

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

PROJETO E VIABILIDADE ECONÔMICA DE
COBERTURAS PÊNSEIS COM CABOS-TRELIÇA

ENG. JOSÉ JAIRO DE SÁLES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Roberto L.A. Barbato

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. João Carlos Antunes de Oliveira e Souza

Prof. Dr. Dante F. Guelpa

SUPLENTE:

Prof. Dr. Walter Abrahão Nimir

Prof. Dr. Regis Latorraca Ribeiro Lima

SÃO CARLOS, 30 DE ABRIL DE 1988

Este trabalho é dedicado,

À memória dos meus pais, que sempre acreditaram no filho.

À minha esposa Ursula, que quase sempre acredita no marido.

Aos meus filhos Ana e Clóvis, que ainda acreditam no pai.

AGRADECIMENTOS

Ao Sr. Rui Roberto Casale pela datilografia, e
ã Sra. Sylvia Helena Morette Vilani pela elaboração dos de
senhos e gráficos.

Agradecimento especial ao Prof. Roberto L.A. Baru
bato, pela amizade, orientação e acompanhamento ao longo
de todas as fases.

R E S U M O

Este trabalho estuda as Coberturas Pênseis, fornecendo uma visão geral sobre o assunto e enfocando em particular as coberturas que empregam cabos-treliça.

No primeiro capítulo são discutidas as formas, o funcionamento estrutural, os materiais e a montagem das coberturas. Encerrando o capítulo são descritas algumas obras já construídas.

No segundo capítulo são desenvolvidas as equações para o cálculo do cabo-treliça pelo processo do meio contínuo.

No terceiro capítulo as equações deduzidas são aplicadas na resolução de um cabo-treliça tipo.

No quarto capítulo é realizada a análise de custo para coberturas com vãos compreendidos entre 20 e 100m.

Finalmente no quinto capítulo são fornecidas algumas observações sobre o projeto e sobre a viabilidade econômica das coberturas em cabos-treliça.

ABSTRACT

This work studies suspend roofs providing a general view on this subject emphasising in particular the roofs with cable-trusses.

In the first chapter it is discussed the geometry, the structural behavior, the material and the building-up of those roofs. At the end of this chapter, some works, already constructed, are described.

In the second chapter equations for the calculation of the cable-trusses are developed, by using the continuous-mean process.

In the third chapter, the above deduced equations are applied in the calculation of typical cable-trusses.

In the fourth chapter, the analysis of cost for roofs with span between 20 and 100m is carried out.

Finally, in the fifth chapter, some remarks about the design and about the economical viability of the roofs on cable-trusses are presented.

Í N D I C E

OBJETIVOS E CONTEÚDO DO TRABALHO	1
1. INTRODUÇÃO	5
1.1 - Breve histórico	5
1.2 - Conceitos básicos	7
1.2.1 - Coberturas pênseis não protendidas ..	8
1.2.2 - Coberturas pênseis protendidas	12
1.2.3 - Estruturas de apoio	20
1.2.4 - Sistema de vedação	22
1.2.5 - Escoamentos das águas pluviais	25
1.2.6 - Ações atuantes nas coberturas pênseis	26
1.3 - Montagem de um cabo-treliça	31
1.4 - Cabos de aço e seus acessórios	33
1.5 - Descrição de algumas obras	40
1.5.1 - Estádio em Estocolmo - Suécia	40
1.5.2 - Palácio de Esportes - Roseto Degli Abruzzi - Itália	48
1.5.3 - Pavilhão de Exposições da Feira de Mármore - Itália	54
2. CÁLCULO DOS CABOS-TRELIÇA PELO PROCESSO DO MEIO CONTÍNUO	58
2.1 - Relações básicas	58
2.2 - Aplicação da protensão	63
2.3 - Aplicações das ações	66
2.3.1 - Cabo-treliça não conectado	66
2.3.2 - Cabo-treliça conectado	70
2.3.3 - Generalização para diversas ações ...	74
2.3.4 - Variação da temperatura	77
2.4 - Escolha da força de protensão	78
2.5 - Exemplo de aplicação	80

3. ESTUDO DE UM CABO-TRELIÇA TIPO	88
3.1 - Configuração geométrica da estrutura	88
3.2 - Escolha das seções dos cabos	90
3.3 - Esforços e deslocamentos finais	92
3.3.1 - Estado de tensão	92
3.3.2 - Estado de deslocamento	101
3.3.3 - Hastes de ligação	102
4. ANÁLISE DO CUSTO	104
4.1 - Consumo de materiais	104
4.1.1 - Sistema de vedação	104
4.1.2 - Sistema portante	107
4.1.3 - Estruturas de apoio	110
4.1.4 - Fundações	115
4.2 - Custo dos materiais e de mão de obra	118
4.2.1 - Sistema de vedação	119
4.2.2 - Estrutura portante	120
4.2.3 - Estruturas de apoio	121
4.2.4 - Fundações	123
4.2.5 - Custos totais	124
4.2.6 - Custos relativos	125
4.3 - Análise dos resultados	128
5. COMENTÁRIOS FINAIS	132
5.1 - Sobre o projeto	132
5.2 - Da viabilidade econômica	138
6. BIBLIOGRAFIA	141
APÊNDICE	
A - PROPRIEDADES DOS CABOS DE AÇO NACIONAIS	146
B - CUSTO BÁSICO DE MATERIAL E MÃO DE OBRA POR m ² COBERTO	151

OBJETIVOS E CONTEÚDO DO TRABALHO

A utilização de estruturas pênseis para cobrir grandes vãos livres ou grandes áreas é usual em outros países [1; 13; 14; 30; 32; 37; 47]*, entretanto, entre nós, a menos de algumas experiências isoladas e pioneiras [11; 12; 23; 34; 38], tal modalidade não é lembrada quando da concepção de um ante-projeto onde esta modalidade construtiva poderia ser aplicada.

Acredita-se que, ou por não possuírem informações suficientes sobre o assunto, ou por estarem condicionados à utilização de outras modalidades já consagradas, nossos projetistas nem sequer cogitam de utilizar uma cobertura pênsil, mesmo quando as características de vão e de carregamento apontam para esta solução.

Visando conhecer melhor, e ao mesmo tempo fornecer um apanhado geral sobre o assunto, foi desenvolvido o presente trabalho, que procura mostrar a viabilidade técnica e econômica das coberturas pênseis formadas por cabos-treliça, analisando-se os aspectos ligados ao projeto, à fabricação e à montagem dos seus componentes estruturais.

Desta forma, no primeiro capítulo procurou-se apresentar, dentro da sequência que pareceu ser a mais lógica, os conceitos básicos, as formas e as tipologias mais usuais, bem como os materiais mais empregados e as ações aplicadas nestas coberturas.

* Indicação bibliográfica

No segundo capítulo apresenta-se o desenvolvimento das equações que permitem calcular os esforços, e os deslocamentos que estas estruturas podem apresentar, em função da sua configuração geométrica e das propriedades mecânicas dos elementos que as compõe. Para este desenvolvimento admitiu-se que os cabos principais são ligados entre si por um meio contínuo, assegurando assim os mesmos deslocamentos verticais aos dois cabos, em uma mesma ordenada. Este processo é conhecido como o do meio contínuo e a análise estrutural é realizada com o emprego de equações diferenciais que relacionam esforços, deformações e deslocamentos.

Existe um outro processo, conhecido como discreto, que considera as ações aplicadas nos nós da estrutura e a análise é feita mediante o emprego do clássico processo dos deslocamentos, para estruturas de comportamento não linear, que permite analisar a influência que o afastamento e a inclinação das hastes exercem na intensidade dos esforços que atuam nos cabos. Entretanto a sua solução é definida por um sistema com elevado número de equações, exigindo a utilização de computador para resolvê-las.

Quanto à precisão dos resultados, os dois processos se equivalem, desde que respeitados certos limites e intervalos de aplicação tais como o afastamento entre as hastes que deve ser menor que um décimo do vão ($L/10$) e que a relação flecha/vão esteja próxima de $1/10$.

As equações básicas necessárias ao desenvolvimento do processo são obtidas a partir de um cabo livremente suspenso submetido a uma ação uniformemente distribuída segundo o vão. Estas equações são a seguir estendidas para os cabos-treliça, particularizando-as para os diversos carregamentos que incluem o peso próprio do sistema, a aplicação da protensão e ações simétricas e não simétricas, concluindo-se com a apresentação de uma sistematização colocada em forma de tabela. Esta maneira de desenvolver e apresentar as equações foi baseada nos trabalhos de IRVINE [26] e MUKHANOV [47].

Encerrando este segundo capítulo, após analisar o efeito que o deslocamento dos apoios e a variação da temperatura exercem sobre os esforços dos cabos, apresenta-se uma forma de determinar a intensidade da força de protensão que deve ser aplicada no sistema em função dos parâmetros de carga e da configuração geométrica que o mesmo possui.

No terceiro capítulo são apresentadas e discutidas algumas considerações relativas ao projeto de um cabo-treliça. Inicia-se pela discussão da configuração geométrica da estrutura e pela intensidade das ações que solicitam a estrutura, analisando-se o estado de tensão e de deslocamento para as diversas combinações de ações.

Todo este estudo é desenvolvido tendo por base um exemplo, que vai sendo dimensionado e verificado ao longo do capítulo. Este estudo limita-se ao cálculo dos esforços e deslocamentos dos cabos principais e das hastes de ligação.

O quarto capítulo trata do custo das coberturas em cabos-treliça, englobando-se materiais e mão-obra, começando-se pelos elementos de vedação, elaboram-se estimativas de consumo em função dos vãos a vencer, visando a estabelecer gráficos que representem o custo de cada item, passando-se pelos cabos principais, estais, estruturas de apoio e fundações.

No caso dos estais é abordada a utilização de cabos de aço na sua confecção e também de perfis metálicos, buscando-se verificar qual das duas soluções é mais econômica.

As estruturas de apoio, pilares e vigas de travamento, também são supostas fabricadas ou em concreto armado ou em perfis metálicos, visando a determinar o custo provável de cada uma das modalidades construtivas.

Concluindo o capítulo discutem-se as fundações, estimando-se o consumo e o custo das mesmas, considerando-se duas modalidades de ancoragem para os estais, por atirantamento em solo e por gravidade.

No quinto capítulo apresentam-se algumas observações sobre o custo e sobre o projeto das estruturas formadas por cabos-treliça. Estas observações visam servir de indicação para uma análise mais detalhada de cada projeto em particular, uma vez comprovada a viabilidade econômica das coberturas pênseis em cabos-treliça.

1. INTRODUÇÃO

1.1 - BREVE HISTÓRICO

Desde a antiguidade as coberturas suspensas tem representado uma interessante alternativa para cobrir grandes áreas livres.

Alguns autores afirmam que os gregos empregaram este tipo de cobertura no Odeon de Atenas e no Teatro de Epidauro [23] .

Outros autores relatam que no ano 70 DC os romanos tentaram construir, empregando tecido de linho e corda de cânhamo, uma cobertura suspensa para o Coliseu. O tecido costurado às cordas e estas fixadas às paredes de contorno formariam uma imensa cobertura pênsil que cobriria uma área elíptica de aproximadamente 23.000m^2 [30;32] .

Somente muito tempo depois deste frustrado empreendimento é que começaram a surgir as coberturas pênseis como as atuais. Isto ocorreu no ano de 1896 quando na Rússia, na cidade de Nijny-Novgorod, foram construídos quatro pavilhões com cobertura pênsil, formada por tiras de aço entrelaçadas em forma de malha [13;14] .

Com a tecnologia desenvolvida para as pontes pênseis foi possível construir, nas primeiras décadas do nosso

século, algumas coberturas pênseis que convenceram não só pelo aspecto plástico mas também pela economia apresentada em mão de obra e em materiais. Como exemplo podem ser citados os pavilhões ingleses tipo Buckwyn, destinados a depósitos agrícola, que desmontáveis e com vãos até 30m, apresentaram uma economia total de quase 60% em relação às construções convencionais [47]. Vale mencionar também as coberturas metálicas de oito silos construídos em 1932 na cidade de Albany, USA; na cobertura desses silos foram utilizadas cerca de 22.000 metros de chapas de aço com 1,27m de largura e de 2,8mm de espessura. As chapas foram posicionadas e ligadas por pontos de solda sendo depois solidarizadas por um cordão contínuo. Foram vencidos vãos de 42m e coberta uma área total de aproximadamente 60.000m². A montagem foi executada por uma equipe de 7 homens no prazo de 6 dias [47].

Embora se considere as coberturas de Nijny-Novogorod como o início da fase atual de desenvolvimento das coberturas suspensas, foi somente a partir da construção da notável Arena de Raleigh, em 1953, que estas coberturas começaram a ocupar lugar de destaque no campo da construção civil.

Atualmente, consideradas como das mais eficientes para cobrir grandes áreas, estão presentes em quase todos os países com magníficos exemplares. Vale lembrar, por exemplo:

- . Arena de Raleigh - Carolina do Norte, USA. Construída em 1953, com 10.000m² de área coberta.
- . Estádio Nacional de Montevidéu - Uruguai. Construído em 1958, com 7.000m² de área coberta.
- . Pavilhão de São Cristovão - Rio de Janeiro, Brasil. Construído em 1959, com 32.000m² de área coberta.
- . Conjunto Olímpico de Tóquio - Japão. Construído em 1964, com 12.000m² de área coberta.

- . Madison Square Garden - Nova Iorque, USA. Construído em 1967, com 12.000m^2 de área coberta.
- . Igreja N.S. das Graças - Araraquara, Brasil. Construída em 1967, com 1.200m^2 de área coberta.
- . Cobertura Olímpica de Munique - Alemanha Ocidental. Construída em 1972, com 74.800m^2 de área coberta.
- . Palácio de Esportes de Milão - Itália. Construído em 1974, com 12.868m^2 de área coberta.
- . Estádio Emílio Gomes - Rolândia, Brasil. Construído em 1974, com 3.200m^2 de área coberta.
- . Terminal do Aeroporto de Jeddah - Arábia Saudita. Construído em 1985, com 500.000m^2 de área coberta total.
- . Palácio de Esportes de Atenas - Grécia. Construído em 1985, com 10.200m^2 de área coberta.
- . Hipermercado Casa Sendas - São Paulo, Brasil. Em construção, com 10.000m^2 de área coberta.

Após estes breves comentários a respeito da evolução das coberturas pênseis no tempo, apresenta-se a seguir um relato dos principais aspectos ligados a este importante tipo de cobertura.

1.2 - CONCEITOS BÁSICOS

Uma cobertura pênseil, conhecida também como cobertura suspensa ou teto suspenso, compõe-se essencialmente de um sistema estrutural formado por cabos de aço - isolados ou adequadamente associados - e por um sistema de vedação que é fixado aos cabos.

Os cabos que formam o sistema estrutural, quando isolados podem ser livremente suspensos e quando associados

entre si podem ser protendidos. Desta forma, no primeiro caso a cobertura é dita não protendida e no segundo caso é dita protendida ou pré-tensionada.

O sistema de vedação é formado pela vedação propriamente dita e por acessórios que tem a finalidade de fixar a vedação aos cabos de aço. Como vedação podem ser empregados os mais diversos materiais tais como aço, concreto ou madeira.

Os conceitos acima colocados serão expostos com maiores detalhes nos itens subsequentes.

1.2.1 - Coberturas Pênseis não Protendidas

Dentre as coberturas pênseis não protendidas a mais simples é a cilíndrica, composta por cabos dispostos paralelamente entre si formando uma cesta com concavidade voltada para cima.

Neste tipo de cobertura os esforços oriundos dos cabos são comumente absorvidos por estruturas engastadas nas fundações ou articuladas e devidamente estaiadas.

Algumas variantes destas coberturas estão mostradas de maneira esquemática na figura 1.1.

Sob o ponto de vista econômico recomenda-se para este tipo de cobertura, vãos compreendidos entre 30 e 60m, espaçamento entre os cabos de 2 a 4m e relação flecha/vão em torno do valor 1/10 [13].

A utilização de apoios desnivelados pode representar uma alternativa interessante no partido arquitetônico escolhido ou quando se deseja, por exemplo, o aproveitamento mais racional do relevo existente reduzindo ou mesmo dispensando um volume grande de escavação.

Uma outra cobertura não protendida é a que se obtém mediante a variação progressiva ou da altura dos pilares ou da flecha dos cabos. Neste caso a cesta possui dupla curvatura reversa ou de mesmo sentido.

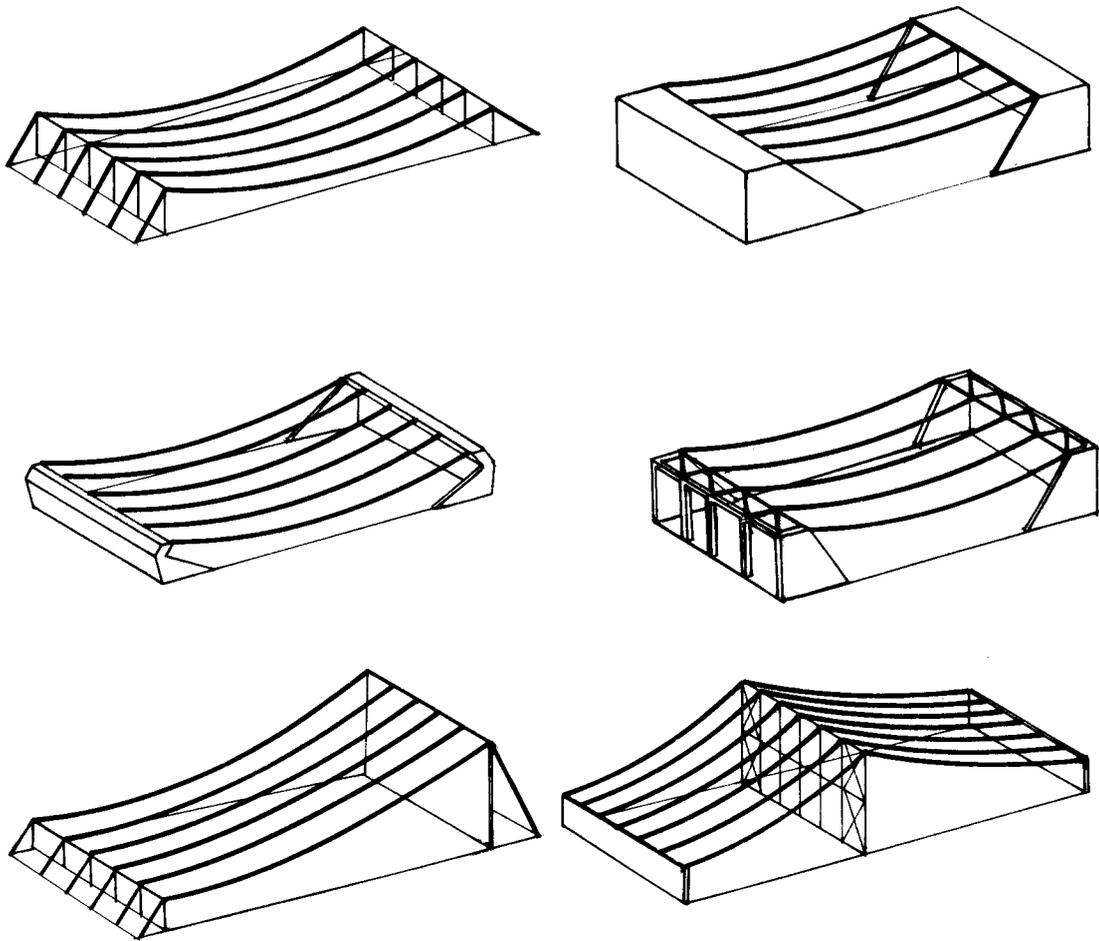


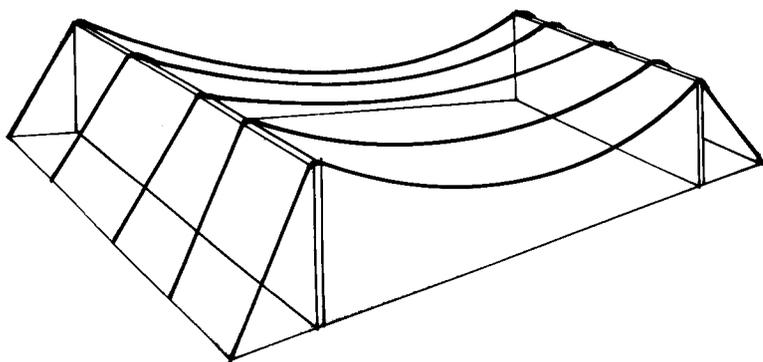
Fig. 1.1 - Esquemas de Coberturas Pênseis Cilíndricas não Protendidas.

Também neste tipo de cobertura os esforços oriundos dos cabos podem ser absorvidos por estruturas engastadas ou articuladas e estaiadas, como se mostra na figura 1.2.

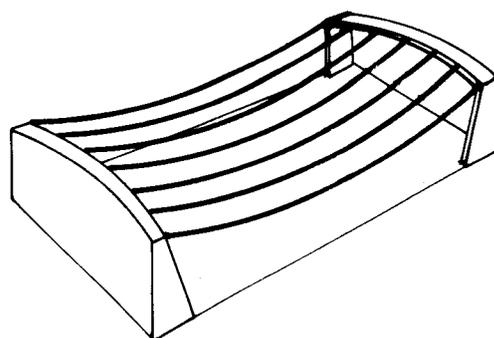
As recomendações para vãos e espaçamentos dos cabos são as mesmas que para as coberturas cilíndricas, bem como para as relações de flecha/vão que devem ficar em torno de $1/10$ [13].

Outra forma muito difundida de cobertura pênseis não protendida é a de planta circular, composta por dois anéis concêntricos e por cabos radiais ancorados nos anéis.

É interessante observar que o empuxo oriundo dos cabos é totalmente absorvido pelos anéis concêntricos, fi-



a) Variação sucessiva das flechas



b) Variação do comprimento dos pilares

Fig. 1.2 - Esquemas de coberturas pêenseis não protendidas com dupla curvatura reversa e de mesmo sentido.

cando a estrutura de contorno solicitada predominantemente a esforços de compressão.

A figura 1.3 ilustra esta forma de cobertura, onde os diâmetros recomendados estão entre 45 e 90m e a relação flecha/diâmetro entre 1/9 e 1/12. O número de cabos depende essencialmente do raio dos anéis externo e interno. Em primeira aproximação pode-se obter o número de cabos empregando a relação $3r_e \leq n \leq 20r_i$, onde n é o número de cabos, r_e é o raio do anel externo e r_i é o raio do anel interno, em metros [13].

Uma variante desta cobertura é a que se obtém com a introdução de uma torre central, como mostra a figura 1.4.

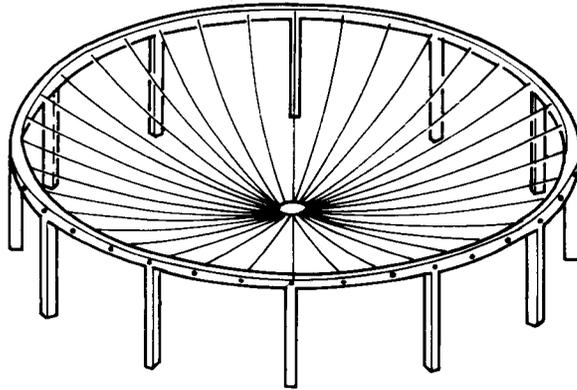


Fig. 1.3 - Esquema de cobertura circular não protendida.

Neste caso é possível tirar partido da torre central, projetando-a com dimensões convenientes visando a múltiplos usos tais como dependências de administração do espaço coberto, reservatório de água, dependências sanitárias, depósitos, etc.

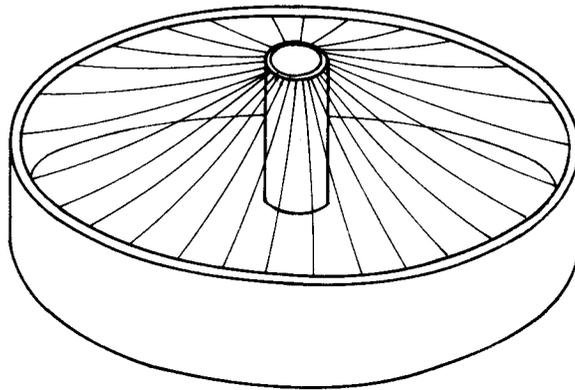


Fig. 1.4 - Esquema de cobertura circular com torre central.

Para este tipo de cobertura os diâmetros recomendados estão entre 60 e 120m e a relação flecha/vão entre 1/9 e 1/12. O número de cabos pode ser determinado mediante a relação já comentada, $3r_e \leq n \leq 20r_i$ [13].

Uma outra variante é a cobertura com planta em forma de setor circular. Alguns esquemas são mostrados na figura 1.5, onde é possível observar, novamente, a utilização de estais, pilares engastados ou apoios desnivelados.

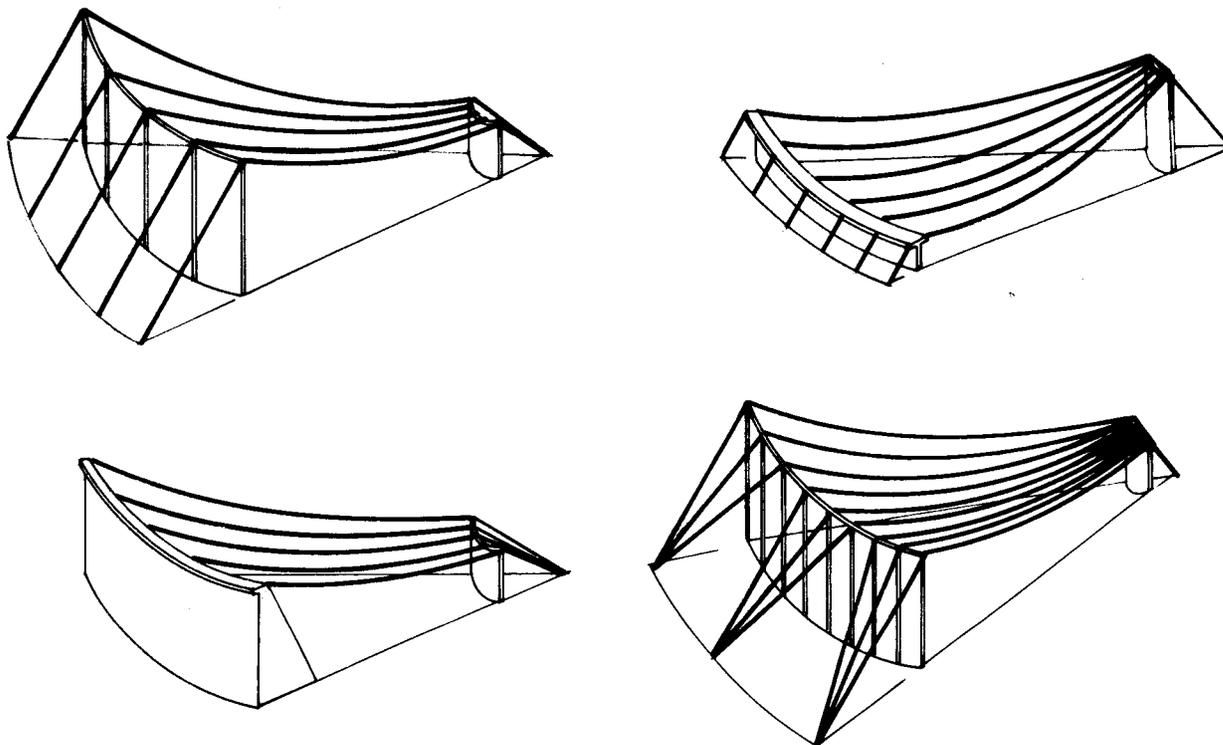


Fig. 1.5 - Esquemas de coberturas pênseis não protendidas com planta em forma de setor circular.

As recomendações para vão, espaçamento e flecha são as mesmas que as citadas para as circulares com centro elevado.

Cabe ressaltar que outras formas de coberturas pênseis não protendidas podem ser concebidas, bastando para tanto um pouco de criatividade e imaginação.

1.2.2 - Coberturas Pênseis Protendidas

Nas coberturas pênseis protendidas o sistema estrutural é composto por cabos portantes e por cabos tensores adequadamente associados.

Quanto à associação dos cabos, duas são as mais utilizadas, gerando assim dois sistemas estruturais distintos, os cabos-treliça e as cestas protendidas.

Nos cabos-treliça são dispostos em um mesmo plano um cabo portante e um cabo tensor, ligados entre si por hastes verticais ou inclinadas, que dependendo da posição relativa existente entre os dois cabos podem trabalhar traçionadas ou comprimidas. A figura 1.6 ilustra algumas das formas mais usuais para os cabos-treliça.

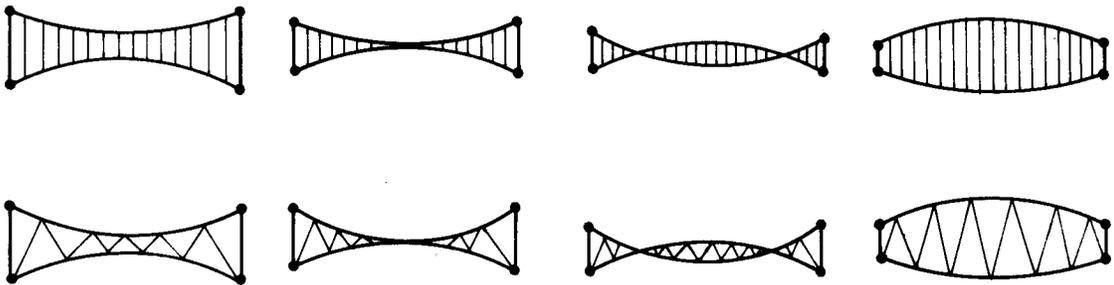


Fig. 1.6 - Algumas formas de cabos-treliça.

O sistema com hastes verticais foi desenvolvido por Lev Zetlin e posteriormente o de hastes inclinadas por David Jawerth [14;47].

Os dois sistemas, o de hastes verticais e o de hastes inclinadas, possuem comportamento estático bastante semelhante, fornecendo respostas estruturais bastantes próximas, exceto para as ações não simétricas. Neste caso os deslocamentos do sistema de hastes inclinadas são sensivelmente menores. É fácil perceber que o deslocamento de um nó no sistema de hastes inclinadas depende da deformação das hastes que concorrem no nó, o que não acontece no sistema de hastes verticais. A figura 1.7 procura ilustrar este fato [32].

O sistema de hastes inclinadas possui um melhor comportamento para as ações de natureza oscilatória ou com características dinâmicas devido aos diferentes modos de vibração natural que as hastes possuem. Este fato está ligado ao comprimento de cada haste, diferentes entre si e ao esforço de cada uma, também diferentes. No sistema de hastes verticais estas diferenças não são tão sensíveis, o-

casinando frequências naturais bastantes próximas para duas hastes contíguas.

O desenvolvimento do sistema de hastes inclinadas visava diminuir os deslocamentos causados pelas ações dinâmicas, o aumento de rigidez estática conseguido foi apenas uma consequência [38].

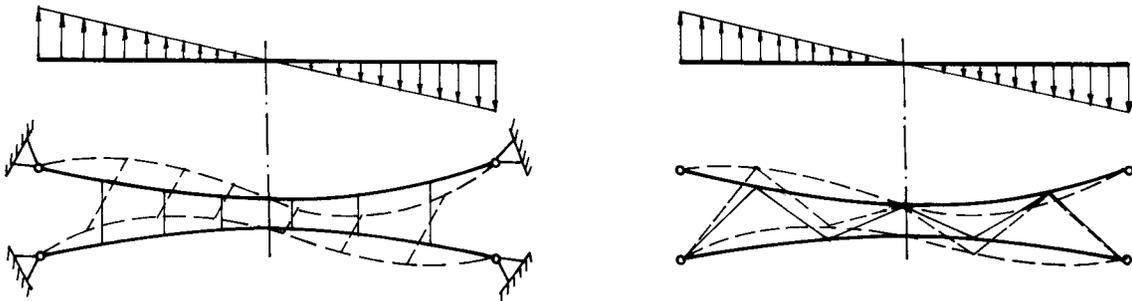


Fig. 1.7 - Cabos-treliça sob ações não simétricas, aspecto dos deslocamentos de cada tipo de sistema.

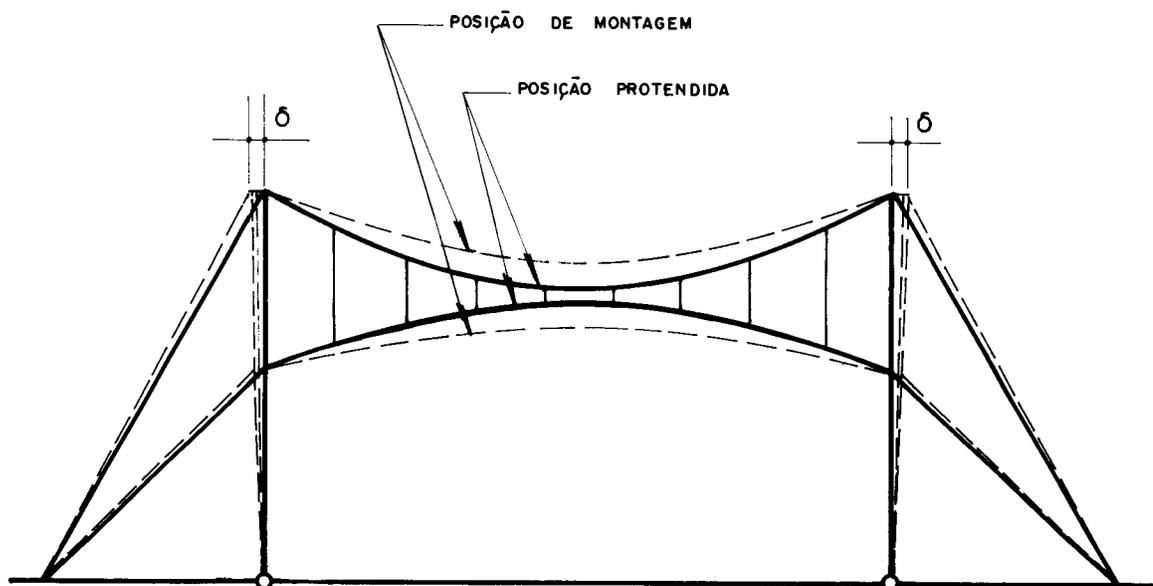
Quanto à protensão, esta pode ser aplicada aos sistemas ou por meio das hastes ou por meio dos cabos, devendo ser suficiente para assegurar ao sistema um estado permanente de tração.

Nos sistemas de hastes inclinadas a forma mais usual para a aplicação da protensão é através dos cabos, nos sistemas com hastes verticais qualquer das duas formas é aplicável.

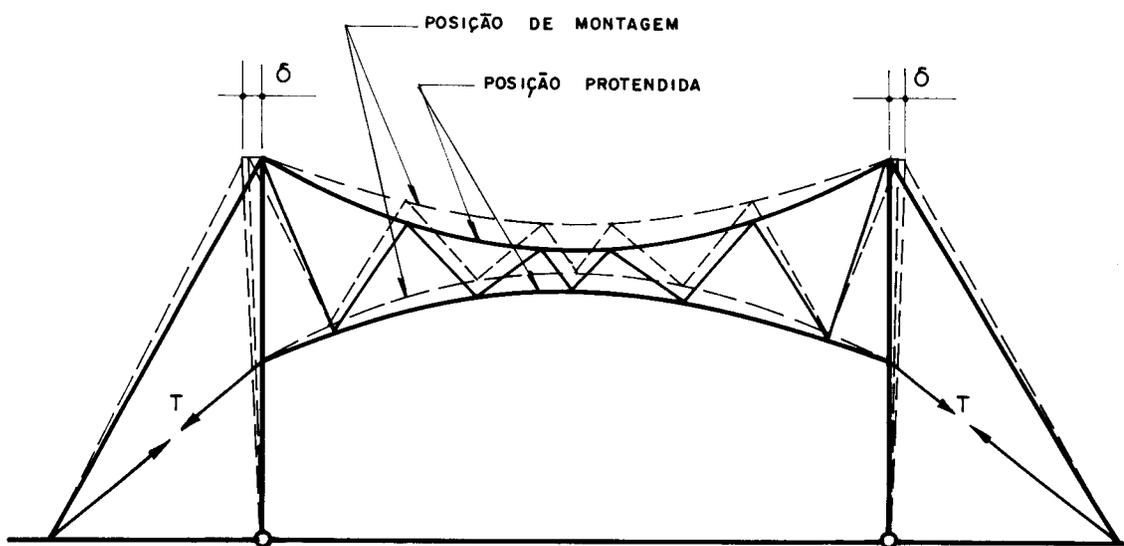
A figura 1.8 apresenta esquematicamente estas formas de aplicação.

Protendido o sistema, os cabos e as hastes que formam a treliça se comportam solidariamente. Assim, as ações se distribuem por ambos os cabos com a tendência de reduzir o esforço de tração em um deles e de aumentar este esforço no outro.

As coberturas pênseis protendidas que empregam cabos-treliça, a exemplo das não protendidas, podem possuir as formas mais diversas em função da disposição relativa seguida pelos cabos. Também neste caso as disposições mais usuais



a) Protensão aplicada pelas hastes



b) Protensão aplicada por um dos cabos

Fig. 1.8 - Formas de aplicação da protensão em um cabo-treliça.

consistem em dispor os cabos-treliça paralelamente entre si ou em posição radial.

A disposição paralela, como já descrito, pode dar origem às coberturas cilíndricas e às de dupla curvatura reversa ou de mesmo sentido.

Na figura 1.9 estão esquematizadas algumas destas coberturas.

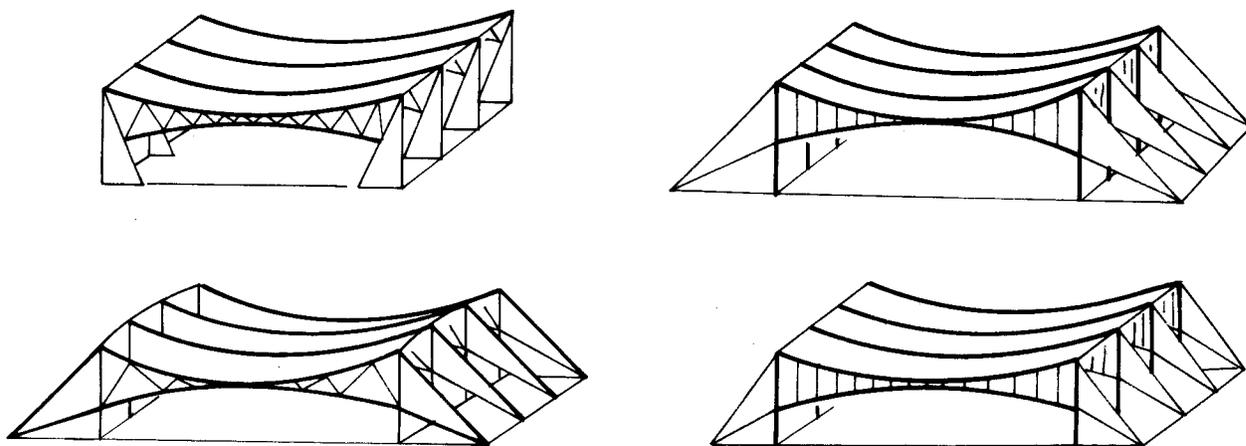


Fig. 1.9 - Esquema de coberturas cilíndricas e de dupla curvatura, com sistema portante protendido.

Estas coberturas tem vãos recomendados para valores entre 45 e 90m, espaçamento entre os cabos de 2 a 5m e relação flecha/vão entre 1/10 e 1/12. Podem ser construídas com apoios desnivelados, pilares engastados ou articulados e estaiados e em vãos simples ou duplos [13].

As coberturas em planta circular, elípticas ou em setor circular, formadas pela disposição radial dos cabos, têm seus vãos recomendados para valores entre 60 e 120m e relação flecha/diâmetro entre 1/12 e 1/15. O número de cabos pode ser obtido aplicando a relação $3r_e \leq n \leq 20r_i$ já comentada [13].

O outro sistema estrutural, correspondente às cestas protendidas, gerado pela disposição transversal dos cabos, é formado por uma família de cabos tensores e outra fa

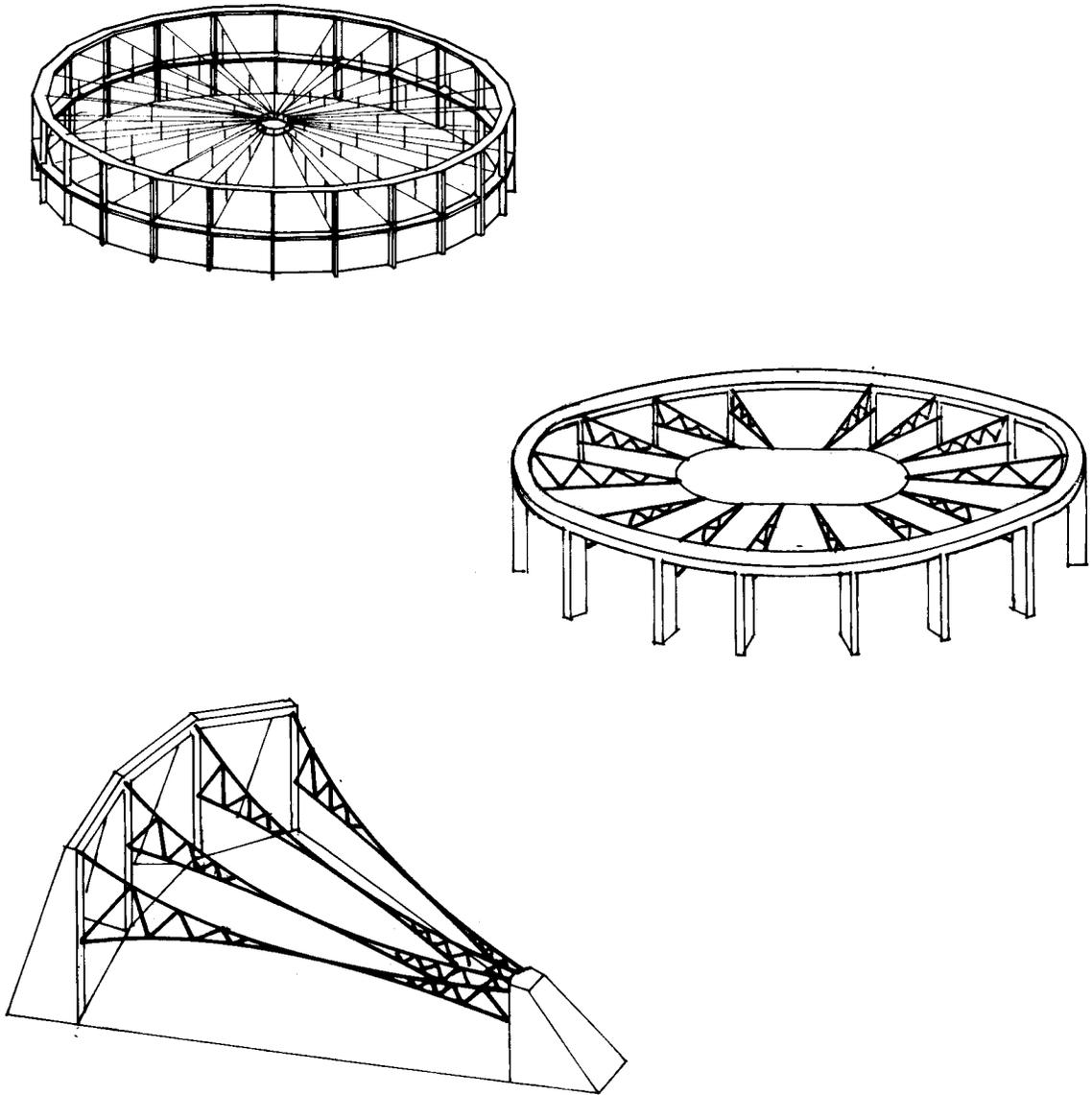


Fig. 1.10 - Coberturas protendidas em planta circular, elíptica e em setor circular.

mília de cabos portantes, compondo uma superfície de dupla curvatura reversa.

A aplicação da protensão pode ser feita por meio dos cabos e seu valor deve possuir a mesma condição descrita para os cabos treliça, qual seja manter o sistema sempre tracionado.

As cestas protendidas são também estruturas bastante rígidas e com comportamento solidário entre os ele-

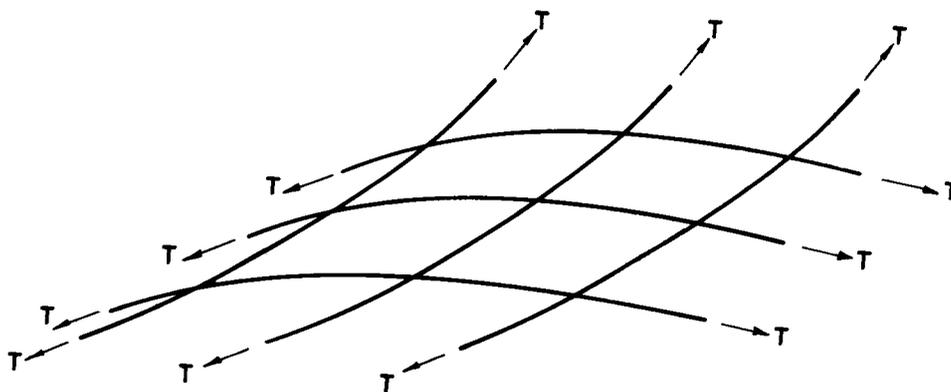


Fig. 1.11 - Esquema de rede ou cesta protendida.

mentos que as compõe. Assim quando uma família de cabos recebe um aumento nos esforços de tração, a outra família recebe uma diminuição nos seus esforços, também de tração evidentemente.

Cronologicamente as cestas, também conhecidas como redes ou como malhas, podem ser consideradas como predecessoras das estruturas formadas por cabos-treliça, mas devido às aplicações bastante diferenciadas de forma e de vão as duas não se superpõe, antes disso se completam.

As plantas mais utilizadas nas estruturas cobertas por cestas protendidas são a circular e a elíptica, que a exemplo das demais coberturas que empregam estas formas construtivas, possibilitam absorver os esforços horizontais transmitidos pelos cabos no anel de contorno, restando à estrutura de apoio esforços predominantemente de compressão.

Quanto aos vãos a vencer pelas cestas protendidas, do ponto de vista econômico, recomenda-se empregá-las para valores acima de 100m e como valor máximo, algo compatível com as propriedades do material a ser empregado. Atualmente encontram-se construídas cestas com até 250m de vão [23].

Algumas cestas são concebidas com contorno formado por um cabo de aço, dando origem assim a uma forma de cobertura totalmente livre e com uma superfície com vários sentidos de curvatura.

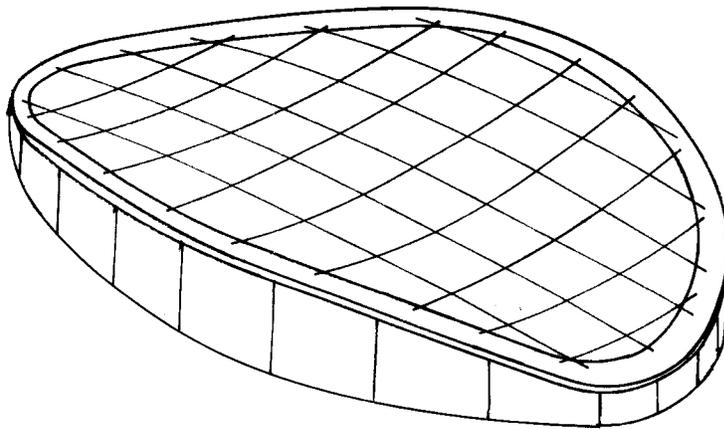


Fig. 1.12 - Cobertura em cesta protendida, com planta elíptica.

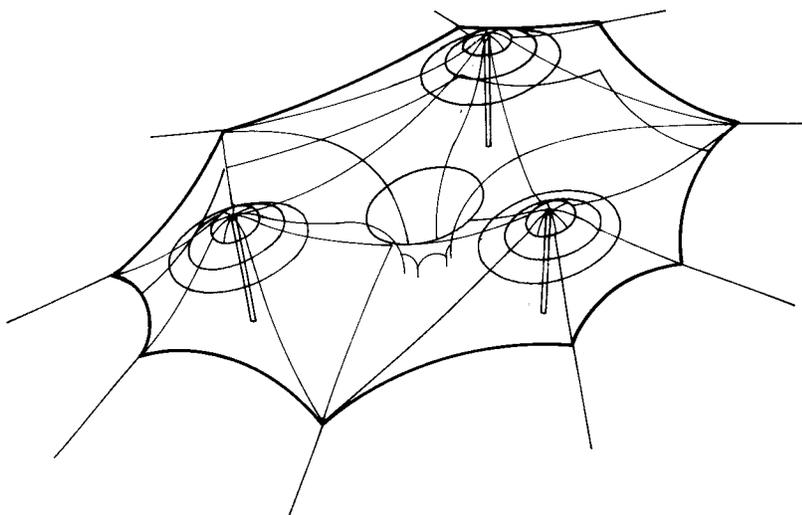


Fig. 1.13 - Cobertura em cesta protendida com contorno em cabo de aço.

Concluindo estas considerações sobre as coberturas protendidas é importante citar uma outra forma bastante empregada, como por exemplo nas coberturas do Estádio de Montevideu, Igreja N.S. das Graças e no Estádio Emílio Gomes.

Estas coberturas são formadas apenas por uma família de cabos e a protensão é aplicada aos mesmos pelos elementos que compõe o sistema de vedação [12;34].

1.2.3 - Estruturas de Apoio

Nas coberturas que empregam pilares articulados nas fundações, como é o caso mais comum nas coberturas cilíndricas não protendidas, a transmissão do esforço T torna necessário a utilização de estais adequadamente ancorados no solo. Esta ancoragem pode ser realizada, ou por gravidade ou por técnicas especiais de atirantamento em solo ou rocha. Alguns esquemas de ancoragens são mostrados na figura 1.14.

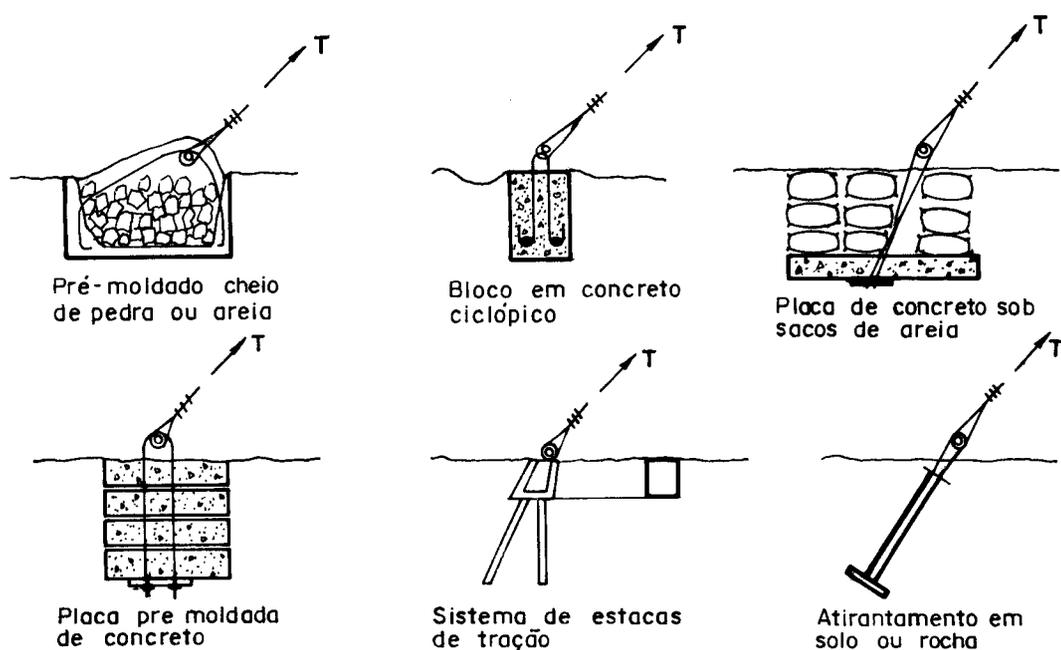


Fig. 1.14 - Esquemas usuais de ancoragem.

Como é fácil perceber, a intensidade do esforço T , se altera quando a inclinação do estai é alterada. Como o esforço H , componente horizontal do esforço T , possui valor constante para esta variação, o esforço V , componente vertical do esforço T , deve variar sua intensidade para que o equilíbrio do ponto seja mantido. Por este motivo, é fundamental que se determine corretamente a inclinação do tirante, pois a mesma influencia diretamente o custo das fundações. A figura seguinte dá uma idéia da variação de T com a variação da inclinação do estai.

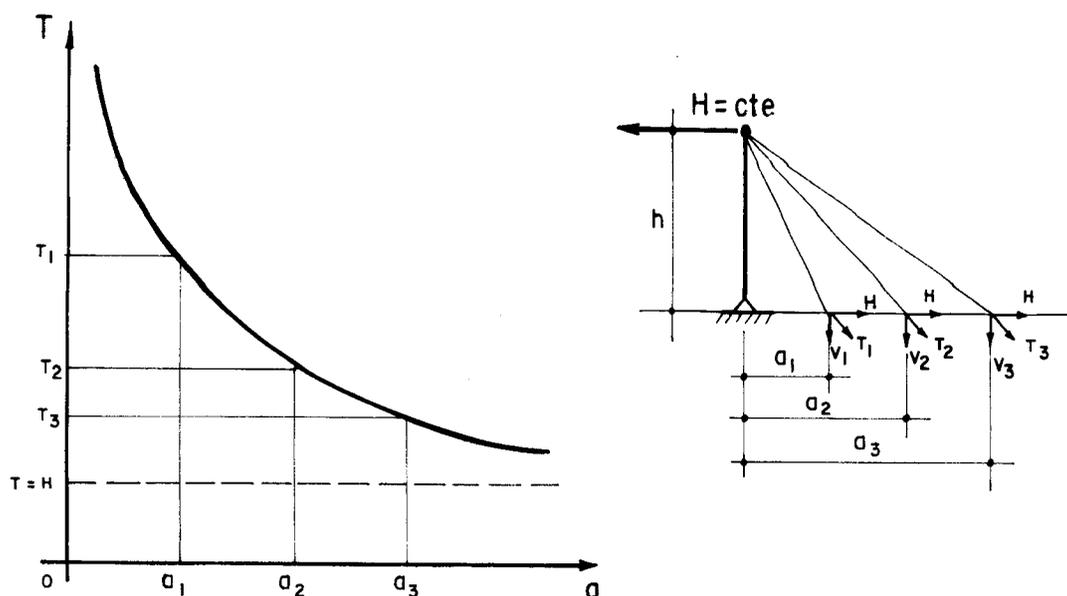


Fig. 1.15 - Variação do esforço T com a distância a.

Da figura anterior é possível observar que a pequenos valores de a correspondem grandes valores para T e conseqüentemente para V, o que leva a concluir que será necessário uma área maior da seção transversal do estai e um volume maior para as ancoragens. Além disso a pequena dimensão de a pode causar problema de interferência entre as fundações do pilar e do bloco de ancoragem.

Por outro lado, valores grandes de a, que reduzem a força no estai, exigem um espaço maior em volta da construção, nem sempre disponível ou quando disponível a um custo muito elevado.

Sõ para exemplificar, um cabo com esforço horizontal de 10tf, pilar com 12m de altura e com três valores distintos para a distância a fornece os valores de T e V do quadro abaixo.

a	6m	12m	18m
T	22tf	14tf	11tf
V	20tf	10tf	5tf

Enfim, a escolha da inclinação do estai deve ser criteriosa e procurar atender a todos estes requisitos.

1.2.4 - Sistema de Vedação

O sistema de vedação é constituído essencialmente pela vedação propriamente dita e pelos acessórios de fixação nos cabos.

Como vedação podem ser usadas placas de concreto ou de argamassa armada, nas mais variadas formas. Neste caso, a armadura das placas deixada saliente pode servir de apoio das placas nos cabos. Este sistema foi o empregado nas coberturas de Rolândia e Araraquara.

Estas placas podem também ser utilizadas apoiadas em perfis metálicos ou outras estruturas destinadas a este fim.

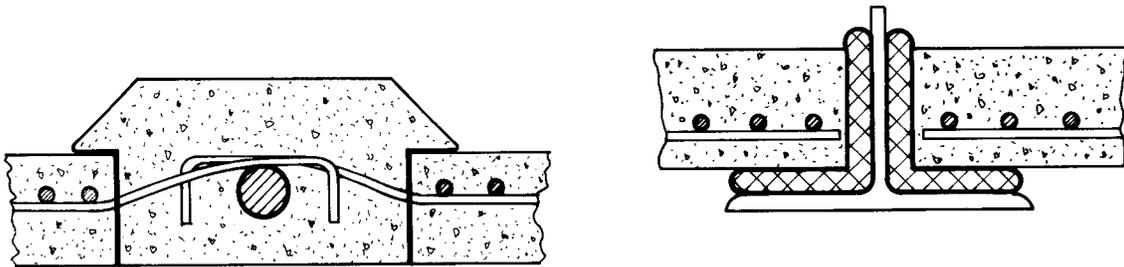


Fig. 1.16 - Fixação das placas de argamassa ou de concreto armado.

A vedação com elevado peso próprio, como as placas de concreto ou de argamassa armada, são normalmente utilizadas nas coberturas não protendidas para estabilizar a estrutura de cabos.

Um outro elemento muito empregado na vedação são as telhas pré-formadas de aço ou de alumínio, que podem ser fixadas diretamente aos cabos ou então apoiadas sobre perfis metálicos ou de madeira.

Estas telhas merecem atenção especial nas regiões de traspasse, principalmente as localizadas nos pontos onde os cabos possuem inclinação quase nula, como acontece nos pontos de flecha máxima.

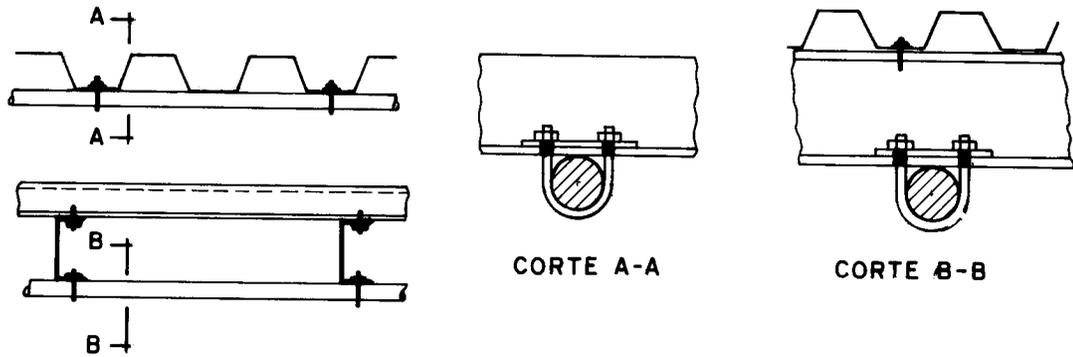


Fig. 1.17 - Fixação das telhas de aço ou de alumínio.

Quando é prevista a utilização de chapas lisas de aço, alumínio ou de acrílico, torna-se necessário a aplicação de perfis de contorno e molduras de materiais flexíveis para garantir a vedação.

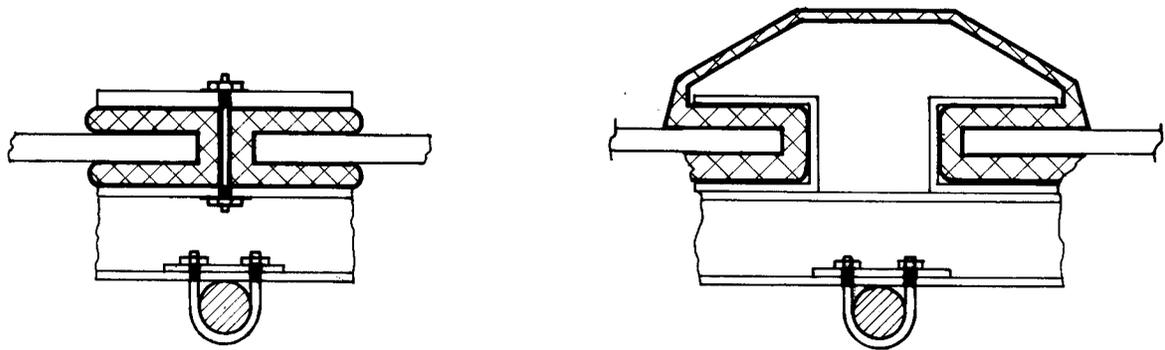


Fig. 1.18 - Fixação de chapas lisas.

Em alguns projetos é possível utilizar como vedação lâminas de plástico ou de náilon. Neste caso, os cabos podem ser envolvidos pelo tecido dispensando outros acessórios de fixação [1].



Fig. 1.19 - Fixação de lâminas de náilon ou de plástico.

Convém lembrar que nas coberturas pênseis o sistema de vedação deve ser projetado de modo a absorver os des-

locamentos tangenciais relativos que certamente surgirão entre o sistema de vedação e os cabos portantes. O impedimento destes deslocamentos pode levar a vedação à ruptura, que fixada aos cabos passa a absorver uma parcela significativa dos esforços de tração dos mesmos.

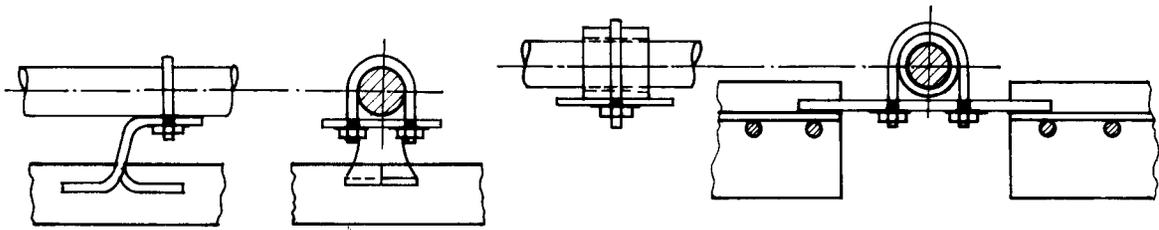


Fig. 1.20 - Fixação de vedação com deslocamentos tangenciais permitidos.

Com relação à vedação lateral, além dos cuidados naturais que devem ser tomados quando do fechamento de grandes áreas, deve-se evitar que os deslocamentos dos cabos situados nas extremidades da cobertura sejam impedidos pela estrutura suporte do fechamento lateral. Uma solução é deixar um espaço que permita aos cabos se deslocarem, como mostrado na figura 1.21.a, em outros casos os cabos extremos podem ser substituídos por vigas rígidas, como mostra a figura 1.21.b.

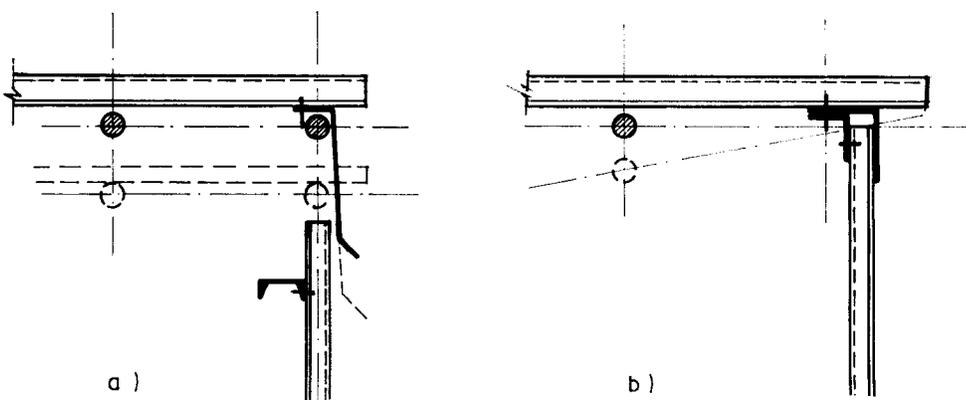


Fig. 1.21 - Detalhe do encontro vedação/fechamento lateral.

1.2.5 - Escoamento das Águas Pluviais

Em alguns tipos de coberturas, o escoamento das águas pluviais torna indispensável a utilização de calhas e tubos de queda para direcionar este fluxo.

A disposição dos tubos e calhas deve sempre que possível interferir o mínimo possível com a arquitetura e com a estética da construção. A figura 1.22 apresenta algumas sugestões para a disposição destes acessórios.

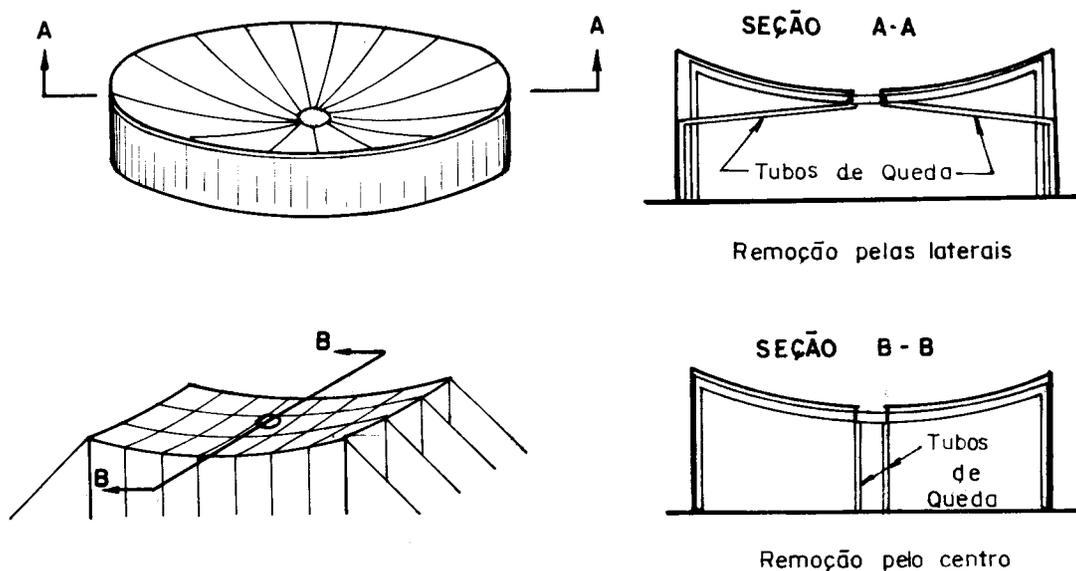


Fig. 1.22 - Remoção de águas pluviais.

Nas coberturas cilíndricas com apoios nivelados é aconselhável a colocação de uma calha central para evitar o empoçamento e o retorno da água na junção das telhas.

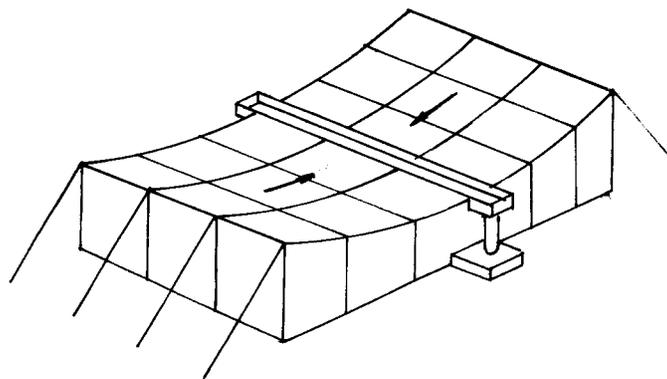


Fig. 1.23 - Remoção de água em cobertura cilíndrica.

Nas coberturas com apoios desnivelados, como já escrito, ou nas coberturas com dupla curvatura reversa o escoamento se processa naturalmente, uma vez que os pontos baixos estão localizados juntos ao contorno da cobertura. Nestes casos o emprego de calhas ou tubos de queda destina-se a coletar o fluxo evitando que a água escorra pelo fechamento lateral.

1.2.6 - Ações Atuantes nas Coberturas Pênseis

As ações que devem ser consideradas em uma cobertura podem ser divididas em três categorias distintas: as permanentes, as variáveis e as excepcionais.

São consideradas como ações permanentes, o peso próprio dos sistemas de vedação e estrutural, o peso próprio de equipamentos em geral, a força de protensão, recalques de apoios e a retração de materiais.

Nas coberturas pênseis usuais o sistema estrutural tem peso da ordem de 3 a 8kgf/m². O sistema de vedação quando construído com telhas de aço ou de alumínio pesa da ordem de 5 a 12kgf/m². Quando se empregam placas de concreto armado ou de argamassa armada o peso próprio fica em torno de 75 a 125kgf/m².

São consideradas como ações variáveis as sobrecargas introduzidas na montagem ou em manutenções ao longo da vida útil da estrutura, os efeitos do vento, os acúmulos de águas pluviais, as variações de temperatura e em algumas regiões do país as prováveis cargas de neve.

Entre as ações variáveis merecem atenção as geradas pelo vento que podem atingir valores da ordem de 40 a 100kgf/m². Estes valores dependem da dimensão da cobertura, da forma externa, da permeabilidade das paredes, das condições de relevo do terreno e da altura das construções próximas.

São consideradas como excepcionais as ações decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios ou sismos de intensidade excepcional.

As ações, que formam as três categorias anteriormente descritas, definem carregamentos compostos por forças concentradas ou distribuídas segundo o vão ou segundo o comprimento dos cabos.

As configurações de equilíbrio que um cabo livremente suspenso assume quando submetido aos carregamentos mais usuais estão esquematizadas na figura 1.24, que permite algumas observações.

Considere-se inicialmente o primeiro esquema, onde uma carga concentrada é aplicada sobre o cabo. Como os cabos podem ser considerados como perfeitamente flexíveis, o momento fletor para qualquer ponto do mesmo será sempre nulo. Assim para um ponto situado a uma distância x do apoio da esquerda pode-se escrever:

$$H_y - V_a x = 0$$

ou

$$y = \frac{V_a}{H} x \quad (1.1)$$

A equação 1.1, que é a equação de uma reta, confirma a forma geométrica da configuração de equilíbrio representada no esquema em estudo.

Considerando agora que a força esteja aplicada no meio do vão ($x = L/2$) tem-se:

$$V_a = P/2 \quad e \quad y = f$$

Substituindo estes valores na equação 1.1 e arranjando em termos de H encontra-se:

$$H = \frac{PL}{4f} \quad (1.2)$$

A equação 1.2 mostra que para PL constante o valor de H depende do inverso de f .

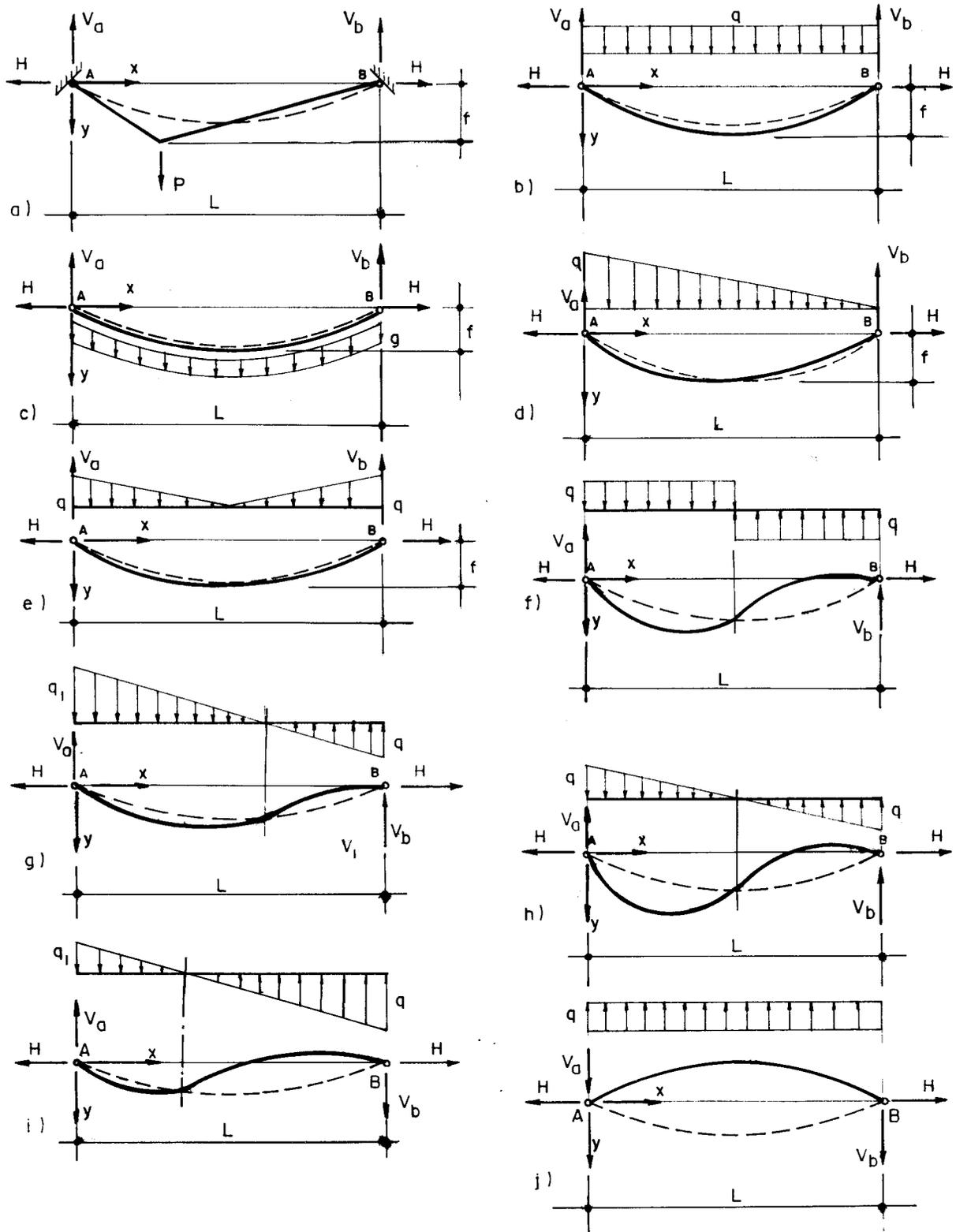


Fig. 1.24 - Esquemas de configurações de equilíbrio para um cabo livremente suspenso.

Com procedimento análogo para o esquema seguinte, esquema b, obtêm-se:

$$y = \frac{1}{H} \left(V_a x - \frac{qx^2}{2} \right) \quad (1.3)$$

Do mesmo modo, a equação 1.3, que é a equação de uma parábola do 2º grau, confirma a forma geométrica da configuração de equilíbrio. Com $x = L/2$ tem-se $y = f$ e $V_a = qL/2$, que substituídos e ordenados em função do esforço H, na equação 1.3 fornecem:

$$H = \frac{qL^2}{8f} \quad (1.4)$$

A equação 1.4 também mostra que o valor do esforço H depende de f, quando qL permanece constante.

Com o mesmo procedimento encontra-se para os esquemas seguintes (c, d, e, respectivamente) as equações que definem as configurações de equilíbrio dos cabos.

$$y = \frac{H}{g} \left[\text{Ch} \left(\frac{gL}{2H} \right) - \text{Ch} \left(\frac{gx}{H} - \frac{gL}{2H} \right) \right] \quad (1.5)$$

$$y = \frac{q}{H} \left(\frac{L}{3} x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{6L} \right) \quad (1.6)$$

$$y = \frac{1}{H} \left(\frac{qL}{4} x - \frac{qx^2}{2} + \frac{qx^3}{3L} \right) \quad (1.7)$$

As equações acima definem as formas geométricas das configurações de equilíbrio que são, respectivamente, catenária e parábolas do 3º grau.

De maneira análoga, para $x = L/2$ e $y = f$ têm-se das equações 1.6 e 1.7,

$$H = \frac{qL^2}{16f} \quad (1.8)$$

$$H = \frac{qL^2}{24f} \quad (1.9)$$

A equação 1.5, para os mesmos valores de x e y fornece:

$$f = - \frac{H}{g} \left[1 - \text{Ch} \left(\frac{gL}{2H} \right) \right] \quad (1.10)$$

que por ser transcendente em H , deve ser resolvida por tentativas.

Nas equações anteriores também pode ser observada a existência de dependência entre os valores do esforço H e da flecha f . Esta dependência pode ser melhor visualizada através da figura 1.25 onde no eixo das abscissas estão registrados os valores para a relação f/L e no eixo das ordenadas os valores relativos de $H/H_{\text{máximo}}$.

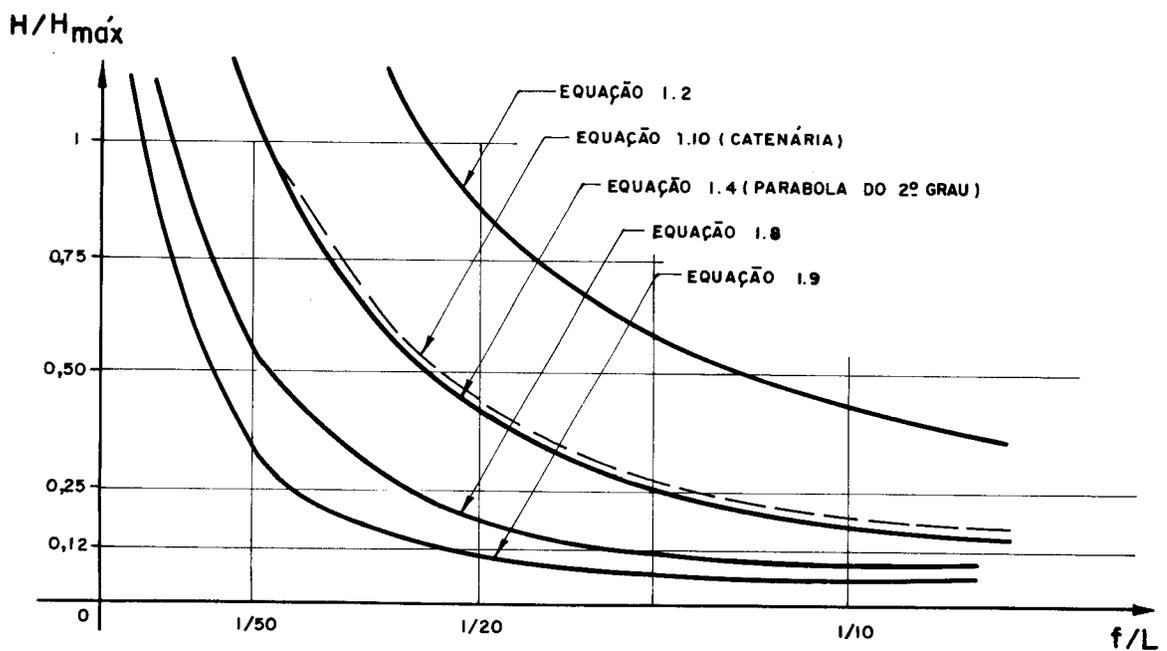


Fig. 1.25 - Variação de H com f

Observa-se que para valores de f/L da ordem de $1/10$ os valores de H não variam significativamente com a variação da flecha, entretanto para valores de f/L da ordem de $1/20$, ou menores, pequenas variações de f introduzem grandes variações em H . Estas observações permitem concluir que existe um intervalo ideal a ser adotado para a relação f/L . Para as coberturas pênseis usuais este intervalo deve ficar compreendido entre $1/10$ e $1/20$, para que não ocorram flechas muito grandes e tampouco cabos submetidos a esforços muito altos e muito sensíveis às variações das flechas.

Pode-se concluir também que a suspensão em catenária pode ser substituída pela parabólica, de tratamento analítico menos complexo.

Outra conclusão importante é a relativa a não linearidade existente entre H e f, o que caracteriza as estruturas formadas por cabos. Assim para carregamentos sucessivos defasados no tempo é necessário aplicar cada carregamento a partir da posição de equilíbrio determinado pelo carregamento anterior.

1.3 - MONTAGEM DE UM CABO TRELIÇA

A operação de montagem de uma cobertura pên^usil pode ser desdobrada em 4 fases distintas.

Uma 1a. fase consta da montagem, no solo, do cabo-treliça. Nesta operação marcam-se nos cabos os pontos de fixação das hastes, após o que as mesmas são conectadas. As ligações do cabo-treliça com as estruturas de apoio, quando executadas com sapatilhas e grampos, é realizada também nesta ocasião, quando executadas com soquetes chumbados, a fixação dos soquetes nos cabos usualmente é realizada pelo fabricante dos cabos.

A 2a. fase consta do içamento; e posicionamento do cabo-treliça. O içamento usualmente é executado com o auxílio de cabos auxiliares de içamento; o posicionamento é assegurado pelos acessórios que devem ser previstos por ocasião do projeto, tal como esticadores ou roscas de extremidade dos terminais.

A 3a. fase é a aplicação da protensão, que deve ser controlada para assegurar que os valores definidos no projeto serão atingidos.

A última fase é a da aplicação do sistema de vedação e dos demais acessórios. Como é possível observar, não é necessária a utilização de formas, cimbramentos ou estruturas auxiliares; a montagem de uma cobertura pên^usil torna-se uma operação simples e pouco dispendiosa, consumindo em média 0,2 homem/hora por metro quadrado coberto 32 .

Estas fases estão ilustradas, de maneira esquemática na figura 1.26.

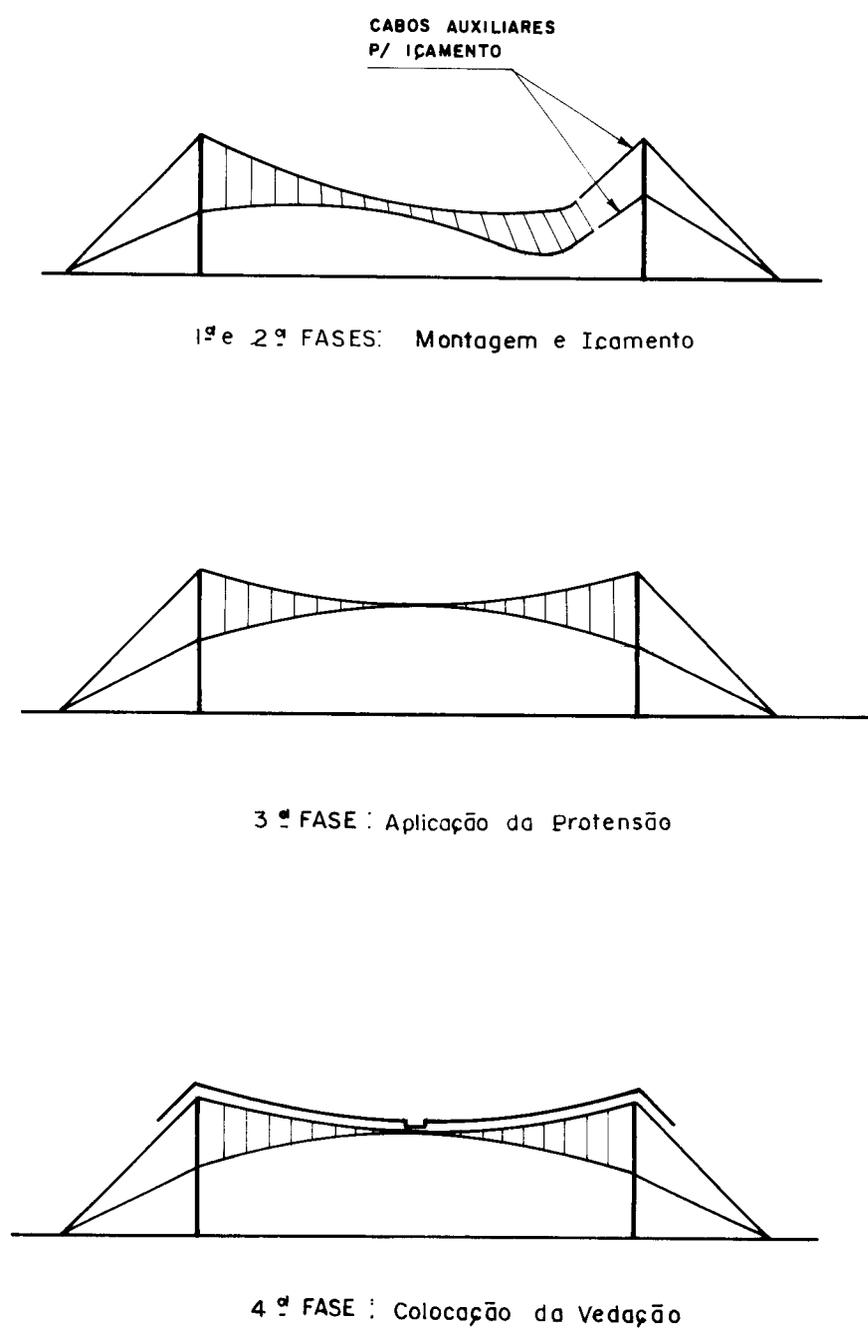


Fig. 1.26 - Esquema de montagem de um cabo-treliça

1.4 - CABOS DE AÇO E SEUS ACESSÓRIOS

Os fabricantes nacionais de cabos de aço obedecem prescrições de normas ABNT, BSS, API e outras normas estrangeiras, fornecendo cabos para múltiplas aplicações com diâmetros que variam desde 3,2mm até 60,3mm e em faixas de tensões de ruptura da ordem de 600 MPa até 2.300 MPa [17;18].

Os cabos de aço são formados por um núcleo central, denominado de alma, e por um conjunto de pernas que são helicoidalmente torcidas em torno do núcleo.

As pernas, por sua vez, são formadas por um fio central e por um conjunto de fios que são torcidos helicoidalmente em torno do fio central.

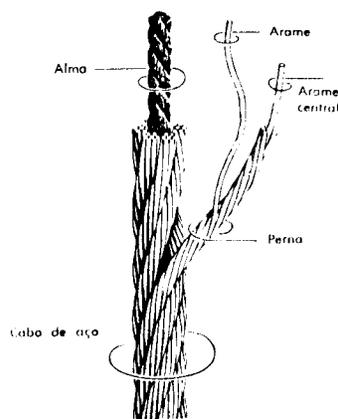


Fig. 1.27 - Formação de um cabo de aço

Os cabos de aço constituídos por uma só perna são denominados de cordoalhas. Os que possuem mais de uma perna recebem a denominação genérica de cabo.

As pernas de um cabo, quando formadas por mais de uma camada de fios, são executadas com o mesmo passo para os arames de camadas diferentes, assegurando assim um contato permanente entre os arames de camadas sucessivas. Este contato assegura uma resistência maior ao esmagamento das pernas ou das cordoalhas, distribui as tensões internas geradas pelo atrito entre os arames, e torna os cabos mais estáveis diminuindo a tendência de torcer quando sem solicitação.

O contato entre os fios que compõe o cabo pode ser melhorado empregando-se na sua construção fios de diâmetros diferentes. Esta técnica deu origem às quatro construções mais conhecidas que são: Seale, Warrington, Filler e mista.

a) A construção Seale emprega duas camadas de arames com o mesmo número de fios, sendo a camada interna de diâmetro menor. Esta construção proporciona uma alta resistência à abrasão devido ao maior diâmetro dos fios externos.

b) A construção Warrington emprega duas camadas de arames de diâmetros diferentes dispostos alternadamente na camada externa, gerando uma superfície externa mais lisa e uma seção mais compacta. Esta construção proporciona uma alta resistência ao esmagamento e boa estabilidade ao cabo.

c) A construção Filler apresenta os espaços entre as camadas externas preenchidos com arames de diâmetro menor, gerando a seção mais compacta entre as descritas e com boa resistência à abrasão e ao esmagamento.

d) A construção mista é obtida com a combinação das construções anteriores, duas a duas.

A única que é fabricada pelos fornecedores nacionais é a Warrington-Seale, que apresenta uma camada de arames de pequeno diâmetro junto ao núcleo, uma segunda camada com arames diferentes, dispostos alternadamente e uma última camada de arames de diâmetro maior.

Esta construção gera um cabo resistente ao esmagamento, pouco flexível, com pouco atrito interno e resistente à abrasão externa.

A flexibilidade de um cabo, que é medida pela sua maior ou menor resistência ao enrolamento, é função dos diâmetros dos fios que o compõe. Cabos construídos com fios de pequenos diâmetros são evidentemente mais flexíveis que cabos construídos com fios de diâmetros mais grossos.

O diâmetro dos fios também influencia a resistência do cabo. É sabido que fios de diâmetro menor, devi-

do ao processo de fabricação, ganham um acentuado aumento de resistência.

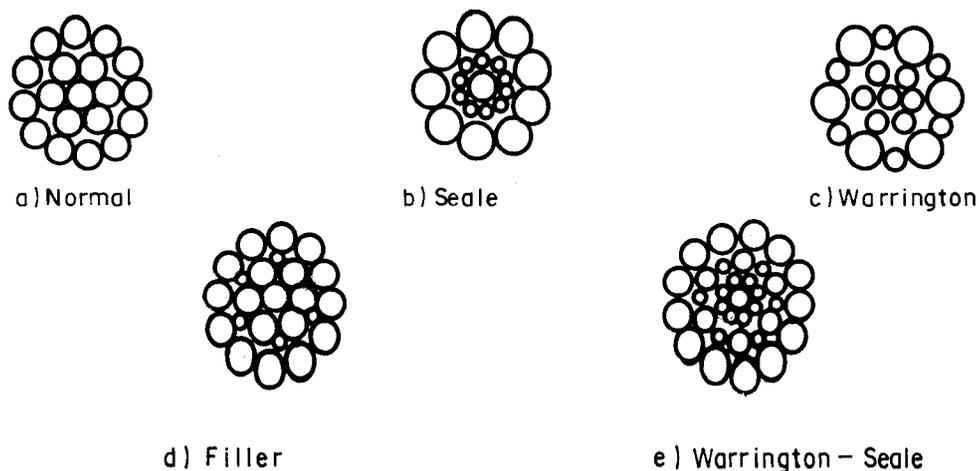


Fig. 1.28 - Construções mais usuais.

Com relação ao sentido de torção, os cabos podem ser de torção regular ou de torção Lang (à esquerda ou à direita). O cabo é de torção Lang quando o sentido de enrolamento para a confecção das pernas coincide com o sentido de enrolamento das pernas em torno do núcleo do cabo. A torção regular ou em cruz ocorre quando os sentidos de enrolamento são diferentes.

A torção Lang aumenta a resistência à abrasão e a flexibilidade do cabo, e a torção regular aumenta a estabilidade do cabo.

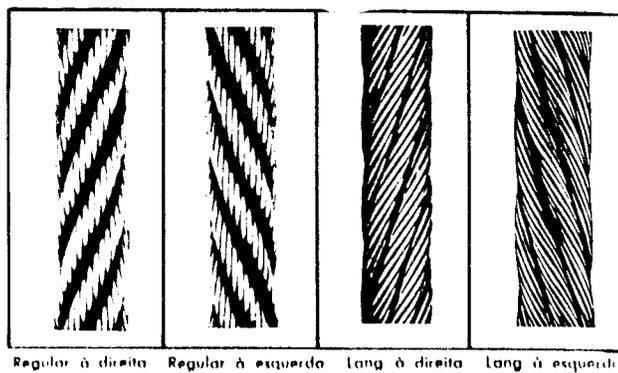


Fig. 1.29 - Torção dos cabos de aço.

Os cabos podem ser pré-formados ou não. O cabo é pré-formado quando as pernas e os arames passam por um processo adicional que os mantém curvados na forma helicoidal.

Nos cabos pré-formados as tensões são melhor distribuídas e a tendência ao desenrolamento é sensivelmente diminuída.

Quanto a alma dos cabos estas podem ser em fibra natural, artificial ou em aço.

Como alma de aço empregam-se ou uma perna ou um cabo de aço propriamente dito. Como alma de fibras naturais usam-se o sisal ou o rami e como artificial o polipropileno.

Os cabos que empregam alma de fibra são mais deformáveis que os cabos que empregam alma de aço. As deformações estão ligadas diretamente à acomodação das pernas e dos fios em relação aos seus núcleos. Estas deformações, chamadas de estruturais, podem ser quase que totalmente eliminadas com a aplicação de um pré-estiramento ao cabo por ocasião da fabricação.

O processo de pré-estiramento consiste em aplicar ao cabo uma tração, durante um determinado período de tempo, com intensidade da ordem de 60% da sua capacidade última. Um cabo pré-estirado apresenta apenas deformações elásticas.

A identificação dos cabos é feita por dois números. O primeiro representa a quantidade de pernas que o mesmo possui e o segundo número representa a quantidade de arames existentes em cada perna. Por exemplo, um cabo identificado como 6 x 7, possui 6 pernas com 7 arames em cada uma.

A área metálica de um cabo de aço pode ser calculada multiplicando-se o quadrado do diâmetro nominal do cabo por um fator que depende da construção utilizada.

O módulo de elasticidade ou módulo de deformação de um cabo pré-estirado assume um valor praticamente constante para trações menores que a aplicada no pré-estiramen

CORDOALHAS

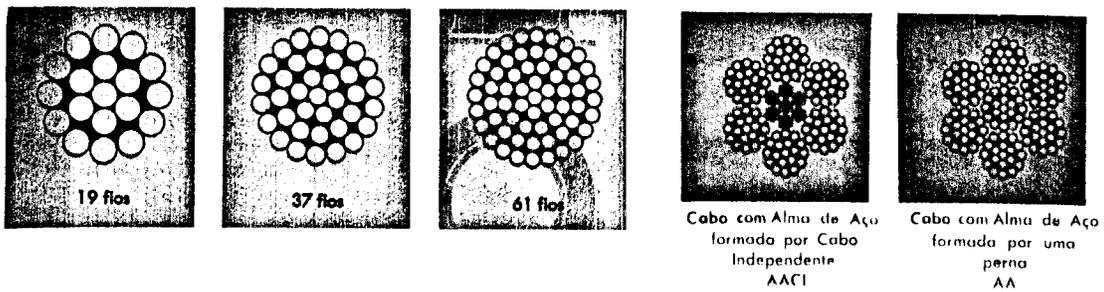


Fig. 1.30 - Seção transversal de alguns cabos e cordoalhas.

to. Como ilustração é apresentado na figura 1.31 um gráfico retirado do catálogo da Bethlehem Steel Corporation, onde uma cordoalha pré-estirada foi submetida a um ensaio de tração, fornecendo as informações ali apresentadas [13].

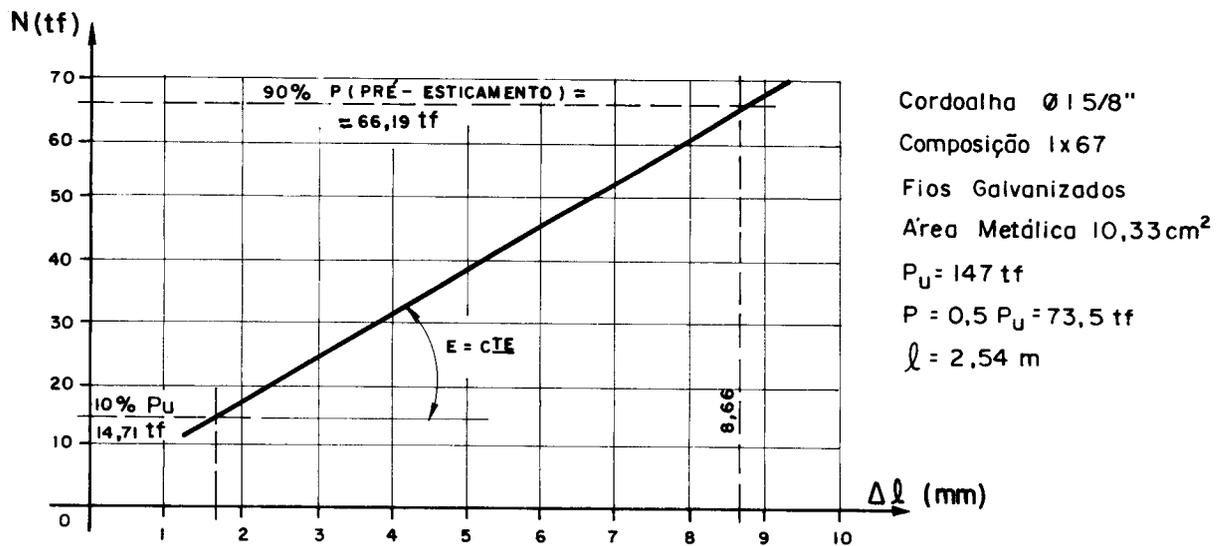


Fig. 1.31 - Relação tensão/deformação de um cabo pré-estirado.

Vale aqui ressaltar que a carga de trabalho de um cabo pré-estirado, para que o mesmo trabalhe dentro do regime de proporcionalidade, deve ser inferior a 90% da força aplicada no pré-estiramento e que esta, por sua vez, deve

ser inferior a 60% da carga mínima efetiva fornecida pelo fabricante.

Quanto ao acabamento, os arames que compõe os ca bos podem ser galvanizados ou polidos. A escolha do tipo de acabamento depende das condições do ambiente de trabalho dos cabos.

Para melhorar as condições de durabilidade, o ca bo pode ser fornecido lubrificado, em vários níveis de lubrificação.

Nos cabos que empregam alma de fibra o óleo lubrificante é inicialmente absorvido pela alma e posteriormente transferido aos fios do cabo, mantendo uma lubrificação permanente.

Do exposto conclui-se que para as coberturas pên seis usuais, os cabos mais indicados são os de construção Filler ou Warrington-Seale de torção regular (mais estáveis e menos deformáveis transversalmente), pré-estirados e pré-formados, com alma de aço (menos deformáveis longitudinalmente), com acabamento polido e com lubrificação em nível normal.

Os cabos podem ser fixados nas estruturas de apoio ou por meio de terminais chumbados (soquetes) ou com o emprego de grampos e sapatilhas.

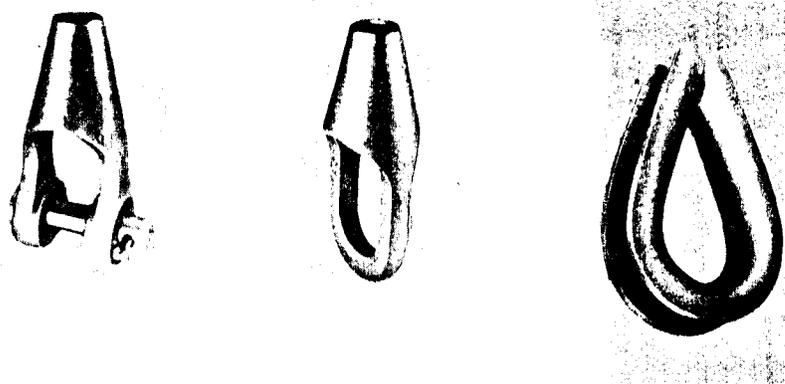


Fig. 1.32 - Soquetes e sapatilha protetora.

A fixação do cabo no soquete é feita por caldeamento. Este caldeamento consiste na colocação de metal em

estado de fusão (zinco ou liga de chumbo e antimônio) no o rifício do soquete onde previamente foi introduzida a ex tremidade do cabo devidamente desfiada. Estas operações es tão ilustradas na figura 1.33.

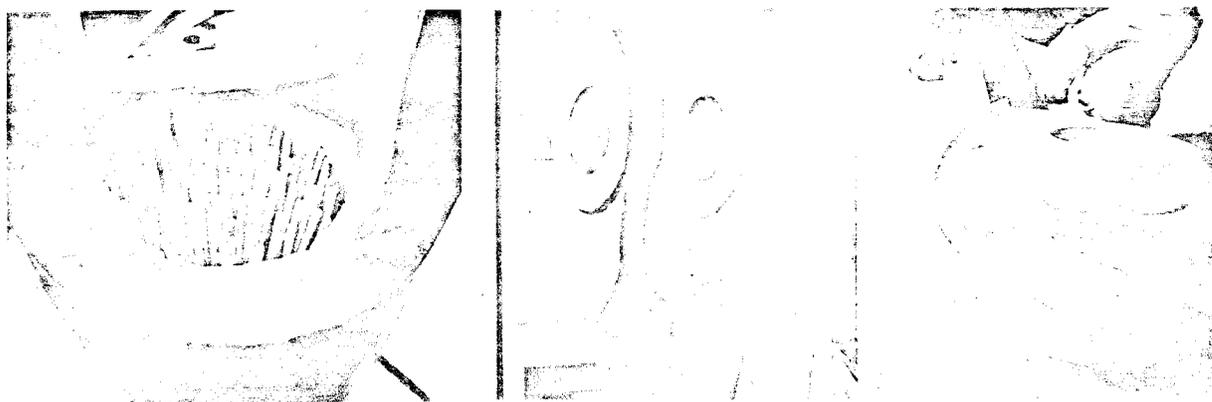


Fig. 1.33 - Montagem de um soquete chumbado.

A fixação das sapatilhas na extremidade do cabo é realizada com o emprego de grampos especiais, sempre em número de três ou mais. Para garantir a eficiência da ligação é necessário observar a posição os grampos. A figura 1.34 ilustra esta observação.

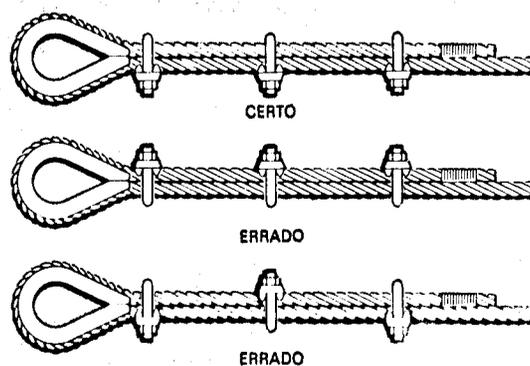


Fig. 1.34 - Sapatilhas protetoras - sentido de colocação dos grampos (clips).

O emprego de grampos e sapatilhas não permite que se considere a totalidade da capacidade do cabo, segundo alguns fabricantes esta perda de eficiência é da ordem de 20%.

No final deste trabalho, no apêndice A, apresentam-se tabelas que contêm as principais características dos cabos de fabricação nacional.

1.5 - DESCRIÇÃO DE ALGUMAS OBRAS

1.5.1 - Estádio em Estocolmo, Suécia

Projetado por Paul Hedqvist e calculado por David Jawerth no início dos anos sessenta, este estádio, destinado a esportes no inverno, comporta 12.000 espectadores em uma área coberta de quase 10.000m^2 [28].

O sistema portante é formado por 21 cabos-treliça de hastes inclinadas (sistema Jawert), dispostos paralelos entre si, com 5,28m de afastamento e com uma variação progressiva da altura dos pilares, que confere à cobertura uma dupla curvatura reversa.

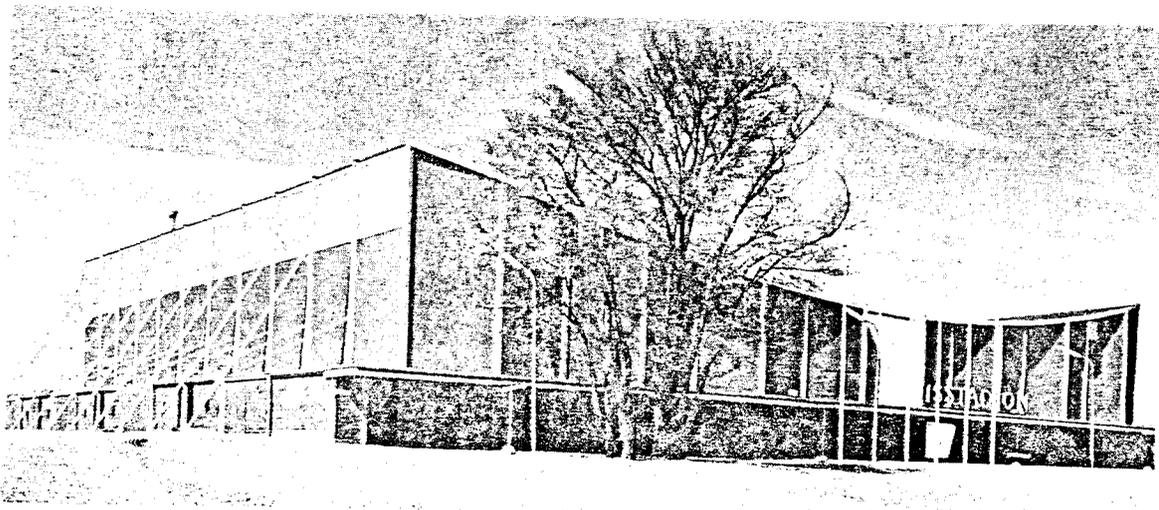
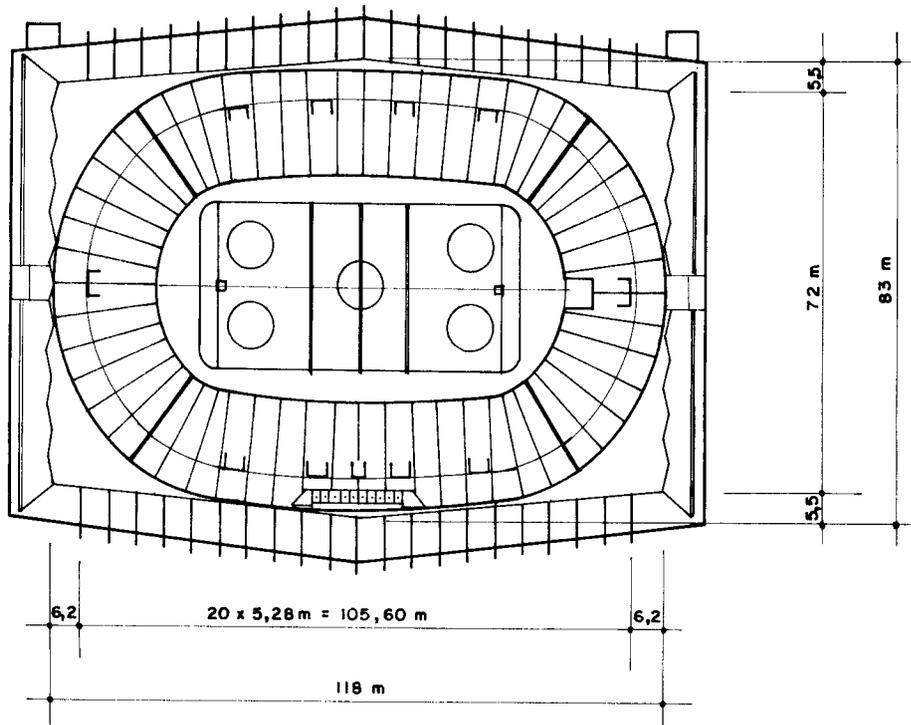
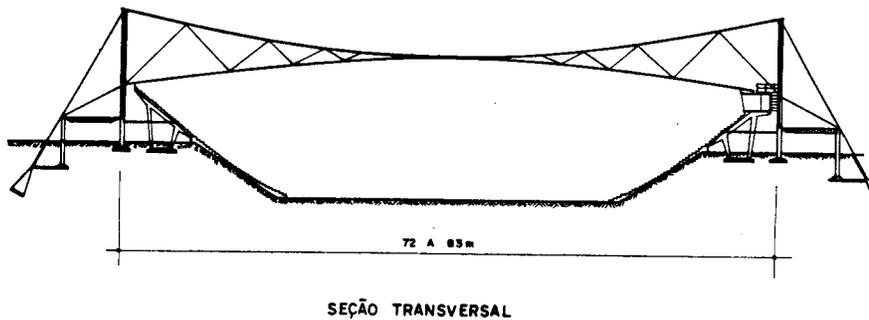


Fig. 1.35 - Vista do Estádio



PLANTA DAS ESTRUTURAS DE APOIO E ARQUIBANCADAS



SEÇÃO TRANSVERSAL

Fig. 1.36 - Planta e seção transversal

Por possuir uma forma variável em planta, os cabos-treliça possuem vão variável desde 72 até 83m. É interessante observar que os pórticos extremos são em concreto armado, não sendo empregado uma estrutura de cabos nestas posições.

As arquibancadas são em concreto armado, com disposição elíptica, começando ao nível do piso da quadra que está quase a 6,0m abaixo do nível do terreno externo e atingindo quase o nível dos apoios do cabo inferior.

As instalações destinadas a vestiários, sanitários e demais dependências situam-se sob as arquibancadas e em torno da estrutura, aproveitando em parte a área situada sob os estais.

As ações que solicitam o sistema portante foram consideradas com intensidades da ordem de:

- . Peso próprio da cobertura = $41,5\text{kgf/m}^2$
- . Carga de neve = 100kgf/m^2
- . Vento = 40kgf/m^2

Estas ações, acrescidas da protensão, definiram um cabo com 58mm de diâmetro na posição superior e outro com 48mm de diâmetro na posição inferior. As diagonais foram construídas em barras de aço ST-37, com 19mm de diâmetro. Desta forma a estrutura possui um peso próprio da ordem de 37kgf/m ($7,0\text{kgf/m}^2$).

Os estais, tanto o superior como o inferior, são formados por doze barras de aço ST-37, com 26mm de diâmetro.

A utilização de barras de aço, tanto nas diagonais como nos estais, torna bastante simples a fixação destas barras, que pode ser realizada mediante a abertura de rosca nas extremidades, como pode ser observado na figura 1.39.

As colunas que formam a estrutura de apoio foram constituídas por dois perfis C laminados de 40cm de altura ligados entre si por duas chapas contínuas de aço formando uma seção quadrada tipo caixão.

A existência de duas rótulas, uma localizada na extremidade inferior e outra entre os pontos de fixação dos cabos, assegura às colunas um estado predominantemente de compressão. Ao mesmo tempo estas rótulas impedem que os deslocamentos horizontais do apoio de um dos cabos sejam transmitidos ao apoio do outro cabo.

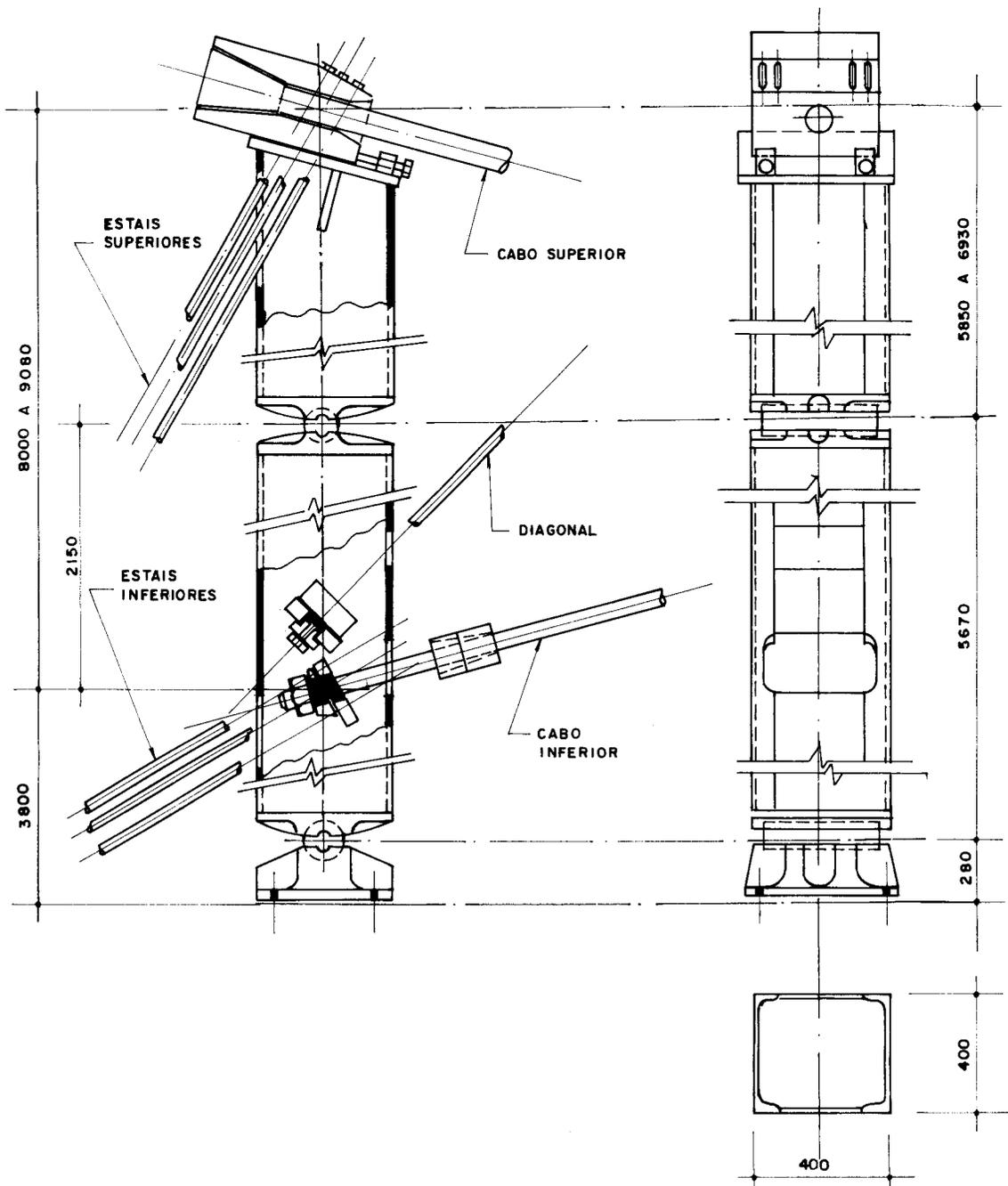
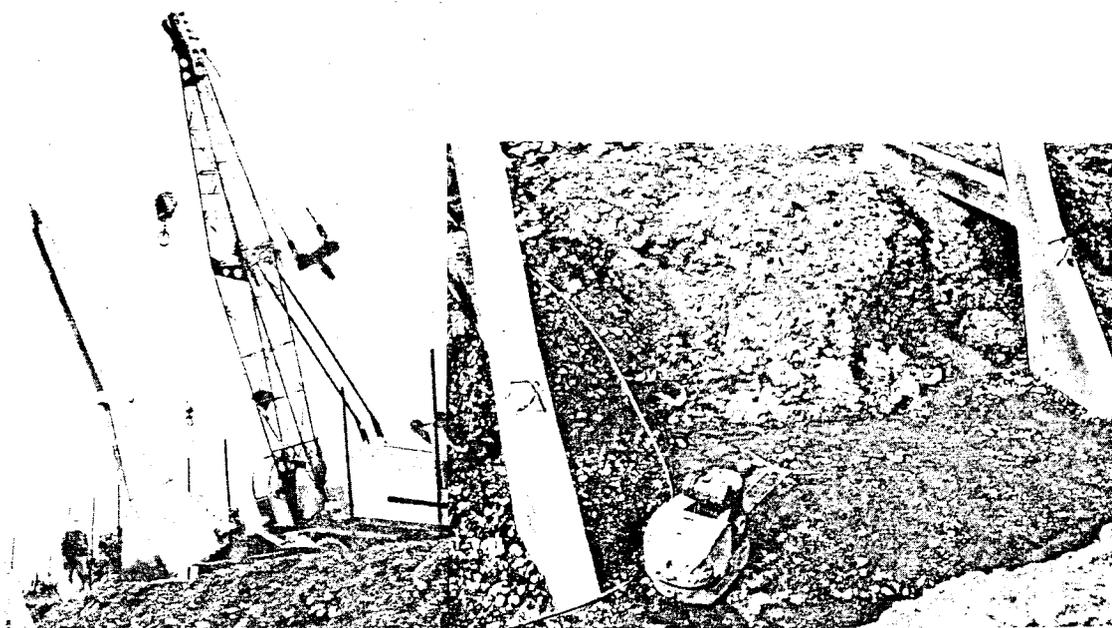


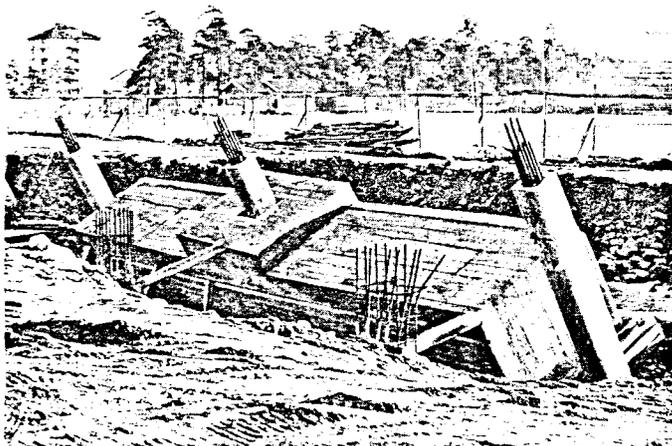
Fig. 1.37 - Detalhe das colunas

As barras que formam os estais inferiores, bem como as colunas metálicas, são fixadas à estrutura das instalações auxiliares, que são de concreto armado.

As barras do estai superior são ancoradas por gravidade a blocos de concreto armado pré-fabricados, que devidamente aterrados e interligados entre si por vigas fundidas no local, formam um conjunto monolítico.



a) Colocação dos blocos b) Aterro e interligação dos blocos nas valas



c) Formas das vigas de ligação

Fig. 1.38 - Ancoragem dos estais superiores.

A ligação das barras ao conjunto formado pelos blocos pré-moldados, foi realizada através de um sistema metálico chumbado ao topo dos blocos. Este sistema distribui de uma maneira mais gradual os esforços das barras no bloco, possuindo ainda este sistema um conjunto de molas destinado a absorver os impactos ou outros efeitos dinâmicos, não os transmitindo integralmente às ancoragens.

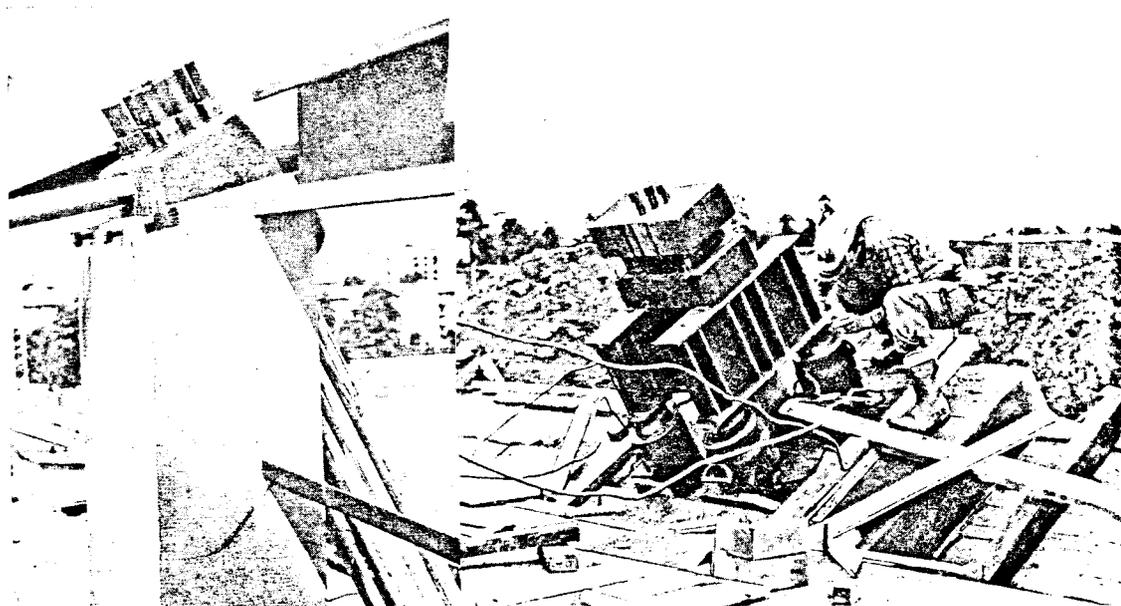


Fig. 1.39 - Fixação das extremidades dos estais superiores.

O sistema de vedação foi assentado diretamente nos cabos superiores. Este sistema, devido às condições climáticas peculiares da Suécia, foi formado por painéis tipo sanduíche, constituídos por um miolo em lã de rocha enquadrado em perfis de aço e revestidos por chapas lisas de alumínio.

Estes painéis foram fixados aos cabos, e as telhas metálicas, em seção trapezoidal, foram colocadas sobre os painéis. Sobre as telhas foi passada uma camada de impermeabilização constituída por uma chapa de fibras de madeira e papelão alcatroado.

As conexões entre os painéis foram isoladas pela colocação de um perfil de "compriband" nas juntas que foram

recobertas por rufos de chapas galvanizadas convenientemente dobradas para permitir deslocamentos relativos entre os painéis.

A figura 1.40 procura mostrar o esquema utilizado para o içamento dos painéis até a posição de fixação, sobre os cabos superiores.

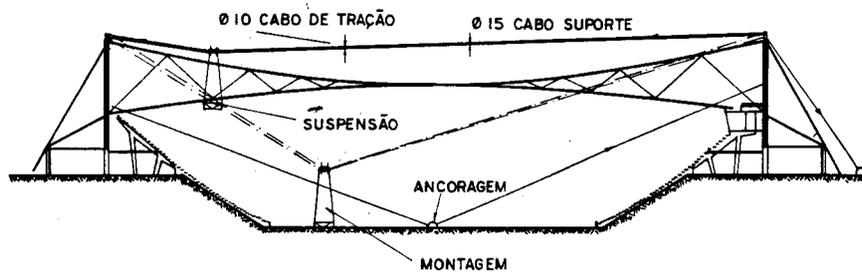
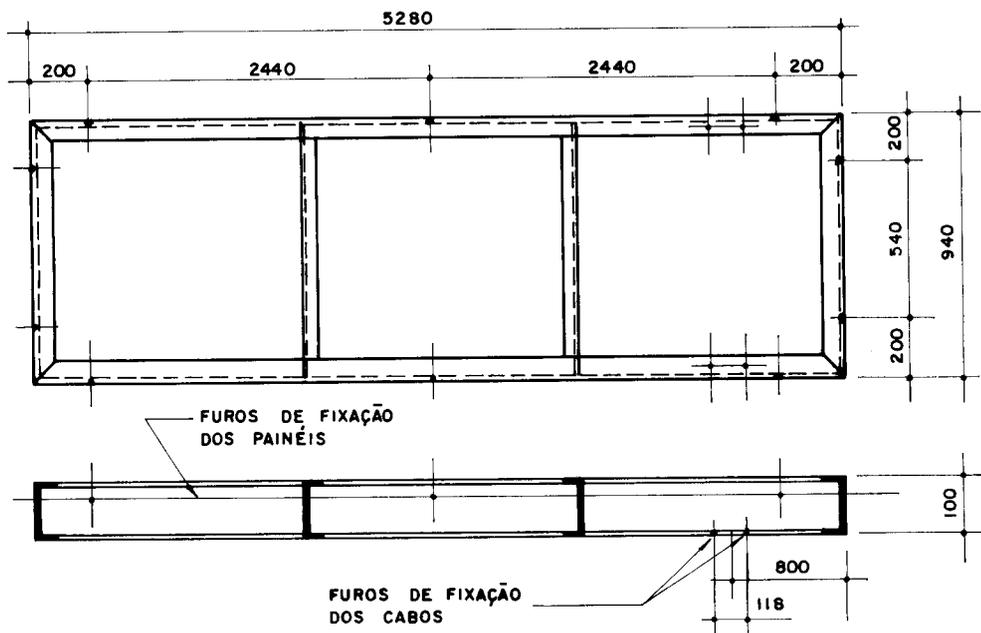
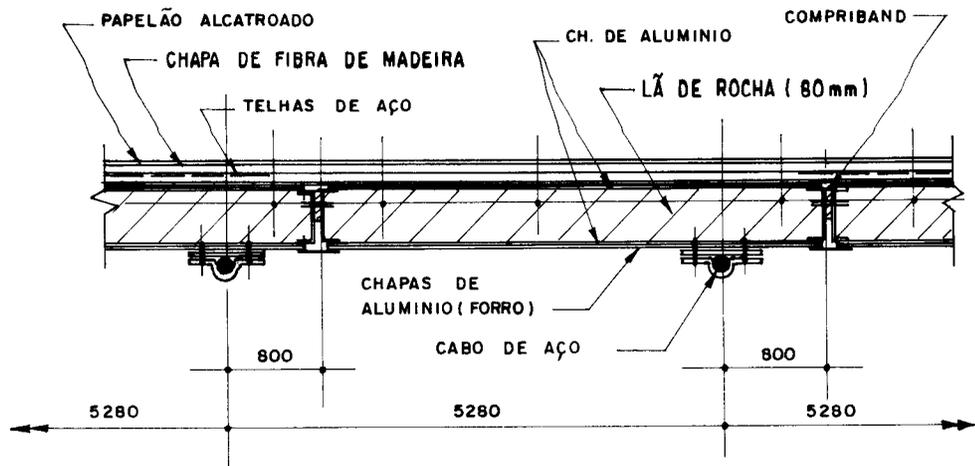


Fig. 1.40 - Içamento dos painéis de vedação

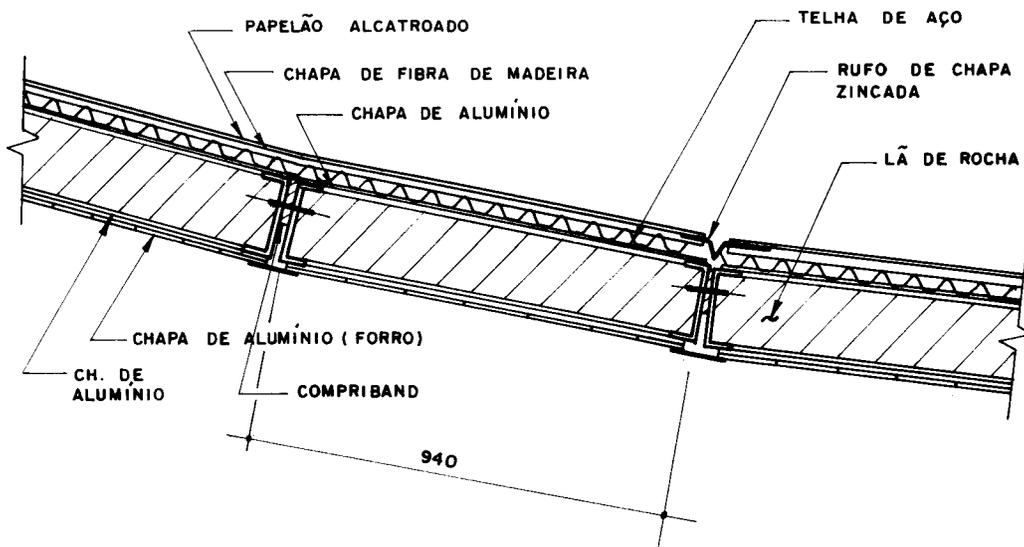
A figura seguinte procura mostrar a composição e os detalhes empregados no sistema de vedação, tanto na cobertura como nos fechamentos laterais, que foram fabricados dentro dos mesmos conceitos.



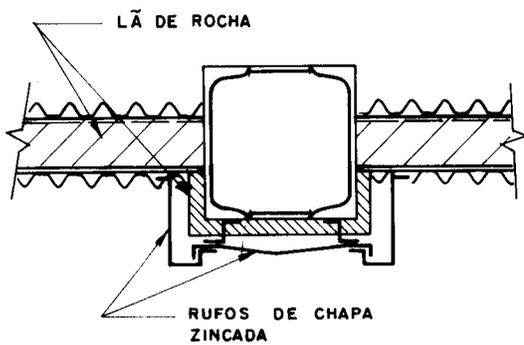
a) Detalhe do Painel da Cobertura



b) Seção Transversal aos cabos



c) Seção Paralela aos Cabos



d) Detalhe das Colunas

Fig. 1.41 - Painéis de vedação e alguns detalhes de fixação

1.5.2 - Palácio de Esportes - Roseto Degli Abruzzi - Itália

Este estádio foi projetado inicialmente para comportar 2000 espectadores, com uma área coberta de 2500m^2 . Esta primeira fase teve sua construção concluída em 1978, com o sistema portante formado por 6 cabos-treliça do tipo Jawerth (hastes inclinadas) dispostos paralelos entre si, com 7,0m de afastamento, e por duas treliças metálicas que formam os pórticos extremos.

Posteriormente, em 1983, foi concluída a construção de duas áreas laterais com 750m^2 cada uma, que aumentou a sua capacidade para 4000 espectadores e a área coberta para 4000m^2 .

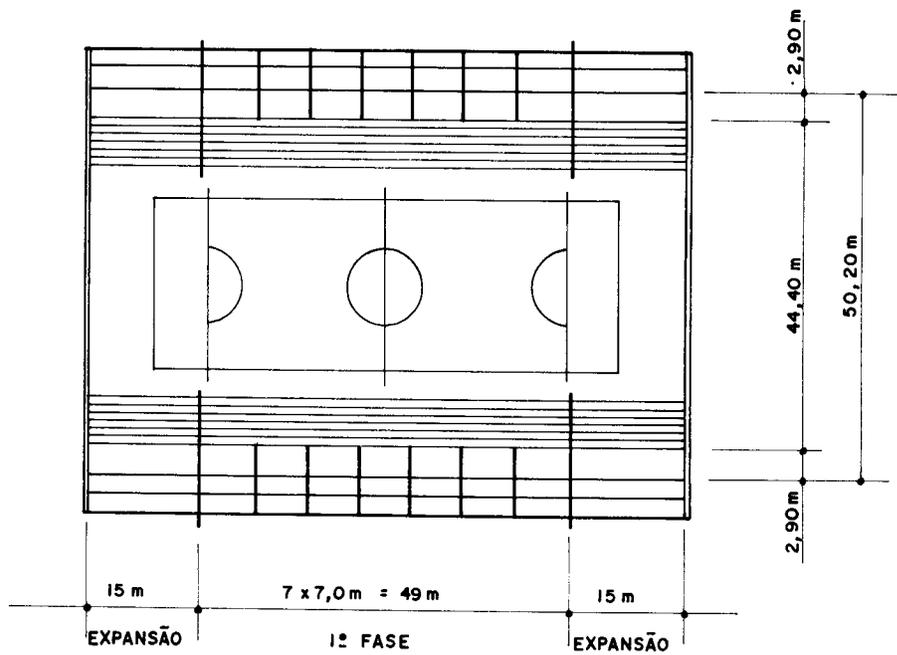
As coberturas das áreas ampliadas ficaram em nível mais baixo que a cobertura da primeira fase, sendo o sistema portante formado por treliças metálicas.

Os cabos-treliça foram calculados por Massimo Majowiecki e possuem um vão de 50,2m no cabo superior e 44,40m no cabo inferior [32].

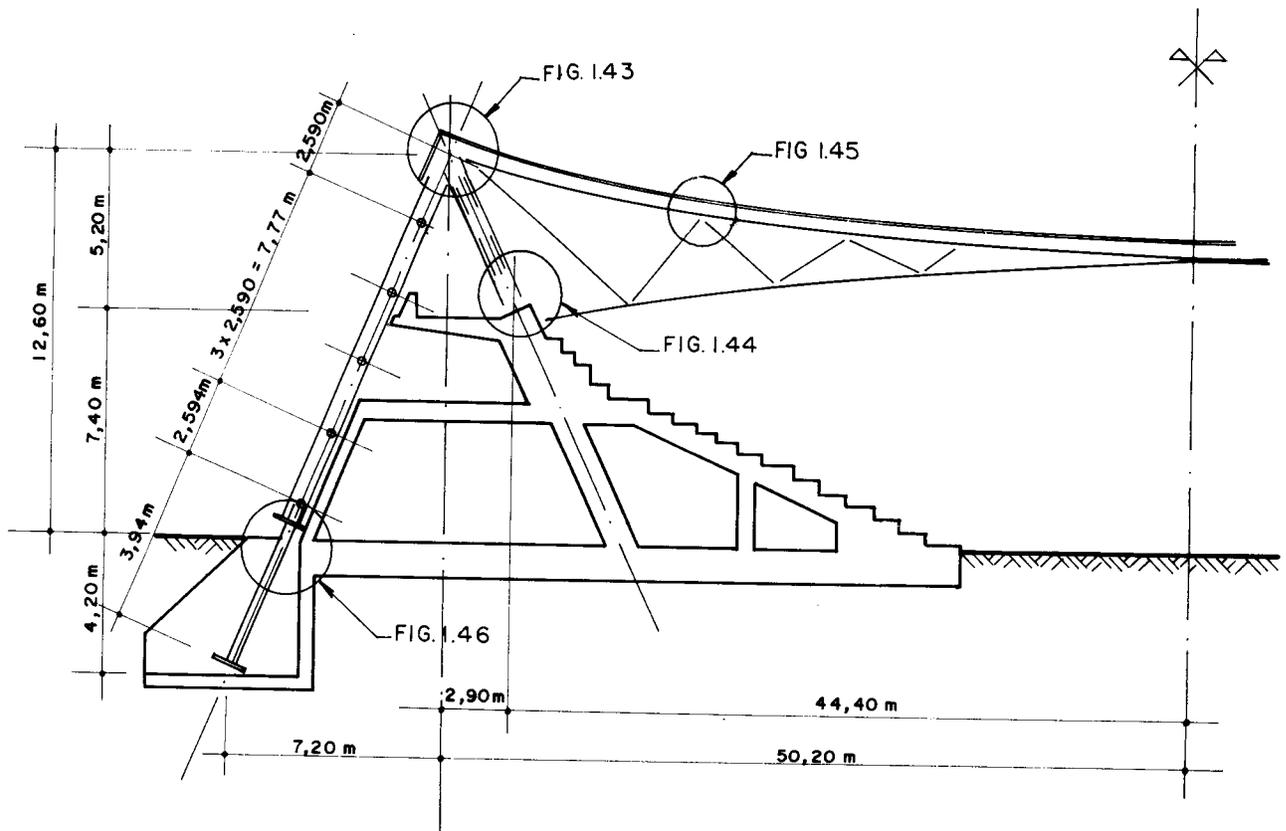
A estrutura das arquibancadas foi construída em concreto armado, sendo as mesmas dispostas lateralmente à quadra. A localização das instalações auxiliares também é sob as arquibancadas que conseguem aproveitar o espaço situado sob as colunas da estrutura de apoio.

A estrutura de apoio é formada por uma série de cavaletes de perfis metálicos, apoiados internamente na estrutura das arquibancadas e, externamente ao prédio, ancorados diretamente às fundações. Estes cavaletes são contidos lateralmente por uma série de perfis tubulares igualmente espaçados, formando assim uma malha devidamente constraventada.

As ações no sistema portante definiram os cabos-treliças compostos por um cabo com 46mm de diâmetro na posição superior e um outro com 34mm de diâmetro na posição inferior. As diagonais foram fabricadas com barras de aço de 16mm de diâmetro. O peso próprio da estrutura ficou em torno de 21kgf/m ($3,0\text{kgf/m}^2$).



PLANTA DAS ARQUIBANCADAS



SEÇÃO TRANSVERSAL

Fig. 1.42 - Planta e seção transversal

Neste projeto as funções do estai superior foram exercidas pela coluna externa do cavalete de perfis metálicos, e a coluna interna absorve apenas os esforços de compressão transmitidos pelo cabo superior.

Desta forma, a coluna interna foi formada por um perfil HEA 280, rotulado na base, que se situa sobre a estrutura das arquibancadas e a coluna externa, que é solicitada predominantemente por esforços de tração, foi composta com dois perfis UNP 180.

A ancoragem das colunas internas não apresentou grandes problemas, uma vez que só transmitem compressão, entretanto as colunas externas exigiram chumbadores com 3,94m de comprimento, embutidos no concreto das fundações (fig.1.46).

Com esta solução estrutural, este estádio não apresenta estais expostos, uma vez que as colunas externas foram integradas a arquitetura de fechamento, nem tampouco precisou de blocos de ancoragens isoladas, utilizando-se para isso o peso próprio da estrutura das arquibancadas e das demais dependências.

As treliças metálicas que compõe os pórticos extremos da primeira fase, receberam também as ações da vedação da fase posterior quando ocorreu a expansão das instalações. Estas ações foram previstas por ocasião do projeto inicial, não sendo necessário reforçá-las, apenas complementar alguns detalhes.

Os elementos de vedação, possuem uma camada de impermeabilização e uma outra isolante assentadas sobre as telhas, que são por sua vez assentadas diretamente nos cabos (fig. 1.47).

A fixação do cabo superior no cavalete metálico foi feita por terminais chumbados com extremidade rosqueada, que permitiram a aplicação da protensão ao sistema, bem como correções no posicionamento final.

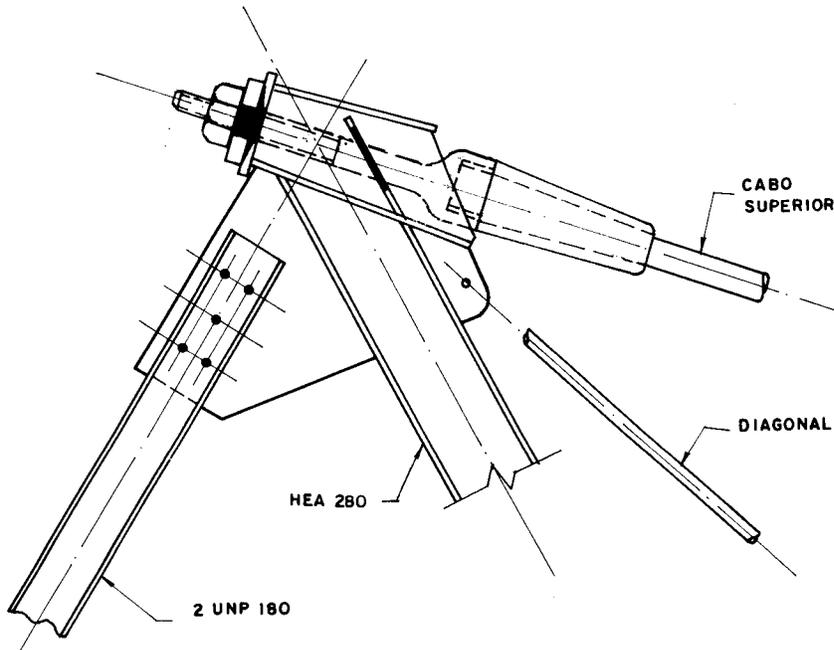


Fig. 1.43 - Detalhe de fixação do cabo superior

A fixação do cabo inferior foi realizada na estrutura das arquibancadas, também com terminal chumbado porém de tipo diferente (figura 1.44).

A ligação das diagonais aos cabos principais foi executada com dispositivos construídos especialmente com esta finalidade. Nestes dispositivos é possível observar a atenção dispensada para garantir que as diagonais não absorvam esforços de compressão, mediante o deslizamento limitado das extremidades quando solicitadas por este tipo de esforço (figura 1.45).

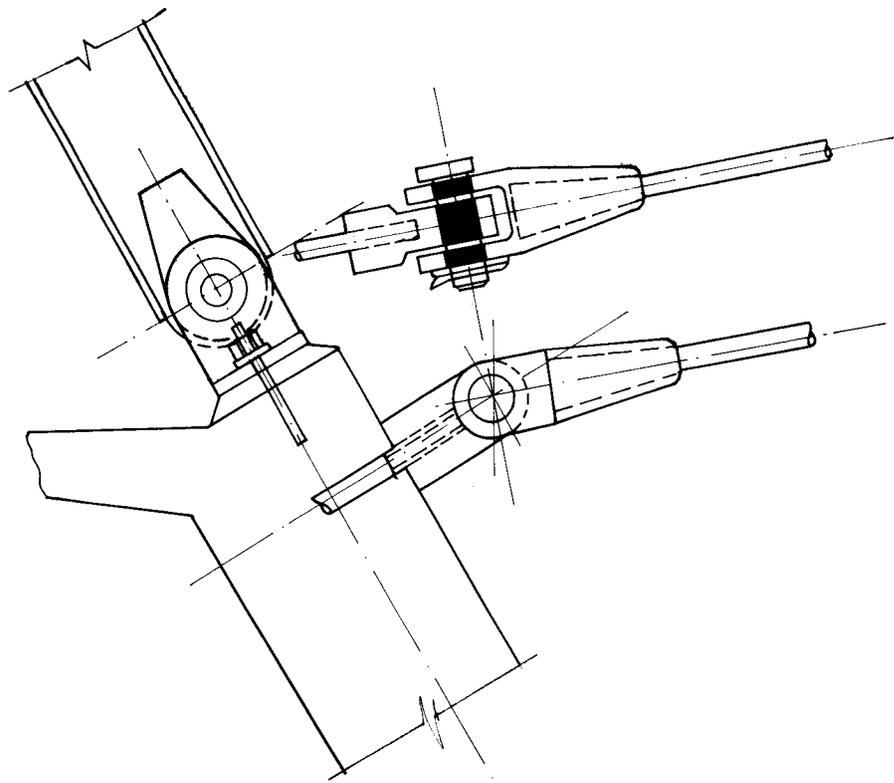


Fig. 1.44 - Detalhe da fixação do cabo inferior.

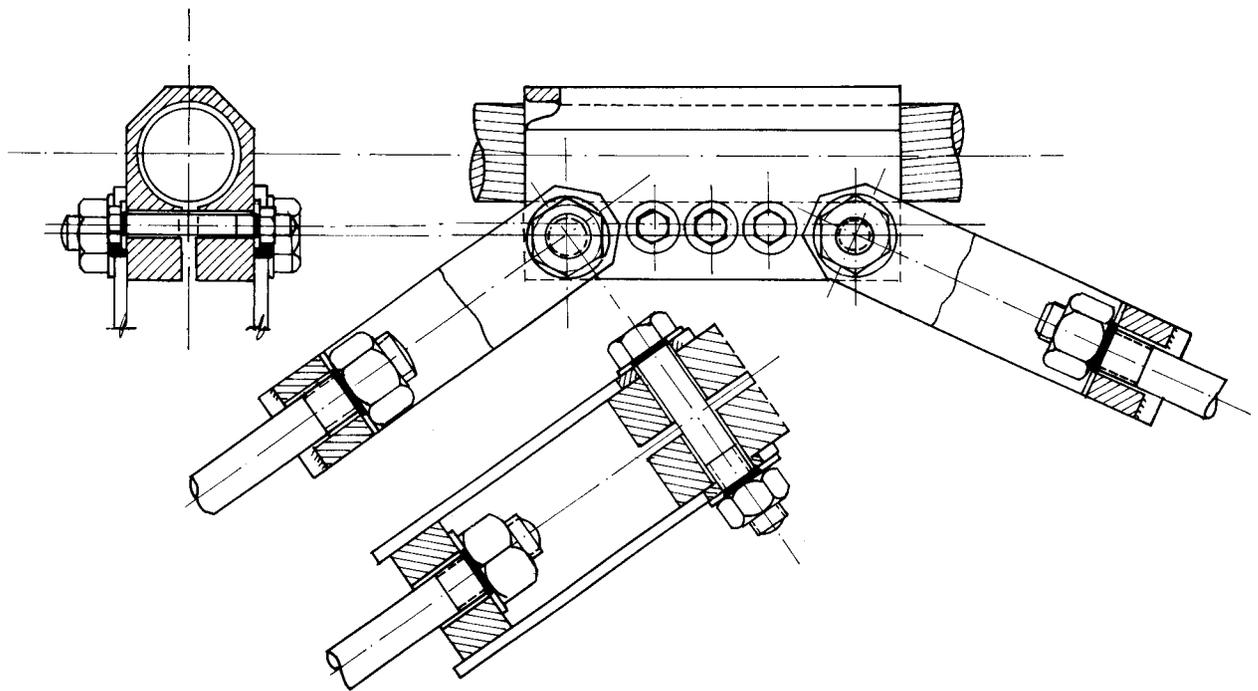


Fig. 1.45 - Detalhe da fixação das diagonais aos cabos principais.

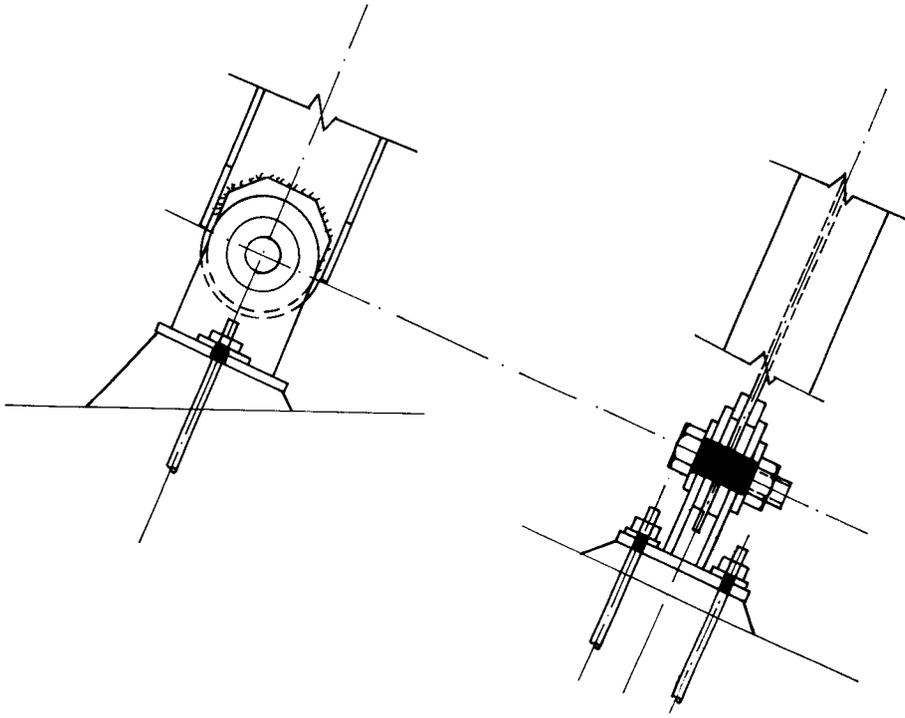


Fig. 1.46 - Detalhe da ancoragem das colunas externas

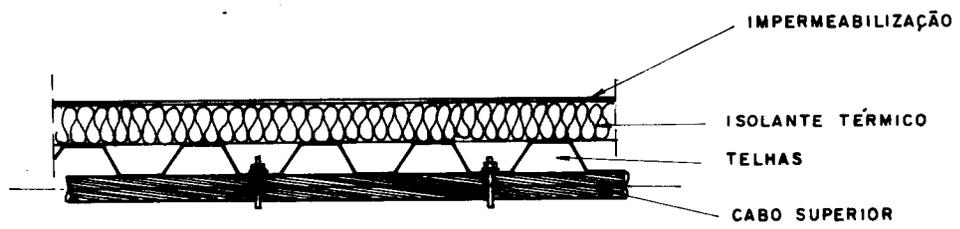


Fig. 1.47 - Detalhe da vedação

1.5.3 - Pavilhão de Exposições da Feira do Mármore - Itália

Esta construção, concluída em 1980, possui uma área coberta de quase 10.000m^2 destinada a abrigar os estandes da Feira Internacional do Mármore e Equipamentos, que se realiza periodicamente em Carrara, na Itália.

A estrutura portante, calculada por Massimo Majowiecki, é formada por cabos-treliça com hastes inclinadas (sistema Jawerth), dispostos paralelos entre si com um afastamento de 4,0m [32].

Para atender a distribuição de espaço definida em planta e ao mesmo tempo conseguir uma modulação da estrutura, foi utilizado um vão de 45m, que gerou vão simples em alguns pórticos, vãos duplos simétricos, vãos duplos não simétricos e vãos triplos nos demais.

A cobertura possui uma inclinação de 1 a 1,5% no sentido transversal destinada ao escoamento das águas pluviais. Esta inclinação foi obtida pela variação contínua das flechas dos cabos, quando do alinhamento dos mesmos por ocasião da aplicação da protensão.

Foram consideradas atuando na cobertura, além da protensão, as ações referentes a peso próprio da cobertura, com intensidade de 35kgf/m^2 , carga de neve e incidência do vento, ambas com 60kgf/m^2 de intensidade.

Estas ações, em suas combinações críticas, introduziram variações de flecha máximas de 4,5cm e de -26,5cm e deslocamentos horizontais do topo das colunas de 4,9cm. Estes deslocamentos foram considerados como aceitáveis.

A configuração geométrica dos cabos-treliças foi definida com 2,95m de flecha no cabo superior, 2,13m no cabo inferior, afastamento de 5,20m entre os arranques dos cabos e com 12 diagonais.

Como cabo superior foi adotado um cabo de aço com diâmetro de 34mm, zincado com proteção pesada (300g/m^2), com $6,87\text{cm}^2$ de área metálica e 98,9tf de carga de ruptura. No cabo inferior foi adotado um diâmetro de 24mm, com $3,49\text{cm}^2$

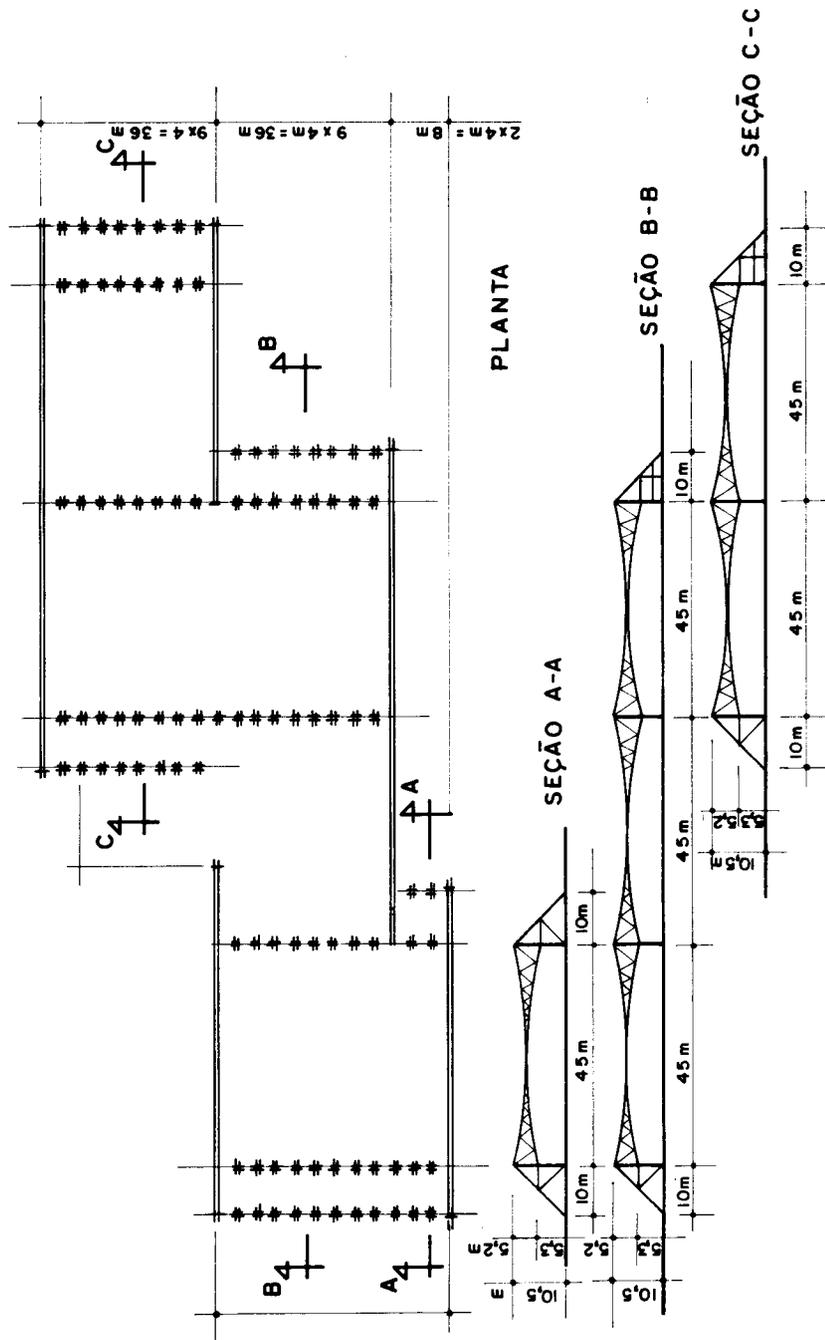


Fig. 1.48 - Esquemas estáticos e planta esquemática

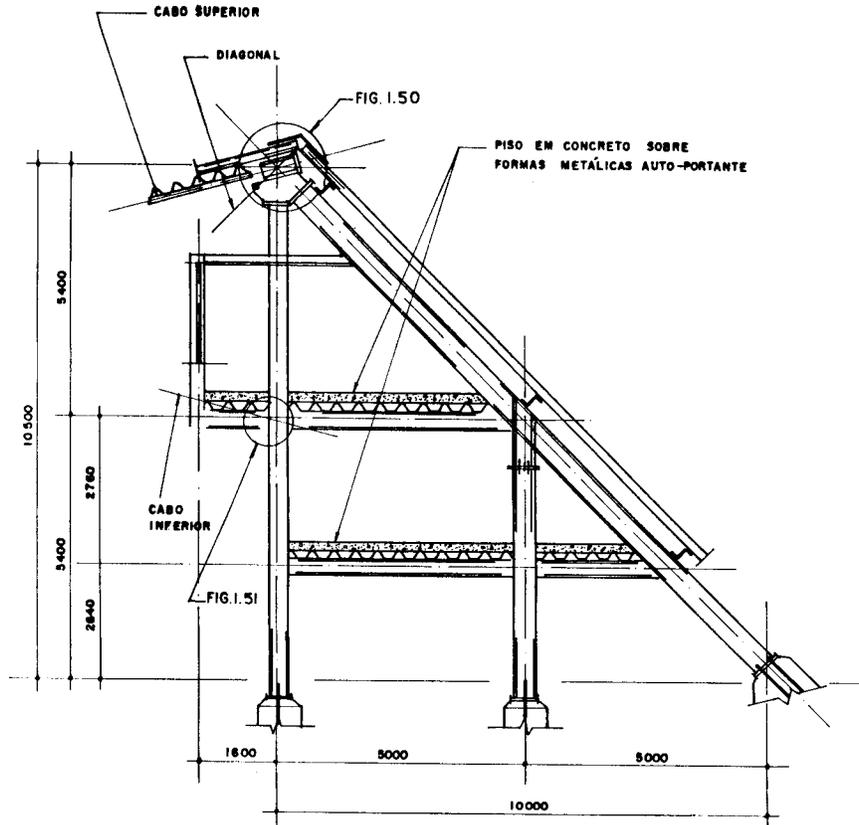


Fig. 1.49 - Detalhe da estrutura lateral

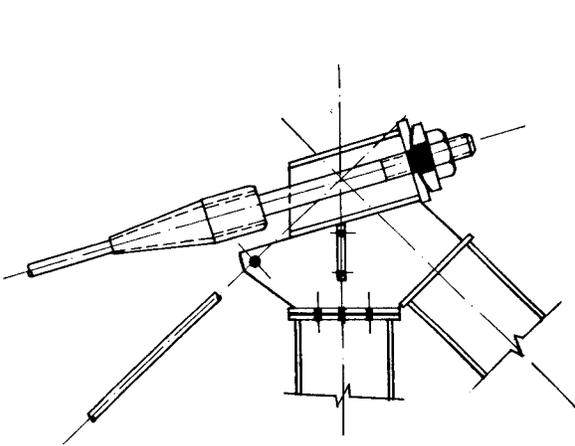


Fig. 1.50 - Fixação do cabo superior

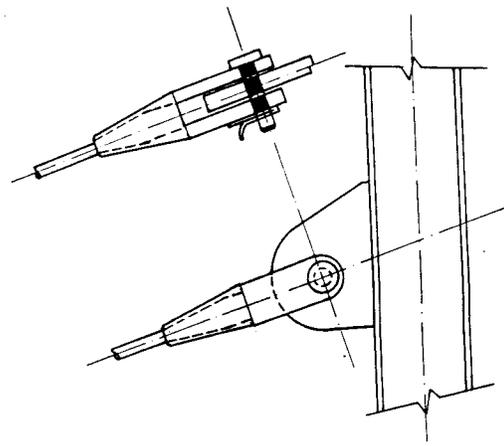


Fig. 1.51 - Fixação do cabo inferior

de área metálica e 50,3tf de carga de ruptura, com a mesma camada de zinco exigida para o cabo superior.

As diagonais foram construídas em aço Fe 510 B com 18mm de diâmetro também com camada protetora de zinco.

As ligações das diagonais com os cabos principais foram executadas com acessórios como o mostrado na figura 1.45. são que fabricado em liga de duro-alumínio.

Este cuidado em proteger contra a corrosão os elementos estruturais justifica-se por estar a construção localizada à beira-mar.

O peso próprio destes cabos-treliças ficou em torno de 14kgf/m (3,5kgf/m²).

Mais uma vez observa-se que os pórticos extremos não são formados por cabos-treliças, mas por vigas metálicas.

A estrutura de apoio é formada por perfis metálicos tipo HE, tanto nas colunas centrais como nas laterais que formam um cavalete com os estais também em perfis metálicos.

Os pisos colocados de forma a aproveitar a área sob os caveletes propiciou a incorporação de quase 1000m² para serviços e administrações do conjunto.

A ancoragem dos esforços de tração é por gravidade em bloco de concreto armado mediante a utilização de dois tirantes com 32mm de diâmetro do sistema Dywidag em cada pórtico.

É interessante observar que nas estruturas com vãos múltiplos, como é esta ora descrita, o auto equilíbrio dos empuxos de vãos contínuos torna este esquema estrutural extremamente econômico.

O sistema de vedação é composto por telhas de aço, trapezoidais, com proteção em ambas as faces. As telhas são fixadas diretamente ao cabo superior, com grampos especiais espaçados a cada 20cm.

Com estes cuidados espera-se que a camada de impermeabilização e proteção térmica garanta sua conservação por no mínimo 10 anos.

2. CÁLCULO DOS CABOS-TRELIÇA PELO PROCESSO DO MEIO CONTÍNUO

2.1 - RELAÇÕES BÁSICAS

Considere-se o cabo livremente suspenso esquematizado na figura abaixo.

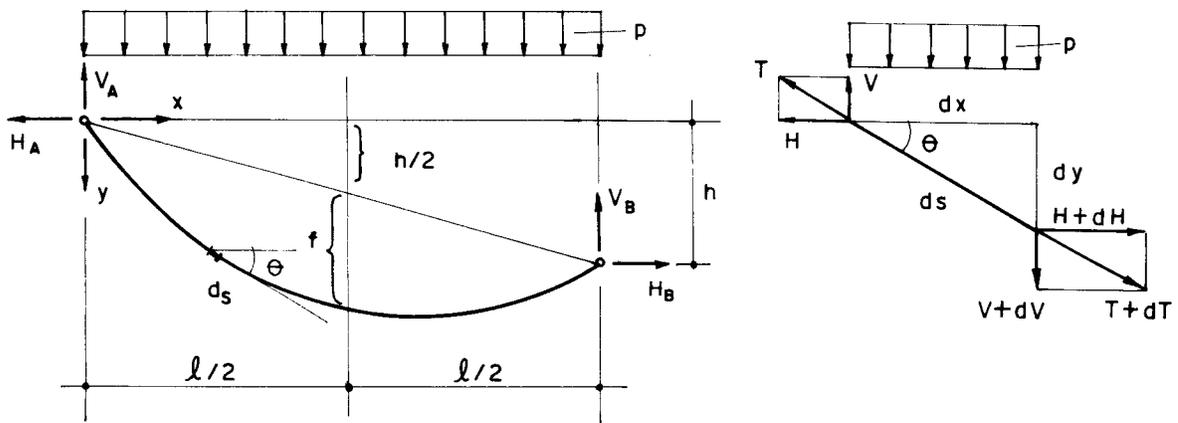


Fig. 2.1 - Cabo livremente suspenso

Aplicando as condições de equilíbrio ao elemento de cabo resultam as equações

$$dH = 0 \quad (2.1.1)$$

$$\frac{dV}{dx} = - p \quad (2.1.2)$$

$$Hdy = Vdx \quad (2.1.3)$$

Considerando, de 2.1.1, que H é constante e combinando adequadamente as relações anteriores resulta a equação diferencial que define a configuração de equilíbrio do cabo.

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{p}{H} \quad (2.1.4)$$

Integrando, resultam

$$y' = - \frac{px}{H} + C_1 \quad (2.1.5)$$

$$y = - \frac{px^2}{2H} + C_1 x + C_2 \quad (2.1.6)$$

Observando-se (fig. 2.1) que para $x = 0$ e $x = \ell$ têm-se respectivamente $y = 0$ e $y = h$, resultam

$$C_1 = \frac{p\ell}{2H} + \frac{h}{\ell} \quad (2.1.7)$$

$$C_2 = 0 \quad (2.1.8)$$

Introduzindo C_1 e C_2 nas equações 2.1.5 e 2.1.6 obtêm-se

$$y' = - \frac{px}{H} + \frac{p\ell}{2H} + \frac{h}{\ell} \quad (2.1.9)$$

$$y = - \frac{px^2}{2H} + \left(\frac{p\ell}{2H} + \frac{h}{\ell} \right) x \quad (2.1.10)$$

Supondo conhecida a flecha f (fig. 2.1) e observando que para $x = \ell/2$ tem-se $y = f + h/2$, da equação 2.1.10 obtêm-se

$$H = \frac{p\ell^2}{8f} \quad (2.1.11)$$

Entrando com 2.1.11 em 2.1.10 encontra-se

$$y = \frac{4fx}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) + \frac{hx}{\ell} \quad (2.1.12)$$

agora como função das características geométricas da suspensão. Esta forma de apresentação facilitará o trabalho algébrico, como será visto adiante.

A tração T no cabo pode ser obtida por,

$$T = H/\cos\theta = Hds/dx = H \sqrt{1+(y')^2} \quad (2.1.13)$$

substituindo y' e introduzindo 2.1.1 resulta

$$T = H \sqrt{1 + \left(-\frac{8fx}{\ell^2} + \frac{4f}{\ell} + \frac{h}{\ell}\right)^2} \quad (2.1.14)$$

Fazendo-se $x = 0$ e $x = \ell$ resultam os valores das trações dos cabos nos apoios, dados por,

$$T_A = H \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{\ell} + \frac{h}{\ell}\right)^2} \quad (2.1.15)$$

$$T_B = H \sqrt{1 + \left(-\frac{4f}{\ell} + \frac{h}{\ell}\right)^2} \quad (2.1.16)$$

A força V , componente de T segundo a vertical pode ser obtida por,

$$V = \sqrt{T^2 - H^2} = H \left(-\frac{8f}{\ell^2} x + \frac{4f}{\ell} + \frac{h}{\ell}\right) \quad (2.1.17)$$

Fazendo-se $x = 0$ e $x = \ell$ resultam as reações de apoio dadas por,

$$V_A = H \left(\frac{4f+h}{\ell}\right) \quad (2.1.18)$$

$$V_B = H\left(\frac{h-4f}{\ell}\right) \quad (2.1.19)$$

O comprimento do cabo entre os pontos A e B pode ser obtido pela expressão,

$$s = \int_0^{\ell} \sqrt{1+(y')^2} dx$$

porém lembrando que nos casos usuais, $(y')^2$ é muito menor que a unidade, esta expressão pode ser simplificada para,

$$s \approx \int_0^{\ell} \left[1 + \frac{1}{2}(y')^2\right] dx = \ell \left[1 + \frac{8}{3}\left(\frac{f}{\ell}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{h}{\ell}\right)^2\right] \quad (2.1.20)$$

Para estudar as deformações do cabo considere-se (fig.2.2) um elemento de cabo com comprimento inicial ds e comprimento final $ds + \Delta ds$.

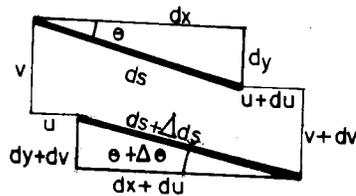


Fig. 2.2 - Deslocamentos de um elemento de cabo.

Observando que

$$ds^2 = dx^2 + dy^2 \quad (2.1.21)$$

e que

$$(ds + \Delta ds)^2 = (dx + du)^2 + (dy + dv)^2 \quad (2.1.22)$$

Subtraindo 2.1.21 de 2.1.22 após os desenvolvimentos encontra-se, com $du^2 = dv^2 = \Delta ds^2 \cong 0$:

$$du = \Delta ds \frac{ds}{dx} - \frac{dy \cdot dv}{dx} \quad (2.1.23)$$

Considerando que a variação da força de tração no elemento de cabo seja ΔT , de acordo com Hooke tem-se

$$\Delta ds = \frac{\Delta T \cdot ds}{EA} \quad (2.1.24)$$

Observando que $\Delta T \cong \Delta H / \cos \theta$ e que $\cos \theta = (dx/ds)$ resulta

$$\Delta ds = \frac{\Delta H \cdot ds}{EA \cos \theta} = \frac{\Delta H}{EA} \cdot \frac{ds^2}{dx} \quad (2.1.25)$$

Levando 2.1.25 em 2.1.23 obtém-se

$$du = \frac{\Delta H}{EA} \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx - \frac{dy \cdot dv}{dx} \quad (2.1.26)$$

donde

$$u = \frac{\Delta H}{EA} \int \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx - \int \frac{dy}{dx} \cdot \frac{dv}{dx} \cdot dx + C \quad (2.1.27)$$

Integrando por partes chega-se a

$$u = \frac{\Delta H}{EA} \int \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx - y'v + y'' \int v dx + C \quad (2.1.28)$$

Esta equação permite determinar a variação da força H , desde que se conheçam as condições de contorno e a equação do deslocamento v .

2.2 - APLICAÇÃO DA PROTENSÃO

Quando a protensão é aplicada pelas hastes, os cabos principais tem o comportamento de cabos isolados solicitados por um carregamento uniformemente distribuído, oriundo da força de protensão transmitida pelas hastes.

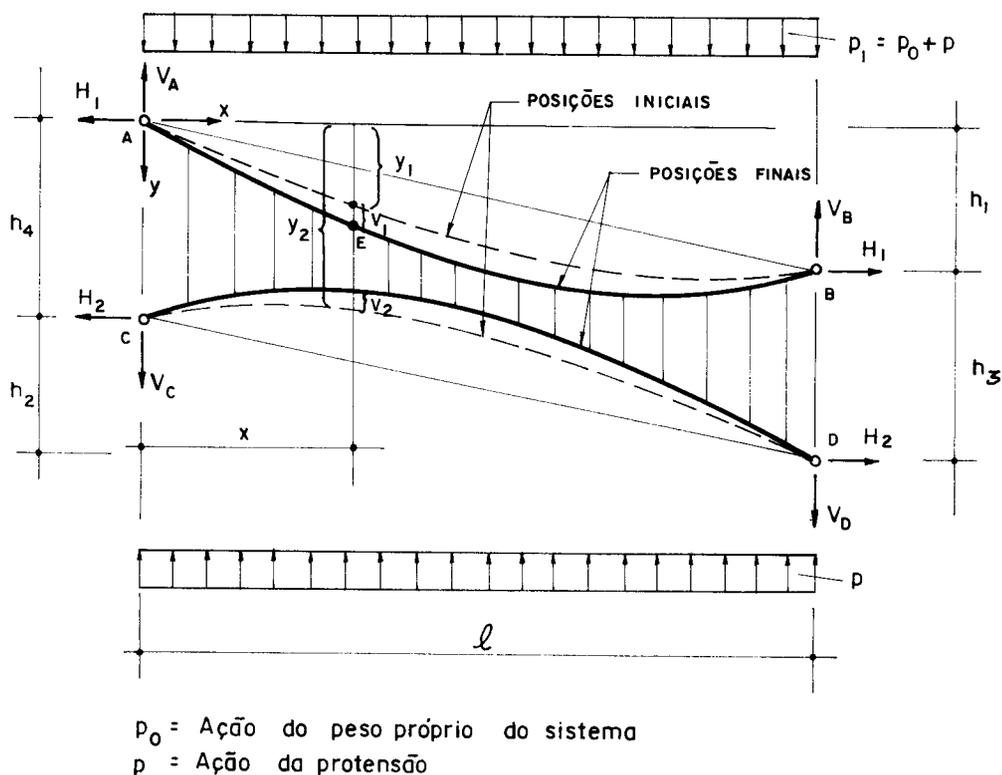


Fig. 2.3 - Aplicação da protensão pela hastes.

Fazendo o equilíbrio de momentos em relação ao ponto E, das forças que estão à esquerda deste ponto, obtém-se o deslocamento v_1 dado por

$$v_1 = \frac{1}{H_1} \left(V_A x - H_1 y_1 - \frac{p_1 x^2}{2} \right) \quad (2.2.1)$$

A reação V_A pode ser obtida fazendo-se o equilíbrio de momentos em relação ao ponto B :

$$V_A = \frac{H_1 h_1}{\ell} + \frac{p_1 \ell}{2} \quad (2.2.2)$$

Introduzindo 2.1.12 e 2.2.2 em 2.2.1 resulta,

$$v_1 = \frac{1}{H_1} \left[\frac{p_1 x}{2} (\ell - x) + \frac{4f_1 H_1 x}{\ell} \left(\frac{x}{\ell} - 1 \right) \right] \quad (2.2.3)$$

Entrando com as equações 2.1.12 e 2.2.3 na equação 2.1.28, observando que $v_1 = v$ e que $H_1 = \Delta H$, uma vez que o cabo estava sem carga, integrando a seguir ao longo do vão ℓ considerando os apoios indeslocáveis ($u_a = v_a = u_b = v_b = 0$) resulta, após algumas operações,

$$\frac{L_1 \ell}{8f_1 E_1 A_1} H_1^2 + \frac{2f_1}{3} H_1 - \frac{p_1 \ell^2}{12} = 0 \quad (2.2.4)$$

onde

$$L_1 = \int_0^\ell \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 dx \cong \ell \left[1 + 8 \left(\frac{f_1}{\ell} \right)^2 \right] \quad (2.2.5)$$

Procedendo de maneira inteiramente análoga, para o cabo inferior encontra-se,

$$\frac{L_2 \ell}{8f_2 E_2 A_2} H_2^2 + \frac{2f_2}{3} H_2 - \frac{p \ell^2}{12} = 0 \quad (2.2.6)$$

onde

$$L_2 = \int_0^\ell \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 dx \cong \ell \left[1 + 8 \left(\frac{f_2}{\ell} \right)^2 \right] \quad (2.2.7)$$

e observando que,

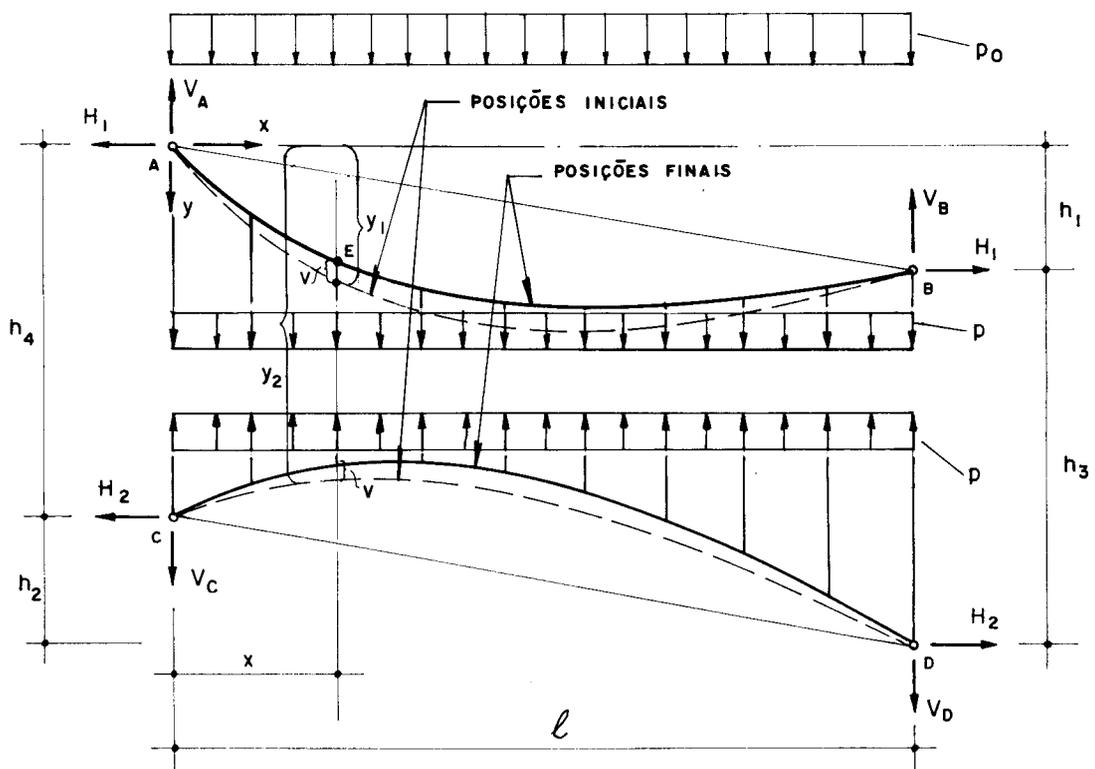
$$y_2 = \frac{4f_2 x}{\ell} \left(\frac{x}{\ell} - 1 \right) + \frac{h_2}{\ell} x + h_4 \quad (2.2.8)$$

As equações 2.2.4 e 2.2.6 permitem determinar a força H atuante nos cabos após a aplicação da protensão.

Conhecidos portanto H_1 e H_2 os demais parâmetros que definem a posição de equilíbrio podem ser determinadas pelas equações básicas do item 2.1.

Quando a protensão é aplicada pelos cabos principais, os deslocamentos v_1 e v_2 são iguais, pois admite-se as hastes como indeformáveis.

Admitindo-se que a protensão seja aplicada, por exemplo, pelo cabo superior (figura 2.4) para definir a posição de equilíbrio precisa-se determinar a variação da flecha (Δf) e a força H_2 , pois H_1 é suposto conhecido.



p_0 = Ação do peso próprio do sistema
 p = Ação do cabo superior sobre o inferior devido a aplicação da protensão.

Fig. 2.4 - Aplicação da protensão pelo cabo superior.

Buscando inicialmente uma expressão para v , dentro do procedimento já descrito, por equilíbrio de momentos à esquerda do ponto E tira-se, após as devidas substituições,

$$v = \frac{1}{H_1 + H_2} \left[\frac{4H_1 f_1}{\ell} x \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) + \frac{4f_2 H_2}{\ell} x \left(\frac{x}{\ell} - 1\right) - \frac{p_0 x}{2} (\ell - x) \right] \quad (2.2.9)$$

Entrando com a equação 2.2.9 na equação 2.1.28 escrita para o cabo inferior, integrando-a ao longo do vão e considerando os apoios indeslocáveis ($u_c = v_c = u_d = v_d = 0$), encontra-se após algumas operações:

$$\left(\frac{L_2 \ell}{8f_2 E_2 A_2}\right) H_2^2 + \left(\frac{H_1 L_2 \ell}{8f_2 E_2 A_2} + \frac{2f_2}{3}\right) H_2 + - \frac{2}{3} (H_1 f_1 - \frac{p_0 \ell^2}{8}) = 0 \quad (2.2.10)$$

Para determinar a variação das flechas basta fazer $x = \ell/2$ na equação 2.2.9, quando então $v = \Delta f$ resultando

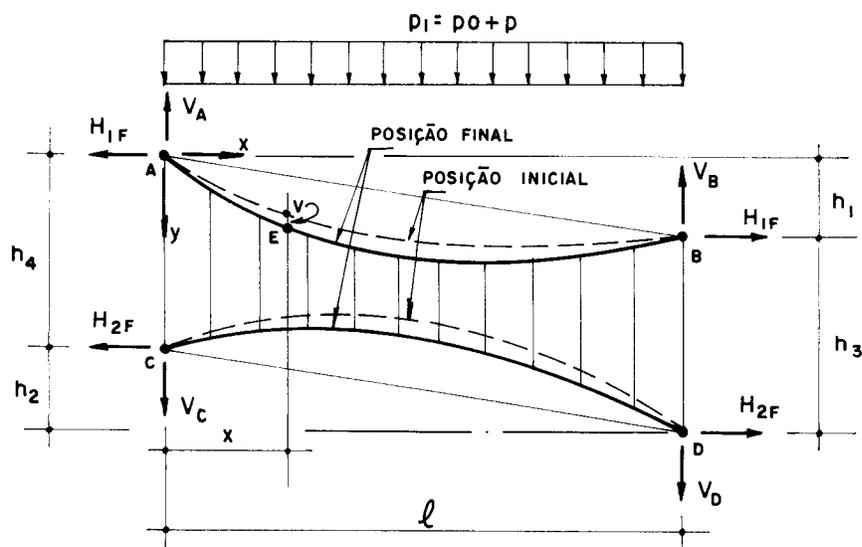
$$\Delta f = \frac{1}{H_1 + H_2} \left(H_1 f_1 - H_2 f_2 - \frac{p_0 \ell^2}{8} \right) \quad (2.2.11)$$

Conhecidos H_1 e H_2 bem como a variação das flechas Δf , os demais parâmetros podem ser determinadas pelas equações do item 2.1.

2.3 - APLICAÇÕES DAS AÇÕES

2.3.1 - Cabo-treliça não conectado

Considere-se o cabo-treliça protendido esquematizado a seguir.



$p =$ Ação uniformemente distribuída segundo o vão
 $H_{1F} = H_1 + \Delta H_1$
 $H_{2F} = H_2 + \Delta H_2$

H_1 e H_2 são devidos à carregamentos anteriores
 ΔH_1 e ΔH_2 são despertados pela ação p .

Fig. 2.5 - Cabo-treliça sob ação de carregamento uniformemente distribuído segundo o vão.

Utilizando um procedimento análogo ao já utilizado, faz-se o equilíbrio de momentos das forças à esquerda do ponto E, em relação a este ponto, encontrando-se,

$$(V_A - V_C)x + H_{2F}(h_4 - y_2 - v) - H_{1F}(y_1 + v) - \frac{p_1 x^2}{2} = 0 \quad (2.3.1)$$

Por equilíbrio de momentos em relação ao apoio D tira-se

$$V_A - V_C = \frac{P_1 \ell}{2} + H_{1F} \frac{h_1}{\ell} + H_{2F} \frac{h_2}{\ell} \quad (2.3.2)$$

Introduzindo as equações 2.3.2, 2.1.12 e 2.2.8 na equação 2.3.1 encontra-se

$$v = \frac{1}{H_{1F} + H_{2F}} \left[\frac{P_1}{2} x(\ell - x) + \frac{4f_1 H_{1F}}{\ell} x \left(\frac{x}{\ell} - 1 \right) + \frac{4f_2 H_{2F}}{\ell} x \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) \right] \quad (2.3.3)$$

Entrando com 2.3.3 em 2.1.28, escrita para o cabo superior, considerando-se os apoios indeslocáveis tira-se

$$\frac{\Delta H_1 L_1}{E_1 A_1} = \frac{8f_1}{\ell^2} \cdot \frac{1}{H_{1F} + H_{2F}} \left[\frac{P_1 \ell^3}{12} + \frac{2\ell}{3} (-H_{1F} f_1 + H_{2F} f_2) \right] \quad (2.3.4)$$

Na equação anterior estão embutidas as duas incógnitas ΔH_1 e ΔH_2 . Escrevendo a equação 2.1.28 para os dois cabos, explicitando-as em função do deslocamento v para $v_0 = u_0 = 0$ obtêm-se uma relação entre as incógnitas,

$$\frac{\Delta H_1 L_1}{E_1 A_1} \cdot \frac{\ell^2}{8f_1} = \int_0^\ell v_1 dx \quad (2.3.5)$$

e

$$\frac{\Delta H_2 L_2}{E_2 A_2} \cdot \frac{\ell^2}{8f_2} = - \int_0^\ell v_2 dx \quad (2.3.6)$$

Igualando as duas equações anteriores ($v_1 = v_2$) encontra-se

$$-\frac{\Delta H_2}{\Delta H_1} = \frac{L_1 f_2 E_2 A_2}{L_2 f_1 E_1 A_1} = K \quad (2.3.7)$$

Introduzindo 2.3.7 em 2.3.4 encontra-se:

$$\begin{aligned} \frac{L_1 \ell (1-K)}{8f_1 EA_1} \Delta H_1^2 + \left[\frac{L_1 \ell}{8f_1 EA_1} (H_1 + H_2) + \frac{2}{3} (f_1 + Kf_2) \right] \Delta H_1 - \\ + \frac{p\ell^2}{12} = 0 \end{aligned} \quad (2.3.8)$$

Pela equação anterior determina-se o valor de ΔH_1 e pela equação 2.3.7 o valor de ΔH_2 .

A variação da flecha pode ser calculada fazendo-se em 2.3.3 $x = \ell/2$, que fornece

$$\Delta f = \frac{1}{H_{1F} + H_{2F}} \left[\frac{p\ell^2}{8} - \Delta H_1 (f_1 + Kf_2) \right] \quad (2.3.9)$$

Os demais parâmetros da configuração podem ser calculados pelas equações do item 2.1.

Considere-se agora o mesmo cabo-treliça submetido a uma ação não simétrica, como esquematizado na figura 2.6.

Dentro do mesmo procedimento anterior, encontra-se como expressão para v , válida do início ao meio do vão,

$$v = \frac{1}{H_{1F} + H_{2F}} \left[\frac{P_1}{2} x \left(\frac{\ell}{2} - x \right) - 4\Delta H_1 (f_1 + Kf_2) \left(-\frac{x}{\ell} + 1 \right) \frac{x}{\ell} \right] \quad (2.3.10)$$

Entrando com 2.3.10 em 2.1.28, escrita para o cabo superior, considerando os apoios indeslocáveis encontra-se após as substituições já mostradas,

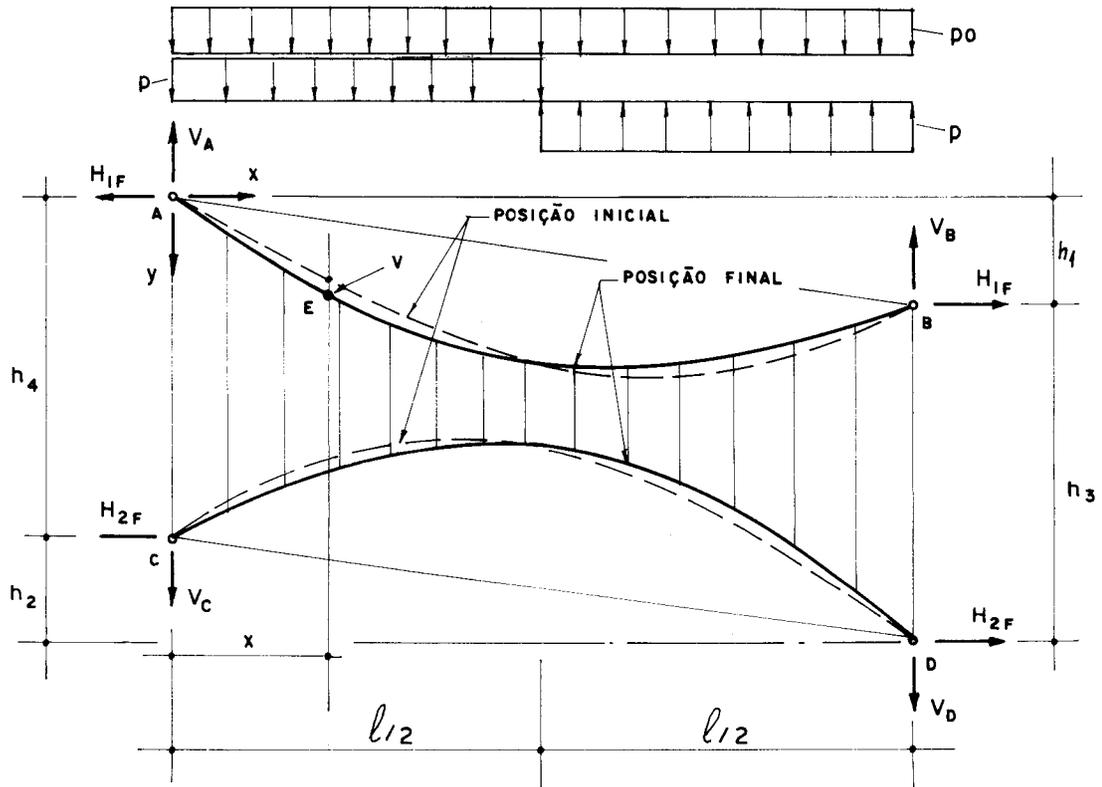


Fig. 2.6 - Cabo-treliça sob ação de carregamento assimétrico.

$$\frac{L_1 \ell (1-K)}{8f_1 EA_1} \Delta H_1^2 + \left[\frac{L_1 \ell}{8f_1 EA_1} (H_1 + H_2) + \frac{2}{3} (f_1 + Kf_2) \right] \Delta H_1 - + \frac{p \ell^2}{96} = 0 \quad (2.3.11)$$

A equação anterior fornece o valor de ΔH_1 e a equação 2.3.7 o valor de ΔH_2 em função de ΔH_1 .

As equações do item 2.1 permitem determinar os demais parâmetros, uma vez conhecidos ΔH_1 e ΔH_2 .

2.3.2 - Cabo-treliça conectado

Considere-se agora o cabo-treliça esquematizado na figura 2.7.

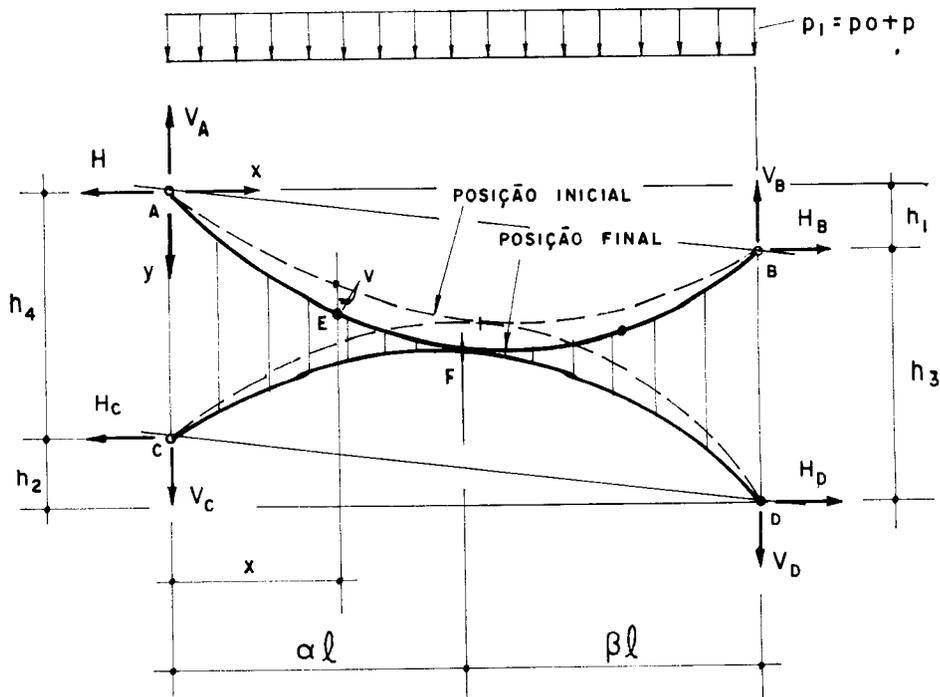


Fig. 2.7 - Cabo-treliça conectado, sob ação de carregamento uniformemente distribuído segundo o vão.

Observe-se inicialmente que a conexão existente entre os cabos no ponto F iguala os deslocamentos horizontais neste ponto ($u_1 = u_2$), podendo introduzir uma descontinuidade nas forças H.

Neste caso não é mais possível estender, como foi feito nos casos anteriores, a integração da expressão de v ao longo dos cabos. Pode-se entretanto integrá-la da origem até a ordenada do ponto F e depois desta até o fim do vão.

Portanto, é necessário conhecer αl para iniciar a solução do problema.

Tentando definir a posição do ponto F observa-se que a mesma depende da posição relativa dos apoios e da forma das duas suspensões. Deste modo fixada a posição dos apoios, a posição do ponto F é definida pela variação das formas das suspensões. Por outro lado, fixada a posição do ponto F as formas das suspensões definem as posições relativas dos apoios.

O cabo superior tem sua configuração determinada pela equação 2.1.12 e o cabo inferior pela equação 2.2.8. Para satisfazer as condições de tangência, as duas equações devem conduzir ao mesmo valor de abscissa e de derivada primeira ou seja, para $x = x_F$ têm-se $y_1 = y_2$ e $y_1' = y_2'$.

Derivando as equações citadas e igualando-as, obtêm-se:

$$\alpha l = l \left[\frac{1}{2} + \frac{h_1 - h_2}{8(f_1 + f_2)} \right] \quad (2.3.12)$$

A equação 2.3.12 comprova que a ordenada do ponto F é uma função da posição relativa existente entre os arranques e as formas das duas curvas, representadas pelas suas relações flecha/vão.

Definida as configurações iniciais e a posição do ponto de conexão dos cabos (ponto F) pode-se passar à determinação da configuração final de equilíbrio.

Deste modo tomando-se o momento em relação ao ponto E, como realizado nos exemplos anteriores encontra-se:

$$(V_A - V_C)x - \frac{p_1 x^2}{2} + H_C (h_4 - y_2 - v) + H_A (-y_1 - v) = 0 \quad (2.3.13)$$

Para determinar $V_A - V_C$ não é indicado, neste caso, estabelecer o equilíbrio de momentos em relação aos apoios da direita, pois este procedimento introduziria uma nova incógnita nas equações, uma vez que agora $H_A \neq H_B$ e $H_C \neq H_D$. Pode-se entretanto estabelecer o equilíbrio das forças verticais à esquerda do ponto F, o que fornece

$$(V_A - V_C) = p_1 x + H_A \frac{dy_1}{dx} + H_C \frac{dy_2}{dx}$$

Entrando com a equação anterior na equação 2.3.13 encontra-se:

$$v = \frac{1}{H_A + H_C} \left[H_A (y_1' x - y_1) + H_C (h_4 - y_2 + y_2' x) + \frac{p_1 x^2}{2} \right] \quad (2.3.14)$$

Substituindo y_1 e y_2 bem como as suas derivadas encontra-se:

$$v = \frac{1}{H_A + H_C} \left[\frac{4x^2}{\ell^2} (H_C f_2 - H_A f_1) + \frac{p_1 x^2}{2} \right] \quad (2.3.15)$$

Escrevendo a equação 2.1.28 para o cabo superior, observando que para $x = 0$ tem-se $u_1 = v_1 = 0$ encontra-se:

$$u_1 = \frac{\Delta H_1}{EA_1} L_A - y_1' v_1 + y_1'' \int_0^x v_1 dx \quad (2.3.16)$$

Com o mesmo procedimento encontra-se para o cabo inferior:

$$u_2 = \frac{\Delta H_2}{EA_2} L_B - y_2' v_2 + y_2'' \int_0^x v_2 dx \quad (2.3.17)$$

Observando que para $x = \alpha \ell$ tem-se $u_1 = u_2, v_1 = v_2$ e $y_1' = y_2'$ pode-se escrever

$$\frac{\Delta H_1}{EA_1} L_A - \frac{\Delta H_2}{EA_2} L_C - \frac{8}{\ell^2} (f_1 + f_2) \int_0^{\alpha \ell} v dx = 0 \quad (2.3.18)$$

Introduzindo 2.3.15 e 2.3.7 na equação 2.3.18 encontra-se:

$$\Delta H_1^2 \left(\frac{L_A}{EA_1} - \frac{KL_c}{EA_2} \right) \left(\frac{1-K}{f_1 + f_2} \right) + \Delta H_1 \left[\left(\frac{L_A}{EA_1} - \frac{KL_c}{EA_2} \right) \left(\frac{H_1 + H_2}{f_1 + f_2} \right) - \right. \\ \left. + \frac{32\alpha^3}{3\ell} (f_1 + Kf_2) \right] + \frac{4p\alpha^3 \ell}{3} = 0 \quad (2.3.19)$$

onde

$$L_A = \int_0^{\alpha \ell} \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx \approx \alpha \ell \left(1 + \frac{8f_1^2}{\ell^2}\right) \quad (2.3.20)$$

$$L_C = \int_0^{\alpha \ell} \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx \approx \alpha \ell \left(1 + \frac{8f_2^2}{\ell^2}\right) \quad (2.3.21)$$

Conhecido ΔH_1 , os demais parâmetros, à esquerda do ponto de conexão, são determinados pelas equações deduzidas no item 2.1, e, por equilíbrio, os parâmetros à direita do ponto.

Entretanto caso o cabo esquematizado na figura 2.7 fosse nivelado ($h_1 = h_2 = 0$) o ponto de conexão dos cabos seria no meio do vão, como pode ser comprovado pela equação 2.2.12. Neste caso os deslocamentos horizontais dos cabos neste ponto seriam nulos e não existiria descontinuidade nas forças H, podendo a integração da expressão de v ser estendida do início ao final do vão.

Desta forma a solução do problema pode ser conseguida utilizando-se o mesmo procedimento utilizado para os cabos não conectados.

A resolução apresentada neste item continua aplicável mesmo para ações assimétricas, inclusive o comentário para os cabos nivelados.

2.3.3 - Generalização para diversas ações

Comparando-se as equações 2.3.8 e 2.3.11, é possível observar a semelhança existente entre os seus termos, a menos de um, que reflete a forma da ação em estudo.

Este termo, que identifica a forma da ação aplicada, está expresso como:

$$D = \frac{1}{\ell} \int M_x dx \quad (2.3.22)$$

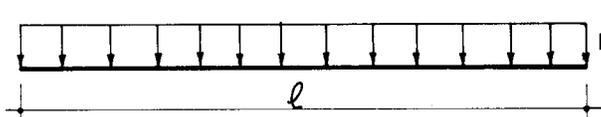
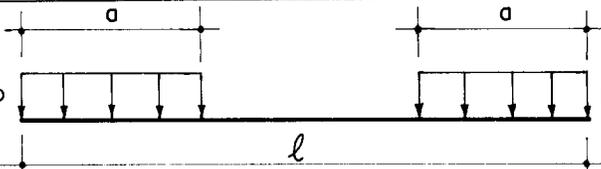
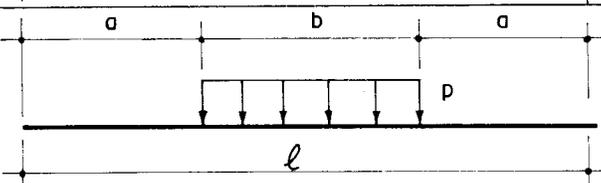
Desta forma é possível determinar os termos correspondentes aos vários carregamentos, organizando-os em forma de tabela, para utilização posterior.

Deve-se observar que os carregamentos que não foram tabelados, podem ser obtidos com a composição de dois ou mais dos tabelados. Embora a estrutura não permita a superposição de efeitos, neste caso as ações podem ser entendidas como simultâneas.

As equações que determinam os deslocamentos dos cabos no meio do vão também são semelhantes entre si, a menos de um termo, que pode ser expresso como o momento no meio do vão em uma viga biapoiada submetida ao carregamento em estudo, em seja:

$$M = M_{(x; x=l/2)} = \int_0^{l/2} Q dx \quad (2.3.23)$$

Na tabela seguinte, M representa o termo correspondente às equações dos esforços e D o termo correspondente às equações dos deslocamentos.

Forma do Carregamento	Termo <u>D</u>	Termo <u>M</u>
	$p l^2 / 12$	$p l^2 / 8$
	$p a^2 (\frac{1}{2} - \frac{a}{3l})$	$p a^2 / 2$
	$\frac{pb}{2l} (\frac{b}{6} + a^2 + ab)$	$p b^2 / 8$
	$p l^2 / 32$	$p l^2 / 24$

	$p l^2 / 96$	<p>—</p>
	$p l^2 / 196$	<p>—</p>
	$\frac{p a^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{3l} \right)$	$p a^2 / 4$
	$p l^2 / 24$	$p l^2 / 16$
	$\frac{l^2}{24} (p + p_1)$	$\frac{l^2}{16} \left(p + \frac{p_1}{3} \right)$
	$P l / 8$	$p l / 4$
	$P a \left(1 - \frac{a}{l} \right)$	$P a$
	$5 P l / 16$	$P l / 2$
	$2 P l / 5$	$3 P l / 5$

2.3.4 - Variação da temperatura

Um aumento ou uma redução da temperatura ambiente introduzirá uma variação no comprimento dos cabos, que se refletirá em um acréscimo ou em uma redução das forças existentes entre os mesmos. Estas forças, que são transmitidas pelas hastes, não devem introduzir tensões que ultrapassem as previstas, quer seja pelo escoamento do cabo mais solicitado quando majoradas, quer seja pelo destracionamento do cabo menos solicitado quando reduzidas.

Analisando um aumento uniforme de temperatura, observa-se que os dois cabos sofrem um aumento de comprimento que pode ser expresso como:

$$\Delta s = \alpha \Delta t s \quad (2.3.24)$$

onde: α = coeficiente de dilatação térmica dos aços.

Δt = aumento de temperatura

s = comprimento do cabo no instante em que a temperatura começa a aumentar.

Este aumento de comprimento, implica em um aumento das flechas dos cabos, que pode ser expresso em função do Δs ocorrido, utilizando a equação 2.1.20, obtendo-se:

$$\Delta f \approx \frac{3\ell\Delta s}{16f_i} \quad (2.3.25)$$

Deste modo fica definida uma nova posição de equilíbrio, evidentemente com novos valores para os esforços nos cabos.

A variação destes esforços, no caso uma redução dos iniciais, pode ser expressa em função do Δs ocorrido como:

$$\Delta H \approx EA \cdot \Delta s / s \quad (2.3.26)$$

Como um alívio em um cabo é transmitido ao outro, a variação do esforço total será obtida somando-se à parcela de redução própria a parcela transmitida pelo outro cabo. Desta forma tem-se:

$$\Delta H_1 = EA_1 \Delta s_1 / s_1 + EA_2 \Delta s_2 / K s_2 \quad (2.3.27)$$

$$\Delta H_2 = EA_2 \Delta s_2 / s_2 + EA_1 \Delta s_1 K / s_1 \quad (2.3.28)$$

Lembrando que K é fornecido pela equação 2.3.7.

A variação final das flechas será obtida dentro do mesmo procedimento, que conduz a:

$$\Delta f_1 = \Delta f_2 = \frac{3\ell}{16} \left(\frac{\Delta s_1}{f_1} - \frac{\Delta s_2}{f_2} \right) \quad (2.3.29)$$

2.4 - ESCOLHA DA FORÇA DE PROTENSÃO

A força de protensão, como já visto, deve manter o sistema portante sempre tracionado. Porém esta força, para permitir a obtenção de uma estrutura econômica, deve introduzir um mínimo de esforços no sistema, ou seja deve ter um valor igual ou levemente maior do que a parcela que cada cabo absorve das ações que solicitam o sistema portante.

Para determinar os valores máximos destas parcelas é necessário conhecer as duas combinações críticas, a favorável e a desfavorável, de todas as ações que solicitam o sistema.

Como as ações aplicadas dividem-se entre os cabos que formam o sistema, cada um deve ser analisado em separado.

Da equação 2.1.11 pode-se tirar:

$$p_1 = f_{1F} \frac{8\Delta H_1}{\ell^2} \quad (2.4.1)$$

$$\text{e } p_2 = f_{2F} \frac{8\Delta H_2}{\ell^2} \quad (2.4.2)$$

onde ,

- p_1 e p_2 são as forças suportadas pelos cabos na posição final de equilíbrio.
- f_{1F} e f_{2F} são as flechas dos cabos após a aplicação das ações.
- ΔH_1 e ΔH_2 são os esforços despertados nos cabos.

Buscando uma razão entre p_1 e p_2 encontra-se:

$$k = \frac{p_2}{p_1} = \frac{f_{2F} \Delta H_2}{f_{1F} \Delta H_1} \quad (2.4.3)$$

Introduzindo a equação 2.3.7,

$$k = K \frac{f_{2F}}{f_{1F}} \quad (2.4.4)$$

A ação total aplicada pode ser expressa como:

$$p_T = p_1 + p_2 \quad (2.4.5)$$

ou introduzindo a equação 2.4.3

$$p_T = p_1 (1+k) \quad (2.4.6)$$

donde,

$$p_1 = \frac{1}{1+k} P_T \quad (2.4.7)$$

e

$$p_2 = \frac{k}{1+k} P_T \quad (2.4.8)$$

Desta forma, conhecida a ação total a ser aplicada pode-se determinar a parcela desta ação que será absorvida em cada um dos cabos. Evidentemente não se conhece o valor das flechas dos cabos na sua posição final, mas o mesmo pode ser tomado, com bastante aproximação, como o valor obtido após a aplicação da protensão.

Para suprir esta incerteza, alguns autores costumam recomendar para a força de protensão o maior dos dois valores.

$$p_p = 1,2p_2 \quad (2.4.9)$$

ou

$$p_p = 1,2p_1 \quad (2.4.10)$$

O fator k é chamado por alguns de "rigidez relativa do Cabo-Treliça".

2.5 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Seja o cabo-treliça esquematizado na fig. 2.8 na sua configuração de equilíbrio inicial antes da aplicação da protensão.

Admitindo-se uma força de protensão, aplicada pelas hastes, equivalente a uma ação uniformemente distribuída de 150kgf/m e que o sistema possua um peso próprio de 10kgf/m, determina-se a nova posição de equilíbrio e os esforços nos apoios.

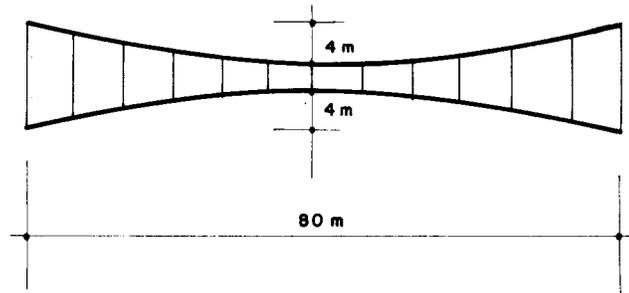


Fig. 2.8 - Cabo-treliça na posição de montagem.

Aplicando-se a equação 2.2.5 ao cabo superior, que possui secção transversal com área de $2,17\text{cm}^2$ e módulo de elasticidade de 1600tf/cm^2 encontra-se:

$$L_1 = \left(1 + \frac{8f_1^2}{2}\right) = 81,60\text{m}$$

Entrando-se com este valor na equação 2.2.4, lembrando que a força aplicada será a soma da protensão e do peso próprio têm-se:

$$H_1^2 \frac{L_1 \ell}{8f_1 EA_1} + H_1 \frac{2f_1}{3} - \frac{P_1 \ell^2}{12} = 0$$

donde $H_1 \cong 21,662\text{tf}$

Entrando com H_1 na equação 2.1.11 encontra-se o valor da flecha final,

$$f_{1F} \cong 5,909\text{m}$$

De maneira análoga, para o cabo inferior com área de $1,51\text{cm}^2$ e mesmo módulo de elasticidade encontra-se pela equação 2.2.7

$$L_2 = 81,60\text{m}$$

e pela equação 2.2.6

$$H_2 \approx 18,804\text{tf}$$

e finalmente, pela equação 2.1.11

$$F_{2F} = 6,382\text{m}$$

Como reações verticais encontra-se pelas equações 2.1.18 e 2.1.19,

$$V_A = V_B = 6,4\text{tf}$$

$$e \quad V_C = V_D = 6,0\text{tf}$$

Desta forma fica definida a posição de equilíbrio

após a aplicação da protensão.

Aplicando um segundo carregamento, uniformemente distribuído segundo o vão de 300kgf/m , determina-se inicialmente os valores geométricos, uma vez que o sistema já está protendido. Da equação 2.2.5 encontra-se $L_1 = 83,492\text{m}$, da equação 2.2.7, $L_2 = 84,073\text{m}$ e da equação 2.3.7, $K = 0,7464$ que substituídos na equação 2.3.8 fornecem

$$\Delta H_1 \approx 17,884\text{tf}$$

donde $\Delta H_2 \cong -13,349\text{tf}$

$$\Delta f \cong 1,092\text{m}$$

$$V_A = V_B = 13,843\text{tf}$$

$$V_C = V_D = 1,443\text{tf}$$

$$H_{1F} = H_1 + \Delta H_1 = 39,546\text{tf}$$

$$H_{2F} = H_2 + \Delta H_2 = 5,455\text{tf}$$

$$f_{1F} = f_1 + \Delta f = 7,001\text{m}$$

$$f_{2F} = f_2 - \Delta f = 5,290\text{m}$$

Observa-se que o sistema uma vez protendido tornou-se menos flexível que os cabos isolados, pois aplicando uma ação duas vezes maior que a protensão, o deslocamento (Δf) foi menor que a anterior. Quanto aos esforços nos cabos, também observa-se que os mesmos são menores que os desportados pela aplicação da protensão, embora esta seja duas vezes menor que a ação aplicada.

Admitindo agora um aumento uniforme de temperatura, da ordem de 30°C , na posição de equilíbrio definida após a aplicação da última ação, tem-se pela equação 2.1.20,

$$s_1 = 81,633\text{m}$$

$$s_2 = 80,933\text{m}$$

das equações 2.2.5 e 2.2.7 respectivamente,

$$L_1 = 84,900\text{m}$$

$$L_2 = 82,798\text{m}$$

e de 2.3.7

$$K = 0,539$$

e finalmente da equação 2.3.24

$$\Delta s_1 \cong 0,029\text{m} \cong \Delta s_2$$

Entrando com os valores acima nas equações 2.3.27 e 2.3.28 obtêm-se respectivamente,

$$\Delta H_1 \cong 2,840\text{tf}$$

$$\Delta H_2 \cong 1,531\text{tf}$$

e da equação 2.3.29,

$$\Delta f = \frac{3 \times 80}{16} \left(\frac{0,029388}{7,001} - \frac{0,029136}{5,280} \right) \cong -0,020\text{m} = -2,0\text{cm}$$

Como esforços máximos tem-se,

$$H_{1F} = H_1 - \Delta H_1 = 39,546 - 2,840 = 36,706\text{tf}$$

$$H_{2F} = H_2 - \Delta H_2 = 5,455 - 1,531 = 3,924\text{tf}$$

e como flechas finais,

$$f_{1F} = 7,001 - 0,020 = 6,981\text{m}$$

$$f_{2F} = 5,290 + 0,020 = 5,310\text{m}$$

Evidentemente se a variação da temperatura fosse negativa (-30°C) o procedimento de cálculo seria análogo ao utilizado.

Admitindo que os apoios superiores possuam uma flexibilidade dada por $k = 0,00175\text{m/tf}$ no sentido horizontal e que continuem como indeformáveis no sentido vertical, para a aplicação da protensão a equação 2.1.28 seria escrita para o cabo superior como,

$$\frac{H_1}{EA_1} \int_0^{\ell} \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx + y'' \int_0^{\ell} v dx + 2\delta = 0$$

donde

$$H_1^2 \left(\frac{L_1}{EA_1} + 2k\right) + H_1 \frac{16f_1^2}{3\ell} - \frac{2f_1 p_1 \ell}{3} = 0$$

e finalmente

$$H_1 \cong 20,921\text{tf}$$

Verifica-se que o valor encontrado quando se considerou os apoios rígid^os ($H_1 = 21,622\text{tf}$) é 3,25 maior que o valor agora encontrado. Caso necessário continua-se o cálculo dentro do procedimento demonstrado.

Nas condições anteriores ocorre um deslocamento horizontal de 7,32cm, que devido à simetria da estrutura se distribui igualmente entre os dois apoios, ou seja 3,66cm em cada um.

A flecha final do cabo superior pode ser calculada pela equação 2.1.11, entrando com $\ell_f = \ell - 2\delta$ obtendo-se, $f_1 = 6,107\text{m}$ que é de 3,35% maior que o valor encontrado para os apoios rígid^os.

O valor da flexibilidade dos apoios, no caso de pilares rotulados e atirantados, pode ser determinada considerando-se apenas a variação que ocorre no comprimento dos estais desprezando-se a deformação axial dos pilares por não ser significativa.

Para determinar a flexibilidade do topo de um pilar, como o a seguir esquematizado observa-se que admi-

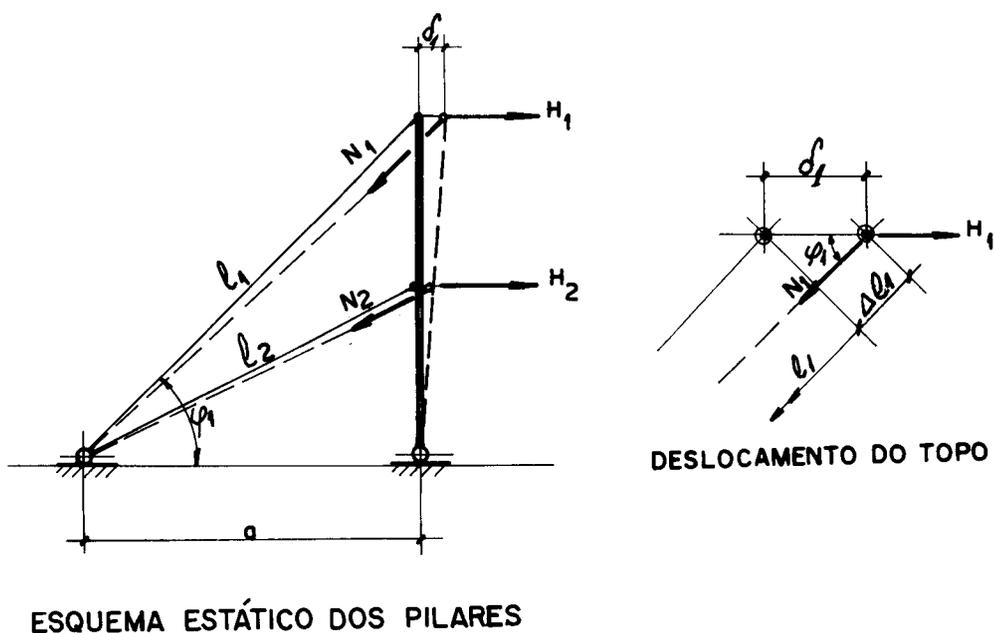


Fig. 2.9 - Deslocamentos dos apoios

tindo o pilar como indeformável à flexão o deslocamento horizontal do topo pode ser expresso em função apenas do estai superior como,

$$\delta_1 = \Delta l_1 / \cos \phi_1 \tag{2.5.1}$$

e que $\cos \phi_1 = a / l_1$, $N_1 = H_1 / \cos \phi_1$, $\Delta l_1 = N l_1 / EA$, que introduzidos em 2.5.1 definem:

$$\delta_1 = H_1 \frac{\ell_1^3}{EA_1 a^2} \quad (2.5.2)$$

Dentro do mesmo procedimento para o apoio inferior encontra-se,

$$\delta_2 = H_2 \frac{\ell_2^3}{EA_2 a^2} \quad (2.5.3)$$

Para a flexibilidade total de qualquer um dos dois apoios deve-se somar estas duas parcelas pois quando um dos empuxos tende a aumentar o outro tende a diminuir. Deste modo tem-se

$$k = k_1 + k_2 \quad (2.5.4)$$

onde

$$k_1 = \frac{\ell_1^3}{EA_1 a^2} \quad (2.5.5)$$

e

$$k_2 = \frac{\ell_2^3}{EA_2 a^2} \quad (2.5.6)$$

Admitindo-se, por exemplo, $a = 12m$, $\ell_1 = 17m$, $\ell_2 = 13,5m$, $A_1 = A_2 = 14cm^2$ e $E = 2100tf/cm^2$ encontra-se, $k = 0,175cm/tf$, que foi o valor utilizado anteriormente.

3. ESTUDO DE UM CABO-TRELIÇA TIPO

3.1 - CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA

Ao iniciar o projeto de um cabo-treliça, deve-se estudar e definir a sua configuração geométrica visando atender aos requisitos exigidos no projeto de arquitetura e também aos requisitos estruturais.

Seja, por exemplo, o projeto de um cabo-treliça destinado a cobrir uma área retangular com 1800m^2 , cujos lados medem 60 e 30m.

A primeira decisão, caso não exista imposição de arquitetura, diz respeito à escolha do sentido de colocação dos cabos, se segundo o lado maior ou se segundo o lado menor. Segundo o lado maior necessita-se de um menor número de cabos, considerando-se o mesmo afastamento nos dois sentidos e também uma área menor a ser utilizada para a ancoragem dos estais. Esta disposição portanto implica em economia nas conexões e nos terminais assim como na área a utilizar para as ancoragens.

Portanto, este sentido de colocação dos cabos parece ser o mais indicado.

Definido o sentido de colocação dos cabos, fica determinado o vão dos cabos, no caso com 60m, devendo-se agora decidir qual o espaçamento a ser utilizado entre os mesmos.

Visando a utilizar um número mínimo de cabos, sem aumentar em muito a área de influência de cada um, adota-se 6m como um valor considerado adequado. Este valor, 6m, procura atender também os comprimentos padronizados de fabricação dos acessórios de vedação como perfis e telhas metálicas.

Quanto à relação flecha/vão para os cabos, tanto o superior como o inferior, pelas razões expostas no item 1.2.6, admite-se 1/10 na posição de equilíbrio após a montagem de todos os sistemas.

Quanto ao tipo de cabo-treliça a ser utilizado, sempre que possível, a opção deve ser pelo conectado, que conduz a uma distância menor entre os apoios.

Admitindo-se finalmente que os apoios possam ser nivelados, fica definida a configuração da suspensão, como se ilustra na figura 3.1.

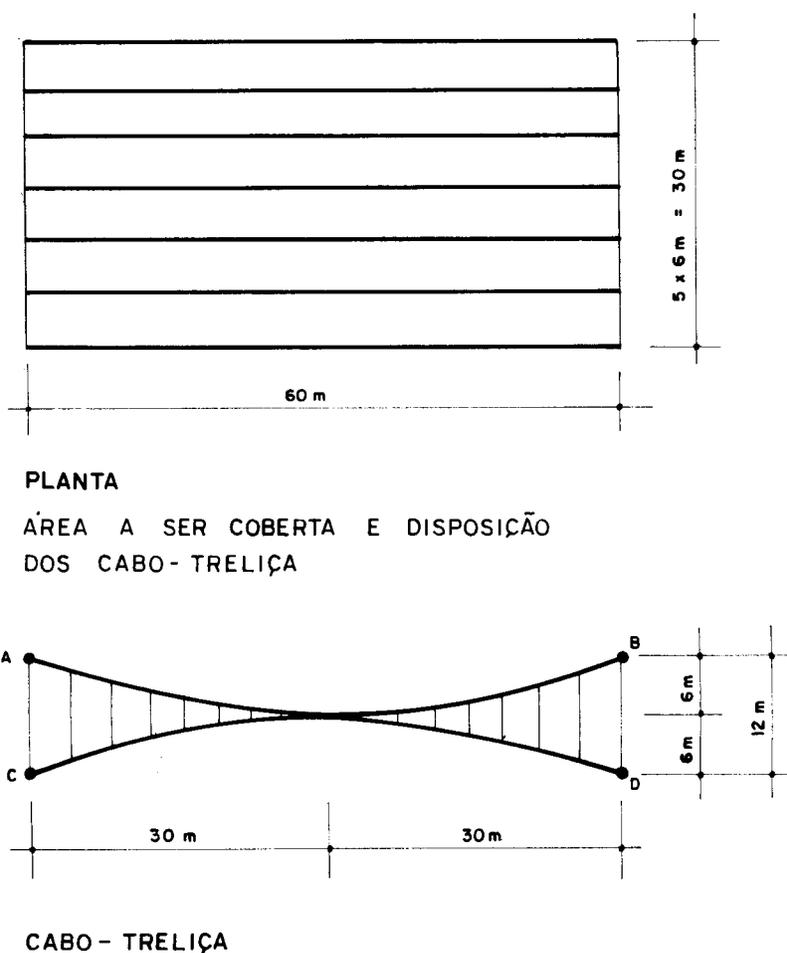


Fig. 3.1 - Disposição e configuração dos cabos-treliça.

3.2 - ESCOLHA DAS SEÇÕES DOS CABOS

Definida a configuração do sistema, torna-se necessário determinar a área metálica que os cabos devem ter. Esta área é função das solicitações máximas introduzidas pelas ações que vão atuar na cobertura, solicitações estas ainda não determináveis pois são também função da área dos cabos.

Para resolver esta indeterminação escolhe-se uma área e por tentativas chega-se à seção final, podendo ser adotada como primeira aproximação a seção que se obtém considerando-se os cabos como inextensíveis e submetendo-os às duas combinações críticas das ações que solicitarão a estrutura.

Estas ações podem ser assumidas com valores da ordem de, 50kgf/m^2 ou seja 300kgf/m para a sobrecarga, 60kgf/m^2 ou 360kgf/m para a sucção introduzida pela ação do vento, $8,83\text{kgf/m}^2$ ou 53kgf/m para peso próprio do sistema de vedação e 15kgf/m^2 ou 90kgf/m para o peso próprio do forro.

Finalmente, para a força de protensão observa-se que dois valores máximos devem ser pesquisados. Um que assegure o não destracionamento do cabo superior e um outro que assegure este mesmo estado ao cabo inferior.

Na combinação referente ao cabo superior atuam os pesos próprios das telhas e do cabo-treliça, que por ser relativamente baixo pode ser desprezado e a sucção gerada pelo vento.

Para este caso encontra-se, entrando na equação 2.4.7 admitindo-se $k \approx 0,8$.

$$\Sigma p_1 = \frac{1}{1,8} (53-360) \approx -171\text{kgf/m}$$

Para o cabo inferior a combinação crítica será formada pelas ações de peso próprio e a sobrecarga. Da equação 2.4.8, ainda com $k \approx 0,8$ encontra-se,

$$\Sigma P_2 = \frac{0,8}{1,8} (53+90+300) \approx 197\text{kgf/m}$$

Adotando o maior dos dois valores, acrescido em 20% para cobrir os erros introduzidos com as hipóteses simplificadoras chega-se a ação equivalente à protensão,

$$p = 197.1,2 \approx 240\text{kgf/m}$$

que representa uma ação uniforme de 40kgf/m^2 .

Assim, o cabo superior pode ser solicitado por uma ação total máxima, que é composta pelas ações positivas e da equação 2.4.7 obtém-se

$$p_1 = \frac{1}{1,8} (53+90+300) + 240 \approx 486\text{kgf/m}$$

Entrando com o valor de p_1 na equação 2.1.11 encontra-se:

$$H_1 = \frac{0,486 \times 60^2}{8 \times 6} \approx 36,45\text{tf}$$

Adotando-se como coeficiente de segurança o fator 4, indicado pelos fabricantes dos cabos, encontra-se como tensão admissível um valor de $66,67\text{kgf/mm}^2$, obtida da tensão de ruptura mínima dos arames que formam os cabos 6x37 (AACI).

Dividindo o valor de H_1 por esta tensão admissível encontra-se uma área metálica mínima de $5,47\text{cm}^2$ e na tabela dos fabricantes (Anexo A-5) chega-se ao cabo com $\phi = 1\ 1/2''$, com $P_T = 103\text{tf}$ e $A = 5,734\text{cm}^2$.

Com o mesmo procedimento, da equação 2.4.8, encontra-se para o cabo inferior,

$$P_2 = \frac{0,8}{1,8} (53+90-360) - 240 \cong -337\text{kgf/m}$$

e da equação 2.1.11

$$H_2 = \frac{0,337 \times 60^2}{8 \times 6} \cong 25,275\text{tf}$$

que conduz a um cabo com $\phi = 1\ 1/4''$, com $P_r = 72\text{tf}$, com $A = 3,982\text{cm}^2$, da mesma classificação.

3.3 - ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS FINAIS

Definida a configuração da suspensão e as seções dos cabos bem como a intensidade das ações, é possível aplicar as equações do capítulo anterior, para determinar os esforços e os deslocamentos do sistema.

Para a verificação do estado de tensão duas combinações de ações se fazem necessárias, sendo uma favorável e a outra desfavorável. Para os deslocamentos também se faz necessário uma combinação favorável e outra desfavorável.

3.3.1 - Estado de tensão

Analisando a combinação favorável, inicia-se a aplicação das ações pelo peso próprio do cabo-treliça. Esta

ação possui uma intensidade de 12kgf/m formada pelo peso dos dois cabos mais o peso das hastes e das conexões.

Após o içamento do sistema esta ação é absorvida pelo cabo superior e a solicitação pode ser determinada pela equação 2.2.4 entrando com a flecha inicial do cabo, obtida por tentativas, com o valor de 6,30m, e o módulo de elasticidade $E = 1600\text{tf/cm}^2$.

Inicialmente calcula-se pela equação 2.2.5,

$$L_1 \cong l \left(1 + \frac{8f_1^2}{l^2} \right) = 65,292\text{m}$$

que introduzido na equação 2.2.4 fornece,

$$\left(\frac{65,292 \times 60}{8 \times 6,3 \times 1600 \times 5,734} \right) H_0^2 + \left(\frac{2 \times 6,3}{3} \right) H_0 - \frac{0,012 \times 60^2}{12} = 0$$

donde

$$H_0 \cong 0,856\text{tf}$$

Como a ação e conseqüentemente a solicitação também é pequena, costuma-se considerar que a sua aplicação seja realizada juntamente com a protensão.

Admitindo que a aplicação da protensão seja feita pelo cabo superior precisa-se conhecer o valor da força H que introduziria entre os cabos a ação de 240kgf/m, definida no item anterior. Na posição de equilíbrio o cabo superior estará sujeito a esta ação (240kgf/m) e com flecha em torno de 6m. Entrando com estes dados na equação 2.1.11 encontra-se:

$$H = \frac{pl^2}{8f} = \frac{0,24 \times 60^2}{8 \times 6} = 18\text{tf}$$

como $H_1 = H + H_0$ tem-se $H_1 \cong 18,856\text{tf} \cong 18,9\text{tf}$

Conhecido portanto a força H_1 nos apoios superiores pode-se determinar a força H_2 , despertada nos apoios inferiores.

Determinando inicialmente pela equação 2.2.7:

$$L_2 \cong l \left(1 + \frac{8f_2^2}{l^2} \right) \cong 64,256m$$

que introduzido em 2.2.10 juntamente com $f_1 = 5,65m$, tem-se:

$$H_2^2 \left(\frac{64,256 \times 60}{8 \times 5,65 \times 1600 \times 3,982} \right) + H_2 \left(\frac{18,9 \times 64,256 \times 60}{8 \times 5,65 \times 1600 \times 3,982} + \frac{2 \times 5,65}{3} \right) - \\ + \frac{2}{3} (18,9 \times 6,35 - \frac{0,012 \times 60^2}{8}) = 0$$

donde

$$H_2 \cong 17,937tf$$

A variação das flechas pode ser determinada pela equação 2.2.11, que fornece:

$$\Delta f = \frac{1}{18,9 + 17,937} (18,9 \times 6,35 - 17,937 \times 5,65 - \frac{0,012 \times 60^2}{8})$$

$$\Delta f \cong 0,360m$$

e finalmente

$$f_{1F} = f_1 - \Delta f = 5,990m \cong 6,00m$$

$$f_{2F} = f_2 + \Delta f = 6,010m \cong 6,00m$$

Ficando definida a configuração de equilíbrio após a aplicação da protensão.

Aplicando o peso próprio das telhas, com $p = 53\text{kgf/m}$, determina-se inicialmente pelas equações 2.2.5 e 2.2.7,

$$L_1 = 64,784\text{m}$$

e $L_2 = 64,816\text{m}$

e pela equação 2.3.7

$$K = \frac{L_1 E_2 A_2 f_2}{L_2 E_1 A_1 f_1} = \frac{64,784 \times 3,982 \times 6,010}{64,816 \times 5,734 \times 5,99} = 0,6964$$

Entrando com estes valores na equação 2.3.8 encontra-se:

$$\Delta H_1 \cong 2,308\text{tf}$$

e da equação 2.3.7

$$\Delta H_2 = 1,607\text{tf}$$

donde

$$H_{1F} = H_1 + \Delta H_1 = 18,9 + 2,308 = 21,208\text{tf}$$

$$H_{2F} = H_2 - \Delta H_2 = 17,937 - 1,607 = 16,330\text{tf}$$

e pela equação 2.3.9

$$\Delta f = 0,0097\text{m} \cong 0,010\text{m} = 1,0\text{cm}$$

e finalmente

$$f_{1F} = 5,99 + 0,01 = 6,00\text{m}$$

$$f_{2F} = 6,01 - 0,01 = 6,00\text{m}$$

Nesta posição aplica-se a última ação desta combinação que é a sucção do vento, cuja intensidade corrigida será: $p = 1,4.360 = 504\text{kgf/m}$.

Na mesma sequência, já utilizada,

$$L_1 \cong 64,800\text{m}$$

$$L_2 = 64,800\text{m}$$

$$K = 0,6945$$

$$\Delta H_1 = -22,172\text{tf}$$

$$\Delta H_2 = 15,398\text{tf}$$

$$H_{1F} = -0,964\text{tf}$$

$$H_{2F} = 31,728\text{tf}$$

O cabo superior destracionou. Isto ocorreu devido ao fato do fator k adotado ser menor que o estimado.

Para corrigir este destracionamento, pode-se aumentar o valor da protensão ou então aumentar o valor do coeficiente k , aumentando ou a área ou a flecha do cabo inferior.

Corrigindo a geometria, que é a solução mais econômica, pode-se entrar com:

$$\cdot \text{Flecha inicial do cabo superior} = 6,30\text{m}$$

$$\cdot \text{Flecha inicial do cabo inferior} = 6,15\text{m}$$

Reiniciando o processo, dentro da mesma sequência, têm-se:

$$\text{Da equação 2.2.7, } L_2 = 65,043\text{m}$$

$$\text{De 2.2.10, } H_2 = 16,681\text{tf}$$

$$\text{De 2.2.11, } \Delta f = 0,314\text{m}$$

$$\text{e finalmente, } f_{1F} = 5,986 \quad \text{e} \quad f_{2F} = 6,464\text{m}$$

Definida a nova configuração de equilíbrio, procede-se à aplicação da ação do peso próprio das telhas ($p = 53\text{kgf/m}$). Na mesma sequência calcula-se,

$$\text{De 2.2.5, } L_1 = 64,778\text{m}$$

$$\text{e } L_2 = 65,571\text{m}$$

$$\text{De 2.3.7, } K = 0,741\text{tf}$$

$$\text{De 2.3.8, } \Delta H_1 = 2,187\text{tf}$$

$$\text{De 2.3.7, } \Delta H_2 = 1,561\text{tf}$$

$$\text{e, } H_{1F} = 18,9 + 2,187 = 21,087\text{tf}$$

$$H_{2F} = 15,120\text{tf}$$

$$\text{De 2.3.9, } \Delta f = 0,0078\text{m} \approx 0,008\text{m}$$

$$\text{e finalmente, } f_{1F} = 5,994\text{m} \quad \text{e} \quad f_{2F} = 6,456\text{m}$$

Aplicando a sucção do vento ($p = -504\text{kgf/m}^2$) dentro da sequência já descrita, tem-se:

$$\text{De 2.2.5, } L_1 = 64,790\text{m}$$

$$\text{e } L_2 = 65,557\text{m}$$

$$\text{De 2.3.7, } K = 0,7392$$

$$\text{De 2.3.8, } H_1 = -20,963\text{tf}$$

$$\text{e } H_2 = 15,496\text{tf}$$

$$\text{donde } H_{1F} = 0,124\text{tf}$$

$$\text{e } H_{2F} = 30,616\text{tf}$$

O cabo superior não destracionou.

Verificando agora a combinação desfavorável, corrige-se as ações de peso próprio e de protensão com $\gamma_{f1} = 1,14$ obtendo-se:

$$p = 1,14(12+240) = 287,28\text{kgf/m}$$

$$\text{Da equação 2.1.9, } H_1 = \frac{0,287 \times 60^2}{8 \times 6} \cong 21,525\text{tf}$$

$$\text{Da equação 2.2.10, entrando com } L_2 = 64,256\text{m}$$

pois diz respeito a posição inicial já definida,

$$H_2 = 18,779\text{tf}$$

$$\text{e da equação 2.2.11 } \Delta f = 0,346\text{m}$$

e finalmente

$$f_{1F} = 6,30 - 0,346 = 5,954\text{m}$$

$$f_{2F} = 6,15 + 0,346 = 6,496\text{m}$$

Aplicando agora o peso próprio das telhas e do forro, considerando-os atuando simultâneos, também corrigidos de γ_{f1} , tem-se:

$$p = 1,14(53+90) \cong 163\text{kgf/m}$$

e,

$$\Delta H_1 = 6,687 \text{tf}$$

$$\Delta H_2 = 4,997 \text{tf}$$

donde

$$H_{1F} = 28,212 \text{tf}$$

$$H_{2F} = 13,782 \text{tf}$$

e finalmente

$$\Delta f \approx 0,026 \text{m}$$

$$f_{1F} = 5,980 \text{m}$$

$$f_{2F} = 6,470 \text{m}$$

Aplicando a sobrecarga, na mesma sequência,

$$p = 1,14 \times 300 = 342 \text{kgf/m}$$

$$\Delta H_1 = 14,026 \text{tf}$$

$$\Delta H_2 = 10,071 \text{tf}$$

Corrigindo as solicitações com o coeficiente γ_{f3} respectivo, tem-se como valores extremos:

$$H_{1\text{máx}} = 28,212 \times 1,14 + 14,026 \times 1,23 \approx 49,414 \text{tf}$$

$$H_{2\text{mín}} = 13,782 \times 1,14 - 10,071 \times 1,23 \approx 3,324 \text{tf} > 0$$

Desta forma, para os cabos principais as solicitações máximas podem ser obtidas em função das forças H máximas, que introduzidas na equação 2.1.13, fornecem

$$T_1 = H_1 / \cos\theta \cong 49,414 / 0,929 = 53,190\text{tf}$$

e

$$T_2 = H_2 / \cos\theta \cong 30,616 / 0,918 = 33,350\text{tf}$$

Os fabricantes de cabos de aço informam que as tensões que definem o limite do regime de proporcionalidade situam-se entre 55 a 60% das tensões de ruptura. Adotando-se o valor inferior como parâmetro de comparação encontra-se para os dois cabos os valores:

$$P_{p1} = 56,65\text{tf} > T_1$$

$$P_{p2} = 39,60\text{tf} > T_2$$

ficando desta forma assegurada a estabilidade do sistema portante e a validade das equações aplicadas que foram deduzidas dentro do regime de linearidade física, pois mesmo com a majoração das ações, realizada através dos coeficientes γ_f , este limite não foi ultrapassado.

A introdução dos coeficientes γ_f visou dar um tratamento estatístico às ações cobrindo possíveis erros na avaliação dos valores destas ações. Caso se deseje uma verificação dentro do método das tensões admissíveis empregam-se os esforços máximos que ocorrem nos cabos sem a majoração das ações, obtidos no item 3.3.2 divididos pelas áreas metálicas de cada cabo e compara-se com a tensão admissível já calculada no item 3.3 encontrando-se os valores:

$$\sigma_1 = 64,74\text{kgf/mm}^2 < 66,67\text{kgf/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 65,71\text{kgf/mm}^2 < 66,77\text{kgf/mm}^2$$

que continuam a garantir a estabilidade do sistema e a validade das equações.

3.3.2 - Estado de deslocamento

Para esta verificação interessam os deslocamentos máximos, tanto positivos como os negativos, que o sistema pode apresentar.

Determinando inicialmente os positivos, aplica-se a partir da posição de equilíbrio após a aplicação das telhas na combinação favorável, as ações conjuntas do forro e da sobrecarga, obtendo,

$$p = 90 + 300 = 390 \text{ kgf/m}$$

$$\Delta H_1 = 16,032 \text{ tf}$$

$$\Delta H_2 = 11,850 \text{ tf}$$

$$H_{1F} = 37,119 \text{ tf}$$

$$H_{2F} = 3,270 \text{ tf}$$

$$\Delta f \cong 0,0072 \text{ m} \rightarrow \frac{\Delta f}{L} \cong \frac{1}{837}$$

$$f_{1F} = 6,066 \text{ m}$$

$$f_{2F} = 6,384 \text{ m}$$

Para os deslocamentos negativos, aplica-se na mesma posição a ação de sucção do vento (-360kgf/m) obtendo,

$$\Delta H_1 = -14,945 \text{ tf}$$

$$\Delta H_2 = 11,047 \text{ tf}$$

$$H_{1F} = 6,142 \text{ tf}$$

$$H_{2F} = 26,167 \text{tf}$$

$$\Delta f = -0,034 \text{m} \rightarrow \frac{\Delta f}{L} = \frac{1}{1765}$$

$$f_{1F} = 5,960 \text{m}$$

$$f_{2F} = 6,490 \text{m}$$

Portanto a estrutura poderá apresentar oscilação máxima da ordem de $(6,066 - 5,960 = 0,106 \text{m})$ 10,6cm, considerada admissível em função do vão a vencer (60m) que conduz a uma relação flecha/vão de 1/566.

3.3.3 - Hastes de ligação

Admitindo-se a utilização de hastes verticais, espaçadas de 4m, o esforço máximo que as solicitará será o introduzido pela força de protensão, pois qualquer outra ação aliviará um dos cabos, aliviando conseqüentemente as hastes. Desta forma o esforço máximo será,

$$N_d = \gamma_g \cdot p \cdot a = 1,4 \times 240 \times 4 = 1.344 \text{kgf.}$$

Empregando barras de aço de seção circular, produzidas com aço estrutural que possua $\sigma_e > 2,10 \text{tf/cm}^2$, sua resistência nominal será $1,89 \text{tf/cm}^2 = 0,9 \sigma_e$.

Desta forma as hastes devem ter uma seção transversal com área igual ou superior a $0,72 \text{cm}^2$, que conduz a um diâmetro mínimo de 0,95cm.

Adotando barras com $\phi 1/2''$ (1,27cm) atende-se à condição de resistência, e a condição de deformação pode ser analisada com,

$$\Delta \ell_{\text{máx}} = \frac{N_d \cdot \ell_{\text{máx}}}{EA} = \frac{1344 \times 1000}{2,1 \times 10^6 \times 1,27} = \underline{0,504 \text{cm}}$$

O pequeno valor encontrado para a máxima deformação confirma assim a hipótese adotada de que $v_1 = v_2$.

O peso das hastes pode agora ser calculado, uma vez que se conhece seus comprimentos e a sua seção, resultando,

$$\cdot \text{Peso total} \approx 65\text{kgf}$$

$$\cdot \text{Peso/m} \approx 1,09\text{kgf/m}$$

Confirmando o peso próprio do cabo-treliça faz-se,

$$p = 6,19 + 4,30 + 1,09 = 11,58\text{kgf/m} \approx 12\text{kgf/m}$$

onde os valores 6,19 e 4,30 representam o peso próprio dos cabos principais.

4. ANÁLISE DO CUSTO

4.1 - CONSUMO DE MATERIAIS

Concluído o cálculo de um cabo-treliça pode-se determinar o custo de construção, uma vez que o material a ser empregado é conhecido. Entretanto, para saber como este custo evolui com a variação do vão e do afastamento entre os cabos, é necessário saber inicialmente como evolui o consumo de materiais.

4.1.1 - Sistema de vedação

O peso próprio das telhas metálicas varia em função do vão a vencer.

Colocando em gráfico (figura 4.1) esta variação é possível estabelecer uma relação média de $(1,60\ell)\text{kgf/m}^2$, já incluído um acréscimo de 20% devido aos cobrimentos e acessórios de fixação.

Esta relação foi estabelecida considerando-se uma ação máxima de 60kgf/m^2 distribuída uniformemente sobre as telhas, que cobre as ações máximas que devem solicitá-las como sobrecargas ou ações devidas ao vento.

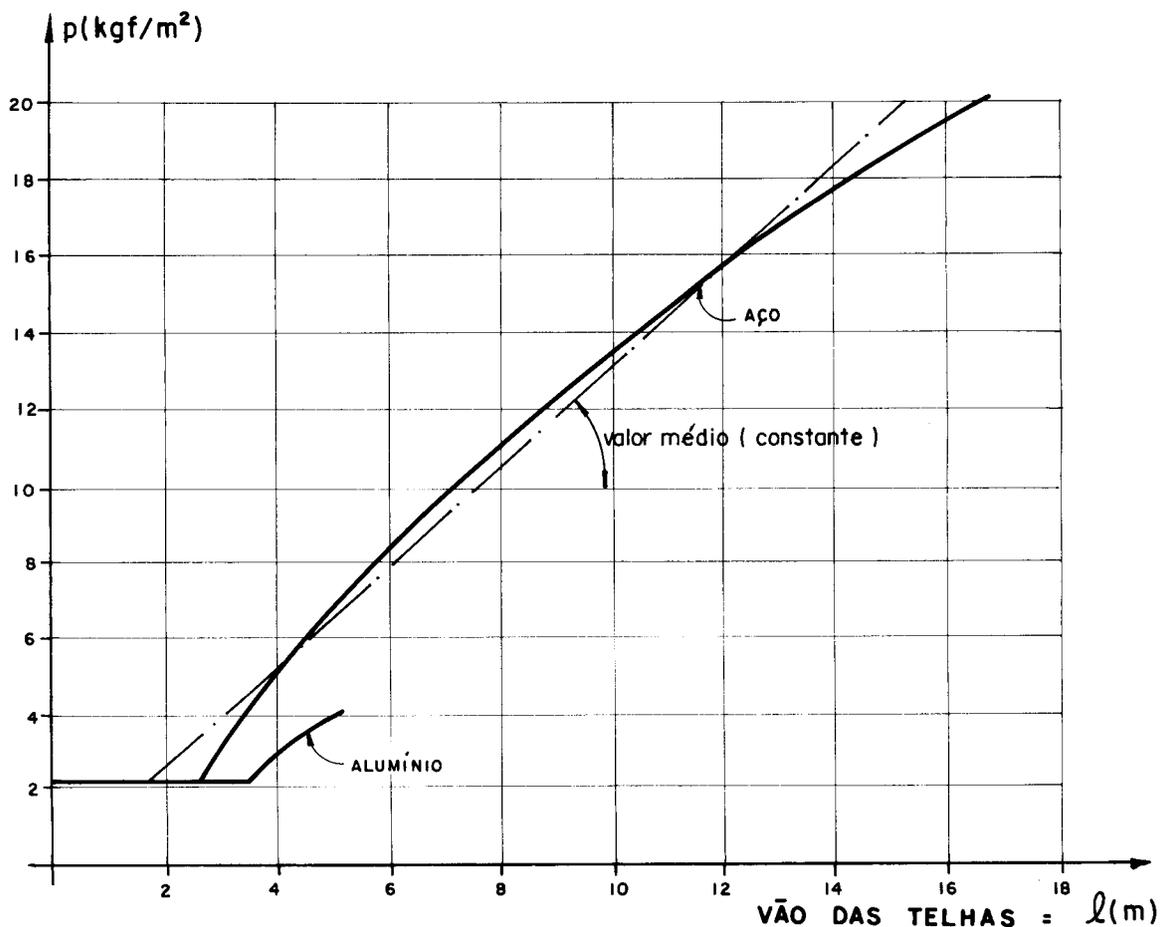


Fig. 4.1 - Relação peso/vão para telhas metálicas.

Como terças são usualmente empregados os perfis "C", laminados ou em chapa dobrada, devido principalmente à baixa relação peso/vão que estes perfis apresentam.

Analisando diversas seções submetidas a uma ação de 70kgf/m^2 , que representa a ação da sobrecarga, peso próprio das telhas e demais ações que atuam nestes perfis, é possível montar o gráfico mostrado na figura 4.2, que permite selecionar uma seção para uma determinada relação de vão (l_1/l_2) onde l_1 é o vão das terças e l_2 é o afastamento entre as terças.

Do gráfico é possível obter o peso próprio médio destes perfis por unidade de área, que fica em torno de $(0,45l_1)\text{kgf/m}^2$.

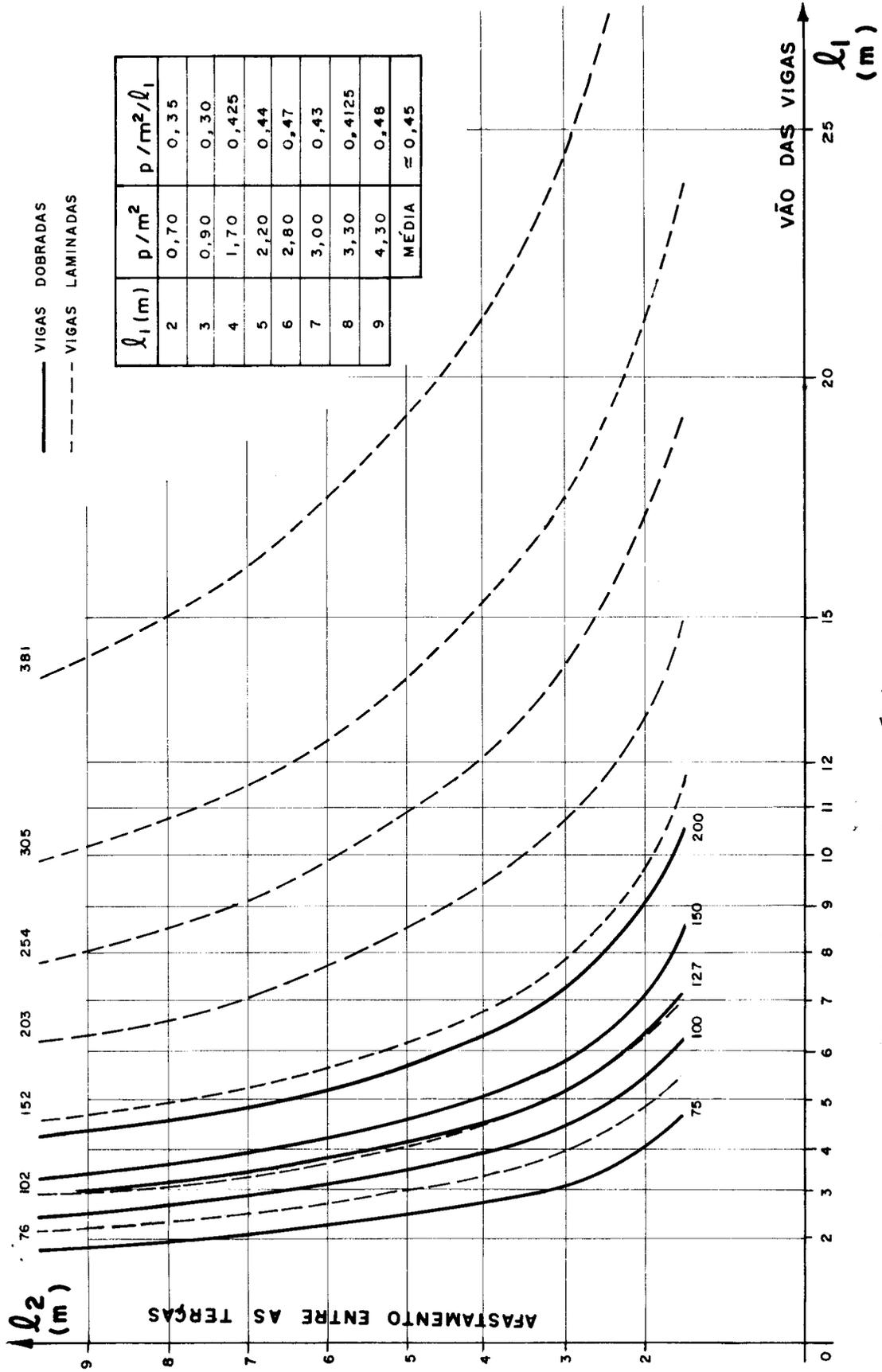


Fig. 4.2 - Perfis metálicos para as terças

4.1.2 - Sistema portante

Para conhecer o consumo de aço, devido à variação do vão que os cabos devem vencer bem como da variação do afastamento entre os cabos, pode-se estender o estudo desenvolvido para obter a máxima solicitação dos cabos, realizado no capítulo anterior.

Entrando na equação 2.1.11 com $H = 0,5P_r$ e uma relação flecha/vão da ordem de 1/10 obtém-se,

$$p\ell = 0,4P_r \quad (4.1.2.1)$$

onde p representa uma ação distribuída por metro linear, obtida pelo produto da ação resultante da combinação crítica pelo afastamento entre os cabos, ou seja

$$p = \sum p_i \cdot \ell_1 \quad (4.1.2.2)$$

Introduzindo 4.1.2.2 em 4.1.2.1, resulta

$$\ell \cdot \ell_1 = \frac{2P_r}{5\sum p_i} \quad (4.1.2.3)$$

Admitindo uma rigidez relativa (k) da ordem de 0,8 obtém-se como combinação crítica para o cabo superior,

$$\sum p_i \cong 110\text{kgf/m}^2$$

Entrando com este valor na equação 4.1.2.3 obtém-se a área ($\ell \cdot \ell_1$) que cada vão comporta para cada valor de P_r característico dos diversos diâmetros dos cabos. Este procedimento permite montar o gráfico apresentado na figura 4.3, que torna possível selecionar um determinado diâmetro para uma certa relação ℓ/ℓ_1 .

O gráfico foi montado considerando as cargas de ruptura apresentadas para os cabos da classificação 6 x 37 AACI, faixa amarela.

Para o cabo inferior pode-se adotar uma seção que mantenha uma relação entre as áreas, de 0,8 com o cabo escolhido para o cabo superior, mantendo desta forma o valor do fator k próximo deste valor.

Resolvendo a equação 4.1.2.3 para os diversos valores de P_r dos cabos é possível também a montagem do quadro abaixo que relaciona a área de influência de cada vão para os diâmetros dos cabos, tanto na posição superior como na inferior.

Área $\ell_1 \cdot \ell_2$ (cm ²)	H ₁ (máx) (tf)	φCabo Superior (pol)	φcabo inferior (pol)
50	6,5	1/2	1/2
60	8,5	9/16	1/2
80	11,5	5/8	9/16
90	13,0	11/16	9/16
100	14,5	3/4	5/8
140	20,0	7/8	3/4
180	25,0	1	7/8
210	30,0	1 1/8	1
260	36	1 1/4	1 1/8
320	43	1 3/8	1 1/4
380	52	1 1/2	1 3/8
440	60	1 5/8	1 3/8
510	70	1 3/4	1 1/2
570	80	1 7/8	1 5/8
650	90	2	1 3/4
730	100	2 1/8	1 7/8
810	112	2 1/4	2
870	120	2 3/8	2
960	132	2 1/2	2 1/8

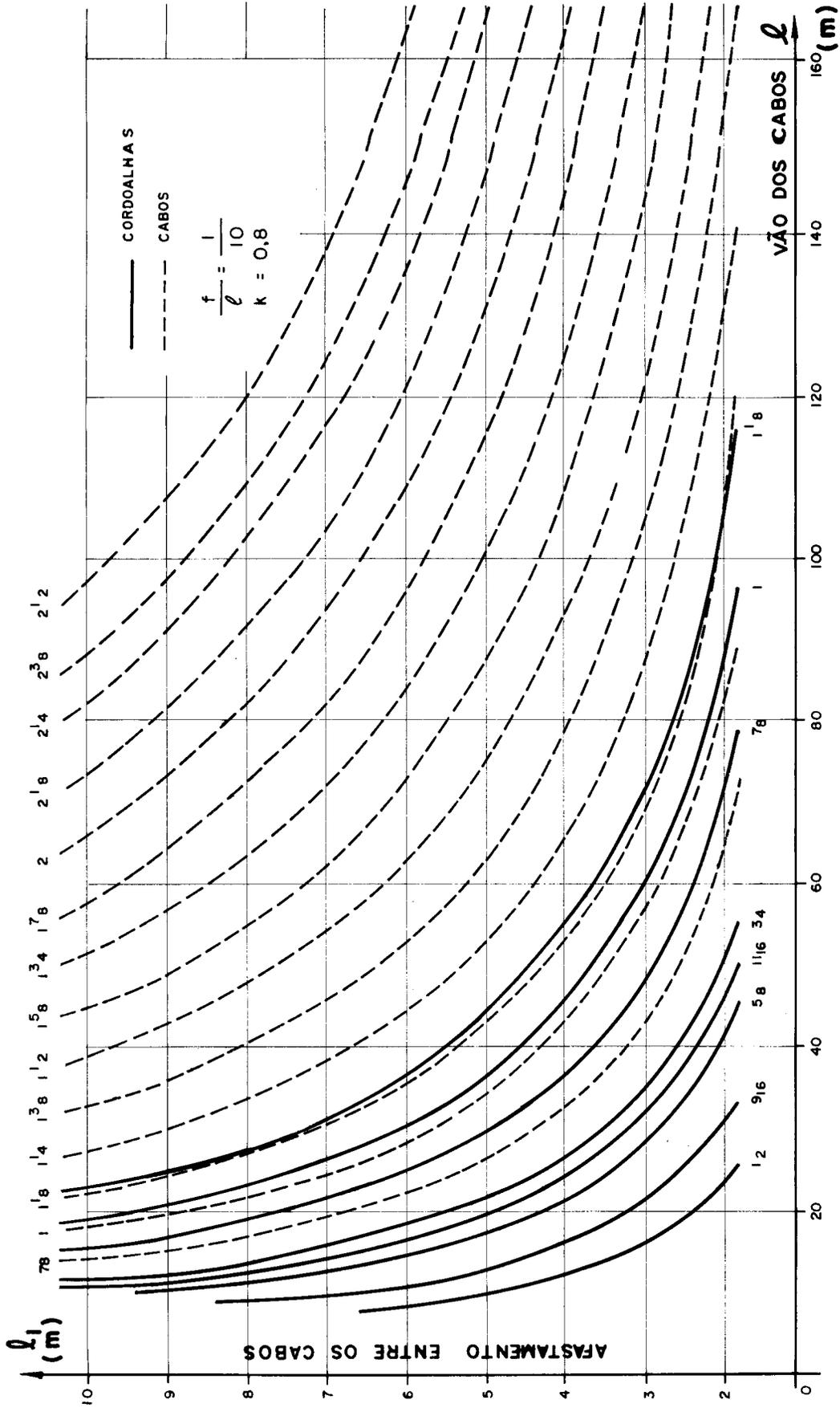


Fig. 4.3 - Cabos e cordoalhas de aço - relação diâmetro/vão

4.1.3 - Estrutura de apoio

Como as coberturas pênseis possuem, como mostrado no Capítulo 1, várias formas externas possíveis de serem empregadas nas estruturas de apoio, particulariza-se esta análise para a cobertura esquematizada na figura 4.4.

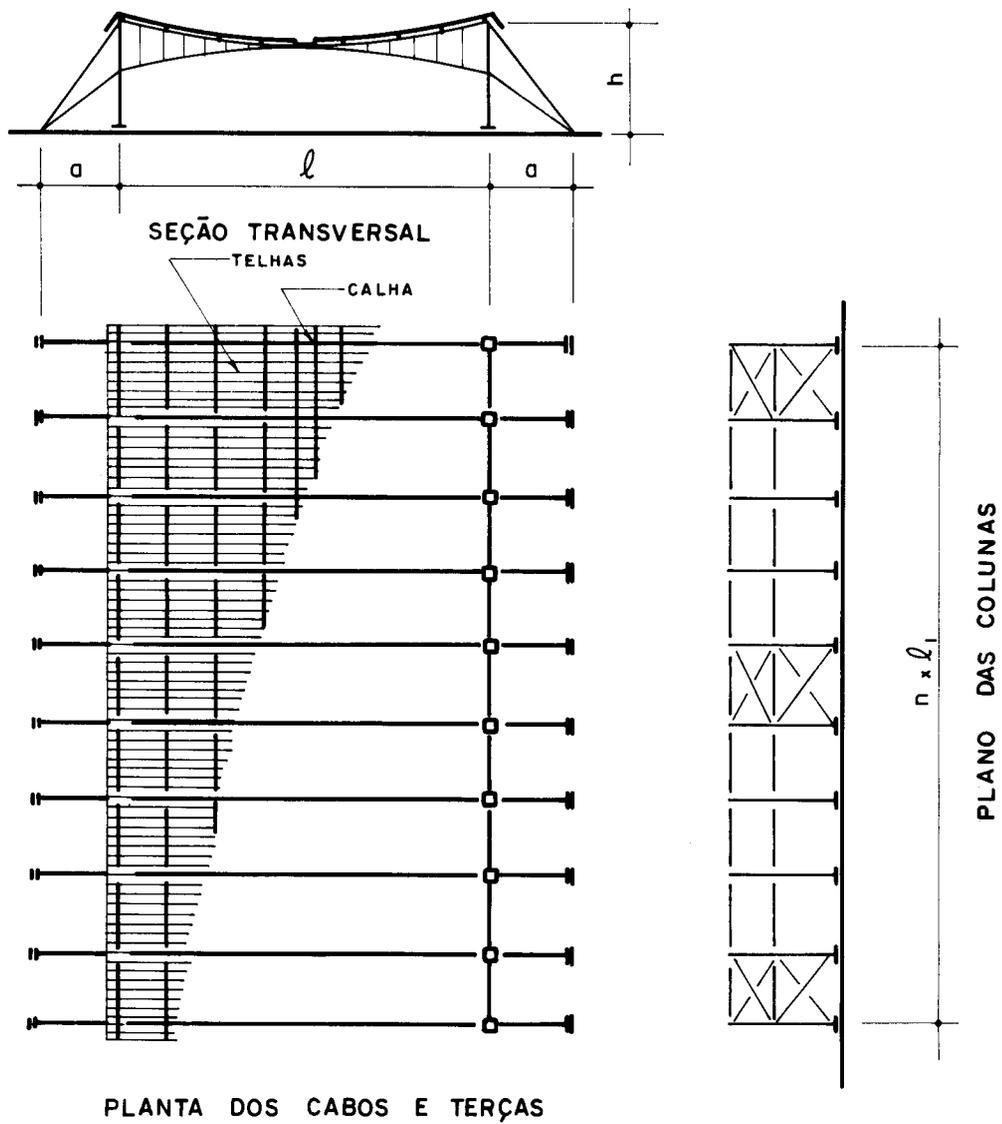


Fig. 4.4 - Esquema de cobertura pênseil em cabo-treliça.

Iniciando este estudo pelo material a ser empregado na confecção dos estais observa-se que os mesmos podem ser fabricados tanto em cabos de aço como em perfis metálicos.

Admitindo-se que os cabos principais transmitam como esforços máximos $0,55P_r$ e que os estais superiores possuam uma inclinação de 45° é possível montar o quadro da figura 4.5, que permite escolher o cabo de aço ou a área do perfil metálico indicado para cada situação de vão ($l_1.l$), considerando-se as relações geométricas da figura abaixo:

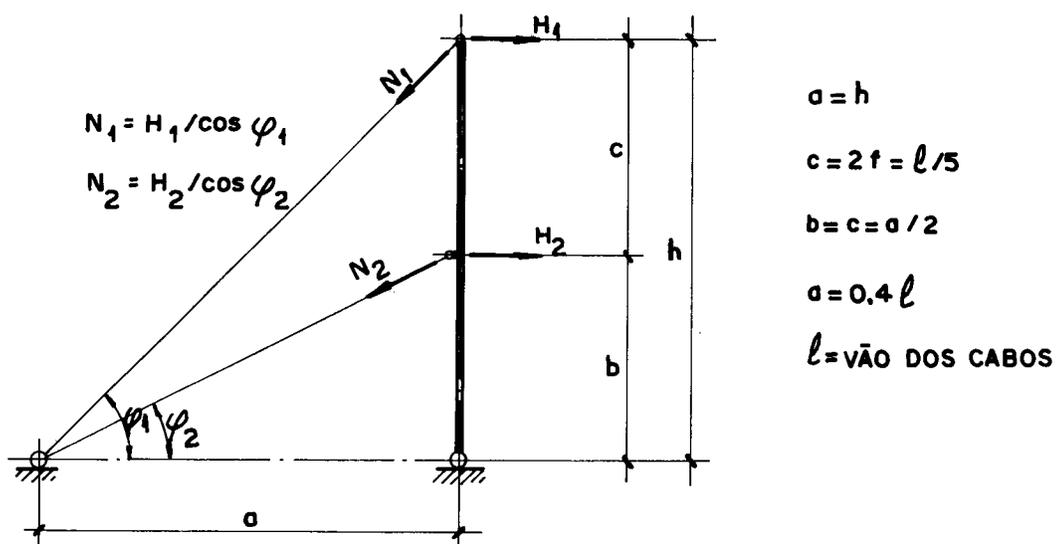


Fig. 4.5a - Inclinação dos estais

Lembrando que os valores de H_2 foram admitidos como próximos de 80% dos valores de H_1 , os esforços que atuam nos pilares podem ser estimados superpondo-se os esforços transmitidos pelos cabos principais e pelos estais. Desta forma é possível determinar a seção provável a utilizar, tan

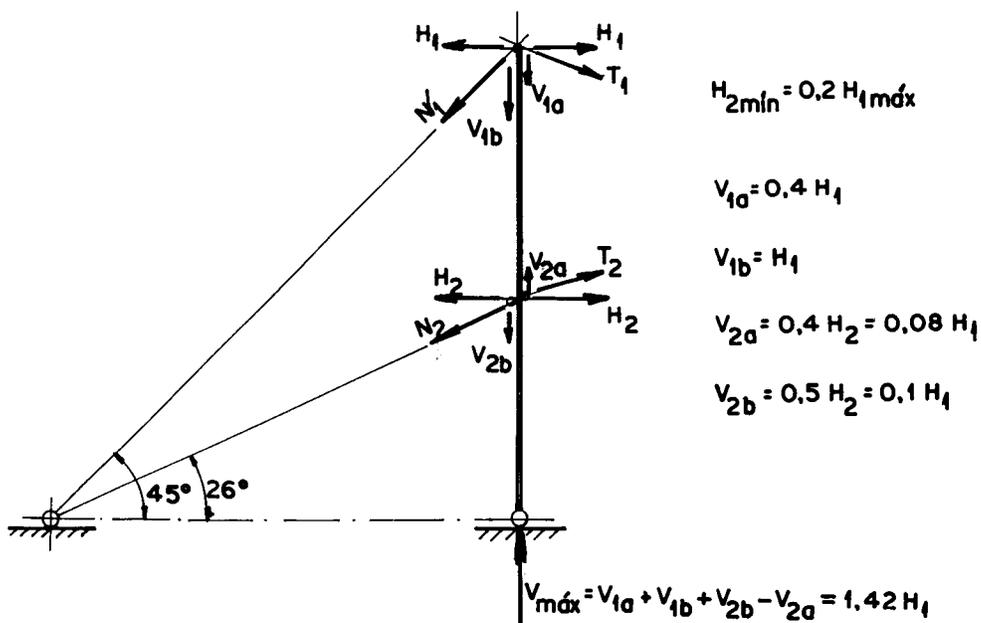
Área $l_1 \cdot l$ (m ²)	H ₁ (tf)	N ₁ (tf)	Estai Superior		H ₂ (tf)	N ₂ (tf)	Estai Inferior	
			φ Cabo Aço (pol)	Área Met. (cm ²)			φ Cabo Aço (pol)	Área Met. (cm ²)
50	6,5	9,2	9/16	4,5cm ²	5,2	5,8	1/2	3
60	8,5	12	5/8	5,5	6,8	7,6	1/2	4
80	11,5	16	3/4	7,5	9,2	10,3	9/16	4,5
90	13,0	18	7/8	8,0	10,4	11,6	5/8	5
100	14,5	20	7/8	9,0	11,6	13,0	5/8	5,5
140	20,0	28	1	12,5	16,0	17,9	3/4	7,5
180	25,0	35	1 1/4	16,0	20,0	22,4	7/8	9,5
210	30,0	42	1 3/8	19,0	24,0	26,8	1	11,5
260	36	51	1 1/2	23,0	28,8	32,2	1 1/8	13,5
320	43	61	1 5/8	27,5	34,4	38,5	1 1/4	16,0
380	52	73	1 3/4	32,5	41,6	46,5	1 3/8	19,5
440	60	85	1 7/8	38,0	48,0	53,7	1 1/2	22,5
510	70	99	2	44,0	56,0	62,6	1 5/8	26,0
570	80	113	2 1/8	50,5	64	71,6	1 5/8	30,0
650	90	127	2 3/8	56,5	72	80,5	1 3/4	33,5
730	100	141	2 1/2	63,0	80	89,4	1 7/8	37,0
810	112	158	2 = 1 3/4	70,5	89,6	100,2	2	41,5
870	120	170	2 = 1 7/8	76,0	96	107,3	2	44,5
960	132	187	2 = 2"	83,5	105,6	118,0	2 1/8	49,0

Fig. 4.5 - Escolha dos Estais

to em concreto armado como em estruturas metálica, em função da área coberta por vão ($l_1 \cdot l_2$), organizando-se em forma de quadro, como o da figura 4.6.

Para a confecção deste quadro admitiu-se que: os pilares tenham uma altura em torno de 40% do vão dos cabos; quando em concreto armado possuam uma relação altura/largura próxima de 25 e uma esbeltez em torno de 80 absorvendo portanto uma tensão média próxima de 110kgf/cm^2 ; quando em perfis metálicos possuam uma esbeltez em torno de 100 e absorvam uma tensão em torno de $1,0 \text{tf/cm}^2$.

As prováveis combinações estão ilustradas na figura abaixo.



Área $l_1 \cdot l$ (m ²)	V _{máx} (tf)	Concreto Armado			Estrutura Metálica		
		Área mínima (cm ²)	Seção mínima (cmxcm)	Área final (cm ²)	Área mínima (cm ²)	Perfil mínimo	Área final (cm ²)
50	11,5	190	30x30	900	13	CVS 300x47	60,5
60	15,0	250			17		
80	20,5	340			22		
90	23,0	385			25		
100	25,5	425			28		
140	35,0	585			38		
180	44,0	735			48		
210	52,5	875	30x30	900	58	CVS 300x47	60,5
260	63,0	1050	30x35	1050	70	CVS 300x55	70,0
320	75,5	1260	30x45	1350	84	66	84,5
380	91,0	1520	30x50	1500	102	80	101,4
440	105,0	1750	30x60	1800	117	94	119,9
510	122,5	2045	30x70	2100	136	CVS 350x105	134,0
570	140,0	2335	30x80	2400	156	400x125	159,2
650	157,5	2625	30x90	2700	175	x140	178,8
730	175,0	2920	30x100	3000	194	x152	193,8
810	196,0	3270	30x110	3300	218	450x177	226,0
870	210,0	3500	30x120	3600	234	188	239,6
960	231,0	3850	30x130	3900	257	500x204	260,5

Fig. 4.6 - Escolha da seção dos pilares

As vigas de travamento, tal como os pilares podem ser construídas em concreto armado ou em perfis metálicos.

Os esforços nestas vigas são causados pela ação do peso próprio e pela incidência do vento.

Por razões estruturais, normalmente é utilizada uma linha de vigas no topo dos pilares e, no mínimo, outra linha no nível das fixações do cabo e do estai inferior.

O consumo de material torna-se assim relativamente alto, ficando próximo de 70% do consumo do pilar nas estruturas de concreto e de 40% nas estruturas de aço.

4.1.4 - Fundações

Conhecendo-se a carga máxima que deve chegar às bases dos pilares, é possível montar o quadro da figura 4.7, que indica o diâmetro e a quantidade de estacas necessárias bem como o volume de concreto a ser utilizado no bloco de coroamento.

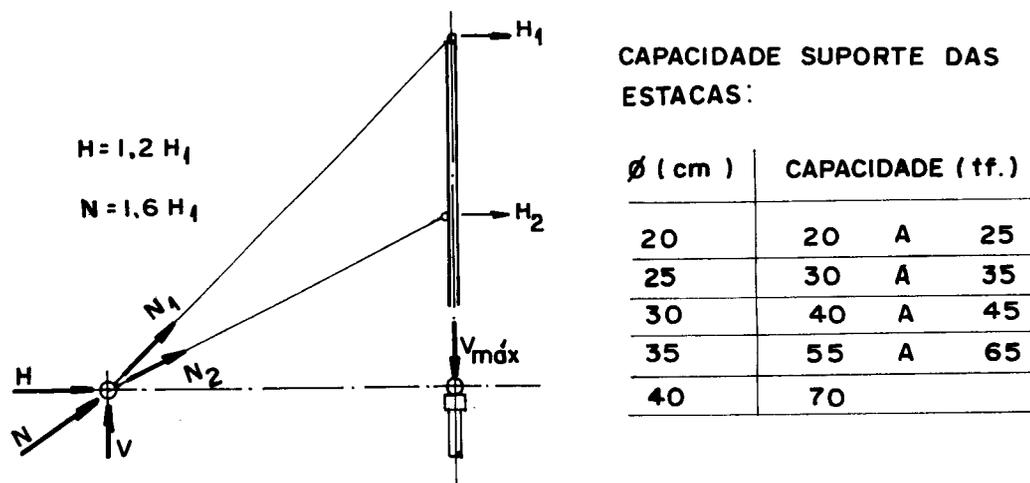


Fig. 4.7a - Ações nas fundações

Área $l_1 \cdot l$	$V_{\text{máx}}$ (tf)	Estacas		Bloco Volume (m ³)
		Quant.	Diâmetro (cm)	
50	11,5			
60	15	1	20	0,20
80	20,5			
90	23	1	25	0,25
100	25,5			
140	35	1	30	0,30
180	44	1	35	0,35
210	52,5			
260	63	2	25	0,90
320	75,5	2	30	1,00
380	91	2	35	1,10
440	105	3	30	1,90
510	122,5			
570	140	3	35	2,10
650	157,5			
730	175,0			
810	196,0	4	35	3,40
870	210			
960	231			

Fig. 4.7 - Escolha das estacas

A ancoragem por gravidade dos esforços transmitidos pelos estais, utiliza, de um modo geral, concreto de baixa resistência, devido ao grande volume normalmente necessário.

A ancoragem por atirantamento, tanto em rocha como solo, utilizam tirantes com diâmetros desde 3/4" até 2 1/4", que resistem de 1,90 até 110tf.

Os comprimentos de penetração variam desde 1m em rocha sã até 20 ou 30m em solo.

Conhecido portanto a solicitação máxima transmitida pelos estais é possível determinar o volume de concreto ou o diâmetro e a quantidade dos tirantes necessários para a ancoragem destes esforços.

Na figura 4.8 apresenta-se um quadro que resume estas informações em função da área coberta ($\ell \cdot \ell_1$) em um vão.

$\ell_1 \cdot \ell$ Área (m ²)	H_1 (m \bar{a} x) (tf)	P/ Gravidade			P/ Atirantamento		
		$V \approx 1,2H_1$ (tf)	Volume de Concreto (m ³)	$N = 1,6H_1$ (tf)	ϕ Tirantes (pol)	$\ell_{\text{mínimo}}$ (m)	ℓ_{ideal} (m)
50	6,5	7,8	3,12	10,4	7/8	3,5	10
60	8,5	10,2	4,08	13,6	1	4,5	10
80	11,5	13,8	5,52	18,4	1 1/8	6,1	10
90	13	15,6	6,24	20,8	1 1/4	6,9	10
100	14,5	17,4	6,96	23,2	1 1/4	7,7	10
140	20	24	9,60	32	1 1/2	10,7	12
180	25	30	12,00	40	1 3/4	13,3	15
210	30	36	14,40	48	2	16	18
260	36	43,2	17,28	57,6	2	19,2	21
320	43	51,6	20,64	68,8	2 1/4	22,9	25
380	52	62,4	24,96	83,2	2 = 1 3/4	13,9	15
440	60	72	28,80	96	2 = 2	16	18
510	70	84	33,60	112	2 = 2 1/4	18,7	20
570	80	96	38,40	128	3 = 1 3/4	14,2	16
650	90	108	43,20	144	3 = 2"	16	18
730	100	120	48,00	160	3 = 2"	17,7	19
810	112	134,4	53,76	179,2	3 = 2"	11,9	22
870	120	144	57,60	192	3 = 2 1/4	21,3	23
960	132	158,4	63,36	211,2	3 = 2 1/4	23,5	25

Fig. 4.8 - Escolha das ancoragens

4.2 - CUSTO DOS MATERIAIS E DE MÃO DE OBRA

Estabelecidas as limitações de peso/vão e de consumo por unidade de área coberta, pode-se verificar como e volui o custo de construção por unidade de área coberta.

Para esta análise foi desenvolvido o pré-dimensionamento, apoiado nos gráficos definidos nos itens anteriores, de coberturas com vãos de 20 a 100m e afastamento entre cabos de 2 a 9m. Deste modo, foi possível determinar o consumo de material e de mão de obra para cada variação de vão e de afastamento, o que possibilitou a determinação do custo de cada uma das partes que compõe a estrutura, bem como o custo da estrutura completa. Calculando-se o valor médio para as variações de afastamento entre os cabos, obteve-se o custo médio de cada subestrutura ou da estrutura completa, para os vários valores de vão adotados.

Estas variações de custo estão descritas nos itens subsequentes, desde o sistema de vedação até as fundações. Nestes valores englobou-se os custos de materiais e de mão de obra, inclusive encargos sociais ou outras despesas decorrentes da fabricação, pintura e montagem, entretanto, não se incluiu o custo de transporte das estruturas, por ser o mesmo muito específico para as distâncias ou para os materiais a serem transportados.

Quanto aos valores utilizados, todos foram referenciados ao mês de setembro de 1987, e a unidade monetária utilizada foi o dólar americano, que obteve naquele mês a cotação média de 50 cruzados (1 US\$ \approx Cz\$50,00). A adoção desta moeda como padrão de referencia visou apenas proporcionar uma estabilidade aos valores encontrados por um prazo de tempo maior do que aquele que seria obtido com outros padrões monetários.

Para possibilitar uma atualização futura mais precisa dos valores apresentados, anexou-se no final do trabalho, Apêndice B, uma planilha de consumo de materiais e de mão de obra por metro quadrado de área coberta em função do vão que os cabos devem vencer.

4.2.1 - Sistema de vedação

As telhas custam em média US\$1,60 por quilo já incluídas a pintura e a montagem. O custo das terças é de US\$1,00 também por quilo e o custo de montagem é computado junto com o custo das telhas.

Com estas informações é possível montar o gráfico da figura 4.9, que relaciona a variação do custo do sistema, por metro quadrado coberto, em função dos vãos dos cabos.

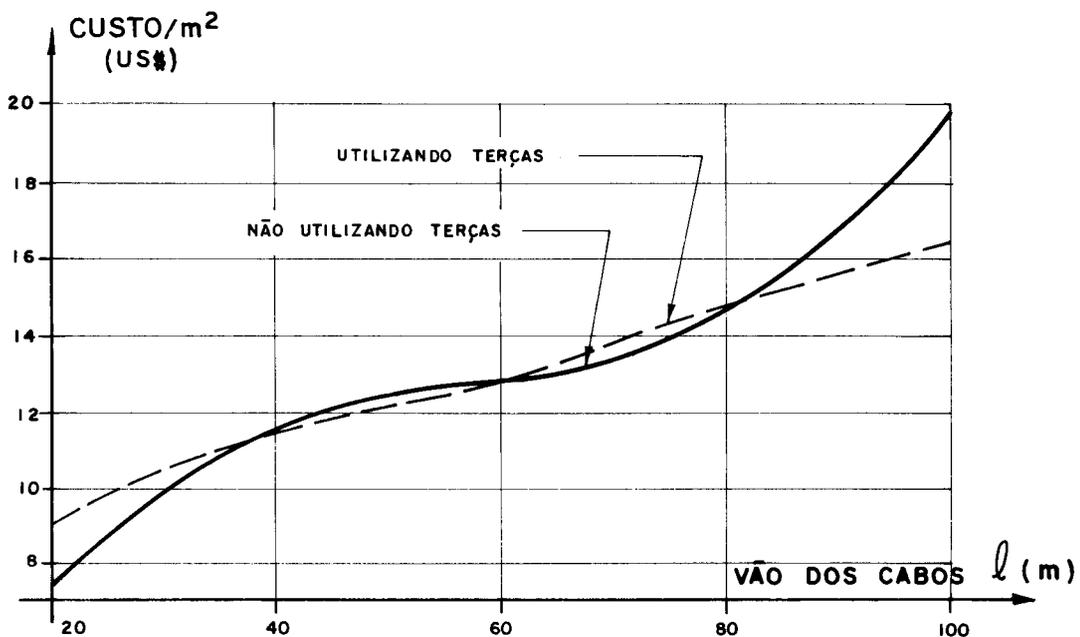


Fig. 4.9 - Custo do sistema de vedação

4.2.2 - Estrutura portante

Os cabos principais possuem um preço elevado, pois devem ser pré-estirados e devem vir com os terminais já chumbados. O preço médio é de US\$2,60 por quilo, já incluídos os custos de montagem e içamento.

As hastes, custam em média US\$0,80 por quilo, incluindo as operações de abertura de rosca e pintura.

Os terminais chumbados e os conectores possuem custo individual, não sendo possível estabelecer um custo por unidade de peso, entretanto como valor médio pode ser assumido o equivalente ao custo de 15m do cabo correspondente (entre 10 a 20m).

Com estes valores foi possível traçar o gráfico da figura 4.10, que relaciona a variação do custo da estrutura por metro quadrado coberto em função do vão dos cabos.

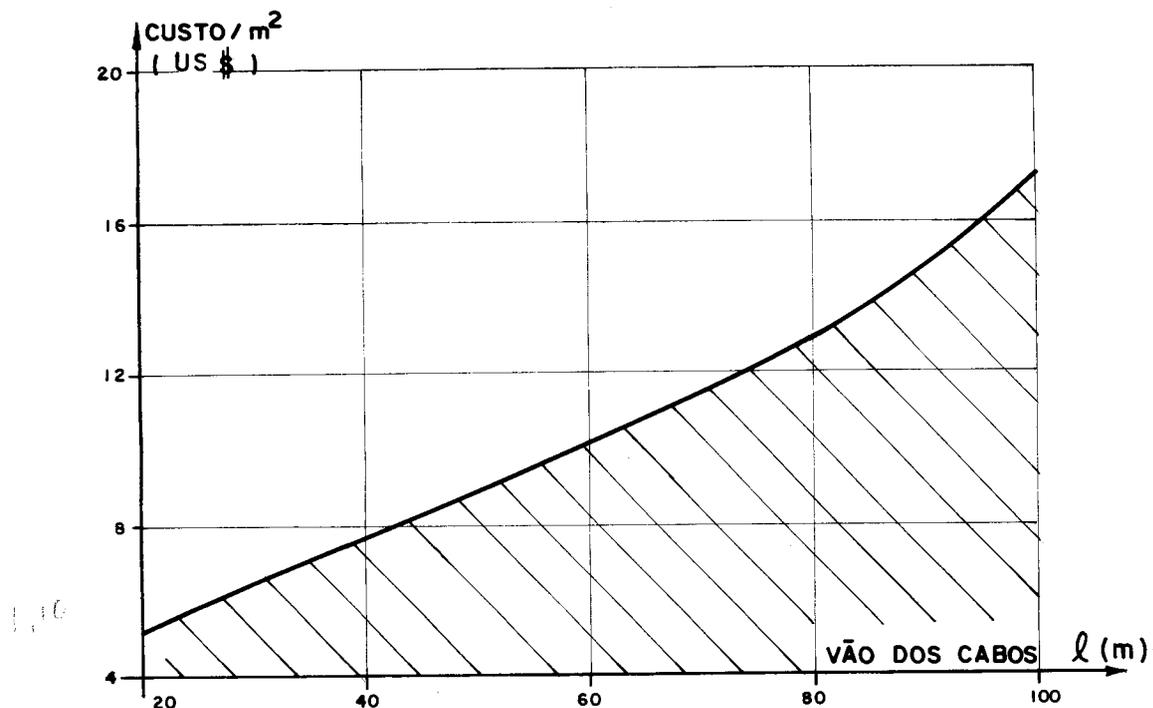


Fig. 4.10 - Custo do sistema portante

4.2.3 - Estruturas de apoio

O metro cúbico de concreto armado foi cotado em US\$330,00, incluindo os serviços de controle tecnológico, mistura, lançamento e cura, como também de formas, escoramento, andaimes, aço das armaduras, desforma, empilhamento e limpeza da obra ao término da cura.

As estruturas metálicas foram cotadas a US\$1,40 por quilo, incluindo chumbadores, parafusos de alta resistência, pintura de oficina e de obra e o custo de montagem.

Os estais em cabos seguiram os custos definidos para os cabos de aço do item anterior.

Foi possível montar os gráficos das figuras 4.11 e 4.12, onde se apresenta a variação individual de cada item e a variação quando combinados, em função do vão que os cabos principais devem vencer.

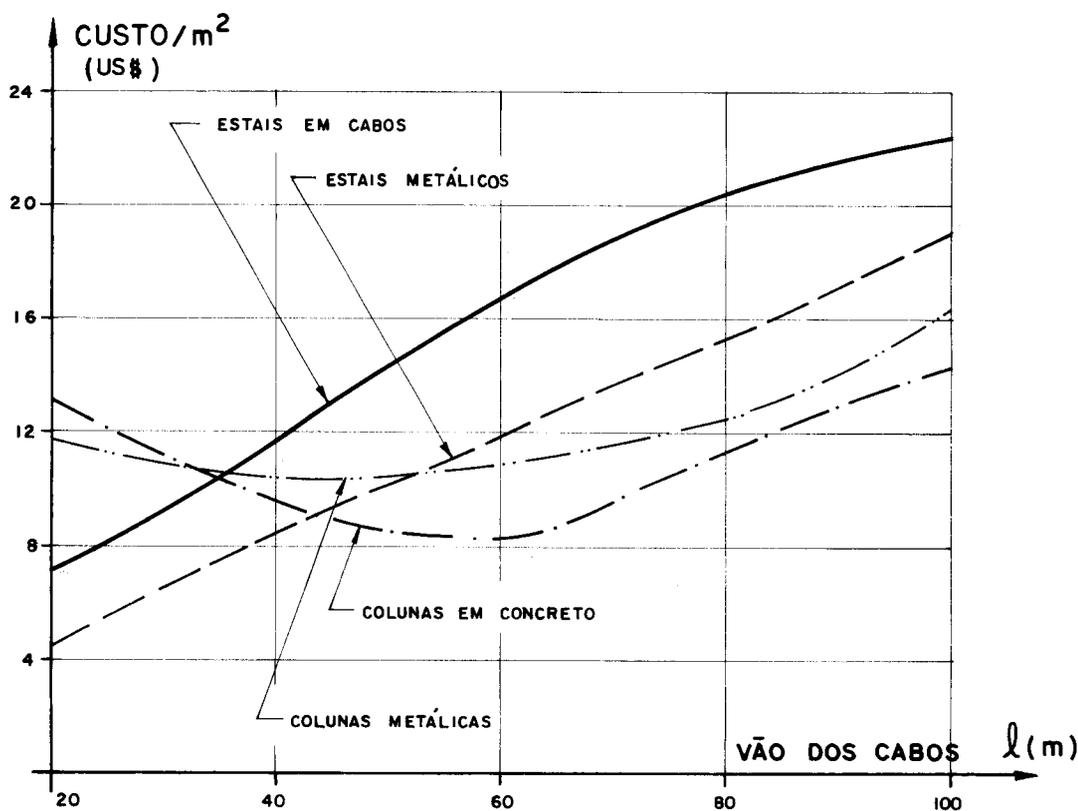


Fig. 4.11 - Custo das estruturas de apoio

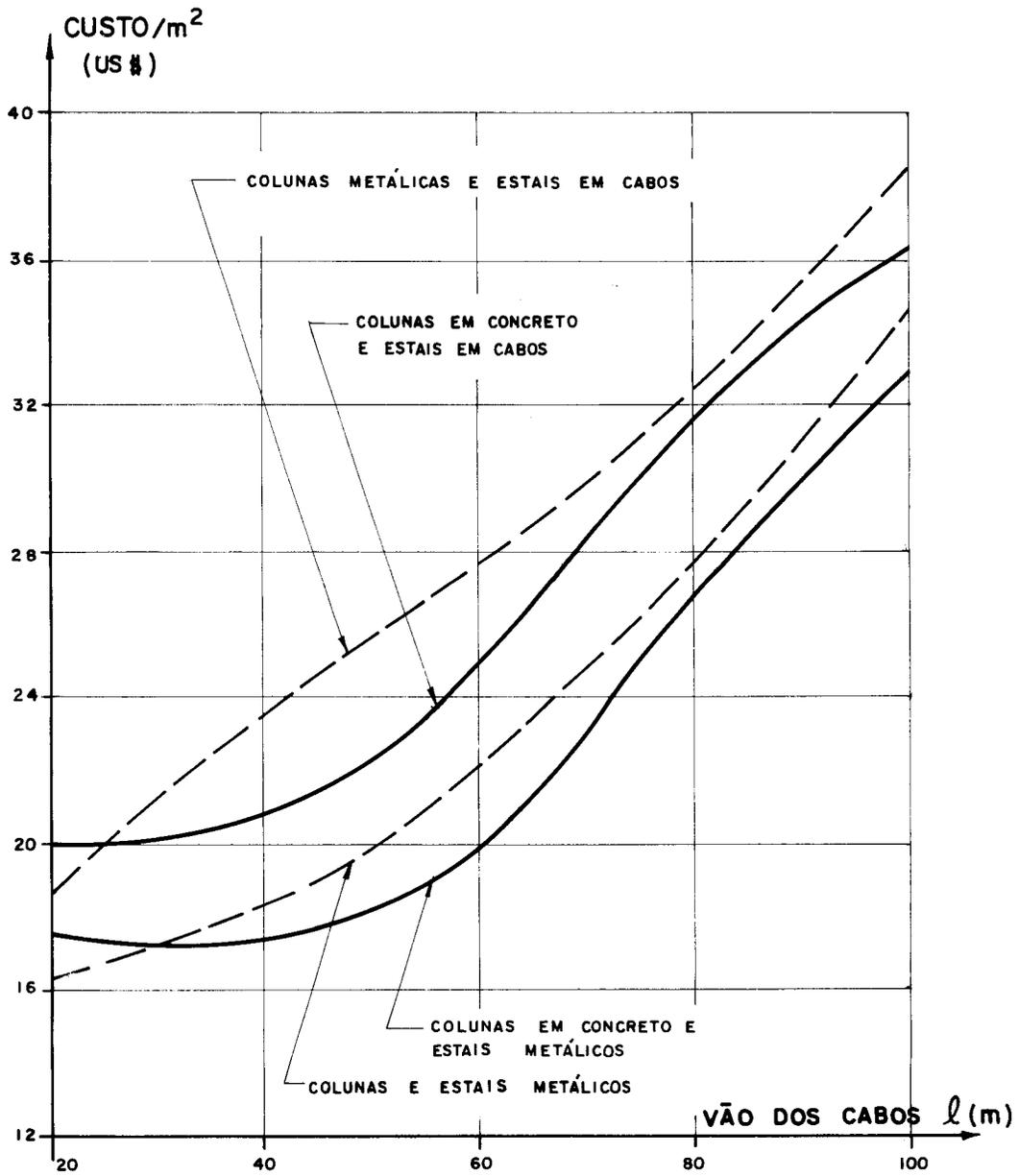


Fig. 4.12 - Custos globais das estruturas de apoio

Os valores constantes adotados para os custos unitários das estruturas, tanto em concreto como metálicos, representam a média do custo destas estruturas, pois como se sabe este custo aumenta junto com o aumento do volume ou do peso total a ser montado. Entretanto por se tratar apenas de pilares e vigas, esta variação não se torna significativa.

4.2.4 - Fundações

Neste item foram incluídas os custos preliminares de implantação do canteiro tais como limpeza do terreno, locação da obra, sondagens e escavação de valas.

No custo das estacas está incluído o custo dos blocos de coroamento, em concreto estrutural. O comprimento das estacas foi determinado desconsiderando-se a resistência de ponta das mesmas. Como tensão de atrito lateral foi admitido $0,3\text{kgf/cm}^2$ como valor médio.

Nas ancoragens por gravidade admitiu-se a utilização de concreto não estrutural, com fator f_{ck} em torno de 90kgf/cm^2 (9MPa). O custo foi estimado em US\$216,00 incluído os trabalhos necessários ao controle, cura, lançamento, etc.

Nas ancoragens por atirantamento considerou-se a mesma taxa de atrito do solo utilizada nas estacas, adotando-se porém como comprimento mínimo nos tirantes 10m e como máxima 25m.

Os resultados estão mostrados nos gráficos das figuras 4.13 e 4.14.

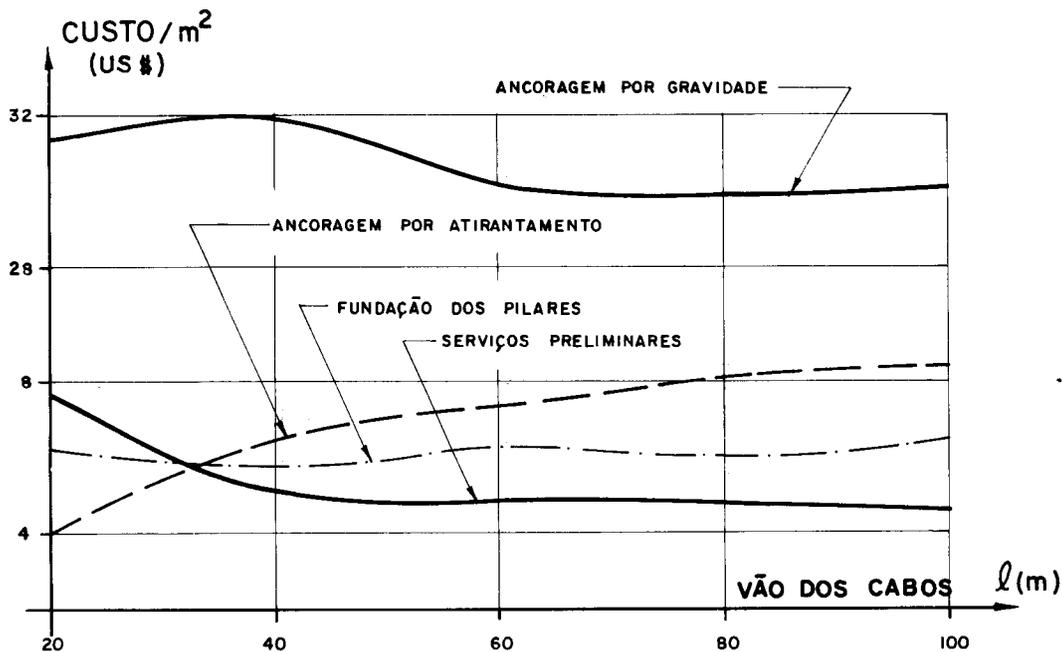


Fig. 4.13 - Custo das fundações e serviços preliminares.

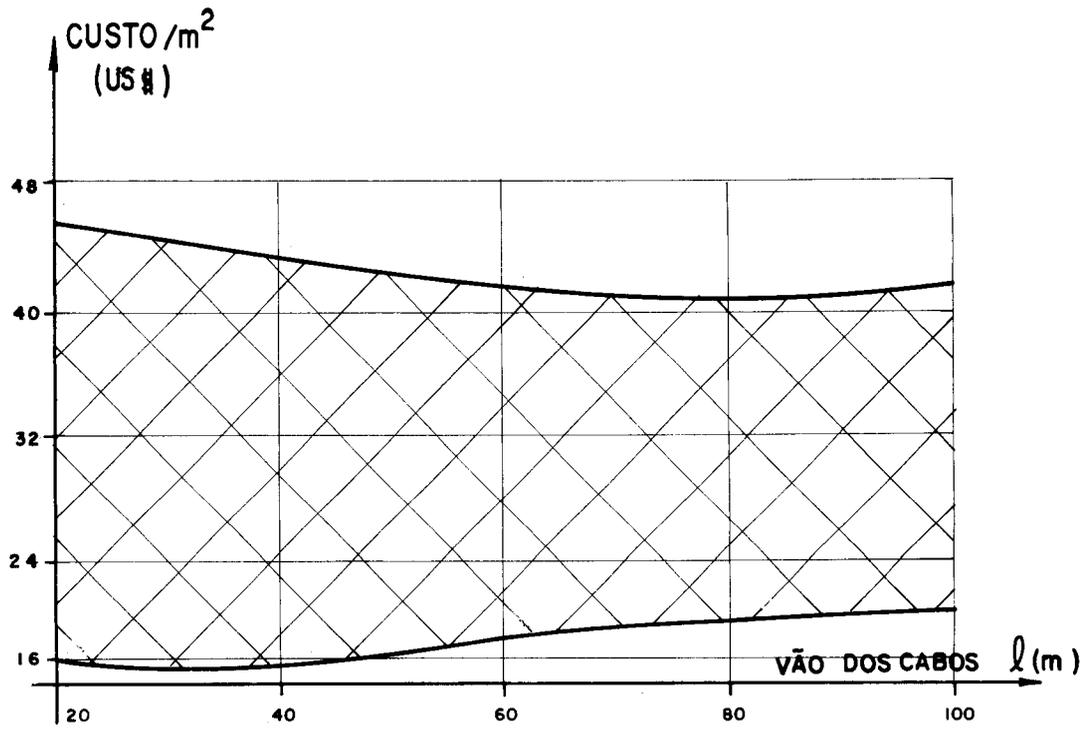


Fig. 4.14 - Custos totais extremos, fundações e serviços auxiliares.

4.2.5 - Custos totais

Compondo os gráficos das figuras 4.9, 4.10, 4.12 e 4.14 obtêm-se os custos totais máximos apresentados na figura 4.15.

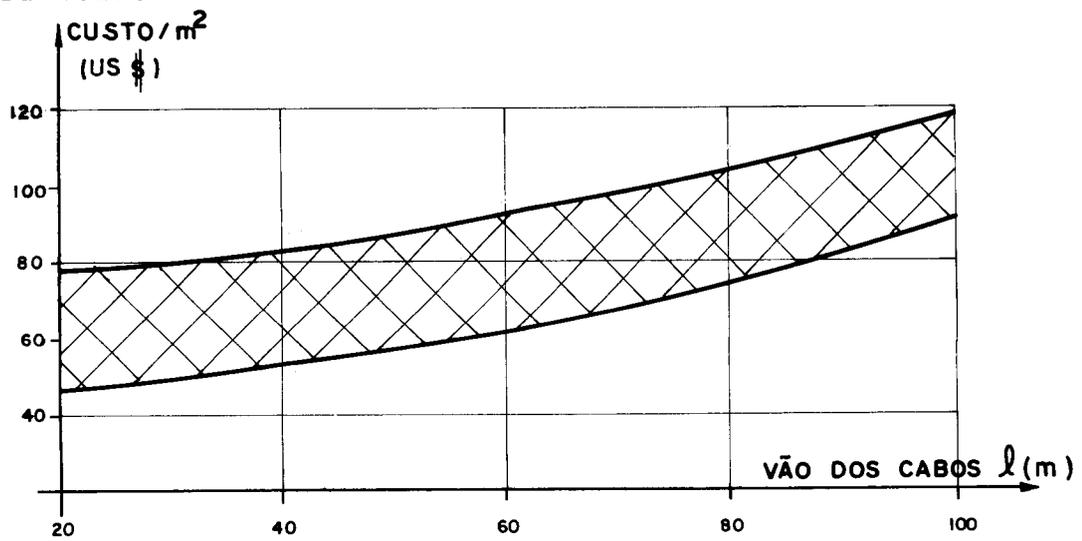


Fig. 4.15 - Custos extremos da cobertura

4.2.6 - Custos relativos

Em função do custo total da cobertura é possível determinar o custo relativo que cada sistema apresenta.

Colocando em forma de gráfico é possível observar como varia este custo com a variação do vão dos cabos. Estes gráficos estão incluídos nas figuras 4.16 a 4.20.

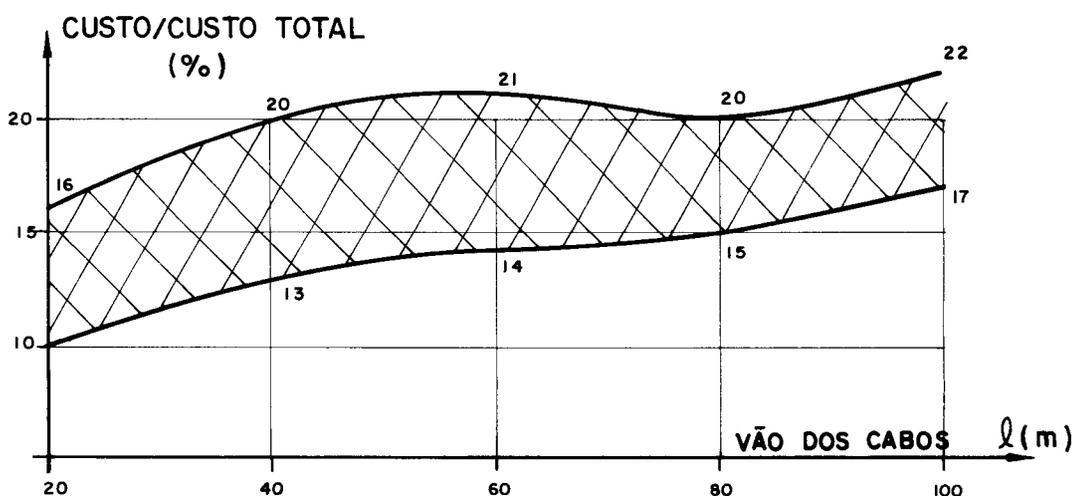


Fig. 4.16 - Custos relativos do sistema de vedação/custo total

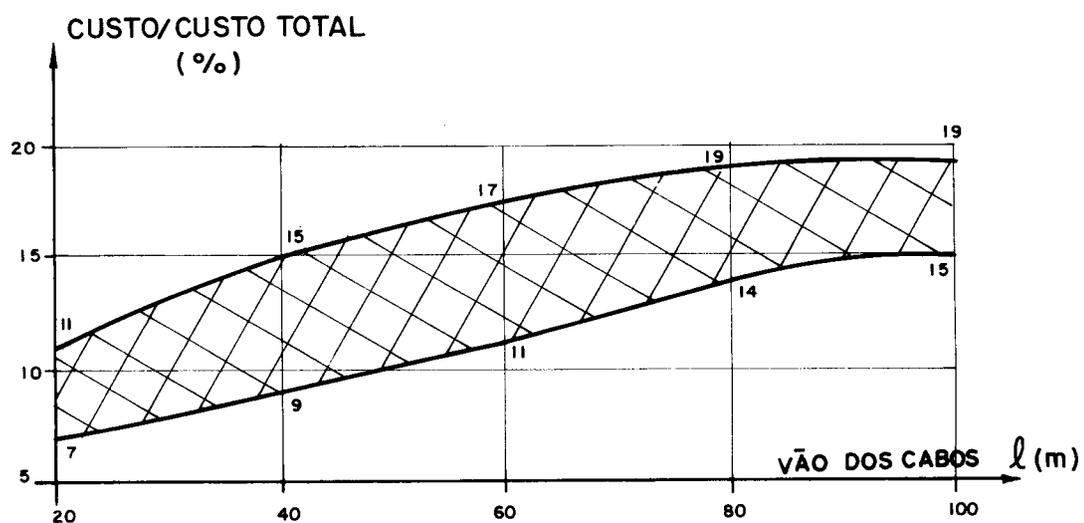


Fig. 4.17 - Custos relativos do sistema portante/custo total

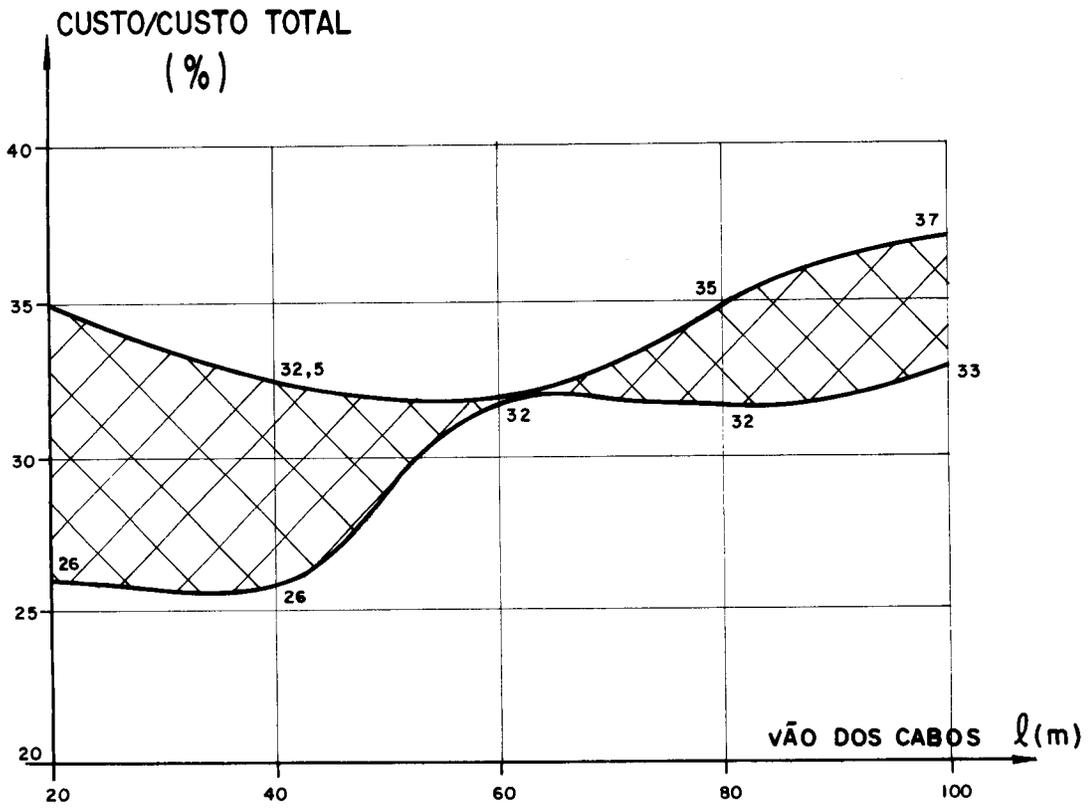


Fig. 4.18 - Custos relativos das estruturas de apoio/custo total

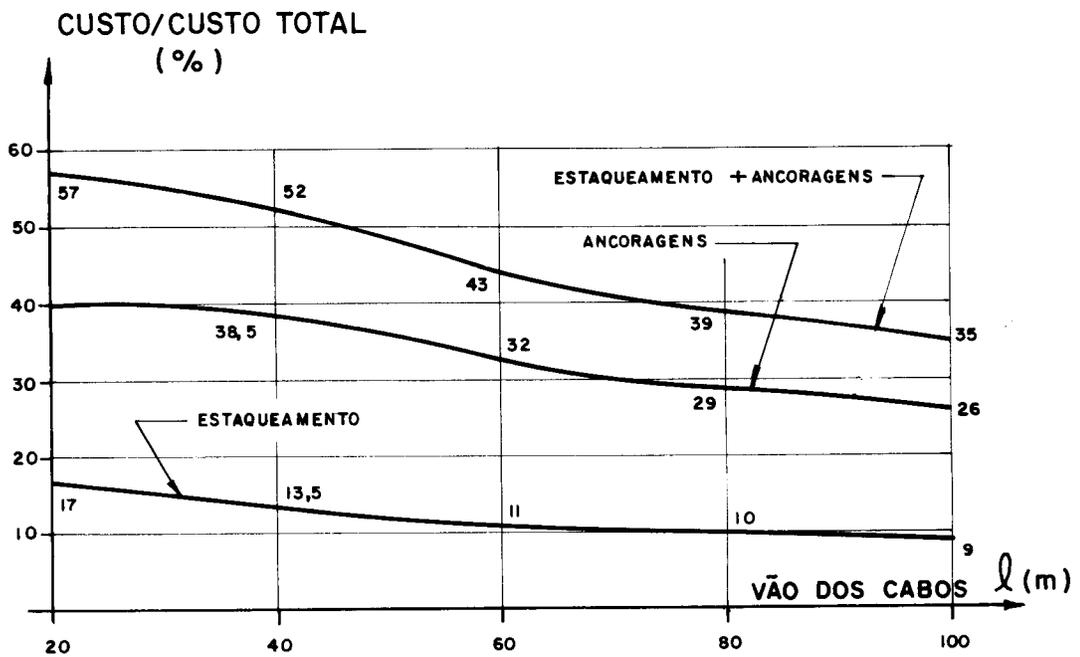


Fig. 4.19 - Custos relativos das fundações com ancoragens por gravidade/custo total

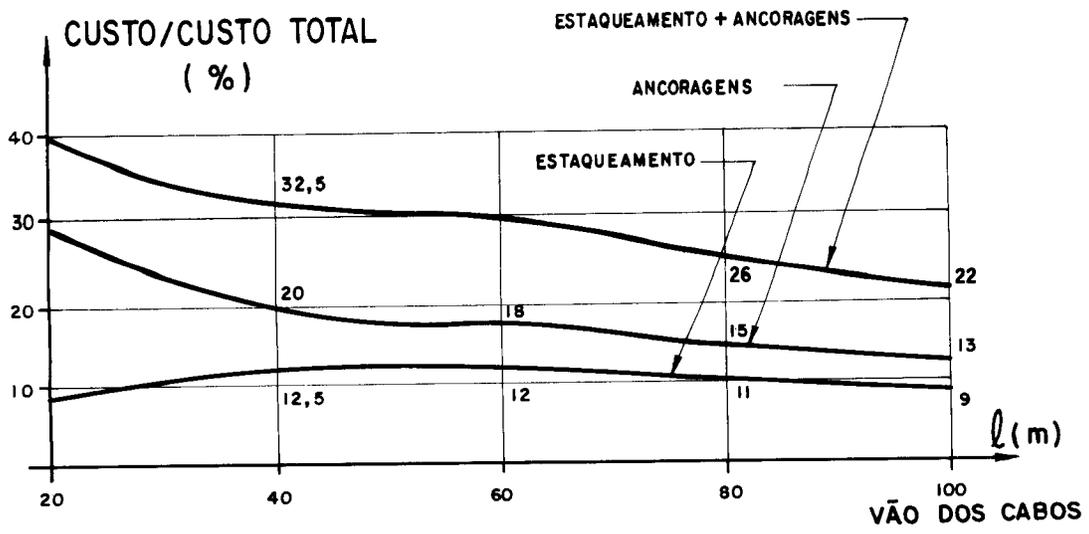


Fig. 4.20 - Custos relativos das fundações com ancoragens por atirantamento/custo total

4.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os gráficos dos itens anteriores permitem uma visão da evolução do custo dos elementos constituintes da cobertura, com a variação do vão que os cabos devem vencer.

O gráfico do custo do sistema de vedação, figura 4.9, permite observar que para vãos menores que 40m pode ser obtida uma certa economia apoiando-se as telhas diretamente aos cabos. Para vãos entre 40 e 80m não foi observado variação do custo entre os dois sistemas, entretanto para vãos acima de 80m parece ser indicado a utilização de terças.

A variação do custo do sistema portante, apresentada na figura 4.10, tende a ser quase linear e conduz a valores bastante próximos dos encontrados em artigos internacionais, que variam de US\$8,00 a US\$20,00 por metro quadrado coberto, conforme pode ser observado, por exemplo, em ZIGNOLI [47].

O custo das estruturas de apoio não possui uma variação tão uniforme, como pode ser observado na figura 4.11. Os estais formados por cabos de aço são mais caros que os formados por perfis metálicos. Esta diferença era esperada uma vez que os perfis metálicos apresentam um custo unitário menor. Deve ser considerado também o alto custo dos terminais que devido ao relativamente pequeno comprimento dos estais, representa uma parcela muito significativa do custo final.

As colunas e as vigas de travamento apresentam um resultado também esperado, onde os perfis metálicos acusam um custo alguma coisa superior ao custo da mesma estrutura em concreto armado. Outra observação que pode ser retirada deste gráfico é que para vãos entre 40 e 60m encontra-se o menor valor para o custo unitário destas estruturas.

As combinações possíveis dos elementos estruturais possíveis de formarem as estruturas de apoio da cobertura tem sua variação de custo apresentada na figura 4.12. As curvas apresentadas mantêm as relações já observadas individualmente, ou seja, parece ser mais econômico construir as

colunas em concreto armado e os estais em perfis metálicos. Entretanto, a pequena variação de custo apresentada pelas modalidades construtivas analisadas não deve ser tomada como único parâmetro na escolha do sistema a ser adotado. Esta diferença permite uma escolha mais técnica, sem a preocupação de que a melhor solução construtiva onere em muito o custo final da construção.

No custo relativo das fundações e dos serviços preliminares, figura 4.13, observa-se que todos os custos apresentam variações pequenas com o aumento do vão.

Os serviços preliminares apresentam um custo mais alto para os vãos próximos a 20m, diminuindo sensivelmente para vãos próximo de 40m e a seguir, até os 100m de vão possuem valor quase constante.

O custo das fundações dos pilares, que incluem o custo das estacas e dos blocos de coroamento, apresentam valores também constantes para as variações de vão estudadas.

No sistema de ancoragem por gravidade o custo diminui com o aumento do vão, enquanto que no sistema por atirantamento o custo aumenta. Entretanto mais importante que esta variação é a diferença que o custo dos dois sistemas apresenta, diferença esta ligada ao consumo e ao custo individual dos materiais empregados em cada um dos sistemas.

No gráfico da figura 4.14, onde aparecem as composições dos custos das fundações, com as opções de ancoragem incluídas, esta opção torna-se a responsável pelo enorme salto observado, salto este que pode ser de quase 3 vezes o menor dos dois valores.

Na figura 4.15 estão representados as variações externas, máxima e mínima, dos custos totais da cobertura. Estes valores, obtidos pela composição dos valores fornecidos pelos gráficos anteriores, permitem observar a evolução destes custos com a evolução do vão dos cabos. Apenas como observação, constata-se que a variação do custo, embora não linear, é quase constante.

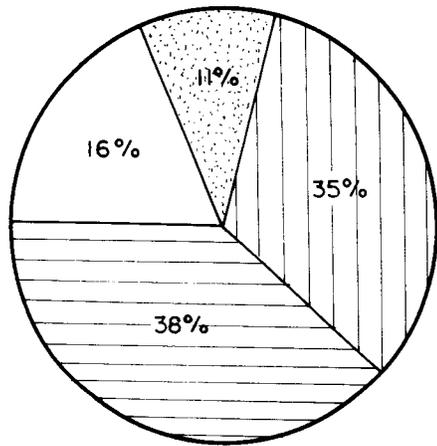
O custo relativo do sistema de vedação, figura 4.16, situa-se entre 10 e 22% do custo total da cobertura. Esta diferença de percentual ocorre em função da forma construtiva escolhida, se foi a mais econômica ou não. Da mesma forma o sistema portante apresenta um custo relativo entre 7 e 19%, figura 4.17, com evolução semelhante ao custo relativo da vedação, aumentando sua participação com o aumento do vão, tendendo a estabilização para os vãos maiores.

O custo relativo das estruturas de apoio, figura 4.18, apresenta uma diferença significativa para vãos menores que 60m, porém acima deste valor a variação entre os valores extremos não é muito significativa.

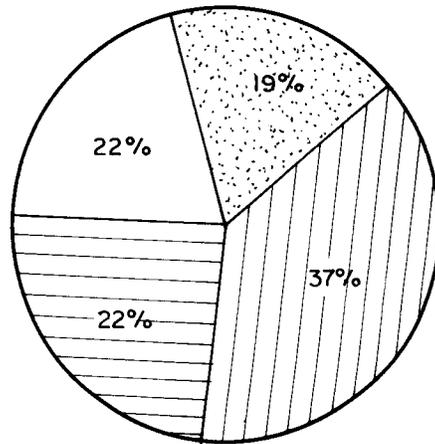
Os gráficos das figuras 4.19 e 4.20, que representam os custos relativos das fundações, são os únicos a apresentar um decréscimo com o andamento do vão. Cabe observar entretanto que mesmo diminuído ainda assim representam quase um terço do custo total da cobertura.

Unindo todas as informações contidas nos gráficos de custos relativos pode-se traçar a figura seguinte, que permite visualizar a participação percentual de cada sistema.

a) Cobertura com colunas em concreto, estais metálicos e ancoragem por atirantamento.

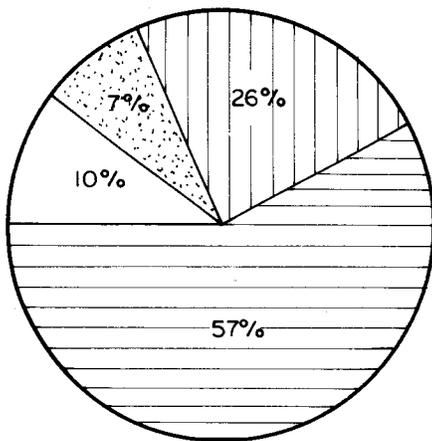


VÃO DE 20m

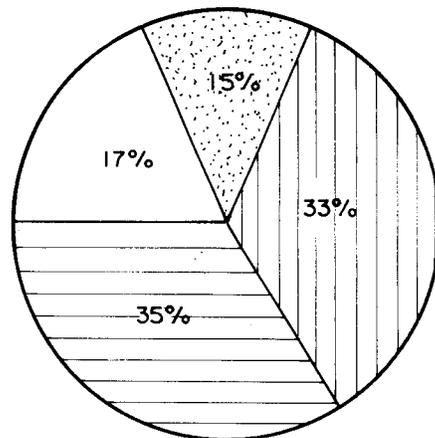


VÃO DE 100m

b) Cobertura com colunas metálicas, estais em cabos e ancoragem por gravidade.



VÃO DE 20m



VÃO DE 100m



Fig. 4.21 - Composição dos custos relativos - valores extremos.

5. COMENTÁRIOS FINAIS

5.1 - SOBRE O PROJETO

Como se pôde observar ao longo deste trabalho, a definição completa do sistema estrutural de uma cobertura pênsl influencia o custo e a forma das estruturas de apoio e das fundações.

A estrutura de apoio, se em concreto armado ou em perfis metálicos, não apresenta uma variação de custo muito significativa. Esta é uma opção que deve ser tomada em função das características técnicas da construção, tais como a disponibilidade de mão de obra no local, facilidades de transporte e principalmente do cronograma previsto para a obra pois, como se sabe, uma construção metálica, um pouco mais cara que uma similar em concreto armado, permite uma rapidez de montagem e uma precisão de fabricação que em muitos casos justificam a sua escolha.

Sobre as fundações, cabe ressaltar a grande diferença encontrada entre os custos das ancoragens por gravidade e por atirantamento.

A técnica de ancoragem por gravidade é tradicional, sendo quase a única utilizada nas obras conhecidas. Entretanto, com o desenvolvimento e consequente aperfeiço

mento da técnica de ancoragem por atirantamento, quer em rocha sã, quer em solo, deve ser analisada a possibilidade de utilizá-la, quando as condições do solo o permitam, pois ao que parece a mesma oferece uma possibilidade de reduzir consideravelmente o custo total da construção.

Do ponto de vista estrutural, quando o projeto arquitetônico o permite, deve-se procurar eliminar a presença dos estais, quer pela adoção de cobertura circular, como descrito no primeiro capítulo, quer pela ancoragem dos cabos em semi-pórticos de perfis metálicos. Nas obras descritas no item 1.5 pode ser observada esta tendência a eliminação dos estais, ou pelos menos a sua substituição por elementos que apresentam custo industrial mais baixo.

Outra observação importante diz respeito aos elementos de vedação. Nas construções realizadas nos países europeus e mesmo no Canadá e Estados Unidos pode se verificar a preocupação no tratamento termo-acústico destes elementos. Entre nós, devido principalmente às diferenças climáticas existentes e também por economia, normalmente não se analisa este aspecto construtivo.

Dependendo da finalidade prevista para a construção pode se tornar extremamente agradável, do ponto de vista de conforto ambiental, o emprego de um forro ou de telha fabricada com elemento termo-isolante já acoplado. A fixação de um forro em uma estrutura pênsil é uma operação simples de alto rendimento em termos de colocação e que não onera em muito o seu custo final.

O tratamento térmico da vedação não dispensa a verificação das condições de ventilação e iluminação do interior da construção. A instalação de aberturas ou a colocação de elementos translúcidos na vedação destas coberturas não apresenta grandes problemas, desde que previstos por ocasião do projeto.

Quanto ao espaçamento entre os cabos os valores menores de consumo por unidade de área coberta foram obtidos para relações de espaçamento/vão entre 1/15 e 1/20, que confirma assim as recomendações colocadas no primeiro capítulo deste trabalho e que foram retiradas de [13], que indicavam espaçamentos entre 2 e 5m.

Os valores de custo apresentados neste trabalho representam a média dos valores encontrados para estruturas com espaçamentos entre cabos entre 2 e 9m. Caso adote-se um único espaçamento é possível encontrar um valor menor, entretanto um dos objetivos era determinar o valor médio do custo com a variação dos dois vãos, o principal e o secundário.

5.2 - DA VIABILIDADE ECONÔMICA

A viabilidade técnica e econômica das coberturas pênseis em diversos países foi devidamente comprovada, conforme pode ser constatada em KRISNHA [30] e em ZIGNOLI [47], por exemplo.

Em MAJOWIZCKI [33] encontra-se inclusive um gráfico que mostra a comparação da evolução do custo de diversas modalidades construtivas com o aumento progressivo do vão a vencer. Embora refletindo condições locais e particulares de custo, tecnologia de construção e fabricação, reproduz-se o gráfico citado, apenas como uma orientação inicial.

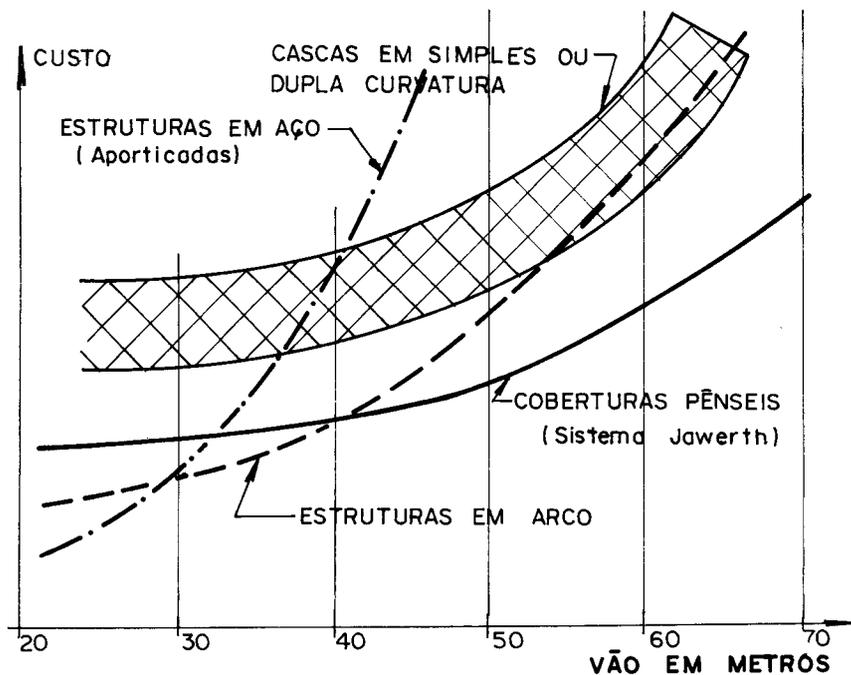


Fig. 5.1 - Gráfico comparativo de custos

Em coberturas do porte do Pavilhão de São Cristóvão no Rio de Janeiro, por exemplo, não tem sentido se falar em viabilidade econômica. Para os vãos em questão

(250 x 165m) prevalece a viabilidade técnica, ou seja, era a única alternativa que permitia cobrir toda a área(32000m²) sem colunas intermediárias.

Atualmente outras modalidades construtivas foram desenvolvidas, como as coberturas pneumáticas e as em membranas metálicas, como pode ser confirmado em Majowiecki [32].

Com a redu o gradativa do v o a ser coberto ou outras modalidades construtivas tornam-se tecnicamente viáveis e devem ser analisadas do ponto de vista econ mico.

Para vãos menores do que 100m, a cobertura pode ser realizada em arco metálico treliçado, em treliças metálicas, planas ou espaciais.

O peso próprio dos arcos pode ser estimado pela expressão fornecida por MUKHANOV [37],

$$p = \frac{2fLBc}{3S} \quad (5.2.1)$$

onde p = peso do arco por metro linear

S = comprimento do arco em metros

L = vão de arco em metros

B = afastamento entre dois arcos consecutivos

f = flecha do arco

c = constante que varia de 2 a 4

Admitindo-se para os arcos rela es de flecha/v o da ordem de 1/10 e custo dos perfis em torno de US\$1,40 por quilo, já includos a pintura e a montagem, encontra-se pela equa o anterior com $c = 3,0$ (valor médio) os seguintes pesos e custos por metro quadrado coberto, após corrigir o custo pelo fator $1 + [(\ell - n)/\ell]^3$, para vãos acima de 20m, que visa cobrir as despesas adicionais que a montagem de grandes estruturas costuma apresentar.

L (m)	p (kg/m ²)	Custo US\$/m ²	
		Normal	Corrigido
20	5,2	4,37	4,37
40	10,4	8,74	9,83
60	15,6	13,10	17,02
80	20,8	17,47	24,86
100	25,9	21,76	32,90

O peso próprio das treliças planas pode ser estimado por uma outra equação retirada da mesma referência 37, que após ser adaptada às condições em estudo pode ser escrita como:

$$p \cong \frac{q}{100} (1+0,328\ell)$$

onde p = peso próprio por metro quadrado coberto
q = ação aplicada, suposta com distribuição uniforme segundo o vão, da ordem de 150kgf/m²
ℓ = vão da treliça

Admitindo-se o mesmo custo por tonelada de aço do exemplo anterior encontra-se:

L (m)	p (kgf/m ²)	Custo US\$/m ²	
		Normal	Corrigido
20	11,4	9,57	9,57
40	21,2	17,81	20,05
60	31,0	25,42	33,85
80	40,9	34,36	48,78
100	50,7	42,59	64,90

As estruturas espaciais, quer em forma de cúpula, quer planas, têm seus preços fixados em função da altura do módulo formador, que por sua vez é função do vão.

Para os diversos vãos em análise encontra-se da referência [18] as seguintes cotações em caráter de estimativa:

Vão (m)	Módulo Base (m)	Custo US\$/m ²
20	2,5x2,5x2,0	4,20
40	3,0x3,0x2,5	8,82
60	4,0x4,0x3,0	15,68
80	5,0x5,0x4,0	26,88
100	6,0x6,0x5,0	44,24

Colocando todas as informações citadas em um gráfico único, incluindo as da figura 4.10 que representa o custo dos cabos-treliça obtêm-se o esquema da figura 5.2.

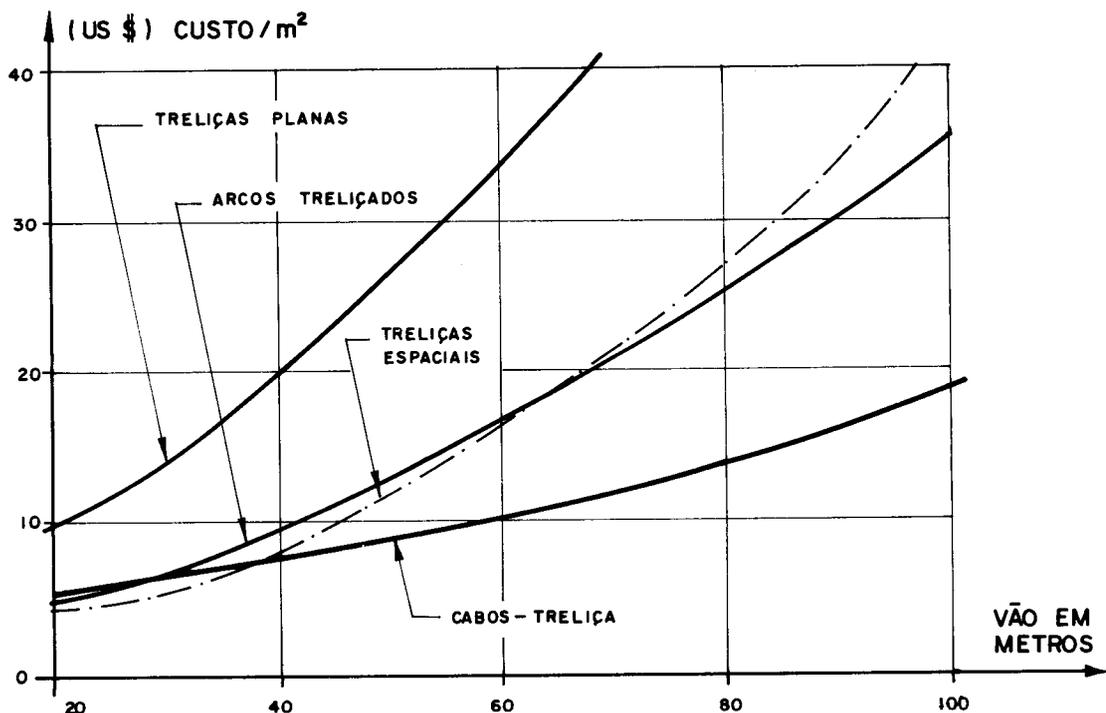


Fig. 5.2 - Variação do custo de algumas alternativas construtivas.

Cabe lembrar que os valores de custo, tanto de materiais como de mão de obra, foram obtidos ou determinados para o mês de setembro de 1987.

Para coberturas em concreto armado ou protendido, em casca ou grelha, não foi julgada necessária a sua inclusão neste estudo, devido às condições diferenciadas de vão e aplicações atribuídas a estas modalidades construtivas.

Concluindo, observa-se que o gráfico da figura 5.2 confirma o gráfico apresentado na figura 5.1, permitindo assim admitir as coberturas pênseis em cabos-treliça como uma modalidade construtiva economicamente viável, dentro das condições nacionais, para a cobertura de vãos entre 40 e 100m.

A seguir apresenta-se um quadro com o custo de construção de algumas coberturas pênseis da Europa e dos Estados Unidos e dos valores obtidos neste trabalho, que permite verificar que os valores obtidos são coerentes com os encontrados em algumas obras já concluídas.

CUSTO DE ALGUMAS COBERTURAS PÊNSEIS

COBERTURA - NOME E LOCALIZAÇÃO	VÃO (m)	CUSTO DO SISTEMA POR TANTE E VEDAÇÃO EM	
		US\$/m ²	OTN/m ²
Pavilhão da Áustria - Expo. Moscou - 1964	28		
		16,74	2,10
Pavilhão da Áustria - Expo. Leningrado - 1965	25	13,64	1,70
Pavilhão da Áustria - Expo. Budapest	50	33,48	4,17
Forum Sports Arena - Califórnia - EUA	124	18,50	2,30
Whorley Reservoir - Inglaterra	37,5	23,00	2,86
Sports Hall - Inglaterra	68	25,50	3,17
Transit Store Schiphol - Holanda	77	37,00	4,61
Estádio de Estocolmo - Suécia	72/83	23,70	2,95
Arena de Raleigh - Carolina do Norte - EUA	115/93	174,50	21,72*
Sports Hall-Dinamarca	80	36,50	4,54
Este trabalho	20	14,20	1,77
	40	18,30	2,28
	60	23,00	2,86
	80	28,40	3,54
	100	36,80	4,58
	100	118,00	14,69**

* Construção completa - inclusive acabamentos

** Estrutura completa - sem acabamentos

Obs.: Valor da OTN em setembro de 87: Cz\$401,69

Valor médio do dólar em setembro de 87: 1 US\$ ≈ Cz\$50,00

6. BIBLIOGRAFIA

- 1 - Aéroport du Roi Abdul Aziz, Terminal Haj, Jeddah, Arabie Saoudite. L'Architecture d'Aujourd'hui n° 223, Octobre 1982, pg. 20/30.
- 2 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-5629, Estruturas Ancoradas no terreno. Ancoragens injetadas no terreno, dezembro de 1977.
- 3 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-6123, Forças devidas ao vento em edificações, novembro de 1980.
- 4 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-8681, Ação e segurança nas estruturas, dezembro de 1984.
- 5 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-8800, Cálculo e execução de estruturas de aço
- 6 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-7160. Grampos para cabos de aço e uso geral, especificação, dezembro de 1982.
- 7 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-7161. Terminal para cabos de aço, especificação, dezembro de 1982.

- 8 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-7163. Grampos para cabos de aço e uso geral, dimensões, padronização, dezembro de 1982.
- 9 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-7164. Terminal para cabos de aço, formatos e dimensões, padronização, novembro de 1982.
- 10 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR-6327 - Cabos de aço para usos gerais, especificação, novembro de 1982.
- 11 - BARBATO, R.L.A. "Sobre o Comportamento Estático dos Cabos de Coberturas Pênseis", EESC-USP, 1972, Dissertação de Mestrado.
- 12 - _____ "Contribuição ao Estudo das Coberturas Pênseis em Casca Protendida de Revolução", EESC-USP, 1975, Tese de Doutorado.
- 13 - "Cable Roof Structures" - Bethlehem Steel Corp., Bloket 2318, 1968.
- 14 - "Cable-Suspended Roof Construction State-of-the-Art", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST6, June, 1971, pg. 1715/1761.
- 15 - CHU, K. and MA, D.C. - "Nonlinear Cable and Frame Interaction" - Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST3, March, 1976, pg. 569/589.
- 16 - CLARKE, D. - "Design of Counterstressed Cable Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST11, November, 1980, pg. 2259/2278.
- 17 - Companhia Industrial e Mercantil de Artefatos de Ferro - CIMAF - Catálogos de Produtos, 1984.
- 18 - Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira, Catálogo de Produtos, 1982.
- 19 - DEBS, A.L.H.C. - "Contribuição ao Estudo das Coberturas Pênseis com Cabos-Treliça". EESC-USP, 1983, Dissertação de Mestrado.

- 20 - DYWIDAG - Sistema de Protensão e Atirantamento - Catálogo de Produtos, 1979.
- 21 - ESTE - Engenharia, Serviços Técnicos Especiais S.A. Catálogo de Produtos, 1986.
- 22 - FERRARESI, D. - "Máquinas de Elevação e Transporte. C**ab**os de Aço". EESC-USP, 1986.
- 23 - FRAGOSO, P.R. "Considerações sobre as Coberturas Suspensas". Revista Estrutura Nº 56, 1964, pg. 13/17 e Nº 57, 1965, pg. 33/60.
- 24 - GODBOLE, P.N., KRISHNA, P. and JAIN, J.K. - "Boundary Effects in Suspended Cable Roofs", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, Nº 5, May, 1984, pg. 1099/1113.
- 25 - GUPTA, V.K., KRISHNA, P. and AHUJA, A.K. - "Interaction of Cable Roofs with Support Structure", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST3, March, 1982, pg. 685/691.
- 26 - IRVINE, H.M. - "Cable Structures" - Ed. The MIT Press, 1981.
- 27 - _____ - "Free Vibration of Inclined Cables" - Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST2, February, 1978, pg. 343/347.
- 28 - JAWERTH, D. - "Das Eisstadion Stockholm-Johanneshov, Technologie, Statik, Dynamik und Bauausführung". Der Stahlbau, Nº 3, 1966, pg. 86/95.
- 29 - JUDD, B.J. and WHEEN, V.K. - "Nonlinear Cable Behavior", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST3, March, 1978, pg. 567/574.
- 30 - KRISHNA, P. - "Cable-Suspended Roofs", Ed. McGraw Hill Book Company, 1978.
- 31 - KRISHNA, P., GUPTA, V.K., AHUTA, A.K. and MITTAL, A.K." Performance of Cable Trusses under Statics Loads", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST1, January, 1982, pg. 265/282.

- 32 - MAJOWIECKI, M. - "Tensostrutture: Progetto e Verifica" - Ed. Cisia - Milano, 1985.
- 33 - MAJOWIECKI, M. - "Structures Suspendu Systême Ja-werth" - Acier-Stahl-Steel, Nº 4, 1971, pg. 169/177.
- 34 - MARTINELLI, D.A.O. - "Cobertura Pênsil Resolve Templo Circular", O Dirigente Construtor, dezembro de 1967, pg. 37/40.
- 35 - MATILDI, P., MAURO, A., de POI, L. and MOLETTA, F. - "Indagine Sperimentale sulle Travate Piane di Funi ad Elementi di Collegamento Verticali" - Costruzioni Metalliche, 5, 1973, pg. 292/314.
- 36 - MOTE, S.H. and CHU, K. - "Cable Trusses Subjected to Earthquakes", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, Nº ST 4, April, 1978, pg. 667/679.
- 37 - MUKHANOV, K. - "Estruturas Metálicas", Ed. MIR, Moscow, 1980.
- 38 - NETTO, P.S. - "Contribuição ao Estudo das Coberturas Pênses Cilíndricas não Protendidas". EESC-USP, 1975, Dissertação de Mestrado.
- 39 - OSHIMA, E. - "Cálculo de Cabo-Treliça Mediante o Emprego de Computador" - EESC-USP, 1987, Dissertação de Mestrado.
- 40 - PAPADRAKAKIS, M. - "Inelastic Dinawic Response of Cable Networks" - Journal of Structural Engineering, Vol.109, No. 5, May, 1983, pg. 1139/1154.
- 41 - ROMANO, G. - "Le Tecniqe di Costruzione e Montaggio nella fase Progettuale delle Tensostrutture", Costruzioni Metalliche, Nº 5, 1973, pg. 281/291.
- 42 - SANTOS, A.F. - "Estruturas Metálicas" - Ed. McGraw-Hill, 1982
- 43 - TRIANTAFYLLOU, M.S. and GRINFOGEL, L. - "Natural Frequencies and Modes of Inclined Cables". Journal of Structural Engineering, Vol. 112, Nº 1, January, 1986, pg.139/148.

- 44 - VELETOS, A.S. and DARBRE, G.R. - "Free Vibration of Parabolic Cables", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 2, February, 1983, pg. 503/519.
- 45 - WILSON, A.J. and WHEEN, R.J. - "Inclined Cables under Load-Design Expressions" - Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No ST5, May, 1977, pg.1061/1078.
- 46 - _____ and _____ - "Direct Design of Taut Cables under Uniform Loading", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST3, March, 1974, pg. 565/578.
- 47 - ZIGNOLI, V. - "Construcciones Metálicas", Ed. Dossat S/A Madrid, 1978, 2º Volume, Capítulo XXXVI - Las Tensoestructuras, pg. 1951/1985.

APÊNDICE A

PROPRIEDADES DOS CABOS DE AÇO NACIONAIS

A.1 - FAIXAS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Os cabos de aço nacionais são fabricados com as seguintes faixas de resistência à tração:

Faixa de Tensões (kgf/mm ²)	Denominação Convencional	Denominação Americana Correspondente
60	-	"Iron"
120 a 140	-	"Traction Steel"
140 a 160	-	"Milded Plow Steel" (W.P.S.)
160 a 180	-	"Plow Steel" (P.S.)
180 a 200	-	"Improved Plow Steel" (I.P.S.)
190 a 210	Cimax	-
200 a 230	Cimax - Faixa Amarela	"Extra Improved Plow Steel" (E.I.P.S.)

Obs.: 1kgf/mm² = 10MPa

A.2 - FATOR PARA CÁLCULO DA ÁREA METÁLICA DE UM CABO DE AÇO

A área metálica de um cabo de aço pode ser calculada, de maneira aproximada, pela expressão:

$$A = F \times d^2$$

onde A = Área metálica aproximada

F = Fator de multiplicação que varia em função do tipo de construção do cabo.

d = Diâmetro nominal do cabo

Valores de F	Tipo de construção do cabo de aço
0,352	8x19 Warrington 8x19 Seale
0,380	6x7
0,395	6x9 Warrington 6x19 Seale, 6x21 Filler
0,400	6x37 Warrington
0,405	6x25 Filler, 6x31 WS, 6x36 WS 6x41 Filler, 6x41 WS
0,580	1x19 Cordoalha
0,592	1x37 Cordoalha
0,596	1x7 Cordoalha

- Obs: 1) Cabos com 6 pernas com AACI adicionar 15% à área metálica, com AA adicionar 20%.
- 2) Cabos com 8 pernas com AACI adicionar 20% à área metálica.
- 3) WS = Construção mista Warrington - Seale

A.3 - MÓDULOS DE ELASTICIDADE - CABOS COM ALMA DE AÇO

Classificação	Módulo de Elasticidade (kgf/mm ²)	
	Cabo Normal	Cabo Pré-Estirado
6x7	10.500 a 11.500	13.000
6x19	10.000 a 11.000	12.500
6x37	9.500 a 10.500	12.000
7 fios - cordoalhas	14.500 a 15.500	-
19 fios- cordoalhas	13.000 a 14.000	16.000
27 fios- cordoalhas	12.000 a 13.000	15.000

Obs.: $1\text{kN/mm}^2 = 100\text{kgf/mm}^2$

A.4 - CARGA DE RUPTURA E PESO PRÓPRIO DAS CORDOALHAS

Diâmetro Nominal		Tipo de Construção	Peso Aproximado em kgf/m	Carga de Ruptura Pr (tf)
(pol)	(mm)			
1/2	12,7	1x19	0,774	13
9/16	14,29	1x19	0,982	17
5/8	15,88	1x19	1,220	21
11/16	17,46	1x19	1,473	26
3/4	19,05	1x37	1,756	29
7/8	22,23	1x37	2,396	40
1	25,40	1x37	3,125	50
1 1/8	28,58	1x37	3,958	60

Obs.: 1tf = 10kN

A.5 - CABO DE AÇO POLIDO - CARGAS DE RUPTURA E PESO PRÓ-
 PRIO - CABOS COM (AACI)-CLASSIFICAÇÃO 6x19 E 6x37.

Diâmetro Nominal		Peso kgf/m	Carga de Ruptura P_r (tf)	
(pol)	(mm)		180 a 200kgf/mm ²	200 a 230kgf/mm ²
1/4	3,20	0,171	2,66	3,08
5/16	7,94	0,267	4,15	4,78
3/8	9,53	0,382	5,94	6,85
7/16	11,11	0,528	8,06	9,25
1/2	12,70	0,684	10,41	12,07
9/16	14,29	0,878	13,11	15,24
5/8	15,28	1,071	16,23	18,69
3/4	19,05	1,548	23,22	26,67
7/8	22,22	2,113	31,39	36,11
1	25,40	2,753	40,74	46,90
1 1/8	28,58	3,482	51,28	58,97
1 1/4	31,75	4,300	62,99	72,49
1 3/8	34,93	5,208	75,79	87,09
1 1/2	38,10	6,190	89,76	103,42
1 5/8	41,28	7,251	104,40	119,75
1 3/4	44,45	8,428	120,40	138,80
1 7/8	47,63	9,653	137,60	157,85
2	50,80	11,005	155,87	179,63
2 1/8	53,98	12,425	174,15	200,49
2 1/4	57,15	13,928	194,57	224,07
2 3/8	60,515	15,515	210,00	240,00
2 1/2	63,50	17,193	235,00	265,00

Obs.: 1- Os cabos com diâmetros acima de 1 1/2" na faixa de tensões de 200 a 230kgf/mm² são fabricados na classificação 6x37.

2- O diâmetro de 2 1/2" é fabricado na classificação 6x67, nas duas faixas de tensões.

3- 1tf = 10kN

A.6 - LIGAÇÕES DE EXTREMIDADE COM GRAMPOS

ϕ (pol) do cabo	Número m ^í nimo de grampos	Espaçamento entre os grampos (mm)	Torque a aplicar (kgf.m)
1/2	3	76	9
5/8	3	95	13
3/4	4	114	18
7/8	4	133	31
1	5	152	31
1 1/8	6	172	31
1 1/4	6	191	50
1 3/8	7	210	50
1 1/2	7	229	50
1 5/8	7	248	59
1 3/4	7	267	82
2	8	305	104
2 1/4	8	343	104

APÊNDICE B

CUSTO BÁSICO DE MATERIAL E MÃO DE OBRA POR m^2 COBERTO

Sistema	Material		Custo Equivalente ao Consumo de: (C_e)	k
Vedação	Telhas de Aço		5kgf	$\frac{2\ell}{\ell+20}$
	Terças		1,25kgf	
Portante	Cabo	Superior	0,55kgf	$(\frac{\ell}{35} + 0,43)$
		Inferior	0,42kgf	
	Terminais		0,95kgf	
	Hastes de Ligação		0,20kgf	
De Apoio	Colunas	Metálicas	8,50kgf	$(\frac{\ell^2}{4700} - \frac{\ell}{48} + 1,5)$
		Concreto	0,04m ³	$(\frac{\ell^2}{2700} - \frac{\ell}{25} + 2,1)$
	Estais	Cabos de Aço	2,90kgf	$(\frac{2\ell}{\ell+20})^2$
		Metálicas	3,30kgf	$(\frac{\ell}{25} + 0,15)$
Fundações	Dos Pilares		0,02m ³	$\frac{TE}{C}$
	Ancoragem	Gravidade	0,15m ³	$\frac{TE}{C}$
		Atirantamento	0,023m ³	$1+(1 - \frac{20}{\ell})^2$

Para obter o custo médio provável (C_m) faz-se: $C_m = \ell \cdot k \cdot C_e \cdot C_a$

Onde: ℓ = Vão dos cabos

k = Fator de correção, função do vão dos cabos

C_e = Custo básico, fixado para $1m^2$ de área coberta

C_a = Custo unitário atualizado

Os valores acima representam o custo total, material e mão de obra, expressos apenas em termos de consumo de materiais.

