



Centro Universitário de Brasília - UNICEUB  
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS  
Curso: Engenharia Civil

PAULO RICARDO CASTRO DE MAGALHÃES

**APLICAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES: ESTUDO  
COMPARATIVO DAS CVCS CARREGADAS EM PONTES ANTIGAS**

Brasília  
2018

PAULO RICARDO CASTRO DE MAGALHÃES

**APLICAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES: ESTUDO  
COMPARATIVO DAS CVCS CARREGADAS EM PONTES ANTIGAS**

Trabalho de Curso apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng.º Civil Rogério Calazans Verly, Me.

Brasília  
2018

PAULO RICARDO CASTRO DE MAGALHÃES

**APLICAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES: ESTUDO  
COMPARATIVO DAS CVCS CARREGADAS EM PONTES ANTIGAS**

Trabalho de Curso apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng.º Civil Rogério Calazans Verly, Me.

Brasília, 04 de julho 2018.

**Banca Examinadora**

---

Eng.º Civil Rogério Calazans Verly, Me.  
Orientador

---

Eng.º Civil Jocinez Nogueira Lima, Msc.  
Examinador Interno

---

Eng.º Civil Fábio Pessoa da Silva Nunes, Me.  
Examinador Externo

## **AGRADECIMENTOS**

Ao chegar ao fim desta grande etapa da minha vida, expresso minha eterna gratidão primeiramente a Deus, por ter me dado forças, sabedoria e me abençoado em todos os momentos.

Gratidão aos meus pais por ter sempre me incentivado a crescer, estudar e sempre me apoiar em minhas escolhas, mas também por colocar sempre em minha vida ensinamentos e nunca ter desistido de me dar a melhor educação que eles puderam.

Agradecer ao meu Orientador, Professor Rogério Calazans Verly, pelos conselhos, incentivo e exemplo de dedicação.

Agradecimento aos grandes amigos que eu tenho no UniCEUB pelo apoio e compreensão em todas as horas.

“A sabedoria é filha da experiência”  
(Leonardo Da Vinci)

## RESUMO

Este trabalho versa sobre análise e comparações de solicitações geradas por cargas móveis, através do dimensionamento de vigas em pontes de vãos isostáticos, empregando metodologias abordadas na norma brasileira NBR 7188:1982 e NBR 7188:2013. A partir da revisão da literatura, que aborda projetos de pontes, classificação quanto aos modelos estruturais, carregamentos e procedimentos para cálculos de solicitações devido a cargas móveis, adotou-se uma metodologia para abordar o tema deste trabalho. Foram feitos estudos acerca do uso e aplicação das linhas de influência, conceito básico para calcular solicitações oriundas de cargas móveis. Para enfim, analisar, interpretar e comparar as cargas móveis atuais utilizadas nas pontes desde 1950 até as de atualmente. A partir destes dados foi possível fazer uma comparação prévia acerca das diferenças do carregamento com o trem-tipo de época distinta e a combinação veicular de cargas (CVC) para variados vãos.

**Palavras-chave:** Trem-tipo; ABNT NBR 7188:1982; ABNT NBR 7188:2013; CVC

## **ABSTRACT**

The data processing and comparatives of the tasks and loads used in national techniques NBR 7188: 1982 and NBR 7188: 2013. From the literature review, which addresses bridge projects, classification of structural models, loads and procedures for calculations of requests due to mobile loads, a methodology was adopted to address the theme of this work. Studies were done on the use and application of influence lines, a basic concept for calculating requests from mobile loads. Finally, to analyze, interpret and compare the current mobile loads used in the bridges from 1950 to those of today. . From these data it was possible to make a previous comparison about the differences of the loading with the distinct season-type train and the vehicular load combination (CVC) for different spans.

**Keywords:** Train-type; ABNT NBR 7188: 1982; ABNT NBR 7188: 2013; CVC

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte Presidente Costa e Silva ligando os municípios do Rio de Janeiro e Niterói sobre a Baía de Guanabara.....	15
Figura 2 - Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes .....	17
Figura 3 - Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes sem o encontro.....	17
Figura 4 - Ponte em laje .....	18
Figura 5 - Ponte em viga reta de alma cheia.....	18
Figura 6 - Ponte em viga reta de treliça .....	19
Figura 7 - Ponte em quadro rígido.....	19
Figura 8 - Ponte em abóbada.....	20
Figura 9 - Ponte em arco superior.....	20
Figura 10 - Ponte pênsil .....	21
Figura 11 - Exemplo de esquema de carregamento para vigas longitudinais de pontes rodoviárias .....	22
Figura 12 - Exemplo de carregamentos utilizados sobre pontes rodoviárias .....	22
Figura 13 - Modelo mais usados: veículo pesado com 3 eixos .....	23
Figura 14 - Bitrem de 7 eixos - 19,80m .....	24
Figura 15 - Bitrem 9 eixos - 30m .....	24
Figura 16 - Rodotrem de 25m .....	24
Figura 17 - Rodotrem de 30m .....	25
Figura 18 - Linhas de influência das reações de apoio, momento fletor e esforço cortante numa seção S de uma viga biapoiada.....	25
Figura 19 – (a) Comportamentos da laje com carregamento excêntrico. (b) Com rigidez infinita. (c) Com rigidez nula .....	27
Figura 20 – (a) Deformação de corpo rígido devido á aplicação de carga excêntrica. (b) Translação (c) Rotação.....	28
Figura 21 - Aplicação do método de Leonhardt.....	30
Figura 22 - Esquema estrutural transversal para uma faixa unitária .....	32
Figura 23 - Modelo de ponte projetada antes 1950.....	34
Figura 24 - Detalhe 1 do guarda-rodas da figura 23.....	34
Figura 25 - Modelo de ponte projetada de 1950 a 1960.....	35

Figura 26 - Detalhe 1 do guarda-rodas da figura 25.....	35
Figura 27 - Modelo de ponte projetada de 1960 a 1975.....	36
Figura 28 - Detalhe 2 do guarda-rodas da figura 27.....	36
Figura 29 - Modelo de ponte projetada de 1975 a 1985.....	37
Figura 30 - Detalhe 3 da barreira New Jersey da figura 29.....	37
Figura 31 - Modelo de ponte projetada após 1985.....	38
Figura 32 - Detalhe 3 da barreira New Jersey da figura 31 .....	38
Figura 33 - Esquema ilustrativo da ponte estudada .....	39
Figura 34 - Fluxograma da metodologia utilizada para cálculo da envoltória de esforços.....	40
Figura 35 - Esquema de cálculo da linha de influência na seção transversal .....	41
Figura 36 - Esquema de distribuição devido a carga móvel na seção longitudinal ...	42
Figura 37 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do TB 24 para roda traseira do trem-tipo .....	43
Figura 38 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do TB 24 para roda dianteira do trem-tipo .....	44
Figura 39 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do caminhão 9tf com a roda traseira sobre o tabuleiro.....	46
Figura 40 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do caminhão 9tf com a roda dianteira sobre o tabuleiro .....	47
Figura 41 - Esquema das composições das cargas móveis .....	48
Figura 42 - Envoltória de momento fletor .....	49
Figura 43 - Esquema das composições das cargas móveis .....	49
Figura 44 - Envoltória de momento fletor .....	49
Figura 45 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do trem-tipo TB-36 .....	50
Figura 46 - Esquema das composições das cargas móveis .....	51
Figura 47 - Envoltória de momento fletor .....	51
Figura 48 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do trem-tipo TB-36 .....	52
Figura 49 - Esquema das composições das cargas móveis .....	53
Figura 50 - Envoltória de momento fletor .....	53
Figura 51 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do trem-tipo TB-45 .....	53
Figura 52 - Esquema das composições das cargas móveis .....	54
Figura 53 - Envoltória de momento fletor .....	54
Figura 54 - Comparação de esforços - Pontes projetadas antes 1950 .....	57



Figura 55 - Comparação de esforços - Pontes projetadas de 1950 - 1960 .....	58
Figura 56 - Comparação de esforços - Pontes projetadas de 1961 - 1975 .....	59
Figura 57 - Comparação de esforços - Pontes projetadas de 1976 - 1985 .....	60
Figura 58 - Comparação de esforços - Pontes projetadas após 1985 .....	61

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 - Resultado do coeficiente de impacto utilizado para cálculo das cargas móveis e CVC nas pontes.....	40
Tabela 2 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes até 1950. ....	55
Tabela 3 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes de 1951 à 1960. ....	55
Tabela 4 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes de 1961 a 1975 .....	55
Tabela 5 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes de 1975 a 1985. ....	55
Tabela 6 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes após 1985. ....	56
Tabela 7 - Análise em pontes de 1950.....	56
Tabela 8 - Análise em pontes de 1951 a 1960 .....	57
Tabela 9 - Análise em pontes de 1961 a 1975 .....	58
Tabela 10 - Análise em pontes de 1976 a 1985 .....	59
Tabela 11 - Análise em pontes após 1985 .....	60

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

**AASHTO** - American Association of State Highway and Transportation Officials

**AET** – Autorização Especial de Trânsito

**ABNT** – Associação Brasileira de Normas Técnicas

**CONTRAN** – Conselho Nacional de Trânsito

**CVC** – Combinação Veicular de Cargas

**DNIT** – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

**LI** – Linha de Influência

**OAE** – Obra de Arte Especial

**PBT** – Peso Bruto Total

# Sumário

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
<b>2 OBJETIVO .....</b>	<b>14</b>
2.1 Objetivo Geral.....	14
2.2 Objetivo Específico .....	14
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>15</b>
3.1 Pontes.....	15
3.2 Breve Histórico .....	15
3.3 Elementos constituintes das pontes .....	16
3.4 Classificação das pontes .....	17
3.4.1 Pontes em laje .....	18
3.4.2 Pontes em viga de alma cheia .....	18
3.4.3 Pontes em viga de treliça .....	19
3.4.4 Pontes em viga de treliça .....	19
3.4.5 Pontes em Arco.....	20
3.4.6 Pontes pênsil.....	20
3.5 Carregamentos em pontes .....	21
3.5.1 Cargas móveis .....	21
3.5.2 Combinações de veiculos de carga – CVC .....	23
3.6 Linha de influência .....	25
3.7 Distribuição transversal dos esforços .....	26
3.7.1 Método de Engesser-Courbon .....	27
3.7.2 Método de Leonhardt .....	30
3.7.3 Processo de Fauchart .....	31
3.7.4 O método da AASHTO.....	32
3.8 Evolução das pontes .....	33

3.8.1 Pontes projetadas até 1950 .....	33
3.8.2 Pontes projetadas de 1950 a 1960.....	34
3.8.3 Pontes projetadas de 1960 a 1975.....	35
3.8.4 Pontes projetadas de 1975 a 1985.....	36
3.8.5 Pontes projetadas de após 1985.....	37
<b>4 METODOLOGIA .....</b>	<b>39</b>
<b>5 RESULTADOS.....</b>	<b>41</b>
5.1 Ponte 1950 .....	42
5.1.1 Trem-tipo compressor no balanço.....	42
5.1.2 Trem-tipo caminhão no balanço.....	45
5.2 Ponte 1951 a 1960 .....	49
5.3 Ponte 1961 a 1975 .....	49
5.4 Ponte 1976 a 1985 .....	51
5.4 Ponte após 1985.....	53
5.4 Análise de resultados.....	55
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>62</b>
6.1 Conclusões .....	62
6.2 Sugestões para trabalhos futuros: .....	62
<b>7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>63</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As pontes de vias principais rurais e urbanas são projetadas no Brasil utilizando principalmente os trens-tipos das classes 30 e 45 presentes na norma “NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”, cuja versão em vigor é a de 2013. Estes trens-tipo, consistem de uma carga de multidão acrescida de um veículo padrão com 6 rodas, com mesmo carregamento em cada uma, em 3 eixos com igual espaçamento de 1,5 m. Tais veículos vêm sendo usados desde a NB-6 de 1960, apresentando, desde então, variação na carga total usada, porém sem modificações na geometria.

O transporte de mercadorias em geral, principalmente o escoamento da produção agrícola, que supera recordes a cada ano, é feito por rodovias. Os caminhões usados podem ter comprimentos superiores a 30 metros com até 9 eixos, sendo bem diferentes do veículo utilizado nos projetos. Segundo um levantamento publicado por Mendes (2009), cerca de 70% das pontes registradas no DNIT possuem idade superior a 30 anos e foram projetadas com o trem-tipo da norma NBR 7188, diferente dos caminhões que cruzam as pontes usualmente, que muitas vezes tem carga superior ao permitido por lei. Além disso, em breve atingirão a vida útil para qual foram projetadas (50 anos).

Neste cenário passa a ficar evidente a necessidade de uma melhor caracterização do tráfego rodoviário existente, para que se possa verificar qual o carregamento que está sendo efetivamente aplicado. Desta forma é possível certificar-se de que as estruturas das pontes estão sendo projetadas adequadamente, ou mesmo se o pavimento ao longo da estrada está sendo corretamente dimensionado. A avaliação do tráfego permite conhecer o excesso de carga submetido às pontes que, aliado à usual falta de manutenção, são responsáveis pela deterioração das estruturas. Nota-se, então, a necessidade de abordar esse trabalho para fazer a verificação do comprometimento estrutural das pontes brasileiras causado pela CVC.

## **2 OBJETIVO**

### **2.1 Objetivo Geral**

Comparar os esforços provocados por combinação de veículos de carga (CVC) com os esforços dos trens-tipo utilizados em diferentes épocas.

### **2.2 Objetivo Específico**

- Comparar as solicitações nas pontes antigas de acordo com as cargas móveis da NBR 7188:1982;
- Comparar as solicitações nas pontes antigas de acordo com as cargas móveis da NBR 7188:2013;
- Comparar as solicitações nas pontes provocadas por combinação veicular de carga;
- Traçar os diagramas da linha de influência devido as cargas móveis e CVC;
- Comparar as reações provocadas pelos diferentes trens-tipos nas vigas.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 Pontes

O país apresenta grande variabilidade nos tipos estruturais e formas das pontes. Sua notoriedade na engenharia de pontes tem como origem o desenvolvimento da primeira ponte em concreto protendido da América do Sul, a Ponte Galeão, construída em 1949, e a ponte com a maior viga contínua do mundo, a Ponte Presidente Costa e Silva (Figura 1) com extensão de 13,3 km, conhecida como Ponte Rio-Niterói, inaugurada em 1974 (Vasconcelos, Marchesini e Timerman, 2014).

Figura 1 - Ponte Presidente Costa e Silva ligando os municípios do Rio de Janeiro e Niterói sobre a Baía de Guanabara.



(fonte: Boppré. A, 2007)

#### 3.2 Breve Histórico

Segundo o DNIT(2004), a malha rodoviária federal, implantada a partir da década de 40, época em que também foram editadas as primeiras Normas Brasileiras referentes ao cálculo e execução de estruturas de concreto armado, abrange obras com diferentes geometrias transversais, calculadas para solicitações provocadas por



diferentes carregamentos e dimensionadas segundo critérios vigentes à época dos projetos, muitos dos quais não mais aceitos.

Desde a implantação até a presente data, algumas obras foram substituídas, muitas foram restauradas e algumas foram reforçadas e alargadas; o perfil das pontes da maioria das rodovias, senão da totalidade, é, portanto, bastante heterogêneo.

O DNIT (2004) ainda complementa que as obras que não tiveram suas características originais alteradas, ou mesmo, que sofreram pequenas modificações, podem ser facilmente identificadas no que se refere à época do projeto e à sua Classe.

### **3.3 Elementos constituintes das pontes**

As pontes podem ser divididas em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura .

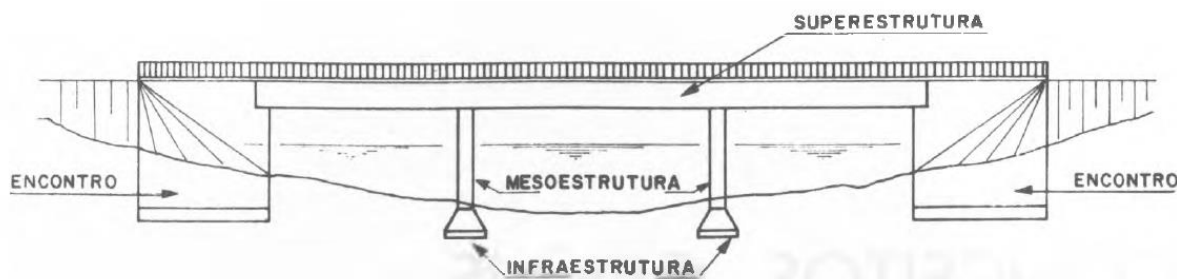
A infraestrutura, ou fundação, é constituída pelos elementos estruturais através dos quais são transmitidos ao terreno no qual a obra está implantada, de uma forma segura e compatível com as características do solo, os esforços recebidos da mesoestrutura e provenientes dos diversos carregamentos atuantes sobre a obra.

Em um sentido mais amplo, entende-se por fundação não só o elemento estrutural que recebe os esforços da mesoestrutura, como também o próprio solo ou rocha solicitada pelas cargas e que constituem seu suporte final. Desse modo, quando se fala em fundação em estacas, está implícita a interação solo-estrutura (Gorges W., 2005).

A mesoestrutura é constituída pelos apoios, que são elementos estruturais que se desenvolvem preferencialmente no sentido vertical – podendo também ser inclinados – cuja a finalidade é fazer chegar às fundações reações da superestrutura.

A superestrutura, composta geralmente de lajes e vigas principais e secundárias, é o elemento de suporte imediato do estrado, que constitui a parte útil da obra. Sob ponto de vista de sua finalidade.

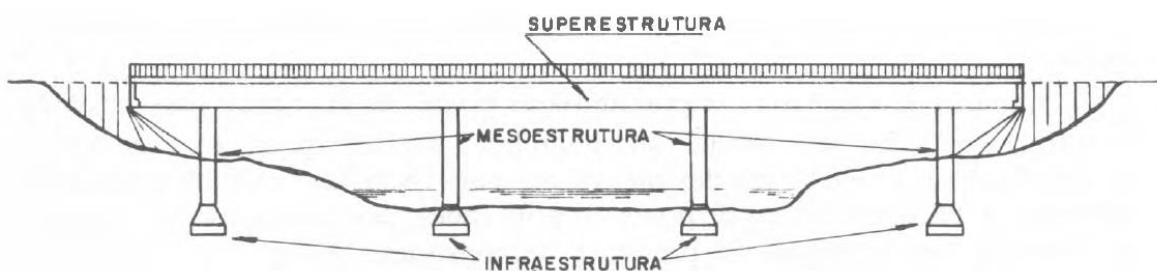
Figura 2 - Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes



(fonte: Pfeil, 1979)

Os encontros, considerados por alguns engenheiros como constituintes da mesoestrutura, e por outros como fazendo parte da infraestrutura, são elementos de características extremamente variáveis, cuja função principal é receber o empuxo dos aterros de acesso e evitar sua transmissão aos demais elementos da ponte. Os encontros, apesar de imprescindíveis em algumas pontes, podem ser dispensados em viadutos e em pontes cujos aterros de acesso não apresentam perigo de erosão pelo curso d'água. Nesses casos, o estrado apresenta extremos em balanço e, geralmente, os pilares extremos ficam sujeitos a empuxo dos aterros de acesso como mostra a Figura 3.

Figura 3 - Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes sem o encontro



(fonte: Pfeil, 1979)

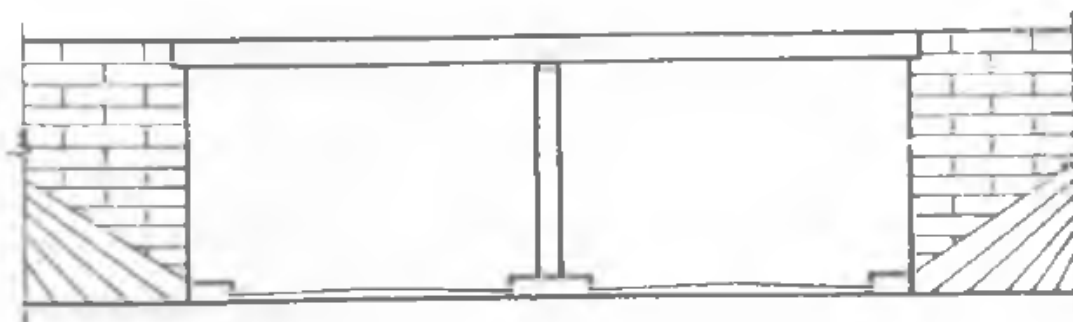
### 3.4 Classificação das pontes

De acordo com o ponto de vista sob o qual sejam consideradas, as pontes podem ser classificadas de diversas maneiras, sendo as mais comuns quanto à finalidade, quando ao material com que são construídas, quanto ao sistema estrutural estrutural, quanto ao tempo de utilização, quanto à fixidez ou mobilidade do estrado etc.

### 3.4.1 Pontes em laje

As pontes em laje possuem a seção transversal desprovida de qualquer vigamento, podendo ter um sistema estrutural simplesmente apoiado ou contínuo. A Figura 4 mostra um exemplo desta estrutura em um sistema simplesmente apoiado em encontros e algumas seções transversais típicas. Este sistema estrutural apresenta algumas vantagens, como pequena altura de construção, boa resistência à torção e rapidez de execução, possuindo também boa relação estética. Podem ser moldadas no local ou constituídas de elementos pré-moldados, e os detalhes de fôrmas e das armaduras e a concretagem são bastantes simples (Mason, 1977).

Figura 4 - Ponte em laje

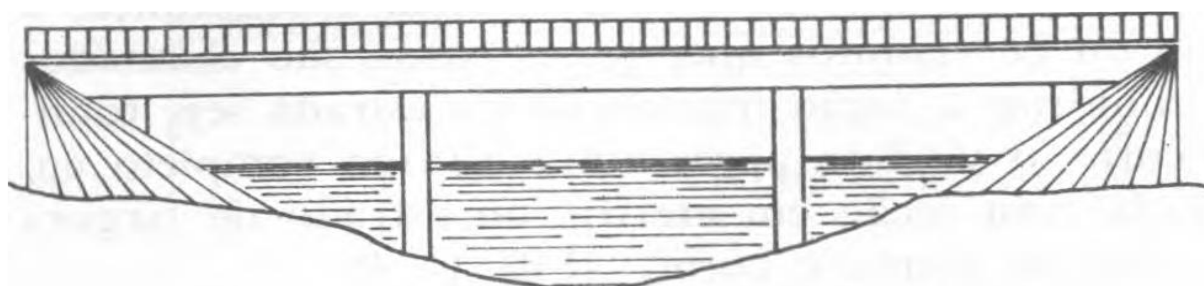


(fonte: Pfeil, 1979)

### 3.4.2 Pontes em viga de alma cheia

As pontes em vigas de alma cheia possuem um sistema de vigas que suportam o tabuleiro. As vigas principais são denominadas longarinas e as vigas destinadas a aumentar a rigidez da estrutura são transversinas como mostra a Figura 5 (Mason, 1977).

Figura 5 - Ponte em viga reta de alma cheia

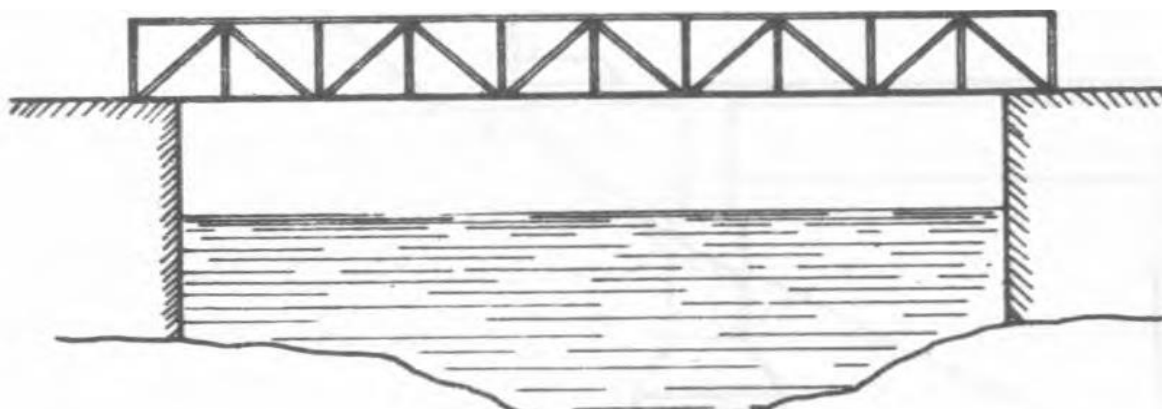


(fonte: Pfeil, 1979)

### 3.4.3 Pontes em viga de treliça

A treliça pode ser descrita como um conjunto de triângulos formados por peças retas e articuladas entre si. Quando adequadamente projetada, com proporções normais como mostra a Figura 6, sistema de treliças tem duas grandes vantagens: a primeira é a dos elementos só serem solicitados por cargas axiais, a segunda permitir alturas maiores com menor peso e redução de flecha (Pinho, 2007).

Figura 6 - Ponte em viga reta de treliça

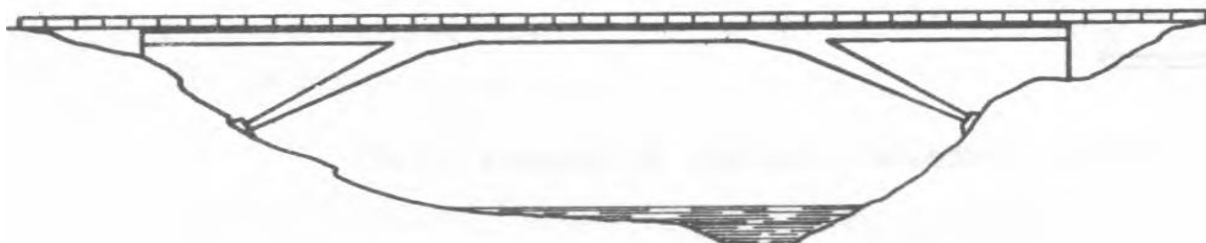


(fonte: Pfeil, 1979)

### 3.4.4 Pontes em viga de treliça

A Figura 7 mostra que normalmente possuem pilares inclinados, necessitando fundações inclinadas, também. Estes pilares, usualmente, estão sujeitos a uma grande carga de compressão. Segundo Pinho (2007), isto faz com que esta solução seja recomendada para terrenos de bom suporte de cargas.

Figura 7 - Ponte em quadro rígido

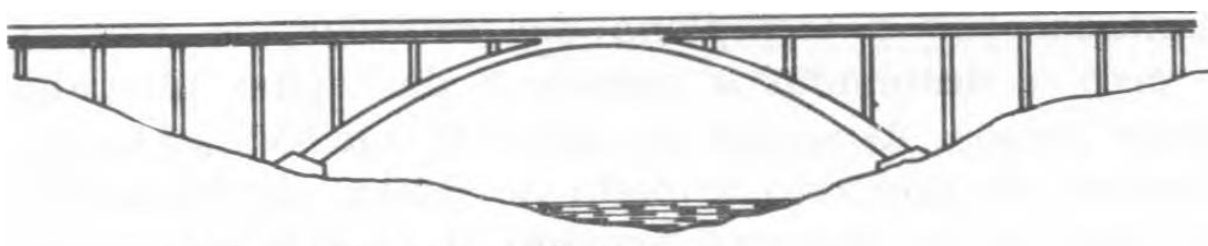


(fonte: Pfeil, 1979)

### 3.4.5 Pontes em Arco

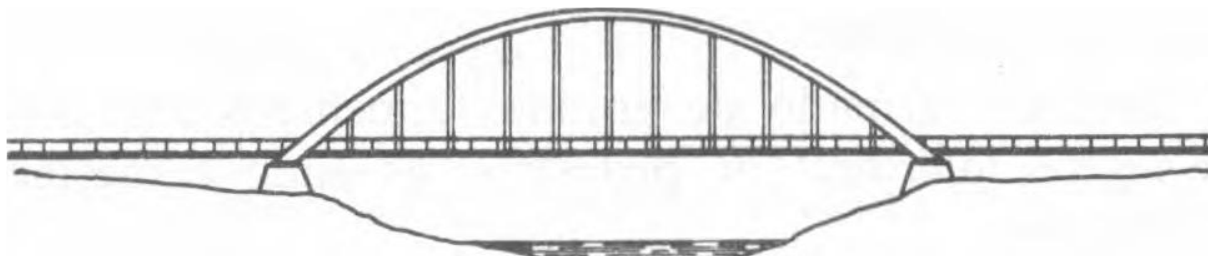
Este é o tipo mais antigo de ponte, as pontes em arco mais antigas que se tem notícia foram construídas pelos romanos por volta de 100 a.C. Como mostra as Figuras 8 e 9 estas estruturas, devido à sua configuração geométrica, permitem o uso de concreto simples em pontes de grandes vãos. Isto acontece quando o eixo do arco é projetado segundo as linhas de pressão devidas à carga permanente, tirando proveito, desta maneira, da boa resistência a compressão do concreto (Pinho, 2007).

Figura 8 - Ponte em abóbada



(fonte: Pfeil, 1979)

Figura 9 - Ponte em arco superior



(fonte: Pfeil, 1979)

### 3.4.6 Pontes pênsil

A Figura 10 mostra que nas pontes pênséis os cabos são ligados a dois outros cabos maiores que, por sua vez, ligam-se às torres de sustentação. A transferência das principais cargas às torres e às ancoragens em forma de pendurais é feita simplesmente por esforços de tração. Os cabos maiores comprimem as torres de sustentação, que transferem os esforços de compressão para as fundações. Neste tipo de ponte, quando sujeita a grandes cargas de vento, o tabuleiro apresenta grandes deslocamentos, por esta razão, são exigidos que o mesmo seja projetado com grande rigidez à torção para minimizar este efeito (Pinho, 2007).

Figura 10 - Ponte pênsil



(fonte: Pfeil, 1979)

### 3.5 Carregamentos em pontes

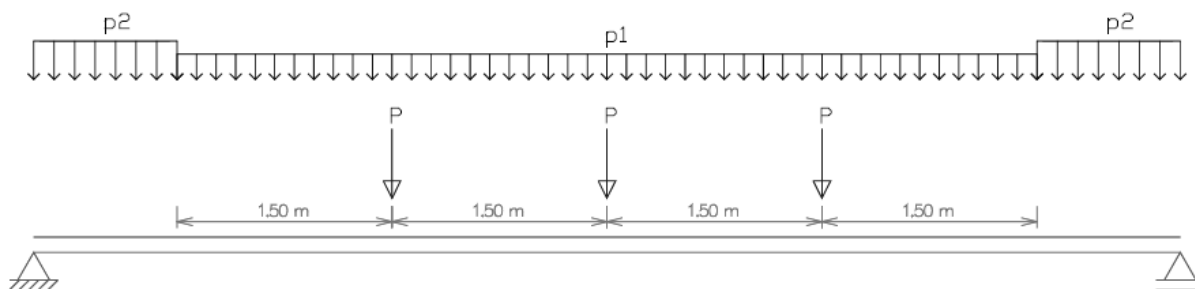
De acordo com Pfeil (1979), os carregamentos podem ser divididos em tipos, entre eles peso próprio da estrutura, cargas úteis, cargas produzidas por elementos naturais e também devido a deformações internas.

#### 3.5.1 Cargas móveis

As cargas móveis de cálculo, fixadas nas normas, não coincidem com as cargas reais que circulam nas estradas. Nas pontes rodoviárias, as cargas de cálculo (NBR 7188/2013) utilizam veículos fictícios chamados de trem-tipo. Os trens-tipos são compostos de um veículo e de cargas uniformemente distribuídas.

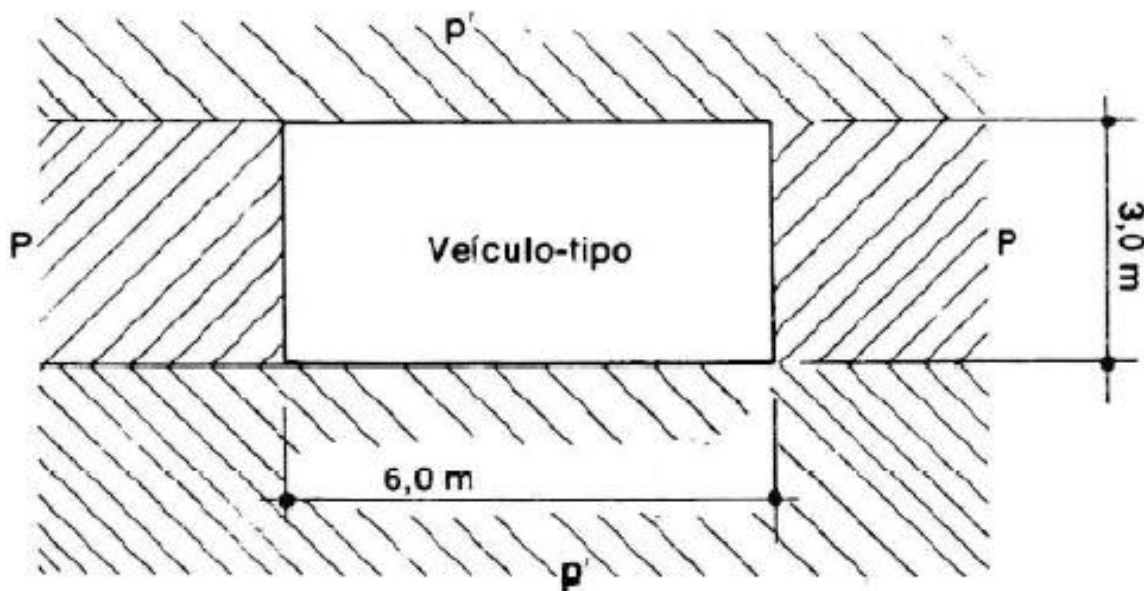
Campanari (1985) complementa que os carregamentos móveis em pontes rodoviárias exibem cargas exercidas pelos veículos e também pela multidão sobre os passeios, sendo geralmente o esquema de carregamento para vigas longitudinais semelhantes às apresentadas na Figura 11, resultando da consideração representada pela Figura 13 acerca dos carregamentos de veículo e multidão sobre a ponte.

Figura 11 - Exemplo de esquema de carregamento para vigas longitudinais de pontes rodoviárias



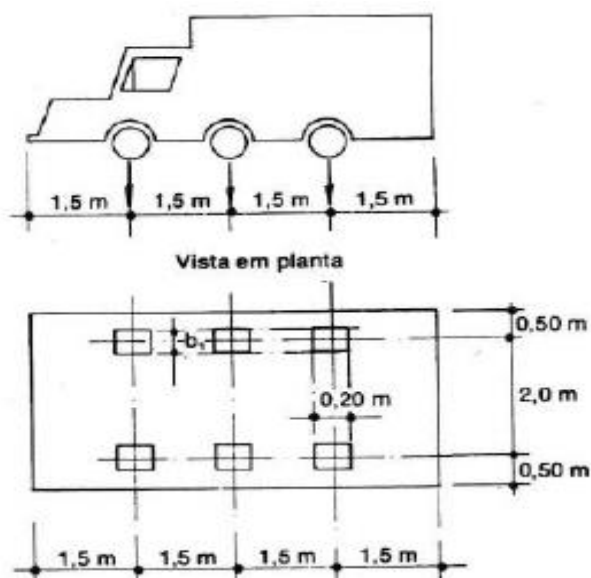
(fonte: Autor, 2018)

Figura 12 - Exemplo de carregamentos utilizados sobre pontes rodoviárias



(fonte: Campanari, 1985)

Figura 13 - Modelo mais usados: veículo pesado com 3 eixos



(fonte: Campanari, 1985)

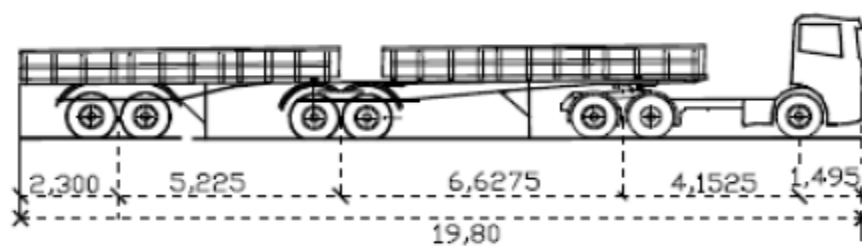
### 3.5.2 Combinações de veículos de carga – CVC

Atualmente o transporte rodoviário é predominante no nosso país. Segundo o PNLT – Plano Nacional de Logística e Transportes (2012), na matriz de transporte brasileira, o transporte rodoviário possui uma participação equivalente a 52%, em quantidades de toneladas-quilômetro-úteis (TKU's) em relação aos outros modais, esse fato denota que a economia brasileira ainda é bastante dependente desse modo de transporte (Júnior, Silva e Mata, 2018).

Os caminhões pesados vêm constantemente ampliando sua participação em termos quantitativos, de diversidade de projetos e de usos. Novas configurações, novas suspensões, novos tipos de pneus e maiores pressões dos pneus, estão mudando as cargas impostas à superfície dos pavimentos. Embora importantes propriedades dos caminhões (pesos, carga por eixo, dimensões, etc.) estejam regulamentadas, evidencia-se que, ainda presentemente, existe uma carência relativa de informações conclusivas sobre as características dos veículos pesados que sejam, de fato, relevantes para a longevidade das pontes (DNIT, 2007). As Figuras 14 à 17 demonstra os tipos de caminhões que serão utilizados para o estudo.

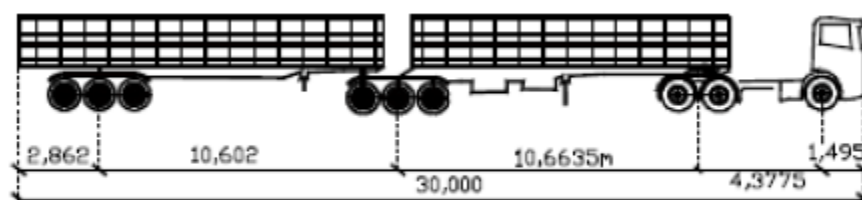


Figura 14 - Bitrem de 7 eixos - 19,80m



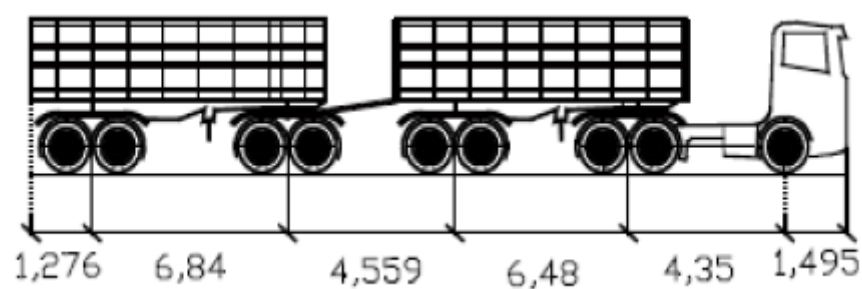
(Fonte: DNIT, 2009)

Figura 15 - Bitrem 9 eixos - 30m



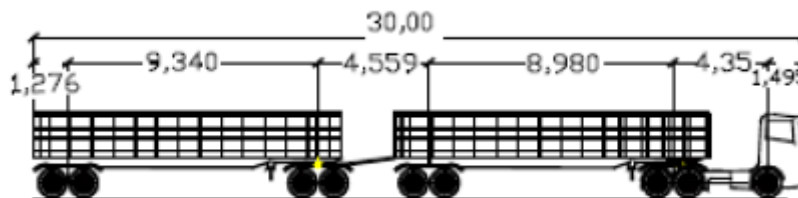
(Fonte: DNIT, 2009)

Figura 16 - Rodotrem de 25m



(Fonte: DNIT, 2009)

Figura 17 - Rodotrem de 30m



(Fonte: DNIT, 2009)

### 3.6 Linha de influência

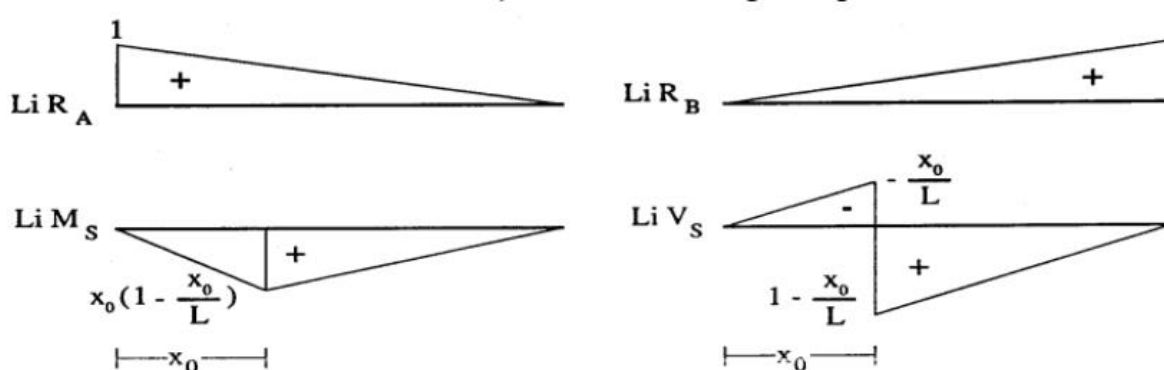
A cada posição da carga móvel há um determinado campo de esforços, reações e deslocamentos. Para uma dada grandeza em estudo é necessário, então, determinar qual a posição mais desfavorável da carga móvel. (Pereira, 1994). Desenvolve-se assim o conceito de linhas de influência para cada esforço.

Como definido por Sussekind (1973):

Linha de influência de um efeito elástico  $E$  em uma dada seção  $S$  é a apresentação gráfica ou analítica do valor deste efeito, naquela seção  $S$ , produzido por uma carga unitária, de cima pra baixo, que percorre a estrutura.

A Figura 18 mostra exemplos de linhas de influência (LI) para vários esforços em uma viga isostática simplesmente apoiada. As primeiras são as LI das reações de apoio em  $A$  e  $B$  (nos apoios da viga) e em seguida a linha de influência do momento fletor para uma seção  $S$  e do esforço cortante nessa mesma seção.

Figura 18 - Linhas de influência das reações de apoio, momento fletor e esforço cortante numa seção  $S$  de uma viga biapoiada.



(Pereira, 1994)

Com base nos traçados de LI e conhecidos os esforços causados pelas cargas fixas, é possível obter as envoltórias limites de esforços necessárias para o dimensionamento de estruturas submetidas a cargas móveis ou acidentais (Pereira, 1994).

Cabe ressaltar que a vinculação dos apoios altera a linha de influência da estrutura. Vigas simplesmente apoiadas resultam esforços maiores que em estruturas engastadas. A LI real da estrutura é mais próxima de uma situação intermediária entre o apoio e o engaste, semelhante ao que pode ser obtido teoricamente com apoios elásticos (Pereira, 1994).

### **3.7 Distribuição transversal dos esforços**

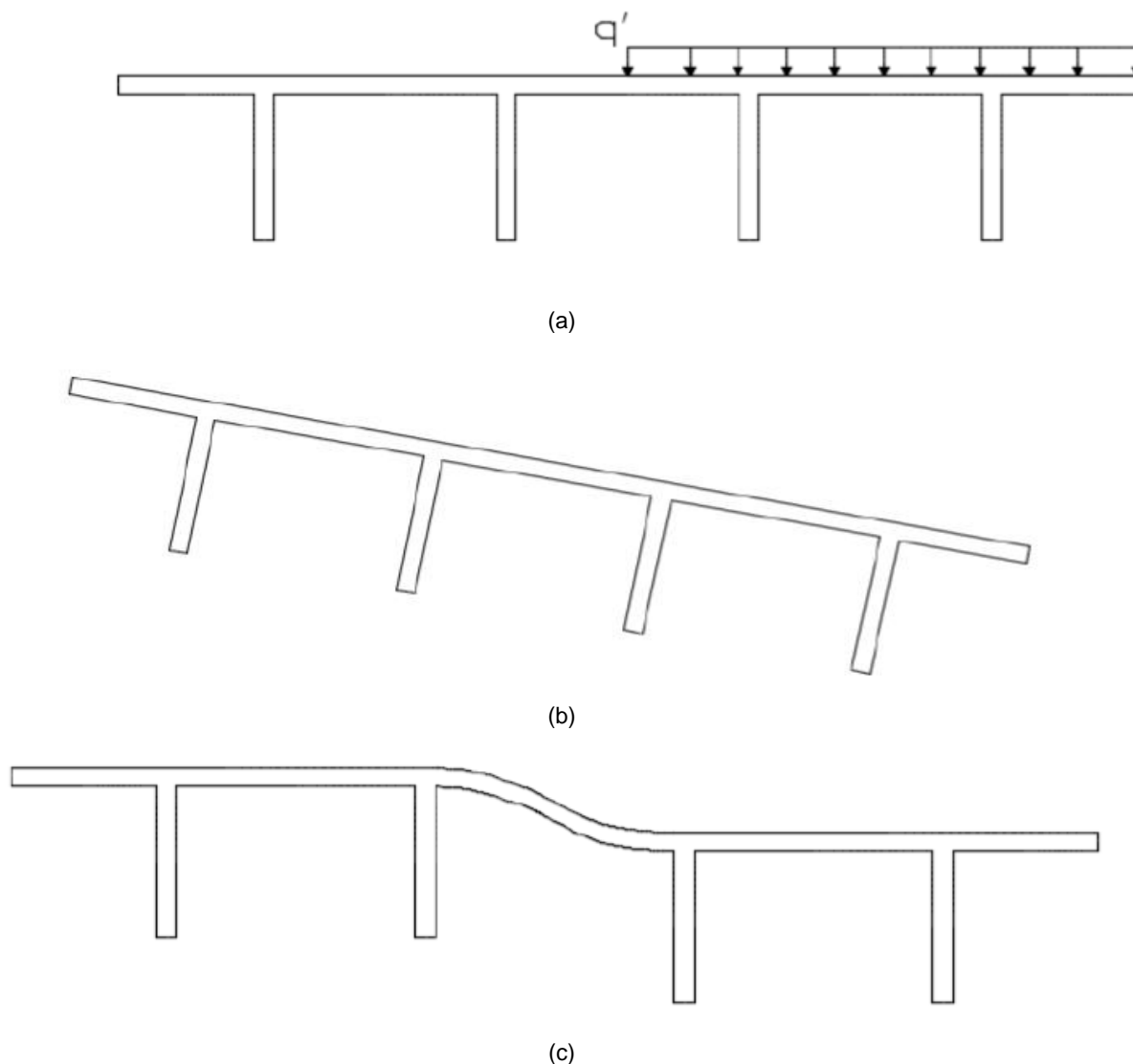
Os tabuleiros de pontes formados por laje apoiada em várias longarinas e transversinas formam uma grelha altamente hiperestática cuja solução geralmente requer métodos numéricos. Existem, no entanto, métodos simplificados que permitem uma análise manual rápida, para fins de anteprojeto ou para verificar os resultados de um programa de cálculo.

A distribuição transversal de cargas em tabuleiros de vigas tem a finalidade de determinar a parcela da carga acidental total sobre a laje que solicita cada viga da seção transversal. (Alves, Almeida e Judice, 2004).

Dois dos métodos simplificados tradicionais para calcular a distribuição transversal da carga das rodas são o método do diafragma rígido e a regra da alavanca (lever-rule), este último inserido na norma norte-americana. (AASHTO, 2002). O método do diafragma rígido, também conhecido como método de Engesser-Courbon, considera o carregamento distribuído linearmente para cada viga usando movimentos de rotação e translação de corpo rígido. No método da regra da alavanca o peso das rodas é distribuído apenas para as duas vigas adjacentes. Estes métodos representam condições extremas de rigidez relativa entre laje e vigas. (Li; Chen, 2011).

A Figura 19(a) exemplifica o comportamento desses dois métodos. Ao considerar a rigidez transversal como infinita, a seção carregada excentricamente gira como um todo, transmitindo esforços em toda superestrutura, conforme ilustrado na Figura 19(b). Quando avaliado o caso oposto, considerando rigidez transversal nula, a parte carregada se desloca e a parte não carregada permanece no lugar, como mostra a Figura 19(c).

Figura 19 – (a) Comportamentos da laje com carregamento excêntrico. (b) Com rigidez infinita. (c) Com rigidez nula



(Fonte: Almeida, 2015)

Além destes métodos, destacam-se ainda o “Método de Leonhardt”, o processo de Fauchart, “Método dos coeficientes de distribuição transversal de Guyon-Massonet”, “Método de Homberg”, o método da AASHTO, dentre outros. Uma maneira mais refinada de estudar essa distribuição transversal dos esforços é usando programas computacionais com o Método dos Elementos Finitos.

Os itens seguintes explicam mais detalhadamente alguns dos métodos citados.

### 3.7.1 Método de Engesser-Courbon

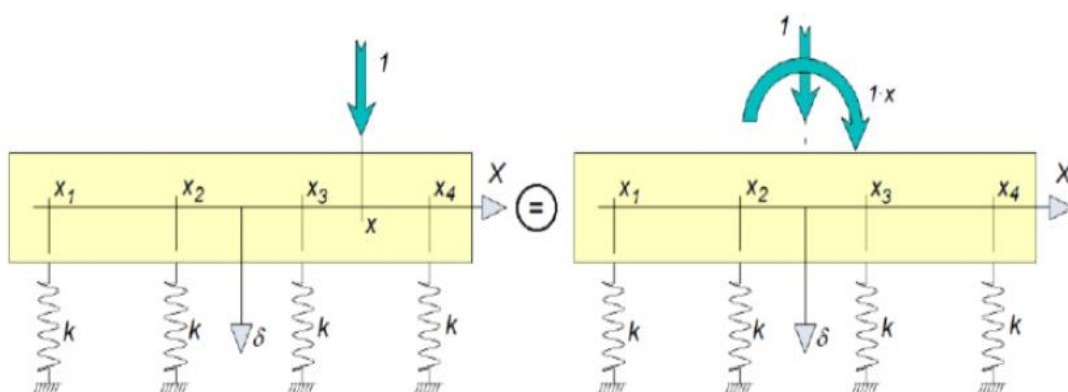
Em 1940, Courbon desenvolveu o método dos coeficientes de distribuição transversal para grelhas constituídas por transversinas com rigidez infinita. Este

método também é atribuído a Engesser, sendo conhecido como "Método de Engesser-Courbon" (Alves, Almeida e Judice, 2004).

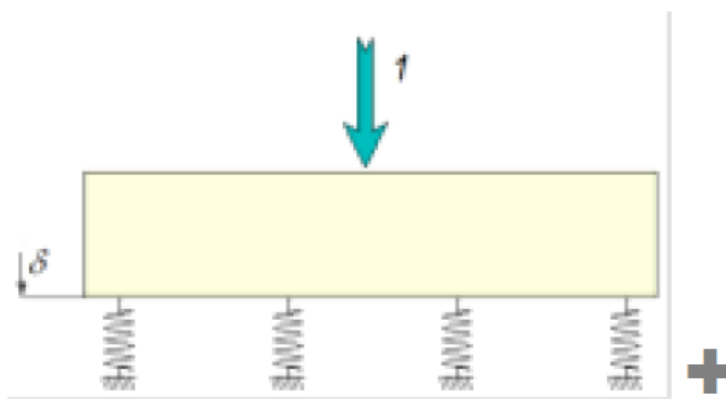
O método de Courbon tem como premissas as hipóteses básicas da Teoria das estruturas como comportamento linear elástico, pequenos deslocamentos, Princípio de Saint Venant, e considera ainda que as longarinas, todas com mesma rigidez, são paralelas e ligadas perpendicularmente a uma transversina de rigidez infinita. Neste método desprezam-se os efeitos de torção das vigas. (Alves, Almeida e Judice, 2004).

Para a determinação da distribuição transversal, considera-se uma carga unitária numa posição genérica. A ação da carga nesta posição pode ser considerada como a superposição de uma carga centrada e um momento, conforme Figura 20(a). A carga unitária centrada ocasiona uma translação de corpo rígido, função da quantidade e rigidez das molas, como mostra a Figura 20(b) e a Equação (3.1). A ação do momento gera uma rotação de corpo rígido, conforme mostra a Figura 20(c), com o deslocamento causado conforme a Equação (3.2).

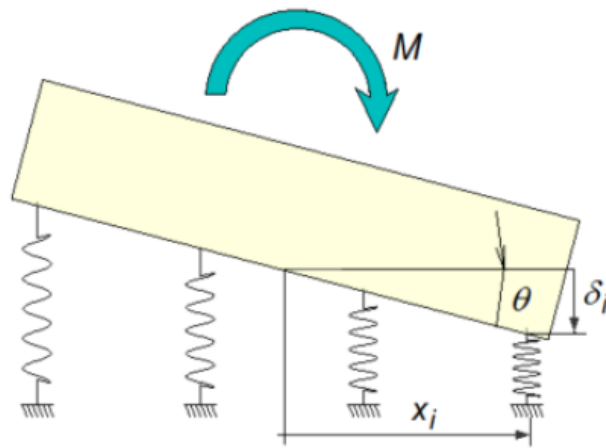
Figura 20 – (a) Deformação de corpo rígido devido á aplicação de carga excêntrica. (b) Translação (c) Rotação



(a)



(b)



(c)

(Fonte: Almeida, 2015)

$$\delta_{\text{translação}} = \frac{1}{nk} \quad (3.1)$$

$$\delta_{\text{rotação}} = \theta \cdot X_i \quad (3.2)$$

Onde:  $n$  é o número de longarinas;

$\kappa$  é a rigidez das longarinas;

$x_i$  é a distância do centro da ponte até a viga em análise;

$\theta$  é o ângulo de rotação.

Com a reação de apoio causada pela deformação de uma mola  $R = \delta \cdot k$ , chega-se às reações de apoio devido à carga unitária situada a uma excentricidade “ $e$ ” do centro da seção transversal da ponte.

$$R_{\text{translação}} = \frac{1}{n} \quad (3.3)$$

$$R_{\text{rotação}} = \frac{e \cdot X_j}{\sum_{i=1}^n X_j^2} \quad (3.4)$$

$$R_i = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (3.5)$$

No caso de uma carga unitária, o valor da reação na  $i$ ésima viga  $R_i$  é equivalente ao coeficiente de distribuição transversal da carga para cada viga.

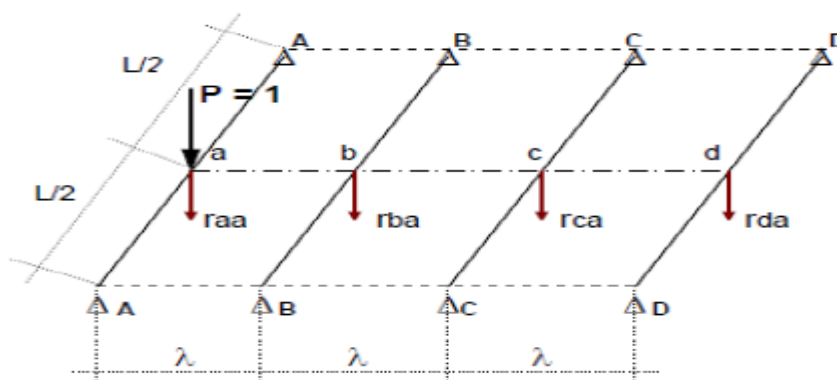
### 3.7.2 Método de Leonhardt

No método de Leonhardt considera-se, além das hipóteses da teoria de estruturas, que todas as transversinas são representadas por uma única transversina fictícia simplesmente apoiada no meio dos vãos das longarinas. Neste método é estudado o efeito de grelha e são desprezados os efeitos de torção das longarinas.

A Figura 21 auxilia a compreensão do método. Nela  $r_{aa}$  é a parcela da carga  $P$  (posicionada sobre a longarina A) que solicita a longarina A,  $r_{ba}$  é a parcela da carga  $P$  que solicita a longarina B,  $r_{ca}$  é a parcela da carga  $P$  que solicita a longarina C e  $r_{da}$  é a parcela da carga  $P$  que solicita a longarina D. Considerando carga unitária obtém-se os coeficientes de distribuição transversal  $r_{ij}$ , onde  $i$  representa a longarina analisada e  $j$  o ponto de aplicação da carga. Lembrando que  $r_{ij} = r_{ji}$ . No caso:

$$r_{aa} + r_{ba} + r_{ca} + r_{da} = 1 \quad (3.6)$$

Figura 21 - Aplicação do método de Leonhardt



(Fonte: Antonio Neto, 2003)

Os coeficientes  $r_{ij}$  nada mais são do que as ordenadas da linha de influência para distribuição transversal, para a longarina  $i$ , quando é aplicado um carregamento ao longo da transversina.

A determinação dos coeficientes de distribuição transversal de carga depende do número e posição das transversinas. Leonhard desenvolveu uma série de tabelas de acordo com o número de longarinas da ponte. As tabelas, que podem ser encontradas em San Martin (1981), trazem os coeficientes de distribuição transversal em função de um chamado coeficiente de rigidez  $\zeta$  dado por:

$$\zeta = \frac{I_T}{I_L} \left(\frac{L}{2S}\right)^3 \quad (3.7)$$

Onde:  $I_T$  é a inércia das transversinas

$I_L$  é a inércia das longarinas;

$L$  é o vão das longarinas;

$S$  é o espaçamento entre longarinas.

Este coeficiente pode ser ajustado de acordo com o número de transversinas e caso as longarinas tenham inércia variável.

Nas tabelas de Leonhardt há um conjunto de valores  $r_{ij}$  para cada coeficiente de rigidez  $\zeta$ . Com estes valores podem-se traçar diagramas para carga posicionada sobre a viga 1, depois sobre a viga 2, até a última viga, todos com a largura da seção transversal da ponte e valores de  $r_{ij}$  nas posições das longarinas, gerando linhas de influência de distribuição transversal. Em cada um destes diagramas a carga móvel é posicionada e mede-se o valor abaixo da carga. A parcela da carga recebida por cada viga é esta medida.

### 3.7.3 Processo de Fauchart

O processo de Fauchart é aplicado em tabuleiros de múltiplas vigas sem transversinas intermediárias. As longarinas devem estar biapoiadas e possuir inércia constante. Neste processo o trabalho longitudinal das lajes não é considerado (Stucchi, 2006).

Fauchart propõe o cálculo de uma estrutura plana que representa um metro de largura da seção transversal da laje. As vigas são substituídas por molas que impõem resistência ao deslocamento vertical e à rotação. A constante das molas é obtida a partir da aplicação da teoria de Euler-Bernoulli para vigas e sua resolução a partir de séries de Fourier sendo dadas por:

$$k_v = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 EI_L \quad \text{e} \quad k_t = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 GJ \quad (3.8)$$

Onde:  $L$  é o comprimento do vão;

$I_L$  é a inércia da seção;

$J$  é a inércia polar da seção;

$E$  é o módulo de elasticidade secante;

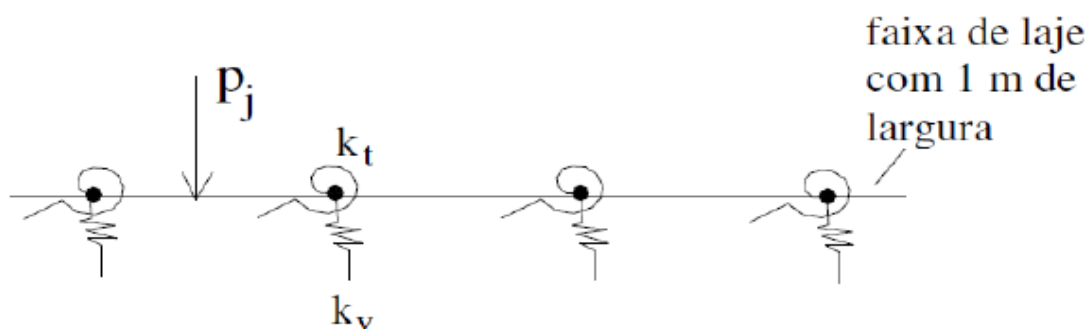
$G$  é o módulo de elasticidade transversal;



$k_v$  é o coeficiente de mola vertical;

$k_t$  é o coeficiente de mola transversal

Figura 22 - Esquema estrutural transversal para uma faixa unitária



(Fonte: Adaptado de Stucchi, 2006)

Para obter as linhas de influência que definem as cargas nas vigas, bem como as solicitações mais importantes na laje de ligação, resolve-se a viga sobre apoios elásticos, como mostra a Figura 8, para uma série de posições de uma carga unitária. (Stucchi, 2006).

Se for desprezada a torção uniforme ( $J=0$ ) e admitida infinita a rigidez da laje de ligação (simulando transversina rígida) o processo do Fauchart se reduz ao de Courbon. (Stucchi, 2006).

### 3.7.4 O método da AASHTO

Os fatores de distribuição do carregamento apresentados nas especificações atuais da AASHTO LRFD – Load Resistance Factor Design (2002) foram obtidos por análise linear elástica com elementos finitos de centenas de pontes de um banco de dados americano (National Bridge Inventory File – NBIF). As informações desse banco de dados incluem tipo de ponte, número de vigas, vão, largura total, altura, área e momento de inércia das vigas, espessura da laje, ano de construção, dentre outras informações. Modelos analíticos foram desenvolvidos para cada ponte (Zokaie, 2000).

De acordo com Zokaie (2000), os parâmetros considerados importantes para a distribuição do carregamento da carga móvel para momento fletor e força cortante obtidos a partir de um estudo de sensibilidade são:

$S$  = espaçamento entre longarinas;

$L$  = vão da longarina;

$t$  = espessura da laje;

$K_g = I_L + Ae_g^2$  = rigidez da longarina;

$I_L$  = inércia das longarinas;

$A$  = área da seção transversal da longarina;

$e_g$  - distância do centro geométrico da viga ao centro da laje

$n$  = número de vigas;

$d_e$  = distância do caminhão à borda da ponte

$w$  = distância entre a primeira viga interna e a borda da ponte

Nas expressões propostas considera-se que os efeitos de cada parâmetro são independentes e descritos por uma função exponencial.

A seguinte expressão é proposta para o coeficiente de distribuição transversal do momento fletor de vigas internas, quando há apenas uma via carregada:

$$g_{int} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L.t^3}\right)^{0,1} \quad (\text{valores em mm}) \quad (3.9)$$

Quando há mais de uma via carregada a expressão se modifica para:

$$g_{int} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L.t^3}\right)^{0,1} \quad (\text{valores em mm}) \quad (3.10)$$

Para vigas externas o fator de distribuição é determinado por:

$$g_{ext} = \frac{w - d_e}{S} \quad (3.10)$$

Diferentes expressões são propostas para o coeficiente de distribuição transversal do esforço cortante.

Na AASHTO há um intervalo de aplicação para cada uma das expressões apresentadas. Caso haja presença de mais veículos na mesma via há um fator de correção.

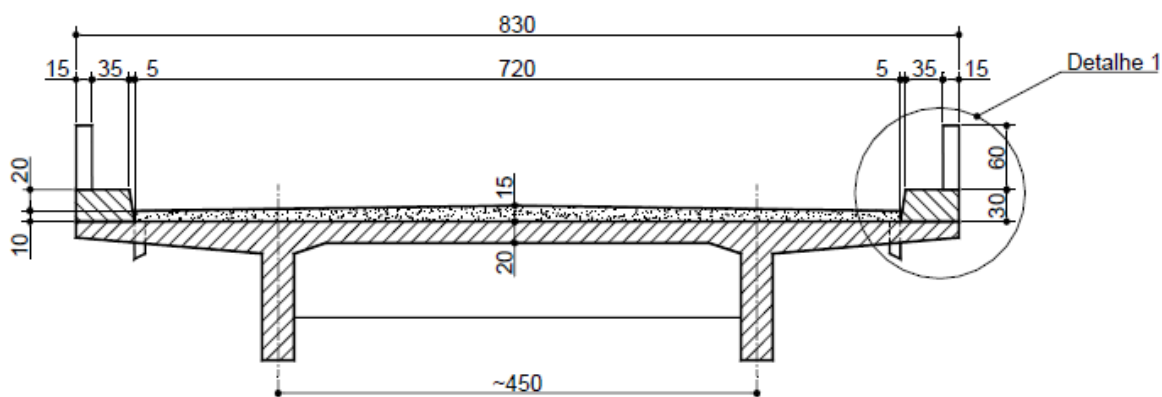
### 3.8 Evolução das pontes

#### 3.8.1 Pontes projetadas até 1950

- Largura total de 8,30m
- Largura de pista de 7,20m

- Dois-guarda rodas de 0,55m, com dois guarda-corpos de 0,15/0,60m, sobre os guarda-rodas.
- Compressor de 24 tf, tantos caminhões de 9 tf quantas forem as faixas de tráfego menos uma multidão variável com o vão teórico, basicamente de 450 kgf/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de impacto:  $\Phi=1,3$

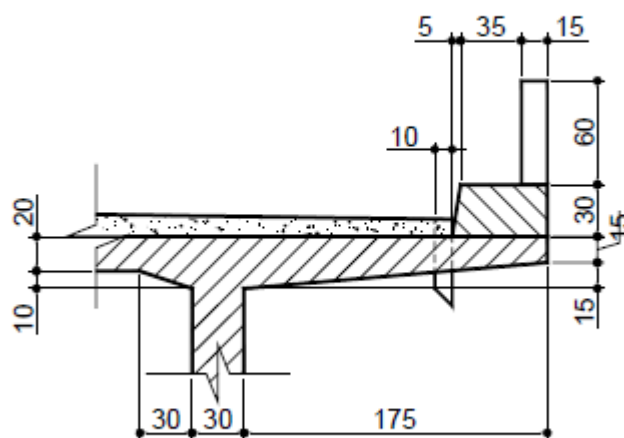
Figura 23 - Modelo de ponte projetada antes 1950



(Fonte: DNIT, 2004)

Figura 24 - Detalhe 1 do guarda-rodas da figura 23

### Detalhe 1



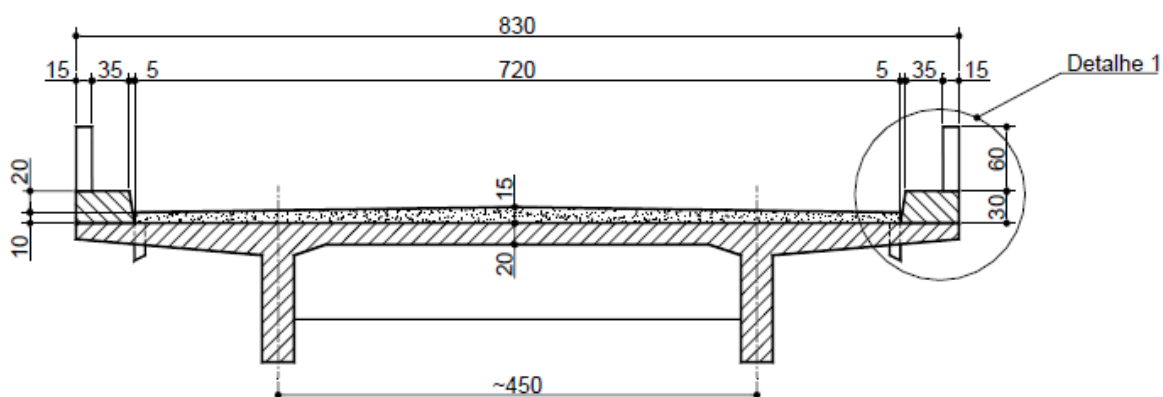
(Fonte: DNIT, 2004)

### 3.8.2 Pontes projetadas de 1950 a 1960

- Largura total de 8,30m

- Largura de pista de 7,20m
- Dois-guarda rodas de 0,55m, com dois guarda-corpos de 0,15/0,60m, sobre os guarda-rodas.
- Compressor de 24 tf, tantos caminhões de 12 tf quantas forem as faixas de tráfego menos uma multidão variável com o vão teórico, basicamente de 500 kgf/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de impacto:  $\Phi=1,3$

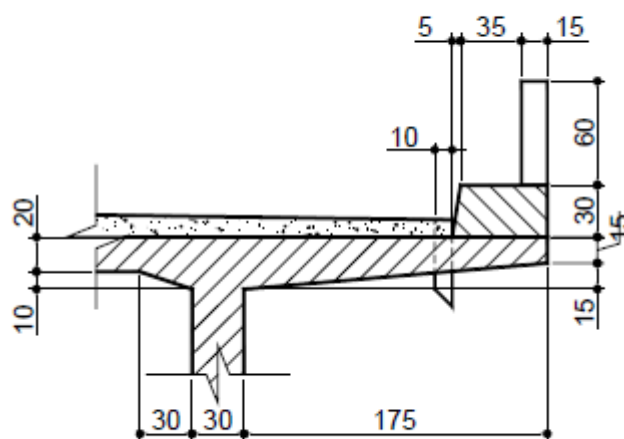
Figura 25 - Modelo de ponte projetada de 1950 a 1960



(Fonte: DNIT, 2004)

Figura 26 - Detalhe 1 do guarda-rodas da figura 25

### Detalhe 1



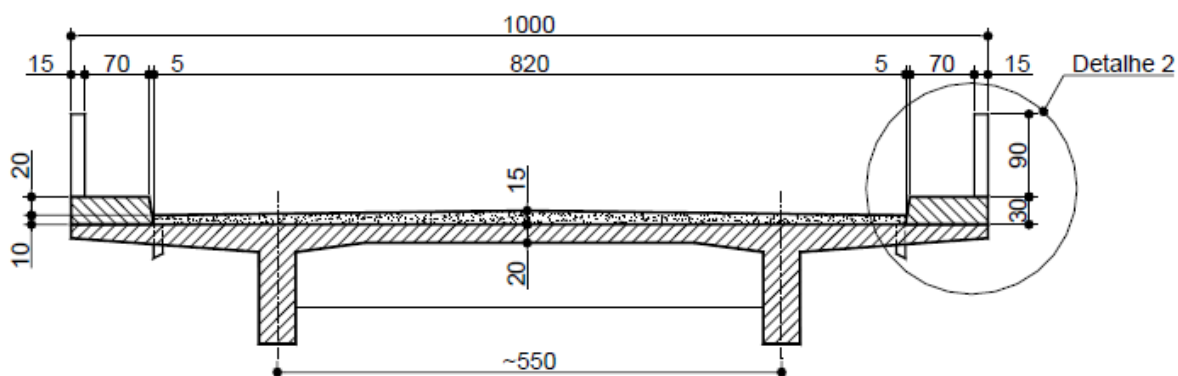
(Fonte: DNIT, 2004)

### 3.8.3 Pontes projetadas de 1960 a 1975

- Largura total de 10,00m

- Largura de pista de 8,20m
- Dois-guarda rodas de 0,90m, com dois guarda-corpos de 0,15/0,60m, sobre os guarda-rodas.
- Veículo de 36 tf, Multidão de 0,5 tf/m<sup>2</sup> e de 0,3 tf/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de impacto:  $\Phi=1,4 - 0,007 L$

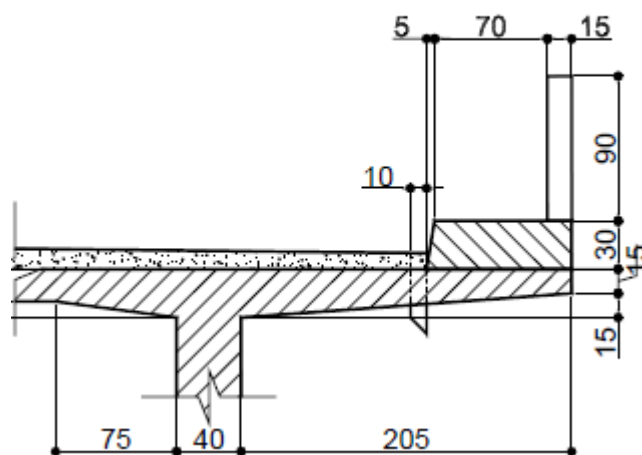
Figura 27 - Modelo de ponte projetada de 1960 a 1975



(Fonte: DNIT, 2004)

Figura 28 - Detalhe 2 do guarda-rodas da figura 27

### Detalhe 2



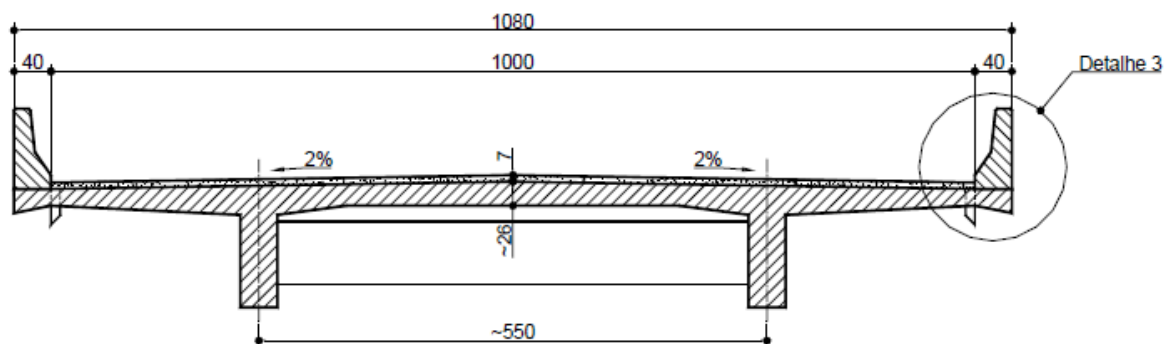
(Fonte: DNIT, 2004)

### 3.8.4 Pontes projetadas de 1975 a 1985

- Largura total de 10,80m
- Largura de pista de 10,00m
- Dois tipo New Jersey, de 0,40m
- Veículo de 36 tf, Multidão de 0,5 tf/m<sup>2</sup> e de 0,3 tf/m<sup>2</sup>

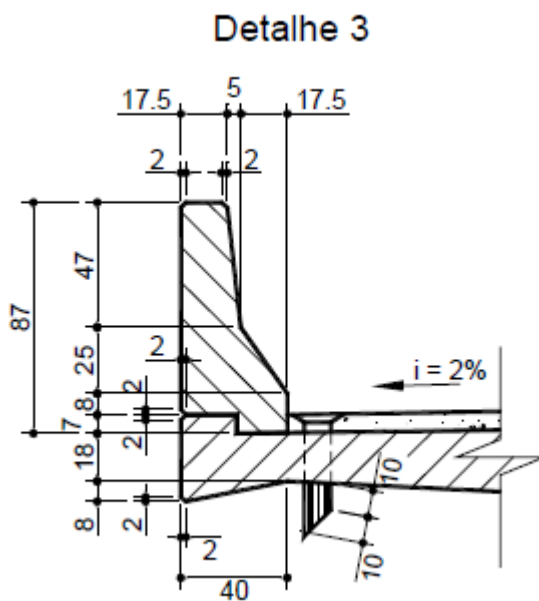
- Coeficiente de impacto:  $\Phi=1,4 - 0,007 L$

Figura 29 - Modelo de ponte projetada de 1975 a 1985



(Fonte: DNIT, 2004)

Figura 30 - Detalhe 3 da barreira New Jersey da figura 29



(Fonte: DNIT, 2004)

### 3.8.5 Pontes projetadas de após 1985

- Largura total de 12,80m
- Largura de pista de 12,00m
- Dois tipo New Jersey, de 0,40m
- Veículo de 36 tf, Multidão de 0,5 tf/m<sup>2</sup> e de 0,3 tf/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de impacto:  $\Phi=1,4 - 0,007 L$

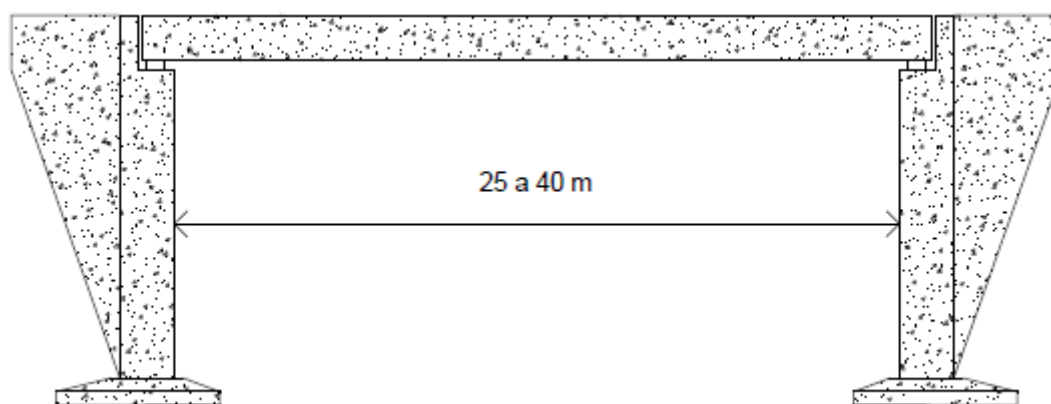


## 4 METODOLOGIA

A presente pesquisa se classifica como de natureza aplicada de procedimentos de coleta de dados dos trens-tipo, por meio da Resolução nº 211 de 13 de novembro de 2006, no que se refere aos requisitos para circulação de Combinações de Veículos de Carga, para concessão da Autorização Especial de Trânsito (AET) de veículos com Peso Bruto Total Combinado de 74 toneladas. Foram adotados para este trabalho os veículos de 57 toneladas e 74 toneladas, de acordo com as Figuras 14 a 17.

Para compreender o processo de cálculo de vigas independentes de acordo com a El Debs e Takeya (2009), utilizou-se a linha de influência para determinar as cargas móveis. Comparou-se a disposição das cargas dos veículos em pontes projetadas conforme o trem-tipo da ABNT NBR 7188:1982 e NBR 7188:2013, de múltiplas longarinas e com vãos de 25 a 40 metros com seção transversal variadas de acordo com o modelo construído em época distintas, conforme Figura 33.

Figura 33 - Esquema ilustrativo da ponte estudada



(Fonte: Autor, 2018)

Deve-se levar em consideração, nos cálculos das cargas móveis e da CVC, o coeficiente de impacto conforme estabelecido para as pontes de épocas distintas que estão descrito no Manual de inspeção de pontes rodoviárias do DNIT (2004) como mostra a Tabela 1.

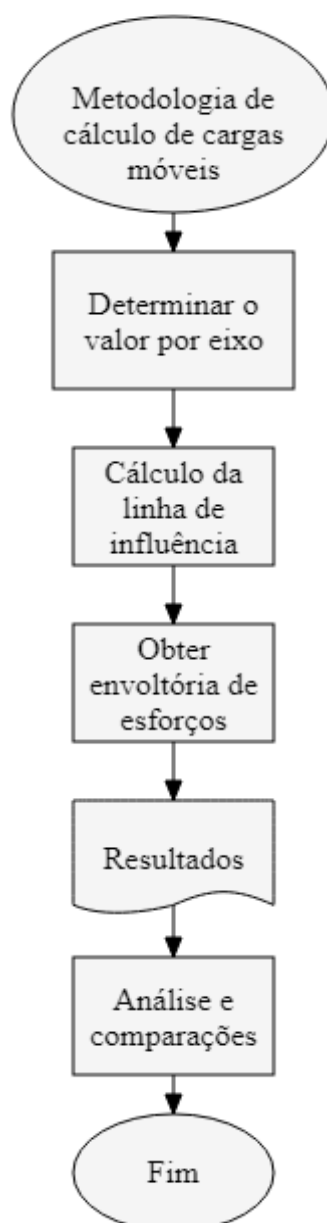


Tabela 1 - Resultado do coeficiente de impacto utilizado para cálculo das cargas móveis e CVC nas pontes

Coeficiente de impacto					
Vãos (m)	1950	1951 - 1960	1961 - 1975	1976 - 1985	> 1985
25	1,3	1,3	1,23	1,23	1,23
30	1,3	1,3	1,19	1,19	1,19
35	1,3	1,3	1,16	1,16	1,16
40	1,3	1,3	1,12	1,12	1,12

(Fonte: Autor, 2018)

Figura 34 - Fluxograma da metodologia utilizada para cálculo da envoltória de esforços

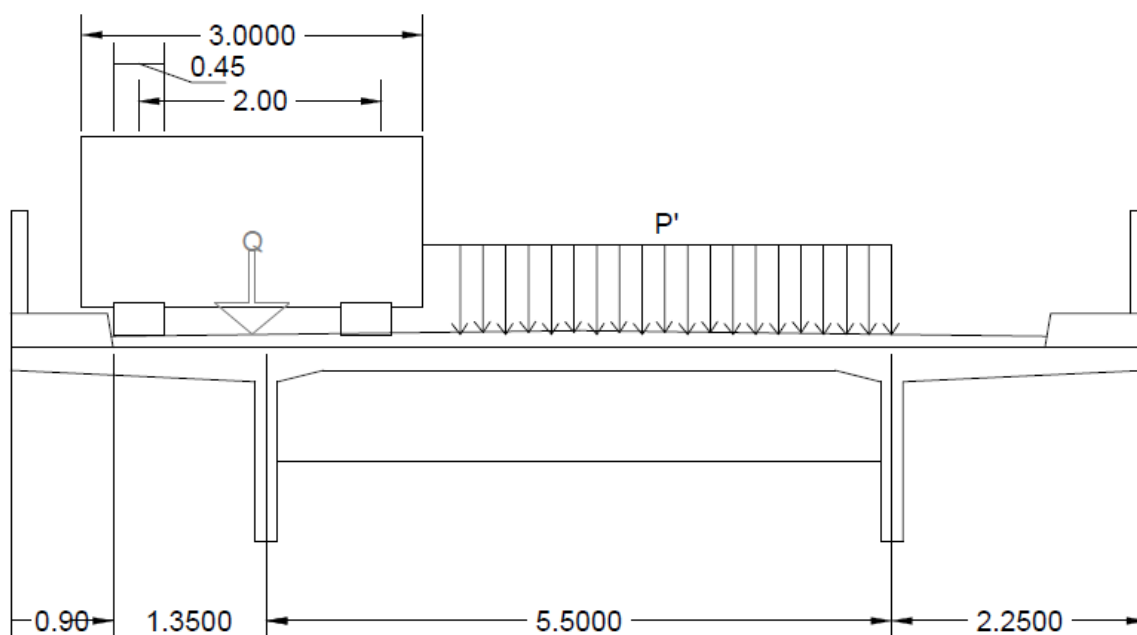


(Fonte: Autor, 2018)

## 5 RESULTADOS

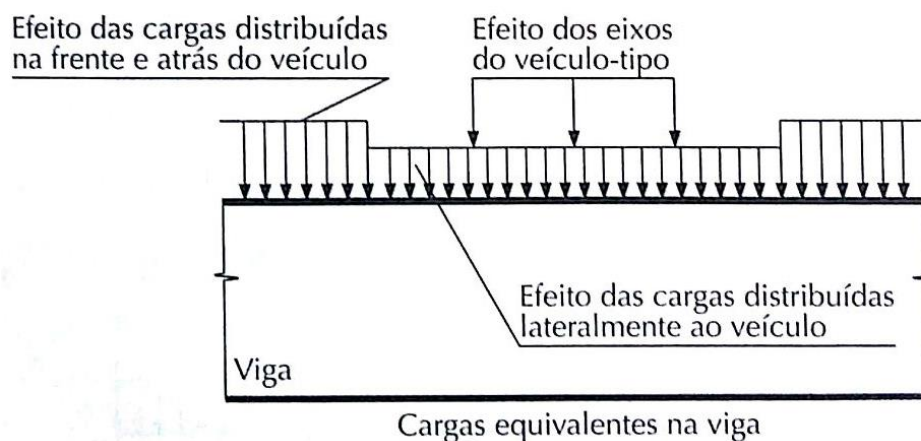
Para o cálculo de elementos da ponte, as cargas dos veículos e da multidão são utilizadas em conjunto, formando os chamados “trens-tipo”. O trem-tipo da ponte é sempre colocado no sentido longitudinal de uma determinada seção do elemento a calcular, é obtida por meio do carregamento da correspondente “linha de influência” conforme determina a NBR 7188 (2013). Não devem ser considerados nesse carregamento as cargas dos eixos ou rodas que produzam a redução da solicitação em estudo. As cargas concentradas e distribuídas que constituem o trem-tipo mantêm entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal que produza na seção considerada do elemento em estudo um máximo ou mínimo da solicitação. Marchetti (2008).

Figura 35 - Esquema de cálculo da linha de influência na seção transversal



(fonte: Autor, 2018)

Figura 36 - Esquema de distribuição devido a carga móvel na seção longitudinal



(fonte: Marchetti, 2008)

No cálculo da ação das cargas móveis sobre os elementos de uma ponte, é importante o preparo do trem-tipo relativo ao elemento considerado. Determinar o conjunto de cargas concentradas e distribuídas que servirão para determinar as linhas de influência, correspondentes às seções do elemento em estudo na pior situação possível na ponte que seria quando o trem-tipo está no balanço da seção transversal do mesmo..

Foram utilizados para os cálculos deste estudo as pontes de época distinta e com os seus respectivos carregamentos.

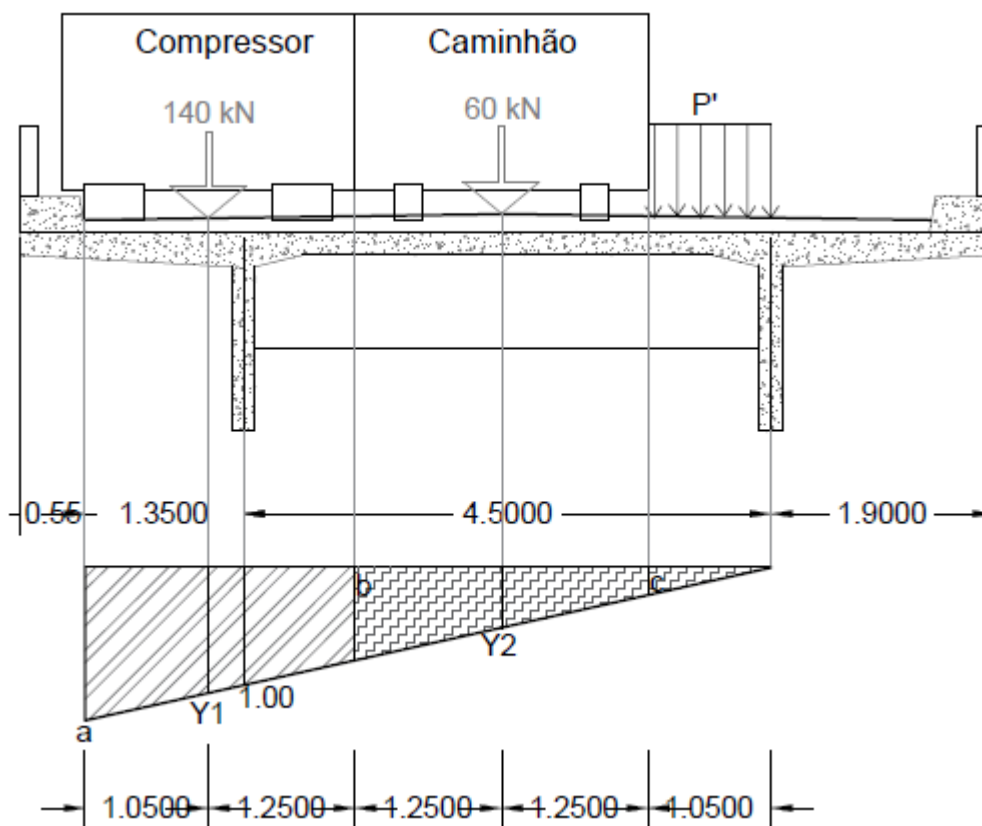
## 5.1 Ponte 1950

Com as dimensões do trem-tipo da época, calculou-se a linha de influência utilizando o software Autodesk AutoCAD 2019, assim determinando os quinhões de parcela de carga na Viga 1, e as cargas móveis por eixo e cargas de multidão interna e externa, de acordo com as Figura 37 a 40.

### 5.1.1 Trem-tipo compressor no balanço

Na época antes de 1950 as cargas móveis eram calculadas com 1 compressor de 240 kN e 1 caminhão de 90 kN, um ao lado do outro, mas as cargas são divididas de forma diferentes entre os eixos, logo assim, precisando de efetuar cálculos para o eixo dianteiro e o eixo traseiro como será mostrado a seguir:

Figura 37 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do TB 24 para roda traseira do trem-tipo



(Fonte: Autor, 2018)

$$Y1 = 1,066$$

$$Y2 = 0,511$$

$$a = 1,3$$

$$b = 0,788$$

$$c = 0,233$$

Cálculo da carga móvel nas rodas do compressor:

$$P1 = Y1 \times P_{\text{compressor}} \quad (1)$$

$$P1 = 1,066 \times 140 \text{ kN}$$

$$P1 = 149,24 \text{ kN}$$

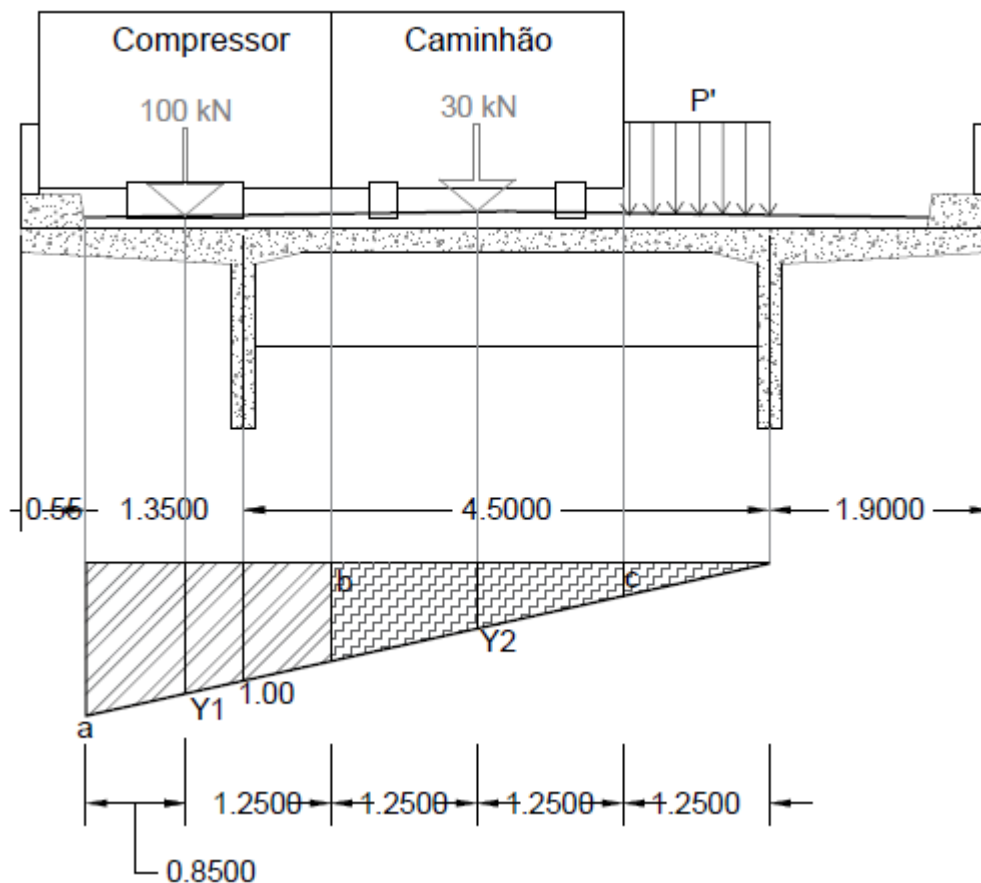
Cálculo da carga móvel nas rodas do caminhão:

$$P2 = Y2 \times P_{\text{caminhão}} \quad (2)$$

$$P2 = 0,51 \times 60 \text{ kN}$$

$$P2 = 30,06 \text{ kN}$$

Figura 38 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do TB 24 para roda dianteira do trem-tipo



(Fonte: Autor, 2018)

$$Y1 = 1,11$$

$$Y2 = 0,55$$

$$a = 1,3$$

$$b = 0,83$$

$$c = 0,27$$

Cálculo da carga móvel nas rodas do compressor:

$$P1 = Y1 \times P_{\text{compressor}} \quad (3)$$

$$P1 = 1,11 \times 100 \text{ kN}$$

$$P1 = 111 \text{ kN}$$

Cálculo da carga móvel nas rodas do caminhão:

$$P2 = Y2 \times P_{\text{caminhão}} \quad (4)$$

$$P2 = 0,55 \times 30 \text{ kN}$$

$$P2 = 16,5 \text{ kN}$$

Cálculo da carga móvel total no eixo dianteiro:

$$P_{\text{total}} = P_{2\text{caminhão}} + P_{2\text{compressor}} \quad (5)$$

$$P_{\text{total}} = 122 \text{ kN}$$

Cálculo da carga móvel total no eixo traseiro:

$$P_{\text{total}} = P_{1\text{caminhão}} + P_{1\text{compressor}} \quad (6)$$

$$P_{\text{total}} = 180 \text{ kN}$$

Cálculo da carga de multidão interna:

$$p_1 = P' \times A_3$$

$$p_1 = 4,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times 1,05 \times 0,233/2$$

$$p_1 = 0,55 \text{ kN}$$

Cálculo da carga de multidão externa:

$$p_2 = p_1 + P' \times A_1$$

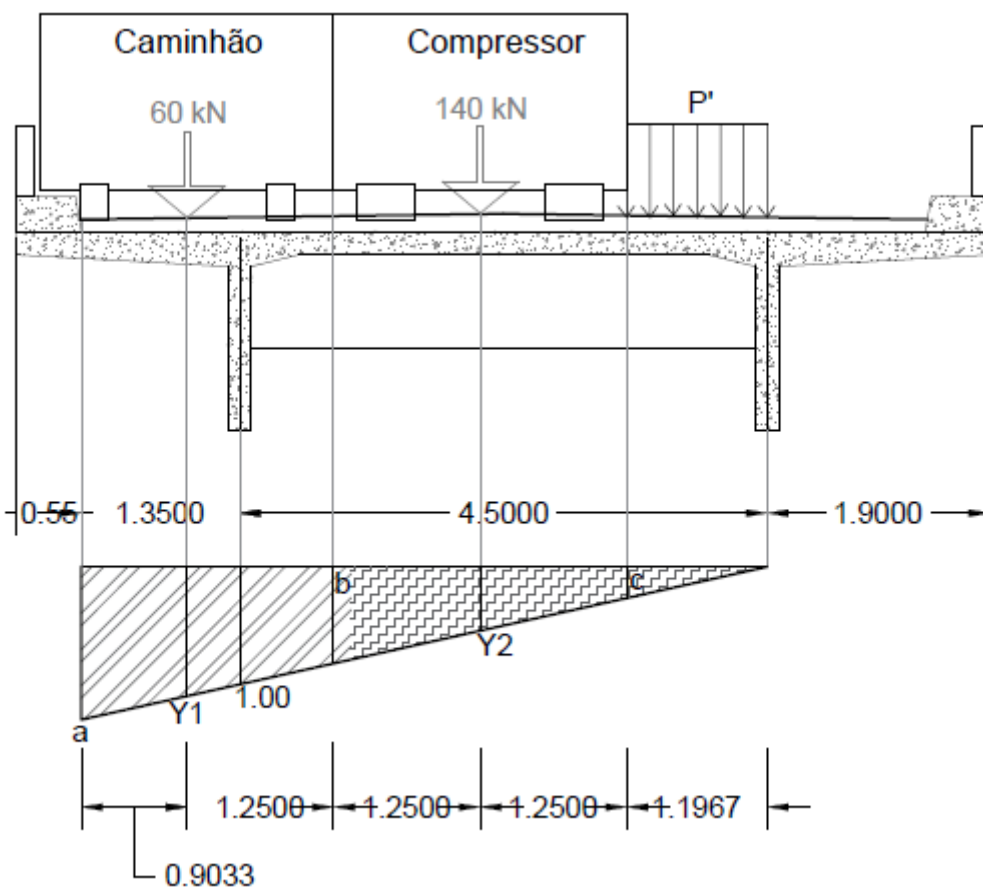
$$p_2 = 0,55 + 4,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times (1,3 + 0,233) \times 4,8/2$$

$$p_2 = 17,11 \text{ kN}$$

### 5.1.2 Trem-tipo caminhão no balanço

Na época antes de 1950 as cargas móveis era calculadas com 1 compressor de 240 kN e 1 caminhão de 90 kN, um ao lado do outro, mas precisamos inverter o caminhão com o compressor para obtermos a pior possibilidade, ou seja, em qual das situações as cargas são maiores.

Figura 39 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do caminhão 9tf com a roda traseira sobre o tabuleiro



(Fonte: Autor, 2018)

$$Y1 = 1,095$$

$$Y2 = 0,54$$

$$a = 1,3$$

$$b = 0,8177$$

$$c = 0,2622$$

Cálculo da carga móvel nas rodas do caminhão:

$$P1 = Y1 \times P_{\text{caminhão}} \quad (7)$$

$$P1 = 1,095 \times 60 \text{ kN}$$

$$P1 = 65,7 \text{ kN}$$

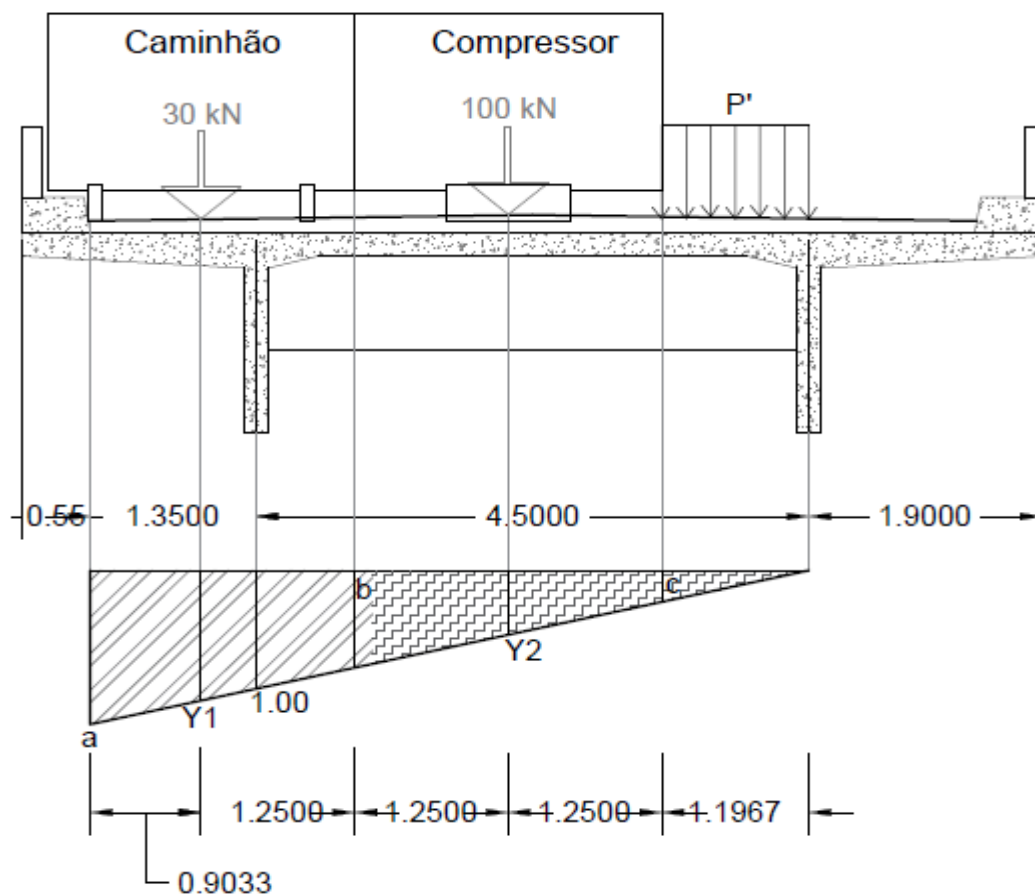
Cálculo da carga móvel nas rodas do compressor:

$$P2 = Y2 \times P_{\text{compressor}} \quad (8)$$

$$P2 = 0,54 \times 140 \text{ kN}$$

$$P2 = 75,6 \text{ kN}$$

Figura 40 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do caminhão 9tf com a roda dianteira sobre o tabuleiro



(Fonte: Autor, 2018)

$$Y1 = 1,095$$

$$Y2 = 0,54$$

$$a = 1,3$$

$$b = 0,8177$$

$$c = 0,2622$$

Cálculo da carga móvel nas rodas do compressor:

$$P1 = Y1 \times P_{\text{caminhão}} \quad (9)$$

$$P1 = 1,095 \times 40 \text{ kN}$$

$$P1 = 43,80 \text{ kN}$$

Cálculo da carga móvel nas rodas do caminhão:

$$P2 = Y2 \times P_{\text{compressor}} \quad (10)$$

$$P2 = 0,55 \times 100 \text{ kN}$$



$$P_2 = 54 \text{ kN}$$

Cálculo da carga móvel total no eixo dianteiro:

$$P_{\text{total}} = P_{2\text{caminhão}} + P_{2\text{compressor}} \quad (11)$$

$$P_{\text{total}} = 97,8 \text{ kN}$$

Cálculo da carga móvel total no eixo traseiro:

$$P_{\text{total}} = P_{1\text{caminhão}} + P_{1\text{compressor}} \quad (12)$$

$$P_{\text{total}} = 163,2 \text{ kN}$$

Cálculo da carga de multidão interna:

$$p_1 = P' \times A_3$$

$$p_1 = 4,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times 1,05 \times 0,233/2$$

$$p_1 = 0,55$$

Cálculo da carga de multidão externa:

$$p_2 = p_1 + P' \times A_1$$

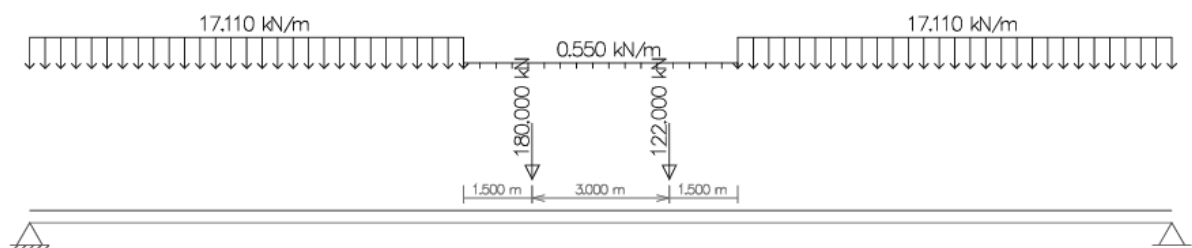
$$p_2 = 0,55 + 4,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times (1,3 + 0,233) \times 4,8/2$$

$$p_2 = 17,11$$

Logo, percebe-se que o pior caso é quando o compressor 240 kN está no balanço da seção transversal da ponte, de modo que, na maioria dos casos iremos adotar como o pior caso quando o TB-24 estiver no balanço.

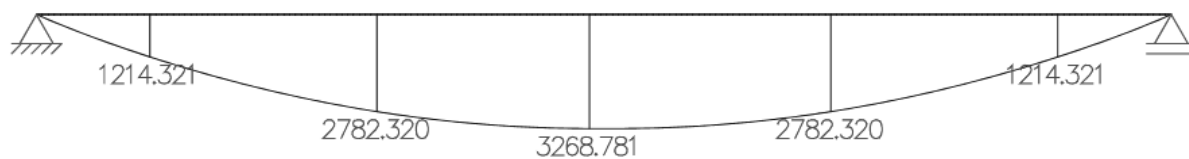
Como foram determinados os valores de cargas para cada eixo, podemos partir para o cálculo da linha de influência e envoltória dos esforços que é utilizado o *software* F-tool 3.01 (PUC RJ, 2015) para determinar o valor máximo do momento fletor causado por uma carga móvel, de acordo com a Figura 41 e Figura 42.

Figura 41 - Esquema das composições das cargas móveis



(Fonte: Autor, 2018)

Figura 42 - Envoltória de momento fletor

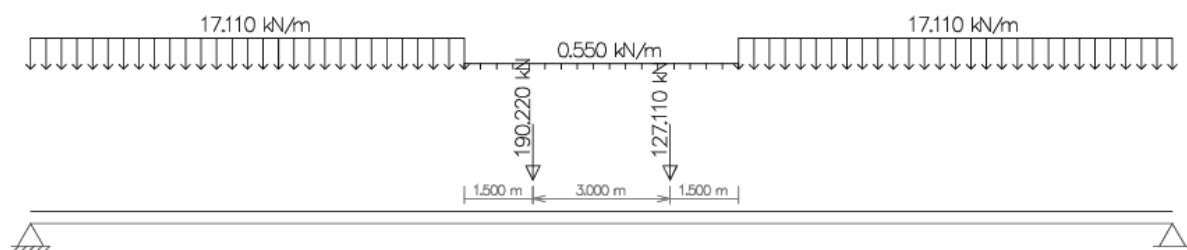


(Fonte: Autor, 2018)

## 5.2 Ponte 1951 a 1960

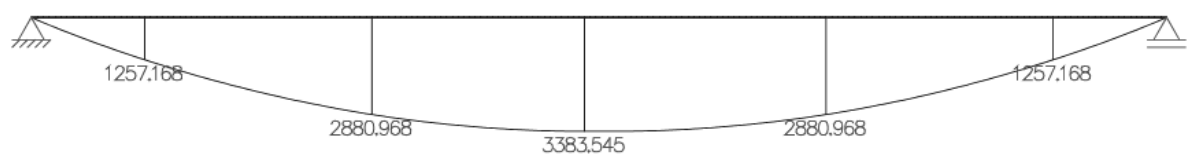
Como o cálculo das cargas móveis segue o mesmo raciocínio do que o tópico anterior, foi mais interessante utilizar apenas a linha de influência para demonstrar o resultado do momento fletor máximo causado pela carga móvel, como demonstra as Figuras 43 e 44.

Figura 43 - Esquema das composições das cargas móveis



(Fonte: Autor, 2018)

Figura 44 - Envoltória de momento fletor

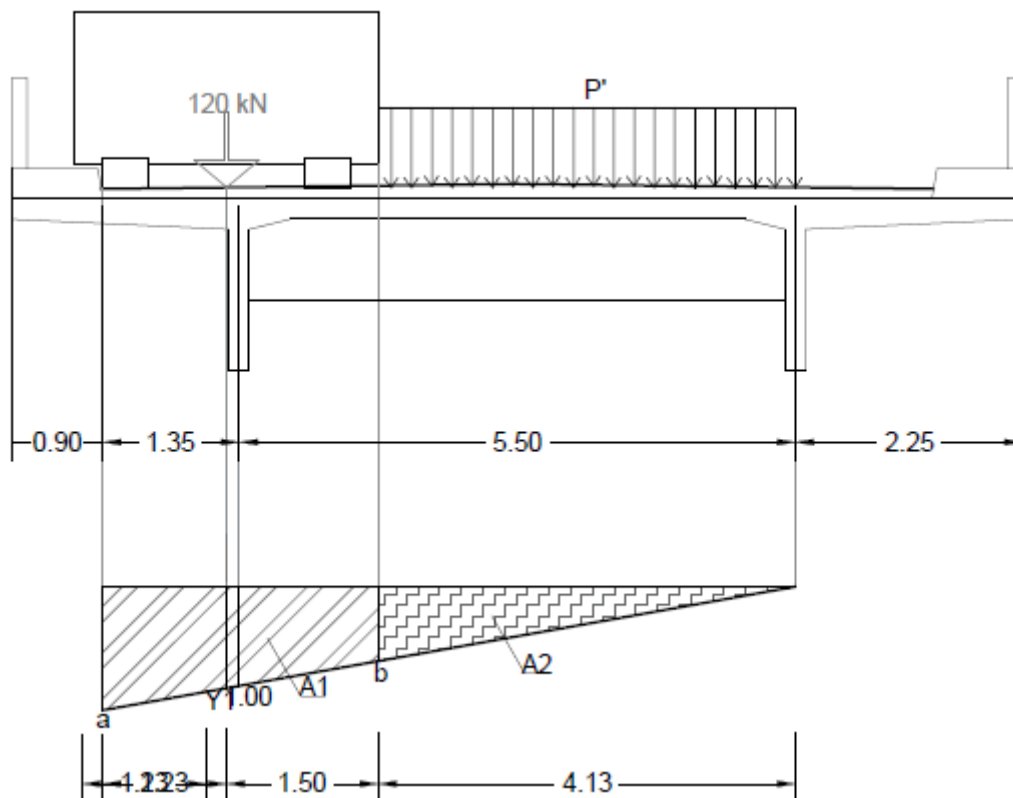


(Fonte: Autor, 2018)

## 5.3 Ponte 1961 a 1975

Com as dimensões do trem-tipo da época de 1961 a 1975, calculou-se a linha de influência, e determinou o momento máximo pela envoltória dos esforços. De acordo com as Figuras 45 a 47.

Figura 45 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do trem-tipo TB-36



(Fonte: Autor, 2018)

$$Y1 = 1,023$$

$$a = 1,2455$$

$$b = 0,75$$

Cálculo da carga móvel nas rodas :

$$P1 = Y1 \times P_{TB36} \quad (13)$$

$$P1 = 1,023 \times 120 \text{ kN}$$

$$P1 = 122,73 \text{ kN}$$

Cálculo da carga de multidão interna:

$$p1 = P' \times A3$$

$$p1 = 3 \text{ (kN/m}^2\text{)} \times 0,75 \times 4,13/2$$

$$p1 = 4,65$$

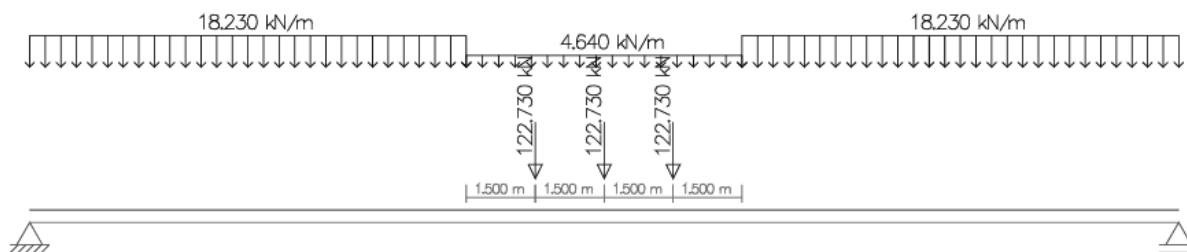
Cálculo da carga de multidão externa:

$$p_2 = p_1 + P' \times A_1$$

$$p_2 = 4,65 + 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times (1,245 + 0,75) \times 2,725 / 2$$

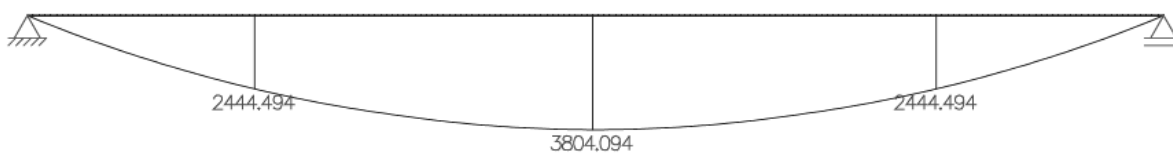
$$p_2 = 18,23$$

Figura 46 - Esquema das composições das cargas móveis



(Fonte: Autor, 2018)

Figura 47 - Envoltória de momento fletor

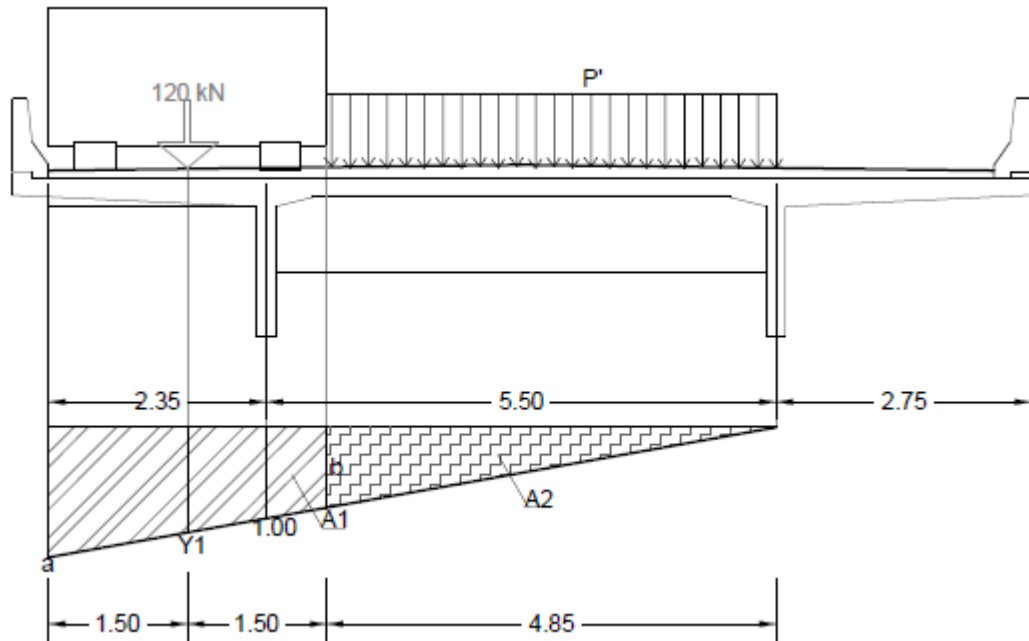


(Fonte: Autor, 2018)

#### 5.4 Ponte 1976 a 1985

Com as dimensões do trem-tipo da época de 1976 a 1985, calculou-se a linha de influência, e determinou o momento máximo pela envoltória dos esforços. De acordo com as Figuras 48 a 50.

Figura 48 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do trem-tipo TB-36



(Fonte: Autor, 2018)

$$Y1 = 1,1364$$

$$a = 1,4091$$

$$b = 0,8636$$

Cálculo da carga móvel nas rodas :

$$P1 = Y1 \times P_{TB36} \quad (14)$$

$$P1 = 1,1364 \times 120 \text{ kN}$$

$$P1 = 136,36 \text{ kN}$$

Cálculo da carga de multidão interna:

$$p1 = P' \times A3$$

$$p1 = 3 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times 0,8636 \times 4,85/2$$

$$p1 = 6,15 \text{ kN}$$

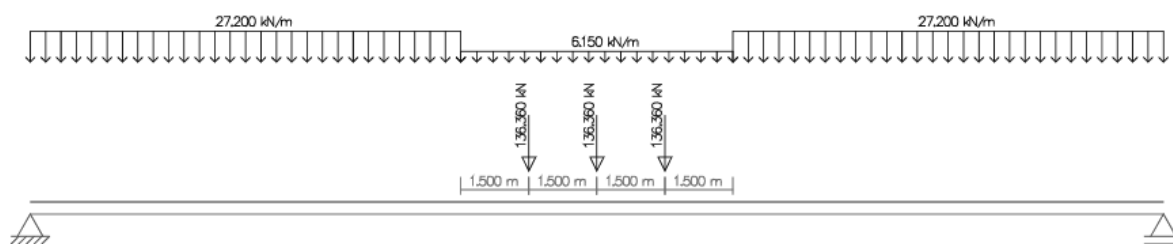
Cálculo da carga de multidão externa:

$$p2 = p1 + P' \times A1$$

$$p2 = 6,15 + 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times (1,4091 + 0,8636) \times 3/2$$

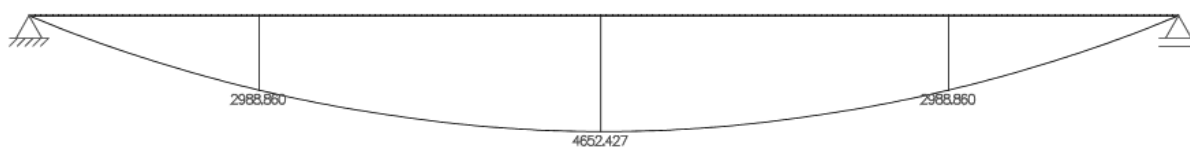
$$p2 = 23,20 \text{ kN}$$

Figura 49 - Esquema das composições das cargas móveis



(Fonte: Autor, 2018)

Figura 50 - Envoltória de momento fletor

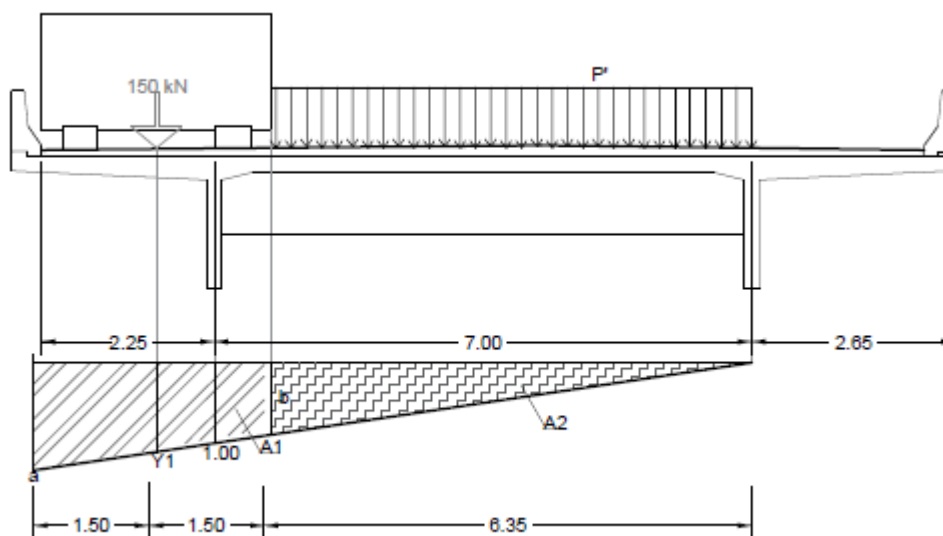


(Fonte: Autor, 2018)

#### 5.4 Ponte após 1985

Com as dimensões do trem-tipo da época de após 1985 onde já encontra um novo trem-tipo de norma que é o TB 45, então calculou-se a linha de influência, e determinou o momento máximo pela envoltória dos esforços. De acordo com as Figuras 51 a 53.

Figura 51 - Cálculo da linha de influência na viga 1 do trem-tipo TB-45



(Fonte: Autor, 2018)

$$Y1 = 1,1429$$

$$a = 1,3571$$

$$b = 0,9286$$

Cálculo da carga móvel nas rodas :

$$P1 = Y1 \times P_{TB36} \quad (14)$$

$$P1 = 1,1429 \times 150 \text{ kN}$$

$$P1 = 171,43 \text{ kN}$$

Cálculo da carga de multidão interna:

$$p1 = P' \times A3$$

$$p1 = 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times 0,9286 \times 6,35/2$$

$$p1 = 15,09 \text{ kN}$$

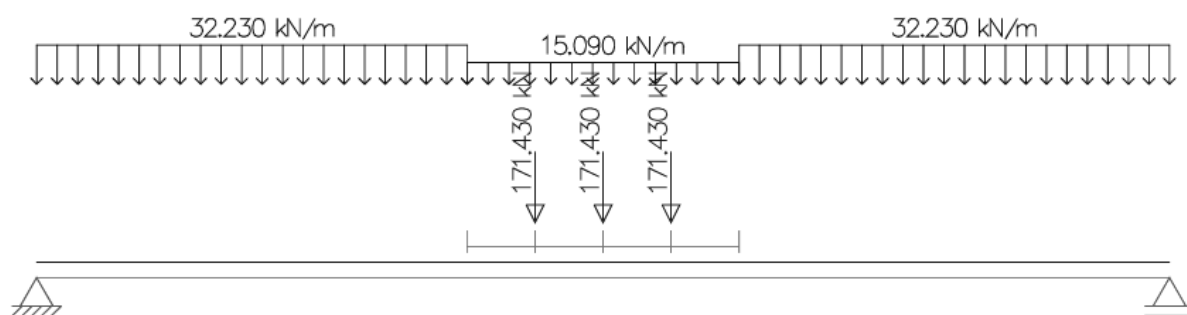
Cálculo da carga de multidão externa:

$$p2 = p1 + P' \times A1$$

$$p2 = 15,09 + 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}' \times (1,3571 + 0,9286) \times 3/2$$

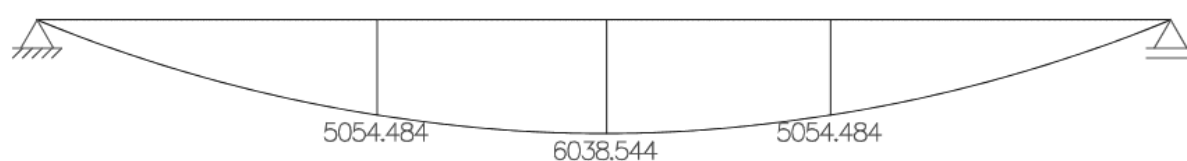
$$p2 = 32,23 \text{ kN}$$

Figura 52 - Esquema das composições das cargas móveis



(Fonte: Autor, 2018)

Figura 53 - Envoltória de momento fletor



(Fonte: Autor, 2018)

#### 5.4 Análise de resultados

Para o cálculo da linha de influência dos veículos validados no DNIT, são determinados os valores de cargas para cada eixo. Conforme a capacidade, tem-se que o eixo dianteiro tem capacidade de carga de 6 tf. Já para o eixo tandem duplos, tem-se a capacidade de carga de 17 tf o conjunto, dividido pela quantidade de rodas. Com essas informações, obtiveram-se os dados de carregamento móvel, conforme as Tabelas 2 á 6:

Tabela 2 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes até 1950.

Eixo	P' (kN)
Dianteiro	61,33
Tandem	86,89

(Fonte: Autor, 2018).

Tabela 3 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes de 1951 à 1960.

Eixo	P' (kN)
Dianteiro	61,33
Tandem	86,89

(Fonte: Autor, 2018).

Tabela 4 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes de 1961 a 1975

Eixo	P' (kN)
Dianteiro	61,36
Tandem	86,93

(Fonte: Autor, 2018).

Tabela 5 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes de 1975 a 1985.

Eixo	P' (kN)
Dianteiro	68,18
Tandem	96,59

(Fonte: Autor, 2018).



Tabela 6 - Resultados das reações na viga causada pela CVC para pontes após 1985.

Eixo	P' (kN)
Dianteiro	68,18
Tandem	96,59

(Fonte: Autor, 2018).

Utilizando o *software* F-tool 3.01 (PUC RJ, 2015), foram lançadas apenas as cargas móveis, distâncias entre eixo dos caminhões, obtendo-se a envoltória de diagrama de momento fletor dos carregamentos característicos como mostrado nas Figuras anteriores em pontes de tamanhos distintos. Com essa ferramenta, são determinados esforços em longarinas de 25 a 40 metros e logo depois são comparados.

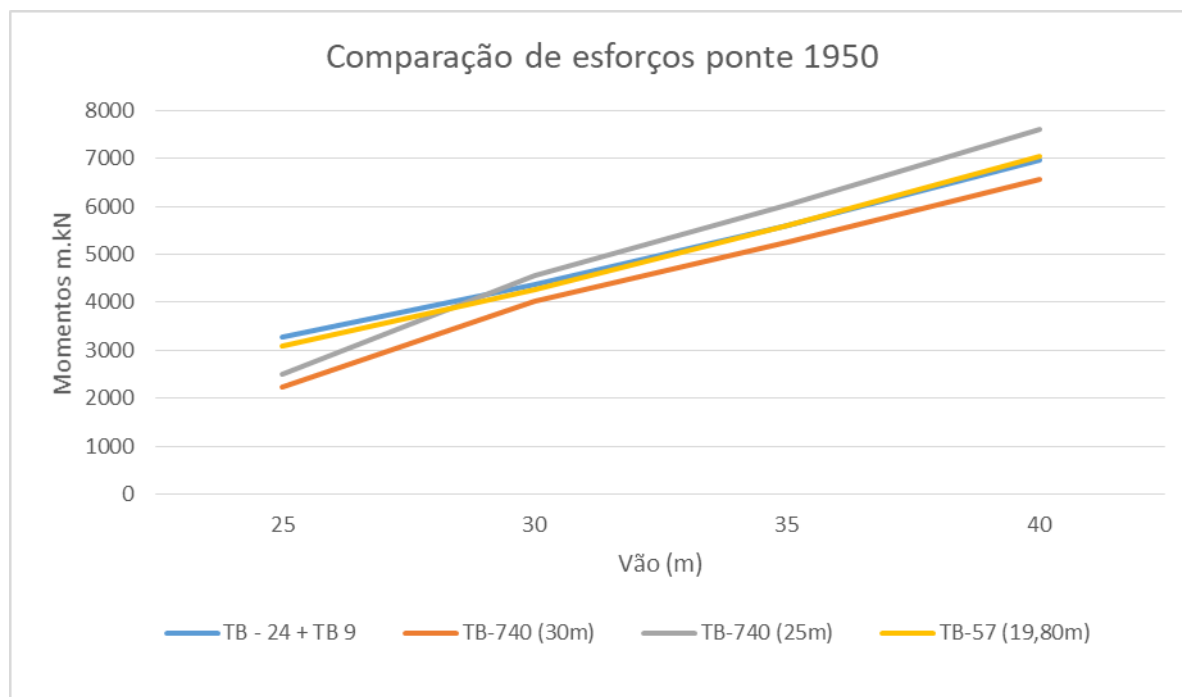
Com os resultados obtidos no software F-tool 3.01, foi feita tabelas com os dados de momento fletor máximo e se obtiveram os percentuais negativos de cor azul para os valores que não excederam os de cálculo e positivas de cor amarela para os valores que ultrapassaram os valores obtidos em comparação com os veículos tipos de suas respectivas pontes em épocas distintas.

Tabela 7 - Análise em pontes de 1950

<b>COMPARAÇÃO ENTRE RODOTREM E BITREM COM COMPRESSOR 24 TF E CAMINHÃO 9 TF PONTE 1950</b>								
Momentos em m.kN na seção do meio do vão								
Vão (m)	TB - 24 + TB 9	TB-740 (30m)	TB-740 (25m)	TB-57 (19,80m)	TB-740 (30m)/ TB 24+ TB9	TB-740 (25m)/ TB 24+ TB9	TB-57 (19,80m)/ TB 24+ TB9	
25	3268,78	2237,903	2501,022	3097,203	68,46%	76,51%	94,75%	
30	4362,38	4037,42	4555,24	4275,29	92,55%	104,42%	98,00%	
35	5595,03	5258,31	6018,36	5592,49	93,98%	107,57%	99,95%	
40	6966,65	6568,212	7617,105	7048,94	94,28%	109,34%	101,18%	

(Fonte: Autor, 2018).

Figura 54 - Comparação de esforços - Pontes projetadas antes 1950



(Fonte: Autor, 2018).

Observa-se que nem todos os veículos estão de acordo quando comparados com o trem-tipo da época em questão. Isso ocorreu, devido a carga da CVC obter um momento máximo superior em alguns casos e por isso exceder as cargas de cálculo do trem-tipo daquela época.

Tabela 8 - Análise em pontes de 1951 a 1960

COMPARAÇÃO ENTRE RODOTREM E BITREM COM COMPRESSOR 24 TF E CAMINHÃO 12 TF PONTE							
1951 - 1960							
Momentos em m.kN na seção do meio do vão							
Vão (m)	TB - 24 + TB 12	TB-740 (30m)	TB-740 (25m)	TB-57 (19,80m)	TB-740 (30m)/ TB 24+ TB12	TB-740 (25m)/ TB 24+ TB12	TB-57 (19,80m)/ TB 24+ TB12
25	3383,55	2237,903	2501,022	3097,203	66,14%	73,92%	91,54%
30	4502	4037,42	4555,24	4275,29	89,68%	101,18%	94,96%
35	5759,53	5258,31	6018,36	5592,49	91,30%	104,49%	97,10%
40	7156,046	6568,212	7617,105	7048,94	91,79%	106,44%	98,50%

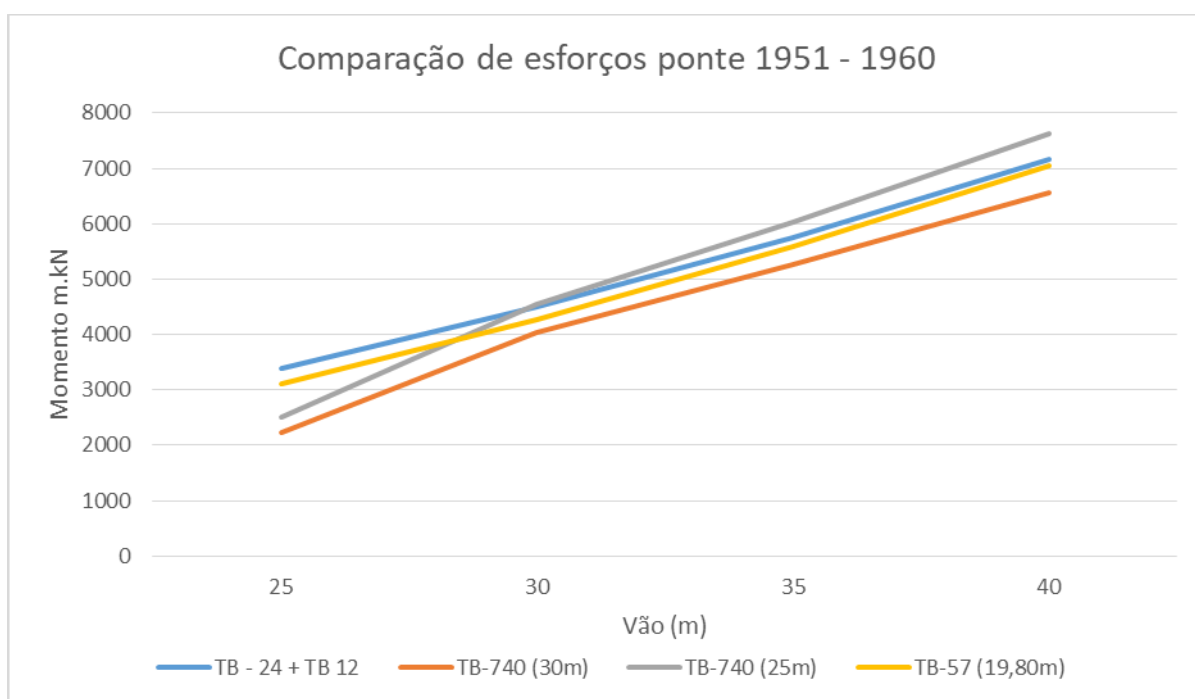
COMPARAÇÃO ENTRE RODOTREM E BITREM COM COMPRESSOR 24 TF E CAMINHÃO 12 TF PONTE  
1951 - 1960

Momentos em m.kN na seção do meio do vão

Vão (m)	TB - 24 + TB 12	TB-740 (30m)	TB-740 (25m)	TB-57 (19,80m)	TB-740 (30m)/ TB 24+ TB12	TB-740 (25m)/ TB 24+ TB12	TB-57 (19,80m)/ TB 24+ TB12
25	3383,55	2237,903	2501,022	3097,203	66,14%	73,92%	91,54%
30	4502	4037,42	4555,24	4275,29	89,68%	101,18%	94,96%
35	5759,53	5258,31	6018,36	5592,49	91,30%	104,49%	97,10%
40	7156,046	6568,212	7617,105	7048,94	91,79%	106,44%	98,50%

(Fonte: Autor, 2018).

Figura 55 - Comparação de esforços - Pontes projetadas de 1950 - 1960



(Fonte: Autor, 2018).

Observa-se assim como nas anteriores o TB 740 (25m) continua tendo valores acima dos de cálculos ao decorrer que os vãos vão aumentando o comprimento.

Tabela 9 - Análise em pontes de 1961 a 1975

#### COMPARAÇÃO ENTRE RODOTREM E BITREM COM TB-36 PONTE 1961 - 1975

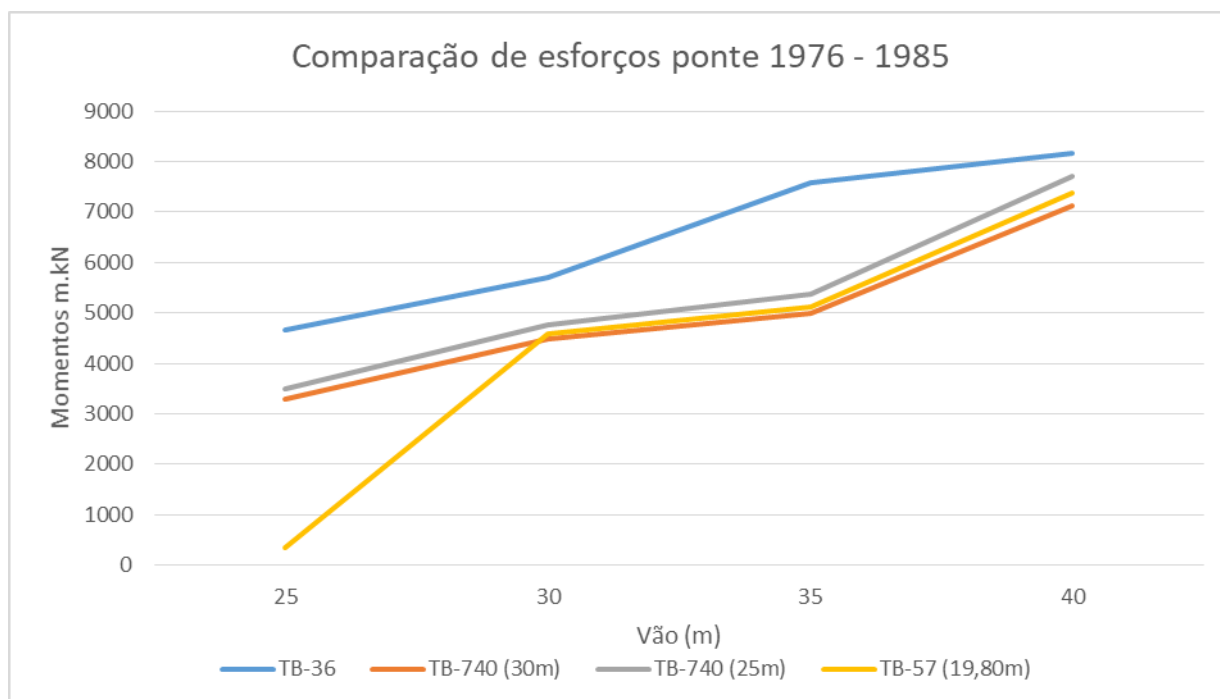
Momentos em m.kN na seção do meio do vão



25	4652,43	3285,14	3488,04	337,41	70,61%	74,97%	7,25%
30	5691,65	4489,09	4775,91	4585,98	78,87%	83,91%	80,57%
35	7574,232	4995,7	5366,95	5130,83	65,96%	70,86%	67,74%
40	8157,77	7115,58	7709,81	7367,16	87,22%	94,51%	90,31%

(Fonte: Autor, 2018).

Figura 57 - Comparação de esforços - Pontes projetadas de 1976 - 1985



(Fonte: Autor, 2018).

Na Tabela 10 para o ano de 1976 – 1985, pôde-se observar que todos os veículos estão de acordo quando comparados como TB 360 com a seção transversal com barreira new Jersey obteve valor de momento máximo igual a 8157,77 kN.m, e os demais valores.

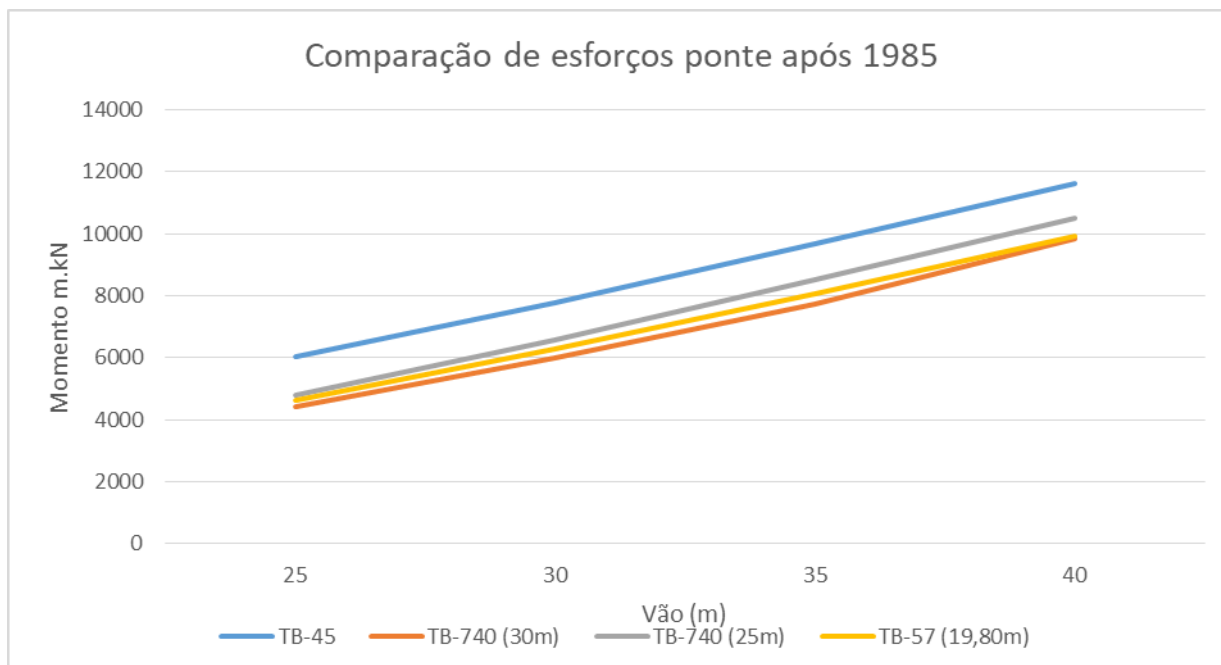
Tabela 11 - Análise em pontes após 1985

COMPARAÇÃO ENTRE RODOTREM E BITREM COM TB-45 PONTE APÓS 1985							
Momentos máximos em m.kN na seção							
Vão (m)	TB-45	TB-740 (30m)	TB-740 (25m)	TB-57 (19,80m)	TB-740 (30m)/ TB-45	TB-740 (25m)/ TB-45	TB-57 (19,80m)/ TB-45
25	6038,71	4407,41	4806,02	4636,81	72,99%	79,59%	76,78%
30	7772,76	5990,45	6554,94	6262,35	77,07%	84,33%	80,57%
35	9692,25	7709,66	8513,99	8070,17	79,54%	87,84%	83,26%

40	11626,14	9821,85	10489,56	9915,38	84,48%	90,22%	85,29%
----	----------	---------	----------	---------	--------	--------	--------

(Fonte: Autor, 2018).

Figura 58 - Comparação de esforços - Pontes projetadas após 1985



(Fonte: Autor, 2018).

Observa-se que todos os veículos estão de acordo quando comparados com o TB 450, que obteve valor de momento máximo maior que os demais valores da CVC. Isso correu, devido a carga da multidão ocupar uma área maior no trem-tipo fictício em sua seção longitudinal ao contrário da CVC que o caminhão é maior, logo conseqüentemente ocupa uma área maior no vão da ponte e também as cargas concentradas está em maior escala do que as cargas distribuídas.

## **6 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **6.1 Conclusões**

Após a análise das pontes isostáticas sob longarinas, conclui-se que os veículos em pontes construída antes de 1950 até 1960 tem seu valor de cálculo excedido pela CVC em seu PBT característico ao valor do TB utilizado em período em questão, isso ocorre quando os vãos vão ficando maiores e as cargas no meio do vão vai de forma crescente e conseqüentemente o veículo menor com eixos mais pertos e como elevadas cargas sejam maiores que a de cálculo. Para as pontes construídas a partir dos anos 1961 á 1975 as pontes continuaram a ter seus valores excedidos para a CVC com valores de 2,97% a mais do seu valor de cálculo, pois mudaram o trem-tipo do período em questão, mas deixou a seção transversal da ponte da mesma forma de períodos anteriores.

Nas pontes construídas a partir dos anos 1975 á 1985 não teve seus valores excedidos pela CVC se comparado com o trem-tipo calculado para época, chegando a valores de cálculos maiores que o da CVC. Já para as pontes calculadas após 1985 podemos dizer que tem um reajuste no Trem-tipo de norma TB-45, ou seja com uma carga maior que a das normas anteriores, CVC não consegue exceder o valor de cálculo, pois por serem pontes de seção transversais maiores, também tem seu trem-tipo modificado de forma que a carga de vãos menores e maiores tenham uma vantagem pelo fato do trem-tipo ser menor que a CVC e ter cargas elevadas.

É possível concluir que, para o TB 450 da ABNT NBR 7188:2013 a carga da CVC não tem efeito sobre as pontes construídas a partir da norma de 2013, mas sugere-se, fazer um alerta á ABNT e ao DNIT sobre o risco do fadigamento da estrutura, redução da vida útil e podendo chegar ao colapso estrutural das pontes mais antigas que tem seus valores de cálculo excedido pela CVC.

### **6.2 Sugestões para trabalhos futuros:**

Como recomendações para trabalhos futuros sugerem-se:

(1) Desenvolvimento de modelos em elementos finitos para melhor visualização desta distribuição transversal bem como dos efeitos dinâmicos;

(2) Análise comparativa entre trem-tipo da ABNT NBR 7188:2013 com tipologias de caminhões licenciados pelo DNIT, no comportamento dinâmico de pontes sobre duas longarinas.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. **LRFD Bridge Design Specifications**, 2002.

ALMEIDA, V. de S. **Influência da distribuição transversal de cargas no projeto de vigas protendidas de pontes**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M. F.; JUDICE, F. M. de S. Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido. **Engevista**, Rio de Janeiro, v. 6, n. 2, p.48-58, ago. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 1982

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

CAMPANARI, F. A. (1985). **Teoria das estruturas, v. 2**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois.

DNIT. Resoluções AET – Autorização Especial de Transito. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/rodovias/operacoes-rodoviaras/sistema-de-gerenciamento-de-autorizacao-especial-de-transito-siaet/resolucao-aet>>.

DNIT. Resolução nº 210 de 13 de novembro de 2006. Disponível em: <<http://www.denatran.gov.br/images/Resolucoes/Resolucao2102006.pdf>>.



LI, J.; CHEN, G. Method to Compute Live-Load Distribution in Bridge Girders. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v. 16, n. 4, p.191-198, 2011.

*Manual de inspeção de obras-de-arte especiais*, DNIT, Rio de Janeiro, 2004

MARCHETTI, Osvaldemar, 2008. **PONTES DE CONCRETO ARMADO**. 1 Reimpressão 2009. Editora BLUCHER

PEREIRA, E. **Apontamentos de Linhas de Influência**. Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1994.

PINHO, Fernando Ottoboni, BELLEI, Ildony Hélio, *Pontes e viadutos em vigas mistas*, 1ª ed. Rio de Janeiro, IBS/CBCA, 2007.

PINHO, Mauro Ottoboni, *Transporte e montagem*, 1ª ed., Rio de Janeiro, IBS/CBCA, 2005

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas**. São Paulo: Universidade de São Paulo - Escola Politécnica, 2006.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de Análise Estrutural**. Porto Alegre: Globo, 1973.

ZOKAIE, Toorak. AASHTO-LRFD Live Load Distribution Specifications. **Journal Of Bridge Engineering**, v. 5, n. 2, p.131-138, 2000.

PFEIL, Walter. **Pontes em concreto armado: Elementos de projetos, solicitações, dimensionamento**. Rio de Janeiro, 1979.

VASCONCELOS, C. A., MARCHESINI, L. G., & TIMERMAN, J. (2014). Bridge Engineering in Brazil. Em W.-F. Chen, & L. Duan, **Handbook of International Bridge Engineering** (p. 177 a 200). Boca Raton: CRC Press.