

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

ADRIANO GOMES DINIZ

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ROLAMENTO COMPOSTAS
POR PERFIL I E CANTONEIRAS**

BELO HORIZONTE

2020

ADRIANO GOMES DINIZ

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ROLAMENTO COMPOSTAS
POR PERFIL I E CANTONEIRAS**

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

BELO HORIZONTE

2020



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA

CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E AÇO

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ROLAMENTO COMPOSTAS POR PERFIL I E CANTONEIRAS

Trabalho Final submetido à Banca Examinadora, como parte dos requisitos necessários para obtenção do certificado de Especialista em ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E AÇO, área de concentração ENGENHARIA DE ESTRUTURAS.

Prof. Rodrigo Barreto Caldas - Universidade Federal de Minas Gerais

Avaliador 1 - Orientador Nota: 98 (noventa e oito pontos)

Prof. Armando Cesar Campos Lavall - Universidade Federal de Minas Gerais

Avaliador 2 Nota: 98 (noventa e oito pontos)

Aprovada em 01 de dezembro de 2020



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 01/12/2020, às 21:50, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.



Documento assinado eletronicamente por **Armando Cesar Campos Lavall, Professor do Magistério Superior**, em 08/12/2020, às 17:46, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador 0449629 e o código CRC D9E6B6B3.

RESUMO

Com o objetivo de dar suporte e ser o caminho de passagem das pontes rolantes, as vigas de rolamento são elementos estruturais frequentemente projetados como vigas biapoiadas de seções transversais do tipo I em aço laminado ou soldado, duplamente simétricos ou monossimétricos. As cargas transmitidas pelas rodas da ponte aplicam ao mesmo tempo, no topo do trilho, cargas verticais e horizontais. Devido ao afastamento dessas cargas em relação ao centro de torção da seção transversal, são causados simultaneamente esforços de flexão e torção. No entanto, não são apresentados na ABNT NBR 8800:2008 métodos a serem utilizados para que essas particularidades sejam levadas em consideração no dimensionamento dessas vigas. Este trabalho apresenta uma revisão da literatura e das especificações técnicas (nacionais e internacionais) mais utilizadas no Brasil como base para o projeto de vigas de rolamento. É proposta, com o intuito de se obter propriedades geométricas mais eficientes, a utilização de vigas de rolamento compostas de perfis I laminados com duas cantoneiras soldadas em suas mesas superiores. Com base na bibliografia, são definidos critérios para que seja realizada a verificação dos estados-limites de vigas com este tipo de seção transversal. É realizado, então, para diferentes cargas e vãos, o dimensionamento de vigas de rolamento com perfil composto e em perfil I. Os resultados são comparados entre si com relação à economia de peso próprio, mostrando que os perfis compostos são soluções estruturais significativamente mais leves.

Palavras-Chave: vigas de rolamento; perfil I; cantoneira; pontes rolantes.

ABSTRACT

With the objective of providing support and being the passage way for overhead cranes, crane runway beams are structural elements often designed as simply supported I-section beams (in rolled or welded steel), doubly symmetrical or monosymmetric. The loads transmitted by the overhead crane wheels apply both vertical and horizontal loads at the top of the rail. Due to the distance of these loads in relation to the torsion center of the cross section, flexion and torsion are simultaneously caused. However, ABNT NBR 8800: 2008 does not present methods to be used so that these particularities are considered when designing these beams. This work presents a review of the literature and the technical specifications (both Brazilian and international) most used in Brazil as a basis for the design of crane runway beams. It is proposed, to obtain more efficient cross-sectional properties, the use of crane runway beams composed of laminated I-sections with two angles welded on their upper flanges (I+2L-section). Based on the bibliography, criteria are defined for the verification of the limit states of beams with this type of cross section. Then, for different loads and spans, the design of crane runway beams with I+2L-section and in I-section is performed. The results are compared with each other in relation to the economy of self-weight, showing that the I+2L-sections are significantly lighter structural solutions.

Keywords: crane runway beams; I-section; angle; overhead cranes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte rolante elétrica projetada por Sampson Moore.....	10
Figura 2 - Perfis I laminados compostos	12
Figura 3 - Esforços em vigas de rolamento causados pelas pontes rolantes.....	13
Figura 4 - Esquema para transposição das forças verticais e horizontais considerando-se o ponto de aplicação das forças e o desalinhamento dos trilhos.....	19
Figura 5 - Efeito da posição da força vertical na seção transversal.....	20
Figura 6 - Seção resistente às forças laterais conforme AISE 13.....	20
Figura 7 - Posicionamento das rodas no vão da viga de rolamento para maior flexão.....	21
Figura 8 - Posicionamento das rodas do trole no vão da viga de rolamento para maior esforço cortante.....	21
Figura 9 – Distribuição longitudinal da carga nas rodas	22
Figura 10 - Posicionamento das rodas no vão da viga de rolamento para maior deformação.....	23
Figura 11 – Tipos de seção utilizadas em vigas de rolamento.....	27
Figura 12 - Sequência na formação de rótula plástica na seção central de uma viga birrotulada.....	28
Figura 13 - Flambagem lateral em barra contida lateralmente em suas extremidades.....	30
Figura 14 – Influência da altura da aplicação da carga no valor do momento crítico em seções I monossimétricas.....	33
Figura 15 - Flambagens locais de viga com perfil I fletido.....	34
Figura 16 - Distribuição da tensão de cisalhamento na seção transversal da viga I.....	36
Figura 17 - Flambagem da alma de uma viga de alumínio.....	37
Figura 18 - Ponte rolante uni-viga.....	40
Figura 19 - Tipos de seções transversais analisados.....	42

Figura 20 - Mesas superior e inferior do perfil composto.	43
Figura 21 - Representação de seção transversal genérica de parede fina.	44
Figura 22 – Dimensões do perfil composto.....	45
Figura 23 - Seção transformada para cálculo de C_w	46
Figura 24 – Modelagem do perfil W530x109 + 2 L127x15.9.	67
Figura 25 – Propriedades do perfil conforme Websec.	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de ponderação para estados-limites últimos (E.L.U) e de serviço (E.L.S).....	17
Tabela 2 - Deslocamentos máximos admitidos em vigas de rolamento conforme ABNT NBR 8800:2008, AISE 13 e CMAA 70.	24
Tabela 3 – Capacidades, vãos e cargas das pontes rolantes consideradas na análise.	41
Tabela 4 - Trilhos ferroviários, padrão americano	41
Tabela 5 - Comparativo entre as constantes de empenamento teórica e aproximada	46
Tabela 6 – Comparativo entre os coeficientes de monossimetria teórico e aproximado	48
Tabela 7 - Propriedades mecânicas do aço A572-G50.	49
Tabela 8 - Fatores de ponderação de ações e resistência	49
Tabela 9 - Valores de C_b e regimes de flambagem lateral com torção	52
Tabela 10 - Dimensionamento das vigas de rolamento	54
Tabela 11 - Porcentagem de cada estado-limite em relação ao total de casos	55
Tabela 12 - Comparativo de propriedades geométricas e momentos fletores resistentes de cálculo entre os tipos de perfis.....	56
Tabela 13 – Altura do perfil e largura total das mesas superiores dos perfis em relação à viga de rolamento.	58
Tabela 14 - Dimensionamento das vigas de rolamento conforme AISC Steel Design Guide (2005).....	60
Tabela 15 - Porcentagem de cada estado-limite em relação ao total de casos	61
Tabela 16 - Comparativo entre as propriedades geométricas calculadas e conforme Websec.	68

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
2	REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA.....	13
2.1	CARGAS EM VIGAS DE ROLAMENTO	13
2.1.1	<i>Cargas verticais máximas por roda.....</i>	<i>13</i>
2.1.2	<i>Cargas horizontais</i>	<i>14</i>
2.1.3	<i>Fatores de ponderação de cargas</i>	<i>16</i>
2.2	ESFORÇOS SOLICITANTES	17
2.2.1	<i>Momento fletor</i>	<i>17</i>
2.2.2	<i>Força cortante.....</i>	<i>21</i>
2.2.3	<i>Forças longitudinais.....</i>	<i>21</i>
2.2.4	<i>Distribuição longitudinal da carga nas rodas.....</i>	<i>22</i>
2.3	DESLOCAMENTOS	22
2.3.1	<i>Contraflecha.....</i>	<i>23</i>
2.3.2	<i>Deslocamentos máximos.....</i>	<i>23</i>
2.4	CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS DE ROLAMENTO.....	25
2.4.1	<i>Apoio das vigas de rolamento.....</i>	<i>25</i>
2.4.2	<i>Seções transversais.....</i>	<i>26</i>
2.4.3	<i>Pré-dimensionamento das seções transversais.....</i>	<i>27</i>
2.5	DIMENSIONAMENTO AOS ESTADOS-LIMITES ÚLTIMOS.....	28
2.5.1	<i>Momento fletor</i>	<i>28</i>

2.5.2	<i>Força cortante</i>	35
2.5.3	<i>Forças localizadas</i>	38
2.5.4	<i>Fadiga</i>	39
3	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE ROLAMENTO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS ...	40
3.1	CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE	40
3.1.1	<i>Pontes rolantes</i>	40
3.1.2	<i>Trilhos</i>	41
3.1.3	<i>Vigas de rolamento</i>	41
3.1.4	<i>Carregamento</i>	49
3.1.5	<i>Esforços solicitantes</i>	50
3.1.6	<i>Verificações</i>	50
3.2	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE ROLAMENTO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	54
3.2.1	<i>Estados-limites</i>	55
3.2.2	<i>Comparativo com as relações de pré-dimensionamento de Bellei</i>	57
3.2.3	<i>Economia</i>	59
3.2.4	<i>Comparativo com o dimensionamento feito integralmente conforme exemplos do AISC Steel Design Guide</i>	59
4	CONCLUSÃO	62
4.1	SIMPLIFICAÇÕES, LIMITAÇÕES E SUGESTÃO PARA ESTUDOS FUTUROS	62
	REFERÊNCIAS	64
	ANEXO - VERIFICAÇÃO DAS EQUAÇÕES ELABORADAS PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE DE MONOSSIMETRIA E DA CONSTANTE DE EMPENAMENTO	67

1 INTRODUÇÃO

Pontes rolantes são mecanismos com a principal função de içar e transportar cargas internamente em um edifício industrial. As cargas podem ser de diversos formatos, tamanhos e massas, que podem superar as duzentas toneladas.

A primeira ponte rolante elétrica foi projetada pelo engenheiro inglês Sampson Moore em 1876, para içar armas no Arsenal Real Woolwich, em Londres (Figura 1). Desde então, as pontes rolantes foram sendo cada vez mais utilizadas, estando hoje presentes nos mais variados segmentos industriais, em fábricas de pequeno a grande porte.

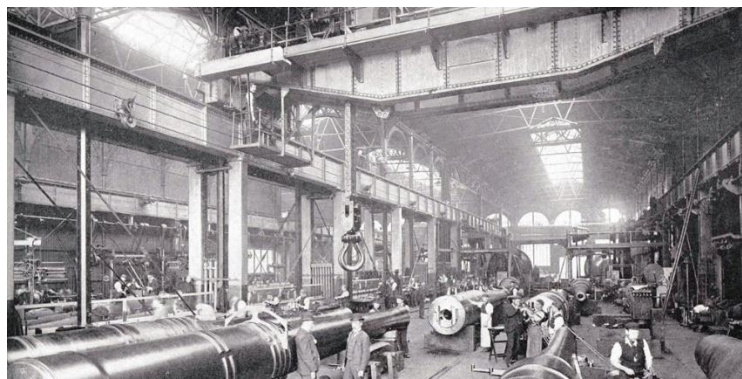


Figura 1 – Ponte rolante elétrica projetada por Sampson Moore.

Fonte: <http://www.granada-cranes.co.uk/1876-first-electric-overhead-crane-system-in-england/>

Os principais componentes de uma ponte rolante são:

- Viga: tem como função suportar toda a carga da ponte através do vão entre os dois trilhos. As pontes rolantes podem ter uma viga principal (ponte -viga) ou duas (ponte dupla-viga);
- Trolle ou carro: movimenta a talha horizontalmente sobre ou sob a viga;
- Talha: dispositivo elétrico de içamento da carga;
- Gancho: para fixação da carga a ser içada;
- Cabeceira: localizada nos dois extremos da viga, tem como função transladar a ponte através dos trilhos;
- Trilho: similar aos trilhos de linhas férreas, é onde se apoiam as rodas da ponte rolante.

As forças decorrentes do peso próprio da ponte rolante e da carga içada são transferidas à estrutura do edifício industrial através dos trilhos para as vigas de rolamento, que são

dimensionadas para resistir às reações transmitidas pela ponte rolante. Além de elevadas cargas verticais, as pontes transmitem para as vigas de rolamento, cargas horizontais tanto no sentido transversal ao eixo da viga de rolamento, quanto no sentido longitudinal.

É necessário que as vigas de rolamento possuam rigidez suficiente para limitar as flechas verticais e horizontais. São estabelecidos na ABNT NBR 8800:2008 limites de deslocamentos mais rigorosos, quando comparadas a outros tipos de vigas, como as de piso e cobertura, para que os componentes da ponte rolante não sejam danificados.

Devido à grande variação de tensões atuantes nas vigas de rolamento ao longo de sua via útil, causada pelas repetidas passagens da ponte rolante, elas devem ser dimensionadas, detalhadas e fabricadas para resistir à fadiga (AISE 13, 2003).

Os projetistas de vigas de rolamento, no Brasil, devem seguir as premissas de dimensionamento previstos pela ABNT NBR 8800:2008. A norma brasileira, embora possua critérios estabelecidos especificamente para vigas de rolamento, não define procedimentos de cálculo específicos a serem seguidos. Para tal, é usual que engenheiros recorram a normas e manuais estrangeiros, como a AISE 13 (2003) e o AISC Steel Design Guide 7 (2005).

Em busca eficiência quanto à resistência aos esforços advindos da ação da ponte rolante, é habitual que se utilize vigas de rolamento com seções I monossimétricas, para que se tenha um bom desempenho à flambagem lateral com torção e às ações transversais ao caminho de rolamento. São utilizados, com esse fim, perfis soldados ou laminados compostos. Devido a uma grande disponibilidade de tamanhos de perfis U laminado em seu mercado, os americanos frequentemente utilizam vigas de rolamento em perfis I com um U soldado à mesa superior, para pontes rolantes com capacidade de carga de pequena a média e com vãos moderados. No Brasil, utiliza-se, alternativamente, perfis I com cantoneiras soldadas na mesa superior (Figura 2).

Neste trabalho propõe-se, portanto, realizar o dimensionamento de vigas de rolamento com seção transversal composta por um perfil I com duas cantoneiras de abas iguais soldadas a sua mesa superior, conforme as bibliografias (nacionais e internacionais) mais utilizadas no Brasil como referência para o projeto. Pretende-se avaliar a economia em peso de aço que essa solução representa com relação à utilização de vigas em perfil I simples.

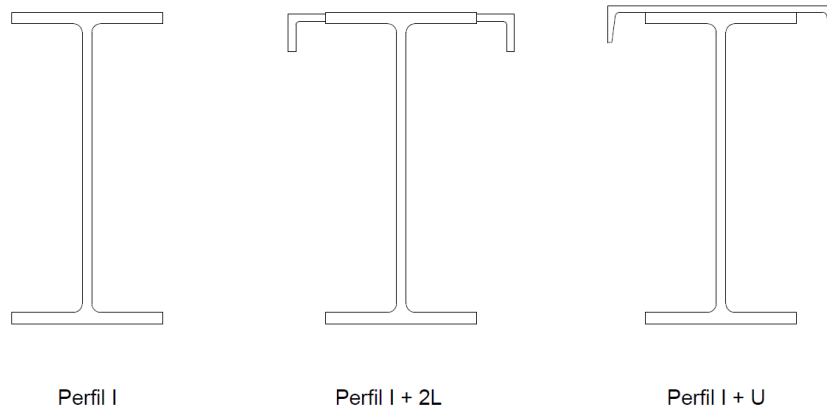


Figura 2 - Perfis I laminados compostos

2 REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA

2.1 Cargas em vigas de rolamento

As vigas de rolamento devem ser dimensionadas para suportar seu peso próprio, o peso próprio do trilho, seus acessórios e principalmente as cargas verticais máximas transmitidas pelas rodas das pontes rolantes (normalmente fornecidas pelos fabricantes) e as cargas horizontais (transversais e longitudinais). A Figura 3 mostra esquematicamente o conjunto de esforços atuantes no topo do trilho, causados pela ponte rolante.

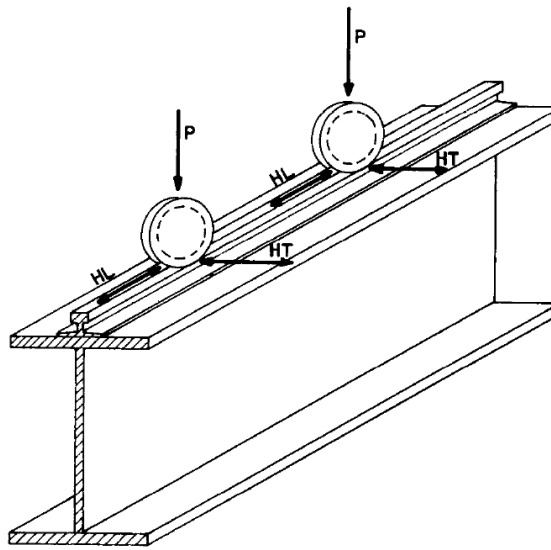


Figura 3 - Esforços em vigas de rolamento causados pelas pontes rolantes.

Fonte: Bellei, 2006.

2.1.1 Cargas verticais máximas por roda

Conforme definido pela ASCE 7-16 (2016), a carga máxima nas rodas é resultado das cargas produzidas pelo peso próprio da ponte rolante mais a soma do peso da carga içada máxima nominal com o peso do trole e demais equipamentos, com o trole na posição que resulte na reação vertical máxima nas rodas de um dos lados da ponte.

As cargas verticais máximas por roda são fornecidas pelos fabricantes e devem ser acrescidas, para cálculo dos estados-limites últimos, de um coeficiente de impacto.

2.1.1.1 Coeficiente de impacto vertical

Além das cargas estáticas, deve-se levar em conta impactos e efeitos dinâmicos decorrentes da movimentação da carga. As ações verticais de cálculo da ponte rolante devem ser multiplicadas por um coeficiente de impacto vertical, para dimensionamento aos estados limites últimos.

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, o coeficiente de impacto vertical deve ter os seguintes valores:

- Pontes rolantes comandadas de cabine – 25%;
- Pontes rolantes comandadas por controle pendente ou controle remoto – 10%.

A ASCE/SEI 7-16 (2016) estabelece os seguintes valores:

- Monovias – 25%;
- Pontes rolantes controladas por cabine ou controle remoto – 25%;
- Pontes rolantes comandadas por controle pendente – 10%;
- Pontes rolantes ou monovias com talha manual – 0%.

E conforme a AISE 13 (2003), o coeficiente de impacto vertical é definido como 25% em quase todos os casos, exceto para pontes rolantes para manutenção de casa de máquinas em que o fator é de 20%.

2.1.2 Cargas horizontais

2.1.2.1 Forças transversais ao caminho de rolamento

Segundo Fakury *et al* (2016), as forças transversais ao caminho de rolamento são geralmente tomadas como uma porcentagem das cargas verticais aplicadas nos trilhos e são causadas principalmente pela aceleração e desaceleração do trole e por algum desalinhamento dos trilhos da ponte rolante.

Na ABNT NBR 8800:2008, as forças transversais ao caminho de rolamento, a serem aplicadas no topo do trilho, de cada lado, devem ser tomadas como o maior dos seguintes valores:

Para pontes rolantes comandadas por uma cabine:

- 10% da soma da carga içada com o peso do trole e dos dispositivos de içamento;

- 5% da soma da carga içada com o peso total da ponte, incluindo todos os equipamentos;
- Uma porcentagem da carga içada, variável de acordo com o tipo e a finalidade da ponte e da edificação:
 - Edifícios em geral: 15% da carga içada;
 - Edifícios destinados à siderurgia ou com condições específicas:
 - Pontes em geral: 20% da carga içada;
 - Pontes com caçamba e eletroímã e pontes de pátio de placas e tarugos: 50% da carga içada;
 - Pontes de forno-poço: 100% da carga içada;
 - Ponte estripadora: 100% da soma do peso do lingote e da lingoteira.

Para pontes rolantes comandadas por controle pendente ou controle remoto, as forças transversais ao caminho de rolamento, a serem aplicadas no topo do trilho, devem ser iguais a 10% da soma da carga içada com o peso do trole e os dispositivos de içamento.

Segundo os critérios da ASCE/SEI 7-16 (2016), as forças transversais devem ser calculadas como 20% da soma da carga içada com o peso do trole e os dispositivos de içamento.

A AISE 13 (2003) considera as forças transversais ao caminho de rolamento como o maior valor entre:

- Porcentagem da carga içada:
 - Ponte rolante de edifício industrial em geral: 40%;
 - Ponte rolante de edifício de fundição: 40%;
 - Ponte rolante de içamento por meio de caçambas: 100%;
 - Ponte rolante de içamento de lingotes para reaquecimento antes da laminação: 100%;
 - Ponte rolante de remoção dos lingotes dos moldes (estripador): 100%;
 - Ponte rolante utilizada em sistemas de armazenagem tipo “rack”: 200%;
 - Ponte rolante utilizada em manutenção de casa de máquinas: 30%.
- 20% da combinação da carga içada e do peso do trole. 40% da soma da carga içada, peso do trole e do braço rígido, para pontes rolantes utilizadas em sistemas de armazenagem tipo “rack”;

- 10% da soma do peso próprio da ponte e da carga içada. 15% da soma da carga içada, peso do trole e do braço rígido, para pontes rolantes utilizadas em sistemas de armazenagem tipo “rack”.

As forças transversais devem ser distribuídas de acordo com a rigidez horizontal das estruturas que suportam os trilhos, dos dois lados do caminho de rolamento.

2.1.2.2 Forças longitudinais ao caminho de rolamento

As forças longitudinais ao caminho de rolamento são também tomadas como uma porcentagem das cargas verticais aplicadas nos trilhos, e são causadas principalmente pela aceleração e desaceleração da ponte e pelo desalinhamento dos trilhos do trole (Fakury *et al*, 2016).

Conforme ABNT NBR 8800:2008, as forças longitudinais ao caminho do rolamento, a serem aplicadas no topo do trilho, de cada lado, devem ser tomadas como 10% da soma das cargas verticais máximas das rodas (não majoradas pelo coeficiente de impacto). A ASCE/SEI 7-16 (2016) estabelece o mesmo valor, exceto para pontes rolantes com talha manual. Na AISE 13 (2003), o fator a ser considerado é igual a 20% das cargas verticais máximas das rodas.

2.1.3 Fatores de ponderação de cargas

2.1.3.1 Estados-limites últimos

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece os seguintes fatores de ponderação:

- Peso próprio de estruturas metálicas – 1,25;
- Peso próprio da ponte rolante, trole e gancho – 1,50;
- Carga içada – 1,50.

Como, em geral, os efeitos decorrentes do vento são absorvidos pelos sistemas de contraventamento do edifício industrial, estes não precisam ser considerados no cálculo da viga de rolamento. Considera-se a carga içada e sua movimentação como única carga variável da combinação.

Conforme estabelecido pela ASCE/SEI 7-16 (2016):

- Peso próprio de estruturas metálicas – 1,20;
- Carga içada – 1,60.

Como a ASCE/SEI 7-16 (2016) não especifica claramente os fatores a serem utilizados para o peso próprio da ponte rolante e seus demais componentes, o AISC Steel Design Guide 7 (2005) recomenda que sejam utilizados os seguintes fatores de ponderação:

- Peso próprio da ponte rolante – 1,20;
- Peso do trole e dispositivos de içamento – 1,60.

2.1.3.2 Estados-limites de serviço

Para os estados limites de serviço relativos à viga de rolamento, a ABNT NBR 8800:2008 determina que se deve utilizar combinações raras de serviço. As cargas verticais de serviço não são majoradas pelo fator de impacto. Os fatores de ponderação ficam:

- Peso próprio de estruturas metálicas – 1,00;
- Peso próprio da ponte rolante, trole e dispositivos de içamento – 1,00;
- Carga içada – 1,00.

AISC Steel Design Guide 7 (2005) considera, para o cálculo das deflexões, cargas nominais, sem impacto, portanto, os fatores são os mesmos da ABNT NBR 8800:2008, todos iguais a 1,0. A Tabela 1 apresenta de forma resumida os fatores de ponderação conforme as normas brasileira e americana.

Tabela 1 - Fatores de ponderação para estados-limites últimos (E.L.U) e de serviço (E.L.S)

Elementos	Fatores de Ponderação			
	ABNT NBR 8800:2008		ASCE 7-16 /AISC Steel Design Guide 7	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
P.P Estruturas Metálicas	1.25	1.00	1.20	1.00
P.P. Ponte Rolante	1.50	1.00	1.20	1.00
P.P. Trole e Dispositivos de Içamento	1.50	1.00	1.60	1.00
P. Carga Içada	1.50	1.00	1.60	1.00

2.2 Esforços solicitantes

2.2.1 Momento fletor

Como já exposto anteriormente, as vigas de rolamento estão sujeitas a forças verticais e horizontais, todas aplicadas no topo do trilho. A combinação desses esforços resulta em momentos fletores em torno dos eixos x e y da viga, e causam momentos de torção, pois as

forças horizontais transversais ao caminho de rolamento são aplicadas fora do centro de torção da seção I (Leite, 2016).

A AISE 13 (2003) indica que devem ser levados em conta os efeitos dos momentos de torção causados pelas forças horizontais das rodas, aplicadas no topo do trilho, e da excentricidade do trilho com relação ao plano de simetria vertical da viga de rolamento. Idealmente, os trilhos deveriam estar alinhados com o eixo de simetria da viga, porém, essa situação raramente ocorre. A excentricidade dos trilhos geralmente é considerada como a soma das tolerâncias de construção relativas ao espaçamento entre o centro do trilho e o centro da viga e da movimentação lateral do trilho permitida pelos grampos de fixação (AISE 13, 2013). Segundo Bellei (2006), a excentricidade deve ser considerada como o menor valor entre dez milímetros e três quartos da espessura da alma da viga.

O efeito da excentricidade das forças verticais e horizontais pode ser considerado, conforme exposto por Bellei (2006), como forças transversais resultantes, a serem aplicadas nas mesas superior e inferior, no caso de perfis I. Na Figura 4 – a, a força vertical (P) é aplicada com uma excentricidade (e), e a força horizontal aplicada no topo do trilho, com uma distância c em relação ao topo da mesa superior da viga. Na Figura 4 – b, as forças foram transpostas para forças equivalentes que são consideradas nas mesas superior e inferior, conforme equações 2.1 e 2.2, propostas por Bellei (2006).

$$H_s = H_T + \frac{H_T \cdot c + P \cdot e}{d} \quad (2.1)$$

$$H_i = \frac{H_T \cdot c + P \cdot e}{d} \quad (2.2)$$

onde H_s é a força horizontal transposta na mesa superior, H_i a força horizontal transposta na mesa inferior, H_T a força horizontal transversal ao caminho de rolamento, P a força vertical no trilho, c a altura do trilho, d a altura da viga e e a excentricidade da força vertical.

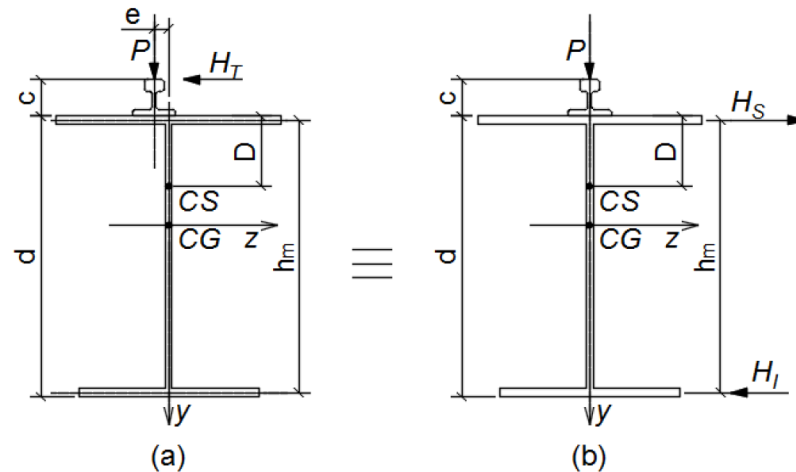


Figura 4 - Esquema para transposição das forças verticais e horizontais considerando-se o ponto de aplicação das forças e o desalinhamento dos trilhos.

Fonte: Leite, 2016.

A AISE 13 (2003) não considera, para a determinação das forças horizontais a serem aplicadas nas mesas, a excentricidade da força P devida ao desalinhamento do trilho, portanto, H_s e H_I são determinados conforme equações 2.3 e 2.4.

$$H_s = H_T + \frac{H_T \cdot c}{d} \quad (2.3)$$

$$H_I = \frac{H_T \cdot c}{d} \quad (2.4)$$

Gaylord *et al* (1992) expõe que forças verticais aplicadas abaixo do centro de cisalhamento da seção transversal (C.S.) exercem um momento restaurador quando a barra começa a flambar por flambagem lateral com torção (FLT). Por outro lado, quando as forças verticais são aplicadas acima de C.S., elas tendem a gerar um efeito tombador, agravando a FLT (Figura 5).

Forças horizontais atuando lateralmente na mesa superior causam momentos de torção na barra, que combinadas com as forças verticais, resultam em um efeito cumulativo que reduz a resistência à FLT. Para compensar esses efeitos, é prática comum considerar que as forças laterais sejam resistidas apenas pela mesa superior da seção transversal (AISC Steel Design Guide 7, 2005).

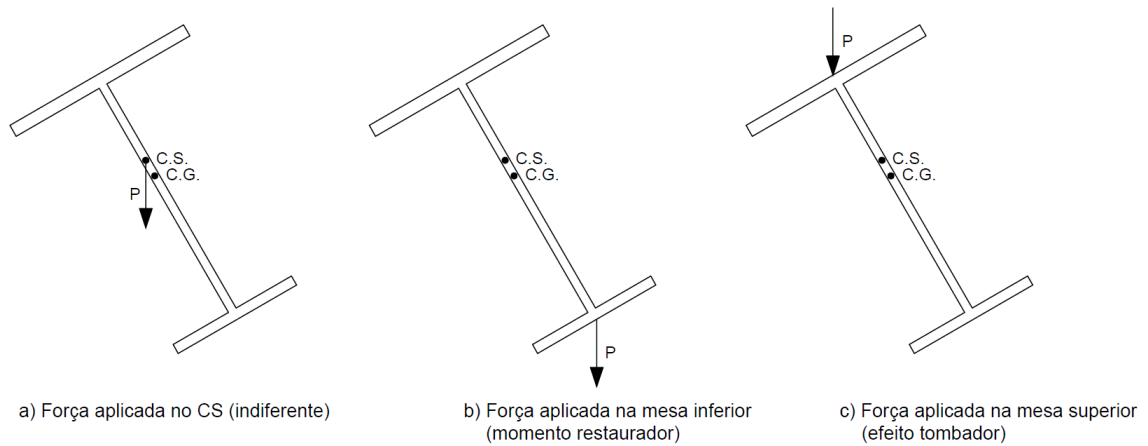


Figura 5 - Efeito da posição da força vertical na seção transversal.

Segundo a AISE 13 (2003), a determinação da resistência às forças laterais transversais ao caminho de rolamento deve ser feita considerando-se a flexão em torno do eixo y-y, da seção T determinada como sendo a mesa superior somado a 1/6 da área da alma, conforme Figura 6.

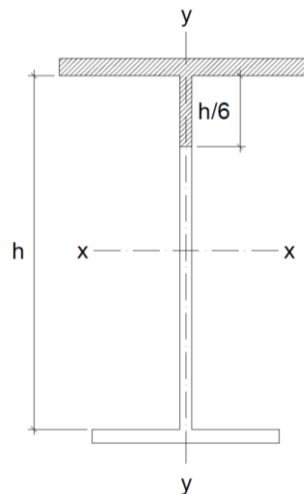


Figura 6 - Seção resistente às forças laterais conforme AISE 13.

2.2.1.1 Máximo momento fletor

Deve-se considerar, para o cálculo do momento fletor, o posicionamento mais desfavorável da ponte rolante. Em vigas de rolamento biapoiadas e pontes rolantes com duas rodas de cada lado, a situação que ocasiona o maior momento fletor é quando uma das rodas está a um quarto da distância entre as rodas, do meio do vão, e a outra está a três quartos da distância entre as rodas (Figura 7).

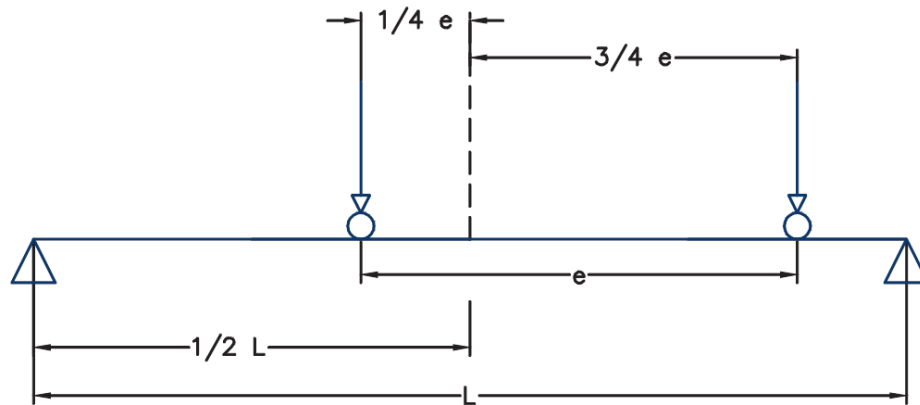


Figura 7 - Posicionamento das rodas no vão da viga de rolamento para maior flexão.

Fonte: Machado, 2014.

2.2.2 Força cortante

Para a determinação da cortante máxima, deve-se posicionar uma das rodas da ponte rolante o mais próximo possível de um dos apoios, conforme Figura 8.

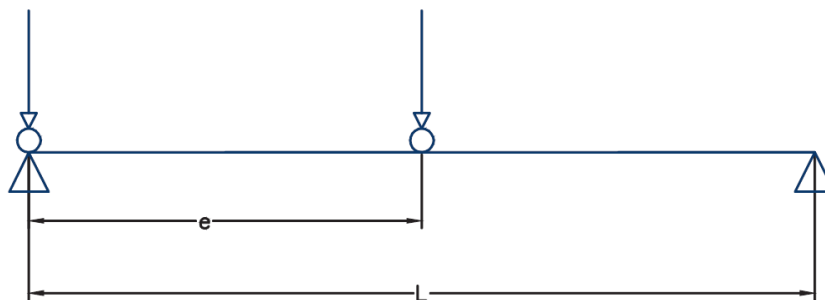


Figura 8 - Posicionamento das rodas do trole no vão da viga de rolamento para maior esforço cortante.

Fonte: Machado, 2014.

2.2.3 Forças longitudinais

Os esforços axiais, causados pelas forças horizontais longitudinais ao caminho de rolamento, têm influência muito pequena no dimensionamento da viga de rolamento. Eles são utilizados para o dimensionamento dos para-choques, da ligação da viga com a coluna e dos contraventamentos (Bellei, 2006). Segundo o AISC Steel Design Guide 7 (2005), em grande parte dos casos, as forças longitudinais geram tensões tão pequenas na viga de rolamento que podem ser desconsideradas em seu dimensionamento.

2.2.4 Distribuição longitudinal da carga nas rodas

A pressão das rodas da ponte rolante causa esforços localizados no trilho, na mesa superior e na alma da viga de rolamento. A carga da roda pode ser uniformemente distribuída na direção do trilho (Figura 9). O comprimento (l_n) de atuação da força na direção longitudinal da viga pode ser calculado conforme equação 2.5.

O AISC Journal nº 4 (1982) *apud* Bellei (2010) estabelece, para o ângulo α , um valor de 60° . Segundo o CMAA 70 (2010), deve-se adotar α igual a 45° .

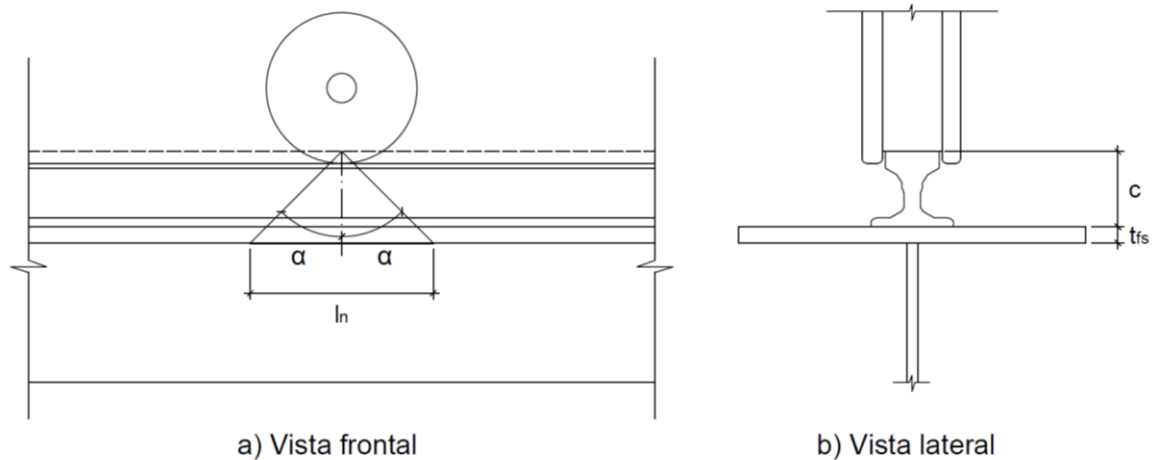


Figura 9 – Distribuição longitudinal da carga nas rodas

$$l_n = (c + t_{fs}) \cdot 2 \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (2.5)$$

em que l_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga, c a altura do trilho, t_{fs} a espessura da mesa superior e α o ângulo de distribuição da força na direção longitudinal da viga.

2.3 Deslocamentos

As flechas da ponte rolante devem ser calculadas considerando-se as combinações para estados limites de serviço, conforme apresentado no item 2.1.3.2. Deve-se considerar as posições mais desfavoráveis do trole e da ponte rolante. Em vigas de rolamento biapoiadas, a posição mais desfavorável para os deslocamentos é conforme Figura 10, em que as rodas da ponte rolante estão posicionadas simetricamente em relação ao meio do vão da viga.

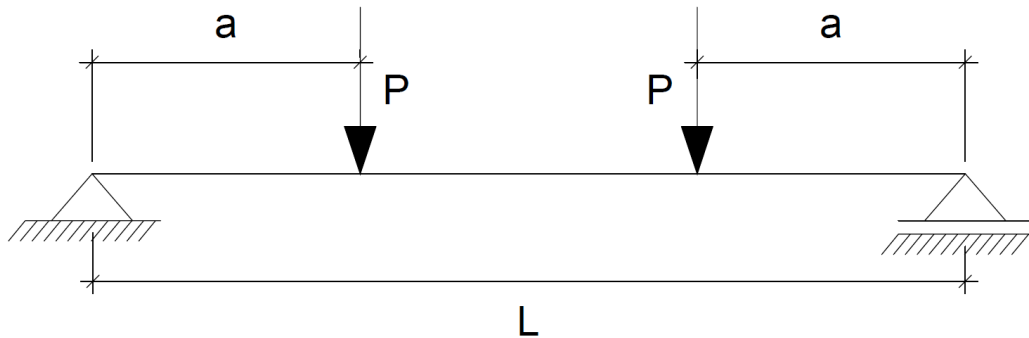


Figura 10 - Posicionamento das rodas no vão da viga de rolamento para maior deformação.

Fonte: Machado, 2014.

A flecha máxima, decorrente da carga aplicada pelas rodas, ocorre no meio do vão da viga de rolamento, de acordo com a equação 2.6:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3L^2 - 4a) \quad (2.6)$$

2.3.1 Contraflecha

Em vigas de rolamento com vão igual ou superior a 20 metros, é necessário, conforme ABNT NBR 8800:2008 e também a AISE 13 (2003), que seja aplicada uma contraflecha igual à flecha resultante das ações permanentes diretas características mais 50% das ações variáveis características.

2.3.2 Deslocamentos máximos

A ABNT NBR 8800:2008 define os deslocamentos máximos conforme a carga nominal da ponte rolante, com menores deslocamentos admissíveis para as pontes de siderúrgicas. A AISE 13 (2003) e o CMAA 70 (2010) dividem as estruturas em classes dos edifícios e classes de serviço, respectivamente. A Tabela 2 apresenta os deslocamentos máximos admitidos na viga de rolamento, conforme ABNT NBR 8800:2008, AISE 13(2013) e CMAA 70 (2010).

Tabela 2 - Deslocamentos máximos admitidos em vigas de rolamento conforme ABNT NBR 8800:2008, AISE 13 e CMAA 70.

	Capacidade da ponte rolante NBR 8800:2008	Classe do edifício AISE 13	Classes de serviço CMAA 70	Deslocamento máximo
Deslocamento Vertical	Pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	C e D	A, B e C	L/600
	Pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	-	D	L/800
	Pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200kN	A e B	E e F	L/1000
Deslocamento Horizontal	Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	-	A, B, C, D, E e F	L/400
	Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	-	-	L/600

2.3.2.1 Classes dos edifícios – AISE 13

A AISE 13 (2003) classifica as estruturas em quatro classes, com faixas de número de ciclos de variação de tensões ao longo da vida útil da estrutura, estimada em aproximadamente 50 anos:

- Classe A: edifícios em que os membros podem estar sujeitos a entre 500.000 e 2.000.000 ciclos ou mais de 2.000.000 de ciclos;
- Classe B: edifícios em que os membros podem estar sujeitos a entre 100.000 e 500.000 ciclos de variações de tensões ou entre 5 e 25 ciclos por dia;
- Classe C: edifícios em que os membros podem estar sujeitos a entre 20.000 e 100.000 ciclos de variações de tensões ou entre 1 e 5 ciclos por dia;
- Classe D: edifícios em que nenhum membro estará sujeito a mais de 20.000 ciclos de variações de tensões durante a vida útil da estrutura.

2.3.2.2 Classes de serviço – CMAA 70 (2010)

CMAA 70 (2010) estabelece as seguintes classes de serviço de pontes rolantes:

- Classe A (*standby* ou serviço infrequente): pontes rolantes que passam longos períodos sem içar e movimentar cargas. A capacidade total da ponte rolante pode ser atingida para instalações iniciais e para serviços de manutenção infrequentes;

- Classe B (serviço leve): a utilização da ponte rolante pode variar de nenhuma carga para ocasionais içamentos da carga máxima, entre dois a cinco içamentos por hora;
- Classe C (serviço moderado): neste tipo de serviço a ponte rolante trabalha em média com 50% de sua capacidade máxima, entre cinco a dez içamentos por hora;
- Classe D (serviço pesado): pontes trabalhando com cargas próximas a 50% da capacidade máxima são içadas constantemente, com dez a vinte içamentos por hora, cargas inferiores a 65% da capacidade máxima;
- Classe E (serviço severo): pontes trabalhando com mais de 20 içamentos por hora com quase a capacidade total da ponte;
- Classe F (serviço severo e contínuo): ponte trabalhando em altas velocidades com a carga próxima da capacidade máxima da ponte em todo o período de serviço.

2.4 Características das vigas de rolamento

As vigas de rolamento normalmente são calculadas como elementos biapoiados. As seções mais utilizadas são do tipo I, soldado ou laminado, embora em grandes vão possam ser usadas vigas caixão ou treliças (Bellei, 2006).

2.4.1 Apoio das vigas de rolamento

As vigas de rolamento podem ser projetadas como elementos biapoiados ou de vãos contínuos, cabendo ao engenheiro decidir qual a melhor opção para cada caso. Segundo a AISE 13 (2003), vigas de rolamento de barra única e vãos biapoiados são preferencialmente utilizadas por engenheiros projetistas de edifícios industriais, pois elas podem ser mais facilmente substituídas quando danificadas e podem ser analisadas diretamente quanto à multiplicidade de combinações de carregamento envolvendo forças verticais e horizontais. No AISC Steel Design Guide 7 (2005), são listadas as vantagens de se utilizar cada uma das concepções:

As vantagens de se utilizar vãos biapoiados são:

- Mais simples de dimensionar para as diferentes combinações de carga;
- Facilmente substituídas quando danificadas;
- Se a capacidade da ponte rolante for aumentada, há uma maior facilidade de execução de reforço.

Vantagens de se utilizar vãos contínuos:

- Reduz as deflexões, que normalmente controlam o dimensionamento;
- Rotações e movimentos de extremidade da barra são reduzidos;
- Resulta em vigas de rolamento mais leves, economizando-se em peso de aço, quando a fadiga não é um fator limitante no dimensionamento.

2.4.2 Seções transversais

Segundo Bellei (2006), perfis I laminados (com ou sem reforços laterais) são normalmente utilizados para vãos de até 6 metros e pontes rolantes com capacidade nominal de até 5 toneladas (Figura 11 – a e b). Para vãos de até 7 m, e pontes rolantes com capacidade nominal entre 5 e 25 toneladas, as vigas de rolamento normalmente são compostas de seções I soldadas assimétricas, com a mesa superior mais larga do que a mesa inferior (Figura 11 - c). Para os outros casos, são utilizadas seções especiais com contenção lateral (Figura 11 – d e f). Para vãos superiores a 25 m, são utilizadas vigas treliçadas ou em caixão (Figura 11 – g e e).

Para vãos até 6-7 m, em geral, as vigas de rolamento suportam os esforços decorrentes da ponte rolante isoladamente. Para vãos maiores, até 11-13 m há necessidade de contenção lateral na mesa superior, e para vãos superiores, é necessário também que seja feita contenção lateral na mesa inferior (Figura 11 – h).

O AISC Steel Design Guide 7 (2005) apresenta um critério para a escolha do tipo de viga de rolamento:

- Pontes rolantes com capacidade pequena de carga e vãos pequenos – utiliza-se perfil I;
- Pontes rolantes com capacidade de carga média e vãos moderados – utiliza-se perfil I, e se necessário, com um perfil U soldado na mesa superior;
- Pontes rolantes com capacidade de carga alta e grandes vãos – utiliza-se perfil I soldado, com uma treliça horizontal ou uma chapa sólida na mesa superior.

É importante observar que a solução com um perfil U soldado na mesa superior do perfil I é amplamente utilizada pelos americanos, pois há nos Estados Unidos uma maior disponibilidade de perfis U laminados, com opções de maior seção transversal do que aquelas normalmente encontradas no Brasil. Por esse motivo, os projetistas brasileiros utilizam, alternativamente, uma solução com cantoneiras soldadas à mesa superior (Figura 11 – b).

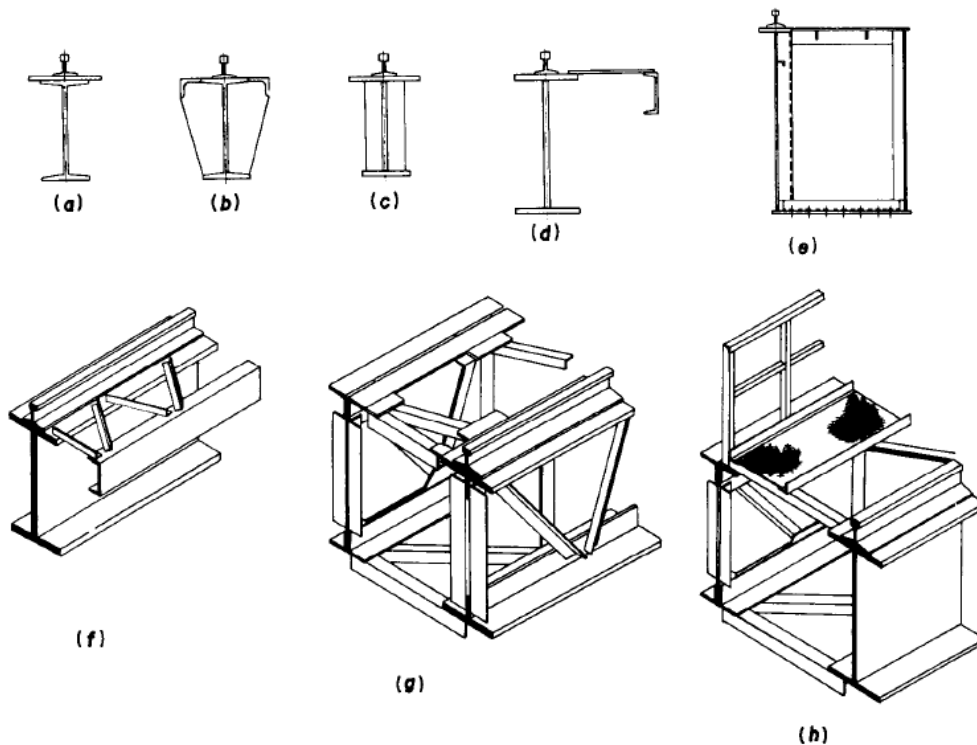


Figura 11 – Tipos de seção utilizadas em vigas de rolamento.

Fonte: Bellei, 2006.

2.4.3 Pré-dimensionamento das seções transversais

Bellei (2006) indica, para perfis sem contenção lateral, as seguintes relações para pré-dimensionamento da seção transversal:

- Relações entre altura da viga e os deslocamentos verticais máximos permitidos:
 - Para deslocamento vertical máximo de $L/600$, altura total entre $L/10$ e $L/14$;
 - Para deslocamento vertical máximo de $L/800$, altura total entre $L/8$ e $L/12$;
 - Para deslocamento vertical máximo de $L/1000$, altura total entre $L/5$ e $L/10$;
- Relação entre a largura da mesa comprimida e o vão da viga de rolamento: largura da mesa comprimida entre $L/20$ e $L/40$;
- Relação entre espessura da mesa e alma: a relação entre a espessura da mesa e da alma deve ser menor ou igual a 4;
- Espessuras mínimas recomendadas:
 - Espessura da alma: maior ou igual a 6,3mm e maior ou igual a $h \cdot F_y^{1/2} / 198$; onde h é a altura total da alma e F_y é a tensão de escoamento do aço;
 - Espessura da mesa comprimida: maior ou igual a 12,5mm.

2.5 Dimensionamento aos estados-limites últimos

As vigas de rolamento devem ser dimensionadas considerando-se os estados-limites últimos relativos ao momento fletor, à força cortante, ao colapso sob forças localizadas, às forças normais e à combinação de esforços solicitantes.

2.5.1 Momento fletor

Quando submetida a momento fletor, uma viga I pode falhar por plastificação total da seção transversal, por flambagem lateral com torção ou por flambagem local dos elementos da seção transversal (Fakury *et al*, 2016).

2.5.1.1 Plastificação total da seção transversal

Ao ser solicitada por momento fletor, uma viga pode estar sujeita a tensões normais tais que toda a sua seção transversal atinja a tensão de escoamento. Ao atingir esse estágio, as deformações da região plastificada aumentam de maneira indefinida, sob a atuação de momento constante, ocorrendo assim a formação de uma rótula plástica. Em vigas biapoiadas, a formação de uma rótula plástica torna a viga hipostática, o que causa o seu colapso (Figura 12). Em vigas hiperestáticas, deve-se formar mais de uma rótula plástica para que a viga entre em colapso, porém, em termos práticos, considera-se que na formação de uma rótula plástica a viga atinge a sua capacidade (Fakury *et al*, 2016).

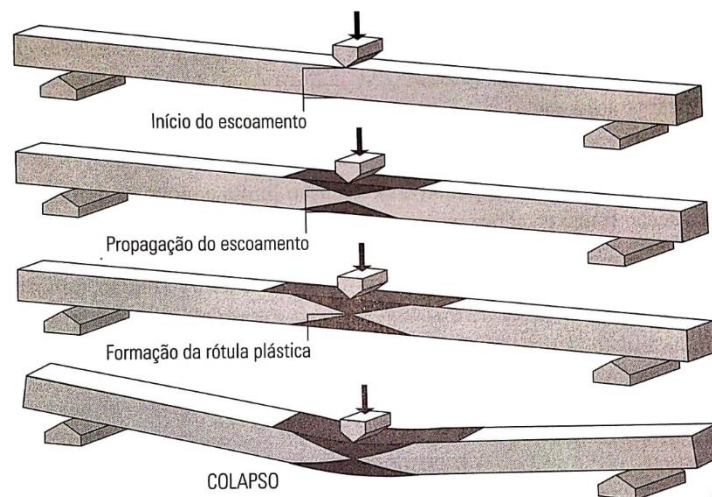


Figura 12 - Sequência na formação de rótula plástica na seção central de uma viga birrotulada.

Fonte: Fakury *et al*, 2016.

Conforme ABNT NBR 8800:2008, o momento de plastificação é definido de acordo com a equação 2.7.

$$M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (2.7)$$

onde Z é o módulo de resistência plástico e f_y a resistência ao escoamento do aço.

2.5.1.2 Flambagem lateral com torção

Barras idealizadas para serem utilizadas como vigas geralmente são dimensionadas de forma que o momento de inércia em relação ao eixo x é consideravelmente superior ao do eixo y . Essas barras são, conseqüentemente, pouco resistentes quanto à torção e à flexão em relação ao eixo de menor inércia. Se não travadas lateralmente, podem se tornar instáveis sob o efeito de forças verticais. Essa instabilidade se manifesta através de uma translação lateral acompanhada de uma rotação e é chamada de flambagem lateral com torção - FLT (Gaylord *et al*, 1992).

Segundo Salmon e Johnson (1996), na atuação de forças verticais no plano da alma, a mesa comprimida da seção transversal da viga I pode ser tratado como uma coluna comprimida, em que a alma da viga fornece um travamento contínuo em relação ao eixo 1 (eixo de menor inércia) (Figura 13). Com tensões de compressão superiores à tensão que provocaria flambagem em relação ao eixo de menor inércia, a zona comprimida pode flambar em relação ao eixo 2 (eixo de maior inércia), sendo essa a causa da flambagem lateral. Como a mesa comprimida está continuamente conectada pela alma à estável mesa tracionada, toda a seção transversal é levada a um deslocamento lateral. Na Figura 13, pode-se observar que a flambagem lateral da mesa comprimida, combinada com a ação estabilizante da mesa tracionada, faz com que ocorra também uma torção na seção transversal da viga.

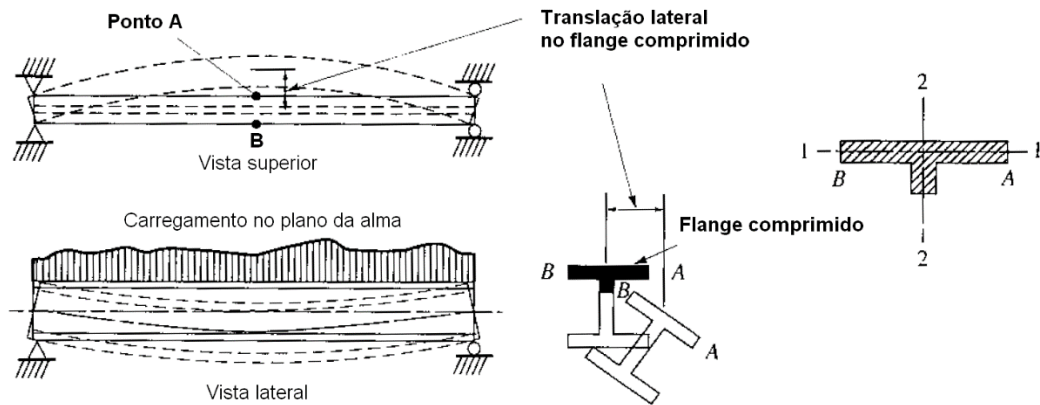


Figura 13 - Flambagem lateral em barra contida lateralmente em suas extremidades.

Fonte: Salmon e Johnson, 1996.

2.5.1.2.1 Momento elástico crítico de FLT para seções I monossimétricas com cargas verticais aplicadas na mesa superior

Galambos (1968), através da resolução das equações diferenciais da teoria da estabilidade elástica desenvolvidas por Timoshenko e Gere (1961), apresenta o valor do momento crítico de flambagem lateral com torção elástica, para vigas de seções abertas monossimétricas, fletidas no plano de simetria, com momento fletor constante ao longo de todo o comprimento (equação 2.8):

$$M_{ocr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \left[\frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2}\right)^2 + \left(\frac{C_w}{I_y} + \frac{GJ}{EI_y} \frac{L_b^2}{\pi^2}\right)} \right] \quad (2.8)$$

onde E é o módulo de elasticidade do material, G o módulo de elasticidade transversal, I_y o momento de inércia do eixo de simetria, C_w a constante de empenamento, L_b o comprimento destravado e β_x é o coeficiente de monossimetria, dado pela equação 2.9:

$$\beta_x = \frac{1}{I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA - 2y_0 \quad (2.9)$$

em que y_0 é a distância entre o centro de torção e o centroide da seção transversal, com valor negativo quando a maior mesa está comprimida. Kitipornchai e Trahair (1979) desenvolveram, para perfis I monossimétricos com a razão I_y/I_x menor ou igual a 0,5, uma equação aproximada para o cálculo do coeficiente de monossimetria:

$$\beta_x = 0,9h(2\rho - 1) \left[1 - \left(\frac{I_y}{I_x} \right)^2 \right] \quad (2.10)$$

onde ρ é o grau de monossimetria da seção, com valor igual a I_{yc} / I_y , em que I_{yc} é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo e simetria. Na ABNT NBR 8800:2208, é indicada uma equação similar para a determinação do coeficiente de β_3 para perfis I monossimétricos, que é equivalente a $\beta_x/2$ (equação 2.11):

$$\beta_x = 2\beta_3 = 0,9h \left(\frac{\alpha_y - 1}{\alpha_y + 1} \right) \quad (2.11)$$

em que $\alpha_y = I_{yc} / I_{yt}$, onde I_{yt} é o momento de inércia da mesa tracionada em relação ao eixo e simetria.

Adotando-se a constante de poisson igual a 0.3, para perfis de aço, pode-se reescrever a equação 2.8:

$$M_{ocr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \left[\frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2} \right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{JL_b^2}{C_w} \right)} \right] \quad (2.12)$$

Para a aplicação nos casos em que as vigas estejam sujeitas a momentos não uniformes ao longo de seu comprimento, Salvadori (1955) *apud* Ziemian (2010) propôs uma modificação na equação 2.8:

$$M_{cr} = C_b M_{ocr} \quad (2.13)$$

em que C_b é um fator de equivalência para diagramas de momento fletor não uniforme.

Aplicando-se a equação 2.12 na equação 2.13, temos:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \left[\frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2} \right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{JL_b^2}{C_w} \right)} \right] \quad (2.14)$$

Na ABNT NBR 8800:2208, a equação do momento crítico elástico aparece com a forma:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \cdot \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{JL_b^2}{C_w} \right)} \right] \quad (2.15)$$

onde, β_3 é igual a $\beta_x/2$.

São propostas na literatura várias fórmulas para o cálculo de C_b . Conforme a ABNT NBR 8800:2008, exceto para os casos em que há travamento lateral contínuo ao longo de uma das mesas do perfil:

$$C_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0 \quad (2.16)$$

onde $M_{m\acute{a}x}$ é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado; M_A , M_B e M_C os valores absolutos do momento fletor solicitante de cálculo, nas seções situadas a um quarto, no centro e a três quartos do comprimento destravado; R_m é igual a $0,5 + 2(I_{yc} / I_y)^2$ para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos.

A equação 2.16 é baseada em uma flambagem lateral com torção elástica de membros com cargas verticais aplicadas teoricamente no centro de torção da seção transversal. Muitas das vezes, no entanto, elas incidem fora desse ponto. Se a carga for aplicada acima do centro de torção, haverá uma redução na capacidade de resistência à FLT, e conforme a carga seja movida para baixo, haverá um aumento da carga crítica de flambagem (Helwig *et al*, 1997).

Helwig *et al* (1997) recomendam que, para que seja levado em conta o ponto de aplicação da carga vertical em um perfil I monossimétrico, seja utilizado um valor modificado de C_b^* , válido para o cálculo de C_b conforme a equação 2.16:

$$C_b^* = C_b \left(1,4^{\frac{2y}{h_0}} \right) \quad (2.17)$$

em que C_b^* é o fator C_b modificado; y é a localização da carga aplicada, relativo à meia altura da seção transversal, negativo para carga acima da meia altura e positivo para carga abaixo da meia altura e h_0 a distância entre os centros das mesas superior e inferior.

O uso de C_b^* é limitado para seções com grau de monossimetria entre $0,1 \leq \rho \leq 0,9$, pois, segundo Helwig *et al* (1997), seções I monossimétricas fora desse limite são essencialmente seções T. Wang e Kitipornchai (1986) mostram que a resistência à FLT depende da altura da aplicação da carga, do grau de monossimetria ρ da seção e do coeficiente W , um parâmetro da barra dado por:

$$W = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} \quad (2.18)$$

Wang e Kitipornchai (1986) encontraram em diversos casos de análise que, para barras com alto grau de simetria ($\rho \geq 0,9$), há grandes reduções nas cargas críticas de flambagem, devido a uma mudança de comportamento. Seções com grau de monossimetria muito elevado podem não ser seções ótimas para se obter as melhores resistências à flambagem. Conforme mostrado na Figura 14, o grau de monossimetria exerce maior influência no valor de C_b em barras com cargas aplicadas no centro de cisalhamento. Para cargas aplicadas nas mesas superior ou inferior, o valor de C_b não é sensível ao grau de monossimetria. Nota-se que para os casos estudados, quando a carga é aplicada na mesa superior, C_b apresentou valores inferiores a 1.

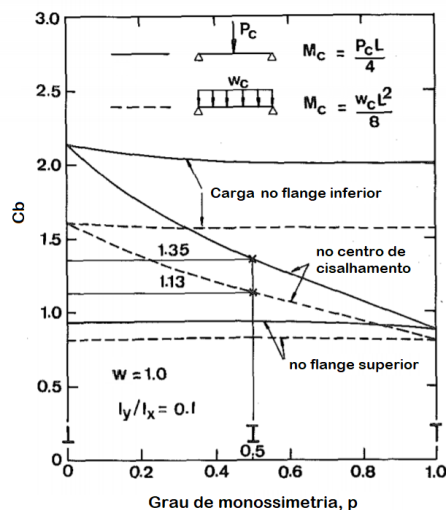


Figura 14 – Influência da altura da aplicação da carga no valor do momento crítico em seções I monossimétricas.

Fonte: Wang e Kitipornchai, 1986.

A ABNT NBR 8800:2008 limita a utilização das equações descritas em seu anexo G para valores de α_y entre $1/9 \leq \alpha_y \leq 9$.

2.5.1.3 Flambagem local

Quando submetidos a tensões de compressão, um ou mais elementos da seção transversal podem flambar independentemente da seção como um todo, configurando assim um tipo de estado-limite último denominado flambagem local. A flambagem local é caracterizada pela formação de semi-ondas longitudinais, como exemplificado na Figura 15, não acarretando alteração da posição média do eixo longitudinal da barra. No caso de perfis I, pode ocorrer, na flexão, a flambagem local da mesa comprimida (Figura 15 – a) e a flambagem local da alma (Figura 15 – b) (Fakury *et al*, 2016).

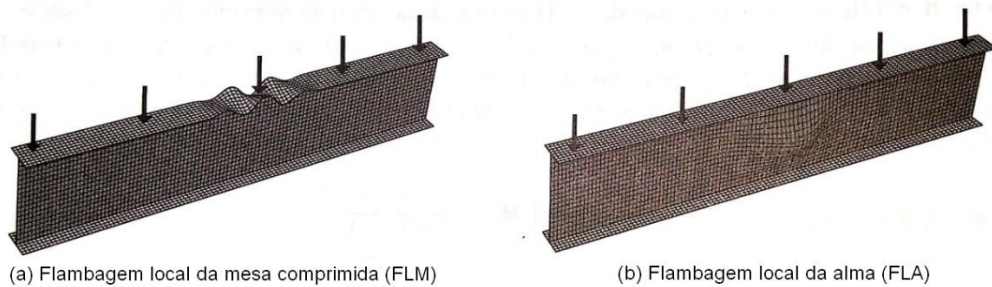


Figura 15 - Flambagens locais de viga com perfil I fletido.

Fonte: Fakury et al, 2016.

2.5.1.4 Momento fletor resistente de cálculo

O momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta é definido pela ABNT NBR 8800:2008 em seu anexo G, como:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.19)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.20)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.21)$$

onde γ_{a1} é o coeficiente de ponderação relacionado à instabilidade, igual a 1,1, λ o parâmetro de esbeltez, λ_p e λ_r são respectivamente o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação e o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, M_{pl} o momento de plastificação total da seção, M_r o momento correspondente ao início do escoamento e M_{cr} o

momento fletor de flambagem elástica, são definidos conforme Tabela G.1 da ABNT NBR 8800:2008.

2.5.1.5 Interação de esforços solicitantes

Conforme ABNT NBR 8800:2008, quando há atuação simultânea de forças axiais e momentos fletores, deve ser obedecida a limitação da interação entre esses esforços, conforme equações 2.22 e 2.23:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right), \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (2.22)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right), \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (2.23)$$

em que N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo, N_{Rd} é a força normal resistente de cálculo, $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são respectivamente, os momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos x e y da seção transversal e $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo em relação aos eixos x e y.

2.5.2 Força cortante

Gaylord *et al* (1992) dizem que raramente a força cortante é um fator importante no dimensionamento da maioria das vigas metálicas sujeitas a forças distribuídas ao longo de seu comprimento, porém, para vigas com elevadas forças concentradas, com cargas localizadas próximas aos pontos de apoio, a força cortante pode ser determinante em seu dimensionamento.

Em perfis do tipo I, a tensão de cisalhamento varia parabolicamente na altura da viga, como mostrado no diagrama da Figura 16 – a (Hibbeler, 2010). Pode-se observar que a alma da viga I suporta a maior parcela do cisalhamento total, ultrapassando os 90% em grande parte das seções transversais. Segundo Gaylord *et al* (1992), a tensão de cisalhamento pode ser satisfatoriamente aproximada por uma distribuição uniforme, em uma área igual ao produto da altura total da viga e da espessura da alma, conforme a equação 2.24. Embora a distribuição uniforme forneça uma tensão de cisalhamento ligeiramente inferior à tensão de cisalhamento máxima, os procedimentos adotados pelas normas baseiam-se nessa aproximação.

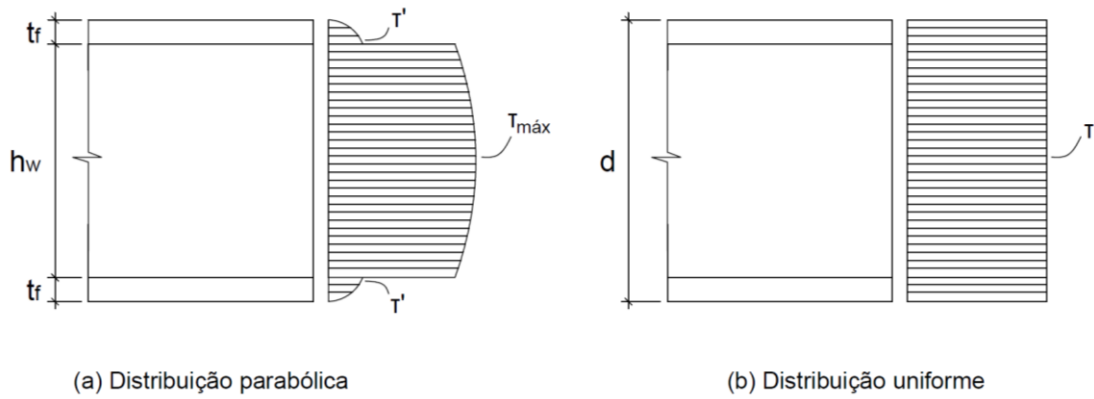


Figura 16 - Distribuição da tensão de cisalhamento na seção transversal da viga I.

$$\tau = \frac{V}{d \cdot t_w} \quad (2.24)$$

em que τ é a tensão de cisalhamento, V a força cortante, d a altura da seção transversal e t_w a espessura da alma.

No dimensionamento à força cortante, são considerados dois estados-limites últimos, a flambagem da alma por cisalhamento e plastificação da alma por cisalhamento.

2.5.2.1 Flambagem da alma por cisalhamento

Com a aplicação de forças cortantes na viga I, a alma fica sujeita a tensões de cisalhamento que são equivalentes a tensões principais de compressão e de tração de mesma magnitude, agindo a 45° . Com isso, a compressão pode causar flambagem na alma em forma de ondas, como mostrado na Figura 17 (Gaylord *et al*, 1992).

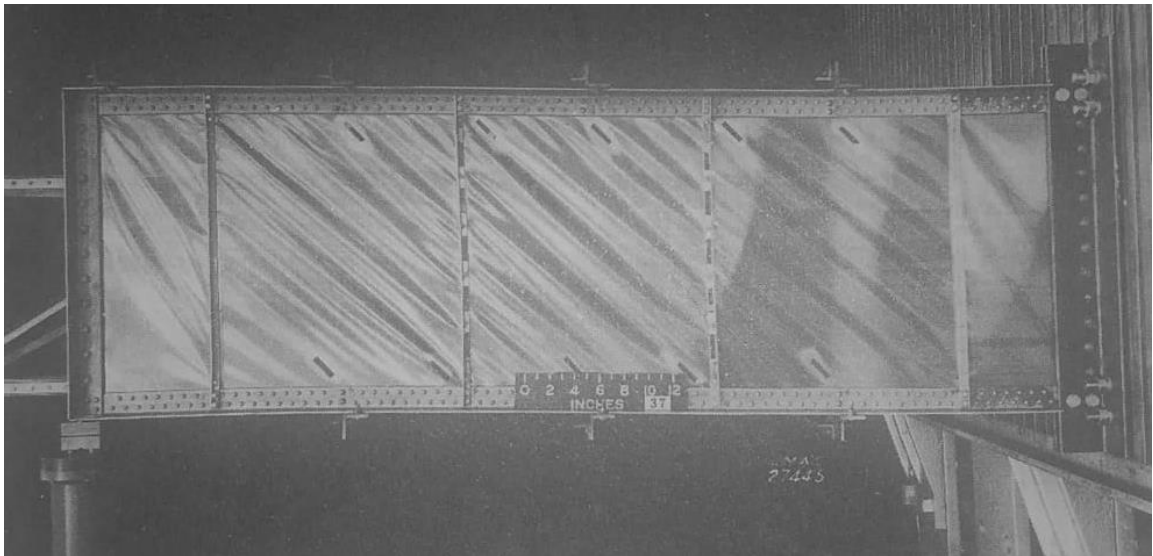


Figura 17 - Flambagem da alma de uma viga de alumínio.

Fonte: Gaylord et al, 1992.

Segundo Fakury *et al* (2016), para se evitar que esse estado-limite último ocorra, pode-se colocar enrijecedores transversais igualmente espaçados, aumentando assim a capacidade de resistência da alma à flambagem por cisalhamento.

2.5.2.2 Plastificação da alma por cisalhamento

Em uma viga I, com ou sem enrijecedores transversais, sob a atuação de forças cortantes a sua alma pode atingir a tensão de escoamento antes que ocorra a flambagem da alma, apresentando grandes deslocamentos diferenciais na direção da força cortante, configurando-se assim um estado-limite último (Fakury *et al*, 2016).

A força correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é dada pela ABNT NBR 8800:2008 por:

$$V_{pl} = 0,60A_w f_y \quad (2.25)$$

em que A_w é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser tomada igual a $d \times t_w$, onde d é a altura total da seção transversal e t_w a espessura da alma.

2.5.2.3 Força cortante resistente de cálculo

A força cortante resistente de cálculo é definida pela ABNT NBR 8800:2008 em seu anexo G, como:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.26)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.27)$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.28)$$

2.5.3 Forças localizadas

Quatro são os estados-limites últimos que podem ocorrer quando há forças localizadas comprimindo a alma: escoamento local da alma, enrugamento da alma, flambagem lateral da alma e flambagem da alma por compressão (Fakury *et al*, 2016).

Para que seja evitada a ocorrência de estados-limites últimos relativos a forças localizadas comprimindo a alma, é comum que se utilize enrijecedores transversais, calculados para resistir aos esforços de compressão. No caso de vigas de rolamento, como a carga localizada é móvel e pode estar em qualquer posição ao longo do comprimento da viga, essa solução não é considerada, exceto para os pontos de apoio da viga, evitando-se assim a flambagem da alma por compressão.

Segundo Bellei (2006), independentemente de haver a necessidade da colocação de enrijecedores intermediários devido aos esforços solicitantes na viga de rolamento, aconselha-se a sua utilização com espaçamento máximo de 1500mm ou três vezes a altura total da viga, para se combater a excentricidade dos trilhos, que pode causar empenos de alma e mesa. De acordo com AISE 13 (2003), a excentricidade dos trilhos em relação à alma é suficiente para que o flange superior gire em torno do eixo longitudinal em cada passagem da ponte rolante. As tensões causadas por esse giro, juntamente com os efeitos locais das cargas das rodas da ponte rolante tem causado falhas devido à fadiga na alma das vigas. É recomendado pela AISE 13 (2003), que sejam colocados enrijecedores intermediários, soldados à mesa superior, sempre que a relação entre a altura e espessura da alma seja superior a 70 em todos os pontos onde:

$$f_v \geq 441264,5 / \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \quad (2.29)$$

em que f_v é a tensão máxima de cisalhamento no painel, em MPa. A distância entre os enrijecedores e a altura da alma não devem ser superiores a:

$$a \text{ ou } h \leq \frac{919t_w}{\sqrt{f_v}} \quad (2.30)$$

onde a é a distância entre os enrijecedores e f_v é em MPa.

2.5.4 Fadiga

O estudo da fadiga é particularmente importante no dimensionamento de vigas de rolamento, devido à natureza cíclica das cargas causadas pelas pontes rolantes. A resistência à fadiga é muito variável com relação aos tipos de detalhes de solda e de fabricação, devendo estes serem realizados de maneira a minimizar este efeito.

3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE ROLAMENTO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 Características da análise

3.1.1 Pontes rolantes

Foram dimensionadas vigas de rolamento para o suporte de pontes rolantes do tipo uni-viga, com apoio sobre duas rodas em cada extremidade, comandadas por controle pendente ou controle remoto, de uso não siderúrgico (Figura 18).



Figura 18 - Ponte rolante uni-viga.

Fonte: Catálogo de produtos, CSM.

Para as análises, considerou-se seis tipos de pontes rolantes, com capacidades de carga pequenas e médias, variando de 2.0 até 20.0 tf e com vãos livres de 20 a 22m. A Tabela 3 foi extraída conforme os levantamentos de Machado (2014), que fez uma estimativa dos pesos do trole e dispositivos de içamento para cada ponte rolante da tabela. Esses pesos são necessários para o cálculo das forças transversais ao caminho de rolamento.

Tabela 3 – Capacidades, vãos e cargas das pontes rolantes consideradas na análise.

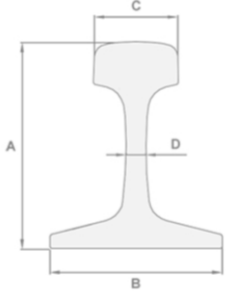
Capacidade da Ponte (tf)	Vão livre entre apoios da ponte (m)	Peso do trole e dispositivos de içamento (tf)	Distância entre rodas (mm)	Reação vertical máxima por roda (tf)
2.0	22	0.5	3600	3.2
5.0	20	1.3	3200	4.0
8.0	20	2.0	3200	5.7
12.5	22	3.2	3600	9.9
15.0	22	3.8	3600	12.4
20.0	20	5.0	3200	12.6

Fonte: Machado, 2014.

3.1.2 Trilhos

Para pontes rolantes, é usual a utilização de trilhos ferroviários. Segundo Gomes (2017), é comum a utilização do trilho do tipo TR-37, do padrão americano, para as pontes rolantes. Adotou-se, portanto, o peso próprio e as dimensões do TR-37 (Tabela 4).

Tabela 4 - Trilhos ferroviários, padrão americano

Tipo	A	B	C	D	Peso (kg)	Perfil do Trilho
TR-25 (ASCE 5040)	98,4	98,4	54,0	11,1	24,65	
TR-32 (ASCE 6540)	112,7	112,7	61,1	12,7	32,05	
TR-37 (ASCE 7540)	122,2	122,2	62,7	13,5	37,11	
TR-40 (ASCE 80)	127,0	127,0	63,5	13,9	39,68	
TR-45 (90 ARA-A)	142,9	130,2	65,1	14,3	44,64	
TR-50 (100 RE)	152,4	136,5	68,2	14,3	50,35	
TR-57 (115 RE)	168,3	139,7	69,0	15,9	56,90	
TR-68 (136 RE)	185,7	152,4	74,6	17,4	67,56	

Fonte: Gomes, 2017.

3.1.3 Vigas de rolamento

As vigas de rolamento analisadas são barras metálicas únicas com vãos simples biapoiados, sem contenção lateral.

3.1.3.1 Seções transversais

As seções transversais utilizadas para o dimensionamento das vigas neste trabalho são compostas por perfis laminados encontrados no Brasil, normalmente fornecidos pela Gerdau. Para todos os casos analisados, foram dimensionadas vigas em perfil I simples duplamente simétricos, da série W e perfis compostos por um perfil I, da série W e duas cantoneiras de abas

iguais, soldadas à mesa superior do perfil I, formando uma seção monossimétrica, conforme Figura 19.

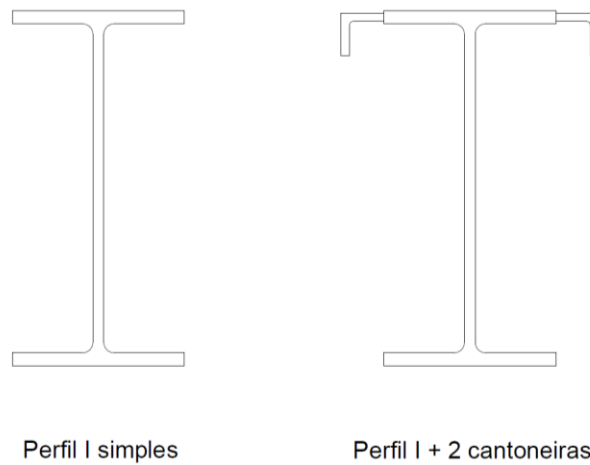


Figura 19 - Tipos de seções transversais analisados.

3.1.3.1.1 Critérios de composição dos perfis compostos

Para a composição dos perfis, foram considerados dois critérios, o primeiro relativo à inércia da mesa superior e o segundo relativo à espessura das cantoneiras. Conforme a ABNT NBR 8800:2008, para perfis I monossimétricos, a inércia em relação ao eixo de simetria (eixo y) da mesa superior (mesa comprimida) não pode ser maior do que nove vezes a inércia da mesa inferior (mesa tracionada). Como mesa superior do perfil composto, foi considerado o perfil U formado pela mesa superior do perfil I, somado às duas cantoneiras (Figura 20). Esse critério evita a utilização de cantoneiras muito grandes, criando uma elevada diferença entre as inércias das mesas superior e inferior, fazendo com que o perfil se comporte mais como uma seção T do que uma seção I.

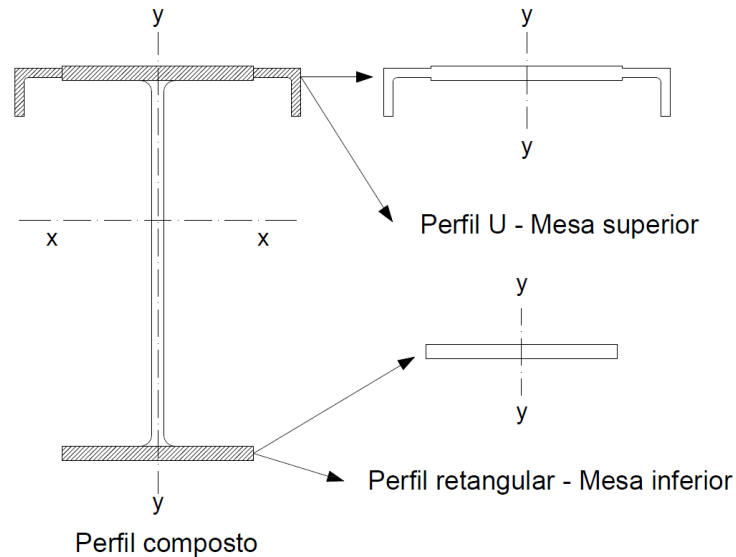


Figura 20 - Mesas superior e inferior do perfil composto.

Apenas cantoneiras que possuem espessura de no mínimo dois terços da espessura das mesas do perfil I foram utilizadas para a composição dos perfis, evitando-se, deste modo, uma grande desproporcionalidade entre as espessuras.

3.1.3.1.2 Propriedades geométricas

As propriedades geométricas do perfil I simples são facilmente determinadas, uma vez que o centro geométrico e o centro de torção localizam-se na meia altura, sobre os dois eixos de simetria. Todas as propriedades geométricas estão presentes nas tabelas padronizadas de perfis I laminados. Quando são adicionadas a esse perfil, duas cantoneiras na mesa superior, há uma mudança de posição dos centros geométrico e de torção, que se localizam sobre o eixo de simetria, mas não se encontram mais na meia altura, nem são coincidentes. As propriedades geométricas dos perfis compostos foram calculadas sem maiores dificuldades, exceto para o caso da determinação do coeficiente de monossimetria (β_x) e da constante de empenamento (C_w), em que houve a necessidade da resolução das integrais que definem tais propriedades.

3.1.3.1.2.1 Determinação da constante de empenamento (C_w)

O momento setorial de inércia de seções abertas e paredes finas, tratado na ABNT NBR 8800:2008 como constante de empenamento (C_w), foi definido por Vlasov (1963) como:

$$C_w = \int_A w^2 dA \quad (3.1)$$

em que dA é um elemento de área e w é a área setorial da seção definida pela equação 3.2, para seções de paredes finas, em que pode-se supor uma distribuição uniforme das tensões de cisalhamento τ sobre a espessura t , com direção tangente à linha do esqueleto (LE) (Figura 21). A integração é realizada em toda a seção transversal (Mori, 2003).

$$w = \int_{s_1}^s n ds \quad (3.2)$$

onde n é a distância entre o centro de torção (CS) e a tangente (TG) à linha do esqueleto da seção do trecho de interesse, s é uma ordenada que percorre a linha do esqueleto, a partir de s_1 , descrevendo o comprimento da seção a ser integrada (Figura 21).

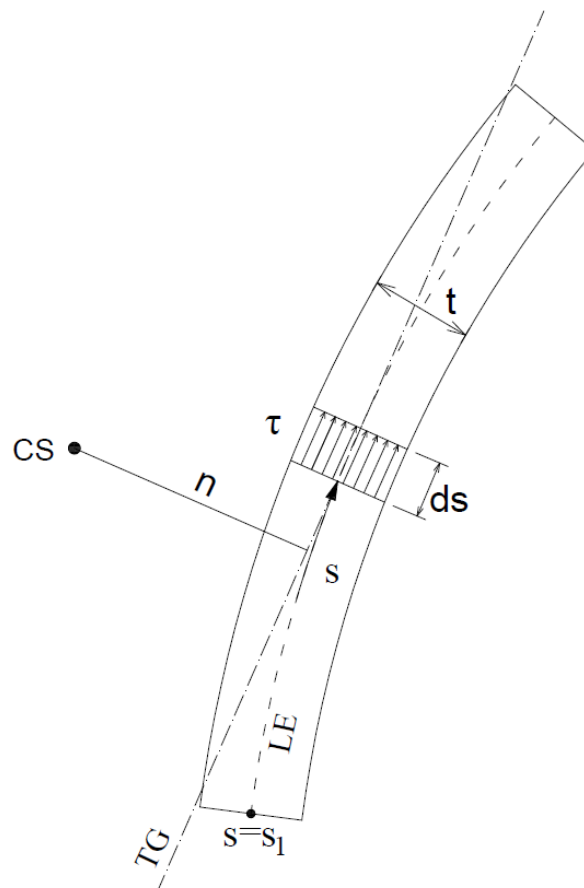


Figura 21 - Representação de seção transversal genérica de parede fina.

Fonte: Mori, 2003.

Resolvendo-se as integrais, encontrou-se uma expressão para a constante de empenamento do perfil I composto (equação 3.3):

$$C_w = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} [D^2 + (d - t_f - D)^2] + 2 \cdot t_c \left[D^2 \left(\frac{b_f^2}{4} b + \frac{b_f}{2} b^2 + \frac{b^3}{3} \right) + \left(\frac{b_f}{2} + b \right)^2 \cdot \left(D^2 b + D b^2 + \frac{b^3}{3} \right) \right] \quad (3.3)$$

onde b_f e t_f são a largura e a espessura das mesas do perfil I, t_c a espessura da cantoneira, b a largura aba da cantoneira (medida na linha do esqueleto), d é a altura total do perfil e D é a localização do centro de torção (CS), medido de cima para baixo, a partir do centro da mesa superior (Figura 22), com valores negativos quando localizado acima do centro da mesa superior, calculado conforme equação 3.4:

$$D = \frac{1}{I_y} \left[-t_c \cdot b \left(\frac{b_f}{2} + b \right) \left(\frac{b_f}{2} b + b^2 \right) + t_f \frac{b_f^3}{12} (d - t_f) \right] \quad (3.4)$$

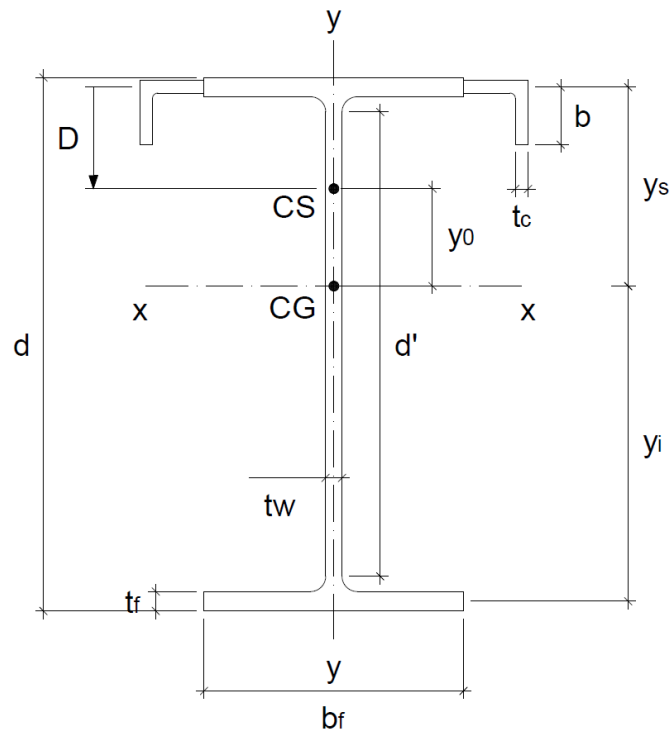


Figura 22 – Dimensões do perfil composto

Na ABNT NBR 8800:2008 é utilizada a equação (3.5) para o cálculo de C_w de pra seções I monossimétricas:

$$C_w = \frac{\left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right)^2}{12} \left(\frac{t_{fi} b_{fi}^3 t_{fs} b_{fs}^3}{t_{fi} b_{fi}^3 + t_{fs} b_{fs}^3} \right) \quad (3.5)$$

em que b_{fs} e t_{fs} são a largura e a espessura da mesa superior, b_{fi} e t_{fi} a largura e espessura da mesa inferior do perfil.

Para comparar-se os valores de C_w obtidos conforme a equação 3.3 com os valores calculados pela equação 3.5, conforme ABNT NBR 8800:2008, criou-se uma seção I monossimétrica transformada, substituindo-se a seção composta por uma seção onde a mesa superior possui largura b_{fs} igual à soma da largura da mesa superior do perfil I laminado com o comprimento das abas das cantoneiras. A espessura t_{fs} foi definida de tal forma que a área da mesa superior transformada seja igual à soma das áreas da mesa superior do perfil I laminado e das cantoneiras (Figura 23).

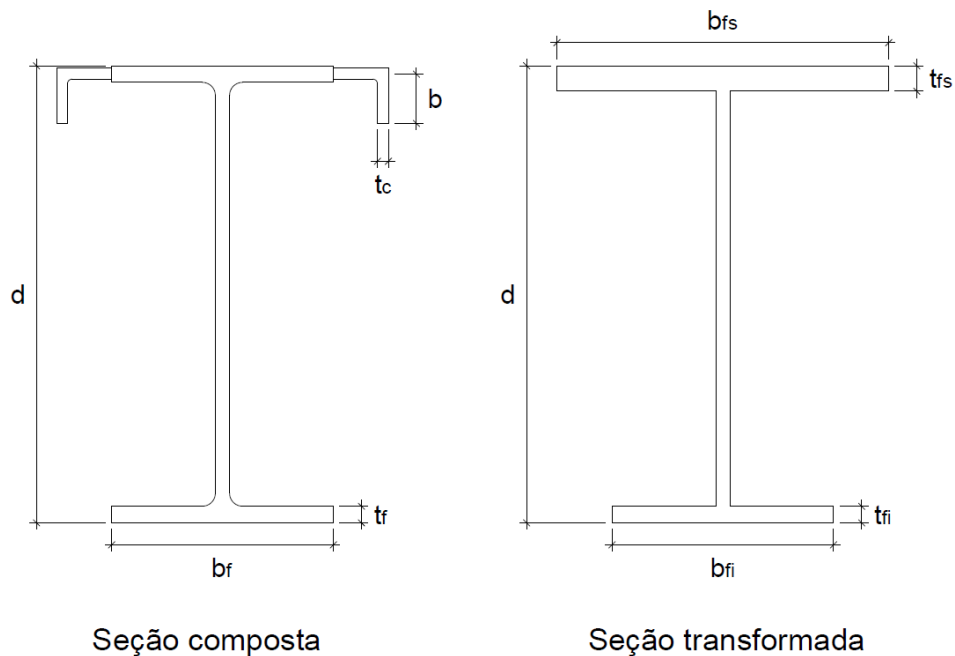


Figura 23 - Seção transformada para cálculo de C_w

Tabela 5 - Comparativo entre as constantes de empenamento teórica e aproximada

Perfil Composto I + 2 L	C_w teórico Equação 3.3	C_w NBR 8800:2008 Equação 3.5	Diferença Percentual
W 360 x 32,9 + 2L 38.1 x 6.4	152673.97	106438.09	-30.3%
W 410 x 38,8 + 2L 38.1 x 6.4	268685.61	190694.37	-29.0%
W 410 x 53,0 + 2L 50.8 x 7.9	701596.02	484221.56	-31.0%
W 460 x 52,0 + 2L 50.8 x 7.9	567266.25	390894.71	-31.1%
W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	1081951.59	734747.59	-32.1%
W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	1012157.64	709485.60	-29.9%

W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 7.9	1822718.09	1304584.98	-28.4%
W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 9.5	1863184.15	1334853.61	-28.4%
W 530 x 82,0 + 2L 50.8 x 9.5	2280543.76	1634466.44	-28.3%
W 530 x 92,0 + 2L 76.2 x 12.7	3104297.67	2078427.49	-33.0%
W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	4855042.44	3328181.60	-31.4%
W 610 x 113,0 + 2L 76.2 x 12.7	5582963.16	3803668.79	-31.9%
W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	16038435.89	11335158.30	-29.3%

O cálculo da constante de empenamento pela equação 3.5, com a seção transformada, apresentou valores em média 30,3% menores que os valores calculados conforme a equação 3.3 (Tabela 5). Embora os valores estejam a favor da segurança, a grande diferença entre eles indica que essa aproximação não é boa, portanto, é recomendada a utilização da equação 3.3, para que não se reduza muito o momento fletor resistente, sendo antieconômico.

3.1.3.1.2.2 Determinação do coeficiente de monossimetria (β_x)

Conforme apresentado por Galambos (1968), o coeficiente de monossimetria é dado pela equação 2.9:

$$\beta_x = \frac{1}{I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA - 2y_0 \quad (2.9)$$

onde y_0 é a localização do centro de torção relativo ao centroide da seção, com valor negativo quando a maior mesa está comprimida. Integrando-se em toda a seção, chega-se na expressão do coeficiente de monossimetria teórico da seção composta:

$$\begin{aligned} \beta_x = \frac{1}{I_x} & \left\{ -t_f y_s \left(b_f y_s^2 + \frac{b_f^3}{12} \right) - 2t_c y_s \left[y_s^2 \left(\frac{b_f}{2} + b \right) - y_s^2 \frac{b_f}{2} + \frac{\left(\frac{b_f}{2} + b \right)^3}{3} - \frac{b_f^3}{24} \right] \right. \\ & + t_f y_i \left(b_f y_i^2 + \frac{b_f^3}{12} \right) + \frac{t_w}{4} (y_i^4 - y_s^4) \\ & \left. + t_c \left[\left(\frac{b^4 - 4y_s b^3 + 6y_s^2 b^2 - 4y_s^3 b}{2} \right) + (b^2 - 2y_s b) \left(\frac{b_f}{2} + b \right)^2 \right] \right\} \\ & - 2y_0 \quad (3.6) \end{aligned}$$

onde y_s é a distância vertical entre o centro de gravidade (CG) e o centro da mesa superior e y_i é a distância entre o CG e a mesa inferior (Figura 22).

A Tabela 6 apresenta um comparativo entre os valores dos coeficientes de monossimetria obtidos pela equação 3.6 e pela equação 2.11, utilizada pela ABNT NBR 8800:2008 para seções I monossimétricas.

Tabela 6 – Comparativo entre os coeficientes de monossimetria teórico e aproximado

Perfil Composto I + 2 L	β_x teórico Equação 3.6	β_x NBR 8800:2008 Equação 2.11	Diferença Percentual
W 360 x 32,9 + 2L 38.1 x 6.4	24.05	21.91	-8.9%
W 410 x 38,8 + 2L 38.1 x 6.4	25.94	23.70	-8.6%
W 410 x 53,0 + 2L 50.8 x 7.9	27.09	24.57	-9.3%
W 460 x 52,0 + 2L 50.8 x 7.9	32.65	29.56	-9.5%
W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	40.39	36.34	-10.0%
W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	36.13	32.84	-9.1%
W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 7.9	32.41	29.66	-8.5%
W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 9.5	33.97	31.26	-8.0%
W 530 x 82,0 + 2L 50.8 x 9.5	31.90	29.12	-8.7%
W 530 x 92,0 + 2L 76.2 x 12.7	40.99	36.80	-10.2%
W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	45.12	40.92	-9.3%
W 610 x 113,0 + 2L 76.2 x 12.7	44.03	39.65	-9.9%
W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	35.34	32.25	-8.7%

Os coeficientes de monossimetria calculados conforme a ABNT NBR 8800:2008 apresentaram, para os perfis compostos utilizados no dimensionamento, valores em média 9,1% menores que os valores conforme a equação teórica, com diferença máxima de 10,2%. Como β_x aparece no numerador das equações dos momentos críticos de flambagem lateral com torção, a utilização dos coeficientes de monossimetria da ABNT NBR 8800:2008 resultam em valores menores de momentos fletores resistentes de cálculo, estando a favor da segurança. Neste trabalho foram utilizados os valores de β_x teóricos, conforme equação 3.6, porém, dentro dos critérios de composição dos perfis descritos em 3.1.3.1.1, considera-se aceitável a utilização da equação 2.11 no cálculo dos coeficientes de monossimetria dos perfis compostos.

3.1.3.2 Material

Os perfis I da série W da Gerdau normalmente são fabricados em aço ASTM A572 Grau 50, podendo também ser fabricados em aços com características mecânicas superiores, sob encomenda. As cantoneiras Gerdau são mais comumente encontradas em ASTM A36, embora não seja difícil encontrar também em ASTM A572, nos graus 50 e 60. Para que exista uma compatibilidade dos aços, tanto os perfis I como as cantoneiras foram considerados em aço

A572 Grau 50. A Tabela 7 apresenta as propriedades mecânicas do aço, conforme a ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 7 - Propriedades mecânicas do aço A572-G50.

Peso específico ρ_a (kg/m ³)	Módulo de Elasticidade E (MPa)	Número de Poisson ν	Tensão de Escoamento f_y (MPa)	Tensão de Ruptura f_u (MPa)
7850	200000	0,3	345	450

3.1.4 Carregamento

Os carregamentos atuantes na viga de rolamento são: cargas permanentes - peso próprio da viga de rolamento e peso próprio do trilho; cargas variáveis devidas à ponte rolante - cargas verticais máximas nas rodas e cargas transversais ao caminho de rolamento, aplicadas no topo do trilho. As cargas longitudinais ao caminho de rolamento foram desprezadas no dimensionamento, pois causam tensões muito pequenas no sentido axial da viga.

As magnitudes das cargas aplicadas no topo do trilho foram consideradas conforme indicado pela ABNT NBR 8800:2008. Por se tratar de pontes rolantes comandadas por controle pendente ou remoto, as cargas transversais ao caminho de rolamento, aplicadas no topo do trilho, foram tomadas como 10% da soma da carga içada com o peso do trole e os dispositivos de içamento. Às cargas verticais máximas nas rodas, foi acrescido, na verificação aos estados-limites últimos, um coeficiente de impacto vertical igual a 10%.

Nas verificações, foram adotados os seguintes fatores de ponderação de ações e resistência (Tabela 8):

Tabela 8 - Fatores de ponderação de ações e resistência

Estados- limites	Ações permanentes (γ_g)		Ações variáveis (γ_q)	Esforços resistentes (γ_{a1})
	Peso próprio viga	Peso próprio trilho	Cargas móveis	
Estados- limites últimos	1,25	1,4	1,5	1,1
Estado-limite de serviço	1,0	1,0	1,0	-

3.1.5 Esforços solicitantes

Os máximos esforços solicitantes foram obtidos posicionando-se as rodas da ponte rolante nas posições críticas ao longo do caminho de rolamento, para cada esforço, conforme descrito no item 2.2.

3.1.6 Verificações

As verificações aos estados-limites foram realizadas considerando-se separadamente a atuação das cargas verticais e das cargas transversais ao caminho de rolamento, conforme critério utilizado pelo AISC Steel Design Guide 7 (2005), que assume que os esforços causados pelas cargas transversais são resistidos completamente pela mesa superior da viga e os esforços causados pelas cargas verticais são resistidos por toda a seção transversal. É verificada, na mesa superior, a atuação conjunta dos momentos em torno dos eixos x e y, utilizando-se a equação de interação (item 3.1.6.2.2). Nos exemplos de cálculo apresentados no AISC Steel Design Guide 7 (2005), as cargas provenientes da ponte rolante são aplicadas diretamente na mesa superior da viga, sem nenhum acréscimo devido à excentricidade. Como as cargas horizontais (H_T) atuam no topo do trilho a uma distância c da mesa superior, foi feita a decomposição dessa força excêntrica em duas forças transversais resultantes, nas mesas superior e inferior da viga (H_s e H_I), conforme o método da AISE 13 (2003) descrito no item 2.2.1 (equações 2.3 e 2.4), utilizando-se, portanto, como carga horizontal atuante na mesa superior, a força H_s . Verificou-se também a mesa inferior quanto à resistência aos esforços causados pela força H_I .

3.1.6.1 Estados-limites de serviço

Foram verificados dois estados-limites de serviço, conforme a ABNT NBR 8800:2008: o deslocamento vertical, limitado a $L/600$, sendo L o comprimento do vão, e o deslocamento horizontal, com valor máximo de $L/400$, considerando-se como seção resistente ao deslocamento transversal apenas a mesa superior da viga. Não foi aplicada contraflecha nas vigas analisadas, uma vez que as forças variáveis decorridas da ação das rodas da ponte rolante são muito superiores às cargas permanentes, de peso próprio.

3.1.6.2 Estados-limites últimos

As vigas de rolamento foram dimensionadas ao momento fletor em torno dos eixos x e y, ao cisalhamento em torno dos eixos x e y, e aos esforços concentrados atuando na alma da viga. Os estados-limites relativos à fadiga não foram considerados neste trabalho.

3.1.6.2.1 Momento fletor em torno do eixo x e cortante em y

No cálculo dos momentos fletores resistentes de cálculo em x, foi considerado como estado-limite último, a flambagem lateral com torção (FLT), conforme tabela G.1 da ABNT NBR 8800:2008. Como não há nenhum travamento lateral, o comprimento de flambagem é igual ao valor do vão da viga.

O AISC Steel Design Guide 7 (2005) adota em seus exemplos de cálculo, C_b igual a 1, o que é conservador para momentos não uniformes e curvatura simples, quando considera-se que as forças verticais atuam no centro de cisalhamento da seção transversal, porém, como as cargas verticais da ponte rolante atuam no topo do trilho, em uma posição desfavorável que exerce um efeito tombador na seção, intensificando a flambagem lateral com torção, utilizou-se como C_b o valor corrigido C_b^* proposto por Helwig et al (1997), descrito no item 2.5.1.2.1, para levar em conta o efeito do ponto de aplicação da carga no momento crítico de flambagem lateral com torção. A Tabela 9 mostra um comparativo entre os valores de C_b e C_b^* para os vãos, cargas e perfis analisados neste trabalho. Observa-se que os valores de C_b^* encontrados através da equação 2.17 são menores do que 1 e em média 40% inferiores aos valores de C_b pela equação 2.16. Em comparação com o valor de C_b igual a 1 adotado pelo AISC Steel Design Guide 7 (2005), C_b^* é em média 27% inferior. Em todos os perfis analisados, o estado-limite relativo ao momento fletor em torno do eixo x é a flambagem lateral com torção, em regime elástico ou elastoplástico, pois o parâmetro de esbeltez λ de todas as seções é superior ao parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação da seção λ_p . As diferenças entre os valores de C_b , representam diretamente diferenças nos momentos fletores resistentes de cálculo em torno de x.

Os estados-limites de flambagem local na flexão não foram verificados, pois as barras são compostas por perfis laminados, sendo, portanto, seções compactas em que a flambagem local não é crítica.

Nas verificações ao cisalhamento, foi tomada como seção resistente a alma da viga, com altura igual à altura total do perfil. Embora em vigas de rolamento normalmente sejam previstos enrijecedores ao longo do vão, eles não foram considerados no cálculo.

Tabela 9 - Valores de C_b e regimes de flambagem lateral com torção

Vão da Viga	Capacidade Ponte	Perfil Simples	Regime de F.L.T.	C_b Equação 2.16	C_b^* (adotado) Equação 2.17	Diferença Percentual
		Perfil Composto				
6 m	2.0 tf	W 410 x 53,0	Elástico	1.31	0.73	-44%
		W 360 x 32,9 + 2L 38.1 x 6.4	Elastoplástico	1.30	0.75	-43%
	5.0 tf	W 360 x 64,0	Elastoplástico	1.26	0.72	-43%
		W 410 x 38,8 + 2L 38.1 x 6.4	Elastoplástico	1.25	0.69	-45%
	8.0 tf	W 530 x 82,0	Elástico	1.26	0.72	-43%
		W 410 x 53,0 + 2L 50.8 x 7.9	Elastoplástico	1.26	0.76	-40%
	12.5 tf	W 610 x 101,0	Elástico	1.32	0.77	-41%
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	Elastoplástico	1.32	0.81	-38%
	15.0 tf	W 610 x 113,0	Elástico	1.32	0.80	-40%
W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9		Elastoplástico	1.32	0.81	-38%	
20.0 tf	W 610 x 155,0	Elastoplástico	1.26	0.76	-40%	
	W 530 x 82,0 + 2L 50.8 x 9.5	Elastoplástico	1.26	0.77	-39%	
8 m	2.0 tf	W 460 x 89,0	Elástico	1.21	0.71	-41%
		W 460 x 52,0 + 2L 50.8 x 7.9	Elástico	1.20	0.70	-41%
	5.0 tf	W 360 x 101,0 (H)	Elastoplástico	1.19	0.72	-40%
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	Elástico	1.19	0.65	-45%
	8.0 tf	W 610 x 140,0	Elástico	1.19	0.72	-40%
		W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 7.9	Elastoplástico	1.19	0.73	-39%
	12.5 tf	W 610 x 155,0	Elastoplástico	1.21	0.75	-38%
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	Elastoplástico	1.21	0.74	-39%
	15.0 tf	W 610 x 155,0	Elastoplástico	1.21	0.75	-38%
W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7		Elastoplástico	1.21	0.74	-39%	
20.0 tf	W 610 x 174,0	Elastoplástico	1.19	0.73	-38%	
	W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	Elastoplástico	1.19	0.73	-39%	
10 m	2.0 tf	W 610 x 125,0	Elástico	1.17	0.71	-40%
		W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	Elástico	1.17	0.72	-39%
	5.0 tf	W 610 x 155,0	Elástico	1.17	0.71	-40%
		W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 9.5	Elástico	1.17	0.72	-39%
	8.0 tf	W 610 x 155,0	Elástico	1.17	0.71	-40%
		W 530 x 92,0 + 2L 76.2 x 12.7	Elastoplástico	1.17	0.72	-39%
	12.5 tf	-		-	-	-
		W 610 x 113,0 + 2L 76.2 x 12.7	Elastoplástico	1.18	0.72	-39%
	15.0 tf	-		-	-	-
W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7		Elastoplástico	1.18	0.72	-39%	
20.0 tf	-		-	-	-	
	W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	Elastoplástico	1.18	0.72	-39%	

3.1.6.2 Momento fletor em torno de y e cortante em x

A mesa superior da viga é travada lateralmente ao longo de todo o comprimento do vão pela alma da viga, portanto, não há a ocorrência de flambagem lateral com torção. Foi verificada apenas a possibilidade de plastificação total da mesa superior, ou do perfil U, no caso do perfil composto. Na verificação da cortante, foram considerados como seções resistentes à cortante apenas as mesas do perfil I.

3.1.6.3 Interação entre os momentos fletores

Foi verificada a atuação simultânea entre os momentos fletores atuantes em torno de x e y na mesa superior da viga de rolamento, conforme equações de interação da ABNT NBR 8800:2008:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0, \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (2.22)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0, \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (2.23)$$

Como as forças longitudinais foram desprezados, por gerarem tensões muito pequenas na seção transversal da viga de rolamento, a relação de interação verificada fica conforme equação 3.7:

$$\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.7)$$

3.1.6.4 Esforços concentrados

Foram verificados, também, três estados-limites relativos aos esforços localizados que atuam na alma da viga: enrugamento da alma, escoamento local da alma e flambagem lateral da alma. Considerou-se que os esforços verticais aplicados no topo do trilho distribuem-se em um ângulo de duas vezes 45°, conforme indicado pelo CMAA 70 (2010).

3.2 Dimensionamento das vigas de rolamento e discussão dos resultados

Tabela 10 - Dimensionamento das vigas de rolamento

Vão da Viga	Capacidade Ponte	Perfil Simples	Máxima Ocupação	Estado Limite	Peso Próprio	Diferença Peso
		Perfil Composto				
6 m	2.0 tf	W 410 x 53,0	94.21%	Int. Mx-My	53.0 kg/m	24.79%
		W 360 x 32,9 + 2L 38.1 x 6.4	96.88%	F.L.Alma	39.9 kg/m	
	5.0 tf	W 360 x 64,0	91.79%	Int. Mx-My	64.0 kg/m	28.50%
		W 410 x 38,8 + 2L 38.1 x 6.4	96.80%	Int. Mx-My	45.8 kg/m	
	8.0 tf	W 530 x 82,0	95.30%	Int. Mx-My	82.0 kg/m	21.15%
		W 410 x 53,0 + 2L 50.8 x 7.9	79.36%	Int. Mx-My	64.7 kg/m	
	12.5 tf	W 610 x 101,0	94.35%	Int. Mx-My	101.0 kg/m	23.11%
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	92.33%	Int. Mx-My	77.7 kg/m	
	15.0 tf	W 610 x 113,0	94.43%	Int. Mx-My	113.0 kg/m	28.42%
		W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	96.40%	Int. Mx-My	80.9 kg/m	
	20.0 tf	W 610 x 155,0	59.01%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	38.08%
		W 530 x 82,0 + 2L 50.8 x 9.5	96.36%	Int. Mx-My	96.0 kg/m	
8 m	2.0 tf	W 460 x 89,0	94.15%	Int. Mx-My	89.0 kg/m	28.47%
		W 460 x 52,0 + 2L 50.8 x 7.9	80.37%	F.L.Alma	63.7 kg/m	
	5.0 tf	W 360 x 101,0 (H)	90.01%	Desl,V	101.0 kg/m	23.11%
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	78.48%	Int. Mx-My	77.7 kg/m	
	8.0 tf	W 610 x 140,0	92.02%	Desl,H	140.0 kg/m	40.24%
		W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 7.9	92.05%	Int. Mx-My	83.7 kg/m	
	12.5 tf	W 610 x 155,0	74.76%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	16.77%
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	66.51%	Int. Mx-My	129.0 kg/m	
	15.0 tf	W 610 x 155,0	91.72%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	16.77%
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	81.98%	Int. Mx-My	129.0 kg/m	
	20.0 tf	W 610 x 174,0	94.31%	Int. Mx-My	174.0 kg/m	25.86%
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	95.23%	Int. Mx-My	129.0 kg/m	
10 m	2.0 tf	W 610 x 125,0	89.09%	Int. Mx-My	125.0 kg/m	35.30%
		W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	98.26%	F.L.Alma	80.9 kg/m	
	5.0 tf	W 610 x 155,0	58.79%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	44.53%
		W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 9.5	98.11%	Int. Mx-My	86.0 kg/m	
	8.0 tf	W 610 x 155,0	83.45%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	22.58%
		W 530 x 92,0 + 2L 76.2 x 12.7	92.35%	Desl,V	120.0 kg/m	
	12.5 tf	-	-	-	-	-
		W 610 x 113,0 + 2L 76.2 x 12.7	97.28%	Desl,V	141.0 kg/m	
	15.0 tf	-	-	-	-	-
		W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	87.79%	Desl,V	183.0 kg/m	
	20.0 tf	-	-	-	-	-
		W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	92.53%	Desl,V	183.0 kg/m	

Com base nos critérios apresentados anteriormente, foi realizado o dimensionamento das vigas de rolamento para três vãos (6, 8 e 10m) e seis pontes rolantes com capacidades de carga de 2 a 20tf, conforme apresentado na Tabela 10. Buscando-se economia, foram escolhidas duas vigas de rolamento, uma com perfil simples e outra com perfil composto, que atendem a todos os estados-limites últimos e de serviço com o menor peso próprio possível, para cada situação analisada.

Nota-se que nenhuma viga de rolamento em perfil I simples atendeu aos estados-limites para o suporte das pontes rolantes com capacidades de 12,5, 15 e 20tf, no vão de 10m.

3.2.1 Estados-limites

Quatro foram os estados-limites críticos que governaram o dimensionamento das barras: a interação entre os momentos fletores em torno de x e y (Int. M_x - M_y); flambagem lateral da alma (F.L.Alma); deslocamento máximo vertical (Desl,V); deslocamento máximo horizontal (Desl,H). Os demais estados-limites analisados não foram dimensionantes em nenhum dos casos. A Tabela 11 mostra em quantos casos analisados cada um destes estados-limites foi crítico.

Tabela 11 - Porcentagem de cada estado-limite em relação ao total de casos

Perfis simples			Perfis compostos		
Estado-limite crítico	Número de casos	Porcentagem do total	Estado-limite crítico	Número de casos	Porcentagem do total
Int. M_x - M_y	13	86.67%	Int. M_x - M_y	11	61.11%
F.L.Alma	0	0.00%	F.L.Alma	3	16.67%
Desl,V	1	6.67%	Desl,V	4	22.22%
Desl,H	1	6.67%	Desl,H	0	0.00%

Na utilização de perfis simples, em mais de 86% dos casos o estado-limite crítico foi a interação entre os momentos fletores em torno de x e y, na mesa superior. Apenas em dois casos, estados-limites diferentes controlaram o dimensionamento, os deslocamentos máximos vertical e horizontal.

A Tabela 12 apresenta um comparativo entre as propriedades geométricas e as resistências aos momentos fletores de um perfil I simples e um perfil composto. No exemplo, com a adição de duas cantoneiras do tipo L50.8x7.9 na mesa superior do perfil W460x52.0, representando um acréscimo de 22.4% no peso, há um ganho de inércia em relação ao eixo Y de quase 300% e de

86% na constante de empenamento. Isso impacta diretamente nos momentos fletores resistentes em x, que chegam a ser 370% maiores no vão de 8 metros. O momento fletor resistente de cálculo em y fica 265% maior, devido ao aumento do módulo plástico da mesa superior.

Tabela 12 - Comparativo de propriedades geométricas e momentos fletores resistentes de cálculo entre os tipos de perfis

	Perfil simples	Perfil composto	Aumento percentual
Perfil	W 460 x 52.0	W 460 x 52.0 + 2L50.8 x 7.9	
Peso próprio	52 kg/m	63.66 kg/m	22.4%
Inércia em x (I_x)	21370.0 cm ⁴	26659.0 cm ⁴	24,7%
Inércia em y (I_y)	634.0 cm ⁴	2507.33 cm ³	295.5%
Constante de empenamento (C_w)	304837.0 cm ⁶	567266.25 cm ⁶	86.0%
Constante de Torção (J)	21.8 cm ⁴	24.92 cm ⁴	14.3%
Módulo de resistência elástico (W_x)	949.8 cm ³	1459.13 cm ³	53.6%
Módulo plástico em x (Z_x)	1095.9 cm ³	1335.36 cm ³	21.9%
Módulo plástico em y da mesa superior ($Z_{y,sup}$)	62.38 cm ³	227.55 cm ³	264,8%
Momento fletor resistente de cálculo em x – Vão 6m ($M_{x,Rd,6m}$)	7512.7 kN.cm	27082.5 kN.cm	260.5%
Momento fletor resistente de cálculo em x – Vão 8m ($M_{x,Rd,8m}$)	4607.8 kN.cm	21678.0 kN.cm	370.5%
Momento fletor resistente de cálculo em x – Vão 10m ($M_{x,Rd,10m}$)	3349.2 kN.cm	14271.9 kN.cm	326.1%
Momento fletor resistente de cálculo da mesa superior em y ($M_{x,Rd,sup}$)	1956.5 kN.cm	7136.8 kN.cm	264.8%

Quando utilizados os perfis compostos, com um melhor desempenho relativo à resistência à flambagem lateral com torção, flexão em torno do eixo de simetria e aos deslocamentos horizontais, há uma mudança na ocorrência dos estados limites críticos. A interação entre os momentos x e y governou menos casos nos perfis compostos, 61,11%. Como o ganho de inércia em relação ao eixo x não é tão significativo como o aumento da inércia em relação a y, o estado-limite relativo ao deslocamento máximo horizontal não governa em nenhum dos casos e o deslocamento máximo vertical passa a dimensionar 22,22% dos casos, contra 6,67% nos perfis simples.

Aparece nos perfis compostos um estado-limite que não é dimensionante em nenhum perfil simples, a flambagem lateral da alma, sendo crítico em um sexto dos casos analisados. Isso

ocorre, pois no perfil simples, antes de ocorrer a flambagem lateral da alma, ocorre a flambagem lateral com torção, ou o limite de deslocamento lateral é ultrapassado. O perfil composto resiste muito bem a esses estados-limites, porém, a adição das cantoneiras na mesa superior não representa nenhum reforço na alma do perfil e nem na mesa tracionada (mesa inferior). Como a flambagem lateral da alma consiste em uma flambagem com deslocamento lateral da mesa tracionada, conseqüentemente com um deslocamento relativo entre esta e a mesa comprimida (ANSI/ASCE 360, 2016), e como não há nenhuma restrição a esses deslocamentos laterais ao longo do comprimento destravado da viga, este estado-limite pode ocorrer.

3.2.2 Comparativo com as relações de pré-dimensionamento de Bellei

No item 2.4.3 são demonstradas algumas relações de pré-dimensionamento indicadas por Bellei (2006). Segundo ele, para vigas de rolamento com deslocamento vertical máximo de $L/600$, a altura total do perfil deve estar entre $L/10$ e $L/14$ e a relação entre a largura da mesa comprimida e o vão da viga de rolamento deve estar entre $L/20$ e $L/40$. Na Tabela 13 estão as alturas dos perfis, as larguras totais da mesa superior e suas relações com o vão. Observa-se que a relação entre a largura da mesa superior e o vão da maioria das vigas dimensionadas, com exceção de 4 casos, está dentro dos limites indicados. Nas pontes rolantes de 2 a 8 tf de capacidade, a maior parte dos perfis dimensionados tem altura inferior a $L/14$, e nas pontes rolantes de 12.5 a 20.0 tf, para os vãos de 6 e 8 metros, as relações entre a altura dos perfis e os vãos se enquadram entre $L/10$ e $L/14$. Nas pontes rolantes de 12,5 a 20,0 tf, com vão de 10 metros, são utilizados os perfis de maior altura disponíveis no catálogo de perfis I laminados da Gerdau, que, para esse vão, possuem uma relação de $L/16.4$, fora da faixa indicada por Bellei (2006).

Como foram empregados neste trabalho perfis laminados, em que há a necessidade da utilização daqueles disponíveis em catálogo, não há a liberdade de se manipular as dimensões da seção transversal de modo a se obter propriedades geométricas mais eficientes, principalmente no dimensionamento utilizando-se os perfis I simples. A utilização das relações de pré-dimensionamento é mais eficaz quando utilizadas em perfis soldados, em que se pode manipular com maior autonomia as dimensões da seção transversal.

Tabela 13 – Altura do perfil e largura total das mesas superiores dos perfis em relação à viga de rolamento.

Vão da Viga	Capacidade Ponte	Perfil Simples	Altura do Perfil - d	Relação com o vão	Largura total da mesa superior	Relação com o vão	
		Perfil Composto					
6 m	2.0 tf	W 410 x 53,0	403	L / 14.9	177	L / 33.9	
		W 360 x 32,9 + 2L 38.1 x 6.4	349	L / 17.2	203.2	L / 29.5	
	5.0 tf	W 360 x 64,0	347	L / 17.3	203	L / 29.6	
		W 410 x 38,8 + 2L 38.1 x 6.4	399	L / 15	216.2	L / 27.8	
	8.0 tf	W 530 x 82,0	528	L / 11.4	209	L / 28.7	
		W 410 x 53,0 + 2L 50.8 x 7.9	403	L / 14.9	278.6	L / 21.5	
	12.5 tf	W 610 x 101,0	603	L / 10	228	L / 26.3	
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	525	L / 11.4	266.6	L / 22.5	
	15.0 tf	W 610 x 113,0	608	L / 9.9	228	L / 26.3	
		W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	525	L / 11.4	292	L / 20.5	
	20.0 tf	W 610 x 155,0	611	L / 9.8	324	L / 18.5	
		W 530 x 82,0 + 2L 50.8 x 9.5	528	L / 11.4	310.6	L / 19.3	
	8 m	2.0 tf	W 460 x 89,0	463	L / 17.3	192	L / 41.7
			W 460 x 52,0 + 2L 50.8 x 7.9	450	L / 17.8	253.6	L / 31.5
5.0 tf		W 360 x 101,0 (H)	357	L / 22.4	255	L / 31.4	
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	525	L / 15.2	266.6	L / 30	
8.0 tf		W 610 x 140,0	617	L / 13	230	L / 34.8	
		W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 7.9	524	L / 15.3	308.6	L / 25.9	
12.5 tf		W 610 x 155,0	611	L / 13.1	324	L / 24.7	
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	603	L / 13.3	380.4	L / 21	
15.0 tf		W 610 x 155,0	611	L / 13.1	324	L / 24.7	
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	603	L / 13.3	380.4	L / 21	
20.0 tf		W 610 x 174,0	616	L / 13	325	L / 24.6	
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	603	L / 13.3	380.4	L / 21	
10 m		2.0 tf	W 610 x 125,0	612	L / 16.3	229	L / 43.7
			W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	525	L / 19	292	L / 34.2
	5.0 tf	W 610 x 155,0	611	L / 16.4	324	L / 30.9	
		W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 9.5	524	L / 19.1	308.6	L / 32.4	
	8.0 tf	W 610 x 155,0	611	L / 16.4	324	L / 30.9	
		W 530 x 92,0 + 2L 76.2 x 12.7	533	L / 18.8	361.4	L / 27.7	
	12.5 tf	-	-	-	-	-	
		W 610 x 113,0 + 2L 76.2 x 12.7	608	L / 16.4	380.4	L / 26.3	
	15.0 tf	-	-	-	-	-	
		W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	611	L / 16.4	476.4	L / 21	
	20.0 tf	-	-	-	-	-	
		W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	611	L / 16.4	476.4	L / 21	

3.2.3 Economia

Em relação ao peso próprio, as vigas de perfil composto representaram, em média, uma redução de 27,8%, com diferenças máximas chegando a 44,5% e mínima de 16,8%, o que mostra uma maior eficiência dos perfis compostos na resistência aos esforços solicitantes provenientes das pontes rolantes.

É importante ressaltar que embora a redução de peso de aço seja uma boa medida de economia em estruturas metálicas, outros fatores devem ser levados em conta, como por exemplo, o fato de que os perfis compostos demandariam um custo adicional de logística e fabricação, devido ao uso de três diferentes barras metálicas para compor uma só viga, e da necessidade de que elas sejam soldadas entre si.

3.2.4 Comparativo com o dimensionamento feito integralmente conforme exemplos do AISC Steel Design Guide

O dimensionamento realizado neste trabalho seguiu o procedimento utilizado no AISC Steel Design Guide 7 (2005), porém, diferente do que é realizado em seus exemplos de cálculo, às forças horizontais transversais ao caminho de rolamento, aplicadas diretamente na mesa superior da viga, acrescentou-se uma parcela devido ao fato de que essas forças atuam no topo do trilho, conforme equação 2.3. Também foi considerado um fator C_b corrigido (C_b^*) que diminui o momento fletor resistente de cálculo em torno de x . Portanto, para se verificar o impacto desses critérios adicionais considerados, foi feito um comparativo entre dimensionamento anterior e o dimensionamento realizado integralmente conforme os exemplos de cálculo do AISC Steel Design Guide 7 (2005), ou seja, com as forças horizontais provenientes da ponte rolante aplicadas à mesa superior sem nenhum acréscimo devido à excentricidade e com C_b igual a 1.

3.2.4.1 Dimensionamento conforme AISC Steel Design Guide

Observa-se, na Tabela 14 e Tabela 15 que houve uma mudança nos estados-limites dominantes, sendo os estados-limites de serviço, deslocamento máximo vertical e horizontal, aqueles que mais controlam do dimensionamento. Isso se dá, pois, com valores de C_b significativamente maiores, e com a diminuição dos esforços solicitantes transversais ao caminho de rolamento, os percentuais de ocupação relativos aos momentos fletores em torno dos eixos x e y diminuem. Como os deslocamentos máximos vertical e horizontal são pequenos para vigas de rolamento,

L/600 e L/400 respectivamente, esses estados-limites passam a governar o dimensionamento, não possibilitando que sejam utilizados, em muitos dos casos, perfis mais leves. Em 47% dos casos, os perfis permaneceram os mesmos. A diminuição média de peso foi de 5%.

Tabela 14 - Dimensionamento das vigas de rolamento conforme AISC Steel Design Guide (2005)

Vão da Viga	Capacidade Ponte	Perfil Simples	Máxima Ocupação	Estado Limite	Peso Próprio	Diferença Peso
		Perfil Composto				
6 m	2.0 tf	W 360 x 44,0	97.13%	Interação	44.0 kg/m	9.41%
		W 360 x 32,9 + 2L 38.1 x 6.4	96.88%	F.L.Alma	39.9 kg/m	
	5.0 tf	W 360 x 64,0	67.94%	Desl,V	64.0 kg/m	28.50%
		W 410 x 38,8 + 2L 38.1 x 6.4	77.86%	Desl,V	45.8 kg/m	
	8.0 tf	W 360 x 72,0	89.39%	Desl,H	72.0 kg/m	11.58%
		W 460 x 52,0 + 2L 50.8 x 7.9	63.85%	Desl,V	63.7 kg/m	
	12.5 tf	W 360 x 91,0 (H)	96.72%	Desl,V	91.0 kg/m	18.70%
		W 460 x 60,0 + 2L 50.8 x 9.5	83.52%	F.L.Alma	74.0 kg/m	
	15.0 tf	W 360 x 110,0 (H)	97.42%	Desl,V	110.0 kg/m	29.40%
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	90.98%	Int. Mx-My	77.7 kg/m	
	20.0 tf	W 610 x 155,0	48.33%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	47.82%
		W 530 x 66,0 + 2L 63.5 x 7.9	95.26%	Int. Mx-My	80.9 kg/m	
8 m	2.0 tf	W 460 x 74,0	94.22%	Int. Mx-My	74.0 kg/m	13.97%
		W 460 x 52,0 + 2L 50.8 x 7.9	80.37%	F.L.Alma	63.7 kg/m	
	5.0 tf	W 360 x 101,0 (H)	90.01%	Desl,V	101.0 kg/m	26.75%
		W 460 x 60,0 + 2L 50.8 x 9.5	83.69%	Desl,V	74.0 kg/m	
	8.0 tf	W 610 x 140,0	92.02%	Desl,H	140.0 kg/m	44.53%
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	88.83%	F.L.Alma	77.7 kg/m	
	12.5 tf	W 610 x 155,0	58.71%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	22.58%
		W 530 x 92,0 + 2L 76.2 x 12.7	85.22%	Desl,V	120.0 kg/m	
	15.0 tf	W 610 x 155,0	72.06%	Int. Mx-My	155.0 kg/m	16.77%
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	76.54%	Desl,V	129.0 kg/m	
	20.0 tf	W 610 x 155,0	96.15%	Desl,H	155.0 kg/m	16.77%
		W 610 x 101,0 + 2L 76.2 x 12.7	82.75%	Desl,V	129.0 kg/m	
10 m	2.0 tf	W 610 x 101,0	96.33%	Int. Mx-My	101.0 kg/m	23.11%
		W 530 x 66,0 + 2L 50.8 x 7.9	98.26%	F.L.Alma	77.7 kg/m	
	5.0 tf	W 610 x 140,0	98.68%	Desl,H	140.0 kg/m	40.24%
		W 530 x 72,0 + 2L 50.8 x 7.9	97.35%	Desl,V	83.7 kg/m	
	8.0 tf	W 610 x 155,0	65.47%	Desl,H	155.0 kg/m	22.58%
		W 530 x 92,0 + 2L 76.2 x 12.7	92.35%	Desl,V	120.0 kg/m	
	12.5 tf	W 610 x 174,0	86.06%	Desl,H	174.0 kg/m	18.97%
		W 610 x 113,0 + 2L 76.2 x 12.7	97.28%	Desl,V	141.0 kg/m	
	15.0 tf	-	-	-	-	-
		W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	87.79%	Desl,V	183.0 kg/m	
	20.0 tf	-	-	-	-	-
		W 610 x 155,0 + 2L 76.2 x 12.7	92.53%	Desl,V	183.0 kg/m	

Tabela 15 - Porcentagem de cada estado-limite em relação ao total de casos

Perfis simples			Perfis compostos		
Estado-limite crítico	Número de casos	Porcentagem do total	Estado-limite crítico	Número de casos	Porcentagem do total
Int. Mx-My	5	33.33%	Int. Mx-My	2	11.11%
F.L.Alma	0	0.00%	F.L.Alma	5	27.78%
Desl,V	4	26.67%	Desl,V	11	61.11%
Desl,H	6	40.00%	Desl,H	0	0.00%

Observa-se, na Tabela 14 e Tabela 15 que houve uma mudança nos estados-limites dominantes, sendo os estados-limites de serviço, deslocamento máximo vertical e horizontal, aqueles que mais controlam do dimensionamento. Isso se dá, pois, com valores de C_b significativamente maiores, e com a diminuição dos esforços solicitantes transversais ao caminho de rolamento, os percentuais de ocupação relativos aos momentos fletores em torno dos eixos x e y diminuem. Como os deslocamentos máximos vertical e horizontal são pequenos para vigas de rolamento, $L/600$ e $L/400$ respectivamente, esses estados-limites passam a governar o dimensionamento, não possibilitando que sejam utilizados, em muitos dos casos, perfis mais leves. Em 47% dos casos, os perfis permaneceram os mesmos. A diminuição média de peso foi de 5%.

Os perfis compostos ficaram em média 24,5% mais leves que os perfis simples. Essa relação de economia de peso é similar àquela obtida anteriormente, de 27,8%, portanto, em ambos os casos é confirmado um melhor desempenho dos perfis compostos por um perfil I laminado com duas cantoneiras soldadas em suas mesas superiores na resistência aos esforços provenientes das pontes rolantes.

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi demonstrado que as vigas de rolamento compostas por perfis I laminados com duas cantoneiras soldadas em suas mesas superiores resistem de maneira mais eficiente às ações provenientes das pontes rolantes, quando comparadas com as vigas em perfil I simples, sendo significativamente mais econômicas em relação ao peso de aço, pois a composição da seção transversal favorece a uma melhor relação entre peso e propriedades geométricas, com um ganho expressivo de resistência aos momentos fletores e de inércia em relação ao eixo de simetria, limitando os deslocamento laterais.

4.1 *Simplificações, limitações e sugestão para estudos futuros*

Para as verificações das vigas, foi assumido que as cargas verticais atuantes no topo do caminho de rolamento são resistidas por toda a seção transversal, e as cargas laterais são resistidas unicamente pela mesa superior do perfil I ou pela seção U formada pela mesa superior do perfil I somada a duas cantoneiras, no caso dos perfis compostos. Com isso, considerou-se verificada a ocorrência de torção na viga, porém, nenhuma viga foi verificada à torção para que essa abordagem prática fosse validada.

O dimensionamento dos perfis compostos foi realizado adotando-se algumas fórmulas e recomendações para perfis I monossimétricos, que não foram testadas ou ensaiadas especificamente para o tipo de perfil analisado neste trabalho. Embora espere-se que em um aspecto global esses perfis se comportem de maneira similar, é desejável que através de modelagens computacionais ou ensaios laboratoriais, elas sejam validadas para que sejam utilizadas para esses tipos de seção transversal de maneira confiável.

Diante das simplificações adotadas neste trabalho, é sugerido que estudos futuros sejam realizados, utilizando-se modelos teóricos e/ou experimentais que mais acuradamente determinem a capacidade de resistência das vigas de seções transversal composta à ação simultânea de cargas verticais e horizontais provenientes de pontes rolantes.

Os estados-limites relativos à fadiga não foram avaliados neste trabalho. Segundo o AISC Steel Design Guide 7 (2005), é estimado, pela experiência, que 90% dos problemas das vigas de rolamento são devidos à fadiga, portanto, esse efeito não pode ser negligenciado. Porém, a resistência à fadiga é de difícil previsão em estudos genéricos, pois ela é diretamente

relacionada aos detalhes de soldas, furações, enrijecedores e de composição dos perfis adotados em cada projeto, que podem ter inúmeras variações.

REFERÊNCIAS

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. **ANSI/AISC 360-16 - Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago: AISC, 2016.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE/SEI 7-16 - Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures**. Reston: ASCE, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIATION OF IRON AND STEEL ENGINEERS. **AISE Technical Report No. 13 – Guide for the Design and Construction of Mill Buildings**. Pittsburgh: AISE, 2003.

BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. 5. ed. rev. e atual. São Paulo: Pini, 2004.

CRANE MANUFACTURERS ASSOCIATION OF AMERICA, INC. **CMAA-70 - Specifications for Top Running Bridge & Gantry Type Multiple Girder Electric Overhead Traveling Cranes**. CMAA, 2010.

CSM. **Catálogo de Produtos – Engenharia de Movimentação**. Disponível em: https://www.csm.ind.br/catalogo_engenharia.pdf. Acesso em: 30 abr. 2019.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

FISHER, J. M. **AISC Steel Design Guide 7 - Industrial Buildings – Roofs to Anchor Rods**. 2. ed. AISC, 2005.

GALAMBOS, Theodore V. **Structural members and frames**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1968.

GAYLORD, E. H.; GAYLORD, C. N.; STALLMEYER, J. E. **Design of steel structures**. 3. ed. New York: McGraw-Hill, 1992.

GOMES, P. A. **Dimensionamento de vigas de rolamento presentes em edifícios industriais**. 2017. Trabalho de conclusão de curso (Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, [S. l.], 2017. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/30717>. Acesso em: 1 jun. 2019.

HELWIG, T. A.; FRANK K. H.; YURA J. A. **Lateral-Torsional Buckling of Singly Symmetric I-Beams**. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 9, 1997.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 7. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2010.

KITIPORNCHAI, S.; TRAHAIR, N. S. **Buckling properties of monosymmetric I-beams**. Department of Civil Engineering, University of Queensland, Research Report Series, No. CE4, 1979.

LEITE, L. R. S. **Análise numérica de vigas de rolamento de aço sem contenção lateral entre apoios**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2017ME_LuizRafaelDosSantosLeite.pdf. Acesso em: 10 mai. 2019.

MACHADO, Camila da Silveira. **Artigo técnico Gerdau - Vigas de rolamento com perfis estruturais Gerdau**. Gerdau, 2014.

MORI, Dagoberto Dario. **Flexo-torção – Barras com seção transversal aberta e paredes delgadas**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

SALMON, C. G.; JOHNSON, J. E. **Steel structures: design and behavior; emphasizing load and resistance factor design**. 4. ed. New York: Harper-Collins, 1996.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE J.M. **Theory of elastic stability**. 2. ed. New York: McGraw-Hill Book, 1961.

VLASOV, Vasilii Zakharovich. **Thin - walled elastic beams**. 2. ed. Jeruzalem: Israel Program for Scientific Translations, 1963.

WANG, C. M.; KITIPORNCHAI, S. **Buckling capacities of monosymmetric I-beams**. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 11, 1986.

ZIEMIAN, R. D. **Guide to stability design criteria for metal structures**. 6. ed. New Jersey: J. Wiley, 2010.

ANEXO - VERIFICAÇÃO DAS EQUAÇÕES ELABORADAS PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE DE MONOSSIMETRIA E DA CONSTANTE DE EMPENAMENTO

No itens 3.1.3.1.2.1 e 3.1.3.1.2.2 foram determinadas equações para o cálculo da constante de empenamento e do coeficiente de monossimetria das seções transversais compostas por um perfil I somado a duas cantoneiras em sua mesa superior, através da resolução das integrais que descrevem essas propriedades.

A validade das equações foi feita comparando-se os resultados das propriedades calculados pelas equações 3.3 e 3.6, para um perfil W530x109 + 2 L127x15.9, com os resultados obtidos através da modelagem da seção transversal no aplicativo Websec (Figura 24 e Figura 25), disponível no sítio <https://www.prokon.com/web-apps/websec>.

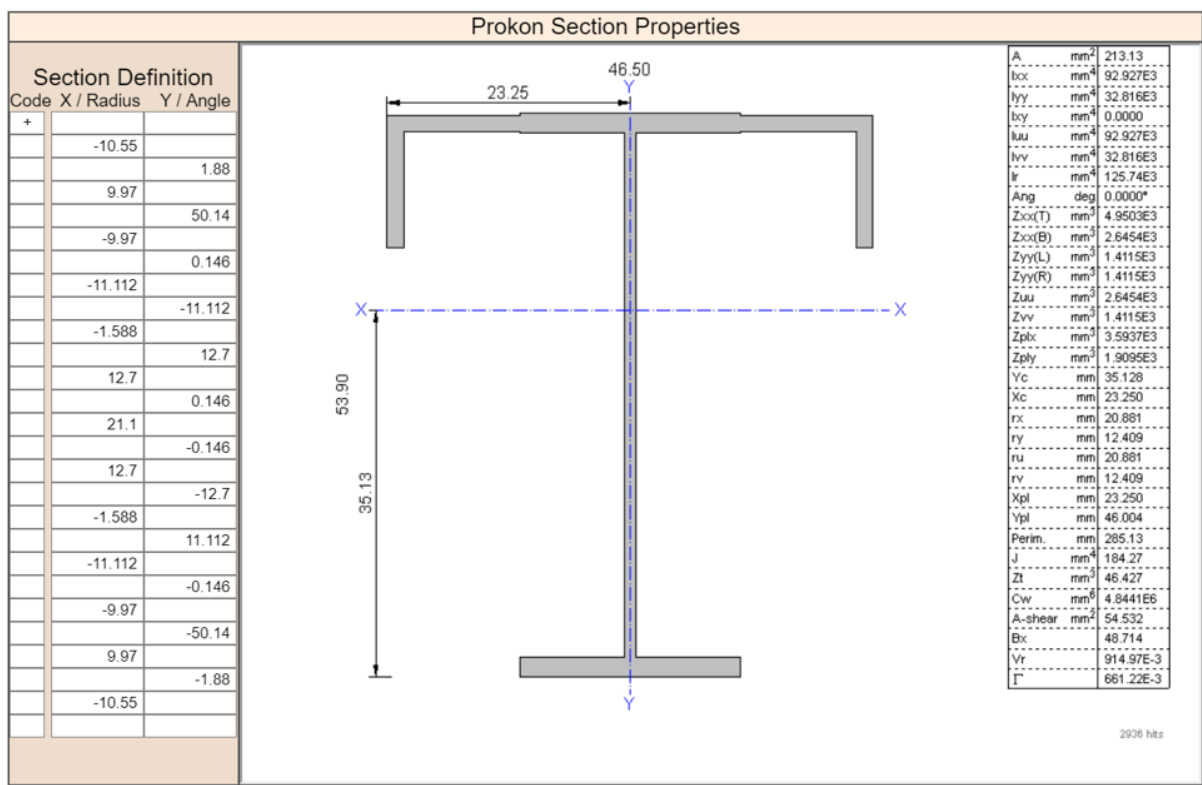


Figura 24 – Modelagem do perfil W530x109 + 2 L127x15.9.

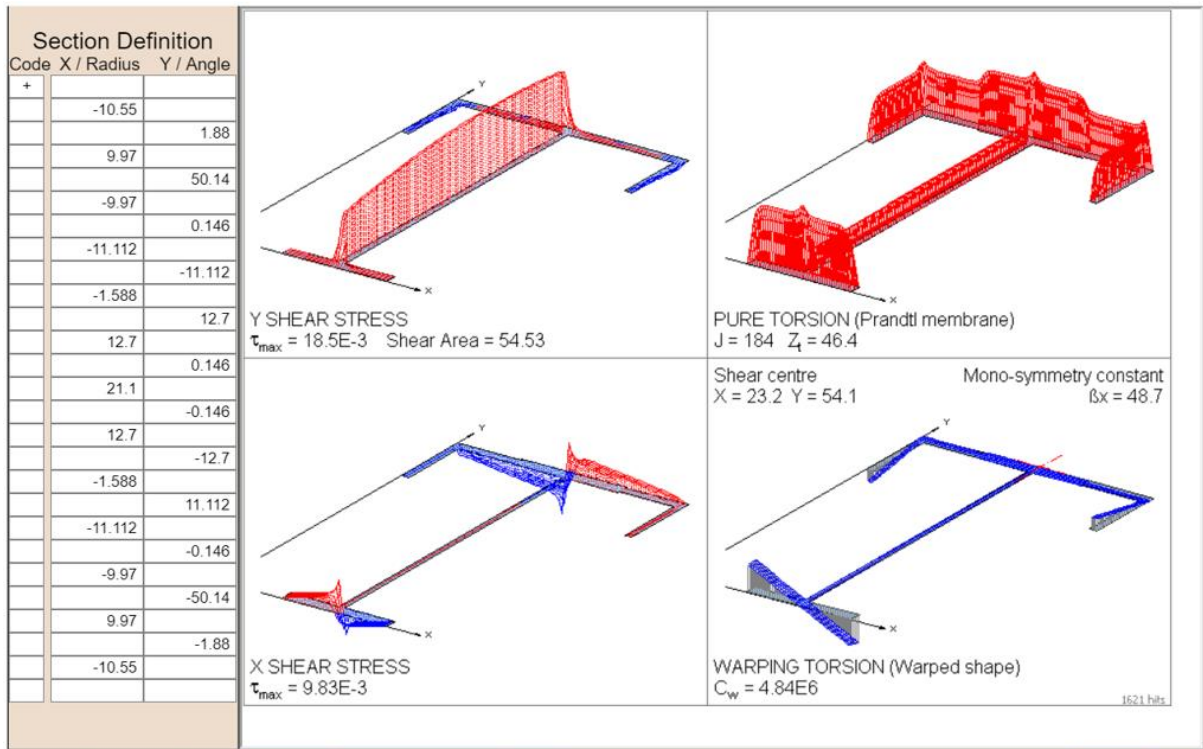


Figura 25 – Propriedades do perfil conforme Websec.

Os valores de C_w e β_x calculados apresentaram valores muito próximos aos obtidos através da modelagem no Websec, portanto, foram considerados validados (Tabela 16).

Tabela 16 - Comparativo entre as propriedades geométricas calculadas e conforme Websec.

Perfil - W530x109 + 2 L127x15.9	Equações 3.3 e 3.6	Websec
Constante de empenamento (C_w)	$4,842 \times 10^6 \text{ cm}^6$	$4,84 \times 10^6 \text{ cm}^6$
Coefficiente de monossimetria (β_x)	48,81 cm	48,70 cm