

**Ricardo Valeriano**

# PONTES

oficina de textos

Copyright © 2021 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

**Conselho editorial** Arthur Pinto Chaves; Cylon Gonçalves da Silva;  
Doris C. C. Kowaltowski; José Galizia Tundisi;  
Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene; Rozely Ferreira  
dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano.

**Capa e projeto gráfico** Malu Vallim  
**Diagramação** Luciana Di Iorio  
**Preparação de figuras** Victor Azevedo  
**Preparação de textos** Hélio Hideki Iraha  
**Revisão de textos** Renata de Andrade Sangeon  
**Impressão e acabamento** BMF gráfica e editora

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

---

Valeriano, Ricardo  
Pontes / Ricardo Valeriano. -- 1. ed. --  
São Paulo : Oficina de Textos, 2021.

Bibliografia  
ISBN 978-65-86235-17-3

1. Concreto armado 2. Engenharia civil  
3. Engenharia civil - Estudo e ensino 4. Engenharia  
civil (Estruturas) 5. Pontes 6. Pontes de concreto -  
Projetos e construção I. Título.

21-59848

CDD-624.257

---

**Índices para catálogo sistemático:**

1. Pontes de concreto armado : Engenharia 624.257

Maria Alice Ferreira - Bibliotecária - CRB-8/7964

Todos os direitos reservados à Editora **Oficina de Textos**

Rua Cubatão, 798

CEP 04013-003 São Paulo SP

tel. (11) 3085 7933

[www.ofitexto.com.br](http://www.ofitexto.com.br)

[atend@ofitexto.com.br](mailto:atend@ofitexto.com.br)

# Sumário

<b>Prefácio</b> .....	<b>7</b>
<b>1 Conceitos fundamentais</b> .....	<b>9</b>
1.1 Definições .....	9
1.2 Projeto e construção.....	10
1.3 Evolução histórica.....	12
<b>2 Elementos de composição das pontes</b> .....	<b>25</b>
2.1 Elementos estruturais principais .....	26
2.2 Elementos estruturais de extremidade.....	26
2.3 Aparelhos de apoio.....	30
2.4 Elementos de proteção.....	43
2.5 Vistas típicas .....	46
<b>3 Sistemas estruturais</b> .....	<b>49</b>
3.1 Sistemas fundamentais.....	49
3.2 Sistemas em viga.....	51
3.3 Sistema em arco .....	57
3.4 Sistema pênsil.....	60
3.5 Sistema treliçado .....	63
3.6 Sistema estaiado.....	64
3.7 Pontes móveis.....	68
3.8 Vão máximo .....	69
<b>4 Principais ações</b> .....	<b>75</b>
4.1 Ações permanentes .....	75
4.2 Ações variáveis.....	91
<b>5 Forma e geometria</b> .....	<b>109</b>
5.1 Superestrutura em laje.....	110
5.2 Superestrutura em viga .....	113
5.3 Geometria viária .....	123
5.4 Geometria estrutural .....	128

<b>6</b>	<b>Comportamento dos materiais .....</b>	<b>133</b>
6.1	Aço.....	133
6.2	Concreto.....	138
<b>7</b>	<b>Propriedades de seção transversal .....</b>	<b>149</b>
7.1	Seção simétrica.....	149
7.2	Seção genérica.....	154
7.3	Definição da mesa colaborante .....	167
<b>8</b>	<b>Viga sob flexão .....</b>	<b>173</b>
8.1	Viga em material homogêneo.....	173
8.2	Viga mista .....	178
8.3	Viga em concreto armado .....	183
<b>9</b>	<b>Linhas de influência .....</b>	<b>222</b>
9.1	Viga isostática.....	222
9.2	Viga hiperestática .....	245
9.3	Análise da torção .....	251
<b>10</b>	<b>Trem-tipo rodoviário.....</b>	<b>258</b>
10.1	Superestrutura em seção celular .....	259
10.2	Superestrutura em seção aberta .....	264
<b>11</b>	<b>Protensão.....</b>	<b>295</b>
11.1	Comportamento de viga protendida .....	295
11.2	Cordoalhas de protensão .....	299
11.3	Barras de protensão .....	300
11.4	Sistemas de protensão .....	301
11.5	Ação da protensão.....	306
11.6	Perdas de protensão.....	307
11.7	Análise da protensão .....	308
<b>12</b>	<b>Estados-limites e combinações.....</b>	<b>312</b>
12.1	Solicitações de projeto .....	312
12.2	Ações.....	313
12.3	Estados-limites .....	313
12.4	Carregamentos .....	313
12.5	Coefficientes de ponderação .....	314
12.6	Coefficientes de redução.....	315
12.7	Tipos de combinações.....	316
12.8	Estados-limites últimos.....	317
12.9	Estados-limites de serviço (ELS) .....	324
	<b>Referências bibliográficas .....</b>	<b>333</b>

# Prefácio

O material aqui apresentado é baseado nas aulas do curso de Pontes em Concreto Armado e Protendido, disciplina obrigatória da graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Nos primeiros capítulos são expostos os conceitos fundamentais relativos às estruturas típicas de pontes, destacando-se a identificação dos elementos constituintes, a caracterização e o comportamento dos sistemas estruturais das pontes, proporções básicas e formas geométricas das superestruturas mais usuais em lajes e em vigas. Quanto às ações atuantes, são detalhadas apenas aquelas que despertam solicitações importantes no dimensionamento da superestrutura. Para complementar os fundamentos do dimensionamento das estruturas em concreto armado e protendido, são revistos os comportamentos e as propriedades do aço e do concreto, incluindo os conceitos relativos aos fenômenos reológicos. A formulação do modelo estrutural de viga é estendida e adaptada para considerar os diferentes Estádios do concreto armado e um capítulo é dedicado às propriedades geométricas de seção transversal sob flexão. No tópico das linhas de influência, considerado essencial, demonstra-se o princípio de Müller-Breslau para vigas isostáticas e hiperestáticas e são apresentados os fundamentos para determinação e aplicação das linhas de influência de torção. Especial atenção é dada ao estudo da distribuição transversal de cargas móveis nas estruturas em vigas múltiplas, destacando-se a influência da proporção entre rigidez flexional e torcional. Visando introduzir o tema da protensão, apresentam-se de forma sucinta as principais técnicas, equipamentos e materiais, os comportamentos fundamentais e a análise das estruturas protendidas. No último capítulo são abordados os princípios do projeto de estruturas, relativos à caracterização dos estados-limites e combinações de solicitações de acordo com as Normas brasileiras. É importante realçar que se considera que já são adquiridos conhecimentos básicos de análise e dimensionamento de estruturas, principalmente em concreto armado. De qualquer forma, torna-se essencial alguma revisão ou aprofundamento e, assim, justificam-se os capítulos destinados a flexão de vigas em concreto armado nos Estádios I, II e III, propriedades geométricas, estados-limites e comportamentos dos materiais. Embora esses tópicos sejam regularmente tratados em outras disciplinas, seguem-se por princípio a revisão conceitual e o aprofundamento nas aplicações, visando atender as necessidades particulares das estruturas de pontes.

# Conceitos fundamentais



*“When the history of our time is written, posterity will know us not by a cathedral or temple, but by a bridge.”*

Montgomery Schuyler, jornalista e crítico de arquitetura (1877)

## 1.1 Definições

As estruturas típicas de pontes são usualmente classificadas como *obras de arte especiais*, ou simplesmente OAEs, denominação destinada a diferenciá-las das *obras de arte correntes*, que são constituídas basicamente por pontilhões e bueiros. De acordo com o DNIT (2004, p. 3, grifo nosso), têm-se as seguintes definições:

- ▶ **Ponte:** estrutura, inclusive apoios, construída sobre uma depressão ou uma obstrução, tal como água, rodovia ou ferrovia, que sustenta uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que tem um vão livre, medido ao longo do eixo da rodovia, de *mais de seis metros*. Ficam incluídos nesta definição viadutos, passagens superiores e passagens inferiores.
- ▶ **Pontilhão:** ponte, inclusive apoios, com vão livre igual ou *inferior a seis metros*.
- ▶ **Bueiro:** estrutura de drenagem, construída sob a rodovia, atravessando todo o corpo estradal.

Em geral, as obras de arte correntes seguem projetos padronizados, como o bueiro celular exemplificado na Fig. 1.1.

A transposição de um determinado obstáculo, em rodovias, ferrovias ou mesmo hidrovias, dá-se através de estruturas típicas de pontes. Dependendo do obstáculo e da função, as estruturas apresentam denominação específica, identificando-se:

- ▶ **ponte:** transposição de obstáculo com massa de água em sua maior parte (rios, lagos etc.);
- ▶ **viaduto:** transposição de obstáculo sem massa de água em sua maior parte (vales, vias etc.);
- ▶ **elevado:** estrutura que se desenvolve ao longo de obstáculo com ou sem água;

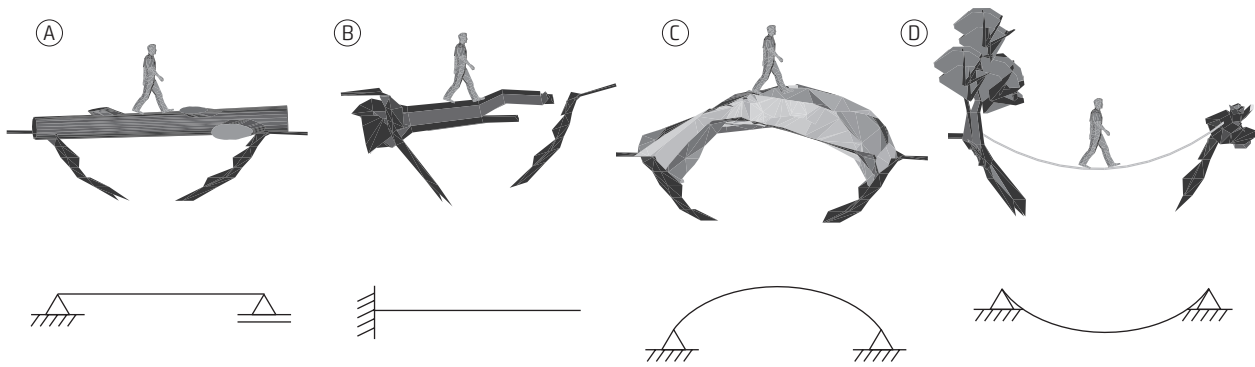


Fig. 1.6 Sistemas estruturais fundamentais: (A) biapoiado, (B) balanço, (C) arco e (D) pênsil

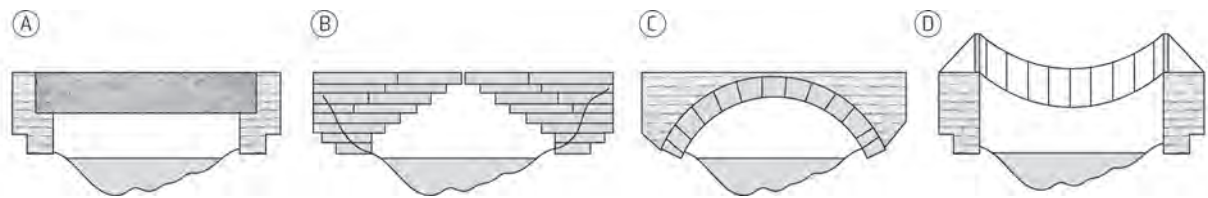


Fig. 1.7 Aplicação simples dos sistemas estruturais fundamentais: (A) biapoiado, (B) balanço, (C) arco e (D) pênsil

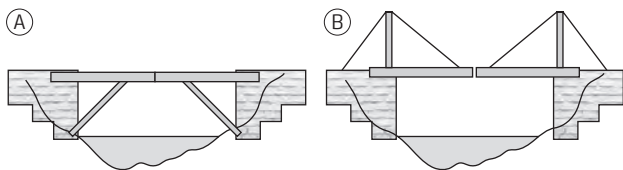


Fig. 1.8 Variações do sistema em balanço: (A) balanço escorado e (B) balanço estaiado

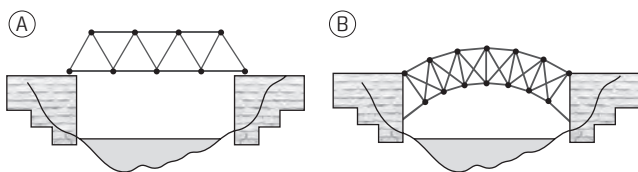


Fig. 1.9 Sistemas treliçados: (A) viga em treliça e (B) arco em treliça

Pode-se considerar que o balanço com escora inclinada (mão-francesa) e a estrutura estaiada são evoluções do sistema em balanço, conforme ilustrado na Fig. 1.8.

A evolução dessas variações conduziu naturalmente aos sistemas treliçados, aplicados nos modelos fundamentais em viga e arco, como exemplificado na Fig. 1.9.

### Biapoiado

O sistema de viga biapoiada é talvez o mais intuitivo, sendo observado em todas as civilizações antigas, tais como na Mesopotâmia, no Egito, na Grécia e nas Américas (astecas, maias e incas). Nesse sistema, as construções em pedra ficam limitadas a alguns poucos metros de vão, devido à relativamente baixa resistência à flexão. Um exemplo antigo em placa de pedra biapoiada é Tarr Steps (Fig. 1.10), na Inglaterra, cuja construção é considerada pré-histórica.



Fig. 1.10 Ponte pré-histórica Tarr Steps em placas de pedras biapoiadas  
Fonte: Stefan Kühn (CC BY-SA 3.0, <https://w.wiki/Le2>).

# Elementos de composição das pontes

# 2

Na composição das estruturas típicas de pontes, pode-se distinguir entre os componentes com função estrutural, ou seja, concebidos e dimensionados de forma a absorver e transmitir forças relativamente expressivas, e os demais elementos sem função estrutural primordial.

Entre os elementos estruturais, pode-se identificar:

▶ *Elementos estruturais principais:*

- ◆ superestrutura;
- ◆ mesoestrutura;
- ◆ infraestrutura.

▶ *Elementos estruturais de extremidade:*

- ◆ cortinas e alas;
- ◆ placa de transição;
- ◆ extremos sobre encontro;
- ◆ extremos em balanço;
- ◆ contenção em terra armada.

▶ *Elementos de apoio:*

- ◆ metálicos;
- ◆ em concreto armado;
- ◆ elastoméricos.

▶ *Elementos de proteção:*

- ◆ guarda-rodas;
- ◆ barreiras;
- ◆ defensas metálicas;
- ◆ guarda-corpos.

Os elementos sem função estrutural fundamental podem ser identificados como elementos complementares, tais como:

- ▶ drenagem (captação e escoamento);
- ▶ juntas de dilatação;
- ▶ pavimentação;
- ▶ sinalização horizontal e vertical;

metálicas (armaduras) (Fig. 2.11). As fitas são formadas por hastes chatas corrugadas em aço galvanizado, na forma de tiras, unidas às escamas por ligação parafusada. As escamas são posicionadas e apuradas à medida que se executa o aterro, predominantemente arenoso e isento de matéria orgânica. Esse sistema foi patenteado pelo engenheiro francês Henri Vidal (1924-2007) em 1963, sendo chamado originalmente de *terre armée*. Atualmente, a patente está expirada e a técnica construtiva passou ao domínio público.

### 2.3 Aparelhos de apoio

Basicamente, a superestrutura pode estar conectada à mesoestrutura de forma monolítica (aportricada) ou simplesmente apoiada. Nas superestruturas simplesmente apoiadas, os deslocamentos horizontais despertados, por exemplo, em decorrência de variação de temperatura podem ocorrer praticamente sem restrições e, assim, não despertam solicitações na mesoestrutura e nas fundações. Já nas superestruturas aportricadas, os deslocamentos horizontais das longarinas não ocorrem livremente, sendo impostas solicitações importantes, de flexão e cortante, nos pilares e até mesmo nas fundações. Na Fig. 2.12 exemplificam-se esquematicamente os comportamentos distintos de uma superestrutura de comprimento  $L$ ,

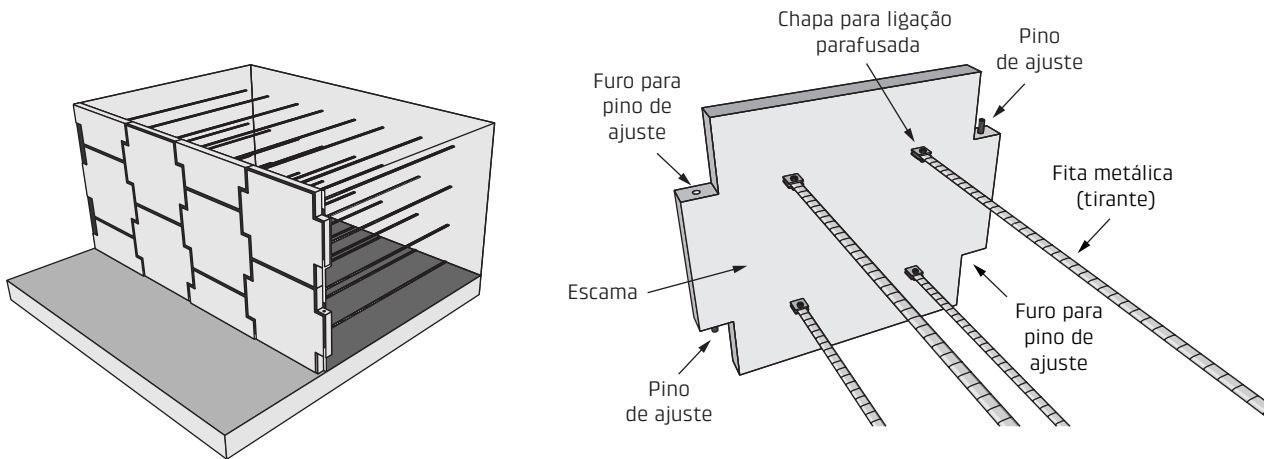


Fig. 2.11 Contenção em terra armada

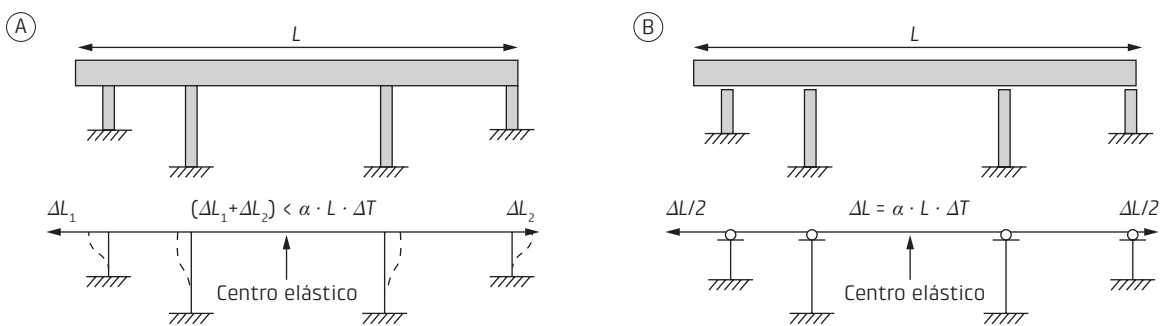


Fig. 2.12 Superestrutura (A) aportricada e (B) simplesmente apoiada sob variação de temperatura

## 2.4 Elementos de proteção

Os elementos de proteção destinam-se basicamente a receber os eventuais choques de veículos ou, ainda, proteger os pedestres, como os guarda-corpos.

### 2.4.1 Guarda-rodas

No passado, a limitação da pista se dava através dos chamados guarda-rodas, que eram apenas simples balizadores de tráfego, como ilustrado na Fig. 2.34, semelhantes ao meio-fio ou guia das vias urbanas. Sua reduzida altura não oferecia, na prática, segurança adequada contra o eventual choque de veículo, cuja proteção se complementava com a presença de um guarda-corpo.

### 2.4.2 Barreira tipo New Jersey

A partir de pesquisas efetuadas na década de 1950 no estado de New Jersey (EUA), foram desenvolvidas as barreiras rígidas em concreto armado, capazes de impedir que os veículos eventualmente desgovernados saíssem da pista. O padrão New Jersey, adotado no Brasil, segue as dimensões indicadas na norma DNIT nº 109 (DNIT, 2009), conforme reproduzido na Fig. 2.35. Uma variação, denominada tipo F e ilustrada na Fig. 2.36, apresenta dimensões um pouco mais estreitas.

Para que as barreiras possam se prolongar até as extremidades das alas, deve-se prever um aumento

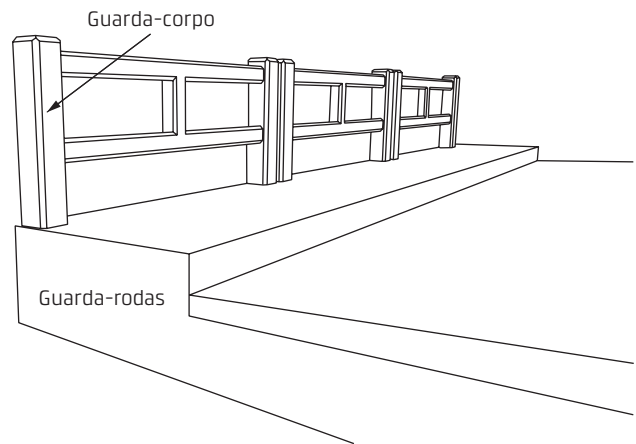


Fig. 2.34 Guarda-rodas e guarda-corpo – padrão antigo

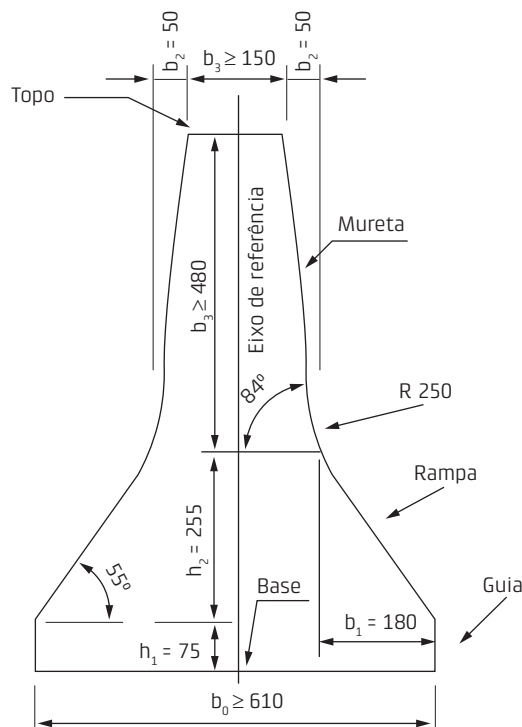
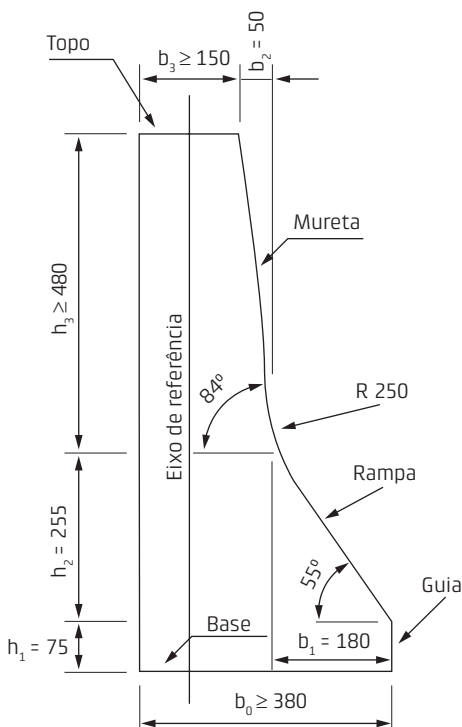


Fig. 2.35  
Barreira tipo  
New Jersey –  
dimensões  
em mm  
Fonte: DNIT  
(2009).

Para superar um obstáculo, a superestrutura deve ser capaz de vencer uma determinada extensão, denominada vão livre. O avanço da Engenharia de Estruturas pode ser definido em função da extensão dos vãos livres superados, cujos valores atingem atualmente cerca de 2.000 m no sistema pênsil. Esse avanço se deve não só ao conhecimento, teórico e prático, consolidado na especialidade da Engenharia de Estruturas, mas também à evolução das técnicas construtivas e dos materiais, principalmente o concreto e o aço, e ainda ao desenvolvimento de máquinas, equipamentos e ferramentas. O limite de vão máximo depende fundamentalmente do sistema estrutural e do processo construtivo. São apresentados neste capítulo os fundamentos e comportamentos dos principais sistemas estruturais na forma como são aplicados na atualidade. São ainda mostradas resumidamente as principais concepções de pontes móveis, os atuais recordes em cada sistema e os fundamentos do conceito de vão ótimo.

## 3.1 Sistemas fundamentais

Conforme apresentado no Cap. 1, pode-se considerar que os sistemas estruturais atuais derivam de quatro sistemas fundamentais (biapoiado, balanço, arco e pênsil). Observa-se que os sistemas biapoiado e em balanço representam basicamente o mesmo sistema de viga sob flexão. Assim, os sistemas estruturais fundamentais podem ser caracterizados fundamentalmente em função da natureza das solicitações predominantes: flexão nas vigas, compressão nos arcos e tração no sistema pênsil, como resumido nos diagramas do Quadro 3.1.

A distribuição das tensões de compressão nos arcos e de tração nos cabos tende a ser uniforme, resultando assim num aproveitamento pleno do material. Na flexão simples das vigas, as tensões normais, decorrentes dos momentos fletores, apresentam-se linearmente variáveis, assumindo valores reduzidos na região central, próxima do centroide, onde as tensões se anulam. Em compensação, as tensões cisalhantes, decorrentes das solicitações cortantes, são nulas nas faces superior e inferior e atingem valores máximos na região do centroide da seção. O Quadro 3.2 ilustra essas distribuições típicas de tensões.

estruturas protendidas. Além disso, nas superestruturas isostáticas as variações de temperatura e os eventuais recalques diferenciais não despertam solicitações, uma vez que as deformações podem ocorrer sem restrições.

### 3.2.2 Viga Gerber

Essa denominação, em alusão ao sistema patenteado pelo engenheiro alemão Heinrich Gottfried Gerber (1832-1912) em 1866, refere-se ao esquema estrutural caracterizado por rótulas posicionadas nas proximidades dos pontos de momentos fletores nulos de uma viga contínua. A estrutura resultante, exemplificada na Fig. 3.7, apresenta resistência equivalente à da viga contínua e possui as vantagens do modelo isostático. A viga biapoiada sobre as rótulas (dentes Gerber) é denominada viga Gerber.

Embora essa solução tenha sido comum no passado, a construção de superestruturas com dente Gerber está em desuso em razão do risco de ruptura brusca, como já registrado no Brasil e em diversos países. A penetração de água através das juntas é praticamente inevitável, resultando em deterioração da camada de cobertura e corrosão das armaduras em locais de difícil visualização e acesso. A evolução do processo de colapso do dente Gerber é “silenciosa” e a ruptura ocorre subitamente, sem que se notem deformações expressivas. A Fig. 3.8 apresenta resumidamente o aspecto típico do problema.

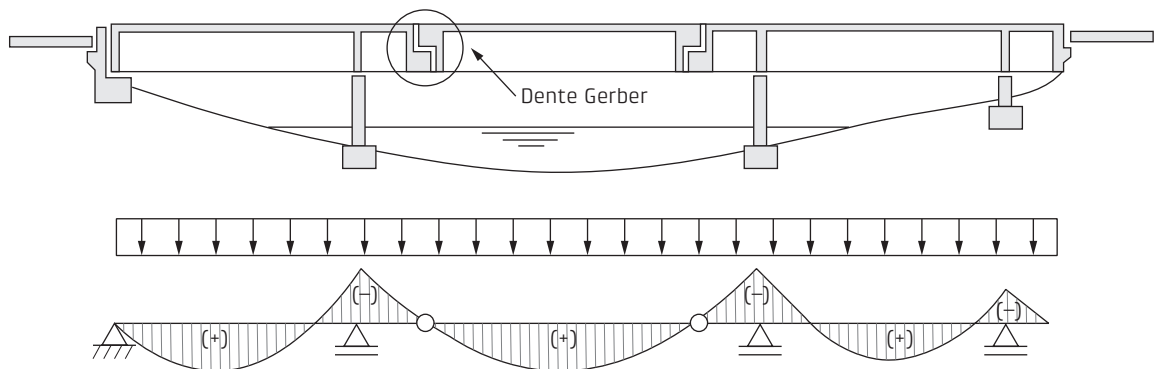


Fig. 3.7 Ponte com viga Gerber no vão central e diagrama típico de momentos fletores

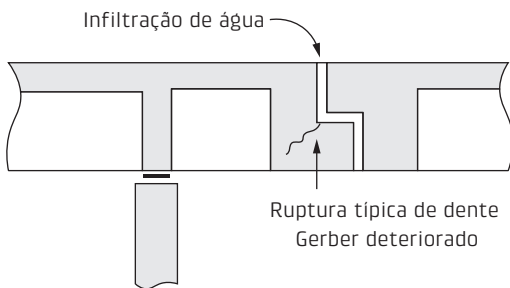


Fig. 3.8 Aspecto típico do processo de deterioração de dente Gerber

### 3.2.3 Viga hiperestática

Os sistemas hiperestáticos mais usuais são as vigas contínuas, nas quais a superestrutura encontra-se simplesmente apoiada sobre a meso ou a infraestrutura. No caso de vãos variáveis, os comprimentos dos vãos tendem a sofrer variação, da ordem de 20% a 30% entre vãos consecutivos. Essa variação visa balancear os momentos fletores negativos e positivos. Assim como na solução em viga biapoiada, são comuns as concepções de viga contínua,

### 3.5 Sistema treliçado

Os sistemas em treliça permitem concentrar as solicitações nas direções das barras, que, pela seção relativamente pequena, apresentam preponderância de tensões normais uniformes. A análise estrutural de estruturas treliçadas, mesmo considerando as barras rigidamente conectadas entre si, revela que os elementos tendem a se comportar como birrotulados. Sendo assim, as barras das treliças são consideradas tracionadas ou comprimidas, apresentando distribuição de tensão uniforme e pleno aproveitamento do material. Deve-se observar que os sistemas treliçados em madeira constituem solução intuitiva e existem desde a Antiguidade, porém, ao contrário dos arcos em pedra, não resistiram ao tempo.

Com o advento das estruturas metálicas, o sistema em treliça tornou-se uma solução bastante eficiente. Seguindo-se os mesmos princípios dos sistemas fundamentais, as vigas e os arcos podem ser concebidos de forma treliçada, aliviando o peso próprio e otimizando o aproveitamento do material, como esquematizado na Fig. 3.28.

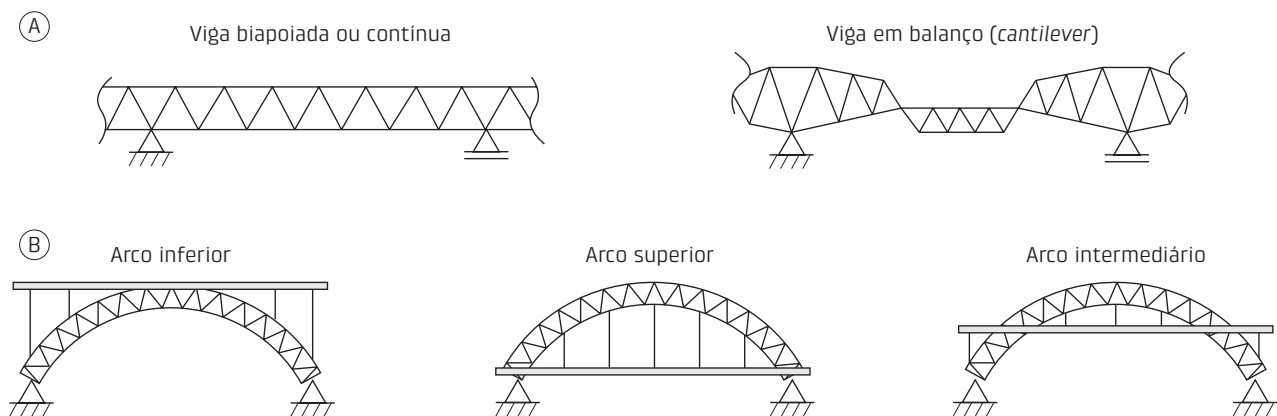


Fig. 3.28 Sistemas fundamentais treliçados: (A) viga treliçada e (B) arco treliçado

Um exemplo emblemático de estrutura em treliça metálica, baseada no sistema em balanço, é a ponte de Forth (Fig. 3.29), construída na Escócia na década de 1880 para atender ao tráfego ferroviário.



Fig. 3.29 Sistema estrutural em treliça metálica – ponte de Forth, na Escócia

Fonte: Mike McBey (CC BY 2.0, <https://flic.kr/p/23ANMGr>).

As ações, que podem ser de natureza permanente ou variável, definem os sistemas de forças, usualmente denominados cargas, que são aplicadas no modelo estrutural para determinação das solicitações para dimensionamento. As ações permanentes são em geral definidas de forma única, com valores considerados constantes. Por exemplo, o peso próprio e as sobrecargas permanentes, que correspondem a forças de origem gravitacional conhecidas, têm seus valores determinados e são aplicados em posições bem definidas. Já uma ação variável não apresenta magnitude constante ao longo do tempo, podendo mesmo ser aplicada em posições diversas. Exemplo típico de ação variável é a carga móvel, que corresponde ao peso dos veículos, rodoviários ou ferroviários, agindo sobre a superestrutura.

É importante observar que, embora a maior parte das ações atue diretamente sobre a superestrutura, nem todas despertam solicitações para dimensionamento da viga principal. Por exemplo, as forças de frenagem e aceleração dos veículos não causam solicitações significativas na superestrutura, só sendo importantes no dimensionamento dos pilares, blocos de coroamento e estacas.

De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2003a), além das ações permanentes e variáveis, podem ocorrer ainda ações excepcionais, tais como explosões e choques, ou fenômenos climáticos anormais (imprevisíveis), como sismos, ventos e enchentes catastróficas. Em relação ao choque de veículos rodoviários ou embarcações, a NBR 7187 prescreve que os pilares passíveis de serem atingidos devem ser verificados quanto a essas ações, porém essa verificação pode ser dispensada se existirem dispositivos capazes de proteger a estrutura.

## 4.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 7187, uma ação permanente apresenta intensidade que pode ser considerada constante ao longo da vida útil da construção. Considera-se, ainda, como permanente a ação com alguma variação no tempo, mas que apresente tendência de estabilização, tal como as forças de protensão.

Entre as principais ações permanentes, pode-se destacar:

- ▶ peso próprio dos elementos estruturais, ou seja, lajes, vigas, pilares etc.;

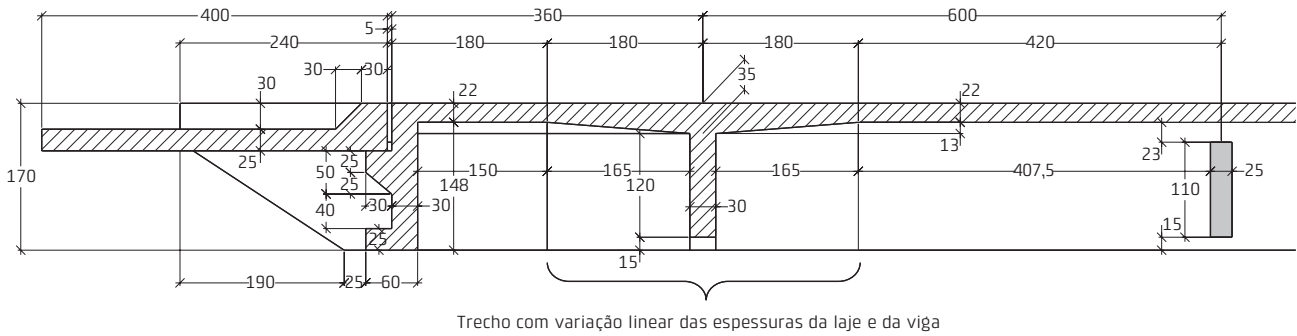


Fig. 4.5 Detalhe do corte longitudinal – medidas em cm

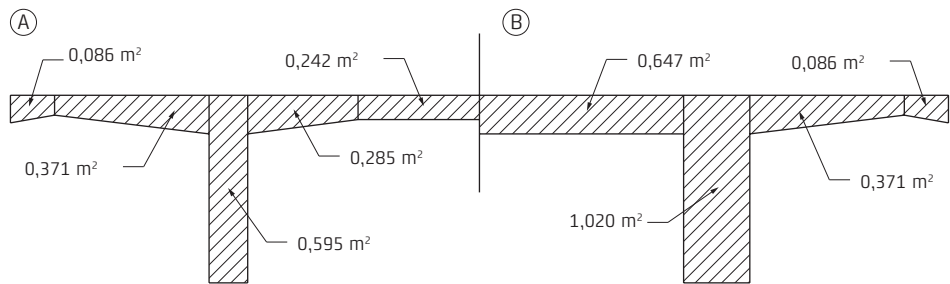


Fig. 4.6 Determinação das áreas das meias seções (A) corrente e (B) no apoio

A carga distribuída de peso próprio agindo sobre uma das vigas no trecho de seção corrente apresenta valor constante e sofre acréscimo na região de alargamento da alma e da laje, atingindo valor máximo na seção de apoio. As cargas podem ser determinadas como indicado na Tab. 4.1.

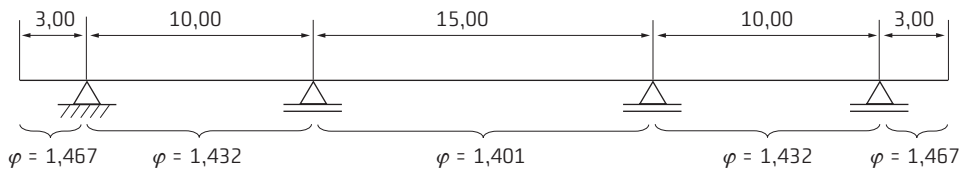
Tab. 4.1 Cargas de peso próprio sobre uma longarina – exemplo de ponte com duas vigas

	Seção corrente	Seção no apoio
Pingadeira	0,086 m <sup>2</sup>	0,086 m <sup>2</sup>
Balanço da laje	0,371 m <sup>2</sup>	0,371 m <sup>2</sup>
Viga (longarina)	0,595 m <sup>2</sup>	1,020 m <sup>2</sup>
Mísula da laje	0,285 m <sup>2</sup>	–
Laje central	0,242 m <sup>2</sup>	0,647 m <sup>2</sup>
Área total (A)	1,579 m <sup>2</sup>	2,124 m <sup>2</sup>
$g_1 = A \cdot (25 \text{ kN/m}^3)$	39,5 kN/m	53,1 kN/m

Lembrando que o modelo estrutural representa uma única linha de longarina, considera-se metade do peso de cada transversina como carga concentrada. Têm-se então:

- ▶ Dimensões da transversina de vão (cm): seção 25 × 110; comprimento =  $420 \div 2 = 210$ .
- ▶ Peso de meia transversina de vão:

$$(0,25 \text{ m} \times 1,10 \text{ m} \times 2,10 \text{ m}) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 14,44 \text{ kN} \quad (4.1)$$



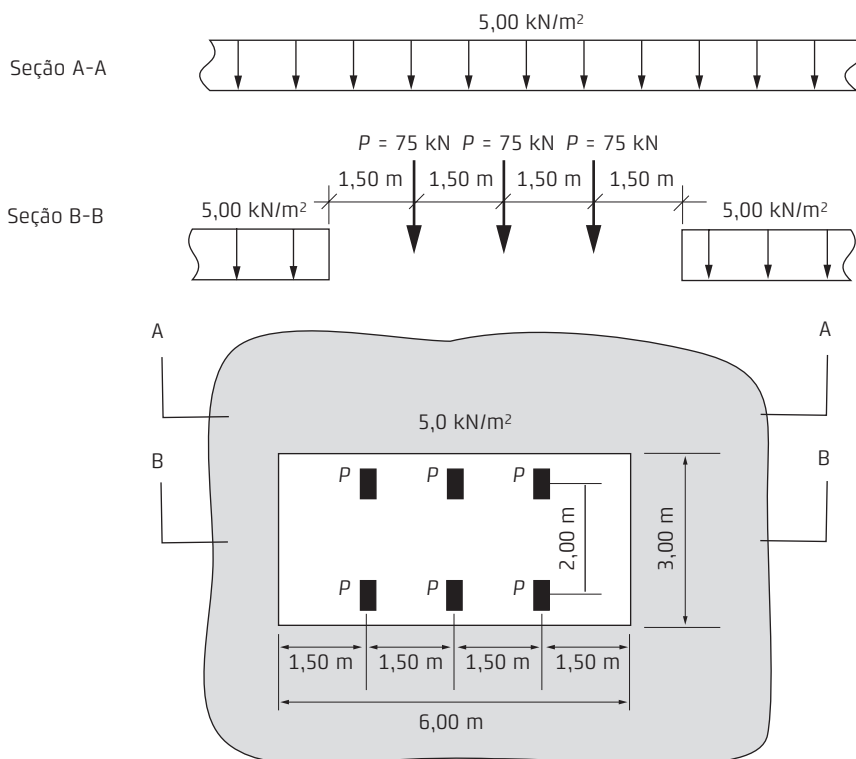
**Fig. 4.32** Valores do coeficiente de impacto ferroviário

#### 4.2.2 Carga móvel rodoviária

Ao contrário da carga móvel ferroviária, definida na forma de cargas distribuídas por unidade de comprimento e concentradas, as cargas móveis rodoviárias atuam de forma generalizada sobre a superfície de rolamento e, assim, podem agir em variadas posições.

A NBR 7188 (ABNT, 2013) define como carga móvel rodoviária padrão o TB-450, caracterizado por veículo-tipo com 450 kN de peso, circundado por carga distribuída de 5,00 kN/m<sup>2</sup>, conforme reproduzido na Fig. 4.33. Considerando-se uma distribuição uniforme do peso do veículo, cada roda apresenta uma carga  $P = 450 \div 6 = 75$  kN, como indicado. No caso de estradas vicinais municipais com uma faixa ou em obras particulares, a NBR 7188 indica que a carga móvel rodoviária seja no mínimo igual à do tipo TB-240 (veículo com peso de 240 kN), com valores e disposição tais como os definidos na antiga NB 6 (ABNT, 1960).

Nos passeios, deve-se considerar uma carga distribuída de 3,00 kN/m<sup>2</sup>, na posição mais desfavorável, concomitante com a carga móvel rodoviária, para a análise estrutural global. Entretanto, para o dimensionamento especificamente do elemento estrutural do passeio, deve-se adotar a carga distribuída no valor de 5,00 kN/m<sup>2</sup>, sem a



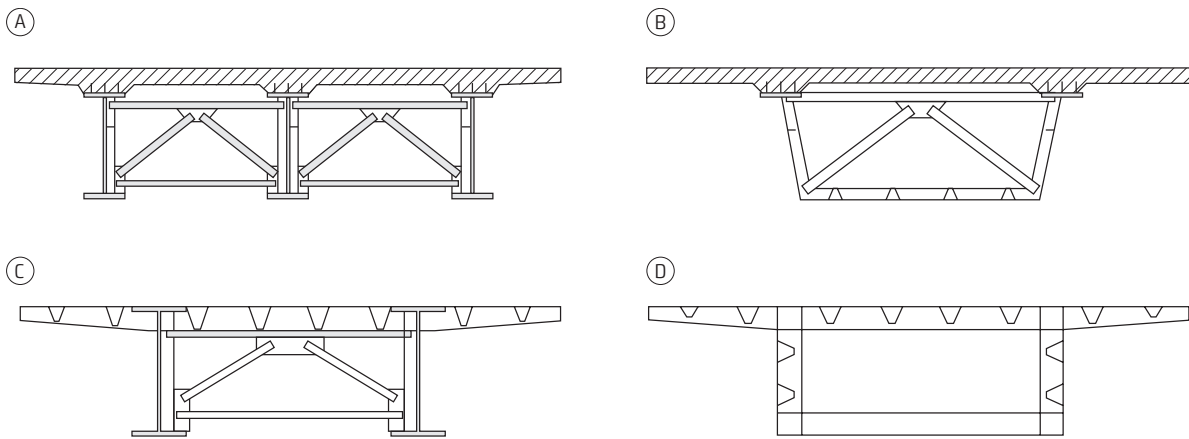
**Fig. 4.33** Definição da carga móvel rodoviária

Fonte: adaptado de ABNT (2013).

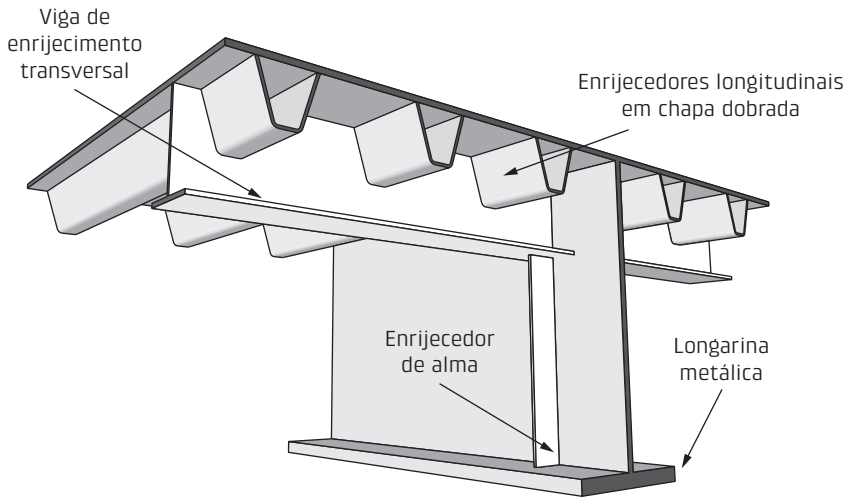
Neste capítulo, são apresentados os fundamentos para a definição das formas das superestruturas mais recorrentes em laje e em viga. As concepções de pontes nos demais sistemas, em arco, estaiado e pênsil, menos usuais, não são tratadas. Apresentam-se ainda os fundamentos para o detalhamento geométrico da superestrutura de modo a materializar perfeitamente o projeto geométrico viário.

A concepção da forma da superestrutura depende fundamentalmente da experiência do projetista e decorre, basicamente, da definição do sistema estrutural e do método construtivo. Entre os diversos fatores a serem considerados nessa definição, pode-se destacar:

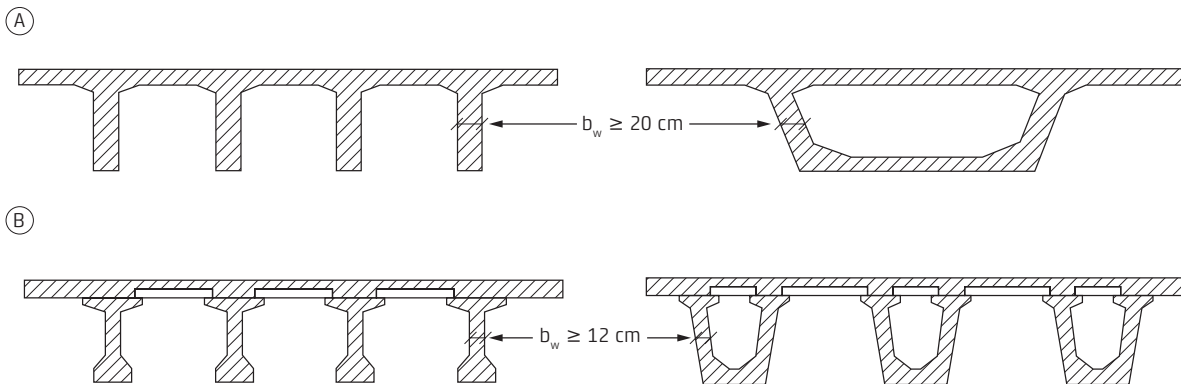
- ▶ *Localização da obra.* Superestruturas em meio urbano devem receber maior atenção quanto à estética do que obras em região rural. Vale lembrar que vigas moldadas no local e em seção celular tendem a apresentar melhor estética do que as soluções em vigas pré-moldadas.
- ▶ *Altura máxima dos pilares.* Pilares relativamente baixos permitem a adoção de apoios rotulados para a superestrutura em viga contínua. Pilares com maior altura podem induzir solução em superestrutura apertada. A altura dos pilares é basicamente função da topografia e do projeto vertical viário. Nas pontes, o greide é definido, em geral, em função da seção de vazão hidráulica e eventualmente do gabarito hidroviário. Nos viadutos e elevados, o greide deve respeitar o gabarito de transposição, rodoviário ou ferroviário.
- ▶ *Extensão do vão principal.* Conforme já apresentado, a solução do sistema estrutural é função direta do vão a ser vencido. Em resumo, utilizam-se os sistemas em laje para vãos da ordem de 10 m e os sistemas em viga para vãos da ordem de 100 m. O vão principal é preponderantemente função da seção de vazão hidráulica ou do gabarito hidroviário, no caso de pontes.
- ▶ *Tipo de solo.* Solos fracos resultam em fundações mais custosas, que devem ser minimizadas, resultando em solução com vãos maiores. Por outro lado, solos mais resistentes permitem fundações menos custosas, justificando vãos mais curtos. Essas considerações seguem o conceito de vão ótimo, já apresentado.
- ▶ *Condicionantes do projeto viário.* Deve-se observar principalmente a extensão total, a largura da seção e o alinhamento da travessia em planta, que pode ser basicamente ortogonal, esconso ou curvo, como esquematicamente ilustrado na Fig. 5.1.



**Fig. 5.7** Seções transversais em viga metálica: (A) viga mista em seção aberta, (B) viga mista em seção celular, (C) viga metálica com placa ortotrópica em seção aberta e (D) viga metálica com placa ortotrópica em seção celular



**Fig. 5.8** Aspecto típico de placa ortotrópica metálica



**Fig. 5.9** Limitações da NBR 7187 para superestruturas em vigas: (A) vigas concretadas in loco e (B) vigas pré-moldadas

Segundo a mesma norma, deve-se também prever no projeto os seguintes tipos de aberturas nas seções celulares:

- ▶ aberturas provisórias para retirada das formas internas e acesso para eventual protensão no interior da célula;

Nas estruturas de concreto armado e protendido, é fundamental que se conheça o comportamento dos materiais, não só para a definição das relações tensão-deformação e dos limites de resistência, mas também para a compreensão dos fenômenos reológicos. No concreto protendido, a relaxação do aço e a retração e a fluência do concreto determinam perdas de protensão e influem no comportamento estrutural e na redistribuição de tensões entre aço e concreto. Embora o concreto apresente comportamento complexo, este é definido basicamente por sua resistência característica à compressão  $f_{ck}$ , enquanto o aço é caracterizado por sua tensão de escoamento, denominada  $f_{yk}$  na armadura convencional e  $f_{pyk}$  no aço de protensão.

## 6.1 Aço

O aço de armadura passiva apresenta comportamento relativamente simples, admitido como elastoplástico perfeito. Para o aço de protensão, sem patamar de escoamento, o endurecimento por deformação (*strain hardening*) é significativo logo após o limite de elasticidade, devendo ser considerado. Além disso, no aço de protensão, que é submetido a deformações expressivas, o fenômeno da relaxação tem significativa importância e deve ser avaliado.

### 6.1.1 Aço de armadura passiva

No concreto armado, adota-se usualmente o aço CA-50, caracterizado pelo diagrama tensão-deformação típico, obtido através de ensaio de tração, ilustrado na Fig. 6.1. Os valores de referência indicados para  $f_y$ ,  $f_u$  e  $\epsilon_u$  correspondem às prescrições da NBR 7480 (ABNT, 2007).

Observa-se o comportamento elástico linear seguido de patamar de escoamento bem definido, perfeitamente plástico, antes do endurecimento por deformação (*strain hardening*). A NBR 6118 (ABNT, 2014, § 8.3.5) define o módulo de elasticidade ( $E_s$ ) em 210 GPa (= 21.000 kN/cm<sup>2</sup>). No Brasil, dispõe-se

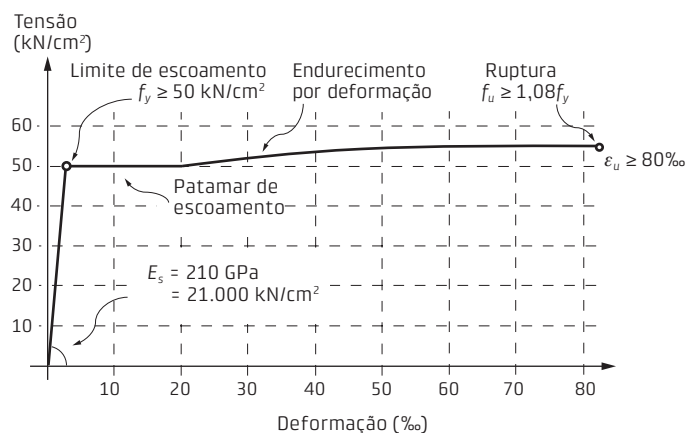


Fig. 6.1 Diagrama tensão-deformação sob tração típico do aço CA-50

$$E_{ci}(t) = \left( \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right)^{0,3} \cdot E_{ci} \quad (50 \leq f_{ck} \leq 90) \quad (6.13)$$

Com a Eq. 6.6 nas Eqs. 6.12 e 6.13, têm-se:

$$\frac{E_{ci}(t)}{E_{ci}} = e^{[0,5s(1-\sqrt{28/t})]} \quad (20 \leq f_{ck} \leq 45) \quad (6.14)$$

$$\frac{E_{ci}(t)}{E_{ci}} = e^{[0,3s(1-\sqrt{28/t})]} \quad (50 \leq f_{ck} \leq 90) \quad (6.15)$$

A variação do módulo na origem em idade inferior a 28 dias em relação ao módulo na origem aos 28 dias apresenta então o aspecto gráfico indicado nas Figs. 6.16 e 6.17.

Finalmente, vale lembrar que, de acordo com a NBR 6118 (§ 8.2.9), pode-se tomar para o coeficiente de Poisson o valor de 0,2 e, para o módulo de elasticidade transversal, a relação  $E_{cs}/2,4$ , considerando-se que o concreto apresente tensões entre  $f_{ct}$  e  $0,5f_c$ .

#### 6.2.4 Diagrama de cálculo

Para tensões de compressão menores que  $0,5f_c$ , a NBR 6118 (§ 8.2.10.1) permite admitir relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para o módulo de elasticidade o valor secante, conforme a Eq. 6.10. Essa situação corresponde aos Estádios I e II. Para tensões de compressão além de  $0,5f_c$ , o diagrama de cálculo deve ser na forma parábola-retângulo, válido para o Estádio III, conforme apresentado na Fig. 6.18 para concreto com  $f_{ck} \leq 50$  MPa, sendo:

$\varepsilon_c$  = deformação no concreto;

$\sigma_c$  = tensão no concreto, definida em função da deformação  $\varepsilon_c$ ;

$f_{cd}$  = valor de cálculo da tensão-limite de compressão do concreto ( $= f_{ck}/\gamma_c$ );

$f_{ck}$  = valor característico da tensão-limite de compressão do concreto;

$\varepsilon_{c2}$  = deformação de encurtamento de início da plastificação do concreto;

$\varepsilon_{cu}$  = deformação de encurtamento última (ruptura) do concreto.

Para  $55 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ , deve-se considerar os seguintes valores para as deformações:

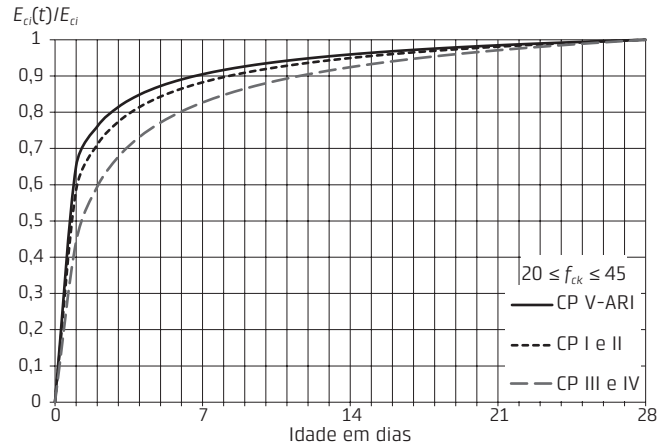


Fig. 6.16 Variação dos módulos na origem em função do tempo para  $20 \leq f_{ck} \leq 45$

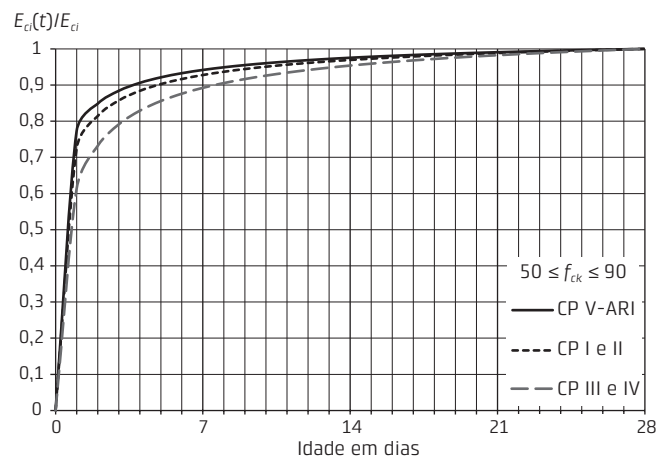


Fig. 6.17 Variação dos módulos na origem em função do tempo para  $50 \leq f_{ck} \leq 90$

# Propriedades de seção transversal

# 7

Admitidas as hipóteses usuais da teoria de viga em material elástico linear, as tensões por flexão são definidas em função da profundidade da fibra e do momento de 2ª ordem da seção ( $\int y^2 \cdot dA$ ), tomados em relação ao eixo centroidal. Observa-se que o momento de 2ª ordem apresenta dimensão  $[L^4]$ . Convém esclarecer que a grandeza denominada momento de inércia ( $\int r^2 \cdot dm$ ), com dimensão  $[M \cdot L^2]$ , é definida na cinética dos corpos rígidos, sendo função direta da massa. Embora essas grandezas sejam de natureza diferente, é comum e aceitável na Engenharia a denominação momento de inércia ou simplesmente inércia associada ao momento de 2ª ordem de seção transversal.

As propriedades geométricas de seção transversal são fundamentais para a análise de tensões de flexão. Basicamente, além da área da seção transversal, deve-se determinar o momento de 2ª ordem da área (inércia) e a posição do centroide, importante também para a definição do eixo do modelo unifilar.

As propriedades geométricas de formas simples, retangulares, triangulares ou trapezoidais podem ser definidas de maneira analítica. Nas vigas das superestruturas, é comum a presença de mísulas e mesas (flanges), resultando em seções transversais que podem ser decompostas em formas simples ou, num caso mais geral, por meio de um polígono de contorno.

Nas estruturas mistas, com viga metálica e laje em concreto, e nas estruturas com vigas em concreto armado ou protendido no Estádio I, o centroide e a inércia equivalente são determinados considerando-se os diferentes módulos de elasticidade, admitindo-se compatibilidade de deformações. Para a análise no Estádio II, o processo é análogo, porém deve-se desconsiderar a área tracionada em concreto para a determinação da inércia da seção fissurada.

## 7.1 Seção simétrica

Na maioria das situações de interesse prático, as vigas sob flexão reta em torno do eixo horizontal apresentam as seções transversais em forma simétrica em relação ao eixo vertical ( $Y$ ), ao longo do qual se deve situar o centroide. O eixo horizontal ( $\bar{X}$ ), passando pelo centroide ( $C$ ), é o eixo principal em torno do qual se define a inércia, relativa às tensões de flexão reta. É importante lembrar que, na flexão pura, a linha

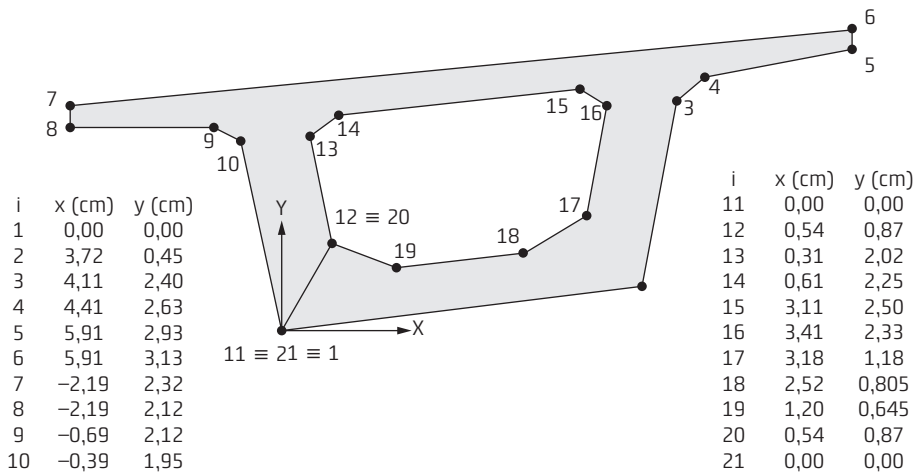


Fig. 7.24 Seção celular de ponte definida por polígono de contorno

Tab. 7.6 Propriedades geométricas de seção de ponte celular ( $N = 21$ )

i	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$\Delta_i$ (m <sup>2</sup> )	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{x,i}$ (m <sup>3</sup> )	$S_{y,i}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{x,i}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{y,i}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{xy,i}$ (m <sup>4</sup> )
			Eq. 7.63	Eq. 7.62	Eq. 7.65	Eq. 7.64	Eq. 7.67	Eq. 7.66	Eq. 7.68
1	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	3,72	0,450	7,079	3,540	3,362	9,237	4,154	27,146	9,985
3	4,11	2,40	0,225	0,113	0,189	0,320	0,357	1,023	0,604
4	4,41	2,63	-2,622	-1,311	-2,430	-4,510	-5,071	-17,576	-9,428
5	5,91	2,93	1,182	0,591	1,194	2,329	2,714	10,321	5,292
6	5,91	3,13	20,566	10,283	18,681	12,751	38,460	45,898	28,871
7	-2,19	2,32	0,438	0,219	0,324	-0,320	0,540	0,525	-0,532
8	-2,19	2,12	-3,180	-1,590	-2,247	1,526	-3,573	-1,798	2,427
9	-0,690	2,12	-0,519	-0,260	-0,352	0,093	-0,537	-0,039	0,143
10	-0,390	1,950	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
12	0,540	0,870	0,821	0,411	0,395	0,116	0,451	0,038	0,122
13	0,310	2,02	-0,535	-0,268	-0,381	-0,082	-0,610	-0,029	-0,132
14	0,610	2,25	-5,473	-2,737	-4,332	-3,393	-7,724	-5,446	-6,115
15	3,11	2,50	-1,279	-0,640	-1,029	-1,390	-1,865	-3,400	-2,515
16	3,41	2,33	-3,386	-1,693	-1,981	-3,719	-2,700	-9,193	-4,913
17	3,18	1,180	-0,414	-0,207	-0,137	-0,393	-0,103	-0,844	-0,295
18	2,52	0,805	0,659	0,330	0,159	0,409	0,087	0,594	0,225
19	1,200	0,645	0,696	0,348	0,176	0,202	0,101	0,138	0,112
20	0,540	0,870	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
21	0,00	0,00							
			14,260	A = 7,13	$S_x = 11,592$	$S_y = 13,178$	$I_x = 24,679$	$I_y = 47,359$	$I_{xy} = 23,850$

$$I_{\bar{y}} = I_y - A \cdot x_c^2 = 47,359 - 7,13 \times 1,848^2 = 23,009 \text{ cm}^4 \quad (7.81)$$

$$I_{\bar{x}\bar{y}} = I_{xy} - A \cdot x_c \cdot y_c = 23,850 - 7,13 \times 1,626 \times 1,848 = 2,425 \text{ cm}^4 \quad (7.82)$$

A direção principal é:

$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2I_{\bar{x}\bar{y}}}{I_{\bar{y}} - I_{\bar{x}}} \right) = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2 \times 2,425}{23,009 - 5,828} \right) = 7,88^\circ \quad (7.83)$$

O conhecimento do comportamento estrutural dos diversos elementos de uma ponte é fundamental para seu dimensionamento. Entre os componentes estruturais das pontes, pode-se considerar que a superestrutura tem maior importância, sendo o modelo em viga o mais usual. O comportamento estrutural da viga de material homogêneo, elástico e linear, pode ser definido a partir das solicitações internas (momentos fletores e cortantes), com as quais são determinadas prontamente as tensões normais e cisalhantes. Tais tensões definem um estado plano cujas direções e valores principais podem ser determinados via círculo de Mohr. Nas vigas em concreto armado, o comportamento estrutural não pode ser definido de forma tão imediata. A associação dos materiais (aço e concreto) resulta em um comportamento mais complexo, em decorrência das relações tensão-deformação não lineares, dos fenômenos reológicos (retração, fluência e relaxação) e da fissuração. Nas vigas em concreto armado sob flexão simples, o comportamento estrutural é melhor retratado através do diagrama momento-curvatura. Os fundamentos aplicados no estudo das vigas em concreto armado podem ser estendidos para as vigas de concreto protendido, sob flexão composta, considerando-se o estado de tensão (ou deformação) inicial introduzido pela protensão.

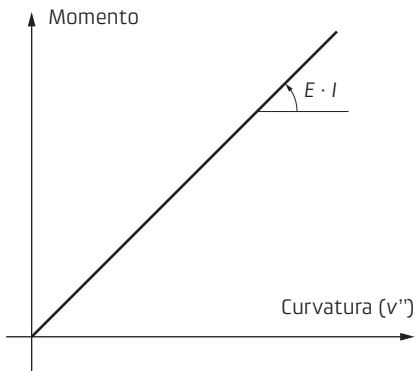
## 8.1 Viga em material homogêneo

Uma viga de material homogêneo, tal como o aço em regime elástico linear, apresenta comportamento estrutural bem definido, podendo ser caracterizado de acordo com a teoria mais usual na Engenharia, que pode ser denominada teoria de Euler-Bernoulli. Essa formulação é baseada na hipótese de seções planas (hipótese de Navier), o que resulta em deslocamentos exclusivamente decorrentes da flexão. São assim desprezadas as distorções por cisalhamento, conforme ilustrado na Fig. 8.1.

Observando-se o detalhe do elemento deformado por flexão, são definidas as seguintes relações geométricas:

- Rotação da seção:

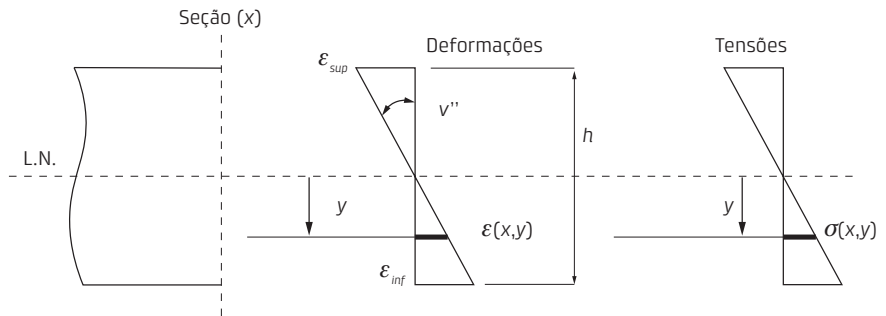
$$\phi(x) = \frac{dv}{dx} = v' \quad (8.1)$$



**Fig. 8.6** Relação momento-curvatura em viga homogênea

graficamente a uma reta com coeficiente angular expresso pelo produto  $E \cdot I$ , afetado pelo sinal negativo, em função da convenção de sinais adotada. Ou seja, a curvatura associada aos momentos fletores positivos deve ser negativa, uma vez que o centro de curvatura se situa acima do eixo da viga. Entretanto, para a representação gráfica da relação momento-curvatura torna-se mais conveniente relacionar momentos e curvaturas em valores absolutos, obtendo-se o gráfico ilustrado na Fig. 8.6.

A partir da Eq. 8.5 pode-se definir o valor da curvatura em uma determinada abscissa,  $v''(x)$ , em função das deformações, que, conforme indicado na Fig. 8.7, corresponde à declividade da reta de variação das deformações ao longo da altura da seção ( $h$ ).



**Fig. 8.7** Relação entre curvatura ( $v''$ ) e deformações

$$v''(x) = -\frac{\varepsilon(x,y)}{y} \Rightarrow v'' = \frac{\varepsilon_{sup} - \varepsilon_{inf}}{h} \quad (8.22)$$

### 8.1.2 Solicitações e tensões

Considerando-se uma viga em material homogêneo, têm-se os diagramas de solicitações típicos (momentos fletores e cortantes) e as respectivas distribuições de tensões (normais e tangenciais) numa seção transversal conforme ilustrado na Fig. 8.8.

Pode-se ainda elaborar um estudo mais detalhado determinando-se as tensões e direções principais, por exemplo via círculo de Mohr. Efetuando-se a análise de tensões em diversos pontos ao longo da viga, é possível obter as trajetórias de tensões principais, como ilustrado na Fig. 8.9.

## 8.2 Viga mista

As superestruturas em viga mista são caracterizadas por laje em concreto sobre viga metálica, como exemplificado na Fig. 8.10. É importante observar que, nesse caso de viga com dois materiais, a linha neutra não coincide com o centroide da área da seção transversal, que seria definido exclusivamente em função do valor numérico das áreas.

Na face superior do flange são fixados conectores metálicos que garantem a solidarização com a mesa colaborante em concreto e a consequente continuidade de deformações. Assim, considera-se que os dois materiais, aço e concreto, apresentem perfeita união e, conseqüentemente, o diagrama de deformações da seção se mantém contínuo e linear. Entretanto, ao se considerar a lei de Hooke

$$\sigma_{sup,L} (n = 7,14) = 7,14 \times \frac{100 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,0260 \text{ m}^4} \times (-0,081 \text{ m}) = -2.224 \text{ kPa} = -2,22 \text{ MPa} \quad (8.38)$$

$$\sigma_{inf,V} (n = 7,14) = 7,14 \times \frac{100 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,0260 \text{ m}^4} \times (-0,535 \text{ m}) = 14.692 \text{ kPa} = 14,69 \text{ MPa} \quad (8.39)$$

O diagrama de tensões pode então ser definido conforme apresentado na Fig. 8.14.

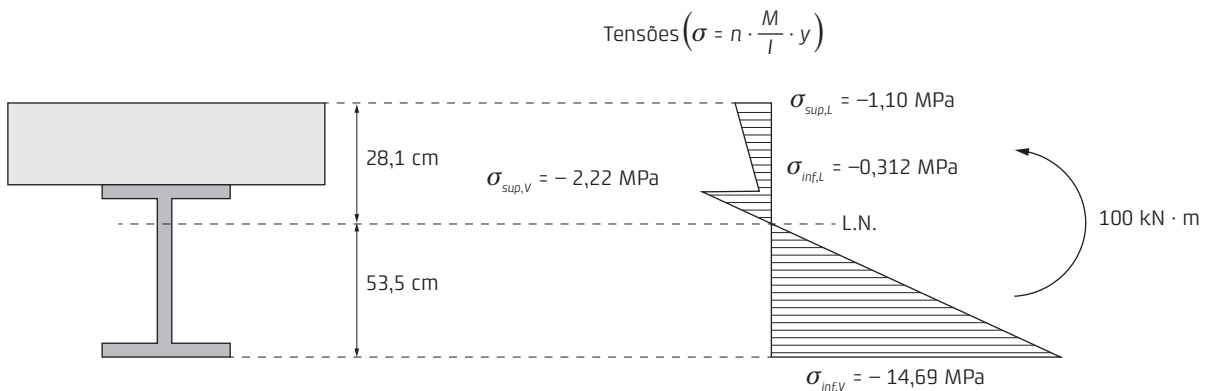


Fig. 8.14 Tensões em viga mista sob flexão simples

### 8.3 Viga em concreto armado

Na Fig. 8.15 apresenta-se a mesma situação descrita na Fig. 8.8, porém considerando-se uma viga em concreto armado, com armaduras longitudinais e estribos. Devido à presença de materiais distintos (aço e concreto) com relação tensão-deformação não linear e ocorrência de fissuras, a viga em concreto armado possui comportamento estrutural bem mais complexo. Entretanto, pode-se observar três comportamentos bem distintos, denominados *Estádios*, identificados na Fig. 8.15 e caracterizados no Quadro 8.1.

#### 8.3.1 Diagrama momento-curvatura

O diagrama momento-curvatura é particularmente interessante para a compreensão do comportamento estrutural nas vigas em concreto armado. Para a determinação da relação entre momento fletor e curvatura, deve-se considerar que, no concreto armado, o módulo de elasticidade não é constante e a inércia da seção varia em função da fissuração.

Quanto ao módulo de elasticidade, é possível obter boas aproximações para seu valor adotando-se o módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ), válido quando as tensões de compressão são inferiores a 50% da resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ). Essa aproximação está de acordo com o item 8.2.10 da NBR 6118, que define o módulo de deformação secante como uma proporção do módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ) que pode ser considerada válida nos Estádios I e II.

As comparações entre as aproximações e os resultados analíticos são apresentadas na Tab. 8.11.

**Tab. 8.11** Comparação de resultados analíticos e através dos ábacos

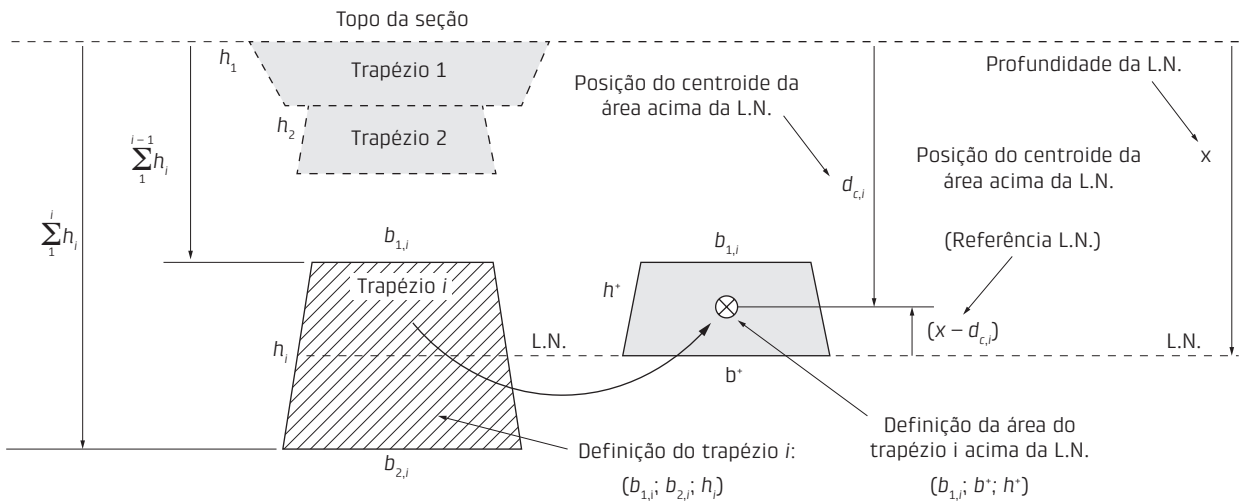
	Analíticos	Ábacos	Variação
$x$ (m)	$x = 0,387$ m	$x \cong 0,38$ m	-2%
$I_{II}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{II} = 0,280$ m <sup>4</sup>	$I_{II} \cong 0,25$ m <sup>4</sup>	-10%
$\sigma_{s,inf}$ (MPa)	$\sigma_{s,inf} = 270$ MPa	$\sigma_{s,inf} \cong 277$ MPa	+3%

Constata-se a boa aproximação dos resultados, observando-se que os ábacos, que não consideram a espessura da mesa, fornecem boas estimativas para linha neutra tanto na mesa quanto na alma.

### Decomposição em trapézios

Para os casos de geometria diferente da seção retangular ou “T”, a dedução analítica torna-se bem mais complexa. Nessas situações mais genéricas, a análise no Estádio II pode ser efetuada subdividindo-se a seção de concreto em trapézios.

Para a dedução do processo geral, considera-se uma área de concreto trapezoidal interceptada pela linha neutra, para a qual são definidas as variáveis indicadas na Fig. 8.38.



**Fig. 8.38** Área de concreto na forma trapezoidal interceptada pela linha neutra

A definição da área do trapézio situada acima da linha neutra é função da altura  $h^*$ , determinada pelas seguintes condições:

$$\sum_1^{i-1} h_i > x \Rightarrow \boxed{h^* = 0} \quad (8.124)$$

$$x > \sum_1^i h_i \Rightarrow \boxed{h^* = h_i} \quad (8.125)$$

# 9

## Linhas de influência

A ação das cargas de veículos, rodoviários ou ferroviários, resulta em solicitações com valores expressivos e bastante variáveis em função da posição das forças. Na maioria das seções de análise, as cargas móveis podem ser consideradas posicionadas de forma a despertar solicitações em sentidos inversos. A determinação dessas solicitações é fundamental para compor as combinações de dimensionamento na ruptura e na verificação da fadiga. Para a definição dos valores extremos (máximos e mínimos) de determinada solicitação despertada pelas cargas móveis, tal como momento fletor ou cortante, torna-se imprescindível o domínio dos conceitos de linhas de influência e suas aplicações, objetivo deste capítulo.

### 9.1 Viga isostática

A partir da análise de um sistema isostático biapoiado, podem ser facilmente apresentados os conceitos envolvidos no traçado e no emprego das linhas de influência (L.I.), cujas ordenadas são obtidas sem dificuldade. Os fundamentos estabelecidos para as linhas de influência isostáticas podem ser estendidos para a definição do aspecto das linhas hiperestáticas, cujas ordenadas, entretanto, são de determinação mais trabalhosa.

O conceito de linha de influência pode ser estabelecido analisando-se os valores das solicitações (momentos fletores e cortantes) numa seção de estudo em uma viga submetida à ação de carga vertical unitária deslocando-se ao longo do vão.

Como exemplo, considera-se uma viga biapoiada com 7,50 m de extensão que, por simplicidade, é analisada apenas com as quatro seções de estudo ( $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  e  $S_4$ ), indicadas na Fig. 9.1.

Para a análise da carga móvel unitária que se desloca ao longo do vão, considera-se a ação da força sobre cada uma das seções de estudo. Visando o estudo da seção  $S_2$ , as solicitações nessa seção apresentam-se

destacadas, para diversas posições da carga unitária, em cada um dos diagramas da Fig. 9.2.

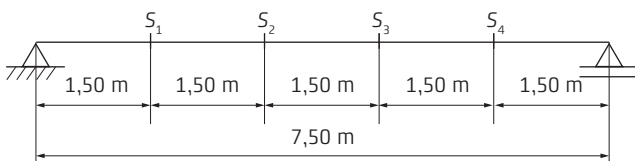
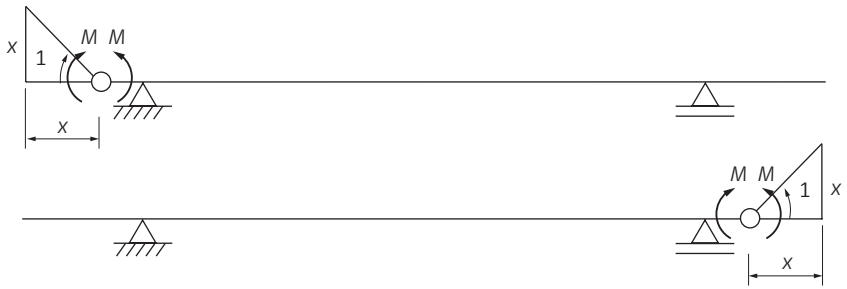


Fig. 9.1 Exemplo de seções de estudo em viga biapoiada



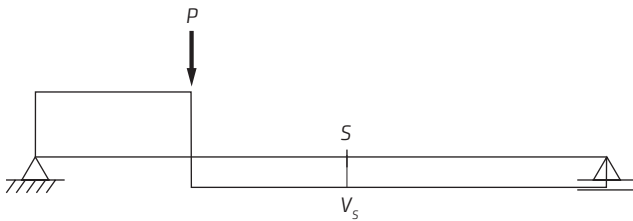
**Fig. 9.27** Princípio de Müller-Breslau: L.I. de momentos fletores – seções no balanço

### Linha de influência de cortantes e reações

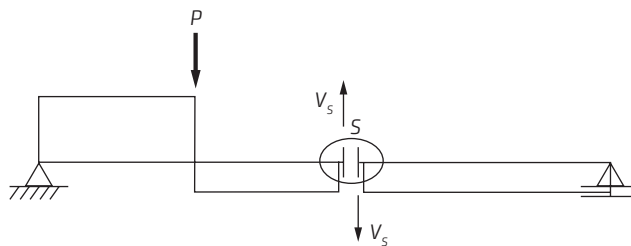
Para a demonstração do princípio de Müller-Breslau aplicado à análise de solicitação cortante, considera-se a seção  $S$  na viga biapoiada submetida a uma carga concentrada  $P$ , como indicado na Fig. 9.28.

Admitindo-se que na seção de estudo ( $S$ ) seja rompido o vínculo de transmissão

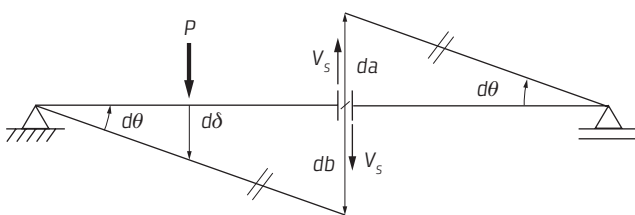
de força cortante, é possível obter o mesmo diagrama considerando-se a atuação do cortante  $V_S$ , aplicado imediatamente à esquerda e à direita da liberação, conforme ilustrado na Fig. 9.29. A ligação entre as barras com vínculo de cortante rompido pode ser idealizada como duas pequenas hastes birrotuladas paralelas, indicadas no detalhe da mesma figura. É importante lembrar que a liberação de um vínculo na estrutura isostática resulta sempre na formação de um mecanismo.



**Fig. 9.28** Diagrama de solicitação cortante em viga sob carga concentrada



**Fig. 9.29** Diagrama de cortantes de viga com liberação interna



**Fig. 9.30** Deslocamentos virtuais infinitesimais cinematicamente compatíveis

Para a determinação da relação entre a carga  $P$  e a solicitação cortante  $V_S$ , aplica-se novamente o PTV. Para isso, considera-se uma configuração resultante de deslocamentos infinitesimais (virtuais) cinematicamente admissíveis, impostos a partir da configuração de equilíbrio, como esquematizado na Fig. 9.30.

Como a continuidade de momentos fletores na seção  $S$  é mantida, a rotação infinitesimal  $d\theta$  deve ser idêntica nos dois trechos. Com isso, os alinhamentos dos dois trechos, à esquerda e à direita da liberação a cortante, são paralelos.

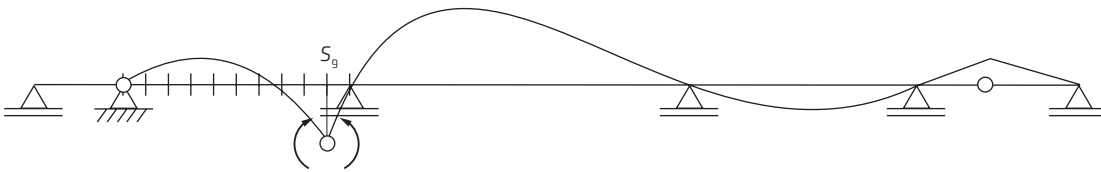


Fig. 9.95 Aspecto da linha de influência de momentos fletores na seção  $S_9$  ( $L.I.M_{S_9}$ )

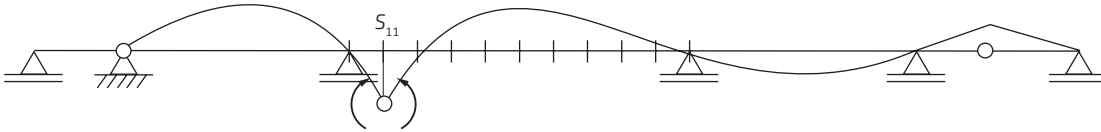


Fig. 9.96 Aspecto da linha de influência de momentos fletores na seção  $S_{11}$  ( $L.I.M_{S_{11}}$ )

É importante lembrar que, nas seções no balanço, as linhas de influência de momentos fletores (Fig. 9.97) e de cortantes (Fig. 9.98) mantêm o traçado característico, obviamente sem a influência da continuidade da viga hiperestática.



Fig. 9.97 Linha de influência de momentos fletores no apoio D ( $L.I.M_D$ )



Fig. 9.98 Linha de influência de cortantes à direita do apoio D ( $L.I.V_D^{dir}$ )

### 9.3 Análise da torção

As ações de peso próprio estrutural e sobrecargas permanentes não despertam torção no caso mais geral de superestruturas retas. Entretanto, essas ações permanentes, mesmo que atuem simetricamente na seção transversal, resultam inevitavelmente em solicitações de torção no caso de geometria curva em planta. Por sua vez, as cargas móveis podem sempre despertar torção, independentemente de a geometria ser reta ou curva, sendo assim fundamental que se estude a definição das linhas de influência de momentos torçores.

Na prática, as solicitações de torção são importantes exclusivamente nas superestruturas em seção celular, justamente por apresentarem rigidez à torção

# 10

## Trem-tipo rodoviário

O termo *trem-tipo* refere-se a um arranjo sequencial de forças concentradas e distribuídas, atuando de forma unidimensional ao longo do eixo da estrutura. A carga móvel ferroviária, conforme prescrição da NBR 7189 (ABNT, 1985) (Fig. 10.1), é um exemplo típico de trem-tipo, definido de forma já adequada à análise estrutural em modelo unifilar, discretizado, por exemplo, com elementos de viga, pórtico ou grelha.

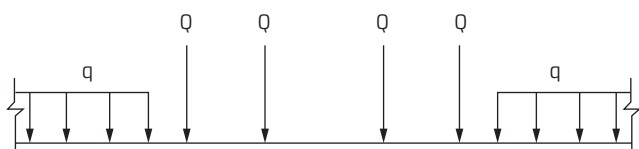


Fig. 10.1 Trem-tipo ferroviário definido pela NBR 7189

Diferentemente do trem-tipo ferroviário, as cargas móveis rodoviárias, definidas pela NBR 7188 (ABNT, 2013), atuam sobre a superfície da superestrutura, como indicado na Fig. 10.2.

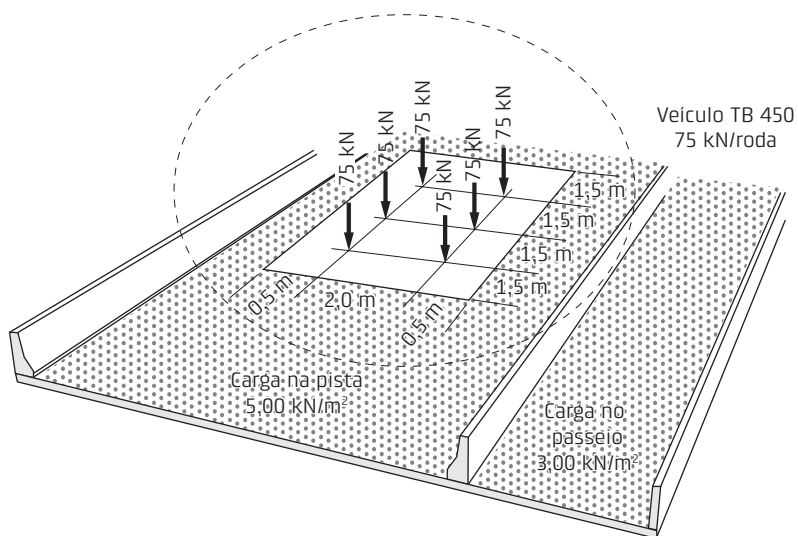


Fig. 10.2 Carga móvel rodoviária definida pela NBR 7188

Para a determinação do trem-tipo, aparentemente bastaria totalizar as cargas que agiriam sobre a superestrutura, considerada unifilar, como uma única viga. Na prática, somente as ações de peso próprio e sobrecarga permanente podem ser consideradas dessa forma, sendo as respectivas solicitações admitidas como

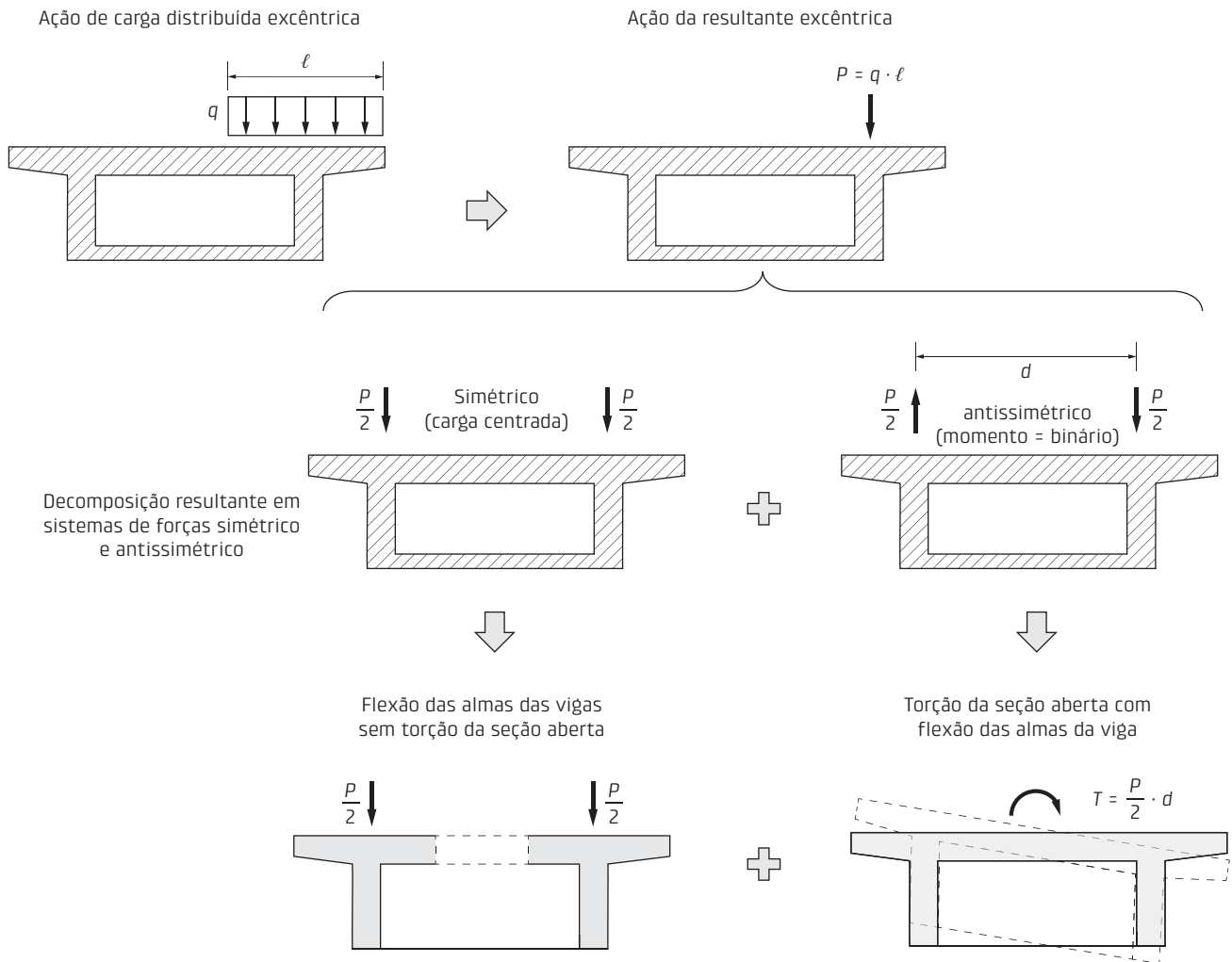


Fig. 10.15 Decomposição de carga excêntrica em superestrutura com seção aberta

### 10.2.1 Superfície de influência

Observa-se que, na seção aberta, cada longarina tende a se comportar de forma diferenciada e, assim, ao contrário da seção celular, não é mais possível a modelagem do vão como uma única barra, com propriedades geométricas da seção integral. A viga em seção aberta pode ser modelada como uma estrutura em grelha, constituída pelas longarinas e transversinas associadas excêntricamente à laje. O modelo assim definido seria discretizado com elementos de pórtico, representando longarinas e transversinas, associados excêntricamente a elementos finitos de placas (ou cascas), representando a laje. Por exemplo, considerando-se uma superestrutura com quatro longarinas e transversinas, nos apoios e no centro do vão, o modelo discretizado apresentaria o aspecto ilustrado na Fig. 10.16.

Para o estudo de uma determinada solicitação, aplica-se sobre esse modelo o princípio análogo ao de definição das linhas de influência, considerando-se que a carga móvel unitária se desloque sobre toda a superfície da laje. Por exemplo, tomando-se como ordenadas o valor do momento fletor despertado na seção central

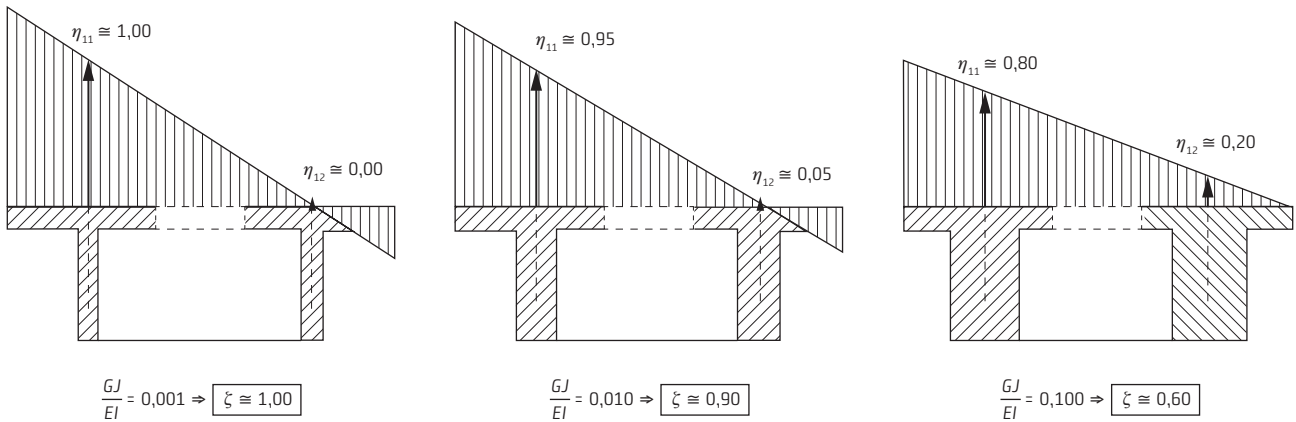


Fig. 10.32 Exemplo de linhas de distribuição transversal com  $d/L = 0,20$  e  $\zeta = 0,10$

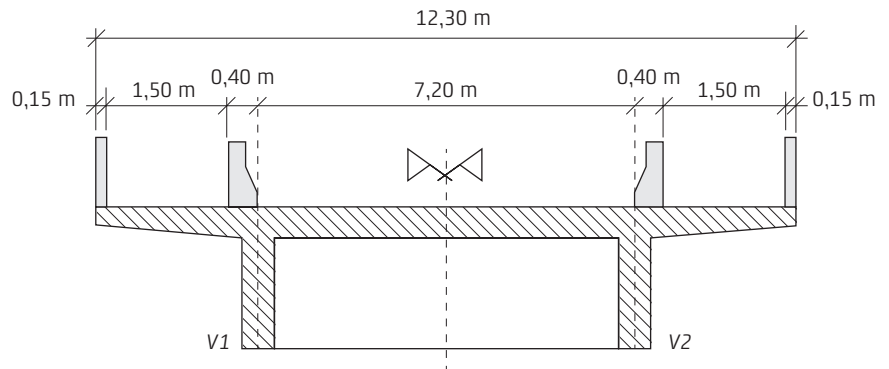


Fig. 10.33 Exemplo de seção aberta com duas longarinas

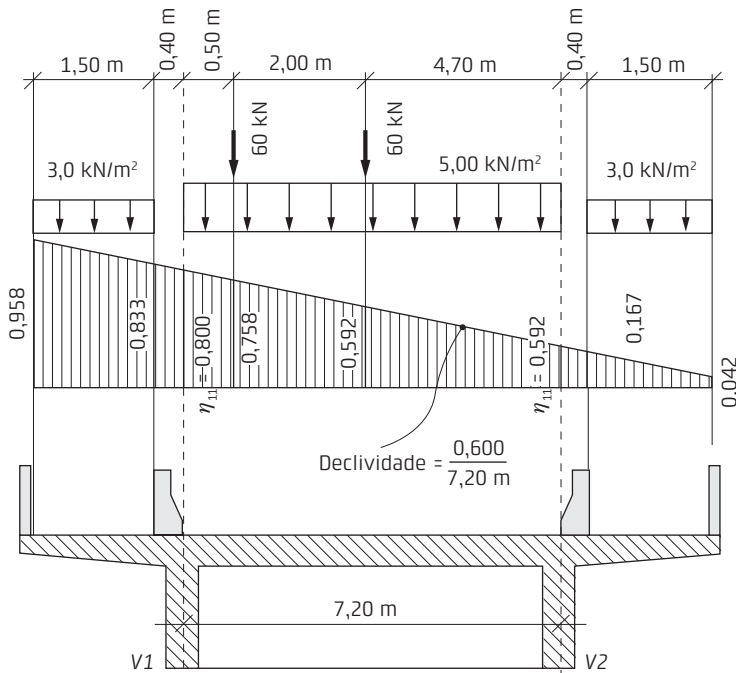


Fig. 10.34 Carregamento da linha de distribuição transversal da viga V1 ( $G \cdot J/E \cdot I = 0,100$ )

Considera-se inicialmente a situação de rigidez à torção relativamente alta ( $G \cdot J/E \cdot I = 0,100$ ), que apresenta a linha de distribuição transversal com menor declividade, traçada a partir das ordenadas  $\eta_{11} = 0,800$  e  $\eta_{12} = 0,200$ , marcadas sobre os eixos das longarinas. Para a determinação do trem-tipo longitudinal, são posicionadas as cargas distribuídas no passeio e na pista, sobre os trechos positivos da linha de distribuição. As rodas do veículo-tipo são posicionadas buscando as maiores ordenadas, conforme representado na Fig. 10.34. É importante observar que as rodas devem manter afastamento de 0,50 m da barreira e que as cargas distribuídas não podem ser aplicadas sobre as projeções dos guarda-corpos e barreiras.

As ordenadas nas posições das rodas e as demais, para a definição das áreas positivas, são determinadas por interpolação a partir

A protensão consiste em aplicar previamente forças, com o propósito de equilibrar ou aliviar as solicitações, principalmente os momentos fletores. No caso de estruturas em concreto, a protensão é particularmente interessante, já que elimina ou reduz a um mínimo as tensões de tração.

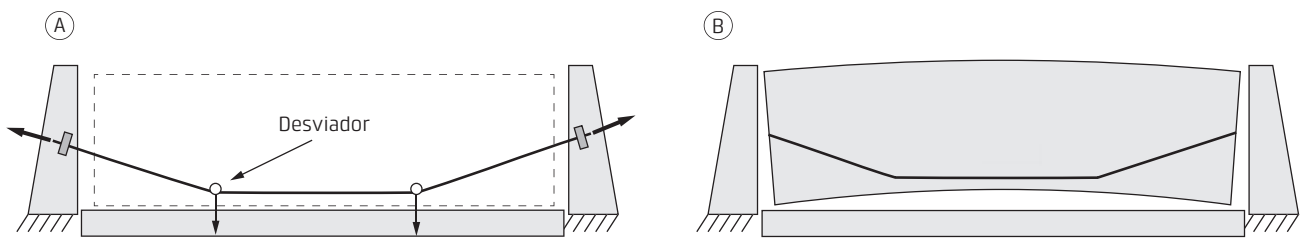
Em geral, a protensão é aplicada tensionando-se cabos de aço especialmente produzidos para essa finalidade, denominados cordoalhas. Os cabos de protensão são dispostos ao longo do eixo longitudinal da viga, segundo trajetórias definidas pelo projetista, visando aliviar as principais solicitações.

A ideia da protensão ocorreu assim que o concreto armado se consolidou como solução estrutural, no final do século XIX. Pode-se considerar intuitivo tracionar previamente as armaduras, buscando minimizar as tensões de tração no concreto, e de fato diversas tentativas foram efetuadas, porém sem sucesso duradouro. Como eram desconhecidas a fluência do concreto e a relaxação do aço, seus efeitos eram desconsiderados, e após alguns meses a protensão se perdia completamente. O engenheiro francês Eugène Freyssinet (1879-1962) foi o responsável pela compreensão dos fenômenos reológicos, concluindo que seria necessário o uso de concreto e aço de mais alta resistência. Assim, mesmo após as inevitáveis perdas por fluência e relaxação, ainda restaria protensão suficiente. O desenvolvimento dos primeiros projetos e construções de pontes em concreto protendido ocorreu no período próximo da Segunda Guerra na Europa, sofrendo assim com interrupções e dificuldades de divulgação técnica.

Foi Freyssinet quem trouxe a técnica da protensão para o Brasil por ocasião da construção da ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, concluída em 1949. É importante registrar que essa obra constitui a primeira estrutura protendida das Américas, tendo sido executada quase simultaneamente com as primeiras pontes protendidas na Europa após a Segunda Guerra. A empresa que Freyssinet criou em 1943, Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte (STUP), manteve filial no Brasil até recentemente.

## 11.1 Comportamento de viga protendida

Para a compreensão do comportamento de uma estrutura protendida, toma-se como exemplo a viga biapoada sob carga distribuída com protensão centrada,

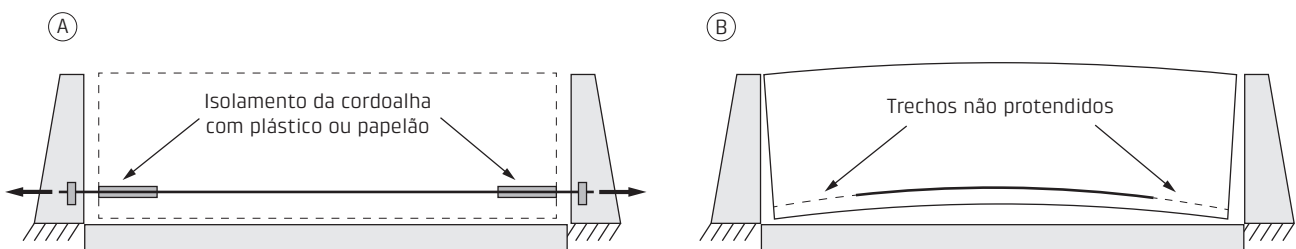


**Fig. 11.17** Protensão por pré-tração aderente (trajetória poligonal): (A) pré-tração das cordoalhas no interior das formas e (B) implantação da protensão após a concretagem e a liberação das ancoragens

O traçado poligonal é mais eficiente, pois resulta em diagrama de momentos fletores de protensão semelhante ao de momentos solicitantes (peso próprio, sobrecarga permanente e carga móvel). Além de aliviar o momento de protensão nas seções próximas aos apoios, o traçado poligonal colabora com a resistência ao cortante. Entretanto, a materialização da trajetória poligonal é relativamente mais trabalhosa e o traçado retilíneo, apesar de menos eficiente, é mais comum.

#### **Isolamento e alívio da protensão**

O traçado retilíneo apresenta o inconveniente de despertar momentos fletores de protensão uniformes ao longo de toda a extensão da viga. Dessa forma, a protensão necessária para combater os momentos fletores atuantes nas seções centrais tende a ser excessiva para as seções extremas. Para reduzir os momentos excessivos, um recurso adotado é o isolamento das cordoalhas por envolvimento em plástico ou papelão (*debonding* ou *shielding*), como ilustrado na Fig. 11.18.



**Fig. 11.18** Isolamento das cordoalhas (*debonding* ou *shielding*): (A) pré-tração das cordoalhas nas formas com isolamento dos trechos extremos e (B) implantação da protensão somente no trecho central com aderência

A norma brasileira não especifica limitação quanto ao isolamento de cordoalhas, porém nos Estados Unidos a AASHTO (2017) indica que apenas 25% das cordoalhas podem ser isoladas, enquanto o Departamento de Transporte da Califórnia (Caltrans, 2014) permite até 33% de isolamento. Essas limitações visam garantir uma boa ancoragem das cordoalhas ativas, além de auxiliar na resistência ao cortante. Na prática, isolar 25% ou 33% das cordoalhas tende a ser insuficiente para a seção de apoio, resultando em tensões na fibra superior além do limite de tração. A alternativa mais usual é a adoção de cordoalhas na mesa superior da viga. Assim, na prática, é comum prever, na pré-tração de vigas biapoiadas, entre duas e quatro

# 12

## Estados-limites e combinações

### 12.1 Solicitações de projeto

As solicitações determinadas na análise estrutural são denominadas solicitações características, identificadas com o subíndice  $k$ . Por exemplo,  $M_{g1,k}^{S10}$  representa o momento fletor característico, na seção  $S_{10}$ , devido ao peso próprio estrutural ( $g_1$ ). As solicitações características são resultantes da análise estrutural a partir de ações ( $F_k$ ) tomadas em valores característicos, ou seja, não afetados por nenhum coeficiente de ponderação.

O dimensionamento de um elemento estrutural é baseado nas solicitações de cálculo ou de projeto ( $S_d$ ), identificadas com o subíndice  $d$  (*design*) e definidas idealizando-se situações extremas, denominadas *estados-limites*.

De forma geral, as solicitações de projeto são resultantes de combinações das solicitações características multiplicadas por coeficientes de ponderação das ações ( $\gamma_f$ ). As solicitações de cargas permanentes ( $S_{g1}$ ) devem ser sempre consideradas. Havendo mais de uma ação variável, identifica-se a solicitação principal ( $S_{q1}$ ), e as demais solicitações ( $S_{qj}$ ) podem ser afetadas por um coeficiente de redução ( $\psi$ ), que considera a baixa probabilidade de ocorrência simultânea.

A composição das combinações e os valores dos coeficientes de ponderação e dos coeficientes de redução dependem das ações e do estado-limite a ser considerado.

Simplificadamente, a determinação de uma solicitação de projeto pode ser representada como esquematizado na Fig. 12.1.

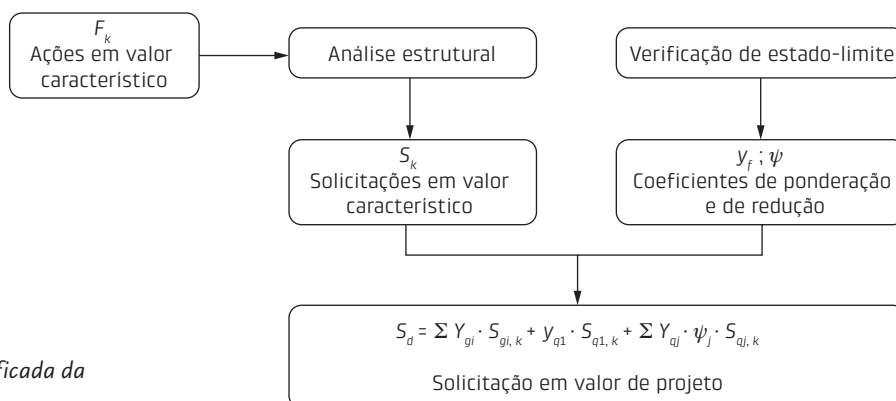
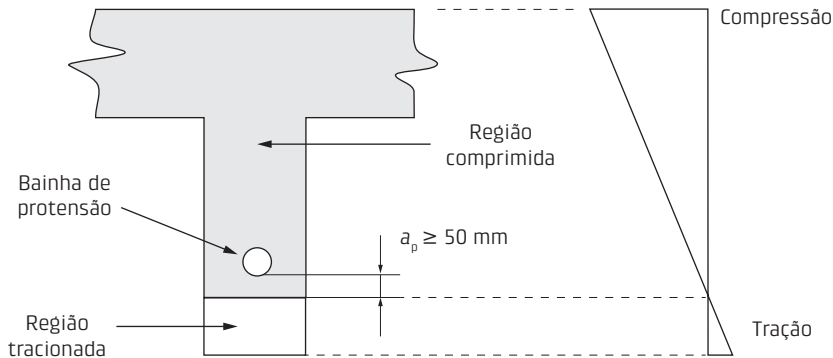


Fig. 12.1 Composição simplificada da solicitação de projeto

(ELS-DP), que corresponde a admitir alguma tração no concreto, porém a uma distância  $a_p \geq 50$  mm da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão, conforme indicado na Fig. 12.6.



**Fig. 12.6** Definição de região tracionada para verificação de ELS-DP

As combinações para a verificação do ELS-D são definidas em função do nível de protensão, conforme apresentado no Quadro 12.4.

**Quadro 12.4** Níveis mínimos de protensão e combinação para verificação de ELS-D

Pré-tração	Pós-tração	Nível mínimo de protensão	Verificação ELS-D
CAA II	CAA III e IV	Limitada (nível 2)	Combinação quase permanente
CAA III e IV	-	Completa (nível 3)	Combinação frequente

### **ELS de compressão excessiva (ELS-CE)**

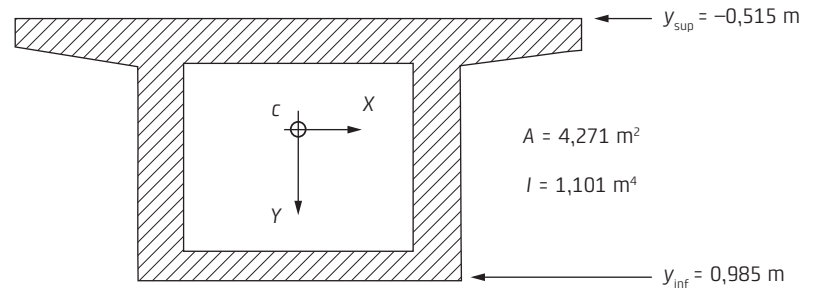
De acordo com a NBR 6118 (§ 3.2.7), no estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE) as tensões atingem o “limite convencional estabelecido”. Embora essa norma não defina explicitamente qual é o limite convencional de compressão para o estado-limite de serviço, a antiga NBR 7187, de 1987, prescrevia o máximo de  $60\% f_{ck}$ . Esse valor é aproximadamente igual ao limite de tensão considerando-se o efeito Rüschi ( $0,85f_{cd} = 0,85f_{ck} \div 1,40$ ) e coincide com as prescrições atuais do Eurocode (CEN, 2004), do Código-Modelo 2010 (fib, 2013) e do ACI (2019) para a mesma situação. Entretanto, visando minimizar os efeitos da fluência no concreto, as mesmas referências indicam ser importante buscar tensões de compressão em serviço abaixo desse limite. Com esse propósito, o Código-Modelo 2010 sugere que se adotem limites de compressão entre  $40\% f_{ck}$  e  $60\% f_{ck}$ .

A NBR 6118 admite relação tensão-deformação linear para tensões inferiores a  $50\% f_{ck}$  e, dentro desse limite, fluência e retração podem ser quantificadas de forma mais simples, por interpolação linear a partir de valores tabelados. Assim, considerando-se essas observações, a limitação de tensões de compressão em serviço em valores da ordem de  $50\% f_{ck}$  pode ser considerada apropriada, principalmente para as combinações quase permanentes ou até mesmo para as combinações frequentes.

A verificação do ELS-CE deve ser efetuada simultaneamente com a verificação dos demais estados-limites de serviço associados à descompressão (ELS-D) e à fissuração (ELS-W e ELS-F) no concreto protendido.

**Exemplo**

Como exemplo, considera-se a análise das tensões em uma seção celular de uma superestrutura em concreto protendido, cujas propriedades geométricas são resumidas na Fig. 12.7.



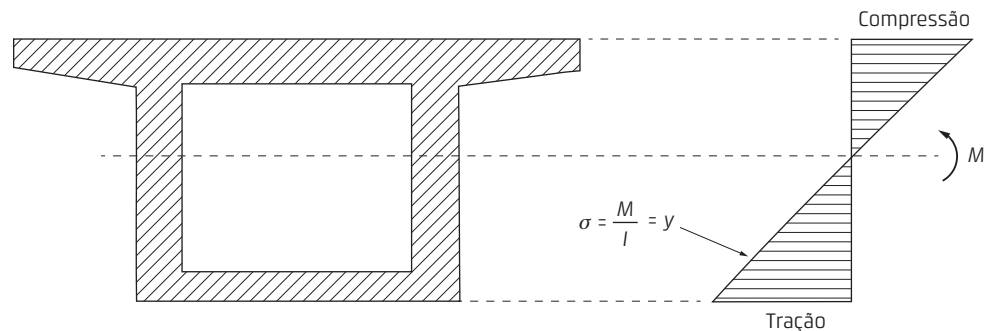
**Fig. 12.7** Propriedades de seção celular em concreto protendido

Para a análise da seção de meio de vão, admitem-se as ações de peso próprio, sobrecarga permanente, carga móvel e gradiente de temperatura, que despertam os momentos fletores indicados na Tab. 12.14, em valores característicos.

**Tab. 12.14** Momentos fletores em valores característicos

		$M_k$ (kN · m)
Ações permanentes	Peso próprio ( $g_1$ )	4.950
	Sobrecarga permanente ( $g_2$ )	1.204
Ações variáveis	Carga móvel (CM)	5.556
	Gradiente térmico ( $\Delta T$ )	1.962

Nesse caso de seção de meio de vão, os momentos fletores positivos causam tensões de tração na fibra inferior, desfavoráveis ao concreto, como indicado na Fig. 12.8.



**Fig. 12.8** Tensões normais por ação dos momentos fletores positivos

Para a determinação das tensões por flexão, aplica-se a Eq. 8.11, porém, por ser mais usual em concreto protendido adotar as tensões de tração como negativas, inverte-se o sinal da expressão. Por exemplo, as tensões por ação do peso próprio são definidas como a seguir:

$$\sigma_{sup}^{g1} = -\frac{M_{g1}}{I} y_{sup} = -\frac{4.950 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1,101 \text{ m}^4} (-0,515 \text{ m}) = 2.315 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow \boxed{\sigma_{sup}^{g1} = 2,32 \text{ MPa}} \quad (12.30)$$

oficina de textos

Mounir Khalil El Debs

# pontes de concreto

com ênfase na aplicação  
de elementos pré-moldados



oficina de textos

Mounir Khalil El Debs

# pontes de concreto

com ênfase na aplicação  
de elementos pré-moldados

Copyright © 2021 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

**Conselho editorial** Arthur Pinto Chaves; Cylon Gonçalves da Silva;  
Doris C. C. Kowaltowski; José Galizia Tundisi;  
Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene; Rozely Ferreira  
dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano; Aluizio Borém.

**Capa e projeto gráfico** Malu Vallim  
**Diagramação** Luciana Di Iorio  
**Preparação de figuras** Victor Azevedo  
**Preparação de textos** Hélio Hideki Iraha  
**Revisão de textos** Renata de Andrade Sangeon  
**Impressão e acabamento** BMF gráfica e editora

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

---

Debs, Mounir Khalil El

Pontes de concreto : com ênfase na aplicação de  
elementos pré-moldados / Mounir Khalil El Debs. --

1. ed. -- São Paulo : Oficina de Textos, 2021.

ISBN 978-65-86235-31-9

1. Engenharia civil 2. Pré-fabricados de  
concreto-construção - Projetos I. Título.

Índices para catálogo sistemático:

21-77328

CDD-693.50223

---

**Índices para catálogo sistemático:**

1. Pré-fabricados de concreto : Projetos :

Construção : Engenharia 693.50223

Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

Todos os direitos reservados à Editora **Oficina de Textos**

Rua Cubatão, 798

CEP 04013-003 São Paulo SP

tel. (11) 3085 7933

[www.ofitexto.com.br](http://www.ofitexto.com.br)

[atend@ofitexto.com.br](mailto:atend@ofitexto.com.br)

# APRESENTAÇÃO

O presente livro vem ocupar um espaço importante no desenvolvimento da Engenharia brasileira, no sentido de uma maior aplicação do concreto pré-moldado na ampliação e na recuperação da nossa tão combalida infraestrutura. Essa aplicação vem com certeza trazer mais velocidade na execução das obras, mas também qualidade e durabilidade a preço competitivo. Vale lembrar que essas qualidades serão ainda melhores se conseguirmos integrar nesse processo evolutivo o concreto pré-fabricado. Como noutros países, para realizar essa integração é importante definir com a indústria uma padronização nacional, começando pelos elementos mais importantes, as vigas e as lajes.

Já houve no país uma evolução considerável, no fim dos anos 1960, com o que o Prof. Vasconcelos trouxe da Alemanha, impulsionando o pré-moldado protendido. Nos anos 1980 se desenvolveu a solução da pré-laje já com toda a armadura positiva nela embutida e a eliminação das transversinas.

Aliás, deve-se salientar o sucesso dessas lajes, que, com seus 20 cm e sem estribos, têm conseguido fazer também o serviço das transversinas. Além dos ensaios efetuados com algumas dessas lajes para avaliar a sua resistência à fadiga na flexão e força cortante, temos obras já com 40 anos de bons serviços em algumas estradas paulistas.

Como diz Guimarães Rosa, “viver é perigoso”, e o autor confirma isso em relação aos engenheiros quando diz que suas decisões criativas sempre correm um certo risco.

Essa solução descrita no parágrafo acima, bem brasileira, começou a ser usada antes de ser possível fazer aqueles ensaios, o que, não raro, acontece nas práticas construtivas.

A qualidade dessa solução deve ficar evidente nas publicações conjuntas da International Federation for Structural Concrete (fib) com o Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) sobre tabuleiros pré-moldados em muitos países do mundo. Essas publicações, que mostram o interesse e a evolução dessa solução no mundo, guardadas as particularidades locais, foram produzidas por um grupo de 19 engenheiros, com a participação de Maher Tadros (EUA), Hugo C. Peiretti (Espanha) e tantos outros, com a coordenação de um brasileiro, Marcelo Waimberg. Elas devem versar sobre assuntos importantes, como concepção da solução, continuidade posterior e estabilidade lateral, todos eles aspectos atuais discutidos no presente livro.

Não satisfeito em cumprir essa função, o autor avançou em outras áreas em que o Brasil precisa evoluir – as galerias (pontes enterradas, como o autor prefere), os pilares (inteirros fixados em cálices ou, quando muito longos, aduelados) e ainda as travessas tipo casca. Algumas dessas soluções foram usadas recentemente na Nova Ponte do Guaíba, em Porto Alegre.

São Paulo, maio de 2021  
Dr. Eng. Fernando Rebouças Stucchi

# PREFÁCIO

A origem deste livro é um material didático denominado *Introdução às pontes de concreto*, feito pelo autor em coautoria com o Prof. Toshiaki Takeya, falecido em 2016, para a disciplina Pontes de Concreto do curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP).

Este material didático foi fortemente influenciado por duas publicações: o material didático feito pelo Prof. Dante A. O. Martinelli e o livro do renomado Prof. F. Leonhardt que recebeu, em língua portuguesa, o nome *Princípios básicos da construção de pontes de concreto*, correspondente ao volume 6 da série de livros *Construções de concreto*.

O material didático do Prof. Martinelli, também para a disciplina Pontes de Concreto do curso de Engenharia Civil da EESC-USP, era do início dos anos 1970 e cobria os assuntos abrangidos pelos Caps. 2, 3 e 4 deste livro.

O livro do Prof. Leonhardt, publicado em língua portuguesa no final dos anos 1970, assim como os demais livros que compõem a série, foi, para o autor, um marco na forma de abordar as pontes de concreto, bem como as estruturas em concreto em geral.

A primeira versão do material didático mencionado foi desenvolvida em meados dos anos 1980 visando: a) uma atualização do material do Prof. Martinelli, em razão da grande mudança conceitual da normalização relacionada às estruturas de concreto da época, b) a inclusão dos assuntos relacionados aos Caps. 1 e 5 deste livro e c) o uso da forma de divisão do assunto baseada na do livro do Prof. Leonhardt. Merece registrar que o Cap. 2 deste livro é uma atualização, basicamente de nomenclatura, autorizada pelo Prof. Martinelli de parte do seu material.

A influência do livro do Prof. Leonhardt pode ser sentida pelas suas citações nos Caps. 3, 4 e 5 do livro.

Este material didático foi sendo mudado desde a versão inicial de meados dos anos 1980, que era impressa pelo serviço de publicações da EESC-USP, até a última versão, de 2010, disponibilizada por meio digital.

O foco do livro nas aplicações em concreto pré-moldado (CPM) é consequência da experiência do autor no tema, por mais de 30 anos, e que está colocada na obra *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*, com a primeira edição de 2000 e a segunda edição de 2017.

Uma parte importante deste livro é uma ampliação, com devidos ajustes, de dois capítulos da obra sobre CPM: o capítulo sobre aplicações em pontes e o sobre aplicações em infraestrutura urbana e de estradas (galerias, canais, muros de arrimo e reservatórios).

Ao contrário dos edifícios, a possibilidade do emprego do CPM em superestrutura de ponte já é levada em conta em decisões iniciais da elaboração de projeto.

Em razão das suas características e da importância na construção civil, as aplicações do CPM nas pontes devem receber um tratamento à parte. Nesse sentido, merece destacar que o Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), que concentra grande parte das publicações sobre CPM nos Estados Unidos, tem um manual sobre CPM específico para pontes, citado em várias partes deste livro, e outro manual sobre CPM voltado para edifícios.

Em função do exposto, o autor julgou ser necessário ampliar a temática do material didático, sobre pontes de concreto, enfatizando o emprego do CPM, levando em conta as características da construção de pontes.

O livro enfatiza as aplicações em CPM, principalmente para pequenos e médios vãos. Os limites dessas faixas são discutidos e justificados a seguir.

Uma publicação de 1975 do PCI colocava o limite das pontes de pequenos vãos em 30 m (100 pés). A justificativa desse limite estava no fato de ele estabelecer uma faixa que concentra o maior número de pontes e os elementos pré-moldados poderem ser feitos em fábrica. De fato, levantamentos feitos no início dos anos 1990 nos Estados Unidos indicam que essa faixa reúne 90% das pontes existentes, sendo que dois terços se situam abaixo dos 18 m.

No citado livro sobre CPM, o autor havia adotado esse limite com base nessa publicação do PCI. Já a faixa dos médios vãos iria desse limite inferior até o limite superior de 60 m, com a justificativa de ser o limite inferior da aplicabilidade da técnica construtiva de balanços sucessivos.

Neste livro, o limite superior dos pequenos vãos adotado é 20 m, por ser a ordem de grandeza dos vãos atingidos pelas aqui denominadas *pontes enterradas*, objeto do Cap. 9 desta obra. O limite superior da faixa dos médios vãos foi mantido.

Assim, a faixa das pontes de pequenos vãos vai de 2,0 m (abaixo da qual a obra já não seria considerada ponte) a 20 m e a faixa dos médios vãos vai de 20 m a 60 m. Naturalmente, por se tratar de valores arbitrados, esses limites objetivam a classificação aqui utilizada e a divisão dos capítulos.

Conforme adiantado, o emprego do CPM na superestrutura de pontes é corrente no Brasil, concentrado na aplicação de vigas de concreto protendido feitas em canteiro na faixa dos médios vãos. Neste livro, procura-se ampliar o campo das aplicações do CPM para a infraestrutura e com outros sistemas estruturais, bem como para o emprego de componentes pré-moldados feitos em fábricas, nos quais se pode tirar maior proveito das características favoráveis do CPM, tais como controle de qualidade e concreto de maior desempenho, entre outras.

A rapidez da construção nesse tipo de obra é uma característica importante do CPM para minimizar as perturbações ao meio ambiente, tais como desvios e interrupções de tráfego. Nesse sentido, merece destacar o programa Accelerated Bridge Construction (ABC), do Departamento de Transporte dos Estados Unidos, para a redução do tempo de construção de pontes. Com isso, as pesquisas e as aplicações do CPM têm sido direcionadas também à infraestrutura da ponte, o que justifica a inclusão desse assunto no Cap. 8 deste livro.

Uma atenção especial é dedicada às pontes de pequenos vãos, especialmente para as *pontes enterradas*, que correspondem às galerias enterradas, pois elas atingem vãos até a ordem de 20 m e constituem alternativas para as pontes *não enterradas*.

Este livro está organizado em três partes.

A primeira parte corresponde aos Caps. 1 a 5 e trata das pontes de concreto em geral.

A segunda parte, que engloba os Caps. 6 a 10, é direcionada às aplicações do CPM para pontes, principalmente, de pequenos e médios vãos.

Já a terceira parte é constituída por apêndices. Cabe destacar que a maioria desses apêndices tem a mesma importância dos capítulos do livro, mas, como eles não estão concatenados e tratam de aspectos específicos, receberam tal denominação.

Os seis apêndices iniciais estão relacionados com os cinco primeiros capítulos. O Apêndice AP7, escrito em conjunto com o Eng. Luan Reginato, apresenta exemplos numéricos relativos aos Apêndices AP1 a AP6.

O Apêndice AP8, sob a responsabilidade do Eng. Victor C. Chaves, aborda as noções gerais de análise estrutural mediante programa computacional, incluindo exemplos numéricos.

Já o Apêndice AP9, escrito pelo Prof. Vladimir G. Haach e pelo Prof. Arthur A. A. Albuquerque, apresenta-se como uma alternativa às tabelas de Rüsç para o cálculo de lajes.

No Apêndice AP10, em coautoria com o Prof. Vladimir G. Haach e com o Eng. Lucas A. M. Oliveira, são expostos, em caráter introdutório, os fundamentos do concreto protendido e dois exemplos numéricos de dimensionamento de vigas, um com pós-tração e outro, mais detalhado, com pré-tração.

O Apêndice AP11, escrito pelo Prof. Pablo A. Krahl, trata da estabilidade lateral de vigas I, com foco nas situações transitórias, com exemplo numérico.

O Apêndice AP12, sob a responsabilidade do Eng. Alex M. D. de Sousa, tem foco nas lajes de pontes sem armadura transversal, apresentando os modelos de verificação dos importantes códigos mundiais, incluindo três exemplos numéricos.

No Apêndice AP13 abordam-se critérios e recomendações para a verificação da transferência de cisalhamento na interface dos componentes pré-moldados com a parte de concreto moldado no local (CML), contendo também exemplo numérico.

Já o Apêndice AP14, desenvolvido pelo Prof. Daniel L. Araújo, trata da aplicação de componente pré-moldado em lajes do tabuleiro, sem CML, e igualmente possui exemplo numérico.

O Apêndice AP15, escrito pelo Prof. Maximiliano Malite, apresenta os conceitos básicos e os fundamentos do projeto estrutural da superestrutura de pontes em elementos mistos formados por vigas metálicas e laje de concreto, que é uma alternativa para as vigas de CPM, com a inclusão de exemplo numérico.

No Apêndice AP16 apresentam-se critérios para o desenvolvimento do projeto estrutural de um tipo de ponte enterrada, que também contém exemplo numérico.

Já o Apêndice AP17, escrito pelo Prof. Pedro W. G. N. Teixeira, aborda outro tipo de ponte enterrada, com exemplo numérico.

O Apêndice AP18 trata de critérios e aplicações em passarelas com o emprego de CPM.

No Apêndice AP19 abordam-se as técnicas empregadas na construção de pontes, tanto em CML como em CPM.

Ao final, o Apêndice AP20 apresenta de forma sintética informações e indicações para a manutenção das pontes de concreto.

Destaca-se, em relação aos apêndices, que: a) parte deles (AP10, AP11, AP13, AP14, AP16 e AP18) são específicos ou

fortemente relacionados com o CPM, b) grande parte deles (AP7, AP8, AP9, AP10, AP11, AP12, AP13, AP14, AP15 e AP16) incluem um ou mais exemplos numéricos e c) embora eles sejam estanques e não concatenados, existem relações entre parte deles, com os resultados de exemplos numéricos de um servindo para o desenvolvimento de outro.

Este livro pode ser utilizado para apoio de disciplina de Pontes de Concreto para curso de graduação em Engenharia Civil, fazendo uso da primeira parte, com os cinco capítulos iniciais, e dos sete primeiros apêndices. Naturalmente, as demais partes podem ser usadas para leituras complementares.

A segunda parte, envolvendo os Caps. 6 a 10, direcionada à aplicação do CPM, pode ser adotada em disciplinas optativas da graduação ou de curso de especialização. Parte dos apêndices também poderia ser incluída para esse público-alvo.

O livro pode também ser usado em curso de pós-graduação, tanto na área de estruturas como na área de construção, mediante parte dos apêndices, nos quais existe aprofundamento na abordagem dos assuntos. Tendo em vista essa possibilidade, os capítulos da segunda parte do livro têm um número significativo de referências, para que o leitor possa ir mais a fundo em tópicos de maior interesse.

Naturalmente, o livro foi escrito também para os profissionais. A segunda parte do livro e parte dos apêndices abordam temas que não são de uso corrente no meio profissional. Espera-se que as alternativas construtivas não comuns no Brasil fornecidas neste livro possam ser levadas em conta no meio profissional brasileiro.

Espera-se que este livro possa provocar o leitor, principalmente os profissionais, a fazer – para situações em que a alternativa é considerada “normal”, “tradicional” ou “clássica” e também aquelas para as quais “o mercado está acostumado” ou “o construtor tem grande experiência” – reflexões do tipo “mas será que neste caso não vale a pena avaliar outra alternativa?”.

O autor tem buscado promover o emprego de alternativas “não usuais” no meio nacional. Nesse sentido, cabe destacar a promoção da vinda do Prof. M. Tadros, um dos principais nomes na área de pontes de médios vãos nos Estados Unidos, para ministrar a palestra “Past, Present and Future of Precast Prestressed Concrete Bridges in the U.S.” e, em conjunto com a Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (ABCIC), do Prof.

Hugo Corres Peiretti, que ministrou a palestra “O projeto estrutural e o marco da vida útil das estruturas: uma visão ampliada da engenharia estrutural e sua correlação com a pré-fabricação”, nos eventos Encontros Nacionais Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, em 2005 (1PPP) e em 2009 (2PPP), respectivamente. Como pode ser visto pelas citações, parte do que foi apresentado está incorporado no livro.

O leque de alternativas construtivas, incluindo as “não usuais no Brasil”, é importante para os responsáveis pelas tomadas de decisão. Mas, naturalmente, deve-se levar em conta as particularidades nacionais, regionais e locais e a experiência do setor produtivo. Atualmente, há de se considerar os aspectos de sustentabilidade, controle de qualidade, previsão de manutenção e perturbação ambiental. Para determinadas situações, custo de interrupção e desvios também devem ser levados em conta.

Assim, deve-se ter “os olhos no futuro com os pés no chão”. Só ter os olhos no futuro sem levar em conta a experiência pode resultar em enormes fracassos. Por outro lado, só ficar com os pés no chão leva ao atraso e bloqueia a modernização da construção de pontes. A adoção de novas alternativas, com os devidos cuidados com base na experiência, tem seus riscos. Os responsáveis pela decisão devem avaliar esses riscos e tirar proveito das experiências para aprimorar essas novas alternativas.

Com base nessas considerações, foi escolhido o tema “Pelo equilíbrio entre a experiência e a inovação para melhorar a construção e a utilização das pontes de concreto” para a introdução deste livro.

São Carlos, maio de 2021

Mounir K. El Debs

Professor Sênior

Departamento de Engenharia de Estruturas

Escola de Engenharia de São Carlos

Universidade de São Paulo

## Alertas ao leitor

Destacam-se a seguir alguns pontos sobre os quais o autor gostaria de alertar o leitor.

### a. Símbolos

Os símbolos utilizados, na maior parte do livro, seguem a diretriz da formação dos símbolos da NBR 6118 (ABNT, 2014). No entanto, em razão da diversidade dos assuntos e porque parte dos apêndices foi escrita por outros, foi impraticável uniformizar os símbolos empregados. Dessa forma, não é apresentada a lista de símbolos.

### b. Siglas

As siglas mais empregadas estão apresentadas no final do livro.

### c. Unidades

Salvo algumas situações particulares, as unidades estão no Sistema Internacional (SI). A unidade de dimensão é o metro (m) e seu múltiplo milímetro (mm), bem como o centímetro (cm), que é usual no meio técnico nacional. A unidade de força é o newton (N) e seus múltiplos quilonewton (kN) e meganewton (MN). No caso particular de peso, em algumas situações, também são usados tonelada-força (tf) e quilograma-força (kgf). A unidade de tensão/pressão é o pascal (Pa) e seus múltiplos quilopascal (kPa), megapascal (MPa) e gigapascal (GPa), bem como, em algumas partes, o quilonewton por centímetro quadrado ( $\text{kN/cm}^2$ ).

### d. Referências bibliográficas

As referências bibliográficas dos capítulos estão reunidas e apresentadas ao final do Cap. 10. Já as referências bibliográficas dos apêndices são fornecidas, individualmente, ao final de cada um deles. Cabe destacar as seguintes observações: i) na localização das referências bibliográficas pode ser necessário, no caso de publicação feita por entidade, consultar primeiro a sigla, e ii) embora se tenha procurado utilizar as versões mais recentes das publicações, das normas e dos códigos, isso não foi possível em certos casos; por essa razão, em determinadas situações, nas referências bibliográficas, foi colocado um aviso da existência de versão mais recente, mas, naturalmente, pela dinâmica das atualizações, recomenda-se ao leitor verificar a possível existência de versões mais recentes, principalmente das normas e dos códigos.

### e. Representação de articulação elástica

As articulações elásticas correspondem ao emprego de aparelhos de apoio de elastômero, com liberação parcial dos movimentos (ver seção 5.2). Como o seu uso é frequente

nas pontes de concreto de pequenos e médios vãos e o seu comportamento difere do das articulações fixas e móveis, está sendo empregada a seguinte representação para esse caso:



### f. Nomenclatura das partes que compõem a ponte

A nomenclatura das partes que compõem a ponte usada neste livro é superestrutura, aparelhos de apoio e infraestrutura, em vez da nomenclatura superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, usual no Brasil (ver detalhes e justificativa na seção 1.1.3).

### g. Termos *pontes em viga*, *pontes de viga* e *pontes de laje*

O termo *ponte em viga* refere-se ao sistema estrutural, associado ao comportamento longitudinal da ponte, assim como as *pontes em pórtico* e as *pontes em arco*. Já os termos *pontes de viga* e *pontes de laje* referem-se à seção transversal da ponte (ver justificativa na seção 1.2.7).

### h. Termo *deformação*

O termo *deformação* é utilizado para a relação entre tensão e módulo de elasticidade, que tem sido comumente utilizada na grande maioria das publicações, mas também para designar mudança da configuração geométrica de uma estrutura ou elemento estrutural, conforme o sentido etimológico da palavra.

### i. Nomenclatura das cargas móveis $Q$ e $q$

As cargas  $Q$  (carga concentrada) e  $q$  (carga distribuída) são os valores estáticos das cargas móveis, as quais correspondem às cargas designadas de  $P$  (carga concentrada) e  $p$  (carga distribuída) na NBR 7188 (ABNT, 2013) (ver mais informação na seção 2.3.1).

# AGRADECIMENTOS E CRÉDITOS

O autor expressa aqui os seus sinceros agradecimentos às inúmeras pessoas e entidades que colaboraram na elaboração deste livro, bem como registra os créditos de parte das imagens utilizadas.

Apresentam-se a seguir os agradecimentos àquelas que tiveram uma participação mais direta.

Ao Prof. Dante A. O. Martinelli, pela autorização verbal para o uso do seu material didático para a disciplina Pontes de Concreto do curso de Engenharia Civil da EESC-USP, além dos ensinamentos para a formação do autor (*in memoriam*).

Ao Prof. Toshiaki Takeya, coautor do material didático denominado *Introdução às pontes de concreto*, para a disciplina Pontes de Concreto do curso de Engenharia Civil da EESC-USP (*in memoriam*).

Aos colegas que participaram da elaboração deste livro, por aceitarem o convite e pelas contribuições: Luan Reginato, Doutorando da EESC-USP, coautor do Apêndice AP7; Victor C. Chaves, da ProjPontes Engenharia, autor do Apêndice AP8; Vladimir G. Haach, Professor da EESC-USP, coautor dos Apêndices AP9 e AP10; Arthur A. A. Albuquerque, Professor da UFG, coautor do Apêndice AP9; Lucas A. M. Oliveira, Doutorando da EESC-USP, coautor do Apêndice AP10; Pablo A. Krahl, Professor da Unip, autor do Apêndice AP11; Alex M. D. de Sousa, Doutorando da EESC-USP, autor do Apêndice AP12; Daniel L. Araújo, Professor da UFG, autor do Apêndice AP14; Maximiliano Malite, Professor da EESC-USP, autor do Apêndice AP15; e Pedro W. G. N. Teixeira, Professor da Epusp, autor do Apêndice AP17.

Ao funcionário do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos Francisco Carlos Guete de Brito, pela dedicação, competência e paciência na execução dos desenhos.

Aos orientados de doutorado, mestrado e iniciação científica, mesmo aqueles que não foram explicitamente citados, por ter sido utilizada, direta ou indiretamente, parte do trabalho acadêmico por eles desenvolvido.

Às seguintes pessoas, que revisaram partes do manuscrito: Prof. Ana Lúcia H. C. El Debs, da EESC-USP, Eng. Luan Reginato, Doutorando da EESC-USP, e Eng. Alex M. D. de Sousa, Doutorando da EESC-USP.

Às pessoas responsáveis pelos patrocínios e apoios institucionais: Eng. Alírio Brasil Gimenes, da ABTC, Eng.

Íria Lícia Oliva Doniak, da ABCIC, Eng. João Batista Rodrigues da Silva, do IBTS, Eng. Cláudio Oliveira Silva, da ABTC, Eng. João Alberto de Abreu Vendramini e Eng. Ênio Canavello Barbosa, da Abece, e Prof. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, da ABPE.

À Universidade de São Paulo, por fornecer as condições para desenvolver o trabalho.

À Fapesp, pelo apoio financeiro aos projetos de pesquisa e pelas bolsas concedidas relacionadas direta e indiretamente ao assunto, destacando o processo vigente (Processo 2019/20092-3).

Ao CNPq, pelo apoio financeiro em geral e pela concessão de bolsa de produtividade de pesquisa, destacando o processo vigente (Processo 303438/2016-9).

Às seguintes empresas e pessoas, pelo fornecimento ou permissão de reprodução das fotos e partes de projeto, de forma a tornar explícitos os créditos.

- Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (ABCIC)/Íria Lícia Oliva Doniak  
Pela reprodução das fotos da Fig. 6.25.
- Alírio Brasil Gimenes/Fermix Indústria e Comércio Ltda.  
Pela reprodução das fotos das Figs. 6.21b, 9.6, 9.11 e AP16.25.
- Consultoria e Projetos de Engenharia de Estruturas (Copem)/Eng. Paulo Santos Neto  
Pela permissão do uso de parte de projeto na Fig. 7.43.
- Eng. Roberto Jorge da Silva  
Pela reprodução das fotos das Figs. AP10.6 e AP13.10d.
- Prof. Rodrigo Barros  
Pela reprodução das fotos da Fig. AP19.2.
- Ruy Franco Bentes/Ruy Bentes Engenharia de Estruturas  
Pela reprodução das fotos da Fig. 7.24.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	INTRODUÇÃO.....	21
1.1	Preliminares.....	21
1.2	Classificação.....	24
1.3	Considerações preliminares para projeto, construção e uso.....	27
1.4	Desenvolvimento e importância .....	31
<b>2</b>	ações NAS PONTES .....	34
2.1	Preliminares.....	34
2.2	Ações permanentes .....	35
2.3	Ações variáveis.....	37
2.4	Ações especiais e de construção .....	51
2.5	Ações excepcionais.....	52
2.6	Códigos e especificações estrangeiros.....	53
<b>3</b>	SISTEMAS ESTRUTURAIS .....	54
3.1	Preliminares.....	54
3.2	Pontes em viga.....	55
3.3	Pontes em pórtico .....	61
3.4	Pontes em arco.....	61
3.5	Pontes estaiadas.....	64
3.6	Considerações adicionais .....	65
<b>4</b>	SEÇÕES TRANSVERSAIS .....	67
4.1	Preliminares .....	67
4.2	Pontes de laje .....	68
4.3	Pontes de viga .....	70
4.4	Considerações adicionais .....	75
<b>5</b>	APOIOS DAS PONTES.....	79
5.1	Preliminares.....	79
5.2	Aparelhos de apoio .....	80
5.3	Infraestrutura .....	83
5.4	Considerações adicionais .....	88

<b>6</b>	INTRODUÇÃO AO CONCRETO PRÉ-MOLDADO.....	93
6.1	Preliminares.....	93
6.2	Materiais.....	97
6.3	Características do concreto pré-moldado.....	103
6.4	Produção.....	106
6.5	Projeto dos elementos e das estruturas.....	111
6.6	Ligações.....	121
6.7	Programa ABC.....	123
<b>7</b>	APLICAÇÃO NA SUPERESTRUTURA.....	125
7.1	Preliminares.....	125
7.2	Tipos de elementos.....	126
7.3	Formação do tabuleiro com elementos complementares.....	138
7.4	Interação entre elementos adjacentes ao longo do vão.....	141
7.5	Considerações adicionais.....	145
<b>8</b>	APLICAÇÃO NA INFRAESTRUTURA.....	150
8.1	Preliminares.....	150
8.2	Pilares e travessas.....	150
8.3	Encontros.....	156
8.4	Considerações adicionais.....	163
<b>9</b>	APLICAÇÃO EM PONTES ENTERRADAS DE CONCRETO.....	166
9.1	Preliminares.....	166
9.2	Seções fechadas.....	168
9.3	Seções abertas.....	172
9.4	Considerações adicionais.....	176
<b>10</b>	APLICAÇÃO EM PONTES EM ARCO.....	183
10.1	Preliminares.....	183
10.2	Arcos sem montantes.....	183
10.3	Arcos com montantes.....	186
10.4	Outras formas de aplicação.....	188
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	193

## Apêndices

<b>AP1 – Noções de cálculo de superestrutura.....</b>	<b>203</b>
AP1.1 Preliminares.....	203
AP1.2 Pontes de viga.....	203
AP1.3 Pontes de laje.....	218
Referências bibliográficas.....	218
<b>AP2 – Combinação de ações.....</b>	<b>219</b>
AP2.1 Preliminares.....	219
AP2.2 Combinações últimas das ações.....	220
AP2.3 Combinações de serviço das ações.....	222
Referências bibliográficas.....	223
<b>AP3 – Aspectos básicos do comportamento à fadiga do concreto armado e protendido</b>	<b>224</b>
AP3.1 Preliminares.....	224
AP3.2 Fadiga dos materiais.....	226
AP3.3 Comportamento à fadiga de estruturas e componentes.....	227
AP3.4 Recomendações para verificação da fadiga – NBR 6118 (ABNT, 2014).....	230
Referências bibliográficas.....	232

<b>AP4 – Tabelas de Rüsç .....</b>	<b>233</b>
AP4.1 Preliminares.....	233
AP4.2 Momentos fletores da carga permanente .....	235
AP4.3 Momentos fletores da carga móvel .....	235
AP4.4 Exemplo de cálculo de momentos fletores em laje isolada .....	236
AP4.5 Correção dos momentos fletores para laje contínua.....	237
AP4.6 Forças cortantes .....	237
Referências bibliográficas .....	238
<b>AP5 – Dimensionamento de aparelho de apoio de elastômero .....</b>	<b>239</b>
AP5.1 Preliminares.....	239
AP5.2 Pré-dimensionamento.....	240
AP5.3 Módulo de deformação transversal do elastômero .....	240
AP5.4 Verificações .....	240
AP5.5 Considerações adicionais .....	243
Referências bibliográficas .....	243
<b>AP6 – Distribuição dos esforços nos apoios das pontes .....</b>	<b>244</b>
AP6.1 Preliminares.....	244
AP6.2 Constantes elásticas dos apoios .....	244
AP6.3 Vinculação da base dos pilares.....	246
AP6.4 Pontes de tabuleiro reto ortogonal contínuo .....	246
AP6.5 Considerações adicionais .....	249
Referências bibliográficas .....	250
<b>AP7 – Exemplos numéricos relativos aos Apêndices AP1 a AP6 .....</b>	<b>251</b>
Esse material está disponível em < <a href="https://www.ofitexto.com.br/livro/pontes-de-concreto/">https://www.ofitexto.com.br/livro/pontes-de-concreto/</a> >.	
<b>AP8 – Modelagem numérica .....</b>	<b>252</b>
AP8.1 Preliminares.....	252
AP8.2 Fundamentos e recomendações .....	252
AP8.3 Superestrutura de ponte em duas vigas .....	257
AP8.4 Apoio das pontes .....	264
AP8.5 Superestrutura de tabuleiro em vigas pré-moldadas .....	269
Referências bibliográficas .....	284
<b>AP9 – Superfícies de influência para o cálculo de lajes.....</b>	<b>285</b>
AP9.1 Preliminares.....	285
AP9.2 Placas.....	286
AP9.3 Métodos de geração de superfícies de influência .....	286
AP9.4 Esforços máximos e mínimos.....	288
AP9.5 Exemplos de cálculo .....	289
Referências bibliográficas .....	304
<b>AP10 – Introdução ao dimensionamento de elementos de concreto protendido.....</b>	<b>305</b>
AP10.1 Preliminares.....	305
AP10.2 Materiais e processos .....	306
AP10.3 Critérios de projeto .....	308
AP10.4 Estados-limites de serviços e determinação da força de protensão.....	314
AP10.5 Estados-limites últimos .....	317
AP10.6 Considerações adicionais .....	320
Referências bibliográficas .....	320
<b>AP11 – Estabilidade lateral de vigas pré-moldadas.....</b>	<b>321</b>
AP11.1 Preliminares.....	321
AP11.2 Içamento .....	322
AP11.3 Transporte e viga sobre aparelho de apoio.....	323
AP11.4 Situação definitiva sem execução das lajes.....	324
AP11.5 Influência das imperfeições geométricas .....	324
AP11.6 Verificação da segurança .....	325
AP11.7 Recomendações normativas .....	327
AP11.8 Exemplo .....	327
Referências bibliográficas .....	338

<b>AP12 – Resistência à força cortante em lajes de pontes .....</b>	<b>339</b>
AP12.1 Preliminares.....	339
AP12.2 Modelos de análise da resistência à força cortante.....	340
AP12.3 Modelos de verificação da resistência unidirecional ou “como vigas”.....	341
AP12.4 Exemplo de aplicação 1 – laje em balanço.....	344
AP12.5 Exemplo de aplicação 2 – laje unidirecional sobre múltiplas longarinas .....	347
AP12.6 Exemplo de aplicação 3 – lajes apoiadas sobre quatro vigas.....	351
Referências bibliográficas .....	354
<b>AP13 – Cisalhamento na interface CML * CPM .....</b>	<b>355</b>
AP13.1 Preliminares.....	355
AP13.2 Cisalhamento na interface entre dois concretos .....	355
AP13.3 Tensões de cisalhamento na interface em elementos fletidos.....	356
AP13.4 Verificação da resistência ao cisalhamento na interface em elementos fletidos.....	359
AP13.5 Recomendações para o projeto e a execução .....	362
AP13.6 Exemplo numérico .....	364
Referências bibliográficas .....	366
<b>AP14 – Tabuleiros com viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos.....</b>	<b>367</b>
AP14.1 Preliminares.....	367
AP14.2 Breve histórico.....	368
AP14.3 Descrição do sistema construtivo .....	369
AP14.4 Dimensionamento à flexão das lajes pré-moldadas.....	377
AP14.5 Fadiga .....	379
AP14.6 Dimensionamento da ligação viga-laje pré-moldadas com nichos .....	379
AP14.7 Exemplo de dimensionamento dos conectores de cisalhamento .....	380
AP14.8 Considerações finais .....	384
Referências bibliográficas .....	384
<b>AP15 – Superestrutura de elementos mistos de aço e concreto .....</b>	<b>386</b>
AP15.1 Preliminares.....	386
AP15.2 Sistemas estruturais.....	387
AP15.3 Vigas mistas.....	387
AP15.4 Fadiga .....	392
AP15.5 Deslocamentos .....	395
AP15.6 Ligações .....	395
AP15.7 Exemplo de cálculo: longarina de ponte em viga mista biapoiada.....	396
Referências bibliográficas .....	399
<b>AP16 – Projeto estrutural de galerias de seção fechada .....</b>	<b>401</b>
AP16.1 Preliminares.....	401
AP16.2 Cálculo das pressões produzidas pelo solo e pela água .....	402
AP16.3 Cálculo das pressões produzidas por sobrecargas na superfície.....	404
AP16.4 Modelagem estrutural.....	408
AP16.5 Situações de projeto e coeficientes de ponderação das ações .....	409
AP16.6 Dimensionamento .....	410
AP16.7 Particularidades das outras situações.....	414
AP16.8 Exemplo de projeto de galeria retangular.....	416
Referências bibliográficas .....	419
<b>AP17 – Detalhamento estrutural de pontes com sistema em arco enterrado .....</b>	<b>421</b>
AP17.1 Elementos constituintes de pontes em arco enterrado .....	421
AP17.2 Breve histórico.....	422
AP17.3 Exemplos de obras .....	424
AP17.4 Vantagens e desvantagens do sistema .....	426
AP17.5 Análise dos esforços .....	427
AP17.6 Exemplo de análise de abóbada de concreto armado .....	430
AP17.7 Sistemas moldados no local .....	432
AP17.8 Sistema com elementos pré-moldados .....	434
Referências bibliográficas .....	441

<b>AP18 – Passarelas de CPM.....</b>	<b>442</b>
AP18.1 Preliminares.....	442
AP18.2 Ações e critérios de projeto.....	443
AP18.3 Sistemas estruturais e seções transversais.....	444
AP18.4 Considerações adicionais.....	447
Referências bibliográficas.....	450
<b>AP19 – Técnicas construtivas.....</b>	<b>451</b>
AP19.1 Preliminares.....	451
AP19.2 Concreto moldado no local.....	452
AP19.3 Elementos pré-moldados dispostos ao longo do vão.....	453
AP19.4 Balanços sucessivos.....	455
AP19.5 Técnicas com deslocamento.....	459
AP19.6 Considerações adicionais.....	460
Referências bibliográficas.....	464
<b>AP20 – Manutenção.....</b>	<b>465</b>
AP20.1 Preliminares.....	465
AP20.2 Prevenção (manutenção preventiva).....	468
AP20.3 Inspeções.....	468
AP20.4 Testes, ensaios e monitoramento da integridade estrutural.....	473
AP20.5 Avaliações para tomada de decisão.....	475
AP20.6 Intervenções.....	476
AP20.7 Passagem de veículos especiais.....	477
AP20.8 Sistemas de gerenciamento.....	478
Referências bibliográficas.....	479



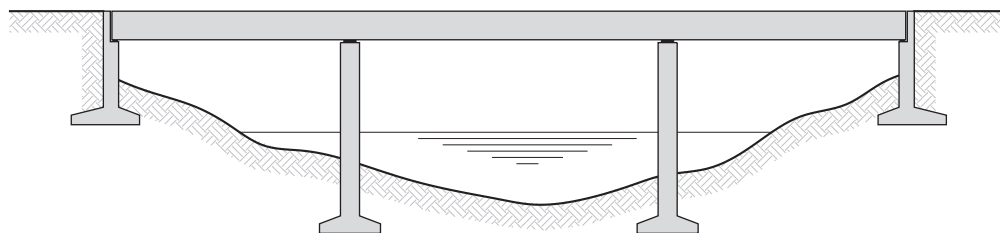
## 1.1 Preliminares

### 1.1.1 Definições

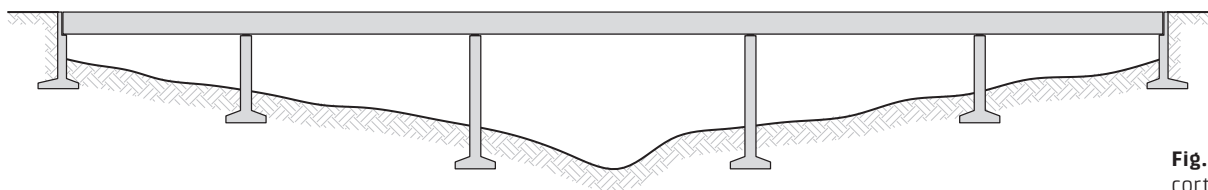
Ponte é uma construção destinada a estabelecer a continuidade de uma via de qualquer natureza. Nos casos mais comuns, e que são tratados neste livro, a via é uma rodovia, uma ferrovia ou uma passagem para pedestres.

O obstáculo a ser transposto pode ser de natureza diversa, e, em função dessa natureza, são associadas as seguintes denominações: *ponte*, *viaduto* e *passarela*.

- *Ponte* (propriamente dita): quando o obstáculo é constituído de curso de água ou outra superfície líquida, como um lago ou um braço de mar (Fig. 1.1).
- *Viaduto*: quando o obstáculo é um vale ou uma via (Fig. 1.2). Os viadutos podem receber a seguinte denominação:
  - » *Viaduto de acesso*: viaduto que serve para dar acesso a uma ponte (Fig. 1.3).
- *Passarela*: quando se trata de construção destinada exclusivamente para pedestres e/ou ciclistas.



**Fig. 1.1** Ponte: corte longitudinal



**Fig. 1.2** Viaduto: corte longitudinal

do seu comprimento ou porte, embora não exista consenso – nem grande importância – sobre as faixas de valores aqui indicadas. Destaca-se que o termo *galerias* é usado como sinônimo de *bueiro*. No entanto, neste livro, conforme colocado na seção 1.1.1, esse termo não está de acordo com essa classificação.

Propõe-se aqui uma divisão para as pontes de concreto, também de contornos não muito definidos, que é:

- pontes de pequenos vãos: até 20 m;
- pontes de médios vãos: de 20 m a 60 m;
- pontes de grandes vãos: acima de 60 m.

O limite superior das pontes de pequenos vãos (20 m) corresponde aos vãos atingidos pelas pontes enterradas. Já o limite superior das pontes de médios vãos (60 m) está relacionado com a ordem de grandeza dos máximos comprimentos das vigas de concreto pré-moldado (CPM) atualmente empregadas na construção das pontes (ver técnica construtiva com vigas pré-moldadas na seção 1.2.9). Cabe destacar que está sendo feito um ajuste em relação à faixa de vãos apresentada em El Debs (2017).

### 1.2.3 Natureza do tráfego

Segundo a natureza do tráfego, as pontes podem ser classificadas em:

- pontes rodoviárias;
- pontes ferroviárias;
- passarelas (pontes para pedestres);
- pontes aeroviárias;
- pontes aquedutos;
- pontes mistas.

Essas denominações são associadas ao tipo de tráfego principal. As pontes mistas são aquelas destinadas a mais de um tipo de tráfego, como é o caso da ponte rodoferroviária, que serve para estabelecer a continuidade de uma rodovia e de uma ferrovia.

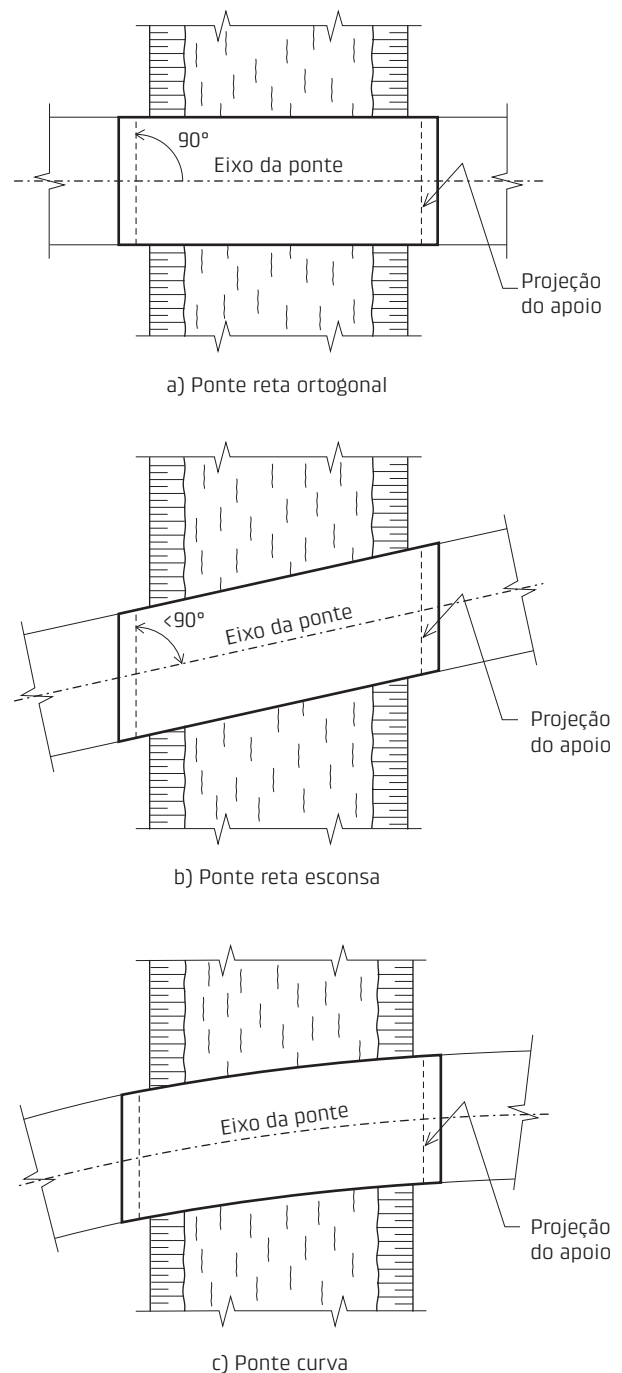
### 1.2.4 Desenvolvimento planimétrico

Segundo o desenvolvimento em planta do traçado, as pontes podem ser classificadas em:

- pontes retas  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ortogonais} \\ \text{esconsas} \end{array} \right.$
- pontes curvas

As pontes retas, como o próprio nome diz, são aquelas que apresentam eixo reto. Em função do ângulo que o eixo da ponte forma com a linha de apoio da superestrutura, essas pontes podem ser divididas em ortogonais, quando o ângulo é de  $90^\circ$  (Fig. 1.8a), e esconsas, quando o ângulo é diferente de  $90^\circ$  (Fig. 1.8b).

As pontes curvas são aquelas que apresentam eixo, em planta, curvo (Fig. 1.8c).



**Fig. 1.8** Classificação das pontes segundo o desenvolvimento em planta

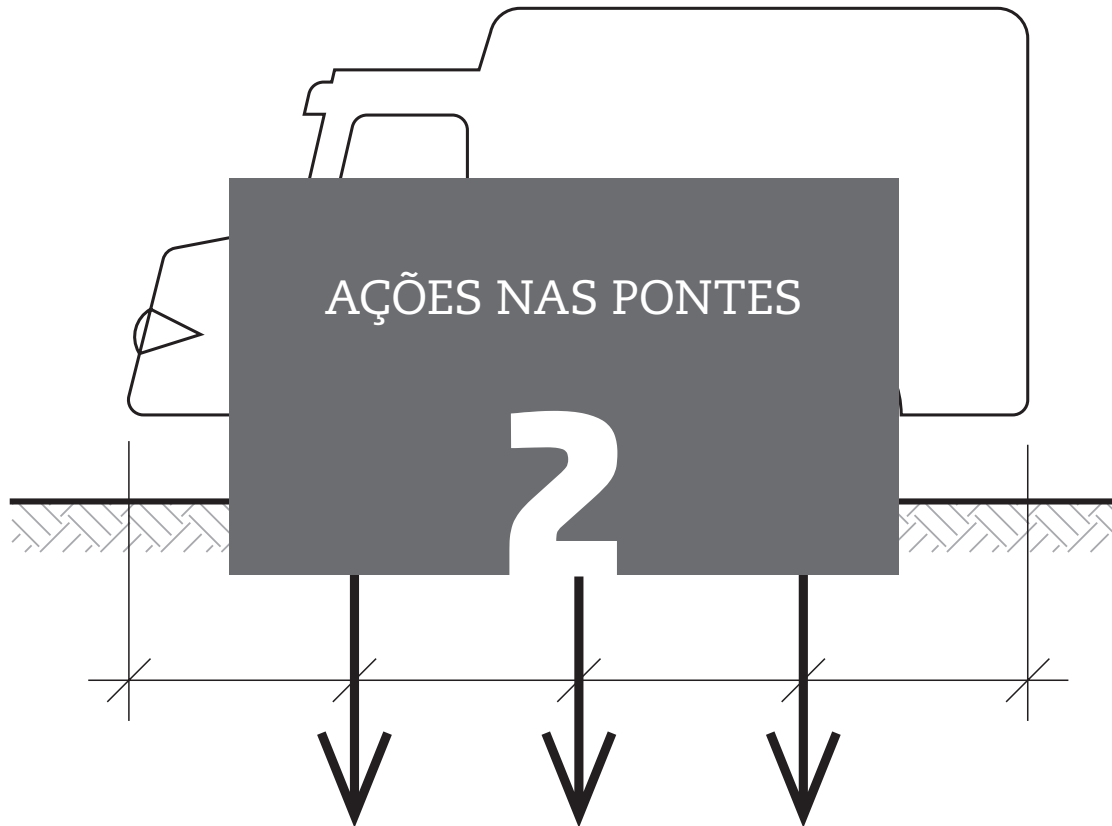
### 1.2.5 Desenvolvimento altimétrico

Segundo o seu desenvolvimento altimétrico, as pontes se classificam em (Fig. 1.9):

- retas  $\left\{ \begin{array}{l} \text{horizontal} \\ \text{em rampa} \end{array} \right.$
- curvas  $\left\{ \begin{array}{l} \text{tabuleiro convexo} \\ \text{tabuleiro côncavo} \end{array} \right.$

### 1.2.6 Sistema estrutural

Quanto ao sistema estrutural da superestrutura, as pontes podem ser classificadas em (Fig. 1.10):



## 2.1 Preliminares

A razão de ser das pontes é a passagem das cargas móveis. No entanto, há de se considerar várias ações no projeto das pontes e que são superpostas dentro de critérios estabelecidos pela segurança das estruturas.

Dessa forma, as pontes devem ser projetadas de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003b), que classifica as ações da seguinte forma:

- Ações permanentes  $\left\{ \begin{array}{l} \text{diretas} \\ \text{indiretas} \end{array} \right.$
- Ações variáveis  $\left\{ \begin{array}{l} \text{normais} \\ \text{especiais} \end{array} \right.$
- Ações excepcionais

Essa classificação é importante para determinar as combinações de ações que são vistas no Apêndice AP2.

Segundo a NBR 7187 (ABNT, 2021), as ações podem ser agrupadas na forma que se segue:

- Ações *permanentes*, que entre outras são:
  - » cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
  - » cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos,

das defensas, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;

- » empuxos de terra e de água;
- » forças de protensão;
- » deformações impostas, isto é, aquelas provocadas por retração e fluência do concreto, e por deslocamentos de apoios.
- Ações *variáveis*, que entre outras são:
  - » cargas móveis (ação gravitacional, força centrífuga, choque lateral, efeitos de frenagem e aceleração);
  - » cargas de construção;
  - » ação do vento;
  - » empuxo de terra provocado por cargas móveis;
  - » pressão da água em movimento;
  - » efeito dinâmico do movimento das águas;
  - » variações de temperatura.
- Ações *excepcionais*, que entre outras são:
  - » choques de veículos;
  - » outras ações excepcionais, tais como enchentes catastróficas e sismos.

Embora estejam enquadrados como ações permanentes, os empuxos de terra e de água devem ser vistos como ações de longa duração, e o eventual efeito benéfico dessas ações não deve, em princípio, ser considerado.

### 2.3.2 Força centrífuga

A força centrífuga se manifesta nas pontes em curva, aplicada pelo veículo ao tabuleiro através do atrito das rodas com o pavimento ou, em pontes ferroviárias, pelo friso das rodas ao trilho e, conseqüentemente, à estrutura.

Convém observar que basta ser curvilínea a trajetória do veículo, enquanto o eixo longitudinal da obra, em planta, pode ser retilíneo. Assim, por exemplo, a abóbada da Fig. 2.16 é reta (tem planta de eixo retilíneo), mas a ferrovia sobre o tabuleiro tem traçado curvilíneo, provocando o aparecimento de força centrífuga.

Da mesma forma, a força centrífuga deve ser considerada em situações em que as pontes, por serem de pequeno comprimento, têm traçado reto, mas estão em trecho curvo da via.

Supondo que o eixo da estrada seja uma curva de raio  $r$ , a força centrífuga seria dada por:

$$F = \frac{Mv^2}{r} \quad (2.7)$$

em que:

$v$  é a velocidade do veículo;

$M$  é a massa do veículo.

Expressando  $v$  em km/h,  $r$  em metros e colocando  $M$  em termos do peso do veículo, tem-se:

$$F = \frac{Q}{10 \text{ m/s}^2} \frac{v^2 \left( \frac{1.000}{60 \times 60} \right)^2}{R} = \frac{0,0077Qv^2}{R} \quad (2.8)$$

Essa expressão permite determinar a força centrífuga a partir do peso  $Q$  correspondente a cada eixo do trem-tipo.

Na prática, porém, admite-se que a força centrífuga seja uniformemente distribuída ao longo do eixo da estrutura, e a intensidade é avaliada de maneira aproximada.

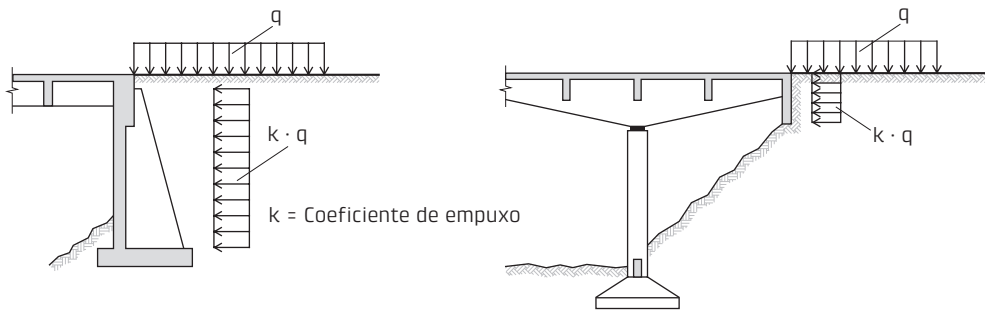


Fig. 2.15 Empuxo de terra provocado pelas cargas móveis

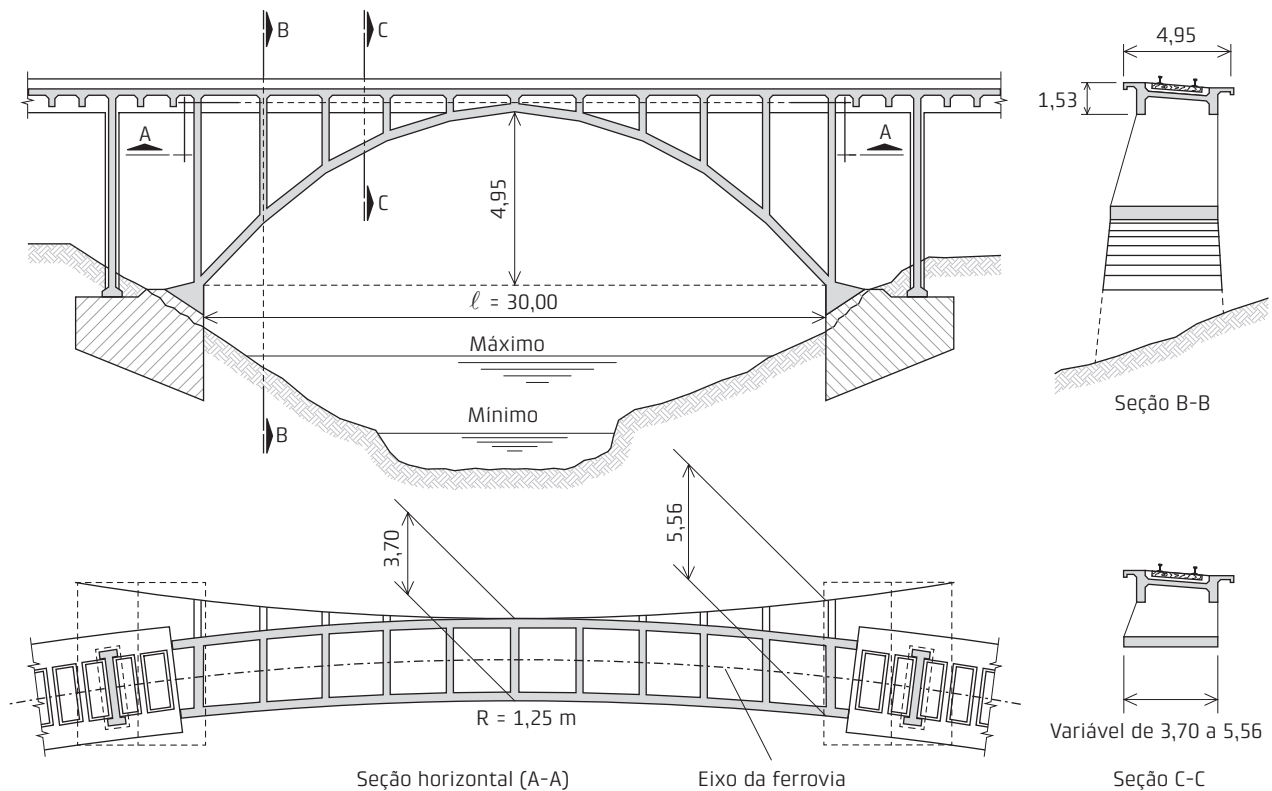


Fig. 2.16 Ponte com estrutura principal com traçado reto implantada em trecho curvo da ferrovia (adaptado de Martinelli, 1978)

No caso de um pilar de seção circular num rio com velocidade da água igual a 2 m/s, tem-se:

$q = 0,34 \times 2^2 = 1,36 \text{ kN/m}^2$ , que é da ordem de grandeza da pressão do vento.

Destaca-se, entretanto, que nos rios que carregam troncos de árvore ou galhos essa pressão poderá ser bem maior do que os valores avaliados com a expressão fornecida, devido ao fato de esse material se prender nos pilares.

Conforme a NBR 7187 (ABNT, 2021), as dimensões e o formato da região de acúmulo de material, denominada na norma de balseiro, são de difícil determinação (Fig. 2.27).

Na falta de dados mais precisos, segundo a mesma norma, pode-se adotar: a deve ser a metade da profundidade da água, mas não superior a 3,0 m, e b deve ser a metade da soma dos comprimentos dos vãos adjacentes, mas não

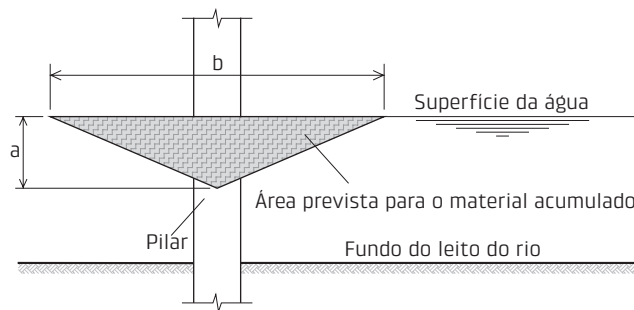


Fig. 2.27 Geometria da área de acúmulo de detritos (ABNT, 2021)

superior a 12,0 m, acrescidos da largura do elemento estrutural. A pressão da água em movimento sobre o balseiro deve ser calculada utilizando o fator dimensional k igual a 0,71.

Em situações em que o movimento da água é muito importante, a norma estabelece que o efeito dinâmico das ondas e das águas em movimento deve ser determinado através de métodos baseados na hidrodinâmica.

### 2.3.8 Empuxo de terra provocado por cargas móveis

Além da pressão de terra comentada na seção 2.3.1, nos encontros e nas cortinas, podem ocorrer pressões devidas à carga móvel que está adentrando ou deixando a ponte. Essas pressões se somam às anteriores, conforme ilustra a Fig. 2.28.

Normalmente, essa carga móvel colocada junto à cabeceira da ponte, para efeito de cálculo, é considerada uniformemente distribuída, e seu valor pode ser estimado transformando o peso do veículo-tipo em carga uniformemente distribuída e compondo-a com a carga distribuída q, que considera o efeito de outros veículos, como se mostra na Fig. 2.29.

O carregamento assim obtido pode ser considerado um aterro adicional, de altura  $h_a$ , dividindo-se o seu valor pelo peso específico do solo, como ilustra a Fig. 2.30.

## 2.4 Ações especiais e de construção

Apesar de as ações especiais terem sido enquadradas como cargas variáveis no início do capítulo, elas devem ter um tratamento à parte.

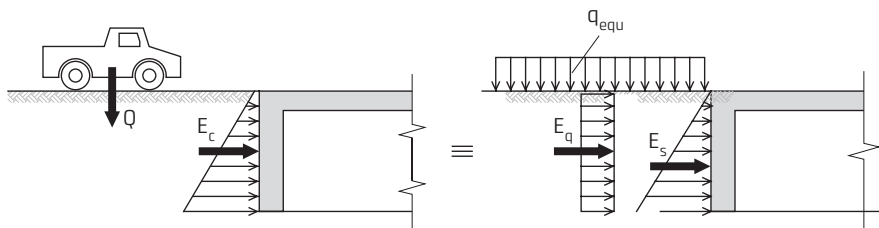
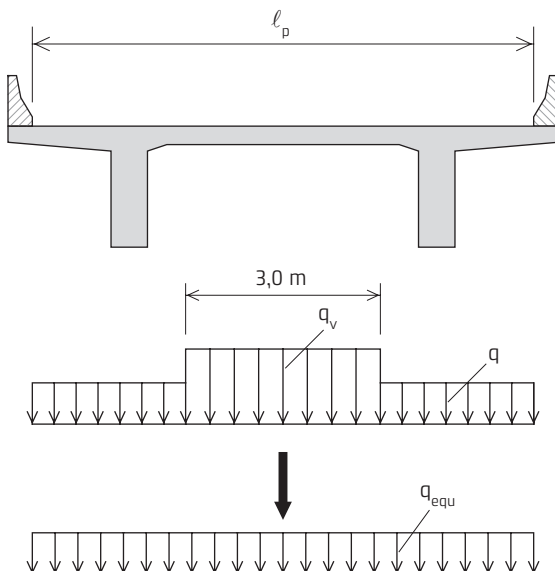


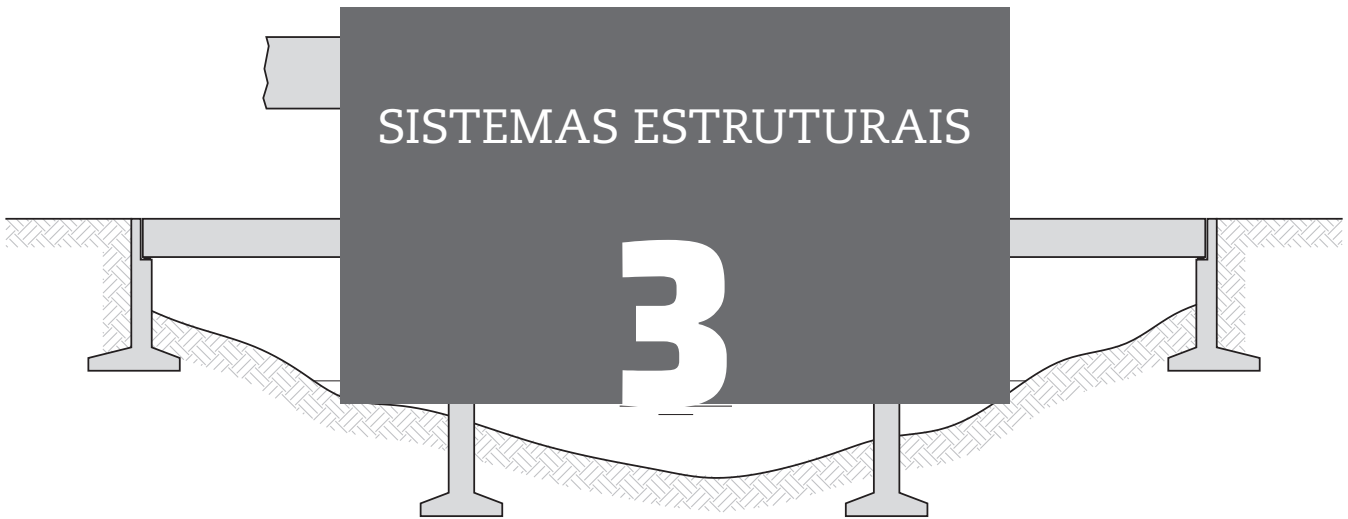
Fig. 2.28 Efeito de carga móvel em cortina



$$q_v = \frac{\text{Peso veículo tipo}}{3,0 \times 6,0}$$

$$q_{equ} = \frac{3,0q_v + q (\ell_p - 3,0)}{\ell_p}$$

Fig. 2.29 Transformação da carga móvel em carga uniformemente distribuída



### 3.1 Preliminares

A análise do comportamento estrutural das pontes pode, de forma simplificada, ser subdividida em duas etapas:

- análise da distribuição dos esforços na direção transversal da ponte, que depende fundamentalmente do tipo de seção transversal;
- análise do efeito das cargas equivalentes, obtidas a partir da análise da distribuição dos esforços na direção transversal, no sistema estrutural principal.

A Fig. 3.1 mostra a obtenção da distribuição dos esforços na direção transversal em uma ponte com duas vigas principais; as cargas equivalentes na viga são também denominadas trem-tipo da viga.

A Fig. 3.2 apresenta a colocação das cargas equivalentes no sistema estrutural principal de uma ponte em viga simplesmente apoiada, para a determinação do máximo momento fletor no meio do vão e da máxima força cortante junto ao apoio.

Essa análise é mais realista no caso de pontes de viga e mais aproximada no caso de pontes de laje, pois no segundo caso tende a haver um comportamento de placa, com maior distribuição das solicitações nas duas direções.

Em face do exposto, conclui-se que, em uma primeira aproximação, é possível abordar de forma genérica os sistemas estruturais separadamente das seções transversais, embora sabendo que existe uma interdependência de maior ou menor grau entre eles.

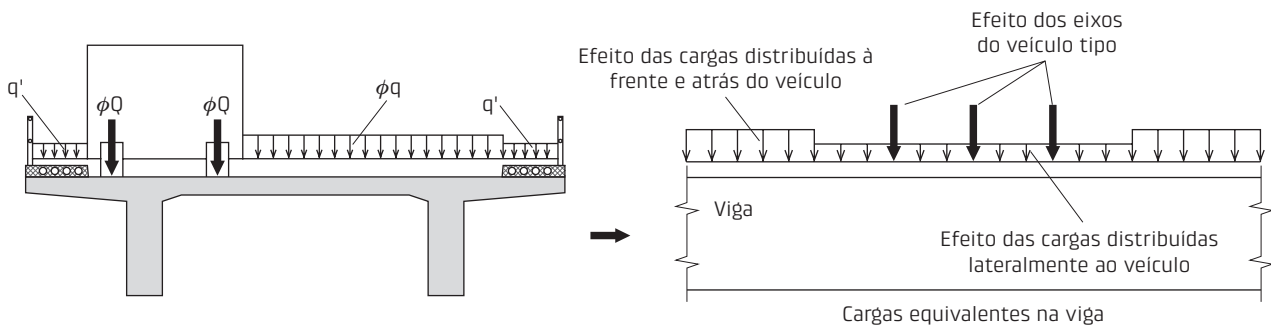


Fig. 3.1 Distribuição da carga móvel na direção transversal e cargas equivalentes na viga principal

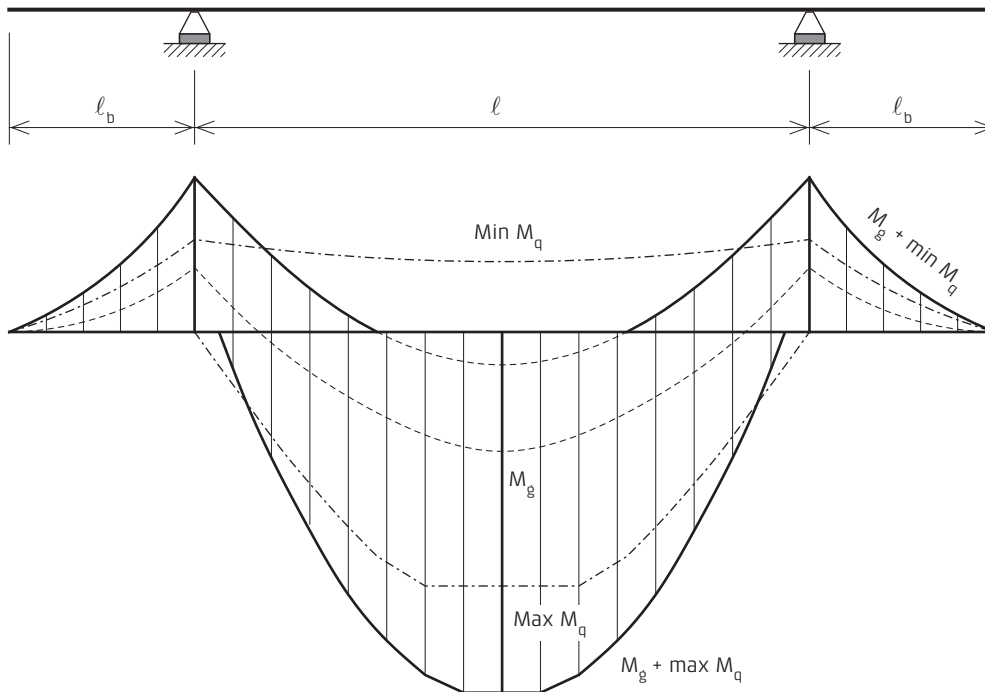
### 3.2.1.3 Vigas contínuas

Quando o comprimento da ponte pode ser subdividido em vãos parciais, o esquema de vigas contínuas aparece como solução natural (Fig. 3.9).

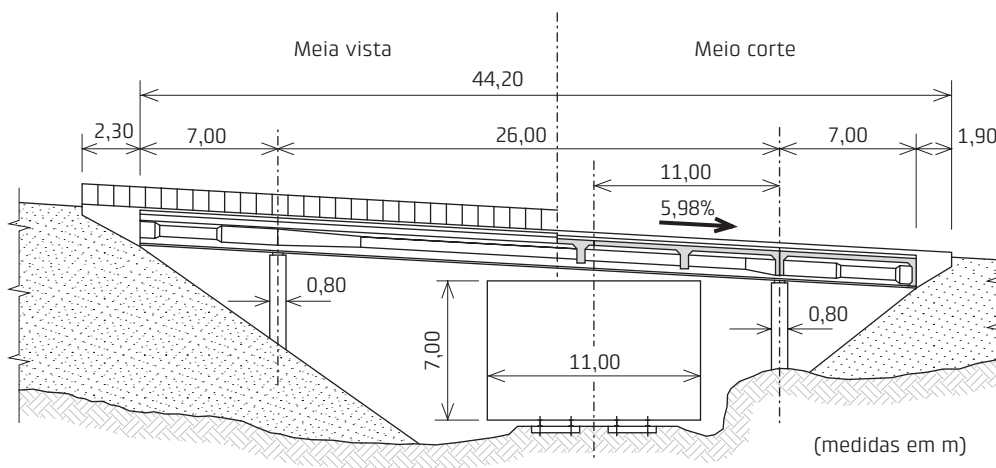
Se não houver restrições de ordem urbanística, topográfica ou construtiva, deve-se fazer os vãos extremos cerca de 20% menores que os vãos internos (Fig. 3.10), de forma que os máximos momentos fletores sejam aproximadamente iguais, resultando, assim, numa melhor distribuição das solicitações.

Em concreto protendido, tem-se empregado também a alternância de vãos longos com vãos curtos, na proporção de 1:0,3 a 1:0,1 (Fig. 3.11). Nesse caso, procura-se o maior confinamento dos efeitos da carga móvel nos tramos longos, com a maior rigidez promovida pelos apoios pouco espaçados dos tramos curtos. Essa possibilidade traz benefícios importantes quando se utiliza a técnica construtiva de balanços sucessivos (ver seção AP19.4).

A distribuição de momentos fletores pode também ser melhorada através da adoção de momentos de inércia



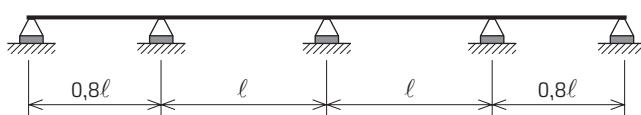
**Fig. 3.7** Distribuição de momentos fletores em vigas simplesmente apoiadas com balanços



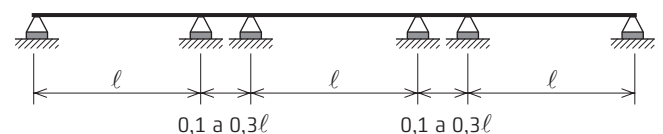
**Fig. 3.8** Exemplo de ponte em viga simplesmente apoiada com balanços (adaptado de Martinelli, 1978)



**Fig. 3.9** Esquema estático de ponte em viga contínua



**Fig. 3.10** Viga contínua com vãos extremos 20% menores



**Fig. 3.11** Viga contínua com alternância de vãos longos com vãos curtos

# SEÇÕES TRANSVERSAIS

## 4



### 4.1 Preliminares

As seções transversais empregadas com mais frequência nas pontes de concreto podem ser agrupadas da seguinte forma:

- laje  $\left\{ \begin{array}{l} \text{maciça} \\ \text{vazada} \end{array} \right.$
- viga  $\left\{ \begin{array}{l} \text{tabuleiro normal} \\ \text{tabuleiro rebaixado} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{seção T} \\ \text{seção celular} \end{array} \right.$

Os fatores que influenciam a escolha da seção transversal, segundo Leonhardt (1979), são os seguintes:

- Vão a ser vencido e o respectivo sistema estrutural.
- Altura de construção disponível ou índice de esbeltez desejado, expresso pela relação  $\ell_0/h$ , onde  $\ell_0$  é a distância aproximada entre os pontos de momento nulo do diagrama de momentos fletores provocados pela carga permanente.
- Técnica construtiva, meios disponíveis, equipamentos e outros fatores circunstanciais.
- *Economia da construção*: estruturas mais esbeltas exigem um maior consumo de aço do que as menos esbeltas, mas, por outro lado, elas apresentam algumas vantagens. Mesmo em relação ao custo total da construção, há de se considerar que ocorre uma redução de movimento de terra nas rampas de acesso (Fig. 4.1). A melhor condição

de atender aos gabaritos e a estética da construção são características importantes a serem levadas em conta.

- *Relação carga móvel/carga permanente ( $q/g$ )*: valores altos de  $q/g$  implicam, no caso de concreto protendido, maior consumo de concreto na parte tracionada (pré-comprimida pela protensão), o que conduz a seções T com talão inferior ou seções celulares (Fig. 4.2).

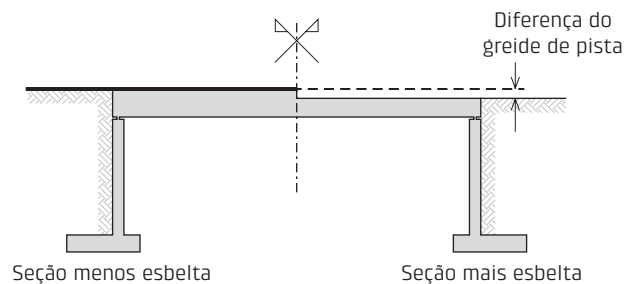


Fig. 4.1 Influência da esbeltez nas rampas de acesso

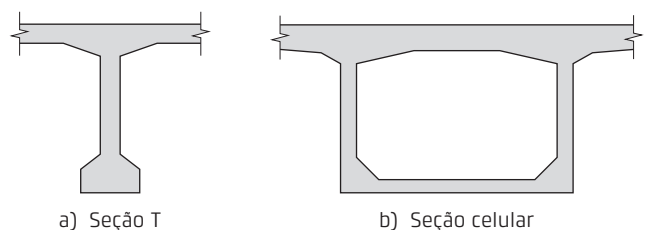
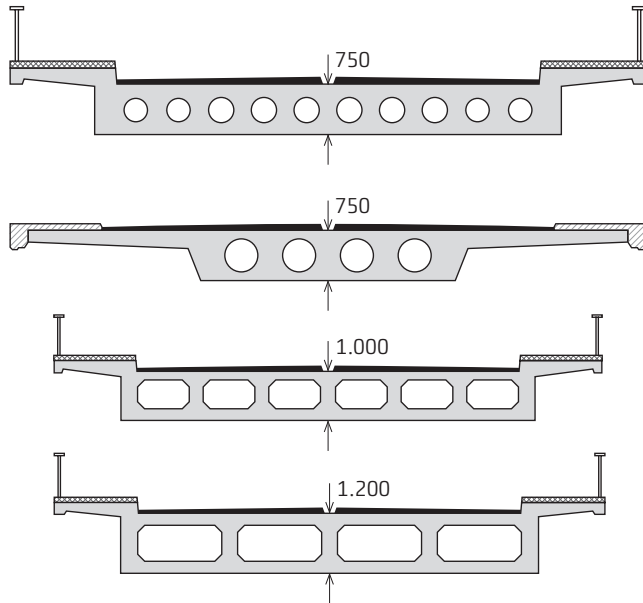


Fig. 4.2 Formas de aumentar a seção na parte tracionada, previamente comprimida pela protensão

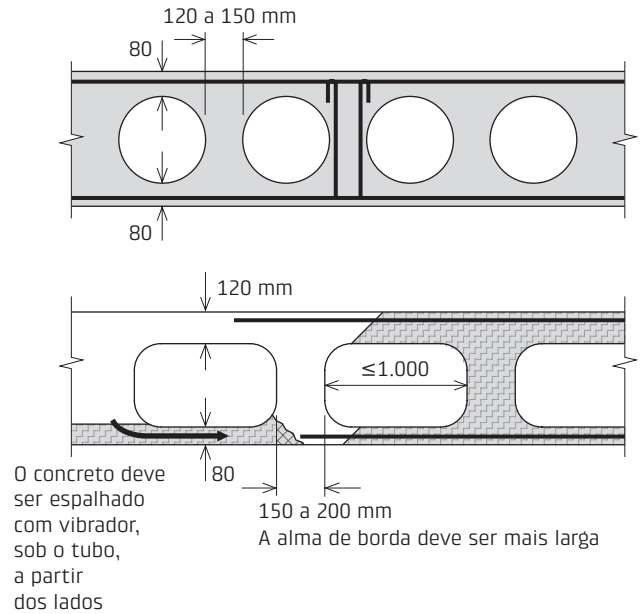
A Fig. 4.6 mostra um exemplo de ponte em viga simplesmente apoiada com balanços, com seção transversal em laje vazada, na qual merece destaque a elevada esbeltez da estrutura.

Caso se use variação da altura ao longo do vão, vale o que está na seção 3.2.2, para ponte em viga. Cabe registrar a possibilidade de ponte de laje com variação da seção transversal na sua altura e na sua forma, mudando gradualmente para uma ponte de duas vigas ao chegar aos apoios, de forma a usar dois apoios em vez de apoio contínuo para receber a superestrutura.

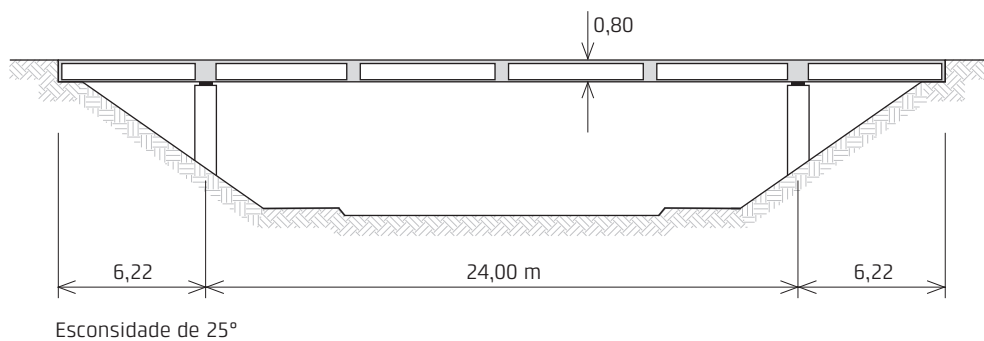


**Fig. 4.4** Seções transversais de pontes de laje vazada (adaptado de Martinelli, 1978)

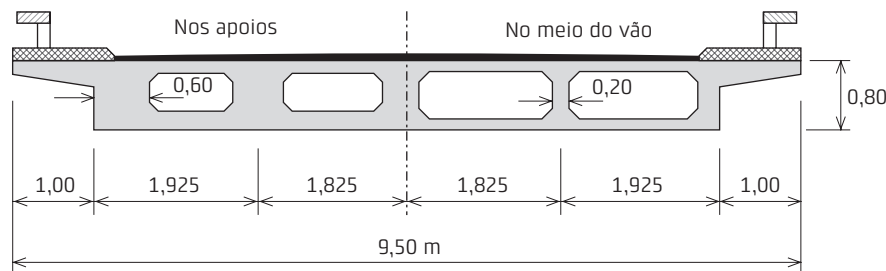
As pontes com seção transversal de laje podem ser executadas com o emprego de elementos pré-moldados que vencem todo o vão. Os tipos de elementos pré-moldados e as suas ligações transversais são apresentados no Cap. 7. O comportamento de laje pode ser garantido pelo CML e por armadura transversal protendida, ou não, sendo que a primeira é mais indicada, ou, então, pode-se assumir o prejuízo do comportamento como laje e considerar no cálculo uma distribuição transversal menos eficiente.



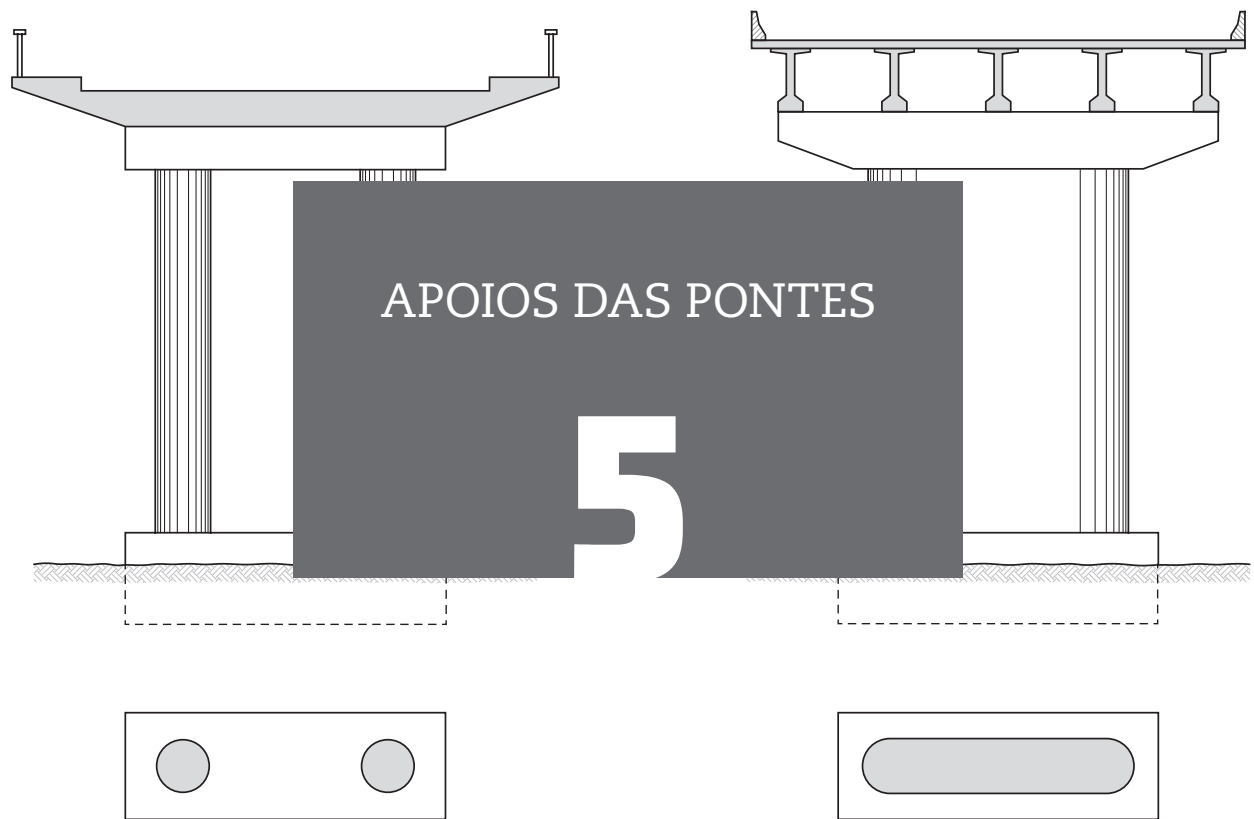
**Fig. 4.5** Dimensões recomendadas para lajes vazadas (adaptado de Leonhardt, 1979)



Esconsidade de 25°



**Fig. 4.6** Exemplo de ponte em viga com seção transversal em laje vazada: viaduto sobre a Rua Agra, no Rio de Janeiro (RJ) (adaptado de Martinelli, 1978)



## 5.1 Preliminares

Conforme tratado no Cap. 1, as pontes usuais podem ser divididas em três elementos: superestrutura, aparelho de apoio e infraestrutura. O termo *apoio das pontes* é utilizado para designar o conjunto formado pelo aparelho de apoio e pela infraestrutura.

Recapitulando as definições já apresentadas naquele capítulo, tem-se que:

- Aparelho de apoio é o elemento colocado entre a infraestrutura e a superestrutura, destinado a transmitir as reações da superestrutura para a infraestrutura e, ao mesmo tempo, permitir determinados movimentos da superestrutura.
- Infraestrutura é a parte da ponte que recebe a ação das reações geradas no aparelho de apoio, transmitindo-as ao solo. A infraestrutura pode ser subdividida em dois elementos: suportes e fundações. Os suportes, por seu turno, podem ser de dois tipos: pilares e encontros. Denomina-se encontro o pilar situado na extremidade da ponte, na transição entre a ponte e o aterro da via, que tem a finalidade suplementar de arrimar o solo do aterro. Conforme discutido na seção 1.1.3, existe a denominação de mesoestrutura para os suportes.

A divisão nos três elementos – superestrutura, aparelho de apoio e infraestrutura – pode não estar presente em certos tipos de pontes. Por exemplo, nas pontes em pórtico (ver seção 3.3), a infraestrutura é constituída apenas pela fundação, não apresentando o aparelho de apoio nem o suporte, o que, de certa forma, repete-se nas pontes integrais.

Conforme Leonhardt (1979), os tipos de apoios podem ser divididos em:

- ligação rígida da superestrutura com os encontros e os pilares ou diretamente na fundação (no caso de arcos), o que corresponde às pontes integrais;
- apoio articulado linear;
- apoio articulado com rotação em todas as direções, o que corresponde a apoio pontual teórico ou em calota esférica;
- apoio linear com mobilidade transversal à linha de apoio;
- apoio linear com mobilidade na direção do apoio;
- apoio pontual com mobilidade em uma direção ou em todas as direções;
- articulação elástica com resistência à rotação;
- apoio de mola, o que corresponde a apoio com amortecimento, apropriado para situações de terremoto.

Exceto o primeiro tipo, os apoios são feitos com os chamados aparelhos de apoio, apresentados na sequência.

As fundações especiais, tais como caixões, destinam-se a pontes de grandes vãos e não são tratadas neste livro.

Esse assunto é abordado de forma bem resumida aqui. Para mais informações, deve-se recorrer às publicações especializadas.

### 5.3.3.1 Fundação direta

A fundação direta é aquela em que a carga é transmitida ao solo, predominantemente pelas tensões distribuídas sob a base do elemento estrutural de fundação.

Na prática, a fundação direta é economicamente viável quando o solo, à pequena profundidade, é relativamente resistente, com tensão admissível de no mínimo 300 kPa, em geral. Além disso, é necessário que o terreno não seja sujeito a recalques.

A fundação direta pode ser de dois tipos (Fig. 5.14): sapata rígida e sapata flexível.

Na Fig. 5.15 está apresentado um exemplo de ponte com fundação direta.

### 5.3.3.2 Estacas

A fundação por estacas é aquela em que a carga é transmitida ao solo pelas tensões distribuídas sob a base e ao longo do seu comprimento e pela sua ponta. Esse tipo de fundação é enquadrado como *fundação profunda*, assim como a fundação por tubulão, vista na sequência.

As estacas podem ser de madeira, de aço ou de concreto.

As estacas de madeira são recomendáveis para obras provisórias; são, em geral, constituídas de peças roliças; a madeira mais utilizada é o eucalipto.

As estacas de aço podem ser formadas por perfis laminados, soldados ou de chapa dobrada, simples ou compostos (Fig. 5.16).

As estacas de concreto podem ser pré-moldadas ou moldadas no local.

As pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido. As seções mais usuais de estacas pré-moldadas de concreto são apresentadas na Fig. 5.17. Mais informações sobre essas estacas podem ser encontradas em El Debs (2017).

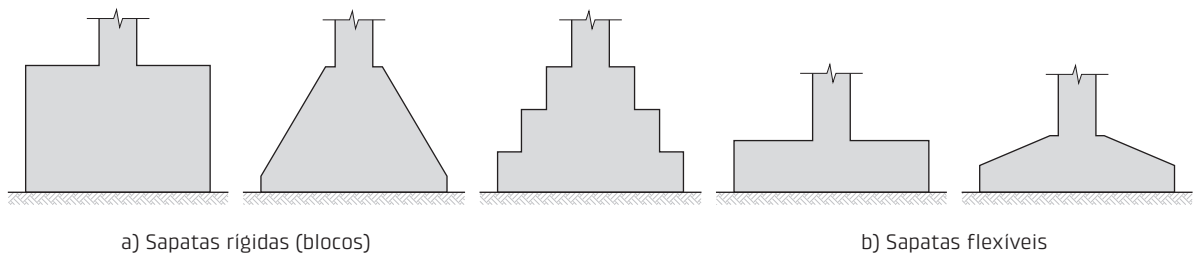
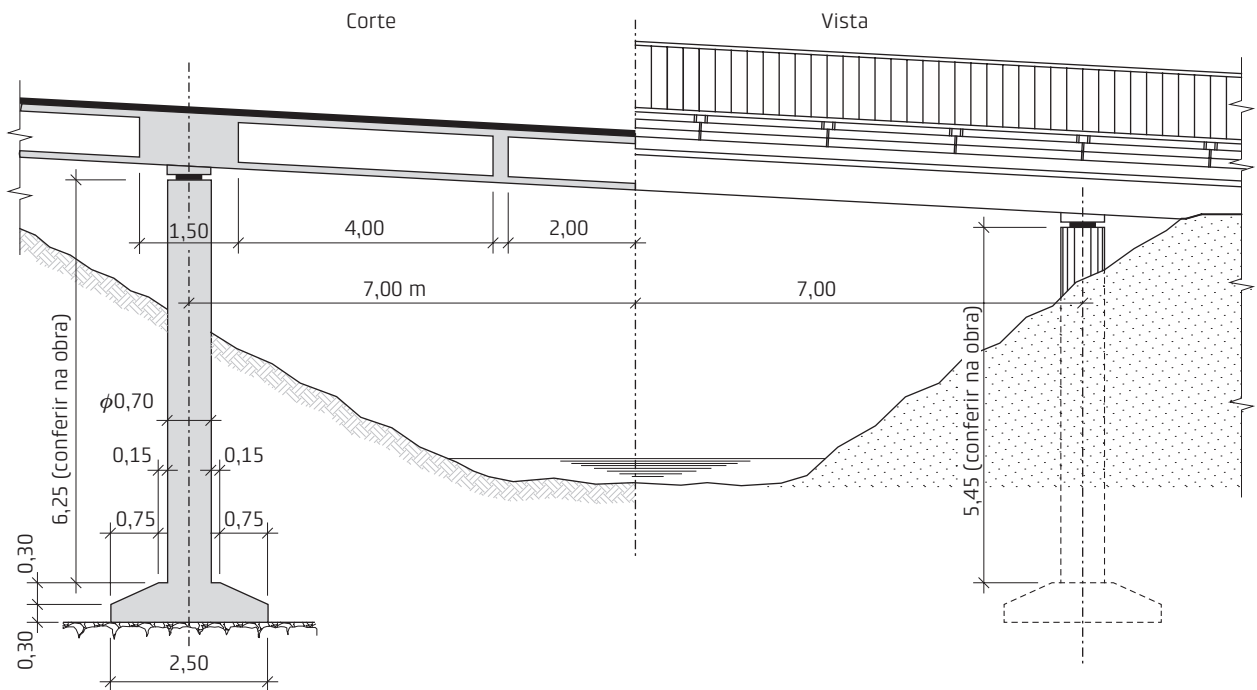


Fig. 5.14 Alternativas de fundação direta



Ponte em viga simplesmente apoiada com vão de 14,0 m e balanços de 4,0 m, em rampa, e com fundação em sapata

Fig. 5.15 Exemplo de ponte com fundação direta (adaptado de Martinelli, 1978)



## 6.1 Preliminares

Esta segunda parte do livro é dedicada ao emprego do concreto pré-moldado nas pontes de pequenos e médios vãos. As pontes de pequenos vãos foram definidas no Cap. 1 como aquelas com até 20 m de vão. Já as pontes de vãos médios estão na faixa de 20 m a 60 m, cujo limite inferior corresponde aos vãos atingidos pelas pontes enterradas (tratadas no Cap. 9) e cujo limite superior corresponde aos vãos atingidos com o emprego de vigas pré-moldadas (tratadas no Cap. 7).

Neste capítulo é feita uma introdução ao concreto pré-moldado voltada para as aplicações em pontes. Para isso, toma-se como base o livro *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações* (El Debs, 2017), que aborda as estruturas em geral, e faz-se um direcionamento às aplicações em pontes.

No Brasil, o emprego do concreto pré-moldado em pontes é concentrado nas vigas pré-moldadas no canteiro, com pós-tração, com a infraestrutura de concreto moldado no local (CML). Com a abordagem deste livro, procura-se fornecer fundamentos e mostrar aplicações para fomentar o uso do concreto pré-moldado tanto para a superestrutura como para a infraestrutura, principalmente no sentido da industrialização da construção.

Para isso, faz-se necessário apresentar inicialmente os conceitos e as definições envolvidos.

O *concreto pré-moldado* (CPM) corresponde ao emprego de elementos pré-moldados de concreto, ou seja, de elementos de concreto moldados fora da sua posição definitiva de utilização, na construção, e as estruturas formadas pelos elementos pré-moldados recebem a denominação de *estruturas de concreto pré-moldado*.

As características do CPM possibilitam benefícios bastante importantes para a construção, tais como diminuição do tempo de construção, melhor controle dos componentes pré-moldados e redução de desperdícios de materiais na construção.

Em princípio, o emprego do CPM aumenta com o grau de desenvolvimento tecnológico e social do país, pois este acarreta as seguintes condições favoráveis: valorização da mão de obra e maior oferta de equipamentos.

Frequentemente, o CPM é relacionado a outros dois termos: o *concreto pré-fabricado* e a *industrialização da construção*.

Entre as várias formas de definir a industrialização da construção reunidas no livro de Fernández Ordóñez (1974), destaca-se aqui aquela apresentada pelo Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, segundo o qual a “[...] industrialização da construção é o emprego, de forma racional e mecanizada, de materiais, meios de transporte e técnicas construtivas, para se conseguir uma maior produtividade”.

longitudinais, até o vão em que está sendo feita a montagem, e colocá-las na sua posição definitiva, com movimento transversal. Em geral, o seu emprego se torna viável para um número mínimo de vãos. A Fig. 6.24 mostra esse tipo de equipamento.

Em determinadas situações e em elementos complementares, podem ser empregados equipamentos destinados a outros fins, como dragas e retroescavadeiras.

As Figs. 6.25 e 6.26 mostram exemplos de montagem de alguns tipos de elementos pré-moldados.

## 6.5 Projeto dos elementos e das estruturas

### 6.5.1 Elementos para a análise estrutural

No projeto e na análise das estruturas formadas de elementos pré-moldados, devem ser levados em conta os aspectos apresentados no Quadro 6.3.

#### a. Análise do comportamento da estrutura pronta

Após as ligações definitivas serem efetivadas, dois aspectos merecem ser discutidos: a modelagem do comportamento da estrutura e a modelagem das ligações.

No cálculo da estrutura pronta, aplicam-se os mesmos procedimentos das estruturas de CML, levando em conta a presença das ligações. Normalmente, são feitas análises

### Quadro 6.3 ASPECTOS QUE DEVEM SER CONSIDERADOS NO PROJETO E NA ANÁLISE ESTRUTURAIS

- Análise do comportamento da estrutura pronta
- Incertezas na transmissão de forças nas ligações
- Ajustes na introdução de coeficientes de segurança
- Disposições construtivas específicas
- Sequência construtiva e possíveis mudanças do esquema estático
- Situações transitórias

considerando o comportamento elástico linear do material. Assim como nas estruturas de CML, a análise estrutural considerando a não linearidade física do material pode ser empregada, mas não é usual.

Normalmente, as ligações são idealizadas com vinculação ideal, como articulações e ligações perfeitamente rígidas. Entretanto, o comportamento real das ligações pode distanciar-se dessas idealizações, o que pode ser simulado considerando a deformação das ligações (ligações semirrígidas).

Para a análise estrutural de tabuleiros de pontes formadas por elementos pré-moldados, pode-se recorrer a processos de análise de placa ortotrópica ou de grelha, encontrados na literatura técnica, ou a processos numéricos, mediante programas de computador. No Apêndice

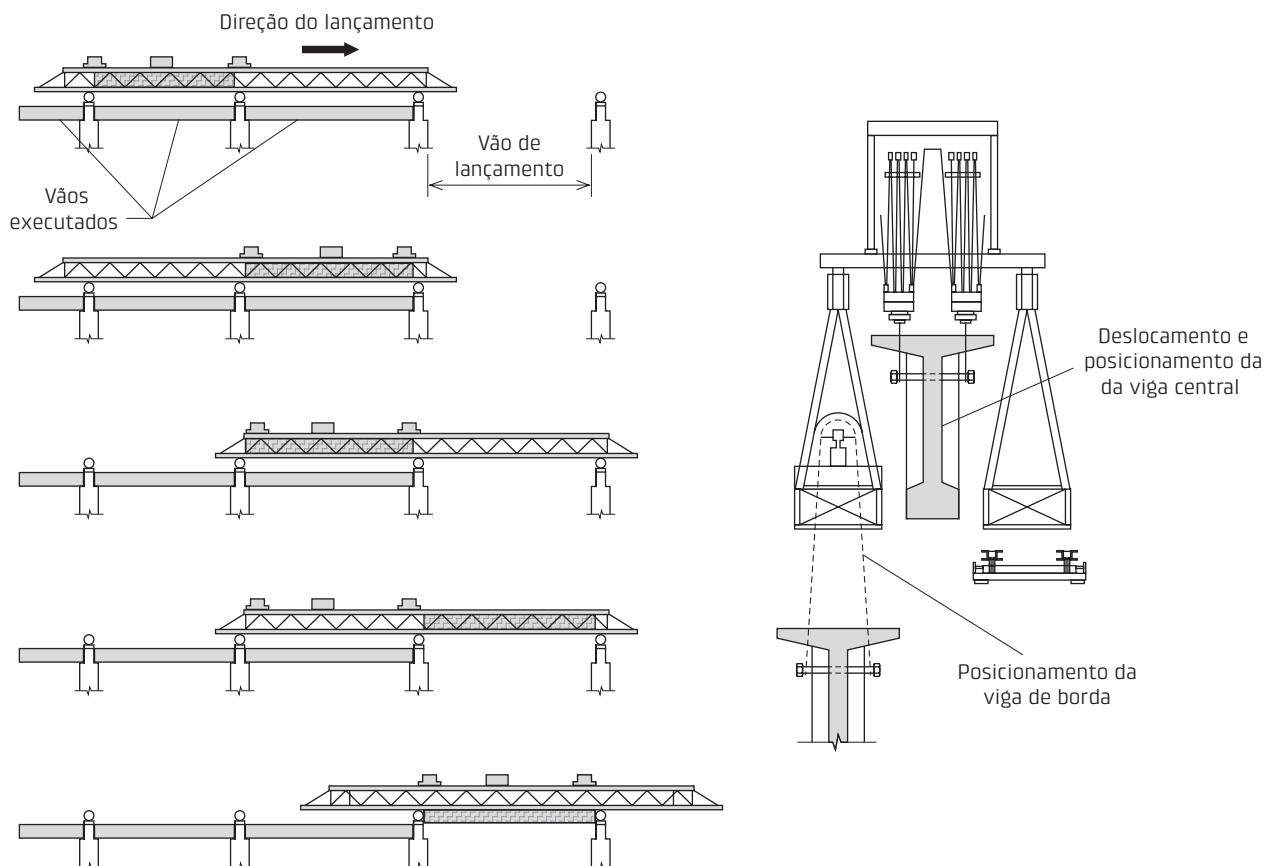


Fig. 6.24 Treliça de lançamento de vigas (adaptado de DNER, 1996)



## 7.1 Preliminares

Este capítulo é centrado no emprego de elementos pré-moldados apoiados em suporte consecutivos, por ser a forma corrente de construir a superestrutura das pontes.

Em uma primeira análise, pode-se dividir os elementos pré-moldados em tipo painel, que teriam largura maior que a altura, e, caso contrário, tipo viga. O primeiro caso é utilizado para vãos menores e o segundo, para vãos maiores.

Conforme visto na seção 1.2.7, as pontes são normalmente classificadas, quanto à seção transversal, em pontes de laje e pontes de viga, com o que se estaria caracterizando o fato de a distribuição transversal dos esforços localizados ser mais efetiva (pontes de laje) ou menos efetiva (pontes de viga). Quando se utiliza o CPM, essa classificação perde bastante o sentido, pois a distribuição transversal dos esforços está mais relacionada com a forma das ligações transversais da ponte, a qual pode conferir comportamento estrutural variando do das pontes de laje ao do das pontes de viga.

As ligações entre os elementos dispostos na direção do eixo da ponte podem ser de forma a, no mínimo, impedir os deslocamentos verticais relativos. Essas ligações podem ser apenas por meio de capa de CML, que formam a laje, ou com chaves de cisalhamento, que promovem pouco

travamento transversal, até com nervuras ou transversinas, que conduzem a um maior travamento transversal.

A melhor distribuição transversal de esforços resulta em elementos com menor solicitação devida à carga móvel, com consequência direta no custo dos elementos pré-moldados. Por outro lado, as medidas para efetuar uma melhor distribuição transversal dos esforços envolvem serviços em campo, como execução de fôrmas e serviços de armação e protensão, e, portanto, um custo considerável e maior tempo. Assim, a ponderação desses fatores no projeto pode conduzir, em função das circunstâncias, à melhor solução.

Em razão da importância e por estar associada à forma da seção transversal dos elementos, a apresentação dos tipos de elementos é feita em conjunto com as suas formas de travamento.

Apresentam-se também indicações para o uso de componentes pré-moldados para as lajes, nos elementos tipo viga, e possibilidade do estabelecimento de continuidade ao longo dos vãos.

Os elementos pré-moldados podem ser de concreto armado ou concreto protendido, este último com pré-tração, pós-tração ou mesmo a combinação de pré-tração e pós-tração.

O concreto armado é limitado aos pequenos vãos e normalmente não ultrapassa 10 m com pré-moldados de

Mais informações e detalhes sobre esse assunto podem ser vistos em Jones, Ryan e Saiidi (2015), com foco no programa ABC. A Fig. 7.38 mostra algumas formas de ligações que constam dessa publicação.

Sobre esse assunto, recomenda-se também o apêndice B do relatório patrocinado pelo Departamento de Transporte de Michigan (Aktan; Attanayake, 2013) e a publicação sobre detalhes de ligações (Culmo, 2009).

No Apêndice AP14 podem ser vistas indicações para o projeto da alternativa mostrada na Fig. 7.37b, bem como mais detalhes sobre as ligações empregadas.

## 7.4 Interação entre elementos adjacentes ao longo do vão

Os elementos pré-moldados dispostos ao longo do vão podem ser somente apoiados sem interação estrutural com outros elementos adjacentes, resultando em juntas

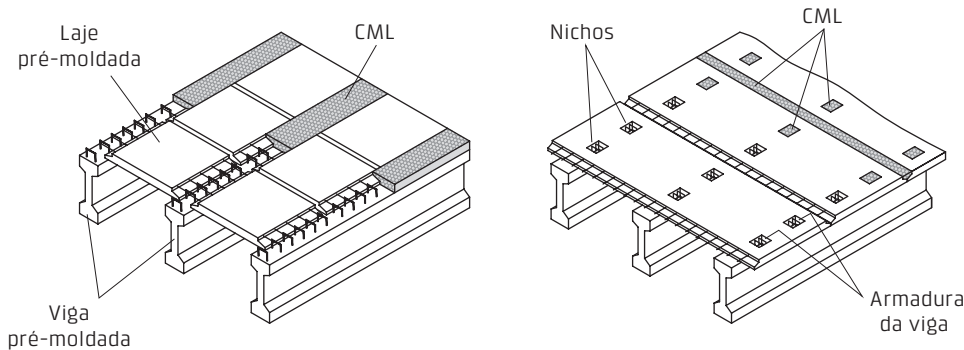
no tabuleiro. O sistema estrutural de elemento simplesmente apoiado fica bem definido, mas as juntas acarretam maiores dificuldades na manutenção.

Algumas possibilidades de ligações com os apoios de extremidade foram discutidas na seção 5.4.2, que trata de pontes integrais.

Quando se trata de sucessão de tramos, existem as possibilidades de fazer a ligação apenas pela laje e a ligação para o estabelecimento da continuidade, o que levaria à mudança do sistema estrutural para viga contínua, após a efetivação da ligação. Outro assunto aqui tratado é o emprego de elementos menores que o vão, o que, naturalmente, resulta em interação entre os elementos adjacentes.

### 7.4.1 Ligação com laje de continuidade

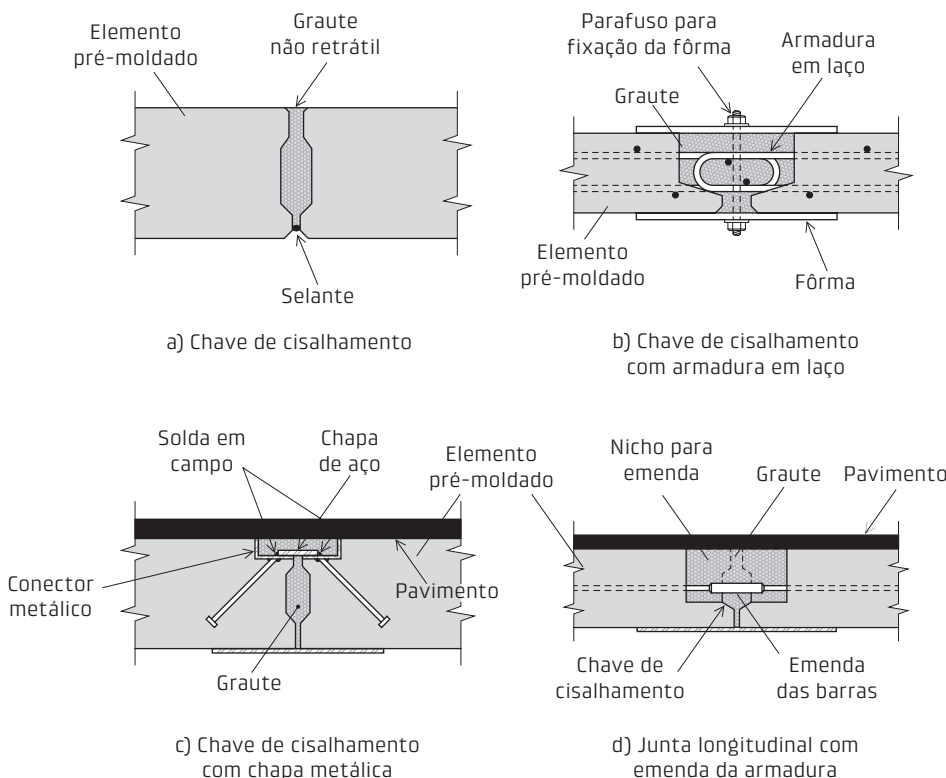
A Fig. 7.39 mostra a ligação entre tramos apenas pela laje, a qual recebe a denominação de laje de continuidade



a) Laje de elementos pré-moldados de seção completa entre duas vigas

b) Laje de elementos pré-moldados de seção completa e com nichos

**Fig. 7.37** Formação do tabuleiro com elemento de seção completa



**Fig. 7.38** Exemplos de ligações entre elementos pré-moldados de seção completa (adaptado de Jones, Ryan e Saiidi, 2015)

da estética das pontes, uma vez que o aumento da altura ocorre no meio do vão, na face inferior da viga. No entanto, há aplicações, como nos viadutos de acesso da ponte Rio-Niterói (ver Fig. 6.36).

Conforme visto na Fig. 7.47, a variação da altura ao longo do vão pode ser usada com a técnica de segmentos de viga. Nesse caso, a variação da altura é favorável também em relação à estética.

### 7.5.2 Detalhes das bordas do tabuleiro

As bordas laterais das pontes são fundamentais para um aspecto muito importante nas pontes, principalmente urbanas, que é a estética, conforme tem sido destacado ao longo do livro. Nesse sentido, vale registrar os dois exemplos, mostrados na Fig. 7.48, de como se pode melhorar a estética da ponte mediante o uso de componentes de CPM.

A Fig. 7.49 ilustra a utilização de elementos pré-moldados especiais, que, ao contrário do caso anterior (Fig. 7.48), fazem parte da estrutura.

As bordas laterais da ponte contêm dispositivos de proteção, como defesa e guarda-corpos, que podem ser feitos com elementos pré-moldados.

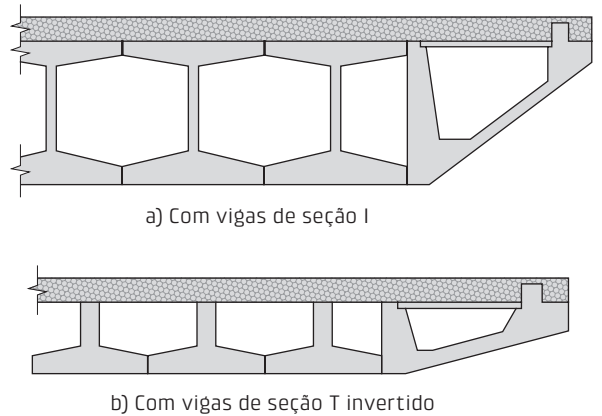
Na Fig. 7.50 estão apresentadas duas formas de guarda-corpos de CPM. Aqui também deve-se ater à questão da estética, em que os recursos do CPM arquitetônico podem ser explorados.

Quanto a barreiras ou defensas, pode-se recorrer ao emprego de placas pré-moldadas, que servem de fôrma

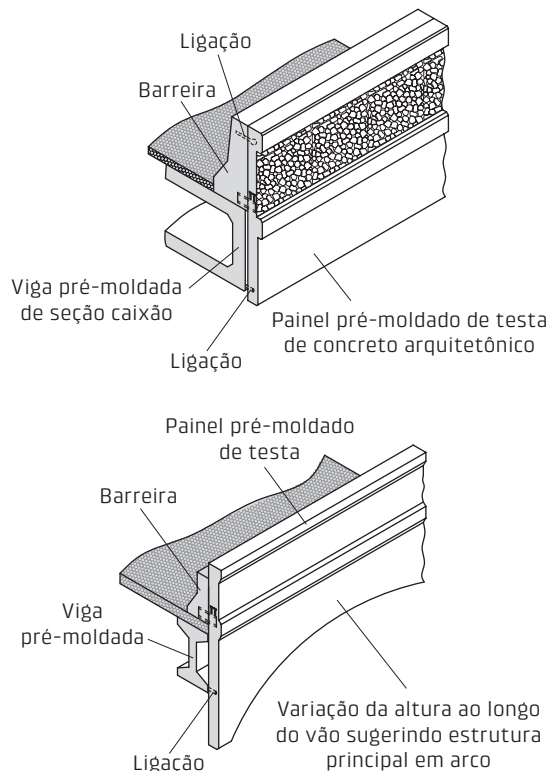
para a parte principal moldada no local. Essa alternativa é correntemente utilizada no Brasil (ver Fig. AP7.1).

O uso de barreiras de CPM é também de grande interesse para acelerar a construção. Nesse caso, a ligação dos elementos pré-moldados com a estrutura deve garantir a resistência ao choque de veículos. Um exemplo de ligação desse tipo empregando armadura saliente e graute pode ser visto em Jeon, Choi e Kim (2011).

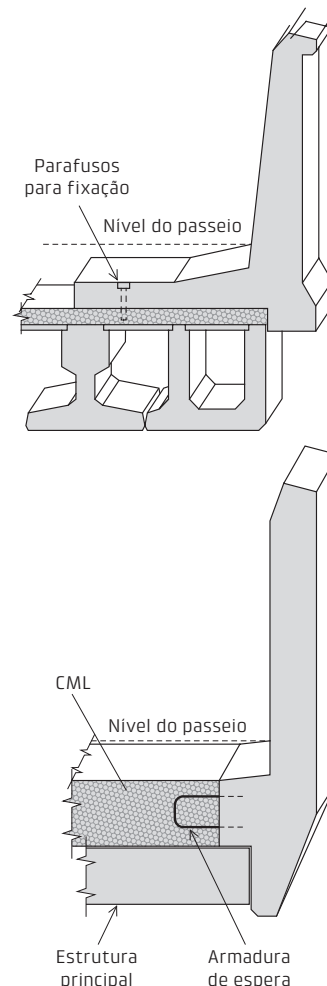
Merece também registro a proposta de barreira de CPM integrada com o passeio, apresentada em Thiaw,



**Fig. 7.49** Emprego de elementos especiais nas bordas laterais



**Fig. 7.48** Exemplos de acabamentos nas extremidades laterais das pontes para melhorar a estética



**Fig. 7.50** Utilização de guarda-corpos de CPM



## 8.1 Preliminares

Cabe lembrar inicialmente que o termo infraestrutura aqui empregado se refere aos suportes e às fundações, englobando, portanto, a mesoestrutura, na denominação usual também aqui no Brasil.

O uso do CPM na infraestrutura das pontes é mais restrito do que na superestrutura, conforme já havia sido adiantado.

No caso bastante comum no Brasil de vigas de CPAP, feitas no canteiro, a rapidez da construção da infraestrutura pode não ser aproveitada, em função do tempo para a execução das vigas.

Mas, com o emprego de pré-moldados de fábrica, o interesse passa a ser maior, pois as vigas chegam prontas das fábricas. Assim, haveria uma aceleração da construção como um todo. Em consequência disso, quando a rapidez da construção é importante, a utilização de alternativas em CPM também na infraestrutura torna-se mais viável.

O emprego de CPM na infraestrutura, além de reduzir a perturbação nas proximidades da obra, resulta em diminuição de custos indiretos de desvios e obras provisórias e tem reflexos na durabilidade e na qualidade da construção. Em pontes, pode haver o benefício de redução de riscos durante a construção da infraestrutura ocasionados por enchentes.

Merece destacar aqui, novamente, o incremento dos estudos e aplicações do CPM na infraestrutura alavanca-

do pelo citado programa Accelerated Bridge Construction (ABC), do Departamento de Transporte dos Estados Unidos (Culmo, 2011).

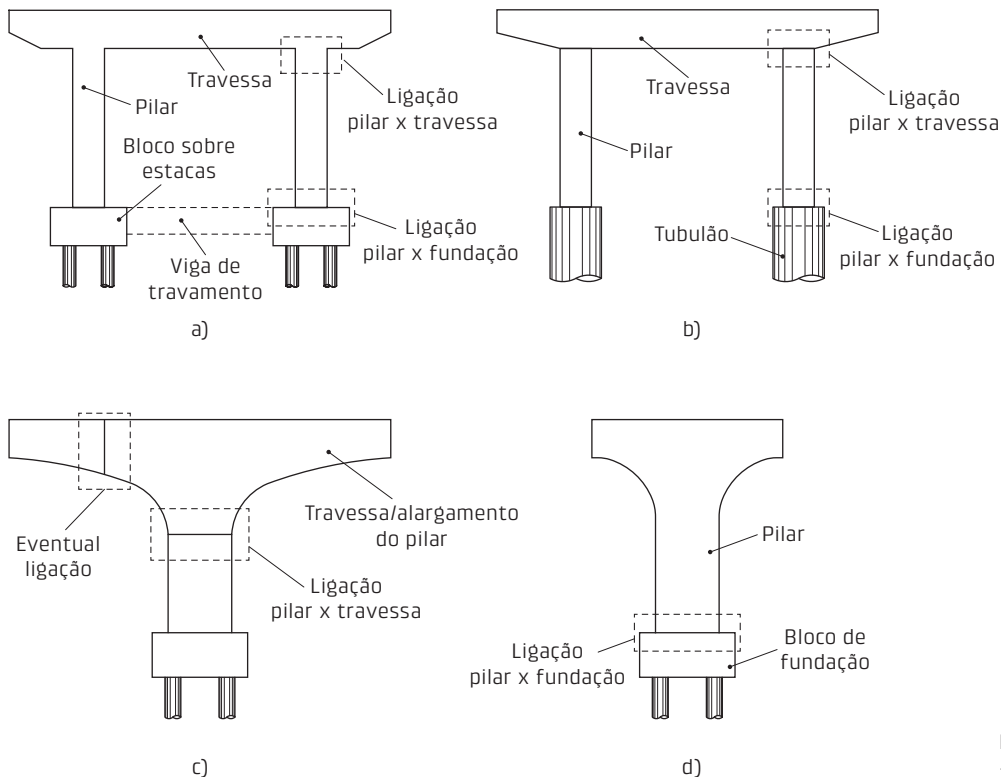
Esse assunto tem sido objeto de publicações recentes, como o relatório do Departamento de Transporte do Arizona (Hewes, 2013). Cabe citar ainda Fawaz, Murcia-Delso e Bayrak (2019), bem como Aktan e Attanayake (2013) e Culmo (2009), embora estes dois últimos não sejam específicos sobre a infraestrutura.

Cabe mencionar que existem diferenças na forma de dividir a infraestrutura em componentes pré-moldados em relação à superestrutura. Na superestrutura, a diretriz básica é a divisão em elementos dispostos ao longo do vão. Já na infraestrutura, a forma de divisão é mais próxima da dos edifícios, com papel mais importante para as ligações.

Os principais elementos da infraestrutura de CPM são: a) pilares e travessas, b) encontros, bem como muros de ala, e c) elementos de fundação.

## 8.2 Pilares e travessas

Em princípio, seria possível utilizar o CPM nos pilares mostrados no Cap. 5 (vide Fig. 5.17). No entanto, esse uso é mais apropriado para alguns casos. Na Fig. 8.1, procura-se sintetizar os casos de maior interesse.



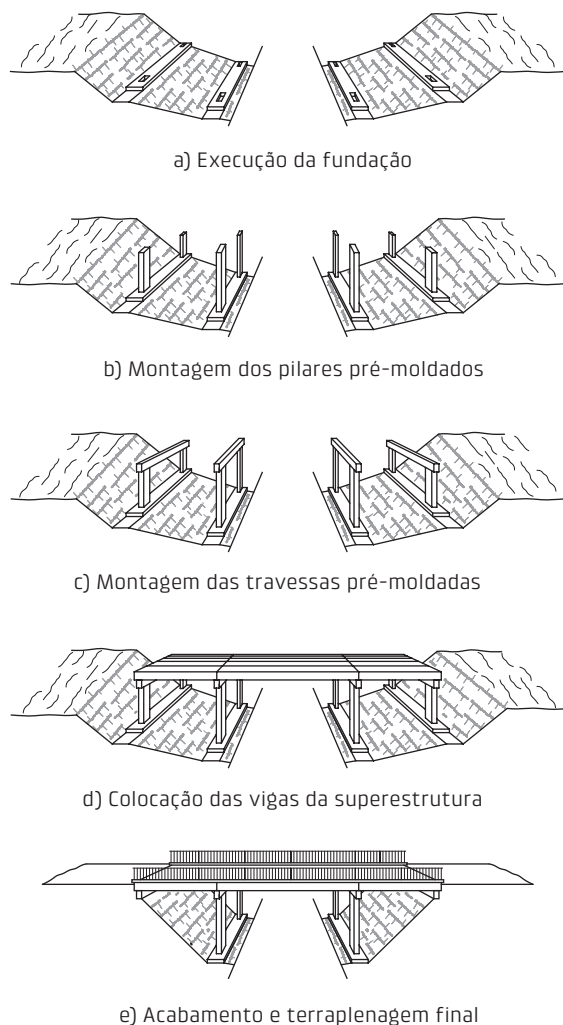
**Fig. 8.1** Sistemas pilar-travessa

Essa figura mostra situações em que os pilares e as travessas são dois componentes pré-moldados e, portanto, necessariamente existem a ligação do pilar com a fundação e a ligação do pilar com a travessa. A Fig. 8.1a ilustra o caso de fundação por estacas e o bloco de coroamento (bloco sobre estacas) e também aponta a possibilidade de viga de travamento. Já a Fig. 8.1b apresenta o caso de fundação por tubulão e uma variação da altura da travessa.

A Fig. 8.1c exibe o caso de pilar isolado com alargamento pronunciado no topo. Nesse caso, existe a possibilidade de usar um único componente pré-moldado, o que resulta em elemento muito pesado e que dificilmente atenderia aos gabaritos de transporte. A alternativa mais comum é dividi-lo em dois componentes: pilar e travessa. Já a Fig. 8.1d mostra um pilar com alargamento reduzido, que seria, em princípio, apropriado a vigas de seção U monocaixão. A alternativa natural para esse caso seria ter apenas um elemento pré-moldado.

Em princípio, as ligações entre os pilares e a fundação e entre os pilares e a travessa seriam rígidas, ou seja, com a transferência integral dos momentos fletores, o que lhes confere um comportamento próximo ao de estrutura de CML.

Embora as aplicações do CPM na infraestrutura venham recebendo mais atenção recentemente, já em meados do século passado se utilizava essa alternativa construtiva. A Fig. 8.2, por exemplo, apresenta uma ponte construída na Alemanha com três vãos, com dois pilares e uma travessa por apoio.



**Fig. 8.2** Aplicação de dois pilares e uma travessa por apoio (adaptado de Fernández Ordóñez, 1974)



## 9.1 Preliminares

O termo usado para as situações tratadas neste capítulo é baseado em *buried bridges*, utilizado pela Transportation Research Board (TRB) dos Estados Unidos para as situações caracterizadas por vão maior que 6,0 m, com a consideração do solo lateral colaborando na resistência e projetadas de acordo com as especificações de ações e segurança da AASHTO (2017). Mais detalhes podem ser vistos no webinar da TRB (2019). Destaca-se que, nesse caso, incluem-se as estruturas flexíveis, metálicas ou de plástico, cuja interação solo-estrutura é fundamental para a resistência da estrutura.

As *pontes enterradas de concreto*, termo aqui utilizado, é uma adaptação para estrutura de concreto e vãos acima de 2,0 m, total ou parcialmente envolvida pelo solo, sendo, portanto, correspondente àquela definida com galeria, no Cap. 1.

O limite inferior para os vãos se justifica pela classificação das pontes quanto ao porte, apresentada no Cap. 1, com a denominação *bueiro*.

A altura do solo sobre a estrutura vai de zero (altura de terra sobre a estrutura nula) e não teria limite. As situações enfatizadas aqui são aquelas com pequenas alturas de terra, que apresentam características de projeto próximas às das pontes.

Mas a intenção neste capítulo é direcionar o uso do termo *ponte enterrada* quando se trata de alternativa às pontes tradicionais (aquelas abordadas nos demais capítulos), mesmo para maiores alturas de terra. Por exemplo, a situação descrita em Hebden (1986), em que galerias de grande porte foram usadas em substituição à previsão inicial de pontes, vista na sequência deste capítulo (ver Fig. 9.25).

Merece ressaltar que parte das alternativas construtivas tratadas neste capítulo são objeto do Apêndice AP16, com foco no projeto estrutural.

As Figs. 9.1 e 9.2 mostram esquematicamente como as pontes enterradas em pórtico e em arco se apresentam como alternativas às pontes tradicionais. Pode-se notar na Fig. 9.1 que o desempenho hidráulico e, principalmente, o risco de entupimento são, nesse caso de septos, bem maiores na alternativa em ponte enterrada, o que obriga uma análise cuidadosa desses aspectos no seu emprego. Aproveitando essas figuras, é possível também definir as situações de pontes enterradas de seção fechada (Fig. 9.1) e de seção aberta (Fig. 9.2).

Cabe destacar que o assunto desenvolvido tem relação com outras partes do livro, como as seções 3.3, 3.4 e 3.6.1, a parte dos muros do Cap. 8 e o Apêndice AP16.

O comportamento estrutural das pontes enterradas é influenciado, entre outros fatores, pela altura de terra e

## 9.2 Seções fechadas

### 9.2.1 Com elemento único

Nesta seção, são tratados os casos em que a seção transversal é formada por um único elemento pré-moldado.

A forma da seção transversal é a comumente utilizada nesses casos. As denominações *aduelas de seção retangular* e *galerias celulares* são normalmente empregadas no meio técnico. Na literatura internacional, as aduelas de seção retangular recebem o nome de *box culverts*.

Esse tipo de elemento é objeto de especificação da NBR 15396 (ABNT, 2018). Em termos de normalização internacional, destacam-se a ASTM C1577-15 (ASTM, 2015) e o Eurocódigo EN 14844 (Aenor, 2007), bem como a norma

australiana AS 1597.2 (SA, 2013), na qual o assunto está bem detalhado.

A Fig. 9.5 mostra a aduela de seção retangular, com nomenclatura empregada e foto do componente no pátio de armazenamento.

A normalização brasileira NBR 15396 (ABNT, 2018) cobre aberturas de até 4,0 m × 4,0 m. É importante salientar que o atendimento aos gabaritos de transporte é o principal limitante desse caso.

Em função dessa limitação, para situações em que é necessário um porte maior da ponte enterrada, empregam-se associações de elementos formados por linhas duplas e triplas (Fig. 9.6). Um número maior de linhas é pouco comum.

Seções com forma em arco são bem menos exploradas nesse caso de um único elemento. A Fig. 9.7 ilustra a forma em arco em comparação com a forma em pórtico, bem como uma situação intermediária. Destaca-se que a base da forma em arco é plana para evitar a concentração de pressões.

Em princípio, à medida que se vai da seção retangular para a seção em arco, há redução dos momentos fletores e, portanto, menor consumo de materiais. De fato, isso pode ser constatado em uma série de comparações apresentadas em Domingues (2017), em que a redução de consumo de materiais (concreto e aço) pode atingir até 50% para seção em arco, quando comparada com seção em pórtico.

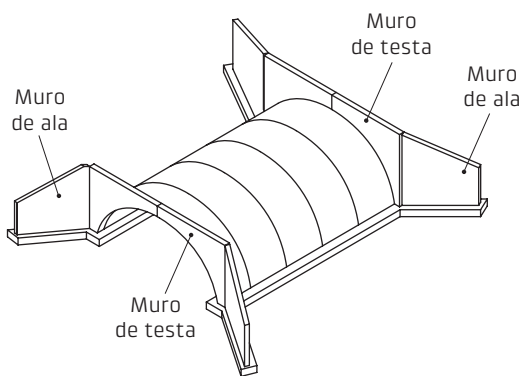
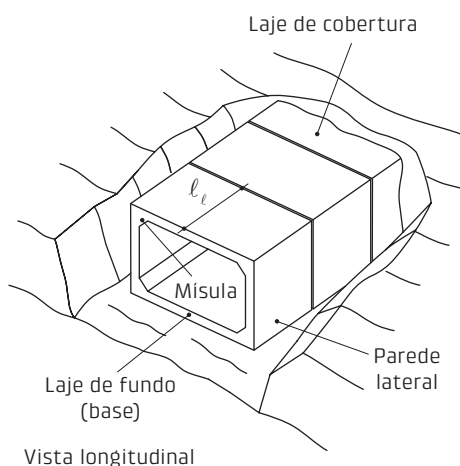
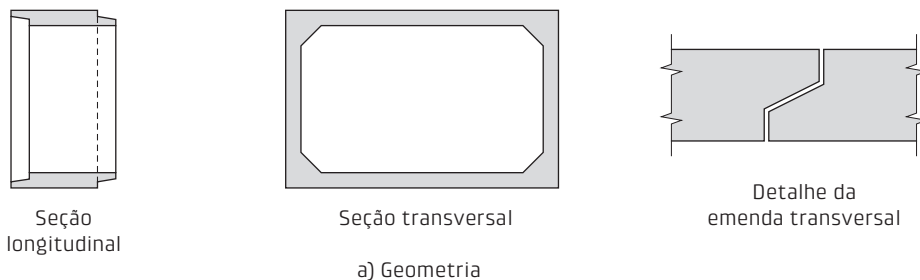
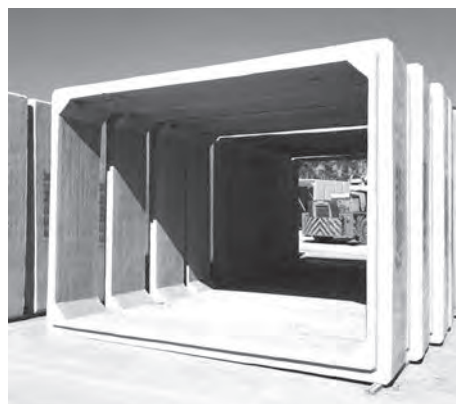


Fig. 9.4 Nomenclatura de pontes com seção em arco



b) Aplicação



c) Armazenamento

Fig. 9.5 Aduelas de seção retangular



## 10.1 Preliminares

A aplicação do CPM em pontes em arco já era objeto de publicação em 1948 (Fernandez Casado, 1948), na qual foram mostrados vários exemplos, evidenciando o potencial da técnica em uma época em que os equipamentos de montagem eram bem mais limitados.

Atualmente, a aplicação do CPM com sistema estrutural em arco pode ser dividida em duas situações. A primeira é quando se deseja manter o padrão em substituição à ponte existente ou na construção de uma nova ponte adjacente à ponte em arco, como no caso descrito em Wanders et al. (1994) (ver Fig. 10.3). A segunda é quando não existe a necessidade de seguir nenhum padrão e se deseja reforçar a estética, como nos exemplos apresentados em Siviero e Zanchettin (2016).

Neste capítulo são tratadas as aplicações do sistema estrutural em arco com tímpano aberto, ao contrário do

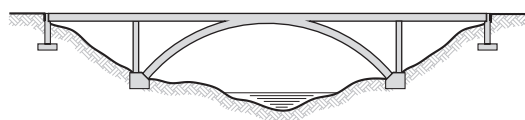
capítulo anterior, em que o tímpano é fechado. Em princípio, pode-se entender as aplicações deste capítulo como extensão dos vãos do capítulo anterior.

A Fig. 10.1 mostra as duas situações típicas. Na grande maioria das aplicações, não existem montantes. O emprego de montantes traz uma maior dificuldade construtiva e, portanto, seria destinado a maiores vãos e vales mais profundos.

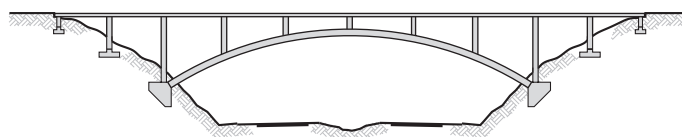
Quando não se utilizam montantes, pode-se usar o arco na forma poligonal em vez da forma curva, pois seria mais apropriada do ponto de vista estrutural. No entanto, tem-se privilegiado a forma curva devido ao seu apelo estético.

## 10.2 Arcos sem montantes

Normalmente, o arco é formado por dois segmentos, que são montados, com ou sem cimbramento central, conforme ilustra a Fig. 10.2. As vigas são montadas na sequência.



a) Sem montantes



b) Com montantes

**Fig. 10.1** Situações típicas de aplicação de CPM com sistema estrutural em arco

# Apêndices

# NOÇÕES DE CÁLCULO DE SUPERESTRUTURA

## apêndice AP1

### AP1.1 Preliminares

Neste apêndice apresentam-se noções de cálculo de superestrutura de pontes de concreto, englobando os seguintes tópicos: pontes de viga, incluindo as lajes do tabuleiro, e pontes de laje.

Destaca-se também que a análise estrutural de pontes de concreto é objeto do Apêndice AP8, com o cálculo mediante programas de computador, que é a forma normalmente utilizada atualmente. No entanto, este apêndice é importante por fornecer elementos para a compreensão do comportamento da superestrutura de pontes.

### AP1.2 Pontes de viga

#### AP1.2.1 Processos de cálculo

Conforme adiantado no Cap. 1, as pontes de viga podem ser com vigas de seção T e vigas de seção caixão. A análise estrutural deve ser abordada de modo diferente para cada caso.

No caso de tabuleiro de uma ponte de vigas de seção T, podem-se identificar três elementos: as vigas longitudinais (também chamadas de vigas principais ou longarinas), as vigas transversais (também chamadas de transversinas) e as lajes.

Numa primeira aproximação, pode-se idealizar a estrutura com vigas, separadas das lajes, formando uma grelha.

Antes dos programas computacionais, a análise estrutural era feita manualmente, o que levou ao aparecimento de processos simplificados. Atualmente, de forma geral, a análise estrutural da superestrutura das pontes é realizada mediante *softwares* comerciais. No entanto, apresentam-se neste apêndice esses processos simplificados, tendo em vista que o objetivo aqui é fornecer uma noção do comportamento. Cabe destacar que alguns desses processos ainda são empregados no projeto, mas a tendência é o uso apenas de *softwares*.

O procedimento empregado na maioria dos processos aproximados é conhecido como *método dos coeficientes de repartição* e consiste em determinar a repartição do carregamento aplicado entre os elementos que compõem o tabuleiro. Uma vez conhecida a parcela do carregamento que cabe a cada elemento, chamada também de *quinhão de carga*, faz-se o cálculo de cada elemento isoladamente com o correspondente quinhão de carga.

Os processos aproximados podem ser classificados em três categorias:

- processo que considera as longarinas independentes;
- processos que consideram o tabuleiro como uma grelha;

em que:

$e$  é a excentricidade de  $Q$  em relação ao centro elástico (CE) (Fig. AP1.18);

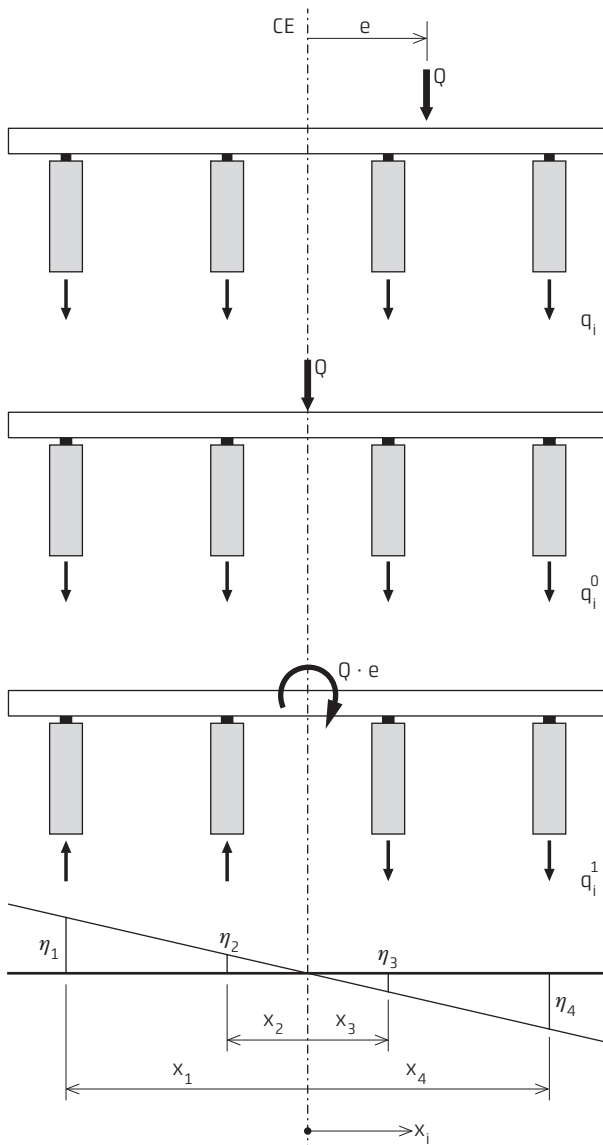
$x_i$  é a coordenada das longarinas com origem no CE (Fig. AP1.18).

Destaca-se que a primeira parcela corresponde à translação da carga até o CE, e a segunda parcela, ao momento associado a essa translação.

Por exemplo, no caso de quatro longarinas uniformemente espaçadas (Fig. AP1.19), os quinhões de carga podem ser calculados da seguinte forma:

$$\eta_i = \left( \frac{I_i}{\sum I_i} + e \frac{I_i x_i}{\sum I_i x_i^2} \right) \quad (\text{AP1.7})$$

Com  $I_i = I$  e  $\sum I_i = 4I$ , têm-se:



**Fig. AP1.18** Quinhões de carga para a força aplicada fora do centro elástico

$$\eta_1 = \left( \frac{1}{4} + 1,5 \frac{I(1,5\ell)}{5I\ell^2} \right) = 0,7$$

$$\eta_2 = \left( \frac{1}{4} + 1,5 \frac{I(0,5\ell)}{5I\ell^2} \right) = 0,4$$

$$\eta_3 = \left( \frac{1}{4} + 1,5 \frac{I(-0,5\ell)}{5I\ell^2} \right) = 0,1$$

$$\eta_4 = \left( \frac{1}{4} + 1,5 \frac{I(-1,5\ell)}{5I\ell^2} \right) = -0,2$$

#### AP1.2.4 Processo de Guyon-Massonnet

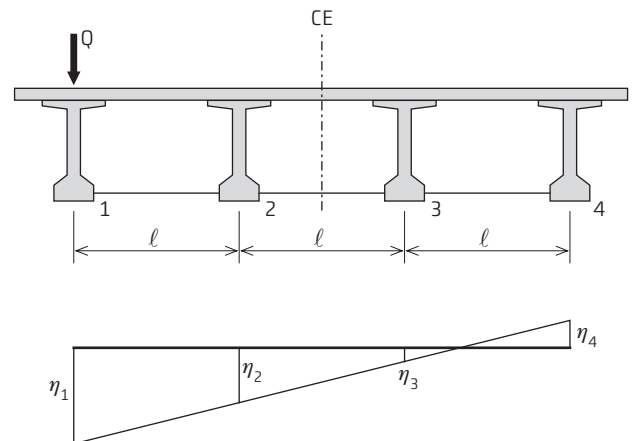
No processo de Guyon-Massonnet para o cálculo de tabuleiro de pontes, são consideradas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- o tabuleiro é transformado numa placa ortótropa que apresenta as mesmas rigidezes médias de flexão e torção;
- o carregamento real é substituído por um carregamento equivalente que tem a forma senoidal na direção longitudinal;
- a placa ortótropa é calculada utilizando o método dos coeficientes de repartição transversal.

A primeira hipótese é consequência da semelhança de comportamento da placa ortótropa e da grelha, conforme as equações diferenciais mostradas na sequência.

No caso de placa ortótropa retangular apoiada em dois lados opostos (Fig. AP1.20), a equação que rege o comportamento vale:

$$\rho_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y) \quad (\text{AP1.8})$$



Distribuição das cargas entre as várias vigas

**Fig. AP1.19** Quinhões de carga para quatro vigas iguais uniformemente espaçadas

# COMBINAÇÃO DE AÇÕES

## apêndice AP2

### AP2.1 Preliminares

Antes de apresentar as combinações das ações, discutem-se os aspectos básicos da segurança nas pontes de concreto.

A segurança das estruturas no Brasil, incluindo as pontes, é regida pela NBR 8681 (ABNT, 2003). No caso das pontes de concreto, complementam-se as recomendações da NBR 8681 com a NBR 6118 (ABNT, 2014) e, ainda, com a NBR 7187 (ABNT, 2021). Cabe destacar que as principais ações nas pontes estão apresentadas no Cap. 2.

As bases conceituais da segurança nas estruturas podem ser vistas no MC-10 (fib, 2013), em que são apresentados os possíveis formatos de segurança, tais como o formato de segurança probabilística, o formato de resistência global e o formato dos coeficientes parciais de segurança.

A utilização desses formatos de segurança depende da importância da ponte, se se trata de projeto novo ou da avaliação de ponte existente, com a eventual necessidade de reforços.

No caso de novos projetos correntes, normalmente, emprega-se o formato dos coeficientes parciais de segurança. Nesse caso, as ações são multiplicadas por coeficientes de majoração das ações e as resistências dos materiais são minoradas por coeficientes de minoração.

Deve-se também levar em conta a situação para a qual é feita a análise, distinguindo as situações: as normais de utilização, as transitórias e as excepcionais.

A segurança das estruturas está relacionada ao atendimento de estados-limites, normalmente os estados-limites últimos ou os estados-limites de serviço.

Os estados-limites últimos (ELU) considerados no projeto das estruturas podem ser, conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003):

- perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- instabilidade por deformação;
- instabilidade dinâmica.

No caso das pontes de concreto, deve ser considerado também o estado-limite por fadiga, apresentado no Apêndice AP3.

Os estados-limites de serviço (ELS), segundo a mesma norma, podem ser:

# ASPECTOS BÁSICOS DO COMPORTAMENTO À FADIGA DO CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

## apêndice AP3

### AP3.1 Preliminares

A fadiga pode ser definida como a alteração mecânica dos materiais sob o efeito de solicitações repetidas.

Embora as ações repetidas possam produzir algum efeito favorável, consolidando o material, normalmente se associa a esse tipo de ações o efeito desfavorável da danificação do material.

As ações que causam fadiga são aquelas que produzem variações de solicitações com frequência relativamente alta. Na Tab. AP3.1 estão apresentados alguns tipos de estruturas

sujeitas a ações cíclicas, bem como o número de ciclos de carregamento associado à sua vida útil.

As ações em questão são carga móvel, ondas do mar, sismos, vento, temperatura, congelamento etc.

Normalmente, os maiores problemas de fadiga ocorrem para situações com elevado número de ciclos, de  $10^3$  a  $10^8$ .

O fenômeno da fadiga já era conhecido desde o princípio do século XIX, em razão de rupturas constantes em componentes mecânicos metálicos. Os primeiros estudos científicos sobre o assunto são devidos ao engenheiro alemão August Wöhler, a partir da década de 1850.

**Tab. AP3.1** TIPOS DE ESTRUTURAS SUJEITAS A AÇÕES CÍCLICAS E NÚMERO DE CICLOS DE CARREGAMENTO ASSOCIADO À SUA VIDA ÚTIL

	Número de ciclos	Estrutura/elemento estrutural
Baixo	0 até $10^3$	Estruturas submetidas a sismo
	$10^3$ a $10^5$	Pavimentos de aeroportos
Alto	$10^5$ a $10^7$	Pontes de autopistas ferroviárias
		Pavimentos de autopistas
	Dormentes de ferrovias	
Altíssimo	$10^7$ a $5 \times 10^7$	Estruturas de transporte massivo
	$5 \times 10^7$ a $10^8$	Estruturas marítimas

Fonte: adaptado de Aguado et al. (1990).

# TABELAS DE RÜSCH

## apêndice AP4

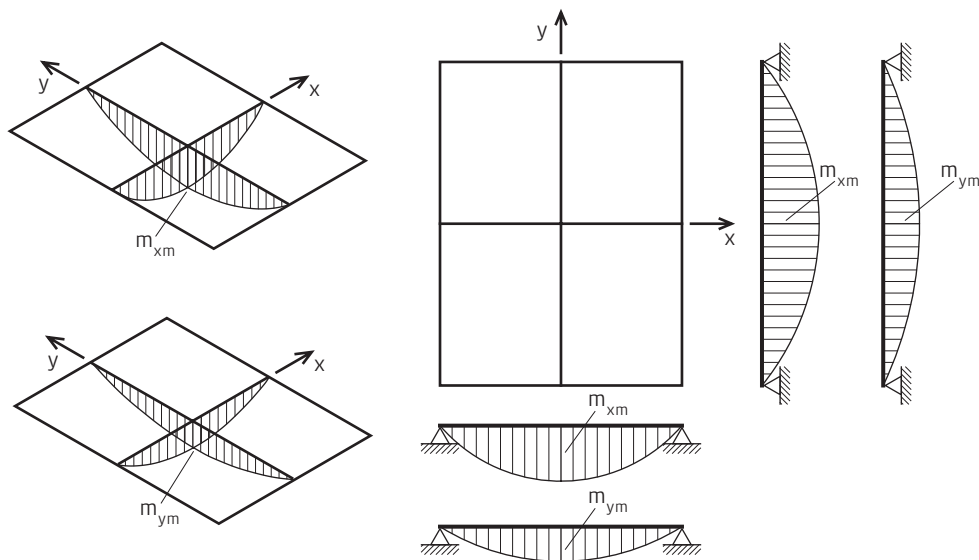
### AP4.1 Preliminares

O esforço de flexão em placas para fins de dimensionamento pode ser representado por duas superfícies de momentos fletores, por unidade de largura:  $m_x$  e  $m_y$ .

A Fig. AP4.1 apresenta a representação desses momentos para uma placa retangular apoiada nos quatro lados com

carga uniformemente distribuída. Já a Fig. AP4.2 mostra a representação para uma placa retangular apoiada em dois lados opostos, também com carga uniformemente distribuída.

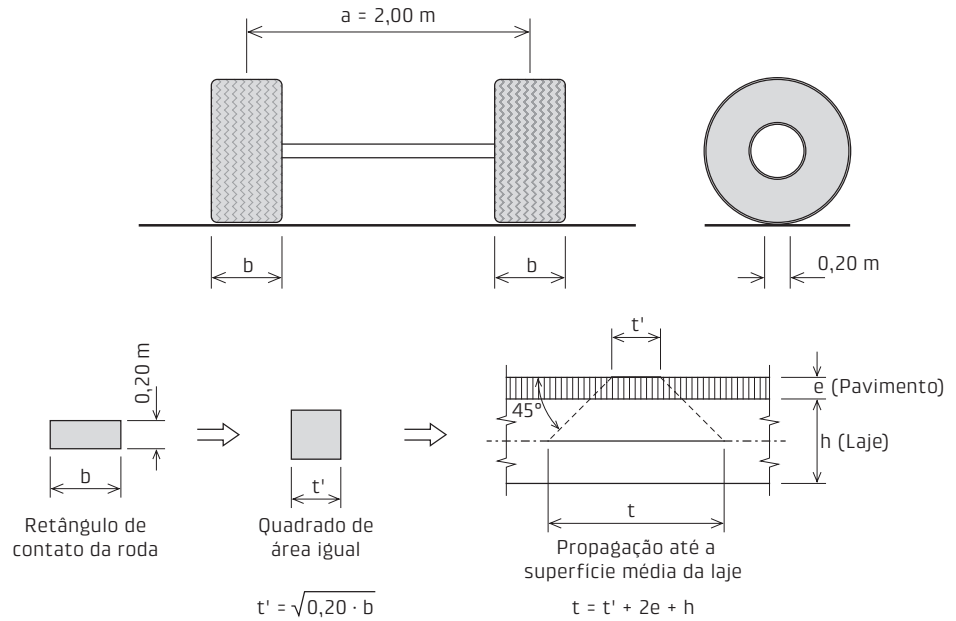
A nomenclatura utilizada nos subscritos dos momentos fletores, nos pontos que interessam para o dimensionamento da placa, é a seguinte:



Superfícies de momentos  $m_x$  e  $m_y$

Representação plana das superfícies de momentos

**Fig. AP4.1** Placa retangular apoiada nos quatro lados com carga uniformemente distribuída



**Fig. AP4.7** Determinação do valor de  $t$  para uso nas tabelas de Rüschi

A largura do retângulo de contato da roda  $b$ , conforme a Tab. 2.4, também depende do trem-tipo:

- TB-450  $\rightarrow b = 0,50$  m;
- TB-240  $\rightarrow b = 0,40$  m.

A carga móvel é correspondente ao TB-450, portanto:

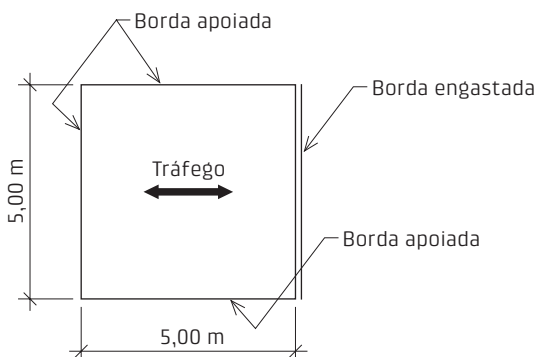
$Q = 75$  kN (peso de uma roda)  
 $q = 5$  kN/m<sup>2</sup> (carga distribuída)

#### AP4.4 Exemplo de cálculo de momentos fletores em laje isolada

A Fig. AP4.8 representa um caso de laje isolada, escolhida para mostrar os passos para o cálculo dos momentos fletores em laje mediante as tabelas de Rüschi. Essa laje tem três lados simplesmente apoiados e um lado com borda engastada. A figura mostra também a direção do tráfego, que está vinculada ao eixo da ponte.

A espessura da laje é de 0,18 m, com revestimento asfáltico com espessura média de 0,08 m. Dessa forma, a carga permanente por unidade de área é dada por:

Peso próprio da laje:	$0,18 \times 25$	= 4,50 kN/m <sup>2</sup>
Peso da pavimentação:	$0,08 \times 24$	= 1,92 kN/m <sup>2</sup>
Peso do recapeamento:	2,00 kN/m <sup>2</sup>	
	$\underline{\underline{g = 8,42}}$ kN/m <sup>2</sup>	



**Fig. AP4.8** Dimensões, vinculação e direção do tráfego da laje

O coeficiente que multiplica as cargas móveis é determinado com:

$$\phi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad \text{(AP4.4)}$$

sendo CIV = 1,35 para vãos menores que 10,0 m.

Considerando que não existe junta ou descontinuidade próxima à laje, CIA vale 1. O efeito do número de faixas, levado em conta no CNF, é 1,0. Assim:

$$\phi = 1,35$$

O primeiro passo é determinar o número da tabela, o que é feito com a tabela-índice, já adiantada. Nessa tabela-índice, são realizadas a identificação da laje e a definição da orientação dos eixos  $x$  e  $y$ . No caso em questão, a direção  $y$  é perpendicular à borda do engaste. Dessa maneira, a orientação dos eixos é conforme a Fig. AP4.9a.

Consultando a tabela-índice, chega-se à tabela de número 85, na p. 57. Os momentos fletores que podem ser calculados são  $m_{xm}$  (momento fletor na direção  $x$  no meio da laje),  $m_{ym}$  (momento fletor na direção  $y$  no meio da laje) e  $m_{ye}$  (momento fletor na direção  $y$  junto à borda engastada) (Fig. AP4.9b).

**AP4.4.1** Momentos fletores da carga permanente  
Os momentos da carga permanente são calculados com a Eq. AP4.1, considerando:

# DIMENSIONAMENTO DE APARELHO DE APOIO DE ELASTÔMERO

## apêndice AP5

### AP5.1 Preliminares

Os aparelhos de apoio de elastômero estão introduzidos no Cap. 5. Neste apêndice, apresenta-se o dimensionamento desses elementos, com base, principalmente, na NBR 9062 (ABNT, 2017).

O dimensionamento de aparelhos de apoio de elastômero consiste em:

- fixar as dimensões em planta;
- estabelecer a espessura da placa ou das placas;
- determinar o número de placas de elastômero (para elastômero cintado);
- verificar as diversas condições de segurança.

As verificações que compõem esse dimensionamento podem ser colocadas na seguinte forma:

- Verificações de limites de tensão
  - » limite de tensão de compressão;
  - » limites de tensão de cisalhamento.
- Verificações de limites de deformação
  - » limite de deformação de compressão (afundamento);
  - » limite de deformação por cisalhamento.
- Verificações de descolamento
  - » segurança contra o deslizamento;

- » segurança contra o levantamento da borda menos comprimida.

- Outras verificações

- » condição de estabilidade;
- » espessura da chapa de aço, no caso de apoio cintado.

A Fig. AP5.1 apresenta a nomenclatura utilizada e as deformações do aparelho de apoio.

Já a Fig. AP5.2 mostra as dimensões, incluindo algumas espessuras mínimas, dos aparelhos de apoio cintado.

Na análise do comportamento do elastômero, deve-se fazer uma distinção entre as ações de longa e de curta duração.

Nas ações de longa duração, estão enquadradas aquelas que atuam lentamente, tais como carga permanente, retração, fluência, temperatura e efeito da protensão. Por outro lado, as ações de curta duração são aquelas que atuam de forma instantânea, tais como carga móvel e vento. Para fazer essa distinção, utilizam-se neste apêndice os subscritos lon para ações de longa duração, cur para ações de curta duração e tot para a soma dessas ações.

Em situações usuais, faz-se inicialmente o pré-dimensionamento, e, posteriormente, são feitas as verificações.

# DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NOS APOIOS DAS PONTES

## apêndice AP6

### AP6.1 Preliminares

Para analisar os esforços nos elementos dos apoios das pontes, as ações podem ser divididas em dois grupos: a) ações aplicadas na superestrutura que produzem esforços nos apoios e b) ações aplicadas diretamente nos elementos dos apoios.

Essas ações podem ser, conforme detalhado no Cap. 2, de dois tipos: verticais e horizontais.

- Ações verticais:
  - » carga permanente;
  - » carga móvel.
- Ações horizontais:
  - » frenagem e aceleração da carga móvel;
  - » empuxo de terra e da sobrecarga;
  - » força centrífuga;
  - » impacto lateral (ponte ferroviária);
  - » pressão do vento;
  - » pressão de água;
  - » choque de veículos;
  - » deformações do tabuleiro causadas pela retração e fluência do concreto, pela variação de temperatura.

Para as ações verticais aplicadas na superestrutura, o cálculo dos esforços da própria superestrutura conduz à

determinação das reações nos apoios, a partir das quais são determinados os esforços nos elementos dos apoios. No caso das ações verticais aplicadas diretamente nos elementos dos apoios, os esforços resultantes podem ser obtidos através da análise isolada do elemento do apoio.

Os esforços causados pelas ações horizontais aplicadas diretamente nos apoios podem ser obtidos de modo análogo ao do caso das ações verticais.

Por outro lado, os esforços nos apoios provocados pelas ações horizontais aplicadas na superestrutura devem ser calculados considerando o conjunto formado pela superestrutura e pelos elementos dos apoios. Esse é o objeto deste apêndice.

### AP6.2 Constantes elásticas dos apoios

#### AP6.2.1 Definições

Para o cálculo dos esforços nos apoios provocados pelas ações horizontais aplicadas na superestrutura, é feita a hipótese de proporcionalidade entre os deslocamentos horizontais e as reações horizontais. O fator de proporcionalidade é a constante elástica do apoio, que pode ser definida de duas formas: rigidez e flexibilidade.

- Rigidez ou coeficiente de rigidez é a força necessária para produzir um deslocamento unitário.

EXEMPLOS NUMÉRICOS  
RELATIVOS AOS  
APÊNDICES AP1 A AP6

**apêndice AP7**

*Prof. Mounir K. El Debs, EESC-USP*

*Eng. Luan Reginato, Doutorando EESC-USP*

Neste apêndice apresentam-se exemplos numéricos relativos aos Apêndices AP1 a AP6, para uma ponte de concreto armado, englobando:

- a. cálculo das solicitações das vigas principais;
- b. valores de cálculo para ELU das vigas principais;
- c. dimensionamento e verificação da fadiga das vigas principais;
- d. solicitações das lajes do tabuleiro;
- e. distribuição de esforços na infraestrutura;
- f. verificação do aparelho de apoio de elastômero.

Esse material está disponível em <<https://www.ofitexto.com.br/livro/pontes-de-concreto/>>.

# MODELAGEM NUMÉRICA

## apêndice AP8

Eng. Victor C. Chaves, ProjPontes Engenharia

### AP8.1 Preliminares

Este apêndice tem como objetivo apresentar as noções gerais de modelagem e obtenção de esforços solicitantes em estruturas de pontes através de *software* de análise numérica. Este apêndice inclui também alguns exemplos de modelos numéricos das estruturas abordadas no Apêndice AP7, como superestrutura de ponte em duas vigas e apoio de pontes com modelagem de infraestrutura, assim como exemplos de dois tabuleiros em vigas pré-moldadas e protendidas.

Não será abordada a fundamentação teórica do método dos elementos finitos (MEF). A intenção é contextualizar os fundamentos de elaboração de modelos estruturais e obtenção de esforços solicitantes no ambiente computacional, a fim de obter os dados necessários para dimensionar os elementos estruturais.

### AP8.2 Fundamentos e recomendações

Na grande maioria dos *softwares* atuais, a análise numérica de estruturas se baseia nos fundamentos teóricos do MEF. Dessa forma, é interessante ter noções básicas desse método para obter um modelo estrutural coerente com os resultados esperados e bem comportado.

Como adiantado, não é de interesse deste apêndice o desenvolvimento matemático de métodos numéricos, tampouco o manejo numérico de exemplos utilizando esses métodos. Entretanto, é importante que o usuário de *softwares* baseados em análise numérica esteja familiarizado com alguns conceitos básicos de modelagem e recomendações para a elaboração de modelos estruturais. Para o estudo formal e mais aprofundado dos métodos de análise numérica, em especial o MEF, é apresentada uma bibliografia complementar ao final deste apêndice.

A seguir, será descrito superficialmente, e sem rigor matemático, o processo de cálculos computacionais dos *softwares* que utilizam MEF para solucionar o modelo estrutural, com a finalidade de fornecer o embasamento mínimo necessário para compreensão de aspectos práticos de discretização do modelo, cuidados a serem tomados, compreensão de eventuais erros de processamento, entendimento das simplificações e seus usos e limitações etc.

#### AP8.2.1 O MEF nos *softwares* de cálculo

Um modelo estrutural é a representação gráfica do modelo matemático que reflete a estrutura real, seus componentes e vinculações. Para o processamento computacional do modelo, é necessário transformar a estrutura contínua,

# SUPERFÍCIES DE INFLUÊNCIA PARA O CÁLCULO DE LAJES

## apêndice AP9

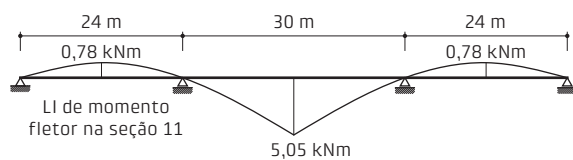
Prof. Vladimir G. Haach, EESC-USP  
Prof. Arthur A. A. Albuquerque, UFG

### AP9.1 Preliminares

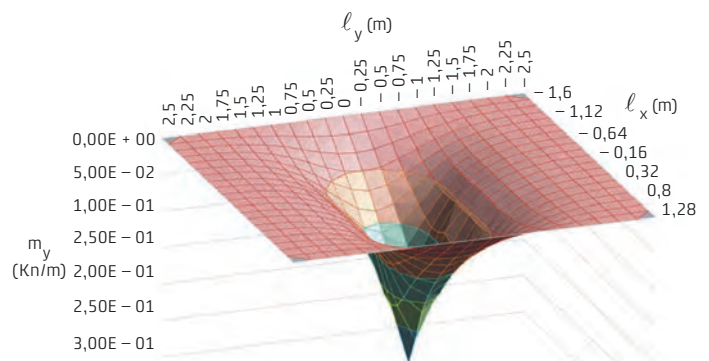
O conceito de *superfície de influência* (SI) pode ser definido como uma expansão do conceito de *linha de influência* (LI) (Fig. AP9.1). Enquanto as LI são aplicadas a elementos estruturais lineares, tais como as vigas, as SI são empregadas em estruturas planas, por exemplo as lajes. A SI descreve a variação de uma grandeza, tal como momento fletor ou força cortante, em um determinado ponto da estrutura, com a variação da posição de uma carga unitária aplicada nessa estrutura.

Os conceitos de linha e superfície de influência são utilizados no auxílio do cálculo de esforços máximos e mínimos em vigas e lajes de pontes submetidas a cargas móveis. As linhas e as superfícies de influência podem ser determinadas através de métodos analíticos ou métodos numéricos.

Pucher (1951, 1964, 1977) publicou estudos de construção de superfícies de influência em lajes utilizando equações da teoria da elasticidade de placas. As respostas das equações de equilíbrio encontradas durante o desenvolvimento dos



a) Linha de influência



SI de momento fletor em y no nó 220

b) Superfície de influência

Fig. AP9.1 Exemplo ilustrativo

a posição da roda do veículo não coincidir com o ponto de referência e as forças externas não forem representadas por cargas concentradas.

### AP9.5 Exemplos de cálculo

Nesta seção é apresentada a análise e o procedimento de obtenção de superfícies de influência e, posteriormente, esforços internos em lajes de um tabuleiro de ponte apoiada sobre duas longarinas e três transversinas. Os esforços internos dessa mesma ponte são também calculados com o uso das tabelas de Rüsçh, conforme apresentado no Apêndice AP7, cuja configuração é também mostrada na Fig. AP9.7.

O método adjunto, apresentado nas seções anteriores deste apêndice, é empregado na construção das SI, que, em seguida, são utilizadas para a determinação dos esforços internos. Os resultados obtidos via simulação numérica são confrontados com aqueles obtidos com as tabelas de Rüsçh (Apêndice AP7).

Na simulação numérica, os esforços nas lajes da ponte foram calculados de duas maneiras. Na primeira, foi considerada a configuração de lajes isoladas (Fig. AP9.8). Esse arranjo é análogo ao utilizado no cálculo via tabelas de Rüsçh, tal como foi apresentado no Apêndice AP7. Na segunda maneira, o tabuleiro da ponte foi considerado completo (Fig. AP9.7), ou seja, para o cálculo dos esforços

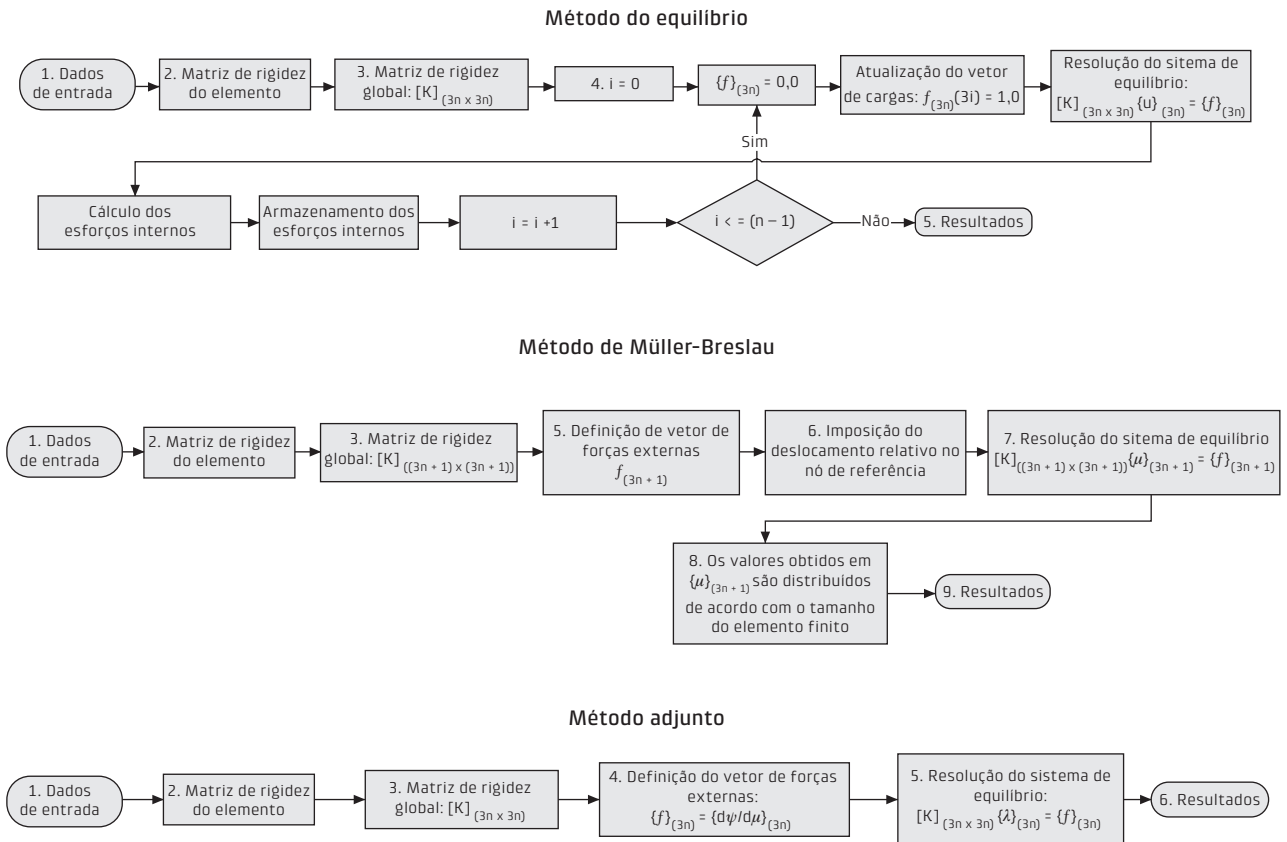


Fig. AP9.5 Fluxograma de resolução dos diferentes métodos de geração de superfícies de influência

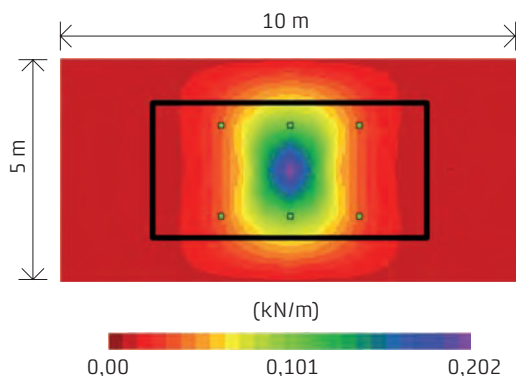


Fig. AP9.6 SI de momento fletor  $m_x$  para o nó central da laje

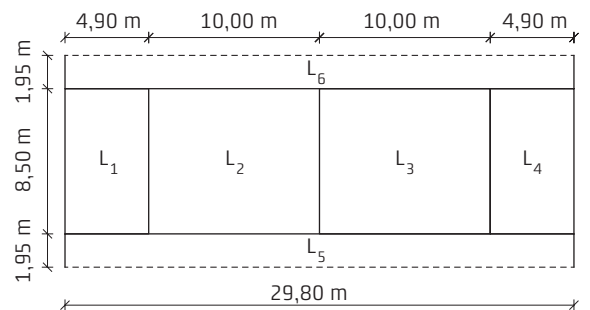


Fig. AP9.7 Configuração do tabuleiro de ponte em análise

# INTRODUÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PROTENDIDO

## apêndice AP10

*Prof. Mounir K. El Debs, EESC-USP*

*Prof. Vladimir G. Haach, EESC-USP*

*Eng. Lucas A. M. Oliveira, Doutorando EESC-USP*

### **AP10.1** Preliminares

O objetivo deste apêndice é apresentar diretrizes gerais para o dimensionamento de elementos de concreto protendido.

Considera-se que o leitor já tenha os conhecimentos da resistência do concreto armado (CA). Assim, procura-se neste apêndice fornecer as particularidades do concreto protendido (CP) em relação ao CA.

A ideia de aplicar um esforço prévio de compressão é bastante antiga. Um exemplo clássico dessa ideia são os barris de madeira feitos em pedaços, que depois são unidos por cintas metálicas. Essas cintas são colocadas forçando-as mecanicamente, devido à inclinação dos meridianos, para serem alongadas e produzirem uma compressão, nas ligações das faixas de madeira, superior à tração produzida pela pressão do líquido armazenado, conforme mostrado em Hanai (2005).

A aplicação dessa ideia em estruturas pode ser vista em várias situações. Utilizando apenas exemplos de estruturas de CPM descritos neste livro, pode ser citado o emprego da protensão na construção de pontes com aduelas pré-moldadas (ver Apêndice AP19).

A ideia de aplicar a protensão em elementos de concreto é quase tão antiga quanto o CA. Segundo Naaman (1982), a

primeira aplicação da protensão em concreto foi feita por P.H. Jackson, na década de 1880, nos Estados Unidos. No entanto, esses elementos não tiveram um desempenho adequado, pois após algum tempo o efeito da protensão tornava-se pouco efetivo.

Embora tenham ocorrido várias outras tentativas para tornar efetivo o emprego da protensão nos elementos de concreto, foi E. Freyssinet, nas décadas iniciais do século XX, quem conseguiu explicar a importância das perdas de protensão e aplicar com sucesso a ideia, o que o levou a ser considerado o “pai” do CP (ver <https://w.wiki/3UE2>).

No início, o CP era considerado separadamente do CA. A protensão necessária para um elemento ser considerado de CP tinha que atender a determinados limites de tensões de tração. Mas, a partir da segunda metade do século XX, houve um movimento no sentido de unificar os critérios de projeto do CP e do CA. Com essa mudança de filosofia, a protensão poderia, em princípio, ter os mais variados níveis, sendo que o limite inferior correspondente a protensão nula seria o caso do CA. De fato, já no código-modelo do CEB de 1970 essa unificação foi efetivada. No Brasil, essa unificação ocorreu mais recentemente e, na atual NBR 6118 (ABNT, 2014), o CA e o CP estão integrados. Assim, em tese, pode-se considerar uma continuidade dos níveis de protensão desde

# ESTABILIDADE LATERAL DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS

## apêndice AP11

Prof. Pablo A. Krahl, UNIP

### AP11.1 Preliminares

As vigas de ponte pré-moldadas podem ser produzidas no canteiro ou em fábrica. Tipicamente protendidas, em canteiro são executadas usualmente a pós-tensão e, em fábrica, a pré-tração. Antes de serem montados na sua posição definitiva, esses elementos são içados, transportados (no caso da produção em fábrica) e posicionados sobre aparelhos de apoio. A partir desse ponto, as travessas de apoio, as transversinas e a laje do tabuleiro são executadas. As etapas temporárias são usualmente denominadas fases transitórias, e sua segurança deve ser avaliada em projeto. Alguns estudos específicos sobre esses estágios de construção podem ser encontrados em Lima (1995, 2002) e Krahl (2014, 2018).

Durante as etapas construtivas, a principal particularidade está na flexibilidade dos apoios. No içamento, por exemplo, a ligação entre as alças e os cabos do guindaste não oferece restrição à rotação da viga em torno de seu eixo longitudinal, como pode ser observado na Fig. AP11.1. Então, se o momento de tombamento for maior que aquele que garante a estabilidade da viga, o elemento tomba, rotacionando em torno do eixo de giro. No caso do içamento, o eixo passa pelo ponto de fixação dos cabos.

Na prática, com a atuação somente do peso próprio, o equilíbrio ocorre quando o centro de massa da viga incide sobre o eixo de giro. Na ocorrência de excentricidades (centro de massa excêntrico), a viga irá rotacionar até que essa condição de equilíbrio seja atingida. No entanto, se as imperfeições forem elevadas, a rotação da viga poderá ser significativa a ponto de provocar o colapso por instabilidade lateral.

No transporte, as vigas são vinculadas à suspensão de caminhões, que normalmente são compostos por duas partes

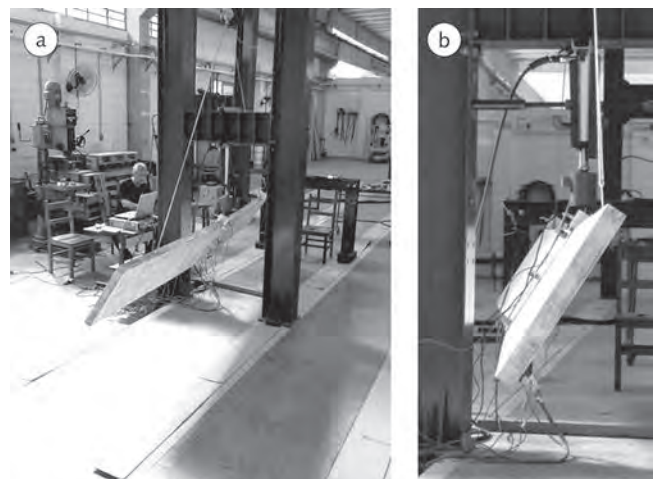


Fig. AP11.1 Ensaio de içamento em viga (Krahl, 2018)

**TAB. AP11.5** RESULTADOS PARA A VIGA V2 EM IÇAMENTO 28 DIAS APÓS A CONCRETAGEM

a (m)	$y_{CG,s}$ (cm)	$e_p$ (cm)	$p_{crit}/1,2 \times 1,2g$	$\varphi_f$	Tensão nos pontos de içamento (MPa)		Tensão no meio do vão (MPa)	
					$\sigma_{sup,apoio}$	$\sigma_{inf,apoio}$	$\sigma_{sup,meio}$	$\sigma_{inf,meio}$
8,99	268,0	736,6	125,22	1,04	+5,63	-23,62	+0,29	-17,28
7,50	339,0	665,5	54,00	1,24	+4,42	-21,67	+0,06	-16,94
6,00	426,8	577,8	18,72	1,49	+2,24	-19,49	-0,03	-16,73
4,50	536,8	467,8	8,53	1,84	-0,16	-17,11	+0,07	-16,66
3,00	669,0	335,6	4,67	2,35	-2,96	-14,51	+0,40	-16,77
1,50	823,4	181,2	2,88	3,17	-5,57	-11,70	+1,15	-17,15
0,00	1000,0	4,6	1,91	4,81	-8,56	-8,71	+2,77	-18,09

Nota-se nas Tabs. AP11.4 e AP11.5 que a diminuição do balanço melhora a distribuição de tensões nas seções, com restrição para a V2, que passa a apresentar tração no meio do vão, principalmente quando os cabos são fixos nas extremidades. Em contrapartida, a diminuição do balanço afeta negativamente a segurança à instabilidade. Tomando-se o critério clássico de Lebellet (1959), considerando a majoração do peso próprio, em que  $p_{crit}/1,2 \times 1,2g > 4$ , verifica-se que qualquer dos balanços para a viga V1 atende a esse critério. No caso da viga V2, balanços  $a \geq 3$  m atendem ao critério. Para avaliar a faixa admissível em que as tensões nas seções transversais dos apoios e no meio do vão resultam dentro dos limites, é apresentada a Fig. AP11.12.

Vigas longas, como as apresentadas neste item, são usualmente içadas com dois guindastes por cabos de içamento verticais. No caso de vigas mais curtas, é comum a utilização de um único guindaste com cabos inclinados, sendo, portanto, obrigatória a consideração da força axial gerada no cálculo da carga crítica de instabilidade lateral. Um procedimento simplificado é apresentado na seção AP11.2. Além disso, a utilização de dispositivos que afastem o ponto de fixação dos cabos do centro de gravidade

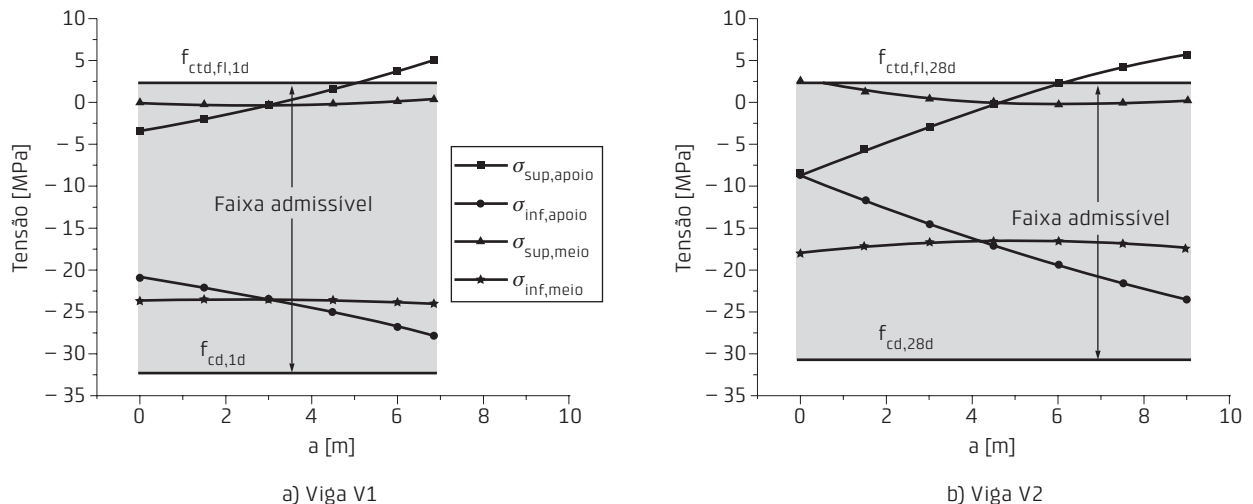
da seção, como os apresentados em Imper e Laszlo (1987), aumenta o nível de segurança contra a instabilidade.

### AP11.8.2 Transporte

A Eq. AP11.2 é considerada para a verificação do transporte. Somente a viga V1 pré-moldada de fábrica será transportada, sendo essa etapa realizada 7 dias após a concretagem. Além disso, a viga é considerada apoiada em suas extremidades na suspensão do veículo. No presente caso, serão considerados quatro eixos de quatro rodas no cavalo mecânico e quatro eixos no dolly, tendo cada eixo uma rigidez à rotação  $k_{\theta,ei\,xo} = 500$  kNm/rad, resultando no coeficiente de mola total:

$$k_{\theta} = (4 + 4) \times 500 = 4.000 \text{ kNm/rad}$$

O centro de giro longitudinal da viga é localizado na suspensão do veículo. De acordo com Mast (1993), essa distância pode ser tomada como  $1.200 + y_{CG} = 1.200 + 607,9 = 1.807,9$  mm. Para a excentricidade inicial, recomenda-se acrescentar 25 mm à imperfeição  $\ell/750 = 30.500/750 = 40,7$  mm, para considerar desvios de posicionamento da viga sobre os apoios. A verificação será feita levando em conta o



**Fig. AP11.12** Faixas de tensões admissíveis para as vigas V1 e V2

# RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE EM LAJES DE PONTES

## apêndice AP12

*Eng. Alex M. D. de Sousa, Doutorando EESC-USP*

### **AP12.1** Preliminares

A avaliação da resistência à força cortante em lajes de pontes usualmente requer uma atenção adicional devido à possibilidade de ruptura frágil da estrutura na ausência de armaduras de cisalhamento (estribos). Tradicionalmente, o uso de armaduras de cisalhamento em lajes tem sido evitado em razão (i) do custo inerente a essas armaduras em elementos de grandes volumes e (ii) das dificuldades construtivas que podem ocorrer devido ao congestionamento de armaduras em elementos de pequenas espessuras como as lajes.

Usualmente, a resistência à força cortante da seção é apenas verificada após o dimensionamento da seção para resistir aos esforços de flexão. Caso o critério de resistência à força cortante seja atendido, nenhuma modificação em relação ao dimensionamento inicial à flexão é necessária. Caso contrário, diversas soluções podem ser usadas, como: (i) dimensionamento das armaduras de cisalhamento, geralmente evitado pelas razões citadas anteriormente; (ii) aumento das taxas de armaduras relacionadas ao dimensionamento à flexão; (iii) aumento na resistência à compressão do concreto; (iv) uso de armaduras ativas na seção; e/ou (v) aumento da espessura das lajes. Tradicionalmente,

a última opção geralmente é mais usada pelo menor custo do concreto em relação ao do aço e pela maior simplicidade de execução. Entretanto, o aumento na espessura das lajes eleva consideravelmente as solicitações sobre longarinas, pilares e fundações, o que deve ser ponderado na tomada de decisões em projeto.

Outra filosofia ocorre no caso de avaliação de estruturas existentes que (i) atingiram o final da sua vida útil de projeto, ou (ii) apresentam algum sinal de deterioração da capacidade resistente, ou (iii) devem ser sujeitas a ações de tráfego maiores a partir de uma certa idade devido à atualização dos códigos normativos de ações, por exemplo. Nesses casos, a avaliação da resistência à força cortante visa checar se uma laje projetada décadas atrás atende às condições de projeto e uso atuais. A partir dessa avaliação, o administrador dessas estruturas pode julgar se a estrutura atende aos requisitos de verificação ou se existe a necessidade de reforço ou substituição dessas estruturas. Nesse contexto, uma filosofia de análise surgiu baseada nos níveis de aproximação, já incorporada no Model Code 2010 (fib, 2013). Essa filosofia assume que, para situações de projeto preliminares, modelos conservadores e mais simples podem ser usados em virtude do menor tempo requerido ou disponível para avaliação (nível de aproximação I). No caso da avaliação de

# CISALHAMENTO NA INTERFACE CML × CPM

## apêndice AP13

### AP13.1 Preliminares

O emprego de elementos pré-moldados de seção parcial que recebem CML para ampliar a seção resistente, formando os elementos compostos, é bastante comum nos tabuleiros de pontes, pois reúne características favoráveis do CPM e do CML.

O comportamento dos elementos compostos é apresentado na seção 6.5.1. O cisalhamento na interface do CPM com o CML é uma parte importante do projeto com o emprego desses elementos estruturais.

Neste apêndice, apresentam-se indicações para a verificação e o dimensionamento de armadura que cruza a interface CPM × CML, com base em El Debs (2017).

### AP13.2 Cisalhamento na interface entre dois concretos

A transferência de cisalhamento pela interface pode ser dividida em duas partes: transferência através da superfície de contato e transferência através de armadura cruzando a superfície de contato.

A transferência através da superfície de contato é similar àquela que ocorre na transferência de força de barras de aço para o concreto na ancoragem por aderência, podendo ser dividida em três parcelas.

#### a. Adesão

Esta primeira parcela é bastante significativa, mas é destruída se houver um deslizamento muito pequeno.

#### b. Atrito

Esta parcela ocorre em função da tensão normal que atua na interface, conforme a teoria de atrito de Coulomb.

#### c. Mecânica

Esta última parcela é devida às saliências na superfície e ao engrenamento dos agregados (*aggregate interlock*); ela corresponderia ao efeito das mossas nas barras de aço.

O efeito da armadura cruzando a interface contribui para a resistência ao cisalhamento de duas formas.

#### a. Pelo efeito de pino

Este efeito corresponde à resistência ao corte direto da armadura.

#### b. Pela produção de tensão normal à interface

Este efeito é indireto e é mobilizado pela tendência de deslocamento relativo entre as duas partes. A tensão normal de compressão é promovida pela armadura cruzando a interface, conforme o modelo de atrito-cisalhamento.

Quando houver cimbramento, a deformação do elemento não será livre. Nesse caso, se o cimbramento for colocado para suportar apenas o concreto da capa, o seu peso (concreto da capa) vai atuar quando o cimbramento for retirado. Por outro lado, se o cimbramento suportar uma parcela do peso próprio do elemento e o peso da capa, essas cargas atuariam após a retirada do cimbramento. Naturalmente, as demais ações que forem aplicadas também solicitariam o cisalhamento na interface.

### AP13.4 Verificação da resistência ao cisalhamento na interface em elementos fletidos

#### AP13.4.1 Critérios de projeto

Usualmente, o dimensionamento e a verificação do cisalhamento na interface CPM × CML podem ser divididos em duas situações:

##### a. Situações de baixa solicitação

Essas situações correspondem às seções compostas por elementos de CPM com superfície da interface plana e larga. As tensões de cisalhamento são normalmente baixas e, em geral, nenhuma armadura transversal será necessária se essas tensões estiverem abaixo de valores-limites estabelecidos pelas normas e regulamentos.

##### b. Situações de elevada solicitação

Em geral, para essas situações a superfície de contato entre os elementos pré-moldados e o CML se restringe ao topo dos elementos pré-moldados. Como consequência disso, as tensões de cisalhamento são geralmente elevadas, tornando obrigatório o uso de armadura.

Na Fig. AP13.6 podem-se identificar as duas situações de projeto: a) nas lajes, em que a seção resistente da laje é composta pelas pré-lajes e pelo CML, e b) nas vigas, em

que a seção resistente da viga é composta pela parte de CPM e pelo CML.

Em geral, a verificação e o dimensionamento da armadura para o cisalhamento na interface não são críticos. No entanto, quando ocorre estrangulamento na interface, por exemplo, com o emprego de painéis pré-moldados apoiados na viga pré-moldada (Fig. AP13.7), a resistência ao cisalhamento pela interface pode governar a ruína da viga, como mostrado em Araújo (1997).

A rugosidade é um dos principais fatores que influem na resistência ao cisalhamento, conforme adiantado. Para considerar a rugosidade no projeto, normalmente, são estabelecidos padrões. Uma das formas de quantificar a rugosidade da interface é apresentada no MC-10 (fib, 2013), com a rugosidade média  $R_a$ , que seria o valor médio das

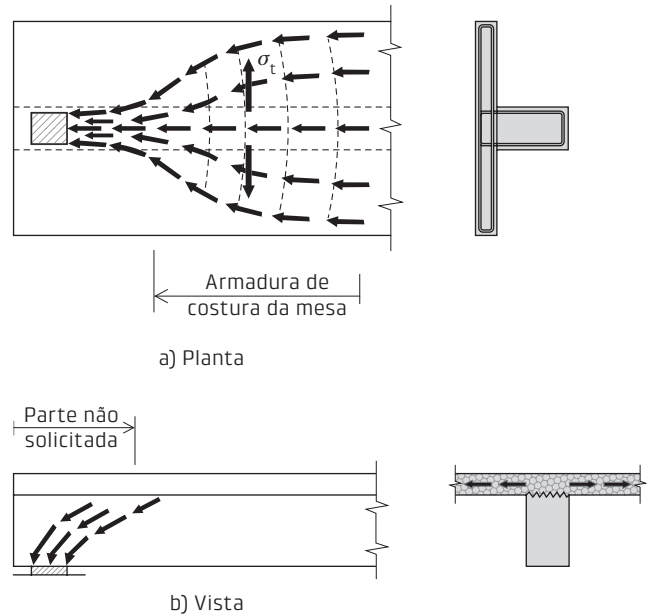
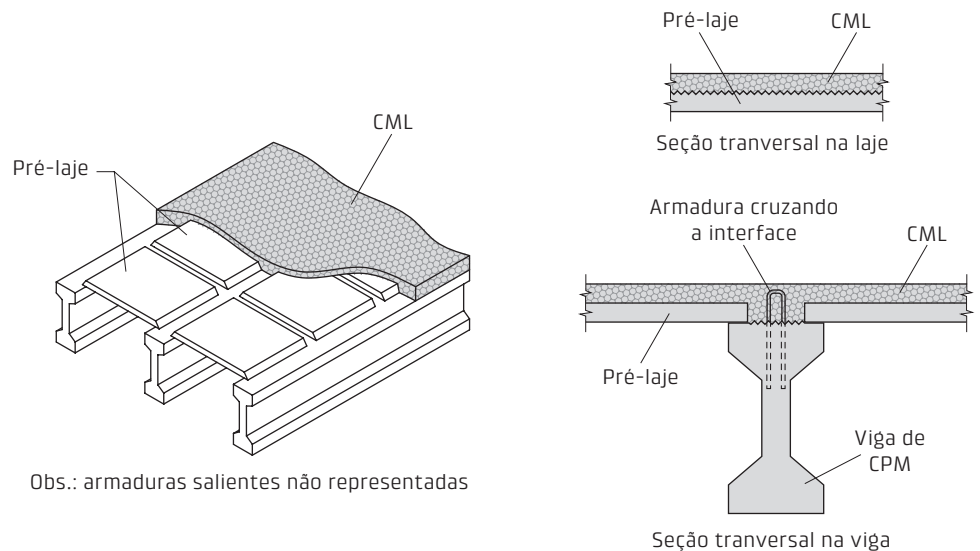


Fig. AP13.5 Transmissão das forças da mesa para a alma junto ao apoio



Obs.: armaduras salientes não representadas

Fig. AP13.6 Situações de projeto nas lajes e nas vigas

# TABULEIROS COM VIGA E LAJE PRÉ-MOLDADAS LIGADAS MEDIANTE NICHOS

## apêndice AP14

Prof. Daniel L. Araújo, UFG

### AP14.1 Preliminares

A associação de elementos pré-moldados com concreto moldado no local (CML), como descrito no Apêndice AP13, é uma das aplicações mais comuns da pré-fabricação, recebendo a denominação de elementos compostos. Essa associação tem sido utilizada com sucesso na construção de pontes nas quais as vigas longitudinais do tabuleiro são em concreto pré-moldado (CPM) e a laje é confeccionada com CML. Algumas das principais vantagens do emprego dos elementos compostos sobre os sistemas unicamente em CML são a maior rapidez na execução da obra e a redução de fôrmas e cimbramentos. Contudo, tais vantagens poderão ser maximizadas se a laje também for pré-moldada. Ressalta-se que, ao longo deste texto, as vigas ou lajes produzidas com

CPM são designadas, de forma simplificada, apenas como vigas pré-moldadas ou lajes pré-moldadas. Além disso, as lajes pré-moldadas abordadas neste apêndice possuem a espessura final do tabuleiro, sendo, na língua inglesa, normalmente denominadas *full-depth deck panels*.

As lajes parcialmente pré-moldadas, com a seção transversal do tabuleiro completada com CML, são uma solução já usualmente utilizada na construção de pontes e viadutos com vigas pré-moldadas (Fig. AP14.1). Contudo, a solução com laje pré-moldada ainda é pouco empregada no projeto de pontes e viadutos. Nesse sistema construtivo, o tabuleiro normalmente é composto por painéis pré-moldados com a espessura final da laje, por nichos para acomodar os conectores de cisalhamento, por graute para realizar o

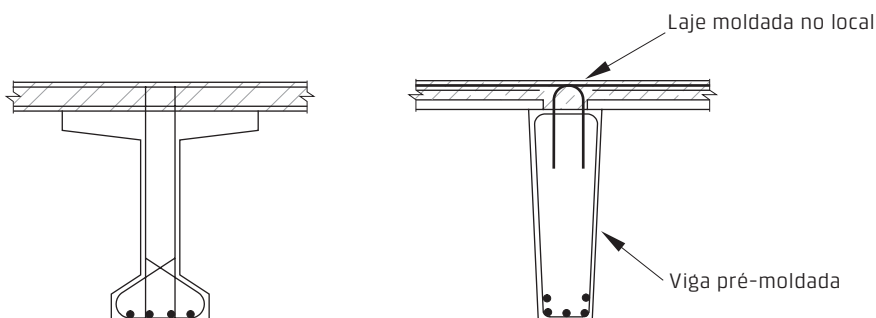


Fig. AP14.1 Seção transversal típica de viga pré-moldada com laje moldada no local

Nesse caso, os nichos podem ser embutidos para aumentar a durabilidade da ligação, isto é, eles podem ter uma altura menor que a espessura da laje (Fig. AP14.14). Uma distância mínima de 13 mm deve ser garantida entre a face superior do conector de cisalhamento e a face superior do nicho. Para o preenchimento do nicho com graute, deve ser garantida a existência de uma abertura para a injeção do graute (com diâmetro de 40 mm a 50 mm) e de outra para a sua saída na extremidade oposta do nicho. Duas ou mais aberturas devem ser dispostas para a saída do graute se a maior dimensão em planta do nicho exceder 300 mm.

#### AP14.3.4 Emprego de concreto reforçado com fibras de aço

A transferência de esforços de cisalhamento pela interface entre duas peças de concreto moldadas em idades diferentes é garantida pela aderência entre as duas superfícies em contato e pela ação de pino da armadura transversal à interface. Se a superfície da interface for tornada rugosa, por exemplo, pela exposição dos agregados graúdos durante a concretagem ou pela escarificação da superfície após o endurecimento do concreto, haverá também a contribuição do intertravamento mecânico dos agregados na resistência ao cisalhamento. Existem na literatura diversos modelos mecânicos que podem ser empregados para avaliar a resistência ao cisalhamento da interface de peças compostas de concreto. No caso do sistema construtivo com viga e laje pré-moldadas, esses modelos podem ser utilizados na superfície de contato entre a viga pré-moldada e o concreto moldado nos nichos para avaliar a resistência da interface ao cisalhamento. Um relato sobre modelos analíticos para interfaces de concreto pode ser consultado em Araújo (1997).

Uma modificação na ligação viga-laje apresentada neste apêndice está relatada em Araújo (2002) e consiste na execução de uma pequena cavidade na viga pré-moldada (ou chave de cisalhamento), conforme mostrado na Fig. AP14.15. Nesse caso, uma das formas de ruptura da ligação é por cisalhamento direto do concreto da chave ao nível da superfície da viga pré-moldada. Assim, a resistência dessa

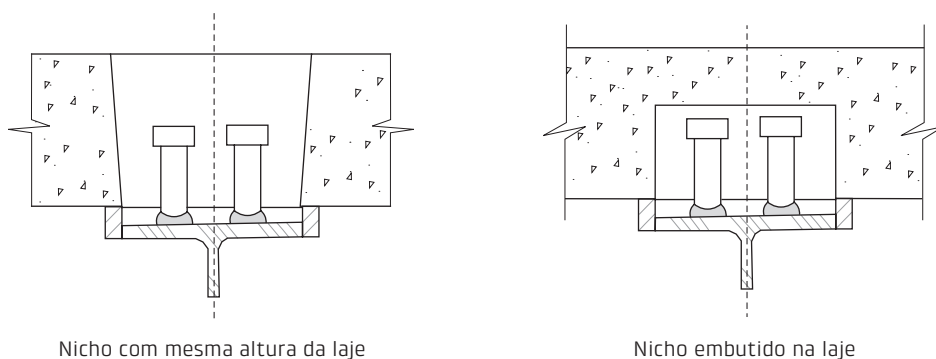
ligação pode ser aumentada pelo incremento na resistência ao cisalhamento do concreto moldado no nicho. Nesse sentido, o autor propôs o emprego de concreto de alta resistência associado com a adição de 1,5% de fibras de aço com ganchos na extremidade. Com isso, essa ligação apresenta vantagens para ser adotada em tabuleiros de pontes por exibir um melhor comportamento em situações de ações repetidas quando comparada a ligações executadas com concreto sem a adição de fibras.

Esse autor realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto com carregamento monotônico e carregamento cíclico, além de ensaios em vigas. Dos ensaios de cisalhamento direto, foram sugeridas equações para serem empregadas no projeto da ligação viga-laje com a modificação proposta. Essas equações podem ser consultadas em Araújo e El Debs (2005a) e são mostradas na sequência deste apêndice. Já dos ensaios das vigas compostas, o autor mostrou que, se for utilizado um espaçamento de 280 mm entre os conectores de cisalhamento inseridos em um nicho com 140 mm de comprimento, as vigas compostas apresentarão interação completa com a mesma resistência de uma viga monolítica de mesmas dimensões e taxa de armadura.

#### AP14.4 Dimensionamento à flexão das lajes pré-moldadas

As lajes pré-moldadas no sistema construtivo em questão podem ser dimensionadas pelo método das faixas unitárias, em que cada faixa de laje é dimensionada como uma viga contínua apoiada sobre as longarinas da ponte, as quais podem ser consideradas como apoios rígidos. Os esforços no tabuleiro são determinados a partir do carregamento estipulado nas normas para pontes rodoviárias, e a armadura principal da laje, disposta na direção transversal ao tráfego, é determinada pelos métodos usuais das disciplinas de concreto armado e concreto protendido.

Como regra geral, o comprimento do balanço da laje na direção transversal ao tráfego não deve ser maior que metade da distância entre longarinas, com um limite



**Fig. AP14.14** Detalhe com nicho embutido na laje pré-moldada (adaptado de Badie, Tadros e Girgis, 2006)

# SUPERESTRUTURA DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO

## apêndice AP15

*Prof. Maximiliano Malite, EESC-USP*

### **AP15.1** Preliminares

Este apêndice tem por objetivo apresentar os conceitos básicos e os fundamentos do projeto estrutural da superestrutura de pontes em elementos mistos de aço e concreto. A nomenclatura aqui empregada é a usual no contexto das estruturas metálicas e mistas, a qual apresenta algumas diferenças em relação à nomenclatura usual das estruturas de concreto.

As vantagens de empregar o aço estrutural combinado com o concreto são evidentes, pois o primeiro apresenta elevada resistência à tração e o segundo, com menor custo, resiste bem à compressão. Assim sendo, desde que haja uma laje de concreto adequadamente conectada a uma estrutura de aço, está constituído o sistema misto e os dois componentes passam a atuar em conjunto para resistir às ações impostas à estrutura. Em relação à estrutura de aço isolada, há considerável aumento do momento fletor resistente, bem como da rigidez à flexão.

Embora as primeiras pontes em aço tenham sido construídas no século XIX, os primeiros estudos sobre estruturas mistas iniciaram-se na Inglaterra, em 1914, com ensaios de sistemas de piso patrocinados pela empresa Redpath Brown and Company. Em 1922, no Canadá, foi feita uma série de

ensaios sob supervisão da Dominion Bridge Company. Em 1930, pode-se afirmar que o sistema misto já estava definido, e os métodos de dimensionamento, estabelecidos. Em 1944, o assunto foi introduzido na especificação norte-americana da AASHO, entidade cuja sigla atual é AASHTO (Malite, 1990).

A partir de 1930 e de forma mais intensa após a Segunda Guerra Mundial, vários edifícios e pontes foram construídos com base no sistema misto de aço e concreto, o qual vem constantemente incorporando aprimoramentos quanto aos materiais, tipos de conexão e sistemas construtivos.

No Brasil, os elementos mistos de aço e concreto são abordados na NBR 8800 (ABNT, 2008). Como até recentemente não havia normas brasileiras destinadas ao projeto estrutural de pontes de aço e mistas, tem sido prática comum o emprego de normas estrangeiras, como as especificações norte-americanas da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e da American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (Arema) para o projeto de pontes rodoviárias e ferroviárias, respectivamente.

Recentemente foi publicada a NBR 16694 (ABNT, 2020), tendo como principais referências a AASHTO (2017) e a NBR 8800 (ABNT, 2008).

- Para conector tipo pino com cabeça:

$$Q_{SR} = 5,2d^2 \quad (\text{AP15.15})$$

- Para conector em perfil U laminado:

$$Q_{SR} = 4,5L_{CS} \quad (\text{AP15.16})$$

em que:

$Q_{SR}$  é a faixa admissível de variação da força no conector, em kN;

$d$  é o diâmetro do conector tipo pino com cabeça, em cm;

$L_{CS}$  é o comprimento do conector em perfil U, em cm.

### AP15.5 Deslocamentos

Os deslocamentos nas vigas mistas devem ser avaliados com base na análise elástica considerando a seção homogeneizada, conforme definida na seção AP15.3.4.

Os deslocamentos associados às ações permanentes devem ser avaliados considerando os efeitos de longa duração do concreto e compensados por meio de contraflecha.

Quanto à carga móvel, a AASHTO (2017) recomenda que os deslocamentos devem ser avaliados incluindo o impacto e não devem ultrapassar  $L/800$  nas pontes sem passeios. Nas pontes com passeios, deve ser considerada a sobrecarga nos passeios e os deslocamentos não devem ultrapassar  $L/1.000$ , em que  $L$  é o vão.

É oportuno frisar que os limites apresentados podem ser considerados rigorosos, sendo estabelecidos em edições antigas da AASHTO, com o propósito principal de evitar efeitos prejudiciais à durabilidade. Sabe-se, porém, que a durabilidade depende sobretudo da qualidade dos materiais, do projeto, da execução e da manutenção. Entretanto, têm sido mantidos nas edições recentes, sendo opcionais, por exemplo, no caso de pontes em vigas.

### AP15.6 Ligações

As ligações entre as partes da estrutura de aço podem ser feitas com solda ou parafusos de alta resistência. As juntas soldadas resultam, em geral, mais simples e são empregadas preferencialmente nas ligações executadas na fábrica. No campo, deve-se dar preferência às ligações parafusadas, tendo em vista as condições em geral desfavoráveis para a execução e o controle de qualidade das soldas.

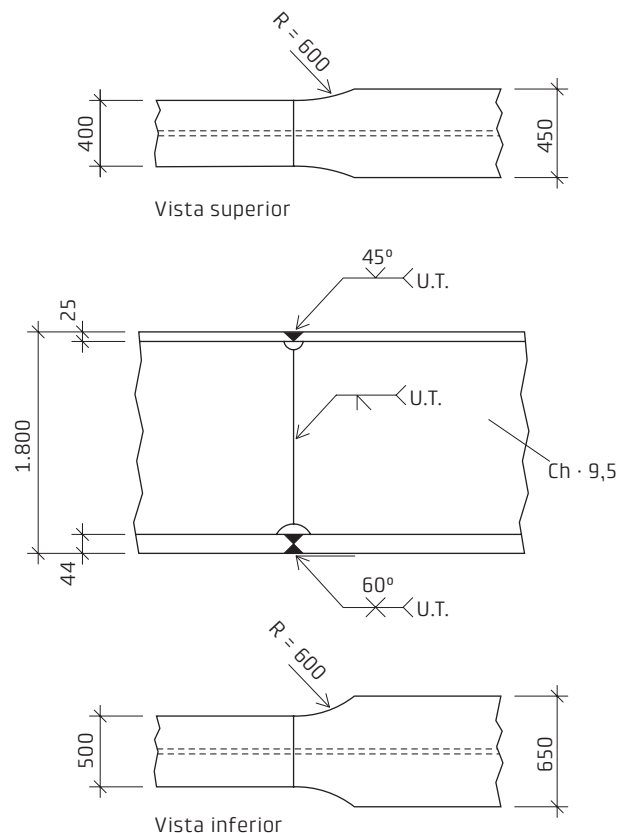
Os parafusos de alta resistência são especificados pela ASTM (2018) nos graus A325 e A490, com valores mínimos de resistência à ruptura ( $f_{ub}$ ) iguais a 825 MPa e 1.035 MPa, respectivamente. Os parafusos A325 são produzidos nos tipos 1 e 3, sendo o tipo 3 com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR. Alternativamente podem ser especificados os parafusos de alta resistência ISO classes 8.8 e 10.9, equivalentes aos graus A325 e A490, respectivamente.

Nas ligações principais da estrutura, são empregados, com maior frequência, os parafusos com diâmetro de 19 mm (3/4") e 22 mm (7/8"). Parafusos com diâmetro de 16 mm (5/8") são permitidos nas ligações de elementos secundários. Em cantoneiras, o diâmetro do parafuso não deve exceder a 1/4 da largura da aba a ser conectada.

Nas ligações sujeitas a fadiga, alto impacto e vibrações severas, deve-se especificar ligações por atrito, isto é, projetadas para que a transmissão da força seja pelo atrito mobilizado nos planos de contato entre as partes. As ligações por contato, em que a transmissão da força se dá pelo contato entre o corpo do parafuso e a parede do furo, são permitidas para barras sujeitas à compressão e elementos secundários.

Nas longarinas, atenção especial deve ser dada ao projeto da emenda, podendo ser uma ligação soldada ou parafusada. As soldas deverão ser submetidas a controle de qualidade, por exemplo via teste ultrassônico (*ultrasonic test*, UT). Devido à elevada espessura das chapas, geralmente são especificadas soldas de chanfro com penetração total. O projeto deve atender às recomendações da AASHTO (2015). A Fig. AP15.13 ilustra a emenda soldada referente à longarina abordada no exemplo numérico apresentado na seção AP15.7.

Nas emendas parafusadas, são empregadas talas (cobrejuntas) nas mesas e na alma. A ligação da alma deve



**Fig. AP15.13** Exemplo de emenda soldada em perfil I (adaptado de Pinho e Bellei, 2007)

# PROJETO ESTRUTURAL DE GALERIAS DE SEÇÃO FECHADA

## apêndice AP16

### AP16.1 Preliminares

Com este apêndice, pretende-se fornecer indicações para o projeto estrutural de galerias de seção fechada, com base no texto “Projeto estrutural de galerias e canais com aduelas de concreto pré-moldado”, que dá suporte a um *software* da Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC) (El Debs, 2018).

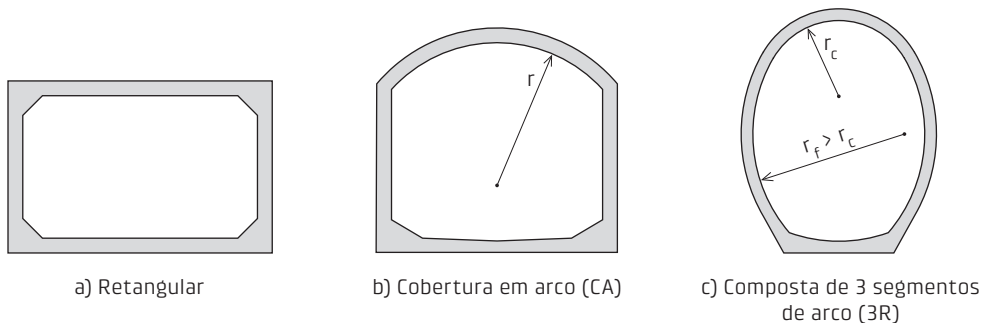
O foco dessa publicação é a galeria de seção retangular (Fig. AP16.1a). No entanto, são acrescentadas indicações para outras seções transversais, apresentadas no Cap. 9, com alguns detalhes para duas seções. A seção com cobertura em arco, apresentada no Cap. 9 como seção *intermediária*, é denominada aqui CA (Fig. AP16.1b), e a seção composta de

três segmentos em arco, apresentada no Cap. 9 como seção *em arco*, é chamada aqui de 3R (Fig. AP16.1c).

O modelo de análise estrutural é de pórtico plano. Trata-se de modelo simplificado, mas que atende razoavelmente às situações práticas normais.

Parte do que é aqui apresentado aplica-se também para as galerias de seção aberta. Entretanto, à medida que aumenta o porte da obra, pode ser apropriado usar modelos baseados no método dos elementos finitos para o solo e a estrutura, que pode ser bidimensional ou tridimensional (AASHTO, 2017). Exemplos de análise com modelo bidimensional podem ser vistos em Domingues (2017).

De forma geral, as galerias estão sujeitas a pressões verticais, como o peso do solo sobre a aduela, e horizontais,



**Fig. AP16.1** Formas de seções fechadas tratadas neste apêndice

# DETALHAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES COM SISTEMA EM ARCO ENTERRADO

## apêndice AP17

Prof. Pedro W. G. N. Teixeira, EPUSP

### AP17.1 Elementos constituintes de pontes em arco enterrado

As pontes em arco enterrado também são comumente denominadas pontes em abóbada de tímpanos cheios. Os elementos que as constituem são:

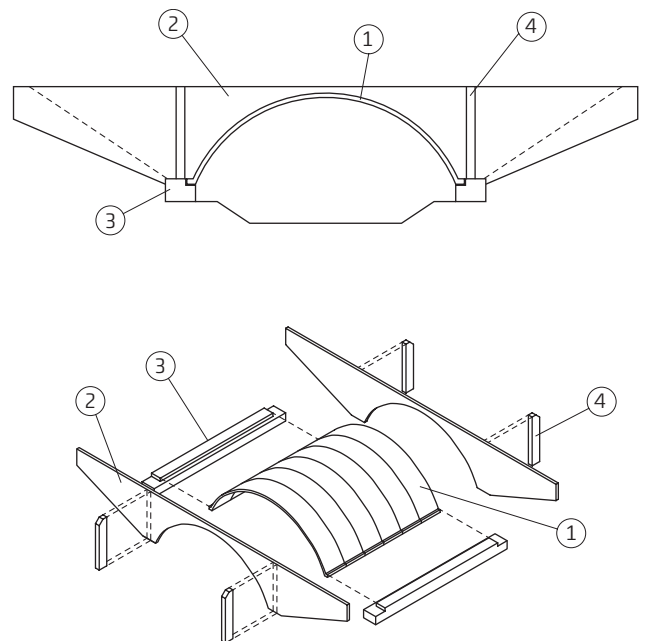
- abóbada;
- alas;
- fundações;
- nervuras dos tímpanos;
- aterro.

Na Fig. AP17.1 apresentam-se esses elementos, com exceção do aterro, que não está representado. As alas podem ser prolongadas além da abóbada, como ilustrado na figura. Além disso, em grandes alturas de aterro pode haver tirantes ligando as alas.

A abóbada é o elemento principal, pois é aquele que vence o vão do obstáculo e transmite as cargas para os apoios. O aterro funciona como elemento secundário, pois se constitui no tabuleiro e recebe diretamente as cargas, transmitindo-as para as abóbadas.

As alas têm a função de conter lateralmente o aterro e podem se prolongar além da abóbada, conforme mostrado

na Fig. AP17.1. Nesses casos é comum, embora não obrigatório, haver nervuras de enrijecimento, em geral dispostas na vertical na linha de apoio. Também podem existir



**Fig. AP17.1** Elementos de uma ponte em arco enterrado: 1) abóbada; 2) alas; 3) bloco de fundação; 4) nervuras e eventualmente tirantes atravessando o aterro para reforçar os trechos da ala submetidos a maiores efeitos dos empuxos de terra

Arcos enterrados de concreto são menos usuais atualmente no Brasil, embora sejam muito empregados em outros países (Beaver, 2016; Montgomery et al., 1993). Na seção seguinte, são descritas algumas obras nas quais o autor teve a oportunidade de colaborar.

### AP17.3 Exemplos de obras

A primeira oportunidade que o autor teve de trabalhar com uma estrutura desse tipo ocorreu em 2002, quando se pretendia efetuar o alargamento de uma ponte numa rodovia cujo volume de tráfego havia aumentado (Fig. AP17.9). Originalmente, a ponte fora construída com 6 m de largura, porém não mais conseguia atender ao tráfego com

segurança e funcionalidade. A ideia original era demolir a obra antiga e construir uma nova, ou seja, substituir a estrutura, que já apresentava várias décadas de uso.

A obra em apreço era uma ponte em arco enterrado. O vão impressionava, pois era de quase 30 m.

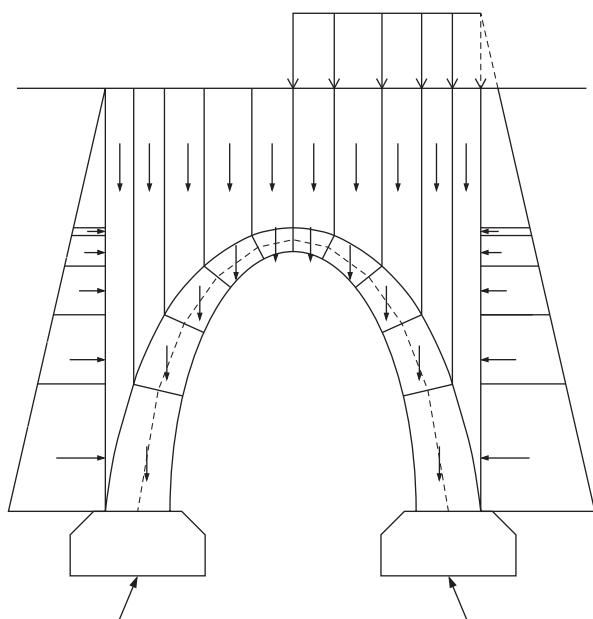
A estrutura estava agora sob tráfego pesado, mas não apresentava danos apreciáveis. Cogitou-se, então, executar dois arcos laterais e alargar a estrutura mantendo a parte central, porém sem o aterro, que foi a ideia escolhida para a execução do alargamento. O volume de aterro sobre a abóbada era de aproximadamente 250 m<sup>3</sup>, ou seja, o peso de aterro era da ordem de 4.500 kN, o que é um valor de carga expressivo.

Como a altura de aterro era elevada, passando de 6 m nas extremidades da abóbada, havia tirantes ligando alas opostas nessas regiões mais altas.

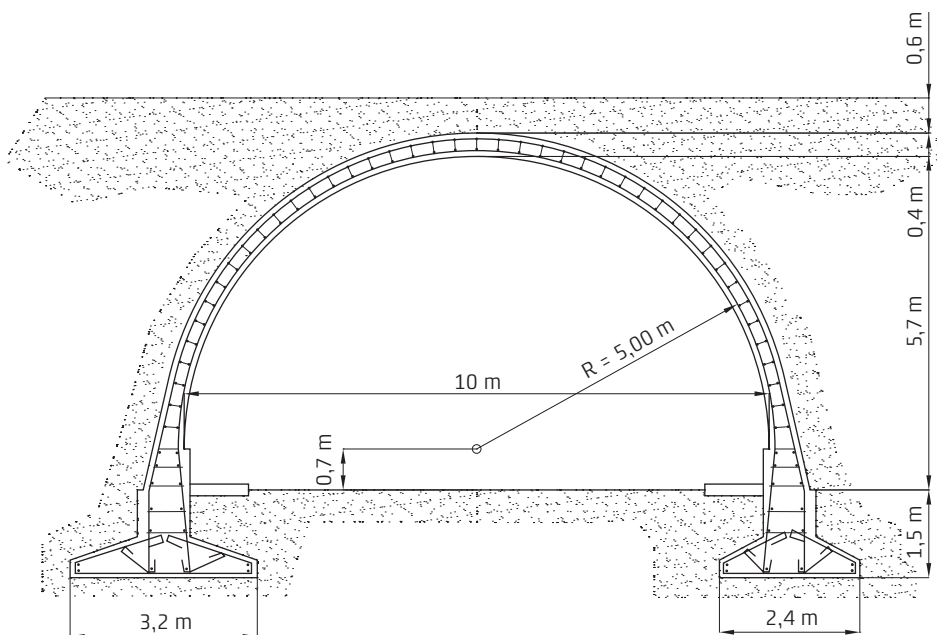
As fundações eram apoiadas em rocha na margem direita e em solo na margem esquerda. Não havia indícios de problemas causados por recalque diferencial, embora a condição geotécnica nos apoios não fosse uniforme, logo deve ter sido empregada fundação adequada. As fundações dos novos arcos laterais também seguiram a mesma ideia.

Essa obra é citada porque foi importante verificar o bom desempenho dessa solução, mesmo num vão tão grande, para propor soluções desse tipo em situações que viriam a aparecer.

Numa ocasião posterior, um acidente causado pelo rompimento de uma pequena barragem destruiu dois bueiros numa rodovia. Na reconstrução, como se tratava de obras pequenas, o autor aplicou solução em arco enterrado. A diretriz adotada foi parabólica, pois a altura era maior que o vão. Em várias outras ocasiões o autor utilizou soluções similares, variando a forma da diretriz conforme o



**Fig. AP17.7** Ilustração da linha de pressões considerando carga do tímpano e empuxos de terra, conforme Mörsch (1948)



**Fig. AP17.8** Exemplo de arco enterrado apresentado em Mörsch (1948)

# PASSARELAS DE CPM

## apêndice AP18

### AP18.1 Preliminares

As passarelas devem ser vistas como um tipo particular de ponte, cuja principal diferença, em princípio, seria relacionada às ações da carga móvel, bem menores que as das pontes e viadutos. Elas estão cobertas, no Brasil, pela NBR 7187 (ABNT, 2021) e pela NBR 7188 (ABNT, 2013). Duas publicações de órgãos governamentais merecem ser citadas, a do DNIT (2015) e a do DER-SP (2009).

As cargas móveis seriam provenientes da passagem de pedestres, bicicletas e, dependendo da situação, veículos leves, por exemplo, para a manutenção.

Apenas passarelas constituídas por componentes de concreto pré-moldado (CPM) são tratadas neste apêndice.

É importante fazer uma diferenciação das passarelas sobre as rodovias das demais. Em geral, as rampas de acesso são parte importante nessas passarelas. Há também de se levar em conta a possibilidade de choque de veículos, tanto diretamente nos pilares, como colocado no Cap. 2, quanto diretamente na superestrutura, como é visto na sequência deste apêndice. Embora não esteja explícito, as publicações do DNIT e do DER-SP são direcionadas para esse tipo de passarela.

Como toda ponte, as passarelas devem ser projetadas para atender aos quesitos funcionais, portanto para a passagem de pedestres, incluindo acessibilidade para deficientes, e de bicicletas. Dessa forma, seu projeto geométrico deve atender a uma série de restrições a esses tipos de tráfego.

Esse assunto pode ser visto com mais detalhes no manual do PCI (2014). Apresenta-se a seguir uma síntese das indicações desse manual:

- deve-se prever uma folga de 0,30 m no gabarito para a passagem de veículos para aumentar a segurança contra o impacto deles;
- a inclinação máxima das rampas de acesso é de 5%, mas, dependendo do desnível, pode atingir até 8,3%;
- a largura mínima é de 2,4 m, devendo ser aumentada se for previsto tráfego de bicicletas.

Como toda ponte, a estética deve ser considerada, assumindo mais ou menos importância dependendo da situação.

Nas passarelas em parques de recreação ou situação similar, as quais podem receber a denominação de pontes de recreação, a estética tem um papel fundamental. Nesse caso, podem incluir área de descanso, mobiliário urbano etc. O emprego de componentes de concreto, introduzidos na seção 6.1, é um recurso muito interessante nessas situações,

# TÉCNICAS CONSTRUTIVAS

## apêndice AP19

### AP19.1 Preliminares

As técnicas construtivas empregadas nas pontes de concreto são aqui apresentadas visando complementar as informações vistas sumariamente no Cap. 1. Outro termo usado para essa parte da tecnologia das pontes é *processos construtivos*. Internacionalmente, é mais comum o termo *método construtivo*.

Conforme adiantado na seção 1.4, uma das frentes no desenvolvimento das pontes são as técnicas construtivas. Tomando como base a técnica construtiva com concreto moldado no local (CML) em cimbramento fixo, as demais técnicas foram sendo desenvolvidas em função das condições do local de implantação da obra. Em virtude do seu grau de dificuldade, o cimbramento pode se tornar um dos principais problemas na construção da obra, o que acarretou o aparecimento de técnicas que contornam as dificuldades provocadas pelo cimbramento convencional e, portanto, levam à redução do custo da construção, conforme visto neste apêndice.

Tanto pela importância na construção propriamente dita das pontes como pela influência no arranjo estrutural e na avaliação dos esforços solicitantes durante a fase construtiva, o assunto recebe um tratamento de destaque dentro da tecnologia das pontes.

Neste apêndice são tratadas apenas técnicas relacionadas com a superestrutura. Naturalmente, a infraestrutura é igualmente importante, mas está fora do escopo.

Destaca-se ainda que a abordagem desse assunto neste apêndice limita-se aos aspectos gerais de cada uma das técnicas, não se prendendo a detalhes específicos, que podem ser vistos em publicações à parte, como o livro de Mathivat (1980) sobre as técnicas dos balanços sucessivos em concreto protendido.

Uma abordagem sobre as técnicas construtivas para pontes em geral pode ser vista em Bakhoum (2014), em que se encontra uma discussão sobre a classificação dessas técnicas.

Na seção 1.2.9, foram introduzidas, em uma primeira aproximação, as principais técnicas construtivas. Tendo em vista a ênfase deste livro no concreto pré-moldado (CPM), pode-se fazer uma segunda aproximação, dividindo-se as técnicas em aquelas com CML e aquelas com CPM, como se segue.

*Em concreto moldado no local:*

- com cimbramento fixo;
- com cimbramento móvel para todo o tabuleiro;
- com cimbramento móvel para vigas isoladas;
- com balanços sucessivos.

mostrada na Fig. AP19.3. A sequência seria: a) montagem das vigas laterais sobre os apoios, b) execução do tabuleiro, c) colocação do tramo central (tramo suspenso) e d) finalização da estrutura com concretagem do tabuleiro no trecho central e ligações, com posterior solidarização do conjunto com pós-tração.

Ainda de acordo com Ma (2011), essa técnica construtiva está se tornando uma alternativa popular nos Estados Unidos e, apesar de já representar 20%-25% das pontes em CPM feitas na Califórnia, prevê-se um aumento do seu uso nas próximas décadas.

#### AP19.4 Balanços sucessivos

A ideia de construir pontes, ou mesmo outros tipos de estruturas, a partir dos apoios não é nova, pois já existia na Antiguidade com o emprego de madeira e pedra (Mathivat, 1980), certamente com base na observação da natureza.

O princípio do processo é simples: consiste em executar a ponte em segmentos, cada qual apoiando-se no segmento anterior já executado, de forma progressiva, a partir dos apoios, até cobrir todo o vão (ver Fig. 1.14).

Como se trata de uma técnica bastante empregada para, em princípio, grandes vãos, existem diversas publicações sobre o assunto, como o já citado livro de Mathivat (1980) e o guia de projeto de órgão estatal francês (Sétra, 2007). Normalmente, a denominação *cantilever method* é empregada na literatura internacional, tanto para CML como para CPM.

Merece destacar que o projeto estrutural é fortemente influenciado pelas etapas de construção.

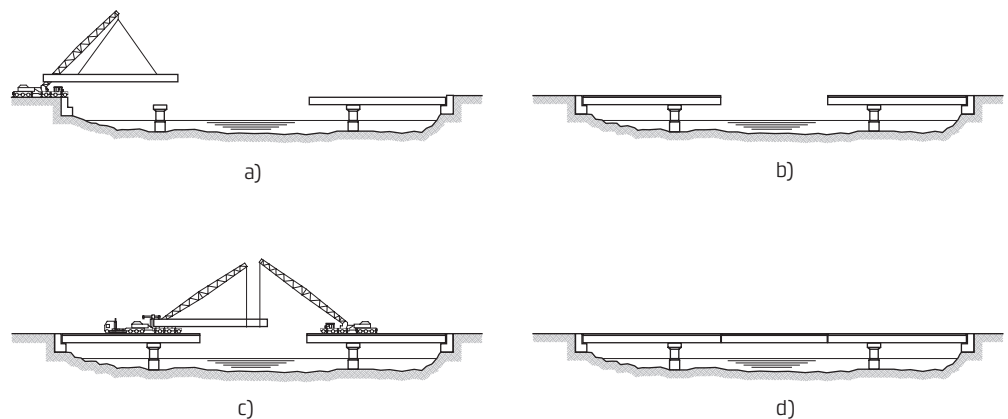
**AP19.4.1** Em concreto moldado no local É atribuída ao Engenheiro Emílio H. Baumgart a construção da primeira ponte em concreto empregando essa técnica (ver <https://w.wiki/3D2w>). Trata-se da ponte sobre o rio do Peixe, ligando as cidades de Herval do Oeste e Joaçaba, em Santa Catarina, construída em 1930, com um vão central de 68 m (Fig. AP19.4). Essa ponte foi destruída pela enchente que ocorreu na região em 1983. Apesar de o vão principal ser modesto para os dias atuais, essa ponte atingiu o recorde mundial de vão livre em viga reta de alma cheia de concreto, na época (Fernandez Casado, 1965).

A construção da ponte estava prevista para ser em CML sobre cimbramento fixo. No entanto, durante a construção, o cimbramento do vão central foi levado pela correnteza do rio. Temendo que isso aconteceria novamente, pois o rio tinha histórico de enchentes, o Engenheiro Emílio H. Baumgart idealizou a construção em balanços sucessivos. Mais informações sobre essa ponte e outras projetadas por ele podem ser encontradas em Vasconcelos (2012).

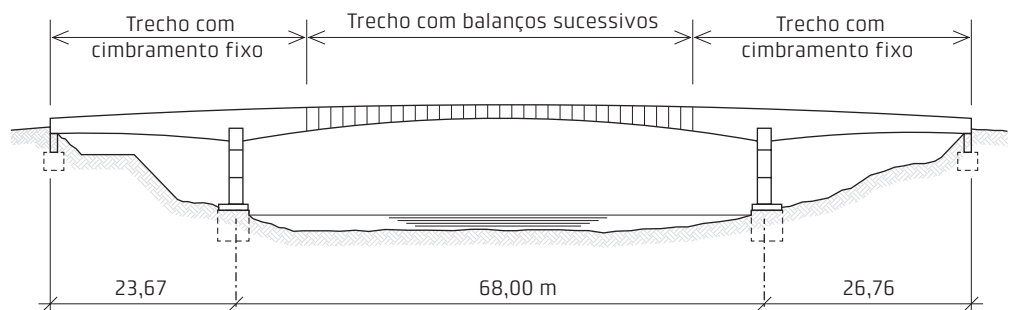
Posteriormente, com o desenvolvimento da tecnologia de concreto protendido, no início da década de 1950, a técnica teve um grande impulso, principalmente na Alemanha, de forma que se consagrou como um dos principais processos para a construção de pontes.

Essa técnica é particularmente indicada para as seguintes situações:

- quando a altura da ponte em relação ao terreno é grande;



**Fig. AP19.3** Sequência de execução para três vãos de técnica construtiva de vigas pré-moldadas com comprimento diferente do vão (adaptado de Ma, 2011)



**Fig. AP19.4** Ponte sobre o rio do Peixe, em Santa Catarina – primeira ponte construída com a técnica de balanços sucessivos (adaptado de Fernandez Casado, 1965)

# MANUTENÇÃO

## apêndice AP20

### AP20.1 Preliminares

Normalmente, entende-se como *manutenção de ponte* as ações feitas a partir da entrada de operação até a sua desativação, ou seja, durante o período do uso.

Outros termos também têm sido usados: conservação e preservação. O termo *conservação* é mais usual quando se refere a uma via, o que inclui as pontes. O termo *preservação*, também mais relacionado com a via, tem sido atualmente usado com maior frequência com o significado de “manutenção da infraestrutura resiliente para preservar as mobilidades” (FHWA, 2018).

Nota-se assim que, como as pontes fazem parte da infraestrutura, a sua manutenção estaria dentro das estratégias de manutenção das vias.

Ao fazer uma análise do ciclo de vida (*life cycle analysis*, LCA), que vai do berço ao túmulo (*cradle-to-grave*), podem ser identificadas as seguintes etapas:

- projeto;
- construção;
- uso (operação/exploração);
- desativação (demolição).

A etapa de uso envolve, entre outras, as atividades de prevenção (manutenção preventiva) e de monitoramento do desempenho dos materiais e da estrutura, tais como inspeções, ensaios/testes e intervenções, como reforço e reabilitação. Essas atividades devem ser coordenadas por órgãos governamentais ou por concessionárias, que, com base nas informações e nas avaliações, tomam as decisões.

As informações coletadas referentes ao desempenho dos materiais e das estruturas são importantes também para revisões de normas e procedimentos de construção.

Conforme consta em várias passagens do texto principal, a elaboração de projetos atualmente já deve levar em conta a manutenção, incluindo as condições de acesso, a substituição de aparelhos de apoio de elastômero (ver Fig. 5.5, seção 5.2.3) e o emprego de apoios integrais e semi-integrais (ver seção 5.4.2).

A manutenção é um tema relativamente novo nas pontes de concreto. Havia uma ideia de que as pontes de concreto tinham grande durabilidade, advinda das observações das pontes de pedra. Isso mudou a partir dos anos 1970-1980, com levantamentos indicando custos bilionários para a recuperação da infraestrutura nos Estados Unidos, conforme adiantado na seção 1.3.

**Tab. AP20.1** PERIODICIDADE DAS ATIVIDADES

Atividade	Periodicidade (anos)
Revestimento do tabuleiro	1
Manutenção do concreto do tabuleiro	5
Manutenção dos apoios	2 para limpeza 4 para lubrificação
Manutenção das juntas	1
Laje de aproximação	1 para limpeza 5 para selagem de fissuras
Controle da vegetação	1
Remoção de detritos	1

Fonte: adaptado de FHWA (2018).

pontes. Com as inspeções, pode-se avaliar e acompanhar o desempenho da estrutura e do funcionamento das pontes, o que permite direcionar as medidas a serem tomadas para garantir, ou mesmo ampliar, a vida útil.

A regulamentação e a padronização das inspeções das pontes são estabelecidas no Brasil pela NBR 9452 (ABNT, 2019). Esse assunto é aqui desenvolvido tomando como base essa norma, de forma mais sintética e mudando a sequência para facilitar o entendimento.

Merece o alerta de que a nomenclatura usada neste livro tem algumas diferenças em relação àquela utilizada na norma.

A NBR 9452 (ABNT, 2019) estabelece uma importante divisão em relação às consequências dos danos, conforme segue:

- *Elemento principal (P)*: elemento estrutural cujo dano pode ocasionar o colapso parcial ou total da obra. Ele está associado ao sistema estrutural principal, conforme as definições apresentadas no Cap. 1.
- *Elemento secundário (S)*: elemento cujo dano pode ocasionar ruptura localizada em apenas parte de um vão. Esse seria o caso das lajes em pontes de vigas.
- *Elemento complementar (C)*: elemento cujo dano não causa nenhum comprometimento estrutural, apenas funcional e de durabilidade na obra de arte especial (OAE). Nesse caso estariam os elementos correspondentes aos revestimentos da via, à drenagem, à transição de estrutura com demais partes do sistema viário ou com leito de rio, à sinalização, entre outros.

A NBR 9452 (ABNT, 2019), no seu anexo E, de caráter informativo, fornece uma tabela para orientar o enquadramento dos elementos nessa divisão.

Em princípio, os relatórios de inspeção contêm as seguintes partes:

- fichas com a síntese das informações;
- registros fotográficos;

- levantamento das anomalias;
- diagnósticos e avaliação da construção.

De forma geral, as fichas com as informações sintéticas são padronizadas pela NBR 9452 (ABNT, 2019) e estão discutidas na sequência.

O registro fotográfico deve deixar claro os locais e as datas das fotos.

Para a produção da documentação técnica das inspeções, a NBR 9452 (ABNT, 2019) fornece, no seu anexo G, de caráter informativo, uma convenção de nomenclatura para a vistoria da obra. Essa convenção é importante para o registro fotográfico e para a localização das anomalias.

As inspeções devem ser objeto de um planejamento. Naturalmente, devem ser reunidas e analisadas as informações sobre as condições e as anomalias identificadas em inspeções anteriores. Devem levar em conta a identificação de possíveis problemas de acesso e prever os procedimentos e, se for o caso, a interrupção de tráfego.

### AP20.3.1 Anomalias

Um dos principais objetivos das inspeções é detectar as anomalias, tais como as manifestações patológicas.

Conforme a NBR 9452 (ABNT, 2019), a anomalia é a descaracterização de um elemento ou sistema integrante da OAE em relação à sua concepção original. Ainda de acordo com essa norma (seção A.3 do seu anexo A), as anomalias comumente encontradas são as seguintes:

- Na estrutura da OAE:
  - » defeitos construtivos (falhas de montagem, desaprumo ou desalinhamento de elemento, armaduras aparentes, juntas frias, falhas nas condições superficiais do concreto, falhas de concretagem e outros);
  - » danos causados por acidentes, como impacto;
  - » deslocamento linear ou angular;
  - » deformações excessivas;
  - » desaprumo de pilares;
  - » estado de fissuração dos elementos;
  - » exposição de armaduras;
  - » corrosão de armaduras;
  - » condições superficiais do concreto;
  - » esborcinamento (quebra) de concreto;
  - » esmagamento de concreto;
  - » deterioração por agentes agressivos;
  - » falhas de acabamento dos nichos de ancoragens das armaduras protendidas, se visíveis;
  - » drenos de injeção não arrematados.
- Nos aparelhos de apoio e entorno:
  - » ausência de aparelho de apoio;
  - » bloqueio;
  - » posicionamento inadequado;

Amplamente empregado no Brasil na superestrutura de pontes, o concreto pré-moldado, sob a forma de componentes prontos, pré-fabricados em indústria especializada de acordo com o projeto e as especificações técnicas e trazidos à obra, propicia a diminuição no tempo de construção, assegura o controle de qualidade e promove a redução de desperdícios de materiais, entre outros benefícios.

*Pontes de concreto, com ênfase na aplicação de elementos pré-moldados* apresenta, na primeira parte, os conceitos básicos sobre pontes e suas partes, as ações que atuam nelas, os sistemas estruturais que as suportam, as seções transversais e os apoios. Na segunda parte, apresenta e explica as aplicações do concreto pré-moldado em pontes, seja na superestrutura, na infraestrutura, em pontes enterradas ou em pontes em arco. O mesmo conhecimento também pode ser aplicado para outros sistemas estruturais. Na terceira parte do livro, textos escritos pelo autor e contribuições de professores e engenheiros convidados aprofundam e enriquecem o conteúdo apresentado nas duas partes anteriores, com temas avançados e alternativas construtivas ainda pouco comuns no Brasil.

Repleto de exemplos e *case histories* reais, ilustrações, explicações passo a passo dos cálculos e exemplos numéricos, *Pontes de concreto, com ênfase na aplicação de elementos pré-moldados* é fruto de mais de 30 anos de experiência do autor e uma referência obrigatória para estudantes de graduação e pós-graduação, pesquisadores e profissionais de Engenharia Civil.

Patrocínio gold:



Patrocínio silver:



Apoio:



ISBN 978-65-86235-31-9



9 786586 235319