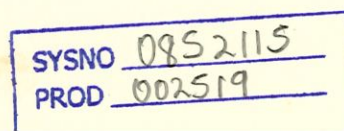


PONTES DE CONCRETO
NOTAS DE AULA - FASCÍCULO 7
APOIO DAS PONTES

CONTEÚDO

1- INTRODUÇÃO.....	1
2- APARELHOS DE APOIO.....	2
2.1- Preliminares.....	2
2.2- Aparelhos de apoio metálicos.....	3
2.3- Aparelhos de apoio de concreto.....	5
2.4- Aparelhos de apoio de neoprene.....	7
3- ENCONTROS E PILARES.....	10
4- FUNDAÇÕES.....	14
4.1- Preliminares.....	14
4.2- Fundação direta.....	14
4.3- Estacas.....	15
4.4- Tubulões.....	16
4.5- Especiais.....	18
5- DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS APOIOS.....	20
5.1- Preliminares.....	20
5.2- Constantes elásticas dos apoios.....	20
5.3- Pontes de tabuleiro reto ortogonal contínuo.....	24
5.4- Pontes de tabuleiro reto ortogonal descontínuo.....	29
6- DIMENSIONAMENTO DE APARELHOS DE APOIO DE NEOPRENE.....	35
6.1- Preliminares.....	35
6.2- Pré-dimensionamento.....	35
6.3- Verificações.....	36
BIBLIOGRAFIA.....	40

0852115



PONTES DE CONCRETO

NOTAS DE AULA - FASCÍCULO 7

APOIO DAS PONTES

1- INTRODUÇÃO

No Fascículo 1 foi visto que sob o aspecto estrutural, as pontes usuais podem ser divididas em três elementos: superestrutura, aparelho de apoio, e infraestrutura. O termo "apoio das pontes", título do presente Fascículo, será utilizado para designar o conjunto formado pelo aparelho de apoio e pela infraestrutura.

Repetindo as definições já apresentadas no Fascículo 1:

- 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, por seu turno, pode ser subdividida em dois elementos: os suportes e as fundações; os suportes podem ser de dois tipos: pilares e encontros; denomina-se encontro, o pilar que situado na extremidade da ponte, na transição entre a ponte e o aterro da via, tem a finalidade complementar de arrimar o solo do aterro.

A divisão nos três elementos, superestrutura, aparelho de apoio, e infraestrutura, pode não estar presente em certos tipos de pontes. Por exemplo uma ponte em pórtico biengastado terá a superestrutura do pórtico e a infraestrutura constituída apenas pela fundação, não apresentando o aparelho de apoio e nem o suporte.

2- APARELHOS DE APOIO

2.1- Preliminares

Os aparelhos de apoio vinculam determinadas partes da superestrutura, permitindo ao mesmo tempo, os movimentos previstos no projeto, provocados pelos esforços, protensão, variação de temperatura, retração do concreto, etc, que modificam as dimensões dos elementos.

Nas estruturas de edifícios usuais, não se utilizam aparelhos de apoio, embora o cálculo dos esforços tenha sido feito com a hipótese de existirem articulações, separando os pórticos reais monolíticos em pilares e vigas. Esta simplificação de cálculo, criando articulações onde não existem, só é admissível em estruturas com vãos e carregamentos pequenos, onde os esforços secundários gerados pela ausência das articulações na estrutura real, podem ser desprezados.

Nas pontes e nas construções de grande porte, a estrutura deve funcionar, tanto quanto possível, de acordo com as hipóteses previstas no cálculo, sendo portanto necessária a utilização de aparelhos de apoio adequados nos locais onde o cálculo admitiu a possibilidade de ocorrerem movimentos.

Os movimentos podem ser de rotação e de translação, em função dos quais, os aparelhos de apoio podem ser classificados em três tipos: articulações fixas, articulações móveis e articulações elásticas.

As articulações fixas permitem apenas os movimentos de rotação, gerando reações vertical e horizontal no vínculo.

As articulações móveis permitem tanto a rotação como a translação, gerando no vínculo apenas a reação vertical. Na realidade, surge também a reação horizontal, por causa do atrito que não pode ser totalmente eliminado, mas nos casos usuais ela pode ser desprezada por ter valor relativamente pequeno.

As articulações elásticas permitem também os dois movimentos, a rotação e a translação, gerando porém reações vertical e horizontal, esta última, com valor que não pode ser desprezado, ao contrário das articulações móveis.

As articulações fixas e móveis podem ser metálicas (normalmente de aço), ou de concreto.

As articulações elásticas são constituídas de elastômero (borracha sintética), denominada comercialmente de neoprene.

2.2- Aparelhos de apoio metálicos

Os aparelhos de apoio metálicos podem ser obtidos combinando-se adequadamente chapas e roletes metálicos.

No caso das articulações fixas (Figura 2.1) as chapas possuem cavidades usinadas e lubrificadas onde se encaixa o rolete. Podem ser obtidas também combinando-se duas chapas metálicas, uma com a superfície plana e a outra com a superfície curva e convexa.

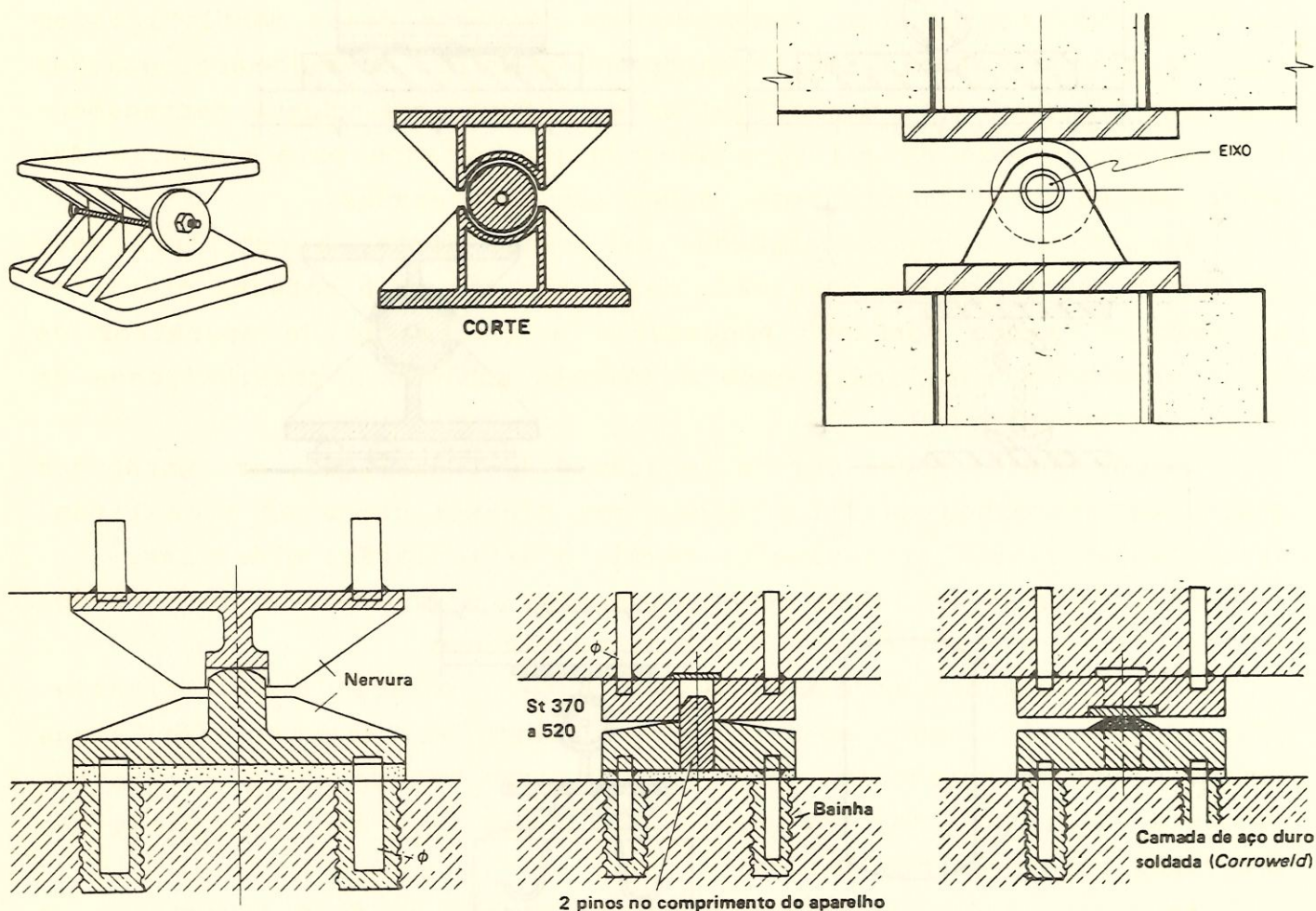


FIGURA 2.1

No caso das articulações móveis (Figura 2.2) um ou mais roletes ficam confinados entre chapas planas. Podem ser obtidas também com pêndulos, que nada mais são que os roletes sem as partes que não são necessárias.

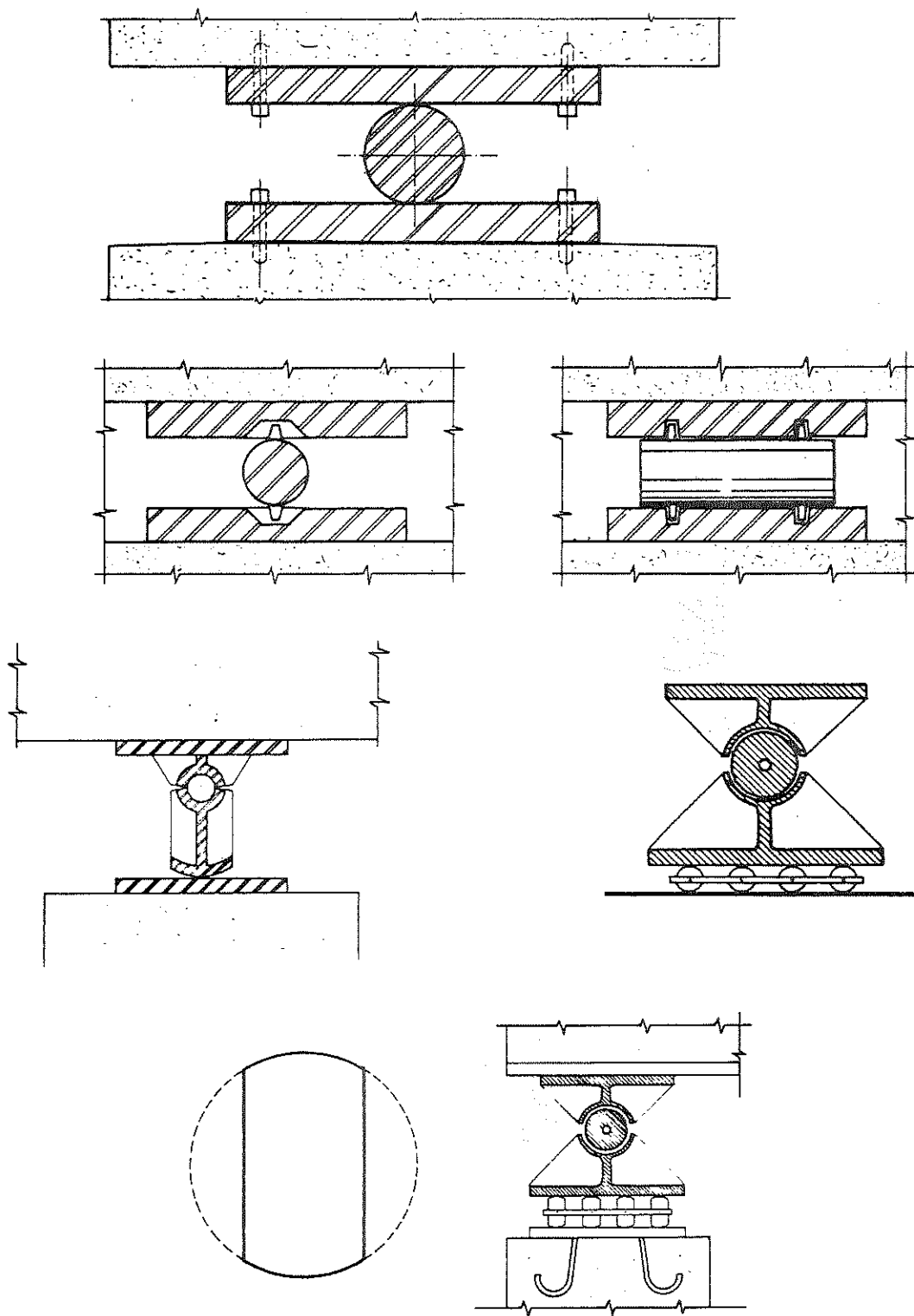


FIGURA 2.2

Os aparelhos de apoio metálicos exigem manutenção periódica, pois a sujeira e a corrosão do metal podem prejudicar o seu funcionamento correto.

2.3- Aparelhos de apoio de concreto

Os aparelhos de apoio de concreto são construídos junto com a própria estrutura, utilizando os mesmos materiais.

Os principais tipos são:

- articulação de contato de superfícies;
- articulação Mesnager;
- articulação Freyssinet;
- pêndulo de concreto.

Os três primeiros são articulações do tipo fixo, e o quarto é uma articulação do tipo móvel.

A articulação de contato de superfícies (Figura 2.3) é constituída por duas superfícies cilíndricas em contato: uma superfície é convexa, e a outra é côncava com raio de curvatura ligeiramente maior. As superfícies requerem um acabamento cuidadoso para que haja distribuição adequada das tensões; com essa finalidade, pode-se intercalar uma chapa delgada de chumbo de alguns milímetros de espessura, ou ainda revestir as superfícies com chapas finas de aço.

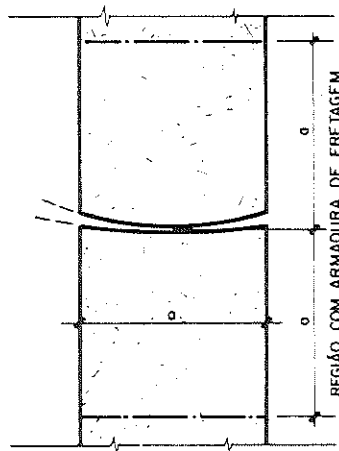


FIGURA 2.3

A articulação Mesnager (Figura 2.4) é obtida pelo estrangulamento da seção do elemento de concreto. O concreto do trecho estrangulado não é considerado como elemento resistente à reação transmitida pela articulação, e tem como única função proteger a armadura, que portanto deve estar dimensionada para resistir a toda a reação.

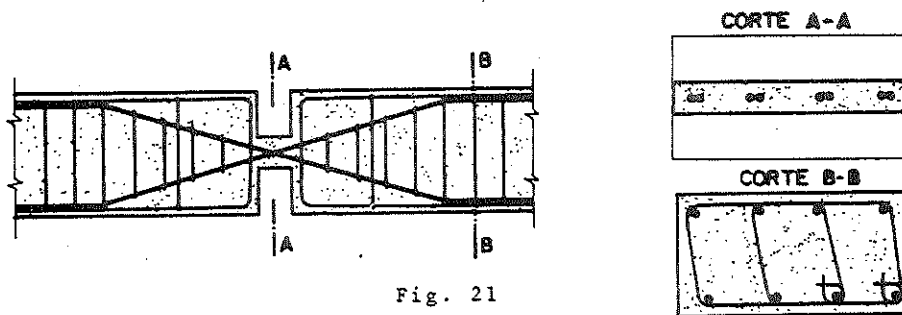


Fig. 21

FIGURA 2.4

A articulação Freyssinet (Figura 2.5) é obtida também pelo estrangulamento da seção do elemento de concreto, porém neste caso, a reação transmitida pela articulação é resistida apenas pelo concreto do trecho estrangulado. O princípio de funcionamento tem como base o fato de que o concreto do trecho estrangulado fica sujeito ao efeito de cintamento provocado pelo alargamento das seções vizinhas; cria-se um estado duplo de tensões favorável, que permite elevar o valor das tensões de compressão axial muito além da resistência do concreto à compressão simples. É recomendada a colocação de armadura na seção estrangulada quando a reação horizontal ultrapassa $1/8$ da reação vertical, ou quando existe a possibilidade de ocorrer reação negativa que causa tração no concreto.

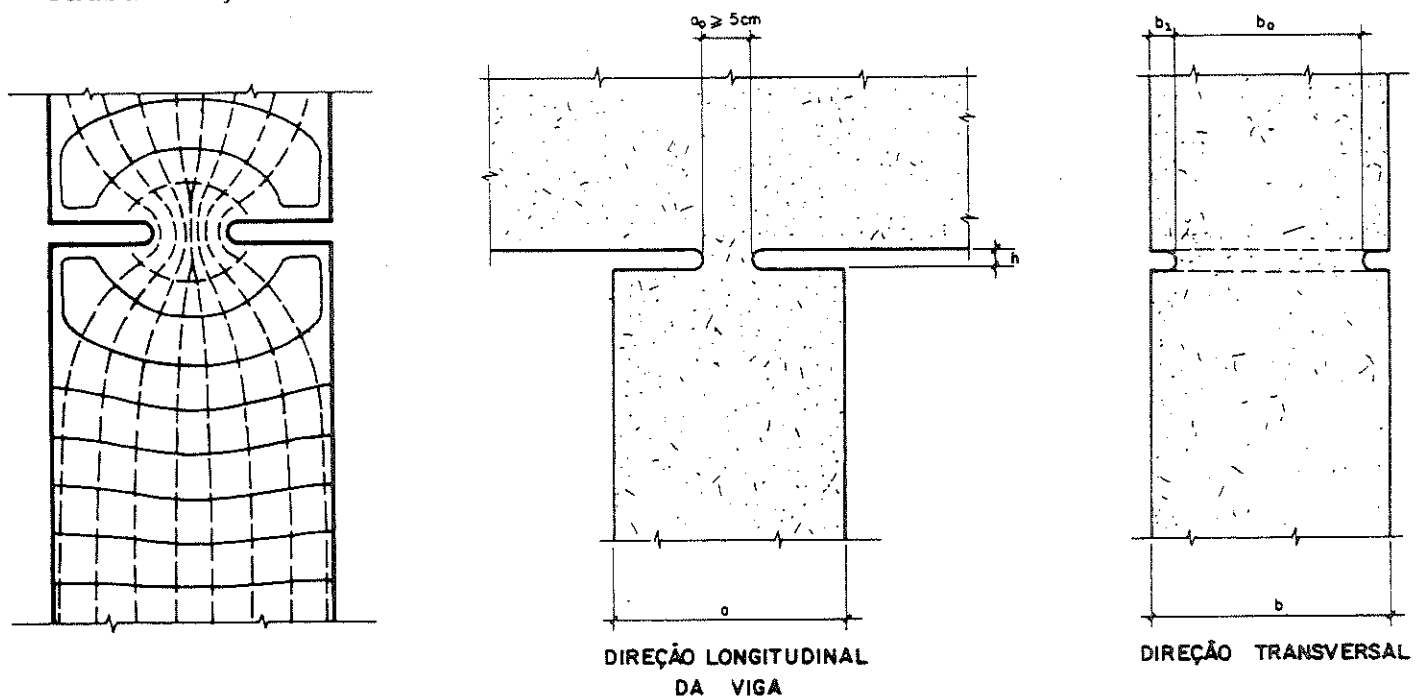


FIGURA 2.5

O pêndulo de concreto (Figura 2.6) é um elemento de concreto vinculado à superestrutura e à infraestrutura por meio de uma das três articulações descritas anteriormente, ou por meio de placas de chumbo ou de elastômero.

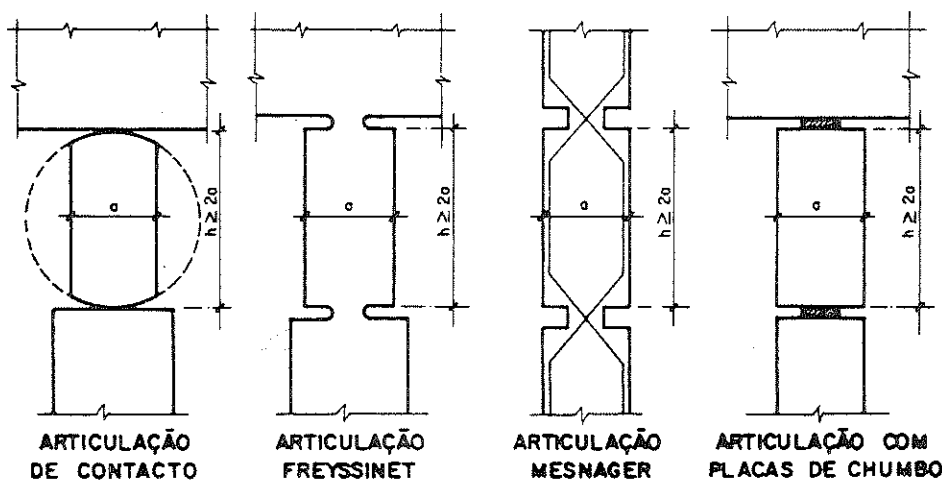


FIGURA 2.6

2.4- Aparelhos de apoio de neoprene

Neoprene é a denominação comercial de um elastômero (borracha sintética) à base de policloropreno, que tem como características:

- módulo de deformação transversal de valor muito baixo;
- módulo de deformação longitudinal, também de valor muito baixo;
- tensão normal de compressão de serviço com valor razoável, da ordem de grandeza dos concretos usuais;
- grande resistência às intempéries.

Intercalando-se placas de neoprene de pequena espessura entre a superestrutura e a infraestrutura, obtém-se as articulações elásticas, nas quais os movimentos de translação e de rotação são decorrentes respectivamente, da grande deformabilidade transversal e longitudinal do neoprene, que é consequência das duas primeiras características relacionadas.

A terceira característica, implica em placas de neoprene de dimensões compatíveis com as das estruturas de concreto.

A quarta característica, implica na dispensa de manutenção rigorosa, que é necessária nos aparelhos de apoio metálicos; os aparelhos

de apoio de neoprene necessitam de manutenção semelhante à dedicada à própria estrutura de concreto.

Para reações de apoio de pequena intensidade e espessuras das placas também pequenas, pode-se utilizar apenas o neoprene. Porém, nos casos usuais de pontes, são empregadas placas de neoprene intercaladas com chapas de aço vulcanizadas no neoprene, formando um bloco único; as chapas de aço exercem um efeito de cintamento sobre as placas de neoprene, reduzindo o seu achatamento excessivo, e aumentando as tensões admissíveis no apoio; os aparelhos de apoio assim constituídos são chamados de neoprene cintado ou fretado.

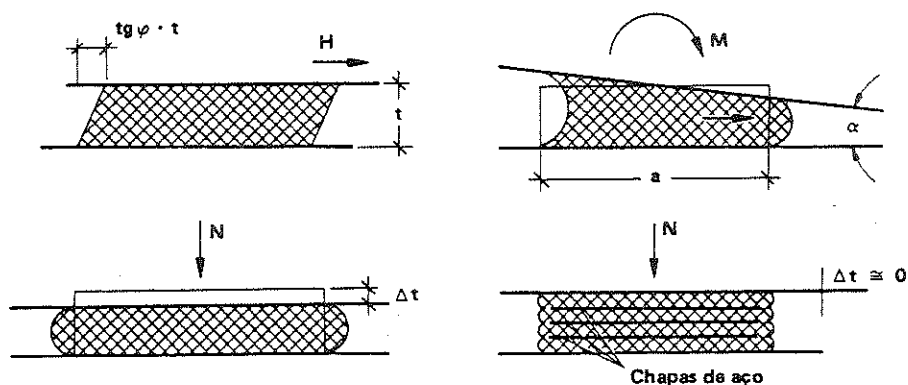
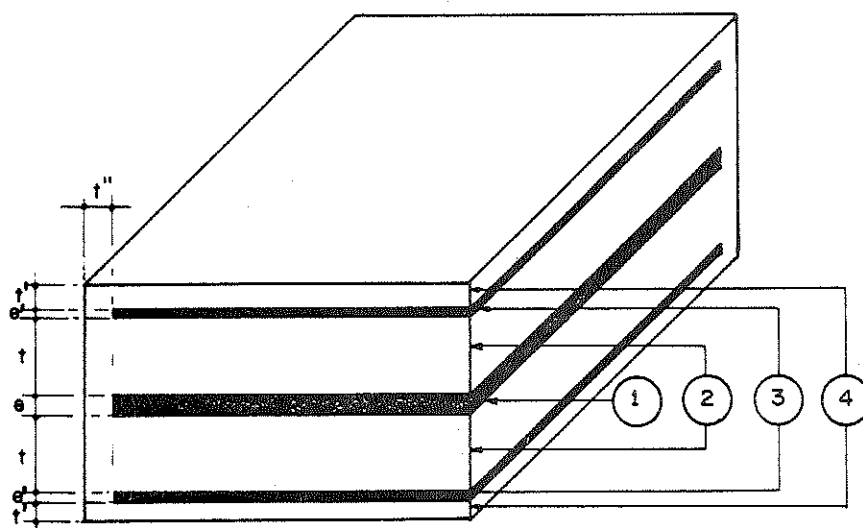


FIGURA 2.7

Os aparelhos de apoio de neoprene disponíveis no mercado têm forma retangular com dimensões desde 100 mm até 900 mm, variando de 50 em 50 mm; as camadas de neoprene têm espessuras de 8, 10, 12, ou 16 mm; as chapas de aço de fretagem do neoprene têm espessuras de 2 a 4 mm.



- 1) $(n - 1)$ chapas intermediárias de aço de espessura "e" ($e = 2, 3$ ou 4 mm no caso geral);
- 2) "n" camadas intermediárias de elastômero de espessura "t" ($t = 8, 10, 12$ ou 16 mm no caso geral)
- 3) 2 chapas externas de aço, de espessura 2 mm no caso geral.
- 4) revestimento externos de elastômero de espessuras $t' = 2$ a 3 mm e $t'' = 2$ a 5 mm no caso geral.

FIGURA 2.8

Quando se deseja maior mobilidade horizontal, ou a redução das reações horizontais em determinados apoios, pode-se empregar a articulação elástica deslizante conhecida como Neoflon (Figura 2.9), que é constituída de neoprene associado com camadas de Teflon (politetrafluoretileno); o Teflon é uma resina que sob altas pressões apresenta coeficientes de atrito muito baixos, da ordem de 0,04.

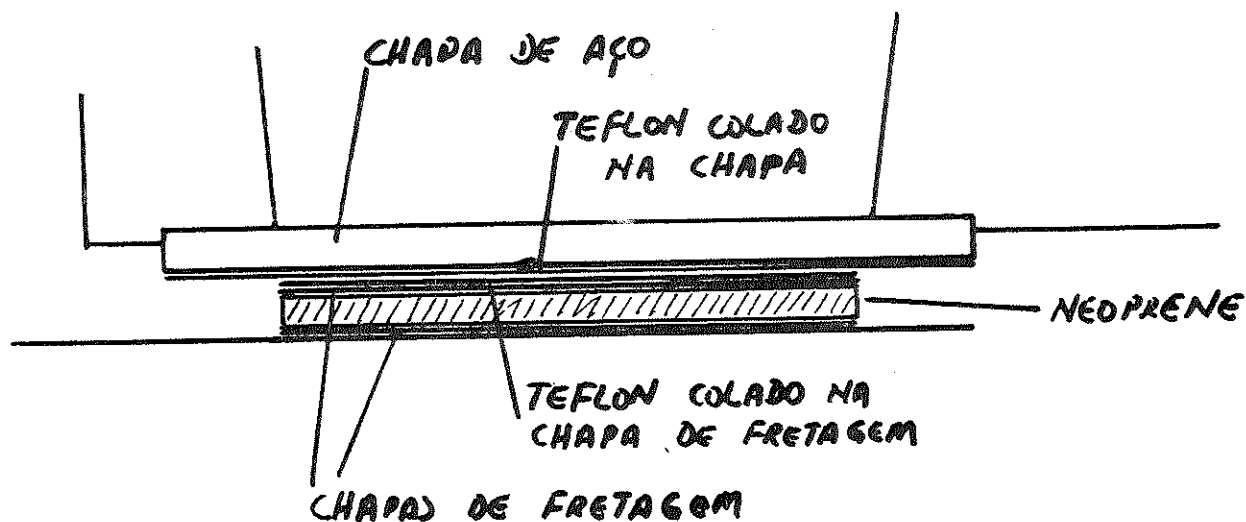


FIGURA 2.9

3- ENCONTROS E PILARES

Os encontros são elementos de transição entre a estrutura da ponte e o terrapleno, e têm a dupla função, de suporte da ponte, e de proteção do aterro contra a erosão.

Devem ser portanto dimensionados para resistir às reações verticais e horizontais da superestrutura, e também ao empuxo do aterro.

Os encontros (Figura 3.1), têm um paramento frontal e alas laterais longitudinais, inclinadas, ou transversais. As alas laterais podem ser isoladas do paramento frontal, ou ligadas a ele formando uma estrutura monolítica.

Os pilares das pontes podem ser classificados em três tipos:

- de estrutura reticulada;
- de estrutura formada por lâminas;
- maciços.

Os pilares de estrutura reticulada (Figura 3.2) podem ser constituídos por coluna única, colunas independentes, ou por pórticos planos e espaciais.

O pilar de coluna central única é muito comum nos viadutos urbanos, em que se deseja preservar espaço sob o viaduto.

Entre os pilares de estrutura reticulada, o mais comum é o constituído por um pórtico de duas colunas, para pontes com as larguras usuais (até 14 m); aumentando a largura da ponte há, em geral, conveniência em aumentar o número de colunas.

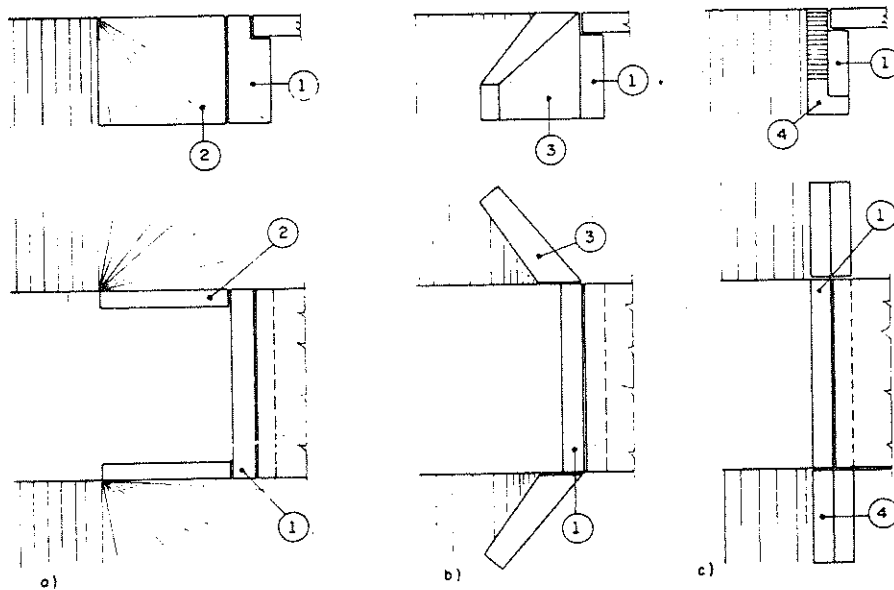
Por outro lado, aumentando a altura dos pilares, o pórtico passa a ter mais andares, pois o travamento intermediário se torna necessário para garantir a rigidez transversal adequada.

Sendo muito grande a altura dos pilares, acima de 40 m, são utilizados os pórticos espaciais.

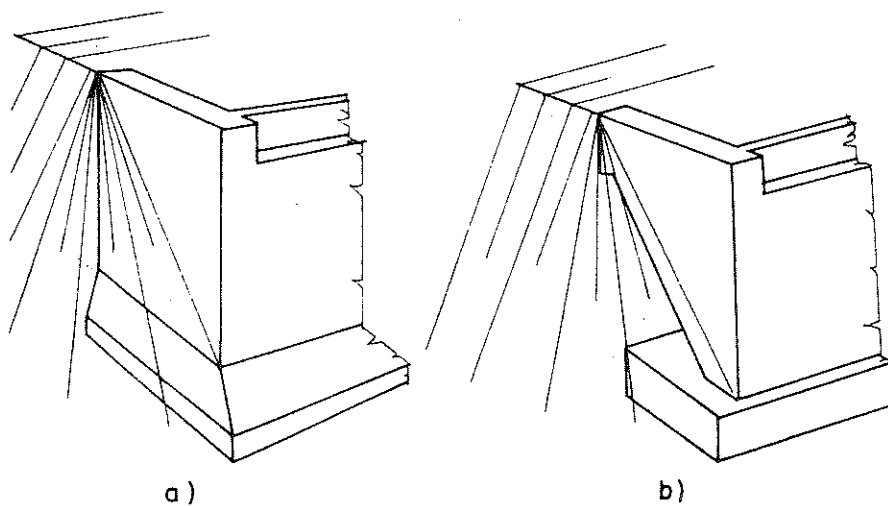
Das estruturas formadas por lâminas (Figura 3.3), a mais comum é a de lâmina única, muito usada por razões de estética, nos viadutos urbanos; a superestrutura desses viadutos é frequentemente de seção celular, adaptando-se mais facilmente aos pilares laminares.

É muito comum também o emprego de seções do tipo caixão, ou celular, nos pilares de grande altura; as paredes podem ser contínuas fechadas em toda a altura, ou interrompidas, formando lâminas isoladas.

Os pilares maciços (Figura 3.4), muito usados antigamente, construídos em alvenaria, são atualmente pouco utilizados.



Esquemas de encontros de pontes, formados por muros de alvenaria de pedra ou de concreto armado, com alas laterais separadas da parede frontal: a) muro em U, com alas longitudinais, também chamado muro de retorno; b) muro com alas inclinadas; c) muro com alas transversais. 1 — paramento frontal; 2 — alas longitudinais, paralelas ao eixo da via; 3 — alas inclinadas, em relação ao eixo da via; 4 — alas transversais, perpendiculares ao eixo da via.



Encontros de concreto armado, com alas laterais ligadas às paredes frontais, formando uma estrutura inteira. O encontro é cheio de terra, não havendo laje superior: a) encontro com fundações e paredes em forma de U; b) encontro com parede frontal e obras laterais triangulares.

FIGURA 3.1

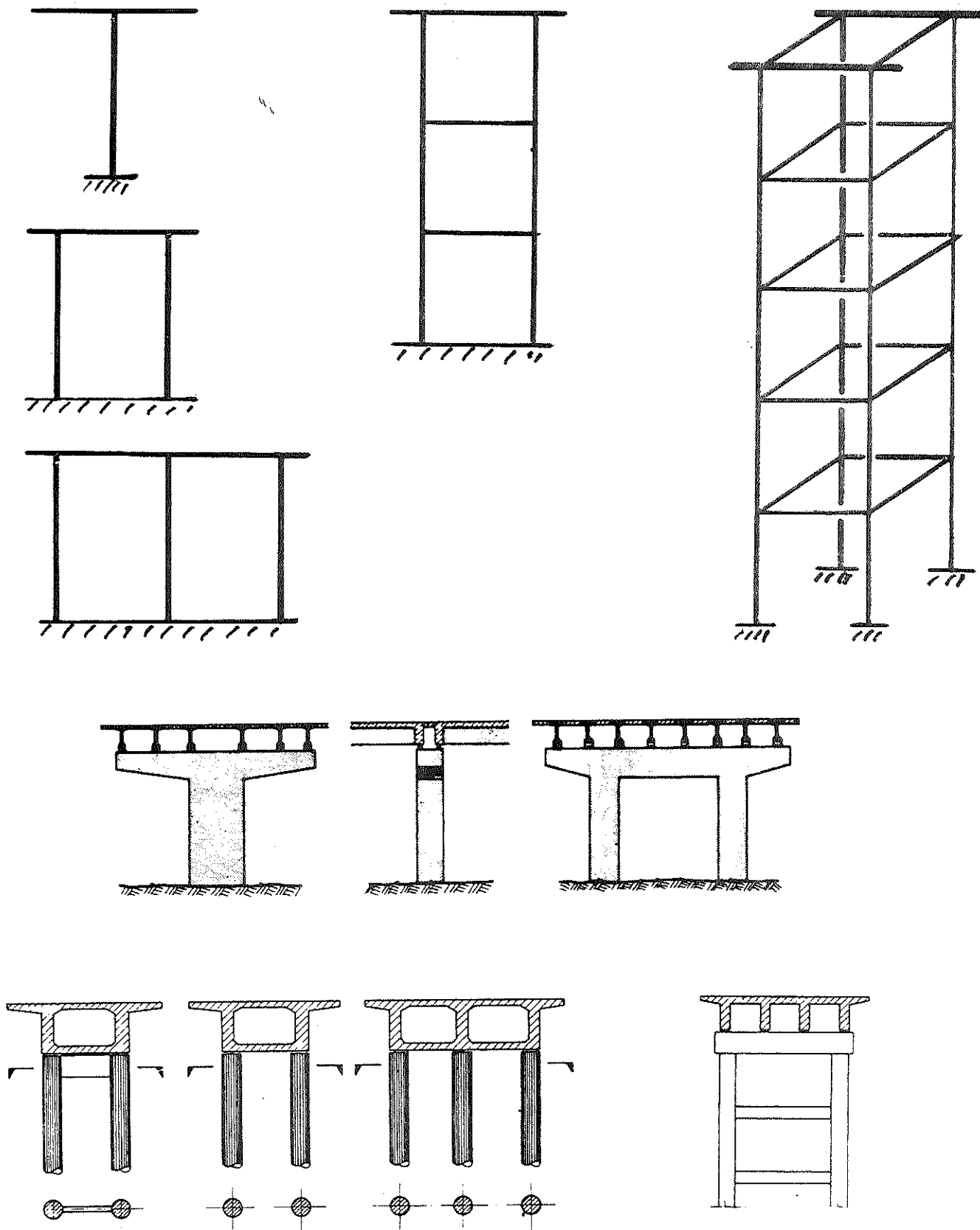


FIGURA 3.2

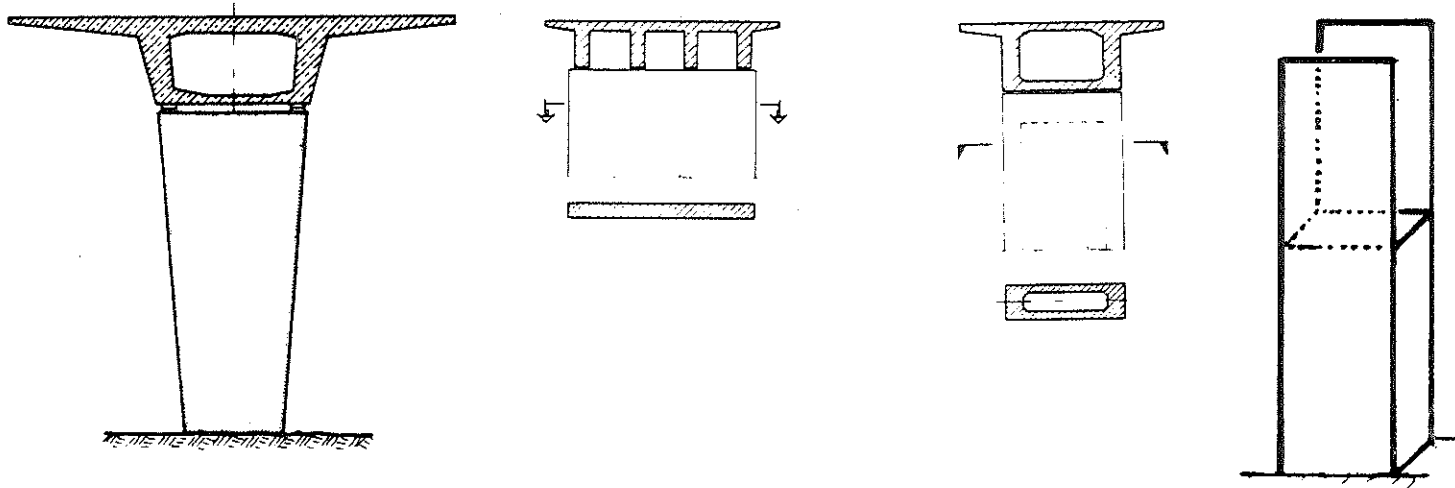
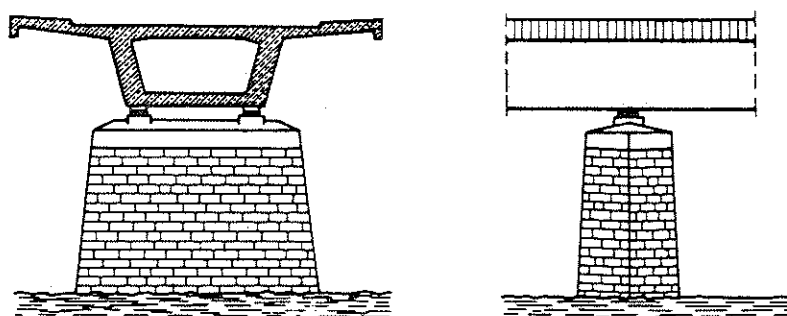


FIGURA 3.3



Pilar fluvial maciço com extremidades em cunha e revestimento de alvenaria de pedra natural

FIGURA 3.4

4- FUNDAÇÕES

4.1- Preliminares

As fundações das pontes podem ser divididas em quatro tipos:

- fundação direta;
- estacas;
- tubulões;
- especiais.

O tipo de solo, a presença ou não de água, a forma dos pilares, e as cargas a serem resistidas, são os principais fatores envolvidos na escolha do tipo de fundação.

4.2- Fundação direta

A fundação direta é economicamente viável quando o solo em pequena profundidade é relativamente resistente, com tensão admissível de no mínimo 300 kPa; além disso, é necessário que o terreno não seja sujeito a recalques. Pode ser de dois tipos (Figura 4.1): sapata rígida e sapata flexível.

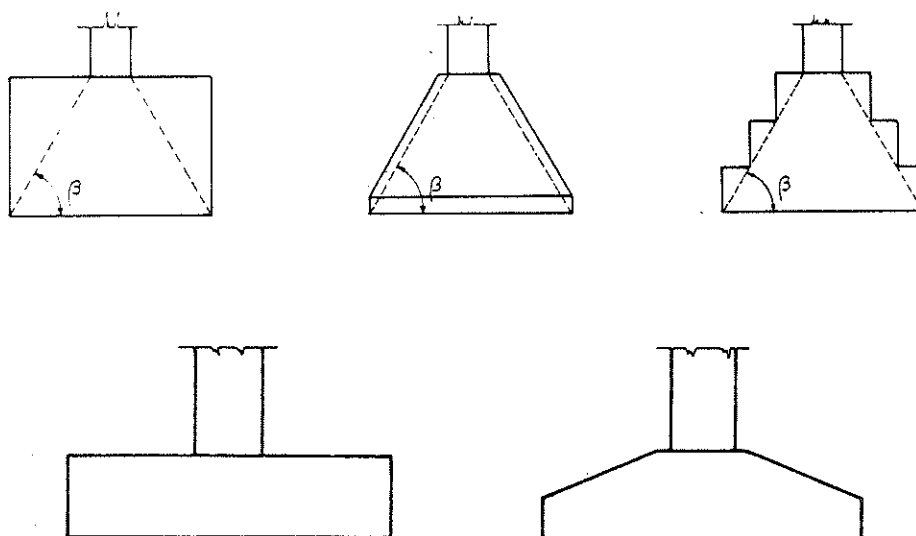


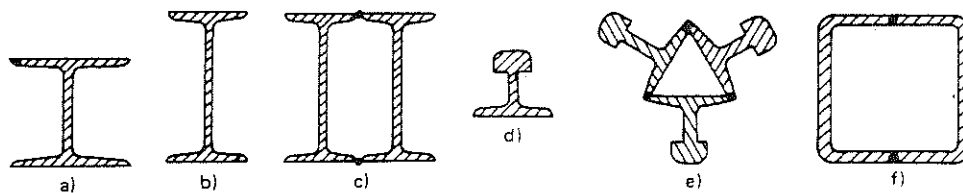
FIGURA 4.1

4.3- Estacas

A fundação por estacas pode ser em madeira, aço ou concreto.

As estacas de madeira são recomendáveis para obras provisórias; são em geral constituídas de peças roliças; as madeiras mais utilizadas são o eucalipto, a aroeira e o ipê.

As estacas de aço podem ser formadas por perfis laminados, soldados ou de chapa dobrada, simples ou compostos (Figura 4.2).

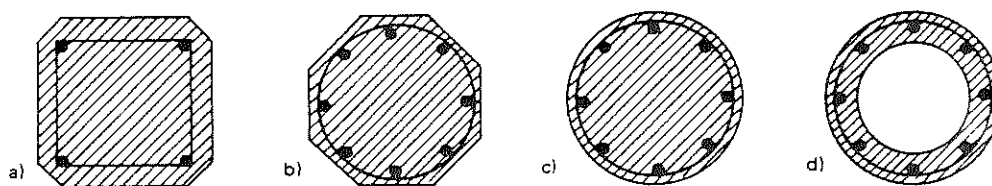


Exemplos de perfis utilizados como estacas metálicas: a) perfil H; b) perfil I; c) perfil duplo I; d) trilho simples; e) perfil formado por três trilhos soldados; f) perfil composto de chapas dobradas.

FIGURA 4.2

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

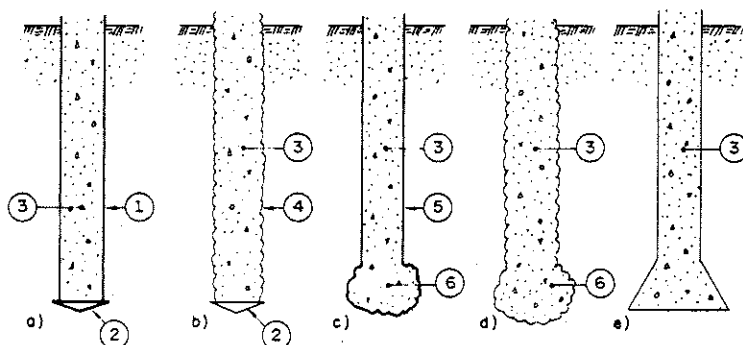
As pré-moldadas podem ser em concreto armado ou protendido. As seções mais usuais de estacas pré-moldadas de concreto são apresentadas na Figura 4.3.



Exemplos de seções transversais de estacas pré-moldadas em concreto armado: a) seção retangular; b) seção octogonal; c) seção circular; d) seção circular oca.

FIGURA 4.3

As estacas de concreto moldadas no local são normalmente executadas com auxílio de um tubo metálico, que pode ser recuperável ou perdido. Na Figura 4.4 apresentam-se alguns tipos de estacas moldadas no local.



Tipos de estacas de concreto moldadas no local:

- a) estaca tubada;
 - 1 — camisa metálica perdida
 - 2 — ponta metálica perdida
 - 3 — enchimento de concreto;
- b) estaca tubada;
 - 4 — camisa metálica de parede fina cravada com auxílio de um mandril expansivo especial;
- c) estaca tubada com base alargada;
 - 5 — camisa metálica perdida, cravada com uma bucha de concreto na extremidade inferior;
 - 6 — bulbo de concreto, executado com um martelo que trabalha por dentro do tubo, comprimindo o concreto contra o terreno;
- d) estaca tipo Franki; utiliza-se um tubo removível, cravado com uma bucha de concreto até a profundidade desejada; o martelo passa então a compactar o concreto contra o terreno, fazendo a base; a seguir, o tubo é removido, concretando-se o fuste da estaca;
- e) estaca construída com escavação prévia do terreno, sem revestimento (somente possível em terrenos argilosos com pouca água).

FIGURA 4.4

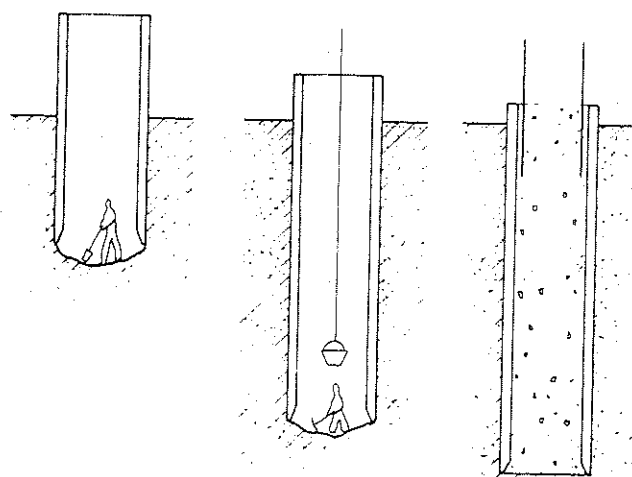
4.4- Tubulões

A fundação por tubulão é um poço escavado no terreno com auxílio de uma camisa metálica ou de concreto, no qual se faz um alargamento na base, e posteriormente preenchido com concreto.

A camisa metálica é um tubo de aço que é cravado no terreno antes de se iniciar a escavação.

A camisa de concreto é "cravada" no terreno simultaneamente com a escavação do poço; é executada em segmentos que vão sendo moldados na parte superior, à medida que a camisa desce no poço.

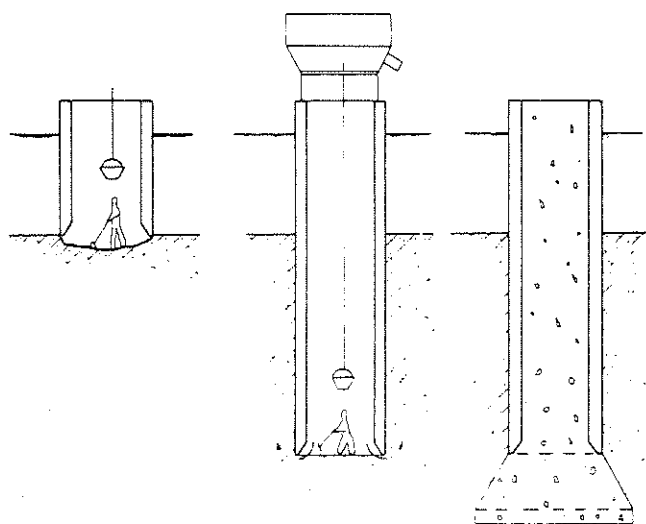
Acima do nível d'água, ou em terrenos pouco permeáveis, a escavação pode ser feita a céu aberto (Figura 4.5).



Seqüência construtiva de um tubulão a céu aberto.

FIGURA 4.5

Não sendo possível escavar-se a céu aberto, devido à infiltração de água, fecha-se a parte superior da camisa com uma campânula especial, injetando-se ar comprimido no interior (Figura 4.6). A pressão do ar expulsa a água, permitindo o trabalho a seco.



Seqüência construtiva de um tubulão a ar comprimido.

FIGURA 4.6

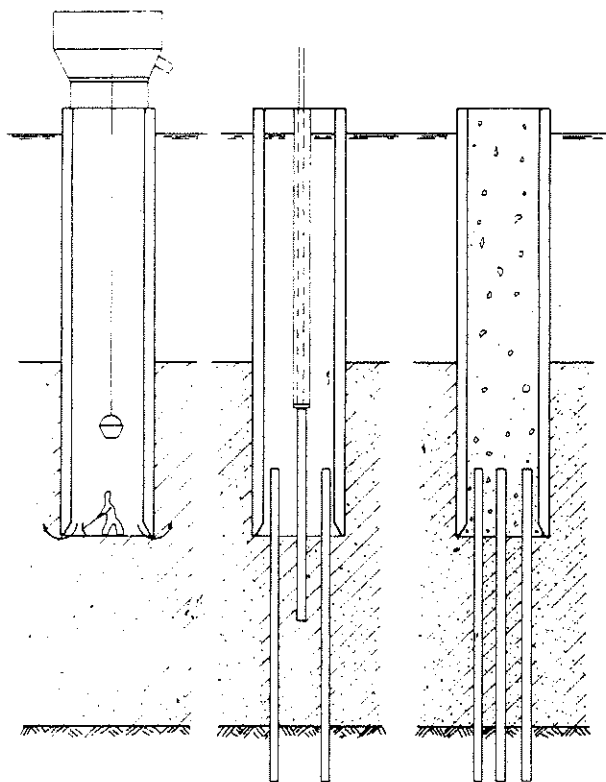
4.5- Especiais

São consideradas especiais, as fundações que não se enquadram nos três tipos descritos anteriormente.

Um exemplo é a fundação mista tubulão-estaca (Figura 4.7), que pode ser utilizado quando o solo resistente encontra-se a grande profundidade, e que não pode ser alcançado pela escavação do tubulão; nesse caso faz-se a escavação do tubulão até a profundidade possível, e em seguida faz-se a cravação de estacas, normalmente metálicas, para alcançar o solo resistente.

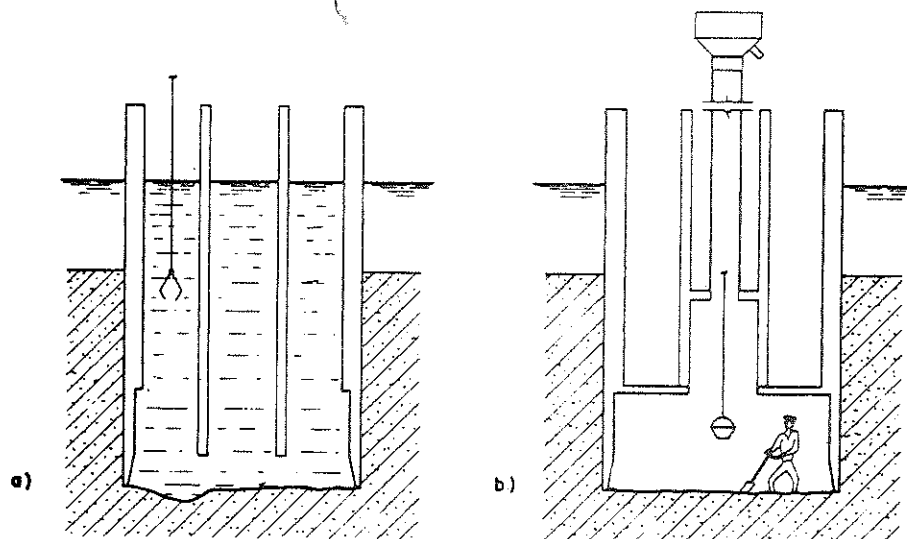
Outro exemplo é a fundação em caixão (Figura 4.8). É uma fundação de grande porte, formada por uma caixa retangular de aço ou de concreto, dentro da qual o terreno é escavado, a céu aberto ou com auxílio de ar comprimido; o caixão vai penetrando no solo, acompanhando a escavação, até atingir o solo resistente; posteriormente é feita a concretagem do interior do caixão escavado.

O terceiro exemplo de fundação especial, é o tubulão tipo Bade-Wirth (Figura 4.9), de grande profundidade, escavado mecanicamente.



Seqüência construtiva de tubulão com estacas metálicas.

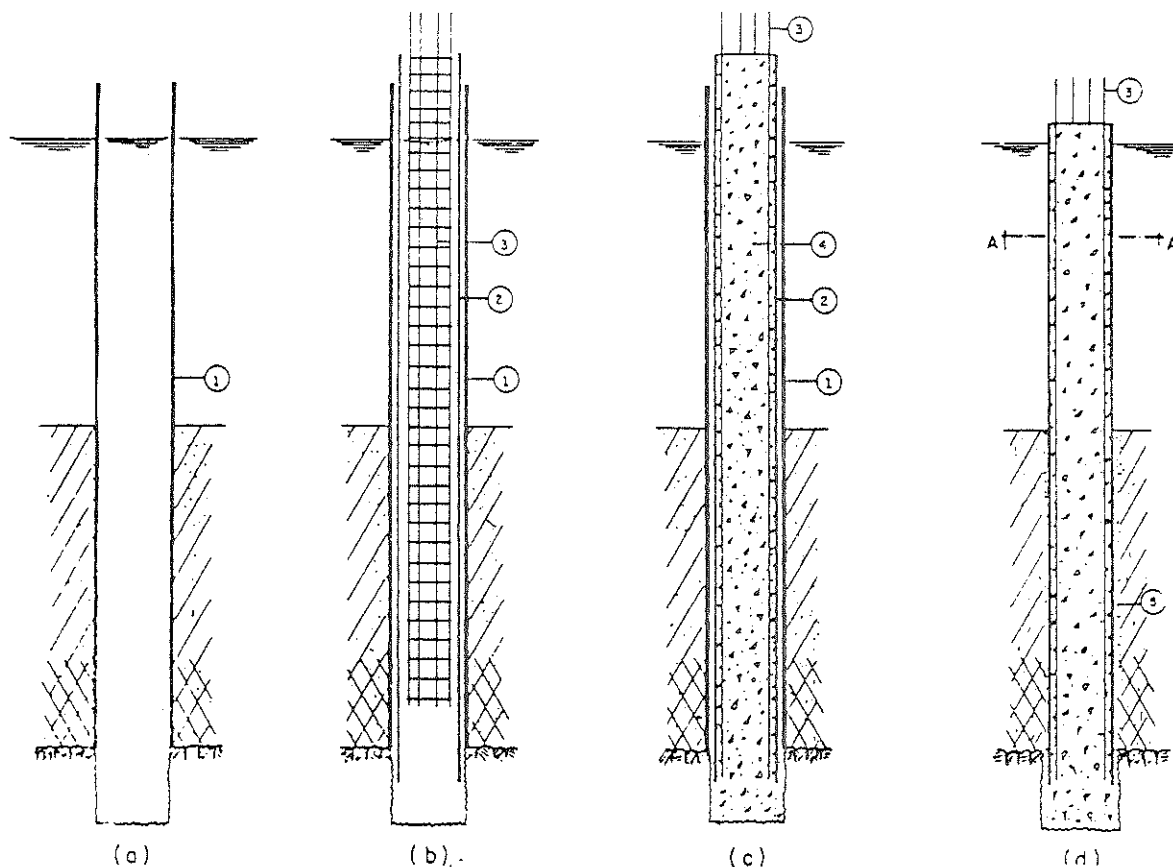
FIGURA 4.7



Fundações em caixão:

- a) escavação a céu aberto, com escavadeira;
b) escavação manual a ar comprimido.

FIGURA 4.8



Tubulões tipo Bade Wirth, construídos com escavação mecanizada e concretagem submersa

- a) escavação até terreno resistente, com tubo metálico removível (1);
b) colocação de camisa metálica permanente (2) e armação (3);
c) concretagem submersa (4), no interior da camisa metálica permanente (2);
d) retirada do tubo removível (1); enchimento de areia (5), em torno da camisa metálica (2);

FIGURA 4.9

5- DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS APOIOS

5.1- Preliminares

Para analisar os esforços nos elementos dos apoios das pontes, as ações podem ser divididas em dois grupos:

- ações aplicadas na superestrutura que produzem esforços nos apoios;

- ações aplicadas diretamente nos elementos dos apoios.

Essas ações podem ser de dois tipos: verticais e horizontais.

São ações verticais:

- carga permanente,

- carga móvel,

- impacto vertical.

São ações horizontais:

- frenagem e aceleração da carga móvel,

- empuxo de terra e da sobrecarga,

- força centrífuga,

- impacto lateral,

- pressão do vento,

- deformações do tabuleiro causadas pela retração e fluência do concreto, pela variação de temperatura, e pela protensão,

- pressão de água,

- choque de veículos.

Os esforços causados pelas ações verticais podem ser obtidos de maneira usual. No caso das 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 tema que será tratado no presente capítulo.

5.2- Constantes elásticas dos apoios

5.2.1- 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.

$$k = F/\Delta$$

Flexibilidade ou coeficiente de flexibilidade é o deslocamento provocado por uma força unitária.

$$\delta = \Delta/F$$

$$\text{Portanto: } k = 1/\delta$$

5.2.2- Articulação fixa

No caso da articulação fixa temos:

$$k = \infty \qquad \delta = 0$$

5.2.3- Articulação móvel

No caso da articulação móvel temos:

$$k = 0 \qquad \delta = \infty$$

5.2.4- Aparelho de apoio de neoprene

No caso do neoprene, as expressões de k e δ pode ser deduzidas com a aplicação da teoria da Resistência dos Materiais que fornece as seguintes expressões (Figura 5.1):

$$\Delta = \gamma \cdot h \qquad \gamma = \frac{\tau}{G} \qquad \tau = \frac{F}{A}$$

onde:

Δ = deslocamento horizontal

γ = distorção

h = espessura do neoprene

τ = tensão de cisalhamento

G = módulo de deformação transversal do neoprene

F = força horizontal

A = área em planta do neoprene

Combinando as expressões obtém-se:

$$\Delta = \frac{F \cdot h}{G \cdot A} \quad e \quad \frac{F}{\Delta} = \frac{G \cdot A}{h}$$

Portanto:

$$k = \frac{G \cdot A}{h}$$

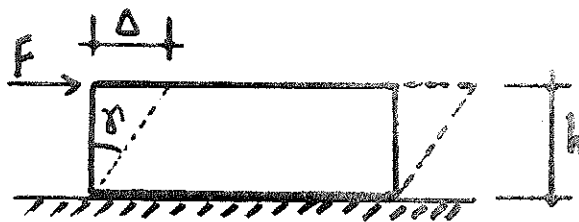


FIGURA 5.1

5.2.5- Pilar

No caso de pilar de seção transversal constante:

$$\Delta = \frac{F \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad e \quad \frac{F}{\Delta} = \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3}$$

onde:

Δ = deslocamento horizontal

F = força horizontal

h = altura do pilar

E = módulo de deformação longitudinal do concreto

I = momento de inércia da seção transversal do pilar

Portanto:

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3}$$

No caso de pilar de seção transversal variável:

$$\Delta = \int_0^h \frac{M_0 \cdot M_1}{E \cdot I} \cdot dx = \int_0^h \frac{F \cdot x \cdot x}{E \cdot I} \cdot dx = \frac{F}{E} \cdot \int_0^h \frac{x^2}{I} \cdot dx$$

Portanto:

$$k = \frac{E}{\int_0^h \frac{x^2}{I} \cdot dx}$$

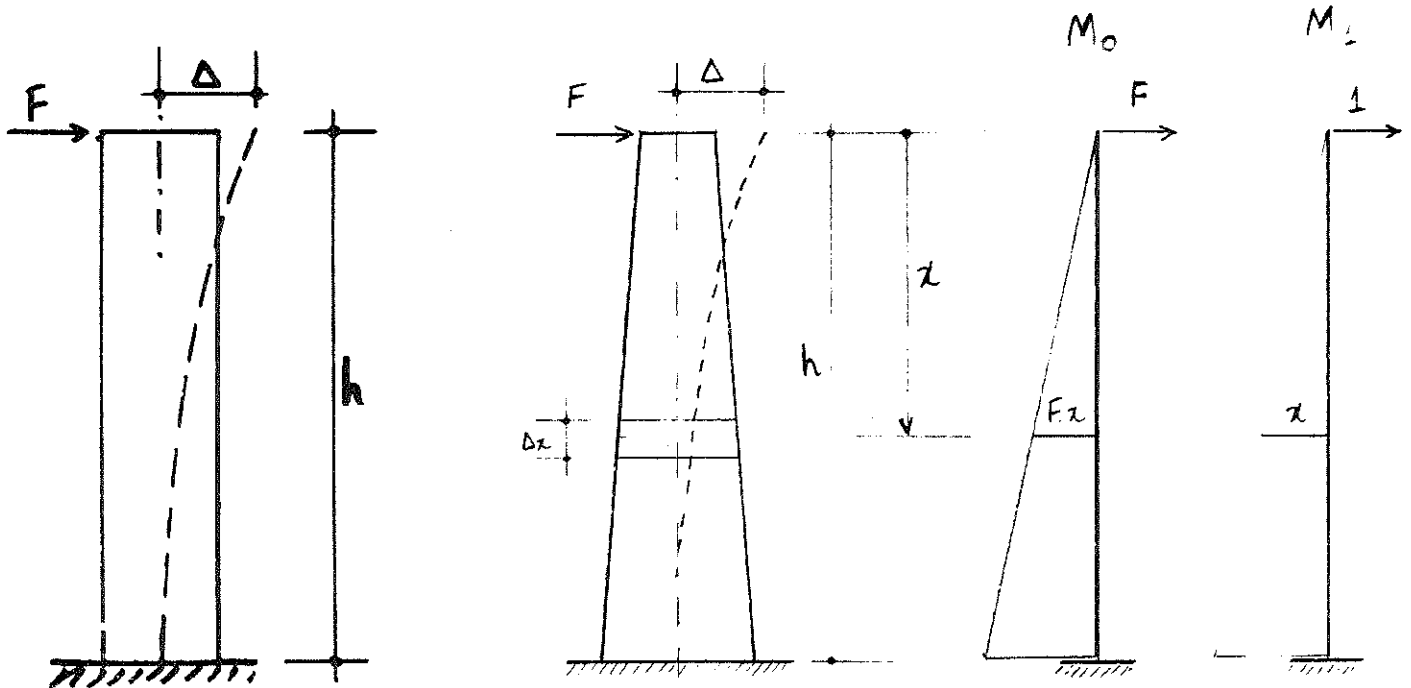


FIGURA 5.2

5.2.6- Pilar com aparelho de apoio de neoprene

$$\Delta = \Delta_p + \Delta_n$$

onde:

$$\Delta_p = \frac{F \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} = \text{deslocamento horizontal do topo do pilar}$$

$$\Delta_n = \frac{F \cdot h_n}{G \cdot A} = \text{deslocamento horizontal do topo do neoprene}$$

Portanto:

$$\Delta = \frac{F \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{F \cdot h_n}{G \cdot A} = F \cdot \left(\frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{h_n}{G \cdot A} \right)$$

e

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{h_n}{G \cdot A}} = \frac{1}{\frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_n}} = \frac{1}{\delta_p + \delta_n} = \frac{1}{\delta}$$

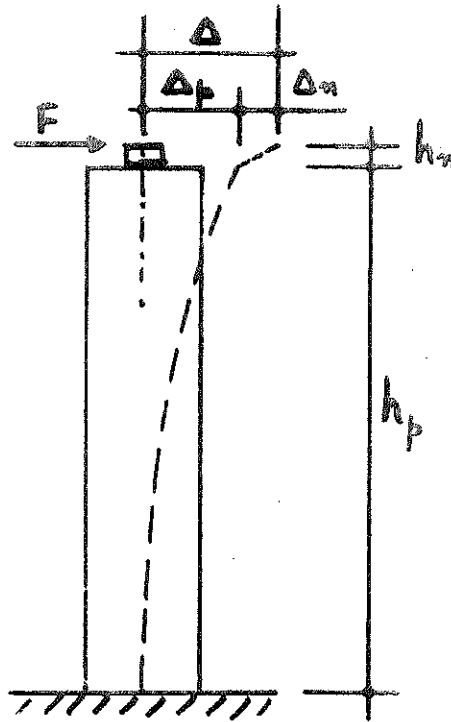


FIGURA 5.3

5.3- Pontes de tabuleiro reto ortogonal contínuo

5.3.1- Efeito de uma força horizontal longitudinal

Para o cálculo das reações nos apoios provocadas por uma força horizontal longitudinal aplicada no tabuleiro, pode-se supor que esse tabuleiro seja rígido, e que ocorre uma translação do tabuleiro ao longo do eixo longitudinal da ponte.

Com essa hipótese, os deslocamentos horizontais no topo de todos os apoios terão o mesmo valor, e as reações serão proporcionais à rigidez de cada apoio (Figura 5.4).

Para cada apoio i pode-se escrever:

$$k_i = R_i / \Delta_i$$

onde:

k_i é a rigidez de cada apoio na direção longitudinal

R_i é a reação horizontal

Δ_i é o deslocamento horizontal do topo do apoio.

Como $\Delta_i = \Delta$ (igual em todos os apoios): $R_i = \Delta \cdot k_i$

A condição de equilíbrio permite escrever:

$$F = R_1 + R_2 + \dots + R_n = \sum R_i$$

Substituindo obtém-se:

$$F = \sum R_i = \sum \Delta \cdot k_i = \Delta \cdot \sum k_i \quad \text{e} \quad \Delta = \frac{F}{\sum k_i}$$

Portanto:

$$R_i = \Delta \cdot k_i = \frac{F}{\sum k_i} \cdot k_i = F \cdot \frac{k_i}{\sum k_i}$$

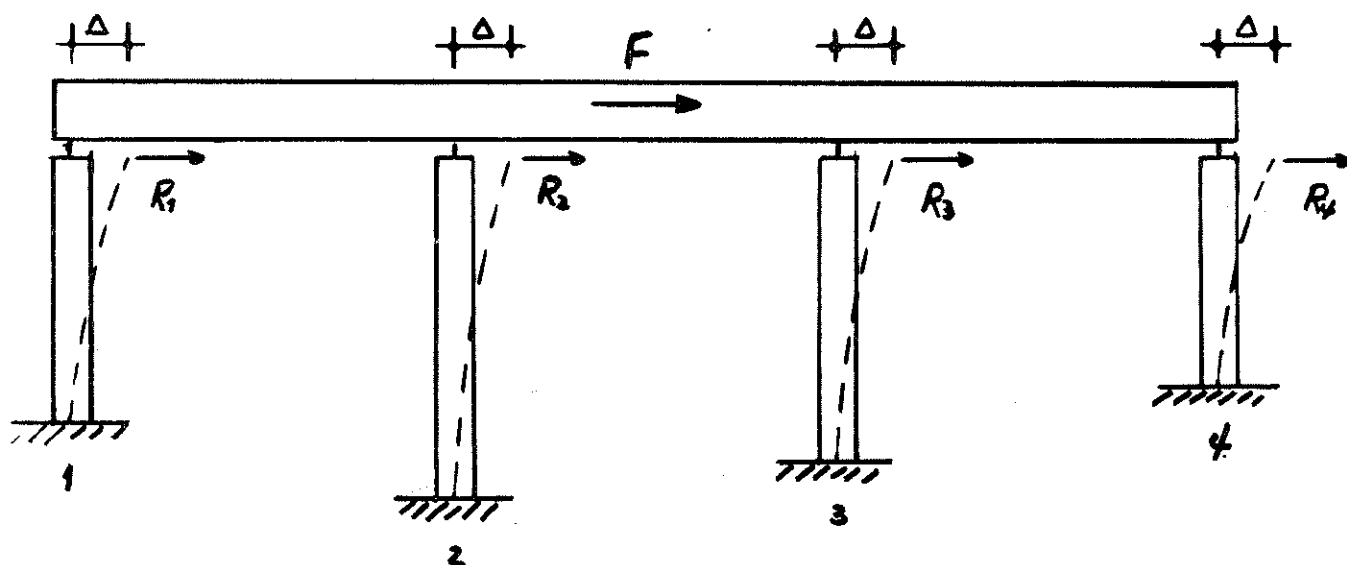


FIGURA 5.4

5.3.2- Efeito de uma força horizontal transversal

O cálculo pode ser feito com raciocínio análogo ao do caso anterior, considerando agora a rigidez dos apoios na direção transversal, e além disso a possibilidade de ocorrer também a rotação do tabuleiro.

Então, sob a ação da força horizontal transversal, o tabuleiro rígido poderá sofrer uma translação e uma rotação (Figura 5.5). A rotação se dará em torno de um ponto que será denominado Centro Elástico Transversal, que é o baricentro das rigidezes dos apoios na direção transversal.

O C.E.T. poderá ser determinado com o processo usual para cálculo de baricentro, isto é, impondo que:

$$\sum k_{ti} \cdot x_{ti} = 0$$

onde:

k_{ti} é a rigidez de cada apoio na direção transversal

x_{ti} é a distância de cada apoio ao C.E.T.

Os deslocamentos Δ_i de cada apoio podem ser divididos em duas parcelas:

α = efeito da translação

$\beta \cdot x_{ti}$ = efeito da rotação.

Temos portanto:

$$\Delta_i = \alpha + \beta \cdot x_{ti}$$

e

$$R_{ti} = \Delta_i \cdot k_{ti} = (\alpha + \beta \cdot x_{ti}) \cdot k_{ti}$$

A condição de equilíbrio de forças permite escrever:

$$F = \sum R_{ti}$$

Substituindo obtém-se:

$$F = \sum (\alpha + \beta \cdot x_{ti}) \cdot k_{ti} = \alpha \cdot \sum k_{ti} + \beta \cdot \sum k_{ti} \cdot x_{ti}$$

Como:

$$\sum k_{ti} \cdot x_{ti} = 0$$

Resulta:

$$F = \alpha \cdot \sum k_{ti} \quad \text{e} \quad \alpha = \frac{F}{\sum k_{ti}}$$

A condição de equilíbrio de momentos permite escrever:

$$F \cdot x = \sum R_{ti} \cdot x_{ti}$$

onde:

x = distância da força F ao C.E.T.

Substituindo a expressão de R_{ti} deduzida anteriormente, obtém-se

$$F \cdot x = \sum (\alpha + \beta \cdot x_{ti}) \cdot k_{ti} \cdot x_{ti} = \alpha \cdot \sum k_{ti} \cdot x_{ti} + \beta \cdot \sum k_{ti} \cdot x_{ti}^2$$

Como:

$$\sum k_{ti} \cdot x_{ti} = 0$$

Resulta:

$$F \cdot x = \beta \cdot \sum k_{ti} \cdot x_{ti}^2 \quad \text{e} \quad \beta = \frac{F \cdot x}{\sum k_{ti} \cdot x_{ti}^2}$$

Sendo:

$$\sum k_{ti} = K \quad \text{e} \quad \sum k_{ti} \cdot x_{ti}^2 = J$$

Pode-se escrever:

$$R_{ti} = \left(\frac{F}{K} + \frac{F \cdot x}{J} \cdot x_{ti} \right) \cdot k_{ti}$$

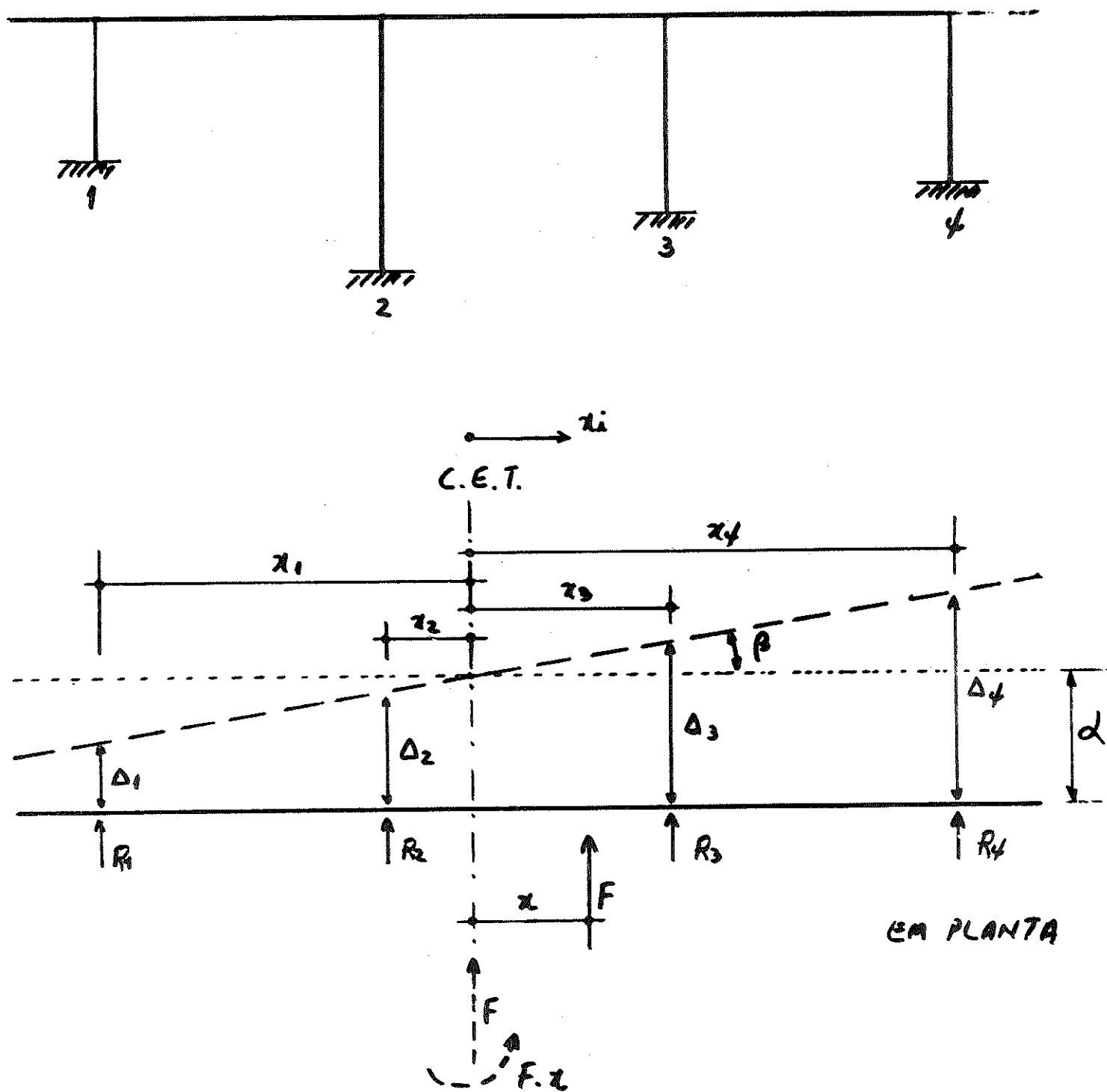


FIGURA 5.5

5.4- Pontes de tabuleiro reto ortogonal descontínuo

5.4.1- Procedimento de cálculo

O caso mais usual de ponte de tabuleiro reto ortogonal descontínuo é aquele em que os tramos são simplesmente apoiados, constituídos normalmente de vigas pré-moldadas protendidas, apoiadas sobre os pilares, em articulações do tipo elástico (neoprene).

Nesse caso, o cálculo das reações horizontais nos apoios pode ser feito por processo de propagação, em que a ação aplicada no tabuleiro é distribuída entre os apoios, através de coeficientes de propagação, que por sua vez, são obtidos a partir dos coeficientes de rigidez dos apoios.

5.4.2- Coeficientes de rigidez

Os coeficientes de rigidez utilizados no processo de cálculo são os seguintes (Figura 5.7):

k_i^e = rigidez do neoprene à esquerda do apoio i

k_i^d = rigidez do neoprene à direita do apoio i

k_i^p = rigidez do pilar do apoio i

k_i = rigidez global da estrutura à esquerda do apoio $(i+1)$

K_i = rigidez global da estrutura à direita do apoio $(i-1)$

5.4.3- Coeficientes de propagação

Os coeficientes de propagação utilizados no processo são os seguintes (Figura 5.8):

$\alpha_{i,i-1}$ = coeficiente de propagação do esforço para a esquerda

$$= F_{i-1} / F_i$$

Permite determinar a força no topo de um apoio, conhecendo-se a força aplicada no topo do apoio vizinho que fica à sua direita.

$\alpha_{i,i+1}$ = coeficiente de propagação do esforço para a direita

$$= F_{i+1} / F_i$$

Permite determinar a força no topo de um apoio, conhecendo-se a força aplicada no topo do apoio vizinho que fica à sua esquerda.

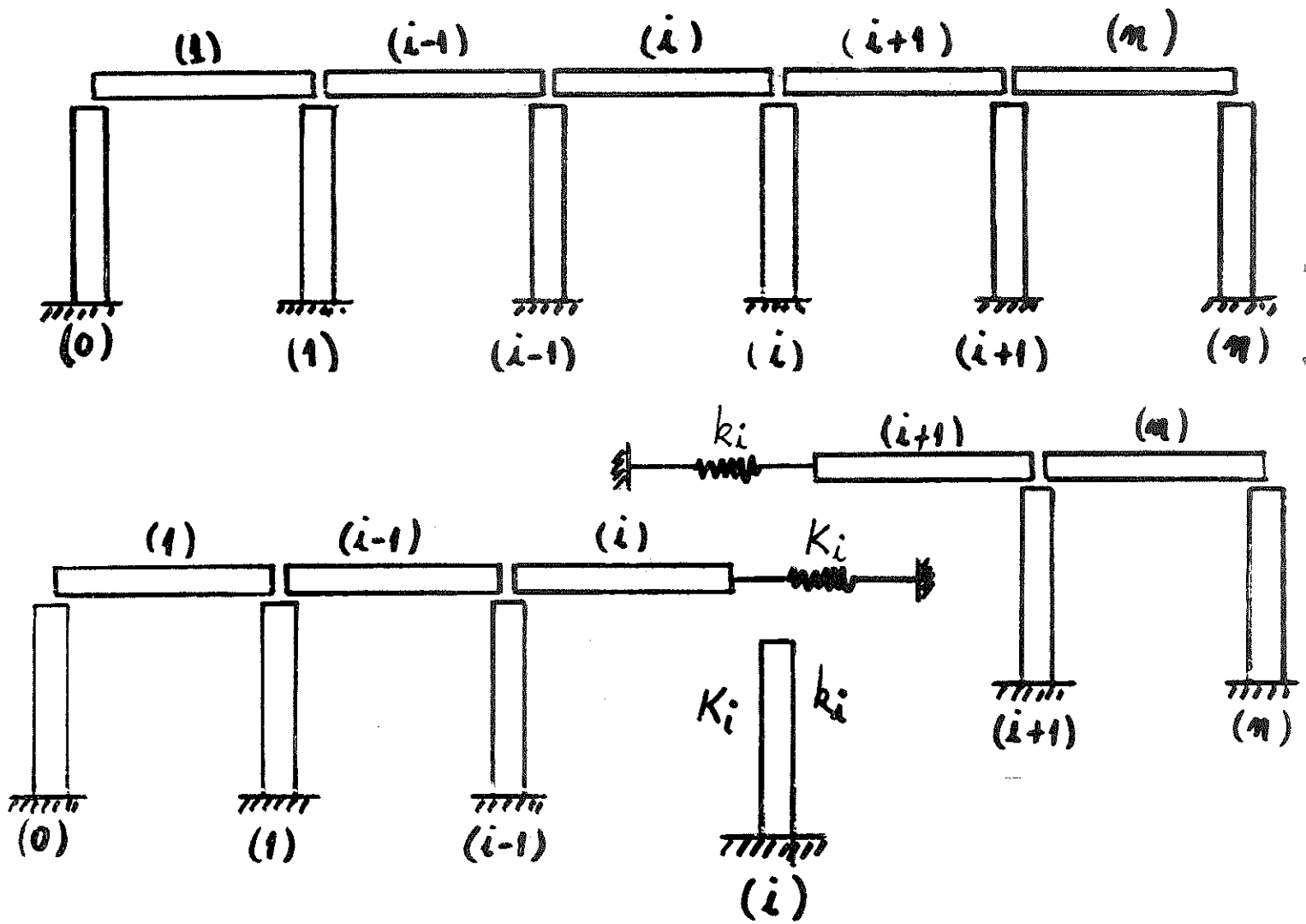


FIGURA 5.7

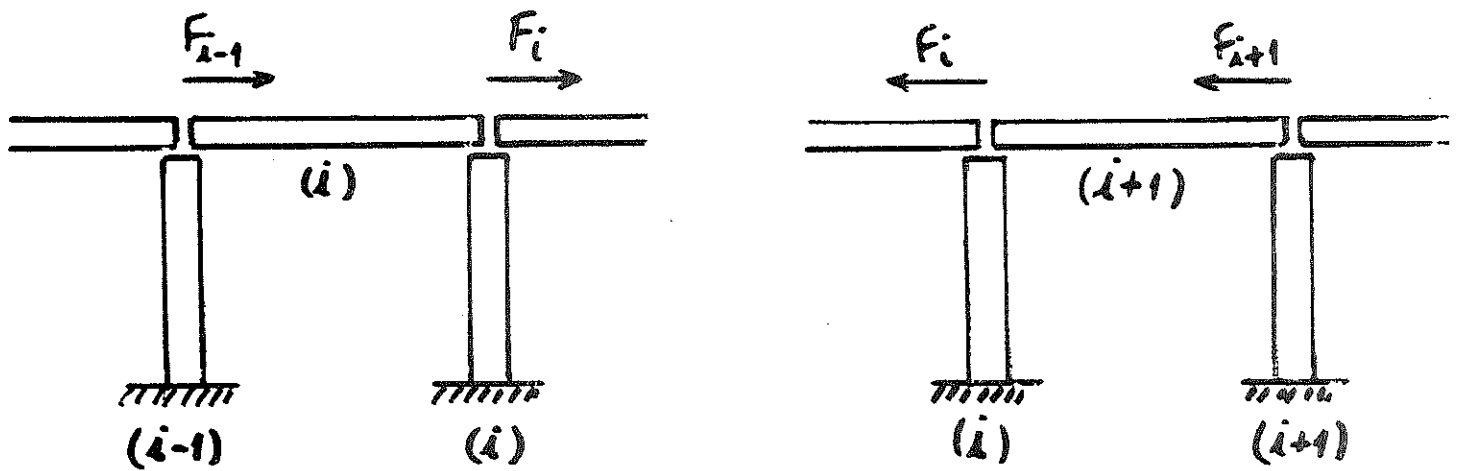


FIGURA 5.8

5.4.4- Cálculo de $\alpha_{i,i-1}$ e k_i

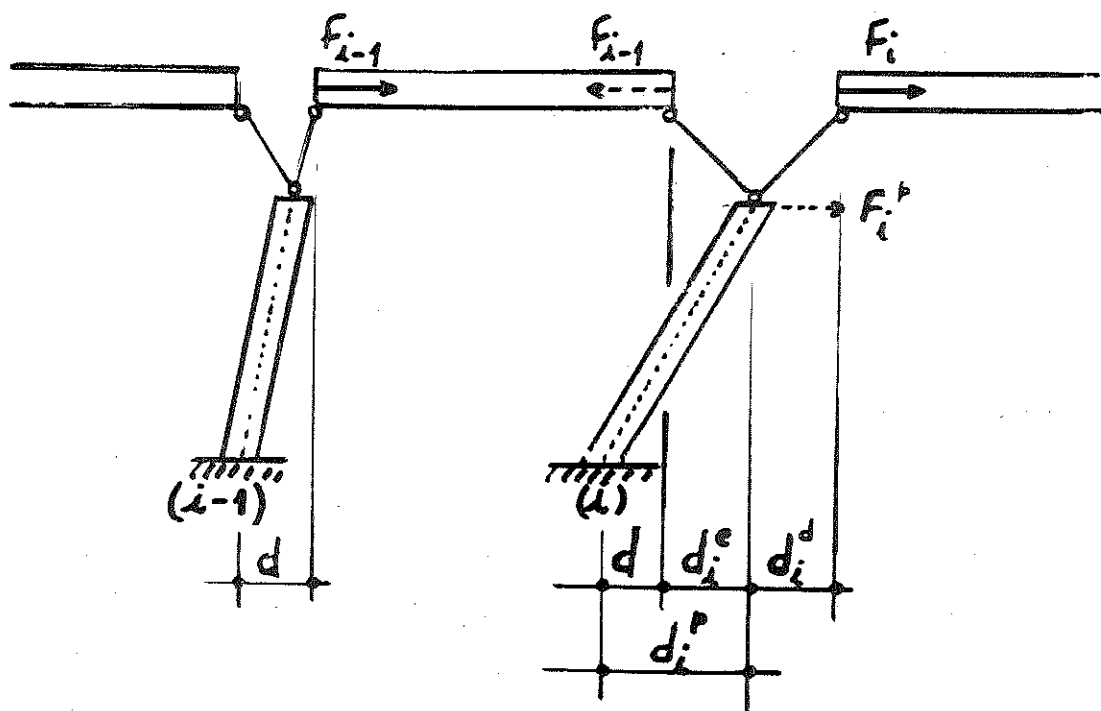


FIGURA 5.9

A partir do esquema apresentado na Figura 5.9 podemos escrever:

$$\alpha_{i,i-1} = F_{i-1} / F_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$F_{i-1} = k_{i-1} \cdot d \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$d = d_i^p - d_i^e \quad \dots\dots\dots (3)$$

Substituindo (3) em (2):

$$F_{i-1} = k_{i-1} \cdot (d_i^p - d_i^e) \quad \dots\dots\dots (4)$$

Temos que:

$$d_i^p = F_i^p / k_i^p \quad \text{e} \quad d_i^e = F_{i-1} / k_i^e \quad \dots\dots\dots (5)$$

Substituindo (5) em (4):

$$F_{i-1} = k_{i-1} \cdot \left(\frac{F_i^p}{k_i^p} - \frac{F_{i-1}}{k_i^e} \right) \rightarrow$$

$$F_{i-1} \cdot \left(1 + \frac{k_{i-1}}{k_i^e} \right) = \frac{k_{i-1} \cdot F_i^p}{k_i^p} \rightarrow$$

$$F_{i-1} \cdot \left(\frac{k_i^p}{k_{i-1}} + \frac{k_i^p}{k_i^e} \right) = F_i^p \quad \dots\dots\dots (6)$$

Temos que:

$$F_{i-1} + F_i^p = F_i \quad \rightarrow \quad F_i^p = F_i - F_{i-1} \quad \dots\dots\dots (7)$$

Substituindo (7) em (6):

$$F_{i-1} \cdot \left(\frac{k_i^p}{k_{i-1}} + \frac{k_i^p}{k_i^e} \right) = F_i - F_{i-1} \quad \rightarrow$$

$$F_{i-1} \cdot \left(1 + \frac{k_i^p}{k_{i-1}} + \frac{k_i^p}{k_i^e} \right) = F_i \quad \rightarrow$$

$$\frac{F_{i-1}}{F_i} = \frac{1}{1 + \frac{k_i^p}{k_{i-1}} + \frac{k_i^p}{k_i^e}}$$

$$\alpha_{i,i-1} = \frac{F_{i-1}}{F_i} = \frac{1}{1 + \frac{k_i^p}{k_{i-1}} + \frac{k_i^p}{k_i^e}}$$

com $i = 0, 1, 2, \dots, n$

e $\alpha_{0,-1} = 0$

onde n = número de tramos

Substituindo (1) em (7):

$$F_i^p = F_i - F_i \cdot \alpha_{i,i-1} \quad \rightarrow \quad F_i^p = F_i \cdot (1 - \alpha_{i,i-1}) \quad \dots\dots\dots (8)$$

Temos que:

$$F_i = k_i \cdot (d_i^p + d_i^d) = k_i \cdot \left(\frac{F_i^p}{k_i^p} + \frac{F_i}{k_i^d} \right) \quad \dots\dots\dots (9)$$

Substituindo (8) em (9):

$$F_i = k_i \cdot \left(\frac{F_i \cdot (1 - \alpha_{i,i-1})}{k_i^p} + \frac{F_i}{k_i^d} \right) \quad \rightarrow$$

$$\frac{F_i}{k_i} = F_i \cdot \left(\frac{1 - \alpha_{i,i-1}}{k_i^p} + \frac{1}{k_i^d} \right) \quad \rightarrow$$

$$\frac{1}{k_i} = \frac{1 - \alpha_{i,i-1}}{k_i^p} + \frac{1}{k_i^d} \quad \rightarrow$$

$$k_i = \frac{1}{\frac{1 - \alpha_{i,i-1}}{k_i^p} + \frac{1}{k_i^d}} \quad \rightarrow$$

$$k_i = \frac{k_i^p}{1 - \alpha_{i,i-1} + \frac{k_i^p}{k_i^d}}$$

com $i = 0, 1, 2, \dots, n-1$

5.4.5- Cálculo de $\alpha_{i,i+1}$ e K_i

De maneira análoga obtém-se:

$$\alpha_{i,i+1} = \frac{F_{i+1}}{F_i} = \frac{1}{1 + \frac{k_i^p}{K_{i+1}} + \frac{k_i^p}{k_i^d}}$$

com $i = n, n-1, \dots, 0$
e $\alpha_{n,n+1} = 0$

$$K_i = \frac{k_i^p}{1 - \alpha_{i,i+1} + \frac{k_i^p}{k_i^e}}$$

com $i = n, n-1, \dots, 1$

5.4.6- Roteiro de cálculo

a) Determinar os coeficientes $\alpha_{i,i-1}$ e k_i
a partir de $\alpha_{0,-1} = 0$
alternadamente: $k_0, \alpha_{1,0}, k_1, \alpha_{2,1}, \dots, k_{n-1}, \alpha_{n,n-1}$

b) Determinar os coeficientes $\alpha_{i,i+1}$ e K_i
a partir de $\alpha_{n,n+1} = 0$
alternadamente: $K_n, \alpha_{n-1,n}, K_{n-1}, \alpha_{n-2,n-1}, \dots, K_1, \alpha_{0,1}$

c) No caso de força horizontal longitudinal F no tramo i :

- distribuir a força F entre os apoios do tramo i (Figura 5.10):

$$F_{i-1}^d = \frac{k_{i-1}}{k_{i-1} + K_i} \cdot F \quad F_i^e = \frac{K_i}{k_{i-1} + K_i} \cdot F$$

- propagar F_{i-1}^d para a esquerda utilizando os coeficientes de propagação $\alpha_{i,i-1}$

- propagar F_i^e para a direita utilizando os coeficientes de propagação $\alpha_{i,i+1}$

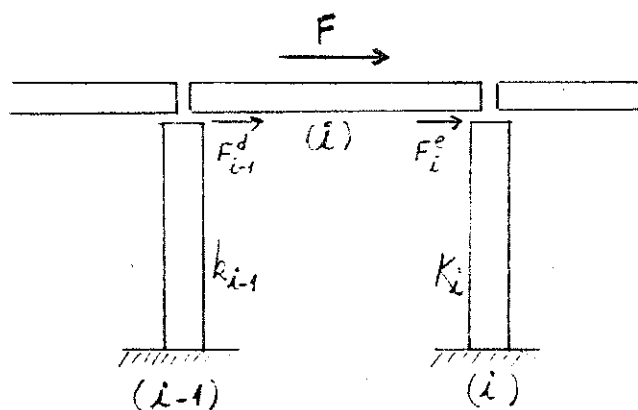


FIGURA 5.10

d) No caso de deformação ε do tramo i :

- determinar (Figura 5.11):

$$F_{i-1}^d = - F_i^e = - \frac{\varepsilon \cdot l \cdot k_{i-1} \cdot K_i}{k_{i-1} + K_i}$$

- propagar F_{i-1}^d e F_i^e como no caso anterior.

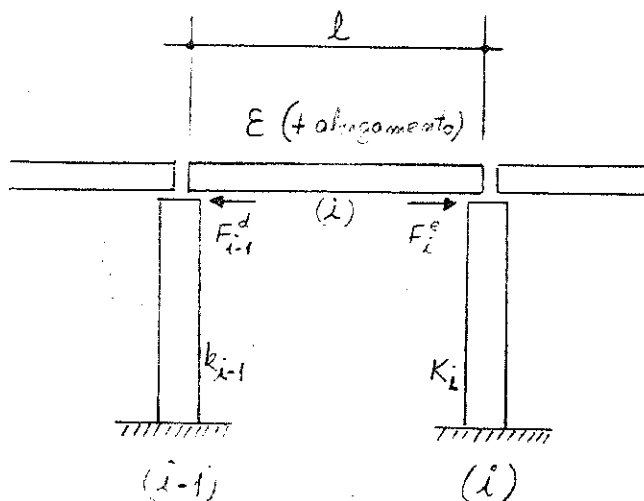


FIGURA 5.11

6- DIMENSIONAMENTO DE APARELHOS DE APOIO DE NEOPRENE

6.1- PRELIMINARES

O dimensionamento de aparelhos de apoio de neopreme consiste em:

- fixar as dimensões em planta (a e b)
- estabelecer a espessura da placa ou das placas
- determinar o número de placas de neoprene (p/ neoprene cintado)
- verificar as diversas condições de segurança.

As verificações a serem feitas são:

- pressão de contato
- deformação de compressão (abaixamento do apoio)
- deformação de cisalhamento (limite de distorção)
- limitação da tensão de cisalhamento
- segurança ao deslizamento
- condição de não levantamento da borda menos carregada
- condição de estabilidade
- resistência das chapas de aço

Nos casos usuais, faz-se inicialmente o pré-dimensionamento, e em seguida são feitas as verificações.

6.2- PRÉ-DIMENSIONAMENTO

6.2.1- Dimensões em planta (Figura 6.1)

$$a.b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

com:

$$\begin{array}{ll} \sigma_{\text{adm}} = 7,0 \text{ MPa} & \text{para neoprene simples} \\ \sigma_{\text{adm}} = 11,0 \text{ MPa} & \text{para neoprene cintado} \end{array}$$

6.2.2- Altura do neoprene

$$h = 2.a_{H1}$$

onde:

a_{H1} = deslocamento horizontal provocado pelas ações de aplicação lenta (retração, fluência, temperatura).

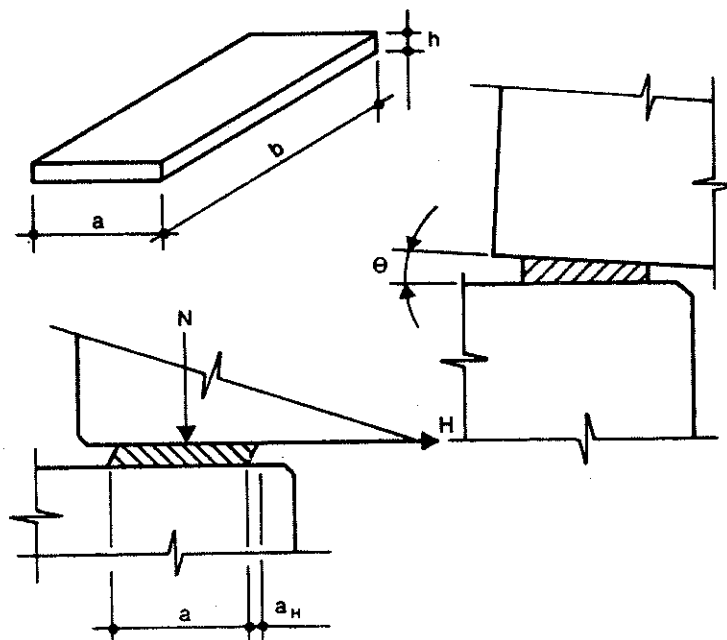


Figura 6.1

6.3- VERIFICAÇÕES

6.3.1- Limite da deformação por compressão (afundamento)

A variação da altura da almofada pode ser determinada por:

$$\Delta h = n \cdot \frac{\sigma'_m \cdot h_1}{4 \cdot G \cdot B + 3 \cdot \sigma'_m}$$

onde:

n = número de placas

$\sigma'_m = \frac{N}{A'}$ com: $N = N_{\max}$ ($= N_{g+q}$) e $A' = (a - a_H) \cdot b$

h_1 = espessura de cada camada de neoprene

G = módulo de deformação transversal do neoprene

$B = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h_1 \cdot (a+b)}$ (fator de forma)

A deformação por compressão deve ser limitada a 15% ou seja:

$$\frac{\Delta h}{h} < 0,15 \quad \Delta h < 0,15 \cdot h$$

6.3.2- Limite da deformação por cisalhamento (Figura 6.2)

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{a_H}{h} < 0,7 \quad \text{ou} \quad a_H = a_{H1} + a_{H2} < 0,7 \cdot h$$

onde:

a_{H2} = deslocamento horizontal provocado pelas ações acidentais de curta duração (ações "instantâneas"): frenagem, aceleração, vento, etc

com:

$$a_{H2} = \frac{H}{(2.G).A} \cdot h$$

Cabe salientar que o limite indicado na norma NBR-9062 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) é 0,5 em vez do 0,7 aqui utilizado.

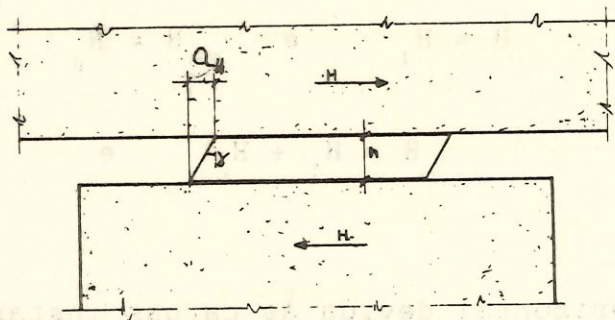


Figura 6.2

6.3.3- Limitação da tensão de cisalhamento

Deve ser satisfeita a seguinte relação:

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\theta < 5.G$$

onde:

$$\tau_N = \frac{1,5.(N_g + 1,5.N_q)}{B_i \cdot a \cdot b}$$

$$\tau_H = \frac{G \cdot a_H}{h} = \frac{H_1 + 0,5.H_2}{ab}$$

$$\tau_\theta = \frac{G \cdot a^2}{2 \cdot h_i \cdot h} \cdot (\text{tg } \theta_g + 1,5 \cdot \text{tg } \theta_q)$$

Observações:

- estas expressões devem ser aplicadas para cada camada de neoprene e também são válidas para almofada simples.

- deve ser verificada também a atuação de carga permanente isoladamente.

- no caso de elementos pré-moldados é recomendada a adoção de uma rotação inicial devida à imprecisão de montagem

$$\theta_0 = 0,01 \text{ rad}$$

que deverá ser somada às parcelas para o cálculo de τ_θ .

6.3.4- Segurança contra o deslizamento

Devem ser satisfeitas as seguintes condições:

$$a) H < \mu \cdot N$$

onde:

$$\mu = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma'_m} \quad (\sigma'_m \text{ em MPa})$$

com:

$$\sigma'_m = \frac{N_g}{A'} \quad H = H_1 \quad e \quad N = N_g$$

ou

$$\sigma'_m = \frac{N_g + N_q}{A'} \quad H = H_1 + H_2 \quad e \quad N = N_g + N_q$$

sendo:

$$H_1 = a_{H1} \cdot \frac{G \cdot A}{h}$$

H_2 = força horizontal devida às cargas instantâneas.

$$b) \frac{N_{\min}}{A'} \geq \left(1 + \frac{a}{b}\right) \quad (\text{em MPa})$$

Para almofadas cintadas deve-se ter: $\frac{N_{\min}}{A'} \geq 2,0 \text{ MPa}.$

Se os limites a) e b) não forem obedecidos, deve-se empregar dispositivos que impeçam o deslocamento da almofada.

6.3.5- Condição de não levantamento da borda menos carregada

6.3.5.1- Almofada simples

$$a) \operatorname{tg} \theta_g < \frac{2 \cdot h_1}{a} \quad \text{com} \quad h_1 = \frac{h \cdot \sigma_g}{10 \cdot G \cdot B + 2 \cdot \sigma_g}$$

onde:

$$\sigma_g = \frac{N_g}{(a - a_H) \cdot b} \quad e \quad B = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h \cdot (a + b)}$$

$$b) \operatorname{tg} \theta_g + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta_q \leq \frac{2 \cdot h_2}{a} \quad \text{com} \quad h_2 = \frac{h \cdot \sigma_{g+q}}{10 \cdot G \cdot B + 2 \cdot \sigma_{g+q}}$$

onde:

$$\sigma_{g+q} = \frac{N_g + N_q}{(a - a_H) \cdot b}$$

6.3.5.2- Almofadas cintadas

$$a) \operatorname{tg} \theta_g \leq \frac{6 \cdot \sum h_{1i}}{a} \quad \text{com} \quad h_{1i} = \frac{h_i \cdot \sigma_g}{4 \cdot G \cdot B_i^2 + 3 \cdot \sigma_g}$$

onde

$$B_i = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h_i \cdot (a + b)} \quad \text{e} \quad \sigma_g : \text{tem o mesmo significado do caso anterior}$$

$$b) \operatorname{tg} \theta_g + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta_q \leq \frac{6 \cdot \sum h_{2i}}{a} \quad \text{com} \quad h_{2i} = \frac{h_i \cdot \sigma_{g+q}}{4 \cdot G \cdot B_i^2 + 3 \cdot \sigma_{g+q}}$$

6.3.6- Verificação da estabilidade

Dispensa-se a verificação da estabilidade da almofada se:

$$h < \frac{a}{5}$$

Se esta condição não for satisfeita, a verificação pode ser feita com:

$$\sigma'_m < \frac{2 \cdot a}{3 \cdot h} \cdot G \cdot B$$

6.3.7- Verificação das chapas de aço

$$h_s \geq \frac{a \cdot \sigma'_m}{B \cdot \sigma_s}$$

onde:

$$\sigma_s = 150 \text{ MPa} \quad (\text{tensão admissível do aço})$$

As chapas externas podem ficar com metade da espessura calculada. Geralmente elas têm a espessura mínima de 2 mm.

6.3.8- Módulo de deformação transversal do neoprene

Não sendo conhecido o valor do módulo de deformação transversal do neoprene G, obtido através de ensaio experimental, podem ser adotados os valores da tabela a seguir, em função da dureza Shore A.

Dureza Shore A	50	60	70
Módulo G (MPa)	0,8	1,0	1,2

BIBLIOGRAFIA

- ABNT. NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 1985.
- BRAGA, W.A. Aparelhos de apoio das estruturas. São Paulo, Editora Edgard Blucher, 1986.
- D'ANDREA, V., ISHITANI, H. Distribuição dos esforços horizontais de pontes em viga reta. Estrutura, Rio de Janeiro, no.74, pg.33-57, 1976.
- LEONHARDT, F. Construções de concreto: princípios básicos da construção de pontes de concreto (Volume 6). Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1979.
- PFEIL, W. Pontes em concreto armado. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 1979.