



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
Universidade Federal de Ouro Preto  
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



---

## **PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PARA PONTES DE PEQUENO PORTE.**

**AUTOR:** PÂMELA RENON ELLER

**ORIENTADOR:** Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula

**CO-ORIENTADOR:** Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira

*Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.*

**Ouro Preto, Outubro de 2011**

*A essência do  
conhecimento  
consiste em  
aplicá-lo, uma  
vez possuído.  
(Confúcio)*

## ***AGRADECIMENTOS***

---

Sou abençoada por ter ao meu redor pessoas prontas a me apoiar incondicionalmente e tornar tudo muito mais simples. Agradeço à Deus, a força maior do universo, por ter encaixado com tal precisão todos os detalhes da minha vida.

Antes de tudo agradeço a meus pais que souberam como direcionar meus passos sem me tirar a autonomia. São eles os responsáveis por eu estar aqui hoje e ter entusiasmo para continuar sempre. Agradeço aos meus irmãos, Monique, Allana e Luan que mesmo de longe estão presentes me dando força a todo o momento. Obrigada aos meus avós, Belinda e Zeferino, Carmem e Jorge, que iniciaram tudo isso.

Um agradecimento especial à Nique pela ajuda com as correções da estrutura do texto, sempre disposta a me emprestar um pouquinho de todo esse conhecimento.

Ao Beto, por estimular minhas escolhas, complementar minha família e suportar minhas falhas. Obrigada por estar sempre ao meu lado, onde quer que estejamos.

Ao Gilney Afonso Golçalves, pelo auxílio nos procedimentos experimentais e demais colaborações, obrigada por todo empenho.

À Róvia pela atenção e presteza.

A todos os amigos, aos colegas de mestrado e à República Diferença, obrigada por toda a diversão.

Aos professores José Luiz Rangel e Gustavo de Souza Veríssimo pela disponibilidade e auxílio.

Agradeço ao professor Geraldo Donizetti de Paula pela orientação e compreensão e ao professor Walnório Graça Ferreira por toda a assistência e disponibilidade.

Obrigada à Usiminas e à UFOP, através do Departamento de Engenharia Civil e PROPEC, pela oportunidade.

## ***RESUMO***

---

As vigas mistas de aço e concreto são amplamente utilizadas em projetos de pontes rodoviárias e muitas são as vantagens do emprego desta tipologia construtiva. Entretanto para que ocorra o melhor aproveitamento do sistema, o projetista precisa ter conhecimentos específicos na área. Auxiliando suas escolhas, o profissional tem hoje a vantagem de análises através de programas computacionais. O presente trabalho objetivou contribuir com o estudo de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto por meio de análise numérica. A metodologia compreendeu o desenvolvimento de um estudo de variação de parâmetros partindo de um caso típico composto por duas vigas metálicas em perfil I, soldado ou laminado, com distância entre eixos de 2,60 m e balanços de 0,80 m e espessura total de 20,00 cm. A análise teórica considerou vigas mistas de aço e concreto para pontes em estradas vicinais compostas por perfis soldados (PS) e laminados (PL) e apresentou os vãos máximos para cada perfil.

**Palavras-chave:** análise numérica, viga mista, pontes de pequeno porte.

## ***ABSTRACT***

---

Composite beams of steel and concrete are widely used in design of bridges and many are the structural advantages of using this type of construction. But to occur the best use of the system the designer must have specific knowledge in the area. Helping their choices, today the professional has the advantage of using analysis through computers softwares. This study aimed to contribute to the study of road bridges in composite beams of steel and concrete through numerical analysis. The methodology involved the development of a study of parameters variation starting from a typical case consisting of two steel beams in profile I, welded or laminated, with a wheelbase of 2.60 m, 0.80 m balances and a total thickness of 20,00cm. The theoretical analysis considered composite beams of steel and concrete for local road bridges composed of welded (PS) and laminate (PL) profile and presented the maximum spans for each of them.

**Keywords:** Numerical analysis, composite beams, small bridge.

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

<b>FIGURA 2.1</b> - PONTE EM ARCO DE PEDRA. FONTE: FIALHO (2004) APUD STRUCTURAE (2004) .....	4
<b>FIGURA 2.2</b> - PONTE DE SÃO FABRÍCIO, LOCALIZADA EM ROMA. FONTE:( <a href="http://it.wikipedia.org/wiki/File:Ponte_Fabricio_Rome_Pierleoni.jpg">HTTP://IT.WIKIPEDIA.ORG/WIKI/FILE:PONTE_FABRICIO_ROME_PIERLEONI.JPG</a> ) .....	5
<b>FIGURA 2.3</b> - PONTE DE SÃO ÂNGELO, LOCALIZADA EM ROMA. FONTE: ( <a href="http://valdonogueira.blogspot.com/2010/08/23-de-agosto-de-2010.html">HTTP://VALDONOGUEIRA.BLOGSPOT.COM/2010/08/23-DE-AGOSTO-DE-2010.HTML</a> ) .....	5
<b>FIGURA 2.4</b> - PONTE CÉSTIO, LOCALIZADA EM ROMA. FONTE: ( <a href="http://www.photographyblogger.net/day-13-rome-italy/">HTTP://WWW.PHOTOGRAPHYBLOGGER.NET/DAY-13-ROME-ITALY/</a> ) .....	6
<b>FIGURA 2.5</b> - PONTE SOBRE O RIO SEVERN. FONTE: ( <a href="http://thaa2.wordpress.com/category/daniel-rodrigues-pascoal/">HTTP://THAA2.WORDPRESS.COM/CATEGORY/DANIEL-RODRIGUES-PASCOAL/</a> ) .....	7
<b>FIGURA 2.6</b> - ELEVADO DA PERIMETRAL. FONTE: ( <a href="http://oglobo.globo.com/rio/mat/2010/07/15/demolicao-do-elevado-da-perimetral-comeca-entre-meados-de-2012-inicio-de-2013-vai-durar-um-ano-917162870.asp">HTTP://OGLOBO.GLOBO.COM/RIO/MAT/2010/07/15/DEMOLICAO-DO-ELEVADO-DAPERIMETRAL-COMECA-ENTRE-MEADOS-DE-2012-INICIO-DE-2013-VAI-DURAR-UM-ANO-917162870.ASP</a> ).....	8
<b>FIGURA 2.7</b> - ELEVADO DA LINHA VERMELHA. FONTE: ( <a href="http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/5/5c/Linha_Vermelha.jpg">HTTP://UPLOAD.WIKIMEDIA.ORG/WIKIPEDIA/COMMONS/5/5C/LINHA_VERMELHA.JPG</a> ).....	9
<b>FIGURA 2.8</b> - PERFIL DE AÇO MERGULHADO EM CONCRETO. FONTE: BASEADO EM MACHADO (1998) .....	9
<b>FIGURA 2.9</b> - PERFIL DE AÇO EXPOSTO. FONTE: BASEADO EM MACHADO (1998) .....	10
<b>FIGURA 2.10</b> - TIPOS USUAIS DE CONECTORES DE CISALHAMENTO. FONTE: FERNANDES (2008) APUD TRISTÃO (2002).....	11
<b>FIGURA 2.11</b> - CONECTOR TIPO PINO COM CABEÇA. FONTE: QUEIROZ (2010).....	12
<b>FIGURA 2.12</b> - PONTE MISTA EM MADEIRA E CONCRETO DE CLASSE 45 E VÃO DE 15 M. FONTE: SORIANO (2009) .....	13
<b>FIGURA 2.13</b> - PONTE MISTA EM MADEIRA E CONCRETO DE CLASSE 30 E VÃO DE 7 M. FONTE: SORIANO (2009) .....	13
<b>FIGURA 2.14</b> – VISTA DA PONTE AIUROCA. FONTE: JUNIOR(2006) .....	14
<b>FIGURA 2.15</b> – VISTA LATERAL DA PONTE AIUROCA. FONTE: JUNIOR(2006).....	14
<b>FIGURA 2.16</b> – VISTA DA PONTE CAPELA. FONTE: JUNIOR (2006).....	15
<b>FIGURA 2.17</b> – VISTA SUPERIOR DO TABULEIRO DA PONTE CAPELA COM OS CONECTORES DE CISALHAMENTO. FONTE: JUNIOR (2006) .....	15
<b>FIGURA 2.18</b> - TIPOS ESTRUTURAIS DE PONTES. FONTE: FERNANDES(2008) APUD PFEIL (1990) .....	16
<b>FIGURA 2.19</b> - GRUPOS DE ELEMENTOS DA ESTRUTURA DE UMA PONTE. FONTE: FERNANDES(2008) APUD PFEIL(1990) .....	18
<b>FIGURA 2.20</b> - CARACTERÍSTICAS DAS CLASSES DE VEÍCULOS. FONTE: NB-6:1982 .....	21

<b>FIGURA 2.21</b> - CARACTERÍSTICAS DOS VEÍCULOS. FONTE: NB-6:1982.....	22
<b>FIGURA 2.22</b> - DIMENSÕES HORIZONTAIS PARA PONTES E VIADUTOS EM PISTA SIMPLES. FONTE: PINHO (2007).....	23
<b>FIGURA 2.23</b> - DIMENSÕES HORIZONTAIS PARA PONTES E VIADUTOS EM PISTA DUPLA. FONTE: PINHO (2007).....	23
<b>FIGURA 2.24</b> - ESTRUTURAS MISTAS AÇO-CONCRETO. FONTE: PFEIL(2009).....	24
<b>FIGURA 2.25</b> - REPRESENTAÇÃO DA LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR PARA UMA SEÇÃO S. FONTE: SUSSEKIND(1981).....	27
<b>FIGURA 2.26</b> - REPRESENTAÇÃO DO EFEITO DE TREM-TIPO PARA CARGAS CONCENTRADAS. FONTE: BASEADO EM SUSSEKIND (1981) .....	28
<b>FIGURA 2.27</b> - REPRESENTAÇÃO DO EFEITO DE TREM-TIPO PARA CARGA DISTRIBUÍDA. SUSSEKIND (1981) .....	29
<b>FIGURA 2.28</b> - COMPARAÇÃO DE VIGA FLETIDA SEM E COM AÇÃO MISTA. FONTE: QUEIROZ (2010).....	30
<b>FIGURA 2.29</b> - VARIAÇÃO DE DEFORMAÇÃO NA VIGA PARA SISTEMAS MISTO. FONTE: QUEIROZ (2010).....	31
<b>FIGURA 2.30</b> – VARIÁVEIS PARA A SEÇÃO DE AÇO.....	33
<b>FIGURA 2.31</b> – VARIÁVEIS PARA A SEÇÃO MISTA. ....	33
<b>FIGURA 2.32</b> - REPRESENTAÇÃO DA LARGURA EFETIVA NA SEÇÃO MISTA. QUEIROZ (2001) .....	37
<b>FIGURA 3.1</b> – MODELO DE CÁLCULO PARA PONTES VICINAIS .....	38
<b>FIGURA 4.1</b> – REPRESENTAÇÃO DAS TENSÕES PRESENTES EM VIGAS MISTAS BI-APOIADAS .....	41
<b>FIGURA 4.2</b> – GRÁFICO DE TENSÕES NA VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO.....	41
<b>FIGURA 4.3</b> – GRÁFICO DE DESLOCAMENTOS PARA PERFIS LAMINADOS .....	44
<b>FIGURA 4.4</b> – GRÁFICO DE DESLOCAMENTOS PARA PERFIS SOLDADOS .....	45
<b>FIGURA 4.5</b> – RELAÇÃO ENTRE PERFIS LAMINADOS E SEUS VÃOS MÁXIMOS.....	46
<b>FIGURA 4.6</b> - VALORES DAS TENSÕES MÁXIMAS DOS PERFIS LAMINADOS NOS VÃOS MÁXIMOS .....	47
<b>FIGURA 4.7</b> - RELAÇÃO ENTRE PERFIS SOLDADOS E SEUS VÃOS MÁXIMOS .....	48
<b>FIGURA 4.8</b> - VALORES DAS TENSÕES MÁXIMAS DOS PERFIS SOLDADOS NOS VÃOS MÁXIMOS .....	49

## ***ÍNDICE DE TABELAS***

---

<b>TABELA 2.1 - DIMENSÕES E TOLERÂNCIAS DE CONECTOR TIPO PINO COM CABEÇA.</b>	
<b>FONTE: QUEIROZ (2010)</b> .....	12
<b>TABELA 2.2 - PESO ESPECÍFICO DOS MATERIAIS. PINHO (2007)</b> .....	20
<b>TABELA 2.3 - CARGAS DOS VEÍCULOS. FONTE: NB-6:1982</b> .....	22
<b>TABELA 2.4 - VALORES DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS. PINHO (2007)</b> .....	32
<b>TABELA 3.1 – MATERIAIS EMPREGADOS PARA O CÁLCULO DO MODELO</b> .....	39
<b>TABELA 4.1 – VÃOS MÁXIMOS PARA PERFIS LAMINADOS</b> .....	42
<b>TABELA 4.2 – VÃOS MÁXIMOS PARA PERFIS SOLDADOS</b> .....	43

# SUMÁRIO

---

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Objetivos .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Justificativa .....</b>	<b>1</b>
<b>1.3. Estrutura do trabalho.....</b>	<b>3</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.1. Histórico de Pontes .....</b>	<b>4</b>
2.1.1. Histórico de vigas mistas.....	9
2.1.2. Conectores de cisalhamento .....	10
<b>2.2. Pontes Vicinais .....</b>	<b>12</b>
<b>2.3. Classificação e Elementos de Pontes .....</b>	<b>16</b>
2.3.1. Infra-estrutura.....	18
2.3.2. Meso-estrutura .....	18
2.3.3. Superestrutura.....	19
<b>2.4. Cargas em pontes.....</b>	<b>19</b>
2.4.1. Ações Permanentes .....	19
2.4.2. Ações Variáveis .....	20
2.4.3. Ações Excepcionais .....	20
2.4.4. Cargas Móveis .....	21
<b>2.5. Vigas Mistas de Aço e Concreto .....</b>	<b>23</b>
2.5.1. Análise Estrutural e Dimensionamento .....	25
2.5.1.1. Vigas Isostáticas .....	25
2.5.1.2. Linhas de Influência.....	26
<b>2.6. Método de dimensionamento de vigas mistas .....</b>	<b>30</b>
2.6.1. Largura Efetiva da Laje.....	36
2.6.2. Deformações.....	37
<b>3. METODOLOGIA PARA O DESENVOLVIMENTO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS.....</b>	<b>38</b>
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>41</b>
<b>5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>50</b>
5.1.1. Conclusões .....	50

5.1.2. Sugestões.....	51
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>52</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>55</b>
SEQUÊNCIA DE CÁLCULO PARA VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO, EM PONTES VICINAIS, UTILIZANDO O PERFIL LAMINADO W 610 X 74 SEGUINDO DIRETRIZES DA NORMA AASHTO: 2002.....	55

# 1. INTRODUÇÃO

---

Há algumas décadas a construção de pontes rodoviárias sujeitava-se às limitações tecnológicas. A escolha do local para sua implantação era determinada pela possibilidade de utilização de tecnologias disponíveis. Em contrapartida, na atualidade o grande desenvolvimento de cidades estimula a construção de estradas, pontes e túneis que facilitem o transporte de pessoas e produtos entre as regiões. Assim, o emprego de novos materiais e sistemas construtivos torna-se importante para a transposição de limites não antes alcançados. Nesse contexto, as estruturas mistas de aço e concreto surgem como forma de combinar o potencial de cada material constituinte do sistema: o excelente desempenho do aço à tração e do concreto à compressão.

## 1.1. Objetivos

### Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de um estudo sobre o uso de vigas mistas de aço e concreto para pontes em estradas vicinais.

### Objetivos Específicos

- Relacionar para um modelo pré-estabelecido de ponte em vigas mistas de aço e concreto o vão máximo suportado por um grupo de perfis.
- Auxiliar os representantes de pequenas prefeituras e propriedades rurais na escolha dos perfis adequados para a utilização em projetos de pontes em estradas vicinais.
- Incentivar o uso de estruturas mistas em aço e concreto para pontes em estradas vicinais.

## 1.2. Justificativa

O Brasil possui em seu território uma grande variedade de rios de pequeno e grande porte, muitos deles cortados por estradas vicinais que devem assegurar, conjuntamente com as pontes vicinais, a entrada de insumos em propriedades agrícolas, o escoamento da produção e o livre deslocamento das populações do meio rural.

Além da carência quantitativa em estruturas de pontes para estas vias, nota-se que o processo de construção e manutenção foi praticado de forma incorreta. O estado

em que se encontram as estradas e pontes vicinais prejudica o trânsito, eleva o custo do transporte para produtores e o custo de manutenção para as prefeituras.

O crescimento econômico do país faz surgir novos empreendimentos ao longo do território nacional, o que demanda a implantação dos avanços tecnológicos atuais na construção e recuperação das pontes vicinais em estradas municipais e estaduais. Assim, técnicas alternativas precisam ser empregadas para que novas perspectivas na construção de estruturas viárias possibilitem o desenvolvimento econômico das regiões rurais, favorecendo o escoamento da produção agrícola.

Nos dias atuais o aumento considerável da produção de aço no Brasil incentiva a crescente utilização de estruturas mistas para edifícios industriais, comerciais e pontes. O emprego de perfis metálicos solidarizados com lajes em concreto armado certamente é uma alternativa duradoura e competitiva na construção de pontes de pequeno porte se comparada às soluções tradicionais em madeira. Além disso, a utilização de elementos mistos permite rapidez e facilidade de execução sem grandes acréscimos no custo final da obra. Possibilita ainda a dispensa de escoramentos, a redução das dimensões da seção transversal e a conseqüente ampliação de áreas livres.

Muitas são as vantagens do emprego do sistema misto em estruturas de pontes vicinais, mas para que ocorra o melhor aproveitamento das vantagens do sistema, o profissional precisa ter amplos conhecimentos sobre a área. De forma geral os profissionais da construção encontram mais facilidade ao trabalharem com estruturas fabricadas em aço ou em concreto separadamente, visto estarem familiarizados com as características e comportamentos específicos de cada material.

Com o emprego de um sistema misto de aço e de concreto a gama de soluções em concreto armado e em aço é ampliada consideravelmente. Todavia, a competitividade de um modelo estrutural está ligada a características próprias de cada sistema e também a uma configuração correta deste. O desenvolvimento de estudos relacionados a estruturas mistas de aço e de concreto incentiva a aplicação desta tecnologia, pois simplifica e desmistifica seu uso.

### 1.3. Estrutura do trabalho

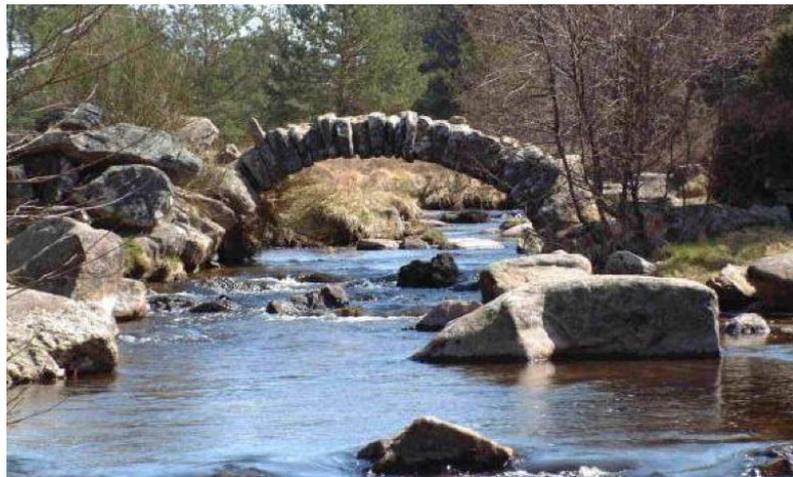
O **Capítulo 2** exibe uma breve revisão bibliográfica sobre os assuntos relevantes ao desenvolvimento do trabalho e está subdividido em seis ítems. O primeiro apresenta uma breve cronologia sobre a evolução das estruturas de pontes e os materiais utilizados em cada período seguido pelo progresso da configuração das estruturas mistas no decorrer dos anos. O subitem três descreve as classificações e elementos de pontes e numera suas respectivas funções. No tópico seguinte as cargas atuantes nos elementos de uma ponte com destaque para as cargas móveis representadas pelos trens-tipo de cálculo. Complementando a revisão bibliográfica são apresentados os subitens cinco e seis que explicam o funcionamento das seções mistas em aço e concreto e descrevem os cálculos envolvidos no dimensionamento de perfis metálicos de estruturas isostáticas para pontes em vigas mistas de aço e concreto. No **Capítulo 3** abordam-se os parâmetros estabelecidos para o presente trabalho citando normas, dimensões e materiais utilizados na análise das tensões. O **Capítulo 4** expõe os resultados obtidos em forma de tabelas e gráficos que exibem os vãos máximos para cada perfil no modelo estudado. Finalizando, no **Capítulo 5** é concluído o trabalho e são apresentadas as sugestões para pesquisas futuras.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

---

### **2.1. Histórico de Pontes**

Para possibilitar a travessia de rios, desfiladeiros ou fendas na topografia, o homem sempre fez uso de elementos simples localizados em seu meio e encontrava soluções imediatas e transitórias, como mostra a Figura 2.1.



**Figura 2.1 - Ponte em arco de pedra. FONTE: FIALHO (2004) apud STRUCTURAE (2004)**

À medida que os povos se agrupavam em comunidades fixas, a preocupação com o transporte da produção e pertences criava a necessidade de maior elaboração dos sistemas de transposição de obstáculos.

Foram os Romanos os primeiros a utilizar a pedra para a construção de pontes em arcos (PINHO, 2007). Em Roma encontramos algumas das pontes mais antigas ainda em uso, como a de São Fabrício (62 a. C.), São Ângelo (134 d. C.) e a de Céstio (365 d.C.), mostradas na Figura 2.2, Figura 2.3 e Figura 2.4.



**Figura 2.2 - Ponte de São Fabrício, localizada em Roma.**  
**FONTE:** ([http://it.wikipedia.org/wiki/File:Ponte\\_Fabrizio\\_Roma\\_e\\_Pierleoni.jpg](http://it.wikipedia.org/wiki/File:Ponte_Fabrizio_Roma_e_Pierleoni.jpg))



**Figura 2.3 - Ponte de São Ângelo, localizada em Roma.**  
**FONTE:** (<http://valdo-nogueira.blogspot.com/2010/08/23-de-agosto-de-2010.html>)



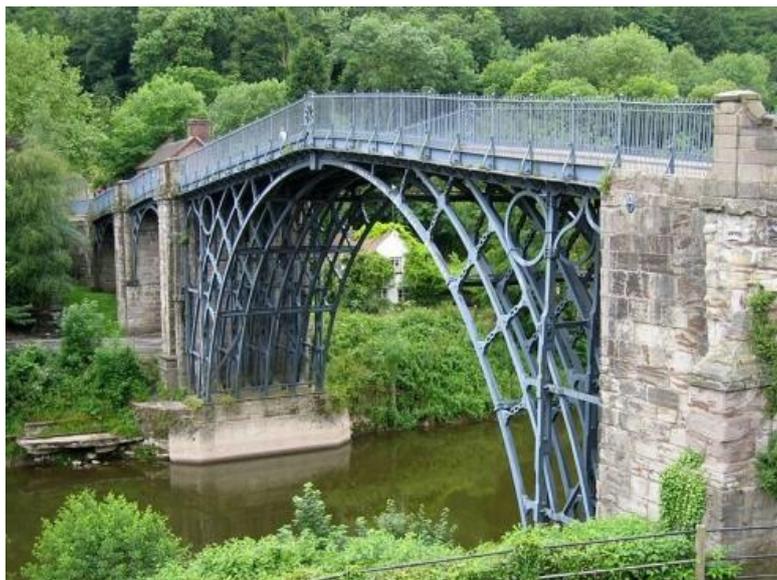
**Figura 2.4 - Ponte Céstio, localizada em Roma. FONTE: (<http://www.photographyblogger.net/day-13-rome-italy/>)**

As pontes em madeira foram usadas inicialmente em sistemas de vigas em treliças triangulares, o que permitiu ao arquiteto Palladio, no período da Renascença, sua composição com vãos de até 30 m. Como exemplo de pontes em madeira, pode-se citar a de Grubernmann, construída na Suíça no ano de 1757, sobre o rio Reno, com vãos de 52 m e 59 m.

Profundas transformações ocorreram nas cidades nos séculos 18 e 19. Seu crescimento e desenvolvimento demandaram a reorganização de fluxos e espaços, o que destacou a importância das pontes e viadutos como elos de continuidade do espaço urbano. Paralelo a isso, a Revolução Industrial apresentou novos materiais e técnicas e o advento da ferrovia gerou “*um grande impulso no desenvolvimento da construção de pontes*”.

A transição da madeira para o aço surgiu por volta de 1840 e durou aproximadamente 40 anos. A partir daí o ferro fundido destacou-se como o principal material constituinte de pontes, com sua primeira utilização em 1734 pelo exército Alemão na ponte sobre o rio Oder na Prússia.

Em 1779, na Inglaterra, foi concluída a execução da primeira ponte toda em ferro fundido. Abraham Darby III e Thomas Farnolls Pritchard a construíram sobre o rio Severn (Figura 2.5) com concepção em arco semicircular de ferro fundido e encontros de alvenaria. Sua construção vence um vão de 30,5 m e consumiu 380 ton de ferro fundido. Toda a forma, detalhes e princípios construtivos adotados foram baseados nas construções em madeira.



**Figura 2.5 - Ponte sobre o Rio Severn. FONTE:**  
(<http://thaa2.wordpress.com/category/daniel-rodrigues-pascoal/>)

A primeira utilização de concreto como parte da estrutura de uma ponte se deu na França, em 1840, sobre o Canal de Garoyne em Grisoles, com um vão de 12 m. O século XX trouxe um enorme avanço no processo de produção e dimensionamento de estruturas de aço, quando foram desenvolvidas tecnologias capazes de inovar as soluções para estruturas de pontes (FIALHO, 2004). As pontes em estruturas mistas com vigas em aço e tabuleiro em concreto armado são exemplos dessas inovações, que surgiram a partir de 1920 e foi aperfeiçoado após a Segunda Guerra Mundial .

A partir da década de 60 os sistemas mistos ganharam corpo com o desenvolvimento de técnicas que garantiam o funcionamento conjunto dos materiais. No Brasil dois exemplos de ponte têm destaque: os Elevados da Perimetral (Figura 2.6) e da Linha Vermelha (Figura 2.7).

Segundo Fernandes (2008) “*o elevado da Perimetral possui 7.326 metros de comprimento, com largura de pista de 19,0 metros, totalizando 4 faixas de tráfego, e vãos que variam entre 31 e 60 metros. As vigas principais são biapoiadas, unidas às transversinas formando grelhas. Os consumos de concreto e de aço para este empreendimento foram de 25.000 e 57.000 toneladas, respectivamente.*”



**Figura 2.6 - Elevado da Perimetral. FONTE:**  
**([http://oglobo.globo.com/rio/mat/2010/07/15/demolicao-do-elevado-da-perimetral-  
comeca-entre-meados-de-2012-inicio-de-2013-vai-durar-um-ano-917162870.asp](http://oglobo.globo.com/rio/mat/2010/07/15/demolicao-do-elevado-da-perimetral-comeca-entre-meados-de-2012-inicio-de-2013-vai-durar-um-ano-917162870.asp))**

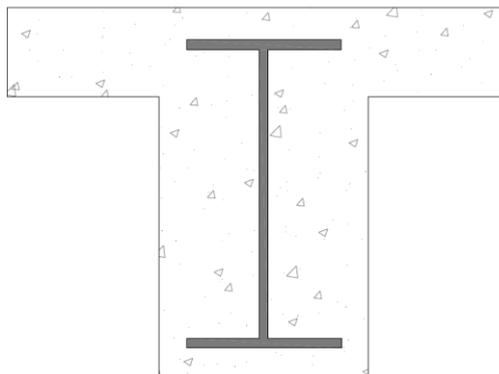
O Elevado da Linha Vermelha foi construído em duas etapas, sendo a primeira, nos anos de 1973 e 1979, com comprimento total de 4.660,00 m e vão variando de 20,00 m a 65,00 m. Parte do vigamento foi feito de vigas caixão contínua e parte em grelhas. O consumo foi de 27.000,00 m<sup>3</sup> de concreto e 22.000,00 toneladas de aço. Na segunda etapa, de 1991 a 1992, o comprimento alcançou 2.500,00 m e vãos de 30,00 m a 75,00 m. O consumo ficou em aproximadamente 54.000,00 m<sup>3</sup> de concreto e 8.800,00 toneladas de aço.



**Figura 2.7 - Elevado da Linha Vermelha. FONTE:**  
[http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/5/5c/Linha\\_Vermelha.JPG](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/5/5c/Linha_Vermelha.JPG)

### 2.1.1. Histórico de vigas mistas

Os primeiros estudos sobre vigas mistas aconteceram na década de 1920. O sistema era formado por perfil “I” metálico mergulhado em concreto, como na Figura 2.8.

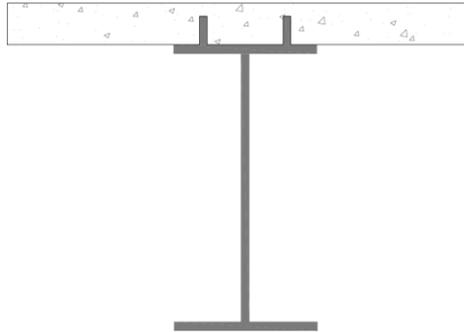


**Figura 2.8 - Perfil de aço mergulhado em concreto. FONTE: Baseado em Machado (1998)**

Profissionais do Canadá, Alemanha e Inglaterra contavam somente com a aderência natural para o trabalho conjunto do aço e do concreto, enquanto os Estados Unidos já incorporavam os conectores mecânicos ao conjunto como forma de conexão

entre os dois materiais. (MACHADO, 1998). Neste período, para fins de cálculo, não era considerada a participação da laje no trabalho da viga.

Como o modelo anterior mostrou-se ineficiente para cargas móveis, a partir da década de 1930 inúmeras pesquisas foram realizadas para que o sistema se adequasse a este respeito. Foi desenvolvida então a viga mista com perfil exposto, ligada por conectores à laje de concreto, Figura 2.9.



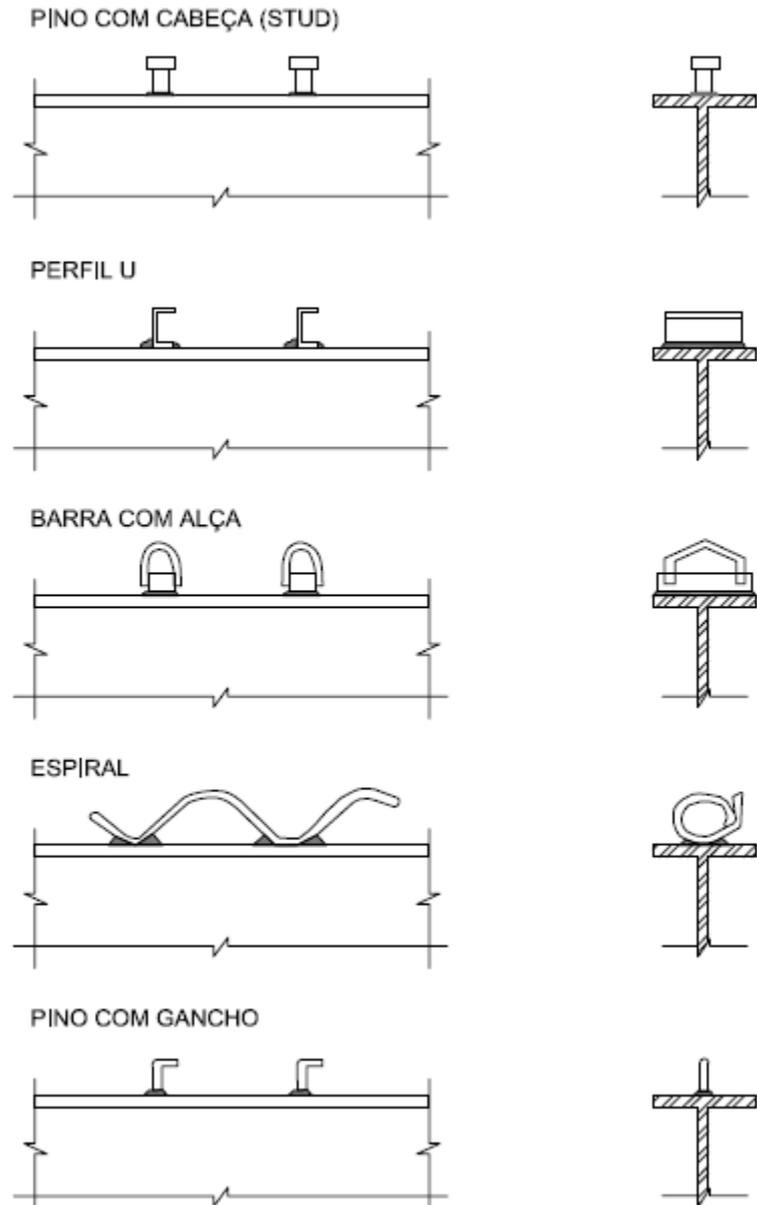
**Figura 2.9 - Perfil de aço exposto. FONTE: Baseado em Machado (1998)**

O uso do sistema intensificou-se a partir da Segunda Guerra Mundial e a diminuição da oferta de aço no pós-guerra incentivou ainda mais o uso do tabuleiro em concreto como parte do vigamento (PFEIL, 2009). A partir daí vários trabalhos sobre o assunto foram desenvolvidos com o objetivo de tornar o sistema mais competitivo.

### **2.1.2. Conectores de cisalhamento**

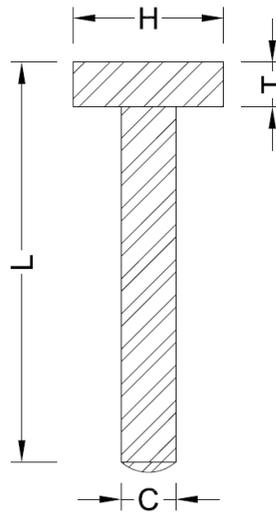
O comportamento misto desenvolve-se quando dois elementos estruturais são interconectados de forma a se deformarem como um elemento único. “*Conectores de cisalhamento são dispositivos mecânicos destinados a garantir o trabalho conjunto da seção de aço com a laje de concreto*” (PFEIL, 2009).

O conector impede a separação física entre o aço e o concreto e absorve os esforços cisalhantes horizontais que se desenvolvem longitudinalmente na interface da laje e da mesa superior da viga. Existem vários tipos de conectores, alguns ilustrados abaixo na Figura 2.10, mas o modelo mais utilizado é o tipo pino com cabeça, ou *Stud bolt*.



**Figura 2.10 - Tipos usuais de conectores de cisalhamento. FONTE: FERNANDES (2008) apud TRISTÃO (2002)**

O conector pino com cabeça funciona como eletrodo de solda por arco elétrico e, após a soldagem como conector de cisalhamento. Ele apresenta uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro, como mostra a Figura 2.11 e a Tabela 2.1.



**Figura 2.11 - Conector tipo pino com cabeça. FONTE: QUEIROZ (2010)**

**Tabela 2.1 - Dimensões e tolerâncias de conector tipo pino com cabeça. FONTE: QUEIROZ (2010)**

Diâmetro - C		Tolerâncias de comprimento - L	Diâmetro da cabeça - H	Altura Mínima da cabeça do conector - T
(pol)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
5/8"	15,9	±1,6	31,7 ± 0,4	7,1
3/4"	19,1	±1,6	31,7 ± 0,4	9,5
7/8"	22,2	±1,6	31,7 ± 0,4	9,5

## 2.2. Pontes Vicinais

As pontes vicinais ou de pequeno porte são destinadas a interligar regiões de desenvolvimento político e econômico insuficientes para justificar soluções complexas e onerosas. Compostas por modelos estruturais em vigamentos simples, tradicionalmente no Brasil essas pontes são construídas em madeira ou concreto.

Muitos trabalhos foram realizados para que na concepção de pontes de pequeno porte fossem relacionados modelos estruturais ou dimensões usuais a custo de materiais e tecnologias empregadas. Souza (2004) estudou a utilização de estruturas mistas em madeira e concreto na recuperação da capacidade de carga das pontes de madeira do

Estado de Mato Grosso do Sul. Ele apresenta dados levantados sobre pontes do estado, as quais tradicionalmente são construídas com dois arranjos básicos. O primeiro arranjo, em viga simples, pode ser composto de um ou mais vãos de 6 metros. Para vãos maiores, de até 15 m, é usado um segundo arranjo em viga armada.

Objetivando apresentar aspectos favoráveis do uso de estruturas mistas em madeira e concreto para pontes de estradas vicinais, Soriano (2009) cita dois exemplos no Brasil que utilizam esta tecnologia. A Figura 2.12 e a Figura 2.13 mostram estruturas destinadas as Classes 45 e 30, com vãos da ordem de 15 m e 7 m, respectivamente.



**Figura 2.12 - Ponte mista em madeira e concreto de classe 45 e vão de 15 m. FONTE: SORIANO (2009)**



**Figura 2.13 - Ponte mista em madeira e concreto de classe 30 e vão de 7 m. FONTE: SORIANO (2009)**

Em 2006 foi elaborado por um grupo de pesquisadores da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), o “Manual de Projetos e Construção de Pontes de Madeira”. O Manual busca auxiliar profissionais do Estado de São Paulo, por meio de recomendações para o projeto, na construção e detalhamento de pontes de madeira de pequenos e médios vãos, utilizando sistemas estruturais e construtivos simples e de baixo custo. Nele são apresentados dados de projetos desenvolvidos pelo LaMEM – “Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira” da EESC/USP para essas pontes.

Como exemplo de pontes desenvolvidas pelo grupo pode-se citar a Ponte Aiuroca, em Aiuroca, MG, Figura 2.14 e Figura 2.15, com comprimento de 15,7 m e largura de 3,8 m. Tem geometria retangular e sistema estrutural em viga treliçada.



**Figura 2.14 – Vista da Ponte Aiuroca. FONTE: JUNIOR(2006)**



**Figura 2.15 – Vista lateral da Ponte Aiuroca. FONTE: JUNIOR(2006)**

Outro exemplo é a Ponte Capela, Figura 2.16 e Figura 2.17, com comprimento de 7 m e largura de 5 m, ela possui geometria retangular e sistema estrutural misto de madeira e concreto.



**Figura 2.16 – Vista da Ponte Capela. FONTE: JUNIOR (2006)**

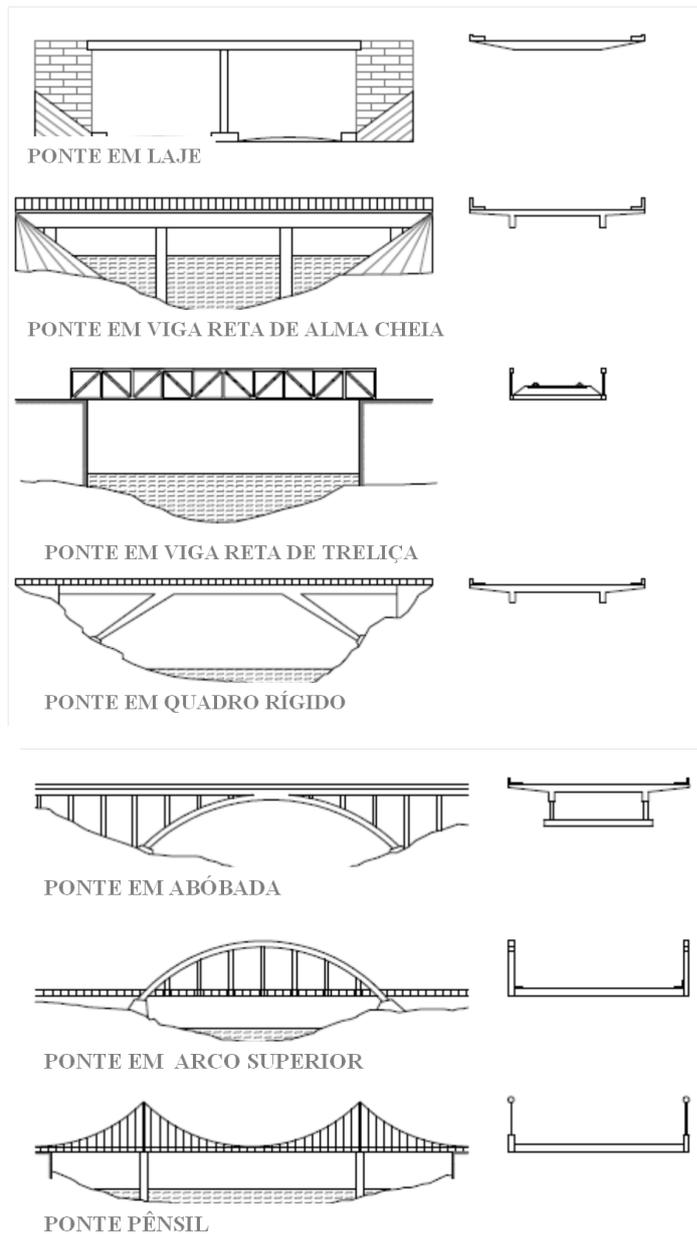


**Figura 2.17 – Vista superior do tabuleiro da Ponte Capela com os conectores de cisalhamento. FONTE: JUNIOR (2006)**

Ainda para estruturas de aço, Pinho (2007) separa o uso economicamente mais adequado de diferentes perfis metálicos para pontes ou viadutos de acordo com o vão a ser vencido. Para vigas em alma cheia são usados perfis laminados em vãos de até 16 m e perfis soldados em vãos de até 20 m.

### 2.3. Classificação e Elementos de Pontes

As pontes são classificadas sob vários aspectos, podendo ser divididas de acordo com sua finalidade, materiais constituintes e tipo da estrutura, como mostrado na Figura 2.18.



**Figura 2.18 - Tipos estruturais de pontes. FONTE: FERNANDES(2008) apud PFEIL (1990)**

Quanto à sua concepção estrutural, algumas categorias de pontes e viadutos se destacam e sua seleção vai depender da análise de fatores como função, topografia, custo e gabaritos.

- Vigas de alma cheia: podem ser contínuas ou simplesmente apoiadas, associadas ou não à laje. Sua altura ótima alcança valores de  $1/8$  a  $1/25$  do vão. Geralmente são usados perfis metálicos laminados (vãos até 14 m) ou soldados (vãos até 20 m).

- Treliças: são formadas por peças retas articuladas entre si, formando um conjunto de triângulos. Seus eixos concorrem nos nós, onde recebem todo o carregamento. São econômicas para alturas de  $1/8$  a  $1/15$  do vão e para vãos de 50 m a 250 m.

- Vigas em caixão: são formadas por duas ou mais almas, uma mesa inferior e duas ou mais mesas superiores. Mostram-se eficientes para vencer grandes vãos e para estruturas em curva por sua grande resistência à torção. Sua altura econômica fica em torno de  $1/20$  a  $1/30$  do comprimento do vão.

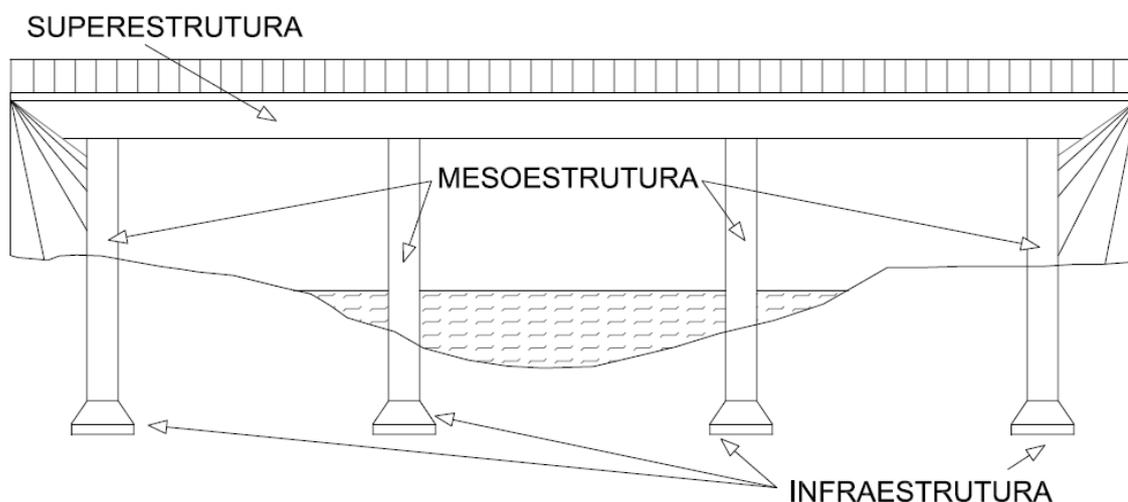
- Pórticos: são estruturas onde as vigas do tabuleiro são contínuas com os pilares. Estes são geralmente inclinados e transferem uma grande carga de compressão às fundações. São recomendadas para uso em terrenos com bom suporte de cargas.

- Arcos: sendo um dos mais antigos sistemas estruturais para ponte, os arcos são econômicos para vãos de 60 m a 500 m. Sua relação flecha/vão deve ser na ordem  $1/5$  a  $1/8$  para melhor eficiência e estética.

- Suspensas por cabos: as primeiras pontes desse tipo foram executadas por volta do século 16. Quando em estrutura estaiada são eficientes para vãos acima de 300 m.

- Estrutura mista aço-concreto: é a junção da viga metálica e tabuleiro de concreto, sendo o conjunto solidarizado por conectores de cisalhamento. Apresentam-se econômicas para vãos de 20 m a 50 m.

Toda ponte e viaduto são constituídos de um conjunto de elementos que podem ser divididos, sob o ponto de vista funcional, em três grupos: Infra-estrutura, Meso-estrutura e Superestrutura (Figura 2.19).



**Figura 2.19 - Grupos de elementos da estrutura de uma ponte. FONTE: FERNANDES(2008) apud PFEIL(1990)**

### 2.3.1. Infra-estrutura

É a parte responsável por transmitir os esforços ao solo. Também é chamada de fundação e é constituída de blocos, sapatas, tubulões e peças de ligação com a meso-estrutura.

### 2.3.2. Meso-estrutura

É o grupo responsável por transmitir os esforços da superestrutura para a infraestrutura. Também recebe esforços diretos originados da pressão do vento ou de águas em movimento. Compõe-se de elementos variados tais como:

- Pilares: recebem esforços da superestrutura.
- Encontros: situados nas extremidades, ficam em contato com aterros, recebendo, além de esforços vindos da superestrutura, esforços provenientes de empuxos e subpressões.
  - Pilares-encontro: resistem a empuxos de arcos ou abóbadas adjacentes.
  - Muros de acompanhamento: têm a função de conter os taludes de aterros como complementos de encontros de pontes.

### **2.3.3. Superestrutura**

Suporta diretamente os carregamentos móveis e de pistas de rolamento. É composta por vigas principais e secundárias e lajes. Seus elementos são:

- Tabuleiro: recebem as cargas móveis e são compostos por estrados e vigamento.
- Apoios: podendo ser fixos ou móveis, permitem a manifestação das reações.
- Enrijamentos: fornecem rigidez ao conjunto com contraventamentos e travejamentos.
- Estrutura principal: destinada a vencer a distância entre dois suportes.

## **2.4. Cargas em pontes**

As ações são definidas na NBR 8681:2003 como causas que provocam o surgimento de esforços ou deformações nas estruturas. Os vários tipos de ações que podem atuar nas estruturas são classificados em três categorias, segundo sua variabilidade no tempo.

### **2.4.1. Ações Permanentes**

Ocorrem por praticamente toda a vida da construção, mantendo sua intensidade constante ou com pequenas variações. São representadas pelo peso próprio da estrutura, pavimentação, equipamentos fixos, empuxos, forças de protensão, deformações por retrações, etc...

A NBR 8681:2003 divide as ações permanentes em diretas e indiretas.

- Ações permanentes diretas: peso próprio da construção, equipamentos fixos e empuxos.
- Ações permanentes indiretas: protensão, recalques de apoios e retração do material.

Os valores de peso específico de materiais de construção para fins de projeto são apresentados na Tabela 2. 2.

**Tabela 2. 2 - Peso específico dos materiais. PINHO (2007)**

<b>Material</b>	<b>Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>
<b>Aço</b>	<b>78.5</b>
<b>Concreto armado</b>	<b>25.0</b>
<b>Concreto simples</b>	<b>24.0</b>
<b>Argamassa de cimento e areia</b>	<b>21.0</b>
<b>Concreto asfáltico</b>	<b>18.0</b>
<b>Madeira (tipo peroba)</b>	<b>8.0</b>
<b>Ferro fundido</b>	<b>72.5</b>
<b>Alumínio e ligas</b>	<b>28.0</b>

#### **2.4.2. Ações Variáveis**

Seus valores apresentam oscilações significativas durante a vida útil da construção.

Fernandes (2008) cita as ações variáveis de maior importância para projetos de ponte:

- Cargas móveis;
- Cargas de construção;
- Cargas de vento;
- Empuxo de terra devido a cargas móveis;
- Efeito do movimento das águas.

#### **2.4.3. Ações Excepcionais**

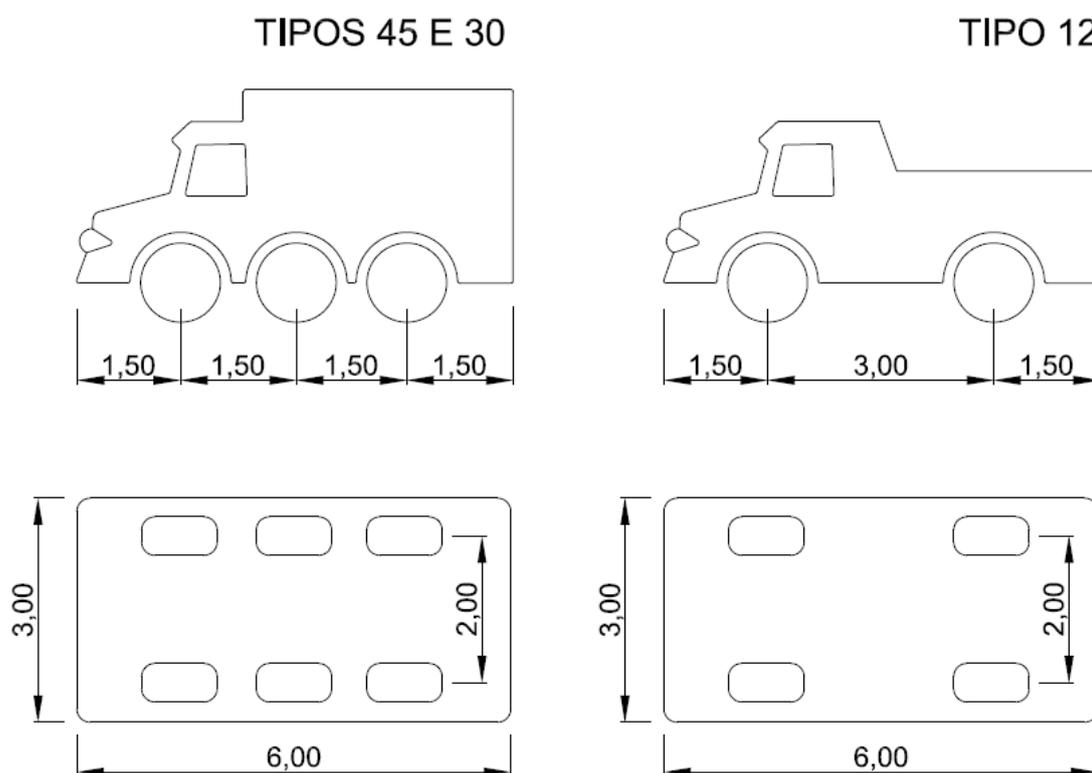
São ações de pouca probabilidade de ocorrência e de curta duração. Têm apenas a obrigatoriedade de serem consideradas em projetos de determinadas estruturas. Como exemplo pode-se citar ações decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, sismos, etc...

#### 2.4.4. Cargas Móveis

A NB-6: 1982 define carga móvel como o “sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço.”

Para efeito de cálculo de pontes rodoviárias, são utilizados veículos de dimensões especiais e valores pré-estabelecidos por norma, que não necessariamente coincidem com as cargas reais que circulam nas estradas (Pinho, 2007).

Estes veículos especiais, chamados Trens-Tipo, são divididos em três classes baseadas no peso em toneladas do veículo-tipo base de cada sistema (Figura 2.20). A utilização das diferentes classes de cargas para o cálculo de pontes fica a critério dos órgãos com jurisdição sobre as mesmas.



**Figura 2.20 - Características das classes de veículos. FONTE: NB-6:1982**

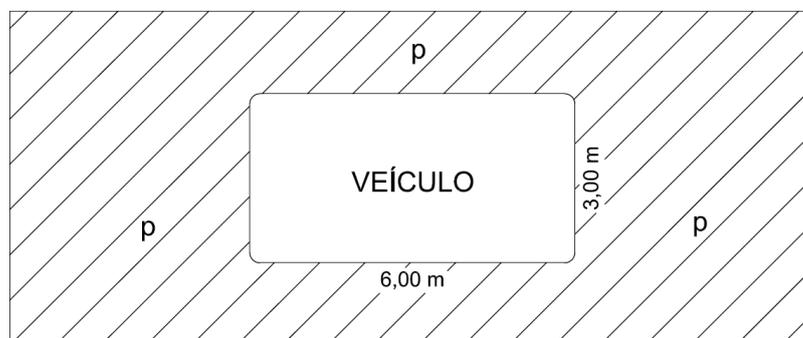
- Classe 45: veículo tipo de 450 kN, 75 kN por roda, com largura de roda de 50 cm e comprimento de contato de 20 cm.

- Classe 30: veículo tipo de 300 kN, 50 kN por roda, com largura de roda de 40 cm e comprimento de contato de 20 cm.
- Classe 12: veículo tipo de 120 kN e 20 kN por roda dianteira e 40 kN para as traseiras, com largura de roda dianteira de 50 cm e traseira de 30 cm e comprimento contato de 20 cm.

Todo veículo tipo apresenta dimensões fixas de 3 m de largura e 6 m de comprimento (Figura 2.21). Ele é composto pelo próprio veículo e por cargas uniformemente distribuídas de intensidade  $p$  e  $p'$ , na pista de rolamento e passeio respectivamente, conforme a Tabela 2.3.

**Tabela 2.3 - Cargas dos Veículos. FONTE: NB-6:1982**

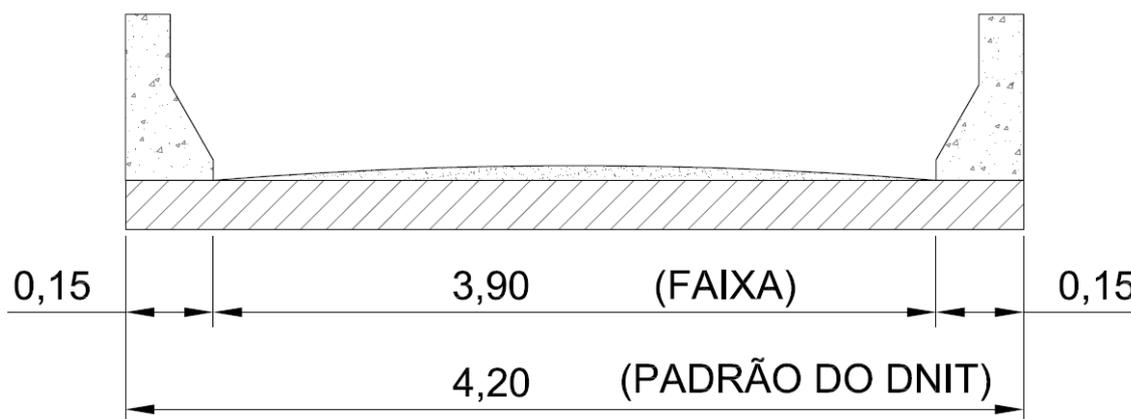
Classe da Ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída		Disposição da carga
	Tipo	Peso Total	P	P'	
		kN	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	
45	45	450	5	3,00	Carga $p$ em toda a pista
30	30	300	5	3,00	Carga $p'$ nos passeios
12	12	120	4	3,00	



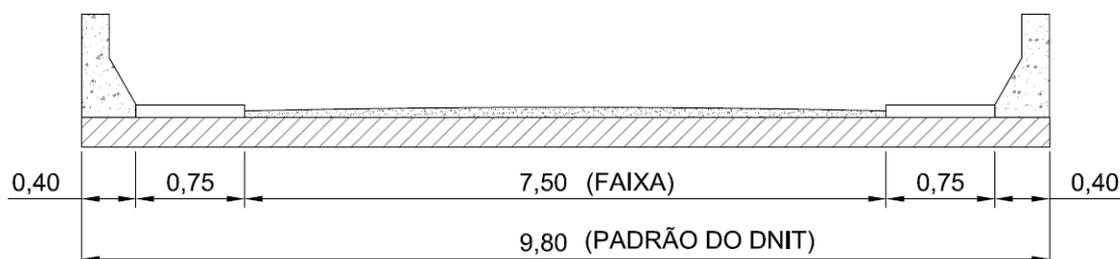
**Figura 2.21 - Características dos veículos. FONTE: NB-6:1982**

Para os cálculos, os veículos devem ser alocados na posição numericamente mais desfavorável, e a porção do carregamento que causa redução das solicitações deve ser desconsiderada. O veículo tipo deve seguir sempre a orientação do tráfego (FERNANDES, 2008).

Para o gabarito de pontes e viadutos, o DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre estabelece os valores horizontais para pista simples (Figura 2.22) e para pista dupla (Figura 2.23).



**Figura 2.22 - Dimensões horizontais para pontes e viadutos em pista simples.**  
**FONTE: PINHO (2007)**



**Figura 2.23 - Dimensões horizontais para pontes e viadutos em pista dupla.**  
**FONTE: PINHO (2007)**

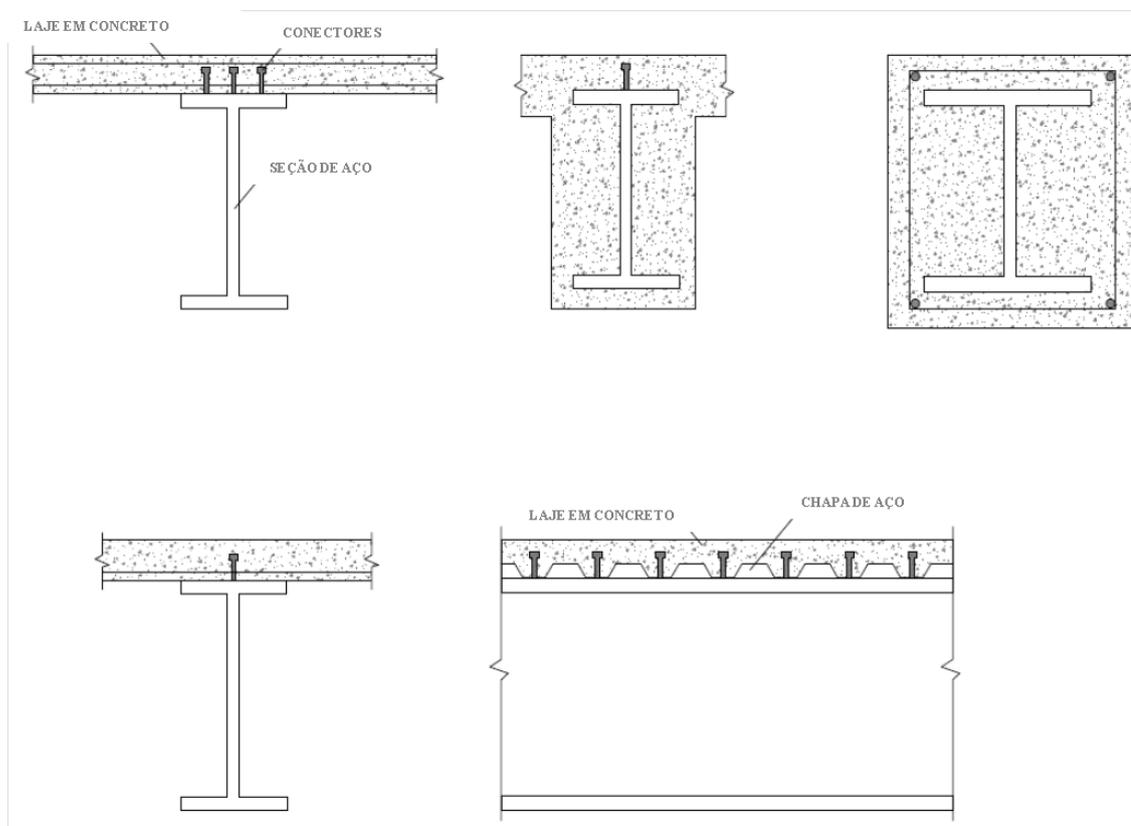
## 2.5. Vigas Mistas de Aço e Concreto

Na construção civil, a escolha de determinado sistema construtivo baseia-se em fatores como eficácia, custo, funcionalidade e durabilidade. Com o avanço tecnológico, materiais distintos são arranjados, objetivando a superação de limites e alcance de novas soluções construtivas que atendam aos requisitos citados acima. Estes materiais são dispostos de modo a configurar uma geometria ótima favorecendo as propriedades desejadas de cada um deles e ampliando consideravelmente a gama de soluções em concreto e aço.

O termo sistema misto pode se referir a qualquer estrutura onde haja uma interação entre materiais diversos tais como concreto e madeira ou concreto e aço. As vigas mistas usuais consistem de perfis “I” de aço, suportando laje de concreto em sua

mesa superior, havendo ligação entre viga de aço e laje, de tal forma que elas funcionem como um conjunto para resistir à flexão em torno de um eixo perpendicular ao plano médio da alma (MACHADO, 1998). Neste sistema a laje de concreto desempenha duas funções: a de laje estrutural e parte do vigamento.

Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas compostos, que podem aparecer com diferentes configurações. Além da viga mista tradicional, outras configurações têm sido desenvolvidas e empregadas. A viga com perfil de aço embebido em concreto, o pilar misto e a viga mista com fôrma metálica fazem parte deste grupo e são apresentados na Figura 2.24 (PFEIL, 2009).



**Figura 2.24 - Estruturas mistas aço-concreto. FONTE: PFEIL(2009)**

Quando a laje desempenha com eficiência sua dupla função em estruturas de edifícios e pontes, esta se mostra como uma excelente solução estrutural já que o trabalho conjunto dos materiais alia a vantagem da boa resistência do aço à tração com a resistência à compressão do concreto.

A utilização de sistemas mistos de aço e de concreto apresenta vantagens básicas como:

- Grande redução de peso do aço;
- diminuição das alturas dos perfis;
- aumento da rigidez pela contribuição do concreto;
- aumento da capacidade de sobrecarga;
- possibilidade do não uso do escoramento;
- aumento da precisão dimensional da construção;
- redução das proteções contra incêndio.

## **2.5.1. Análise Estrutural e Dimensionamento**

### **2.5.1.1. Vigas Isostáticas**

“As estruturas se compõem de uma ou mais peças, ligadas entre si e ao meio exterior de modo a formar um conjunto estável, isto é, um conjunto capaz de receber solicitações externas, absorvê-las internamente e transmiti-las até seus apoios, onde estas solicitantes externas encontrarão seu sistema estático equilibrante.” (SUSSEKIND, 1981).

As vigas são elementos estruturais que trabalham em posição horizontal ou inclinada. Com uma das dimensões consideravelmente superior às outras duas, podem ser encaradas como figura geométrica plana que se desloca ao longo de seu eixo. São projetadas para suportar carregamentos normais à sua direção e transmitirem a um ou mais apoios onde são assentadas. As ações atuantes nas vigas podem ser distribuídas ou concentradas e são representáveis pelo momento fletor, força cortante ou/e força normal.

As vigas isostáticas apresentam um número estritamente necessário de reações para impedir o movimento em qualquer direção e garantir que o sistema mantenha-se em equilíbrio. Quando submetida a um sistema de forças, a estrutura está equilibrada se a resultante das forças atuantes  $\vec{R}$  e seu momento resultante  $\vec{M}$  em relação a qualquer ponto forem nulos.

A análise numérica de vigas é feita a partir do estabelecimento das equações fundamentais da estática, que nos permitem alcançar os esforços solicitantes nas diversas seções da viga em função do carregamento atuante.

Muitas vezes em pontes e viadutos faz-se o uso de vigas isostáticas bi-apoiadas, pois seus apoios livres permitem que a estrutura oscile para receber as solicitações de cargas móveis sem danos à sua estabilidade.

### **2.5.1.2. Linhas de Influência**

Existem dois grandes grupos de ações que solicitam uma estrutura: Cargas permanentes e cargas variáveis.

As cargas permanentes atuam na estrutura ao longo do tempo devido ao seu peso próprio ou materiais suportados. As cargas acidentais podem ou não ocorrer na estrutura e têm origens diversas.

Por terem posição e valores conhecidos os esforços provocados por cargas permanentes e cargas acidentais fixas utilizam um método simplificado de cálculo. As cargas acidentais móveis ocorrem devido a veículos que percorrem a estrutura e exigem um método de análise diferenciado, pois sua posição varia à medida que o veículo se desloca.

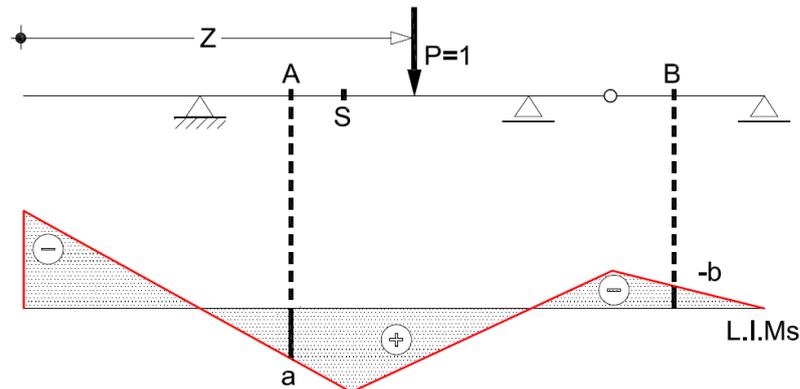
Para reduzir a gama de possibilidades e padronizar os valores de cargas a que pontes e viadutos são expostos, foram criados veículos ideais chamados trens-tipo. Estes “são constituídos por cargas (concentradas ou uniformemente distribuídas), de valores conhecidos e guardando uma distância conhecida, constante, entre si. Desta forma, conhecida a posição de uma das cargas do trem-tipo, conhecemos imediatamente a posição de todas as demais.”

Os esforços internos de estruturas solicitadas por cargas móveis variam com o local de atuação das mesmas, portanto o posicionamento das cargas que provocam os valores máximos e mínimos em uma seção da estrutura deve ser determinado. A delimitação dos valores extremos para o traçado de uma faixa de trabalho é feita com o auxílio de Linhas de Influência.

“Linha de influência de um efeito elástico  $E$  em uma dada seção  $S$  é a representação gráfica ou analítica do valor deste efeito, naquela seção  $S$ , produzido por

uma carga concentrada unitária, de cima para baixo, que percorre a estrutura” (SUSSEKIND, 1981).

A Figura 2.25 exemplifica a LI de um momento fletor de uma seção  $S$  indicada, onde o parâmetro  $x$  determina a posição da carga unitária  $P = 1$  e a ordenada genérica representa o valor do momento fletor na seção  $S$  em função de  $x$ .



**Figura 2.25 - Representação da Linha de Influência de momento Fletor para uma seção S. FONTE: SUSSEKIND(1981)**

Percebe-se que a seção e o efeito analisados são fixos, com variação somente da posição da carga. Assim uma ordenada de LI geralmente se refere ao efeito em outra posição, exceto quando a carga está localizada sobre a própria seção.

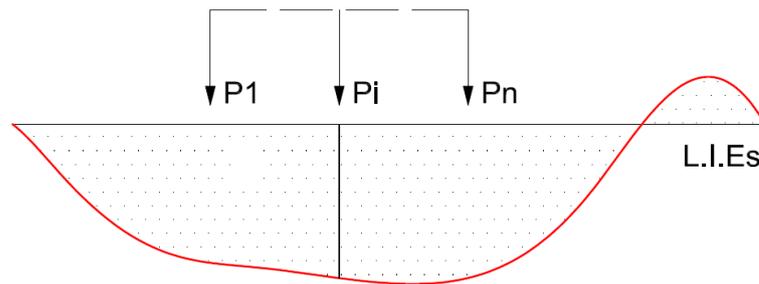
A resolução do problema de pré-dimensionamento de uma estrutura sujeita a cargas móveis baseia-se em duas etapas. Primeiro deve-se traçar a LI para a seção desta estrutura e então, conhecidas as cargas solicitantes, obter os efeitos devido a estas cargas.

A determinação de expressões analíticas das linhas de influência para uma viga isostática, bi-apoiada, submetida a uma carga unitária  $P$  que percorre a estrutura é relativamente simples. Usa-se o equilíbrio das reações verticais e de momentos em relação a um ponto para a definição de  $V_A = \frac{(l-z)}{l}$  e  $V_B = \frac{z}{l}$ , que são as expressões analíticas das linhas de influência para as reações de apoio. Da mesma forma utiliza-se a imposição direta do equilíbrio para determinar as linhas de influência de esforço cortante e momento fletor.

Na etapa seguinte com o posicionamento na estrutura das cargas solicitantes são obtidas as chamadas envoltórias limites de esforços. Estas representam o lugar geométrico dos esforços extremos atuantes na seção da estrutura.

A Figura 2.26 mostra que para uma carga concentrada o valor do efeito produzido é  $P_i \eta_i$  e tratando-se de mais de uma carga e utilizando o princípio da superposição, o valor traduz-se em:

$$E_S = \sum P_i \eta_i \quad (2.1)$$

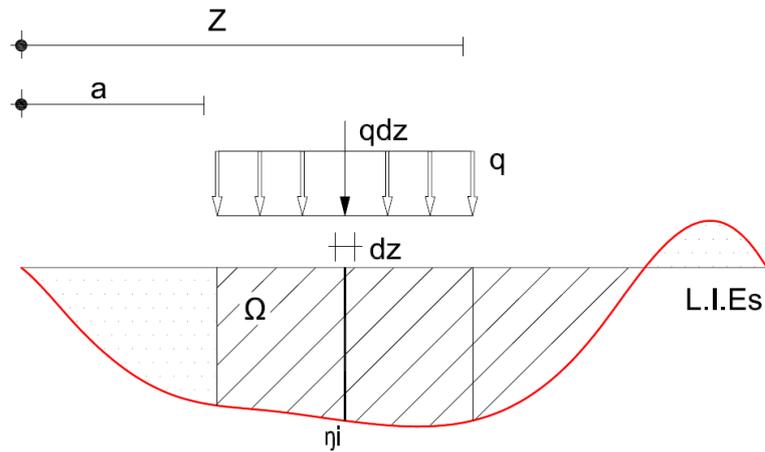


**Figura 2.26 - Representação do efeito de trem-tipo para cargas concentradas.  
FONTE: Baseado em Sussekind (1981)**

Uma carga uniformemente distribuída  $q$  atuando sobre uma área  $\Omega$  na linha de influência é representada na Figura 2.27.

$$E_S = \int_a^b (q d_z) \eta_i \quad (2.2)$$

$$E_S = \int_a^b \eta_i d_z = q\Omega \quad (2.3)$$



**Figura 2.27 - Representação do efeito de trem-tipo para carga distribuída. SUSSEKIND (1981)**

Para os trens-tipo em questão, que são constituídos por cargas concentradas e também carga uniformemente distribuída, e aplicando o efeito da superposição, chega-se à seguinte equação:

$$E_s = (P_i \eta_i + q\Omega) \quad (2.4)$$

Vê-se que para alcance do “efeito produzido por um trem-tipo ocupando uma dada posição sobre a linha de influência (conhecida), basta multiplicar cada carga concentrada do trem-tipo pela ordenada da linha de influência sob ela e cada carga distribuída pela respectiva área de influência, somando-se os resultados” (SUSSEKIND, 1981).

Assim, a faixa de trabalho da estrutura será delimitada pela envoltória dos dois sinais ou entre o diagrama das cargas permanentes e a envoltória obtida.

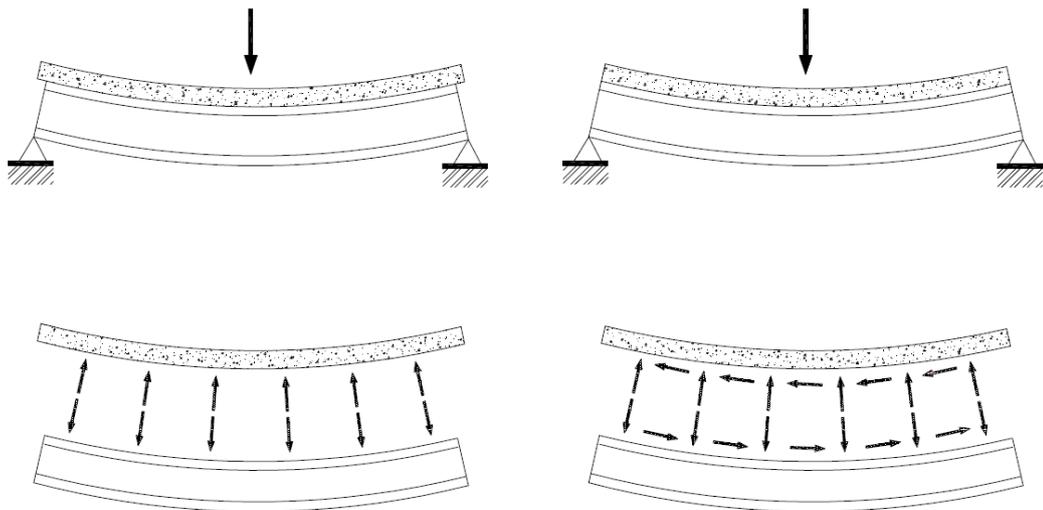
Várias são as posições que as cargas móveis podem ocupar na estrutura e uma vez gerada, a linha de influência é usada para determinar a posição mais desfavorável da carga móvel, onde ocorrerão os efeitos máximos.

Para indução ao efeito máximo positivo de uma solicitação, a carga concentrada deve situar-se de modo que seu maior valor esteja sobre a maior ordenada positiva. O segundo maior valor de carga deve situar-se sobre a segunda maior ordenada positiva e a carga uniformemente distribuída somente sobre as áreas de valores positivos. O

mesmo acontece para as cargas de valores negativos, que devem situar-se sobre as áreas de ordenadas negativas.

## 2.6. Método de dimensionamento de vigas mistas

Não existindo ligação ou atrito na interface da viga mista de aço e concreto, ocorre um deslizamento das superfícies e laje e vigas trabalham isoladamente à flexão, cada elemento suportando sua parcela de carga individualmente. A partir da deformação, cada superfície na interface fica sujeita a diferentes tensões (Figura 2.28).



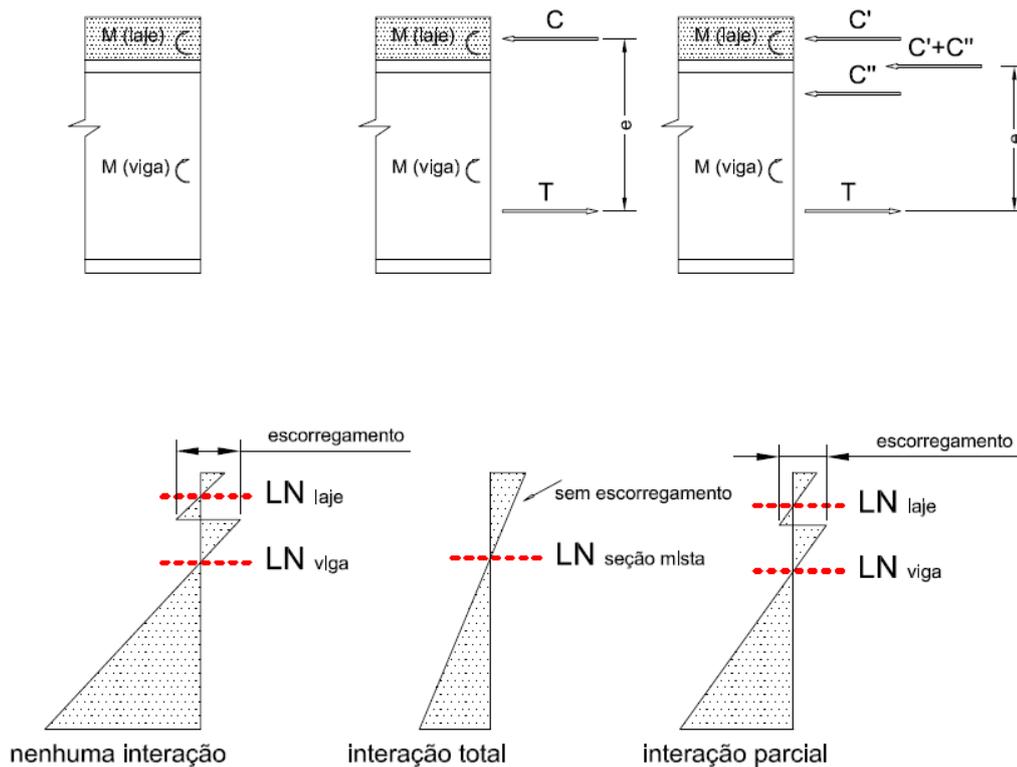
**Figura 2.28 - Comparação de viga fletida sem e com ação mista. FONTE: QUEIROZ (2010)**

A face superior da viga se encurta por apresentar forças de compressão à medida que a face inferior da laje de concreto é alongada por forças de tração. Assim ocorrerá um deslocamento relativo entre as duas superfícies e a formação de eixos neutros independentes, com um dos eixos localizado no centro de gravidade do perfil metálico e o outro no centro de gravidade da laje de concreto.

Os conectores de cisalhamento influenciam largamente o comportamento estrutural da viga mista, pois garantem o trabalho conjunto da seção. Quando ocorre deslocamento relativo significativo entre o aço e o concreto, assume-se que as seções planas permanecem planas e o diagrama de deformações apresenta apenas uma linha neutra. Nessas condições diz-se que existe interação completa aço e concreto.

Quando a conexão não é capaz de transmitir todo o fluxo de cisalhamento que ocorre na interface produz-se um deslizamento entre aço e concreto e diz-se que ocorre uma interação parcial. Neste caso existem duas linhas neutras e sua posição dependerá do grau de interação entre os dois elementos.

A Figura 2.29 representa as três situações de interação entre os elementos mistos.



**Figura 2.29 - Variação de deformação na viga para sistemas misto. FONTE: QUEIROZ (2010)**

O pré-dimensionamento de vigas metálicas para pontes e viadutos em estrutura mista bi-apoiada foi baseado na norma americana AASHTO – Standard Specifications for Highway Bridges – 17ª Edition: 2002 para o modelo é composto por perfis I suportando uma laje maciça de concreto moldada *in loco* sobre pré-laje de concreto.

A norma americana especifica que projetos de lajes de concreto, vigas metálicas e o cálculo de suas tensões devem estar de acordo com o Método do Momento de Inércia Composto, utilizando o módulo de seção elástico para condições de serviço. O Anexo A apresenta as equações utilizadas na sequência de cálculo.

Os resultados das tensões calculadas devem ser consistentes com as propriedades de cada material e a verificação se realiza de acordo com o Método das Tensões Admissíveis, com valores apresentados na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4 - Valores das Tensões Admissíveis. PINHO (2007)**

<b>MATERIAL</b>	<b>TIPO</b>	<b>VALOR</b>
<b>AÇO</b>	Tração nas fibras extremas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão - seção bruta	$0,55f_y$
	Compressão axial nas fibras extremas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão - seção bruta - quando a mesa comprimida é contida lateralmente em todo seu comprimento pela laje de concreto.	$0,55f_y$
	Cisalhamento em almas de vigas.	$0,55f_y$
<b>CONCRETO</b>	Tração - para $f_{ck} > 1,8 \text{ kN/cm}^2$	$0,06f_{ck} + 0,07$
	Compressão	$0,4f_{ck}$

Duas são as situações possíveis na construção de vigas mistas: o sistema escorado e o não-escorado. No primeiro caso toda a carga é suportada pelo escoramento da viga até o concreto atingir resistência suficiente para que a ação mista seja desenvolvida, ou seja, 75% da resistência característica do concreto à compressão. No sistema não-escorado, a viga de aço é calculada isoladamente para suportar as cargas de construção e o peso próprio do concreto fresco, até que este adquira resistência adequada.

Assim, as tensões máximas de tração e compressão no sistema misto não-escorado são a soma das tensões produzidas pelas cargas permanentes antes da cura do concreto agindo sobre a viga de aço isolada e as tensões produzidas pela sobrecarga atuando na seção mista.

A Figura 2.30 apresenta as variáveis para a seção de aço e a Figura 2.31 apresenta as variáveis para a seção mista.

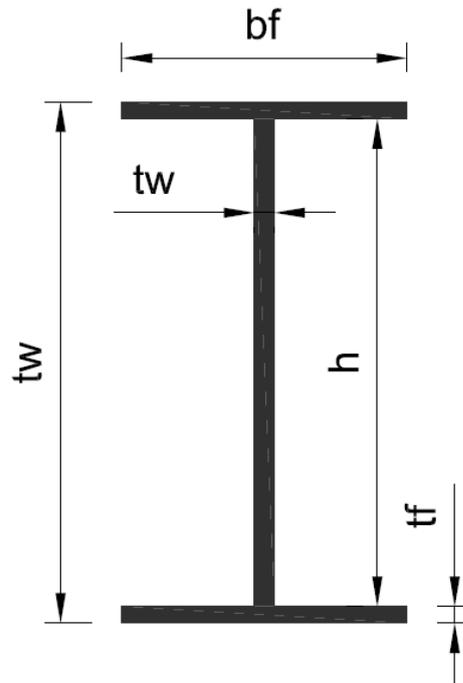


Figura 2.30 – Variáveis para a seção de aço.

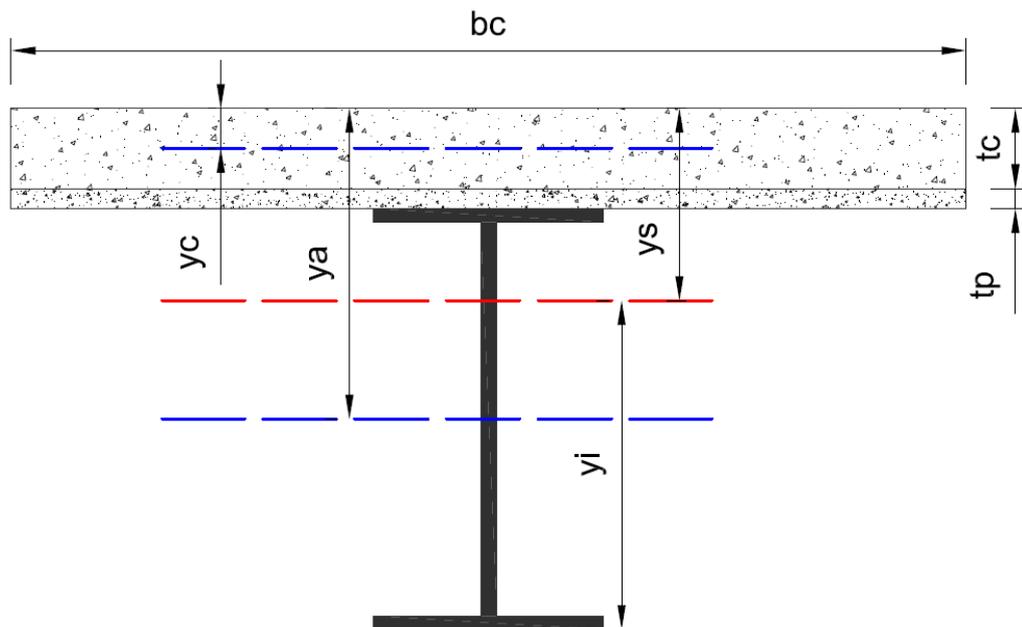


Figura 2.31 – Variáveis para a seção mista.

Sendo:

$d$  a altura externa do perfil

$h$  a altura interna do perfil

$b_f$  a largura da mesa do perfil

$t_f$  a espessura da mesa do perfil

$t_w$  a espessura da lama do perfil

$A_a$  a área da seção do perfil

$I_{ax}$  o momento de inércia do perfil

$W_{ax}$  o módulo de resistência elástico

$E_a$  o módulo de elasticidade do aço

$t_c$  a espessura da laje maciça.

$t_p$  a espessura da pré-laje .

$A_c$  a área da seção de concreto.

$I_{cx}$  o momento de inércia da laje.

$E_c$  o módulo de elasticidade do concreto.

$b_c$  a largura efetiva da laje.

$H = t_c + t_p + d$  a altura da seção mista.

$A$  a área da seção mista.

$L$  é o vão da ponte.

$y_c = \frac{t_c}{2}$  é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade do elemento de concreto.

$y_a = t_c + t_p + \frac{d}{2}$  é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade do elemento de aço.

$y' = y_c + y_a$  é a soma das distâncias da borda superior da laje até o centro de gravidade dos elementos isolados.

$y_s = \frac{\sum Ay'}{\sum A}$  - distância da borda superior da laje ao centro de gravidade da seção mista

$y_i = H - y_s$  é a distância da borda inferior do perfil metálico ao centro de gravidade da seção mista.

As tensões atuantes na seção mista são calculadas a partir de um coeficiente de homogeneização  $\eta_0$ , representado pela relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. O concreto sofre um processo de deformação lenta sob ação de cargas permanentes, o que leva a uma modificação nas tensões em função do tempo.

Para consideração nos cálculos de pontes das cargas de longa duração, usa-se  $\eta_\infty$  definido por  $\eta_0$  multiplicado por três. Sendo  $\eta_0 = \frac{E_a}{E_c}$  a relação do módulo de elasticidade do aço e do concreto para solicitações de curta duração então  $\eta_\infty = 3\eta_0$  é a relação do módulo de elasticidade do aço e do concreto para solicitações de longa duração.

Em sistemas mistos com vigas bi-apoiadas, os elementos devem ser acomodados de modo que o eixo neutro situe-se preferencialmente abaixo da superfície superior do perfil de aço. A porção do concreto na região tracionada deve ser desconsiderada para os cálculos de resistência aos momentos. São descritas a seguir as equações usadas para o cálculo das tensões máximas atuantes na seção mista, onde:

$I_0 = I_{ax} - I_{cx}$  é a soma dos momentos de inércia dos elementos isolados.

$I_x = \sum I_0 + \sum (Ay')^2 - \sum (Ay_s)^2$  é o momento de inércia da seção mista.

$W_a^s = \frac{I_x}{d-y_i}$  é o módulo de resistência superior do aço na seção mista.

$W_a^i = \frac{I_x}{y_i}$  é o módulo de resistência inferior do aço na seção mista.

$W_c^s = \frac{I_x \cdot \eta_0}{H-y_i}$  é o módulo de resistência superior do concreto na seção mista.

$F_b = 0,55f_y$  é a tensão admissível de tração e compressão do aço na flexão.

$F_v = 0,33f_y$  é a tensão admissível de cisalhamento na alma do perfil.

$F_c = 0,40f_{ck}$  é a tensão admissível de compressão no concreto.

$M_{CPA}$  é o momento devido à carga permanente A.

$M_{CPB}$  é o momento devido à carga permanente B.

$M_{CM}$  é o momento devido à carga móvel.

$Q_{CP}$  é o cisalhamento devido à carga permanente .

$Q_{CM}$  é o cisalhamento devido à carga móvel.

$f_{bi} = \frac{M_{CPA}}{W_{ax}} + \frac{M_{CPB}}{W_a^i(\eta_\infty)} + \frac{M_{CM}}{W_a^i(\eta_0)}$  é a tensão máxima na mesa inferior do perfil.

$f_{bs} = \frac{M_{CPA}}{W_{ax}} + \frac{M_{CPB}}{W_a^s(\eta_\infty)} + \frac{M_{CM}}{W_a^s(\eta_0)}$  é a tensão máxima na mesa superior do perfil.

$f_v = \frac{Q_{CP} + Q_{CM}}{h * t_w}$  é a tensão máxima de cisalhamento na alma do perfil.

$f_{cs} = \frac{M_{CPB}}{W_c^s(\eta_\infty)} + \frac{M_{CM}}{W_c^s(\eta_0)}$  é a tensão máxima na face superior da laje .

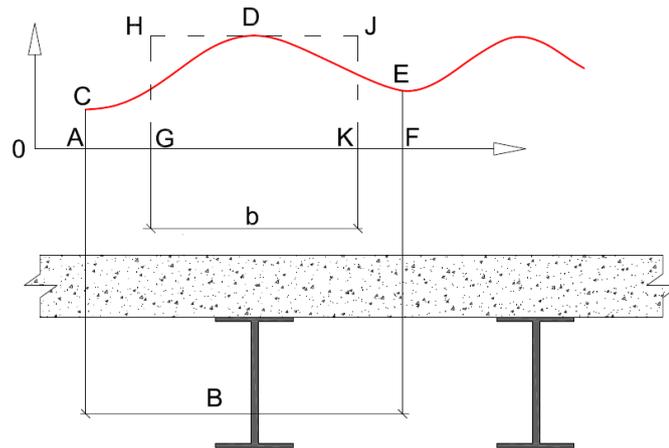
O cisalhamento vertical na viga é calculado como uniformemente distribuído ao longo da área da alma. A laje de concreto e as mesas da seção metálica devem ser desprezadas e a altura da alma do perfil receber todo o esforço cortante que atua no conjunto.

Os conectores de cisalhamento usados na junção da viga de aço com o concreto devem ser capazes de resistir à movimentação horizontal e vertical entre os materiais. Devem ainda permitir a completa compactação do concreto de modo que sua superfície esteja inteiramente em contato com o mesmo.

### 2.6.1. Largura Efetiva da Laje

O sistema de pisos com vigas mistas está sujeito a deformações de cisalhamento no plano da laje de concreto o que gera variações na distribuição das tensões normais ao longo da largura da mesa (efeito *shear lag*). A tensão máxima situa-se sobre a viga e decresce à medida que se afasta da linha de centro. Como a contribuição do elemento de concreto não é inteiramente efetiva em sua extensão, adota-se o conceito de largura efetiva ou colaborante.

A substituição da largura real  $B$  pela largura fictícia  $b$  na Figura 2.32 fornece um valor correto de máxima tensão desde que a área em  $GHJK$  seja igual à área em  $ACDEF$ .



**Figura 2.32 - Representação da largura efetiva na seção mista. QUEIROZ (2001)**

A largura efetiva de cálculo da laje de concreto que compõe a mesa da viga T não deve ser superior a:

- 1/4 do comprimento do vão da viga;
- A distância de centro a centro de vigas;
- 12 vezes a menor espessura da laje.

### 2.6.2. Deformações

Para o cálculo de deformação de vigas laminadas e soldadas usa-se o momento de inércia da área da seção transversal. No caso de vigas mistas a carga é considerada agindo na seção composta e a mesa comprimida contida lateralmente pela laje de concreto.

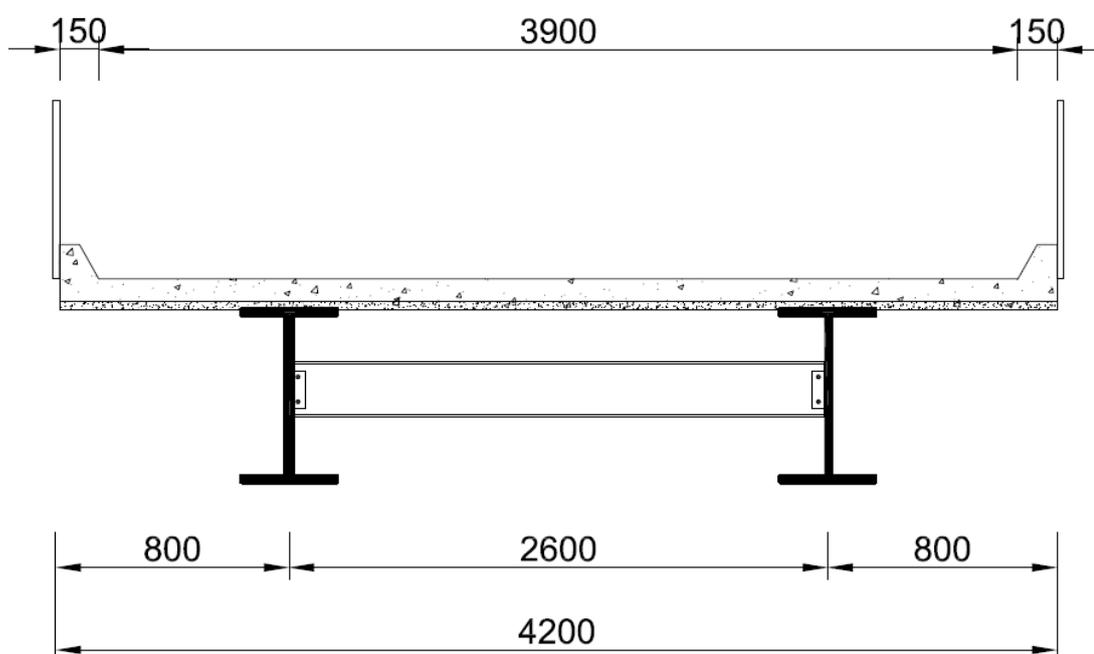
A flecha máxima calculada com trem-tipo de cálculo mais impactado não deve exceder 1/800 do vão, então  $\delta_{adm} = \frac{L}{800}$  é a flecha máxima admissível para pontes e

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{proj} \cdot \frac{L^4}{8} + p_{proj} \cdot L^3 + p_{proj} \cdot (L-3) \cdot (3L^2 - (L-3)^2)}{48E_a I_x}$$

é a flecha de projeto.

### 3. METODOLOGIA PARA O DESENVOLVIMENTO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS

Neste capítulo apresenta-se a metodologia para desenvolvimento de um estudo de variação de parâmetros partindo de um caso típico, apresentado na Figura 3.1, composto por duas vigas metálicas em perfil I, soldado ou laminado, com distância entre eixos de 2,60 m e balanços de 0,80 m. O tabuleiro é formado por pré-laje treliçada de concreto com espessura de 6,00 cm e total de 20,00 cm. Como espessura da laje colaborante de cálculo, considera-se somente a espessura da laje de concreto sobre a pré-laje, ou seja, 14,00 cm.



**Figura 3.1 – Modelo de cálculo para pontes vicinais**

O procedimento compreendeu a análise teórica de vigas mistas de aço e de concreto para pontes rodoviárias de pequeno porte, considerando perfis soldados (PS) e laminados (PL). A seção transversal da ponte foi baseada no padrão do DNIT - Departamento Nacional de Infra Estrutura Terrestre. O material empregado é descrito na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1 – Materiais empregados para o cálculo do modelo**

Peça	Material	E (MPa)	Resistências (MPa)
Viga	Aço	200.000,00	$f_Y = 3500$
Laje	Concreto	23.800,00	$f_{CK} = 250$

A laje de concreto é solidarizada na mesa superior da viga metálica através de conectores mecânicos. O trabalho em questão não considera os cálculos referentes aos conectores de cisalhamento, enrijecedores e diafragmas, já que estes não influenciam no pré-dimensionamento da viga metálica.

A carga permanente, antes da cura do concreto -  $C_{PA}$  - engloba o peso próprio das vigas e da laje de concreto. Apenas a seção transversal do aço contribui para resistir às solicitações acima descritas. A estabilidade lateral da viga metálica na fase de construção é garantida por um contraventamento horizontal provisório, o qual não fez parte do escopo do presente trabalho.

A carga permanente após a cura do concreto -  $C_{PB}$  - diz respeito ao peso próprio do guarda-roda de concreto e do guarda-corpo metálico. As solicitações descritas são suportadas pela seção transversal mista. A mesa superior da viga metálica é contida lateralmente ao longo de seu comprimento pela laje de concreto.

A carga móvel utilizada foi o trem-tipo para pontes de classe 45 da NBR 7188: 1984. Estas foram posicionadas na viga de maneira a provocar as solicitações máximas, determinadas através de linhas de influência. As solicitações de carga móvel mais impacto -  $C_{PM}$  - são resistidas pela seção mista. O coeficiente de impacto vertical é dado por:

$$\varphi = 1,4 - 0,007L \quad (3.1)$$

Onde:

$\varphi$  é o coeficiente de impacto vertical.

O cálculo das solicitações e o pré-dimensionamento da viga mista foram realizados analiticamente utilizando planilhas eletrônicas elaboradas no programa *MathCAD 8 Professional*. As solicitações foram calculadas através do método de Linhas de Influência e os cálculos do pré-dimensionamento adotaram as prescrições da

norma americana AASHTO: 2002. O Anexo A descreve um exemplo do cálculo completo para o perfil metálico laminado W 610 X 74.

Para o pré-dimensionamento das vigas metálicas considerou-se a superestrutura em grelha, o que admite a análise de cálculo com distribuição transversal homogênea das cargas ao longo do vão. Tratando-se de perfis metálicos de seção I, sua rigidez à torção foi desprezada por ser muito inferior à sua rigidez à flexão.

Os perfis soldados estudados foram tirados da tabela da Usiminas Mecânica, considerando a série VS (Viga Soldada) e alguns perfis da tabela B.3 da NBR 5884:2005. Os perfis laminados foram extraídos da tabela da Gerdau Açominas.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Esta seção trata da apresentação e análise dos resultados obtidos no pré-dimensionamento de perfis de vigas mistas de aço e concreto para o modelo estudado, segundo a metodologia descrita no Capítulo 3.

Para vigas de pontes com extremidades articuladas, as tensões de compressão concentram-se no plano superior da linha neutra, enquanto as tensões de tração concentram-se no plano abaixo dessa linha. A Figura 4.1 e a Figura 4.2 apresentam um gráfico das tensões para a seção transversal de uma viga mista bi-apoiada, onde valores máximos incidem nas fibras extremas de cada elemento e seus deslocamentos.

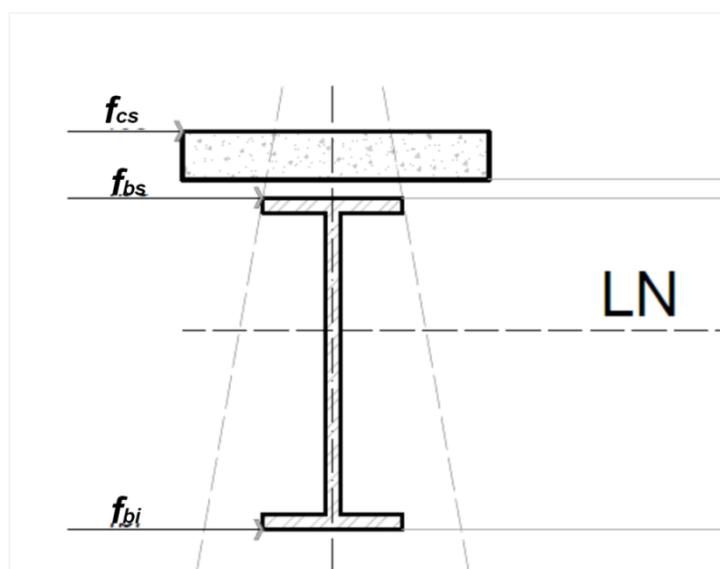


Figura 4.1 – Representação das tensões presentes em vigas mistas bi-apoiadas

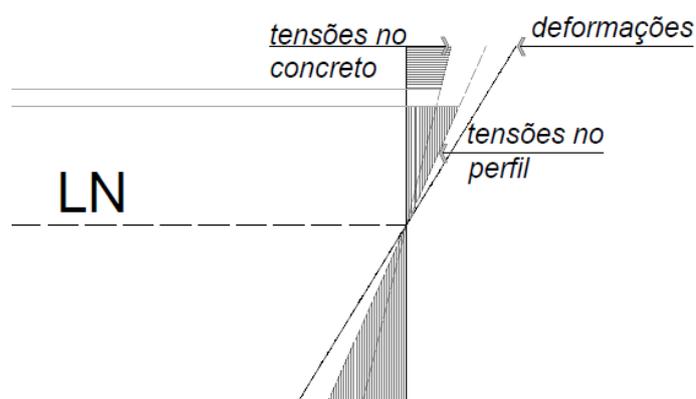


Figura 4.2 – Gráfico de tensões na viga mista de aço e concreto

A Tabela 4.1 e a Tabela 4.2 apresentam os valores de vãos máximos para os perfis laminados e soldados respectivamente. Ainda expõem os valores das tensões encontradas para cada perfil quando utilizados nestes vãos.

**Tabela 4.1 – Vãos máximos para perfis laminados**

PERFIL	Vão Máximo (m)	Tensões Admissíveis (kN/cm <sup>2</sup> )				Flechas (cm)	
		F <sub>b</sub> = 19,30		F <sub>v</sub> = 11,55	F <sub>c</sub> = 1,00		
		Tensões Solicitantes (kN/cm <sup>2</sup> )					
		L <sub>m</sub>	f <sub>bs</sub>	f <sub>bi</sub>	f <sub>v</sub>	f <sub>c</sub>	δ <sub>adm</sub>
W410X38,8	4,00	5,62	19,22	10,72	0,59	0,50	0,22
W410X46.1	4,00	4,40	16,27	9,80	0,55	0,50	0,19
W410X53	4,50	4,63	17,44	9,85	0,60	0,56	0,27
W410X60	5,00	4,94	18,66	10,17	0,64	0,63	0,35
W410X67	5,00	4,14	16,61	8,90	0,61	0,63	0,32
W410X75	5,50	3,53	15,04	8,08	0,58	0,63	0,29
W410X85	6,00	4,51	17,93	7,87	0,66	0,75	0,48
W460X52	4,50	4,29	17,02	8,65	0,55	0,56	0,24
W460X60	5,00	4,38	17,70	8,72	0,58	0,63	0,31
W460X68	5,50	4,46	18,12	8,05	0,60	0,69	0,38
W460X74	6,00	4,74	19,05	8,48	0,63	0,75	0,47
W460X82	6,00	4,09	17,34	7,71	0,60	0,75	0,43
W460X89	6,50	4,31	18,02	7,54	0,62	0,81	0,51
W460X97	7,00	4,49	18,79	7,18	0,66	0,86	0,61
W460X106	7,50	4,48	19,24	6,69	0,71	0,94	0,71
W530X66	5,50	4,12	17,67	7,01	0,54	0,69	0,33
W530X72	6,00	4,27	18,32	7,23	0,56	0,75	0,40
W530X74	6,00	4,10	17,80	6,71	0,55	0,75	0,39
W530X82	6,50	4,12	18,03	7,12	0,56	0,81	0,46
W530X85	6,50	4,00	17,64	6,56	0,56	0,81	0,44
W530X92	7,00	3,96	17,91	6,84	0,58	0,88	0,52
W530X101	7,50	3,82	18,02	6,59	0,62	0,94	0,60
W530X109	8,00	4,02	18,58	6,38	0,66	1,00	0,69
W610X101	8,00	4,02	18,37	6,16	0,60	1,00	0,62
W610X113	8,50	4,27	17,99	5,92	0,62	1,06	0,68
W610X125	9,50	5,02	19,28	5,83	0,70	1,19	0,89
W610X140	10,00	5,25	18,64	5,40	0,72	1,25	0,95
W610X155	11,00	5,72	19,15	5,79	0,78	1,38	1,18
W610X174	11,50	5,88	18,23	5,35	0,80	1,44	1,22

Tabela 4.2 – Vãos máximos para perfis soldados

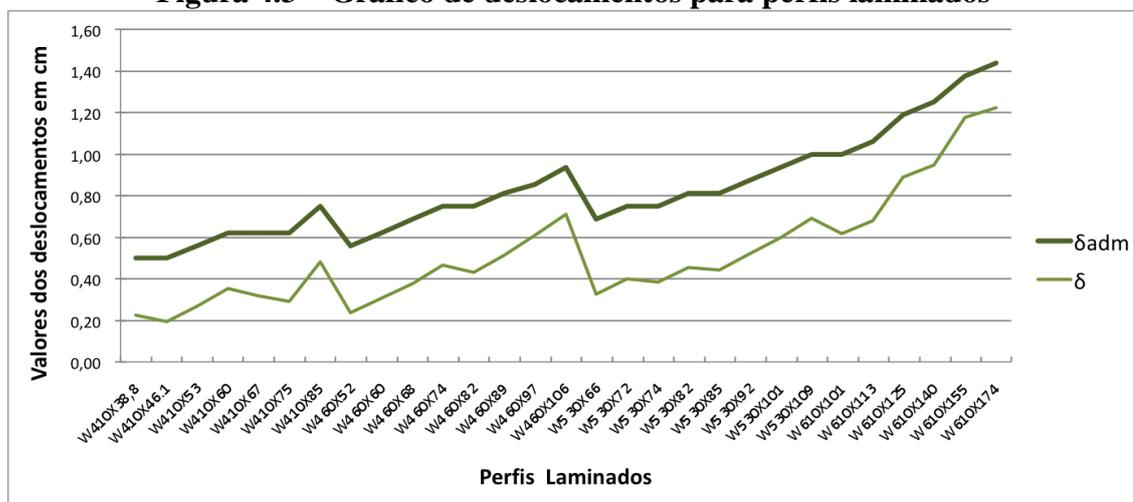
PERFIL	Vão Máximo (m)	Tensões Admissíveis (kN/cm <sup>2</sup> )				Flechas (cm)	
		F <sub>b</sub> = 19,30	F <sub>v</sub> = 11,55	F <sub>c</sub> = 1,00			
		Tensões Solicitantes (kN/cm <sup>2</sup> )				δ <sub>adm</sub>	δ
		L <sub>m</sub>	f <sub>bs</sub>	f <sub>bi</sub>	f <sub>v</sub>		
VS 450X51	4,50	4,15	16,84	10,36	0,54	0,56	0,24
VS 450X59	5,00	4,21	17,44	10,99	0,57	0,63	0,31
VS 450X60	5,00	4,06	17,00	11,15	0,57	0,63	0,30
VS 450X70	5,00	3,13	14,50	11,15	0,53	0,63	0,27
VS 450X71	5,00	3,10	14,41	11,34	0,53	0,63	0,26
VS 450X80	5,00	2,51	12,77	11,50	0,51	0,63	0,24
VS 450X83	5,00	2,30	12,18	11,33	0,50	0,63	0,23
VS 450X95	4,00	4,34	17,93	10,07	0,34	0,50	0,20
VS 500X61	5,50	4,30	18,38	10,34	0,56	0,69	0,36
VS 500X73	6,00	3,96	17,63	10,92	0,56	0,75	0,41
VS 500X86	6,50	3,63	16,79	11,50	0,56	0,81	0,46
VS 500X97	6,00	2,38	13,08	11,23	0,50	0,75	0,32
VS 550X71	6,00	3,96	17,74	7,69	0,53	0,75	0,37
VS 550X82	7,00	4,30	19,15	8,34	0,58	0,88	0,54
VS 550X92	7,50	4,00	18,83	8,59	0,61	0,94	0,61
VS 550X102	8,00	3,76	18,64	8,82	0,64	1,00	0,69
VS 600X98	8,00	3,74	18,33	8,16	0,59	1,00	0,62
VS 600X111	9,00	4,34	19,24	8,56	0,66	1,13	0,82
VS 600X124	9,50	4,50	18,60	8,75	0,68	1,19	0,88
VS 600X140	10,50	5,12	19,05	9,31	0,75	1,31	1,09
VS 650X98	8,50	4,15	19,10	7,60	0,60	1,06	0,67
VS 650X102	8,50	4,07	18,45	7,69	0,59	1,06	0,65
VS 650X114	9,50	4,64	19,18	8,04	0,65	1,19	0,84
VS 650X155	11,50	5,54	18,54	8,93	0,75	1,44	1,18
VS 700X117	10,00	4,91	19,12	7,59	0,64	1,25	0,86
VS 700X137	11,00	5,30	18,65	7,96	0,68	1,38	1,01
VS 700X166	12,50	5,96	18,45	8,53	0,75	1,56	1,28
VS 750X125	10,50	5,01	18,21	7,20	0,62	1,31	0,85
VS 750X140	11,50	5,50	18,50	7,53	0,67	1,44	1,02
VS 750X170	13,50	6,53	19,22	8,16	0,77	1,69	1,42
VS 800X129	11,00	5,24	18,16	6,86	0,61	1,38	0,86
VS 800X152	12,50	5,87	18,24	7,27	0,68	1,56	1,10
VS 800X173	14,00	6,65	18,93	7,73	0,75	1,75	1,40
VS 850X139	12,50	6,08	19,24	6,77	0,66	1,56	1,08
VS 850X155	13,50	6,45	19,12	7,04	0,70	1,69	1,24
VS 850X188	15,50	7,26	19,20	7,56	0,77	1,94	1,61
VS 900X142	13,00	6,26	19,11	6,49	0,65	1,63	1,09
VS 900X159	14,00	6,60	18,93	6,73	0,68	1,75	1,24
VS 900X191	16,00	7,34	18,91	7,21	0,75	2,00	1,58
VS 950X146	13,50	6,43	18,98	6,23	0,64	1,69	1,10
VS 950X162	14,50	6,73	18,76	6,45	0,67	1,81	1,24
VS 950X194	16,50	7,41	18,65	6,89	0,74	2,06	1,56
VS 1000X161	15,00	6,96	19,02	6,16	0,66	1,88	1,26

**Tabela 4.2 – Continuação - Vãos máximos para perfis soldados**

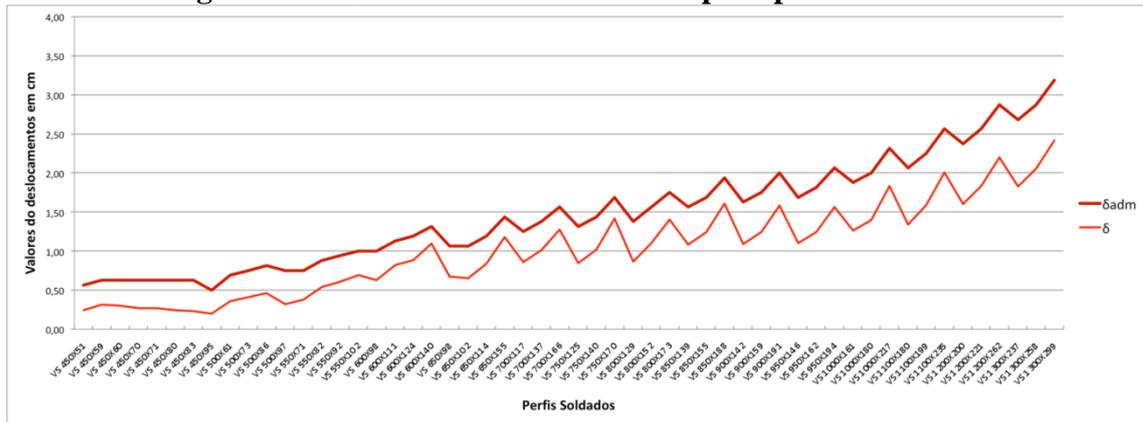
<b>VS 1000X161</b>	<b>15,00</b>	6,96	19,02	6,16	0,66	1,88	1,26
<b>VS 1000X180</b>	<b>16,00</b>	7,17	18,54	6,37	0,69	2,00	1,39
<b>VS 1000X217</b>	<b>18,50</b>	8,06	18,78	6,85	0,77	2,31	1,83
<b>VS 1100X180</b>	<b>16,50</b>	7,54	18,73	4,89	0,67	2,06	1,34
<b>VS 1100X199</b>	<b>18,00</b>	8,07	19,03	5,10	0,72	2,25	1,59
<b>VS 1100X235</b>	<b>20,50</b>	8,81	19,07	5,46	0,78	2,56	2,01
<b>VS 1200X200</b>	<b>19,00</b>	8,39	19,20	4,75	0,70	2,38	1,60
<b>VS 1200X221</b>	<b>20,50</b>	8,78	19,16	4,93	0,74	2,56	1,83
<b>VS 1200X262</b>	<b>23,00</b>	9,28	18,73	5,24	0,79	2,88	2,20
<b>VS 1300X237</b>	<b>21,50</b>	9,40	19,27	3,51	0,74	2,68	1,83
<b>VS 1300X258</b>	<b>23,00</b>	9,71	19,23	3,63	0,78	2,88	2,06
<b>VS 1300X299</b>	<b>25,50</b>	10,09	18,80	3,84	0,82	3,19	2,42

A Figura 4.3 e Figura 4.4 relacionam os deslocamentos sofridos pela viga mista quando atinge seu vão final. O valor de  $\delta_{adm}$  (flecha máxima admissível) não é superado por  $\delta$  (flecha de projeto) em nenhum dos casos, pois se tratando de pontes vicinais a relação entre o vão e a largura da ponte é mantida baixa. Assim, os valores de tensões máximas na seção transversal são alcançados antes da flecha na viga atingir seu limite.

**Figura 4.3 – Gráfico de deslocamentos para perfis laminados**



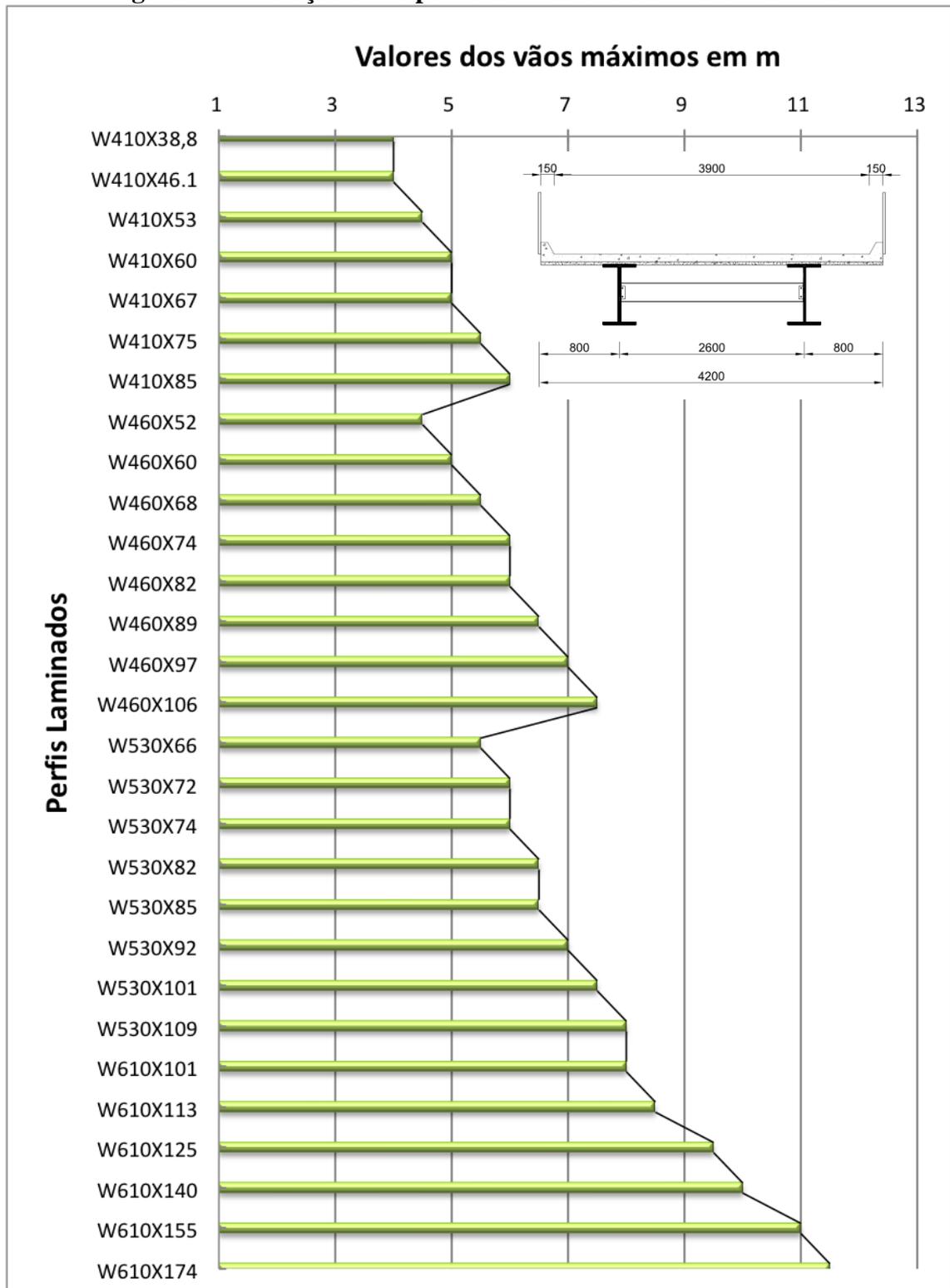
**Figura 4.4 – Gráfico de deslocamentos para perfis soldados**



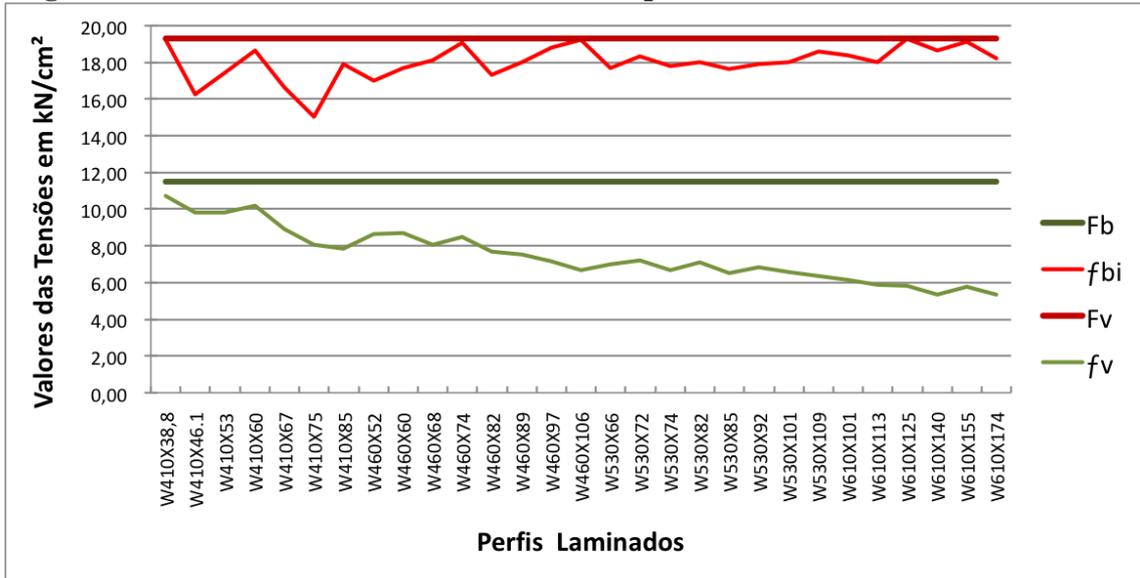
A Figura 4.5 relaciona os perfis laminados aos valores dos vãos máximos, que variam, para o modelo estudado, de 4,00 m a 11,50 m. A Figura 4.6 apresenta os valores das tensões atingidas pelo perfil quando alcança seu vão máximo. Foram relacionados somente os valores de  $f_{bi}$  (tensão máxima na mesa inferior do perfil) e  $f_v$  (tensão máxima de cisalhamento na alma do perfil) por serem os itens que determinam os valores dos vãos admissíveis.

Analisando os dois gráficos citados, percebe-se que o aumento do valor do vão está diretamente relacionado ao aumento da massa linear dos perfis dentro do grupo de mesma altura. Neste caso o  $f_{bi}$  foi o fator que determina o vão para todos os perfis laminados.

**Figura 4.5 – Relação entre perfis laminados e seus vãos máximos**



**Figura 4.6 - Valores das tensões máximas dos perfis laminados nos vãos máximos**

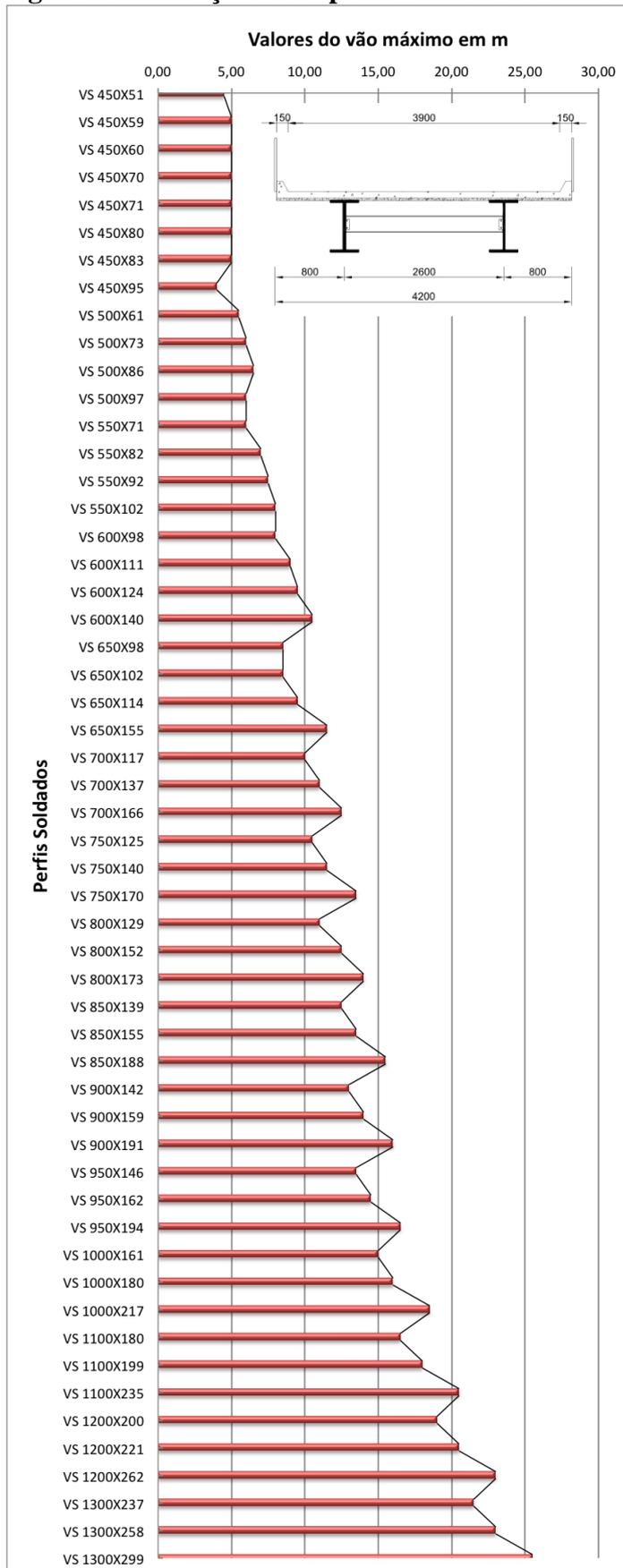


A Figura 4.7 expressa os valores de vão máximo à medida que aumentam a altura e massa linear do perfil soldado. Os números atingidos para estes perfis oscilam de 4,50 m a 25,50 m.

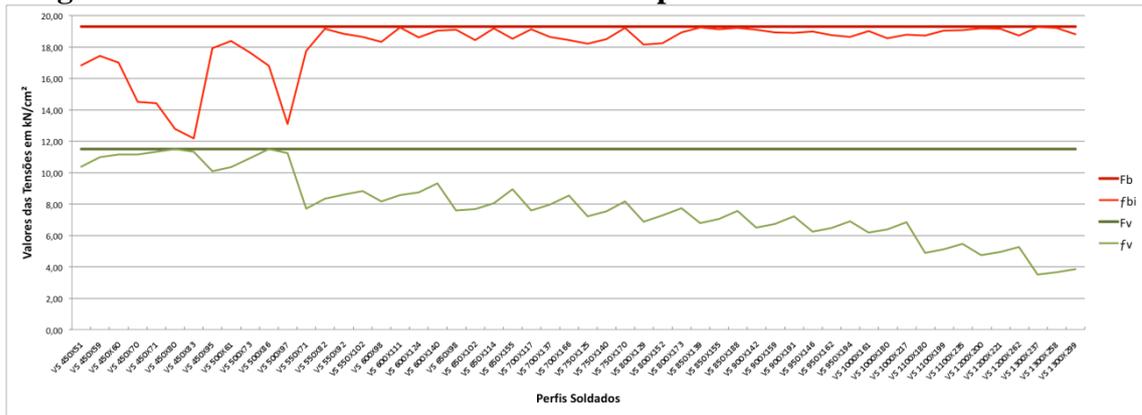
A Figura 4.8 apresenta as tensões atuantes no perfil soldado quando em seu vão máximo, que tem sua variação para as peças de altura até 500 mm determinada pelo valor de  $f_v$ . Neste grupo os valores do vão máximo oscilam pouco, já que a força de cisalhamento é resistida somente pela alma do perfil e estas não apresentam diferença apreciável de área, mantendo sua espessura constante e altura com pouca alteração.

Para os perfis com altura acima de 500 mm, foi observado o acréscimo de valor à do aumento da massa linear dentro do grupo de mesma altura, tendo o  $f_{bi}$  alcançado os valores limítrofes antes que quaisquer outras tensões atuantes na seção mista.

**Figura 4.7 - Relação entre perfis soldados e seus vãos máximos**



**Figura 4.8 - Valores das tensões máximas dos perfis soldados nos vãos máximos**



## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

---

### 5.1.1. Conclusões

A aplicação de estruturas em concreto e aço permite valorizar as melhores características de cada material. Entretanto, o comportamento mecânico de sistemas mistos ainda é um desafio para os profissionais da área. O aprimoramento do processo de dimensionamento e construção deste tipo de estrutura permite apurar o conhecimento sobre a ação conjunta dos materiais e seu emprego em diferentes situações.

A revisão bibliográfica evidenciou a carência de estudos nacionais a respeito de estruturas mistas de aço e de concreto para pontes em pequenos vãos em contraste a ampla variedade de trabalhos referentes a vigas mistas em concreto e madeira para estruturas deste porte. Ainda demonstrou a falta de regulamentação a nível nacional para pontes em estruturas mistas de aço e concreto, tendo sido necessário fazer o uso da Norma Americana AASHTO: 2002 para execução dos cálculos de dimensionamento dos perfis na seção mista.

Este trabalho objetivou contribuir com o emprego de estruturas mistas de aço e concreto para pontes em estradas vicinais, propondo uma análise simplificada do uso de diferentes perfis laminados e soldados. Foi definido um modelo no qual a estrutura principal é constituída por laje em concreto armado e viga metálica em perfil I, com foco em aspectos essencialmente ligados ao pré-dimensionamento da viga e avaliação de dois tipos de perfis com dimensões padronizadas em tabela.

Os resultados numéricos demonstraram a viabilidade técnica de ambos os tipos de perfis, soldado e laminado, para pontes em vigas mistas de aço e concreto com vãos de até 25,50 m, estas situadas em localidades onde não se justifica o emprego de estruturas complexas.

As tabelas geradas podem auxiliar o emprego de perfis metálicos no pré-dimensionamento de pontes em estradas vicinais. Os resultados do trabalho servem para assistir a inicialização do processo de projeto e não devem ser utilizados para definir a estrutura final da ponte, pois foram baseados em um modelo genérico com hipóteses pré-definidas simulando uma situação de cálculo. Para o estabelecimento da estrutura permanente de um projeto devem ser levadas em conta as características específicas de cada circunstância.

### **5.1.2. Sugestões**

Um aspecto que deve ser levado em conta para futuras pesquisas está relacionado à análise da viabilidade econômica do uso desse tipo de estrutura para pontes com pequenos vãos, objetivando maior eficiência na escolha do sistema estrutural.

Propõem-se os seguintes tópicos para trabalhos futuros pertinentes ao estudo de vigas mistas de aço e de concreto para pontes rodoviárias de pequenos vãos:

- Avaliar os efeitos de fadiga nos perfis metálicos constituintes dos modelos estruturais;
- Avaliar o efeito da aceleração da frenagem e da força centrífuga no modelo estrutural;

## ***REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS***

---

ANDRADE, R.G.M. (2007). **Pontes protendidas de madeira: alternativa técnico-econômica para vias rurais**. Monografia de Graduação Programa de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, ES.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2005). **NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por Arco elétrico – Requisitos Gerais**. Rio de Janeiro, ABNT.

\_\_\_\_\_. (1982). **NBR 7188: Carga móvel para pontes rodoviárias e passarela de pedestres**. Rio de Janeiro, ABNT.

\_\_\_\_\_. (2003). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, ABNT.

\_\_\_\_\_. (1982). **NB-6: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. Rio de Janeiro, ABNT.

AASHTO. (2002). **Standand Specification for Highway Bridges**. 17<sup>o</sup> Edition.

FERNANDES, W. L. (2008). **Software para análise e dimensionamento de vigas mistas aço-concreto em pontes rodoviárias**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG.

FIALHO, A. P. F. (2004). **Passarelas Urbanas em estrutura de aço**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, MG.

JÚNIOR, C. C. ET AL. (2006). **Manual de projeto e construção de pontes de madeira**. Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira. Departamento de Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

JUNIUS. **Elevado da Linha Vermelha.** Disponível em: <[http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/5/5c/Linha\\_Vermelha.JPG](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/5/5c/Linha_Vermelha.JPG)>. Acesso em: 13 out. 2011.

MACHADO, R. M. (1998). **Estudo teórico-experimental de elementos estruturais de perfis de aço misto.** Dissertação de Mestrado do Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG.

NGUYEN, M. L. **The Ponte Fabricio, over the Tiber, and the Isola Tiberina (Rome).** View from the Lungotevere Pierleoni. Disponível em: <[http://it.wikipedia.org/wiki/File:Ponte\\_Fabricio\\_Rome\\_Pierleoni.jpg](http://it.wikipedia.org/wiki/File:Ponte_Fabricio_Rome_Pierleoni.jpg)>. Acesso em: 13 out. 2011.

NOGUEIRA, V. **Ponte São Ângelo (Roma).** Disponível em: <<http://valdo-nogueira.blogspot.com/2010/08/23-de-agosto-de-2010.html>>. Acesso em: 13 out. 2011.

PASCOAL, D. R. **Ponte de Ferro sobre o rio Severn.** Disponível em: <<http://thaa2.wordpress.com/category/daniel-rodriques-pascoal/>>. Acesso em: 13 out. 2011.

PFEIL, M.; PFEIL, W. (2009). **Estruturas de aço: dimensionamento prático.** LTC Editora, 336p.

PINHO, F. O. ; BELLEI, I.H (2007). **Pontes e viadutos em vigas mistas.** Manual de Construções em Aço, Instituto Brasileiro de Siderurgia, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, RJ.

PONTES, H. **Elevado da Perimetral.** Disponível em: <<http://oglobo.globo.com/rio/mat/2010/07/15/demolicao-do-elevado-da-perimetral-comeca-entre-meados-de-2012-inicio-de-2013-vai-durar-um-ano-917162870.asp>>. Acesso em: 13 out. 2011.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.(2001). **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte. Editora O Lutador.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J (2010). **Estruturas mistas. Vol.1** Manual de Construções em Aço, Instituto Aço Brasil, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, RJ.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J (2010). **Estruturas mistas. Vol.2** Manual de Construções em Aço, Instituto Aço Brasil, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, RJ.

SEMERARO, S. **Ponte Céstio (Roma)**. Disponível em: <<http://www.photographyblogger.net/day-13-rome-italy/>>. Acesso em: 13 out. 2011.

SIDERBRÁS.(1989). **Pontes Rodoviárias Metálicas**. Brasília,DF.

SORIANO, J.; MASCIA, N.T. (2009). **Estruturas mistas e madeira-concreto: uma técnica racional para pontes de estradas vicinais**. Scielo Brasil. Ciência Rural.vol.39.no.4. Santa Maria,SP.

SOUZA, C.R. (2004). **Utilização de estruturas mistas na recuperação da capacidade de carga das pontes de madeira do Estado de Mato Grosso do Sul**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós graduação em Engenharia Civil. Faculdade de engenharia de Ilha Solteira. Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira, SP.

SUSSEKIND, J. C. (1981). **Curso de análise estrutural - Volume I - Estruturas Isostáticas**. 6ª Edição. Editora Globo. Porto Alegre/ Rio de Janeiro.

TRISTÃO, G. A.(2002). **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP.

## ANEXO A

### SEQUÊNCIA DE CÁLCULO PARA VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO, EM PONTES VICINAIS, UTILIZANDO O PERFIL LAMINADO W 610 X 74 SEGUINDO DIRETRIZES DA NORMA AASHTO: 2002

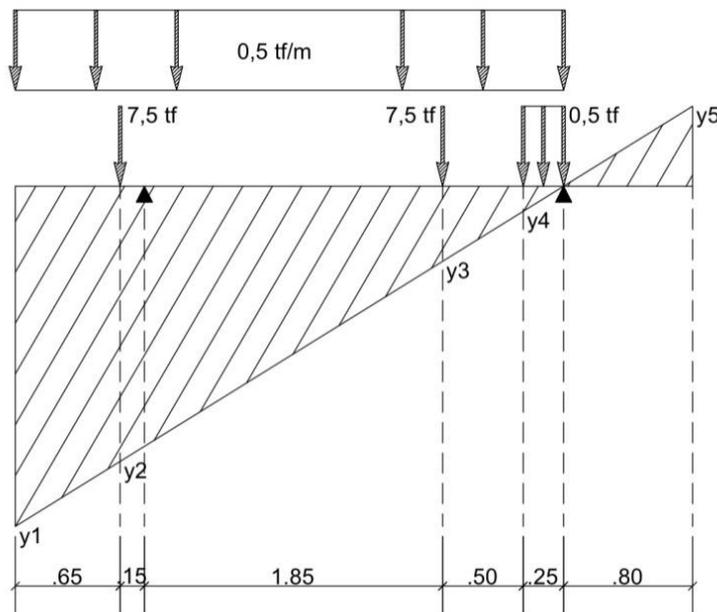
$$L = 6 \text{ m (variável)}$$

$$C_{pa} = 12,12 \frac{kN}{m} = 0,1217kN/cm$$

$$C_{pb} = 0,65 \frac{kN}{m} = 0,0065kN/cm$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 * L = 1,358$$

#### LINHAS DE INFLUENCIA



$$y_1 = 1,25$$

$$y_2 = 1,06$$

$$y_3 = 0,028$$

$$y_4 = 0,096$$

$$y_6 = 0,025$$

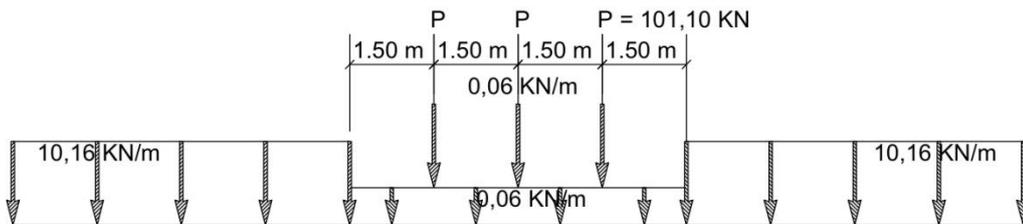
### Cálculo do trem-tipo

$$P = 101,10 \text{ kN}$$

$$q_1 = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Região do veículo)}$$

$$q_2 = 10,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Fora do veículo)}$$

#### TREM-TIPO DE NORMA



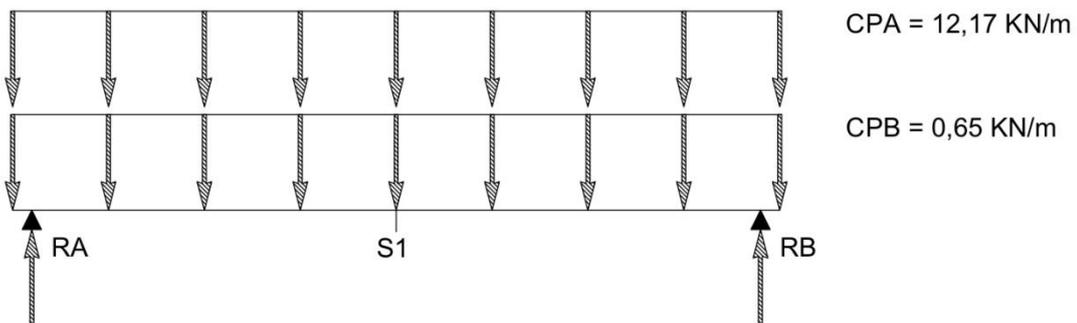
### Trem-tipo de projeto + impacto

$$P_{proj} = \left( P - \left( \frac{q * L}{3} \right) \right) * \varphi = 109,86 \text{ kN}$$

$$q_p = q_2 * \varphi = 13,80 \text{ kN/m}$$

### Cálculo dos esforços

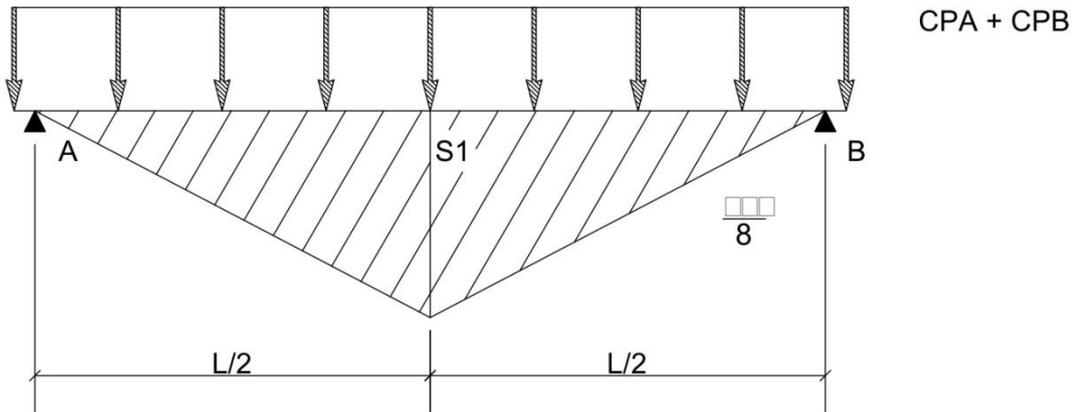
#### PERMANENTES



$$R_a = R_b = 38,46 \text{ kN} \text{ (Seção A e Seção B)}$$

$$R_a = R_b = 0 \text{ (Seção I)}$$

**MOVEL**



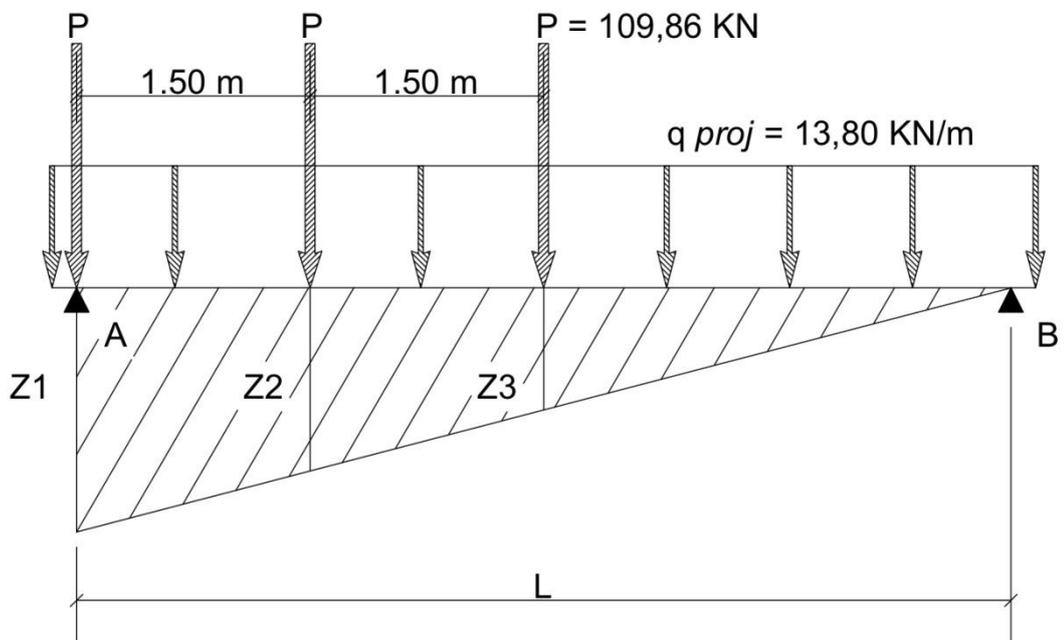
$$M_a = M_b = 0 \text{ (Seção A e Seção B)}$$

$$M_a = 54,76 \text{ kNm (Seção I)}$$

$$M_b = 2,93 \text{ kNm (Seção I)}$$

**Móveis**

**SECAO A = - SECAO B**



$$z_1 = 1$$

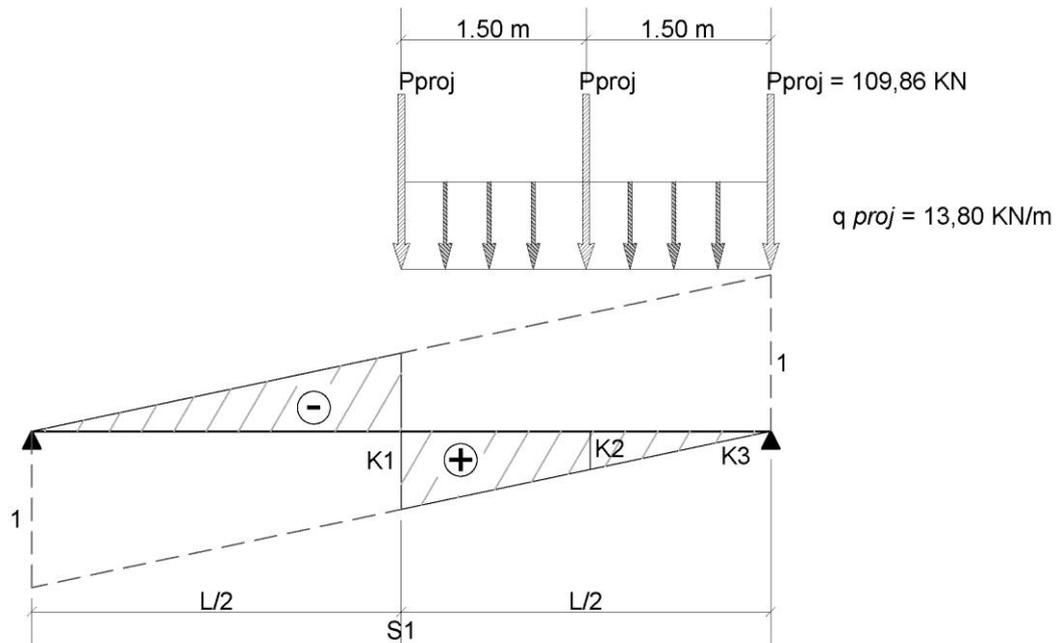
$$z_2 = 0,75$$

$$z_3 = 0,50$$

$$M_a = M_b = 0$$

$$Q_A = 28,58 \text{ kN}$$

### SECAO 1 – CORTANTE



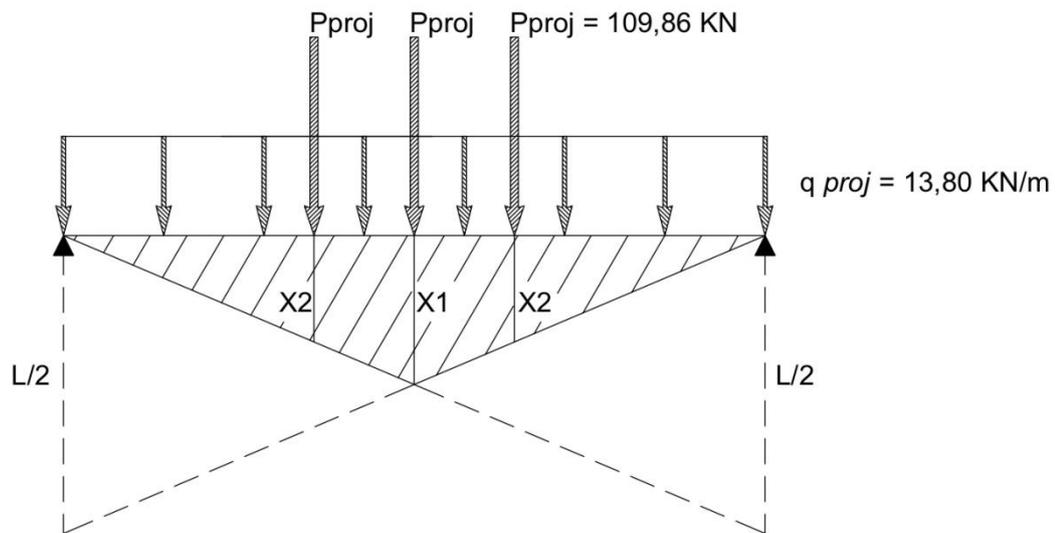
$$k_1 = 0,5$$

$$k_2 = 0,25$$

$$k_3 = 0$$

$$Q_1 = 92,74 \text{ kN}$$

### SECAO 1 – MOMENTO



$$x_1 = 1,5$$

$$x_2 = 0,75$$

$$M_1 = 391,68 \text{ kN}$$

### Cálculo das propriedades da seção de aço

O cálculo foi feito para o perfil laminado W 610 X 174, o qual tem as seguintes dimensões e propriedades geométricas:

$$d = 616 \text{ mm}$$

$$b_f = 325 \text{ mm}$$

$$t_w = 14,0 \text{ mm}$$

$$t_f = 21,6 \text{ mm}$$

$$h = 573 \text{ mm}$$

$$A_a = 222,8 \text{ mm}$$

$$I_{ax} = 147754 \text{ cm}^2$$

### Cálculo das propriedades da seção de aço

A largura efetiva da laje será o menor dos valores:

- $\frac{1}{4}$  do vão
- Distância entre as vigas
- 12 vezes a espessura da laje

Logo:

$$b_c = 150 \text{ cm}$$

$$t_c = 14 \text{ cm}$$

$$t_p = 6 \text{ cm}$$

**Relação  $E_a/E_c$  (Calculada conforme a NBR 8800: 2008)**

$$E_c = 0,85 * 5600\sqrt{25} = 23800 M_{PA}$$

$$\eta_0 = \frac{E_a}{E_c} = \frac{200000}{23800} = 8,4$$

$$\eta_\infty = 3 * 8,4 = 25,2$$

**Cálculo com  $\eta_0 = 8,4$**

	A (cm <sup>2</sup> )	y' (cm)	Ay'	A(y') <sup>2</sup>	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
Laje	150*(14/8,4)= 250	(tc/2)=7	1750	12250	4083,33
Seção de aço	222,8	(d/2+t <sub>c</sub> + t <sub>p</sub> ) = 50,8	11318,24	574966,59	147754
Total	472,8		13068,24	587216,59	151837,33

$$y_s = \frac{\sum Ay'}{\sum A} = \frac{13068,4}{472,8} = 27,64 \text{ cm}$$

$$y_i = 81,6 - y_s = 81,6 - 27,64 = 53,96 \text{ cm}$$

$$I_x = \sum I_0 + \sum (Ay')^2 - \sum (Ay_s)^2 = 151837,33 + 587216,59 - 472,8 * 27,64^2 \\ = 377849,09 \text{ cm}^4$$

**Cálculo com  $3\eta_0 = 25,2$**

	A (cm <sup>2</sup> )	y' (cm)	Ay'	A(y') <sup>2</sup>	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
Laje	150*(14/25,2)= 83,33	7	583,31	4083,17	1361,11
Seção de aço	222,8	50,8	11318,24	574966,59	147754
Total	306,13		11901,55	579049,76	149115,11

$$y_s = \frac{\sum Ay'}{\sum A} = \frac{11901,55}{306,13} = 38,87 \text{ cm}$$

$$y_i = 81,6 - y_s = 81,6 - 38,87 = 42,72 \text{ cm}$$

$$I_{3x} = \sum I_0 + \sum (Ay')^2 - \sum (Ay_s)^2 = 149115,11 + 579049,76 - 306,13 * 38,87^2 \\ = 265640,12 \text{ cm}^4$$

**Cálculo dos módulos de resistência para  $\eta_0 = 8,4$**

$$W_a^s = \frac{I_x}{d-y_i} = \frac{377849,09}{61,6-53,96} = 49456,69 \text{ cm}^2$$

$$W_a^i = \frac{I_x}{y_i} = \frac{377849,09}{53,96} = 7002,39 \text{ cm}^2$$

$$W_c^s = \frac{I_x * \eta_0}{H-y_i} = \frac{377849,09 * 8,4}{81,6-53,96} = 114831,13 \text{ cm}^2$$

**Cálculo dos módulos de resistência para  $3\eta_0 = 25,2$**

$$W_a^s = \frac{I_x}{d-y_i} = \frac{265640,12}{61,6-42,72} = 14069,92 \text{ cm}^2$$

$$W_a^i = \frac{I_x}{y_i} = 42,72 = 6306,75 \text{ cm}^2$$

$$W_c^s = \frac{I_x * \eta_0}{H - y_i} = \frac{265640,12 * 25,2}{81,6 - 42,72} = 172174,15 \text{ cm}^2$$

### Verificação da viga de aço e da laje

Tensões Admissíveis:

- Tração e compressão na flexão

$$F_b = 0,55 f_y = 0,55 * 35 = 19,3 \text{ KN/cm}^2$$

- Cisalhamento na alma

$$F_v = 0,33 f_y = 0,33 * 35 = 11,55 \text{ KN/cm}^2$$

- Compressão no concreto

$$F_c = 0,40 f_{ck} = 0,40 * 2,5 = 1,0 \text{ KN/cm}^2$$

### Tensões máximas no perfil

- Mesa superior

$$f_{bs} = \frac{M_{CPA}}{W_{ax}} + \frac{M_{CPB}}{W_a^s(\eta_\infty)} + \frac{M_{CM}}{W_a^s(\eta_0)} = \frac{5477}{4797,2} + \frac{293}{14069,92} + \frac{39168}{49456,69} = 1,951 \text{ KN/cm}^2 < F_b$$

- Mesa inferior

$$f_{bi} = \frac{M_{CPA}}{W_{ax}} + \frac{M_{CPB}}{W_a^i(\eta_\infty)} + \frac{M_{CM}}{W_a^i(\eta_0)} = \frac{5477}{4797,2} + \frac{293}{6303,75} + \frac{39168}{7002,39} = 6,78 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < F_b$$

- Alma

$$f_v = \frac{Q_{CP} + Q_{CM}}{h * t_w} = \frac{38,46 + 288,58}{57,3 * 1,4} = 4,07 \text{ KN/cm}^2 < F_v$$

### Tensões máximas na laje de concreto

$$f_{cs} = \frac{M_{CPB}}{W_c^s(\eta_\infty)} + \frac{M_{CM}}{W_c^s(\eta_0)} = \frac{293}{172174,15} + \frac{39168}{114831,13} = 0,3417 < F_c$$

### Flecha máxima devido à carga móvel + impacto

$$\delta_{adm} = \frac{L}{800} = \frac{600}{800} = 0,75 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{proj} \cdot \frac{L^4}{8} + p_{proj} \cdot L^3 + p_{proj} \cdot (L-3m) \cdot (3L^2 - (L-3m)^2)}{48 E_a I_x}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot 0,138 \cdot \frac{600^4}{8} + 109,86 \cdot 600^3 + 109,86 \cdot (300) \cdot (3 \cdot 600^2 - (300)^2)}{48 \cdot 20000 \cdot 377849,09} = 0,186 \text{ cm} < \delta_{adm}$$