PONTES E VIADUTOS EM VIGAS MISTAS

Série "Manual de Construção em Aço"

- Galpões para Usos Gerais
- Ligações em Estruturas Metálicas
- Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço
- Alvenarias
- Painéis de Vedação
- Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço
- Tratamento de Superfície e Pintura
- Transporte e Montagem
- Steel Framing: Arquitetura
- Interfaces Aço-Concreto
- Steel Framing: Engenharia
- Pontes e Viadutos em Vigas Mistas

FERNANDO OTTOBONI PINHO
ILDONY HÉLIO BELLEI

PONTES E VIADUTOS EM VIGAS MISTAS

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

RIO DE JANEIRO
2007

© 2007 INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA / CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida por quaisquer meio, sem a prévia autorização desta Entidade.

Ficha catalográfica preparada pelo Centro de Informações do IBS/CBCA

O89p Pinho, Fernando Ottoboni
Pontes e viadutos em vigas mistas / Fernando Ottoboni Pinho, Ildony Hélio Bellei. - Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007.

138p.; 29 cm. — (Série Manual de Construção em Aço)

Bibliografia
ISBN 978-85-89819-12-1

1.Pontes 2. Viadutos 3. Treliças 4. Cisalhamento 5.Tensões 6. Cargas permanentes 7. Cargas moveis 8. Ligações 9. Montagem de pontes I. Títulos (série) II Bellei, Ildony Helio

CDU 624.21 (035)

Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço
Av. Rio Branco, 181 / 28º Andar
20040-007 - Rio de Janeiro - RJ
e-mail: cbca@ibs.org.br
site: www.cbca-ibs.org.br

SUMÁRIO

Capítulo 1
Evolução histórica dos projetos de pontes 11
1.1 Introdução 12
1.2 Histórico das pontes 12
1.3 Resumo das principais pontes e viadutos em aço com projetos nacionais além dos já mostrados 16
1.4 Estágio atual e futuro das pontes e viadutos 17

Capítulo 2
Tipos de superestruturas de pontes e viadutos 19
2.1 Introdução 20
2.2 Tipos de superestruturas 20
2.2.1 Vigas de alma cheia 20
2.2.2 Treliças 22
2.2.3 Vigas em caixão 24
2.2.4 Pórticos 25
2.2.5 Arcos 26
2.2.6 Suspensas por cabos 26
2.3 Tipos de tabuleiros 27
2.4 Ponte Mista 28
2.5 Gabaritos 28

Capítulo 3
Materiais usados e suas funções na construção de pontes em aço 29
3.1 Introdução 30
3.2 Aço para vigas, pilares e ligações 30
3.3 Corrimãos 31
3.4 Guarda rodas 31
3.5 Conectores 31
3.6 Parafusos 31
3.7 Eletrodos para solda 31
3.8 Concreto 31
3.9 Aparelhos de apoio 32
3.10 Juntas de dilatação 32
3.11 Revestimento 33
3.12 Drenagem 33
3.13 Pintura 33

Capítulo 4
Normas estruturais 35
4.1 Normas brasileiras 36
4.2 Normas estrangeiras 36

4.3 AASHTO – Standard specifications for highway bridges 36
4.3.1 Aplicação 36
4.3.2 Materiais 36
4.3.2.1 Generalidades 36
4.3.2.2 Aços estruturais 36
4.3.2.3 Aços para pinos e roletes 37
4.3.2.4 Parafusos e rebites 37
4.3.3 Carregamento repetitivo e fadiga 37
4.3.3.1 Faixa de tensão admissível 37
4.3.3.2 Ciclos de carregamentos 37
4.3.3.3 Requisitos de impacto Charpy V 42
4.3.4 Comprimento efetivo do vão 42
4.3.5 Relações para as alturas 42
4.3.6 Deformações 42
4.3.7 Esbeltez limite para os elementos 42
4.3.8 Espessuras mínimas 43
4.3.9 Área efetiva de cantoneiras e seções T tracionadas 43
4.3.10 Abas em projeção de cantoneiras 43
4.3.11 Expansão e contração 43
4.3.12 Elementos fletidos 43
4.3.13 Chapas de reforço (Cover plates) 43
4.3.14 Contra flecha 44
4.3.15 Vigas laminadas curvadas a quente e vigas soldadas 44
4.3.16 Treliças 44
4.3.16.1 Generalidades 44
4.3.16.2 Elementos de treliça 44
4.3.17 Diafragmas e estruturas transversais 44
4.3.17.1 Generalidades 44
4.3.18 Projeto pelas tensões admissíveis 45
4.3.18.1 Tensões admissíveis 45
4.3.18.2 Vigas laminadas 47
4.3.18.3 Vigas compostas 47
4.3.18.3.1 Mesas 47
4.3.18.3.2 Espessuras da chapa de alma 48
4.3.18.3.3 Enrijecedores transversais intermediários 48
4.3.18.3.4 Enrijecedores longitudinais 50
4.3.18.3.5 Enrijecedores de apoio 50
4.3.18.4 Treliças 51
4.3.18.4.1 Chapas perfuradas e barras treliçadas 51
4.3.18.4.2 Barras comprimidas – espessura do material 51
4.3.18.5 Tensões combinadas 53
4.3.18.6 Vigas mistas 53
4.3.18.6.1 Generalidades 53
4.3.18.6.2 Conectores de cisalhamento 54
4.3.18.6.3 Largura efetiva de concreto 55
4.3.18.6.4 Tensões 55

4.3.18.6.5 Cisalhamento 55
4.3.18.6.6 Deformações 57

Capítulo 5
Cargas em pontes e viadutos 59
5.1 Cargas permanentes 60
5.1.1 Composição da carga permanente 60
5.1.2 Peso específico dos materiais 60
5.2 Cargas móveis 60
5.2.1 Constituição das cargas móveis 60
5.2.2 Cargas rodoviárias de cálculo – NBR 7188 61
5.3 Efeitos dinâmicos dos veículos 62
5.3.1 Impacto vertical 62
5.3.2 Efeitos de frenagem e aceleração 62
5.3.3 Força centrífuga 62
5.4 Ação dos ventos 62
5.5 Combinações de cargas 63
5.6 Distribuição transversal das cargas 63

Capítulo 6
Ligações 65
6.1 Introdução 66
6.2 Soldas 66
6.3 Parafusos 67
6.4 Exemplos 70

Capítulo 7
Sistemas de montagem 75
7.1 Introdução 76
7.2 Montagem por lançamento 76

Referências Bibliográficas 79

Anexo A - Tabelas 81

Anexo B – Exemplos 89

Apresentação

O setor siderúrgico, através do **Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA**, tem a satisfação de tornar disponível para o universo de profissionais envolvidos com o emprego do aço na construção civil, este manual, o décimo segundo de uma série relacionada à construção em aço.

A construção de pontes e viadutos utiliza vários tipos de materiais na sua concepção. A escolha do material adequado para cada item da construção é a maior responsabilidade do engenheiro projetista de pontes, que deve fazê-la baseando-se no maior número possível de informações, como por exemplo, a adequação do sistema estrutural ao relevo do terreno e características do solo, conhecimentos do processo de fabricação e montagem entre outras. Não pode ser excluída dessa gama de conhecimentos, a presença de uma sensibilidade estética, por ser a ponte ou viaduto uma obra de grande influência na paisagem em que se localiza.

Existem várias concepções consagradas para as estruturas das pontes e viadutos, cada uma com as suas características que respondem diferentemente aos vãos livres mais adequados, facilidades de fabricação e montagem, além de apresentar diferentes aspectos estéticos. De todas as concepções, a mais simples e que utiliza o melhor dos dois materiais, aço e concreto, é a ponte e o viaduto em viga mista, objeto do presente manual.

Neste manual é apresentada a evolução histórica dos projetos, tipos de superestruturas, materiais e as normas mais utilizadas, cargas especificadas, tipos de ligações e sistemas de montagem utilizados.

Complementando a parte teórica, o manual aborda de forma prática no Anexo B, o projeto completo de uma ponte metálica mista de 40 m de vão livre e de uma ponte vicinal metálica mista de 14 m de vão livre de acordo com as cargas indicadas na norma ABNT NBR 7188. Para o dimensionamento das vigas de aço e ligações, na ausência de uma norma brasileira, foi utilizada a norma AASHTO – 17ª / 2002 – método das tensões admissíveis – ASD. Foram incluídos dois ábacos que permitirão ao usuário fazer uma avaliação rápida do peso preliminar das vigas que irão compor a ponte ou viaduto.

Centro dinâmico de serviços, com foco exclusivamente técnico e capacitado para conduzir uma política de promoção do uso do aço na construção, o **CBCA** está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no País.

Capítulo 1

Evolução histórica dos projetos de pontes

1.1 - Introdução

Desde a remota antiguidade, quando as populações começaram a se agrupar em comunidades (aldeias, vilas e cidades) e apareceram as primeiras preocupações para travessias de rios, riachos e vales, então surgiram as PONTES (e mais tarde os Viadutos). Estas têm sido sempre motivo de fascínio e orgulho de seus usuários, projetistas e construtores e prova do desenvolvimento de um povo.

Mostraremos a seguir um pouco da história das pontes, os recursos atuais e tendências da tecnologia de construção de pontes.

1.2 – Histórico das pontes

Os primeiros materiais a serem usados em construção de pontes foram a pedra e posteriormente a madeira.
As mais antigas pontes de pedra foram construídas em Roma empregando a técnica dos arcos aprendida com os etruscos. Existem inúmeras pontes em toda a Europa, mas as mais antigas estão situadas em Roma, e dentre estas podemos citar três pontes ainda hoje servindo a população local, que são: Fabrício (62 a.C), São Ângelo (134 d.C) e a de Céstio (365 d.C)

Figura 1.1 – Ponte de pedra

Com relação às **pontes de madeira** há notícias de que os romanos as usaram para vencer a travessia de rios largos, como o Reno e o Danúbio.

Durante a renascença, no século XVI, o Arquiteto Palladio, usando treliças triangulares elaboradas por ele, construiu vãos de 30 metros.

Como exemplo podemos citar as pontes Grubernmann na Suíça, construída em 1757 sobre o rio Reno, com dois vãos de 52,0 e 59,0 m; a ponte sobre o rio Elba em Wittemberg, na Alemanha, tendo 14 vãos de 56m em treliça Howe, construída em 1848; e a ponte Cascade, nos Estados Unidos, com 53 m de vão e 90 m de comprimento.

Figura 1.2 – Ponte de madeira

Por volta de 1840 começou o período de transição entre pontes de madeira e de ferro, que durou aproximadamente 40 anos, começando e terminando em uma geração.

A primeira ponte a usar ferro fundido foi construída pelo exército alemão sobre o rio Oder na Prússia, em 1734.
A primeira ponte toda em ferro fundido foi a Ponte sobre o Rio Severn construída em 1779, na Inglaterra, para um vão de 31 m, com 15 m de largura e comprimento total de 59 m (Fig. 1.3).

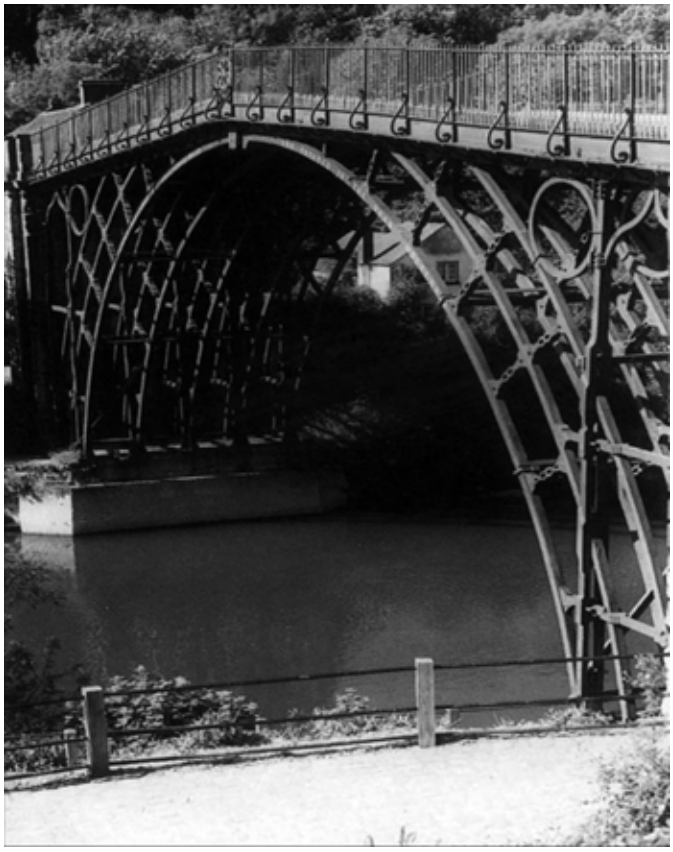


Figura 1.3 – Ponte Severn

Em 1857 foi construída, o que acreditamos seja a ponte mais antiga do Brasil, feita em ferro pudlado (ferro fundido melhorado), que é a ponte sobre o rio Paraíba do Sul (Fig. 1.4) na cidade do mesmo nome, com 5 vãos de 30 m, em treliça arqueada, com largura de 6m. Esta obra de arte foi construída pelo Barão de Mauá, sendo fundida em seus estaleiros na Ponta da Areia em Niterói, sob a supervisão do engenheiro inglês Dadgson. Sua construção foi feita em partes sendo transportada até o local em lombo de burro.

É curioso notar que foi esta ponte a primeira no país a cobrar pedágio da seguinte forma :

100 reis por cavaleiro e 60 reis por cabeça de gado ou cavalo. Esta ponte depois de uma reforma em 1981 encontra-se em serviço até hoje, servindo apenas para carro de passeio e ônibus .

Figura 1.4 – Ponte de Paraíba do Sul

A primeira treliça completamente em aço, foi feita nos Estados Unidos em 1840; este mesmo tipo de construção foi usado em pontes na Inglaterra em 1845, na Alemanha em 1853 e na Rússia em 1857.

No Brasil as primeiras pontes rodoviárias em treliça totalmente em aço foram construídas entre 1850 e 1880. Exemplos são a ponte Boa Vista em Recife, de 1850, e a Ponte de Sant'Ana (Fig. 1.5) sobre o Rio Piabanha com um vão de 46 m na Estrada União Indústria (antiga Petrópolis - Juiz de Fora) construída em 1860, considerada uma das mais bonitas na época.

Figura 1.5 – Ponte Sant'Ana

Vale citar também a ponte Benjamin Constant, em Manaus, com vão central de 60m e 2 vãos de 30m em treliça Gerber tipo Pratt, com largura de pista de 10,5 m e total de 14,5 m, cuja construção data de 1880 (Fig. 1.6)

Figura 1.6 – Ponte Benjamin Constant

Por esta mesma época surgiram as pontes com treliça em balanço, sendo a mais importante a Firth of Forth em Edimburgh, (Fig. 1.7), construída em 1890, com vão livre de 521m e altura de 105 m com 50.000 t de aço, estando em uso até os dias de hoje. Cabe salientar que esta ponte já foi fabricada usando o aço Siemens Martin cuja qualidade era superior ao do aço pudlado usado anteriormente. A introdução do processo Siemens Martin em 1861 permitiu um controle de qualidade maior com emprego de aços ligados. A ponte de Eads construída em St. Louis, nos Estados Unidos entre 1874-76 já usou aço de alta resistência, com resistência a tração de 70 kN/cm^2 (aço com 1,5% de cromo).

Figura 1.7 – Ponte Firth of Forth

Acidentes

Durante a década de 1870-80 nos Estados Unidos mais de 200 pontes caíram, sendo a de maior repercussão a sobre o Rio Ohio em 29/12/1876, quando o Expresso do Pacífico mergulhou no rio. Um desastre similar ocorreu na Escócia em 29/12/1879, quando 13 grandes vigas da ponte do braço do mar de Tay, foram derrubadas num vendaval quando um trem de passageiros estava atravessando-a.

Vale aqui ressaltar as pontes pênseis que por si só já são uma história, cujas primeiras pontes apareceram por volta de 1801, sendo a mais importante a sobre o Estreito de Menai, feita por T. Telford entre 1820-26 com 174 m de vão central; a ponte sobre o Rio Neva em 1844 na Rússia, com dois vãos de 114 m, mas a era das pontes pênseis começou mesmo em 1870 com a ponte do Brooklyn, cujo vão principal mede 480 m. Outra ponte pênsil em uso até hoje é a Verrazano Narrows em Nova York, feita em 1964 com vão livre de 1280m e doze pistas de trafego. A ponte com o maior vão livre do mundo está situada no Japão com vão livre de 1900 m.

No Brasil, registramos a construção da ponte pênsil de São Vicente em 1914 com 180m de vão livre (Fig. 1.8) e a de Florianópolis em 1926 com vão livre de 340 m.

Figura 1.8 – Ponte pênsil de São Vicente

Registramos aqui a construção em 1913, no centro de São Paulo, do Viaduto Santa Efigênia, em arco . E em 1900 a ponte rodo-ferroviária de Barra do Pirai em treliças arqueadas com 5 vãos de 47 m e largura de pista de 7,0 m (Fig. 1.9).

Figura 1.9 – Ponte de Barra do Pirai

Terminada a fase das vigas em arco e treliça, começaram a surgir as pontes em vigas caixão, estaiadas e mistas . O grande desenvolvimento deste tipo de ponte veio a partir de 1945 após a segunda guerra mundial.

As pontes em caixão com piso de concreto são usadas para médios vãos e o caixão com piso ortotrópico para grandes vãos. Este tipo é adotado mais por questões estéticas em médios vãos do que econômicas.

As pontes estaiadas são econômicas com piso em caixão ortotrópico para vãos em torno de 350m, sendo a de maior sucesso a Ponte Severin, em Colônia na Alemanha, cuja construção data de 1960 (Fig. 1.10).

Figura 1.10 – Ponte Severin

A partir de 1930 e incrementado após a 2ª guerra mundial, tiveram início as pontes mistas aço-concreto, onde o tabuleiro é de concreto e a viga é de aço, podendo ser em perfil laminado, soldado ou caixão.

Neste tipo de ponte o aço trabalha junto com o concreto, cada qual na sua melhor função. Para que isto aconteça é necessário soldar à mesa superior das vigas conectores que podem ser do tipo U, L, espirais ou pinos (Studs) que são soldados por meio de máquinas automáticas que dão um grande rendimento, barateando a construção.(Fig. 1.11)

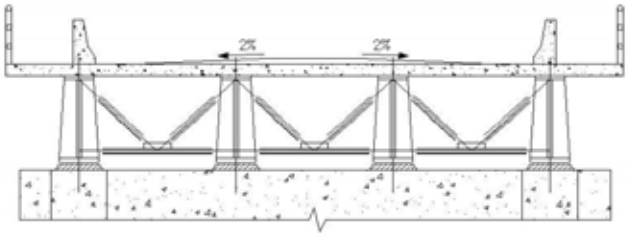


Figura 1.11 - Ponte em vigas mistas

Um exemplo de construção rodoviária tipo mista são os elevados da Perimetral e Linha Vermelha na cidade do Rio de Janeiro.

O elevado da Perimetral construído de 1973-78 tem 7326 m de comprimento, com vãos variando de 31 a 60 m, e largura de pista de 19m para 4 faixas de tráfego, todo em vigas bi-apoiadas, formado por longarinas e transversinas, formando grelhas. Neste elevado, o consumo de aço (alta resistência à corrosão atmosférica) foi da ordem de 25.000 t e o de concreto de 57.000 m^3 .

O elevado da Linha Vermelha foi construído em duas etapas, sendo a 1ª de 1973-79 e a 2ª de 1991-92. A 1ª etapa com 4.660 m, vãos variando de 20 a 65 m, largura de pista variável, sendo em alguns trechos de 2 pistas de tráfego, e em outras 5 pistas, sendo parte em viga caixão contínua e parte em grelhas, consumindo 22.000 toneladas de aço e 27.000 m^3 de concreto. A 2ª

etapa com 2500 m, vãos variando de 30 a 75m, largura de pista de 10m consumindo 8.800 toneladas de aço e 54.000 m^3 de concreto (Fig. 1.13).

Figura 1.12 – Elevado da Perimetral

Figura 1.13 – Elevado da Linha Vermelha - 2ª etapa

Neste resumo, muitos detalhes históricos interessantes tiveram que ser omitidos, mas podemos dizer que as pontes metálicas são tão ou mais antigas que as de concreto cuja primeira ponte foi construída na França em 1840 para um vão de 13,5 m, ficando seu incremento para o início do século. A mais recente técnica do concreto, o protendido data de 1927.

1.3 – Resumo das principais pontes e viadutos em aço com projetos nacionais além dos já mostrados

Figura 1.14 – Ponte rodoferroviária sobre o Rio Paraná – São Paulo – Mato Grosso do Sul - 2600 m.

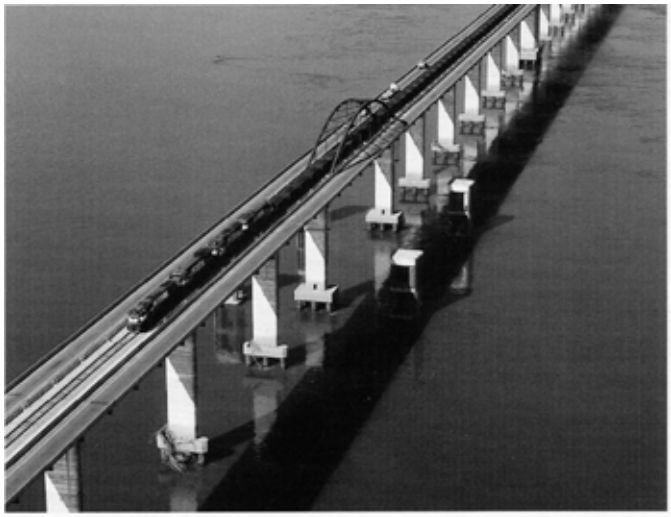


Figura 1.15 – Ponte Rodoferroviária sobre o Rio Tocantins – Marabá - PR – 2310 m.

Figura 1.16 – Viaduto sobre a praça General Dalle Coutinho – Osasco – SP – 200 m.

Figura 1.17– Ponte Vitória –Vila Velha - ES – 610 m

Figura 1.18– Viaduto da Linha Vermelha sobre a Av. Brasil – Rio de Janeiro -145 m (2ª etapa).

Figura 1.19 – Viaduto da Linha Vermelha – Campo de São Cristóvão (1ª etapa) - Rio de Janeiro

Figura 1.20 – Viaduto sobre a via Dutra entrada de Volta Redonda - 50m.

1.4 – Estágio atual e futuro das pontes e viadutos

Embora o público e alguns arquitetos e engenheiros de cada época acreditassem ter alcançado o limite último para projeto e construção de pontes e viadutos e assim ter chegado no fim da estrada dos novos desenvolvimentos, a História tem indicado uma outra realidade.

Hoje o engenheiro estrutural tem a sua disposição um grande poder de análise, com o uso de programas computacionais nunca antes imaginado. Esta ferramenta pode desenvolver em minutos o que antes levaria meses ou anos. Com este ganho de tempo, muitos tipos de pontes têm sido investigadas e outras estão atingindo o seu dimensionamento ótimo.

Figura 1.21 – Ponte JK – Brasília

Novos materiais sem dúvida aparecerão, tornando possível pontes e viadutos mais leves e bonitos. O desafio existe e somente os engenheiros qualificados terão sucesso nos novos tempos.

Figura 1.22 – Ponte passarela em Manchester-Inglaterra

Figura 1.23 – Ponte Damen Avenue em Chicago - EUA

Figura 1.24 – Ponte Antrenas em Marvejols - França

Figura 1.25 – Ponte Solférino Footbridge em Paris - França

Capítulo 2

Tipos de superestruturas de pontes e viadutos

2.1 – Introdução

A escolha da superestrutura de uma ponte ou viaduto, depende de vários fatores que devem ser levados em consideração, tais como:

- Função
- Topografia local
- Natureza do solo
- Extensão e vão livre necessário
- Gabaritos a serem obedecidos
- Estética
- Acessos
- Localização
- Tempo de execução previsto
- Custos disponíveis para a obra.

Em obras de maior expressão, é normal a contratação de um escritório de engenharia especializado no assunto, para fazer um estudo de viabilidade técnica e econômica, antes de se realizar a concorrência.

2.2 – Tipos de Superestruturas

Existe uma série de concepções estruturais para serem usados como superestruturas no projeto de uma ponte ou viaduto, dentre elas podemos citar:

- Vigas de alma cheia
- Treliças
- Vigas em caixão
- Pórticos
- Arcos
- Vigas mistas
- Suspensas por cabos (estaiadas e pênseis)

2.2.1 – Vigas de Alma Cheia

Introdução

Com o advento dos perfis laminados até 1000mm, e posteriormente com a difusão dos perfis soldados até a altura desejada, é possível a construção de pontes de tabuleiro simples, o que no passado era bem mais complicado, pois era necessário a composição com rebites. Em geral a altura ótima das vigas fica entre **1/18 a 1/25** do vão e são usados os seguintes tipos de perfis:

Perfil laminado: os perfis laminados no Brasil são encontrados com altura até 610mm, e permitem a construção de pontes com vãos **até 14,00 m**, mas com o uso de uma chapa de reforço na mesa inferior e no sistema misto, (tabuleiro de concreto trabalhando junto com a mesa superior da viga), permitem **vãos até 16,00 m**. O aço empregado é em geral tipo ASTM A572 com Fy = 35,0 kN/cm^2

Perfil soldado: os perfis soldados não têm limites de altura para sua fabricação, e podem ser compostos de várias maneiras para poderem ser os mais econômicos na construção da superestrutura das pontes e viadutos.
Para vãos até 20,0 m usa-se em geral uma mesma espessura e largura para as chapas de mesa para estruturas não mistas, mas se o sistema for misto deve-se usar uma chapa de mesma largura e espessuras diferente para as mesas, sendo a mais fina para a mesa comprimida.

Para vãos acima de 20,0 m o recomendável e o mais econômico é o uso de vigas mistas com variação de espessura das mesas, ou variação de largura das mesmas. Assim, um vão de 30,0 m pode ter a parte central de 12,0 m com mesas mais largas e as partes laterais de 9,0 m com larguras menores, ou mesma largura e espessuras menores.

O assunto deste capítulo se restringe às vigas de uma só alma. Elas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas, associadas a laje ou não.

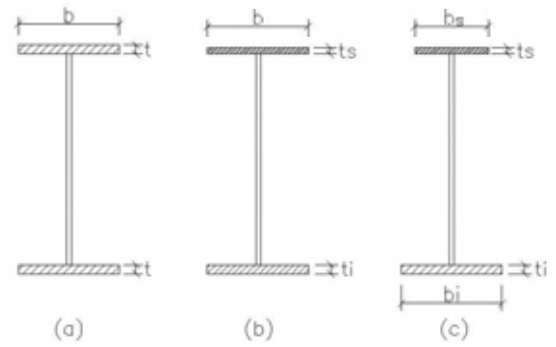


Figura 2.1 – Seções transversais típicas de vigas de alma cheia

Características importantes

a) A principal vantagem de uma viga de alma cheia é a simplicidade de sua geometria comparada com outras alternativas, tais como treliças. Esta vantagem propicia custos baixos de fabricação. É importante conservá-la através de um detalhamento cuidadoso; por exemplo, em construções soldadas, o projeto deve permitir ao máximo o emprego de processos automáticos e semi-automáticos de solda.

b) A simplicidade da seção transversal também contribui para custos de manutenção razoáveis, embora não se possa esperar que sejam tão baixos como em uma estrutura em caixão.

c) A maioria das pontes em vigas de alma cheia tem o tabuleiro no nível da mesa superior, o qual pode ser integrado às vigas para trabalhar como parte das mesmas.

d) Há uma tendência para o uso de mesas largas e finas. É possível ajustar a área da mesa por uma variação da largura, em lugar da espessura. É também exeqüível prever enrijecedores longitudinais para controlar o comportamento da mesa larga à flambagem.

e) Ao se projetar a alma de uma viga, há uma escolha a fazer entre o uso de uma alma espessa sem ou com poucos enrijecedores e uma esbelta com um número maior de enrijecedores. A escolha está relacionada no confronto de custos de material e mão de obra.

Nos Estados Unidos, os altos custos de mão de obra têm justificado o emprego de almas mais espessas simples. Na Europa, verifica-se o contrário. No entanto há uma tendência universal pelo uso de almas mais esbeltas.

Apesar da presença de enrijecedores, o projeto com alma esbelta provavelmente conduzirá a uma redução de peso e de custo do material. Uma viga com alma esbelta é mais eficiente enrijecida por uma série de enrijecedores longitudinais, estendendo-se entre estruturas transversais. Com esse projeto, é possível evitar todas as soldas de filetes transversais no material principal, ao menos nas regiões onde haja tensões importantes de tração, com conseqüente melhoramento para o trabalho da estrutura em relação à fadiga e à ruptura brusca.

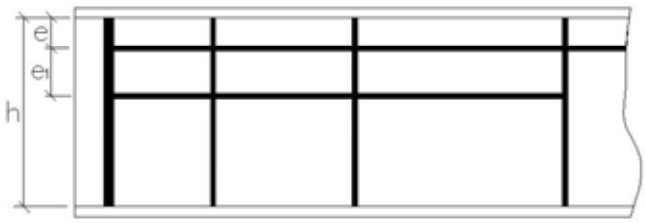


Figura 2.2 – Enrijecedores de alma

f) Na maioria das pontes em vigas, deve ser feita uma escolha entre:
— Usar duas vigas principais com grande espaçamento, com um sistema auxiliar suportando o tabuleiro ou
— Prever vigas principais múltiplas, com espaçamento suficientemente pequeno para ser vencido pelo tabuleiro.
No primeiro caso, o sistema secundário de vigas pode consistir somente de vigas transversais com pequeno espaçamento ou vigas transversais apoiando um sistema de longarinas.
O projeto de duas vigas conduz a maior altura nas vigas principais. Isto deve levar a uma redução da área total da mesa e deve tender para uma redução do custo total das vigas

principais, o que deve ser comparado com custo das vigas do tabuleiro.
Obs.: As vigas de alma cheia para serem usadas em pontes ou viadutos devem satisfazer as suas

Figura 2.3 – Tabuleiro formado por transversinas e longarinas.

relações de largura / espessura, de acordo com a Norma a ser usada.

2.2.2 – Treliças

Introdução

A treliça pode ser descrita como um conjunto de triângulos formados por peças retas e articuladas entre si. Quando adequadamente projetada, com proporções normais, uma treliça tem as seguintes características:
a) Os eixos de todos os elementos são retos e concorrentes nos nós ou juntas.
b) A treliça propriamente dita é carregada somente nos nós.

Uma treliça plana pode ser considerada como uma viga alta, com mesas substituídas pelos banzos da treliça e a chapa de alma, substituída por um sistema aberto de elementos formado por diagonais e montantes. Uma treliça pode ser usada para substituir uma viga de alma cheia em certos casos; por exemplo, uma viga reta simplesmente apoiada ou contínua, no tabuleiro de uma ponte pênsil enrijecida, ou uma ponte com viga atirantada, ou ainda um arco.

O sistema de treliças tem duas grandes vantagens: a primeira é a dos elementos só serem solicitados por cargas axiais (tração ou compressão), a segunda permitir alturas maiores com menor peso e redução de flecha.

A desvantagem econômica das pontes em treliça, é o custo maior de fabricação, pintura e manutenção, e às vezes o fator estético, pelo cruzamento visual dos elementos.

Uma ponte completa em treliça convencional, pode ter tabuleiro superior, inferior ou os dois, tendo os seguintes componentes (Fig. 2.4):

- uma laje de tabuleiro;
- longarinas apoiadas nas transversinas;
- transversinas apoiadas nos nós das treliças;
- contraventamentos horizontais;
- contraventamentos verticais;
- cordas superior e inferior;
- diagonais e montantes.

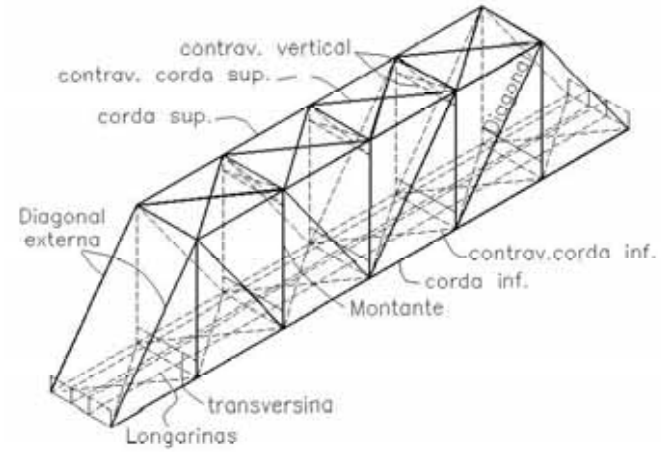


Figura 2.4 – Peças que compõem uma treliça

As treliças são econômicas com altura variando de 1/8 a 1/15 do vão.
São usadas para vãos acima de 50,0 m até 120 m quando isostáticas, e como contínuas até 250 m. Isto não impede a construção de vãos maiores como a da Ponte em balanço Greater New Orleans com 480 m construída em 1958.

Tipos de Treliças
Os tipos de treliças planas mais usuais são mostradas na fig.2.5.

A treliça Pratt isostática é a mais vantajosa em estruturas metálicas (Fig.2.5 a), devido aos montantes, que são os elementos mais curtos, estarem em compressão, e as diagonais como elementos mais longos estarem sujeitos a tração, embora esta vantagem é em parte anulada pelo fato do banzo central comprimido ser mais fortemente carregado que o central tracionado.
A treliça Howe é o inverso da Pratt, ideal para madeira.
A treliça Warren, mostrada na Fig.2.5 b, pode ser modificada pela adição de montantes (Fig. 2.5 c). Estes podem ser colocados em todos os painéis (como mostrado em pontilhado), ou somente a partir do tabuleiro para as diagonais opostas.

O sistema contraventado K da Fig.2.5 d, é indicado quando a altura do painel é da ordem de duas a três vezes o seu comprimento.
O sistema em losangos, mostrado na Fig. 2.5 e, tem sido usado como treliça primária. Entretanto, é mais comumente usado como contra-ventamento horizontal. Esse arranjo proporciona diagonais mais curtas, com ligação aos banzos em pontos intermediários às juntas principais. Ele pode causar tensões secundárias elevadas nos banzos. Para haver estabilidade, um dos losangos deve ter um elemento em sua diagonal.
A Warren composta (Fig. 2.5 f) é usada quando tem-se diagonais muito grandes e necessita-se diminuir o comprimento de flambagem da diagonal.
A Whopple é mais usada por questões estéticas.(Fig. 2.5 g)
Por economia, a altura da treliça é usualmente fixada como uma fração do vão. À medida que o vão aumente, a altura da treliça cresce e com ela o comprimento do painel. Para se obter apoio adequado ao tabuleiro, pode ser necessário subdividir o painel, como mostrado na Fig. 2.6. Para tabuleiro no nível do banzo superior, o arranjo dos elementos adicionais será o inverso dos indicados.

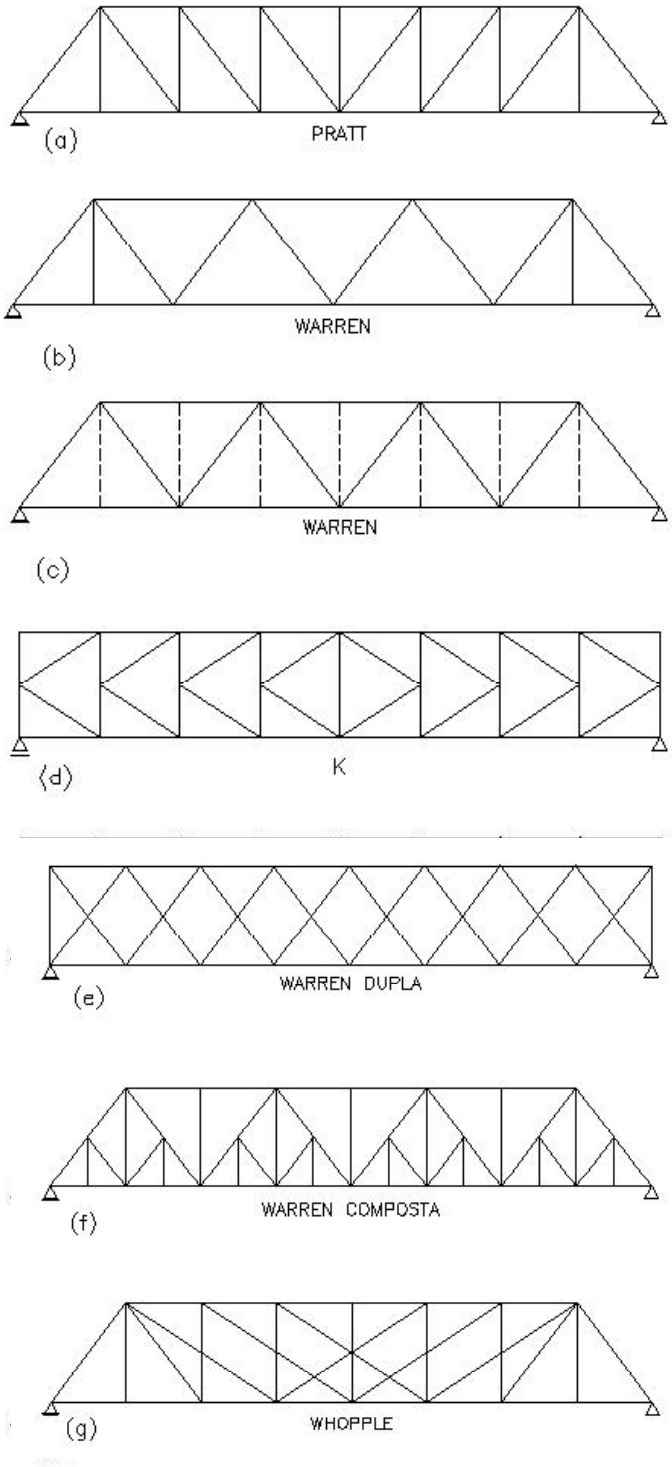


Figura 2.5 – Tipos de treliças

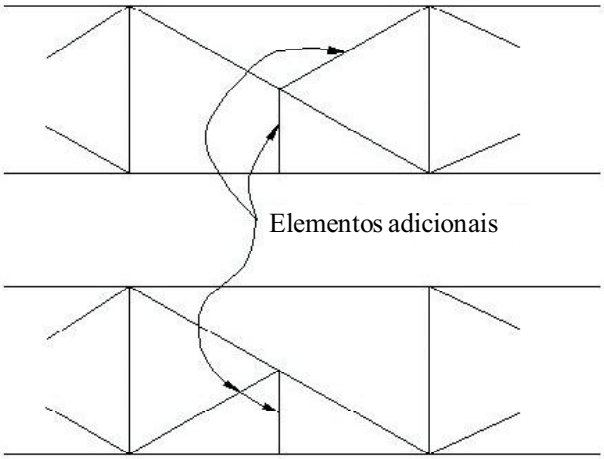


Figura 2.6 – Elementos adicionais

Características importantes

a) A leveza relativa de uma ponte ou viaduto em treliça, é uma vantagem na construção. Pode ser montada elemento por elemento, usando-se equipamento de içamento de pequena capacidade.
Alternativamente, o número de ligações no campo pode ser reduzido pela fabricação e içamento de painel por painel, ao invés de um elemento de cada vez.

b) Como em todas as estruturas de pontes ou viadutos, é importante que o tabuleiro e a estrutura principal sejam compatíveis. Isto é conseguido fazendo-se com que o tabuleiro trabalhe com os banzos da treliça para receber as cargas axiais. Por outro lado, o tabuleiro pode ser isolado dos banzos por meio de juntas de dilatação.

2.2.3 – Vigas em caixão

Introdução

As vigas caixão como o próprio nome indica, são vigas formadas por duas ou mais almas e por uma mesa inferior única e uma ou mais mesa superior, formando na sua configuração um caixão. Existem vários modelos, como os apresentados na Fig. 2.7.

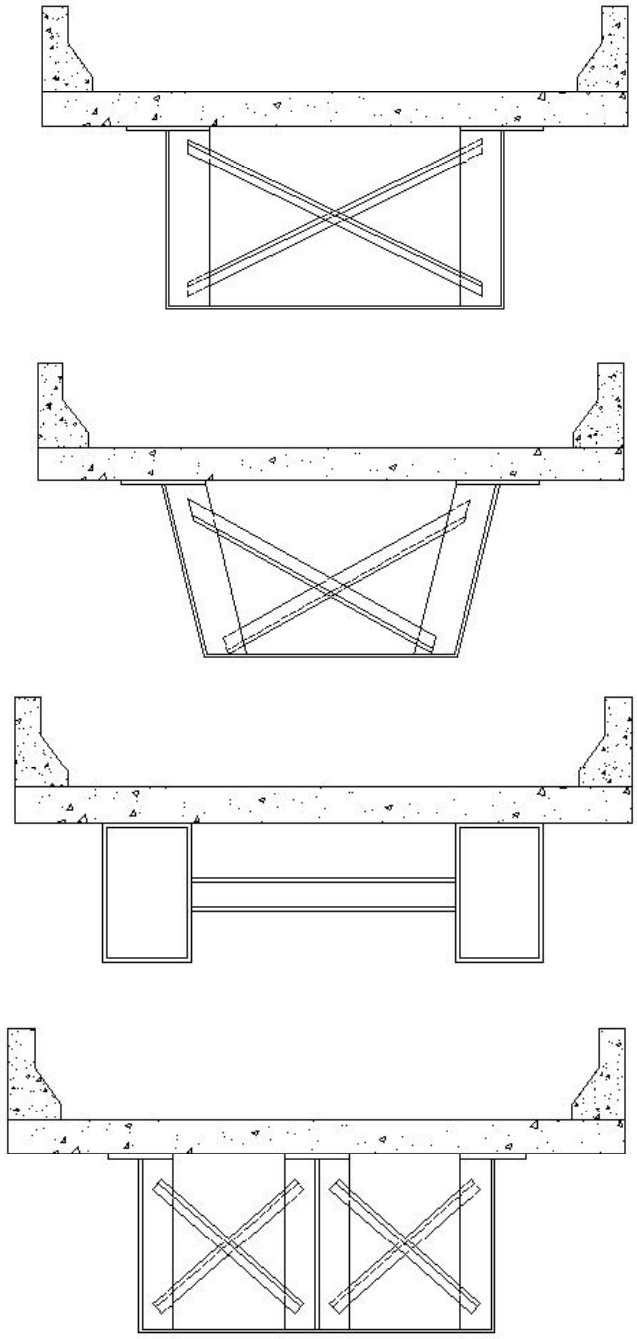


Figura 2.7 – Seções transversais em viga Caixão

As seções transversais em caixão são altamente eficientes para estruturas em curva, devido a sua grande resistência a torção, e nas pontes com grandes vãos para evitar problemas de instabilidade aerodinâmica.

Além dos elementos longitudinais, uma viga caixão tem também um sistema de diafragmas transversais ou transversinas.

Uma das vantagens mais importantes da viga caixão em ponte ou viaduto é a possibilidade de se usar a mesa superior como laje do tabuleiro.

Em geral a relação altura / vão fica em torno de 1/20 a 1/30.

Características

a) Grande resistência e rigidez à torção

b) Mesas de grande largura

c) Maior inércia com alturas menores, no entanto a relação largura / espessura leva a problemas de flambagem que são combatidos por um sistema de enrijecedores, que encarecem a sua construção.

d) Espaço livre útil - para passagem de tubulações e equipamentos.

e) Manutenção – dando acesso direto sem estruturas auxiliares.
Se hermeticamente fechado o ar seco torna a atmosfera menos corrosiva.

f) Montagem – o lançamento é facilitado e sua inércia à torção mantém a estrutura alinhada.

g) Estético – Esbeltez e regularidade da superfície inferior, proporcionando a visão de uma fita lançada no espaço.

h) Menor consumo de tinta, na sua pintura.

Projeto

A mais importante decisão no projeto é a escolha da seção transversal e está relacionada com: custos de material; custos de ligações; capacidade dos equipamentos disponíveis; acessos; largura de pista e gabaritos.
Ao se decidir pela geometria da seção transversal considerar que:

a) As almas das vigas devem apoiar adequadamente o tabuleiro.

b) A seção transversal deve ser relacionada com o sistema de montagem.

c) O uso de paredes finas, sejam horizontais ou verticais, obriga o uso de enrijecedores.
Se a mão de obra é cara, a soldagem destes terá um custo apreciável no custo total.

d) Qualquer variação de altura das chapas exige um diafragma.

2.2.4 – Pórticos

Introdução

O sistema de pórticos é aquele em que as vigas do tabuleiro são contínuas com a estrutura dos pilares. Esta solução é utilizada para diminuir os vãos da viga reta.(Fig. 2.8)
Pode ser interpretado como uma alteração dos arcos inferiores.
Normalmente os pilares são inclinados e dentro deste quadro formado pelos pilares e vigas, inserimos os gabaritos exigidos.
Pelo pilar inclinado desce uma grande carga de compressão, que terá que ser absorvida por fundações inclinadas. Isto faz com que esta solução seja recomendada para terrenos de bom suporte de cargas.
Na interseção entre viga e pilar, geometricamente ocorre grande esbeltez nas chapas sobre altas tensões, o que obriga um estudo mais acurado dos enrijecedores desta região.
A eficiência dos pilares inclinados é diretamente proporcional ao ângulo de inclinação. Quanto menor o ângulo, maior a eficiência.
Como há inversão no sentido dos valores dos momentos fletores, surgem momentos negativos junto aos pilares, fazendo com que as vigas não possam ser mistas em todo o seu comprimento.

A esbeltez e a estética desta solução é muito agradável e podemos aplicá-la quando a topografia ajudar, como é o caso de vales.

Figura 2.8 – Tipo de Pórtico

2.2.5 – Arcos

Introdução

Este tipo de superestrutura de ponte, é um dos mais antigos, pois os romanos fizeram várias delas em pedra há 2100 anos.

As primeiras pontes em arco usando-se ferro fundido foram construídas na Inglaterra em 1779 que são as pontes de Severn e Coalbrookedale, que estão em uso até hoje, servindo como passarela para pedestre.

O grande uso veio a partir de 1900, quando em 1931 foi construída a Bayonne Bridge nos Estados Unidos com 505 m de vão livre. Posteriormente em 1962 foi construída a Lewiston-Queenston Bridge sobre o Rio Niagara nos Estados Unidos com vão livre de 300 m.

Os arcos são econômicos na faixa de 60 a 500 m.

Tipos de arcos

São usados os seguintes tipos de arco na superestrutura de pontes ou viadutos:
— Arco inferior com tabuleiro superior (Fig.2.9 a);
— Arco superior com tabuleiro inferior (Fig. 2.9 b);
— Arco com tabuleiro intermediário (Fig. 2.9.c)

O uso do tipo de arco depende das condições locais e da estética.

O arco inferior se harmoniza bem em vales, se compondo com a natureza.
O arco superior é muito adotado quando existem restrições do gabarito na parte inferior.
O arco com tabuleiro intermediário se harmoniza com as duas situações.

Sob o ponto de vista de cálculo os arcos podem ser definidos como: engastados, bi-rotulados e tri-rotulados, cabendo ao calculista definir o melhor para o local, levando em consideração as condições do solo para as fundações, sistema de montagem, vão e se treliçado ou sólido, sem deixar de levar em consideração a beleza estética da obra.

O arco para ser eficiente e dar uma boa estética deve ter uma relação flecha / vão da ordem de 1/5 a 1/8.

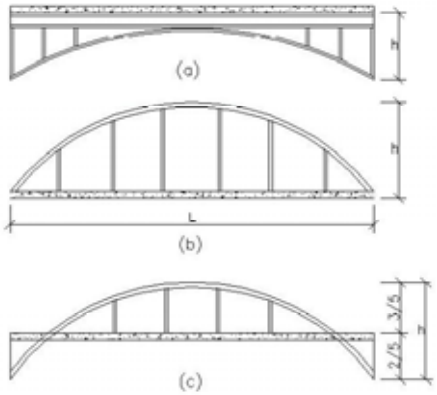


Figura 2.9 – Tipos de arco.

2.2.6 – Suspensas por cabos
(Estaiadas e Pênseis)

Introdução
As travessias suspensas feitas de cipó foram usadas na América do Sul pelos Astecas e pelos Incas, e foram também usadas na China, Japão, Índia e Tibet.
As primeiras pontes suspensas foram feitas pelos engenheiros militares entre os séculos 16 e 19. Em 1734 foram feitas as primeiras tentativas pelo exército saxônico usando ferro fundido em uma ponte sobre o Rio Oder.
Existem indicações que os Chineses usaram este mesmo processo mais cedo.

A primeira ponte suspensa usando aço na América do Norte foi a Jacob´s Creek Bridge na Pensilvânia em 1801, com vão de 21 m.

As pontes suspensas com o uso de cabos de aço dominaram após esta data, e em 1826, Thomas Telford construiu a ponte do estreito de Menai com um vão de 175 m. Logo após vieram as pontes sobre o Rio Ohio em 1849 com 305 m de vão e a ponte do Brooklyn em 1883 com 480 m.

As pontes estaiadas apareceram por volta de 1938 na Alemanha como uma derivação das suspensas. Sendo uma das mais famosas a adotar este sistema a ponte Severin em Colônia na Alemanha em 1960, com um vão de 350 m. Em geral este tipo de ponte é eficiente para vãos acima de 300 m.

Figura 2.10 – Pontes Estaiadas

Figura 2.11 – Pontes Pênseis

Figura 2.12 – Pontes Estaiadas e Pênseis

2.3 – Tipos de tabuleiros

Todos os tipos de superestrutura apresentados anteriormente podem usar um dos tipos de tabuleiro dados a seguir para a pista de rolagem dos veículos.

a) Os inteiramente em aço, formando uma placa ortotrópica (placa enrijecida de aço), exigem consumo elevado de aço, tornando-se pouco econômicos para vãos pequenos e médios, mas muito usados para pontes de grandes vãos o que é vantajoso devido ao pequeno peso do tabuleiro (Fig 2.13.a)

b) Os tabuleiros em concreto, substituíram com vantagem os metálicos para pequenos e médios vãos, funcionando solidariamente ás vigas metálicas, chegando-se então à solução adotada na grande maioria das pontes deste tipo, denominadas de Pontes Mistas .(Fig. 2.13b)

A disposição das longarinas e transversinas que vão dar suporte ao tabuleiro podem ser retangulares, esconsas ou curvas.(Fig. 2.14)

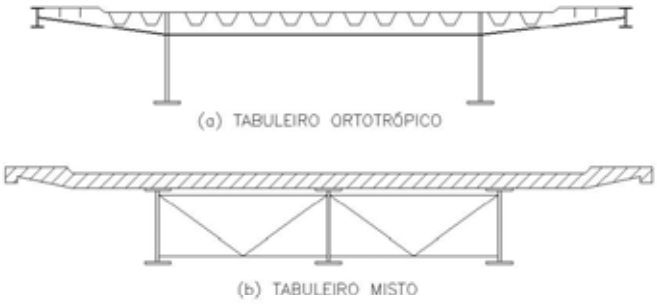


Figura 2.13 – Tipos de Tabuleiro

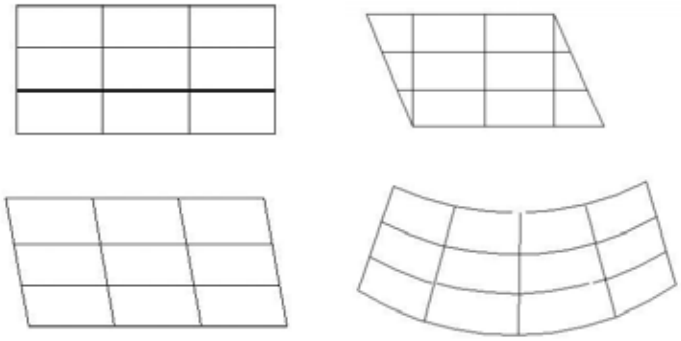


Figura 2.14 – Tipos de grelhas

2.4 – Ponte Mista

A ponte mista é a junção das vigas metálicas com o tabuleiro de concreto, mas para que isto aconteça é necessário a solidarização dos dois materiais. Isto é garantido por elementos de ligação, denominados Conectores de Cisalhamento.

Esses elementos podem ser de vários tipos, sendo que os mais usados são os pinos tipo "Stud" e os perfis laminados tipo U, que deverão ser distribuídos ao longo da viga.
São econômicas para vãos entre 20 e 50 m.

O problema principal a ser resolvido nas pontes mistas, resume-se na determinação da distribuição de esforços no concreto e no aço, levando-se em conta a ligação solidária do tabuleiro e as vigas metálicas. O dimensionamento das vigas mistas devem ser feitos levanto-se em conta se a viga vai ser escorada ou não durante a concretagem.

Em geral as vigas são calculadas como não escoradas, dando um custo de construção menor. Neste caso é necessário distribuir os vários tipos de carga nas etapas do processo. Assim o peso próprio da viga e do concreto será suportado somente pela viga de aço, e as outras cargas pelo conjunto viga - concreto.

A resistência do concreto tem influência no processo de dimensionamento

O processo de dimensionamento de uma viga mista será desenvolvido no Capitulo 4 e nos exemplos do Anexo B.

2.5 - Gabaritos

O DNIT – Departamento Nacional de Infra Estrutura Terrestre estabeleceu para pontes e viadutos os seguintes valores:

a) Horizontais

Pista única – largura interna 3,90m e total 4,2 m sem passeio (Fig.2.15)
Pista dupla – largura interna 9,00m e total 9,80 m sem passeio (Fig 2.16)

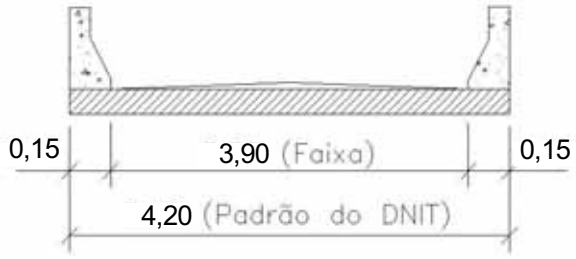


Fig. 2.15 – Gabarito rodoviário pista simples

Fig. 2.16 – Gabarito rodoviário pista dupla

b) Verticais

A altura livre da pista inferior a mesa inferior da viga não deve ser inferior a 6,00m (Fig. 2.17) para as rodovias federais, sendo que dentro dos municípios pode se usar um valor menor em torno de 5,0 m.

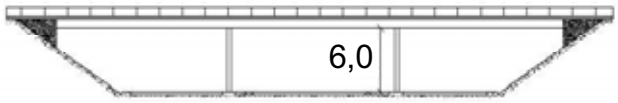


Fig. 2.17– Gabarito rodoviário vertical

Capítulo 3

Materiais usados e suas funções na construção de pontes em aço

3.1 – Introdução

A construção moderna de pontes e viadutos utiliza vários tipos de materiais na sua concepção final. A escolha do melhor material para cada item da construção é a maior responsabilidade do engenheiro de pontes, que deve fazê-lo baseando-se no maior número possível de informações.

O Aço e o Concreto são os dois materiais mais importantes usados na construção de pontes e viadutos. A maioria dos outros materiais são usados em itens específicos como: apoios, juntas de dilatação, revestimentos, proteções, drenagem, e corrimãos.

O concreto predomina nos tabuleiros, contudo para pontes de grandes vãos, o tabuleiro em placa ortotrópica de aço com revestimento asfáltico especial é usado com vantagens devido ao seu menor peso.

3.2 – Aço para Vigas, Pilares e Ligações

O primeiro uso de material ferroso na construção de pontes em larga escala veio com o ferro fundido. Pela sua baixa resistência e fragilidade, o seu uso se tornou inadequado.

O ferro forjado foi o seu substituto após 1850. Com o projeto de muitas pontes ferroviárias nesta época, surgiu a necessidade de um material melhor para a construção.

O desenvolvimento do aço Bessemer na primeira metade do século dezenove, e a produção em escala, possibilitou a seu uso na construção de pontes a um custo razoável

Atualmente existe uma série de aços estruturais disponíveis no mercado para a construção de pontes. O projetista calculista precisa conhecer suas propriedades físicas e mecânicas para fazer a escolha mais apropriada e deverá também verificar a disponibilidade na região.

Os aços estruturais podem ser classificados em três categorias e serem empregados como chapas, perfis laminados ou perfis soldados.

a) Aços carbono ou de Média resistência
Apresentam moderado teor de carbono, possuem boa soldabilidade aos processos usuais de solda elétrica e tensão de escoamento Fy = 25 kN/cm^2 (250 MPa).

Os aços desse grupo são:
MR-250 da Norma Brasileira
ASTM A36 da Norma Americana
St-37 da Norma Alemã

b) Aços de Alta Resistência e Baixa Liga
Os aços de alta resistência são aqueles que têm limite de escoamento acima de 30 kN/cm^2 (300 MPa), podem ter alta resistência a corrosão atmosférica (aprox. 2 a 3 vezes maior que os aços carbono), pela adição de elementos de liga como cromo, vanádio, cobre, nióbio e titânio na sua composição. A maioria das pontes e viadutos construídos hoje no Brasil utilizam este tipo de aço, que em muitos casos não necessita de pintura, barateando a construção.

Os aços desse grupo são:

ASTM A 572 – Alta resistência mecânica
ASTM A 588, USI-SAC, COSACOR (CSN Cor e Gerdau Cor500), de alta resistência mecânica e à corrosão atmosférica.(Ver Capitulo 4, item 4.3.2.2)

O emprego dos diversos tipos de aço depende da análise da resistência estrutural necessária e dos custos relativos para uma análise econômica. A tabela 3.1 a seguir mostra a relação de custos (C), e sua resistência (R).

Tabela 3.1 – Custo Relativo entre os vários tipos de aço em função do limite de escoamento

Aço	Fy (kN/cm²)	C	R	C/R
Chapas				
A36	25	1,0	1,0	1,0
A572 G50	35	1,15	1,39	0,83
A588	35	1,33	1,39	0,96
USI-300	30	1,05	1.20	0,88
COSACOR 400	30	1,05	1,20	0,88
Perfis				
A572 G50	35	1,0	1,39	0,72

3.3 - Corrimãos

Em geral os corrimãos são feitos de tubos, sendo os aços mais empregados o ASTM A 500 Grau B, e o A501 com limites de escoamento de 296 MPa e 250 MPa, respectivamente

3.4 – Guarda rodas

Em geral os guarda rodas são feitos tendo um poste em perfil tipo I ou H, e um batente de forma trapezoidal em perfil de chapa dobrada galvanizado, dando um ótimo amortecimento. (Fig.3.1).

3.5 – Conectores

Os conectores usados na ligação da viga de aço com a laje de concreto podem ser de pinos, U laminados ou composição de chapa com vergalhão. Os pinos em geral são de aço SAE 1020 com 24 kN/cm², e os U laminados de A 36

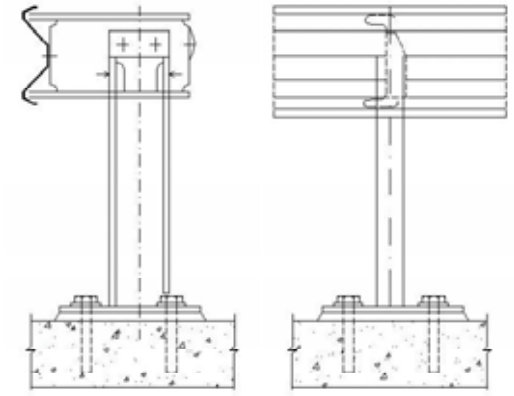


Fig. 3.1 – Guarda roda metálico

3.6 - Parafusos

Em geral os parafusos usados nas ligações são de ASTM A 325 ou A 490 sendo o Tipo III de aço de alta resistência a corrosão.

3.7 – Eletrodos para solda

Os eletrodos devem ser compatíveis com o material a soldar. Para as partes da ponte ou viaduto que tenham aços de alta resistência à corrosão, o eletrodo mais recomendado é o da classe E7018G ou E8018G – AWS.

3.8 - Concreto

O concreto é empregado nas seguintes partes das pontes:
Tabuleiro
Pilares
Fundações
Guarda-rodas e parapeitos

O concreto pode ser moldado em qualquer forma e pode ser feito numa gama muito grande de resistências, dependendo da quantidade do fator água – cimento, variando normalmente entre 20 e 30 MPa.

O concreto é o material ideal para a meso e infra-estrutura das pontes devido a sua resistência à ação dos solos e à sua massa, porque em alguns casos, as bases, os pilares e os encontros são projetados muito mais pela estabilidade do que pelas tensões.

O concreto tem sido o ideal para o tabuleiro, formando junto com as vigas de aço um sistema misto altamente eficiente e econômico.

O concreto como todo e qualquer material precisa também de manutenção, sendo que um dos pontos que mais agrava a situação é a espessura nos revestimentos, que deve ser compatível com a da agressividade do meio.

A figura 3.2 mostra um guarda-roda de concreto tipo "New Jersey".

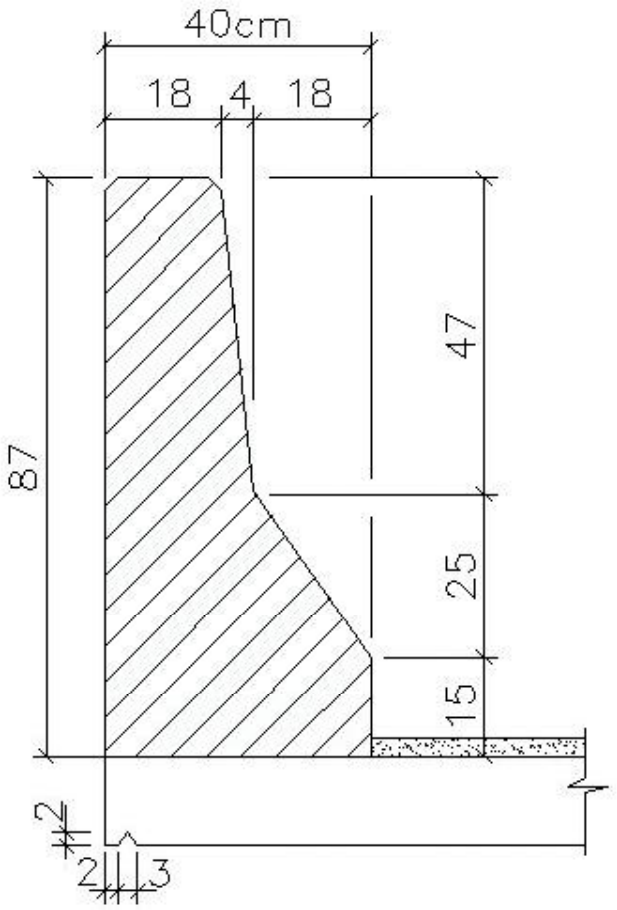


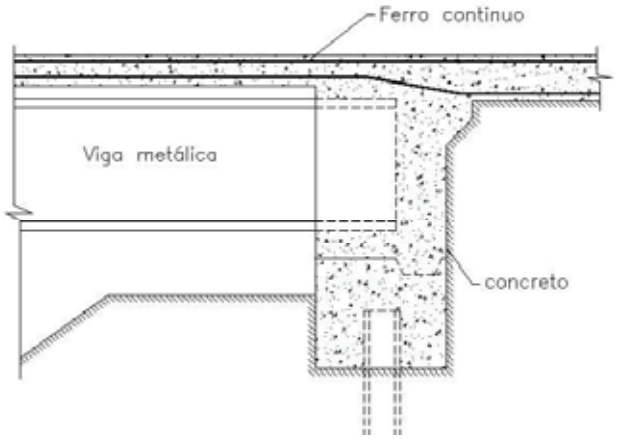
Fig. 3.2 – Guarda roda de concreto

3.9 – Aparelhos de apoio

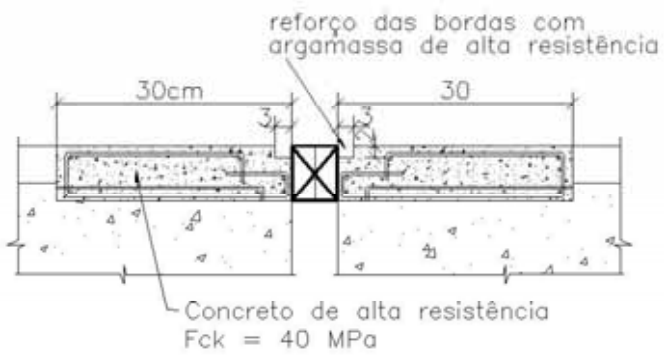
Os aparelhos de apoio mais usados hoje em todo o mundo são de Neoprene fretado, que são compostos por camadas de neoprene de 2,5 mm de espessura e chapas de aço, formando um conjunto com espessura de 14 a 250 mm, em formato retangular ou circular, com capacidade de carga vertical de 100 a 15000 kN e rotação de 4% a 15% (Ver Tab A2).

3.10 – Juntas de dilatação

Existem no mercado uma série de juntas de dilatação, que quando necessário devem ser instaladas para permitir a livre movimentação do vão ao longo do seu comprimento. O coeficiente de dilatação térmica do aço é igual a $12x10^{-6}$ por ^{o}C. Para distância entre juntas, em geral se considera um variação de temperatura de $\pm$ 15° C para estruturas protegidas e de 30°C para as não protegidas dos raios solares.
Pontes de aço com comprimentos até 90 m podem ser construídas com juntas de dilatação falsas, embutidas no concreto. A Fig. 3.3 a, mostra uma dessas soluções, e a Fig. 3.3.b uma junta de neoprene (Ver Tab. A3).



a – Exemplo de uma junta falsa



b – Junta convencional

Fig. 3.3 – Exemplos de juntas de dilatação

3.11 - Revestimento

Em geral o tabuleiro é revestido por uma camada de asfalto de 8 a 15 cm ou por uma camada adicional de concreto de alta resistência de aproximadamente 10 cm, como medida para evitar o desgaste propriamente dito do tabuleiro.

3.12 - Drenagem

O sistema de drenagem da pista de rolamento é feita por meio de tubos de descida em PVC ou metálicos colocados a espaçamentos previamente calculados. No caso dos viadutos pode ser necessário a colocação de calhas metálicas para a coleta da água, evitando que a mesma seja jogada diretamente na pista inferior (Fig. 3.4).

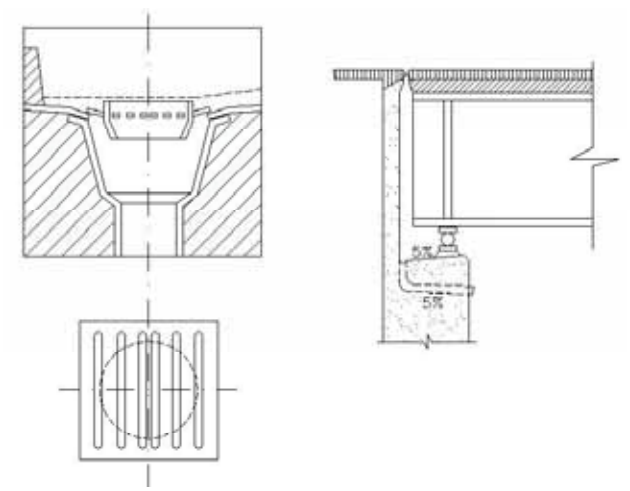


Fig. 3.4 – Exemplos de Drenagem

3.13 - Pintura

Existem vários sistemas de pintura que podem ser adotados dependendo do grau de agressividade do meio ambiente.
Em geral quando se usa aços resistentes à corrosão atmosférica do tipo COR e em ambientes de pouca agressividade, como rural ou mesmo marinho pouco salino, não há necessidade de qualquer sistema de pintura, a não ser por questões estéticas, mas nesse caso pode se usar um esquema mais simples e mais barato.(O Manual CBCA sobre Tratamento de Superfície e Pintura – 2003 é uma boa referência).

Um exemplo do uso deste tipo de aço sem pintura são os elevados da Perimetral e Linha Vermelha na cidade do Rio de Janeiro. Medições realizadas após 12 anos indicaram uma perda de espessura de 1mm, equivalente a um período de 180 anos.

A cidade do Rio de Janeiro favorece a criação da pátina protetora neste tipo de aço, visto ser uma região que tem bom índice pluviométrico com muita aeração.

Já no prolongamento da Linha Vermelha, com trechos em que a mesa inferior das vigas estão a aproximadamente 1,0 m do nível do mar, todo o aço das vigas foi jateado ao metal quase branco e tratado por um sistema de pintura tipo Epoximastic.

Capítulo 4

Normas estruturais

A fim de resguardar a segurança do público, as autoridades estabelecem códigos de construção, mediante os quais são controladas as construções. Estes códigos prescrevem as cargas mínimas, as tensões máximas dos materiais, a qualidade dos materiais, os procedimentos de fabricação e muitos outros fatores importantes.

Os códigos de construção ou normas, são desenvolvidas com o auxílio de técnicos experientes e muitos resultados de ensaios. O projetista deve se habituar à idéia de que as normas não foram feitas para tolher sua criatividade e soluções, mas sim para serem uma valiosa ajuda e guia de trabalho.

4.1- Normas Brasileiras

No presente trabalho serão seguidas as Normas Brasileiras da ABNT, e quando as normas brasileiras são omissas ou inexistentes, adotaremos Normas estrangeiras reconhecidas internacionalmente.

Normas Brasileiras usadas neste manual:

- NBR 7187/03 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido.

- NBR 7188/84 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

- NBR 6120/80 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

- NBR 6123/88 - Forças devidas aos ventos em edificações.

4.2 - Normas estrangeiras

Como ainda não existe norma brasileira para pontes metálicas, teremos que usar normas estrangeiras.

São reconhecidas internacionalmente as seguintes normas estrangeiras para pontes metálicas:

- Normas Americanas:
- AASHTO - Standard Specifications for Highway Bridges
- Outras normas estrangeiras: Canadense, Inglesa e Alemã

Como as normas brasileiras para estruturas metálicas sempre foram desenvolvidas tendo como base normas americanas, para manter a correlação, usaremos como base para os projetos das pontes rodoviárias metálicas, as especificações americanas da AASHTO.

4.3 - AASHTO -Standard Specifications for Highway Bridges – 17th Edition 2002

4.3.1 – Aplicação
Este resumo da norma se aplica a alguns tipos indicados de pontes rodoviárias.

4.3.2 -Materiais

4.3.2.1- Generalidades
Esta especificação reconhece os aços listados nos sub-parágrafos seguintes. Outros aços podem ser usados. Contudo, suas propriedades, resistência, tensões admissíveis e trabalhabilidade devem ser estabelecidas e especificadas.

4.3.2.2- Aços estruturais
Os aços estruturais deverão ser conforme a Tabela 4.1

O E_a=*Módulo de elasticidade* para todos os graus de aços será considerado igual a *20500 kN/cm²* e o *Coeficiente de expansão linear* igual a $12 \times 10^{-6}/^{o}C$.

Tabela 4.1- Propriedades mínimas para aços estruturais (*kN/cm²*)

Tipo de Aço	Aço Estrutural Comum	Aço Alta Resistência Mecânica	Aço Alta Resistência Mecânica e à Corrosão
Designação ASTM	A 36	A 572 G 50	A 588
Espessura das Chapas	até 102mm	até 102mm	até 102mm
Limite de Ruptura - Fu	40	45	49
Limite de Escoamento - Fy	25	35	35

4.3.2.3- Aços para pinos e roletes
Os aços para pinos e roletes deverão ser conforme um dos aços designados na Tabela 4.2, além dos aços designados na Tabela 4.1

Tabela 4.2- Propriedades mínimas para pinos e roletes (*kN/cm²*)

Designação ASTM	A108 Graus 1016 a 1030
Limitação dimensional	102mm de diâmetro ou menos
Limite de Escoamento Mínimo - Fy	25(a)

(a) Somente para uso no cálculo, não faz parte da ASTM A108.

4.3.2.4- Parafusos e rebites
Devem ser de aço carbono ASTM A307; Rebites ASTM A502 graus 1 e 2; Parafusos de Alta Resistência ASTM A325 ou ASTM A490.

4.3.2.5- Metal de solda
De acordo com as recomendações da AWS D1.1.

4.3.3 – Carregamento repetitivo e fadiga

4.3.3.1- Faixa de tensão admissível
Elementos e ligações sujeitas a repetidas variações ou reversões de tensão deverão ser projetadas de forma que a tensão máxima não exceda a tensão básica admissível dada no item 4.3.18, e que a faixa atual de tensão não exceda a *Faixa admissível de tensão* dada na Tabela 4.3, para os tipos e localizações apropriados dados na Tabela 4.5, e mostrados na Figura 4.1.

4.3.3.2- Ciclos de Carregamentos
O número de ciclos da variação máxima de tensão a ser considerado no projeto deverá ser selecionado da Tabela 4.4, a menos que medições de tráfego ou outras considerações indiquem de outra forma.

Tabela 4.3- Faixa de tensão admissível à fadiga - (kN/cm^2) (a)

Elementos que não provocam o colapso

Categoria	Para 100.000 ciclos	Para 500.000 ciclos	Para 2.000.000 ciclos	Para acima de 2.000.000 ciclos
A	44,3	26,0	16,9	16,9
B	34,5	20,4	12,7	11,2
B'	27,4	16,2	10,2	8,4
C	24,6	14,8	9,1	7,0
				8,4 (b)
D	19,7	11,2	7,0	4,9
E	15,5	09,1	5,6	3,2
E'	11,2	6,5	4,1	1,8
F	10,5	8,4	6,3	5,6

Elementos que podem provocar o colapso

Categoria	Para 100.000 ciclos	Para 500.000 ciclos	Para 2.000.000 ciclos	Para acima de 2.000.000 ciclos
A	35,2	20,4	16,9	16,9
B	27,4	16,2	11,2	11,2
B'	21,8	12,7	7,7	7,7
C	19,7	11,2	7,0	6,3
			8,4 (b)	7,7 (b)
D	15,5	9,1	5,6	3,5
E (c)	12,0	7,0	4,2	1,6
E'	8,4	4,9	2,8	0,9
F	0,84	0,63	0,49	0,42

(a) - A Faixa de tensão é definida como a diferença algébrica entre a tensão máxima e a tensão mínima. É considerado que tensão de tração tenha sinal oposto à tensão de compressão.
(b) - Para soldas de enrijecedores transversais na alma e mesas.
(c) - Não usar chapa de reforço parcial soldada (cover plates) em mesas com mais de 19mm de espessura em estruturas que podem provocar o colapso da ponte.

Tabela 4.4 - Ciclos de carregamento

Elementos principais (longitudinais)

Tipo de estrada	Caso	MDT [a]	No. de Ciclos
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	I	2500 ou mais	2.000.000
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	II	menos que 2500	500.000
Outras rodovias, estradas e ruas não inclusas em casos I ou II	III		100.000

Elementos transversais e detalhes sujeitos a cargas de rodas

Tipo de estrada	Caso	MDT [a]	No. de Ciclos
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	I	2500 ou mais	2.000.000
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	II	menos que 2500	2.000.000
Outras rodovias, estradas e ruas não inclusas em casos I ou II	III		500.000

a- MDT = Média diária de tráfego (em uma direção)

Tabela 4.5 - Parâmetros de Fadiga

Condição Geral	Situação	Tipo de Tensão	Categoria de Tensão (ver Tab. 1 0 .3.1A)	Exemplo Ilustrativo (ver Figura 4.1)
Elementos Planos	Metal Base com superfície limpa ou laminada e extremidades cortadas à fogo	T ou Rev	A	1,2
Perfis Compostos	Metal base e metal de solda em elementos compostos de chapas, conectados por solda contínua de penetração total (com back removido) ou por filete de solda contínuo paralelo à direção da tensão aplicada.	T ou Rev	B	3,4,5,7
	Metal Base e metal de solda de elementos compostos por chapas, conectadas por solda contínua de penetração total com back não removido, ou por solda de penetração parcial paralela à direção da tensão aplicada	T ou Rev	B'	3,4,5,7
	Tensão de flexão calculada no pé da solda de enrijecedores transversais com a alma ou mesas.	T ou Rev	C	6
	Metal base nos extremos de chapas de reforço soldadas (cover plates) mais estreitas do que o mesa, com extremidades retas ou em angulo, com ou sem soldas nos extremos, ou mais largas do que o mesa com solda nos extremos: (a) espessura do mesa ≤ 19mm (b) espessura do mesa > 19mm	 T ou Rev T ou Rev	 E E'	 7 7
	Metal base nos extremos de chapas de reforço soldadas (cover plates) mais largas do que o mesa, sem solda nos extremos.	T ou Rev	E'	7
Ligações Soldadas c/ chanfro	Metal base e metal de solda em ou adjacente à emendas soldadas com chanfro de penetração total de seções laminadas ou soldadas que tenham seções similares, quando as soldas são niveladas com o metal base por esmerilhamento na direção da tensão aplicada e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo.	T ou Rev	B	8,10
	Metal base e metal de solda em ou adjacente à emendas soldadas com chamfro de penetração total com transição de largura com raio de 60 cm, quando as soldas são niveladas com o metal base por esmerilhamento na direção da tensão aplicada e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo	T ou Rev	B	13
	Metal base e metal de solda em ou adjacente à emendas soldadas com chanfro de penetração total com transição de largura ou espessura, tendo inclinações não superiores a 1 para 2,5, quando as soldas são niveladas por esmerilhamento na direção da tensão aplicada e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo: (a) Metal base de aços A514 / A517 (b) Outros metais base	 T ou Rev T ou Rev	 B' B	 11,12 11,12
	Metal base e metal de solda em ou adjacente à emendas soldadas com chanfro de penetração total com ou sem transições tendo inclinações não superiores a 1 para 2,5, quando os reforços não são removidos e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo	T ou Rev	C	8, 10,11,12
Dispositivos soldados c/ chanfro -Carregados Longitudinalmente	Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial quando o comprimento do detalhe, L, na direção da tensão, é menor que 50mm.	T ou Rev	C	6, 15
	Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial quando o comprimento do detalhe, L, na direção da tensão, é entre 50mm e 12 vezes a espessura da chapa, mas menor que 100mm.	T ou Rev	D	15
	Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial quando o comprimento do detalhe, L, na direção da tensão, é maior que12 vezes a espessura da chapa ou 100mm: (a) Espessura do detalhe < 25mm (b) Espessura do detalhe ≥ 25mm	 T ou Rev T ou Rev	 E E'	 15 15
	Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial com o raio de transição, R , independente do comprimento do detalhe: - Com a solda de extremidade lisa (a) Raio de transição ≥ 60cm (b) 60cm > Raio de transição ≥ 15cm (c) 15cm > Raio de transição ≥ 5cm (d) 5cm > Raio de transição ≥ 0 - Todos os Raios sem solda de extremidade lisa	 T ou Rev T ou Rev	 B C D E E	 16 16

Tabela 4.5 Continuação

Condição Geral	Situação	Tipo de Tensão	Categoria de Tensão (ver Tab. 1 0 .3.1A)	Exemplo Ilustrativo (ver Figura 4.1)
Dispositivos soldados c/ chanfro -Carregados Transversalmente	Metal base de detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total com o raio de transição, R , independente do comprimento do detalhe e com a qualidade da solda transversal à direção da tensão garantida por por teste não destrutivo:			
	- Com chapas de mesma espessura e reforço removido: (a) Raio de transição ≥ 60cm (b) 60cm > Raio de transição ≥ 15cm (c) 15cm > Raio de transição ≥ 5cm (d) 5cm > Raio de transição ≥ 0	T ou Rev	 B C D E	16
	- Com chapas de mesma espessura e reforço não removido: (a) Raio de transição ≥ 15cm (b) 15cm > Raio de transição ≥ 5cm (c) 5cm > Raio de transição ≥ 0	T ou Rev	 C D E	16
	- Com chapas de espessuras diferentes e reforço removido: (a) Raio de transição ≥ 5cm (b) 5cm > Raio de transição ≥ 0	T ou Rev	 D E	16
	- Para todos os raios com chapas de espessuras diferentes e reforço não removido.	T ou Rev	E	16
Ligações soldadas com filetes	Metal base junto à detalhes ligados por solda carregada transversalmente, com a solda perpendicular à direção da tensão: (a) Espessura do detalhe ≤ 12,5mm (b) Espessura do detalhe > 12,5mm	 T ou Rev T ou Rev	 C ver nota b	 14
	Metal Base junto à soldas intermitentes de filete	T ou Rev	E	
	Tensão de cisalhamento na garganta de soldas de filete	Corte	F	9
Dispositivos Soldados com filetes Carregados Longitudinalmente	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com comprimento L, na direção da tensão, menor que 5cm e conectores de cisalhamento tipo Stud.	T ou Rev	C	15,17,18,20
	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com comprimento L, na direção da tensão, entre 5cm e 12 vezes a espessura da chapa, mas menor que 10cm.	T ou Rev	D	15,17
	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com comprimento L, na direção da tensão, maior que 12 vezes a espessura da chapa, ou maior que10cm: (a) Espessura do detalhe < 2,5cm (b) Espessura do detalhe ≥ 2,5cm	 T ou Rev T ou Rev	 E E'	 7,9,15,17 7,9,15
	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com raios de transição R, independentemente do comprimento do detalhe: - Com e extremidade da solda lisa (a) Raio de transição ≥ 5cm (b) 5cm > Raio de transição ≥ 0 - Para todos os raios de transição sem solda de extremidade lisa.	 T ou Rev T ou Rev	 D E E	 16 16
Dispositivos Soldados com filetes Carregados Transversalmente com a solda na direção da tensão principal (notas b,e)	Metal base de detalhes ligados por soldas de filete com raio de transição R, independentemente do comprimento do detalhe (tensão de cisalhamento na garganta do filete de solda governada pela Categoria F): - Com e extremidade da solda lisa (a) Raio de transição ≥ 5cm (b) 5cm > Raio de transição ≥ 0 - Para todos os raios de transição sem solda de extremidade lisa	 T ou Rev T ou Rev	 D E E	 16 16
Ligações com parafusos	Metal base na seção bruta das ligações com parafusos de alta resistência por atrito, exceto as ligações axialmente carregadas que possam produzir flexão fora do plano no materiais ligados	T ou Rev	B	21
	Metal base na área liquida das ligações com parafusos de alta resistência por contato	T ou Rev	B	21
	Metal base na área liquida das ligações com rebites	T ou Rev	D	21

Notas:

a - T significa faixa de tensão de tração somente, Rev significa uma faixa envolvendo tração e compressão durante o ciclo da tensão.

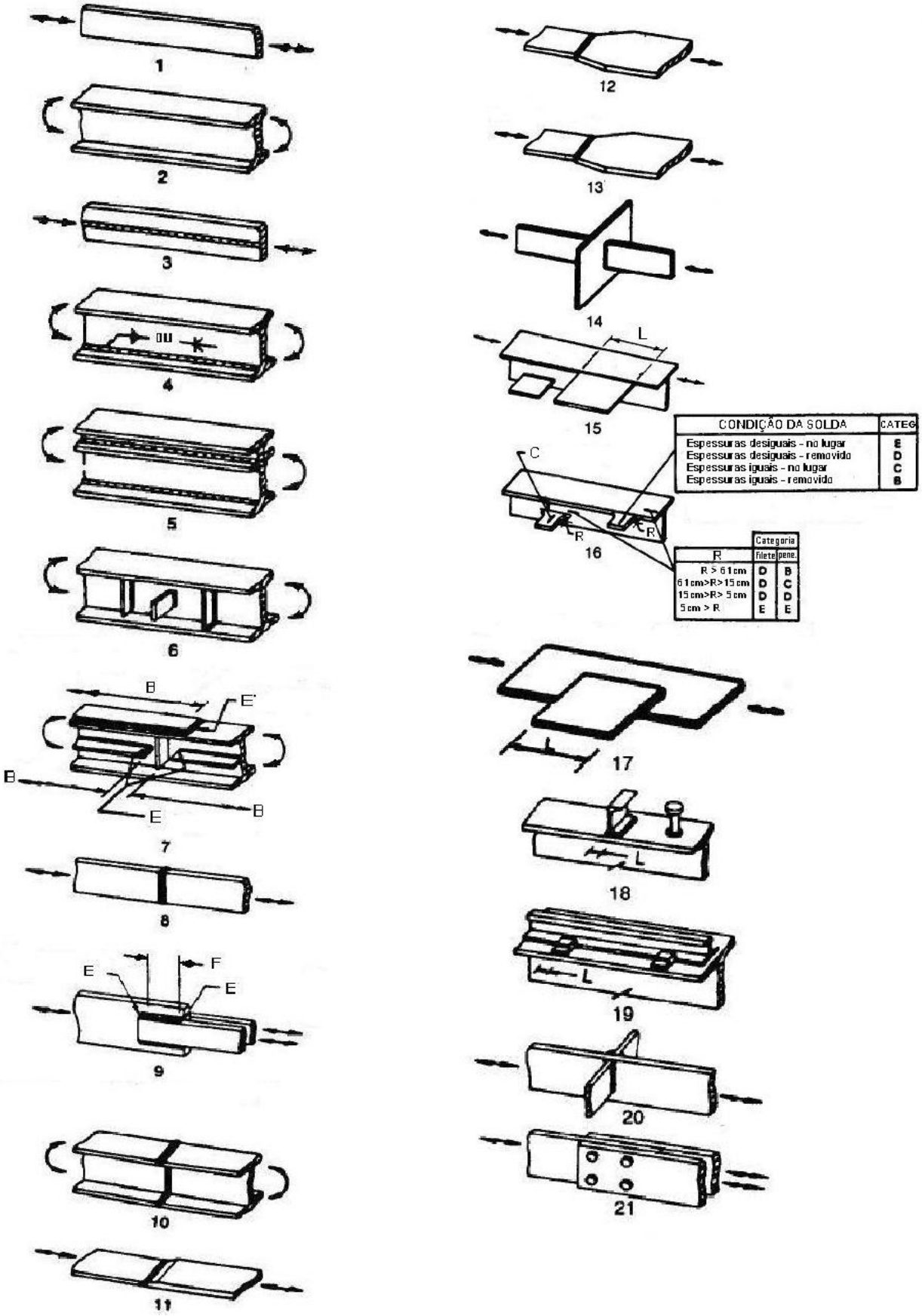
b- Carregado Longitudinalmente significa que a direção da tensão aplicada é paralela ao eixo longitudinal da solda. Carregado Transversalmente significa que a direção da tensão aplicada é perpendicular ao eixo longitudinal da solda.

c- Soldas de penetração parcial transversalmente carregadas são proibidas.

d- A faixa de tensão admissível na garganta de soldas de filete transversalmente carregadas é uma função da garganta efetiva e da espessura da chapa. (ver Frank e Fisher, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 105, No.ST9, Sept.1979.) Onde Sr é igual a Faixa admissível de tensão para Categoria C dada na tabela 10.3.1A. Supondo que não há penetração na raiz da solda.

$$Sr = S_r^{\,c}\left(\frac{0{,}06 + 0{,}79H / t_p}{1{,}1t^{1/6}{}_p}\right)$$

e- Chapas de gusset ligadas à superfície do mesa de vigas com soldas transversais de filete são proibidas.



CONDIÇÃO DA SOLDA	CATEG
Espessuras desiguais - no lugar	E
Espessuras desiguais - removido	D
Espessuras iguais - no lugar	C
Espessuras iguais - removido	B

R	Categoria filete	Categoria pene.
R > 61cm	D	B
61cm>R>15cm	D	C
15cm>R> 5cm	D	D
5cm > R	E	E

Fig. 4.1 - Exemplos Ilustrativos

4.3.3.3 - Requisitos de Impacto Charpy V
4.3.3.3.1- Componentes de elementos que carregam cargas principais sujeitos à tensão de tração, necessitam de propriedades suplementares de Impacto, como descrito nas especificações do material.

4.3.3.3.2- Estes requisitos de Impacto variam, dependendo do tipo de aço, tipo de construção, ligações soldadas ou parafusadas e temperatura média de serviço a qual a estrutura pode ser submetida.

4.3.4 - Comprimento efetivo do vão

Para o cálculo das tensões, deverá ser considerado para o comprimento do vão, a distância entre centro dos aparelhos de apoio ou outros pontos de apoio.

4.3.5 – Relações para as alturas

4.3.5.1- Para as vigas laminadas ou soldadas, a relação altura da viga/comprimento do vão deverá ser, preferencialmente, não menor que *1/25*.

4.3.5.2- Para as vigas mistas, a relação da altura total (viga de aço+laje)/ comprimento do vão deverá ser, preferencialmente, não menor que *1/25*, e a relação para a altura da viga de aço isolada/comprimento do vão deverá ser, preferencialmente, não menor que *1/30*.

4.3.5.3- Para as treliças a relação da altura / comprimento do vão deverá ser preferencialmente, não menor que *1/10*.

4.3.6 – Deformações

4.3.6.1- A "deformação" deve ser calculada de acordo com os mesmos critérios de cargas adotados para o cálculo das tensões.

4.3.6.2- Elementos de vãos simples ou contínuos devem ser projetados para que a deformação devida às cargas móveis mais impacto, preferencialmente, não exceda a *1/800* do vão, exceto em pontes em áreas urbanas usadas por pedestres, onde a relação preferencialmente não deverá exceder a *1/1000*.

4.3.6.3- A deformação de trechos em balanço devida às cargas móveis mais impacto, preferencialmente, devem ser limitadas em *1/300* do comprimento do balanço, exceto no caso de uso por pedestres, onde o limite preferencialmente deve ser *1/375*.

4.3.6.4- Quando o vão tem contraventamentos transversais e diafragmas suficientes em altura e resistência para garantir a distribuição lateral das cargas, a deformação pode ser calculada para o trem-tipo de cálculo, considerando todas as vigas ou longarinas como atuando juntas e tendo deformações iguais.

4.3.6.5- Para o cáculo da deformação de vigas laminadas e soldadas, deve ser usado o momento de inércia da área da seção transversal. Quando a viga é parte de uma seção mista, a carga deve ser considerada como agindo na seção composta.

4.3.6.6- A área bruta de cada elemento de treliça deverá ser usada no cálculo das deformações. Se for usado chapas perfuradas, a área efetiva deverá ser o volume líquido dividido pelo comprimento de centro à centro de perfurações.

4.3.6.7 - Os requerimentos acima podem ser excedidos à critério do projetista.

4.3.7 – Esbeltez limite para os elementos

Para os elementos comprimidos a esbeltez *KL/r*, não deverá exceder a *120* para elementos principais, ou para aqueles onde as tensões máximas são o resultado de cargas permanentes ou cargas móveis, e não deverá exceder a *140* para elementos secundários, ou para aqueles que têm como finalidade principal o

contraventamento para cargas laterais ou a redução do comprimento de flambagem de outros elementos, principais ou secundários.

Para os elementos tracionados, exceto tirantes, barras com olhais, cabos e chapas a relação *L/r*, não deverá exceder a *200* para elementos principais e *240* para elementos de contraventamento, e *140* para elementos principais sujeitos à reversão de tensões.

4.3.8 – Espessuras mínimas

A espessura mínima do aço estrutural (inclusive contraventamentos, diafragmas e todos os tipos de chapas de ligação) exceto para almas de certos perfis laminados e reforço fechados de placas ortotrópicas de tabuleiro, deverá ser de *8 mm*. A espessura da alma de perfis I ou U laminados não deverá ser menor que *5,8 mm*. A espessura de reforços fechados de placas ortotrópicas não deverá ser menor que *4,75 mm*.

Onde o metal ficará exposto a ações corrosivas, ele deverá ter sua espessura aumentada ou especialmente protegido contra a corrosão.

Deverá ser observado que existem outras provisões nesta seção para espessuras de chapas de enchimento, segmentos de elementos comprimidos, chapas de ligação, etc. Como estabelecido acima, as chapas de enchimento não precisam atender o mínimo de 8 mm.

- Para elementos comprimidos, ver “Treliças” (item 4.3.16).
- Para enrijecedores e outras chapas, ver “Vigas Compostas” (item 4.3.18.3).
- Para enrijecedores e abas em projeção de cantoneiras, etc., (ver item 4.3.10).

4.3.9 – Área efetiva de cantoneiras e seções T tracionadas

4.3.9.1- Elementos tracionados de cantoneira simples, seção T, ou cada cantoneira de seção em dupla cantoneira conectadas aba a aba no mesmo lado de uma chapa de ligação, deverão considerar como área efetiva a área líquida da aba conectada ou a mesa mais a metade da área da aba em projeção.

4.3.9.2- Se o elemento tracionado em dupla cantoneira ou seção T é conectado com as cantoneiras ou mesas aba à aba de lados opostos da chapa de ligação, a área efetiva deverá ser a área líquida total dos perfis.

4.3.10- Abas em projeção de cantoneiras

A largura das abas em projeção de cantoneiras comprimidas (exceto onde reforçada por chapas) não deverá exceder o seguinte:
- Em elementos principais sujeitos à tensões axiais, *12* vezes a espessura.
- Em contraventamentos e outros elementos secundários, *16* vezes a espessura.

Para outras limitações, ver item 4.3.18.4.2

4.3.11- Expansão e contração

Em todas as pontes, o projeto deve fazer previsões para resistir às tensões térmicas induzidas, ou meios para liberar os movimentos causados pelas mudanças de temperatura. Devem ser feitas previsões para mudanças no comprimento do vão devido às tensões oriundas das cargas móveis. Em vãos maiores que *90 m*, devem permitir a expansão e a contração nos pisos. As extremidades devem estar contidas contra movimentos laterais.

4.3.12- Elementos fletidos
Elementos fletidos devem ser projetados usando o módulo de seção elástico.

4.3.13- Chapas de reforço
(Cover Plates)

O comprimento de qualquer chapa de reforço adicionada a uma viga laminada não deverá ser

menor que *(2d+1metro)*, onde "d" é a altura da viga em metros.

Chapa de reforço de comprimento parcial não deve ser usada em mesas com mais de *19 mm* de espessura para elementos que podem provocar o colapso da ponte sujeitas a carregamentos repetitivos que produzem tração ou reversão de tensão no elemento.

A espessura máxima para uma chapa de reforço simples para uma mesa não deverá ser maior que *2* vezes a espessura da mesa à qual a chapa de reforço está ligada. A espessura total de todas as chapas de reforço não deverá ser maior que *2,5* vezes a espessura da mesa.

4.3.14- Contra flecha

As vigas soldadas devem ter contra-flecha para compensar as deformações devidas às cargas permanentes e à curvatura vertical, conforme o perfil do "greide".

4.3.15- Vigas laminadas curvadas a quente e vigas soldadas

Esta seção trata de vigas laminadas e soldadas curvadas a quente para obter uma curvatura horizontal. Aços com limites de escoamento mínimo maior que *35 kN/cm²* não deverão ser curvados a quente.

4.3.16- Treliças

4.3.16.1- Generalidades

Partes componentes de um elemento individual de treliça devem ser conectadas por soldas, rebites ou parafusos de alta resistência.

Deve ser dada preferência a treliças com sistemas de interseção de alma simples. Os elementos devem ser simétricos em relação ao plano da treliça.
As treliças devem preferencialmente ter postes de extremidades inclinados.

Treliças principais devem estar espaçadas suficientemente, de centro a centro, para ser segura contra o tombamento devido às cargas laterais.

Para o cáculo das tensões, as seguintes alturas efetivas devem ser adotadas:

- Treliças soldadas:
a distância entre os centros de gravidade das cordas.

- Treliças conectadas por pinos:
a distância entre os centros dos pinos das cordas.

4.3.16.2- Elementos de treliça

Elementos de treliça, como cordas e almas, devem usualmente ser feitos das seguintes seções:

- Seções H
- Seções U
- Caixão simples
- Caixão duplo.

Se a forma da treliça permitir, as cordas comprimidas devem ser contínuas.

4.3.17 - Diafragmas e estruturas transversais

4.3.17.1- Generalidades

Vãos de vigas laminadas e soldadas devem ter estruturas transversais, ou diafragmas em cada apoio e estruturas transversais ou diafragmas intermediários colocados em todas as alas e espaçadas em intervalos que não excedam *7,6 m*.

Diafragmas para vigas laminadas devem ter no mínimo *1/3,* e preferencialmente ½ da altura da viga e para perfis soldados no mínimo ½ e pre-

ferencialmente ¾ da altura do perfil.

Diafragmas transversais intermediários deverão preferencialmente ser do tipo X ou V. Os diafragmas ou estruturas transversais de extremidade devem ser dimensionados para transmitir adequadamente todas as cargas laterais para os apoios.

4.3.18- Projeto pelas tensões admissíveis

Projeto pelas tensões admissíveis é um método para o dimensionamento dos elementos estruturais usando cargas e forças, tensões admissíveis e limites de projeto para os materiais apropriados sob *condições de serviço*.

4.3.18.1- **Tensões admissíveis**

- Aço: as tensões admissíveis para o aço deverão ser como especificado na Tabela 4.6

Tabela 4.6 - Tensões admissíveis - Aço estrutural (kN/cm^2)

Tipo e Tensão Admissível	ASTM A36	ASTM A572 G50	ASTM A588
Tração axial em elementos com furos para parafusos alta resistência ou rebites e Tração nas fibras extremas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão. Deve atender a ambos os requisitos: - Para a seção bruta.....0,55. Fy - Para a seção líquida.....0,46.Fu	 13,8 18,4	 19,3 20,7	 19,3 22,3
Compressão axial nas fibras extremas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão, seção bruta, quando a mesa comprimida é: (a) Contido lateralmente em todo o seu comprimento pela laje de concreto.....0,55. Fy (b) Contido parcialmente ou sem contenção $Fb = \frac{3515.Cb}{Sxc}\left(\frac{Iyc}{Lb}\right)\sqrt{\left(0{,}772\frac{J}{Iyc} + 9{,}87\left(\frac{d}{Lb}\right)^2\right)} \leq 0{,}55.Fy$ sendo: Sxc= Módulo de Seção da mesa comprimida Iyc = Momento de Inércia da mesa comprimida em relação ao eixo vertical no plano da alma. Lb = Distancia entre pontos de contenção lateral. d = altura da viga c -> comprimido $J = \left[\frac{(b.t^3)_c + (b.t^3)_t + d.tw^3}{3}\right]$ t -> tracionado	13,8	19,3	19,3
$Cb = 1{,}75 + 1{,}05\left(\frac{M1}{M2}\right) + 0{,}3\left(\frac{M1}{M2}\right)^2 \leq 2{,}3$ onde M1 é o menor momento e M2 é o maior momento de extremidade do comprimento sem contenção lateral; M1/M2 é positivo quando os momentos causam curvatura reversa e negativo para curvaturas simples. Cb=1,0 para balanços sem contenção e membros onde o momento dentro de uma parte significante do comprimento sem contenção é maior ou igual ao maior momento de extremidade.			
Compressão em colunas axialmente carregadas: Com $Cc = \sqrt{\frac{2.\pi^2.E}{Fy}}$ Quando Kl/r ≤ Cc $Fa = \frac{Fy}{FS}\left[1 - \frac{(Kl/r)^2.Fy}{4.\pi^2.E}\right]$ Quando Kl/r > Cc $Fa = \frac{\pi^2.E}{FS.(Kl/r)^2}$ FS = 2,12	127,2	107,5	107,5
Cisalhamento em almas de vigas, seção bruta..... 0,33. Fy	8,3	11,6	11,6
Esmagamento em enrijecedores ou outras partes em contato .....0,80. Fy	20,0	28,0	28,0

- Metal de Solda
A menos que especificado de outra forma, o limite de escoamento e o limite último do metal de solda deverá ser igual ou maior do que o valor mínimo especificado para o metal base.

As tensões admissíveis na área efetiva do metal de solda devem ser como a seguir:

- Soldas de penetração com entalhe:
O mesmo do metal base ligado, exceto no caso de aços com diferentes limites de escoamento, onde o menor valor comandará.

- Soldas de filete:
$F_v = 0{,}27 \cdot F_u$

onde
F_v = tensão admissível básica de cisalhamento

4.3.18.2 – Vigas laminadas

Vigas laminadas, inclusive com reforço de chapas (cover plates) deverão ser calculadas pelo método do momento de inércia (elasticamente).
A mesa comprimida de vigas laminadas que suporta pisos de madeira, não deve ser considerada contida lateralmente pelo sistema de piso, a menos que especialmente projetada para prover o suporte lateral adequado.

- Enrijecedores de apoio

Devem ser colocados enrijecedores para enrijecer a alma de vigas laminadas nos apoios, quando o cisalhamento na alma, adjacente aos apoios, exceder 75% da tensão de cisalhamento admissível para a alma da viga. ver item 4.3.18.3.5.

4.3.18.3 – Vigas compostas
(Perfis Soldados)

Vigas compostas deverão ser calculadas pelo método do momento de inércia (elasticamente). Para membros sujeitos à flexão simples, a seção bruta deverá ser usada para o cálculo das tensões de tração e compressão. Furos para parafusos de alta resistência ou rebites e/ou aberturas que não excedam a *32 mm*, podem ser desprezadas, desde que a área removida de cada mesa não exceda *15%* da área da mesa. A área que exceder a *15%* deverá ser deduzida da área bruta.

A mesa comprimida de vigas compostas que suporta pisos de madeira, não deve ser considerada contida lateralmente pelo sistema de piso, a menos que especialmente projetada para prover o suporte lateral adequado.

4.3.18.3.1- Mesas

Cada mesa pode ser composta de um série de chapas soldadas de topo por soldas de penetração total.
Mudanças de área podem ser feitas variando-se a espessura e/ou a largura da chapa da mesa, ou pela adição de chapas de reforço (cover plates).

A relação largura/espessura da chapa da mesa comprimida não deverá exceder o valor determinado pela fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{85}{\sqrt{F_b}}$$

mas, em nenhum caso b/t excederá 24.

No caso de viga mista, a relação *b/t* da mesa comprimida superior não deverá exceder o valor determinado pela fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{100}{\sqrt{f_{dl}}}$$

onde
f_{dl} = a tensão de compressão da mesa superior devido a carga permanente inicial.

4.3.18.3.2- Espessura da chapa de alma

Vigas sem enrijecedores longitudinais
A espessura da alma de uma viga composta sem enrijecedores longitudinais não poderá ser menor que o valor determinado pela fórmula:

$$t_w = \frac{h.\sqrt{f_b}}{600}$$

mas em nenhum caso a espessura pode ser menor que *h/170.*

Vigas com enrijecedores longitudinais
A espessura da alma de uma viga composta equipada com enrijecedores longitudinais não poderá ser menor que o valor determinado pela fórmula:

$$t_w = \frac{h.\sqrt{f_b}}{1200}$$

mas em nenhum caso a espessura pode ser menor que *h/340*.

4.3.18.3.3- Enrijecedores transversais intermediários

Os enrijecedores transversais poderão ser omitidos se a tensão média de cisalhamento na seção bruta da seção da alma no ponto considerado, f_v, for menor que o valor dado pela seguinte equação:

$$F_v = \frac{50500}{\left(h/t_w\right)^2} \leq \frac{F_y}{3}$$

onde:
h = altura da alma sem contenção entre mesas;
t_w = espessura da alma em centímetros;
F_v = tensão admissível ao cisalhamento em *kN/cm²*.

Onde os enrijecedores transversais são necessários, o espaçamento entre enrijecedores transversais intermediários (d_o) deve ser tal que a tensão de cisalhamento calculada não exceda o valor dado pela seguinte equação:
(o espaçamento máximo é limitado em *3.h*).

$$F_v = \frac{F_y}{3}.\left[C + \frac{0{,}87.(1-C)}{\sqrt{1+\left(d_0/h\right)^2}}\right]$$

onde:

para $\frac{h}{t_w} < \frac{160.\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$ $\quad C = 1{,}0$

para $\frac{160.\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{200.\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$

$$C = \frac{160.\sqrt{k}}{\left(h/t_w\right).\sqrt{F_y}}$$

para $\frac{h}{t_w} > \frac{200.\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$

$$C = \frac{31000.k}{\left(h/t_w\right)^{2.}.F_y}$$

<u>onde:</u>

$$k = 5 + \frac{5}{\left(d_0/h\right)^2}$$

d_0 = espaçamento do enrijecedor intermediário.

F_y = limite de escoamento da chapa da alma

Os enrijecedores transversais serão necessários se $h/t_w > 150$.

O espaçamento destes enrijecedores não deverá exceder a $h[260/(h/t_w)]^2$.

O espaçamento do primeiro enrijecedor intermediário a partir da extremidade simplesmente apoiada de uma viga deve ser tal que a tensão de cisalhamento no painel de extremidade não exceda o valor dado pela seguinte equação:
(o espaçamento máximo é limitado em *1,5.h*)

$$FV = C.\frac{F_y}{3} \leq \frac{F_y}{3}$$

Os enrijecedores transversais intermediários devem preferencialmente ser feitos de chapas para os perfis soldados. Eles podem ser em pares, um enrijecedor de cada lado da alma da viga, com ligação com a mesa comprimida. Eles podem contudo ser feitos de um enrijecedor simples de um lado da chapa de alma.

O momento de inércia de qualquer tipo de enrijecedor transversal em relação ao plano médio da alma não deve ser menor que:

$$I = d_0 . t_w^3 . J$$

<u>onde:</u>

$J = 2{,}5.\left(\frac{h}{d_0}\right)^2 - 2$, mas não menor que 0,5.

I = Momento de inércia mínimo permitido para qualquer tipo de enrijecedor transversal em cm^4;

J = Relação de rigidez necessária para um enrijecedor transversal para a chapa de alma;

d_0 = espaçamento entre enrijecedores em *centímetros*.

A área da seção transversal dos enrijecedores transversais intermediários não deve ser menor que:

$$A = \left[0{,}15.B.\frac{h}{t_w}.(1-C).\left(\frac{f_v}{F_v}\right) - 18\right].\frac{F_y}{F_{cr}}.t_w^2$$

$$F_{cr} = \frac{6222}{\left(bs/ts\right)^2} \leq F_{y\,enrijecedor}$$

onde:
bs= largura do enrijecedor
ts= espessura do enrijecedor
B= 1,0 para enrijecedores em pares;
B= 1,8 para cantoneiras simples;
B= 2,4 para chapas simples;
C= calculado no item 4.3.18.3.3.

Nota: Quando a área "*A*"se aproximar de zero ou for negativa, os enrijedores transversais devem atender apenas ao momento de inércia mínimo.

Quando os enrijecedores são em pares, o momento de inércia deve ser tomado em relação a linha de centro da alma. Quando os enrijecedores são de chapa simples, o momento de inércia deve ser tomado em relação à face em contato com a chapa da alma.

Os enrijecedores trasversais intermediários não precisam apoiar na mesa tracionada. A distância entre a extremidade da solda do enrijecedor e a extremidade mais próxima do filete de solda da mesa com a alma não deve ser menor que $4.t_w$ ou maior que $6.t_w$. Os enrijecedores nos pontos de cargas concentradas devem ser colocados em pares e calculados de acordo com o item 4.3.18.3.5.

A largura da chapa ou a aba em projeção de uma cantoneira de um enrijecedor intermediário não deve ser menor que *50 mm* mais *1/30* da altura da alma da viga, e ele deve preferencialmente não ser menor que ¼ da largura total da mesa da viga. A espessura da chapa ou da aba em projeção de cantoneiras de um enrijecedor não deve ser menor que *1/16* da sua largura. Enrijecedores transversais intermediários podem ser de aço A36.

4.3.18.3.4- Enrijecedores longitudinais

A distância ótima entre a linha de centro da chapa de um enrijecedor longitudinal e a face interna da mesa comprimida "*ds*" é de *h/5* para perfis simétricos. Para um perfil assimétrico, a distância "*ds*" deve ser determinada pela equação abaixo:

$$ds = \frac{hcs}{1 + 1{,}5.\sqrt{\frac{f_{bs}}{f_{cp1}}}}$$

onde:
ds= distância do enrijecedor longitudinal à face inferior da mesa comprimida.

hcs= altura da alma em compressão para a seção de aço não mista.

O enrijecedor longitudinal deve ser proporcionado para que:

$$I = h.t_w^{\,3}.\left(2{,}4.\frac{d_0^{\,2}}{h^2} - 0{,}13\right)$$

onde:
I = Momento de inércia mínimo para o enrijecedor longitudinal em relação à sua extremidade em contacto com a chapa da alma em cm^4;

A espessura do enrijecedor longitudinal não deve ser menor que:

$$ts \geq \frac{bs.\sqrt{F_y}}{70}$$

onde:
ts = espessura do enrijecedor;
bs = largura do enrijecedor;
F_y = tensão de escoamento do enrijecedor.

A tensão no enrijecedor não deve ser maior que a tensão admissível básica para o material usado no enrijecedor.

Os enrijecedores longitudinais são usualmente colocados de um lado somente da chapa da alma. Eles não necessitam ser contínuos e podem ser cortados nas suas interceções com os enrijecedores transversais intermediários

4.3.18.3.5- Enrijecedores de apoio

Perfis Soldados
Nos apoios de extremidade de vigas soldadas e nos apoios intermediários de vigas soldadas contínuas devem ser colocados enrijecedores. Eles devem se estender até o mais próximo possível da bordas da chapa das mesas. Devem ser feitos de chapas colocadas em ambos os lados da chapa da alma. Os enrijecedores de apoio devem ser calculados como colunas, e sua ligação com a alma deve ser projetada para transmitir a reação total para os aparelhos de apoio.

Para enrijecedores compostos de duas chapas, a seção da coluna deve ser composta das duas chapas mais uma parte centrada da chapa da alma cuja largura não seja maior que *18* vezes a espessura da alma. Para enrijecedores compostos de quatro ou mais chapas, a seção da coluna deve incluir as chapas e a parte da alma fechada pelas quatro ou mais chapas mais uma largura da alma não maior que *18* vezes a sua espessura.
O raio de giração deve ser calculado em relação ao eixo que passa pela linha de centro da alma. Os enrijecedores devem ser usinados junto à mesa da qual recebem a reação ou soldados por solda de penetração total. Somente a

parte do enrijecedor fora da solda da mesa com a alma, deve ser considerada efetivamente apoiada.

A espessura das chapas do enrijecedor de apoio não deve ser menor que:

$$t \geq \frac{b'}{12} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{22,8}}$$

A tensão admissível à compressão e a pressão de esmagamento no enrijecedor não devem exceder os valores especificados no item 4.3.18.1

4.3.18.4 - Treliças

4.3.18.4.1 - Chapas perfuradas e barras treliçadas

A força de cisalhamento normal às barras no plano de contraventamentos ou chapas perfuradas deverá ser considerada dividida igualmente entre tais planos paralelos. A força de cisalhamento deverá incluir ações devido ao peso próprio mais qualquer outra força externa. Para elementos comprimidos, uma força adicional deverá ser adicionada como obtido pela seguinte fórmula:

$$V = \frac{P}{100}\left[\frac{100}{l/r + 10} + \frac{(l/r)F_y}{2275}\right]$$

onde:
V = força cortante normal em *kN*;
P = compressão normal admissível em *kN*;
l = comprimento da barra em *cm* ;
r = raio de giração do eixo em relação ao plano de flambagem em *cm* ;
F_y = tensão de escoamento mínima do tipo de aço usado em kN/cm^2.

4.3.18.4.2 - Barras comprimidas - Espessura do material
Barras comprimidas principais deverão ser projetadas de forma que os seus elementos principais de sua seção sejam conectados diretamente às chapas de ligação, pinos ou outros elementos.

O centro de gravidade da uma seção composta deverá coincidir o mais próximo possível com o centro geométrico da seção. Preferencialmente, os segmentos da seção devem ser ligados em almas ou chapas perfuradas.

Para placas apoiadas em um lado, abas em projeção de cantoneiras ou chapas perfuradas - a esbeltez *b/t* da chapa ou aba da cantoneira, quando usada em elementos comprimidos, não poderá ser superior a:

$$\frac{b}{t} = \frac{42,6}{\sqrt{f_a}}$$

mas em nenhum caso *b/t* poderá ser superior a 12 para barras principais e 16 para barras secundárias.

(Nota: *b* é a distância entre a extremidade da chapa ou extremidade da perfuração e o ponto de apoio.)

- Quando a tensão de compressão é igual ao valor limite de *0,44.Fy*, a relação *b/t* dos segmentos indicados acima não poderá ser maior que os valores mostrados abaixo para os seguintes graus de aços:

Tensão de escoamento mínima (kN/cm²)	b / t
25	12
35	11

- Para chapas apoiadas nas duas extremidades ou almas de segmentos de elementos principais - para elementos de seção caixão formados por chapas, seções laminadas, ou segmentos de componentes com cover plates, relação *b/t* de chapas principais ou almas de segmentos comprimidos, não deverá ultrapassar o valor obtido pela fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{105}{\sqrt{f_a}}$$

mas em nenhum caso *b/t* deverá ser maior que 45.
(Nota: *b* é a distância entre pontos de apoio da chapa e entre raiz de mesas para almas de segmentos laminados.)

- Quando a tensão de compressão é igual ao valor limite de *0,44.Fy*, a relação *b/t* dos segmentos indicados acima não poderá ser maior que os valores mostrados abaixo para os seguintes graus de aços:

Tensão de escoamento mínima (kN/cm²)	b / t
25	32
35	27

- Para chapas de reforço (cover plates) sólidas e apoiadas em duas extremidades ou almas de segmentos de elementos principais - para elementos de seção H ou caixão formados por chapas de reforços (cover plates) ou almas ligando chapas principais ou segmentos, a relação b/t de chapas de cover plates sólidas ou almas quando comprimidas, não deverá ultrapasar o valor obtido pela fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{131}{\sqrt{f_a}}$$

mas em nenhum caso *b/t* deverá ser maior que 50.
(Nota: *b* é a distância livre entre apoios.)

- Quando a tensão de compressão é igual ao valor limite de *0,44.Fy*, a relação *b/t* dos segmentos indicados acima não poderá ser maior que os valores mostrados abaixo para os seguintes graus de aços:

Tensão de escoamento mínima (kN/cm²)	b / t
25	40
35	34

- Para chapas perfuradas, apoiadas nas duas extremidades - para elementos de seção caixão formados de chapas perfuradas ligando elementos principais ou segmentos, a relação *b/t* de chapas perfuradas quando comprimidas, não deverá ultrapassar o valor obtido pela fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{157}{\sqrt{f_a}}$$

mas em nenhum caso *b/t* deverá ser maior que 55.

(Nota: *b* é a distancia livre entre pontos de apoio. A atenção é dirigida aos requisitos para a espessura da chapa nas perfurações, chamada de apoiada em um lado, que também deverá ser satisfeita.)

- Quando a tensão de compressão é igual ao valor limite de $0,44.F_y$, a relação *b/t* das chapas perfuradas não poderá ser maior que os valores mostrados abaixo para os seguintes graus de aços:

Tensão de escoamento mínima (kN/cm²)	b / t
25	48
35	41

onde:
f_a = tensão de compressão calculada.
b = largura (como indicada para cada expressão)
t = espessura da chapa ou alma.

- O ponto de apoio considerado nestes artigos se refere a distância interna da linha de parafusos ou rebites, ou do filete de solda que liga segmentos principais. Para chapas soldadas por penetração total às extremidades de mesas de segmentos laminados, o ponto de apoio poderá ser tomado como a distância entre os pontos de solda, desde que a relação entre a largura da mesa em projeção e a espessura da mesa (*b/2t*) seja inferior à sete. O acabamento das soldas de penetração deverá ser esmerilhado, com a superfície lisa.

4.3.18.5 – Tensões combinadas

Todos os elementos sujeitos à ação simultânea de tensões de compressão axial e flexão, deverão ser dimensionados para atender aos seguintes requisitos:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}.\ f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right)} + \frac{C_{my}.\ f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right)} \leq 1{,}0$$

e

$$\frac{f_a}{0{,}472.\ Fy} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1{,}0$$

(nos pontos de apoio)

onde:

$$F'_e = \frac{\pi^2.\ E}{FS.\left(K_b.\ L_b / r_b\right)^2}$$

f_a = tensão axial calculada
f_{bx} ou f_{by} = tensão de flexão calculada em relação aos eixos X e Y, respectivamente.

F_a = tensão axial que seria permitida se a força axial existisse sozinha.

F_{bx}, F_{by} = tensão de flexão que seria permitida se o momento fletor existisse sozinho, em relação aos eixos X e Y, e de acordo com a tabela 4.6

F'_e = tensão de flambagem de Euler divida pelo fator de segurança.

K_b = fator de comprimento efetivo no plano de flexão

L_b = distância sem contenção lateral no plano de flexão.

r_b = raio de giração no plano de flexão

C_{mx}, C_{my} = coeficiente em relação aos eixos X e Y

FS = fator de segurança igual a 2,12

4.3.18.6- Vigas mistas

4.3.18.6.1- Generalidades

Esta seção trata das estruturas compostas de vigas metálicas e lajes de concreto unidas por conectores de cisalhamento.

Especificações gerais para projetos de estruturas específicas de concreto e aço serão aplicadas a estruturas constituídas por vigas mistas, onde tais especificações forem aplicáveis. As vigas mistas e lajes deverão ser projetadas e as tensões calculadas pelo método do momento de inércia composto e consistente com as propriedades pré-determinadas dos vários materiais usados.

- A relação entre o módulo de elasticidade do aço (*Ea=20500 kN/cm²*) e o concreto de peso normal (densidade = *2400 kg/m³*) de várias resistências deverão ser as seguintes:

f_{ck} - (kN/cm2)	n = Ea/Ec
1,4 ~ 1,59	11
1,6 ~ 1,99	10
2,00 ~ 2,49	9
2,50 ~ 3,19	8
3,20 ~ 4,19	7
acima de 4,20	6

onde:

f_{ck} = Resistência do concreto à compressão determinado por teste com corpo de prova cilíndrico, com a idade de 28 dias.

n = Relação entre o módulo de elasticidade do aço para o do concreto.

- O efeito da deformação lenta para cargas de longa duração deve ser considerado no projeto das vigas mistas que têm cargas permanentes agindo sobre a seção mista. Nestas estruturas, as tensões e o cisalhamento horizontal produzido pelas cargas permanentes que agem sobre a seção mista deverão ser calculadas para o valor de "*n*" dado pela tabela acima ou pelo seu valor multiplicado por *3*, o que fornecer as tensões de cisalhamento mais altas.

- Se for usado concreto com características expansivas, o projeto da viga mista deve ser usado com cuidado e devem ser feitas previsões no projeto para acomodar a expansão.

- As seções mistas de vigas bi-apoiadas ou em regiões de momento positivo de vigas contínuas, devem ser de preferência proporcionadas de forma que o eixo neutro fique abaixo da superfície superior do perfil de aço. O concreto na parte tracionada não deve ser considerado na resistência aos momentos. Nas regiões de momento negativo de vigas contínuas, somente as armaduras da laje podem ser consideradas agindo junto com a viga de aço na resistência aos momentos.

Devem ser previstas ancoragens mecânicas nas regiões de seções compostas de forma a transferir as tensões desenvolvidas na interface entre o aço e o concreto. O concreto do lado tracionado do eixo neutro pode ser considerado no cálculo do momento de inércia para verificação das deformações, e na determinação da rigidez para o cálculo dos momentos e cortantes.

- As vigas metálicas, especialmente se não escoradas por escoramentos intermediários, devem ser verificadas para estabilidade e resistência no período de tempo em que o concreto é lançado e antes da sua cura.

4.3.18.6.2-Conectores de cisalhamento

Os meios mecânicos usados na junção da viga de aço com o concreto, com a finalidade de desenvolver a resistência ao cisalhamento necessária para produzir a ação mista, deverão estar de acordo com as especificações dos respectivos materiais.

Os conectores de cisalhamento devem ser de tipos que permitam a completa compactação do concreto de forma a garantir que toda a superfície estará em contato com o concreto. Eles devem ser capazes de resistir a ambos movimentos entre o concreto e o aço, horizontais e verticais.

As capacidades de resistência dos conectores de cisalhamento tipo *Stud* e *Viga U*, são dadas no item 4.3.18.6.5. Os conectores tipo *Viga U* devem ter um filete mínimo de *4,75 mm* ao longo da base do perfil U.

Os conectores deverão penetrar no concreto, no mínimo *50 mm* acima da face inferior da laje e devem ter acima do seu topo um cobrimento de concreto não menor do que *50 mm*.

A distância livre entre a extremidade da mesa da viga e a extremidade dos conectores de

cisalhamento não deve ser menor que *25 mm*. A distância mínima entre conectores tipo studs adjacentes é de *4* diâmetros de centro a centro.

4.3.18.6.3- Largura efetiva de concreto

Na construção das vigas mistas, a largura efetiva de cálculo da laje, que compõe a mesa da viga T, não deverá exceder o seguinte:

(1) 1/4 do comprimento do vão da viga.
(2) A distância centro a centro de vigas.
(3) 12 vezes a menor espessura da laje.

Para vigas que têm mesa de laje de um lado somente, a largura efetiva da mesa não deverá exceder *1/12* do comprimento do vão da viga, ou *6* vezes a espessura da laje, ou ½ da distância de centro a centro para a próxima viga.

4.3.18.6.4- Tensões

As tensões máximas de compressão e tração em vigas não escoradas, durante a colocação das cargas permanentes devem ser a soma das tensões produzidas pelas cargas permanentes agindo sobre as vigas de aço isoladas e as tensões produzidas pelas sobrecargas agindo sobre a seção mista. Quando as vigas são escoradas com apoios intermediários durante a concretagem, que permanecem até que o concreto atinja 75% da sua resistência prevista para *28* dias, as tensões devidas às cargas permanentes e às cargas móveis deverão ser calculadas com base nas propriedades da seção mista.

4.3.18.6.5- Cisalhamento

4.3.18.6.5.1 - Cisalhamento horizontal

A distância máxima entre conectores não deverá exceder a 60 cm, exceto sobre apoios intermediários de vigas contínuas, onde espaçamentos maiores devem ser usados para evitar colocar conectores em regiões da mesa com tensões altas de tração.

A resistência ao cisalhamento horizontal deve ser feita por conectores de cisalhamento mecânicos colocados na interface entre o concreto e a viga de aço. Os conectores de cisalhamento devem ser dispositivos mecânicos colocados transversalmente à mesa da viga a intervalos regulares ou variáveis. Os conectores de cisalhamento devem ser calculados para a *fadiga* e verificados pela *resistência última.*

4.3.18.6.5.1.1 - Fadiga

A faixa de variação do cisalhamento horizontal deve ser calculada pela fórmula:

$$S_r = \frac{V_r . Q}{I}$$

<u>onde:</u>
S_r = Faixa de variação do cisalhamento horizontal, na junção da laje com a viga no ponto do vão em consideração.

V_r = Faixa de variação da força cortante devido à carga móvel mais impacto, para qualquer seção. A faixa da força cortante deve ser tomada como a diferença entre os valores mínimos e máximos da envoltória de cortante (incluindo cargas permanentes).

Q = Momento estático da área de compressão de concreto transformada ou da área da armadura longitudinal do concreto em regiões de momento negativo, em relação ao eixo neutro da viga mista.

I = Momento de Inércia da seção mista nas regiões de momento positivo ou o momento de inércia da viga de aço incluindo ou excluindo a área das armaduras do concreto nas regiões de momento negativo.

(para os cálculos acima, a área de compressão de concreto é transformada em equivalente de aço pela divisão da largura da mesa efetiva de concreto pela relação modular, "*n*".)

A faixa de variação admissível para o cisalhamento horizontal *Zr*, em *tf* para um conector individual, é a seguinte:

Para conectores de viga U :

$Z_r = b \cdot w$

Para Studs soldados (para *hs/ds > 4*) :

$Z_r = \alpha \cdot ds^2$

onde:
w = comprimento da viga U, em *cm*, medida transversalmente a direção da mesa da viga.
ds = diâmetro do stud, *cm*.
hs = altura do stud, *cm.*

α = 9,0 para 100.000 ciclos
7,3 para 500.000 ciclos
5,4 para 2.000.000 ciclos
3,8 para mais de 2.000.000 ciclos

b = 7,0 para 100.000 ciclos
5,3 para 500.000 ciclos
4,2 para 2.000.000 ciclos
3,7 para mais de 2.000.000 ciclos

O espaçamento necessário entre conectores é determinado dividindo-se a faixa de cisalhamento admissível para o cisalhamento horizontal de todos os conectores de uma determinada seção transversal ($å\ Z_r$) pela faixa de cisalhamento horizontal S_r. Sobre apoios internos de vigas contínuas o espaçamento pode ser modificado para evitar a colocação de conectores em locais de alta tensão na mesa tracionada, mantendo o número total de conectores inalterado.

4.3.18.6.5.1.2- Resistência última

O número de conectores calculado para a fadiga deverá ser verificado para garantir se os conectores são adequados para a resistência última.

O número de conectores de cisalhamento necessário deverá ser maior ou igual ao número dado pela fórmula:

$$N_1 = \frac{P}{\phi . S_u}$$

onde:
N_1 = Número de conectores entre pontos de momento positivo máximo e o apoio mais próximo;

S_u = Resistência Última do conector de cisalhamento como dado abaixo;

ϕ = Fator de redução *= 0,85*

P = Força na laje, como definida a seguir como P1 ou *P2*.

Nos pontos de momento positivo máximo, a força na laje será o menor valor das fórmulas:

$P1 = A_s . F_y$ ou $P2 = 0{,}85 . f_{ck} . b_c . t_c$

onde:
A_s = Área total da seção de aço, incluindo chapas de reforço (cover plates);

F_y = Limite de escoamento mínimo do aço usado;

f_{ck} = Resistência à compressão do concreto a 28 dias;

b_c = Largura efetiva da mesa de concreto dado no item 4.3.23.3;

t_c = Espessura da laje de concreto.

O número de conectores, N_2, necessário entre os pontos de momento positivo máximo e pontos adjacentes de momento negativo máximo deverá ser igual ou maior do que o número dado pela fórmula:

$$N_2 = \frac{P + P3}{\phi . S_u}$$

Nos pontos de momento negativo máximo, a força na laje é dado por:

$$P3 = A_s^r . F_y^{r*}$$

onde:
A_s^r = Área total das armaduras do concreto no apoio intermediário dentro da largura efetiva;

F_y^{r*} = Limite de escoamento especificado para o aço das armaduras.

A resistência última dos conectores de cisalhamento é dado por:

Para Vigas U :

$$Su = 0{,}3.\left(t_{fu} + \frac{t_{wu}}{2} \right).w.\sqrt{f_{ck}.E_c}$$

Para Studs (para *hs/ds>4*):

$$Su = 0{,}5.A_{sc}.\sqrt{f_{ck}.E_c} \quad \leq \quad 41{,}5.A_{sc}$$

<u>onde:</u>

E_c = modulo de elasticidade do concreto, em *kN/cm²*;
pode ser tomado como:

$E_c = 4800.\sqrt{f_{ck}}$, com f_{ck} em *MPa*

S_u = resistência última de um conector individual, *kN*.
A_{sc} = *área da seção do stud, cm²*
t_{fu} = espessura média da mesa da viga U, *cm*.
t_{wu} = espessura da alma da viga U , *cm*.
w = comprimento do conector de viga U, em *cm*.

f_{ck} = resistência à compressão do concreto a 28 dias; *kN/cm²*
ds = diâmetro do stud, *cm*.

4.3.18.6.5.2 - Cisalhamento vertical

A tensão de cisalhamento na viga mista deve ser determinada, supondo que a altura da alma da viga de aço recebe a totalidade do esforço cortante, desprezando-se as mesas da viga e o concreto da laje. O cisalhamento é suposto uniformemente distribuído ao longo da área bruta da alma.

4.3.18.6.6 - Deformações

As provisões do item 4.3.6, em relação a deformações devidas à carga móvel mais impacto também são aplicáveis às vigas mistas.

Quando as vigas não são escoradas com apoios intermediários durante a concretagem da laje, a deformação devido ao peso da laje e outras cargas colocadas antes que o concreto atinja *75%* da sua resistência especificada para *28* dias, deve ser calculada com base na seção sem a ação composta.

Capítulo 5

Cargas em pontes e viadutos

5.1 - Cargas permanentes

5.1.1- Composição da carga permanente

A carga permanente é constituída pelo peso próprio dos elementos portantes (estrutura) e de outros materiais colocados sobre a ponte (sobrecargas fixas), tais como:

- Laje de concreto;
- Estrutura de aço;
- Pavimentação;
- Guarda-Corpo;
- Postes;
- Sinalizações;
- Canalizações, etc.

Laje de concreto
A determinação da espessura da laje será feita em função do vão da laje, que normalmente equivale ao espaçamento entre as longarinas. Usualmente para pontes com longarinas múltiplas o espaçamento varia entre 2,0 e 4,0 m, para pontes com duas vigas o espaçamento pode ser de até 8,0 m.
Para um dimensionamento preliminar, podem ser usados os seguintes valores para a espessura das lajes no meio do vão:

Vão da laje (m)	Espessura da laje (cm)
2,00	15
3,00	18
4,00	20
5,00	22
6,00	25

Estrutura de aço
O peso próprio das estruturas de aço varia com o vão livre, tipo de estrutura e classe de carga. Como referência podem ser usados os gráficos A1 e A2 de pré-dimensionamento do Anexo A.
Empuxos de terra e a subpressão da água, quando agem continuamente são também incorporados na categoria de carga permanente.

5.1.2 - Peso específico dos materiais

Para efeito do projeto podem ser adotados os pesos específicos aparentes do quadro abaixo para os materiais de construção, baseados na NBR 6120:

Material	Peso específico (kN / m³)
Aço	78,5
Concreto armado	25,0
Concreto simples	24,0
Argamassa de cimento e areia	21,0
Concreto asfaltico	18,0
Madeira (tipo peroba)	8,0
Ferro fundido	72,5
Alumínio e ligas	28,0

Pode-se dispensar novo cálculo das solicitações quando o peso próprio, obtido do dimensionamento definitivo da estrutura não diferir mais do que 5% do peso próprio inicialmente admitido para o cálculo.

5.2- Cargas móveis

5.2.1- Constituição das cargas móveis

As cargas móveis de cálculo, fixadas nas normas, não coincidem com as cargas reais que circulam nas estradas. Nas pontes rodoviárias, as cargas rodoviárias de cálculo (NBR 7188) utilizam veículos de dimensões especiais, enquanto as cargas reais são caminhões e carretas com dimensões e pesos fixados por uma regulamentação específica denominada Lei da Balança. Por vezes, as rodovias recebem cargas excepcionais, como carretas especiais para transporte de peças de usinas hidroelétricas ou

nucleares (Ver Manual CBCA –Transporte e Montagem).

5.2.2- Cargas Rodoviárias de cálculo - NBR 7188

Esta norma fixa as cargas móveis a serem consideradas no cálculo de pontes rodoviárias e passarelas de pedestres. As cargas para as Pontes Rodoviárias, denominadas Trens-Tipo, são divididas em três classes, baseadas nos pesos em toneladas dos veículos-tipo base de cada sistema e a utilização das diferentes classes de cargas para o cálculo das pontes fica a critério dos órgãos com jurisdição sobre as mesmas (DNIT, etc):

- Classe 45 - baseada no veículo tipo de 450 kN (45 tf) de peso total, sendo 75 kN por roda, tendo uma largura de roda de 50 cm e comprimento de contacto de 20 cm ;

- Classe 30 - baseada no veículo tipo de 300 kN (30 tf) de peso total, sendo 50 kN por roda, tendo uma largura de roda de 40 cm e comprimento de contacto de 20 cm ;

- Classe 12 - baseada no veículo tipo de 120 kN (12 tf) de peso total, sendo 20 kN para as rodas dianteiras e 40 kN para as traseiras, tendo uma largura de roda dianteira de 20 cm e traseira de 30 cm, e comprimento de contato de 20 cm

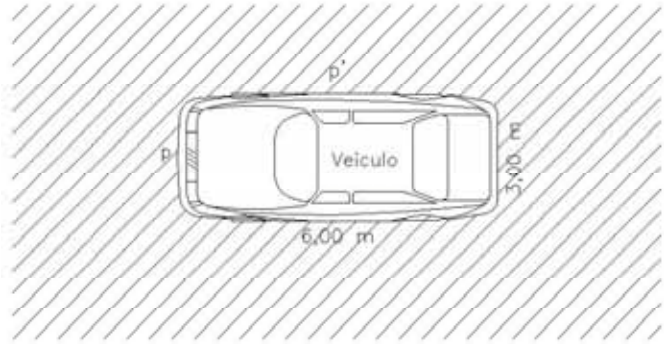


Figura 5.1

Os trens-tipo são formados de um veículo tipo de 3 m de largura por 6 m de comprimento e de cargas uniformemente distribuídas de intensidades “p” para a pista e “p’ “ para os passeios, conforme a tabela abaixo:
Cargas dos veículos tipo – NBR 7188

Classe da Ponte	Peso Total do Veículo (kN)	Carga Uniforme p (kN/m²)	Carga Uniforme p' (kN/m²)	Disposição das Cargas
45	450	5	3	"p" em toda a pista
30	300	5	3	"p" em toda a pista
12	120	4	3	"p' " nos passeios

Tipo 12

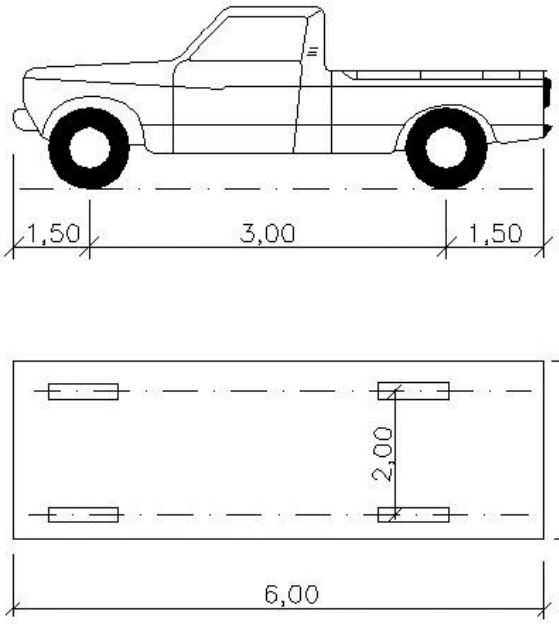


Figura 5.2

Tipos de 45 e 30

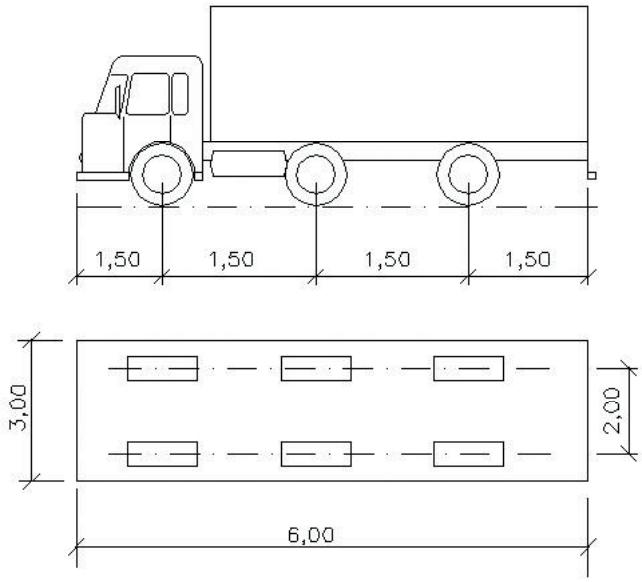


Figura 5.3

5.3- Efeitos dinâmicos dos veículos

5.3.1- Impacto vertical

Denomina-se Impacto Vertical o acréscimo das cargas dos veículos provocado pelo movimento dos veículos sobre a ponte.
Para o Impacto Vertical a norma permite transformar, para efeito de cálculo as ações dinâmicas dos veículos em cargas estáticas, através da multiplicação das cargas da tabela acima pelo coeficiente de impacto, definido a seguir:

Para Pontes Rodoviárias:

$$\varphi = 1{,}4 - 0{,}007.L$$

sendo L o comprimento, em metros, de cada vão teórico do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural. No caso de vãos desiguais, em que o menor vão seja igual ou superior a 70% do maior, permite-se considerar um vão ideal equivalente à média aritmética dos vãos teóricos. No caso de vigas em balanço, L é tomado igual a duas vezes o seu comprimento.

5.3.2- Efeitos de frenagem e aceleração

As forças longitudinais de frenagem e aceleração são calculadas sem efeito de impacto e aplicadas no nível da superfície de rolamento da ponte.

Nas pontes rodoviárias, a força longitudinal, devido à frenagem ou aceleração deve ser tomada igual ao maior aos seguintes valores:
- 5% do peso do carregamento do estrado com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou
- 30% do peso do veículo tipo.

5.3.3- Força centrífuga
Nas pontes em curva, as cargas em movimento produzem forças centrífugas, que constituem solicitações transversais às obras.
Nas pontes rodoviárias, a força centrífuga normal ao seu eixo deve ser considerada atuando na superfície de rolamento, sendo o seu valor característico determinado como uma fração "C" do peso do veículo tipo, conforme a tabela abaixo:

- Raio $\leq$ 300m - C = 0,25
- Raio > 300m - C = 75/R, sendo R o raio da curva em metros.

5.4 - Ação dos ventos

As cargas devidas às ações dos ventos devem atender ao disposto na NBR 6123.

As ações devidas aos ventos são cargas horizontais, em direção normal ao eixo da ponte e podem ser, na falta de uma análise mais detalhada, representadas por uma pressão média, tomada igual a:

- Ponte descarregada ..... 1,5 kN/m^2
- Ponte carregada ..... 1,0 kN/m^2
- Passarela de Pedestre..... 0,7 kN/m^2

As superfícies de incidência da pressão lateral

do vento, para o caso de vigas de alma cheia, são mostradas na figura abaixo.

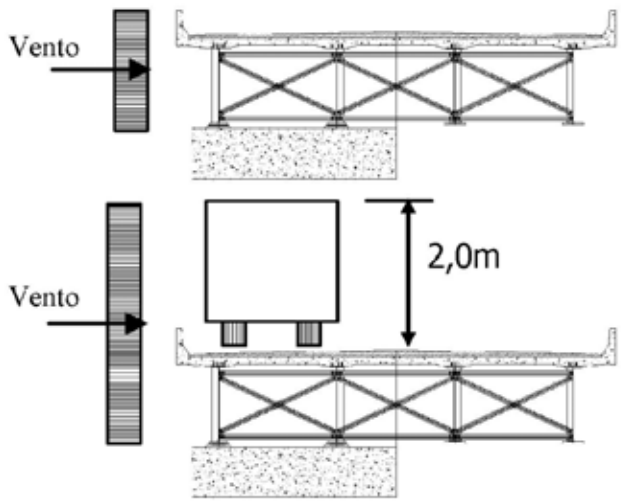


Figura 5.4 - Pressão lateral dos ventos em pontes de viga de alma cheia

5.5 - Combinações de cargas

As combinações de cargas menos prováveis podem ter coeficientes de segurança menores que as combinações mais prováveis.

São denominadas cargas principais:
- Cargas permanentes;
- Cargas Móveis;
- Efeitos de recalques prováveis nas fundações.

São denominadas cargas suplementares:
- Ações dos ventos;
- Variações de temperatura;
- Frenagem e Aceleração;
- Atrito nos apoios; etc.

5.6 - Distribuição transversal das cargas

As pontes metálicas em viga reta são projetadas normalmente em seção aberta (vigas de alma cheia) ou em seção celular (vigas caixão).

As pontes de seção aberta podem ter de duas até múltiplas vigas principais. As vigas principais são normalmente constituídas de perfis abertos, podendo também ser empregados seções fechadas (caixão), com maior resistência à torção.

O número de transversinas é variável, mas deve-se manter o espaçamento máximo, segundo a AASHTO em 7,6 m.
O sistema formado por longarinas múltiplas é uma grelha formada pelas vigas principais, transversinas e a própria laje do tabuleiro.

A análise estrutural dos sistemas em grelha pode ser feita de maneira aproximada ou de maneira exata.

Em época anterior aos computadores, surgiu vasta literatura objetivando um cálculo tão exato quanto possível da distribuição dos esforços nas estruturas em grelha. Em virtude das dificuldades reinantes, procurava-se, por meio de diversos artifícios, alguns altamente engenhosos, chegar a resultados razoáveis às expensas de um trabalho numérico ainda aceitável.
Atualmente, com o emprego dos computadores, podemos calcular com exatidão qualquer estrutura em grelha, em pouco tempo.

A norma da AASHTO, em vista ainda da complexidade da análise teórica envolvida na distribuição das cargas das rodas entre as diversas longarinas, permite que se adote um método empírico para o cálculo dos momentos devido à carga móvel, baseado em teste reais, conforme mostrado abaixo:

Para as Longarinas Internas

Para as Longarinas Internas de pontes com o tabuleiro em concreto e projetadas para uma faixa de tráfego, podem ser calculadas pela fração da carga por roda (S / 2,134), sendo “S” a distância entre longarinas adjacentes em metros. Se S>3,0 m, a reação sobre a longarina é obtida pela suposição de que a laje está simplesmente apoiada entre as longarinas.

Para as Longarinas Internas de pontes com o tabuleiro de concreto e projetadas para duas ou mais faixas de tráfego, podem ser calculadas pela fração da carga por roda (S / 1,676), sendo "S" a distância entre longarinas adjacentes em metros. Se S> 4,3 m, a reação sobre a longarina é obtida pela suposição de que a laje está simplesmente apoiada entre as longarinas.

Obs: Como o trem-tipo da AASTHO é composto de faixas de tráfego que ocupam uma largura de "10 feet" (3,048 m), para a utilização do método empírico de distribuição transversal das cargas, aplicaremos os coeficientes de distribuição a uma faixa de tráfego com 3,0 m de largura, equivalente a largura do veículo tipo da NBR 7188 e cargas distribuídas de 3,0 m de largura à frente e atrás do veículo.

Para as Longarinas Externas

Para as Longarinas Externas, a reação sobre a longarina é obtida pela suposição de que a laje está simplesmente apoiada entre as longarinas.

As Longarinas Externas não devem ter capacidade de carga menor que as Longarinas Internas.

Capítulo 6

Ligações

6.1 – Introdução

As ligações soldadas e parafusadas são regulamentadas pela AASHTO- 17ª / 2002 itens 10.19 a 10.32 e AASHTO / AWS D1.5M/ D1.5:20C.

6.2 - Soldas

Tabela 6.1 – Dimensão mínima de uma solda de filete feita por um só passe (mm)

Maior espes. do metal base na junta	Espes. mínima da solda de filete
t ≤ 20	6
t ≥ 20	8

Notas:
1-Dimensões do filete de solda menores podem ser usadas, desde que aprovado pelo Engenheiro, baseado no nível das tensões e o uso apropriado de pré-aquecimento.

2 – Exceto quando a dimensão do filete não ultrapassar a espessura mais fina da junta. Para esta condição particular, devem ser tomados cuidados especiais usando-se pré-aquecimento.

Tabela 6.2 – Espessura mínima da garganta efetiva de uma solda de entalhe de penetração parcial (mm)

Maior espes. do metal base na junta	Espes. mínima da garganta efetiva
t ≤ 20	6
t ≥ 20	8

Notas :
1-Dimensões menores da espessura da solda podem ser usadas, desde que aprovado pelo Engenheiro, baseado no nível das tensões e o uso apropriado de pré-aquecimento.

2-Exceto quando a dimensão necessária da solda não exceder a espessura da parte mais fina.

Tabela 6.3– Resistência mínima à tração do metal de solda

Metal de solda	Fw (kN/cm²)
E70XX; F7X-EXXX; E7X-X; ER70S-X	48,5
E80XX; F8X-EXX	55,2

Tabela 6.4 – Resistência admissível do filete de solda a Cisalhamento Rs (kN / cm), de acordo com o tipo de eletrodo

a (mm)	hs=0,707a (cm)	Eletrodo	
		E70	E80
3	0,212	2,77	3,52
5	0,354	4,63	5,86
6	0,424	5,55	7,02
8	0,566	7,41	9,37
10	0,707	9,26	11,7
13	0,919	12,0	15,2
16	1,131	14,8	18,7

Notas ;

1- $Rs = hs \cdot Fv \cdot \ell$ sendo $\ell = 1$ cm
Fv = 0,27x Fu
Para solda manual hs = 0,707 a
a = perna do filete de solda
Fu = Tensão de rutura do eletrodo em kN/ cm^2

2- A resistência do filete de solda a ser considerada não deve ser superior à do metal base

6.3 - Parafusos

Em pontes e viadutos deve-se empregar parafusos de alta resistência tipo ASTM A325 e A490.

1- Tipos de ligações

- As ligações a cisalhamento deverão ser projetadas para funcionarem por atrito ou esmagamento. Ligações por atrito são definidas para juntas sujeitas a esforço reverso, alto impacto das cargas, sujeitas a vibrações ou onde a resistência às tensões devido a juntas por atrito são fundamentais para as condições da vida útil da estrutura. Elas incluem:

a)Juntas sujeitas a fadiga;
b)Juntas com parafusos instalados em furos alargados;
c)Juntas sujeitas a cargas reversas significativas;
d)Juntas em que soldas e parafusos transmitem cargas em uma superfície comum;
e)Juntas em que, a critério do Engenheiro responsável, o atrito será crítico para a resistência da junta.

- Ligações com parafusos de alta resistência sujeitas a tração ou combinação de tração com cisalhamento deverão se feitas por meio de parafusos por atrito
- Os parafusos de alta resistência trabalhando em conexões a esmagamento estão limitados a membros sujeitos a compressão e membros secundários.

2- Tipos de furos

Os tipos de furos aceitos pela AASHTO para parafusos de alta resistência, são: furos padrões (P), furos alargados (A), furos alongados curtos (AC), e furos alongados longo (AL).Os valores estão indicados na Tab. 6.5.

Tabela 6.5 – Dimensões dos tipos de furos em mm.

dp		P	A	AC	AL
mm.	pol.				
16	(5/8")	18	21	18x22	18x40
19	(3/4")	21	24	21x25	21x48
22,2	(7/8")	24	27	24x28	24x56
25,4	(1")	27	32	27x33	27x64
28,5	(1 1/8")	30	36	30x38	30x70
31,8	(1 1/4")	34	40	34x42	34x80
35	(1 3/8")	37	43	37x45	37x86
38	(1 1/2")	40	46	40x48	40x96

3 - Arruelas

O projeto deverá indicar o uso de arruelas em parafusos de alta resistência nas seguintes condições:
- Quando uma das faces externas das partes parafusadas tiver mais de 1:20 de inclinação em relação ao plano normal do eixo do parafuso.
- Não são necessárias para ligações usando parafusos ASTM A 325 e A 490, exceto sob o elemento que gira (porca ou cabeça do parafuso), apertados com chave calibrada.
- Sob o elemento que gira durante o aperto, no caso de parafusos A 490 quando esse elemento assenta sobre um aço com limite de escoamento inferior a 28 kN/cm^2
- Ao longo dos furos alongados, de tal maneira que cubra todo o furo com espessura não inferior a 8 mm.

4- Diâmetro dos parafusos

- Os diâmetros dos parafusos deverão ser indicados nos desenhos, geralmente são de 19 mm (3/4") e 22,2 mm (7/8"). Parafusos de 16 mm (5/8") não serão usados em membros com solicitação de carga, somente em elementos secundários.
- Os diâmetros dos parafusos em cantoneiras carregadas não devem exceder 0,25 da largura

da aba em que será fixado.

5 – Espaçamento mínimo entre parafusos

- A distância (S) entre centros de furos padrão não deverá ser menor do que 3 dp, mas preferencialmente, não ser menor do que:

dp	S (mm)
25,4 (1")	90
22,2 (7/8")	75
19,0 (3/4")	64
16,0 (5/8")	57

6- Distância mínima livre entre furos

Quando são usados furos alargados ou alongados, a mínima distância livre entre as extremidades dos furos não deve ser menor do que duas vezes o diâmetro do parafuso (2dp).

7 – Espaçamento máximo entre furos e furo extremidade.

a) A distância máxima entre o centro do furo e a borda mais próxima não deve exceder a 12 vezes a espessura mais fina considerada na junção limitada a 180 mm.

b) O espaçamento máximo entre furos em uma mesma linha não deverá exceder a 100 mm + 4t limitado a 180 mm. No caso de haver linhas adjacentes o espaçamento entre elas não deve exceder a 100 mm + 4t – 3g/4, limitado a 180 mm.

t = espessura mais fina
g = distância entre parafusos

c) O espaçamento máximo entre presilhas ou espaçadores entre chapas ou cantoneiras não deve ser superior a :

- membros a compressão

Para uma simples linha de parafusos não deve exceder a 12 t. No caso de mais de uma linha adjacente, a distância do espaçamento entre elas não deve exceder a 12t a 15t – 3g/8, limitado a 24t .

- membros a tração
Para uma linha de parafusos a distância não deve exceder a 24t. Para a distância entre duas linhas idem como para membros a compressão.

8 – Distância mínima do centro de um furo à borda.

a) A distância mínima S do centro de um furo padrão a borda cortada a tesoura ou maçarico não deve ser inferior a:

dp	S (mm)
25,4	44
22,2	38
19,0	32
16,0	28

b) A distância mínima S do centro de um furo padrão para à borda laminada ou aplainada, exceto mesas de perfis I ,H ou U.

dp	S (mm)
25,4	38
22,2	32
19,0	28
16,0	25

c) Idem para mesas de perfis I, H ou U

dp	S (mm)
25,4	32
22,2	28
19,0	25
16,0	22

A máxima distância entre o centro de um parafuso e a extremidade não deverá ser superior a 8 vezes a espessura da aba em projeção limitada a 125 mm.

9 - Chumbadores
O número mínimo, o diâmetro e o comprimento de ancoragem dos chumbadores em cada extremidade deve ser:
- Para pontes formadas por vigas laminadas: dois diâmetros de 25 mm e comprimento de ancoragem de 250 mm.
- Para pontes em vigas soldadas e treliças segundo os vãos:

$L \leq 15{,}0$ m - 2 Φ 25 mm com 250 mm
$15{,}0 \leq L$ 30,0 m - 2 Φ 32 com 300 mm
$30{,}0 \leq L$ 45,0 m – 2 Φ 38 com 380 mm

10 –Resistência admissível dos parafusos

- A resistência admissível dos parafusos está indicada na Tab.6.6, e seus valores foram calculados de acordo com os indicados no rodapé da tabela.

- A resistência admissível dos parafusos a cisalhamento por atrito calculados atendem as Classe A e C tendo um coeficiente de atrito μ=0,33. Para a Classe B multiplicar os valores por 1,50.

Definição das Classes:
A – Superfícies sem escamas de laminação e superfícies jateadas com Classe A de pintura, μ =0,33
B – Superfícies jateadas e superfícies jateadas com Classe B de pintura μ =0,50.

C – Superfícies galvanizadas a quente e ásperas μ =0,33

- Esmagamento: a tensão admissível no material conectado, em furo padrão, alargado e alongado curto, carregados na sua direção, ou furos alongados longo paralelo à aplicação da carga de esmagamento será:

$0{,}5\ Lc\ Fu / dp \leq Fu$

- Esmagamento: a tensão admissível no material conectado com furos alongados longos perpendicular à carga de esmagamento será:
$0{,}4\ Lc\ Fu / dp \leq 0{,}8\ Fu$

Fu = tensão de rutura do material conectado
Lc = distância livre entre o furo ou entre o furo e a extremidade do material, na direção da força aplicada em cm, e dp o diâmetro nominal do parafuso em cm.

11 – Combinação de tração com cisalhamento

- A combinação de cisalhamento e tração em juntas por atrito usando parafusos de alta resistência, onde aplicado, reduz a força total de aperto no plano de atrito. A resistência ao atrito por área unitária do parafuso, fv, não deverá exceder o valor da seguinte equação:

$fv = Fv\ (1 - 1{,}88\ ft / Fu)$

fv = tensão de cisalhamento do parafuso
ft = tensão de tração no parafuso em kN/cm^2
Fv = resistência nominal de atrito por área unitária do parafuso – Tab. 6.6, kN/cm^2
Fu = 82,5 kN/cm^2 – ASTM A 325
Fu = 103,5 kN/cm^2 – ASTM A 490

- Onde parafusos de alta resistência estão sujeitos a ambas cargas de cisalhamento e tração, a tensão de tração não deverá exceder o valor da seguinte equação:

se fv / Fv $\leq$ 0,33 F't = Ft

se fv / Fv > 0,33 F't = Ft $\sqrt{1-(fv/Fv)^2}$

Fv = tensão admissível de cisalhamento no parafuso Tab. 6.6.

Ft = tensão admissível de tração no parafuso Tab.6.6

F't = tensão admissível de tração reduzida no parafuso devido a tensão de cisalhamento, kN/cm^2.

12 – Fadiga

As tensões de tração à fadiga nos parafusos não devem exceder os seguintes valores, de acordo com o número de ciclos:

Número de ciclos	A325 kN/cm^2	A 490 kN/cm^2
$\leq$ 20.000	26,5	33,0
> 20.000 e $\leq$ 500.000	24,5	30,5
> 500.000	19,0	23,5

6.4 – Exemplos

Os exemplos a seguir se referem a emenda das vigas do Exemplo 1 do Anexo B.

Exemplo 6.1 – Determinar os tipos de soluções para as emendas das vigas na seção S1 entre os PS 2000x505 e 2000x408 dimensionadas no projeto do Exemplo 1 Anexo B, em aço A 588 -G50, tendo Fy = 35,0 kN/cm^2 e Fu = 48,5 kN/cm^2

De acordo com a AASHTO/02 temos para as tensões admissíveis:

Tração área bruta:
Ftb = 0,55 Fy = 0,55 x 35,0 = 19,3 kN/cm^2

Tração área líquida :
Ftl = 0,46 Fu = 0,46 x 48,5 = 22,3 kN/cm^2

Compressão:
Fc = 0,55 Fy = 0,55 x 35,0 = 19,3 kN/cm^2

Cortante:
Fv = 0,33 Fy = 0,33 x 35,0 = 11,6 kN/cm^2

Vão da viga 40,0 m composta por 4 segmentos 8,1+ 11,9+11,9+8,1

A viga está sujeita aos seguintes esforços no ponto de emenda S1(Ex.1 Anexo B, pg 7/29)

Cortante V = 951 kN
Momento vertical Mv = 888700 kNcm

Material da viga por trecho

	Extremidade PS 2000x408	**Central** PS 2000x505
Alma	9,5	9,5
Mesa sup.	25x450	25x500
Mesa inf.	50x450	50x670

Para efeito didático vamos apresentar esquema da ligação soldada com indicação dos ensaios não destrutivos a serem feitos, e o cálculo da emenda parafusada de acordo com a AASHTO no método das tensões admissíveis ASD.

a) Emenda soldada
A emenda soldada usando solda de penetração total, requer apenas indicação dos detalhes e tipos de solda. No caso, a figura 6.1 mostra como fazer esta indicação.

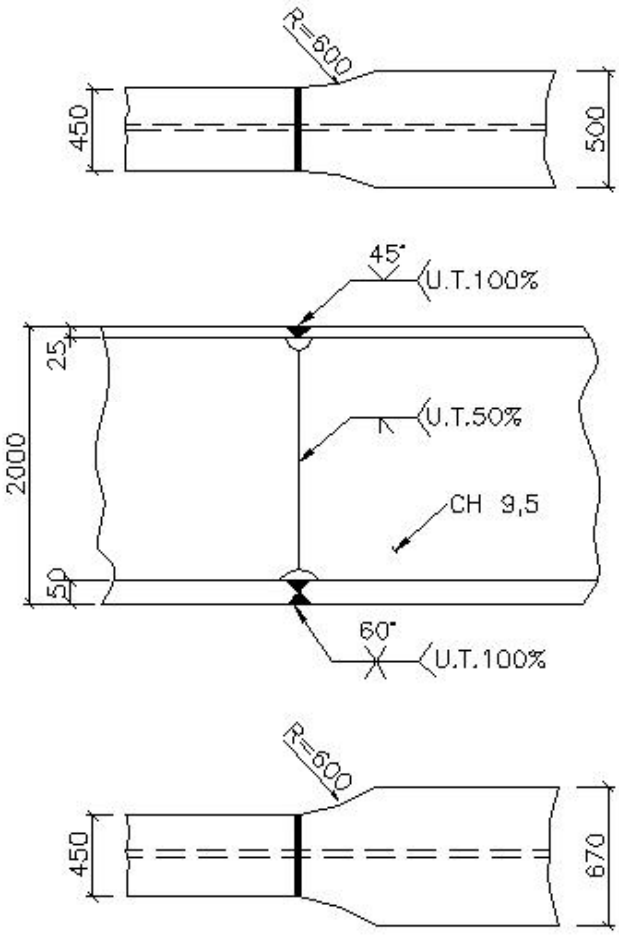


Figura 6.1 – Emenda soldada

b) Emenda parafusada

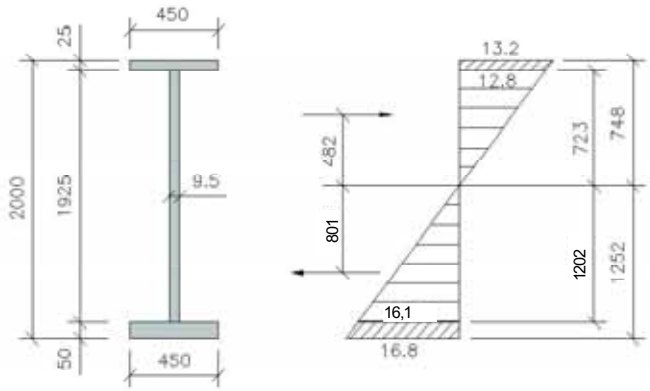


Figura 6.2 – Tensões na emenda da viga

Usaremos na emenda das mesas e alma parafusos ASTM A 325 - F Φ 22 (7/8"). Sua resistência a cisalhamento de acordo com a Tab. 6.6 (P) é Fv = 40,1 kN, cuja distribuição na seção está na figura 6.3.

1- Mesa superior – Ch 25 x 450 mm

$$fv_{médio} = \frac{13,2+12,8}{2} = 13,0 \text{ kN/cm}^2$$

13,0 < 0,75 x 19,3 = 14,48 OK

Força transmitida pela mesa =
(13,0+14,48)/2 x 2,5 x 45 = 1546 kN

1.1 - Parafusos
Vamos considerar 4 linhas de 5 parafusos num total de 20 a cisalhamento duplo, ver Fig. 6.3.

$$fv = \frac{1546}{2x20} = 38,65 < 40,1 \text{ kN OK}$$

1.2 – Talas
Tala externa : Ch 12,5 x 450 mm
Talas internas : 2 Ch 16 x 200 mm

A_{nec} = 2,5 x 45 = 112,5 cm^2

A_{talas} = 1,25 x 45 + 2 x 1,6 x 20 = 120,3 cm^2

120,3 > 112,5 OK

2- Mesa inferior – Ch 50 x 450 mm

$$fv_{médio} = \frac{16,1+16,8}{2} = 16,45 \text{ kN/cm}^2$$

16,45 > 0,75 x 19,3 = 14,48 OK

Força transmitida pela mesa =

Fvt = 16,45 x 5 x 45 = 3701 kN

2.1- Parafusos
Vamos considerar 4 linhas de 12 parafusos num total de 48 a cisalhamento duplo ver Fig. 6.3.

$$fv = \frac{3701}{2x48} = 38,5\text{kN} < 40,1 \text{ OK}$$

2.2- Talas

Tala externa : Ch 25 x 450 mm
Talas internas : 2 Ch 32 x 200 mm

A_{nec} = 5 x 45 = 225 cm^2 (bruta)

A_{talas} = 2,5 x 45 + 2 x 3,2 x 20 = 240 cm^2

240 > 225 OK

Verificação da mesa b = 450 mm
Furos 4 x 25 (furo) = 100 mm

Redução permitida = 15% x 450 = 67,5 mm

Redução a ser aplicada = 100 – 67,5 =32,5
Largura efetiva = 450 – 32,5 = 367,5 mm

Capacidade máxima da mesa líquida à tração = 0,46 Fu x 36,75 x 5,0
0,46x48,5x36,75x5,0 = 4099 kN
4099 > 3701 OK

3- Alma – Ch 9,5 x 1925 mm

3.1 - Esforços atuantes

V = 951 kN Fv = 0,33 Fu = 11,6 kN/cm^2

$$fv = \frac{951}{0{,}95x192{,}5} = 5{,}20 \text{ kN/cm}^2 < 11{,}6 \text{ OK}$$

$$fv_{médio} = \frac{5{,}20+11{,}6}{2} = 8{,}40 < 0{,}75x\ 11{,}6 = 8{,}7$$

V_{alma}=8,7x 0,95 x 192,5 =1591 kN >951 OK

Momento transmitido pela alma de acordo com a figura 6.2

$$M = \frac{12{,}8x72{,}3}{2} \text{ x } 0{,}95 \text{ x } 48{,}2+$$

$$+ \frac{16{,}1x120{,}2}{2} \text{ x } 0{,}95 \text{ x } 80{,}1 = 94818 \text{ kN.cm}$$

3.2- Parafusos

Vamos considerar 2 linhas de 23 parafusos num total de 46 a cisalhamento duplo – Ver Fig. 6.3

- Esforço na ligação da alma
V = 951 kN

M =94818+951(0,5+4+ 3,75) =102664 kN.cm

- Cálculo da Inércia polar do grupo

$\sum d^2$ = 46x 3,75^2 + 4 (8^2 + 16^2+24^2+32^2+ +40^2+48^2+56^2+ 64^2 +72^2+80^2+88^2) =692+129536 = 130228 cm^2

- Determinação da força de cisalhamento no parafuso:

$$fh = \frac{102664}{130228} \text{ x } 88 = 69{,}37 \text{ kN}$$

$$fv = \frac{102664}{130228} x3{,}75 + \frac{951}{46} = 23{,}13 \text{ kN}$$

$$f = 0{,}5\sqrt{69{,}37^2+23{,}63^2} = 36{,}64 < 40{,}1 \text{ OK}$$

3.3- Talas

2 Ch 6,35 x 320 x 1840 mm

Altura da alma = 200- 2,5 - 5,0 = 192,5 cm
Altura da tala = 176 + 4 + 4 = 184,0 cm

A_{alma} = 0,95 x 192,5 = 182,9 cm^2
A_{talas} =2x0,635 x184 =233,7 cm^2 > 182,9 OK

Exemplo 6.2 – Determinar a <u>emenda S2</u> no meio do vão entre perfis PS 2000x505 do Exemplo 1 do Anexo B.2, onde os esforços encontrados foram : V = 282 kN e Mv = 13980 kN.m (pg. 7/29)

Para estes valores na ligação parafusada com ϕ de 22,2, foram encontrados as seguintes distribuições:

Mesa sup. $fv_{médio}$ = 19,0 kN/cm^2 >> 30 paraf. 6 filas de 5

Mesa inf. $fv_{médio}$ = 18,6 kN/cm^2 >>84 paraf. 6 filas de 14

Alma fv = 1,54 kN/cm^2 >> 46 paraf. 2 linhas de 23

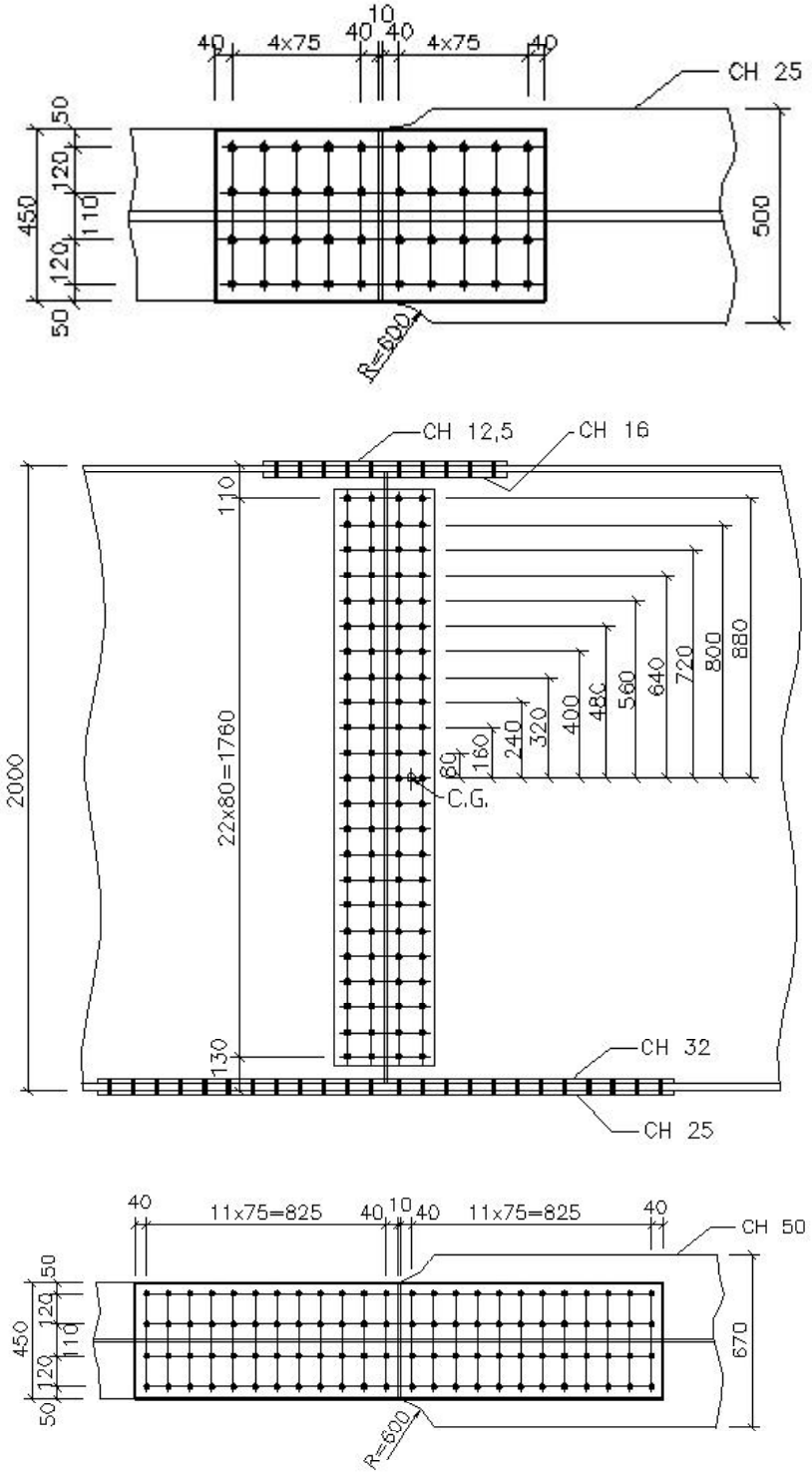


Figura 6.3 – Detalhe emenda parafusada em S1

Parafusos ϕ 22,2 (7/8") A 325 - F

TABELA 6.6 – Cargas admissíveis nos parafusos em kN - AASHTO / 02

			Designação													
			A-325 – Fu = 82,5 kN/cm²						A490 – Fu = 103,5 kN/cm²						A-307-Fu = 41,5	
			Tração Ft (1)	Cisalhamento simples (3) (4)					Tração Ft (1)	Cisalhamento simples (3)(4)					Tração Ft (1)	Cisal. simples Fv (2)
Diâmetro dp		Área nomin.		Atrito (Fricção) (5) Fv				Contato Fv (2)		Atrito (Fricção) (5) Fv				Contato Fv (2)		
UNC	ISO	Ap		P	A,AC	AL	ALP			P	A,AC	AL	ALP			
pol.	mm	cm²	26,4	10,34	8,8	7,21	6,2	13,2	33,1	13,0	11,0	9,1	7,8	16,6	13,3	6,6
5/8"		1,98	52	20,5	17,4	14,3	12,3	26,2	66	25,7	21,8	18,1	15,4	32,9	26,3	13,1
	16	2,01	53	20,8	17,7	14,5	12,5	26,5,	67	26,1	22,1	18,3	15,7	33,4	26,7	13,3
¾"		2,85	75	29,5	25,1	20,1	17,7	37,6	94	37,1	31,4	25,9	22,2	47,3	37,9	18,8
	20	3,14	83	36,4	32,5	22,6	19,5	41,5	104	40,8	34,5	28,6	26,4	52	41,8	20,7
	22	3,80	100	39,3	33,4	27,4	23,6	50	126	50	41,8	34,6	29,6	63	50	25,1
7/8"		3,88	102	40,1	34,2	28,0	24,1	51	128	51	42,7	35,3	30,3	64	52	25,6
	24	4,52	119	46,7	39,8	32,6	28,2	60	150	59	50	41,1	35,2	75	60	29,8
1"		5,07	134	52	44,6	36,6	31,4	67	168	66	56	46,2	39,5	84	67	33,5
	27	5,73	151	59	50,4	41,3	35,6	76	190	75	63	52	44,7	95	76	37,8
1 1/8"		6,41	169	66	56	46,2	39,7	85	212	83	71	58	50	106	85	42,3
	30	7,07	187	73	62	51	43,8	93	234	92	78	64	55	117	94	46,7
1 1/4"		7,92	209	82	70	57	49,1	105	262	103	87	72	62	131	105	52
	36	10,18	269	105	90	73	63	134	337	132	112	93	79	169	135	67
1 1/2"		11,40	301	118	100	82	71	150	377	148	125	104	89	189	152	75

(1) Rt = Ap x Ft (rosca no plano de cisal.)

(2) Rv = Ap x Fv (rosca no plano de cisal.)

(3) Tipos de furos
P = padrão A = alargado
AC = alongado curto – transversal à força aplicada
AL = alongado longo – transversal à força aplicada
ALP = alongado longo – paralelo à força aplicada

(4) Cisalhamento simples com rosca no plano de cisalhamento para ligação a esmagamento para coeficiente de atrito μ =0,33, classe A de deslizamento. Para cisalhamento simples com rosca fora do plano, multiplicar os valores acima por 1.426.

(5) Cargas admissíveis nos parafusos
Ft = 0,32 Fu Fv (P) = 0,125 x1,0x Fu
Fv = 0,16 Fu Fv (A,AC) = 0,125x0,85xFu = 0,106 Fu
Fv (AL) = 0,125x0,70xFu = 0,0875 Fu
Fv (ALP) = 0,125x0,6xFu =0,075 Fu

Capítulo 7

Sistemas de montagem

7.1 – Introdução

Em geral a montagem de pontes é feita por lançamento para vigas retas de um vão ou mais vãos contínuos, como um sistema mais econômico, embora requeira como em toda montagem, um estudo minucioso para se evitar acidentes.
Os viadutos, como estão em terra firme são montados em geral por meio de guindastes.

7.2 – Montagem por lançamento

Em geral para montagem de um vão isolado há necessidade de colocação de um bico de montagem e um pequeno contra peso.

Para a montagem de dois ou mais vãos contínuos, pode-se uní-los durante a montagem o que facilita seu lançamento, necessitando de um bico menor ou até desprezá-lo no caso de três vãos contínuos.

A montagem de pontes por lançamento consiste em pré-montar as longarinas da ponte sobre o terreno em uma das margens, e fazer as vigas inteira que vão constituir a ponte se deslocar sobre apoios deslizantes até sua posição final sobre o rio.

Normalmente é necessário um bico de lançamento que é usado como prolongamento provisório da ponte em conjunto com um contrapeso para evitar o tombamento da mesma sobre a água. Pode-se usar as lajes pré fabricadas como elementos para compor o contrapeso.

Em geral o bico de lançamento tem um comprimento em torno de 60% do vão a vencer.

O deslizamento das longarinas da ponte em geral é feita sobre largatas colocadas em pontos pré-fixados que permitem um deslizamento mais suave.

Um outro ponto que deve ser analisado com carinho pelo responsável pela montagem é o solo onde vai ser feito o trabalho, para se evitar problemas no lançamento.

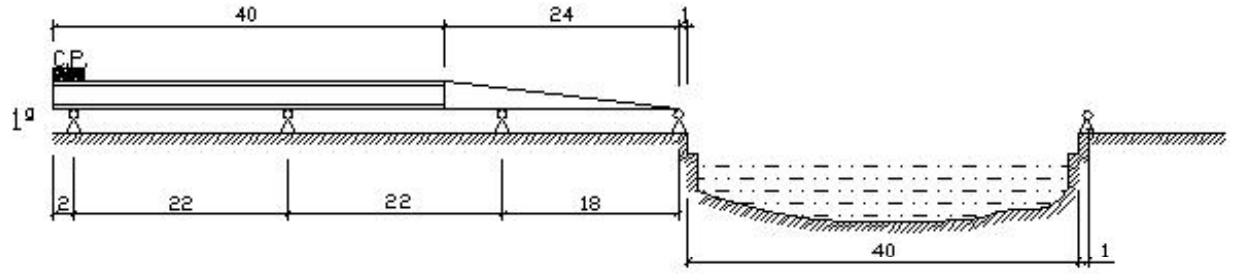
Em geral para maior segurança da montagem o lançamento é feito por um par de longarinas, travadas uma na outra pelos próprios travejamentos e na largura definitiva. Posteriormente faz-se o lançamento do outro par, aproveitando todos os equipamentos de montagem.

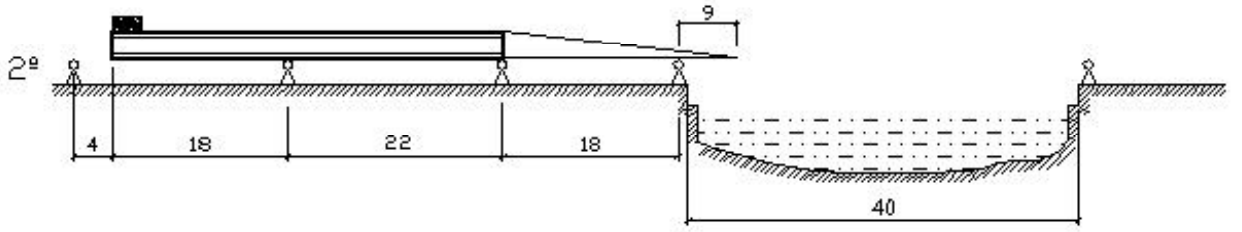
Um outro aspecto que deve ser levado em consideração é quanto ao nível de lançamento, pois se o mesmo for feito no nível do apoio definitivo a descida das vigas é feita sobre macacos sem maiores problemas. Se o nível final for o da via, a descida é mais complicada, requerendo um estudo mais detalhado podendo haver necessidade de execução de uma estrutura que permita a descida das vigas com segurança.

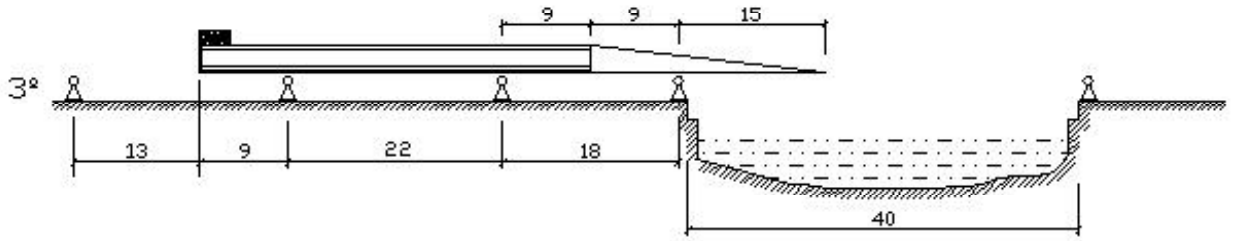
Em geral toda montagem de pontes e viadutos requer um estudo mais detalhado, onde se defina passo a passo todo o processo a ser usado ao longo da mesma.

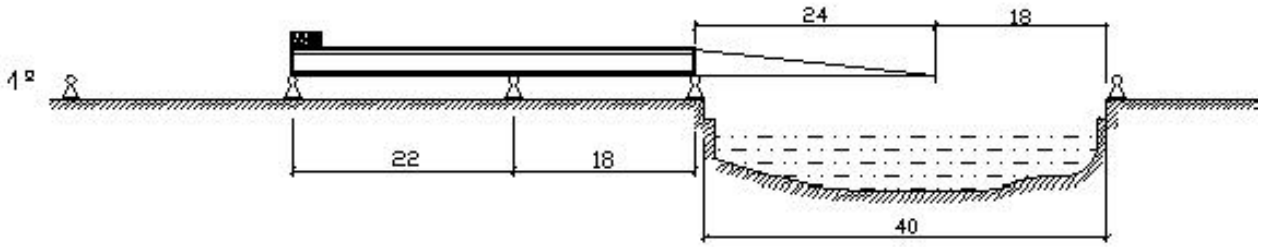
A figura 7.1 indica esquematicamente uma seqüência de montagem da ponte projetada no, Exemplo 1 do Anexo B

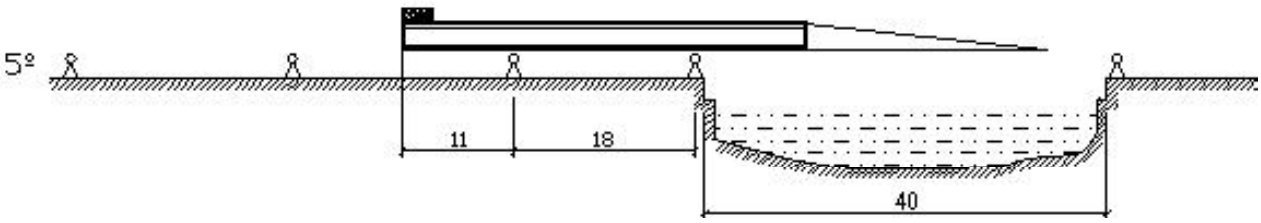
(Para mas detalhes ver Manual CBCA sobre Transporte e Montagem)


40
24
1
C.P.
1º
2
22
22
18
40
1


9
2º
4
18
22
18
40


9
9
15
3º
13
9
22
18
40


24
18
1º
22
18
40


5º
11
18
40

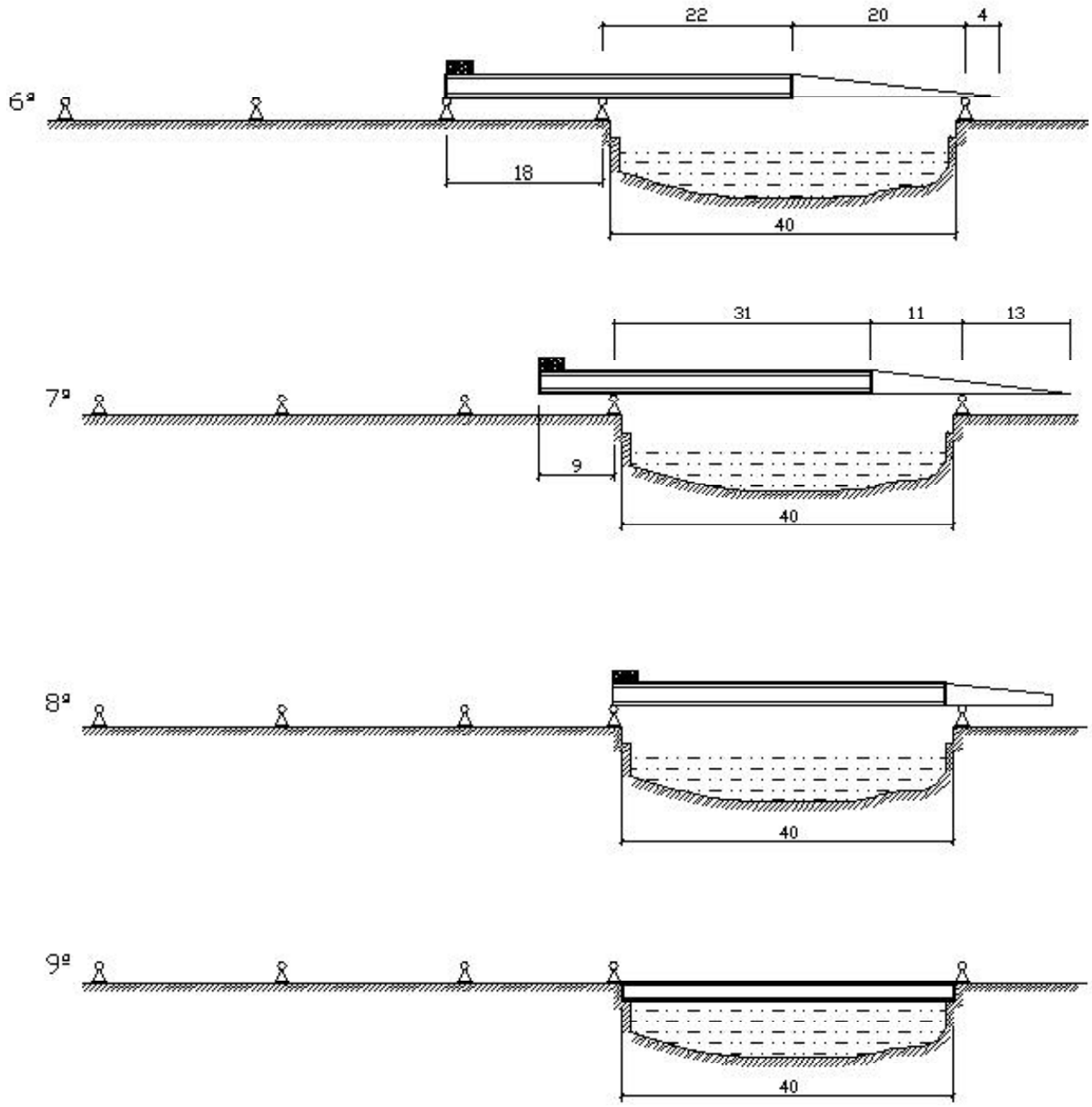


Figura 7.1

Referências Bibliográficas

Referências Bibliográficas

1 – ABNT - NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

2 – ABNT - NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações.

3 – AASHTO – Standard Specifications for Highway Bridges – Division I – Design. 17ª / 02

4 – AWS – American Welding Society – Bridge Welding Code.

5 – Brockenbrough,Roger L. and Merrit, Frederick S. – Structural Steel Designer's Handbook – 3ª / 1999

6 – Meyer, Karl Fritz – Pontes Rodoviárias e Ferroviárias – Estruturas Metálicas Volume I – Projeto.

7 – USIMINAS – O Aço na Construção Pontes Rodoviárias Metálicas – Parte I e II.

8 – USIMINAS MECÂNICA - Fotos de Pontes e Viadutos Metálicos

9 – RMG – Engenharia Fotos de pontes metálicas.

10 – FEM S/A – Fotos de pontes e viadutos

11- Pinho, Fernando – Apostila do Curso de Pontes Metálicas – UniFOA

12 – C.P. Heins e D.A. Firmage- Design of Modern Steel Highway Bridges

Anexo A
Tabelas

Tabela A.1A – Resistência admissível dos conectores a cisalhamento devido a fadiga de acordo com o nº de ciclos

PINO		≤ 100.000		≤500.000		≤ 2000000		> 2000000	
Ø mm	in	Pino α=9,2 kN	[102 β=7,1 w/cm	Pino α=7,3 kN	[102 β=5,3 w/cm	Pino α=5,4 kN	[102 β=4,2 w/cm	Pino α=3,7 kN	[102 β=3,7 w/cm
19	3/4"	33	4,7	26	4,9	20	4,8	13	3,5
22	7/8"	44	6,2	35	6,3	26	6,2	18	4,9
25	1"	56	7,9	46	8,7	34	8,1	23	6,2

Pino T $H/d \geq 4$ $Zrs = \alpha.d^2$ d = cm

[$Zru = \beta . w$ w = cm

Os valores de w em cm para uma carga equivalente de pino.

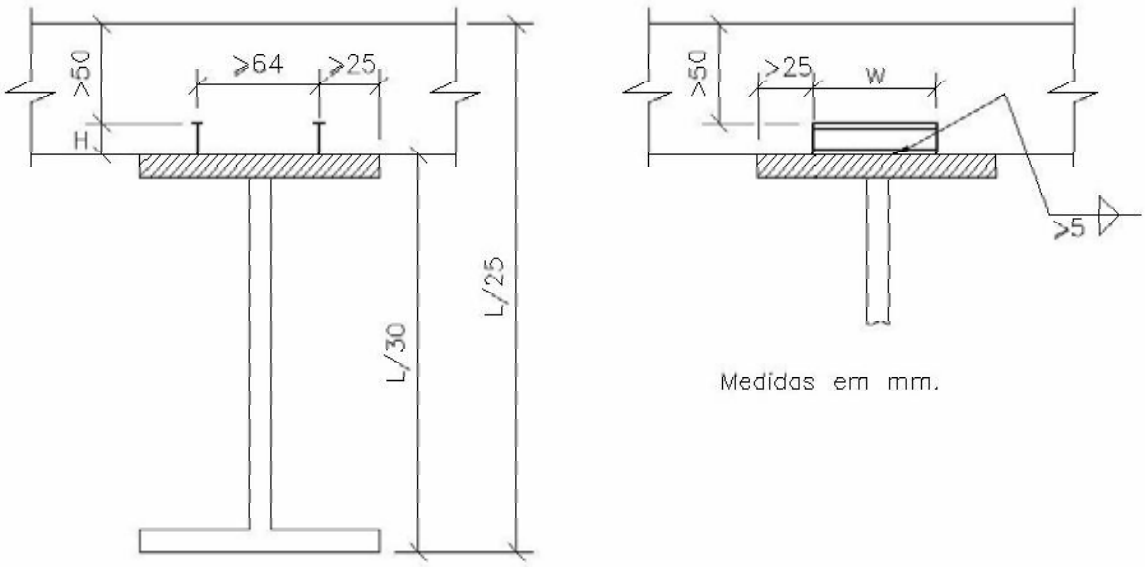


Tabela A.1B – Resistência última dos conectores tipo Pino a cisalhamento (kN)

Pino		fck					
Ø mm	In	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
19	3/4"	98	102	107	111	115	119
22	7/8"	130	137	143	149	155	160
25	1"	169	177	184	192	200	206

$$Qu = 0{,}39 \times d^2 \sqrt{fck \times Ec}$$

Ec = 2400 kN/cm^2
fck = resistência do concreto aos 28 dias, em kN/cm^2
d = diâmetro do pino em,cm

Tabela A.1C – Resistência última dos conectores tipo [a cisalhamento (kN/cm)

[102 Kg/m	tf e tw cm	fck					
		2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
102x8,06	tf=0,6 tw=0,46	17,3	18,1	18,9	19,7	20,4	21,1
102x9,3	tf=0,8 tw=0,63	23,2	24,3	25,4	26,4	27,4	28,4
152x12,2	tf=0,87 tw=0,51	23,3	24,5	25,6	26,7	27,7	28,6
152x15,6	tf=0,87 tw=0,80	26,4	27,7	28,9	30,1	31,2	32,3

$$Qu = 14{,}7\left(tf + {tw}/{2}\right) w \sqrt{fck}$$

tf = espessura média da mesa, cm tw= espessura da alma , cm
fck = resistência do concreto aos 28 dias, em kN/cm^2
w = comprimento do perfil [, cm , no caso da tab. w =1,0 cm

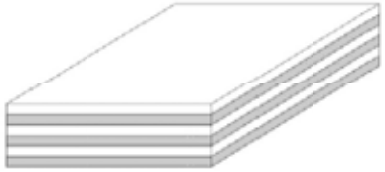


Tabela A 2 - Aparelhos de apoio quadrados ou retangulares em neoprene fretado com chapas de aço.

Dimensões padronizadas		Composição do apoio fretado					Valores admissíveis		Rotação por camada individual de elastomero	
Dimensões em planta	Espessura (mm)	Espessura camadas elastomero (mm)	Espessura chapa de aço (mm)	Quantidade camadas elastomero (unid.)	Quantidade chapas de aço (unid.)	Espessura Total camadas Elastomero (mm)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Comprimento (radiano)	Largura (radiano)
100x100	14	5	2	1	2	10	7	100	0,004	0,004
	21			2	3	15	10,5			
	28			3	4	20	14			
100x150	14	5	2	1	2	10	7	150	0,004	0,003
	21			2	3	15	10,5			
	28			3	4	20	14			
150x200	14	5	2	1	2	10	7	300	0,004	0,003
	21			2	3	15	10,5			
	28			3	4	20	14			
	35			4	5	25	17,5			
	42			5	6	30	21			
200x250	19	8	3	1	2	13	9,5	500	0,003	0,0025
	30			2	3	21	15			
	41			3	4	29	20,5			
	52			4	5	37	26			
200x300	19	8	3	1	2	13	9,5	600	0,003	0,002
	30			2	3	21	15			
	41			3	4	29	20,5			
	52			4	5	37	26			
200x400	19	8	3	1	2	13	9,5	800	0,003	0,0012
	30			2	3	21	15			
	41			3	4	29	20,5			
	52			4	5	37	26			
250x400	19	8	3	1	2	13	9,5	1000	0,0025	0,0012
	30			2	3	21	15			
	41			3	4	29	20,5			
	52			4	5	37	26			
	63			5	6	45	31,5			

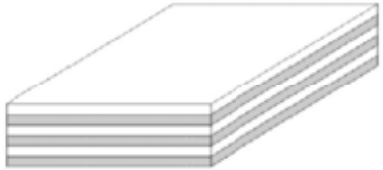
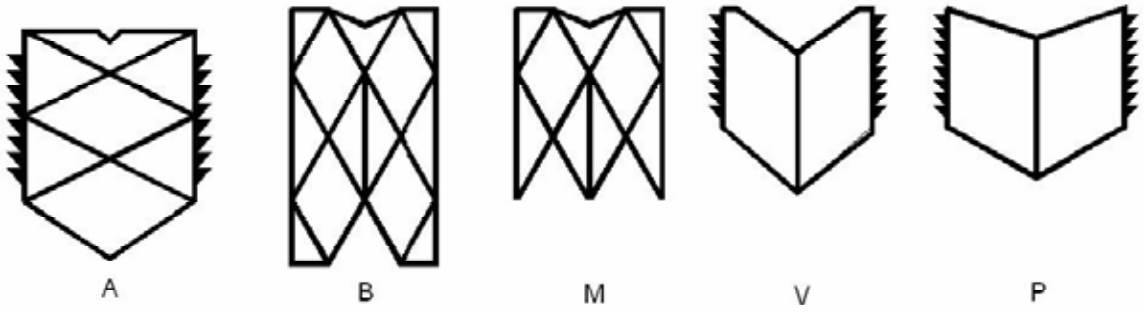


Tabela A 2 - Aparelhos de apoio quadrados ou retangulares em neoprene fretado com chapas de aço. (continuação)

Dimensões padronizadas		Composição do apoio fretado					Valores admissíveis		Rotação por camada individual de elastomero	
Dimensões em planta	Espessura (mm)	Espessura camadas elastomero (mm)	Espessura chapa de aço (mm)	Quantidade camadas elastomero (unid.)	Quantidade chapas de aço (unid.)	Espessura Total camadas Elastomero (mm)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Comprimento (radiano)	Largura (radiano)
300x400	19	8	3	1	2	13	9,5	1200	0,002	0,0012
	30			2	3	21	15			
	41			3	4	29	20,5			
	52			4	5	37	26			
	63			5	6	45	31,5			
	74			6	7	53	37			
	85			7	8	61	42,5			
350x450	24	11	4	1	2	16	12	1580	0,0025	0,002
	39			2	3	27	19,5			
	54			3	4	38	27			
	69			4	5	49	34,5			
	84			5	6	60	42			
	99			6	7	71	49,5			
400x500	24	11	4	1	2	16	12	2000	0,002	0,0015
	39			2	3	27	19,5			
	54			3	4	38	27			
	69			4	5	49	34,5			
	84			5	6	60	42			
	99			6	7	71	49,5			
	114			7	8	82	57			
450x600	24	11	4	1	2	16	12,5	2700	0,002	0,0012
	36			2	3	27	19,5			
	54			3	4	38	27			
	69			4	5	49	34,5			
	84			5	6	60	42			
	99			6	7	71	49,5			
	114			7	8	82	57			
	129			8	9	93	64,5			

Nota : Referência tabela Baseflex / Mepel

Tabela A 3 - Junta de dilatação e vedação



Perfil Traflex TRC	Ponto neutro Largura (mm)	Ponto neutro Profundidade (mm)	Abertura Mínima (mm)	Abertura máxima (mm)	Diferença entre as aberturas (mm)	Indicada para fenda de
A-01	12	22	6	10	4	8
A-02	18	30	9	15	6	12
A-03	25	32	11	21	10	16
A-04	30	50	14	27	13	20
A-05	35	58	15	32	17	22
A-06	40	67	16	34	18	25
A-07	58	97	27	54	27	40
B-01	53	79	23	48	25	35
B-02	58	87	27	54	27	40
B-03	64	96	30	60	30	45
B-04	70	105	34	67	35	50
B-05	86	107	40	81	41	60
M-01	108	90	50	100	50	70
M-02	130	100	55	120	65	90
M-03	130	125	55	130	75	100
V-01	30	60	10	30	20	20
V-02	40	70	14	40	26	25
V-03	50	85	20	50	30	35
V-04	70	110	28	70	42	50
V-05	80	130	30	80	50	60
P-01	12	20	6	10	4	10
P-02	20	25	10	22	12	15
P-03	30	25	15	33	15	20
P-04	40	30	20	45	25	30

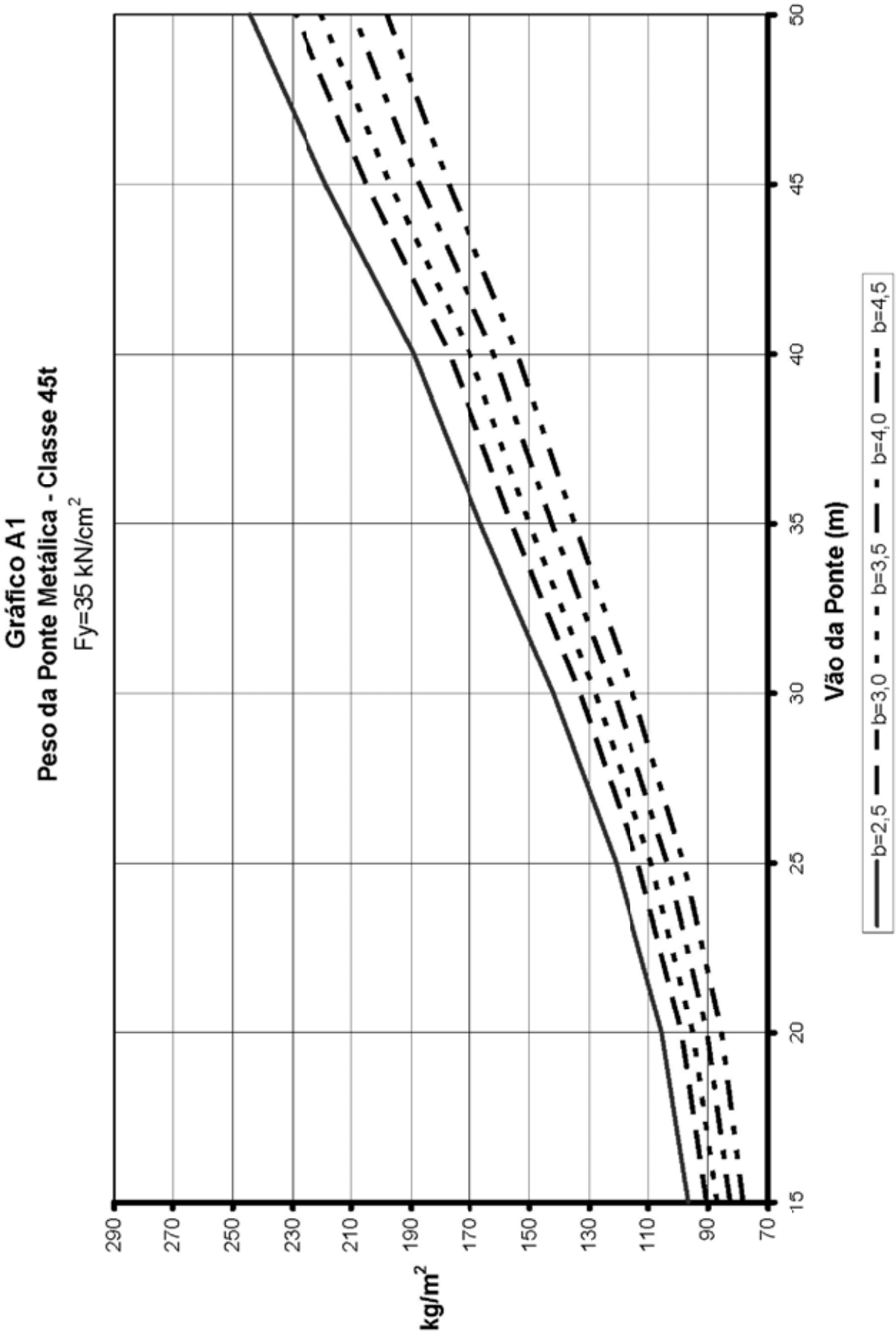


Gráfico A1
Peso da Ponte Metálica - Classe 45t
Fy=35 kN/cm2
kg/m2
290
270
250
230
210
190
170
150
130
110
90
70
15
20
25
30
35
40
45
50
Vão da Ponte (m)
b=2,5
b=3,0
b=3,5
b=4,0
b=4,5

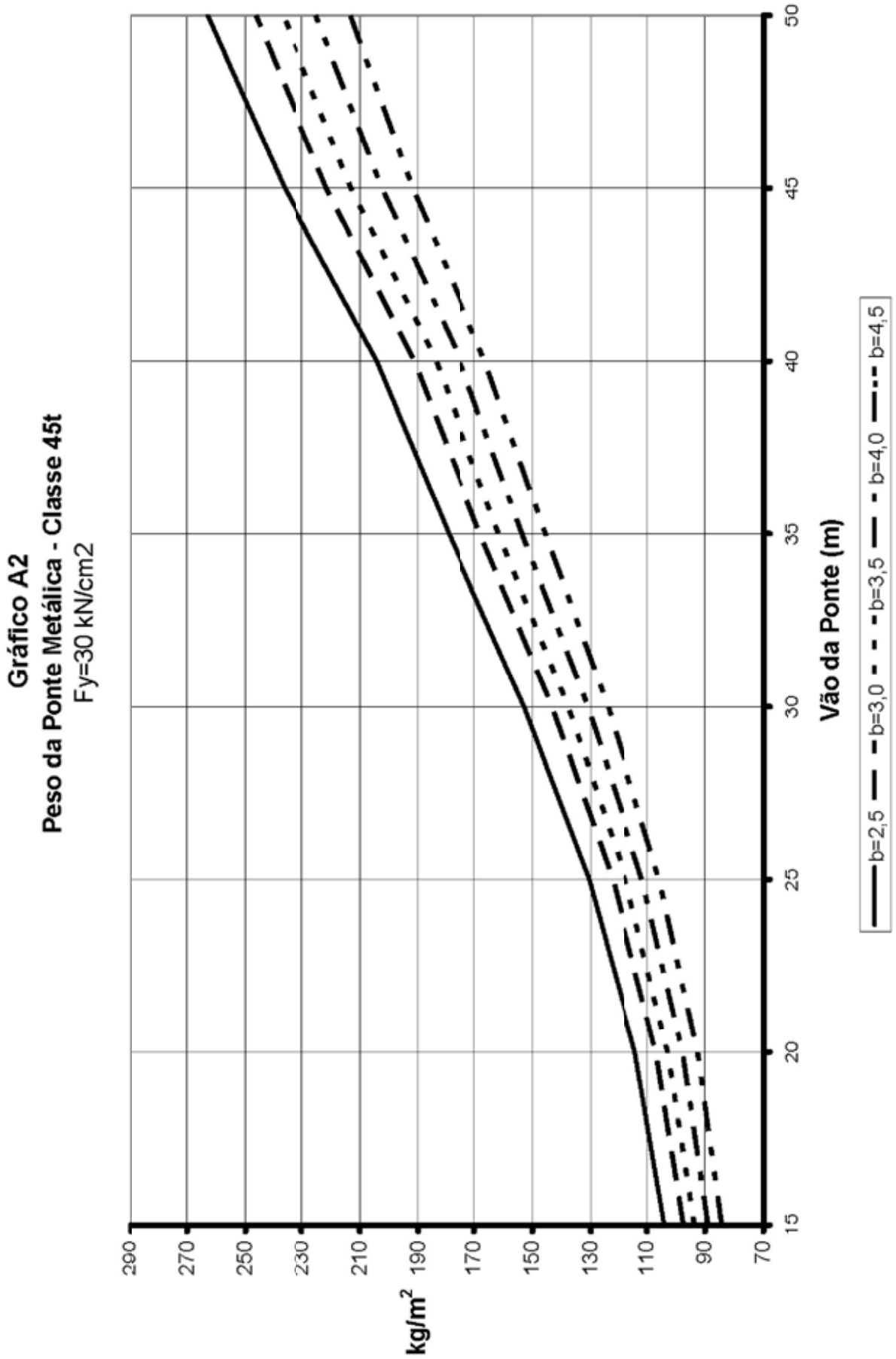
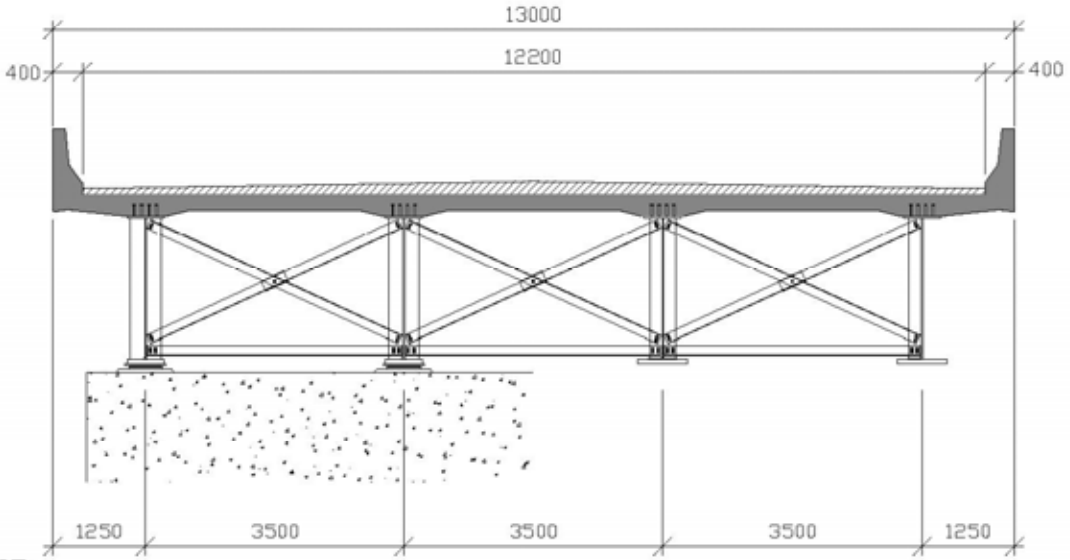


Gráfico A2
Peso da Ponte Metálica - Classe 45t
Fy=30 kN/cm2
kg/m2
290
270
250
230
210
190
170
150
130
110
90
70
15
20
25
30
35
40
45
50
Vão da Ponte (m)
b=2,5
b=3,0
b=3,5
b=4,0
b=4,5

Anexo B
Exemplos

Exemplo 1:
PROJETO COMPLETO DE UMA PONTE METÁLICA MISTA DE 40m

Este exemplo ilustra o projeto de uma ponte rodoviária de eixo reto e vão simples de 40,0m com vigas soldadas de alma cheia em seção mista. A seção transversal da ponte será composta de 4 vigas espaçadas de 3,5m e balanços de 1,25m formamdo um tabuleiro de 13,0m de largura. A laje de concreto será moldada no local com uma espessura média de 22,5cm. A seção transversal típica da ponte é mostrada na figura abaixo.

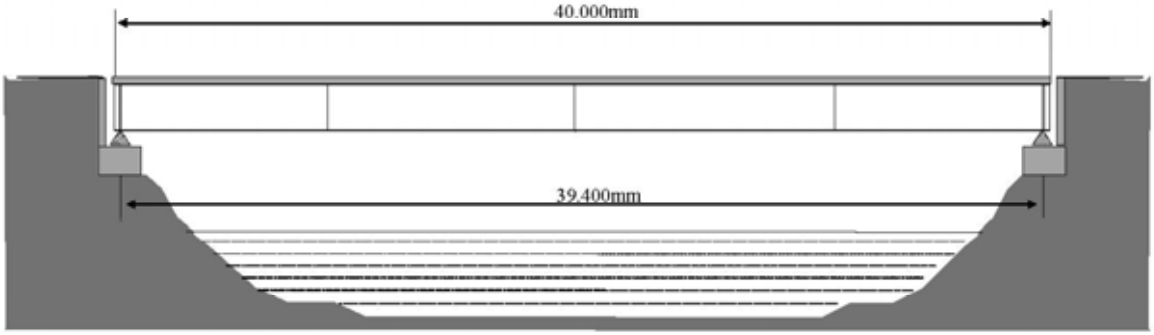


ÍNDICE:

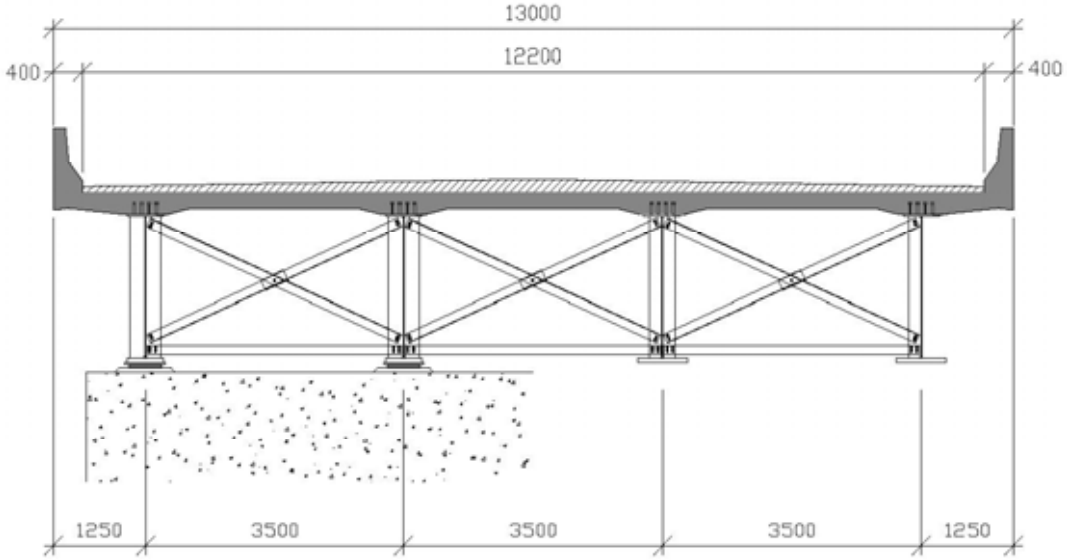
Seção / Página
1 Dados da ponte 2
2 Cargas atuantes 3
3 Cálculo dos esforços e envoltória 4
4 Cálculo das propriedades das seções 8
5 Verificação das vigas de aço e da laje de concreto 12
6 Verificação da deformação máxima e contra-flecha 13
7 Conectores de cisalhamento 14
8 Enrijecedor de apoio 17
9 Enrijecedores transversais intermediários 18
10 Enrijecedor longitudinal 21
11 Solda de composição dos perfis soldados 22
12 Dimensionamento dos diafragmas 24
13 Verificação da fadiga 25
14 Desenhos da estrutura metálica da ponte 26

1- DADOS DA PONTE

Vista longitudinal



Seção transversal típica



PRINCIPAIS DADOS DO PROJETO DA PONTE:

Comprimento da ponte ..... $Vao := 40 \cdot m$

Largura da ponte ..... $B := 13 \cdot m$

Distância entre as vigas ..... $b := 3.5 \cdot m$

Espessura média da laje de concreto ..... $tc := 22.5 \cdot cm$

Espessura média do revestimento esfáltico ..... $tr := 12.5 \cdot cm$

Aço das vigas soldadas - ASTM A588 ..... $Fy := 35 \cdot \frac{kN}{cm^2}$ $Fu := 48.5 \cdot \frac{kN}{cm^2}$

Concreto da laje ..... $fck := 25 \cdot MPa$ $fck = 2.5 \frac{kN}{cm^2}$

2- CARGAS ATUANTES

Vão teórico de cálculo . . . . . $L := Vao - 2 \cdot 0.3 \cdot m$ $L = 39.4m$

2.1- Carga permanente anterior à cura do concreto da laje - CP1

Laje de concreto . . . . . $q1 := tc \cdot \frac{B}{4} \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3}$ $q1 = 18.3 \frac{kN}{m}$

Peso da estrutura metálica . . . . . $estru := 170 \cdot \frac{kgf}{m^2}$ $estru = 1.7 \frac{kN}{m^2}$
(ver tabelas de pré-dimensionamento)

Peso do escoramento . . . . . $esco := 20 \cdot \frac{kgf}{m^2}$ $esco = 0.2 \frac{kN}{m^2}$
(estimado)

Vigas de aço . . . . . $q2 := (estru + esco) \cdot \frac{B}{4}$ $q2 = 6.1 \frac{kN}{m}$

$CP1 := q1 + q2$ $CP1 = 24.3 \frac{kN}{m}$

2.2- Carga permanente posterior à cura do concreto da laje - CP2

Guarda-roda de concreto . . $q3 := \left[\left(0.23 \cdot m^2\right) \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3} \right] \cdot \frac{2}{4}$ $q3 = 2.9 \frac{kN}{m}$

Revestimento . . . . asfáltico $q4 := \left[tr \cdot (B - 2 \cdot 0.4 \cdot m) \cdot 18 \cdot \frac{kN}{m^3} \right] \cdot \frac{1}{4}$ $q4 = 6.9 \frac{kN}{m}$

$CP2 := q3 + q4$ $CP2 = 9.7 \frac{kN}{m}$

2.3- Carga móvel + impacto - CM+I

Coeficiente de impacto (NBR 7187) . . . . . $I := 1.4 - 0.007 \cdot \frac{L}{m}$ $I = 1.12$

Trem-tipo (NBR 7188 - Classe 45t) . . . . . $TT := 450 \cdot kN$ $p := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Comentários

O vão teórico de cálculo é a distância de centro a centro de apoio, descontando do vão total uma distância de 30cm em cada extremidade para acomodar os aparelhos de apoio.

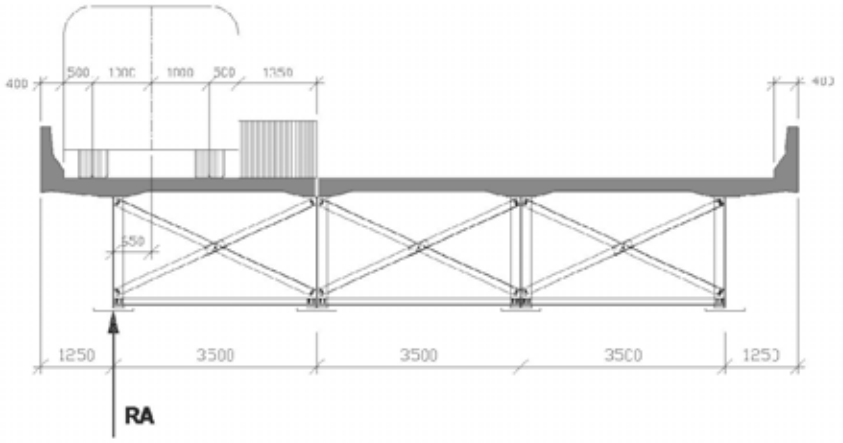
Quando o peso do escoramento é importante, este deve ser incluído nas cargas permanentes anteriores à cura do concreto.

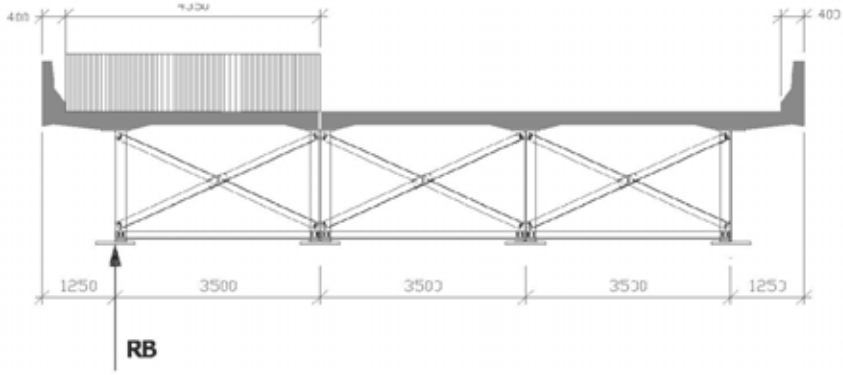
As cargas permanentes colocadas após a cura do concreto da laje, pode ser distribuída igualmente por todas as longarinas.

3- CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA

Comentários

3.1- Vigas externas (RA e RB)





O trem-tipo para as vigas externas será determinado, supondo que a laje esteja simplesmente apoiada nas duas longarinas.

$$ex := 0.4 \cdot m + 1.5 \cdot m - \frac{(B - 3 \cdot b)}{2} \qquad ex = 0.65\,m$$

$$qa := \frac{p \cdot (b - ex - 1.5 \cdot m)^2}{2 \cdot b} \qquad qa = 1.3\,\frac{kN}{m}$$

$$qb := p \cdot 3 \cdot m \cdot \frac{(b - ex)}{b} \qquad qb = 12.2\,\frac{kN}{m}$$

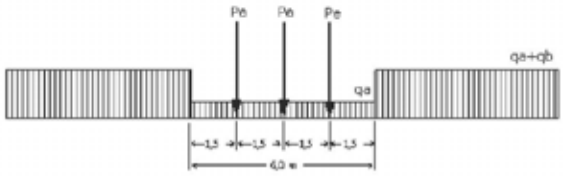
$$Pe := \frac{TT}{3} \cdot \frac{(b - ex)}{b} \qquad Pe = 122\,kN$$

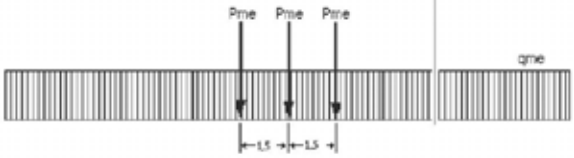
A NBR 7188 permite homogeneizar as cargas distribuídas e subtrair das cargas concentradas as parcelas correspondentes.

Trem-tipo sôbre as vigas externas

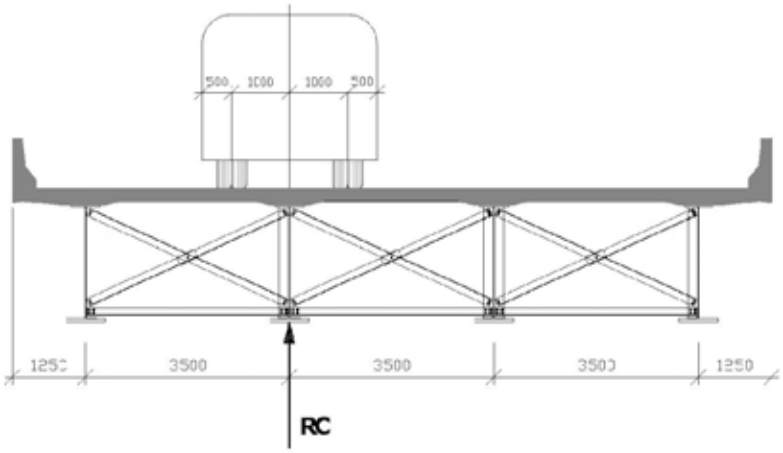
$$qme := qa + qb \qquad qme = 13.5\,\frac{kN}{m}$$

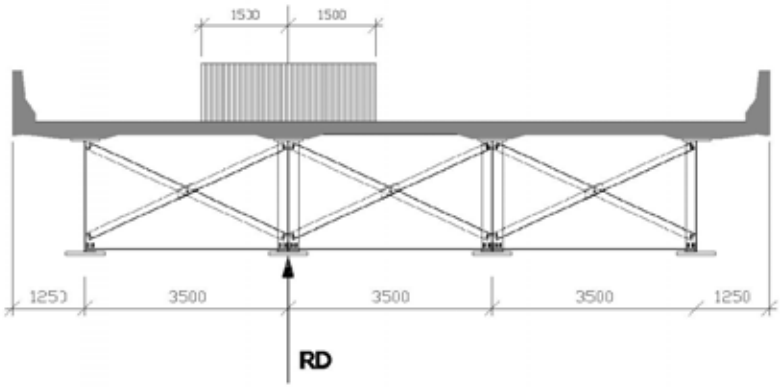
$$Pme := \left(Pe - qb \cdot \frac{6 \cdot m}{3}\right) \qquad Pme = 98\,kN$$





3.2- Vigas internas (RC e RD)





$$fdist := \frac{b}{\frac{1.676m}{2}}$$

Fração da carga móvel para vigas internas---> $fdist = 1.04$

Trem-tipo sôbre as vigas internas

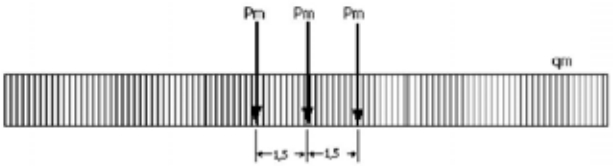
$$qmi := p \cdot 3 \cdot m \cdot fdist \qquad qmi = 15.7\frac{kN}{m}$$

$$Pmi := \left(\frac{TT}{3} \cdot fdist - qmi \cdot \frac{6 \cdot m}{3}\right) \qquad Pmi = 125\,kN$$

3.3- Trem-tipo final com impacto

$$qm := if(Pmi \cdot 3 + qmi \cdot L > Pme \cdot 3 + qme \cdot L, qmi \cdot I, qme \cdot I) \qquad qm = 17.6\frac{kN}{m}$$

$$Pm := if(Pmi \cdot 3 + qmi \cdot L > Pme \cdot 3 + qme \cdot L, Pmi \cdot I, Pme \cdot I) \qquad Pm = 141\,kN$$



Comentários

Em vista da complexidade da análise teórica envolvida na distribuição lateral das cargas para as longarinas, vamos usar o método empírico previsto na AASHTO/02.

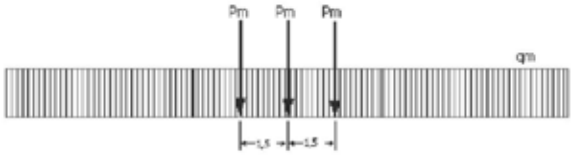
O método determina a distribuição lateral das cargas como uma fração (b/1,676) de uma faixa de tráfego de 3m de largura e só se aplica para pontes de tabuleiro de concreto apoiado em vigas metálicas afastadas em até 4,3m.

Para as 4 vigas iguais, o trem final de cálculo será o que tem a maior resultante de carga dentro do vão da ponte.

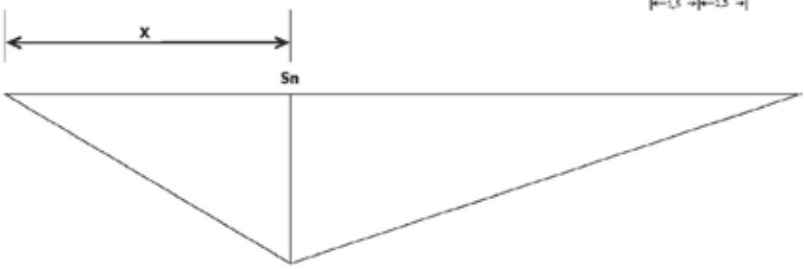
Observando que o trem-tipo das vigas externas não deve ser menor que das vigas internas.

3.4- Cálculo dos esforços máximos nas seções

Comentários



Momentos



$$Mcp1(x) := CP1 \cdot \frac{x}{2} \cdot (L - x) \qquad Mcp2(x) := CP2 \cdot \frac{x}{2} \cdot (L - x)$$

$$ma(x) := if\left[x = 0 \cdot m, 0 \cdot tf \cdot m, Pm \cdot \frac{x}{L} \cdot \left(3 \cdot L - 3 \cdot x - 1.5 \cdot m \cdot \frac{L}{x}\right)\right]$$

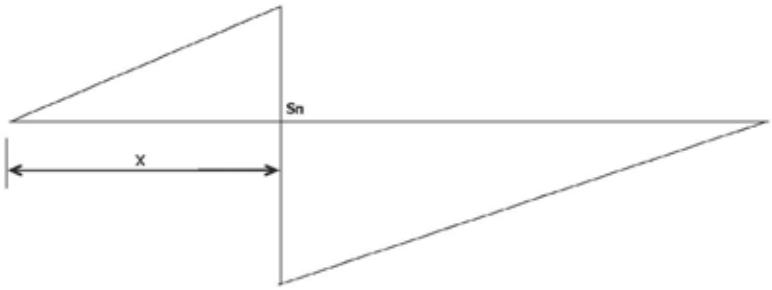
$$mb(x) := 3 \cdot Pm \cdot \frac{x}{L} \cdot (L - x - 1.5 \cdot m)$$

$$mc(x) := qm \cdot \frac{x}{2} \cdot (L - x)$$

$$Mcm(x) := if\left(mb(x) \geq ma(x), mc(x) + mb(x), if\left(x \leq 1.5 \cdot m, mc(x) + mb(x), mc(x) + ma(x)\right)\right)$$

O formulário ao lado foi desenvolvido para calcular os esforços máximos numa seção afastada de "x" do apoio e para um trem-tipo formado por uma carga uniformemente distribuida e tres cargas concentradas distantes de 1,5m.

Cortantes



$$Qcp(x) := (CP1 + CP2) \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

$$Qcm(x) := \left[qm \cdot \frac{(L - x)}{2} \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right] + \left[\frac{3 \cdot Pm}{L} \cdot (L - x - 1.5 \cdot m)\right]$$

$$Qcmn(x) := \left(\frac{qm \cdot x^2}{2 \cdot L}\right) + \left[\frac{3 \cdot Pm}{L} \cdot (x - 1.5 \cdot m)\right]$$

3.5- Envoltória de esforços para cada seção da viga

Seção S0	Seção S1	Seção S2
	$x_1 := \left(\frac{L}{2} - 11.9 \cdot m\right)$	$x_2 := \frac{L}{2}$
$x_0 := 0 \cdot cm$	$x_1 = 780\,cm$	$x_2 = 1970\,cm$
$Mcp1(x_0) = 0\,kN \cdot cm$	$Mcp1(x_1) = 299927\,kN \cdot cm$	$Mcp1(x_2) = 472245\,kN \cdot cm$
$Mcp2(x_0) = 0\,kN \cdot cm$	$Mcp2(x_1) = 120005\,kN \cdot cm$	$Mcp2(x_2) = 188951\,kN \cdot cm$
$Mcm(x_0) = 0\,kN \cdot cm$	$Mcm(x_1) = 468807\,kN \cdot cm$	$Mcm(x_2) = 736779\,kN \cdot cm$
$Qcp(x_0) = 671.3\,kN$	$Qcp(x_1) = 405\,kN$	$Qcp(x_2) = 0\,kN$
$Qcm(x_0) = 753.4\,kN$	$Qcm(x_1) = 546\,kN$	$Qcm(x_2) = 282\,kN$
	$Qcmn(x_1) = 81\,kN$	$Qcmn(x_2) = 282\,kN$

Comentários

Considerando o alto custo das emendas, adotaremos para as longarinas o menor número de emendas, considerando o comprimento padrão para chapas e perfis de 12m.

Mas como podem ser necessários alguns recortes nas extremidades para acerto de esquadro ou para ajuste do corte para a contra-flecha, adotamos um comprimento máximo para cada trecho de (12-0,1=11,9m).

3.6- Esforços máximos nas emendas:

Na seção S1

$Qcp(x_1) + Qcm(x_1) = 951\,kN$

$Mcp1(x_1) + Mcp2(x_1) + Mcm(x_1) = 8887\,kN \cdot m$

Na seção S2

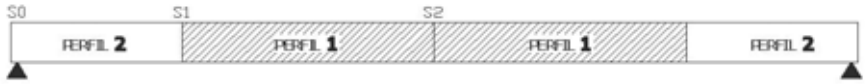
$Qcp(x_2) + Qcm(x_2) = 282\,kN$

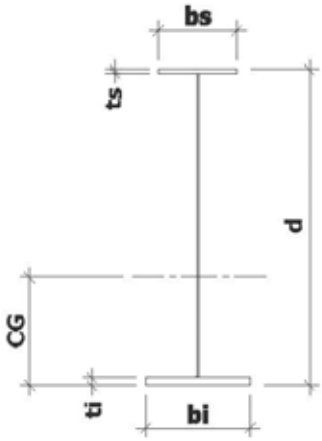
$Mcp1(x_2) + Mcp2(x_2) + Mcm(x_2) = 13980\,kN \cdot m$

As ligações podem ser soldadas ou parafusadas.

Ver detalhes das emendas no capítulo 6.

4- CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DAS SEÇÕES





Dados: $i := 0, 1 .. 2$

Perfil 1 - Central	Perfil 2 - Extremos
$d_{(1)} := 200 \cdot cm$	$d_{(2)} := 200 \cdot cm$
$tw_{(1)} := 0.95 \cdot cm$	$tw_{(2)} := 0.95 \cdot cm$
$bs_{(1)} := 50 \cdot cm$	$bs_{(2)} := 45 \cdot cm$
$ts_{(1)} := 2.5 \cdot cm$	$ts_{(2)} := 2.5 \cdot cm$
$bi_{(1)} := 67 \cdot cm$	$bi_{(2)} := 45 \cdot cm$
$ti_{(1)} := 5.0 \cdot cm$	$ti_{(2)} := 5.0 \cdot cm$

4.1- Propriedades do perfil de aço - Formulário

$$h_{(i)} := d_{(i)} - ts_{(i)} - ti_{(i)}$$

$$A_{(i)} := bs_{(i)} \cdot ts_{(i)} + bi_{(i)} \cdot ti_{(i)} + h_{(i)} \cdot tw_{(i)} \qquad Peso_{(i)} := A_{(i)} \cdot \gamma$$

$$CG_{(i)} := \frac{\left[bs_{(i)} \cdot ts_{(i)} \cdot \left[d_{(i)} - \frac{ts_{(i)}}{2}\right] + h_{(i)} \cdot tw_{(i)} \cdot \left[\frac{h_{(i)}}{2} + ti_{(i)}\right] + bi_{(i)} \cdot ti_{(i)} \cdot \left[\frac{ti_{(i)}}{2}\right]\right]}{A_{(i)}}$$

$$Ix_{(i)} := \frac{\left[bs_{(i)} \cdot \left[ts_{(i)}\right]^3 + bi_{(i)} \cdot \left[ti_{(i)}\right]^3 + tw_{(i)} \cdot \left[h_{(i)}\right]^3\right]}{12} + \left[d_{(i)} - CG_{(i)} - \frac{ts_{(i)}}{2}\right]^2 \cdot ts_{(i)} \cdot bs_{(i)} \ldots$$
$$+ \left[CG_{(i)} - \frac{ti_{(i)}}{2}\right]^2 \cdot ti_{(i)} \cdot bi_{(i)} + \left[\frac{h_{(i)}}{2} + ti_{(i)} - CG_{(i)}\right]^2 \cdot h_{(i)} \cdot tw_{(i)}$$

$$Ws_{(i)} := \frac{Ix_{(i)}}{\left[d_{(i)} - CG_{(i)}\right]} \qquad Wi_{(i)} := \frac{Ix_{(i)}}{CG_{(i)}} \qquad Rx_{(i)} := \sqrt{\frac{Ix_{(i)}}{A_{(i)}}}$$

$$Iy_{(i)} := \frac{\left[ts_{(i)} \cdot \left[bs_{(i)}\right]^3 + ti_{(i)} \cdot \left[bi_{(i)}\right]^3 + h_{(i)} \cdot \left[tw_{(i)}\right]^3\right]}{12}$$

$$Wy_{(i)} := \frac{Iy_{(i)}}{\left[\frac{bi_{(i)}}{2}\right]} \qquad Ry_{(i)} := \sqrt{\frac{Iy_{(i)}}{A_{(i)}}}$$

Comentários

Embora a escolha das seções dos perfis que irão compor a longarina seja sempre um processo de tentativas até o ajuste final.

Algumas premissas podem ajudar a conduzir para a seção ótima mais rápidamente, como:

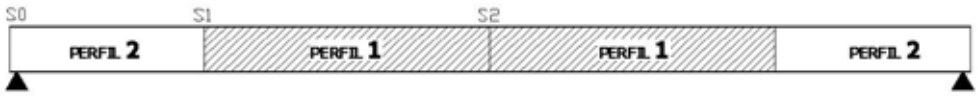
- Para a determinação da altura dos perfis, vamos partir de uma altura "d" de L/20 < L/30.

- Para a espessura da alma, observar os limites para almas com ou sem enrijecedores transversais e longitudinais.

- Para as mesas superiores, observar a largura mínima que será necessária para uma distribuição adequada dos conectores de cisalhamento e eventual necessidade de área para apoio de elementos pré-moldados.

Propriedades dos perfis de aço

Comentários



Perfil 1 - Trecho central	Perfil 2 - Extremos
$A_{(1)} = 642.88\,cm^2$	$A_{(2)} = 520.38\,cm^2$
$Peso_{(1)} = 505\,\frac{kgf}{m}$	$Peso_{(2)} = 408\,\frac{kgf}{m}$
$h_{(1)} = 192.5\,cm$	$h_{(2)} = 192.5\,cm$
$CG_{(1)} = 68.7\,cm$	$CG_{(2)} = 79.6\,cm$
$Ix_{(1)} = 4341482\,cm^4$	$Ix_{(2)} = 3585590\,cm^4$
$Ws_{(1)} = 33078\,cm^3$	$Ws_{(2)} = 29788\,cm^3$
$Wi_{(1)} = 63149\,cm^3$	$Wi_{(2)} = 45028\,cm^3$
$Rx_{(1)} = 82\,cm$	$Rx_{(2)} = 83\,cm$
$Iy_{(1)} = 151373\,cm^4$	$Iy_{(2)} = 56967\,cm^4$
$Wy_{(1)} = 4519\,cm^3$	$Wy_{(2)} = 2532\,cm^3$
$Ry_{(1)} = 15.3\,cm$	$Ry_{(2)} = 10.5\,cm$

4.2- Propriedades da seção mista - formulário

Largura efetiva da mesa de concreto:

$$bc := if\left(if\left(\frac{L}{4} > b, b, \frac{L}{4}\right) > 12 \cdot tc, 12 \cdot tc, if\left(\frac{L}{4} > b, b, \frac{L}{4}\right)\right)$$

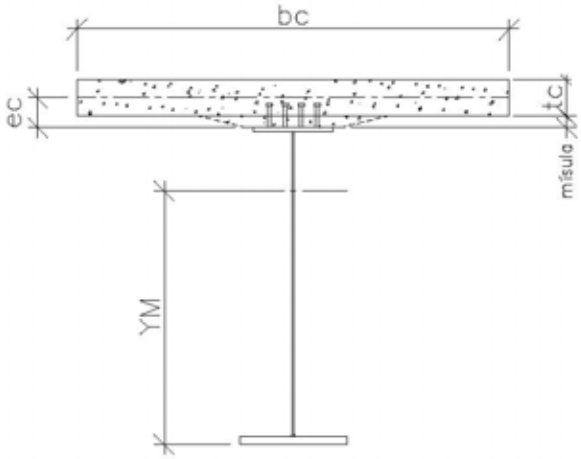
$bc = 270cm$

$tc = 22.5cm$

$misula := 7.5 \cdot cm$

$$ec := \frac{tc}{2} + misula$$

$ec = 18.75cm$



Relação Ea/Ec para $fck = 25MPa$

$n := if(fck > 41 \cdot MPa, 6, if(fck > 31 \cdot MPa, 7, if(fck > 24 \cdot MPa, 8, 9)))$ ----> $n = 8$

$N_{(1)} := n \qquad N_{(2)} := 3 \cdot n$

$$YM_{(i)} := \left[\frac{\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)}\right] + A_{(i)} \cdot CG_{(i)}}{\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc + A_{(i)}}\right]$$

$$YMF_{(i)} := \left[\frac{\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)}\right] + A_{(i)} \cdot CG_{(i)}}{\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc + A_{(i)}}\right]$$

$$IMI_{(i)} := Ix_{(i)} + \left[A_{(i)} \cdot \left[YM_{(i)} - CG_{(i)}\right]^2\right] + \left[\frac{\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc^3}{12}\right] + \left[\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)} - YM_{(i)}\right]^2\right]$$

$$IMIF_{(i)} := Ix_{(i)} + \left[A_{(i)} \cdot \left[YMF_{(i)} - CG_{(i)}\right]^2\right] + \left[\frac{\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc^3}{12}\right] + \left[\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)} - YMF_{(i)}\right]^2\right]$$

Comentários

A largura efetiva da laje será o menor dos valores:

- 1/4 do vão
- dist. entre vigas
- 12x esp. da laje

De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal (2400kg/m³), a relação n=Ea/Ec pode ser tomada, como:
fck<25 n=9
24<fck<32 n=8
31<fck<42 n=7
41<fck n=6

Para as cargas de longa duração usar "3.n", 3 vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade.

O formulário ao lado calcula as propriedades da seção mista, sempre com a linha neutra na alma do perfil de aço.

$$WSM_{(i)} := \frac{IMI_{(i)}}{\left[d_{(i)} - YM_{(i)}\right]} \qquad WSMF_{(i)} := \frac{IMIF_{(i)}}{\left[d_{(i)} - YMF_{(i)}\right]}$$

$$WIM_{(i)} := \frac{IMI_{(i)}}{YM_{(i)}} \qquad WIMF_{(i)} := \frac{IMIF_{(i)}}{YMF_{(i)}}$$

$$WC_{(i)} := \frac{IMI_{(i)} \cdot N_{(1)}}{\left[d_{(i)} + ec + \frac{tc}{2} - YM_{(i)}\right]} \qquad WCF_{(i)} := \frac{IMIF_{(i)} \cdot N_{(2)}}{\left[d_{(i)} + ec + \frac{tc}{2} - YMF_{(i)}\right]}$$

Comentários

4.3- Propriedades do PERFIL 1 - Trecho central

Relação n=Ea/Ec inicial

$N_{(1)} = 8$

$YM_{(1)} = 149.98\,cm$

$IMI_{(1)} = 12206782\,cm^4$

$WSM_{(1)} = 244042\,cm^3$

$WIM_{(1)} = 81389\,cm^3$

$WC_{(1)} = 1220386\,cm^3$

Relação n=Ea/Ec p/ longa duração

$N_{(2)} = 24$

$YMF_{(1)} = 111.13\,cm$

$IMIF_{(1)} = 8438543\,cm^4$

$WSMF_{(1)} = 94949\,cm^3$

$WIMF_{(1)} = 75937\,cm^3$

$WCF_{(1)} = 1703688\,cm^3$

Observar que o momento de inércia da seção mista é quase 3x maior que da seção de aço isolada.

4.4- Propriedades do PERFIL 2 - Extremos

Relação n=Ea/Ec inicial

$N_{(1)} = 8$

$YM_{(2)} = 162.18\,cm$

$IMI_{(2)} = 9593764\,cm^4$

$WSM_{(2)} = 253676\,cm^3$

$WIM_{(2)} = 59155\,cm^3$

$WC_{(2)} = 1131692\,cm^3$

Relação n=Ea/Ec p/ longa duração

$N_{(2)} = 24$

$YMF_{(2)} = 125.16\,cm$

$IMIF_{(2)} = 6892094\,cm^4$

$WSMF_{(2)} = 92088\,cm^3$

$WIMF_{(2)} = 55068\,cm^3$

$WCF_{(2)} = 1577697\,cm^3$

5- VERIFICAÇÃO DAS VIGAS DE AÇO E DA LAJE

5.1- Tensões admissíveis:

Tração e compressão na Flexão -------> $Fb := 0.55 \cdot Fy$ $\quad Fb = 19.3 \frac{kN}{cm^2}$

Cisalhamento na alma ----------> $Fv := 0.33 \cdot Fy$ $\quad Fv = 11.6 \frac{kN}{cm^2}$

Compressão no Concreto ----------> $Fc := 0.40 \cdot fck$ $\quad Fc = 1.0 \frac{kN}{cm^2}$

5.2- Tensões máximas no PERFIL 1 - Trecho central

Mesa superior

$$fbs_{(1)} := \frac{Mcp1(x_2)}{Ws_{(1)}} + \frac{Mcp2(x_2)}{WSMF_{(1)}} + \frac{Mcm(x_2)}{WSM_{(1)}} \qquad fbs_{(1)} = 19.3 \frac{kN}{cm^2} < Fb \quad ok$$

Mesa inferior

$$fbi_{(1)} := \frac{Mcp1(x_2)}{Wi_{(1)}} + \frac{Mcp2(x_2)}{WIMF_{(1)}} + \frac{Mcm(x_2)}{WIM_{(1)}} \qquad fbi_{(1)} = 19.0 \frac{kN}{cm^2} < Fb \quad ok$$

Alma

$$fv_{(1)} := \frac{Qcp(x_1) + Qcm(x_1)}{\left[h_{(1)} \cdot tw_{(1)}\right]} \qquad fv_{(1)} = 5.2 \frac{kN}{cm^2} < Fv \quad ok$$

Laje de concreto

$$fc_{(1)} := \frac{Mcp2(x_2)}{WCF_{(1)}} + \frac{Mcm(x_2)}{WC_{(1)}} \qquad fc_{(1)} = 0.71 \frac{kN}{cm^2} < Fc \quad ok$$

5.3- Tensões máximas no PERFIL 2 - Extremos

Mesa superior

$$fbs_{(2)} := \frac{Mcp1(x_1)}{Ws_{(2)}} + \frac{Mcp2(x_1)}{WSMF_{(2)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WSM_{(2)}} \qquad fbs_{(2)} = 13.2 \frac{kN}{cm^2} < Fb \quad ok$$

Mesa inferior

$$fbi_{(2)} := \frac{Mcp1(x_1)}{Wi_{(2)}} + \frac{Mcp2(x_1)}{WIMF_{(2)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WIM_{(2)}} \qquad fbi_{(2)} = 16.8 \frac{kN}{cm^2} < Fb \quad ok$$

Alma

$$fv_{(2)} := \frac{Qcp(x_0) + Qcm(x_0)}{\left[h_{(2)} \cdot tw_{(2)}\right]} \qquad fv_{(2)} = 7.8 \frac{kN}{cm^2} < Fv \quad ok$$

Laje de concreto

$$fc_{(2)} := \frac{Mcp2(x_1)}{WCF_{(2)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WC_{(2)}} \qquad fc_{(2)} = 0.49 \frac{kN}{cm^2} < Fc \quad ok$$

Comentários

A mesa comprimida de uma viga mista é considerada contida lateralmente ao longo de todo o seu comprimento pela laje de concreto.

As tensões máximas de compressão e tração em cada trecho de vigas não escoradas deve ser a soma das tensões da carga permanente inicial agindo sobre a viga de aço isolada mais as tensões produzidas pelas cargas permanentes posteriores à cura do concreto sobre a seção mista com n=3xn mais as tensões devidas a carga móvel com impacto agindo sobre a seção mista com a relação "n" inicial.

6- VERIFICAÇÃO DEFORMAÇÃO E CONTRA-FLECHA

6.1- Flecha máxima devido à carga móvel + Impacto

Módulo de elasticidade do aço --> $Ea := 20500 \cdot \frac{kN}{cm^2}$

$$\Delta := \frac{\left[5 \cdot qm \cdot \frac{L^4}{8} + Pm \cdot L^3 + Pm \cdot (L - 3 \cdot m) \cdot \left[3 \cdot L^2 - (L - 3 \cdot m)^2\right]\right]}{\left[48 \cdot Ea \cdot \left[\frac{IMI_{(1)} + IMI_{(2)}}{2}\right]\right]}$$

$\Delta = 4.87cm$ < $\Delta adm := \frac{L}{800}$ $\Delta adm = 4.92cm$ ok

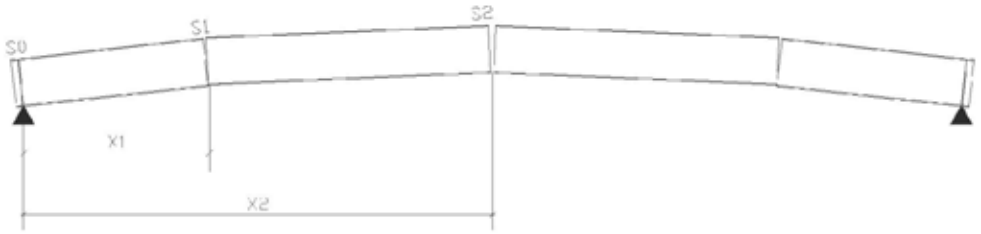
6.2- Diagrama de contra-flecha

Devido à CP1 $$\Delta 1(x) := \frac{(CP1 \cdot x)}{\left[24 \cdot Ea \cdot \left[\frac{Ix_{(1)} + Ix_{(2)}}{2}\right]\right]} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3\right)$$

Devido à CP2 $$\Delta 2(x) := \frac{(CP2 \cdot x)}{\left[24 \cdot Ea \cdot \left[\frac{IMIF_{(1)} + IMIF_{(2)}}{2}\right]\right]} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3\right)$$

Na seção (S1) $x_1 = 780cm$ $\Delta 1(x_1) + \Delta 2(x_1) = 67mm$

Na seção central (S2) $x_2 = 1970cm$ $\Delta 1(x_2) + \Delta 2(x_2) = 113mm$



Comentários

A flecha máxima é calculada com o trem-tipo de cálculo com impacto.

Para simplificar o cálculo adotamos a inércia média da viga.

A flecha máxima devido a carga móvel com impacto, preferencialmente não deve exceder a L/800, em áreas urbanas, quando usada por pedestres o limite passa para L/1000. Outros limites podem ser estabelecidos pelo engenheiro responsável.

A contra-flecha deve compensar as deformações devidas às cargas permanentes e a curvatura vertical, conforme o greide.

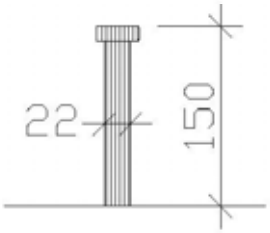
A flecha máxima devido a CP1 é calculada com a inércia da viga de aço isolada e para CP2 com a inércia da seção mista com n=3n.

Para simplificar o cálculo adotamos a inércia média da viga.

7- CONECTORES DE CISALHAMENTO

Comentários

7.1- Tipo STUD:



Altura $hs := 15 \cdot cm$

Diametro $ds := 2.2 \cdot cm$

Área $Asc := \frac{\pi \cdot ds^2}{4}$ $\quad Asc = 3.8\,cm^2$

Verificação -> $\frac{hs}{ds} = 6.82 \quad > 4 \quad ok$

Os conectores de cisalhamento devem ser calculados para a fadiga e verificados pela resistência última.

Resistência à fadiga (para classe 500.000 ciclos): $\alpha := 7.3 \cdot \frac{kN}{cm^2}$

$Zrs := \alpha \cdot ds^2$ $\quad Zrs = 35\,kN$ / Stud

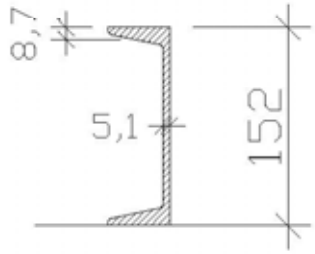
Resistência última: $Ec := \frac{4800 \cdot MPa}{\sqrt{1 \cdot MPa}} \cdot \sqrt{fck}$ $\quad Ec = 2400 \frac{kN}{cm^2}$ $\quad fck = 2.5 \frac{kN}{cm^2}$

$Sus := 0.5 \cdot Asc \cdot \sqrt{fck \cdot Ec}$

$Sus = 147\,kN$ / Stud $\quad < \quad 41.5 \cdot \frac{kN}{cm^2} \cdot Asc = 158\,kN$

De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal (2400kg/m³), o módulo de elasticidade "Ec" pode ser tomado pela expressão ao lado com fck em MPa.

7.2- Tipo PERFIL U laminado:



Seja: U 152x12,2

Espessura média aba $tfu := 0.87 \cdot cm$

Espessura alma $twu := 0.51 \cdot cm$

Comprimento do U $w := 30 \cdot cm$

Como alguns fabricantes podem preferir os conectores tipo U laminado, dimensionamos este tipo de conector como alternativa.

Observar que dependendo do tipo da laje, este tipo de conector pode dificultar o apoio dos pré-moldados ou interferir com a armadura da laje.

Resistência à fadiga (para classe 500.000 ciclos): $\beta := 5.3 \cdot \frac{kN}{cm}$

$Zru := \beta \cdot w$ $\quad Zru = 159\,kN$ / Perfil U

Resistência última: $Ec = 2400 \frac{kN}{cm^2}$ $\quad fck = 2.5 \frac{kN}{cm^2}$

$Suu := 0.3 \cdot \left(tfu + \frac{twu}{2}\right) \cdot w \cdot \sqrt{fck \cdot Ec}$ $\quad Suu = 784\,kN$ / Perfil U

7.3- Cálculo da distância entre conectores:

Comentários

Região extremos da Seção S0 a S1 (base S0): $Qcm(x_0) = 753\,kN$

$IMI_{(2)} = 9593764\,cm^4$

$m0 := \frac{(bc \cdot tc)}{n} \cdot \left[d_{(2)} + ec - YM_{(2)}\right]$ $m0 = 42957\,cm^3$

Cisalhamento horizontal /cm $Sr0 := \frac{Qcm(x_0) \cdot m0}{IMI_{(2)}}$ $Sr0 = 3.4\,\frac{kN}{cm}$

Calcularemos a necessidade de conectores apenas nas seções S0 e S1, entretanto se mais seções forem adotadas, pode-se reduzir o número total de conectores.

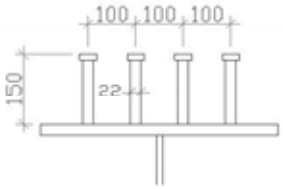
Distância máxima entre conectores na seção S0:

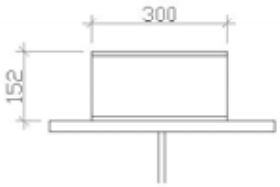
$d0s := floor\left(\frac{4 \cdot Zrs}{cm \cdot Sr0}\right) \cdot cm$ $d0s = 41\,cm$ **--> Usar 42cm máximo entre grupos de 4 Studs diam. 22x150mm**

A distância máxima entre conectores é de 60cm.

$d0u := floor\left(\frac{Zru}{cm \cdot Sr0}\right) \cdot cm$ $d0u = 47\,cm$ **--> Usar 47cm máximo entre Perfis U 152x300mm**

Em função das facilidades de fabricação e/ou maior espaço para apoio de elementos pré-moldados, podem ser usados conectores tipo Studs ou Perfil U laminado.





Região central da Seção S1 a S2 (base S1): $Qcm(x_1) = 546\,kN$ $Qcmn(x_1) = 81\,kN$

$IMI_{(1)} = 12206782\,cm^4$

$m1 := \frac{(bc \cdot tc)}{n} \cdot \left[d_{(1)} + ec - YM_{(1)}\right]$ $m1 = 52222\,cm^3$

Cisalhamento horizontal /cm $Sr1 := \frac{(Qcm(x_1) + Qcmn(x_1)) \cdot m1}{IMI_{(1)}}$ $Sr1 = 2.7\,\frac{kN}{cm}$

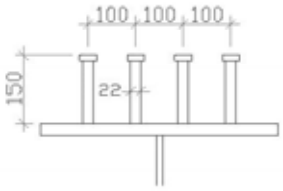
Distância máxima entre conectores na seção S1:

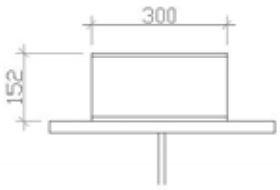
$d1s := floor\left(\frac{4 \cdot Zrs}{cm \cdot Sr1}\right) \cdot cm$ $d1s = 52\,cm$ **--> Usar 52cm máximo entre grupos de 4 Studs diam. 22x150mm**

A distância máxima entre conectores é de 60cm.

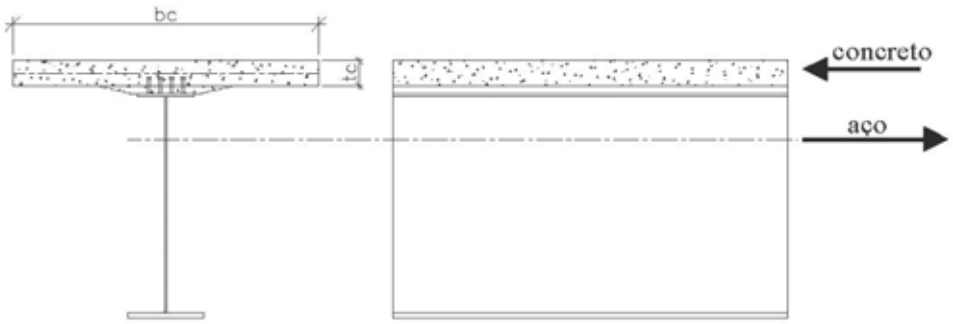
$d1u := floor\left(\frac{Zru}{cm \cdot Sr1}\right) \cdot cm$ $d1u = 59\,cm$ **--> Usar 59cm máximo entre Perfis U 152x300mm**

Em função das facilidades de fabricação e/ou maior espaço para apoio de elementos pré-moldados, podem ser usados conectores tipo Studs ou Perfil U laminado.





7.4- Verificação do No. mínimo de conectores em 1/2 Viga:



Resistência última do perfil de aço:

$aço := A_{(1)} \cdot Fy$ $\qquad aço = 22501\,kN$

Resistência última da laje de concreto:

$concreto := 0.85 \cdot fck \cdot bc \cdot tc$ $\qquad concreto = 12909\,kN$ <-- comanda

$P := \min\left(\begin{pmatrix} concreto \\ aço \end{pmatrix}\right)$ $\qquad P = 12909\,kN$

Para os conectores tipo STUD:

$Nsmin := \dfrac{P}{(0.85 \cdot Sus)}$ $\qquad Nsmin = 103$ Studs

$Nstuds := \left[\dfrac{x_1}{d0s} \cdot 4 + \dfrac{(x_2 - x_1)}{d1s} \cdot 4\right]$ $\qquad Nstuds = 168$ Studs > Nsmin ok

Para os conectores tipo PERFIL U:

$Numin := \dfrac{P}{(0.85 \cdot Suu)}$ $\qquad Numin = 19$ perfis U

$Nu := \left[\dfrac{x_1}{d0u} + \dfrac{(x_2 - x_1)}{d1u}\right]$ $\qquad Nu = 37$ perfis U > Numin ok

Comentários

O número de conectores calculados para a fadiga, deve ser verificado pela resistência última, comandado pela menor resistência entre:

- o perfil de aço

- a laje de concreto na largura efetiva "bc".

8- ENRIJECEDOR DE APOIO

Reação máxima no apoio: $Q_{max} := Qcp(x_0) + Qcm(x_0)$ $\quad Q_{max} = 1425\,kN$

Deslocamento p/ 50 graus: $Desl := L \cdot 0.000012 \cdot 50$ $\quad Desl = 24\,mm$

Aparelho de apoio neoprene (Tab.A2): **350x450x54mm (cap. 1580 kN, desl. 27mm)**

Largura máxima do enrijecedor de apoio:

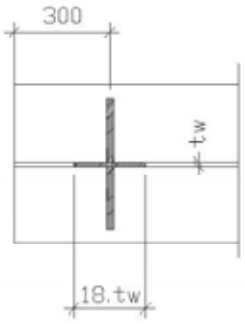
$$\left[\frac{bs_{(2)}}{2} - \frac{tw_{(2)}}{2}\right] - 1 \cdot cm = 21\,cm$$

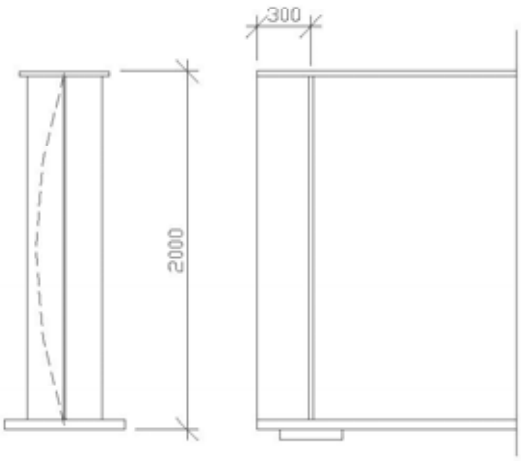
adotar -> $bsa := 20 \cdot cm$

Espessura mínima p/ os enrijecedores:

$$\frac{bsa}{12} \cdot \sqrt{\frac{Fy}{22.8 \cdot \frac{kN}{cm^2}}} = 2.06\,cm$$

adotar -> $tsa := 2.2 \cdot cm$





$$Asa := bsa \cdot tsa \cdot 2 + \left[18 \cdot tw_{(2)}\right] \cdot tw_{(2)} \qquad Asa = 104\,cm^2$$

$$Isa := \frac{\left[18 \cdot tw_{(2)}\right] \cdot \left[tw_{(2)}\right]^3 + tsa \cdot (2 \cdot bsa)^3}{12} \qquad Isa = 11735\,cm^4$$

$$rsa := \sqrt{\frac{Isa}{Asa}} \qquad rsa = 10.61\,cm$$

Verificação das tensões:

$$Fsa := \frac{Fy}{2.12} \cdot \left[1 - \frac{\left[\frac{d_{(2)}}{rsa}\right]^2 \cdot Fy}{4 \cdot \pi^2 \cdot Ea}\right] \qquad Fsa = 16.3\,\frac{kN}{cm^2}$$

$$fsa := \frac{Q_{max}}{Asa} \qquad fsa = 13.7\,\frac{kN}{cm^2} < Fsa \quad ok$$

---> *Usar 2 Chapas de 2.2 x 20 cm*

Comentários

O enrijecedor de apoio deve ser feito de chapas em ambos os lados da alma e calculado como coluna. A seção da coluna será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura da alma "tw".

9- ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS INTERMEDIÁRIOS

Comentários

9.1- Verificação da necessidade de enrijecedores transversais:

$$tw_{(1)} = 0.95cm \quad < \quad \frac{h_{(1)}}{150} = 1.28cm$$

$$fv_{(2)} = 7.79\frac{kN}{cm^2} \quad > \quad Fve := \frac{50500 \cdot \frac{kN}{cm^2}}{\left[\frac{h_{(1)}}{tw_{(1)}}\right]^2} \qquad Fve = 1.2\frac{kN}{cm^2} \quad < \quad Fv = 11.6\frac{kN}{cm^2}$$

--> Há necessidade de enrijecedores transversais

9.2- Espaçamento entre o apoio e o primeiro enrijecedor transversal:

Seja: $d01 := 84 \cdot cm \quad < \quad 1.5 \cdot h_{(2)} = 289cm$

$$k := \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d01}{h_{(2)}}\right]^2}\right] \cdot \frac{kN}{cm^2} \qquad k = 31.3\frac{kN}{cm^2}$$

$$C01 := if\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, 1, if\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \cdot \sqrt{Fy}\right]}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}}\right]^2 \cdot Fy\right]}\right]\right]$$

$C01 = 0.67$

$$fv_{(2)} = 7.8\frac{kN}{cm^2} \quad < \quad Fv3 := C01 \cdot \frac{Fy}{3} \qquad Fv3 = 7.9\frac{kN}{cm^2} \quad < \quad Fv = 11.6\frac{kN}{cm^2}$$

--> Usar o primeiro enrijecedor transversal a no máximo 84cm do apoio.

9.3- Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários dos perfis extremos:

Comentários

Seja: $d02 := 130 \cdot cm < 3 \cdot h_{(2)} = 578\,cm$

$< h_{(2)} \cdot \left[\frac{260}{\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}}} \right]^2 = 317\,cm$

$k := \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d02}{h_{(2)}} \right]^2} \right] \cdot \frac{kN}{cm^2}$

$k = 16.0 \frac{kN}{cm^2}$

$$C02 := if\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, 1, if\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \cdot \sqrt{Fy} \right]}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \right]^2 \cdot Fy \right]} \right] \right]$$

$C02 = 0.34$

$fv_{(2)} = 7.8 \frac{kN}{cm^2} < Fv2 := \frac{Fy}{3} \cdot \left[C02 + \frac{0.87 \cdot (1 - C02)}{\sqrt{1 + \left[\frac{d02}{h_{(2)}} \right]^2}} \right]$ $\quad Fv2 = 9.5 \frac{kN}{cm^2}$

Observar para não coincidir um enrijecedor com uma posição de emenda.

--> *Usar os demais enrijecedores transversais do perfil extremo afastados de no máximo 130cm.*

9.4- Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários do perfil central:

Seja: $d03 := 300 \cdot cm < 3 \cdot h_{(1)} = 578\,cm$

$< h_{(1)} \cdot \left[\frac{260}{\frac{h_{(1)}}{tw_{(1)}}} \right]^2 = 317\,cm$

$k := \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d03}{h_{(1)}} \right]^2} \right] \cdot \frac{kN}{cm^2}$

$k = 7.1 \frac{kN}{cm^2}$

$$C03 := if\left[\frac{d_{(1)}}{tw_{(1)}} < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, 1, if\left[\frac{h_{(1)}}{tw_{(1)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(1)}}{tw_{(1)}} \cdot \sqrt{Fy} \right]}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\left[\frac{h_{(1)}}{tw_{(1)}} \right]^2 \cdot Fy \right]} \right] \right]$$

$C03 = 0.15$

$fv_{(1)} = 5.2 \frac{kN}{cm^2} < Fv3 := \frac{Fy}{3} \cdot \left[C03 + \frac{0.87 \cdot (1 - C03)}{\sqrt{1 + \left[\frac{d03}{h_{(1)}} \right]^2}} \right]$ $\quad Fv3 = 6.4 \frac{kN}{cm^2}$

Observar para não coincidir um enrijecedor com uma posição de emenda.

---> *Usar os demais enrijecedores transversais do perfil Central afastados de no máximo 300cm.*

9.5- Dimensionamento dos enrijecedores transversais intermediários:

Comentários

Seja: $bsi := 17 \cdot cm$ > $5 \cdot cm + \frac{h_{(2)}}{30} = 11.4\,cm$ > $\frac{bs_{(2)}}{4} = 11.25\,cm$

$tsi := 1.25 \cdot cm$ > $\frac{bsi}{16} = 1.06\,cm$

Adotaremos a mesma espessura da alma para um melhor aproveitamento da chapa.

Momento de inércia mínimo dos enrijecedores transversais:

$$J := if\left[\left[2.5 \cdot \left[\frac{h_{(2)}}{d02}\right]^2 - 2\right] < 0.5, 0.5, \left[2.5 \cdot \left[\frac{h_{(2)}}{d02}\right]^2 - 2\right]\right] \qquad J = 3.48$$

$$Ist := d03 \cdot \left[tw_{(1)}\right]^3 \cdot J \qquad Ist = 896\,cm^4$$

Área mínima do enrijecedor transversal (chapa simples): $B := 2.4$

B=1,0 para par de enrijecedoes.
B=1,8 para cantoneira simples.
B=2,4 para chapa simples.

$$Fcr := \frac{6222 \cdot \frac{kN}{cm^2}}{\left(\frac{bsi}{tsi}\right)^2} \qquad Fcr = 33.6\,\frac{kN}{cm^2} < Fyst := 35 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$

$$Ast := \left[0.15 \cdot B \cdot \frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \cdot (1 - C02) \cdot \left[\frac{fv_{(2)}}{Fv2}\right] - 18\right] \cdot \frac{Fy}{Fcr} \cdot \left[tw_{(2)}\right]^2$$

$$Ast = 19.8\,cm^2$$

$As := tsi \cdot bsi$ $\qquad As = 21.3\,cm^2$ > Ast ok <-- comanda

$Is := \frac{tsi \cdot bsi^3}{3}$ $\qquad Is = 2047\,cm^4$ > Ist ok

--> Usar 1 chapa de 1,25 x 17 cm

10- ENRIJECEDOR LONGITUDINAL

Comentários

10.1- Verificação da necessidade de enrijecedores longitudinais:

$$tw_{(1)} = 0.95\,cm \quad < \quad \frac{h_{(1)} \cdot \sqrt{\dfrac{fbs_{(1)}}{1 \cdot \dfrac{kN}{cm^2}}}}{600} = 1.41\,cm$$

$$< \quad \frac{h_{(1)}}{170} = 1.13\,cm$$

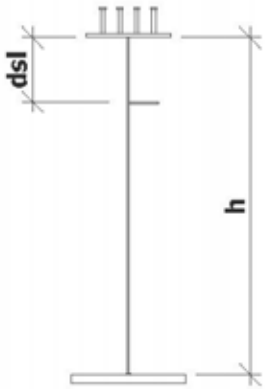
--> Há necessidade de enrijecedor longitudinal

10.2- Verificação da espessura da alma:

$$tw_{(1)} = 0.95\,cm \quad > \quad \frac{h_{(1)} \cdot \sqrt{\dfrac{fbs_{(1)}}{1 \cdot \dfrac{kN}{cm^2}}}}{1200} = 0.70\,cm \qquad ok$$

$$> \quad \frac{h_{(1)}}{340} = 0.57\,cm$$

10.3- Dimensionamento do enrijecedor longitudinal :



Posição do enrijecedor longitudinal:

$$dsl := \frac{h_{(1)} - CG_{(1)} - ti_{(1)}}{\left[1 + 1.5 \cdot \sqrt{\dfrac{fbs_{(1)}}{\left[\dfrac{Mcp1(x_2)}{Ws_{(1)}}\right]}}\right]} \qquad dsl = 433\,mm$$

Momento de inércia mínimo do enrijecedor longitudinal

$$Isl := h_{(1)} \cdot \left[tw_{(1)}\right]^3 \cdot \left[2.4 \cdot \frac{d03^2}{\left[h_{(1)}\right]^2} - 0.13\right] \qquad Isl = 941\,cm^4$$

Adotar: $bsi := 17 \cdot cm$

$$tsi := 1.25 \cdot cm \quad > \quad \frac{bsi \cdot \sqrt{\dfrac{fbi_{(2)}}{1 \cdot \dfrac{kN}{cm^2}}}}{70} = 0.99\,cm$$

Adotaremos a mesma seção do enrijecedor transversal para um melhor aproveitamento da chapa.

$$Is := \frac{tsi \cdot bsi^3}{3} \qquad Is = 2047\,cm^4 \quad > Isl \;\; ok$$

--> Usar 1 chapa de 1,25 x 17 cm

11- SOLDA DE COMPOSIÇÃO DOS PERFIS

Comentários

O esforço de cisalhamento horizontal entre a alma e a mesa é dado pela equação:

S=Q.ME/I,

sendo:
Q= esforço cortante na seção.
ME=momento estático.
I= momento de inércia.

Cortantes máximos: $Qcp1 := CP1 \cdot \frac{L}{2}$ $\quad Qcp1 = 479\,kN$ $\quad Qcm(x_0) = 753\,kN$

$Qcp2 := CP2 \cdot \frac{L}{2}$ $\quad Qcp2 = 192\,kN$

11.1- Esforço na solda da mesa superior:

$$Scp1\_sup := \frac{Qcp1 \cdot \left[bs_{(2)} \cdot ts_{(2)} \cdot \left[d_{(2)} - CG_{(2)} - \frac{ts_{(2)}}{2} \right] \right]}{Ix_{(2)}}$$

$$Scp2\_sup := \frac{Qcp2 \cdot \left[bs_{(2)} \cdot ts_{(2)} \cdot \left[d_{(2)} - YMF_{(2)} - \frac{ts_{(2)}}{2} \right] + \frac{bc \cdot tc}{N_{(2)}} \cdot \left[d_{(2)} + ec - YMF_{(2)} \right] \right]}{IMIF_{(2)}}$$

$$Scm\_sup := \frac{Qcm(x_0) \cdot \left[bs_{(2)} \cdot ts_{(2)} \cdot \left[d_{(2)} - YM_{(2)} - \frac{ts_{(2)}}{2} \right] + \frac{bc \cdot tc}{N_{(1)}} \cdot \left[d_{(2)} + ec - YM_{(2)} \right] \right]}{IMI_{(2)}}$$

$Solda\_sup := Scp1\_sup + Scp2\_sup + Scm\_sup$ $\quad Solda\_sup = 6.4 \frac{kN}{cm}$

11.2- Esforço na solda da mesa inferior:

$$Scp1\_inf := \frac{Qcp1 \cdot \left[bi_{(2)} \cdot ti_{(2)} \cdot \left[CG_{(2)} - \frac{ti_{(2)}}{2} \right] \right]}{Ix_{(2)}}$$

$$Scp2\_inf := \frac{Qcp2 \cdot \left[bi_{(2)} \cdot ti_{(2)} \cdot \left[YMF_{(2)} - \frac{ti_{(2)}}{2} \right] \right]}{IMIF_{(2)}}$$

$$Scm\_inf := \frac{Qcm(x_0) \cdot \left[bi_{(2)} \cdot ti_{(2)} \cdot \left[YM_{(2)} - \frac{ti_{(2)}}{2} \right] \right]}{IMI_{(2)}}$$

$Solda\_inf := Scp1\_inf + Scp2\_inf + Scm\_inf$ $\quad Solda\_inf = 5.9 \frac{kN}{cm}$

11.3- Dimensionamento das soldas de composição dos perfis:

Comentários

Tensão admissível na solda: $Fvs := 0.27 \cdot Fu$ $\quad Fvs = 13.1 \frac{kN}{cm^2}$

Resistência de 1 cm de filete de 1mm:

$$R\_filete := \frac{Fv \cdot 0.707 \cdot 1 \cdot cm}{10 \cdot mm} \qquad R\_filete = 0.82 \frac{\frac{kN}{cm}}{mm}$$

Filete de solda necessário:

$$Filete := \frac{\frac{\max\left(\begin{pmatrix} Solda\_sup \\ Solda\_inf \end{pmatrix}\right)}{2}}{R\_filete} \qquad Filete = 4\,mm$$

Filetes de solda mínimos: (T = maior espessura de chapa na ligação)

T <= 19mm --------> filete mínimo de 6mm

T > 19mm --------> filete mínimo de 8mm

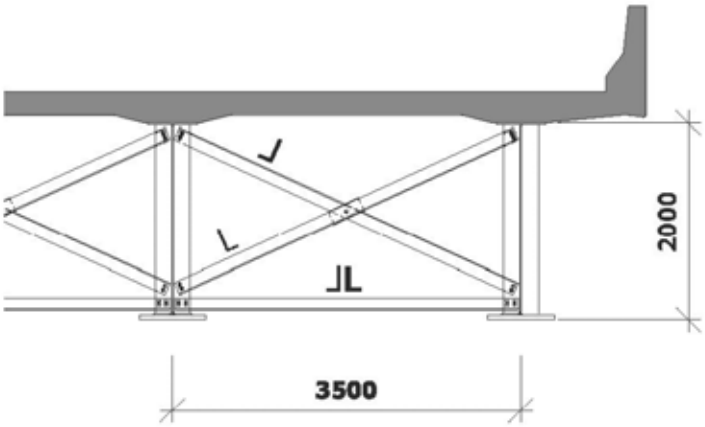
	Perfil 1	Perfil 2
Mesa superior:	$ts_{(1)} = 25\,mm$ > 19mm	$ts_{(2)} = 25\,mm$ > 19mm
Mesa inferior:	$ti_{(1)} = 50\,mm$ > 19mm	$ti_{(2)} = 50\,mm$ > 19mm

---> Usar filete de 8mm nas soldas do flange superior e flange inferior.

12- DIMENSIONAMENTO DOS DIAFRAGMAS

Número de diafragmas: $num\_diaf := ceil\left[\frac{L}{(7.6 \cdot m)}\right] + 1$ $num\_diaf = 7$

Distancia entre diafragmas: $dist\_diaf := \frac{L}{num\_diaf}$ $dist\_diaf = 5629\,mm$



Raio de giração mínimo para os montantes (2L):

Esbeltez máxima p/ elementos principais comprimidos --> $Esbel\_comp := 120$

$RMmin := \frac{b}{Esbel\_comp}$ $RMmin = 2.9\,cm$

Raio de giração mínimo para as diagonais (1L):

Esbeltez máxima p/ elementos principais tracionados --------> $Esbel\_traci := 200$

$RDmin := \frac{\sqrt{[d_{(1)}]^2 + b^2}}{Esbel\_traci}$ $RDmin = 2.0\,cm$

Seja: L127 x 127 x 10 Área = 23,3 cm2
R(1L) = 2,51 cm > RDmin
R(2L) = 3,96 cm > RMmin

--> Usar 2 L 127x127x10 nos montantes e
1 L127x127x10 nas diagonais dos Diafragmas

Comentários

Devemos ter diafragmas em cada apoio e em todas as alas e espaçadas em intervalos que não excedam *7,6m*.

Diafragmas para vigas laminadas deve ter no mínimo *1/3* e preferencialmente ½ da altura da viga e para perfis soldados no mínimo ½ e preferencialmente ¾ da altura do perfil.

Diafragmas deverão preferencialmente ser do tipo X ou V.

Os diafragmas devem ser dimensionados para transmitir adequadamente todas as cargas laterais para os apoios.

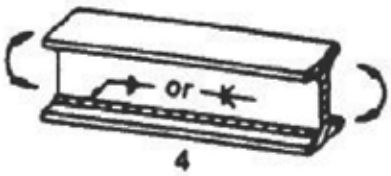
obs: Como para um número par de diafragmas teríamos um diafragma no centro da viga, coincidindo com a emenda dos perfis, vamos acrescentar mais um diafragma, evitando assim solda sobre solda na emenda central da viga.

13- VERIFICAÇÃO DA FADIGA

Comentários

Categoria para fadiga : Rodovias Expressas, Estradas e Ruas --> **500.000 ciclos**

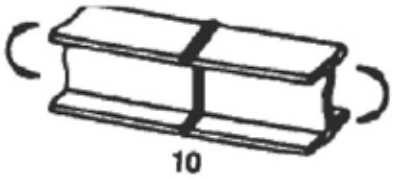
13.1- Na solda de composição dos perfis soldados das longarinas em S2:
- Figura 4 (exemplos Fig.10.3.1C)
- Categoria B (tabela 10.3.1B)



Da tabela 10.3.1A, temos --> Faixa de tensão admissível Sr = 16.2 kN/cm2

$sr1 := \frac{Mcm(x_2)}{WIM_{(1)}}$ $sr1 = 9.05 \frac{kN}{cm^2}$ < Sr ok

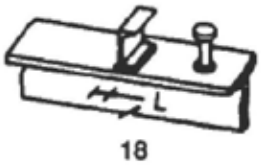
13.2- Na emenda dos perfis das longarinas em S2:
- Figura 10 (exemplos Fig.10.3.1C)
- Categoria B (tabela 10.3.1B)

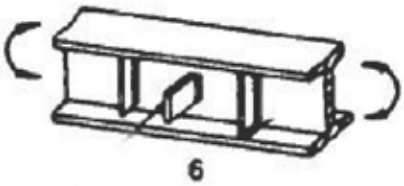


Da tabela 10.3.1A, temos --> Faixa de tensão admissível Sr = 16.2 kN/cm2

$sr2 := \frac{Mcm(x_2)}{WIM_{(1)}}$ $sr2 = 9.1 \frac{kN}{cm^2}$ < Sr ok

13.3- No pé da solda de enrijecedores transversais e conectores:
- Figuras 6 e 18 (exemplos Fig.10.3.1C)
- Categoria C (tabela 10.3.1B)

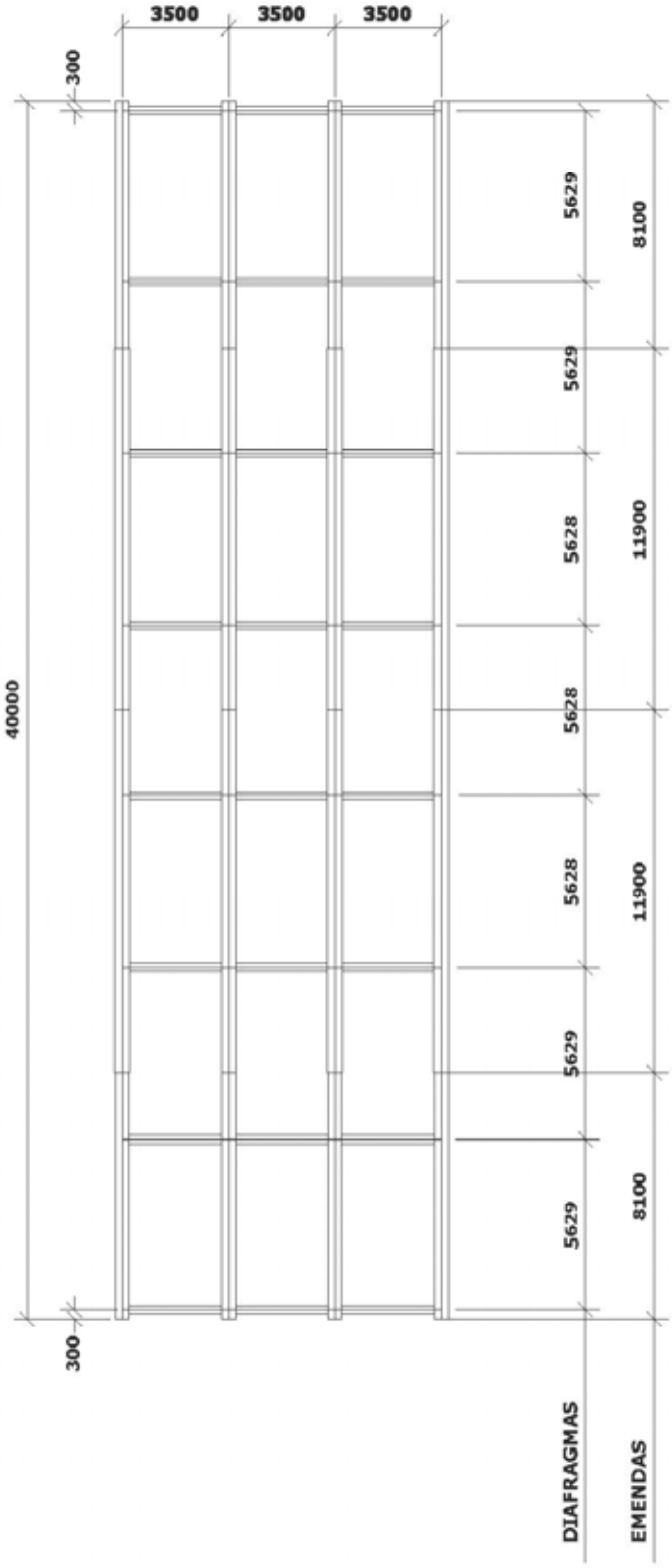




Da tabela 10.3.1A, temos --> Faixa de tensão admissível Sr = 11.2 kN/cm2

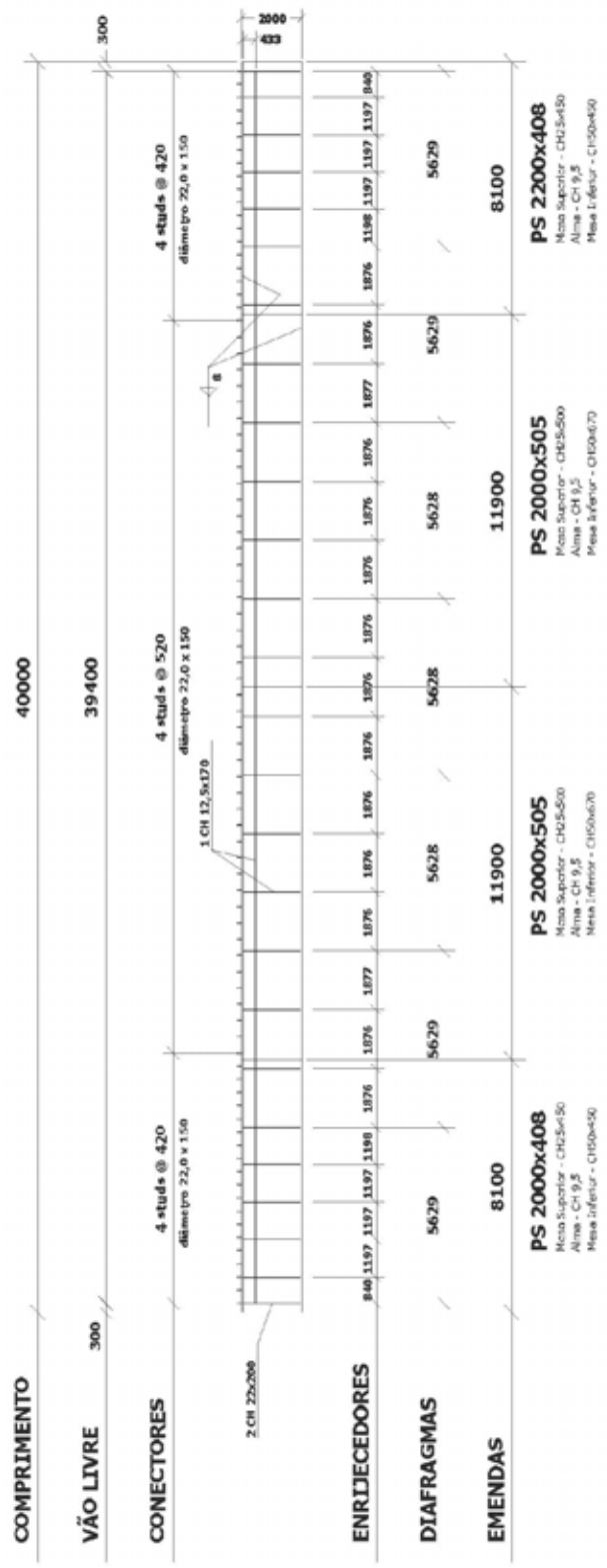
$sr1 := \frac{Mcm(x_2)}{WIM_{(1)}}$ $sr1 = 9.1 \frac{kN}{cm^2}$ < Sr ok

14- DESENHOS DA ESTRUTURA METÁLICA DA PONTE



Vista em planta

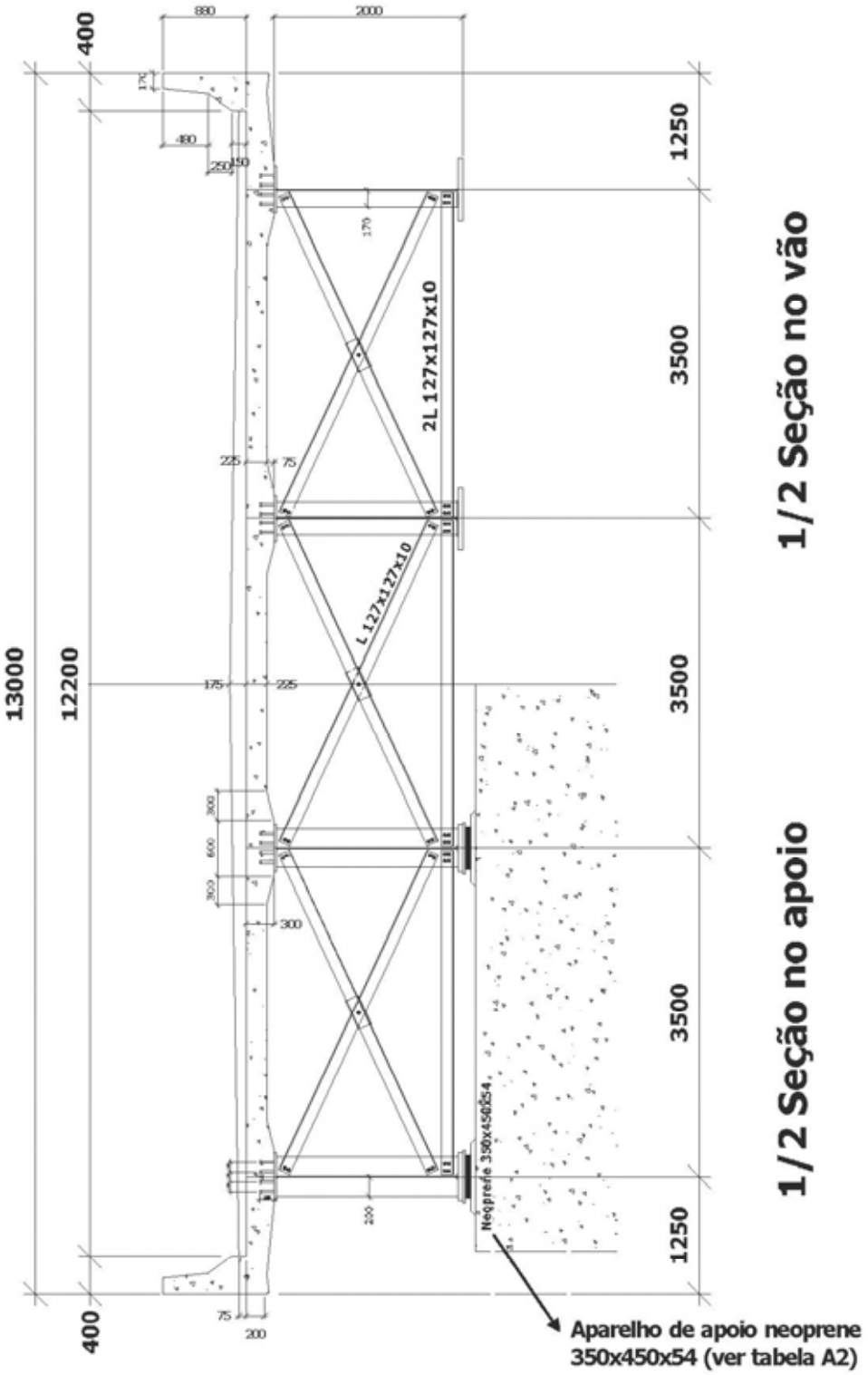
--> Ver Notas Gerais pg. 29



Longarina típica

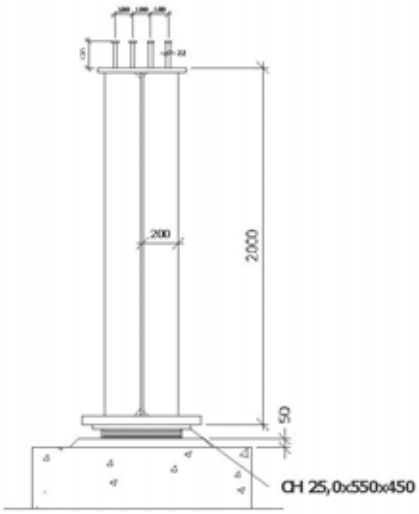
--> Ver Notas Gerais pg. 29

SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

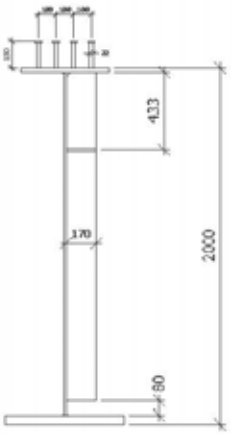


--> Ver Notas Gerais pg. 29

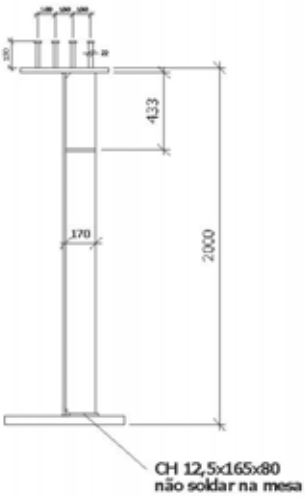
DETALHES:



Detalhe do enrijecedor nos apoios



Detalhe do enrijecedor intermediário



Detalhe do enrijecedor nos diagragmas

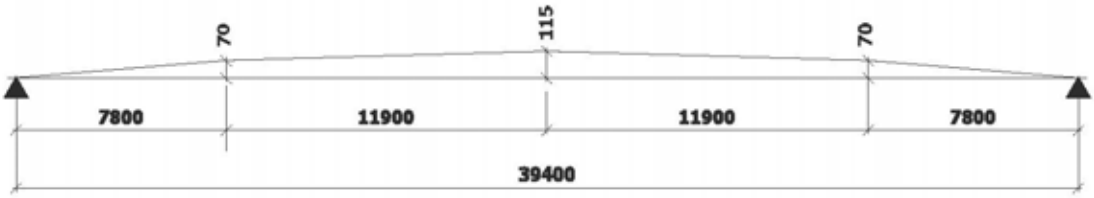


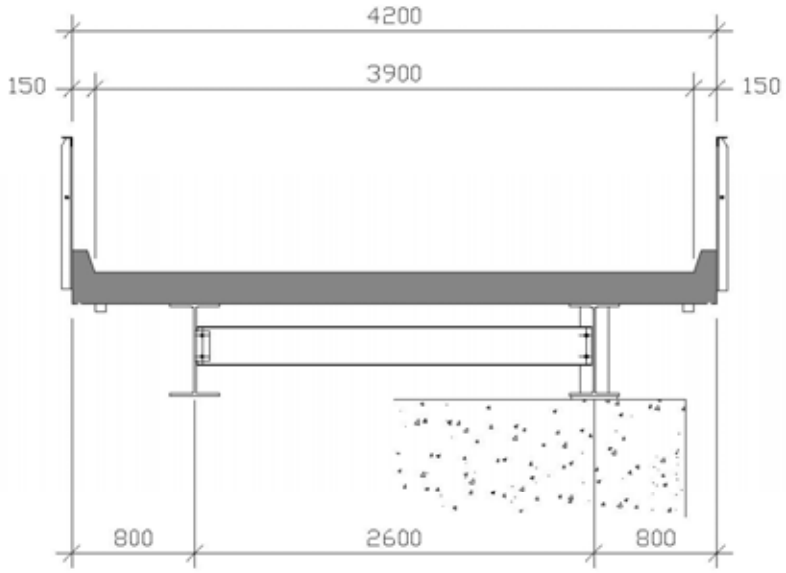
Diagrama de contra-flecha

NOTAS GERAIS:

1- Medidas em milímetros
2- Estrutura em aço ASTM A588, sem pintura.
3- Parafusos ASTM A325 tipo 3.
3- Concreto da laje fck > 25 MPa.
4- Estrutura projetada para a Classe 45t.
5- Estrutura deverá ser limpa para uniformização da superfície através de limpeza mecânica SSPC-SP3 ou jato comercial SSPC-SP6.
6- Critério de inspeção de solda para os perfis soldados:
   - composição dos perfis - LP 30%
   - emendas de chapas - UT 100% para as mesas e UT 50% para a alma
7- Ver Capítulo 6 para detalhe das emendas parafusadas dos perfis

Exemplo 2:
PROJETO COMPLETO DE UMA PONTE VICINAL METÁLICA MISTA DE 14m

Este exemplo ilustra o projeto de uma ponte vicinal de eixo reto e vão simples de 14,0m com perfis laminados em seção mista e alternativa em perfil soldado. A seção transversal da ponte será composta de 2 vigas espaçadas de 2,6m e balanços de 0,80m formamdo um tabuleiro de 4,20m de largura. A laje de concreto será com pré-laje treliçada de 6cm e parte moldada no local de 14cm, com uma espessura final de 20,0cm. A seção transversal típica da ponte é mostrada na figura abaixo.



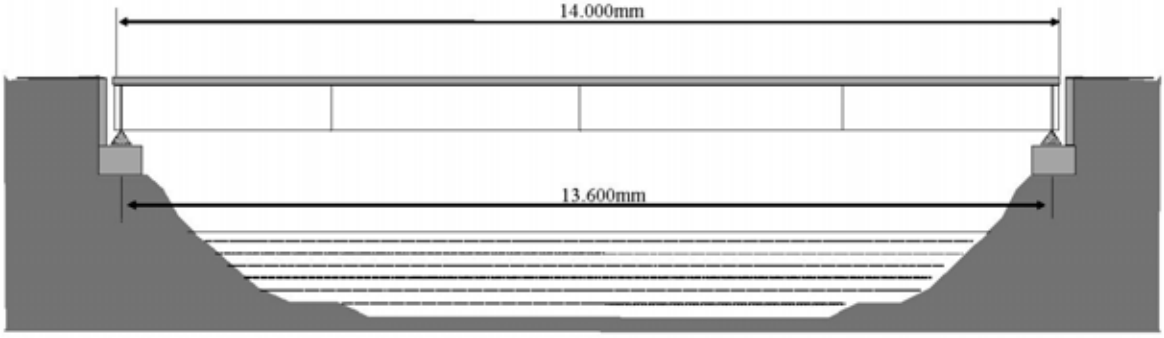
ÍNDICE:

Seção / Página

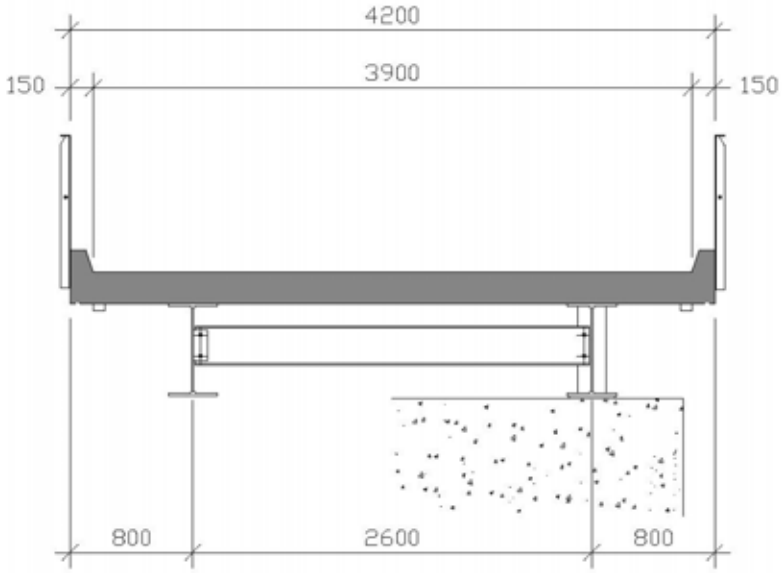
1 Dados da ponte 2
2 Cargas atuantes 3
3 Cálculo dos esforços e envoltória 4
4 Cálculo das propriedades das seções 7
5 Verificação da viga de aço e da laje de concreto 10
6 Verificação da deformação máxima e contra-flecha 10
7 Conectores de cisalhamento 11
8 Enrijecedor de apoio 13
9 Enrijecedores transversais e longitudinal 14
10 Dimensionamento dos diafragmas 15
11 Verificação da fadiga 16
12 Desenhos da estrutura metálica da ponte 17

1- DADOS DA PONTE

Vista longitudinal



Seção transversal típica



PRINCIPAIS DADOS DO PROJETO DA PONTE:

Comprimento da ponte ..... $Vao := 14 \cdot m$

Largura da ponte ..... $B := 4.2 \cdot m$

Distância entre as vigas ..... $b := 2.6 \cdot m$

Espessura da laje de concreto no local ..... $tc := 14 \cdot cm$

Espessura da pré-laje treliçada de concreto ..... $tp := 6 \cdot cm$

Aço das vigas - ASTM A572 G50 ..... $Fy := 35 \cdot \frac{kN}{cm^2}$ $Fu := 45 \cdot \frac{kN}{cm^2}$

Concreto da laje ..... $fck := 25 \cdot MPa$ $fck = 2.5 \frac{kN}{cm^2}$

2- CARGAS ATUANTES

Vão teórico de cálculo . . . . . $L := Vao - 2 \cdot 0.2 \cdot m$ $L = 13.6m$

2.1- Carga permanente anterior à cura do concreto da laje - CP1

Laje de concreto . . . . . $q1 := (tc + tp) \cdot \frac{B}{2} \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3}$ $q1 = 10.5 \frac{kN}{m}$

Peso da estrutura metálica . . . . . $estru := 90 \cdot \frac{kgf}{m^2}$ $estru = 0.9 \frac{kN}{m^2}$
(ver tabelas de pré-dimensionamento)

Peso do escoramento . . . . . $esco := 0 \cdot \frac{kgf}{m^2}$ $esco = 0 \frac{kN}{m^2}$
(o escoramento é a própria pré-laje)

Vigas de aço . . . . . $q2 := (estru + esco) \cdot \frac{B}{2}$ $q2 = 1.9 \frac{kN}{m}$

$CP1 := q1 + q2$ $CP1 = 12.4 \frac{kN}{m}$

2.2- Carga permanente posterior à cura do concreto da laje - CP2

Guarda-roda de concreto . . $q3 := \left[\left(0.018 \cdot m^2\right) \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3}\right] \cdot \frac{2}{2}$ $q3 = 0.5 \frac{kN}{m}$

Guarda-corpo de aço . . . . . $q4 := 0.2 \cdot \frac{kN}{m}$

$CP2 := q3 + q4$ $CP2 = 0.7 \frac{kN}{m}$

2.3- Carga móvel + impacto - CM+I

Coeficiente de impacto (NBR 7187) . . . . . $I := 1.4 - 0.007 \cdot \frac{L}{m}$ $I = 1.30$

Trem-tipo (NBR 7188 - Classe 30t) . . . . . $TT := 300 \cdot kN$ $p := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Comentários

O vão teórico de cálculo é a distância de centro a centro de apoio, descontando do vão total uma distância de 30cm em cada extremidade para acomodar os aparelhos de apoio.

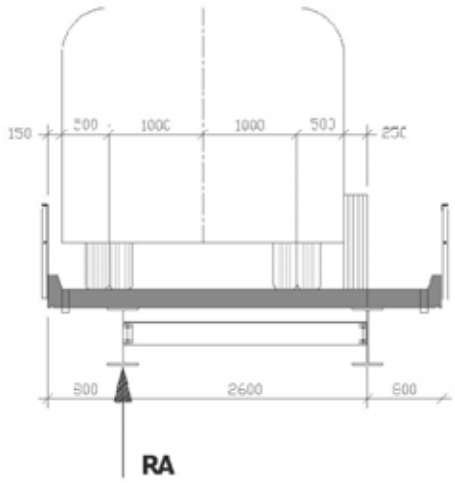
Quando o peso do escoramento é importante, este deve ser incluído nas cargas permanentes anteriores à cura do concreto.

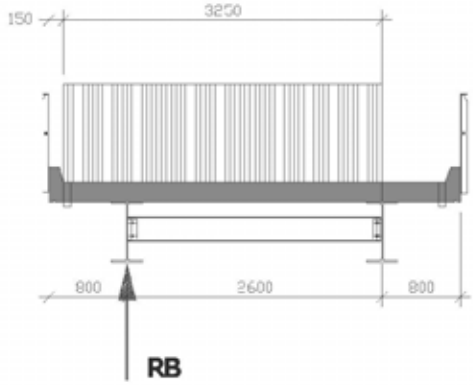
As cargas permanentes colocadas após a cura do concreto da laje, pode ser distribuída igualmente por todas as longarinas.

3- CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA

Comentários

3.1- Reações nas vigas (RA e RB)





O trem-tipo para as vigas externas será determinado, supondo que a laje esteja simplesmente apoiada nas duas longarinas.

$$ex := 0.15 \cdot m + 1.5 \cdot m - \frac{(B - b)}{2} \qquad ex = 0.85\,m$$

$$qa := \frac{p \cdot (b - ex - 1.5 \cdot m)^2}{2 \cdot b} \qquad qa = 0.06\,\frac{kN}{m}$$

$$qb := p \cdot 3 \cdot m \cdot \frac{(b - ex)}{b} \qquad qb = 10.1\,\frac{kN}{m}$$

$$Pe := \frac{TT}{3} \cdot \frac{(b - ex)}{b} \qquad Pe = 67\,kN$$

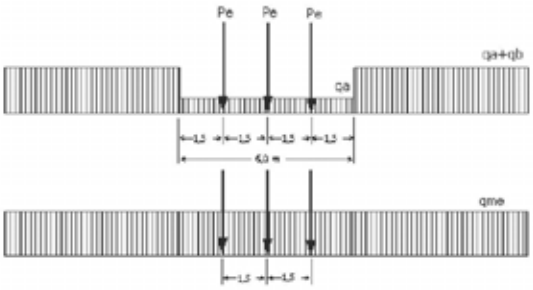
Trem-tipo sôbre as vigas externas

$$qme := qa + qb$$

$$Pme := \left(Pe - qb \cdot \frac{6 \cdot m}{3}\right)$$

$$qme = 10.2\,\frac{kN}{m}$$

$$Pme = 47\,kN$$

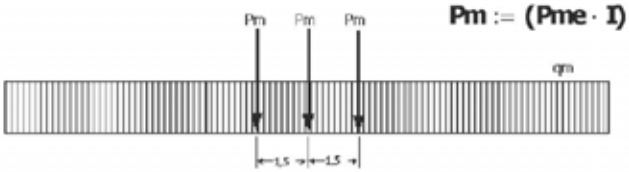


A NBR 7188 permite homogeneizar as cargas distribuídas e subtrair das cargas concentradas as parcelas correspondentes.

3.2- Trem-Tipo final sôbre as vigas com impacto

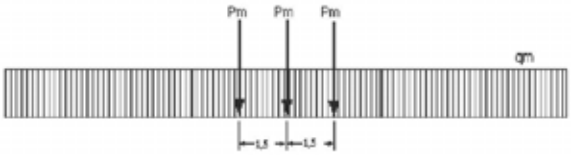
$$I = 1.3 \qquad qm := (qme \cdot I) \qquad qm = 13.3\,\frac{kN}{m}$$

$$Pm := (Pme \cdot I) \qquad Pm = 61\,kN$$

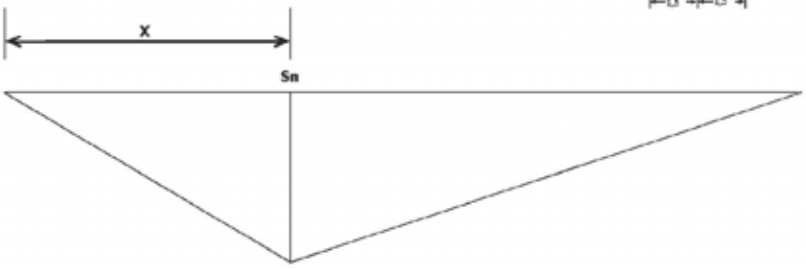


3.3- Cálculo dos esforços máximos nas seções

Comentários



Momentos



$$Mcp1(x) := CP1 \cdot \frac{x}{2} \cdot (L - x) \qquad Mcp2(x) := CP2 \cdot \frac{x}{2} \cdot (L - x)$$

$$ma(x) := if\left[x = 0 \cdot m, 0 \cdot tf \cdot m, Pm \cdot \frac{x}{L} \cdot \left(3 \cdot L - 3 \cdot x - 1.5 \cdot m \cdot \frac{L}{x}\right)\right]$$

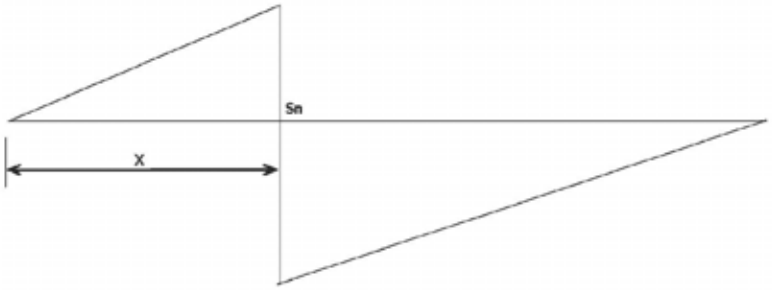
$$mb(x) := 3 \cdot Pm \cdot \frac{x}{L} \cdot (L - x - 1.5 \cdot m)$$

$$mc(x) := qm \cdot \frac{x}{2} \cdot (L - x)$$

$$Mcm(x) := if\left(mb(x) \geq ma(x), mc(x) \ldots + mb(x), if\left(x \leq 1.5 \cdot m, mc(x) \ldots + mb(x), mc(x) \ldots + ma(x)\right)\right)$$

O formulário ao lado foi desenvolvido para calcular os esforços máximos numa seção afastada de "x" do apoio e para um trem-tipo formado por uma carga uniformemente distribuida e tres cargas concentradas distantes de 1,5m.

Cortantes

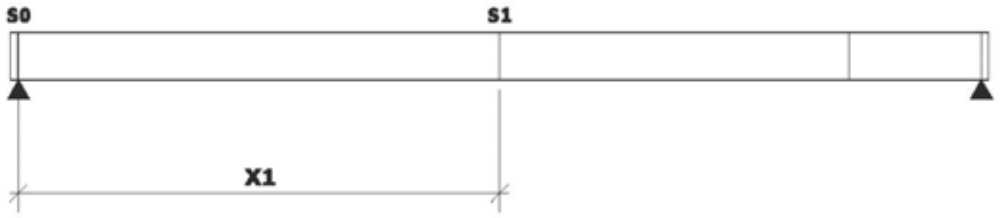


$$Qcp(x) := (CP1 + CP2) \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

$$Qcm(x) := \left[qm \cdot \frac{(L - x)}{2} \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right] + \left[\frac{3 \cdot Pm}{L} \cdot (L - x - 1.5 \cdot m)\right]$$

$$Qcmn(x) := \left(\frac{qm \cdot x^2}{2 \cdot L}\right) + \left[\frac{3 \cdot Pm}{L} \cdot (x - 1.5 \cdot m)\right]$$

3.4- Envoltória de esforços para cada seção da viga



Comentários

Considerando o alto custo das emendas, adotaremos para as longarinas o menor número de emendas, considerando o comprimento padrão para chapas e perfis de 12m.

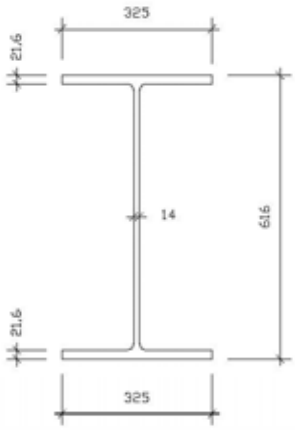
Seção S0	Seção S1
	$x_1 := \left(\frac{L}{2}\right)$
$x_0 := 0 \cdot cm$	$x_1 = 680\,cm$
$Mcp1(x_0) = 0\,kN \cdot cm$	$Mcp1(x_1) = 28561\,kN \cdot cm$
$Mcp2(x_0) = 0\,kN \cdot cm$	$Mcp2(x_1) = 1503\,kN \cdot cm$
$Mcm(x_0) = 0\,kN \cdot cm$	$Mcm(x_1) = 84123\,kN \cdot cm$
$Qcp(x_0) = 88\,kN$	$Qcp(x_1) = 0\,kN$
$Qcm(x_0) = 254\,kN$	$Qcm(x_1) = 94\,kN$
	$Qcmn(x_1) = 94\,kN$

4- CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DAS SEÇÕES

Seja ->

W610x174,0

$$\frac{L}{d_{(1)}} = 22 < 30$$



Dados: $i := 1$

Perfil 1 - Único

$d_{(1)} := 61.6 \cdot cm$

$tw_{(1)} := 1.4 \cdot cm$

$bs_{(1)} := 32.5 \cdot cm$

$ts_{(1)} := 2.16 \cdot cm$

$bi_{(1)} := 32.5 \cdot cm$

$ti_{(1)} := 2.16 \cdot cm$

4.1- Propriedades do perfil de aço - Formulário
(para perfis laminados usar as proriedades da tabela do perfil)

$$h_{(i)} := d_{(i)} - ts_{(i)} - ti_{(i)}$$

$$A_{(i)} := bs_{(i)} \cdot ts_{(i)} + bi_{(i)} \cdot ti_{(i)} + h_{(i)} \cdot tw_{(i)} \qquad Peso_{(i)} := A_{(i)} \cdot \gamma$$

$$CG_{(i)} := \frac{\left[bs_{(i)} \cdot ts_{(i)} \cdot \left[d_{(i)} - \frac{ts_{(i)}}{2}\right] + h_{(i)} \cdot tw_{(i)} \cdot \left[\frac{h_{(i)}}{2} + ti_{(i)}\right] + bi_{(i)} \cdot ti_{(i)} \cdot \left[\frac{ti_{(i)}}{2}\right]\right]}{A_{(i)}}$$

$$Ix_{(i)} := \frac{\left[bs_{(i)} \cdot \left[ts_{(i)}\right]^3 + bi_{(i)} \cdot \left[ti_{(i)}\right]^3 + tw_{(i)} \cdot \left[h_{(i)}\right]^3\right]}{12} + \left[d_{(i)} - CG_{(i)} - \frac{ts_{(i)}}{2}\right]^2 \cdot ts_{(i)} \cdot bs_{(i)} \ldots$$

$$+ \left[CG_{(i)} - \frac{ti_{(i)}}{2}\right]^2 \cdot ti_{(i)} \cdot bi_{(i)} + \left[\frac{h_{(i)}}{2} + ti_{(i)} - CG_{(i)}\right]^2 \cdot h_{(i)} \cdot tw_{(i)}$$

$$Ws_{(i)} := \frac{Ix_{(i)}}{\left[d_{(i)} - CG_{(i)}\right]} \qquad Wi_{(i)} := \frac{Ix_{(i)}}{CG_{(i)}} \qquad Rx_{(i)} := \sqrt{\frac{Ix_{(i)}}{A_{(i)}}}$$

$$Iy_{(i)} := \frac{\left[ts_{(i)} \cdot \left[bs_{(i)}\right]^3 + ti_{(i)} \cdot \left[bi_{(i)}\right]^3 + h_{(i)} \cdot \left[tw_{(i)}\right]^3\right]}{12} \qquad Wy_{(i)} := \frac{Iy_{(i)}}{\left[\frac{bi_{(i)}}{2}\right]} \qquad Ry_{(i)} := \sqrt{\frac{Iy_{(i)}}{A_{(i)}}}$$

Propriedades dos perfis de aço

$A_{(1)} = 220.59\,cm^2$ $\quad Peso_{(1)} = 173\,\frac{kgf}{m}$ $\quad CG_{(1)} = 30.8\,cm$

$Ix_{(1)} = 145993\,cm^4$ $\quad Ws_{(1)} = 4740\,cm^3$ $\quad Wi_{(1)} = 4740\,cm^3$ $\quad Rx_{(1)} = 26\,cm$

$Iy_{(1)} = 12371\,cm^4$ $\quad Wy_{(1)} = 761\,cm^3$ $\quad Ry_{(1)} = 7.5\,cm$

Comentários

Embora a escolha das seções dos perfis que irão compor a longarina seja sempre um processo de tentativas até o ajuste final.

Algumas premissas podem ajudar a conduzir para a seção ótima mais rápidamente, como:

- Para a determinação da altura dos perfis, vamos partir de uma altura "d" de L/20 < L/30.

- Para a espessura da alma no caso de perfis soldados, observar os limites para almas com ou sem enrijecedores transversais e longitudinais.

- Para as mesas superiores, observar a largura mínima que será necessária para uma distribuição adequada dos conectores de cisalhamento e eventual necessidade de área para apoio de elementos pré-moldados.

4.2- Propriedades da seção mista - formulário

Largura efetiva da mesa de concreto:

$$bc := if\left(if\left(\frac{L}{4} > b, b, \frac{L}{4}\right) > 12 \cdot tc, 12 \cdot tc, if\left(\frac{L}{4} > b, b, \frac{L}{4}\right)\right)$$

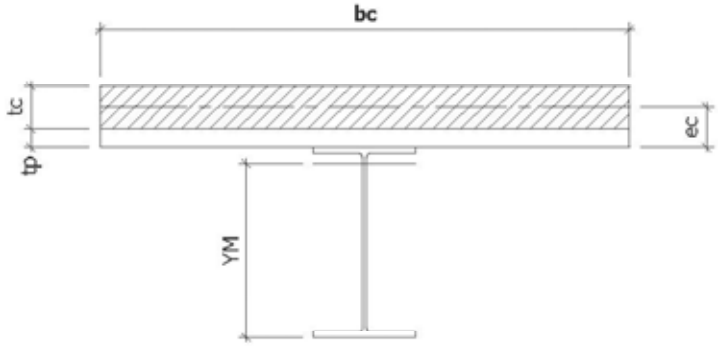
$bc = 168cm$

$tc = 14cm$

$tp = 6cm$

$$ec := \frac{tc}{2} + tp$$

$ec = 13cm$



Relação Ea/Ec para $fck = 25MPa$

$$n := if(fck > 41 \cdot MPa, 6, if(fck > 31 \cdot MPa, 7, if(fck > 24 \cdot MPa, 8, 9))) \quad \text{----->} \quad n = 8$$

$N_{(1)} := n \qquad N_{(2)} := 3 \cdot n$

$$YM_{(i)} := \left[\frac{\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)}\right] + A_{(i)} \cdot CG_{(i)}}{\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc + A_{(i)}}\right]$$

$$YMF_{(i)} := \left[\frac{\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)}\right] + A_{(i)} \cdot CG_{(i)}}{\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc + A_{(i)}}\right]$$

$$IMI_{(i)} := Ix_{(i)} + \left[A_{(i)} \cdot \left[YM_{(i)} - CG_{(i)}\right]^2\right] + \left[\frac{\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc^3}{12}\right] + \left[\frac{bc}{N_{(1)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)} - YM_{(i)}\right]^2\right]$$

$$IMIF_{(i)} := Ix_{(i)} + \left[A_{(i)} \cdot \left[YMF_{(i)} - CG_{(i)}\right]^2\right] + \left[\frac{\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc^3}{12}\right] + \left[\frac{bc}{N_{(2)}} \cdot tc \cdot \left[ec + d_{(i)} - YMF_{(i)}\right]^2\right]$$

Comentários

A largura efetiva da laje será o menor dos valores:
- 1/4 do vão
- dist. entre vigas
- 12x esp. da laje

No caso de pré-laje, considerar como colaborante somente a espessura do concreto moldado no local.

De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal (2400kg/m³), a relação n=Ea/Ec pode ser tomada, como:

fck<25	n=9
24<fck<32	n=8
31<fck<42	n=7
41<fck	n=6

Para as cargas de longa duração usar "3.n" , 3 vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade.

O formulário ao lado calcula as propriedades da seção mista, sempre com a linha neutra na alma do perfil de aço.

$$WSM_{(i)} := \frac{IMI_{(i)}}{\left[d_{(i)} - YM_{(i)}\right]}$$

$$WSMF_{(i)} := \frac{IMIF_{(i)}}{\left[d_{(i)} - YMF_{(i)}\right]}$$

$$WIM_{(i)} := \frac{IMI_{(i)}}{YM_{(i)}}$$

$$WIMF_{(i)} := \frac{IMIF_{(i)}}{YMF_{(i)}}$$

$$WC_{(i)} := \frac{IMI_{(i)} \cdot N_{(1)}}{\left[d_{(i)} + ec + \frac{tc}{2} - YM_{(i)}\right]}$$

$$WCF_{(i)} := \frac{IMIF_{(i)} \cdot N_{(2)}}{\left[d_{(i)} + ec + \frac{tc}{2} - YMF_{(i)}\right]}$$

Comentários

4.3- Propriedades do PERFIL 1 - Trecho único

Relação n=Ea/Ec inicial	Relação n=Ea/Ec p/ longa duração
$N_{(1)} = 8$	$N_{(2)} = 24$
$YM_{(1)} = 55.82\,cm$	$YMF_{(1)} = 44.27\,cm$
$IMI_{(1)} = 392576\,cm^4$	$IMIF_{(1)} = 277769\,cm^4$
$WSM_{(1)} = 67968\,cm^3$	$WSMF_{(1)} = 16031\,cm^3$
$WIM_{(1)} = 7032\,cm^3$	$WIMF_{(1)} = 6274\,cm^3$
$WC_{(1)} = 121843\,cm^3$	$WCF_{(1)} = 178596\,cm^3$

5- VERIFICAÇÃO DA VIGA DE AÇO E DA LAJE

5.1- Tensões admissíveis:

Tração e compressão na Flexão ------> $Fb := 0.55 \cdot Fy$ $\quad Fb = 19.3 \frac{kN}{cm^2}$

Cisalhamento na alma ----------> $Fv := 0.33 \cdot Fy$ $\quad Fv = 11.6 \frac{kN}{cm^2}$

Compressão no Concreto ----------> $Fc := 0.40 \cdot fck$ $\quad Fc = 1.0 \frac{kN}{cm^2}$

5.2- Tensões máximas no PERFIL 1 - Trecho central

Mesa superior

$$fbs_{(i)} := \frac{Mcp1(x_1)}{Ws_{(1)}} + \frac{Mcp2(x_1)}{WSMF_{(1)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WSM_{(1)}}$$

$fbs_{(1)} = 7.4 \frac{kN}{cm^2}$ < Fb ok

Mesa inferior

$$fbi_{(1)} := \frac{Mcp1(x_1)}{Wi_{(1)}} + \frac{Mcp2(x_1)}{WIMF_{(1)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WIM_{(1)}}$$

$fbi_{(1)} = 18.2 \frac{kN}{cm^2}$ < Fb ok

Alma

$$fv_{(1)} := \frac{Qcp(x_0) + Qcm(x_0)}{\left[h_{(1)} \cdot tw_{(1)}\right]}$$

$fv_{(1)} = 4.3 \frac{kN}{cm^2}$ < Fv ok

Laje de concreto

$$fc_{(1)} := \frac{Mcp2(x_1)}{WCF_{(1)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WC_{(1)}}$$

$fc_{(1)} = 0.7 \frac{kN}{cm^2}$ < Fc ok

6- VERIFICAÇÃO DEFORMAÇÃO E CONTRA-FLECHA

6.1- Flecha máxima devido à carga móvel + Impacto

$Ea := 20500 \cdot \frac{kN}{cm^2}$

$$\Delta := \frac{\left[5 \cdot qm \cdot \frac{L^4}{8} + Pm \cdot L^3 + Pm \cdot (L - 3 \cdot m) \cdot \left[3 \cdot L^2 - (L - 3 \cdot m)^2\right]\right]}{\left[48 \cdot Ea \cdot \left[IMI_{(1)}\right]\right]}$$

$\Delta = 1.88cm$ < $\Delta adm := \frac{L}{700}$ $\quad \Delta adm = 1.94cm$ ok

6.2- Diagrama de contra-flecha

$x_1 = 680cm$

Devido à CP1 $\quad \Delta 1(x) := \frac{(CP1 \cdot x)}{\left[24 \cdot Ea \cdot (Ix_1)\right]} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3\right)$

Devido à CP2 $\quad \Delta 2(x) := \frac{(CP2 \cdot x)}{\left[24 \cdot Ea \cdot \left[IMIF_{(1)}\right]\right]} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3\right)$

$\Delta 1(x_1) + \Delta 2(x_1) = 1.89cm$

$\Delta 1(x_1) + \Delta 2(x_1) + \Delta = 3.77cm$ < $\Delta adm := \frac{L}{350}$ $\quad \Delta adm = 3.89cm$ ok

Comentários

A mesa comprimida de uma viga mista é considerada contida lateralmente ao longo de todo o seu comprimento pela laje de concreto.

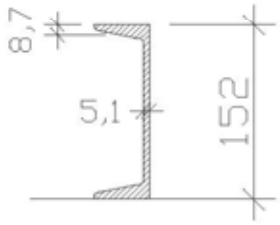
As tensões máximas de compressão e tração de vigas não escoradas deve ser a soma das tensões da carga perm. inicial agindo sobre a viga de aço isolada mais as tensões produzidas pelas cargas perm. posteriores à cura do concreto sobre a seção mista com n=3xn mais as tensões devidas a carga móvel com impacto agindo sobre a seção mista com a relação "n" inicial.

A flecha máxima é calculada com o trem-tipo de cálculo com impacto, e preferencialmente não deve exceder a L/800. Outros limites podem ser estabelecidos pelo engenheiro responsável, neste caso para uma ponte vicinal, adotamos L/700.

Como flecha total CP+CM é menor que L/350, não será necessário contra-flecha.

7- CONECTORES DE CISALHAMENTO

7.1- Tipo PERFIL U laminado:



Seja: U 152x12,2

Espessura média aba $tfu := 0.87 \cdot cm$

Espessura alma $twu := 0.51 \cdot cm$

Comprimento do U $w := 10 \cdot cm$

Resistência à fadiga (para classe 100.000 ciclos): $\beta := 7.0 \cdot \frac{kN}{cm}$

$Zru := \beta \cdot w$ $\quad Zru = 70\,kN$ / Perfil U

Resistência última: $Ec := \frac{4800 \cdot MPa}{\sqrt{1 \cdot MPa}} \cdot \sqrt{fck}$ $\quad Ec = 2400 \frac{kN}{cm^2}$ $\quad fck = 2.5 \frac{kN}{cm^2}$

$Suu := 0.3 \cdot \left(tfu + \frac{twu}{2}\right) \cdot w \cdot \sqrt{fck \cdot Ec}$ $\quad Suu = 261\,kN$ / Perfil U

7.2- Cálculo da distância entre conectores:

Região extremos da Seção S0:

$Qcm(x_0) = 254\,kN$

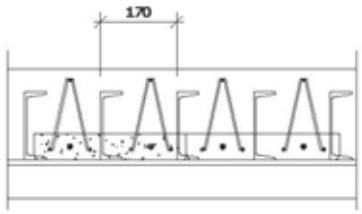
$IMI_{(1)} = 392576\,cm^4$

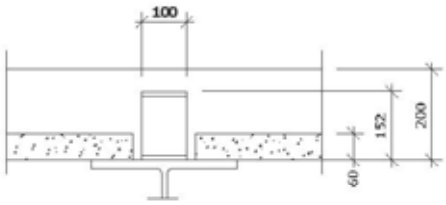
$m0 := \frac{(bc \cdot tc)}{n} \cdot \left[d_{(1)} + ec - YM_{(1)}\right]$ $\quad m0 = 5520\,cm^3$

Cisalhamento horizontal /cm $\quad Sr := \frac{Qcm(x_0) \cdot m0}{IMI_{(1)}}$ $\quad Sr = 3.57 \frac{kN}{cm}$

Distância máxima entre conectores na região entre S0 e S1:

$d0u := floor\left(\frac{Zru}{cm \cdot Sr}\right) \cdot cm$ $\quad d0u = 19\,cm$ --> Usar 19cm máximo entre Perfis U 152x100mm





Comentários

Os conectores de cisalhamento devem ser calculados para a fadiga e verificados pela resistência última.

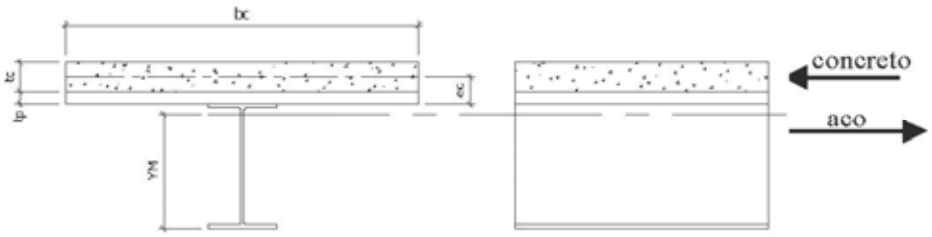
De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal (2400kg/m³), o módulo de elasticidade "Ec" pode ser tomado pela expressão ao lado com fck em MPa.

Calcularemos a necessidade de conectores apenas nas seções S0 e S1, entretanto se mais seções forem adotadas, pode-se reduzir o número total de conectores.

Como usaremos uma pré-laje treliçada com auto-portância para servir como forma, inclusive para os balanços, usaremos uma distância fixa entre conectores tipo U de 17cm.

A distância máxima entre conectores é de 60cm.

7.3- Verificação do No. mínimo de conectores em 1/2 Viga:



Comentários

O número de conectores calculados para a fadiga, deve ser verificado pela resistência última, comandado pela menor resistência entre:

- o perfil de aço

- a laje de concreto na largura efetiva "bc".

Resistência última do perfil de aço:

$aço := A_{(1)} \cdot Fy$ $\qquad$ $aço = 7721\,kN$

Resistência última da laje de concreto:

$concreto := 0.85 \cdot fck \cdot bc \cdot tc$ $\qquad$ $concreto = 4998\,kN$ $\qquad$ <-- comanda

$P := \min\left(\begin{pmatrix} concreto \\ aço \end{pmatrix}\right)$ $\qquad$ $P = 4998\,kN$

Para os conectores tipo PERFIL U:

$Numin := \dfrac{P}{(0.85 \cdot Suu)}$ $\qquad$ $Numin = 22$ $\quad$ perfis U

$Nu := \left(\dfrac{x_1}{d0u}\right)$ $\qquad$ $Nu = 36$ $\quad$ perfis U $\quad$ > Numin ok

8- ENRIJECEDOR DE APOIO

Reação máxima no apoio: $Q_{max} := Qcp(x_0) + Qcm(x_0)$ $\quad Q_{max} = 343\,kN$

Largura máxima do enrijecedor de apoio:

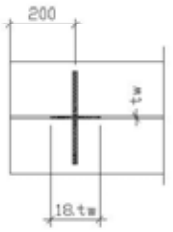
$$\left[\frac{bs_{(1)}}{2} - \frac{tw_{(1)}}{2}\right] - 1 \cdot cm = 14.5\,cm$$

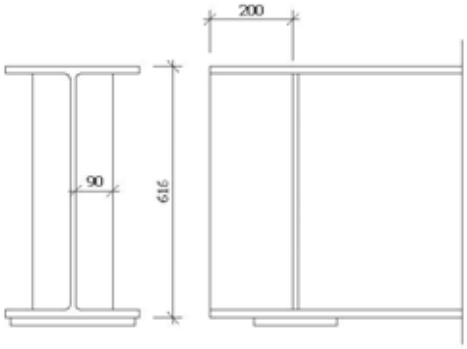
adotar -> $bsa := 9 \cdot cm$

Espessura mínima p/ os enrijecedores:

$$\frac{bsa}{12} \cdot \sqrt{\frac{Fy}{22.8 \cdot \frac{kN}{cm^2}}} = 0.93\,cm$$

adotar -> $tsa := 1.25 \cdot cm$





$$Asa := bsa \cdot tsa \cdot 2 + \left[18 \cdot tw_{(1)}\right] \cdot tw_{(1)} \qquad Asa = 58\,cm^2$$

$$Isa := \frac{\left[18 \cdot tw_{(1)}\right] \cdot \left[tw_{(1)}\right]^3 + tsa \cdot (2 \cdot bsa)^3}{12} \qquad Isa = 613\,cm^4$$

$$rsa := \sqrt{\frac{Isa}{Asa}} \qquad rsa = 3.26\,cm$$

Verificação das tensões:

$$Fsa := \frac{Fy}{2.12} \cdot \left[1 - \frac{\left[\frac{d_{(1)}}{rsa}\right]^2 \cdot Fy}{4 \cdot \pi^2 \cdot Ea}\right] \qquad Fsa = 16.3\,\frac{kN}{cm^2}$$

$$fsa := \frac{Q_{max}}{Asa} \qquad fsa = 5.9\,\frac{kN}{cm^2}$$

---> Usar 2 Chapas de 12.5 x 90 cm

Comentários

O enrijecedor de apoio deve ser feito de chapas em ambos os lados da alma e calculado como coluna. A seção da coluna será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura da alma "tw".

Como a AASHTO estabelece que para vãos até 15m, não é necessário prever dispositivos para a rotação nos apoios. Usaremos como aparelho de apoio uma chapa de 19x300x200mm.

9- ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS E LONGITUDINAL

Comentários

9.1- Verificação da necessidade de enrijecedores transversais:

$$tw_{(1)} = 1.4\,cm \quad > \quad \frac{h_{(1)}}{150} = 0.38\,cm$$

$$fv_{(1)} = 4.27\,\frac{kN}{cm^2} \quad < \quad Fve := \frac{50500 \cdot \frac{kN}{cm^2}}{\left[\frac{h_{(1)}}{tw_{(1)}}\right]^2} \qquad Fve = 30.2\,\frac{kN}{cm^2}$$

$$< \quad Fv = 11.6\,\frac{kN}{cm^2}$$

--> Não há necessidade de enrijecedores transversais

9.2- Verificação da necessidade de enrijecedores longitudinais:

$$tw_{(1)} = 1.4\,cm \quad > \quad \frac{h_{(1)} \cdot \sqrt{\frac{fbs_{(1)}}{1 \cdot \frac{kN}{cm^2}}}}{600} = 0.26\,cm$$

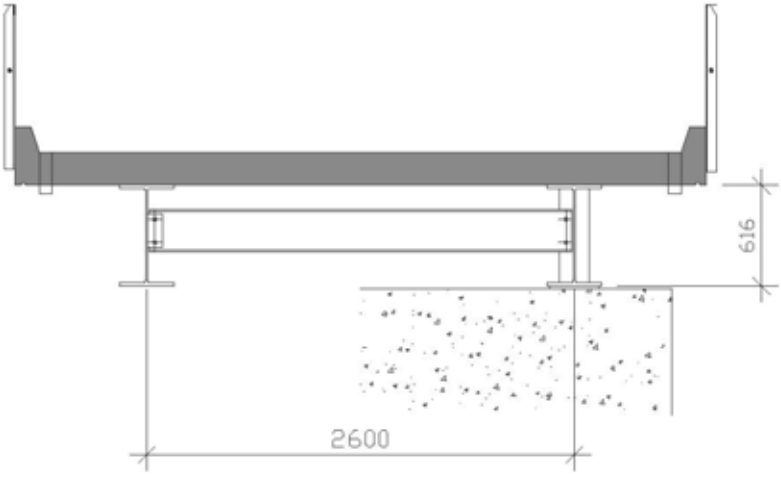
$$> \quad \frac{h_{(1)}}{170} = 0.34\,cm$$

--> Não há necessidade de enrijecedor longitudinal

10- DIMENSIONAMENTO DOS DIAFRAGMAS

Número de diafragmas: $num\_diaf := ceil\left[\frac{L}{(7.6 \cdot m)}\right]$ $num\_diaf = 2$

Distancia entre diafragmas: $dist\_diaf := \frac{L}{num\_diaf}$ $dist\_diaf = 6800\,mm$



Altura mínima da travessa do diafragma:

$d_{(1)} = 616\,mm$ $\frac{d_{(1)}}{3} = 205\,mm$

--> Usar perfil W 250x22,3 nas travessas

Comentários

Devemos ter diafragmas em cada apoio e em todas as alas e espaçadas em intervalos que não excedam *7,6m*.

Diafragmas para vigas laminadas deve ter no mínimo *1/3* e preferencialmente ½ da altura da viga e para perfis soldados no mínimo ½ e preferencialmente ¾ da altura do perfil.

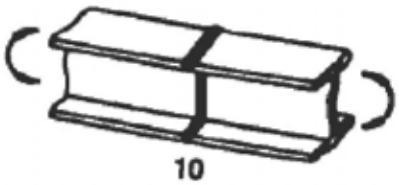
Os diafragmas devem ser dimensionados para transmitir adequadamente todas as cargas laterais para os apoios.

11- VERIFICAÇÃO DA FADIGA

Comentários

Categoria para fadiga : Rodovias Expressas, Estradas e Ruas --> **100.000 ciclos**

11.1- Na emenda dos perfis das longarinas:
- Figura 10 (exemplos Fig.10.3.1C)
- Categoria B (tabela 10.3.1B)

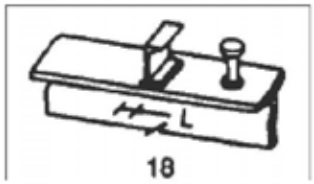


10

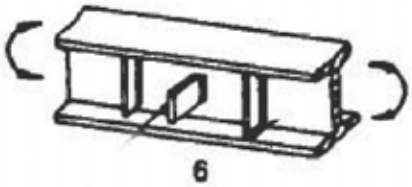
Da tabela 10.3.1A, temos --> Faixa de tensão admissível Sr = 16.2 kN/cm2

$$sr2 := \frac{Mcm(x_1)}{WIM_{(1)}} \qquad sr2 = 12.0\frac{kN}{cm^2} \quad < \quad Sr \quad ok$$

11.2- No pé da solda de enrijecedores transversais e conectores:
- Figuras 6 e 18 (exemplos Fig.10.3.1C)
- Categoria C (tabela 10.3.1B)



18

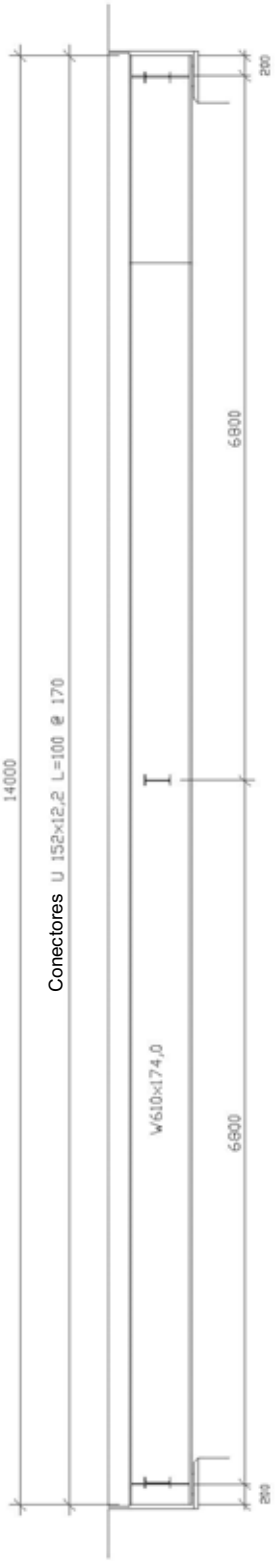


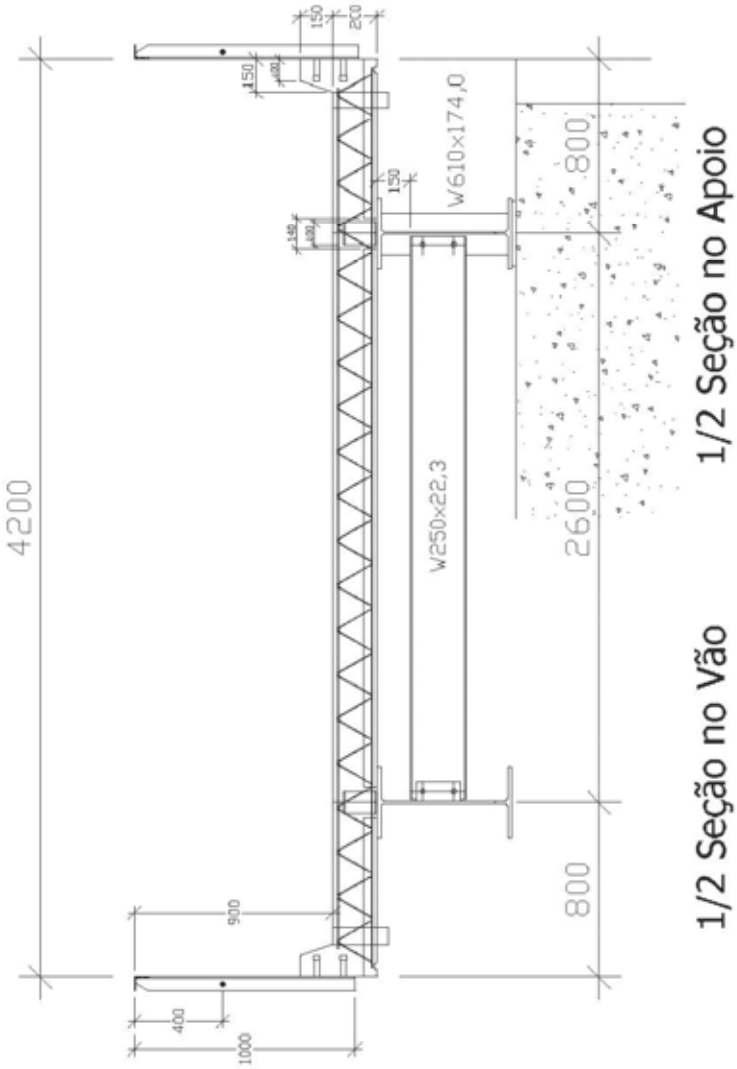
6

Da tabela 10.3.1A, temos --> Faixa de tensão admissível Sr = 11.2 kN/cm2

$$sr1 := \frac{Mcm(x_1)}{WIM_{(1)}} \qquad sr1 = 12.0\frac{kN}{cm^2} \quad < \quad Sr \quad ok$$

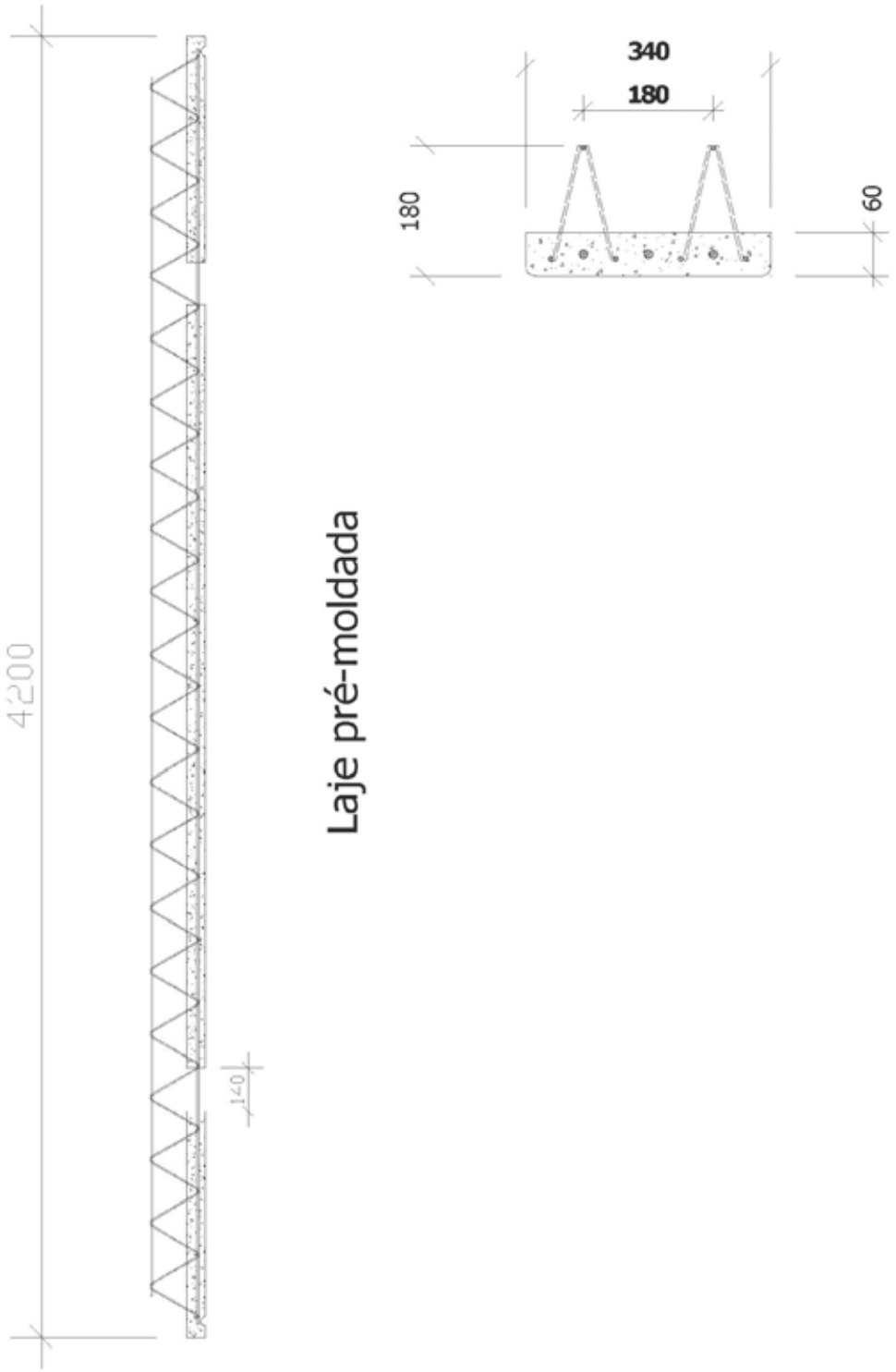
12- DESENHOS DA ESTRUTURA METÁLICA DA PONTE





NOTAS GERAIS:

1- Medidas em milímetros
2- Estrutura em aço ASTM A572 Grau 50, pintado.
3- Parafusos ASTM A325 tipo 1.
3- Concreto da laje fck > 25 MPa.
4- Estrutura projetada para a Classe 30t.
5- Como alternativa em perfil soldado de aço ASTM A36, pode-se usar para a longarinas VS 800x173 e para as travessas VS 250x24.



CBCA Centro Brasileiro da Construção em Aço	Ponte Vicinal Metálica de 14m	Página 18 de 18