



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES

PEF 3404
PONTES E GRANDES ESTRUTURAS
(NOTAS DE AULA)

Prof. Eng. Kalil José Skaf
Prof. Dr. Rui Nobhiro Oyamada

São Paulo
2023

SUMÁRIO

1 PRINCÍPIOS DA CONCEPÇÃO	5
1.1 Caminhamento das cargas (1º Princípio)	5
1.2 Centro de gravidade das cargas e das fundações (2º Princípio)	7
1.2.1 Pontos críticos no caminhamento das cargas	9
1.2.2 Detalhes de alguns pontos críticos.....	10
1.3 Princípio do caminho mais curto (3º Princípio)	13
1.4 Princípio da rigidez (4º Princípio)	14
1.5 Princípio da distribuição dos vãos (5º princípios)	17
1.6 Eficiência dos elementos estruturais em função das solicitações (6º Princípio)	19
1.6.1 Força Normal	19
1.6.2 Momento Fletor / Força Cortante	21
1.6.3 Momento Torçor	22
2 SISTEMAS ESTRUTURAIS	23
2.1 Objetivos	23
2.2 Conceituação de torção uniforme e flexo-torção	23
2.3 Pontes em laje	24
2.4 Pontes em vigas	26
2.4.1 Pontes em duas vigas	26
2.4.2 Pontes com múltiplas vigas	27
2.4.3 Pontes com múltiplos vãos em vigas isostáticas	29
2.4.4 Pontes com múltiplos vãos contínuos de seção constante e variável	29
2.4.5 Pontes em seção celular	30
2.5 Pontes em treliça	31
2.6 Pontes em pórtico	31
2.7 Pontes em arco	32
2.8 Pontes suspensas por cabos	33

2.8.1 Pontes pênses.....	33
2.8.2 Pontes estaiadas	35
3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	38
3.1 Obras cimbradas	38
3.1.1 Viabilidade das obras cimbradas	38
3.1.2 Cuidados a serem adotados na execução	38
3.2 Vigas pré-moldadas lançadas com treliça ou guindaste	40
3.2.1 Aspectos relativos ao método construtivo	40
3.2.2 Concepção transversal	42
3.2.3 Aspectos relativos ao lançamento dos cabos de protensão.....	44
3.3 Obras executadas em balanços sucessivos (ou consolos sucessivos)	47
3.3.1 Aspectos associados a concepção longitudinal	48
3.3.2 Aspectos relativos ao campo de momentos fletores	49
3.3.2.1 Cargas permanentes	49
3.3.2.2 Cargas variáveis.....	52
3.4 Obras executadas em lançamentos progressivos	53
3.5 Pontes estaiadas	56

1 PRINCÍPIOS DA CONCEPÇÃO

O objetivo nas análises que se seguem é de desenvolver a sensibilidade de modo a otimizar a concepção, detectar seus pontos condicionantes e desenvolver o conhecimento na arte do detalhamento, aspecto condicionante no desempenho das estruturas e da sua vida útil.

Os princípios que se seguem são baseados na intuição, capacidade de observação do comportamento estrutural e fundamentados na teoria das estruturas.

1.1 Caminhamento das cargas (1º Princípio)

Nos sistemas estruturais é fundamental acompanhar o caminhamento de carga desde o seu ponto de aplicação até as fundações, identificando seus pontos críticos de modo a controlar os seguintes aspectos:

- a) Campo de deslocamentos.
- b) Capacidade resistente compatível com as premissas e normas afins.
- c) Detalhamento aderente ao estado do conhecimento e compatível com a vida útil prevista.
- d) Nas estruturas submetidas a ações dinâmicas (pontes, portos, torres de transmissão, estruturas em áreas com ação sísmica, entre outras), proceder análise modal para conhecer as frequências próprias do sistema afim de compará-la com as fontes de excitação.
- e) Funcionalidade e acessibilidade para manutenção.

Alguns exemplos do caminhamento das cargas podem ser vistos nas figuras a seguir.

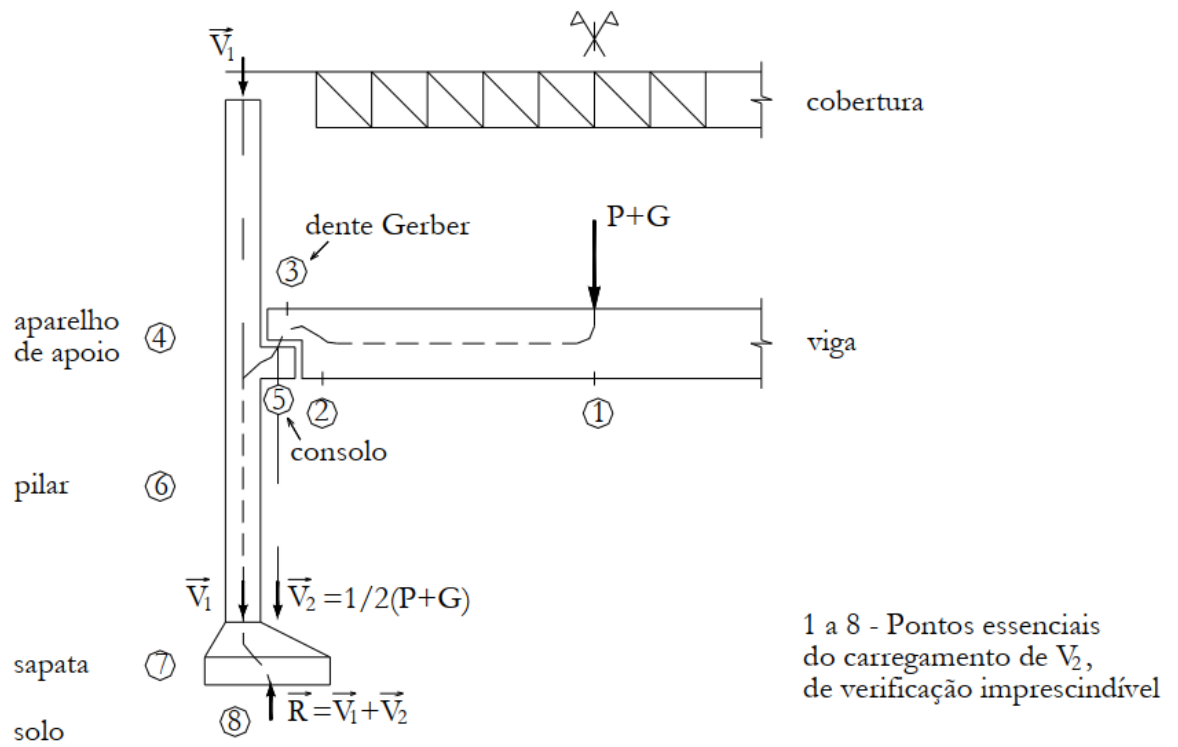


Figura 1 – Exemplo de caminhamento das cargas.

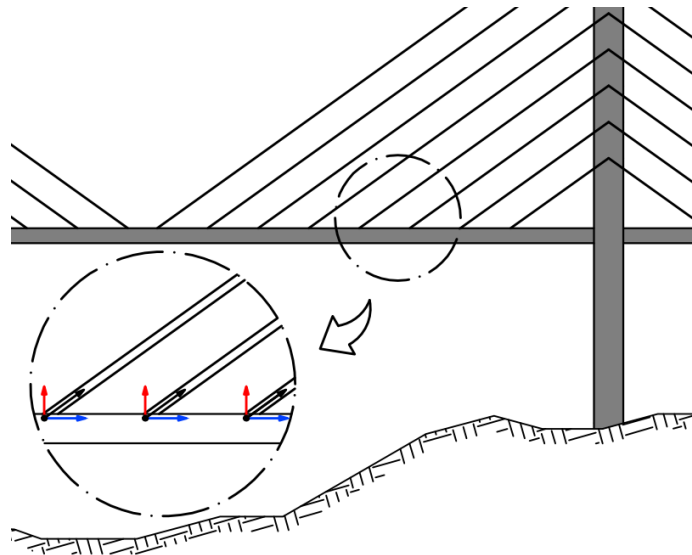


Figura 2 – Caminho das cargas devido a suspensão do tabuleiro em uma ponte estaiada.

1.2 Centro de gravidade das cargas e das fundações (2º Princípio)

O desempenho dos sistemas estruturais é mais eficiente quando nas fundações o seu centro de gravidade é próximo do centro de gravidade das cargas.

Observar que nas estruturas onde a carga variável é predominante, principalmente onde as cargas horizontais são elevadas com relação as cargas verticais, a concepção para atingir o princípio pode não ser imediata (por exemplo dolphins nas áreas portuárias para amarração/atracação de navios, pontes de pequeno vão, muros de arrimo, torres de transmissão, entre outras onde as forças horizontais predominam com relação as verticais).



Figura 3 – Viaduto sobre a Via Anhanguera, km39.

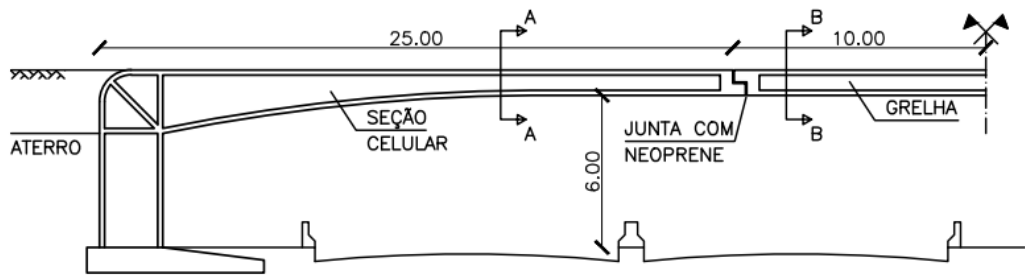
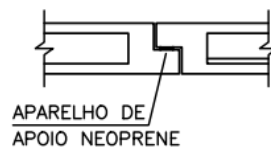
SEÇÃO LONGITUDINALSEÇÃO A-ASEÇÃO B-BDENTE GERBER

Figura 4 – Viaduto sobre a Via Anhanguera, km39.

1.2.1 Pontos críticos no caminhamento das cargas

- 1) Obtenção das cargas permanentes, de origem geotécnica e variáveis;;
- 2) Dimensionamento e detalhamento dos aparelhos de apoio;
- 3) Dimensionamento e detalhamento da conexão da superestrutura com o pilar, onde o no de pórtico é condicionante;
- 4) Dimensionamento e detalhamento da conexão do pilar com a fundação,
- 5) Ações complementares para obtenção do equilíbrio, por exemplo, preencher o pilar com concreto magro e eventual aumento da sapata.

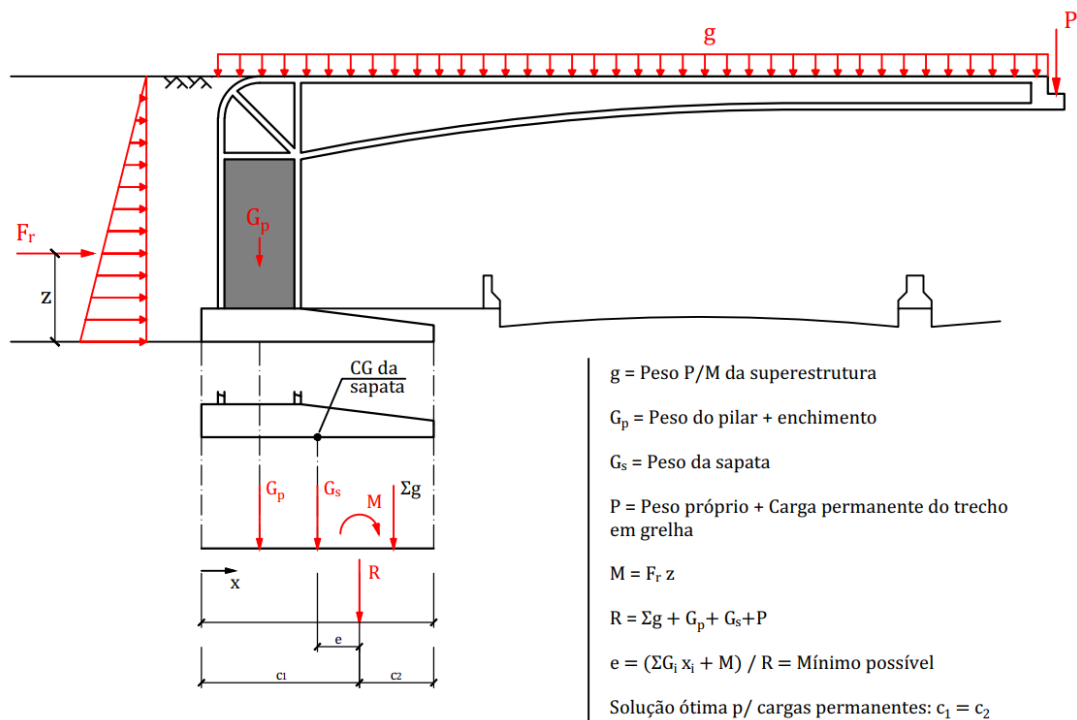


Figura 5 – Equilíbrio de forças na fundação.

Nos de pórticos

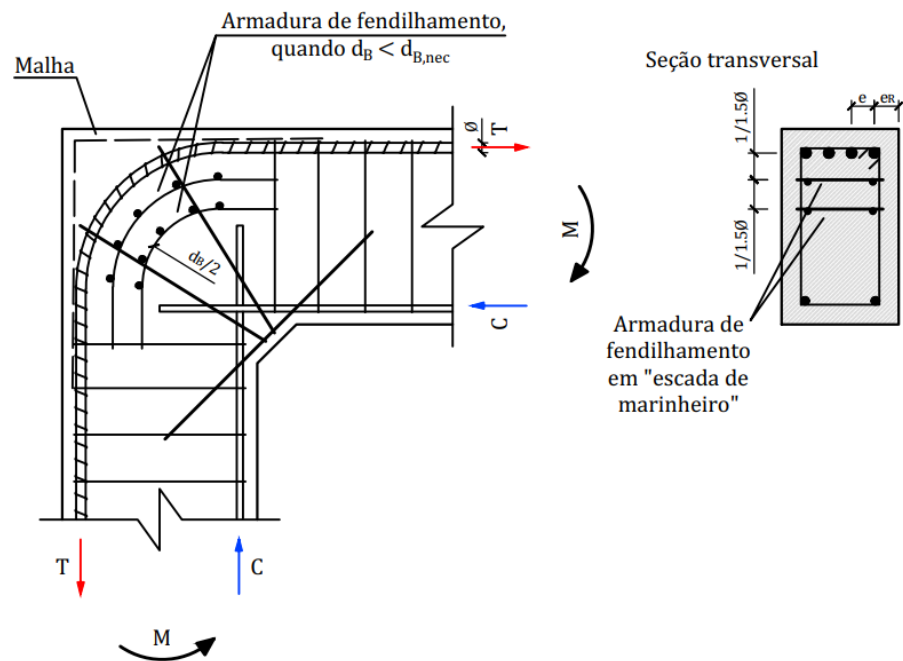


Figura 7 – Detalhamento da armadura de um nó de pórtico.

Pontos críticos:

- Continuidade da armadura negativa;
- Perda de braço de alavanca no nó;
- Emenda das armaduras de flexão;
- Armaduras de controle de fissuração.

Aparelho de apoio de neoprene fretado.

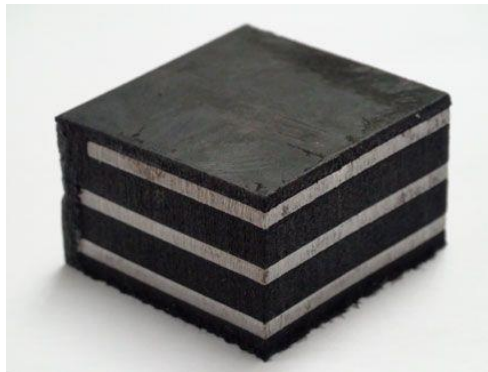


Figura 8 – Apoio de Neoprene fretado.

Pontos críticos:

- Nivelamento do berço de montagem;
- Verificações relativas ao aparelho (distorção, rotação, tensões normais máxima e mínima etc.).

1.3 Princípio do caminho mais curto (3º Princípio)

A solução que tende a ser a mais econômica na concepção dos sistemas estruturais é a que reduz o caminhamento de carga entre o ponto de aplicação e as fundações.

São fatores condicionantes a serem observados:

a) A funcionalidade do sistema deve ser mantida, ou seja, o menor caminho de carga é condicionado pela manutenção de gabaritos vertical e horizontal.

b) A concepção arquitetônica pode ser condicionante ante a economia.

c) A solução de menor caminho de cargas deve atender as restrições de métodos construtivos.

São exemplos:

As pontes em vigas pré-moldadas, onde os vãos de modo geral não superam 45,00 m, apresentam menor custo que uma obra estaiada de 180,00 m comparada com 4 vãos de 45,00 m, apesar do maior número de pontos de fundação, porém observar que a funcionalidade pode ser condicionante e a solução de maior inevitável, por exemplo, onde existem interferências.

Observar que nas obras em viga as cargas têm caminho mais curto, apesar do pior desempenho do sistema que trabalha a flexão, cortante e torção, menos eficiente que na estaiada onde a força normal é condicionante, porém com maior caminhamento de carga até chegar as fundações uma vez que caminha do tabuleiro para o mastro através dos estais, para caminhar para a fundação.

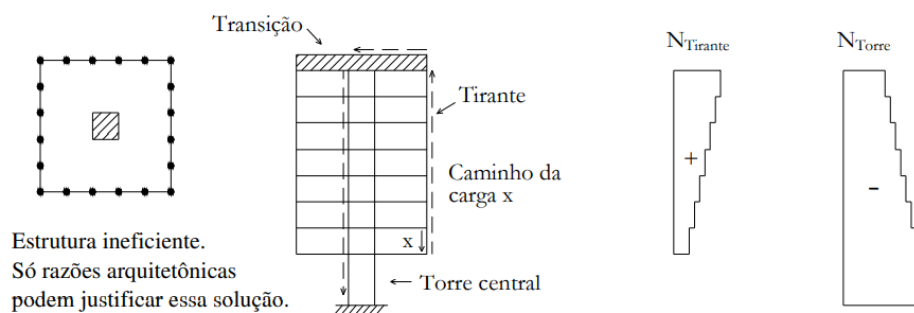


Figura 9 – Caminho das cargas de uma edificação com torre central e tirante nas extremidades.

A edificação representada na imagem acima demonstra um comportamento pouco eficiente visto que, como a torre central é muito mais rígida que os outros elementos do sistema estrutural, portanto, a carga dos níveis deve caminhar até a viga de transição,

tracionando os tirantes, e a viga transmite os esforços para a torre central, comprimindo-a, para então descarregar na fundação.

1.4 Princípio da rigidez (4º Princípio)

Nas estruturas isostáticas, o caminhamento de carga fica definido pelas equações de equilíbrio, nas estruturas hiperestáticas, a rigidez relativa entre elementos do sistema estrutural é fator condicionante no caminhamento. Entre dois caminhos possíveis, o caminho de maior rigidez é preferencial, isto é, os elementos estruturais mais rígidos recebem maior parcela das cargas.

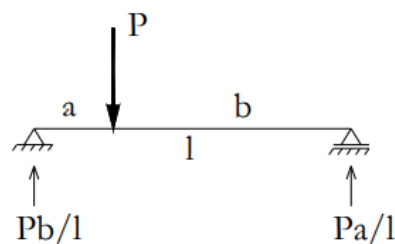


Figura 10 – Carga pontual aplicada em uma viga biapoiada.

Nos sistemas estruturais são possíveis $(g+1)$ caminhos de carga, onde g é o grau de hiperestaticidade do sistema. A figura a seguir é um exemplo de estrutura hiperestática, visto que o sistema pode chegar ao equilíbrio de mais de uma forma diferente.

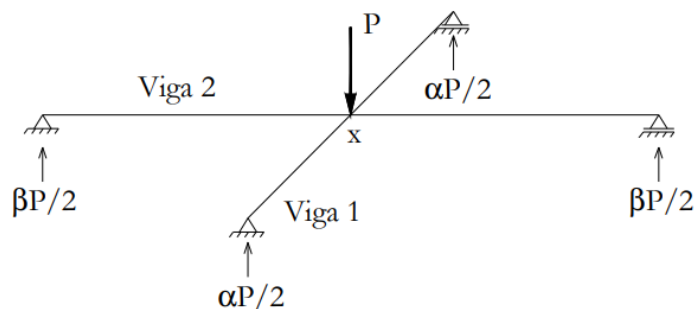


Figura 11 – Carga pontual aplicada em uma grelha de vigas.

Para resolver o problema representado acima, inicialmente determina-se a flecha no ponto de aplicação da carga (x), que é dado por:

$$f = \frac{\alpha P l_1^3}{48 E_1 I_1} = \frac{\beta P l_2^3}{48 E_2 I_2} \quad (1.1)$$

Além disso, a partir do equilíbrio vertical, obtém-se:

$$\sum F_y = 0; \beta = 1 - \alpha \quad (1.2)$$

Então, a partir das equações 1.1 e 1.2, tem-se:

$$\alpha = \frac{E_1 I_1 P_2^3}{E_2 I_2 P_1^3 + E_1 I_1 P_2^3} \quad (1.3)$$

Generalizando, com $k_1 = E_1 I_1 P_2^3$ e $k_2 = E_2 I_2 P_1^3$, tem-se:

$$\alpha = \frac{k_1}{k_1 + k_2}$$

$$\beta = \frac{k_2}{k_1 + k_2} \quad (1.4)$$

A parcela de carga que vai para cada apoio depende da rigidez relativa entre os elementos, ou seja, os apoios da viga com o menor vão receberão a maior parcela de carga. Além disso, é importante citar que a rigidez define o caminho das cargas nas estruturas. Alguns exemplos práticos do princípio da rigidez podem ser vistos abaixo.

1) Alargamento de pontes para aumento do número de faixas de rolamento.

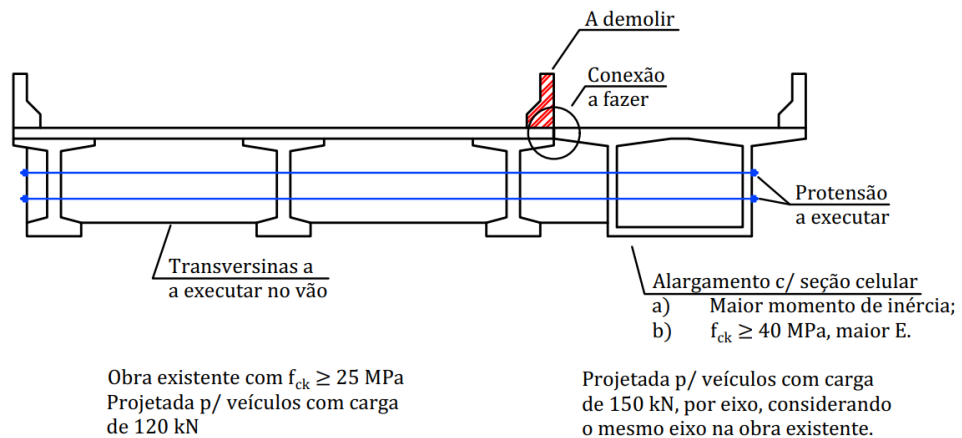


Figura 12 – Seção transversal de alargamento de ponte com seção celular.

Na seção transversal acima, a parte em vigas pré-moldadas representa a obra original que precisa ser alargada devido ao aumento de fluxo de veículos. A obra original foi projetada com comas cargas variáveis menores que as hoje atuam (carga por eixo dos caminhões), estando já com segurança reduzida ante o requerido por Norma, além do concreto, executado

com resistência mais baixa que atuais em função do estado do conhecimento na época da execução.

De modo a transferir mais carga para a região do alargamento, as soluções para o seu aumento transversal de rigidez são:

- a) Maior rigidez da seção geométrica com uso de seção celular (maior momento de inércia por metro transversal com relação a concepção original por possuir laje inferior);
- b) Uso de concreto de maior resistência a compressão para aumentar o módulo de elasticidade (aumento do produto EI);
- c) Uso de protensão transversal em alguns pontos do vão para aumentar a rigidez transversal e facilitar a transferência de carga para a seção celular.
- d) Eventual reforço na estrutura existente, por exemplo, protensão externa ou uso de fibra de carbono.

2) Reforço/recuperação com protensão externa.

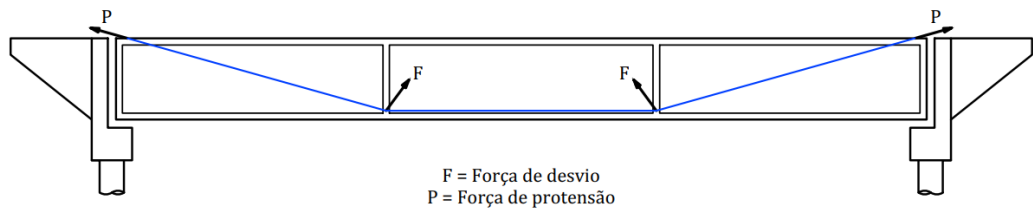
A obra abaixo representada foi executada em concreto armado e recuperada e reforçada com os seguintes objetivos:

- a) Aumento da carga de veículos;
- b) Recuperar parte do campo vertical permanente de deslocamentos devido a fluência do concreto.

A ação da protensão traz os seguintes benefícios:

- Incremento de rigidez por redução da fissuração devida a componente horizontal da força de desvio;
- A componente vertical força de desvio nas transversinas intermediárias reduz o campo de deslocamentos;
- Altera a frequência própria na vertical.

Corte longitudinal



Seção transversal na transversina

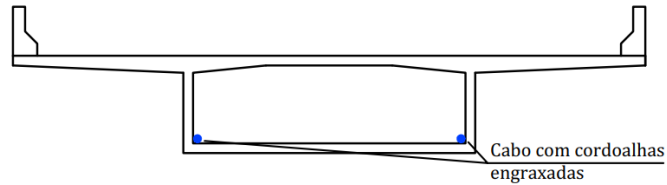
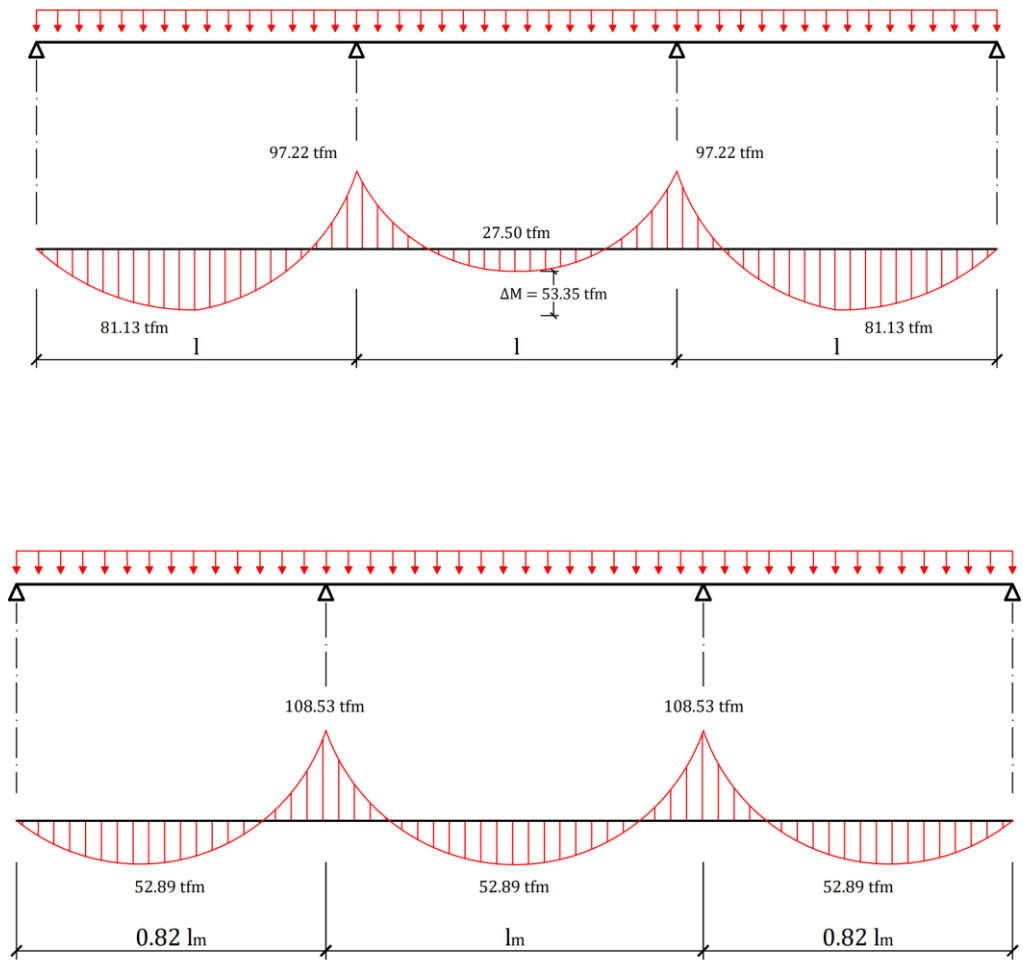


Figura 13 – Exemplo de reforço com protensão externa.

1.5 Princípio da distribuição dos vãos (5º princípios)

O arranjo estrutural mais eficiente é aquele que distribui as cargas pelos seus elementos, convenientemente, evitando concentrações, ou seja, a modulação adequada dos vãos de um sistema estrutural hiperestático condiciona a concepção e o desempenho. A figura abaixo mostra o caminho para a modulação otimizada, nem sempre possível de ser obtida pelo que se segue:

- A implantação está condicionada as interferências das vias inferiores, por exemplo, modulação das pistas, sendo somente viável colocação de pilares nos canteiros centrais.
- Viabilidade de desapropriações nas extremidades das obras.
- Aspectos relacionados ao método construtivo.
- Interações entre os itens acima citados.



* Os valores dos momentos são apenas representativos, somente tem o objetivo de comparar o desempenho da solução.

Figura 14 – Princípio da distribuição dos vãos.

Para auxiliar no entendimento do princípio da distribuição dos vãos, basta fixar uma distância e os carregamentos permanentes e variar a posição dos apoios (ou da ausência deles). Um exemplo pode ser visto abaixo.

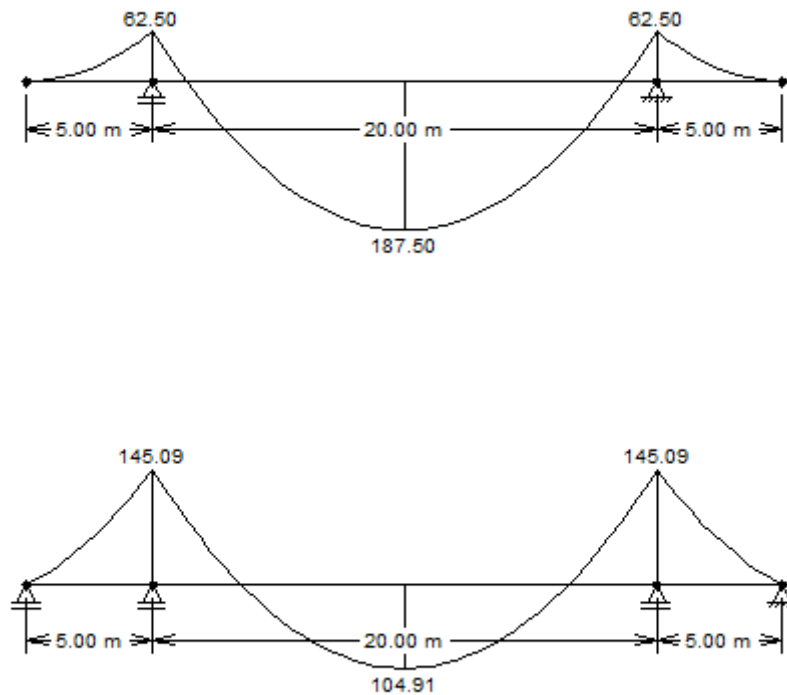


Figura 15 – Distribuição dos vãos para diminuir o momento positivo no meio do vão de 20 m.

Observar que a introdução dos vínculos extremos aumenta o momento o momento negativo, sendo que o referido apoio pode ter reação vertical negativa.

1.6 Eficiência dos elementos estruturais em função das solicitações (6º Princípio)

Os tipos de solicitação dos elementos estruturais também influenciam no seu desempenho. Decresce como se segue:

1.6.1 Força Normal

Nos elementos estruturais sujeitos a forças normais, o campo de tensões, na seção transversal, é uniforme, otimizando o uso dela.

Os elementos estruturais de concreto com força normal à compressão tendem a ter melhor desempenho pela redução da fissuração e consequente aumento de rigidez, por exemplo nas pontes estaiadas (tabuleiro comprimido pela componente horizontal da força nos estais), pilares, estruturas aporricadas etc. Mas a tensão de compressão deve ser limitada não somente as tensões resistentes como também as tensões na flambagem ou na convergência

devido à perda linearidade geométrica e, eventualmente da física devido à fissuração, que podem a outra forma de equilíbrio ou a perda de estabilidade do elemento estrutural.

Para os elementos estruturais em aço, as regiões comprimidas, tendem a apresentar problemas de estabilidade que devem ser controlados com a concepção de enrijecedores locais (flambagem da mesa, da alma, por flexo-torção etc.), além do controle da fadiga nas obras com carga variável (pontes, pontes rolantes, eixo de máquinas etc.).

Por outro lado, os elementos estruturais em aço sujeitos a esforços de tração, apresentam excelente desempenho, pois tem a utilização plena da seção transversal, e não estão sujeitas a perda de estabilidade por flambagem. Como exemplo de aplicação destes elementos, podemos citar os estais de pontes estaiadas e os tirantes das pontes pênsis, lembrando que verificações adicionais são necessárias como a verificação da fadiga e efeitos dinâmicos devido a atuação das cargas de vento. Nota-se que na solução estaiada há introdução de compressão no tabuleiro devido a suspensão das cargas pelos estais.

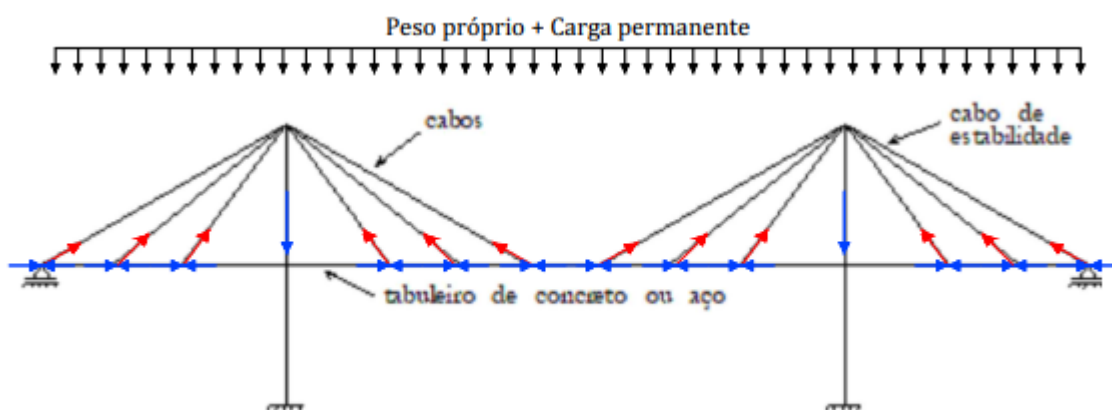


Figura 16 – Ponte estaiada e o caminho das cargas desse sistema.

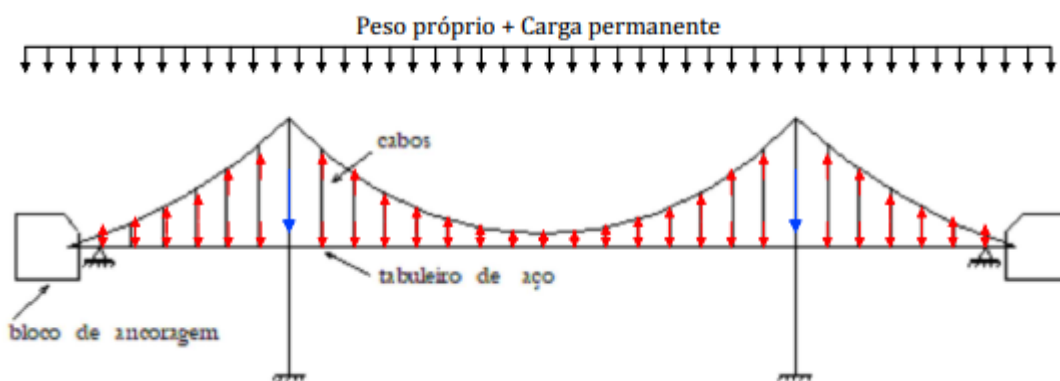


Figura 17 – Ponte pênsil e o caminho das cargas desse sistema.

1.6.2 Momento Fletor / Força Cortante

As seções retangulares têm menor aproveitamento, sendo quando possível, seções tipo I ou seções celulares, casos nos quais a espessura da alma fica condicionada ao controle do cisalhamento, detalhamento adequado e condições favoráveis de concretagem.

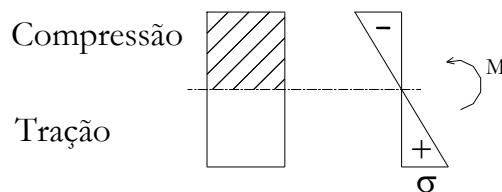


Figura 18 – Tensões de flexão ao longo da altura do elemento.

A seção pode ser otimizada com o uso de viga duplo T, com espessura da alma dimensionada para que a biela de compressão atenda os limites de norma.

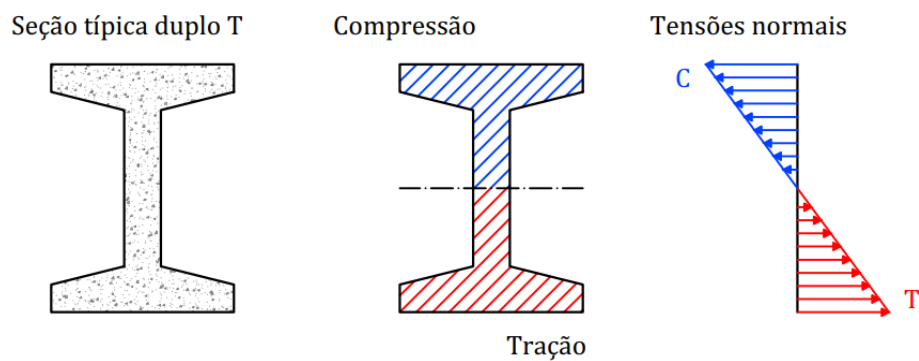


Figura 19 – Viga com seção duplo T.

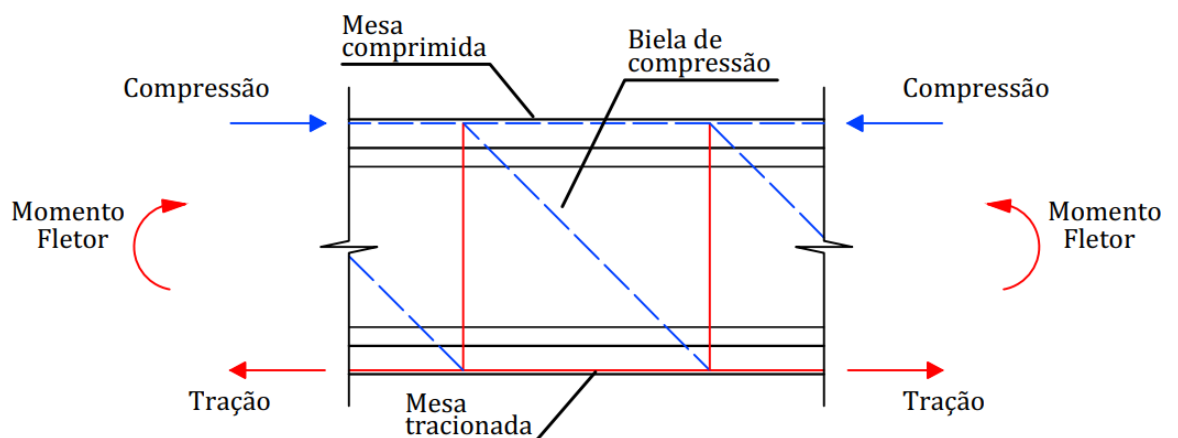


Figura 20 – Equilíbrio das tensões normais de flexão em uma viga.

1.6.3 Momento Torçor

As seções maciças apresentam pior desempenho, uma vez que a parte central pouco contribui para o equilíbrio do esforço aplicado. As seções vazadas são de melhor desempenho, principalmente em obras curvas em planta, na qual boa parte dos esforços de torção são decorrentes do peso próprio da superestrutura.

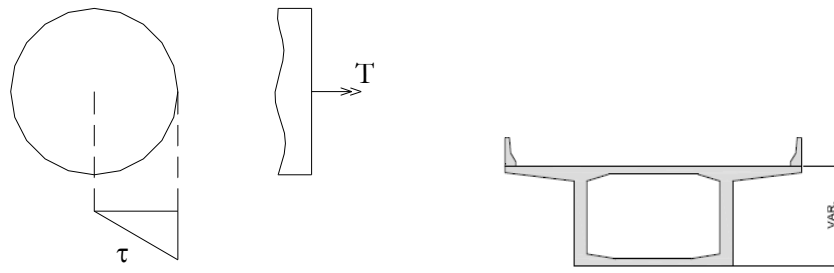


Figura 21 – Seção maciça e seção vazada, respectivamente.

2 SISTEMAS ESTRUTURAIS

2.1 Objetivos

Os objetivos das análises que se seguem são:

- a) Discutir o comportamento das seções transversais usuais de pontes no que se refere a sua capacidade de distribuição transversal de carga na seção e modo a transportar as cargas a serem repartidas na longitudinal. Observar que pelo princípio da rigidez, a primeira tendência de caminhamento de cargas é na transversal em função das rigidezes a flexão e torção uniforme da seção, uma vez que se aplicam longe dos apoios longitudinais (local de maior rigidez das vigas). Observar que este comportamento deve ser analisado em função da relação largura/vão da obra, ou seja, em função da relação rigidez transversal/rigidez longitudinal.
- b) As rigidezes envolvidas na transversal são a flexão e a torção, na qual devem ser consideradas a soma das rigidezes a torção uniforme e a flexo-torção.
- c) Estabelecer a interação entre concepção longitudinal, transversal e método construtivo.

2.2 Conceituação de torção uniforme e flexo-torção

Torção uniforme é a que o momento torçor externo aplicado é equilibrado internamente nas seções transversais das peças pelo fluxo de tensões de cisalhamento conforme Teoremas de Bredt. As hipóteses básicas para obtenção dos campos de deslocamentos e tensões são:

- A superfície lateral deve estar descarregada para não ocorrer concomitância de flexão e cortante, situação que deve ser considerada na superposição de efeitos.
- O empenamento deve ser livre, ou seja, as geratrizes do contorno podem se deslocar longitudinalmente sem impedimento, caso contrário surge torção não uniforme com introdução de tensões normais. Observar que no caso das pontes, os aparelhos de apoio sempre tendem a limitar os deslocamentos longitudinais, porém eles são de pequeno módulo pouco alterando as hipóteses.

A concepção das seções transversais no que se refere ao seu comportamento na torção tem importância condicionante na distribuição transversal de cargas, não esquecendo da

contribuição da rigidez a flexão, em resumo, as seções que trabalham a flexão uniforme, distribuem mais as cargas.

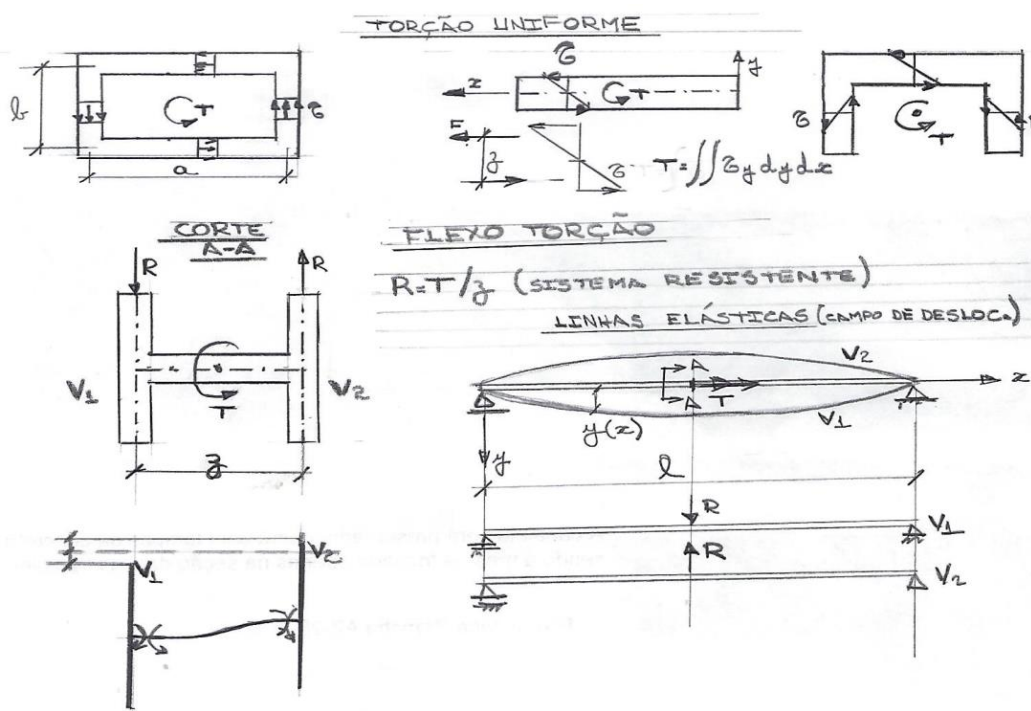


Figura 22 – Torção uniforme e flexo-torção.

2.3 Pontes em laje

As lajes são sistemas estruturais que apresentam, além de boa rigidez a torção uniforme, rigidez a flexão em duas direções perpendiculares, ou seja, é um sistema que distribui bem as cargas.

Quanto maior a distribuição transversal de cargas, menor é a solicitação dos elementos longitudinais que transportam as cargas para os apoios, em resumo, menor altura total da estrutura, aspecto importante nos locais de implantação de pontes com baixo gabarito vertical.

São demais características favoráveis:

- Baixo recorte de formas.
- Facilidade de montagem das armaduras e concretagem.
- Permite a utilização de pré-moldados com elementos longitudinais armados ou protendidos, monolitizados com protensão transversal em alguns locais do vão, além da laje moldada “in loco”.

Seu grande inconveniente é o peso próprio muito alto quando comparado as obras concebidas em seção celular ou vigas com perfil aberto, que pode ser reduzido com o uso de furos longitudinais com o meio de formas de papelão reforçado, a redução de peso nestes casos é em torno de 30%.

Para pré-dimensionamento, a altura total da estrutura pode ser considerada $1/20$ do vão para obras em concreto armado e $1/25$ para obras em concreto protendido.

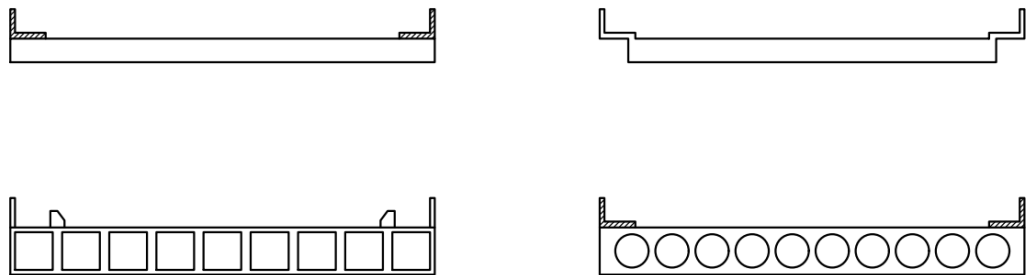


Figura 23 – Seções transversais típicas.

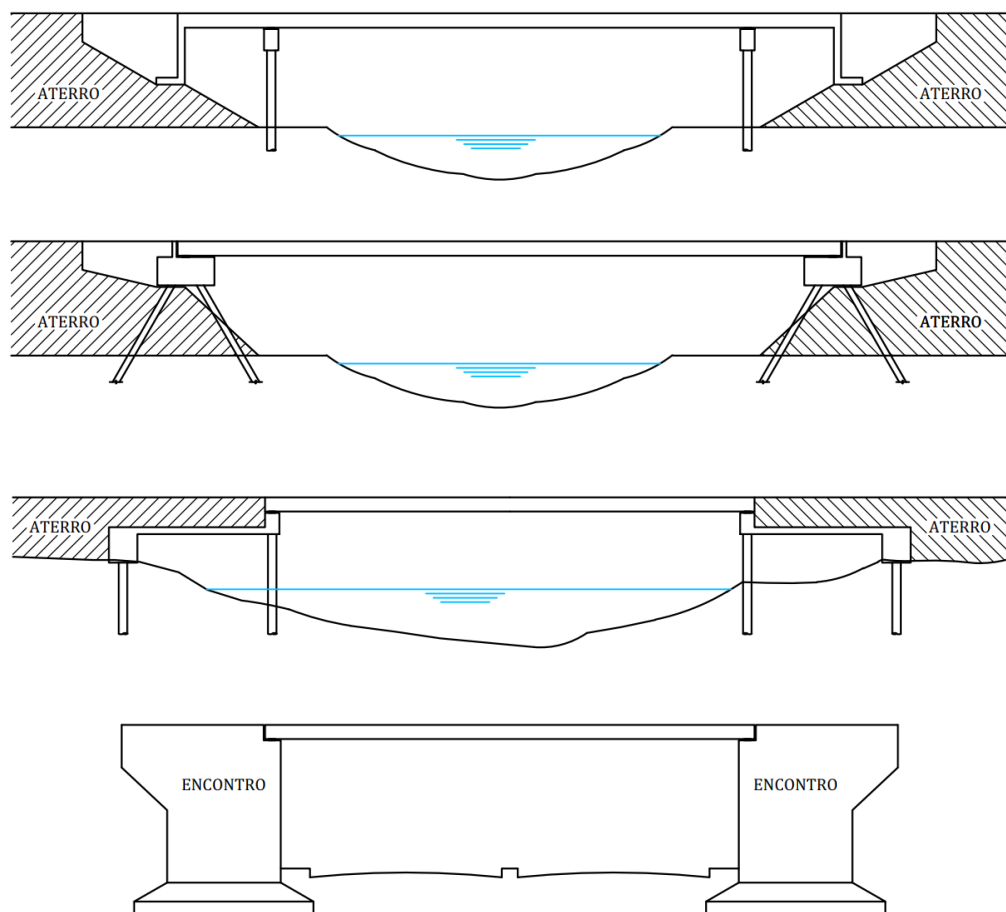


Figura 24 – Sistemas longitudinais.

2.4 Pontes em vigas

2.4.1 Pontes em duas vigas

As pontes com duas vigas longitudinais, com ou sem transversinas intermediárias, são analisadas a partir das seguintes hipóteses:

- É desprezada a rigidez a torção uniforme das vigas longitudinais (longarinas) e laje. Nos casos de obras com almas de maior espessura em função da largura total e vão de modo a controlar o estado limite de compressão das bielas e facilitar o detalhamento, a rigidez a torção uniforme pode ser alta, sendo necessário o refinamento do modelo numérico transversal de distribuição de cargas.
- Pressupõem-se alta rigidez transversal a flexão fornecida pela laje e transversinas intermediárias, quando existentes, observar que a transversina de apoio é necessária para impedir distorção nos apoios e atuar como vínculo para a laje.

Resulta que a viga carregada transporta longitudinalmente toda a carga nela aplicada, sendo que cargas aplicadas entre longarinas têm distribuição isostática.

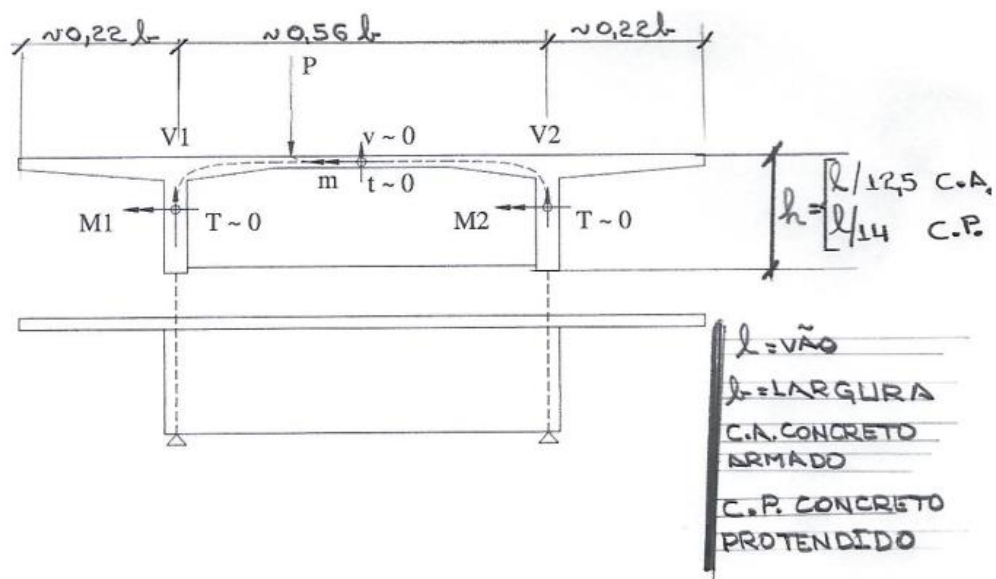


Figura 25 – Seção transversal e transporte de carga.

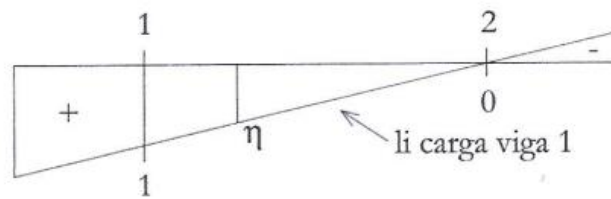


Figura 26 – Linha de influência de carga na viga 1.

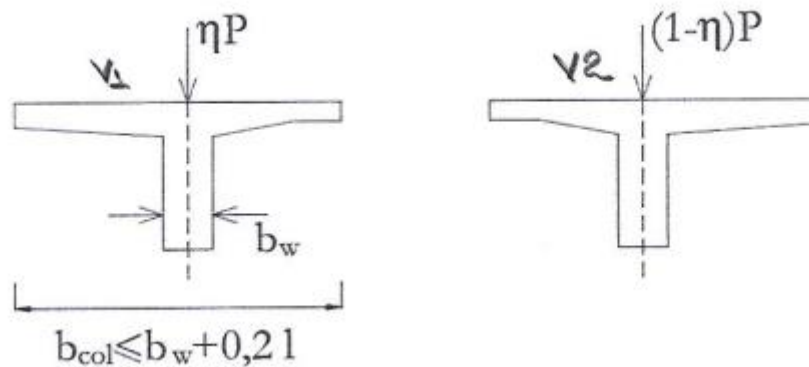


Figura 27 – Largura colaborante da laje.

2.4.2 Pontes com múltiplas vigas

São obras usualmente denominadas de grelhas, entendendo-se como efeito grelha a capacidade dos elementos não carregados trabalhar de modo a aliviar o elemento carregado por meio do transporte transversal de cargas.

O caminhamento transversal cresce em eficiência, função dos aspectos:

- Relação vão/largura, a capacidade de distribuição aumenta com aumento da relação.
- Rigidez a torção uniforme das longarinas em função da espessura das almas, normalmente desprezada em alguns casos, sendo que neste modelo físico onde se despreza a rigidez a torção uniforme, os campos de momento e cortante apresentam módulos maiores. (a não consideração da energia de deformação à torção incrementa as energias de flexão e cortante).
- Espaçamento adequado entre eixos de longarinas é em torno de 2,00 a 3,00 m com os objetivos do espaçamento ser, no máximo da largura de colaboração, e permitir concepção da pré laje com menor espessura.
- Existência ou não de transversinas intermediárias.
- Espessura da laje, quanto maior, maior rigidez transversal.

Conclui-se que nas obras onde a largura fica próxima do vão, a capacidade de distribuição transversal diminui. A figura abaixo representa as formas de uma ponte em grelha com transversinas somente nos apoios.

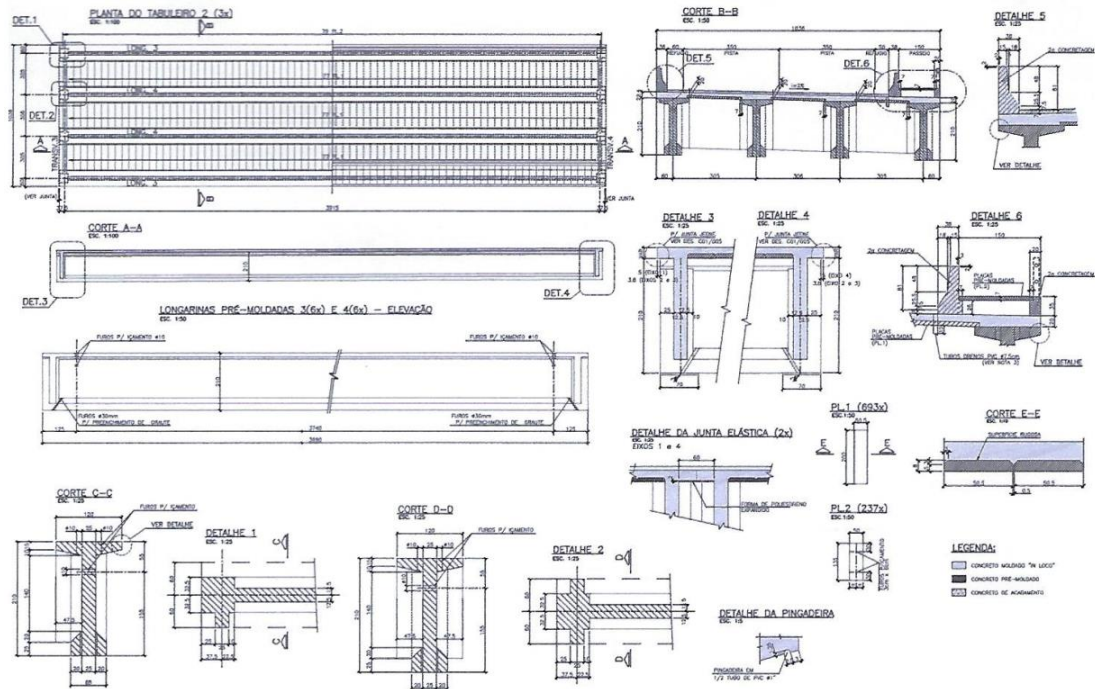


Figura 28 – Formas de uma ponte em grelha.

O modelo transversal abaixo representado é obtido pelo desenvolvimento das equações diferenciais da viga e das cargas em série de Fourier e representa um modelo transversal de comprimento unitário da grelha. Observar que pode ser estendido a análise de pontes em duas vigas considerando a rigidez a torção uniforme.

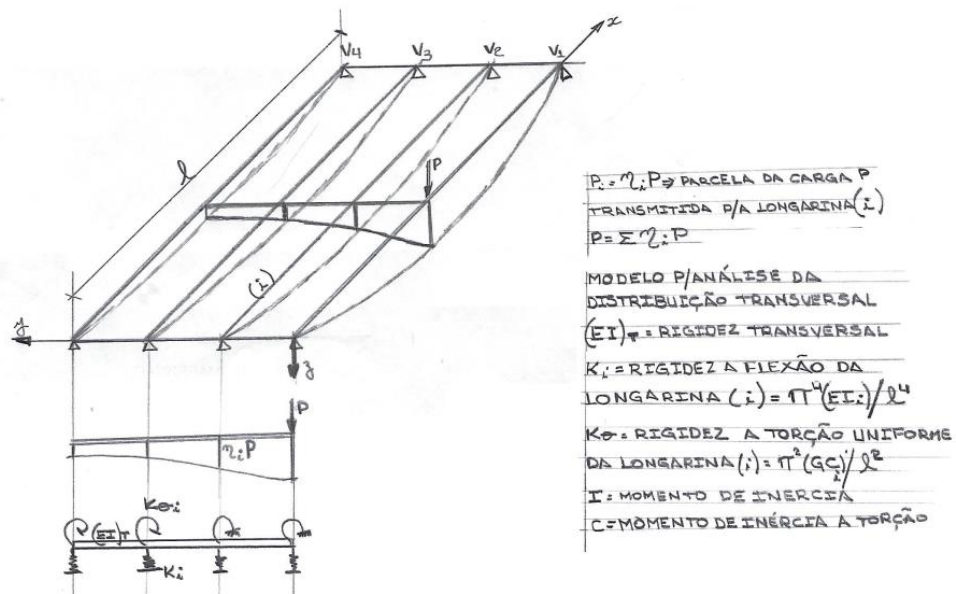


Figura 29 – Modelo de cálculo transversal da grelha cf Processo Fauchart.

2.4.3 Pontes com múltiplos vãos em vigas isostáticas

As pontes com múltiplos vãos em vigas isostáticas são caracterizadas pela presença de dentes Gerber. O uso dessa solução traz facilidades em termos de cálculo, visto que todos os trechos são isostáticos, porém, resulta em um ponto de atenção na manutenção dessas pontes, principalmente no que se refere a troca de aparelhos de apoio e desgaste das juntas transversais elastoméricas.

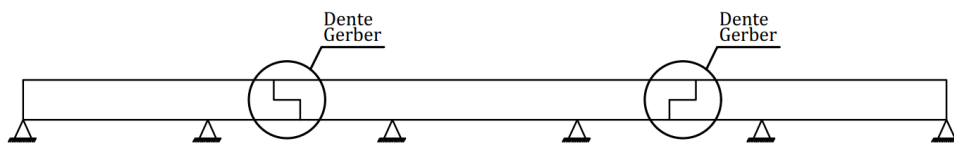


Figura 30 – Ponte com múltiplos vãos em vigas isostáticas.

2.4.4 Pontes com múltiplos vãos contínuos de seção constante e variável

As pontes com múltiplos vãos podem ter duas ou mais vigas na sua seção transversal, portanto valem os comentários feitos nas seções 2.4.1 e 2.4.2. É importante ressaltar que, como comentado, que os vãos estejam bem proporcionados, ou seja, para as pontes com 3 vãos o vão lateral deve ter, aproximadamente, 82% do vão central. Além disso, para as pontes com seção variável, a altura máxima da seção deve estar alocada na posição onde há o maior momento fletor. Alguns exemplos desses sistemas estruturais longitudinais podem ser vistos abaixo:

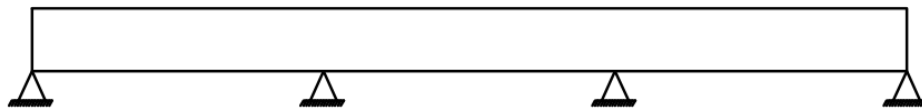


Figura 31 – Ponte com múltiplos e seção constante.



Figura 32 – Ponte com múltiplos vãos e seção variável.

Observar que a solução de obras contínuas com seção transversal com vigas, requer maior altura de construção uma vez nas regiões dos apoios não se tem largura de colaboração à flexão, ou seja, a relação x/d é alta.

2.4.5 Pontes em seção celular

Principais características:

- Alta rigidez a torção uniforme, ou seja, alta capacidade de distribuição transversal de cargas. Melhor solução para obras curvas em planta.
- Mesa de compressão para momentos positivo e negativo, melhor solução para obras em viga contínua.
- Menor altura de construção quando comparada com a solução de obras em vigas. No caso de viga contínua em concreto protendido com altura constante, a altura da seção transversal é da ordem de $1/20$ do vão.
- Permite elementos pré-moldados, mesmo nas obras com altura variável.
- Modelo físico para análise.

O carregamento excêntrico pode ser dividido como se segue:

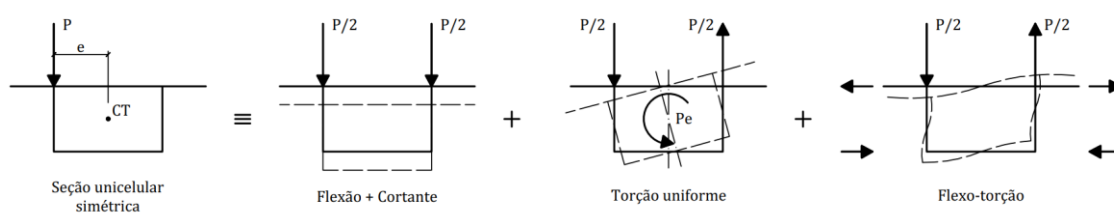


Figura 33 – Equilíbrio de seção unicelular sob carga excêntrica.

A parcela de flexo-torção nas obras convencionais é de modo geral baixa, porém induz campo de momentos fletores adicionais nas lajes e almas, fato que se acentua nas obras curvas. Nas obras de pequena altura de construção e grande largura, o comportamento acima descrito deve ser calibrado com modelo numérico.

2.5 Pontes em treliça

Escrever comentários!

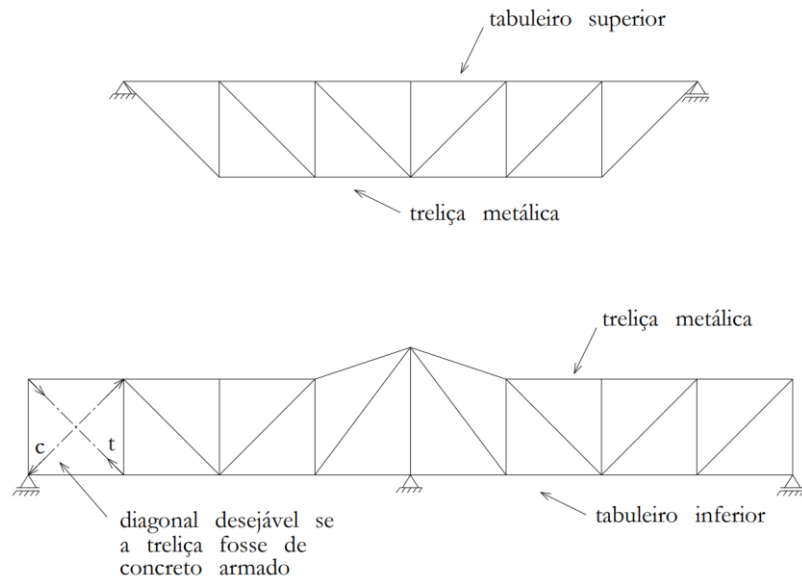


Figura 34 – Ponte em treliça.

2.6 Pontes em pórtico

Escrever comentários!

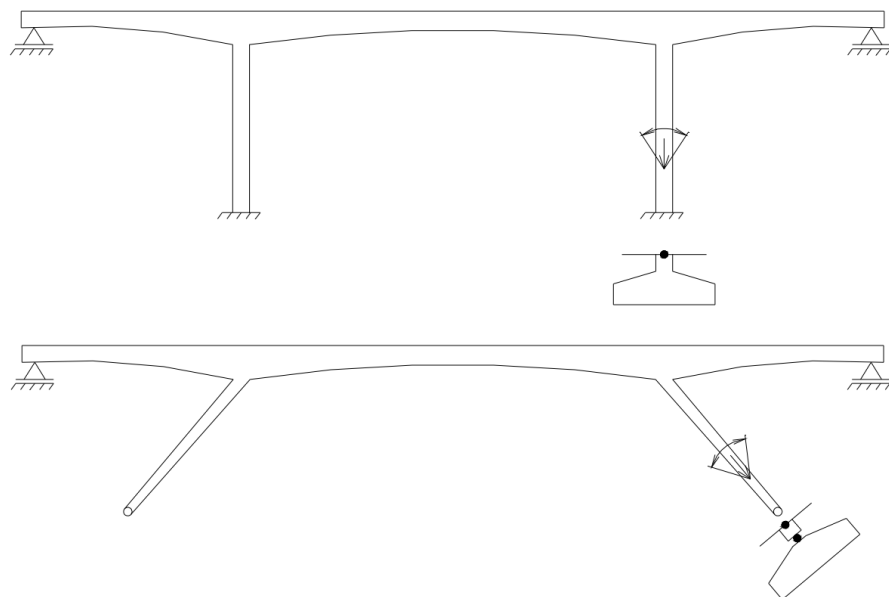


Figura 35 – Ponte em pórtico.

2.7 Pontes em arco

A forma do arco deve se aproximar da curva funicular (linha de pressões) ao carregamento do peso próprio de maneira a obter somente esforços normais de compressão, podendo ser de concreto, treliças metálicas ou eventualmente mistas (concreto e aço)

Por serem elementos rígidos, os arcos são solicitados a flexão para as cargas móveis, diferentemente dos cabos que se ajustam ao carregamento aplicado, observar que a ponte pênsil se aproxima de um arco invertido.

Para que esta condição seja garantida é fundamental que as vinculações, junto à base do arco, equilibrem o empuxo “H” decorrente do carregamento “p” aplicado. $H = (pl^2/8)/h$.

Este equilíbrio é dado pela fundação, em caso de arcos abaixo do nível do tabuleiro:

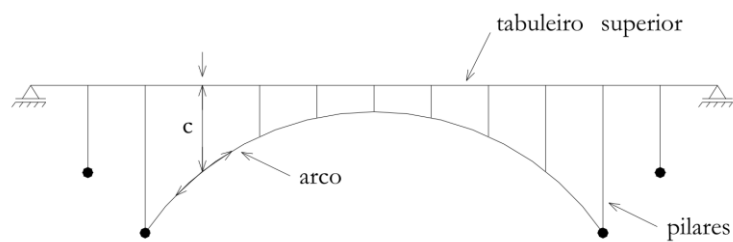


Figura 36 – Pontes em arco.

E pelo próprio tabuleiro em caso de arcos invertidos, acima do tabuleiro.

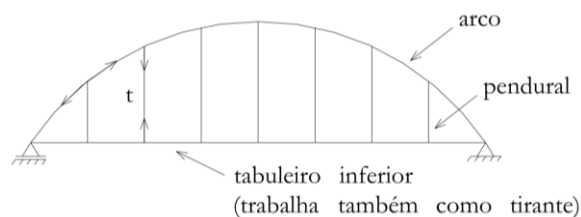


Figura 37 – Pontes em arco invertido.

2.8 Pontes suspensas por cabos

2.8.1 Pontes pênséis

Nas pontes pênséis o tabuleiro é sustentado por tirantes verticais que são ancorados em um cabo principal. Como o cabo não tem rigidez a flexão, a sua forma se ajusta ao carregamento aplicado até atingir a forma funicular do carregamento considerado, portanto sendo fundamental uma análise não linear no modelo de cálculo. Nomenclatura adotada para os elementos principais está na Figura 38.

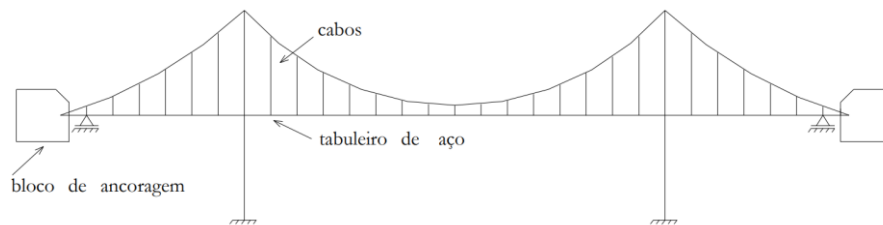


Figura 38 – Elementos de uma ponte pênsil.

Ponte pênsil com toda a extensão em tabuleiro suspenso, permitindo esforços menores no bloco de ancoragem, conforme Figura 39.

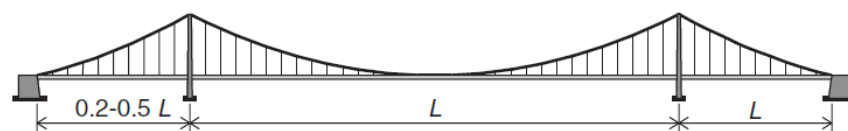


Figura 39 – Ponte pênsil com todo tabuleiro suspenso por cabos

Ponte Pênsil, com suspensão somente do vão principal, tendo os acessos em solução convencionais. Nesta condição o equilíbrio do vão central fica garantido somente pelos blocos de ancoragem, conforme Figura 40.



Figura 40 – Ponte pênsil com vão central suspenso por cabos.

O equilíbrio interno do bloco de ancoragem pode ser visto na Figura 41.

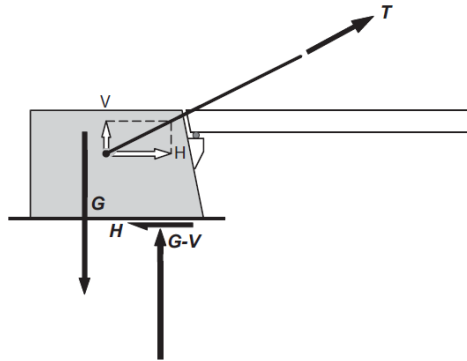


Figura 41 – Equilíbrio do bloco de ancoragem em uma ponte pênsil.

Para esse sistema longitudinal as seções transversais para os tabuleiros são:

1. Seção aberta em treliças metálicas:

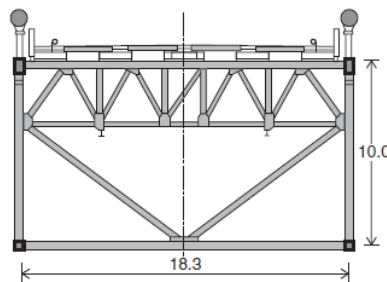


Figura 42 – Tabuleiro com seção aberta em treliças metálicas.

2. Seção fechada em caixão metálico ortotrópico: Essa solução apresenta excelente desempenho aerodinâmico.

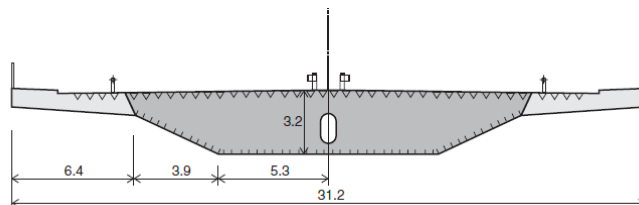


Figura 43 – Tabuleiro com seção caixão fechada.

Alguns detalhes de fixação dos tirantes no cabo principal podem ser vistos na Figura 44.

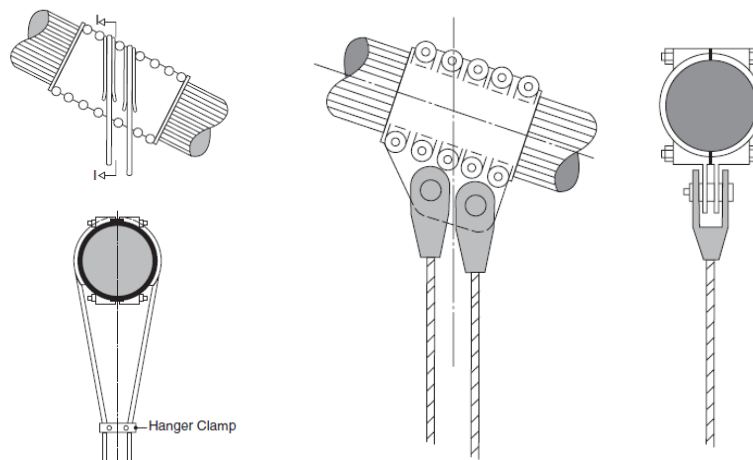


Figura 44 – Fixação dos tirantes no cabo principal.

2.8.2 Pontes estaiadas

Nas pontes estaiadas a sustentação do tabuleiro se dá através de cabos (estais) inclinados, diferentes das pontes pênséis.

O estais inclinados ao dar sustentação ao tabuleiro, geram significativas cargas horizontais em cada ponto de ancoragem junto ao tabuleiro, sendo importante a consideração dos efeitos de 2ª ordem geradas pelas forças normais aplicadas no tabuleiro. A nomenclatura adotada para os elementos estruturais pode ser vista na Figura 45.

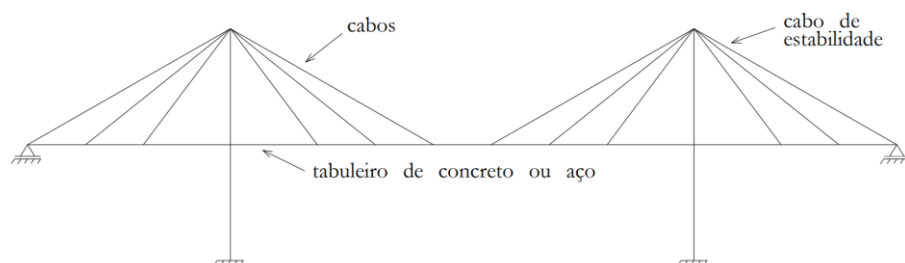


Figura 45 – Elementos de uma ponte estaiada.

As pontes estaiadas podem ser classificadas segundo a disposição longitudinal dos cabos. Os tipos são:

- a) Disposição dos estais em leque.

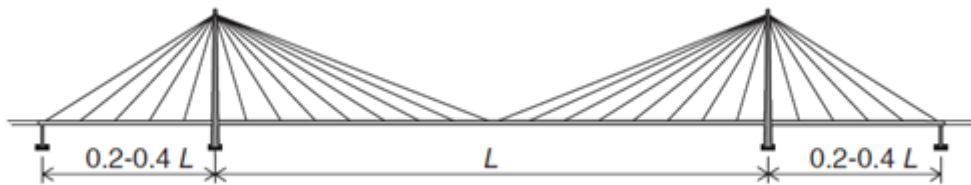


Figura 46 – Disposição longitudinal dos estais em leque.

- b) Disposição dos estais em semi-harpa, solução mais usual.



Figura 47 – Disposição longitudinal dos estais em semi-harpa (ou semi-leque).

- c) Disposição dos estais em harpa.

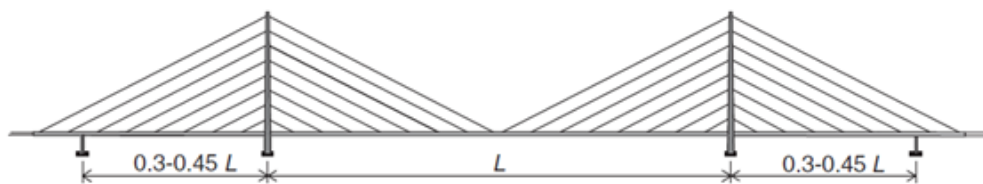


Figura 48 – Disposição longitudinal dos estais em harpa.

Em relação a disposição transversal dos estais, os dois tipos mais usuais são:

- a) Plano duplo de estaiamento: A seção transversal do tabuleiro pode ser aberta ou fechada, além disso, a solução com longarinas e transversinas funciona bem nessas condições.

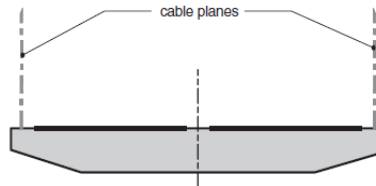


Figura 49 – Seção transversal com dois planos de cabos.

- b) Plano único central de estaiamento: A seção transversal do tabuleiro tem que ser necessariamente celular, para resistir aos esforços de torção decorrentes de um carregamento móvel desequilibrado.

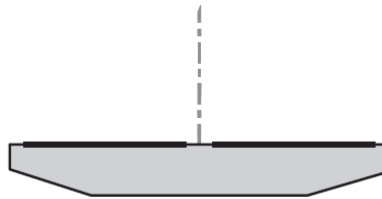


Figura 50 – Seção transversal com um único plano de cabos.

3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

3.1 Obras cimbradas

3.1.1 Viabilidade das obras cimbradas

A solução de obras cimbradas se viabiliza quando:

- a) As interferências sob a projeção da obra ainda viabilizam a montagem das torres metálicas de escoramento, problema típico das obras urbanas.
- b) Nos casos de cruzamentos com vias inferiores, quando houver gabarito vertical suficiente, é possível utilizar treliças horizontais ou transições com conjunto de perfis (solução adequada para vãos menores) apoiadas nas torres metálicas. As treliças têm altura em torno de 2,00m, fato que exige gabarito vertical superior a 7,50 m para manter livre o mínimo de 5,50m.
- c) Verificar as condições de fundação das torres, observar que no caso de obras contínuas o escoramento não pode sofrer recalques significativos. Em alguns casos as torres necessitam de fundações profundas. Observar que nos casos de tráfego no entorno durante a execução, a vibração introduzida da origem a ações de inércia as quais podem causar patologias no concreto ainda com baixa resistência.

3.1.2 Cuidados a serem adotados na execução

- a) Executar as juntas de concretagem das vigas longarinas nos vigésimos do vão, onde momento fletor de peso próprio é praticamente nulo. As juntas devem ter inclinação de 1:10 (evitar juntas verticais) e devem ser picoteadas até a exposição da brita e umedecidas antes da sequência de concretagem.
- b) Executar o descimbre simultaneamente em todos os vãos, do meio do vão com direção aos apoios. Observar que nas obras protendidas, a protensão já alivia o escoramento, auxiliando na operação.
- c) É conveniente executar guarda rodas e pavimento somente após o descimbre com o objetivo de reduzir a carga total no mesmo durante a execução.



Figura 51 – Escoramento tubular



Figura 52 – Treliça horizontal de cimbramento

3.2 Vigas pré-moldadas lançadas com treliça ou guindaste

As obras executadas com vigas pré-moldadas lançadas com guindaste ou treliça lançadeira representam a grande maioria das obras bi-apoiadas com vão até 45,00 m.

3.2.1 Aspectos relativos ao método construtivo

- a) As treliças lançadeiras têm capacidade para vãos até 45,00 m e peso de viga não superior a 1050,00kN. Em condições favoráveis de acesso, incluindo distância do canteiro ao local de montagem, podem lançar até 4 vigas/dia.
- b) Podem operar com rampa longitudinal de 6%.
- c) É preferível que a mesa superior não seja maior que 1,20 m para se encaixar entre os dois módulos da treliça.
- d) As juntas entre pré-moldados e moldado “in loco” (p. ex. pré-laje e capa), devem ser picoteadas e úmidas antes da concretagem “in loco”.



Figura 53 – Vista lateral durante o lançamento



Figura 54 – Vista inferior do conjunto da treliça



Figura 55 – Treliça posicionada para lançamento. Observar na parte superior uma ponte das duas pontes rolantes que transportam a viga.



Figura 56 – Viga sendo posicionada na travessa de apoio. Observar o contraventamento após posicionamento.

Observa-se que as vigas devem ser lançadas transversalmente em cada vão simetricamente e longitudinalmente também. Em resumo, ao lançar as vigas extremas em um vão, devem ser lançadas as extremas do próximo vão antes de se lançar as centrais do vão anterior. O objetivo é reduzir excentricidades longitudinal e transversal nos pilares.

3.2.2 Concepção transversal

A seção transversal pode ser concebida com vigas moldadas de 2,00 a 3,00 m de modo a reduzir a altura da pré-laje que seve de formas para a fase “in loco” como também se incorpora a altura resistente da laje e da mesa de compressão. Porém, é importante comentar que o espaçamento das vigas pode ser diferente do recomendado em casos ontem for necessário, seja por norma específica ou por uma particularidade da obra. Observar que a distância entre longarinas deve preferencialmente ser menor ou igual a largura de colaboração para melhorar o desempenho do conjunto na ruptura.

As vigas pré-moldadas apresentam as seguintes dimensões (dados de referência para pré-dimensionamento):

- a) Altura total (incluindo a laje) nas obras protendidas de um dezesseis avos do vão, valor a ser calibrado em função da distância transversal entre vigas.

- b) Recomenda-se que a largura da mesa superior seja menor ou igual a 1,20 m. Afim de melhorar o controle para instabilidade lateral (aumentar o momento de inércia com relação ao eixo vertical) nas operações de transporte e lançamento.
- c) Recomenda-se a largura da alma no vão mínima de 0,22 a 0,25 m para garantir cobertura das armaduras, concretagem adequada sem presença de vazios e passagem dos cabos de protensão. Nos apoios, em torno de 10 % do vão em cada extremidade, alma deve ser engrossada para reduzir a tensão de cisalhamento devido a cortante mais torção, facilitar o detalhamento e concretagem e montagem adequada do pino horizontal para transporte que deve estar acima do centro de gravidade da viga pré-moldada para que a tendência de rotação transversal seja reduzida.
- d) Mesa inferior, denominada usualmente de talão inferior, deve ter largura que permita alojamento dos cabos de protensão e das armaduras passivas, permitindo boas condições de concretagem e que a largura tenha contribuição significativa no momento de inércia com relação ao eixo vertical. Os valores usuais se situam 0,60 m para vãos até 30,00 m e 0,80 m para vãos até 45,00 m.

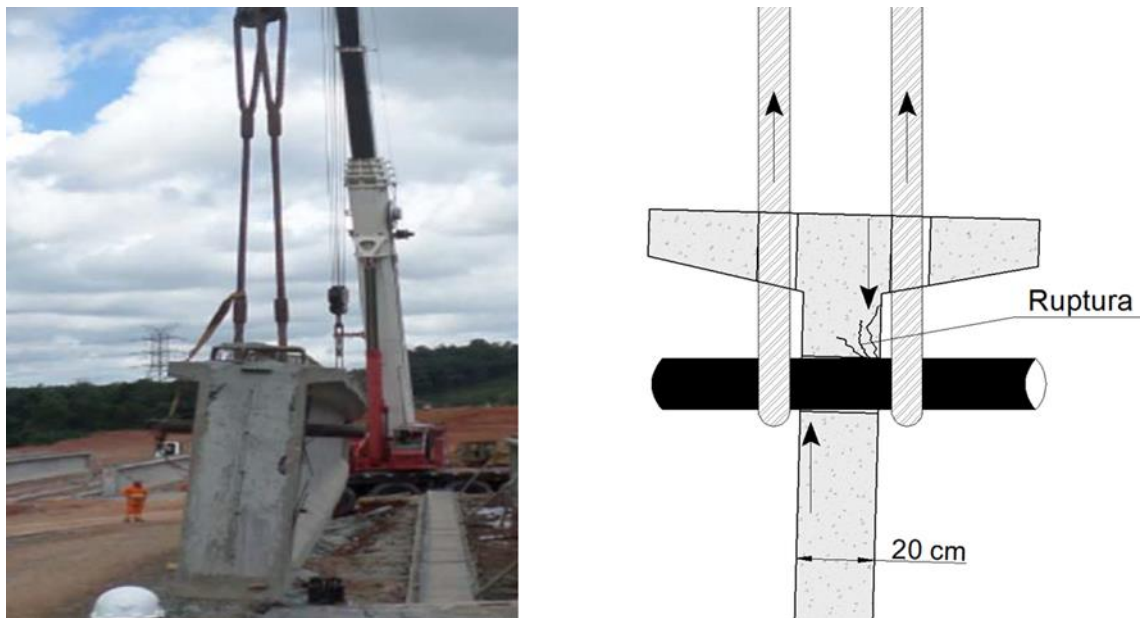


Figura 57 – Transporte com guindaste no canteiro, onde a viga apresenta rotação transversal, e suas consequência no transporte.

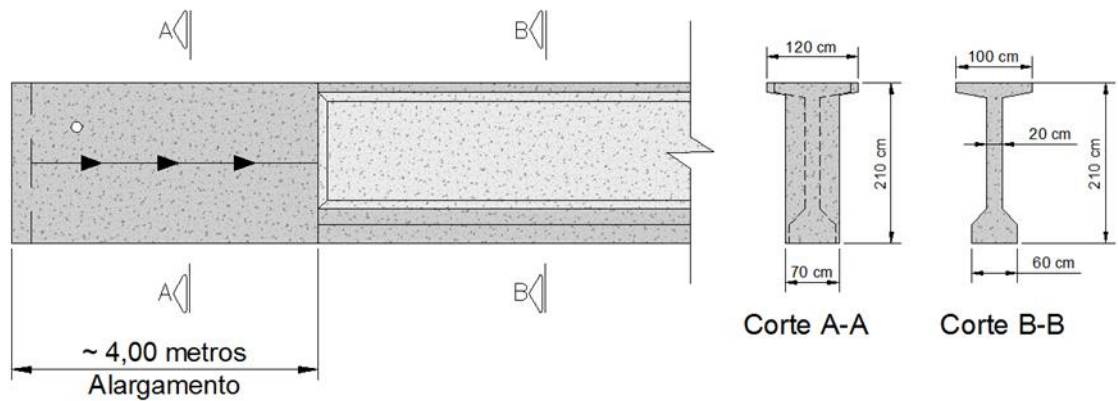


Figura 58 – Vista longitudinal de viga mostrando o trecho de engrossamento da alma e seções transversais.

3.2.3 Aspectos relativos ao lançamento dos cabos de protensão

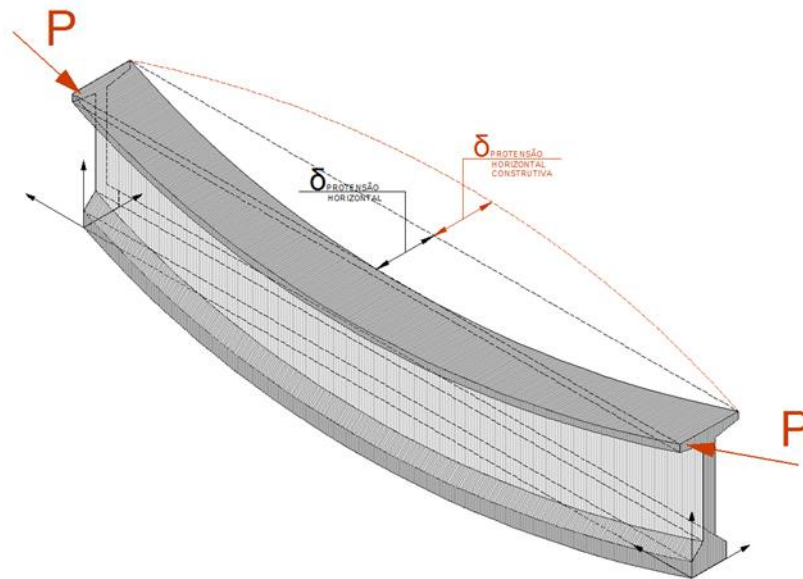


Figura 59 – Campo de deslocamentos transversal devido a cabos não localados simetricamente na seção transversal.

- a) Os cabos de protensão resultantes dos dimensionamentos devem caber todos na altura da viga pré-moldada uma vez que todos são protendidos no canteiro. É viável definir um número de cabos que atenda a está requisito alterando o número e/ou diâmetro das cordoalhas por cabo. Observar que as dimensões da placa de ancoragem na definição do espaçamento vertical dos cabos na saída são dadas de referência do fornecedor.

- b) Na seção transversal, os cabos devem dispostos simetricamente para evitar momentos transversais de flexão no plano de menor rigidez da viga (Figura 59).
- c) Longitudinalmente os cabos devem ser posicionados acompanhando o diagrama de momentos fletores (quando a peça for protendida com pós-tensão), sendo que o campo de tensões deve ser verificado a seguir em pelo menos 10 seções do vão para verificar os limites de Norma. A verificação do estado limite último também deve ser a mesma metodologia, lembrando que esta verificação é condicionante. As verificações devem ser feitas na fase de canteiro somente com a viga pré-moldada e na fase final com a laje já executada. Observar que todos os cabos são protendidos quando da conclusão da viga pré-moldada.



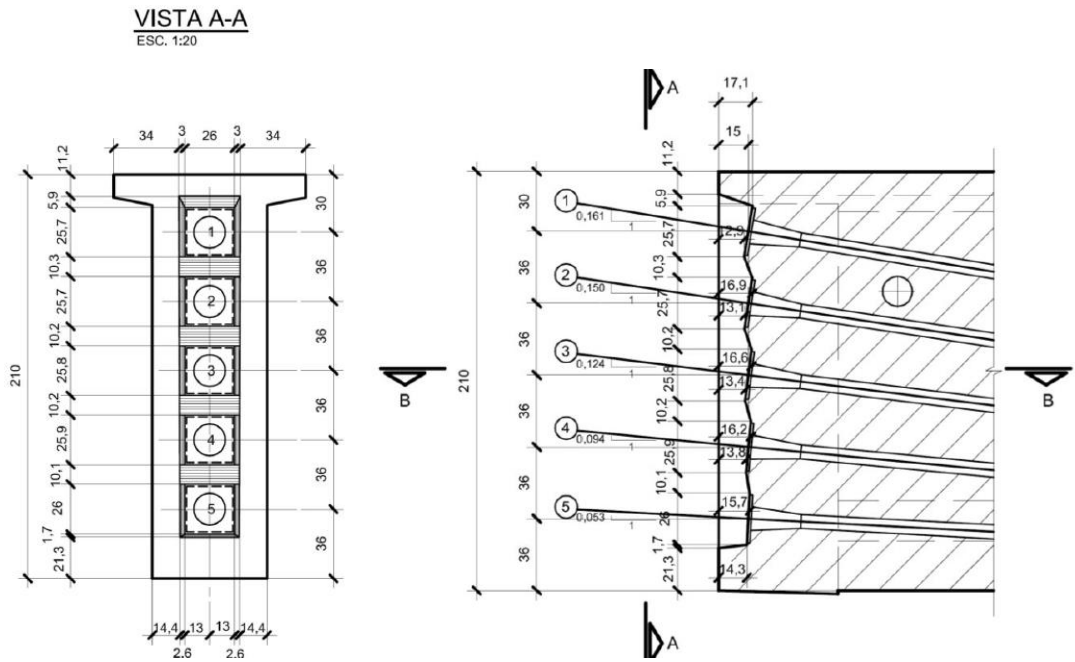


Figura 60 – Montagem dos cabos na cabeça da viga e seu respectivo detalhe construtivo.

ANCORAGENS ATIVAS

NICHOS PARA ANCORAGENS MTAI

DIM.	4 x 15	7 x 15	9 x 15	12 x 15	15 x 15	19 x 15	23 x 15	27 x 15	37 x 15
Auk mm	130	180	200	220	250	280	300	328	400
Buk mm	170	200	220	240	270	300	320	345	420
C mm	300	300	300	320	320	320	328	328	335
D mm	50	50	50	55	55	55	20	20	20

DISTÂNCIA ENTRE CENTROS E BORDAS DE ANCORAGENS MTAI

x - Distância mínima entre os centros (mm)				y - Distância mínima do centro à borda (mm)					
Tipo	fck min (MPa)	23	33	43	Tipo	fck min (MPa)	23	33	43
AA 15,2 MTAI 04	250	205	180		AA 15,2 MTAI 04	135	110	105	
AA 15,2 MTAI 07	330	275	240		AA 15,2 MTAI 07	175	150	135	
AA 15,2 MTAI 09	370	310	270		AA 15,2 MTAI 09	210	180	180	
AA 15,2 MTAI 13	430	360	315		AA 15,2 MTAI 13	240	200	180	
AA 15,2 MTAI 15	480	400	350		AA 15,2 MTAI 15	265	230	205	
AA 15,2 MTAI 19	540	450	395		AA 15,2 MTAI 19	290	250	225	
AA 15,2 MTAI 23	580	485	435		AA 15,2 MTAI 23*	325	270	245	
AA 15,2 MTAI 27*	630	540	470		AA 15,2 MTAI 27*	360	310	270	
AA 15,2 MTAI 31*	700	601	550		AA 15,2 MTAI 31*	380	320	285	
AA 15,2 MTAI 37*	770	665	600		AA 15,2 MTAI 37*	420	350	310	

* Fornecimento sob consulta. Dimensões sujeitas a modificações.

ANCORAGENS DE EMENDAS

TIPO MTG

Ancoragem de emenda utilizada para protensão aderente, na necessidade de continuidade de uma estrutura, sejam lajes, vigas de pontes, viadutos, etc.

Tipo	A mm	B mm	Ø C mm	D mm	E mm	12,7mm	15,2mm
AE 15,2 MTG 04	127	403	-	180	180	-	45
AE 15,2 MTG 07	165	330	120	100	180	90	45
AE 15,2 MTG 09	243	330	180	230	200	65	70
AE 15,2 MTG 13	264	468	180	380	230	70	80
AE 15,2 MTG 15	305	530	208	380	250	80	85
AE 15,2 MTG 19	305	655	225	418	280	90	95
AE 15,2 MTG 23*	320	450	240	475	300	-	100
AE 15,2 MTG 27*	340	480	250	475	325	-	110
AE 15,2 MTG 37*	400	530	340	575	400	-	130

* Fornecimento sob consulta. Dimensões sujeitas a modificações.

TIPO UC

Ancoragem de emenda utilizada para protensão aderente, na necessidade de continuidade de uma estrutura, sejam lajes, vigas de pontes, viadutos, etc.

Tipo	Dimensões	A mm	B mm	C mm
AP 13,7 UC 02		65	305 x 135	100
AP 13,7 UC 04		65	115 x 235	100
AP 15,2 UC 02		65	120 x 255	100
AP 15,2 UC 04		65	130 x 255	100

Dimensões sujeitas a modificações.

Figura 61 – Representação de ancoragens

3.3 Obras executadas em balanços sucessivos (ou consolos sucessivos)

O método se aplica economicamente para vãos a partir de 60,00m até o limite superior de 300,00m. A solução é aplicada em locais onde não se viabiliza o uso de escoramento devido a obstáculos locais (rios, vias inferiores etc.) e tem por sequência as seguintes fases:

- a) Execução de fundações, blocos e pilares.
- b) Execução da aduela de disparo (partida), na cabeça do pilar, local que será o local para apoio das treliças superiores de cimbramento. As aduelas têm comprimentos unitários entre 5,00 e 7,00 m. A aduela de disparo pode ser monolítica com o pilar quando a rigidez a flexão do pilar for baixa com relação a superestrutura (p.ex. pilares altos), caso contrário a conexão deve ser articulada com uso de aparelhos de apoio, de modo geral, metálicos.
- c) Execução dos pilares provisórios sob a aduela de disparo, elementos que atuarão como braço de alavanca para eventual desequilíbrio durante o movimento das treliças e cargas permanentes não totalmente simétricas. Procedimento indispensável quando do uso de aparelhos de apoio.
- d) A partir daí, as aduelas são executadas simetricamente, com a protensão dos cabos necessários da fase de avanço.
- e) O processo prossegue até execução da aduela de fecho no meio do vão. Os cabos positivos somente são protendidos após o fechamento e antes da execução do pavimento e guarda rodas, cargas permanentes que já atuam na viga contínua.



Figura 62 – Fases do método construtivo

3.3.1 Aspectos associados a concepção longitudinal

- a) Com o objetivo de evitar reações de tração nos apoios extremos, a modulação de vãos deve estar próxima de $0,7 : 1,00 : 0,70$ nas obras com 3 vãos, no caso de obras com múltiplos vãos, somente os vãos extremos devem ser reduzidos para a relação $0,7$. Nesta concepção, o trecho junto aos encontros deve ser executado cimbrado nos casos de obras com 3 vãos.
- b) Usualmente nas obras moldadas “in loco”, se concebe seção de altura variável para acompanhar o campo de momentos na fase construtiva, com redução da protensão necessária. O trecho de altura variável é da ordem de 20 % do vão central
- c) O método também se aplica a obra curvas.
- d) As obras podem ser executadas com duplo disparo (os dois adjacentes com execução simultânea), ou, quando viável a execução de um vão cimbrado, com simples disparo)
- e) Durante a execução, as aduelas devem ser simetricamente executadas com contra flecha de modo que o tabuleiro fique praticamente horizontal quando da execução da aduela de fecho.



Figura 63 – Obra curva em execução, observar o desequilíbrio dos pilares.



Figura 64 – Obra próxima do fechamento, observar o nivelamento dos lados.

3.3.2 Aspectos relativos ao campo de momentos fletores

3.3.2.1 Cargas permanentes

Durante a fase construtiva, o sistema estrutural é o de viga em balanço, com o campo de deslocamentos associado. A fase executiva de modo geral consome um período relativamente pequeno com relação ao tempo de estabilização dos deslocamentos por fluência do concreto, ou seja, após a ligação, parte dos deslocamentos irão ocorrer na viga contínua, com a consequente migração de momentos para o positivo.

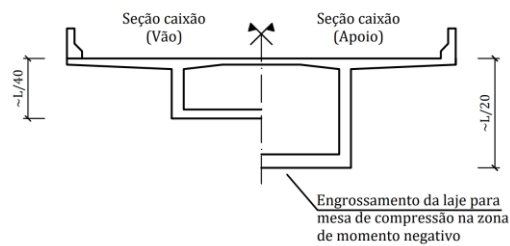


Figura 65 – Típica seção para obras em balanços sucessivos.

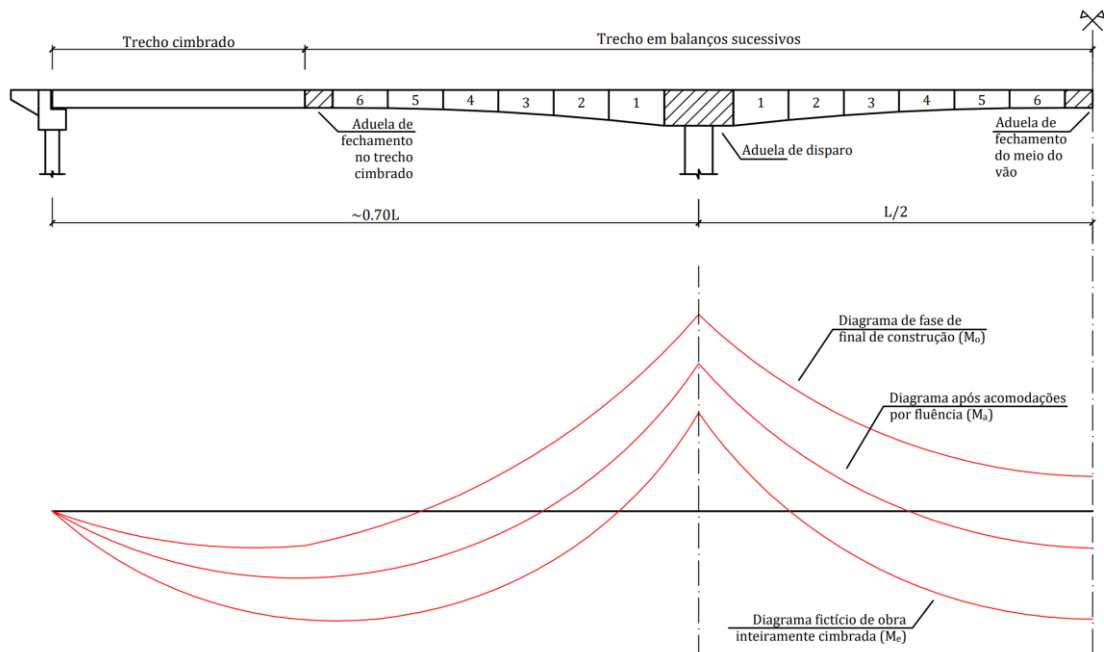


Figura 66 – Exemplo da variação do diagrama de momento fletor devido as fases construtivas.

O diagrama de fase final de construção se resulta da superposição dos diagramas de momentos fletores da fase final da execução dos balanços do trecho em BS (balanços sucessivos) com o diagrama dos carregamentos apenas do trecho cimbrado, conforme é representado na imagem abaixo.

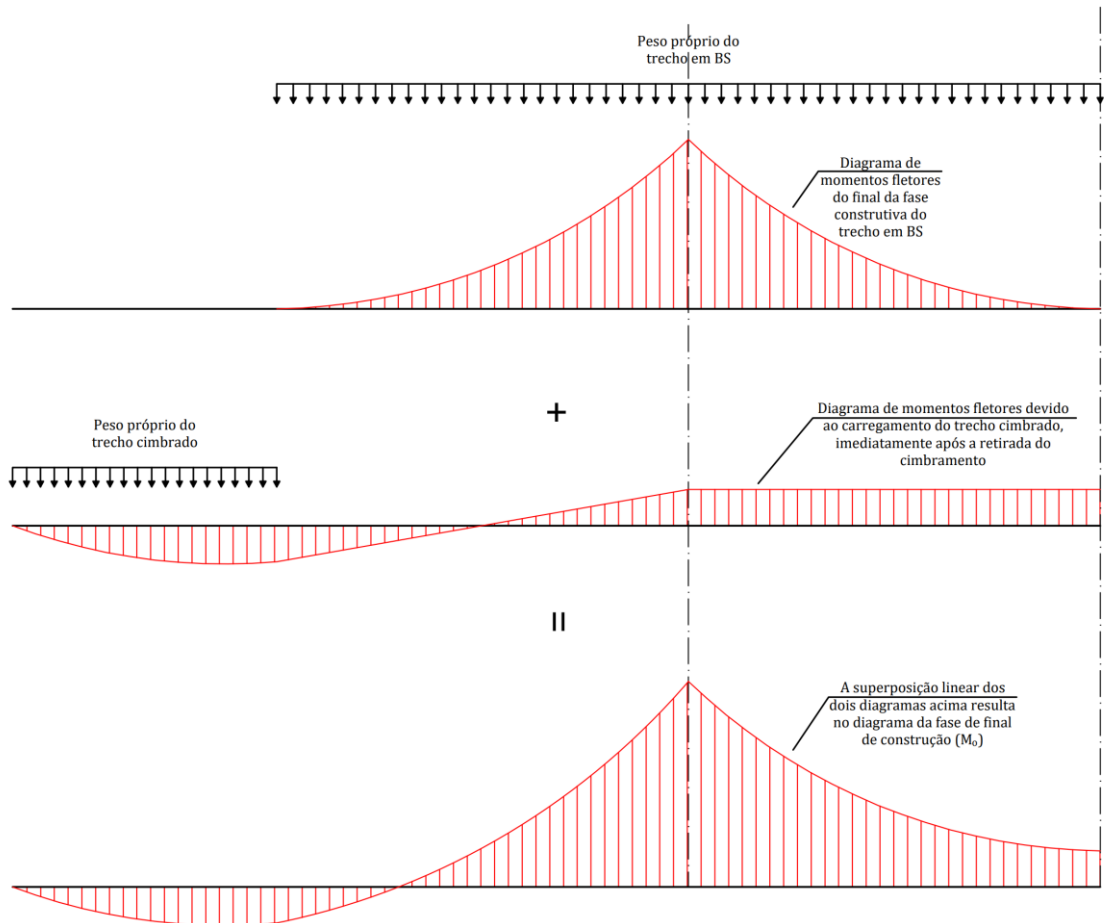


Figura 67 – Diagrama de momento fletor de fase final de construção.

A acomodação por fluência corresponde a alteração do campo de momentos fletores, sempre mantendo o equilíbrio, devido a mudança de vinculação durante o processo de execução. Nas obras em consolos sucessivos, até a execução da aduela de fecho, o sistema estrutural é o de vigas engastadas nos pilares, depois passa a ser de viga contínua.

Após a execução da aduela de fechamento, para a carga permanente continua a aumentar o campo de deslocamentos na viga contínua uma vez que o módulo de elasticidade do concreto continua diminuindo até concluir o processo de fluência, o que corresponde ao rearranjo do diagrama de momentos fletores.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{E(t)I} \quad (3.1)$$

$$E(t) = \frac{E_{0.28}}{1 + \varphi(t)} \quad (3.2)$$

Em que $\varphi(t)$ é o fator de fluência.

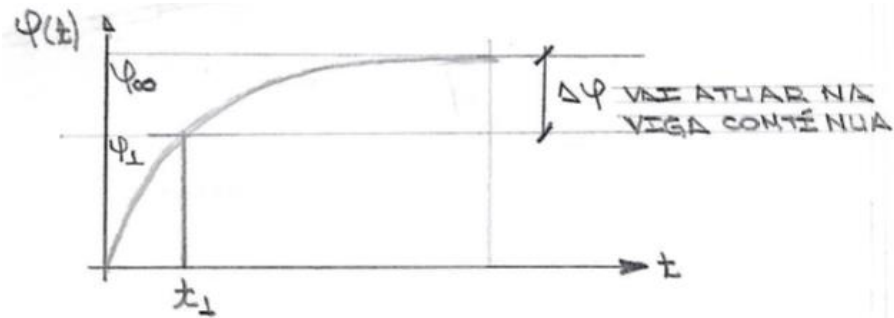


Figura 68 – Diagrama de fluência em função do tempo.

$\Delta\varphi = \varphi(\infty) - \varphi(1) \rightarrow$ Vai atuar na viga contínua.

$t_1 =$ idade da execução da aduela de fechamento (ou aduela de fecho).

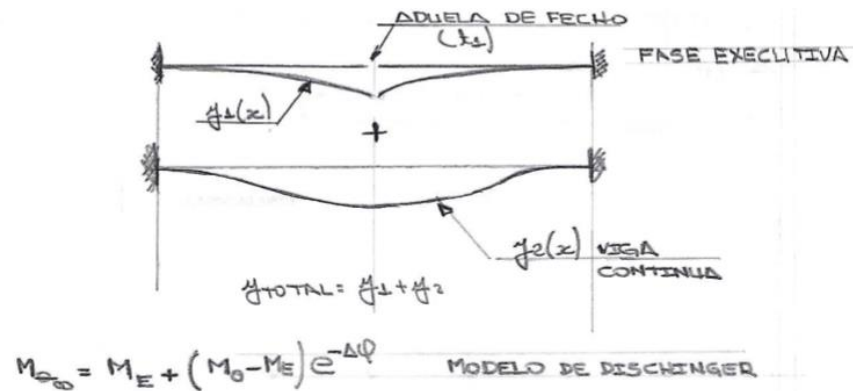


Figura 69 – Modelo de Dischinger.

EXEMPLO: Determinar para uma obra executada com dois vãos pré-moldados com posterior ligação no apoio central para dar continuidade.

$$g = 150,00\text{kN/m}; \varphi(1) = 0,3; \varphi(\infty) = 2,2$$



Figura 70 – Duplo disparo.



Figura 71 – Disparo simples com engaste na fundação.

3.3.2.2 Cargas variáveis

Para as cargas variáveis (veículos), o modelo estático é o de viga contínua. Os diagramas envoltórios devem ser obtidos considerando as seguintes situações:

- a) Final de construção, ainda não se início o processo de acomodação por fluência na viga contínua, situação em que o campo de momentos é mais desfavorável para o negativo, ou seja, para o peso próprio o modelo estático da viga em

balanço com o negativo de maior módulo para as cargas variáveis na viga contínua.

- b) Após acomodação por fluência, a situação é mais desfavorável para o campo positivo de momentos, peso próprio com o positivo resultante da análise por Dischinger, mais o maior módulo do positivo para as cargas variáveis na viga contínua.
- c) No caso de aduelas pré-moldadas, elas são projetadas com dentes de cisalhamento nas almas e moldadas umas contra as outras para garantir o encaixe na montagem. Nesta solução, as obras são projetadas com protensão completa para evitar tração nas juntas.

3.4 Obras executadas em lançamentos progressivos

O método se aplica economicamente para vãos até da ordem de 50,00m para obras em viga contínua.

Consiste na execução de toda a obra em canteiro montado junto a um dos encontros da obra, onde a cada módulo é da ordem de 15,00 a 25,00 m, sendo a obra em seguida tracionada na direção do vão. Na extremidade frontal da obra é montada uma treliça metálica ou viga de alma cheia com comprimento da ordem de 60% do vão com o objetivo de reduzir o módulo do momento negativo durante a fase lançamento.

O canteiro deve ter suas fundações, quando diretas, em solo consistente para evitar recalques que afetam o nivelamento no lançamento, ou, fundações estaqueadas.

Com o mesmo objetivo, os pilares devem estar totalmente nivelados.

A obra é deslocada sobre aparelhos de apoio provisórios, sendo que sobre um elemento metálico revestido por aço inox fixado nos pilares correm aparelhos de apoio de neoprene revestidos com teflon na face em contato com o inox (coeficiente de atrito muito baixo da ordem de 0.04), até deslocar totalmente um módulo e liberar o canteiro para a próxima fase.



Figura 72 – Ponte Gênesis II – “Telefone” sobre o apoio provisório.

Os módulos são protendidos entre si com cabos retos (protensão centrada), uma vez que durante a fase de lançamento as seções passam por momentos positivos e negativos.

Com o objetivo de reduzir o consumo de protensão nesta fase, a altura da estrutura deve ser assumida $1/15$ do vão, observar que em obras contínuas cimbradas com seção celular, assume-se $1/20$ do vão.



Figura 73 – Lançamentos progressivos – Sistema de tração na ponte do Tamarindo, em Blumenau.



Ancoragem do sistema de tração

Figura 74 – Lançamentos progressivos – Ancoragem do sistema de tração.

Na figura a seguir, observar os perfis na face inferior da laje para ancoragem do sistema de tração. O sistema de tração é projetado para uma força da ordem de 5% do peso próprio total da superestrutura.



Figura 75 – Lançamentos progressivos – Exemplos de bico metálico: Ponte do Tamarindo com vigas de alma cheia.

Após concluído o lançamento, a treliça de bico deve ser desmontada, os aparelhos de apoio provisórios substituídos pelos definitivos e os cabos complementares para suprir a envoltória de momentos fletores, protendidos (cabos curvos).

3.5 Pontes estaiadas

As pontes estaiadas são construídas pela mesma metodologia de consolos sucessivos com aduelas da ordem de 5,00 a 7,00 m.

Os estais são executados de modo geral por aduela e cada avanço, uma ou mais aduelas, todos os estais são reprotendidos para controle de flechas, sendo que na montagem da aduela de fechamento, o tabuleiro deve estar com seu greide final.



Figura 76 – Exemplo de construção de ponte estaiada.