seguras e financeiramente viáveis de reforçar as estruturas existentes. O trabalho servirá como base para o estudo de viabilidade financeira do reforço da OAE indicada.

Neste trabalho foi estudada a solução com mantas de fibra de carbono coladas tipo SikaWrap-300 C. A solução proposta é especialmente vantajosa por se tratar de OAE com volume de tráfego elevado, assim as intervenções deverão ocorrer no menor prazo possível. O acréscimo de 167 mm² na região de momento fletor positivo pode

ser executada sem a interrupção do tráfego e a implantação de $83,5 \text{ mm}^2$ na região de momento fletor negativo pode ser realizada em cada longarina separadamente permitindo interrupção do tráfego em apenas meia pista.

Esta solução já é muito utilizada no Brasil e no mundo para reforçar a estruturas de OAE's, seja para aumento de carregamento seja para melhorar o desempenho principalmente em regiões onde há ocorrência de abalos sísmicos. Conforme os resultados apresentados, a solução se mostrou tecnicamente viável, mesmo para um aumento de 25% nas cargas móveis.

Por se tratar de estudo preliminar, para elaboração do projeto executivo deverão ser levantadas as armaduras existentes, bem como verificados as lajes, os pilares e as fundações.

Como estudos futuros, é recomendável que a pesquisa sobre a utilização de polímeros reforçados com fibra avance no país e que, futuramente, os órgãos responsáveis pelas normas brasileiras publiquem uma normativa nacional.

Como este tipo de reforço já é amplamente utilizado, deveria haver uma diretiva nacional para evitar situações nas quais as normas internacionais entrem em conflito com as normas Brasileiras.

7 Bibliografia

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023**: informação e documentação – referências – elaboração. Rio de Janeiro: ABNT, 2018

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 6** - Carga móvel em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1946 , 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 6** - Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1960 , 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187** - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2021 , 72p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188** - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1984, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188** - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013, 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681** -Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003 , 18p.

BBC. **Forth Bridge visitor hub and walkway planned** - BBC News. [s. d.]. Disponível em: <https://www.bbc.com/news/uk-scotland-edinburgh-east-fife-49754810>. Acessado em: 9 Jul. 2021.

GOLDEN GATE BRIDGE, **Highway and Transportation District. Golden Gate Bridge Contemporary Photos.** Disponível em: <https://www.goldengate.org/bridge/photo-gallery/golden-gate-bridge-contemporary-photos/>. Acessado em: 9 Jul. 2021.

LEONHARDT, Fritz. **Construções em Concreto**. Rio de Janeiro: Editora Interciência LTDA., [s. d.].

LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi E. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodo- vias brasileiras**. 2006. 257 f. USP, 2006.

MACHADO, Ari de Paula; MACHADO, Bruno Alberto. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. [S. l.: s. n.], 2015.

MITSUBISHI MATERIALS CORPORATION. **Changing the World with New Materials. A Half-Century History of CFRP.** Disponível em: http://www.mitsubishicarbide.com/en/magazine/article/vol0-1/tec_vol05. Acessado

em: 9 Jul. 2021.

OAS. **Ponte Octávio Frias de Oliveira** . Disponível em: <http://www.oas.com/oas-com/oas-engenharia/realizacoes/especiais/pontes-viadutos/emurb-sp-ponte-estaiada-octavio-frias-de-oliveira/>. Acessado em: 9 Jul. 2021.

ORESUNDSBRON. **Bridge Øresundsbron**. Disponível em: <https://www.skyfish.com/p/oresundsbron/525178>. Acessado em: 9 Jul. 2021.

PFEIL, Walter. **PONTES EM CONCRETO ARMADO**. 3ª Edição. Rio de Janeiro: LTC: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1985.

PREFEITURA DE BELO HORIZONTE. **Noroeste**. Disponível em: <https://prefeitura.pbh.gov.br/noroeste>. Acessado em: 30 Jul. 2021.

SIKA S.A. **FICHA TÉCNICA DE PRODUTO SikaWrap®-300 C**. Osasco: [s. n.], 2017.

SIKA S.A. **Sika® CarboDur® calculation software**. 2015. .

SOUZA, VICENTE CUSTODIO MOREIRA DE; RIPPER, Thomaz. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 5.reimpres. São Paulo: PINI, 1998.