

2

Revisão Bibliográfica

2.1

Considerações Iniciais

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica dos tópicos relevantes para a realização deste trabalho. São eles:

- as cargas móveis determinadas pela NBR 7188 e pela AASHTO LRFD para o uso em projetos de pontes;
- os métodos simplificados de análise da distribuição transversal de solicitações devidos às cargas móveis. São eles: o de Engesser-Courbon, o da Viga Modelo e o da AASHTO LRFD;
- as formas de modelagem por elementos finitos de pontes de vigas em elementos finitos e a influência da consideração de elementos secundários no modelo;
- o panorama das características das pontes encontradas nas rodovias brasileiras.

2.2

Cargas Móveis

2.2.1

NBR

A norma que determina as cargas móveis rodoviárias brasileiras é a NBR 7188 (2013) – “Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”, porém apesar de ser uma norma recente, as atualizações que trás não alteraram significativamente os padrões já definidos em normas anteriores. Desde a NB-6 (1960) é utilizada a mesma configuração do trem-tipo com três eixos espaçados em 1,50 m entre si e dimensões de 6 m de comprimento por 3 m de largura, apesar de ter havido algumas modificações nas cargas atuantes.

Luchi (2006) afirma que o objetivo das normas internacionais é que os seus modelos de carregamento representem bem as cargas reais encontradas nas rodovias. Códigos como o Eurocode 1 (2003) e a AASHTO LRFD (2012) já sofreram modificações para atingir este objetivo por meio de análises estatísticas de situações de tráfego e tipos de veículos encontrados nas estradas. No entanto a NBR 7188 ainda determina um trem-tipo baseado nas antigas DIN-1072, e não reflete a realidade das cargas reais que ocorrem nas pontes brasileiras.

As cargas móveis definidas pela NBR 7188 (2013) não diferem muito das cargas da norma anterior, NBR 7188 (1984), tendo como principais modificações a retirada das classes 12 e 30 e a reintrodução da classe 24, agora denominada TB-240. A classe 45 é mantida também com uma nova denominação, TB-450.

O TB-450, considerado a carga móvel padrão e utilizado nas principais análises, é definido pela NBR 7188 (2013) como “um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas com $P = 75\text{kN}$, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m com área de ocupação de $18,0\text{m}^2$, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5\text{ kN/m}^2$ ”. A representação da disposição dessas cargas é apresentada na Figura 2.1. Para pontes em estradas vicinais municipais de uma faixa e pontes particulares é possível utilizar o TB-240, semelhante ao TB-450, porém, com $P = 40\text{ kN}$ e $p = 4\text{ kN/m}^2$. A carga distribuída é disposta por toda a área do tabuleiro que possa causar efeitos desfavoráveis.

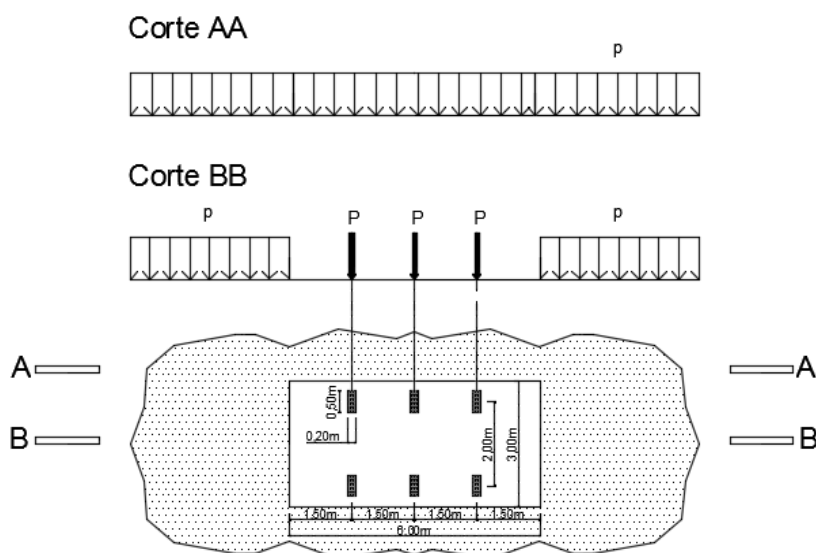


Figura 2.1 – Disposição das cargas móveis pela NBR 7188 (2013).

2.2.2 AASHTO

A *American Association of State Highway Officials (AASHO)*, predecessora da AASHTO, publicou em 1931 o primeiro texto que prescrevia especificações para o projeto e construção de pontes nos Estados Unidos. Essa publicação foi intitulada como “*Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures*” e rapidamente foi adotada como um padrão aceito não apenas pelos departamentos nacionais de estradas, mas também por outras autoridades responsáveis pelas pontes dentro e fora dos EUA (AASHTO LRFD, 2012).

A norma *Standard* foi utilizada pela AASHTO por aproximadamente 70 anos como o principal documento normativo, porém, de acordo com Nowak (1995), dentro desse período diversas modificações foram realizadas em seu texto, causando inconsistências nos procedimentos. Foi, enfim, substituída totalmente em 2007 após um processo que durou mais de duas décadas de estudos. A nova e atual norma LRFD faz parte de uma nova geração de normas de projetos de pontes que é baseada em teorias de probabilidades e estatísticas, onde o desempenho estrutural pode ser medido em termos de um índice de confiabilidade β , uma função de parâmetros estatísticos de carga e resistência (Nowak e Szerszen, 1998).

Yousif e Hindi (2007) comparam os índices de confiabilidade encontrados na LRFD com os da *Standard* e provam como a nova norma é mais segura que a antiga. Foi encontrada uniformidade e uma boa consistência na LRFD com um $\beta = 3,5$ para diferentes tipos e configurações de tabuleiros. Esse valor de β certifica que apenas dois a cada 10.000 elementos podem ter a soma das cargas fatoradas maiores do que as suas resistências fatoradas na sua vida útil de 75 anos. Já na *Standard* o β encontrado não é uniforme, variando entre 2 e 4,5. Um $\beta = 2$ significa que quatro a cada 100 elementos podem receber solicitações fatoradas maiores do que suas resistências fatoradas.

A LRFD tem duas combinações de faixas de carregamentos (FC) de projeto denominadas HL-93 que são: (a) um caminhão de projeto (HS-20) com uma faixa de carga distribuída com 3,00 m de largura como mostra a Figura 2.2, e (b) um tandem de projeto com dois eixos de 110 kN espaçados em 1,20 m entre si em conjunto com a mesma carga distribuída. Tanto a carga distribuída quanto os veículos já existiam na *Standard*, mas eram considerados de forma isolada.

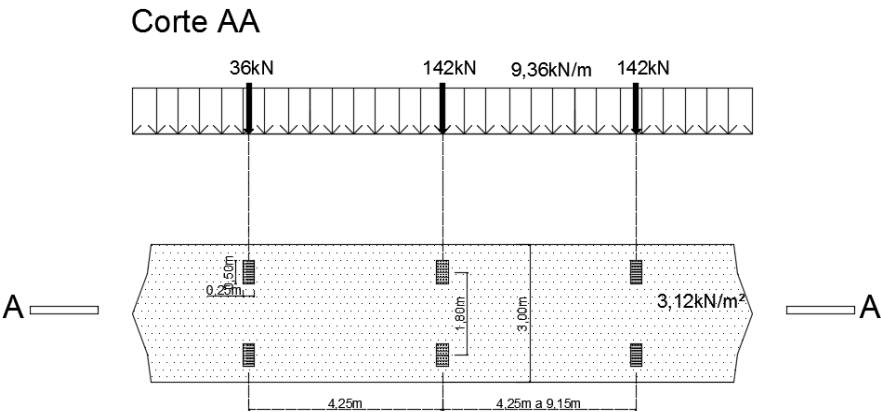


Figura 2.2 – Disposição das cargas dos veículos da AASHTO LRFD 2012.

As combinações de FC são dispostas em faixas de projeto (FP) que não são necessariamente equivalentes à quantidade de faixas de rolamento, pois a LRFD define que a quantidade de FP é resultante da divisão da largura útil do tabuleiro por 3,66 m. As análises são realizadas para uma ou mais FP carregadas, sendo que a pequena probabilidade de ocorrência simultânea de mais de um carregamento de grande magnitude é considerada por meio de fatores de presença múltiplas (FPM), apresentados na Tabela 2.1 –.

Tabela 2.1 – Fatores de presença múltipla (adaptado de AASHTO LRFD, 2012)

Número de Faixas Carregadas	Fator de Presença Múltipla
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

2.3
Método de Distribuição Transversal de Cargas

Existe uma grande variedade de métodos de análise da distribuição transversal de solicitações de cargas móveis em pontes de vigas, desde métodos simplificados consagrados como o de Engesser-Courbon, Leonhardt, Guyon-Massonet, Homberg-Trenks e Viga Modelo, até o mais completo MEF.

Como a NBR 7188 (2013) não determina o uso de um método específico ou faz recomendações sobre a distribuição transversal das solicitações, os engenheiros projetistas têm a liberdade de utilizar qualquer método que seja de sua confiança. Essa liberdade impede que exista um controle maior sobre a segurança das

pontes brasileiras, pois cada um dos métodos tem diferentes especificidades e pode fornecer resultados discrepantes para uma mesma ponte.

O método definido pela AASHTO LRFD consiste em um cálculo de um fator denominado LDF (*Load Distribution Factor*) que determina como o carregamento deve ser distribuído transversalmente na ponte. A obtenção desse fator é feita com equações que foram obtidas por meio de estudos paramétricos baseados em análises usando-se o MEF. Estudos evidenciam que essas equações conseguem representar bem o comportamento das pontes (Sotelino, Liu, *et al.*, 2004).

Nas próximas subseções são apresentados os métodos simplificados de Engesser-Courbon e Viga Modelo e o método utilizado pela norma AASHTO LRFD.

2.3.1

Método Engesser-Courbon (MEC)

O MEC, desenvolvido em 1940 por Courbon e atribuído também a Engesser posteriormente (Alves, Almeida e Judice 2004), é uma consideração simplificada da análise da distribuição transversal de cargas, que é realizada ao criar um trem-tipo equivalente relativo a uma longarina específica que se deseja analisar. O trem-tipo é criado de acordo com a linha de influência de tal longarina na seção transversal do tabuleiro, e o cálculo tem como variáveis apenas o número de longarinas e o espaçamento entre elas, além da localização das cargas. Porém, para que esse método possa ser utilizado, Stucchi (2006) afirma que algumas condições em relação às dimensões da ponte que necessitam ser respeitadas. São elas:

- a largura do tabuleiro deve ser menor que a metade do vão da ponte;
- a altura das transversinas deve ser da ordem de grandeza da altura das longarinas;
- as espessuras das longarinas e das lajes devem ser pequenas em relação às outras dimensões.

Para os casos em que essas condições são respeitadas, são consideradas algumas hipóteses para a utilização do método, de acordo com Stucchi (2006). São elas:

- as transversinas são infinitamente rígidas;
- a torção uniforme é desprezível;

- é válida a lei de Hooke que rege a linearidade dos materiais;
- é válida a hipótese de Navier, que diz que seções planas permanecem planas após as deformações;
- os deslocamentos são pequenos.

Com o respeito das condições garantido e a consideração das hipóteses definidas pelo método, a parcela de carga de cada longarina é definida por:

$$R_{i,j} = \frac{1}{n} \pm \frac{ex_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (2.1)$$

onde:

$R_{i,j}$ = parcela de carga unitária na posição j da longarina i ;

n = número de longarinas;

e = excentricidade da carga em relação ao centro de gravidade (CG) da seção transversal do tabuleiro;

x_i = distância da longarina i em relação ao CG da seção transversal do tabuleiro

2.3.2

Método da Viga Modelo (MVM)

O Método da Viga Modelo (MVM) foi apresentado por Cavalcanti (2007a) e por ser um método relativamente recente em comparação com o MEC, ainda não é tão disseminado no meio técnico-científico. Mas da mesma forma como no MEC, também faz a análise da distribuição transversal de solicitações com a determinação de um trem-tipo equivalente à longarina analisada, por meio de uma linha de influência da seção transversal do tabuleiro.

Apesar dessa similaridade, são várias as diferenças entre eles. Os métodos são representantes fiéis das épocas em que foram desenvolvidos. O MEC é mais simples e mais fácil de ser utilizado. Já o MVM não foi desenvolvido para ser utilizado com cálculos manuais básicos. A matemática do método é mais complexa e necessita um programa computacional simples para o seu desenvolvimento.

Cavalcanti (2007a) divide seu método a partir da inclusão ou não de transversinas de vão. Em projetos nos quais são consideradas o sistema de distribuição é dito discreto. Nos casos onde não existe nenhuma transversina de vão o sistema

de distribuição é dito contínuo. Para ambos os casos as ideias desenvolvidas são essencialmente as mesmas e a fundamentação matemática completa pode ser encontrada em Cavalcanti (2007a, 2007b). Assim como no MEC algumas condições também precisam ser respeitadas para que o método possa ser utilizado. São elas:

- o espaçamento entre as vigas longitudinais pode ser variável;
- a inércia das vigas longitudinais é invariável, mas não necessariamente iguais entre si;
- não é necessário considerar transversinas de vão;
- se houver apenas uma transversina de vão será situada no meio do vão;
- se houver mais de uma transversina de vão deverão ser iguais e dividir o tabuleiro em partes iguais ao longo do vão.

O método consiste basicamente em determinar a rigidez dos apoios elásticos, que representam as vigas longitudinais e calcular os coeficientes de distribuição transversal mediante o cálculo das reações de apoio, assim:

$$k_j = \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 \cdot EI_j \quad (2.2)$$

onde

k_j = rigidez dos apoios elásticos;

L = comprimento do vão;

EI_j = rigidez à flexão da viga longitudinal j .

2.3.3 AASHTO LRFD

O método simplificado de distribuição transversal de cargas móveis apresentado pela norma AASHTO *Standard* é baseado na obtenção de um fator de distribuição de cargas (LDF), que multiplicado pelas solicitações (momento fletor ou força cortante) encontrados em uma análise bidimensional utilizando-se o trem-tipo definido pela norma, determina as solicitações máximas na viga mais carregada de um tabuleiro. É um método muito simples e tem apenas uma variável, o

espaçamento entre as vigas. O cálculo que é válido para diversos tipos de pontes, é dado por:

$$LDF = \frac{S}{D} \quad (2.3)$$

Na expressão (2.3) S é o espaçamento das vigas (pés) e D é uma constante fixada para cada tipo de ponte.

Além de simples, de acordo com diversos estudos é um método relativamente impreciso, pois mesmo fornecendo resultados válidos para algumas pontes, fornece resultados inseguros para pontes com vãos e espaçamentos de vigas relativamente pequenos, e resultados ultraconservadores para pontes com vãos e espaçamentos de vigas relativamente grandes (Sotelino *et al.*, 2004). Baseado nessas informações foi iniciado em 1985 o projeto NCHRP 12-26, denominado “Distribuição de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias” que visa a melhoria da precisão das expressões do tipo S/D da norma *Standard*.

De acordo com Sotelino *et al.* (2004) foram considerados três níveis de análises no projeto NCHRP 12-26. O primeiro nível utiliza fórmulas simplificadas para prever a distribuição transversal, enquanto o segundo envolve métodos gráficos, superfícies de influência e análise de grelha, e o terceiro é o mais preciso e envolve análises detalhadas em elementos finitos de superestruturas de pontes. As análises de nível 2 e 3 foram utilizadas para determinar as expressões simplificadas do nível 1 a partir de estudos paramétricos. Assim, as expressões foram desenvolvidas para incluir os parâmetros em que a distribuição transversal é mais sensível. São eles: o espaçamento das vigas, o comprimento do vão, as características geométricas das vigas e a espessura do tabuleiro.

Em 1994 quando a AASHTO publicou e adotou a nova norma *LRFD Bridge Design* como uma alternativa para a *Standard*, foram utilizadas as expressões desenvolvidas no projeto NCHRP 12-26 para o cálculo dos LDF no lugar das expressões S/D . Durante mais de uma década a LRFD foi estudada e validada no meio técnico-científico, até que em 2007 substituiu definitivamente a *Standard*. Apesar da autonomia de cada estado americano atualmente todas as pontes nos EUA, financiadas pelo governo federal precisam ser projetadas seguindo-se as recomendações da AASHTO LRFD (Harris e Gheitasi, 2013).

O método simplificado de distribuição de solicitações adotado pela AASHTO LRFD é tido como uma boa representação do comportamento das pontes, e também é considerado simples de ser utilizado na prática, apesar de ser mais complicado que a *Standard* pela necessidade de se realizar um processo iterativo. Essa necessidade existe porque é necessário definir a seção das vigas da ponte para calculá-lo.

Para cada tipo de tabuleiro são utilizadas diferentes expressões e diferentes especificações para o cálculo do LDF. Mas como este trabalho trata apenas de pontes de vigas, metálicas ou de concreto, são apresentadas apenas as expressões pertinentes a esses casos. O LDF pode ser obtido por meio de quatro formas distintas para o cálculo do momento fletor, e de forma análoga para o cálculo da força cortante na viga mais solicitada do tabuleiro, que são:

- para viga interna com uma faixa de rolamento carregada (FPM incluído);
- para viga interna com duas ou mais faixas de rolamento carregadas (FPM incluído);
- para viga externa com uma faixa de rolamento carregada (não inclui FPM);
- para viga externa com duas ou mais faixas de rolamento carregadas (FPM incluído).

A Tabela 2.2 – apresenta as formas de obtenção do LDF para momento fletor com seus respectivos limites de aplicabilidade e a Tabela 2.3 – apresenta as formas de obtenção do LDF para força cortante também com seus limites de aplicabilidade.

Tabela 2.2 – Resumo das formas de obtenção do LDF para distribuição do momento fletor

Viga Interna	Aplicabilidade	Viga Externa	Aplicabilidade
Uma faixa de projeto carregada			
$0,06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$3,5 \leq S \leq 16$ $4,5 \leq t_s \leq 12$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $\leq K_g \leq 7 \times 10^6$	<i>Lever Rule</i> (Regra analítica)	Não inclui fator de presenta múltipla
Duas ou mais faixas de projeto carregadas			
$0,075 + \left(\frac{S}{9,5}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$3,5 \leq S \leq 16$ $4,5 \leq t_s \leq 12$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $\leq K_g \leq 7 \times 10^6$	$g = eg_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{9,1}$	$-1,00 \leq d_e \leq 5,50$
Unidades de S, L, K_g , e t_s estão em ft, ft, in ⁴ e in respectivamente			

Tabela 2.3 – Resumo das formas de obtenção do LDF para distribuição da força cortante

Viga Interna	Aplicabilidade	Viga Externa	Aplicabilidade
Uma faixa de projeto carregada			
$0,36 + \left(\frac{S}{25}\right)$	$3,5 \leq S \leq 16$ $4,5 \leq t_s \leq 12$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$	<i>Lever Rule</i> (Regra analítica)	Não inclui fator de presenta múltipla
Duas ou mais faixas de projeto carregadas			
$0,20 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2$	$3,5 \leq S \leq 16$ $4,5 \leq t_s \leq 12$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$	$g = eg_{interior}$ $e = 0,60 + \frac{d_e}{10}$	$-1,00 \leq d_e \leq 5,50$
Unidades de S, L, e t_s estão em ft, ft e in respectivamente			

As variáveis presentes nas tabelas 2.2 e 2.3 representam o seguinte:

S = espaçamento entre as vigas (em ft) ;

t_s = espessura do tabuleiro (em in.);

L = comprimento do vão (em ft) ;

N_b = número de vigas ;

K_g = parâmetro de rigidez longitudinal (em in.⁴) ;

g = LDF da viga externa ;

e = fator de correção ;

$g_{interior}$ = LDF da viga interna ;

d_e = distância horizontal entre o CG da viga externa e a face interna do guarda corpo.

O parâmetro K_g é dado por:

$$K_g = n(I + Ae_g^2) \quad (2.4)$$

onde

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (2.5)$$

E_B = módulo de elasticidade do material da viga (em ksi);

E_D = módulo de elasticidade do material do tabuleiro (em ksi);

I = momento de inércia da viga isolada (em in.⁴);

A = área da viga isolada (em in.²);

e_g = distância entre os centros de gravidade da viga e do tabuleiro (em in.).

Analisando-se as duas tabelas observa-se que o LDF das vigas internas é calculado utilizando-se as equações desenvolvidas a partir do projeto NCHRP 12-26, enquanto que o LDF das vigas externas é calculado de duas formas distintas. Em análises nos quais apenas uma faixa de rolamento é carregada, é utilizada uma regra analítica denominada Regra da Alavanca (*Lever Rule*), que apesar de citada não será validada neste trabalho. Para análises em que duas ou mais faixas de rolamento são carregadas, o LDF da viga externa é relacionado ao da viga interna por um fator de correção.

De forma geral as vigas internas e externas podem ser dimensionadas separadamente, porém, é comum que o dimensionamento seja realizado utilizando-se apenas o maior entre os LDF calculados para que todas as vigas tenham a mesma capacidade resistente e o tabuleiro seja estruturalmente redundante.

2.4 Modelagem em Elementos Finitos

Atualmente o MEF é sem dúvida um dos mais potentes métodos para a realização de análises estruturais de pontes, porém, para que seja efetivo requer o sólido conhecimento sobre seus fundamentos. Pequenos erros na modelagem ou no processamento dos resultados podem causar grandes erros nos resultados, que podem passar despercebidos até por engenheiros experientes.

A superestrutura de uma ponte de vigas é, de forma geral, dividida em elementos primários e secundários. Os primários, que necessariamente precisam ser considerados em um modelo de elementos finitos, incluem o tabuleiro e as longarinas, enquanto os secundários, que podem ou não serem considerados, são transversinas, diafragmas, enrijecedores, elementos de contraventamento, guarda-corpo, parapeito, *etc.*

É possível modelar um tabuleiro de diversas maneiras, desde formas simplificadas bidimensionais até detalhados modelos em 3-D, onde podem ser consideradas todas as características da estrutura real com o menor número possível de aproximações. A variação entre os diferentes modelos tridimensionais ocorre principalmente na escolha dos tipos de elementos disponíveis no MEF na modelagem desses elementos primários (vigas e laje), e na consideração ou não dos elementos secundários.

2.4.1 Elementos Primários

Dentre as possibilidades de métodos de modelagem dos elementos primários, a laje pode ser modelada com elementos sólidos ou de casca, porém, Cook *et al.* (1989) comentam que o uso de elementos sólidos não é geralmente recomendado por necessitar um elevado esforço computacional. Sotelino *et al.* (2004) apresentam um estudo comparando várias maneiras de se modelar esses elementos. Comparando-se os tipos de modelagem encontrados na literatura, constata-se que em 80% dos estudos analisados a laje é modelada usando-se elementos de casca, sendo que desse grupo 65% utiliza elementos com quatro nós. Entre esse percentual são citados os trabalhos de Barr *et al.* (2001), Schwarz e Laman (2001), Shahawy e Huang (2001) e Tabsh e Tabataba (2001).

As vigas podem ser modeladas com elementos de viga ou de casca. Nos dados apresentados por Sotelino *et al.* (2004) em torno de 53% dos trabalhos as vigas são modeladas com elementos de viga, sendo que em 75% deles são utilizados elementos de dois nós. No restante são modeladas com elementos de casca, ou por uma combinação de elementos de casca e de viga.

Para garantir uma melhor aproximação do comportamento real do tabuleiro e reduzir as inconsistências físicas e geométricas, o ideal é que cada elemento e os apoios sejam modelados no seu local exato. Obviamente, para que isso ocorra,

eles não podem estar conectados diretamente, e necessitam de um elemento de ligação rígida que garanta a ação do conjunto.

A Figura 2.3, retirada de Chung e Sotelino (2005), representa um modelo simples com laje em casca e viga em elemento de viga conectados por elementos rígidos nos nós. Os elementos rígidos também conectam os apoios às vigas. De acordo com os resultados obtidos por Chung e Sotelino (2005), esse tipo de modelo produz resultados com ótima precisão quando comparado a modelos mais sofisticados a um custo computacional bem mais baixo. Por esse motivo, esse é o tipo de modelagem adotado neste trabalho.

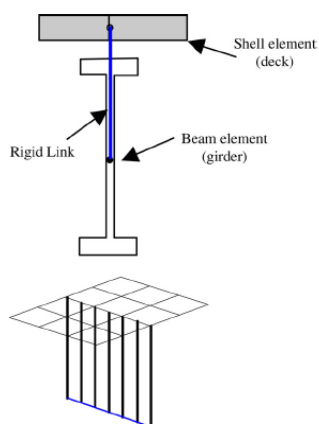


Figura 2.3 – Representação do modelo de elementos finitos (retirada de Chung e Sotelino, 2005).

2.4.2 Elementos Secundários

Na maioria dos trabalhos encontrados na literatura elementos secundários não são considerados na modelagem de pontes de viga. Diversos estudos anteriores dissertaram a respeito dos resultados encontrados em comparações de análises de pontes com e sem esses elementos, geralmente tratando principalmente da consideração das transversinas.

A consideração das transversinas é importante para que o comportamento do tabuleiro seja bem representado na análise, porém a sua real importância no comportamento do sistema é discutida por vários autores. De acordo com Araújo (2005) a discussão da importância das transversinas é relacionada a vários pontos, como o efeito delas na distribuição transversal de solicitações e a redução dos momentos fletores nas longarinas.

Dentre os trabalhos que analisaram a influência das transversinas, tem-se:

- Barr *et al.* (2001) concluem que entre todas as variáveis investigadas, as transversinas intermediárias (TI) têm a menor influência na distribuição transversal de cargas móveis, e as transversinas de apoio (TA) têm maior influência quanto maior for a esconsidade do tabuleiro. Em pontes ortogonais, a consideração das TA causa alterações de até 6%, e em pontes com 60° de esconsidade causa alterações de até 23%;
- Araújo (2005) conclui que a presença de TA não produz alterações significativas, causando mudanças de no máximo 5% nas solicitações nas vigas longitudinais. Já ao considerar a presença das TI foram encontradas variações de até 14% nas solicitações das longarinas, porém, essas variações ocorrem tanto diminuindo o esforço em uma viga quanto aumentando em outra. Dessa forma, as solicitações de projeto não são alterados significativamente, e os benefícios causados pela adição das transversinas, no que tange a distribuição transversal de solicitações, se tornam nulos;
- Eamon e Nowak (2002) encontram, com a consideração das transversinas uma redução de até 13% (média de 4%) nos momentos máximos das longarinas;
- Chung, Liu e Sotelino (2006) encontram uma redução dos momentos máximos das longarinas de até 11% ao considerarem as transversinas.

2.4.3

Pós-Processamento de Resultados

Um trabalho de pós-processamento de alguns resultados obtidos em uma análise por elementos finitos é necessário em diversas situações. No caso de pontes que são modeladas utilizando-se ligações rígidas para conectar o tabuleiro e as vigas, existe a necessidade de fazer esse tipo de trabalho para determinar os momentos fletores das vigas. Outros resultados, como a força cortante e os deslocamentos são obtidos diretamente.

De acordo com Sotelino *et al.* (2004) o momento fletor M_{MEF} de uma determinada viga é o resultante de três componentes dos resultados da análise. Esses componentes são o próprio momento fletor nos elementos de viga M_{viga} , o momento no tabuleiro nos elementos de casca M_{casca} e o momento devido a forças axiais M_{axial} , como mostrados na Figura 2.4.

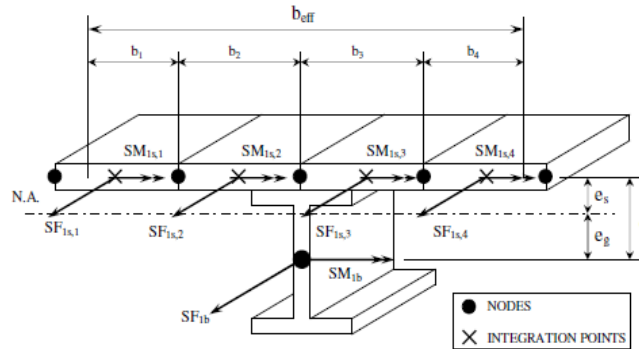


Figura 2.4 – Componentes do momento nas vigas (retirado de Sotelino *et al.*, 2004)

Assim:

$$M_{MEF} = M_{viga} + M_{casca} + M_{axial} \quad (2.6)$$

As formas como esses componentes são obtidos são apresentadas a seguir.

a) Momento fletor nos elementos de viga

O momento da viga é obtido diretamente no elemento de viga:

$$M_{viga} = SM_{1b} \quad (2.7)$$

onde SM_{1b} é o momento calculado diretamente no elemento.

b) Momento fletor do tabuleiro

O momento do tabuleiro é o resultado da soma dos produtos de cada momento distribuídos nos elementos de casca atuando na metade de suas larguras b_i :

$$M_{casca} = \sum \left(SM_{1s,i} \cdot \frac{b_i}{2} \right) \quad (2.8)$$

onde $SM_{1s,i}$ é o momento em um ponto no elemento i . É necessário calcular a largura efetiva b_{eff} do tabuleiro para se determinar quais elementos influenciam as solicitações nas vigas, e assim definir as suas larguras b_i .

c) Momento fletor devido às forças axiais

O momento devido a forças axiais é o resultado da multiplicação da força axial da viga pela distância e do CG da viga ao CG do tabuleiro:

$$M_{axial} = -SF_{1b} \cdot e \quad (2.9)$$

onde SF_{1b} é a força normal no ponto analisado da viga.

2.5 Panorama das Pontes Brasileiras

Nesta seção são apresentadas as informações obtidas por Mendes (2009) sobre o panorama das pontes nas rodovias federais brasileiras. Para obter essas informações foram analisados os cadastros do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), além do cadastro de várias agências e empresas responsáveis pelas rodovias. No total foi gerado um cadastro único de 5.619 pontes, onde 70% delas tem idade superior a 30 anos. Como o Brasil não tem um sistema eficiente de gestão das OAE (Obras-de-Arte Especiais) existentes, as informações contidas nesse cadastro não são completas na maioria dos casos. Por exemplo, para 28% das pontes cadastradas não é especificado o tipo de sistema estrutural existente, e para 75% delas não é especificado o número de vãos. Na apresentação dos dados já foram excluídas as pontes para as quais não foram fornecidas as informações para cada caso.

2.5.1 Sistema Estrutural e Material

De acordo com Mendes (2009) o sistema estrutural mais comum nas pontes brasileiras é o de vigas (Figura 2.5). Dentro do total quase 82% das pontes são de vigas de concreto armado (CA), 11% de vigas de concreto protendido (CP) e apenas 2,5% de vigas metálicas.

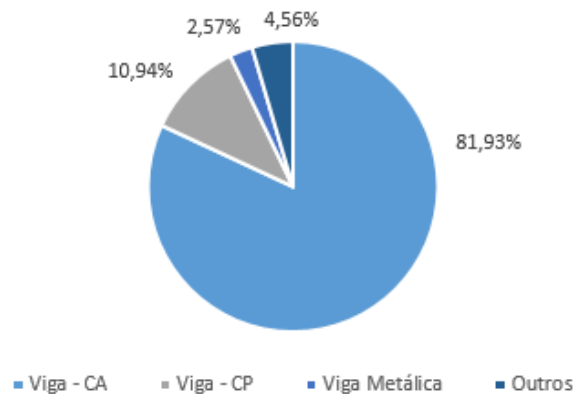


Figura 2.5 – Distribuição do número de pontes por sistema estrutural (adaptada de Mendes, 2009).

Essa diferença entre o número de vigas de concreto e metálicas é notável. Em comparação com os dados fornecidos em 2013 pelo FHWA (Federal Highway Administration) sobre o panorama das pontes nos Estados Unidos, na Figura 2.6, a diferença fica ainda mais evidente.

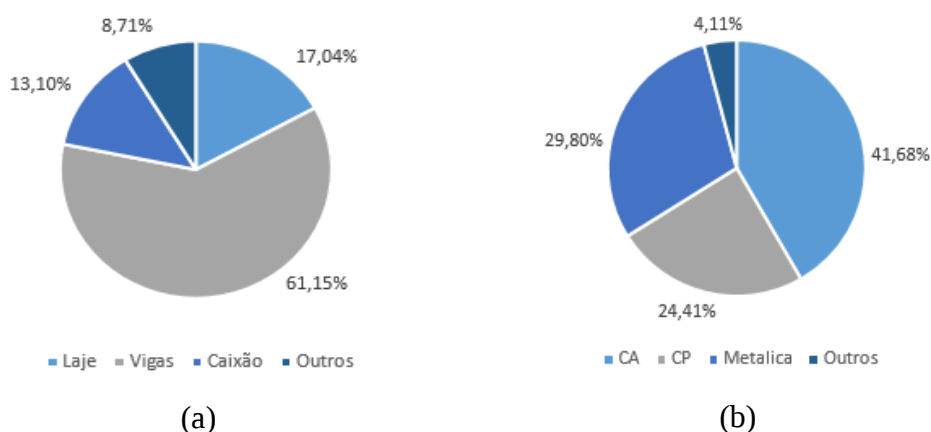


Figura 2.6 – (a) Principais sistemas estruturais de pontes; (b) Principais materiais utilizados.

Enquanto no Brasil 95% das pontes existentes são de vigas, nos EUA apesar de também serem maioria, esse percentual reduz para 61%. Percebe-se também a

diferença na utilização de estruturas metálicas em pontes entre os dois países. O uso do aço em pontes americanas é cerca de 10 vezes maior do que em pontes brasileiras. Mas devido à expansão atual do uso do aço em construções no Brasil, espera-se uma tendência futura de projetos de pontes com maior utilização desse tipo de material.

2.5.2 Número de Vãos e Faixa de Extensão

Dando continuidade à apresentação das informações obtidas a partir do cadastro de Mendes (2009), é apresentada na Figura 2.7 (a) a distribuição das pontes por número de vãos apoiados (balanços extremos não são contabilizados como vãos). A Figura 2.7 (b) mostra a distribuição das pontes em termos dos comprimentos dos vãos. Nota-se que metade das pontes têm apenas um vão bi-apoiado e 97% dos vãos têm comprimento inferior a 50 m.

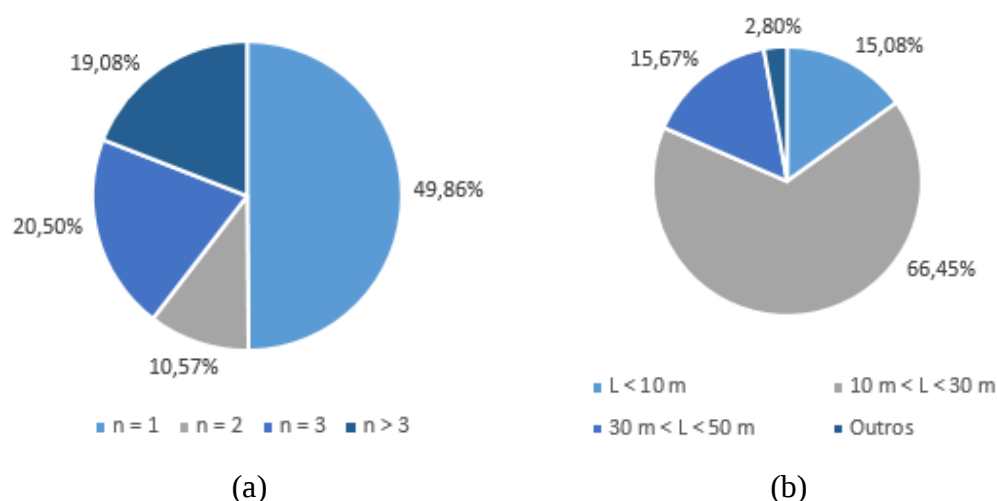


Figura 2.7 – Distribuição das pontes por: (a) número de vãos; (b) comprimento dos vãos.

2.5.3 Largura do Tabuleiro

O Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias (2004) faz um breve histórico da evolução das pontes rodoviárias da malha federal desde a década de 1940, época em que as primeiras normas brasileiras referentes a projetos de pontes foram criadas. Nele são comentadas as geometrias transversais utilizadas em cada um dos diferentes períodos de projetos de ponte no Brasil.

Na Tabela 2.4 – são apresentadas as larguras de tabuleiros usuais em cada período e suas características gerais.

Tabela 2.4 – Características das seções transversais de cada período		
Período	Largura (m)	Detalhamento
Até 1960	8,30	Pista de 7,20m + 2 Guarda-rodas de 0,55m
Entre 1960 e1975	10,00	Pista de 8,20m + 2 Guarda-rodas de 0,90m
Entre 1975 e 1985	10,80	Pista de 10,00m + 2 Barreiras de 0,40m
A partir de 1985	12,80	Pista de 12,00m + 2 Barreiras de 0,40m

Percebe-se então que a largura padrão dos tabuleiros de pontes varia muito de época para época. Essa variação reflete nos dados informados por Mendes (2009) e apresentados na Figura 2.8. Nessa figura é apresentada a distribuição atual de pontes no Brasil por largura do tabuleiro e a proporção das pontes construídas em cada um dos períodos estudados.

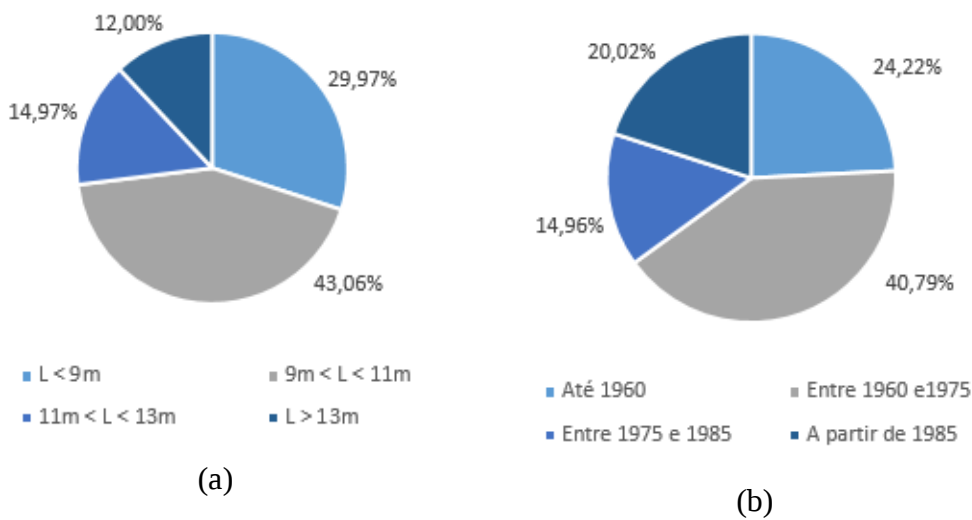


Figura 2.8 – Distribuição das pontes por: (a) largura do tabuleiro; (b) época de construção.

Analisando-se todos os dados fica evidente a correlação entre a época de construção das pontes e a proporção atual das larguras dos tabuleiros das pontes brasileiras.