

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DEPARTAMENTO DE DESENVOLVIMENTO DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ANTONIO ALVES RODRIGUES FILHO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO
PROJETADAS EM 1975 E ADEQUAÇÃO AS NORMAS ATUAIS**

MONOGRAFIA

ARACAJU

2016

ANTONIO ALVES RODRIGUES FILHO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO
PROJETADAS EM 1975 E ADEQUAÇÃO AS NORMAS ATUAIS**

Monografia apresentada como requisito parcial
à obtenção do título de Bacharel, da
Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. Marcílio Fabiano Goivinho da
Silva

ARACAJU

2016

Dedico este trabalho aos meus pais, por me apoiarem e incentivarem mesmo na distância.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradecer a Deus, pelo conhecimento adquirido, sabedoria para tomar decisões em momentos difíceis e por sempre estar traçando meu caminho de maneira certa.

Meu pai, Antonio, uma das minhas maiores fontes de inspiração, como pessoa, profissional e pai, sempre presente, me aconselhando e criticando o que está errado, mas sei que isso é para meu crescimento e o apoio em cada decisão tomada.

Minha mãe, Francimary, por toda a dedicação por ela oferecido a mim, apoio, carinho, amor, a mulher mais importante em minha vida, uma mãe e mulher de verdade, sempre presente e buscando o melhor para mim na vida.

A minha irmã, Amanda, que também compartilha comigo esse momento da vida acadêmica, que apesar de tudo, sabemos a importância de cada um na vida do outro, pois somos irmãos.

Agradeço em geral minha família, pai, mãe, irmã, avós, tios, primos, todos esses que sabem o quanto busco esse sonho e me apoiam em todos os momentos.

A minha namorada, Ully, pela paciência, apoio e incentivo que tem me dado em todos os momentos, sempre disposta a me ajudar, agradeço demais por toda sua dedicação e por me fazer essa pessoa melhor a cada dia.

Agradeço ao meu orientador Prof. Marcílio, pela sabedoria com que me guiou nesta trajetória, várias disciplinas cursadas e muitos conhecimentos adquiridos.

Ao Prof. Rodolfo que me acompanhou no início desse projeto, com muito conhecimento, ajuda e esforço.

Aos meus colegas de sala, por toda ajuda que puderam me proporcionar para a elaboração do trabalho e cada palavra de apoio e incentivo que por eles foram dados em especial, Matheus Gomes, Bianca Sousa, Layanne Martins, Karol Rocha, Beatriz Nubia, Carol Lucas, João Paulo Reis, Emanuella Araújo, Hellen Magalhães, Wilson Ramos, enfim todos aqueles que convivem comigo no dia a dia da vida acadêmica.

A Coordenação do Curso e aos professores pela cooperação, a busca pelo novo sempre, para atualizar o conhecimento que a nós é repassado, a Camila por toda assistência que nos oferece e a toda instituição.

Aos amigos que mesmo na distância se fazem presentes Jéssica Azevedo, uma irmã que a vida me deu, meus primos e amigos Mardeson Soares e Herinson Rodrigues, e todos aquele que por mais que não sejam citados sabem sua importância.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

“Não vamos esperar eternamente que nossas
vidas comecem. Vamos fazê-la começar.
Vamos ser destemidos para variar e dizer: nós
podemos fazer isso. ”

(Cammie McCovern)

RESUMO

RODRIGUES Filho, Antonio Alves. **Análise e Dimensionamento de Ponte de Concreto Armado Projetadas em 1975 e Adequação as Normas Atuais**. 51 folhas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2016.

Um dos fatores determinantes para atualização da norma foi pelo aumento significativo das cargas móveis que estão trafegando pelas pontes rodoviárias brasileiras. Esse trabalho tem como metodologia o cálculo das cargas permanentes e móveis em pontes de concreto armado projetadas em 1975, adequando o mesmo projeto a carga móvel atualizada pela NBR 7188/2013, e dimensionando as vigas longarinas da superestrutura. As vigas foram tratadas como vigas “T”, considerando-se a contribuição da laje do tabuleiro, utilizando-se os critérios da NB-1/1975 e NBR 6118/2014. Comparando-se os resultados observados, verificando-se a necessidade de reforço da estrutura estudada. Obtendo-se as linhas de influência para os carregamentos gerados pelos modelos de trem-tipo, a partir daí os momentos fletores máximos e mínimos na seção, necessários para o dimensionamento a flexão. Os resultados obtidos, mostraram que as áreas de aço encontrados nos modelos foram próximas mesmo com a diferença de momentos ter sido muito alta, devia a critérios de dimensionamento das normas aplicadas.

Palavras-chave: Pontes. Concreto Armado. Trem-tipo. Vigas. Cargas.

ABSTRACT

RODRIGUES Filho, Antonio Alves. **Analysis and Concrete Bridge Sizing Armed Projected 1975 and the Current Adequacy Standards**. 51 Sheets. Monograph (Bachelor of Civil Engineering) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2016.

One of the determining factors for updating the standard was the significant increase in mobile charges that are traveling by Brazilian road bridges. This work is the calculation methodology of permanent and mobile loads in reinforced concrete bridges designed 1975, adapting the same design mobile load updated by NBR 7188/2013, and dimensioning the stringers beams of the superstructure. The beams were treated as "T" beams, considering the board slab contribution, using the criteria of NB-1/1975 and NBR 6118/2014. Comparing the observed results, verifying the need to strengthen the structure studied. Getting the lines of influence to the loads generated by the train-type models, from there the maximum and minimum bending moments in the section needed for the design bending. The results showed that the steel models were found in areas near the same time with the difference being too high, should the design criteria of the applicable laws.

Keywords: Bridges. Reinforced concrete. Train type. Beams. Loads.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Elementos estruturais de uma ponte.	17
Figura 2 - Elementos constituintes da seção transversal.	18
Figura 3 – Elementos constituintes da seção longitudinal.	18
Figura 4 - Tipos estruturais.	20
Figura 5 - Disposição das cargas estáticas.	23
Figura 6 - Trens-tipos 45, 36 e 24.	23
Figura 7 - Cargas aplicadas e linhas de influência obtidas.	26
Figura 8 - Esquema estrutural da ponte (unidade: cm).	28
Figura 9 - Planta de forma da superestrutura da ponte (unidade: cm).	28
Figura 10 - Corte A-A seção longitudinal da ponte (unidade: cm).	29
Figura 11 – Corte B-B seção transversal da ponte (unidade: cm).	29
Figura 12 - Cargas permanentes.	30
Figura 13 - Roda encostada no guarda-rodas.	31
Figura 14 - Planta de utilização da ponte.	31
Figura 15 - Corte A-A faixa do trem-tipo.	31
Figura 16 – Carga do veículo faixa do trem-tipo.	32
Figura 17 – Carga distribuída faixa do trem-tipo.	32
Figura 18 - Corte B-B faixa fora do trem-tipo.	32
Figura 19 – Carga distribuída faixa fora do trem-tipo.	33
Figura 20 - Cargas móveis para trem-tipo classe 36 NB-2/60.	33
Figura 21 - Cargas móveis para trem-tipo classe 45 NBR 7188/13.	34
Figura 22 - Envoltória de esforços cortantes – Carga móvel NB6/1960 (kN).	35
Figura 23 - Envoltória de momentos fletores – Carga móvel NB6/1960 (kN).	35
Figura 24 - Envoltória de esforços cortantes – Carga móvel NBR 7188/2013 (kN).	35
Figura 25 - Envoltória de momentos fletores – Carga móvel NBR 7188/2013 (kN).	36
Figura 26 – Viga T com mesa de grande largura.	38
Figura 27 – Viga retangular com armadura simples, no estado-limite de projeto	39
Figura 28 – Viga com seção transversal em forma de “T”.	42
Figura 29 – Largura de mesa colaborante.	43
Figura 30 – Viga de seção “T” ou retangular de acordo com a posição da LN.	44
Figura 31 – Elementos de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada para flexão simples para concretos C50, sem considerar a ductilidade.	44

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Elementos e dimensões constituintes das pontes.....	19
Tabela 2 - Peso específico dos materiais.....	21
Tabela 3 -Cargas dos veículos.....	22
Tabela 4 - Características dos veículos.	24
Tabela 5 - Resultado de momento obtidos para cada seção pontes projetadas em 1975.	36
Tabela 6 - Resultado de momento obtidos para cada seção adequação.....	37
Tabela 7 - Comparação dos momentos máximos positivos e negativos.....	37
Tabela 8 – Área de aço referente a cada modelo	47

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E AGRÔNIMOS

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

γ	Peso específico
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
φ	Coeficiente de impacto
l_0	Vão isostático
b_e	Largura da mesa
h_f	Altura da mesa
b	Largura da alma
h	Altura da seção transversal
b_w	Largura da alma
b_f	Largura da mesa

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	16
2.1	OBJETIVO GERAL	16
2.2	OBJETIVO ESPECÍFICO	16
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1	CARGAS NAS PONTES.....	21
3.1.1	Cargas Permanentes.....	21
3.1.2	Cargas Móveis.....	22
3.2	LINHA DE INFLUÊNCIA	25
4	METODOLOGIA	27
5	ANÁLISE E RESULTADOS.....	28
5.1	IDENTIFICAÇÃO ESTRUTURAL	28
5.2	CARGAS PERMANENTES	29
5.3	CARGAS MÓVEIS.....	30
5.3.1	NB-6/1975.....	30
5.3.2	Adequação NBR 7188/2013	33
5.4	RESULTADOS DAS CARGAS	34
5.5	DIMENSIONAMENTO.....	37
5.5.1	NB-1/1975.....	38
5.5.2	Adequação NBR 6118/2014	42
5.6	RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO	47
6	CONCLUSÕES	48
	REFERÊNCIAS.....	49

1 INTRODUÇÃO

Na década de 40 começava a ser implantada no Brasil a malha rodoviária, e junto com ela foram editadas as primeiras Normas Brasileiras que tratavam do cálculo e execução de estruturas de concreto armado.

Mas foi na década 70 que se viveu um desenvolvimento intenso, período chamado “milagre econômico”, onde grandes investimentos estrangeiros proporcionaram a realização das grandes obras no país, entre elas várias pontes.

Com o passar do tempo o volume de tráfego nas rodovias brasileiras teve aumento significativo. No entanto, as pontes da malha rodoviária federal são na grande maioria da década de 70 e não passaram pelas devidas intervenções para atender as necessidades atuais.

Além dos problemas estruturais, essas pontes apresentam gabarito inadequado às condições atuais de tráfego, transformando-se em pontos críticos, responsáveis por estrangulamento do fluxo e pela ocorrência de acidentes.

Esse crescimento acelerado gerou a necessidade de inovações, dentre elas se destacam as pontes, as quais necessitam de cuidados que vão além de um bom projeto, execução e utilização; mas requerem inspeções e manutenções.

Algumas pontes passam vários anos em serviço e sem a necessária vistoria periódica e manutenção da integridade, muitas delas necessitam de obras de recuperação, reforço ou alteração estrutural, ou ainda a combinação dos três. As causas são: recuperação nos casos de perda de integridade estrutural; reforço por perda da capacidade resistente ou por causa do aumento da carga móvel e/ou do volume do tráfego de veículos pesados; e a alteração estrutural com alargamento e reforço da estrutura, e por vezes das fundações, para conformar as pontes construídas há décadas passadas com as atuais classes de rodovia e de cargas móveis. Além disso, um maior volume do tráfego de veículos cada vez mais pesados pode resultar em problemas dinâmicos envolvendo fissuração e fadiga das armaduras em pontes de concreto (armado e protendido) e fraturas por fadiga em conexões soldadas em pontes de aço (SANTOS, 2013).

Denomina-se ponte a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales,

outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é, comumente, denominada viaduto (PFEIL, 1983).

A obra de arte pode ser dividida em três partes: a superestrutura, que corresponde a laje e as vigas; a mesoestrutura, que são os pilares, aparelhos de apoio e encontros; e a infraestrutura, que representa a fundação.

As solicitações são provocadas pelas cargas permanentes e cargas móveis. Segundo Marchetti (2008), as cargas permanentes são representadas pelo próprio peso dos elementos estruturais que estão permanentemente fixos à estrutura da ponte, podendo ainda ser de dois tipos, concentradas ou distribuídas. As cargas móveis são estabelecidas pela NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Dimensionamento e detalhamento de vigas longarinas de pontes em concreto armado, utilizando-se o cálculo dos esforços originados nas mesmas. Dessa forma, conseguir, a partir de vários resultados, fazer um comparativo entre normas vigentes no período de 1960 a 1975 e as atuais normas, sendo elas NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre e NBR 6118 – projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Com os cálculos estruturais executados e demonstrados possuindo o intuito de colocar em prática conhecimentos adquiridos nas aulas ao longo do curso de engenharia civil.

2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

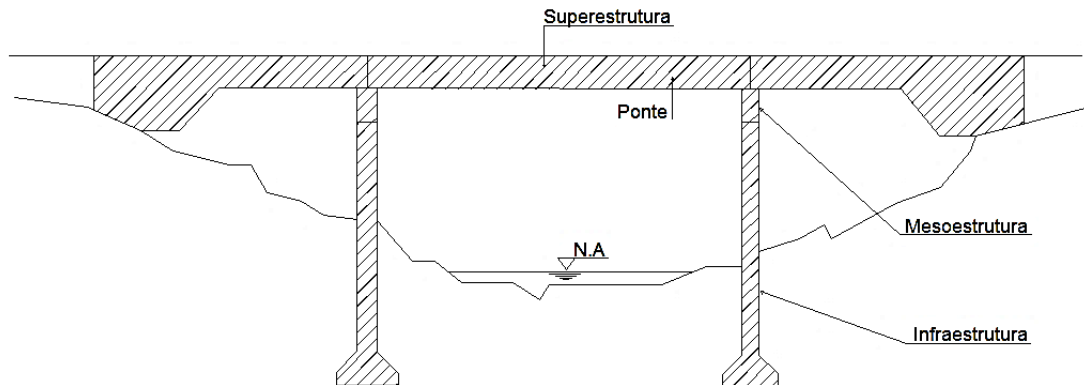
- Analisar o comportamento da estrutura estudada de acordo com as cargas atribuídas;
- Traçar os gráficos de esforços cortante e momento fletor para uma análise do comportamento da estrutura em concreto armado devido ao carregamento;
- Traçar os gráficos de envoltória e linhas de influência;
- Determinar momentos máximos e mínimos em seções determinadas;
- Calcular área de aço para vigas a flexão.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Ponte ou viaduto em concreto armado, tem finalidade a transposição de obstáculos dando continuidade à via em que possui um fluxo de veículos.

Uma ponte, em termos estruturais, pode ser dividida em três partes: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura como apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Elementos estruturais de uma ponte.

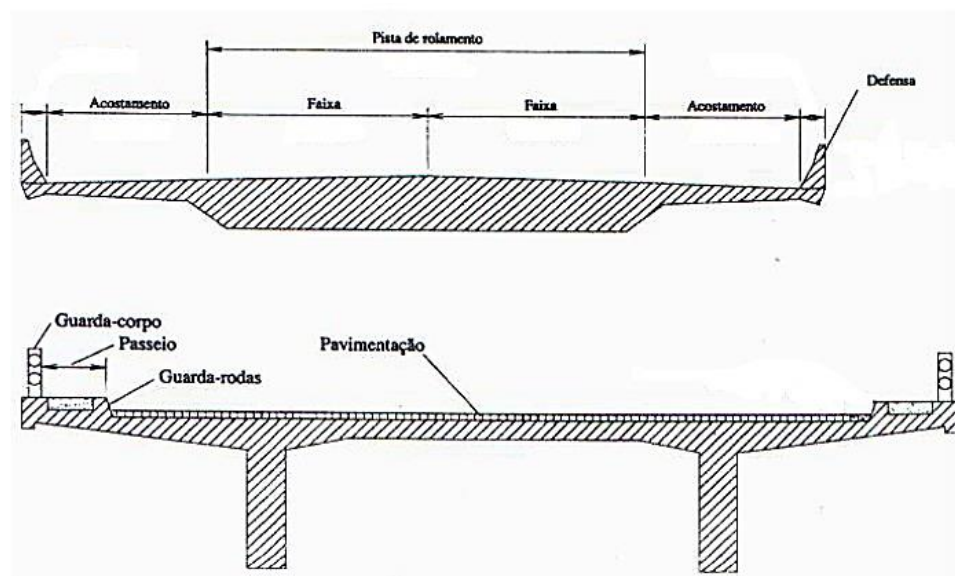


Fonte: Marchetti (2008), adaptado

A infraestrutura são os elementos da fundação (blocos, estacas e tubulões), os quais transmitem as cargas para ao solo. A superestrutura é dividida em estrutura principal (vigas e longarinas) e secundária (tabuleiro composto por laje, tábuas ou chapas metálicas) que recebe a ação direta das cargas. A mesoestrutura é constituída pelos pilares, que são os elementos que recebe os esforços da superestrutura e os oriundos das ações sobre os próprios pilares, transferindo-os para a infraestrutura. Entre a superestrutura e a mesoestrutura encontram-se os aparelhos de apoio, cuja função é permitir os movimentos da superestrutura e transmitir as cargas para os pilares e encontros.

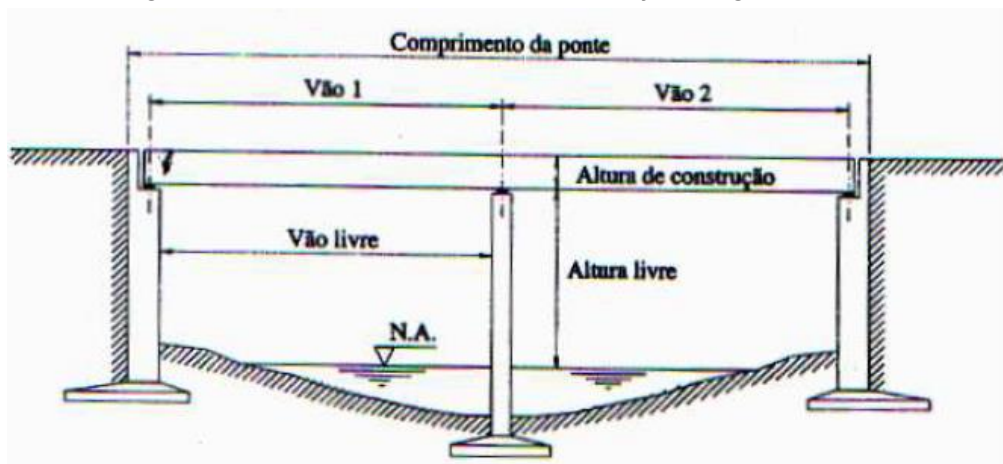
El Debs e Takeya (2003) definem os elementos das seções transversais e longitudinais, segundo as Figuras 2 e 3 e relacionados na Tabela 1.

Figura 2 - Elementos constituintes da seção transversal.



Fonte: El Debs e Takeya (2003)

Figura 3 – Elementos constituintes da seção longitudinal.



Fonte: El Debs e Takeya (2003)

Tabela 1 - Elementos e dimensões constituintes das pontes.

Elemento ou Dimensão	Descrição
Pista de rolamento	Largura disponível para o tráfego normal de veículos ou pedestres que pode ser subdividido em faixas.
Acostamento	Largura adicional à pista de rolamento utilizada em casos de emergência pelos veículos.
Defensa	Elemento de proteção aos veículos, paralelo ao acostamento.
Passeio	Largura adicional destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres.
Guarda-roda	Elemento destinado a impedir a invasão dos veículos no passeio.
Guarda-corpo	Elemento de proteção aos pedestres.
Viga principal ou longarina	Elemento destinado a vencer o obstáculo.
Viga secundária	Elemento transversal às vigas principais, destinado a evitar efeitos secundários das vigas principais e redistribuir os esforços.
Tabuleiro	Elemento de placa destinado a receber as ações diretas dos veículos e pedestres.
Comprimento total da ponte ou vão total	Distância medida horizontalmente segundo o eixo longitudinal, entre as seções extremas da ponte.
Vão, vão teórico ou tramo	Distância medida horizontalmente entre os eixos de dois suportes consecutivos.
Vão Livre	Distância entre faces de dois suportes consecutivos.
Altura da construção	Distância entre o ponto mais baixo e o mais 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 de o obstáculo ser um rio ou canal.

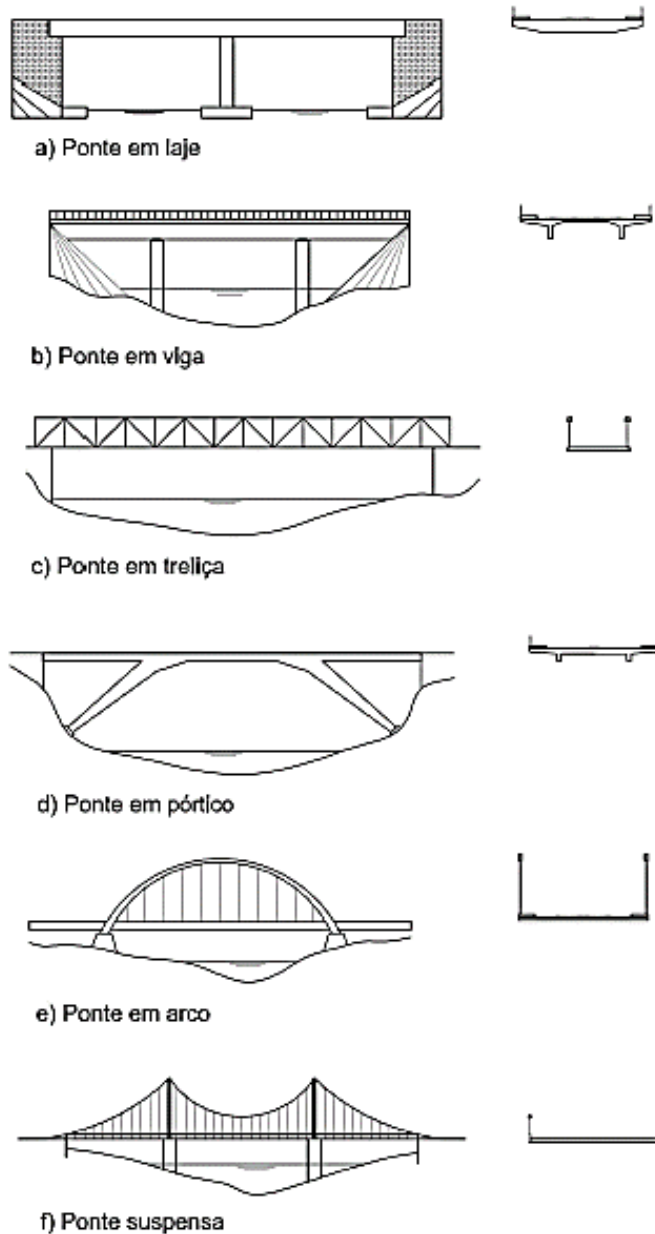
Fonte: EL DEBS E TAKEYA (2003)

Segundo Marchetti (2008), são requisitos principais para uma ponte funcionalidade, segurança, estética, economia e durabilidade.

Quanto à funcionalidade, a ponte deve satisfazer de forma perfeita as exigências de tráfego, vazão etc.; quanto à segurança, deve ter seus materiais constituintes solicitados por esforços que neles provoquem tensões menores que as admissíveis ou que possam provocar ruptura; quanto à estética, deve apresentar aspecto agradável e se harmonizar com o ambiente em que se situa; quanto à economia, deve-se fazer sempre um estudo comparativo de várias soluções, escolhendo-se a mais econômica, desde que atendidos todos os requisitos; quanto à durabilidade, deve atender às exigências de uso durante um certo período previsto.

Segundo Pfeil (1983), de acordo com o ponto de vista sob o qual sejam consideradas, as pontes podem classificar-se de diversas maneiras, sendo as mais comuns quanto à finalidade, quanto ao material com que são construídas, quanto ao tipo estrutural (Figura 4), quanto ao tempo de utilização, quanto à fixidez ou mobilidade do estrado entre outras.

Figura 4 - Tipos estruturais.



Fonte: Pfeil (1983)

3.1 CARGAS NAS PONTES

A NBR 7187 (ABNT, 2003) normatiza as ações a considerar como, permanentes, variáveis e excepcionais. As ações permanentes são representadas pelo peso próprio dos elementos estruturais que estão permanentemente fixos à estrutura da ponte. As ações variáveis são aquelas que apresentam variações significativas de sua magnitude durante a vida útil da estrutura, que são, no caso específico de pontes, as forças devido à frenagem e à aceleração, à aceleração centrífuga, à ação do vento, à variação de temperatura e às cargas móveis. Estas ações podem ser normais, quando possuem grande probabilidade de ocorrência para que sejam consideradas no projeto, ou especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou intensidade especiais. Ações excepcionais são aquelas que têm pouca probabilidade de ocorrer e com pouco tempo de duração, podendo ser: choque de veículos ou navios nos pilares, esforços provenientes de abalos sísmicos e choque de veículos no guarda-rodas.

3.1.1 Cargas Permanentes

Segundo Marchetti (2008) as cargas permanentes podem ser referidas como a carga produzida pelo próprio peso da estrutura e por elementos que estão permanentemente fixos a estrutura, tais como guarda-corpo, guarda-rodas, defensas, passeio, pavimentação, postes de iluminação etc., sendo elas distribuídas e concentradas.

De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980), cargas para o cálculo de estrutura de edificações, no caso das cargas permanentes distribuídas, usa-se o volume relativo ao comprimento unitário do elemento

O peso próprio será dado pelo produto do volume do elemento da ponte e o peso específico (γ) do material que a constitui, como mostra Tabela 2.

Tabela 2 - Peso específico dos materiais.

Material	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto armado	2,5	25
Concreto protendido	2,5	25
Concreto simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5
Madeira	0,8	8,0

Fonte: MARCHETTI (2008), adaptado

3.1.2 Cargas Móveis

As cargas móveis produzidas por veículos que circulam sobre pontes, são normatizadas pela NBR 7188 (ABNT, 2013), conforme Tabela 3.

Tabela 3 -Cargas dos veículos.

Classe de Ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída		
	Peso total		Peso/roda	p	p'	Disposição da carga
	kN	tf	kN	kN/m ²	kN/m ²	
TB450	450	45	75	5	3	Carga p em toda a pista
TB360	360	36	60	5	3	Carga p' nos passeios
TB240	240	24	40	4	3	

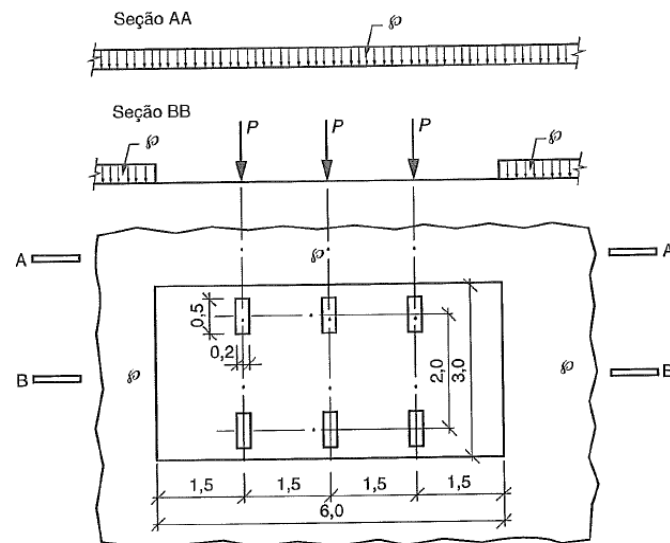
Fonte: ABNT (2013)

Segundo Pfeil (1983), a carga móvel, também conhecida como carga útil, pode se localizar em posições variáveis sobre o tabuleiro da ponte. Para isso, o veículo deve ser orientado no sentido do tráfego e ter sua posição variada longitudinalmente (seção mais solicitada) e transversalmente (viga mais solicitada). No dimensionamento, considera-se todas essas posições pelo método da linha de influência para gerar uma combinação de cargas. O veículo, além do peso, ainda possui as cargas geradas pelo impacto vertical e lateral. O impacto é considerado através de um acréscimo percentual na carga.

Para o cálculo do trem-tipo a roda do veículo deve-se encostar no guarda-rodas, posição mais desfavorável a estrutura.

Segundo Soriano (2006), o trem-tipo é o conjunto de cargas móveis usualmente definidas a partir de códigos normativos de projeto, a NBR 7188 (ABNT, 2013), define o trem-tipo de acordo com a Figura 5.

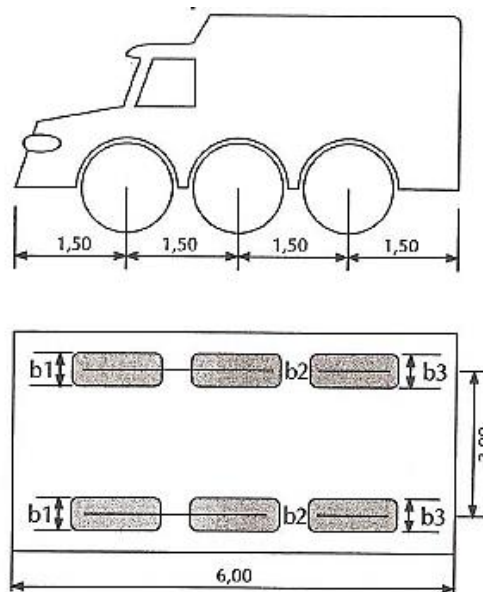
Figura 5 - Disposição das cargas estáticas.



Fonte: ABNT (2013)

Os veículos são de três tipos, com as características da Figura 6 e a Tabela 4.

Figura 6 - Trens-tipos 45, 36 e 24.



Fonte: ABNT (2013)

Tabela 4 - Características dos veículos.

	Unidade	Tipo 45	Tipo 36	Tipo 24
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	3
Peso total do veículo	kN - tf	450 - 45	360 - 36	240 - 24
Peso de cada roda dianteira	kN - tf	75 - 7,5	60 - 6	40 - 4
Peso de cada roda traseira	kN - tf	75 - 7,5	60 - 6	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN - tf	75 - 7,5	60 - 6	40 - 4
Largura de contato b, roda dianteira	m	0,50	0,50	0,50
Largura de contato b, roda traseira	m	0,50	0,50	0,50
Largura de contato b, roda intermediária	m	0,50	0,50	0,50
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 × b	0,20 × b	0,20 × b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	1,50
Distância entre os centros de roda/eixo	m	2,00	2,00	1,50

Fonte: MARCHETTI (2008), adaptado

A carga concentrada Q e a carga distribuída q , são aplicadas no pavimento, com valores característicos ponderados pelos coeficientes de impactos vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA).

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA \qquad q = p \times CIV \times CNF \times CIA \qquad (1)$$

O coeficiente de impacto vertical (CIV) amplifica a carga móvel, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos. Para o cálculo do coeficiente, tem-se:

$CIV = 1,35$ para estruturas com vão menor do que 10,0 m;

$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$, para estruturas com vão entre 10,0 e 200,00 m

Onde,

L_{iv} = média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

L_{iv} = comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

$L_{iv} = L$, para estruturas de vão isostático.

O coeficiente de número de faixas (CNF) estima a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas. O coeficiente é dado por:

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

Onde,

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

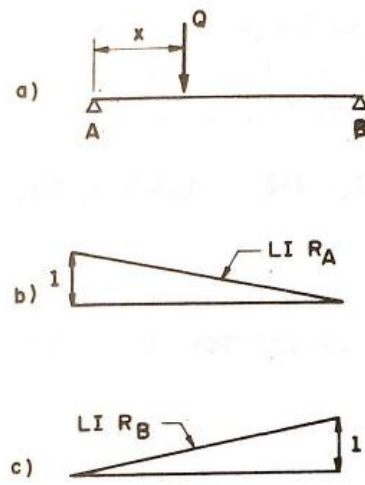
O coeficiente de impacto accidental (CIA) devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista, sendo igual a 1,25, para obras em concreto ou mistas e igual a 1,15, para obras em aço.

3.2 LINHA DE INFLUÊNCIA

Segundo Soriano (2006), no projeto de estruturas com cargas móveis, é necessário determinar extremos de efeitos elásticos, como deslocamentos, reações e esforços seccionais, em seções de barras. Esses valores podem ser obtidos utilizando-se linha de influência em trem-tipo. A linha de influência (LI) de determinado efeito elástico, relativa a um ponto ou seção de observação ou referência, expressa esse efeito nesse ponto (graficamente ou analiticamente), quando uma força unitária adimensional de direção e sentido constantes percorre a estrutura, ou parte de suas barras. Esse sentido e essa direção são os mesmos que os das cargas móveis a serem consideradas posteriormente na estrutura, usualmente verticais e de cima para baixo.

Para o processo geral segundo Pfeil (1979), podemos determinar as linhas de influência desenhando os diagramas de solicitações desejadas para diversas posições de uma carga unitária, efetuando-se depois, uma troca de ordenadas. Porém esse processo espontâneo só é conveniente para estruturas muito simples como mostra a Figura 7, tornando-se muito trabalhoso em estruturas estaticamente indeterminadas.

Figura 7 - Cargas aplicadas e linhas de influência obtidas.



Fonte: Pfeil (1979)

4 METODOLOGIA

Para o trabalho será analisado uma ponte constituída por um vão central de 20,0 m e balanços de 5,0 m e 6,0 m, com comprimento total de 31,0 m. Seção transversal com largura total de 10,0 m, largura de pista de 8,2 m, sendo ela composta por duas vigas principais de altura 2,0 m e espessura de 0,4 m. As vigas são ligadas por transversinas, localizadas em cada extremidade, nos apoios e no centro, com distância de viga a viga de 5,5 m e de espessura 0,2 m. Ainda com o guarda-rodas e uma camada de asfalto.

Para o dimensionamento das vigas para o modelo pontes projetadas entre 1960 e 1975 utilizou-se dos métodos de cálculo de elementos de concreto armado tendo como referências Pfeil (1976) e a NB1-1975 e para as cargas móveis o NB6-1960 isso. Já para a adequação utilizou-se como referências Chust e Figueiredo (2014), e a NBR-6118/2014 norma atualmente vigente e para as cargas móveis a NBR-7188/2013.

Com as cargas permanentes e móveis, foram calculadas as cargas solicitantes, a partir daí utilizou-se o software Ftool, para traçar os diagramas dos esforços internos, assim como as envoltórias geradas pela linha de influência.

Para este trabalho serão calculadas apenas as vigas longarinas, itens constituintes da superestrutura.

5 ANÁLISE E RESULTADOS

5.1 IDENTIFICAÇÃO ESTRUTURAL

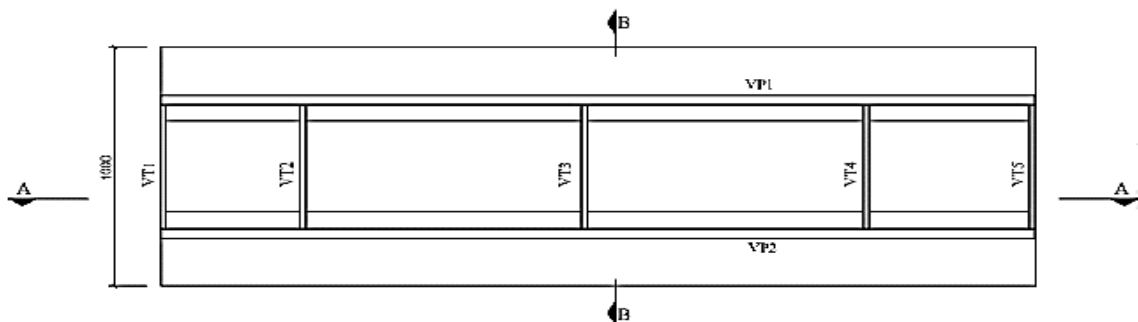
O modelo apresentado nesse trabalho foi adaptado das notas de aula da disciplina de Pontes do curso de engenharia civil do Instituto Federal de Sergipe (CONCEIÇÃO, 2015). Ponte em concreto armado, $f_{ck}= 40$ MPa, aço CA-50 e de cobrimento 3 centímetros. Composta por viga principal (VP1 e VP2) apresentadas nas figuras, a ponte é constituída por um vão de 20,0 m e balanços de 5,0 m e 6,0 m, com comprimento total de 31,0 m (Figura 8), seção transversal composta por duas vigas principais de altura 2,0 m e espessura de 0,4 m, as vigas são ligadas por transversinas, localizadas em cada extremidade, nos apoios e no centro (Figura 9) com distância de viga a viga de 5,5 m e de espessura 0,2 m (Figura 10) e com o guarda-rodas e uma camada de asfalto (Figura 11).

Figura 8 - Esquema estrutural da ponte (unidade: cm).



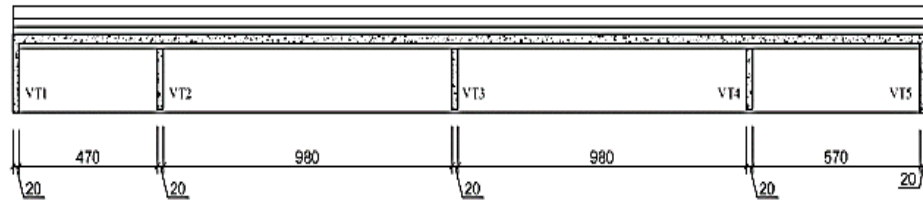
Fonte: Conceição (2015)

Figura 9 - Planta de forma da superestrutura da ponte (unidade: cm).



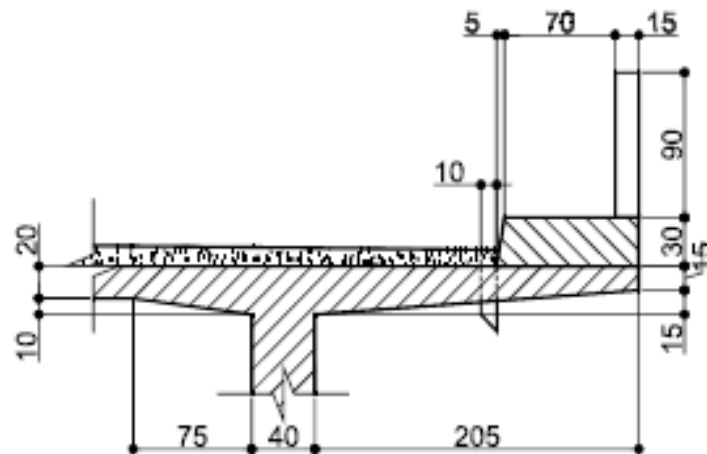
Fonte: Conceição (2015)

Figura 10 - Corte A-A seção longitudinal da ponte (unidade: cm).



Fonte: Conceição (2015)

Figura 11 – Corte B-B seção transversal da ponte (unidade: cm)



Fonte: Conceição (2015), adaptado

5.2 CARGAS PERMANENTES

Com as características da ponte determinadas e com os esquemas estruturais adotados, calculou-se o peso próprio da estrutura, os carregamentos distribuídos e concentrados. O peso da ponte é dividido entre as duas vigas longarinas, logo o dimensionamento será o mesmo para ambas.

Seção estrutural:

$$\text{Viga: } 0,40 \times 2,00 = 0,80 \text{ m}^3/\text{m}$$

Laje em balanço:

$$\frac{(0,15 + 0,30) \times 2,05}{2} = 0,50 \text{ m}^3/\text{m}$$

Laje entre as vigas:

$$0,20 \times 2,55 + \frac{(0,10 + 0,75)}{2} = 0,55 \text{ m}^3/\text{m}$$

Guarda-rodas:

$$0,15 \times 0,90 + \frac{(0,70 + 0,75) \times 0,30}{2} = 0,35 \text{ m}^3/\text{m}$$

Total = 2,20 m³/m

$g_{\text{concreto}} : 2,20 \times 25 = 55 \text{ kN/m}$

Asfalto:

$$\frac{(0,10 + 0,15) \times 4,10}{2} = 0,50 \text{ m}^3/\text{m}$$

$g_{\text{asfalto}} : 0,50 \times 13 = 6,5 \text{ kN/m}$

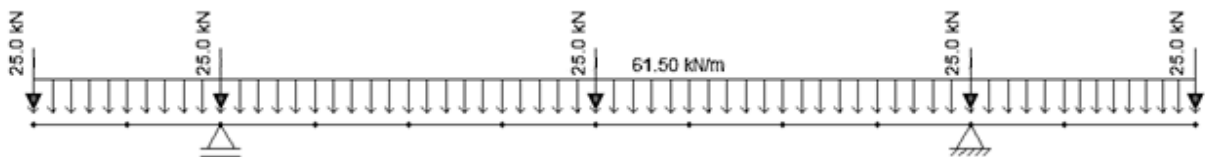
$g_{\text{total}} : 61,5 \text{ kN/m}$

Transversinas: $0,20 \times 1,90 \times 2,55 = 1,00 \text{ m}^3/\text{m}$

$G_{\text{concreto}} : 1,00 \times 25 = 25 \text{ kN/m}$

Temos os seguintes carregamentos como indica na Figura 12.

Figura 12 - Cargas permanentes.



Fonte: Autor (2016)

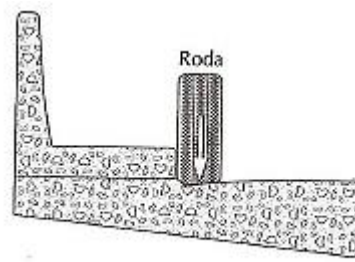
5.3 CARGAS MÓVEIS

5.3.1 NB-6/1975

No modelo de pontes projetadas de 1960 a 1975 normatizada pela NB-6/1960, pontes de classe 36, ou seja, 360 kN, ou ainda, 60 kN/roda e cargas de multidão de 5 kN/m² e 3 kN/m², além disso o posicionamento do trem-tipo deve ser feito de maneira que se obtenha efeitos mais desfavoráveis colocando a roda do veículo encostada no guarda-roda como na Figura 13. Coeficiente de impacto φ é dado por:

$$\varphi = 1,4 - 0,007L \quad (2)$$

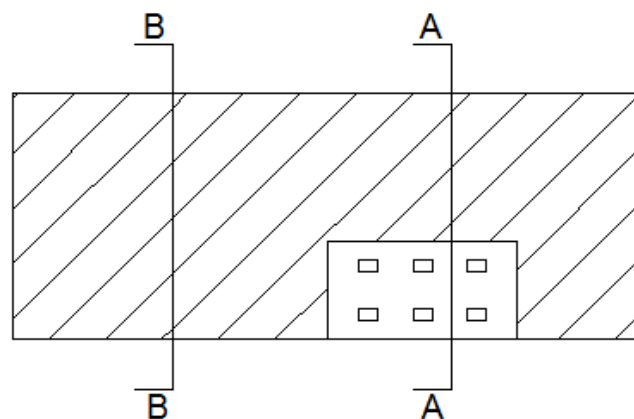
Figura 13 - Roda encostada no guarda-rodas.



Fonte: Marchetti (2008)

No cálculo da ação das cargas móveis sobre os elementos de uma ponte, é importante o chamado preparo do trem-tipo relativo ao elemento considerado. Trata-se de determinar o conjunto de cargas concentradas e distribuídas que servirão para carregar as linhas de influência relativas, correspondentes às seções do elemento em estudo. Tem-se assim o esquema em planta como mostra a Figura 14.

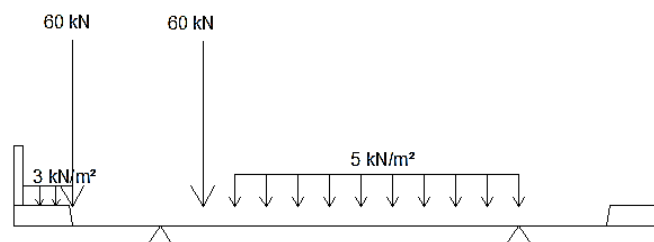
Figura 14 - Planta de utilização da ponte.



Fonte: Autor (2016)

O corte a A-A representa as cargas geradas pela faixa do trem-tipo como mostra a Figura 15.

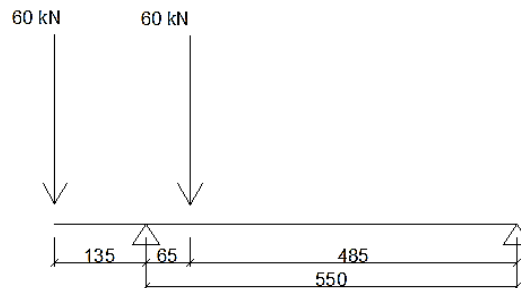
Figura 15 - Corte A-A faixa do trem-tipo.



Fonte: Autor (2016)

A faixa do trem-tipo é composta por dois esquemas de cálculos, pela carga do veículo como mostra Figura 16 e pela carga distribuída como mostra a Figura 17.

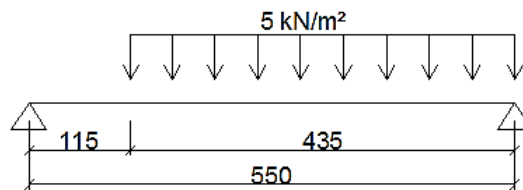
Figura 16 – Carga do veículo faixa do trem-tipo.



Fonte: Autor (2016)

$$\frac{60 \times 6,85 + 60 \times 4,85}{5,5} = 127,65 \text{ kN}$$

Figura 17 – Carga distribuída faixa do trem-tipo.

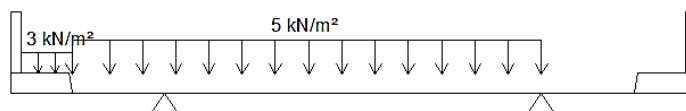


Fonte: Autor (2016)

$$\frac{5 \times 4,35 \times 2,175}{5,5} = 8,60 \text{ kN/m}$$

O corte a B-B representa as cargas geradas pela faixa fora do trem-tipo como mostra a Figura 15.

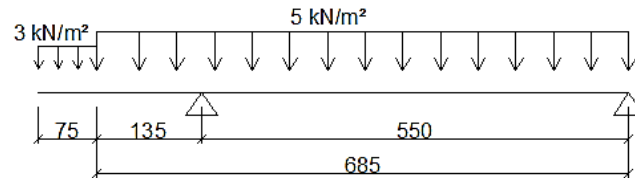
Figura 18 - Corte B-B faixa fora do trem-tipo.



Fonte: Autor (2016)

A faixa fora do trem-tipo é composta pelo esquema de cálculo, carga distribuída como mostra a Figura 19.

Figura 19 – Carga distribuída faixa fora do trem-tipo.



Fonte: Autor (2016)

$$\frac{3 \times 0,75 \times 7,225}{5,5} + \frac{5 \times 6,85 \times 3,425}{5,5} = 24,30 \text{ kN/m}$$

Trem-tipo simplificado:

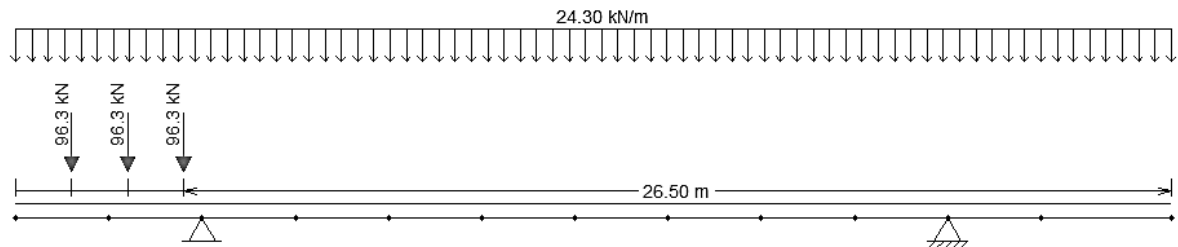
$$\Delta P = (24,30 - 8,60) \times \frac{6}{3} = 31,40 \text{ kN}$$

$$127,65 - 31,40 = 96,25 \text{ kN}$$

Coeficiente de impacto: $\varphi = 1,4 - 0,007L \rightarrow \varphi = 1,4 - 0,007 \times 20 \rightarrow \varphi = 1,26$

Assim, tem-se os carregamentos mostrados na figura 20.

Figura 20 - Cargas móveis para trem-tipo classe 36 NB-2/60.



Fonte: Autor (2016)

5.3.2 Adequação NBR 7188/2013

Como a estrutura da ponte permaneceu a mesma, sem alargamento de tabuleiro ou outro fator que influenciasse nas cargas permanentes da ponte os valores já obtidos continuam os mesmos, com isso permanecem os carregamentos indicados na figura 12.

Já nas cargas móveis segundo a NBR 7188 /2013 o trem-tipo que gera o maior carregamento é o de classe 45, ou seja, 450 kN, ou ainda, 75 kN/roda e os valores de

cargas de multidão permaneceram os mesmos de 5 kN/m² e 3 kN/m², conforme a Tabela 3.

Da mesma maneira que foi realizado para o trem-tipo anteriormente, considerou-se o posicionamento de maneira que gerou os efeitos mais desfavoráveis.

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \rightarrow CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{20 + 50} \right) \rightarrow CIV = 1,30$$

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

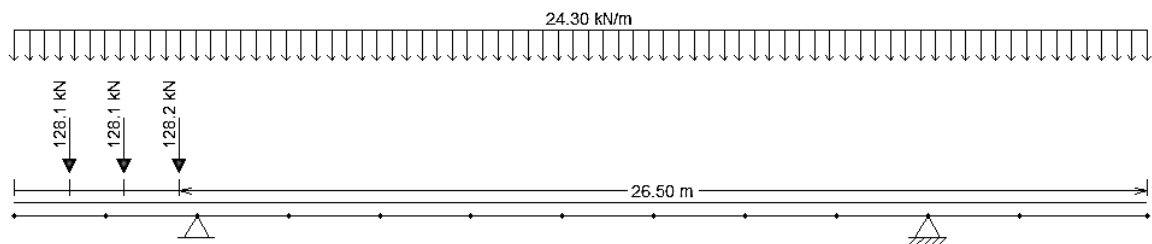
$$\rightarrow CNF = 1 > 0,9$$

$$CIA = 1,25$$

Coeficiente de impacto aplicando na equação 1: $CIV \times CNF \times CIA = 1,30 \times 1 \times 1,25 = 1,63$

Tem-se então os carregamentos gerados pela adequação para cargas móveis mostrados na Figura 21.

Figura 21 - Cargas móveis para trem-tipo classe 45 NBR 7188/13.



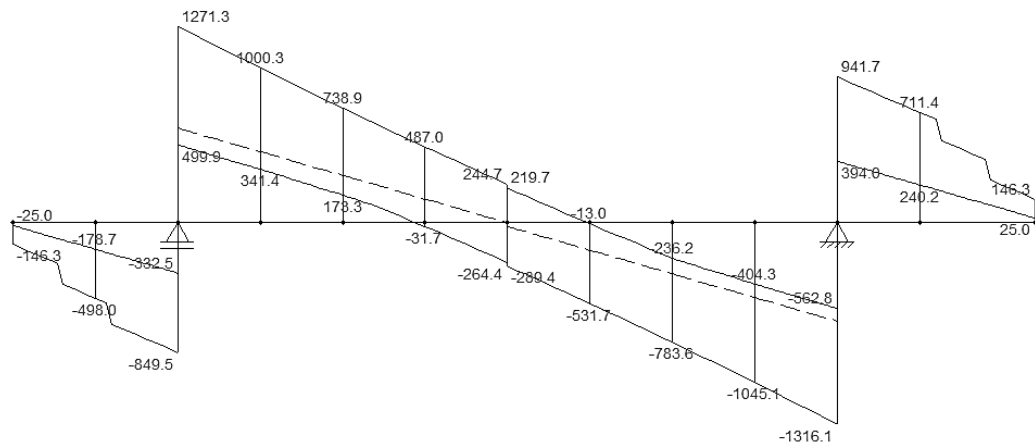
Fonte: Autor (2016)

5.4 RESULTADOS DAS CARGAS

Após a realização dos cálculos de cargas na ponte, foram inseridos no software Ftool. Empregando as definições das linhas de influência, que são diagramas que permitem definir as posições mais desfavoráveis do trem-tipo e calcular as respectivas solicitações. Com esses valores, calculados em seções da viga, no qual foi possível traçar as envoltórias de solicitações da carga móvel para pontes projetadas de 1960 a 1975 e a adequação a NBR 7188/2013. Como esses valores são determinados para as piores situações da viga. Assim as vigas longarinas são dimensionadas com base nesses valores garantindo sua segurança.

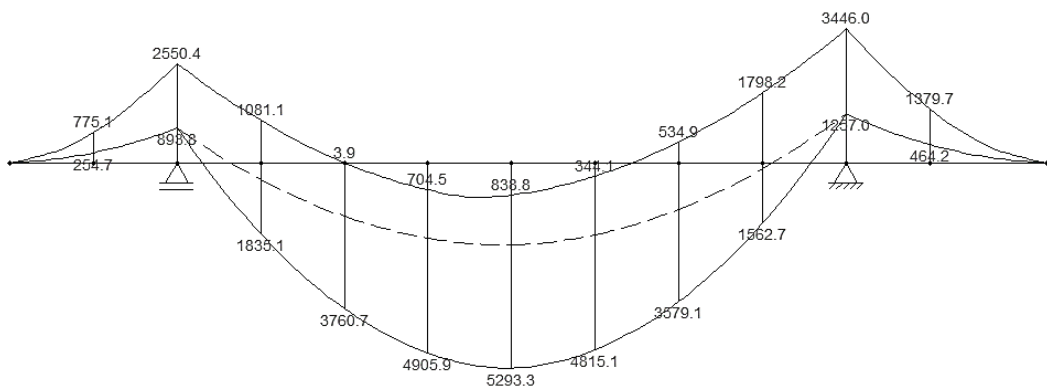
Com isso tem-se envoltórias de esforços internos demonstrado nas Figuras 22 a 25:

Figura 22 - Envoltória de esforços cortantes – Carga móvel NB6/1960 (kN).



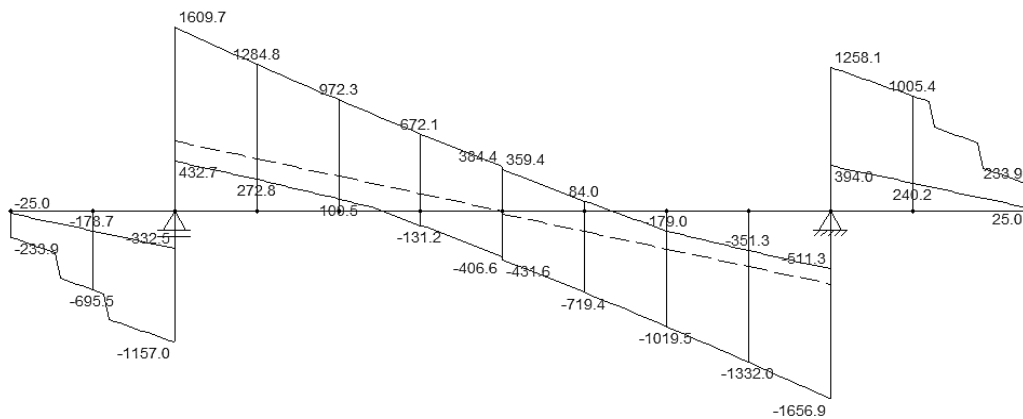
Fonte: Autor (2016)

Figura 23 - Envoltória de momentos fletores – Carga móvel NB6/1960 (kN).



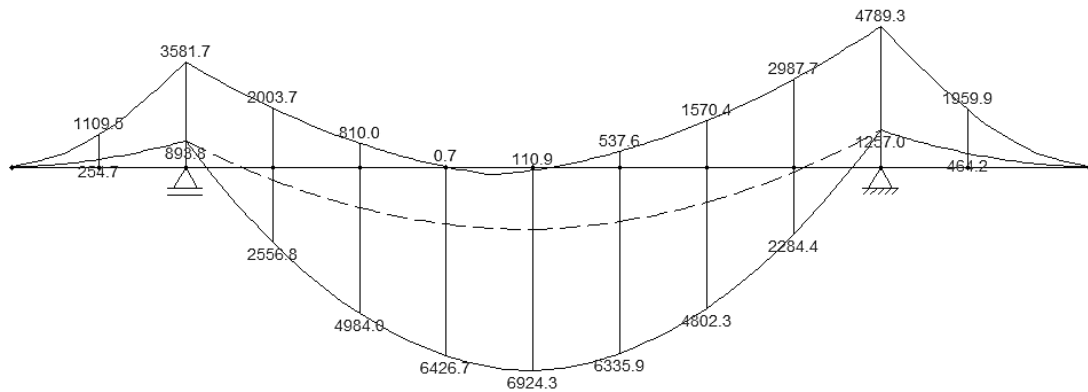
Fonte: Autor (2016)

Figura 24 - Envoltória de esforços cortantes – Carga móvel NBR 7188/2013 (kN).



Fonte: Autor (2016)

Figura 25 - Envoltória de momentos fletores – Carga móvel NBR 7188/2013 (kN).



Fonte: Autor (2016)

A armadura transversal é responsável pelos esforços cortantes e a longitudinal pelo momento fletor. Ao analisar o dimensionamento por flexão, pode-se comparar as envoltórias do momento fletor das pontes projetadas em 1975 com a adequação a NBR 7188/2013 pelas Tabelas 5 a 7.

Tabela 5 - Resultado de momento obtidos para cada seção pontes projetadas em 1975.

	Momento máx. (KNm)	Momento mín. (KNm)
S0	0,0	0,0
S1	-254,7	-775,1
S2	-893,8	-2550,4
S3	1835,1	-1081,1
S4	3760,7	3,9
S5	4905,9	704,5
S6	5293,3	838,8
S7	4815,1	344,1
S8	3579,1	-534,9
S9	1562,7	-1798,2
S10	-1257,0	-3446,0
S11	-464,2	-1379,7
S12	0,0	0,0

Fonte: AUTOR (2016)

Tabela 6 - Resultado de momento obtidos para cada seção adequação.

	Momento máx. (KNm)	Momento mín. (KNm)
S0	0,0	0,0
S1	-254,7	-1109,5
S2	-893,8	-3581,7
S3	2556,8	-2003,7
S4	4984,0	-810,0
S5	6426,7	0,7
S6	6924,3	110,9
S7	6335,9	-537,6
S8	4802,3	-1570,4
S9	2284,4	-2987,7
S10	-1257,0	-4789,3
S11	-464,2	-1959,9
S12	0,0	0,0

Fonte: AUTOR (2016)

Tabela 7 - Comparação dos momentos máximos positivos e negativos.

	Pontes projetada 75 (kNm)	Adequação NBR 7188/2013(kNm)	Aumento (%)
Momento máx. positivo	5293,3	6924,3	31
Momento máx. negativo	3446,0	4789,3	39

Fonte: AUTOR (2016)

Com a adequação da carga móvel o momento máximo positivo teve um aumento de cerca de 31%, e o momento máximo negativo um aumento de cerca de 39%.

5.5 DIMENSIONAMENTO

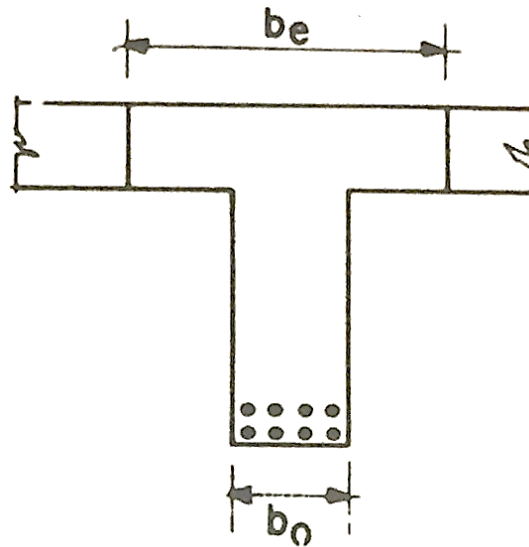
Com a obtenção dos momentos fletores, inicia-se o dimensionamento da viga longitudinal, considerando-se ela como uma viga T, onde a viga é concretada junto a laje do tabuleiro, sendo a mesa parte da mesma.

Inicia-se o dimensionamento pelo modelo de pontes projetadas em 1975, utilizando como norma para o cálculo a NB-1/1975, norma em vigor no período, logo em seguida para a norma atual em vigor NBR 6118/2014.

5.5.1 NB-1/1975

Muitas vezes, a mesa da viga faz parte de uma laje, dispondo-se então de uma grande largura de mesa, as partes de mesa mais afastadas da alma trabalham com eficiência reduzida, utiliza-se nos cálculos uma largura fictícia, denominada largura efetiva (PFEIL,1976) como mostra a Figura 26.

Figura 26 – Viga T com mesa de grande largura.



Fonte: Pfeil (1975)

De acordo com a NB-1/1975 as larguras efetivas das mesas são determinadas por processos teóricos e experimentais. A dimensão l_0 representa o vão isostático equivalente da viga estudada, ou seja, a distância entre os pontos de momento nulo. Podem ser adotados os seguintes valores de l_0 (NB-1/1975):

- viga simplesmente apoiada $l_0 = l$
- tramo com momento ou uma só extremidade $l_0 = 0,75 l$
- tramo com momento nas duas extremidades $l_0 = 0,60 l$
- viga em balanço $l_0 = 2l$

Onde:

$$b_e = b_0 + 0,20 l_0 \quad (3)$$

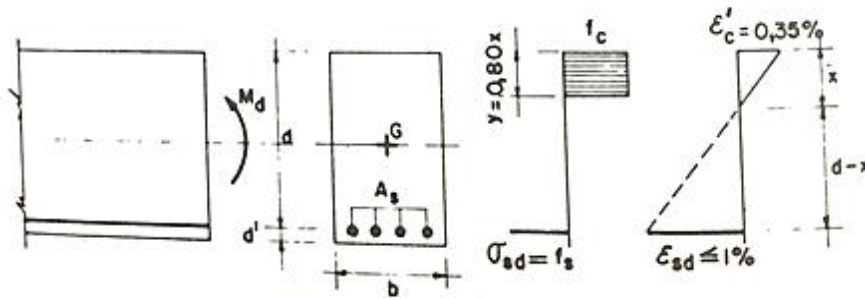
$$l_0 = 0,60 \times 20,00 \rightarrow l_0 = 12,00 \text{ m}$$

$$b_e = 0,40 + 0,20 \times 12,00 \rightarrow b_e = 2,80 \text{ m}$$

No dimensionamento de vigas T, quando a altura da linha neutra (y) da zona comprimida é inferior à espessura da mesa (h_f), pode-se fazer os cálculos como uma seção retangular de largura b , onde a mesma seria igual à largura da mesa (b_e), tendo em vista que a parte tracionada não interfere nos cálculos. Caso contrário, em que a linha neutra é maior que a espessura da mesa o momento resistente de cálculo da seção é dividido em duas parcelas.

Considerando a primeira hipótese temos que:

Figura 27 – Viga retangular com armadura simples, no estado-limite de projeto



Fonte: Pfeil (1975)

$$\sum F = 0 \rightarrow F_s - F_c = 0 \rightarrow F_s = F_c$$

$$\sum M \rightarrow M_d = F_s \times z \quad (4)$$

$$z = d - 0,4x \quad (5)$$

$$F_c = (0,85 \times f_{cd}) \times (b) \times (0,8 \times x) \quad (6)$$

Substituindo F_c e z na equação 4:

$$M_d = (0,85 \times f_{cd}) \times (b) \times (0,8 \times x) \times (d - 0,4x) \rightarrow$$

$$\rightarrow M_d = (0,68 \times x \times d - 0,272 \times x^2) \times b \times f_{cd} \quad (7)$$

a) Resolvendo a equação 7, obtém-se o x , o qual define a posição da linha neutra.

$$x = \frac{0,68 \times d \pm \sqrt{(0,68 \times d)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{M_d}{b \times f_{cd}}\right)}}{0,544}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,625, \text{ para concreto com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

Se maior que este valor armadura dupla, se não, armadura simples.

b) Cálculo da área aço:

$$M_d = F_s \times z \rightarrow F_s = \frac{M_d}{z} \rightarrow f_s \times A_s = \frac{M_d}{z} \rightarrow A_s = \frac{M_d}{z \times f_s}$$

c) Armadura mínima:

Para o aço CA-50 e concreto C40, $0,158\% \times A_c$

a) Calcula-se a área de aço para o maior momento positivo, colocando na equação os valores conhecidos, considerando $d=194,6$ cm determina-se o x :

$$x = \frac{0,68 \times 194,6 \pm \sqrt{(0,68 \times 194,6)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{1,65 \times 529330}{280 \times 4/1,5}\right)}}{0,544} \rightarrow$$

$$\rightarrow x' = 477,494 \text{ cm e } x'' = 9,006 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,625 \rightarrow \frac{9,006}{194,6} = 0,0463 \leq 0,625, \text{ Armadura Simples}$$

A primeira solução indica que a linha neutra passa fora da seção transversal, assim o valor correto é $x = 9,006$ cm. Sendo assim a hipótese de que linha neutra passa pela mesa é válida.

b) Cálculo da área de aço:

$$z = 194,6 - 0,4 \times 9,006 \rightarrow z = 190,997$$

$$A_s = \frac{1,65 \times 529330}{190,997 \times 50/1,15} \rightarrow A_s = 105,175 \text{ cm}^2$$

c) Armadura mínima:

$$0,158\% \times A_c \rightarrow \frac{0,158}{100} \times 15200 = 24,016 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

Utilizando-se uma barra de diâmetro 32 mm, obtém-se o seguinte número de barras:

$$A_s \phi = \frac{\pi \times 3,2^2}{4} = 8,042 \text{ cm}^2$$

$$\text{nº de barras} = \frac{105,175}{8,042} = 13,077 \cong 14 \text{ barras}$$

- a) Calcula-se a área de aço para o maior momento negativo, colocando na equação os valores conhecidos, considerando $d=194,6$ cm determina-se o x :

$$x = \frac{0,68 \times 194,6 \pm \sqrt{(0,68 \times 194,6)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{1,65 \times 344600}{40 \times 4/1,5} \right)}}{0,544} \rightarrow$$

$$\rightarrow x' = 442,180 \text{ cm e } x'' = 44,320 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,625 \rightarrow \frac{44,320}{194,6} = 0,228 \leq 0,625, \text{ Armadura Simples}$$

A primeira solução indica que a linha neutra passa fora da seção transversal, assim o valor correto é $x = 44,320$ cm.

Cálculo da área de aço:

$$z = 194,6 - 0,4 \times 44,320 \rightarrow z = 176,872$$

$$A_s = \frac{1,65 \times 344600}{176,872 \times 50/1,15} \rightarrow A_s = 73,938 \text{ cm}^2$$

- b) Armadura mínima:

$$0,158\% \times A_c \rightarrow \frac{0,158}{100} \times 15200 = 24,016 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

Utilizando-se uma barra de diâmetro 32 mm, obtém-se o seguinte número de barras:

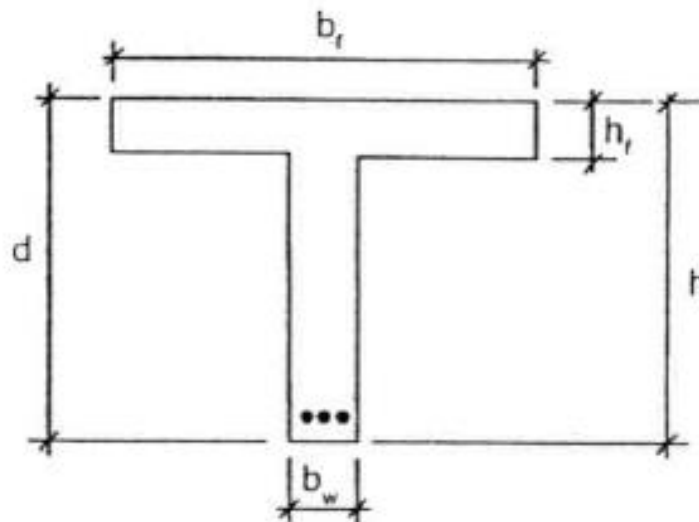
$$A_s \phi = \frac{\pi \times 3,2^2}{4} = 8,042 \text{ cm}^2$$

$$\text{n}^\circ \text{ de barras} = \frac{73,938}{8,042} = 9,193 \cong 10 \text{ barras}$$

5.5.2 Adequação NBR 6118/2014

Em um piso (laje) de concreto armado apoiado no contorno em vigas, as lajes maciças e as vigas não são independentes umas das outras; pelo fato de as estruturas de concreto serem monolíticas (a não ser que, construtivamente, sejam tomadas medidas para que isso não ocorra), seus elementos, lajes e vigas trabalham em conjunto (CHUST e FIGUEIREDO, 2014). A viga incorpora parte da laje assim, passando a ter o formato de um T. (Figura 28)

Figura 28 – Viga com seção transversal em forma de “T”.



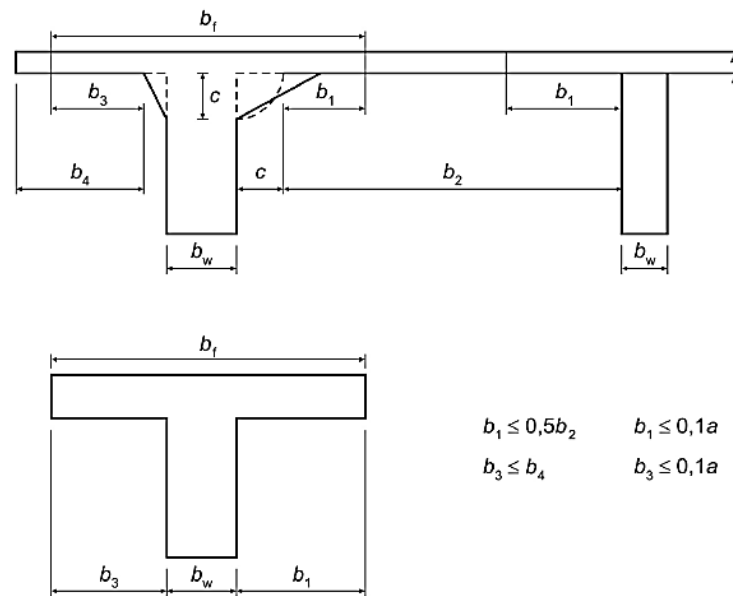
Fonte: Chust e Figueiredo (2014)

A ABNT NBR 6118/2014 (item 14.6.2.2) propõe que, de acordo com esse item, a largura colaborante b_f será a largura da viga b_w acrescida de no máximo 10% da distância a entre os pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que houver laje colaborante (Figura 29). A distância a pode ser estimada em função do comprimento l do tramo considerado, como se apresenta a seguir:

- viga simplesmente apoiada: $a = l$

- tramo com momento ou uma só extremidade: $a = 0,75 l$
- tramo com momento nas duas extremidades: $a = 0,60 l$
- viga em balanço: $a = 2l$

Figura 29 – Largura de mesa colaborante.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

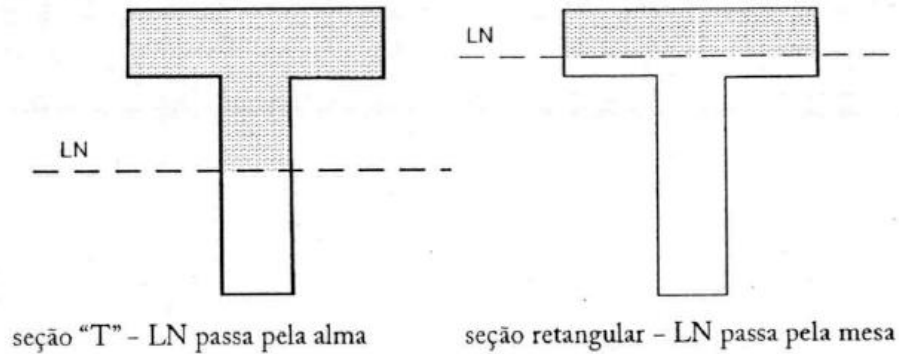
$$b_f = b_w + 2 \times 0,1 \times a \quad (8)$$

$$a = 0,60 \times 20,00 \rightarrow a = 12,00 \text{ m}$$

$$b_f = 0,40 + 2 \times 0,1 \times 12,00 \rightarrow b_f = 2,80 \text{ m}$$

Nos momentos positivos só será considerada de seção “T” se linha neutra estiver passando pela alma, caso contrário, a regia de concreto comprimida será retangular, com largura igual a b_f , e não haverá colaboração da alma e de parte da mesa, que estarão tracionadas. Como mostra Figura 30.

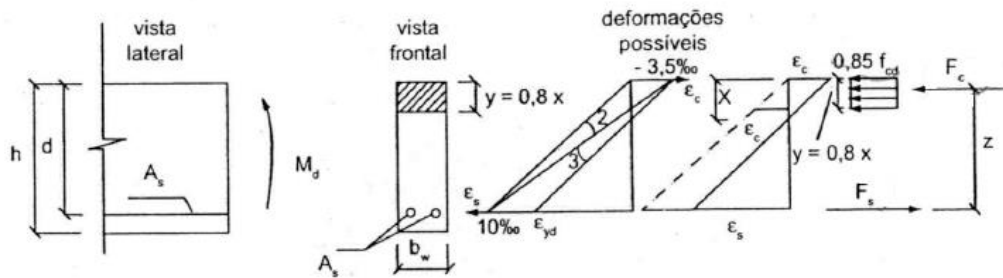
Figura 30 – Viga de seção “T” ou retangular de acordo com a posição da LN.



Fonte: Chust e Figueiredo (2014)

Considerando a segunda hipótese temos que:

Figura 31 – Elementos de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada para flexão simples para concretos C50, sem considerar a ductilidade.



Fonte: Chust e Figueiredo (2014)

$$\sum F = 0 \rightarrow F_s - F_c = 0 \rightarrow F_s = F_c$$

$$\sum M \rightarrow M_d = F_s \times z \quad (9)$$

$$z = d - 0,4x \quad (10)$$

$$F_c = (0,85 \times f_{cd}) \times (b) \times (0,8 \times x) \quad (11)$$

Substituindo f_c e z na equação 9:

$$M_d = (0,85 \times f_{cd}) \times (b_w) \times (0,8 \times x) \times (d - 0,4x) \rightarrow$$

$$\rightarrow M_d = (0,68 \times x \times d - 0,272 \times x^2) \times b_w \times f_{cd} \quad (12)$$

- a) Resolvendo a equação 12, obtém-se o x , o qual define a posição da linha neutra.

$$x = \frac{0,68 \times d \pm \sqrt{(0,68 \times d)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{M_d}{b_w \times f_{cd}}\right)}}{0,544}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,45, \text{ para concreto com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

Se maior que este valor armadura dupla, se não, armadura simples.

- b) Cálculo da área aço:

$$M_d = F_s \times z \rightarrow F_s = \frac{M_d}{z} \rightarrow f_s \times A_s = \frac{M_d}{z} \rightarrow A_s = \frac{M_d}{z \times f_s}$$

- c) Armadura mínima:

Para o aço CA-50 e concreto C40, $0,179\% \times A_c$

- a) Calcula-se a área de aço para o maior momento positivo, colocando na equação os valores conhecidos, considerando $d=194,6$ cm determina-se o x :

$$x = \frac{0,68 \times 194,6 \pm \sqrt{(0,68 \times 194,6)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{1,4 \times 692430}{280 \times 4/1,4}\right)}}{0,544} \rightarrow$$

$$\rightarrow x' = 477,164 \text{ cm e } x'' = 9,336 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \rightarrow \frac{9,336}{194,6} = 0,0480 \leq 0,45, \text{ Armadura Simples}$$

A primeira solução indica que a linha neutra passa fora da seção transversal, assim o valor correto é $x = 9,336$ cm. Sendo assim a hipótese de que linha neutra passa pela mesa é válida.

- b) Cálculo da área de aço:

$$z = 194,6 - 0,4 \times 9,336 \rightarrow z = 190,865$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 692430}{190,865 \times 50/1,15} \rightarrow A_s = 116,817 \text{ cm}^2$$

c) Armadura mínima:

$$0,179\% \times A_c \rightarrow \frac{0,179}{100} \times 15200 = 27,208 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

Utilizando-se uma barra de diâmetro 32 mm, obtém-se o seguinte número de barras:

$$A_s \phi = \frac{\pi \times 3,2^2}{4} = 8,042 \text{ cm}^2$$

$$n^\circ \text{ de barras} = \frac{116,817}{8,042} = 14,525 \cong 15 \text{ barras}$$

a) Calcula-se a área de aço para o maior momento negativo, colocando na equação os valores conhecidos, considerando $d = 194,6 \text{ cm}$ determina-se o x :

$$x = \frac{0,68 \times 194,6 \pm \sqrt{(0,68 \times 194,6)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{1,4 \times 478930}{280 \times 4/1,4}\right)}}{0,544} \rightarrow$$

$$\rightarrow x' = 437,148 \text{ cm e } x'' = 49,352 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \rightarrow \frac{49,352}{194,6} = 0,254 \leq 0,45, \text{ Armadura Simples}$$

A primeira solução indica que a linha neutra passa fora da seção transversal, assim o valor correto é $x = 49,352 \text{ cm}$.

b) Cálculo da área de aço:

$$z = 194,6 - 0,4 \times 49,352 \rightarrow z = 174,859$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 478930}{174,859 \times 50/1,15} \rightarrow A_s = 88,212 \text{ cm}^2$$

c) Armadura mínima:

$$0,179\% \times A_c \rightarrow \frac{0,179}{100} \times 15200 = 27,208 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

Utilizando-se uma barra de diâmetro 32 mm, obtém-se o seguinte número de barras:

$$A_s \phi = \frac{\pi \times 3,2^2}{4} = 8,042 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ} \text{ de barras} = \frac{88,212}{8,042} = 10,968 \cong 11 \text{ barras}$$

5.6 RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO

Observando-se os resultados a partir da Tabela 8, tem-se as áreas de aço obtidas do dimensionamento a flexão das vigas, nota-se que as mesmas têm valores muito próximos, ficando mais fácil de ver quanto ao número de barras, onde, tem-se de diferença uma ou duas barras.

Tabela 8 – Área de aço referente a cada modelo

	Pontes projetada 75 (cm²)	Adequação NBR 6118/2014 (cm²)	Aumento (%)
Área de aço para momento máx. positivo	105,175 (14 barras ϕ 32 mm)	116,817 (15 barras ϕ 32 mm)	12
Área de aço para Momento máx. negativo	73,938 (10 barras ϕ 32 mm)	88,212 (11 barras ϕ 32 mm)	20

Fonte: AUTOR (2016)

Mesmo com o acréscimo de carga advindos da atualização do trem tipo, da norma de cargas móveis, os coeficientes de segurança adotadas em norma, favoreceram o superdimensionamento das peças, já que os coeficientes de majoração eram da ordem de 65%, pela falta de pesquisa na época. Já os de minoração apenas o do aço são os mesmos praticados hoje 15%, o do concreto era de 50%.

Os coeficientes de segurança mais altos que os praticados hoje em dia, aumentavam a margem, mesmo sem estudo aplicado as peças que se tem hoje, chegando a resistir os carregamentos atuais aplicados.

6 CONCLUSÕES

Os projetos de pontes devem ser bem elaborados, analisando todos os fatores, aliado um bom processo executivo, mas existem cuidados a serem tomados com o passar do tempo nessas estruturas. Além disso com as novas necessidades, os veículos vêm mudando com relação a peso e tamanho e as rodovias tem pontes projetadas a muito tempo atrás, estas devem ser inspecionadas, levando em consideração patologias existentes nessas pontes, também observar a classe dos veículos que por ali passam e qualquer alteração estrutural que venha a existir.

O reforço necessário não vai depender só do acréscimo de carga, também pela mudança na estrutura da ponte, pela maneira a qual aquela ponte foi projetada, levando em consideração maneira de dimensionamento e a norma regente no período construção.

No trabalho, não foi analisado nenhuma patologia ou como estava disposta a armadura na viga longarina, mas mesmo assim teve um acréscimo de carga, o que ocasionaria em um reforço nessa estrutura, necessitando de uma maior armadura para resistir o momento nela aplicada.

Então a melhor alternativa sempre é a inspeção daquela estrutura, que trará resultados da utilização daquela ponte com o passar dos anos, não somente por acréscimo de carga, mas também pela deterioração dos materiais da estrutura.

O dimensionamento feito anos atrás utilizava coeficientes de segurança muito altos, o que favorece que muitas das pontes em utilização suportem a mudança de trem-tipo, além do que estudos vem cada vez mais melhorando e racionalizando o concreto armado.

Com sugestão de trabalhos futuros, fazer um estudo mais aprofundado nas disposições das armaduras, realizar ensaios que permitam o melhor acompanhamento das estruturas e observando patologias encontradas.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1:** Cálculo e execução de obras em concreto armado. Rio de Janeiro, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-6:** Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estrutura de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187:** Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:** Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 2013.
- Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2004.
- CONCEIÇÃO, Rodolfo Santos. **Notas de aula, Pontes.** Aracaju: IFS – Instituto Federal de Sergipe,
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues Filho. **Concreto Armado.** 4. Ed. São Carlos: Editora EdUFScar, 2014.
- EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Pontes de Concreto.** São Carlos, USP – Universidade São Paulo, 2003.
- MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes em Concreto Armado.** 1. reimpressão São Paulo: Editora BLUCHER, 2008.
- MASON, Jayme. **Pontes em Concreto Armado e Protendido.** Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora S.A., 1977.
- PFEIL, Walter. **Pontes em Concreto Armado.** 3 ed. Rio de Janeiro, LTC - Livros Técnicos Científicos, 1983.
- PFEIL, Walter. **Dimensionamento do Concreto Armado à Flexão.** Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora S.A., 1976.
- PFEIL, Walter. **Pontes em Concreto Armado: Elementos de Projetos, Solicitações, Dimensionamentos.** Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora S.A., 1979.
- SORIANO, Humberto Lima; LIMA, Silvio de Souza. **Análise de Estruturas: Método das Forças e Método dos Deslocamentos.** Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, 2006.

SANTOS, Carolina. **Retro Análise de Estruturas de Pontes**. 159 f. Dissertação (mestrado) UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2013.