

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Estruturas

TORRE DE VIGIA FLORESTAL

JOSÉ NIVALDO GARCIA

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

COMISSÃO EXAMINADORA

PROF. DR. JOÃO CESAR HELLMEISTER - ORIENTADOR - EESC-USP
PROF. DR. JUSTO MORETTI FILHO - ESALQ-USP
PROF. DR. EDDIE MANCINI - EESC-USP

SÃO CARLOS, janeiro 1986

Aos meus pais,
esposa,
filhos,
e ao Prof. Barreiro

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. João Cesar Hellmeister pela orientação e acompanhamento do meu curso de mestrado e especialmente do presente trabalho.

Aos Profs. Carlito Calil Junior e Francisco Antonio Rocco Lahr pelas sugestões e estímulos apresentados durante o desenvolvimento do presente trabalho.

Ao Prof. João Carlos Barreiro pela amizade, paciência e dedicação demonstrada na resolução de muitos problemas de cálculo.

Ao Prof. João Alfredo Azzi Pitta pela preciosa colaboração na interpretação detalhada da Norma Brasileira de Ventos.

Aos funcionários do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) pelo valioso auxílio prestado em todos os pontos do trabalho, bibliografia, desenhos, ensaios, montagens, etc, e especialmente à Maria Regina Ferreira pela excelente datilografia executada.

Ao departamento de Silvicultura da ESALQ/USP pelas condições oferecidas para que o meu curso de mestrado pudesse ser desenvolvido no Departamento de Estruturas da EESC/USP.

RESUMO

No presente trabalho foi desenvolvida uma avaliação crítica e ampla compilação básica da literatura nacional e internacional a respeito das torres de vigia florestal.

A utilização de madeira roliça de Eucalyptus Citriodora (Hook), disponível no Brasil a partir de um estudo detalhado da geometria da torre, do dimensionamento de suas barras e ligações e de um estudo criterioso, segundo a norma NBR 6123/82, da ação do vento na estrutura, admite do ponto de vista técnico estrutural, condições plenamente satisfatórias para sua construção e padronização.

Os resultados obtidos mostra a excelente performance de torres de madeira utilizadas como torres de observação.

ABSTRACT

In this study was developed a critical evaluation on the international literature concerning lookout towers. The utilization of the available Eucalyptus Citriodora (Hook) round timber in Brazil, a cautious study concerning wind forces on towers-according to the Brazilian Standards NBR 6123/82 and a detailed study on tower geometrical shape and the structural design were accomplished. The results obtained show the excellent performance of such lookout towers.

SUMÁRIO

	Página
1. INTRODUÇÃO	01
2. REVISÃO DA LITERATURA	03
2.1. Sobre a Geometria da Torre	03
2.2. Ações Externas na Estrutura	13
2.3. Esforços Internos	15
2.4. Ligações	20
2.4.1. Ligações com Pregos	21
2.4.1.1. Resistência ao Arrancamento	21
2.4.1.2. Resistência Lateral	26
2.4.2. Ligação com Parafusos Auto-Atarrachantes	38
2.4.2.1. Resistência ao Arrancamento	38
2.4.2.2. Resistência Lateral	41
2.4.3. Ligação com Parafusos Passantes	51
2.4.4. Anéis Metálicos	58
2.5. Sobre as Disposições Construtivas	64
2.6. Barras de Madeira Maciça de Seção Circular Variável	71
2.6.1. Propriedades do Eucalipto Citriodora	71
2.6.2. Deformação de Barras de Seção Variável	72
2.6.3. Secagem e Tratamento da Madeira Rolíça	75
2.7. Fundações	78
3. METODOLOGIA, RESULTADOS TEÓRICOS E DISCUSSÃO	86
3.1. Determinação da Geometria da Torre	87
3.1.1. Cálculo da Distância (b) Devido a Ação do Pe- so Próprio	88
3.1.2. Cálculo da Distância (b) Devido a Ação do Vento	89
3.1.2.1. Torre Tratada como Reticulados Pla- nos Múltiplos	89
3.1.2.2. Torre Tratada como Reticulado Espacial	118
3.1.3. Determinação dos Comprimentos das Barras de um Painel	121
3.2. Determinação das Ações Sobre a Torre	125
3.2.1. Esforço P_i Devido ao Peso Próprio no Nó i ...	125

	Página
3.2.2. Esforço F_{ai} Devido ao Vento no Nó i	128
3.3. Determinação dos Esforços nas Barras	133
3.3.1. Método dos Nós Aplicados à Estrutura Espacial	133
3.3.1.1. Carregamento 1: Peso Próprio	133
3.3.1.2. Carregamento 2: Vento a 45º	138
3.3.1.3. Carregamento 3: Vento a 225º	140
3.3.1.4. Carregamento 4: Vento a 0º	141
3.3.1.5. Carregamento 5: Vento a 180º	143
3.3.2. Método dos Nós Aplicados à Treliças Planas Componentes	148
3.3.2.1. Carregamento 1: Peso Próprio	148
3.3.2.2. Carregamento 2: Vento a 45º	148
3.3.2.3. Carregamento 3: Vento a 225º	150
3.3.2.4. Carregamento 4: Vento a 0º	150
3.3.2.5. Carregamento 5: Vento a 180º	150
3.3.3. Processo do Plano Cremona Aplicado à Treliças Planas	151
3.3.3.1. Carregamento 1	151
3.3.3.2. Carregamento 2	151
3.3.3.3. Carregamento 3	153
3.3.3.4. Carregamento 4	153
3.3.3.5. Carregamento 5	153
3.4. Determinação dos Deslocamentos dos Nós	161
3.4.1. Princípios dos Trabalhos Virtuais - PTV	161
3.4.1.1. Carregamento 1	162
3.4.1.2. Carregamento 2	163
3.4.1.3. Carregamento 3	163
3.4.1.4. Carregamento 4	164
3.4.1.5. Carregamento 5	164
3.5. Cálculos das Ligações	165
3.5.1. Pregos e Cobrejuntas Metálicas	165
3.5.1.1. Emenda da Perna da Torre	166
3.5.1.2. Ligação de Um Montante Com Uma Perna da Torre	166
3.5.1.3. Ligação da Diagonal com a Perna.....	167
3.5.2. Por Parafusos Auto-Atarrachantes	169
3.5.2.1. Emenda da Perna da Torre	169
3.5.2.2. Ligação de Um Montante Com Uma Perna da Torre	171

	Página
3.5.2.3. Ligação da Diagonal Com a Perna	172
3.5.3. Por Parafusos Passantes	173
3.5.3.1. Determinação de Novos Esforços Oriun dos da Mudança da Geometria da Torre	173
3.5.3.2. Emenda da Perna da Torre	183
3.5.3.3. Ligação do Montante e Diagonal Com a Perna da Torre	184
4. MATERIAIS	189
4.1. Material que Compõe a Estrutura	189
4.2. Material Utilizado no Cálculo de Análise da Torre ..	191
5. TORRES DE VIGIA EXISTENTES NO ESTADO DE SÃO PAULO	192
5.1. De Madeira	192
5.2. Metálicas	193
5.3. De Concreto	194
6. CONCLUSÕES	195
7. BIBLIOGRAFIA	197
ANEXO	202

1. INTRODUÇÃO

O problema de incêndio nas florestas, florestamento e reflorestamentos se deve principalmente à falta de condições que os setores responsáveis e muitas propriedades apresentam na sua preservação, na sua detecção imediata e no seu combate. Existe carência de equipamentos e pessoal preparado para isto.

Na maioria dos casos, quando o fogo é notado, já é tarde para conseguir-se o seu controle. Em 1983 em um único incêndio ocorrido na região de Sorocaba - SP, foram totalmente destruídos 12.000 (doze mil) hectares da floresta de Pinus spp. de 9 anos de idade, reduzido a cinzas, aproximadamente 1.200.000 (um milhão e duzentos mil) metros cúbicos de madeira.

Uma torre de vigia florestal, em uma grande área reflorestada deve ser considerada como elemento indispensável na preservação contra incêndios, pois permite detectá-los em tempo para combatê-los. Entretanto, por imposições econômicas tendo em vista que as torres metálicas são as mais difundidas, são normalmente relegadas, podendo-se até considerar como novidade, as poucas torres existentes no Brasil.

Com o objetivo de viabilizar a construção de torres de vigia florestal, surge o presente trabalho, apresentando um estudo bibliográfico a respeito das torres de madeira e um estudo teórico prático de uma torre de 35 metros de altura.

Considerando-se que as torres de vigia florestal são do maior interesse da coletividade, foi analisada a viabilidade de sua construção com madeira roliça de reflorestamento, com vistas a atingir grandes alturas com um mínimo de seção transversal, tendo como preocupação principal, torná-las simples, para torná-las mais econômicas.

Adotando-se disposições geométricas simples, de forma a facilitar a sua montagem e o cálculo de suas ligações, o presente trabalho apresenta as bases necessárias para se construir uma torre com mão de obra local, englobando um estudo detalhado das condições possíveis de carregamento.

O assunto foi abordado de forma genérica, possibilitando que o raciocínio desenvolvido, seja aplicado em projetos de diferentes tipos de torres e de carregamento, analisando-se e discorrendo-se

didaticamente sobre estruturas treliçadas espaciais, utilizando-se três processo de cálculo dos esforços nas barras e dois processos para o cálculo dos deslocamentos dos nós da estrutura.

Pela simplicidade e detalhamento com que foi tratado o dimensionamento da torre, o presente trabalho se destina mais especificamente à comunidade da ESALQ, principalmente aos alunos, porquanto o referido assunto não tem sido até agora tratado com a merecida atenção.

Por outro lado, apresenta-se também como uma contribuição à comunidade rural, possibilitando-lhe a construção de uma torre de madeira para qualquer fim, utilizando-se a menos dos acessórios metálicos e fundações, tão somente os recursos existentes no próprio local.

2 - REVISÃO DA LITERATURA

A revisão da literatura, efetuada neste trabalho, teve como objetivo, orientar e fornecer subsídios para o cálculo da torre e para a construção do modelo, sendo orientada no sentido de simplificar os detalhes construtivos para execução da estrutura real.

É apresentado a seguir um resumo das idéias e soluções encontradas na literatura consultada, subdividida em tópicos relativos aos aspectos mais importantes para o projeto das torres, com vistas à constatação dos avanços já alcançados na utilização das torres.

2.1. - SOBRE A GEOMETRIA DA TORRE

PEELE & CHURCH (1941) mostram como as torres temporárias de madeira utilizadas em aprofundamento de poços costumam menos, são prontamente obtidas e rapidamente erguidas, pois se constituem de tripês de colunas leves, a forma mais simples das torres de madeira.

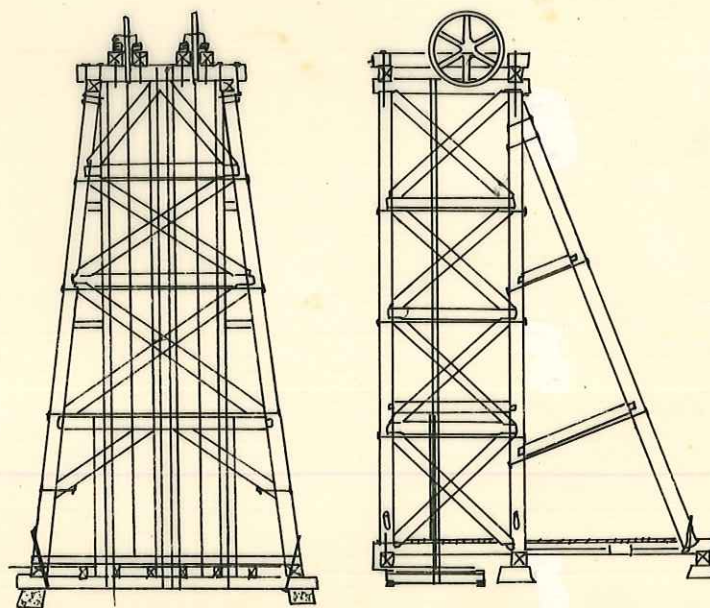


FIG. 2.1 - TORRE DE MADEIRA ESCORADA .

Na Fig. 2.1, os autores mostram como algumas torres mais

complexas, de 2, 4 ou 6 colunas podem ter escoras para que a resultante do sistema global de carregamento caia na área basal, sendo este carregamento, oriundo do peso próprio da torre, força do vento e cargas móveis, representadas pela elevação de um recipiente cheio de minério. Somente em casos especiais, podem ser comparados os custos das torres de madeira com os das torres de aço, pois a torre de madeira varia mais amplamente com a alteração dos custos da madeira, da preparação das peças e da montagem. Geralmente as torres de madeira têm menor custo, considerando-se o tempo dispendido para obter o material, pois os acessórios metálicos custam somente uma porcentagem do valor da madeira utilizada.

As estruturas de aço consideradas à prova de fogo e mais duráveis.

Segundo a TIMBER ENGINEERING COMPANY (1956), torres de madeira são mais frequentemente usadas do que a maioria das pessoas pensam. Mostra-se na Fig. 2.2 uma torre não estaiada de madeira suportando um reservatório elevado também de madeira. O sistema de dupla diagonal é projetado admitindo-se existir somente tração, pois as peças são bastante esbeltas e não são solicitadas simultaneamente.



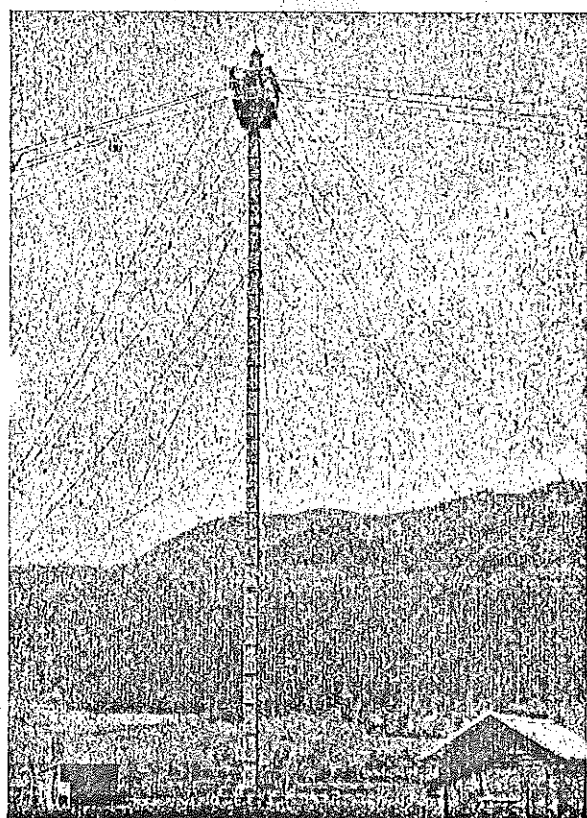
FIG.2.2 - EXEMPLO DE TORRE DE MADEIRA .

Para aumentar a resistência ao tombamento, as pernas das torres são costumeiramente inclinadas de 3,81 cm ($1\frac{1}{2}$ ") em 30,48 cm (12") ou seja, aproximadamente 12,5cm por metro vertical.

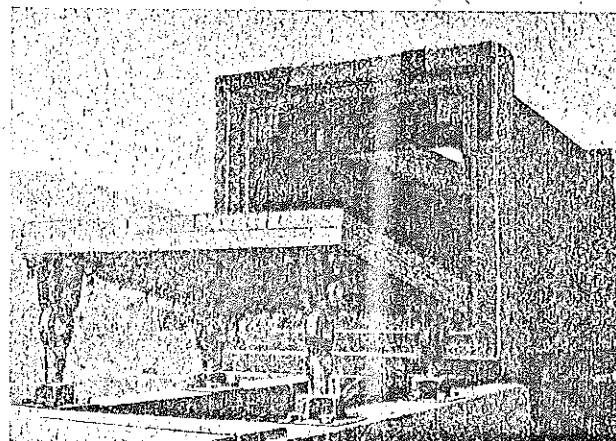
Embora a teoria não indique limite para a altura, as torres de reservatórios raramente ultrapassam 30m (100ft). Entretanto existem torres para propósitos especiais com mais de 90m (300ft) de altura.

O número de pernas necessárias depende do carregamento, mas é mais comum o número de 4 despostas de modo a formar uma seção transversal quadrada, visando eliminar os problemas de ligação em ângulo de peças serradas. Para cargas pesadas recomenda-se em cada canto, uma disposição e, "L" das pernas da torre.

FONROBERT & STOY (1949) mostram na Fig. 2.3a uma torre estaiada de 80m de altura com seção vazada de 2 x 2m, semelhante à seção transversal de uma viga caixão. As paredes constituídas por duas camadas de tábua superpostas perpendicularmente entre si e nervuradas transversalmente a cada 2,5m de altura. É interessante observar na Fig. 2.3b o detalhe das articulações adotadas na base da torre.



(a)



(b)

FIG. 2.3- TORRE DE MADEIRA ESTAIADA.

Para TIMOSHENKO & YOUNG (1957), a torre é um caso particular de treliça espacial, na qual as barras são ligadas umas às outras pelas extremidades, de maneira a formar uma estrutura rígida no espaço; são citados como exemplos, torres de linhas de transmissão, torres de guindastes, etc.

Em muitos casos, afirmam ser desejável evitar qualquer obstrução do espaço interno na disposição de um sistema de barras como é indicado na Fig. 2.4.

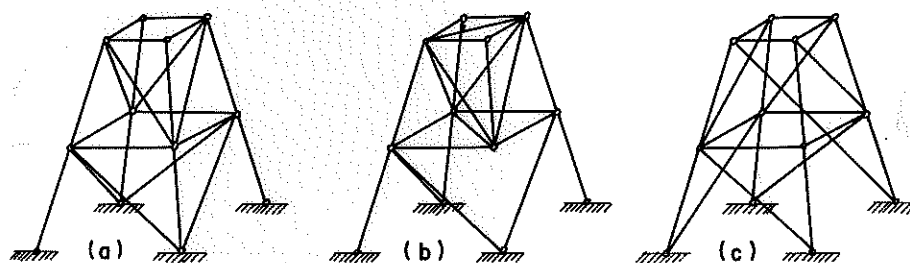


FIG. 2.4 - TORRES SIMPLES ASSOCIADA E COMPLEXA.

De acordo com estes autores, as treliças espaciais se classificam quanto à disposição de suas barras em simples, associada e complexa, em função da disposição de suas barras, conforme indicado nas Figuras 2.4a, 2.4b e 2.4c respectivamente.

Deve-se tomar cuidado na disposição das barras em sua treliça espacial, para que não ocorram formas críticas, que são instáveis para determinados carregamentos.

As vantagens e desvantagens das torres simples e complexas, serão explanadas no decorrer do presente trabalho.

Segundo KARLSEN (1967) o tamanho da torre é determinado por condições especiais, dependentes do propósito da construção. Entretanto, frequentemente estas condições são impostas por razões técnicas ou construtivas, como as torres de grande altura e seção transversal mínima.

Nestes casos, para aumentar a rigidez e reduzir as tensões atuantes na estrutura da torre, ela pode ser estaiada, assumindo forma aproximada de mastros atirantados.

Torres treliçadas são constituídas por treliças verticais ou inclinadas, formando em planta, um triângulo, quadrado ou

polígono retangular. As relações b/H ou D/H variam entre largos limites de acordo com a função da torre. Frequentemente H é de oito a dez vezes o lado (b) ou o diâmetro (D) da base.

Na adoção de uma das geometrias apresentadas na Fig. 2.5, o autor recomenda a atenção para os seguintes fatores básicos, dependendo do tipo de treliça:

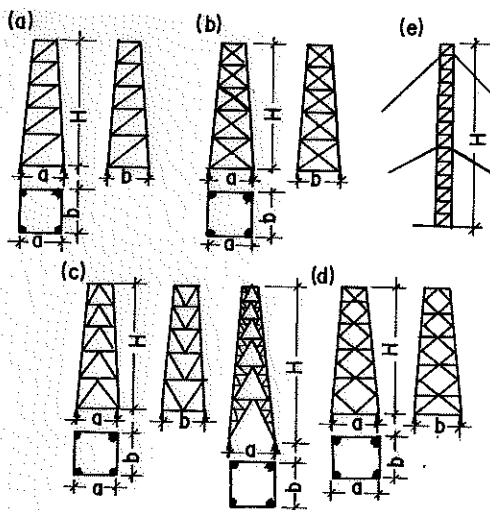


FIG. 2.5 - TIPOS DE TORRES.

a) Torre de diagonal única, pregada ou parafusada. É caracterizada por grandes comprimentos de flambagem, está sujeita a inversão de esforços. São normalmente utilizadas para torres de observação, suporte para holofotes, guia de bate-estacas, etc.

$$\frac{b}{H} = \frac{1}{1} \text{ a } \frac{1}{8} \text{ e } H_{\max} = 40\text{m}$$

b) Torre de diagonais cruzadas, parafusadas ou pregadas. Normalmente comportam-se como torres de diagonal única, pois as diagonais trabalham a tração e pela sua esbeltez, não tem condições para suportar compressão. A distribuição interna de esforços é melhorada quando são utilizados conectores no cruzamento das diagonais. A estrutura passaria, neste caso, a ser estaticamente indeterminada. Esta torre é normalmente utilizada para reservatórios elevados, prospecção de petróleo, extração de minério, torre de resfriamento, etc. São recomendadas as relações:

$$\frac{b}{H} = \frac{1}{1} \text{ a } \frac{1}{10} \text{ e } H_{\max} = 40\text{m}$$

c) Torre com semi-diagonais disposta em forma de triângulo

equilátero com as bases horizontais. Difere do caso (a), no comprimento da diagonal. As ligações são parafusadas ou pregadas e são utilizadas também para suporte de antenas de rádio. São recomendados os valores:

$$\frac{b}{H} = \frac{1}{1} \text{ a } \frac{1}{8} \text{ e } H_{\max} = 40 \text{ a } 200\text{m}$$

d) Torre com diagonais em losango é uma das mais eficientes; as barras comprimidas têm somente a metade do comprimento das barras da torre de diagonal única, portanto, estão sujeitas a deformações menores. Na Fig. 2.6 é apresentada uma torre de seção variável, por inflexões do eixo das pernas, com alargamento da seção da base, e conseqüentemente tensões menores nas barras das pernas e maiores nas diagonais e nas barras horizontais. É recomendada a utilização de diafragmas treliçados para enrijecimento transversal. São indicados os valores:

$$\frac{b}{H} = \frac{1}{1} \text{ a } \frac{1}{50} \text{ e } H_{\max} = 40 \text{ a } 200\text{m}$$

e) Torre treliçada - estaiada - é uma torre treliçada, contraventada através de cabos fixados no solo. É utilizada como torre de observação, para iluminação, para elevação de concreto, etc. São indicados os valores:

$$\frac{b}{H} = \frac{1}{10} \text{ a } \frac{1}{50} \text{ e } H_{\max} = 100\text{m}$$

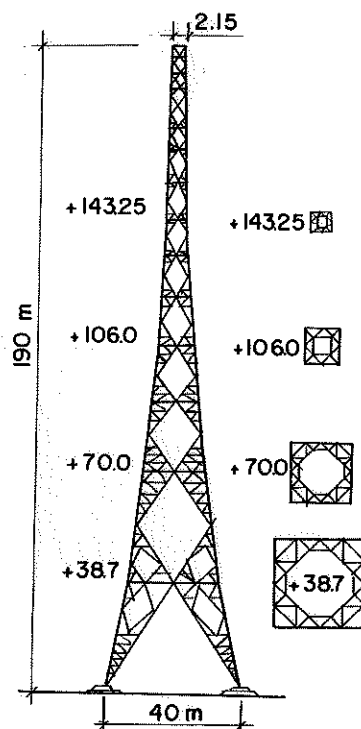


FIG. 2.6 - TORRE DE 190m DE ALTURA.

OBERG (1972) apresenta uma torre de observação construída de madeira serrada, em contraste com uma torre construída ao lado com peças roliças, ligadas por parafusos, Fig.2.7. Recomenda a construção cuidadosa e ancoragem adequada. Discute também as ações externas em torres de transmissão, quando a linha ou parte dela é quebrada. No caso de torres pré-fabricadas, são necessários equipamentos de ereção e experiência para a sua montagem. A madeira deve ser submetida a tratamento preservativo sob pressão depois das operações de perfuração e preparação de entalhes.



FIG. 2.7- TORRES DE OBSERVAÇÃO EM MADEIRA SERRADA E ROLIÇA .

As torres metálicas tiveram grande progresso na otimização de sua geometria e vários autores preferem a mudança das coordenadas dos nós, à mudança nas áreas das seções transversais das barras para a obtenção de maior eficiência e economia.

VENDERPLAATS e MOSES (1972) apresentam um método para a otimização da geometria das torres metálicas, a partir de uma geometria inicial compatível. Os cálculos são feitos em computador.

Aplicando o método em uma treliça espacial de 25 barras,

de geometria convencional, conseguiram uma redução de 42% no peso total da estrutura.

Na Fig. 2.8a é apresentada uma torre com 47 barras de geometria inicial aparentemente satisfatória, pesando 1046 kg.

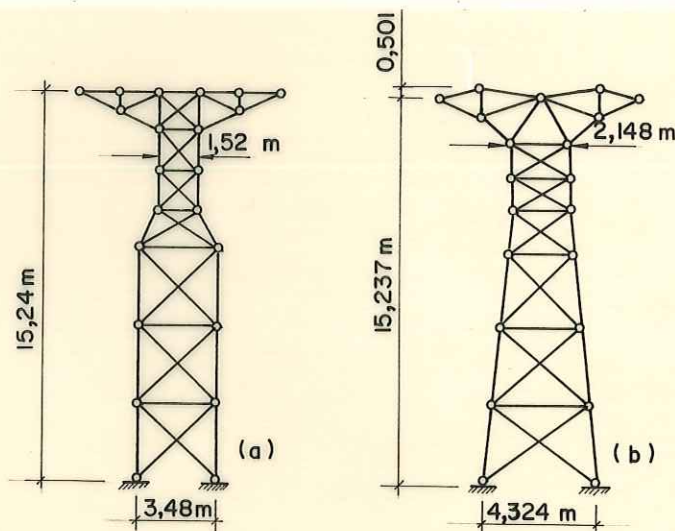


FIG. 2.8 - EXEMPLO DE OTIMIZAÇÃO, NO PLANO, DA GEOMETRIA DA TORRE.

Depois de otimizada, em apenas 60 segundos de computador, sua geometria passou a ser apresentada na Fig. 2.8b, pesando 844 kg, com uma economia de 20% de peso.

No Brasil este processo de otimização com utilização de computador, já está sendo bastante difundido, inclusive com vários trabalhos já disponíveis.

RIBAS & CASSIS E FEDALTO citam os trabalhos de MOURA (1977), FEDALTO & CASSIS (1977) e RIBAS (1980) e apresentam o desenvolvimento de um programa computacional, baseado no método da rigidez, aplicado à otimização da geometria de treliças planas e espaciais, submetidas a várias condições independentes de carregamento estático. As variáveis do projeto são também as áreas das seções transversais das barras e as coordenadas dos nós. Testando o método em uma torre de transmissão Fig. 2.9 para duas condições independentes de carregamento, obtiveram uma redução de 34,2% do peso inicial, tendo as tensões atingido valores admissíveis em algumas barras, e se mantido abaixo dos valores admissíveis na maioria das barras. Os deslocamentos ficaram abaixo dos valores admissíveis e o projeto teve as tensões como condição dominante.

A geometria da torre de transmissão da Fig. 2.9 foi obtida através da literatura. Nas Figuras 2.10a e 2.10b estão representadas as vistas frontal e lateral da estrutura otimizada tendo, entretanto, apenas 65,8% do peso inicial.

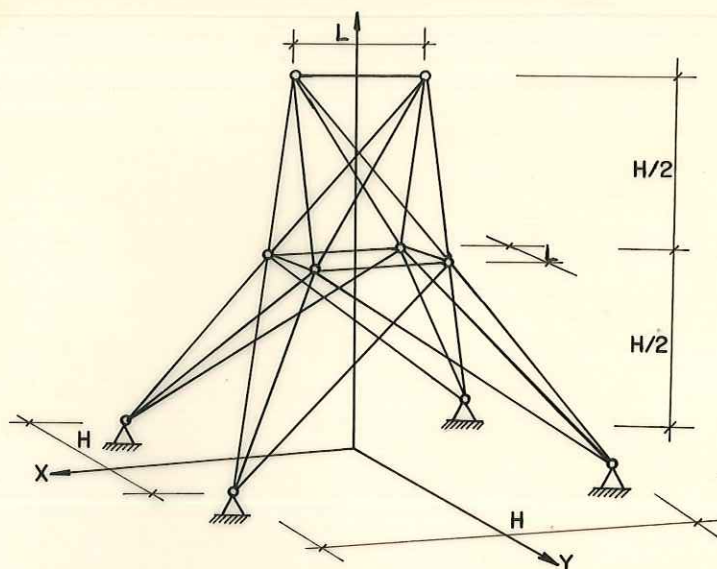
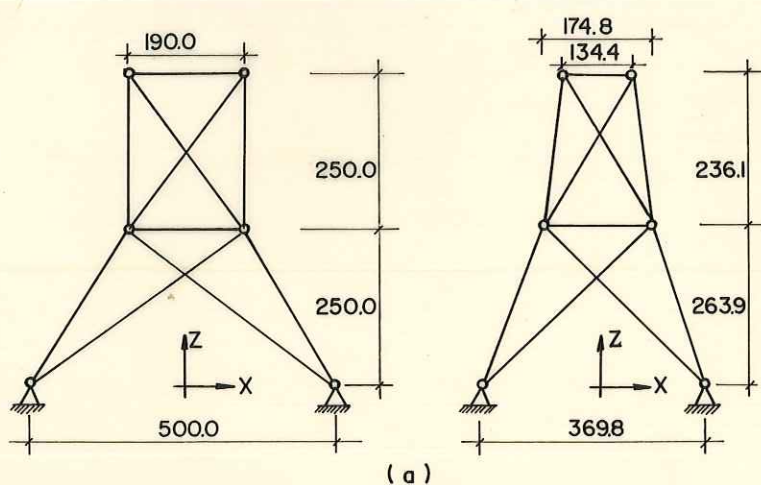
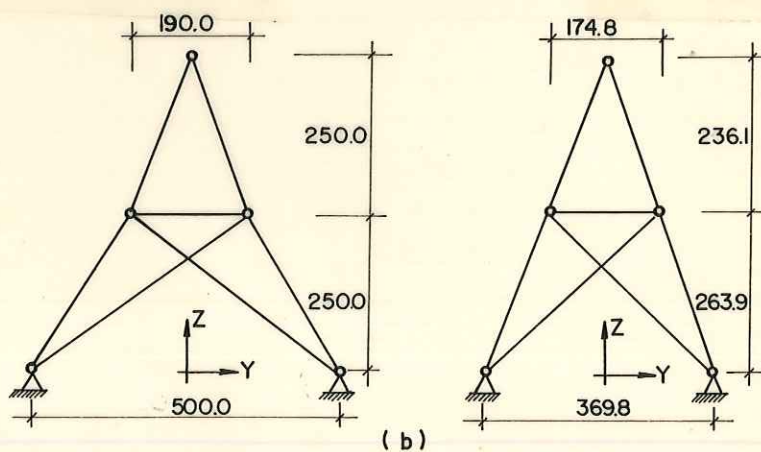


FIG.2.9 - TORRE DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA.



(a)



(b)

FIG.2.10 - OTIMIZAÇÃO DA GEOMETRIA DE UMA TORRE DE TRANSMISSÃO

KRAVITZ (1982) apresentou uma revisão do estado da arte e prática de projeto e de construção das torres de transmissão, com especial atenção às condições de carregamento, comparou resultados usando diferentes técnicas de análises e comentários de alguns critérios do MANUAL 52 da American Society of Civil Engineers (ASCE) "GUIDE FOR DESIGN OF STEEL TRANSMISSION TOWERS", desenvolvido na espe-

rança de tornar uniformes os projetos destas estruturas metálicas. Discutiu também algumas das causas de variação entre o projeto e o comportamento da torre já construída e as variações da mesma estrutura quando utilizadas em diferentes localidades de trabalho, solicitando contribuições para reduzir as limitações deste manual.

CARNEIRO (1985) mencionou trabalhos desenvolvidos na COPPE-RJ, aplicados às plataformas OFF-SHORE, como o exemplo em ensaio, Fig. 2.11, considerando nestas estruturas, o efeito de ressonância das ondas do mar, do vento e a fadiga do material.

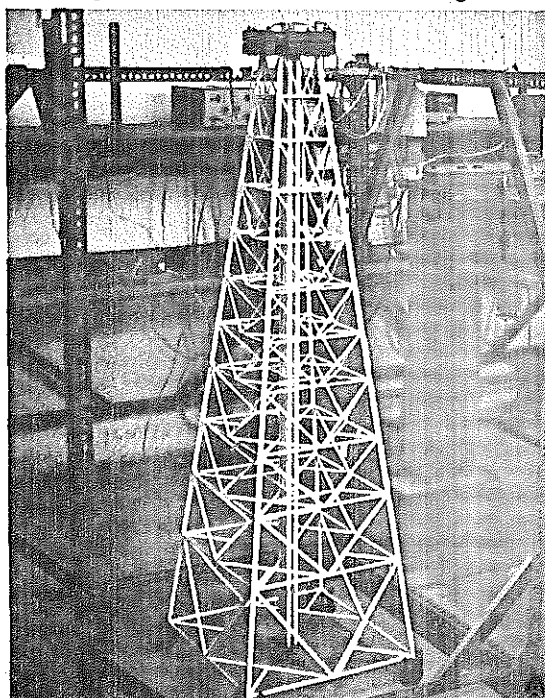


FIG.2.11-ENSAIO DE UMA TORRE DE PLATAFORMA OFF-SHORE .

Entretanto, todo esse avanço nos processos de cálculo, não tem sido aplicado para se melhorar e viabilizar as condições de trabalho de torres de madeira, sendo poucos os trabalhos encontrados com relação a estas torres. Além de pouco numerosos, quando existem não apresentam riqueza de cálculo e de detalhes.

FUCHS & ALMEIDA (1982) notaram o emprego nos Estados Unidos de torres de madeira em linhas de transmissão de até 500 KV, es tranhando não existir este uso no Brasil, um dos países mais ricos em madeiras apropriadas e carente de recursos, mantendo a madeira em um segundo plano, apesar de já se encontrarem no Estado de São Paulo redes de até 138 KV operando satisfatoriamente há mais de 40 anos, comprovando a eficiência deste material. Na fabricação de torres de linhas de transmissão são normalmente utilizados o concreto, os metais e a madeira, inclusive com soluções mistas. Para

cada tipo de material, existem formas construtivas diferentes e inerentes às suas possibilidades, podendo no entanto, ser projetadas com níveis equivalentes de segurança, quando as condições de serviço são retratadas nas hipóteses de cálculo.

2.2. - AÇÕES EXTERNAS NA ESTRUTURA

Para a TIMBER ENGINEERING COMPANY (1956) uma torre não estaiada sujeita a forças horizontais (vento, tração nas linhas de transmissão, terremoto) é calculada como uma treliça em balanço, com diagonais sujeitas à inversão de esforços. Normalmente a força do vento é a mais crítica e no caso de reservatórios elevados, o vento deve ser considerado com o reservatório cheio e com o reservatório vazio.

KARLSEN (1967) relacionou as cargas mais frequentes em torres treliçadas:

- peso próprio da torre, usualmente determinado com base na estimativa da seção transversal das barras;
- peso de plataformas, escadas, etc, determinado da mesma maneira;
- Cargas úteis como peso da caixa d'água, antena de rádio, peso de tubos, revestimentos, etc;
- carga de vento, determinada de acordo com as normas. No caso de torres de seção quadrada, a direção do vento é tomada como sendo paralela à diagonal para efeito de cálculo das pernas da torre. No caso de torres ou mastros estaiados, o vento deve ser tomado no plano do tirante e na bissetriz do ângulo formado entre dois deles.

A NBR 6123 (1980) da ABNT, fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática do vento, para efeito de cálculo de edificações, sendo aplicada exclusivamente quando o efeito dinâmico do vento pode ser desprezado. Nesta norma existe um capítulo relativo às torres reticuladas e por ser o vento a principal ação nestas estruturas, o seu estudo será feito em detalhes no item 3.1.2.

ANDRIOLO (sd) fez comentários explicativos da NBR 6123/80, apresentando inclusive, exemplos de ação do vento em estruturas

reticuladas.

STAMATO (1978) fez comentários a respeito da ação do vento em estruturas e analisou o critério elástico para a distribuição das cargas do vento entre os diversos painéis verticais de contraventamento de estruturas de edifícios elevados, chegando a soluções mais simples e convergentes para painéis muito frequentes, em estruturas de concreto e em treliças metálicas.

Para KRAVITZ (1982), no caso de linhas de transmissão, o projetista deve levar em conta todas as combinações de carregamentos (vertical, transversal, longitudinal e oblíqua), reais ou prováveis, aplicadas às torres e fundações em determinado tempo e condições de carregamento. Como estas estruturas são colocadas em vários locais, nem todas as combinações críticas previsíveis são consideradas no projeto, resultando algumas vezes em estruturas com resistência inferior à necessária.

PITTA (1983) apresenta comentários sucintos e práticos relativos à NBR 6123/80, considerando satisfatória a sua abrangência na maioria dos casos comuns de edificações. Sugeriu uma correção a ser feita na próxima revisão da Norma sobre o fator S_2 , pois, quando a estrutura é dividida em partes os fatores S_2 deve ser tomado na conta média da parte considerada. Para o caso de edifícios é comum a utilização de métodos contínuos, na análise dos painéis de contraventamento, adotando-se força uniformemente distribuída em toda a altura da torre, visando facilidade de cálculo. Aconselha, entretanto, adotar o fator S_2 a 2/3 de altura total da estrutura.

Em um estudo desenvolvido para a Eternit (1979), BLESSMANN admite efeitos dinâmicos dos ventos em construções civis somente em formas particulares de edifícios e sob certas condições de rigidez. Admite também que as cargas do vento, apesar destas possuírem características dinâmicas, podem ser na maioria das estruturas consideradas como cargas estáticas.

No cálculo de treliças planas ou espaciais, é comum considerar-se o peso próprio das barras suposto concentrado nos nós. Assim, cada nó da estrutura é carregado com o peso de metade de todas as barras concorrentes.

Num estudo deste tipo, ROCCO LAHR (1975) carregando somente os nós dos banzos superiores em treliças planas convencionais, constatou diferenças nos esforços das barras de no máximo 4,5% em relação àquelas obtidas quando são carregados todos os nós.

2.3. - ESFORÇOS INTERNOS

Nas torres metálicas, como nas estruturas metálicas em geral, a ligação dos nós é feita por meio de rebites, parafusos ou soldas. Estas ligações introduzem rigidez suficiente para interferir na ajustagem livre do sistema às cargas aplicadas. Este fato, possibilita o aparecimento de tensões de flexão, chamadas tensões secundárias, devido aos momentos introduzidos nas extremidades das barras, pois os seus eventuais giros não são acompanhados pelas ligações.

Segundo FOEPPL (1912) citado por TIMOSHENKO & YOUNG (1957) em certos casos a presença da flexão secundária numa estrutura espacial pode afetar consideravelmente o seu comportamento sob carga, tornando-se necessário analisar este efeito detalhadamente.

Para TIMOSHENKO & YOUNG (1957) em quadros de edifícios nos quais os membros sofrem cargas laterais, a influência desta flexão secundária sobre as tensões máximas é, em geral desprezível. Entretanto, nas treliças de pontes, nas quais as cargas são aplicadas nos nós, todos os momentos de engastamento perfeito anulam-se e a única flexão a considerar é a devida às variações do comprimento das barras, e neste caso, a flexão deve ser considerada mais detalhadamente.

O aparecimento dessas tensões secundárias é mostrado num exemplo muito simples da Fig.2.12, onde a força P é equilibrada pela força de compressão F e também pelo cortante Q . Assim sendo, as forças axiais, calculadas com a hipótese de articulações ideais nos nós, não dão os valores exatos destas forças, no caso de uma treliça com nós rígidos. Entretanto, esta discrepância é pequena, podendo geralmente ser desprezada. Admitindo-se no exemplo da figura a seguir, a rigidez da barra AC , tem-se um valor exagerado para Q e $M_{ab} = M_{ba}$

$$F = S\sigma_p \quad \text{sendo:}$$

F = força axial na barra

S = seção transversal da barra

σ_p = tensão principal

$$Q = \frac{2M_{ba}}{\ell} = \frac{2\sigma_s S_i^2}{\ell c} \quad \text{sendo:}$$

ℓ = comprimento da barra

σ_s = tensão secundária máxima

Admitindo $d = 0,1 \ell$

$i = 0,4 d$

$c = 0,5 d$

Obteve-se:

$Q = 0,064 F \sigma_s / \sigma_p$, isto é, mesmo quando σ_s for 50% de σ_p , a força cortante é somente 3% da força axial.

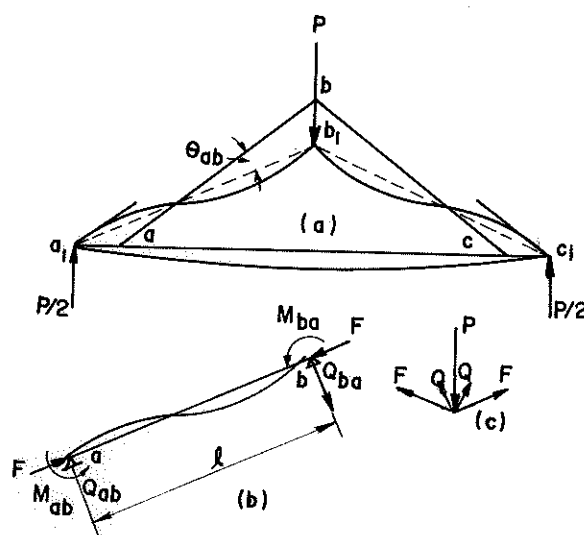


FIG. 2.12 - ESFORÇOS INTERNOS SECUNDÁRIOS.

Num segundo exemplo, os autores analisaram o efeito das tensões secundárias na treliça plana da Fig. 2.13, calculando as forças axiais e as tensões primárias para a treliça supostamente articulada nos nós.

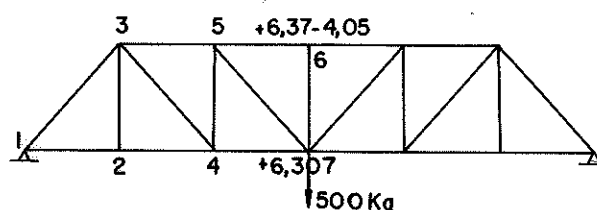


FIG. 2.13 - EXEMPLO DE TRELIÇA PARA DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS INTERNOS, SECUNDÁRIOS.

Através do diagrama de WILLIOT, determinaram o deslocamento dos nós e os valores dos giros das barras, os quais quando multiplicados por $-6 EI/\ell$ fornecem os momentos de engastamento

perfeito. Aplicaram em seguida o processo de Cross e obtiveram os momentos de extremidades, e imediatamente, as tensões secundárias em todas as barras. No caso da barra 4-7 a tensão secundária atingiu 66% da tensão principal.

VON ABO (1926) apresentou um trabalho bastante completo a respeito dos métodos possíveis no cálculo de tensões secundárias em treliças.

Segundo NORRIS & WILBUR (1960) na resolução de um exemplo utilizaram o método de distribuição de momentos com grande eficiência e recomendaram a reiteração da aplicação deste método, quando as forças axiais nas barras se apresentarem significativamente diferentes em cada ciclo do cálculo.

Para TIMOSHENKO & YOUNG (1957) quando algumas barras estão ligadas a um nó com alguma excentricidade, os momentos correspondentes devem ser tratados como momentos exteriores e devem ser adicionados algebricamente aos momentos não equilibrados, produzidos pela rotação das barras. Citam ainda o trabalho de CALISEU (1923) o qual efetuando cálculos deste tipo, para nós reforçados, encontrou influência considerável nas tensões secundárias.

Com relação à madeira SUDDARTH (1963) estudando cobrejuntas de dentes estampados, as placas-prego, em vigas treliçadas, com cargas distribuídas, recomenda a consideração das forças axiais, dos momentos e do cisalhamento. Considera difícil a determinação dos momentos de extremidades das barras, pois as ligações não são articuladas nem rígidas. Em ensaios notou comportamento semelhante nas ligações por cobrejuntas metálicas pregadas.

A complexidade de uma análise minuciosa da treliça está ainda por ser explorada, impondo-se verificações mais simples, com respostas menos precisas para atender exigências de projetos imediatos.

SUDDARTH (1963) apresentou o diagrama obtido para o banzo contínuo de uma viga treliçada, carregada com carga distribuída ($89,5 \text{ N/m} - 5 \text{ lb/"})$, supondo total rigidez às juntas, ver Figura 2.14.

Na Fig. 2.15 é apresentado o diagrama de momento, traçado para o caso do banzo contínuo, admitindo-se juntas rígidas. O autor assume a hipótese do momento real na barra estar entre estes dois valores.

Entretanto, TIMOSHENKO & YOUNG (1957) afirmaram: na maioria dos casos práticos, a presença desta flexão secundária não influencia materialmente a ação principal na estrutura e as forças

axiais podem em geral, ser calculadas com boa precisão, deixando-se de lado a rigidez dos nós. Admitiram estarem as barras ligadas por articulações esféricas ideais, mesmo não sendo, estas articulações, viáveis na prática; as barras são consideradas sem peso e as forças exteriores são aplicadas somente nos nós. Com base nestas hipóteses, concluem: cada barra sofrerá somente tração ou compressão.

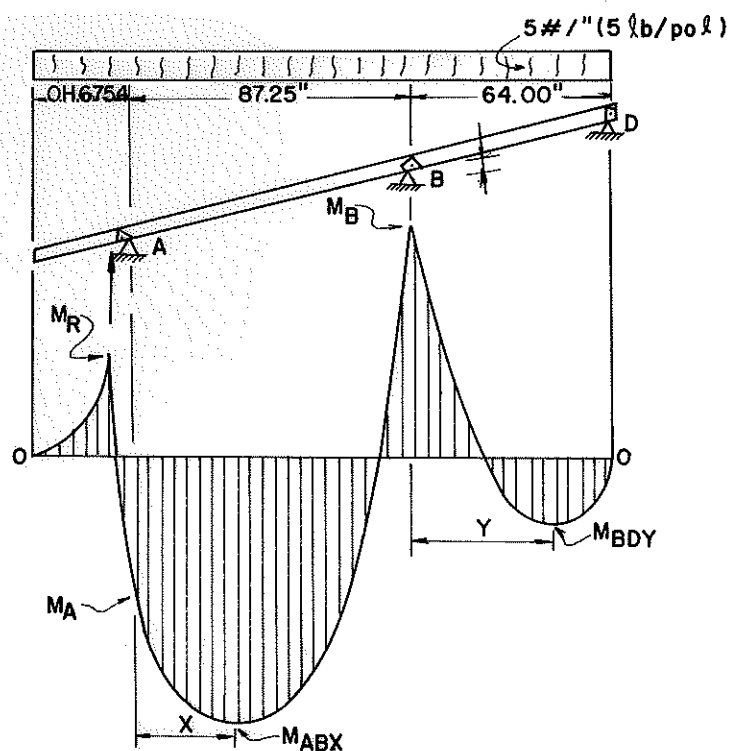


FIG. 2.14- DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR EM BANZO CONTÍNUO.

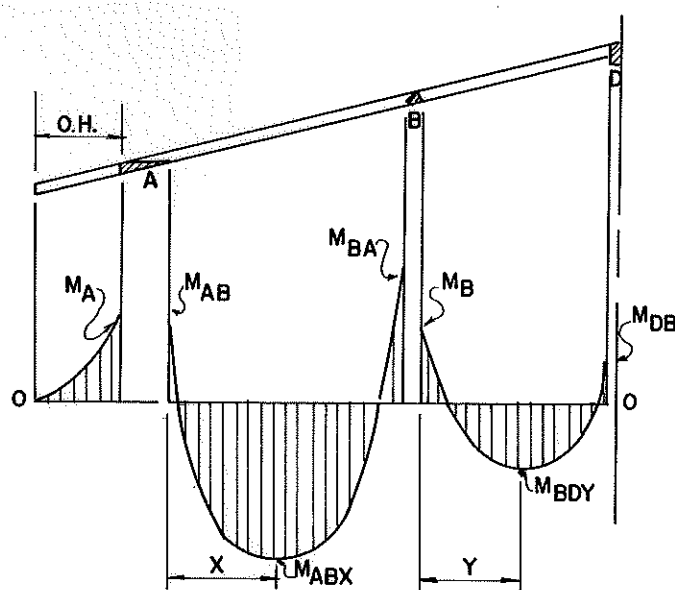


FIG. 2.15- DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR ADMITINDO-SE JUNTAS RÍGIDAS.

ROCCO LAHR (1975) estudou uma tesoura convencional, considerando, entretanto, a hiperestaticidade introduzida na consideração dos banzos, superior e inferior, contínuos, montantes engastados e diagonais articuladas. Em relação ao processo de cálculo convencional destas tesouras, obteve em média 10% de alívio nas cargas axiais. Assim sendo, a introdução de momentos não comprometeu o dimensionamento feito pelo método convencional, pois a magnitude do mesmo é resistida com segurança.

Em 1978, o mesmo autor estudando arcos treliçados biarticulados de madeira, não considerou a flexão causada nas barras pelo peso próprio, dada a sua diminuta magnitude, concluindo ser de apenas 5% da tensão admissível, para vãos usuais, a flexão devida ao peso próprio.

Para NORRIS & WILBUR (1960) também as barras de uma treliça espacial, podem ser consideradas articuladas nas juntas, transmitindo somente forças axiais; as torres, tendo a inclinação das pernas constante em toda altura, podem ser calculadas com base nas considerações admitidas para as treliças planas.

Estes autores enunciaram, entretanto, três teoremas para a análise tridimensional de torres.

I) Quando as barras de uma treliça se encontram em um nó estando todas em um mesmo plano, com exceção de uma barra (n), a componente normal a este plano do esforço na barra (n) é igual à componente normal em relação ao mesmo plano para qualquer carregamento aplicado a este nó.

II) Quando as barras que se encontram em um nó, com exceção de uma barra (n) pertencem a um mesmo plano e não houver cargas aplicadas neste nó, a força na barra (n) é zero.

III) Quando todas, menos 2 barras em um nó, são inativas, se estas barras não forem colineares e se não houver carregamento neste nó, a força em cada uma destas barras também é zero.

Para KRAVITZ (1982) a análise tridimensional de uma estrutura calculada manualmente, quase sempre resultará em alguma diferença de força nas barras e dimensões escolhidas, pois sob uma dada condição de carregamento, o aspecto tridimensional permite uma distribuição mais realística de tensões em todas as faces da estrutura, possibilitando, em alguns casos, mais economia. Numa análise manual, as cargas verticais são consideradas como absorvidas pelas colunas da torre. Numa análise tridimensional algumas das cargas verticais são absorvidas por um sistema de tração/compressão

na treliça, reduzindo a carga nas colunas da torre,

O uso de programas de computador em análise elástica tridimensional, linear ou não linear, permite revisar muitas condições de carregamento, sendo a maior parte deles baseada na hipótese de ligações articuladas. O modelo original da torre, usado na análise, afeta a distribuição de tensões e pode afetar também o peso da estrutura.

Entretanto, existem muitas torres, as quais foram estudadas usando métodos de análises usuais, projetadas construídas e consagradas pelo serviço prestado durante muitos anos.

O cálculo dos esforços internos nas barras de treliças planas ou espaciais, tem sido feito de acordo com muitos métodos existentes, fornecendo valores com boa precisão e eficiência.

ROCCO LAHR (1978) comparou dois processos de cálculo dos esforços nas barras de um arco treliçado plano, utilizando processo gráfico (plano cremona) e computação (programa Stress), encontrando resultados equivalentes.

2.4. - LIGAÇÕES

A resistência e estabilidade de qualquer estrutura dependem em grande parte das ligações entre as suas partes. A madeira é um dos materiais estruturais mais versáteis pela facilidade da ligação entre as partes da estrutura, pois existe uma grande variedade de elementos de ligação como: pregos, chapa-prego, pinos, cavilhas, parafusos de fenda, parafusos passantes com porcas e arruelas, parafusos auto-atarrachantes, anéis metálicos de vários tipos e formatos, adesivos.

Cada uma destas ligações, requer juntas de madeira ou de aço, projetadas e adaptadas à variação da resistência da madeira paralela e perpendicularmente às fibras, considerando-se também as variações dimensionais e de resistência em função da variação de umidade.

Segundo o Forest Products Laboratory (FPL) (1955), a carga admissível nas ligações é dada para cada peça e nas ligações múltiplas a carga admissível é dada pela soma das cargas das peças, resguardando-se sempre os espaçamentos e as distâncias das bordas e das extremidades, permitindo a cada um dos elementos de ligação desenvolver a sua total resistência.

2.4.1. - Ligações com Pregos

A NBR 7190 da ABNT (1982) proíbe a ligação de peças importantes com pregos ou com quaisquer outros meios de ligação, aplicados sem utilização de ferramentas de furar, ranhurar ou pregar, para não destruir as fibras da madeira na penetração. Entretanto, dá grande importância aos resultados experimentais e possibilita qualquer utilização do prego, mediante comprovação experimental.

De acordo com o FPL (1955) os pregos são elementos de ligação mecânica mais comuns, usados em construções temporárias e permanentes.

Segundo HELLMEISTER & MANTILLA (1978) o uso do prego vem adquirindo grande importância, podendo-se considerá-lo como elemento de bastante futuro nas construções de estruturas convencionais de madeira, devido a novos e repetidos ensaios deste tipo de ligação, não obstante as limitações propostas na NBR 7190-82.

Havendo esta tentativa de valorizar o emprego dos pregos destacando-se as suas vantagens em certas condições, a versatilidade e relativa facilidade de sua aplicação, são resumidos a seguir alguns trabalhos da literatura internacional de dimensionamento de ligações pregadas.

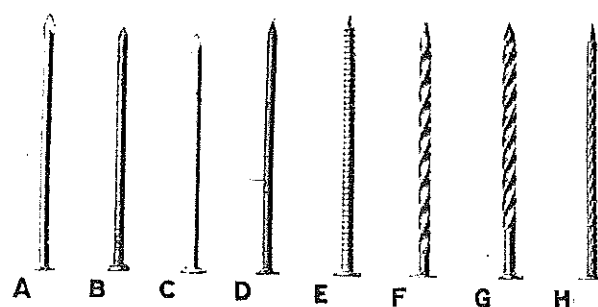
2.4.1.1. - Resistência ao Arrancamento

Segundo o FPL (1931) a resistência ao arrancamento do prego de uma peça de madeira está intimamente relacionado com o seu diâmetro, profundidade de penetração e densidade da madeira. A condição de acabamento do prego e o tempo de cravação, também influenciam na resistência ao arrancamento.

Para STERN (1950) os pregos possibilitam juntas mais rígidas, quando orientados perpendicularmente às fibras do que quando pregados de topo, e devem preferivelmente, ser usados de tal forma a ser aproveitada toda a resistência, em vez de se considerar sua resistência ao arrancamento.

A resistência ao arrancamento é grandemente afetada por vários fatores como: tipo da ponta do prego, tipo do fuste, tempo de permanência na madeira, condição de superfície do prego e mudança de umidade da madeira.

O FPL (1955) acrescenta outros fatores de alteração na resistência ao arrancamento do prego: recobrimento superficial e aspereza da superfície (Fig. 2.16), cabeça do prego, tipo do material de composição do prego, direção de pregagem, prē-furação e dobramento da ponta que exceda a espessura da madeira. Além de todas estas condições de influência, a resistência ao arrancamento dos pregos depende também das espécies de madeira, tanto quanto dentro de uma determinada espécie, dificultando a avaliação real do seu comportamento.



- A: LISO COMUM
- B: CEMENTADO
- C: ZINCADO
- D: TRATADO QUÍMICAMENTE
- E: ANELADO
- F: ESPIRALADO
- G: ESPIRALADO FARPADO
- H: FARPADO

FIG. 2.16 - TIPOS DE PREGOS

HOYLE Jr (1973) faz o mesmo comentário a respeito das variáveis envolvidas na pregagem e indica a ASTM D1761 "TESTING METAL FASTENERS IN WOOD", método padrão para determinação das cargas admissíveis para os pregos, considerando as ligações pregadas como as mais comuns e familiares formas de ligação mecânica, mas, devem ser especificados no projeto os tipos mais comuns de pregos, por serem mais conhecidas as suas propriedades e a sua resistência.

O FPL (1955) apresenta uma equação para determinar a resistência admissível ao arrancamento do prego liso comum, orientado perpendicularmente às fibras da madeira seca ou úmida, desde que não ocorra variação dessas condições.

$$\bar{F}_a = 1150 \cdot G_0^{2.5} \cdot D$$

sendo:

\bar{F}_a = carga admissível em Libras por Polegadas de penetração do prego na peça principal, equivalente a 1/6 da carga de ruptura

G_0 = densidade básica da madeira, baseada no peso e volume secos em estufa em g/cm^3 .

D = diâmetro do prego em polegadas

A Tabela 1 do Anexo, traz valores de G_0 para diversas espécies de madeiras americanas, podendo ser utilizada para correlação com espécies brasileiras.

HOYLE Jr (1973) apresentou uma equação menos conservadora para condições idênticas às do caso anterior. O valor de \bar{F}_a é 1/5 da carga última de arrancamento.

$$\bar{F}_a = 1380 \cdot G_0^{2,5} \cdot D.$$

Aproveitando o agrupamento de espécies dadas na Tabela 2 do Anexo, calculou para os pregos da Tabela 3 do Anexo, as forças admissíveis de arrancamento por polegada de penetração. Os resultados são apresentados na Tabela 4 do Anexo.

O FPL (1974) obteve em consequência de muitos ensaios, uma equação relacionando a carga máxima (F_a) de arrancamento de um prego comum, orientado perpendicularmente às fibras da madeira em função da densidade básica, do diâmetro do prego (D) e do comprimento de penetração em polegadas (L):

$$F_a = 7850 \cdot G_{12}^{5/2} \cdot D \cdot L \text{ em libras} \dots\dots\dots (2.1)$$

sendo a densidade básica, relativa ao volume 12% de umidade. Para cada uma das espécies americanas, o FPL apresenta uma extensa tabela relacionando os valores máximo e mínimo de G_{12} . As características dos pregos utilizados são apresentadas na Tabela 5 do Anexo.

A Fig. 2.17 mostra uma curva típica carga-deformação.

A carga admissível de arrancamento para cargas de longa duração, deve ser tomada como 1/6 daquela obtida pela equação (2.1). Para duração normal de cargas este valor pode ser aumentado em 10%.

Para pregos orientados paralelamente às fibras da madeira, suas resistências ao arrancamento devem ser tomadas como 50%

da resistência do mesmo prego quando orientado perpendicularmente à grã.



FIG. 2.17-CURVA TÍPICA CARGA-DEFORMAÇÃO NO ARRANCAMENTO DE PREGOS.

De acordo com os resultados dos ensaios no FPL sobre orientação inclinada e reta em relação à direção de uma força atuante diretamente na peça fixada, a orientação inclinada é geralmente melhor quando os pregos são cravados em madeira seca e arrancados imediatamente. A orientação inclinada mostrou-se ainda melhor quando os pregos são cravados em madeira verde ou parcialmente seca, mas arrancados após secagem por um mês ou mais. Quando os pregos são cravados em madeira verde e arrancados imediatamente, a inclinação reta é superior. Orientação inclinada é mais efetiva quando a orientação reta é paralela à grã. O ângulo de pregação, influencia menos a resistência ao arrancamento em madeiras densas.

As madeiras mais densas apresentam maior capacidade de carga, mas as mais leves apresentam-se com menor facilidade de rachar, possibilitando compensar sua menor resistência pelo aumento do número, diâmetro e comprimento dos pregos.

Em praticamente todas as espécies os pregos cravados em madeira verde e arrancados antes de qualquer secagem, oferecem praticamente a mesma resistência ao arrancamento do prego cravado na madeira seca e arrancado logo depois de pregado. Se entretanto, pregos comuns de fuste liso são pregados em madeira verde sujeita a secagem ou em madeira seca sujeita a ciclos de umedecimento e secagem antes do arrancamento, estes perdem a maior parte de sua resistência, adotando-se 25% dos valores dados pelas fórmulas gerais.

Mesmo em madeira climatizada, não sujeita a apreciável mudança de umidade, a resistência ao arrancamento do prego pode

diminuir com o passar do tempo.

HELLMEISTER (1977) citando Timber Construction Manual apresenta um diagrama de correção da resistência da madeira em função do tempo de duração da carga, Fig. 2.18 e compara com os critérios adotados pela antiga NB 11. O valor de deformação e tempo depende da madeira, do tipo e das condições do ensaio. O FPL recomendou este tipo de diagrama para o cálculo das ligações. A NB 11 permite redução na intensidade da força atuante, de curta duração, ou redução do módulo de elasticidade quando a carga é de longa duração.

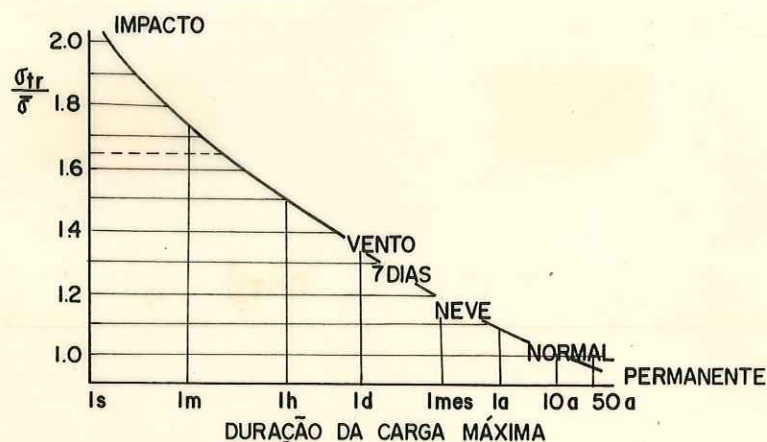


FIG. 2.18 - PERSISTÊNCIA DA MADEIRA EM FUNÇÃO DO TEMPO DE DURAÇÃO DA CARGA.

Segundo HELLMEISTER o fenômeno é considerado de maneiras diferentes, mas as consequências são as mesmas.

NEWLIN & GAHAGAN (1938) observaram dentro de limites de variação relativamente estreitos, diminuição de 3% na resistência ao arrancamento do prego para cada 1% de aumento da umidade.

Para HOYLE Jr. (1973) os pregos de fuste deformado, quadrado, farpado, estriado em espiral ou estriado anular são comercialmente disponíveis nos Estados Unidos e oferecem algumas reais vantagens ao projetista. O prego estriado anular aumenta a resistência ao arrancamento; o estriado espiral eleva a energia requerida para arrancamento. O prego anelado necessita de uma força maior para se iniciar o arrancamento, mas este prossegue com força menor. O prego espiralado requer aplicação contínua da força para arrancá-los.

Estes pregos são fortes, mas apresentam maior possibilidade de rachaduras.

SOUZA & FELICIANO (1984) testaram a resistência ao arrancamento de pregos lisos, espiralados e anelados em 4 espécies de

madeira da Amazônia: Caju-açu, Tento, Gororoba e Castanha de Cutia, segundo as 3 direções em relação às fibras. Com base nos resultados da Tabela 2.1, o prego anelado apresentou diferença significativa em relação aos outros 2 tipos. O prego espiralado apresentou vários picos de resistência, mas nenhum deles, alcançou o valor mais alto apresentado pelo prego liso.

TABELA 2.1- Resistência ao Arrancamento em kgf/mm

DIREÇÃO	TIPO DE PREGO		
	LISO	ESPIRALADO	ANELADO
Axial	4,09 a	3,33 a	4,33 a
Tangencial	5,75 a	5,34 b	9,16 b
Radial	5,63 a	5,41 b	9,54 b

As resistências ao arrancamento, na direção tangencial e radial, não diferem entre si, mas nos dois casos, tanto para pregos anelados quanto espiralados, diferem 40% da resistência ao arrancamento na direção axial, na qual todos os tipos de pregos tiveram o mesmo comportamento. Os valores que têm a mesma letra à direita, não diferem entre si.

2.4.1.2. - Resistência Lateral

Segundo a NBR 7190 (1982) a carga admissível \bar{F}_l (em kgf) paralela ou normal às fibras para um prego liso comum cravado na direção normal às fibras em corte simples, é calculada pela fórmula:

$$\bar{F}_l = K \cdot D^{3/2} \quad \text{onde} \dots\dots\dots (2.2)$$

K = constante que depende do peso específico da madeira

K = 4,5 para madeira com peso específico até 0,65 g/cm³

K = 7,5 para madeira com peso específico acima de 0,65 g/cm³

D = Diâmetro do prego em mm

A penetração mínima do lado da ponta do prego, salvo experimentação comprobatória, para desenvolver o esforço da fórmula acima deve ser pelo menos 2/3 do seu comprimento total. Para penetrações entre 50 e 100% deste valor, os esforços admissíveis são reduzidos na mesma proporção.

Esta norma recomenda redução para 60% na pregação de topo e para 75% no caso de madeira verde, dos valores obtidos pela

equação (2.2). Permite, porém um aumento de 50% para estruturas provisórias e recomenda que o diâmetro do prego não exceda 1/6 da peça de menor espessura atravessada, a menos que seja feita furação prévia.

PFEIL (1978) utilizando estes parâmetros elaborou a Tabela 2.2, bastante prática mostrada abaixo.

TABELA 2.2 - Características e Esforços Admissíveis, em Corte Simples em Pregos de Bitolas Comerciais

Bitola	Diâmetro \bar{d} (mm)	Compr. l (mm)	Nº de pregos em pacote de 1 Kg	Espessura (cm) mínima de tábua (6d)	Penetração (cm) da ponta para desenvolver esforço admissível*		Esforço admissível \bar{F} segundo a NB-11	
					Seção Simples (12d)	Seção Mult. (8d)	$\gamma < 0,65$ $\bar{F} = 4,5d^{3/2}$	$\gamma > 0,65$ $\bar{F} = 7,5d^{3/2}$
12x12	1,6	22	1970	1,0	2,0	1,3	10	17
13x15	2,0	28	1430	1,2	2,4	1,6	13	22
14x18	2,2	36	895	1,3	2,6	1,8	15	25
15x18	2,4	36	685	1,4	2,8	1,9	17	28
16x18	2,7	36	520	1,6	3,2	2,2	20	33
17x24	3,0	50	320	1,8	3,6	2,4	23	39
17x27	3,0	54	285					
18x24	3,4	50	255	2,0	4,0	2,7	28	47
18x30		60	205					
19x30	3,9	60	170	2,3	4,6	3,0	35	58
19x36		72	140					
20x30	4,4	60	135	2,6	5,2	3,5	42	69
20x42		84	97					
22x36	5,4	72	75	3,2	6,4	4,3	56	94
22x48		100	56					
24x48	6,0	100	34	3,6	7,2	4,8	66	110
25x60	6,6	135	27	4,0	8,0	5,3	76	127
26x84	7,2	190	17	4,3	8,6	5,8	87	145

Observa-se, entretanto, nesta tabela que somente os pregos que tenham relação $l/d \geq 18$ em corte simples ou $l/d \geq 14$ em corte duplo, podem atender as exigências da Norma Brasileira para fins estruturais e coincidentemente as bitolas mais usadas em construção civil 17 x 17, 18 x 30, 19 x 36 e 22 x 48 atendem a todas as especificações.

Por este motivo a ABNT PB - 58 (1958) padronizou as seguintes bitolas métricas em mm de comprimento x 0,1mm de diâmetro: 13 x 11, 17 x 33, 21 x 15, 28 x 18, 35 x 24, 40 x 24, 40 x 27, 50 x 27, 50 x 30, 55 x 34, 60 x 34, 70 x 34, 70 x 39, 70 x 44, 80 x 49, 100 x 54, 110 x 54, 120 x 59, 140 x 64, 170 x 76, 200 x 76.

A norma DIN - 1052 (1973) recomenda para determinação da carga permanente admissível (em KP) dos pregos, orientados perpendicularmente à grã da madeira conífera, sem consideração sobre a orientação das fibras, a seguinte equação, não sendo entretanto, permitida ligação de topo para transmitir esforços.

$$\bar{F}_l = \frac{500 D^2}{1 + D} \dots\dots\dots (2.3)$$

D = diâmetro do prego em cm

As dimensões sobre uniões pregadas nas construções de madeira servem para o emprego de pregos de arame redondo com cabeça, sempre que exista em cada junta, pelo menos 4 superfícies de corte de pregos solicitados por força na mesma direção. Para pregos com outras formas do fuste e de material especial as cargas admissíveis são fixadas com base em ensaios, conforme a DIN 4110 folha 8.

A Tabela 6 traz uma relação de pregos padronizados pelas normas alemãs com suas respectivas cargas admissíveis.

Estes valores são reduzidos a 2/3 para construções submetidas à umidade ou permanentemente submersas e armações de madeira que no momento de carga estão ainda semi-sécas. Em construções onde a pintura de proteção deve ser renovada no mínimo a cada 2 anos, estas reduções não são consideradas.

No caso de furação prévia, os esforços admissíveis são aumentados de 25%. Para madeira dura, os pregos devem ser fixados sempre com furação prévia e os esforços admissíveis valem 150% da fórmula acima.

Havendo mais de 10 pregos numa mesma fileira, a carga admissível por prego é reduzida em 10% e para mais de 20 pregos numa

mesma fileira a redução é de 20%.

PFEIL (1978) recomenda a Norma DIN - 1052 para cálculo de ligações pregadas, uma vez que a prescrição da NBR 7190 não tem vinculação com os fatores determinantes do comportamento da ligação pregada.

Segundo o FPL (1955) a carga admissível para um prego liso comum, quando orientado perpendicularmente às fibras da madeira sazoadada é expressa pela seguinte fórmula:

$$\bar{F}_l = K \cdot D^{3/2} \quad \text{onde} \dots\dots\dots (2.4)$$

\bar{F}_l = carga lateral admissível em libras, por prego

D = diâmetro do prego em polegadas

K = constante que depende da espécie encontrada na Tabela 1 para as madeiras americanas mais comuns. Esta constante é obtida dividindo-se, na fórmula geral, o valor da carga no limite de proporcionalidade de juntas pregadas por um fator de redução de 1,6.

O limite último da carga lateral em madeiras macias será aproximadamente 6 vezes a carga admissível pela fórmula e para madeiras duras cerca de 11 vezes. Estas cargas se aplicam somente para condições onde as peças laterais e a peça presa na ponta do prego, são aproximadamente da mesma densidade e onde a profundidade de penetração do prego não é menor do que 10d para madeiras densas e 14d para madeiras leves.

HOYLE (1973) apresenta a mesma fórmula acima para cálculo da força lateral admissível por prego. Entretanto a constante K depende do grupo a que pertence a espécie (ver Tabela 2). Na Tabela 7 o autor relacionou a carga lateral admissível de duração normal para 3 tipos de pregos de vários tamanhos em cada tipo, mas sugere a aplicação da fórmula para o dimensionamento de pregos e espécies não tabelados.

Para total penetração e carga, a deflexão do prego é 0,015 polegada, informação útil na estimativa do movimento de juntas pregadas. Neste limite o autor considera linear a carga x deformação e apresenta a Fig. 2.19 para reduzir a carga admissível para penetrações menores do que as especificadas, porém maiores que 1/3 destas. Observa-se que nenhum aumento é permitido na carga total para penetrações acima dos valores das normas. Isto porque a carga lateral é também função de rigidez do prego e sua ação como

viga em balanço. O autor faz ainda uma interessante exposição da segurança de juntas pregadas do ponto de vista estatístico. Esta carga lateral calculada, bem como a carga calculada de arrancamento, são excedidas em 199 de 200 casos pelas respectivas resistências reais. Para juntas com múltiplos pregos, a possibilidade da junta fracassar num projeto de carregamento torna-se insignificante, da ordem de 1 em 2000 para juntas com 2 pregos e menor se mais pregos são envolvidos.

Discordando do FPL (1955) o mesmo autor afirma que do ponto de vista da real ruptura, as cargas laterais admissíveis calculadas pelas fórmulas são aproximadamente 1/5 da média da carga de ruptura para madeiras macias e 1/8 para madeiras duras.

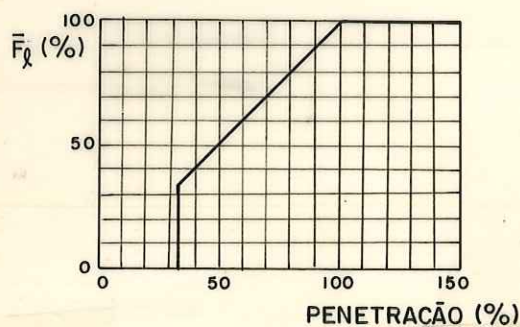


FIG. 2.19- REDUÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL EM FUNÇÃO DA PENETRAÇÃO.

A resistência lateral de pregos que penetram completamente as 3 peças de uma junta, como a da Fig. 2.20, onde ocorre cisalhamento duplo, pode ser aumentada de 1,33 a 1,66 vezes a sua resistência ao cisalhamento simples, dependendo da espessura das peças principais e laterais. A Fig. 2.21 faz a interpolação linear para vários valores dessas espessuras.

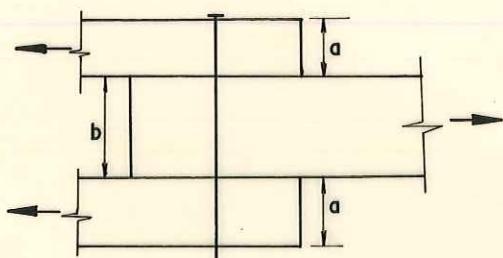


FIG. 2.20-PENETRAÇÃO COMPLETA.

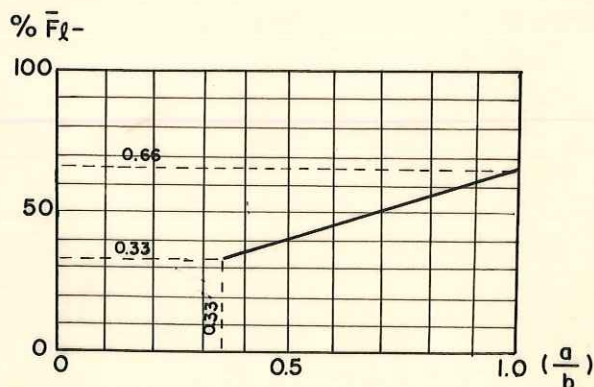


FIG. 2.21-VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA COM A RELAÇÃO a/b .

resistência
máxima
 $\frac{2a}{b}$

Entretanto, KARLSEN (1967) mostra na Fig. 2.22 um problema construtivo que pode prejudicar a resistência total da junta.

Segundo HOYLE (1973) um prego sujeito ao cisalhamento duplo e com uma ponta de comprimento $3D$ entortada como na Fig. 2.23 pode ser tratado como dois pregos em cisalhamento simples com penetração igual a espessura da peça principal, bastando ter $3/8"$ de espessura mínima de cobrejuntas.

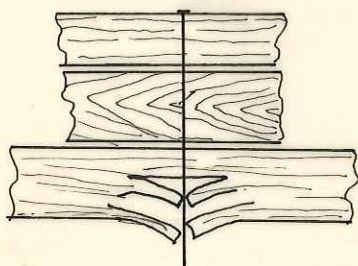


FIG. 2.22-DEFEITO DE PREGAGEM .

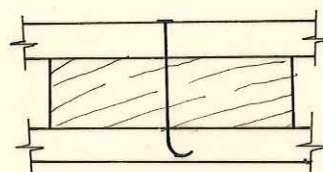


FIG. 2.23 - ENTORTAMENTO DA PONTA.

O FPL (1974) continua adotando a equação (2.4), afirmando que \bar{F}_l representa aproximadamente a carga (em libras) no limite proporcional para deslocamento relativo da junta de 0,015 polegada, para prego liso comum orientado perpendicularmente às fibras. A Figura 2.24 mostra uma curva típica carga-deformação e na Tabela 2.3, bastante simplificada, os valores de K para madeiras americanas de diferentes densidades.

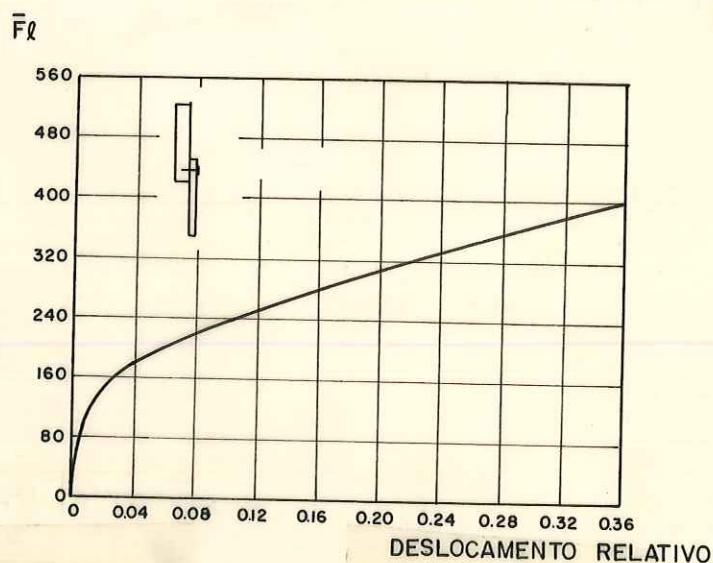


FIG. 2.24-RESISTÊNCIA LATERAL X DESLOCAMENTO RELATIVO

TABELA 2.3 - Coeficiente K para Carga Lateral em Pregos

CLASSES DE DENSIDADE Básica (G_{12})	
	Madeiras Duras
0,33-0,47	1,440
0,48-0,56	2,000
0,57-0,74	2,720
	Madeiras Macias
0,29-0,42	1,440
0,43-0,47	1,800
0,48-0,52	2,200

A carga última lateral em madeira mole pode alcançar 3,5 vezes a carga expressa pela fórmula e para madeira dura 7 vezes. Entretanto, o deslocamento relativo, nesta carga máxima é mais de 20 vezes o deslocamento relativo no limite proporcional.

A profundidade de penetração é 10D para madeiras densas e 14D para madeiras moles e a espessura da cobrejunta deve ser aproximadamente metade da penetração na peça segura pela ponta do prego.

Mostra, com base nos trabalhos de KUENZI (1951) e WILKINSON (1971) que resultados de análises teóricas que consideram o prego como uma viga suportada por apoios elásticos, que a carga lateral acima do limite proporcional para uma junta de duas peças com um prego carregadas paralelamente à grã, é dada aproximadamente pela fórmula:

$$\bar{F}_l = 0,354 \cdot K_0^{3/4} \cdot E^{1/4} \cdot I^{1/4} \cdot D^{3/4} \cdot S \quad \text{onde:}$$

\bar{F}_l = carga lateral em libras

K_0 = constante de comportamento elástico da madeira = 3.200.000G para prego liso e com furação prévia

G = peso específico à unidade de uso da madeira em g/cm^3

E = módulo de elasticidade do prego em $libras/pol^2$

I = momento de inércia da seção transversal do prego

D = seção transversal do prego em
 S = deslocamento relativo da junta em polegadas

Para um prego de seção circular de diâmetro D, a equação acima pode ser simplificada para:

$$F_{\ell} = \frac{K_0^{3/4} \cdot E^{1/4} \cdot D^{7/4} \cdot S}{6}$$

HELLMEISTER & MANTILLA (1978) comentam a validade dessa hipótese e apresentam ainda uma outra equação para a determinação da capacidade de carga de um prego, considerando-o apoiado sobre apoios rígidos.

$$\bar{F}_{\ell} = C \cdot \sigma_{cp} \cdot D \cdot B \quad \text{em kgf} \dots \dots \dots (2.5)$$

sendo:

C = coeficiente de segurança = 0,75

σ_{cp} = tensão limite de proporcionalidade da madeira em kg/cm^2

D = diâmetro do prego em mm

B = menor espessura de madeira atravessada da ligação em cm.

Estes autores acreditam com base na revisão da literatura e nos ensaios efetuados, que o cálculo e o dimensionamento de ligações pregadas não é trabalhoso e em geral, resultam em estruturas mais leves e econômicas, exigindo menor especialização da mão de obra em relação a outros conectores.

MANTILLA (1978) apresenta um trabalho de cálculo no computador, de ligações pregadas ou parafusadas, onde considera o elemento de ligação, apoiado sobre fundação elástica e considera que a teoria exposta e a verificação experimental efetuada, garantem a validade da resistência de prego ou parafuso a ser utilizado.

No caso da equação (2.4), o FPL (1974) recomenda dividi-la por 1,6 para se obter a carga lateral admissível de longa duração. Para carregamento normal este valor pode ser aumentado em 10%.

Para cargas laterais em pregos orientados de topo HOYLE (1973) recomenda 66% da carga lateral em pregos orientados perpendicularmente às fibras, sendo esta redução comutativa com qualquer ajustamento requerido pela influência da umidade.

O FPL (1974) afirma que embora a média das cargas no limite proporcional parece ser a mesma para qualquer orientação do

prego, os resultados são mais variáveis na pregação de topo e o valor mínimo alcança somente 75% do correspondente valor em pregação lateral. O FPL (1955) recomenda uma redução de 60%.

Observa-se que esta redução, no caso da resistência ao arrancamento é maior, porque o limite proporcional ao arrancamento é mais afetado do que o limite proporcional a cargas laterais, uma vez que estes se correlacionam com o limite último.

Todos concordam que no caso da resistência lateral, a carga admissível na pregagem em madeira verde, que permanecerá verde ou carregada antes da secagem, seja reduzida para 75% dos valores obtidos pelas fórmulas em madeira seca.

Para estruturas sujeitas a ciclos contínuos de umidade HOYLE (1973) adota como valor de carga admissível 25% dos valores das fórmulas. O FPL (1974) recomenda inspeção da junta pregada a cada intervalo de tempo, reforçando-a com pregos adicionais se for verificada perda de resistência, enfatizando que o simples aprofundamento das peças originais não é suficiente.

O conceito de que estruturas pregadas com madeira verde e seca em serviço, vai endurecer-se e tornar-se mais forte e rígida, não é sustentado por experiências. Mas HOYLE (1973) mostra que estes ajustamentos não são requeridos para os pregos estriados, anular ou espiral fixados em madeira seca, o que se constitui num poderoso argumento para seus usos em engenharia de estruturas. Entretanto, concorda com o FPL (1974) que os pregos de fuste deformado resistem a cargas, algo maiores que os pregos lisos, mas apresentam a mesma performance para pequenos deslocamentos e podem fadigar mais facilmente do que os lisos, quando as juntas estão sujeitas a vibrações ou inversões de tensões, verificando que quebram mais facilmente em caixas e engradados manuseados bruscamente, talvez devido à sua menor seção útil.

Para prego orientado perpendicular à grã, a direção da carga lateral com respeito a direção da grã, não tem efeito significativo na resistência à carga lateral e portanto não são necessários ajustamentos. Entretanto, quando pregos carregam uma peça perpendicularmente à grã, cuidado deve ser tomado para providenciar adequada distância da borda na direção da carga, principalmente se a junta tiver poucos pregos.

HOYLE afirma que o espaçamento mínimo varia consideravelmente e depende da densidade, umidade e características anatômicas que afetam a resistência à rachaduras, como grã reversa versus

reta e orientação tangencial versus radial com relação ao eixo do prego. Sendo assim, qualquer regra geral de espaçamento pode ser, em alguns casos, seguramente violada.

A Tabela 2.4 abaixo resume os espaçamentos adotados pelos vários autores e normas citados e que têm sido usado com sucesso na prática:

TABELA 2.4 - Distâncias entre Pregos, da Extremidade e da Borda

	Sem Furação Prévia				Com Furação Prévia			
	NB 11	DIN	WH	HOYLE	NB 11	DIN	ASTM	HOYLE
entre pregos paralela à carga	10d	10d(12d)	-	20d	-	-	-	10d
paralela à carga da borda carregada	12d	7d(10d)	-	20d	-	-	-	10d
paralela à carga da borda descarregada	5d	5d	-	-	-	-	-	-
paralela à carga da extremidade carregada	12d	15d	-	20d	-	-	-	10d
perpendicular à carga entre pregos	5d	5d	-	10d	-	-	-	3d
perpendicular à carga das bordas	5d	5d	-	5d	-	-	-	5d

O diâmetro de furação prévio deve ser de 0,85d pela NB 11 e DIN 1052 e HOYLE indica 0,9d para as espécies do grupo I e 0,7 para as espécies do grupo II, III e IV.

No caso de pré-furação a DIN 1052 permite sobre sua fórmula um acréscimo de 25% na resistência lateral do prego.

Quando utilizadas cobrejuntas metálicas, (DIN 1052, WOOD HANDBOOK 1955/75 e HOYLE 1973) estas devem ser calculadas para resistir à carga dos pregos e com furos cuidadosamente ajustados, podendo-se aumentar em 25% as resistências laterais básicas dos pregos.

Espaçamento do prego é também uma função da resistência requerida. Compensados e elementos estruturais de tábuas como: viga caixão, pórtico, cascas, placas dobradas, etc, requerem pregagem específica. Estes requisitos ditarão espaçamento e determinarão combinações ótimas do trabalho do prego, espaçamento e necessidade de pré-fabricação.

LAHR (1978), BASTOS (1980), MAFFEIS (1979) calcularam vigas compostas de 2 elementos pregados entre si. Os espaçamentos entre pregos foi determinado pela tensão de cisalhamento a flexão.

Para a duração da carga, HOYLE (1973) indica para as juntas pregadas os mesmos fatores que afetam na mesma proporção as propriedades da madeira.

carga permanente aplicada	0,90
normal, 10 anos cumulativos	1,00
2 meses cumulativos ou neve	1,15
7 dias cumulativos	1,25
vento ou terremoto	1,33
impacto	2,00

MANTILLA (1983) trabalhando com ligações pregadas, comparando vários métodos de cálculo da resistência lateral do prego, apresenta resultados que permitem concluir que o método dos apoios elásticos fornece valores mais próximos dos experimentais, porém é de mais difícil aplicação. A DIN 1052 foi a mais conservadora, seguida de perto pela NBR 7190 que é a mais prática. (Ver Tabela 8)

O esforço admissível na ligação é limitado por 50% do limite de proporcionalidade, seguido por 20% da carga de ruptura e por último pelo deslocamento relativo de 1,5mm, conforme os dados da Tabela 9. Os dados mostram que a relação espessura-diâmetro experimental está entre 5 e 7, que confirma a especificação da Norma Brasileira, mas o autor verificou grande fendilhamento da madeira ou entortamento do prego.

Aperfeiçoando a equação (2.5), através de aplicações de regressões múltiplas, o autor determinou a seguinte equação, considerada a mais genérica

$$\bar{F}_l = 2 \cdot D^{2,2} \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^{0,09} \cdot \sigma_{cp}^{0,2} \text{ em kgf}$$

ZOPONE (1985) trabalhando com vários corpos de prova de Eucalipto tereticornis ligados por vários tipos e tamanhos de pregos através de cobrejunta metálica perfurada fina, apresenta a Tabela 2.5, a seguir, que mostra claramente os valores normalizados em comparação com resultados experimentais.

TABELA 2.5 - Carga Admissível em Ligações Pregadas

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1,5	12	Esp. Curto	Placa	3880	-	-	-	-	1 - Espessura da chapa metálica de ligação
1,5	12	Liso Compr.	C. Mad.	2970	-	-	-	-	
2	12	Esp. Compr.	Cis. Prego	2865	239	47,8	39	87,5	2 - Número de pregos por chapa
2	12	Liso Curto	Cis. Prego	2485	207	41,4	45	119	3 - Tipo de prego
2	12	Esp. Curto	Cis. Prego	3730	311	62,2	45	176	4 - Local de ruptura
2	12	Liso Compr.	C. Mad	3415	-	-	-	-	5 - Carga de ruptura na ligação
1,5	12	Esp. Compr.	Cis. Prego	2295	191	38,2	39	100	6 - Carga da ruptura em um prego (P) Kgf
1,0	12	Liso Curto	Chapa	2040	-	-	-	-	7 - $\bar{F}_1 = 0,2P$
1,5	12	Esp. Curto	Cis. Prego	4010	334	66,8	45	172,5	8 - $\bar{F}_2 = K\delta^{3/2}$
1,5	12	Liso Compr.	C. Mad.	3190	-	-	-	-	9 - Carga admissível calculada pelo deslocamento de 1,5mm entre as peças ligadas.
1,5	12	Esp. Compr.	Cis. Prego	2900	242	48,4	39	107,5	
1,5	12	Liso Curto	Arr. Prego	2610	218	43,6	45	139	
1,5	8	Esp. Curto	Esp. Prego	2835	354	70,8	45	187,5	
1,5	8	Liso Compr.	Cis. Prego	3355	419	83,8	45	204	
1,5	8	Esp. Curto	Cis. Prego	3010	376	75,2	45	225	
1,5	8	Liso Compr.	Cis. Prego	3600	450	90	45	206	
1,5	12	Esp. Curto	C. Mad.	3420	-	-	-	-	
1,5	12	Liso Compr.	C. Mad.	2530	-	-	-	-	
1,5	12	Esp. Compr.	Cis. Prego	3180	265	53	39	80	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1,5	8	Liso Compr.	Placa	3660	-	-	-	-	
1,5	8	Esp. Curto	Cis. Prego	2810	351	70,2	45	187,5	
1,5	8	Liso Compr.	C. Mad.	2370	-	-	-	-	

2.4.2. - Ligações com Parafusos Auto-Atarrachantes

Os parafusos auto-atarrachantes têm formato e dimensões adequadas para as ligações estruturais simples e eficientes. São muito convenientes e funcionam como parafusos comuns em juntas, nas quais a peça principal é espessa demais para ser economicamente atravessada por parafusos comuns.

Tem diâmetros variando de 1/4 a 1" e 1 a 16" de comprimento. A parte rosqueada atinge de 1/2 a 3/4 do seu comprimento.

2.4.2.1. - Resistência ao Arrancamento

NEWLIN & GAHAGAN (1938) estudando vários tamanhos de parafusos auto-atarrachantes em várias espécies de madeiras, observaram detalhadamente a influência do seu diâmetro e da densidade básica da madeira (specific gravity) G_0 . Combinando estas duas variáveis obtiveram a seguinte equação:

$$F_a = K \cdot D^{3/4} \cdot G_0^{3/2} \dots \dots \dots (2.6)$$

Sendo: F_a = carga última de arrancamento em libras por polegada de penetração do parafuso auto-atarrachante
 K = constante, valendo 7500 para as espécies estudadas
 D = diâmetro do parafuso auto-atarrachante em polegadas
 G_0 = densidade básica da madeira baseada na massa e no volume da madeira seca em estufa (ver Tabela 10 do Anexo)

Embora as propriedades de resistência da madeira como a dureza, resistência à compressão paralela ou normal determinem o seu comportamento nas ligações, nenhuma propriedade isolada apresenta melhor correlação com a resistência ao arrancamento do parafuso auto-atarrachante do que a densidade básica.

NEWLIN & GAHAGAN recomendam o diagrama mostrado na Fig. 2.25, muito prático, para a resolução de problemas de juntas com parafusos auto-atarrachantes, variando de 1/4 a 1 polegada de diâmetro para madeiras de qualquer densidade básica.

A carga admissível no parafuso auto-atarrachante deve ser

tomada como $1/5$ do valor calculado pela equação acima.

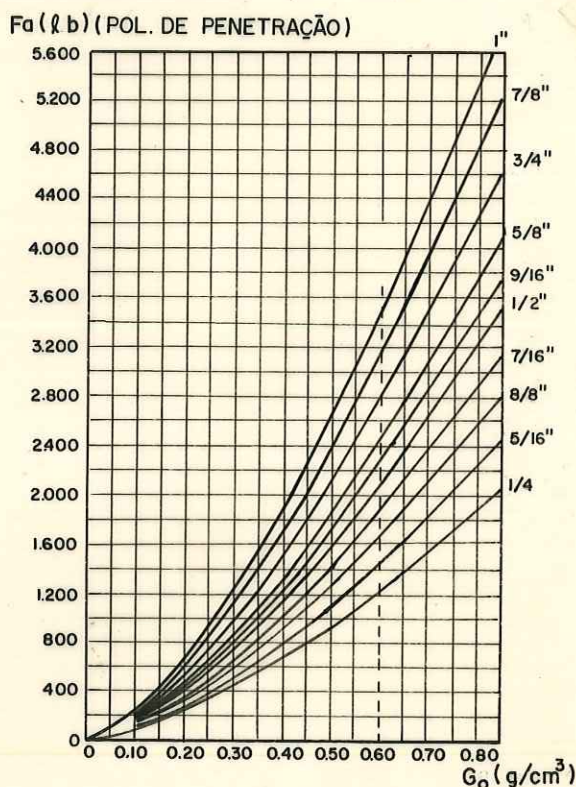


FIG. 2.25 - CARGA DE ARRANCAMENTO DE PARAFUSOS AUTO ATARRACHANTES, DE VÁRIOS DIÂMETROS, EM FUNÇÃO DA DENSIDADE BÁSICA .

A Fig., 2.26 mostra o aumento da capacidade de carga de arrancamento com o aumento da profundidade de penetração. É interessante observar que para o Carvalho branco (White oak), a profundidade de 4 polegadas, a resistência ao arrancamento de um parafuso auto-atarrachante de $5/8$ de polegada é maior do que a sua resistência última de tração.

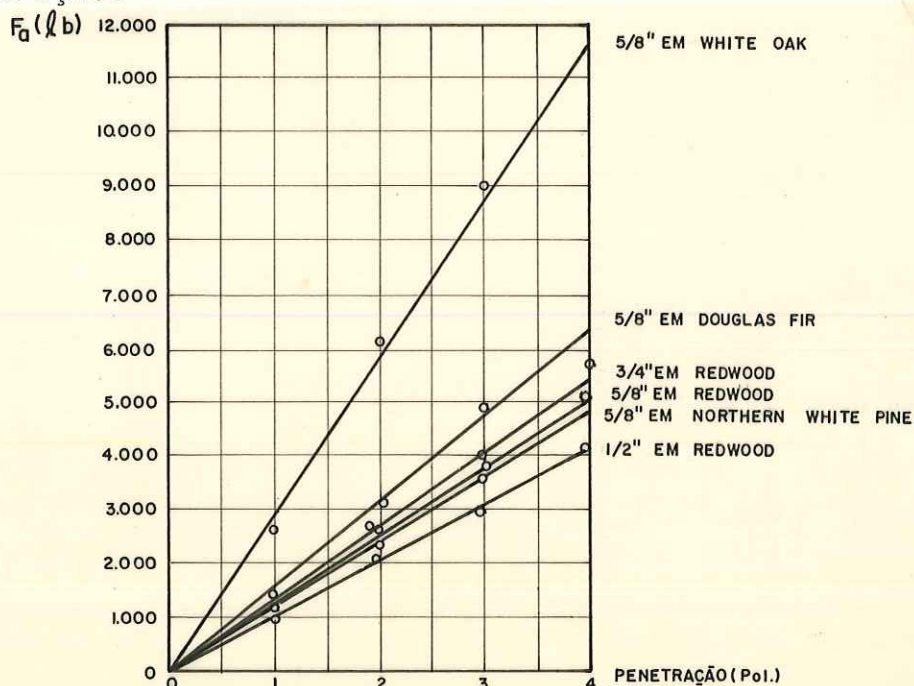


FIG. 2.26 - CARGA DE ARRANCAMENTO DE PARAFUSOS AUTO-ATARRACHANTES DE VÁRIOS DIÂMETROS, EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO

O FPL (1955) fornece diretamente a carga admissível de arrancamento (\bar{F}_a), em madeira seca, em libras por polegada de penetração

$$\bar{F}_a = 1500 \cdot G_0^{3/2} \cdot D^{3/4}$$

Esta equação é idêntica à anterior, para:

$$\bar{F}_a = 0,2F_a$$

Segundo este Laboratório a resistência é baseada no ensaio dos parafusos auto-atarrachantes tendo tensão limite de tração igual a 77000 PSI. Para outros parafusos, a resistência ao arrancamento será ajustada na mesma proporção, observando-se que a tensão no limite de tração do aço não deve ser excedida na seção útil da rosca do parafuso.

Para HOYLE Jr. (1973) a resistência ao arrancamento do parafuso auto-atarrachante é uma função do seu diâmetro, do comprimento da parte rosqueada na peça principal e da densidade básica da madeira. Na Tabela 11 do Anexo estão relacionadas as cargas de arrancamento admissível, perpendicular às fibras em parafusos auto-atarrachantes, com os diâmetros dos parafusos e com as características de diferentes espécies de madeira. A densidade básica média de cada espécie de madeira permite cálculo mais aproximado do real, em relação a média de um grupo de espécies, pois a carga de arrancamento é muito sensível à variação da densidade básica.

HOYLE recomenda, com base nas especificações da National Design Specifications (NDS), limitar a carga do parafuso auto-atarrachante àquela desenvolvida para a penetração de 7D para o grupo I, 8D para o grupo II, 10D para o grupo III e 11D para o grupo IV e também, o uso de arruelas sob as cabeças dos parafusos.

O FPL (1974) apresenta uma equação para determinar a carga última de arrancamento (F_a) do parafuso auto-atarrachante.

$$\text{Sendo: } F_a = 8100 \cdot G_{12}^{3/2} \cdot D^{3/4} \cdot L \dots\dots\dots (2.7)$$

L = comprimento da parte rosqueada atuante

G_{12} = densidade básica, com base no peso seco em estufa e volume a 12% de umidade. É publicada pelo FPL uma extensa tabela relacionando os valores de G_{12} para as espécies mais comuns em madeiras americanas.

A carga admissível, na prática tem sido usada como $1/5$ do valor da equação (2.7), considerando-se também a sua variabilidade nos resultados dos ensaios e a duração do carregamento. Para cargas de duração normal permite-se um acréscimo de 10%.

A profundidade de penetração indicada é de 7D para espécies mais pesadas e de 10 a 12D para espécies mais leves.

Com relação à influência da umidade da madeira NEWLIN & GAHAGAN (1938) obtiveram 2% de variação na resistência ao arrancamento de parafusos auto-atarrachantes para cada 1% de variação da umidade.

HOYLE (1973) adota os ajustes da resistência idênticos aos indicados para os parafusos comuns. Os valores da Tabela 3 do Anexo 2 são indicadas para um parafuso ou para uma única fileira paralela às fibras em todas as peças da ligação, para madeira seca ou para madeira úmida.

Para madeira úmida em serviço ou úmida na instalação, adotando-se os valores tabelados com um fator de redução de 0,67. No caso de madeira exposta ao tempo, adota-se o fator 0,75, quando a umidade excede 16%. Para mais de uma fileira paralela às fibras, adota-se somente 40% dos valores da tabela.

Não é recomendada a utilização na direção das fibras. Quando for necessária esta colocação, é recomendada a adoção de apenas $3/4$ da resistência ao arrancamento do parafuso quando orientado perpendicularmente às fibras.

2.4.2.2. - Resistência Lateral

Na resistência lateral, o parafuso auto-atarrachante apresenta comportamento semelhante ao dos parafusos passantes ou até de simples pinos de aço. A diferença básica entre o parafuso auto-atarrachante e o pino de aço está na existência da rosca atarrachante, capaz de desenvolver um esforço resistente adicional, principalmente nas cargas mais elevadas. O parafuso auto-atarrachante pode ser usado com vantagem e economia, quando as peças principais são mais espessas. No caso de pequenas espessuras a serem atravessadas, o parafuso auto-atarrachante não terá lugar para fixação. Neste caso o parafuso passante é mais eficiente.

Segundo NEWLIN & GAHAGAN (1938) não há nas ligações com parafusos auto-atarrachantes, um limite elástico verdadeiro, pois

as deformações devido às cargas não desaparecem totalmente quando as cargas forem removidas. Como na resistência ao arrancamento, a densidade básica da madeira tem sido o melhor critério para se determinar a magnitude da sua resistência lateral e das deformações.

Para estes autores, a carga no limite de proporcionalidade nos parafusos auto-atarrachantes varia com a densidade básica, elevada à potência $3/4$, Fig. 2.27, ou aproximadamente com a raiz quadrada da tensão de ruptura à compressão paralela; ou ainda com o quadrado do diâmetro, como no caso do Northern White Pine, Fig. 2.28.

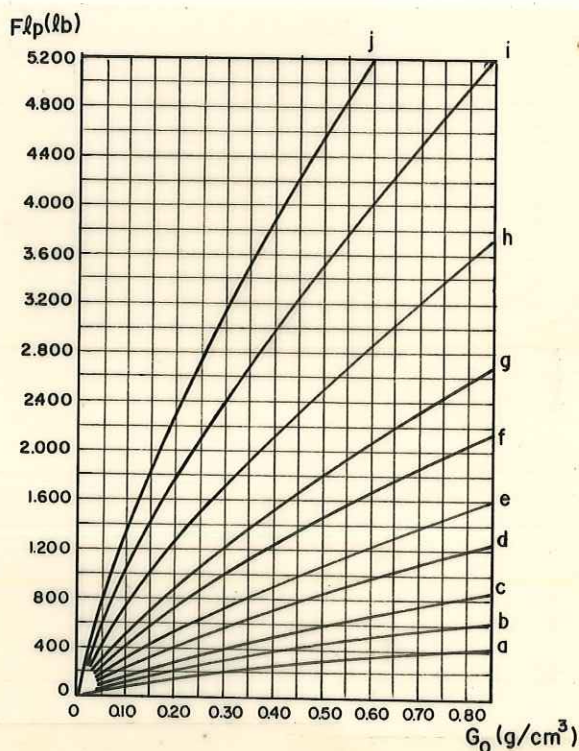


FIG.2.27-CARGA LATERAL EM PARAFUSOS AUTO-ATARRACHANTES DE VÁRIOS DIÂMETROS, EM FUNÇÃO DA DENSIDADE BÁSICA

a: parafuso de 1/4"	$F_{lp} = 475 G_0^{3/4}$
b: parafuso de 5/16"	$F_{lp} = 710 G_0^{3/4}$
c: parafuso de 3/8"	$F_{lp} = 1,000 G_0^{3/4}$
d: parafuso de 7/16"	$F_{lp} = 1,420 G_0^{3/4}$
e: parafuso de 1/2"	$F_{lp} = 1,800 G_0^{3/4}$
f: parafuso de 9/16"	$F_{lp} = 2,420 G_0^{3/4}$
g: parafuso de 5/8"	$F_{lp} = 3,030 G_0^{3/4}$
h: parafuso de 3/4"	$F_{lp} = 4,220 G_0^{3/4}$
i: parafuso de 7/8"	$F_{lp} = 5,890 G_0^{3/4}$
j: parafuso de 1"	$F_{lp} = 7,650 G_0^{3/4}$

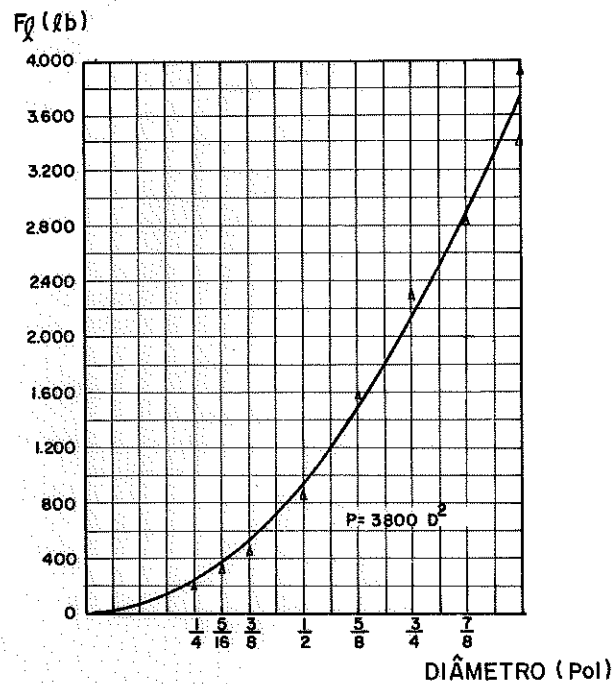


FIG.2.28-CARGA LATERAL PARA NORTHERN WHITE PINE

Verificaram também um significativo acréscimo na carga de ruptura com o aumento da relação ϕ de 1 até 7, Fig. 2.29, sendo:

$$\phi = b/D$$

b = espessura da peça fixada

D = diâmetro do parafuso auto-atarrachante

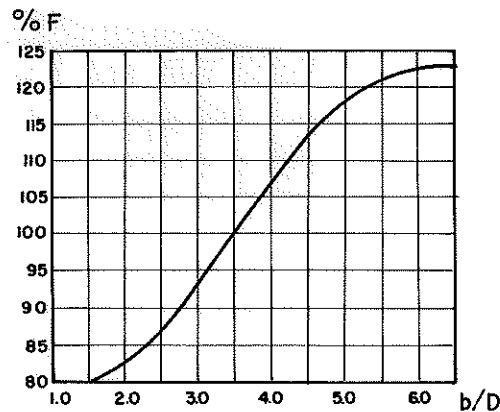


FIG.2.29-CARGA LATERAL X RELAÇÃO ESPESSURA DA PEÇA DIÂMETRO DO PARAFUSO AUTO ATARRACHANTE

Entretanto, este acréscimo não foi acompanhado pelo acréscimo de carga no limite de proporcionalidade. Para a espessura das peças fixadas até $3,5D$, os resultados obtidos foram muito irregulares.

Na Tabela 2.6, os autores apresentaram 4 valores de constantes K , para 4 grupos de espécies. Estas constantes foram obtidas ajustando-se a carga no limite de proporcionalidade de espécies

de madeira incluídas nos grupos. Para isto foram adotados valores 20% acima dos limites de proporcionalidade a fim de permitir um acréscimo na resistência da madeira seca e dividindo-se a seguir por um fator 2,25 considerando-se a variabilidade do material, pequenos defeitos ao redor do parafuso auto-atarrachante e sobrecarga. Estas equações se referem a uma relação \emptyset igual a 3,5 e profundidade de penetração de 7D a 11D para os grupos 4 a 1 respectivamente.

TABELA 2.6 - Valores de K para Cálculo da Carga Admissível em Parafusos Auto-Atarrachantes

GRUPO	ESPECIES DE MADEIRA	EQUAÇÃO
1	-Cedar, northern and southern white ----- -Fir, balsam and commercial white ----- -Hemlock, eastern ----- -Pine, ponderosa, sugar, northern white, and western white ----- -Spruce, Engelmann, red, Sitka, and white --	$P_1=1,500D^2$
2	-Aspen and largetooch aspen ----- -Basswood ----- -Cedar, Alaska, Port Orford, and western red ----- -Chestnut ----- -Cottonwood, black and eastern ----- -Cypress, southern ----- -Douglas fir (Rocky Mountain type) ----- -Hemlock, western ----- -Pine, Norway ----- -Redwood ----- -Tamarack ----- -Yellow poplar -----	$P_1=1,700D^2$
3	-Ash, black ----- -Birch, paper ----- -Douglas fir (Coast type) ----- -Elm (soft), American and (grey) slippery -- -Gum, black, red, and tupelo ----- -Larch, western ----- -Maple, (soft) red and silver ----- -Pine, southern yellow ----- -Sycamore -----	$P_1=1,900D^2$
4	-Ash, commercial white ----- -Beech ----- -Birch, sweet and yellow ----- -Elm, rock ----- -Hickory, true and pecan ----- -Maple (hard), black and sugar ----- -Oak, commercial red and white -----	$P_1=2,200D^2$

O FPL (1955) indica que a carga lateral admissível (\bar{F}_L) em libras para parafusos auto-atarrachantes colocados perpendicularmente às fibras e carregados paralelamente às fibras, de madeira

seca ao ar pode ser determinada pela equação:

$$\bar{F}_l = K D^2 \dots\dots\dots (2.8)$$

Sendo: K = constante dependente da densidade básica da espécie, dada na Tabela 1 do Anexo.

D = diâmetros em polegadas do fuste do parafuso auto-atarrachante

Esta equação é indicada para $b/D = 3,5$.

Para outras espessuras (b), a carga admissível calculada deve ser multiplicada por fatores apresentados na Tabela 2.7.

TABELA 2.7 - Influência da Relação b/D na Carga Admissível

	2	2 1/2	3	3 1/2	4	4 1/2	5	5 1/2	6	6 1/2
fator %	0,62	0,77	0,93	1,0	1,07	1,13	1,18	1,21	1,22	1,22

HOYLE Jr (1973) apresentou tabelas da National Forest Products Association (NFPA), transcritas nas tabelas do Anexo, as quais fornecem a carga lateral admissível para vários tamanhos de parafusos auto-atarrachantes e para várias espessuras da peça lateral fixada em madeira seca.

Em 1974 o FPL apresentou uma equação, para expressar a carga lateral, no limite de proporcionalidade (F_{lp}) em parafuso auto-atarrachante de diâmetro (D).

$$F_{lp} = K D^2 \dots\dots\dots (2.9)$$

Em relação aos estudos efetuados em 1955, houve grande simplificação na determinação das constantes K, resumidas na Tab. 2.8.

TABELA 2.8 - Coeficiente K para Carga Lateral em Parafusos Auto-Atarrachantes

CLASSES DE DENSIDADE Básica (G_{12})		
		Madeiras Duras
0,33-0,47		3,820
0,48-0,56		4,280
0,57-0,74		4,950
		Madeiras Macias
0,29-0,42		3,380
0,43-0,47		3,820
0,48-0,52		4,280

Estes valores são indicados para $b/D = 3,5$. Para outras espessuras, usar os valores da Tabela 2.7.

A carga admissível é encontrada, dividindo-se os valores obtidos na equação (2.9), pelo fator 2,25, para levar em conta a variabilidade nos resultados dos ensaios e duração prolongada da carga. Para carregamento de duração normal, é permitido um acréscimo de 10%.

Quando o parafuso auto-atarrachante é colocado perpendicularmente às fibras da madeira e a carga é aplicada também perpendicularmente à grã, o LPF, recomenda a multiplicação do valor da carga admissível pela equação da resistência lateral, por fatores apropriados, Tabela 2.9.

TABELA 2.9 - Fatores que Transformam a Carga Lateral em Carga Lateral Inclinada em Relação às Fibras

D (polegadas)	Fator
3/16	1,00
1/4	0,97
5/16	0,85
3/8	0,76
7/16	0,70
1/2	0,65
5/8	0,60
3/4	0,55
7/8	0,52
1	0,50

Para outros ângulos de carregamento, a carga admissível pode ser calculada a partir das cargas paralela ou perpendicular, utilizando a equação de Hankinson ou o diagrama de Sholten, Figura 2.30.

$$F_{\ell\theta} = \frac{F_{\ell} \cdot F_{\ell N}}{F_{\ell} \sin^2 \theta + F_{\ell N} \cos^2 \theta} \dots\dots\dots (2.10)$$

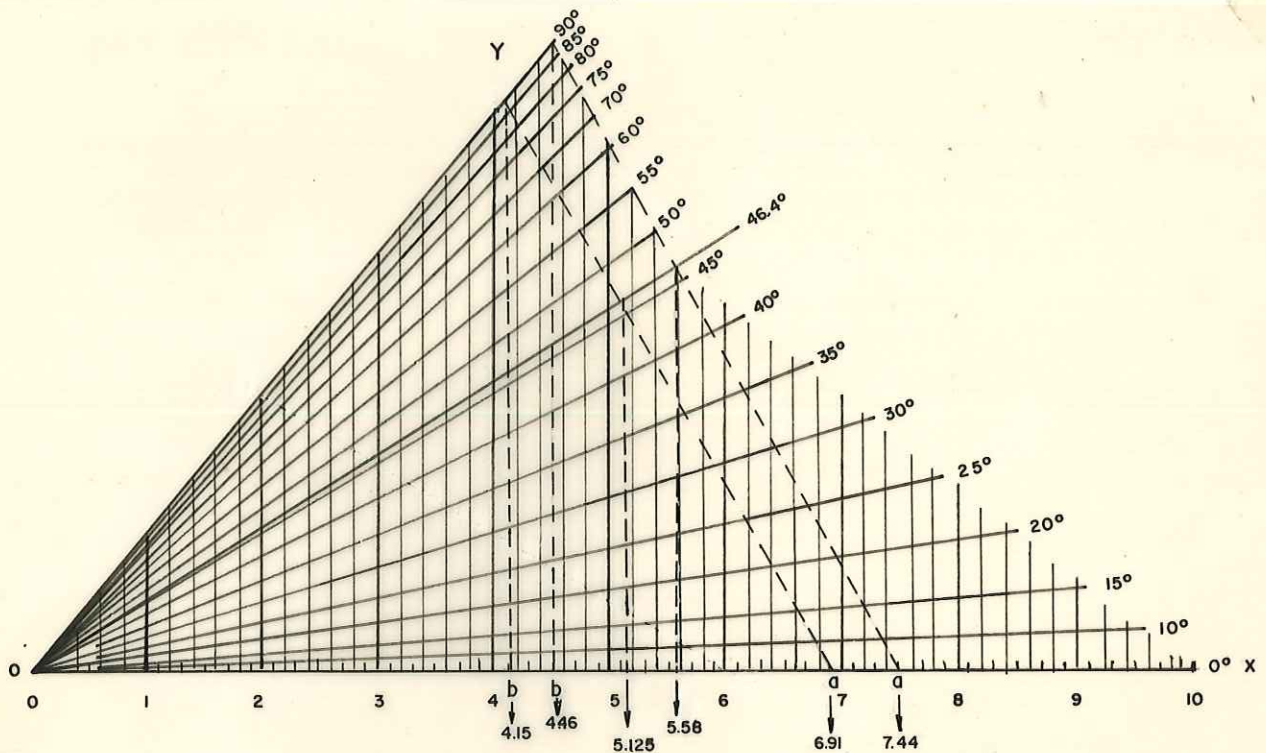


FIG. 2.30 - DIAGRAMA DE SCHOLTEN.

HELLMEISTER (1973), comparou o comportamento de madeiras nacionais submetidas à compressão, variando de 0 a 90° o ângulo formado entre a direção das fibras e a direção da carga aplicada, Fig. 2.31, concluindo pela validade da aplicação da equação de Hankinson e do diagrama de Scholten

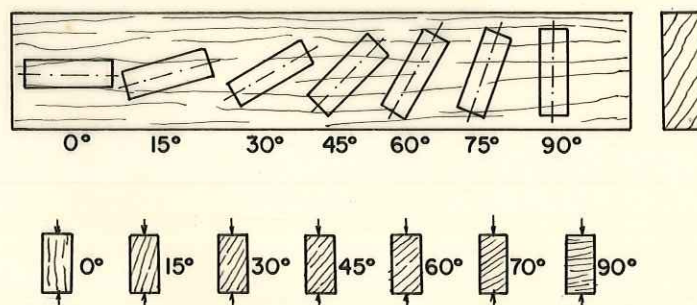


FIG. 2.31 - ESQUEMA DE OBTENÇÃO DO CORPO DE PROVA PARA ENSAIOS DE COMPRESSÃO EM DIREÇÃO INCLINADA AS FIBRAS

Os valores de resistência lateral calculados pelos métodos anteriores são baseados na completa penetração da parte lisa do fuste na cobrejunta, mas não na peça principal. Quando a parte do fuste penetra na peça principal, NEWLIN & CAHAGAN (1938), aproveitando resultados de TRAYER (1932), e ensaiando várias profundidades desta penetração, elaboraram um diagrama, Fig.2.32, no qual é evidenciada a porcentagem de acréscimo de resistência da ligação.

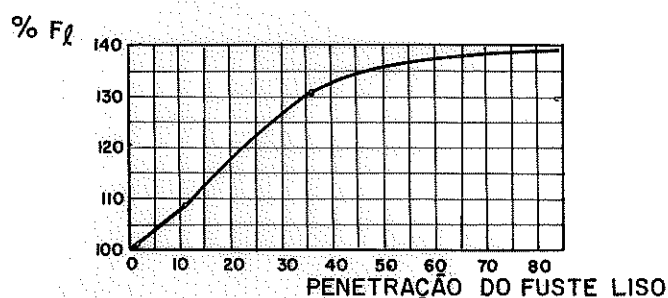


FIG.2.32- ACRÉSCIMO DA RESISTÊNCIA LATERAL COM A PENETRAÇÃO DO FUSTE LISO

A partir de 7 D de penetração o acréscimo de resistência chega a 40%.

Entretanto, se a porção lisa do parafuso não for suficiente para atravessar a cobrejunta a carga admissível deve ser reduzida em 20%.

Com relação a esse mesmo aspecto, o FPL (1955 e 1974) apresenta os fatores de majoração da carga admissível de acordo com a relação C_l/D , Tabela 2.10, sendo C_l comprimento do fuste liso efetivamente penetrante na peça principal e D o seu diâmetro.

TABELA 2.10 - Influência da Relação C_l/D na Carga Admissível

C_l/D	1	2	3	4	5	6	7
Fator (%)	8	17	26	33	36	38	39

Quando a peça lateral é de metal, é permitido um acréscimo de 25% na resistência lateral e as diferenças em espessuras terão muito pequena influência sobre as cargas. NEWLIN & CAHAGAN (1938) mostraram, Fig.2.33, como a espessura da peça lateral influencia na resistência lateral do parafuso auto-atarrachante no ensaio de três espécies de madeiras americanas. Para madeira mole, uma peça lateral fina produz um único momento no parafuso auto atarrachante, próximo à superfície da peça

principal. Quando a peça lateral é espessa, há um momento reverso na porção lisa do fuste dentro da peça lateral, e num ponto mais interno da peça principal.

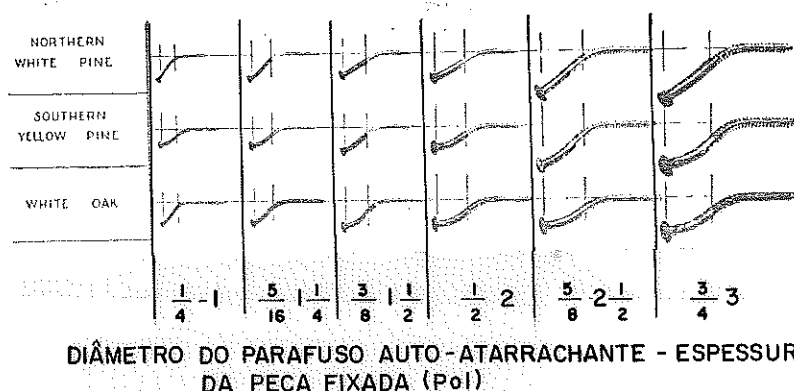


FIG. 2.33 - DEFORMAÇÃO DE PARAFUSOS AUTO-ATARRACHANTES CARREGADOS LATERALMENTE

Quando o fuste liso do parafuso auto-atarrachante penetra somente uma distância na peça principal, a flexão ocorre na rosca. Com penetração maior, a flexão ocorrerá no fuste liso mais resistente do parafuso. Este tipo de flexão se repete no caso de madeiras mais densas, mas é menos pronunciada.

Segundo o FPL (1974), não é recomendável o emprego dos parafusos auto-atarrachantes aplicados de topo (paralelamente às fibras), pois rachaduras podem ocorrer quando as cargas atuam perpendicularmente à grã. Neste caso, a carga admissível deve ser tomada como 2/3 daquela obtida para resistência lateral, não permitindo também nenhum acréscimo, mesmo quando a cobrejunta é de metal.

Os espaçamentos, distâncias das extremidades e bordas, e seção útil para juntas com parafusos auto-atarrachantes, devem ser os mesmos adotados para juntas com parafusos comuns de diâmetro equivalente.

Com relação à influência da umidade em ligações com parafusos auto-atarrachantes, segundo HOYLE Jr. (1973) quando os parafusos são instalados em madeira verde, a qual secará em serviço, deve ser considerada somente 40% de sua resistência. A cobrejunta pode ser constituída por sarrafos independentes, para cada fila de parafusos. Neste caso é permitida a utilização da resistência total do parafuso.

De acordo com o UNIFORM BUILDING CODE (UBC), os parafusos auto-atarrachantes devem ser rosqueados em furos com 75% do diâmetro do parafuso e a NDS recomenda para a rosca, diâmetro do furo igual a 65-85% do diâmetro do parafuso para espécies do grupo I,

60-70% para as espécies do grupo II e 40-70% para as espécies do grupo III e IV.

Os menores valores dos intervalos se referem a parafusos de menores diâmetros e os valores maiores são para parafusos de maiores diâmetros.

O FPL (1974) recomenda para espécies mais moles como os CEDARS o WHITE PINES, 40 a 70% do diâmetro do fuste, 60 a 70% para DOUGLAS FIR e SOUTHERN PINE e 65 a 85% para madeiras densas como os OAKS. Na parte lisa do fuste o diâmetro do furo prévio deve ser igual ao diâmetro do parafuso .

A eficiência do parafuso auto-atarrachante, depende de sua cuidadosa introdução por toque, usando chaves adequadas e justas, nunca a martelo. Lubrificantes como cera de abelha, óleo lubrificante ou outros, aplicados à rosca, facilitarão a inserção principalmente em espécies mais densas, prevenindo danos, sem afetar a resistência do parafuso auto-atarrachante.

2.4.3. - Ligação com Parafusos Passantes

Segundo HELLMEISTER (1977), o estudo destas ligações é bastante complicado, embora pareça simples. Na maioria dos trabalhos publicados são apresentados apenas resultados de ensaios de compressão, devido à grande dificuldade para a realização dos ensaios à tração, embora esta solicitação seja a mais frequente na prática.

Esta dificuldade está sendo vencida pois, atualmente está sendo construído no LaMEM um equipamento para tração e compressão, especial para os ensaios de ligações em escala real.

Hellmeister adotou como válida a distribuição uniforme de esforços dos parafusos de uma ligação.

De acordo com o Wood Handbook (FPL -174) as ligações contendo seis ou mais parafusos em fila, têm distribuição variada de cargas. Os parafusos das extremidades absorvem usualmente 50% da carga. Os últimos absorvem a menor parte da carga. Mais do que seis parafusos numa mesma fileira, não aumentam substancialmente a resistência elástica da junta, pois os parafusos adicionais tendem a reduzir a carga dos parafusos menos carregados.

CRAMER (1968) desenvolveu um método simplificado de análise para prever a distribuição de cargas entre os parafusos em ligações tracionadas.

LUCHESE & STAMATO (1967) citaram o peso específico, procedência, defeitos da madeira, umidade e velocidade de carregamento como os fatores principais capazes de alterar os resultados dos ensaios de ligações parafusadas.

A NBR 7190 (1982) proíbe, no cálculo das ligações, levar em conta o atrito das superfícies em contato, bem como a transmissão de esforços por estribos, braçadeiras e grampos.

LUCHESE & STAMATO (1967), ensaiando ligações centradas nas quais ocorrem os planos de cisalhamento no parafuso, com solicitação paralela às fibras da madeira, apresentando a peça central largura (b) e laterais $b/2$, Fig. 2.34, encontraram pequena diferença em ligações com pinos de aço para cargas correspondentes ao deslocamento relativo de 1,5 mm entre as peças ligadas e cargas no limite de proporcionalidade. Verificaram ação favorável das porcas e arruelas na carga de ruptura.



FIG. 2.34- ESQUEMA DE C.P. DE LIGAÇÃO SIMÉTRICA COM PARAFUSO PASSANTE.

Decidiram ensaiar somente ligações com pinos, considerando o caráter precário com o das forças de atrito dependentes do maior ou menor ajustamento das peças interligadas. Este ajustamento é, entretanto, dependente das decorrentes das variações da umidade do ar, condições de inchamento ou retração da madeira.

LUCHESE e STAMATO apresentaram os resultados obtidos, ensaiando peças de Peroba rosa, interligadas por pinos de aço, para a determinação da carga admissível, por pinos através das equações:

$$\bar{F}_p = 75 b \delta \quad \text{ou} \quad \bar{F}_p = 450 \delta^2$$

sendo:

\bar{F}_p = carga admissível no parafuso na direção paralela às fibras. (Usar o menor dos dois valores)

b = espessura da peça central

δ = diâmetro do parafuso

Analogamente, obtiveram a carga admissível para as ligações com esforços na direção normal às fibras, através das equações:

$$\bar{F}_n = 37 n b \delta \quad \text{ou} \quad \bar{F}_n = 270 n \delta^2$$

O valor de n , função do diâmetro do parafuso, dado pela Tab.2.11 é apresentado na NBR 7190, na ASTM D1761 e pelo FPL.

TABELA 2.11 - Valores do Coeficiente n em Função do Diâmetro do Parafuso

	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4					
δ (cm)	0,64	0,93	1,27	1,59	1,90	2,22	2,54	3,18	3,81	4,44	5,08	5,72	7,62
n	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33	1,27	1,19	1,14	1,10	1,07	1,03	1,00

Comparando estas equações, com as especificações do FPL, da DIN 1052, da NBR7190 e de JOHANSEN (método plástico), encontraram

certa dispersão entre os resultados, sendo a NB 11 excessivamente conservadora nas especificações para o cálculo das ligações por solicitação normal às fibras.

Os ensaios de LUCHESE-STAMATO apresentam resultados concordantes com os resultados dos ensaios realizados por TRAYER e SCHOLTEN utilizando madeiras norte-americanas e mostrando a dependência da tensão admissível na área projetada do furo da peça central em função decrescente da esbeltez b/δ do parafuso.

Em 1971, AGOSTIN, CATTO e STAMATO através de experimentação análoga, em madeira de Pinho do Paraná e Eucalipto citriodora, obtiveram as equações seguintes:

- Para Pinho do Paraná

$$\bar{F}_p = 45 b\delta \quad \text{ou} \quad \bar{F}_p = 236 \delta^2$$

$$\bar{F}_n = 21 \eta b\delta \quad \text{ou} \quad \bar{F}_n = 148 \eta \delta^2$$

- Para Eucalipto citriodora

$$\bar{F}_p = 105 b\delta \quad \text{ou} \quad \bar{F}_p = 640 \delta^2$$

$$\bar{F}_n = 57 \eta b\delta \quad \text{ou} \quad \bar{F}_{pn} = 346 \eta \delta^2$$

Estas equações são baseadas no menor dos dois valores: carga correspondente ao deslocamento de 1,5mm entre as peças ligadas ou 20% da carga de ruptura. Não consideraram o valor da carga admissível equivalente à 50% da carga no limite de proporcionalidade, como recomenda a norma, pois este limite não se apresentava bem definido devido ao andamento curvilíneo do diagrama carga-deformação.

Nos resultados obtidos pelo FPL (1974), a tensão no limite de proporcionalidade de uma ligação de madeira seca ao ar, com duas cobrejuntas de metal, foi de 60% da tensão de ruptura para madeiras moles e 80% para madeiras duras. Quando foram usadas duas cobrejuntas de madeira, tendo cada uma metade da espessura da peça principal, a resistência foi de 80% daquela com cobrejuntas de aço.

A Fig. 2.35, de AGOSTIN, CATTO e STAMATO (1971), mostra claramente a variação da resistência da ligação parafusada, com as variações da espessura da peça central e diâmetro do parafuso.

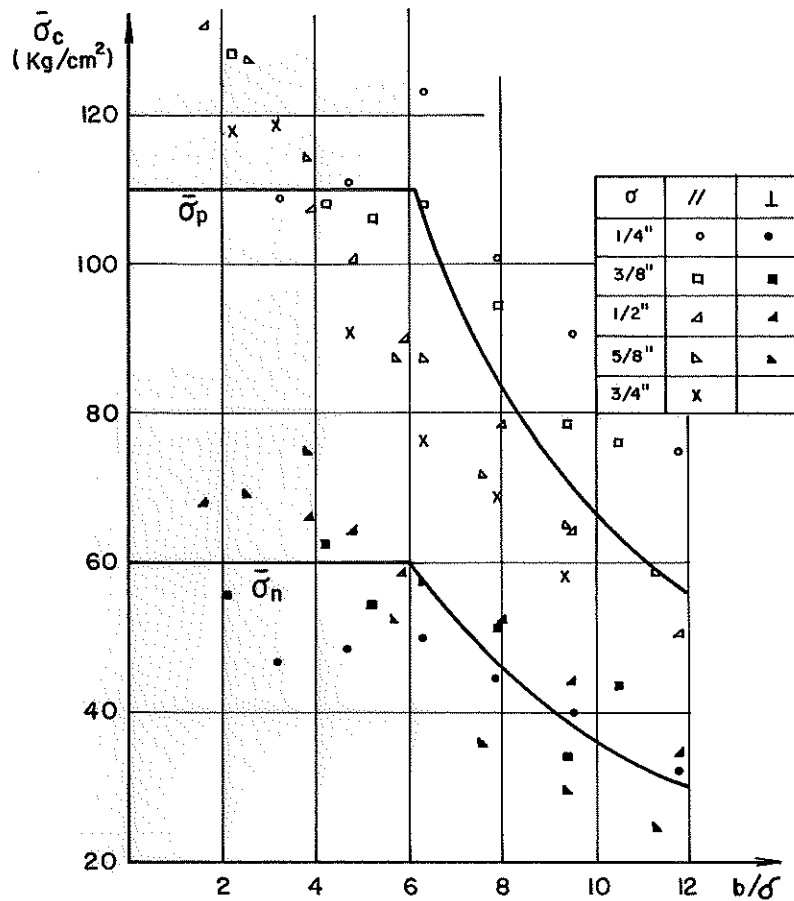


FIG. 2.35- LIGAÇÃO COM PARAFUSO PASSANTE $\bar{\sigma}_p$ E $\bar{\sigma}_n$ PARA EUCALIPTO CITRIODORA.

Na falta de experiências com madeiras brasileiras a NBR 7190/82 permite calcular os esforços admissíveis em ligações com parafusos de aço através de duas peças laterais metálicas, de acordo com:

Força admissível paralela às fibras

$$\bar{F}_p = \bar{\sigma}_p \cdot W \cdot b \cdot \delta \dots\dots\dots (2.11)$$

sendo:

$$\bar{\sigma}_p = 0,18 \sigma_c$$

$$w' = \frac{59 \sigma_e \delta^2}{\bar{\sigma}_p b^2}$$

σ_e = tensão de escoamento do aço

$$W = \frac{22,6 + w' + 0,00575 w'^2}{100} \text{ quando } w' \leq 33,3 \text{ ou}$$

$$W = \frac{25 + 0,75 w}{100} \leq 1 \quad \text{quando } w > 33,3$$

Força admissível normal às fibras

$$\bar{F}_n = \sigma_n \cdot w \cdot M \cdot b \cdot \delta \dots\dots\dots (2.12)$$

sendo:

$$\bar{\sigma}_n = 0,045 \sigma_c = 0,25 \bar{\sigma}_p$$

$$w = \frac{26,2 \cdot \sigma_c \delta^2}{\sigma_n b^2}$$

No caso de duas cobrejuntas serem de madeira, a força admissível paralela às fibras é igual a 80% da força calculada pela eq. (2.11) e a força admissível normal às fibras é igual à força calculada pela eq. (2.12). Em ambos os casos, não se considera valores de (b) superiores ao dobro da largura da peça lateral menos espessa.

Quando a ligação é excêntrica, Fig. 2.36, com apenas duas peças de madeira, a força admissível será igual a metade da calculada para cobrejuntas de madeira, considerando-se (b) igual ao dobro da largura da peça menos espessa.

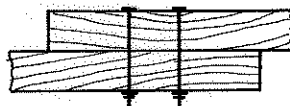
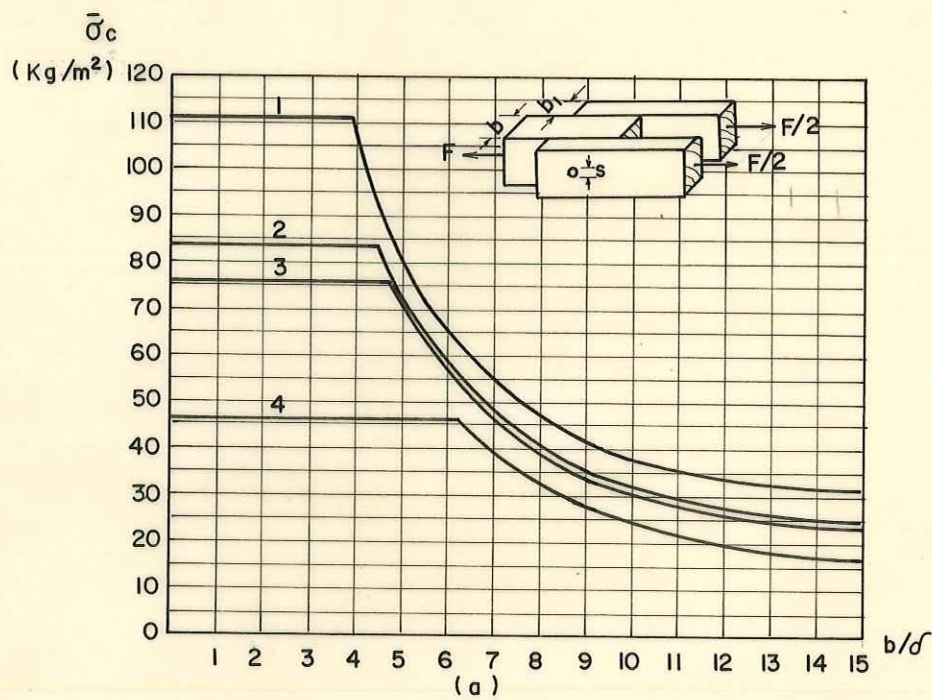


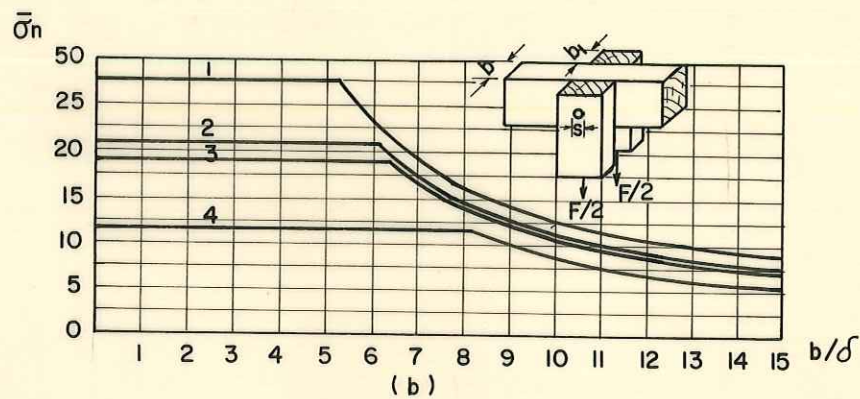
FIG. 2.36 - ESQUEMA DE C.P. DE LIGAÇÃO EXCÊNTRICA COM PARAFUSO PASSANTE

Para esforço inclinado em relação às fibras, aplicar a fórmula de HANKINSON.

Para as espécies Ipê-tabaco, Peroba de campos, Peroba rosa e Pinho do Paraná a NBR 7190/82 apresenta âbacos, Fig. 2.37, para o cálculo da tensão admissível na área $b\delta$ em função da relação b/δ



$\bar{\sigma}_c$ = TENSÃO ADMISSÍVEL PARALELA AS FIBRAS NA ÁREA b/d



$\bar{\sigma}_n$ = TENSÃO ADMISSÍVEL NORMAL AS FIBRAS NA ÁREA b/d

- 1 - IPE AMARELO
- 2 - PEROBA DE CAMPO
- 3 - PEROBA ROSA
- 4 - PINHO DO PARANÁ

FIG. 2.37- TENSÃO ADMISSÍVEL, EM LIGAÇÕES PARAFUSADAS COM COBREJUNTAS METÁLICAS. σ_e AÇO ≥ 3000 Kg/cm²

HELLMEISTER (1977) resume didaticamente na Fig. 2.38 os espaçamentos indicados pela literatura, recomendando utilizar uma redução de 25% na capacidade de carga das ligações expostas ao intemperismo e 33% nas ligações permanentemente molhadas:

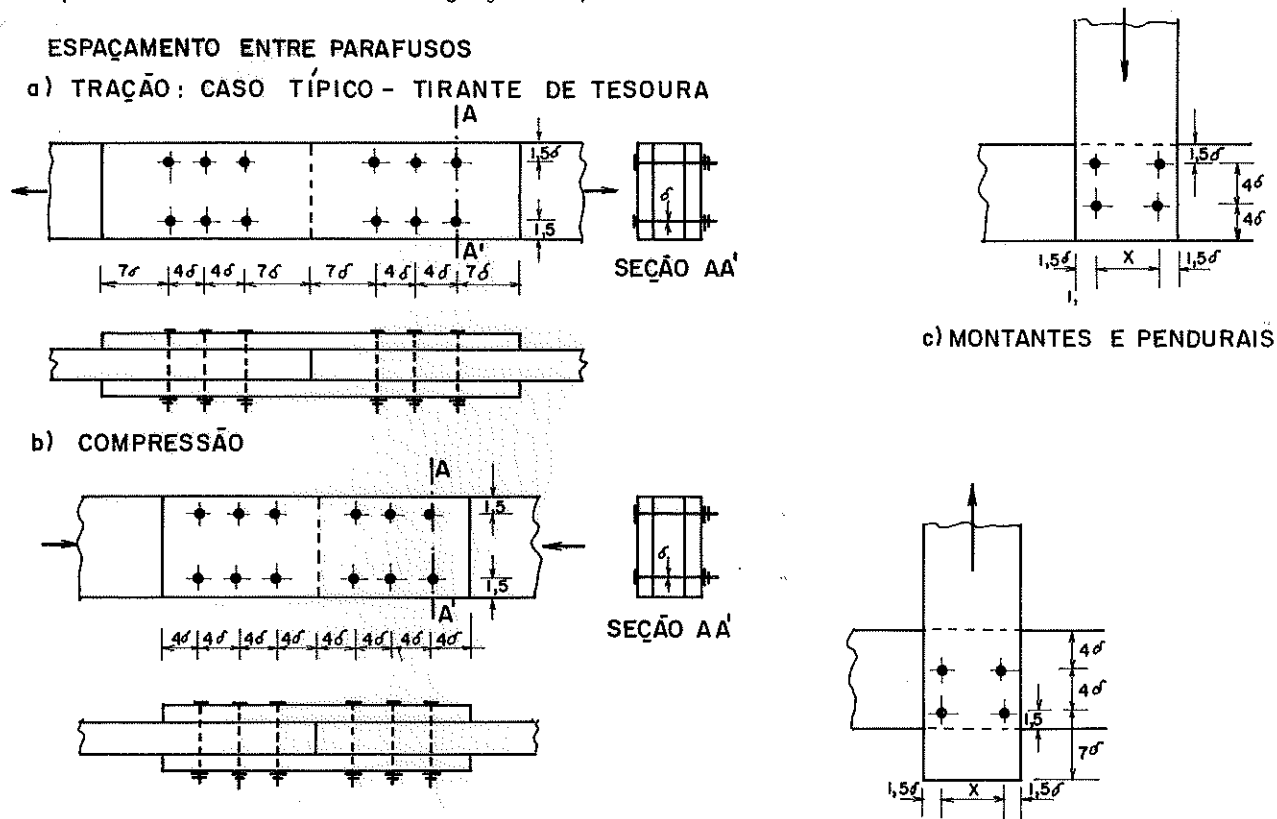


FIG. 2.38 - ESPAÇAMENTOS RECOMENDADOS PARA LIGAÇÕES PARAFUSADAS

Segundo o FPL (1974), a resistência de ligações com parafusos é afetada consideravelmente pelo tamanho e tipo do furo, no qual o parafuso será introduzido. Um furo mais largo permite maiores deformações e carregamento não uniforme do parafuso. Um parafuso introduzido num furo menor pode provocar fendilhamento na madeira.

Superfícies lisas do furo, propiciam maior resistência e menores deslocamentos nas juntas parafusadas. Isto é conseguido com velocidade adequada de perfuração, na qual a broca deve produzir pó e não cavacos.

Um pequeno desajustamento nos furos, pode causar grande variação das cargas dos parafusos, portanto, em ligações efetuadas no campo é difícil prever a distribuição exata de cargas nos parafusos. A distribuição mais uniforme de cargas ocorre na junta na qual a resistência da peça principal é igual à das cobrejuntas.

2.4.4. - Anéis Metálicos

Trabalhos realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), evidenciaram sucessivamente as excelentes possibilidades dos anéis metálicos, os quais promovem maior distribuição das tensões existentes nas ligações de peças de madeira, restringindo as deformações a valores bem menores do que aqueles observados em ligações perfuradas.

Existem na literatura muitos trabalhos a respeito dos vários tipos de anéis fechados partidos e bipartidos, mas em geral estes anéis são pré-fabricados e caros.

MATTHIESEN (1981), ensaiando estes tipos de anéis em corpo de prova de Peroba rosa, notou que a capacidade de carga do fechado é superior à do anel partido em 5,5% e em relação ao anel bipartido 6,8%, sendo este último o que apresentou maiores deformações.

Visando facilitar e viabilizar a produção desses elementos, o LaMEM desenvolveu anéis metálicos partidos, Fig. 3.49 obtidos de canos de água galvanizados para solidarizar postes de madeira na construção de pontes de madeira.

Os anéis são colocados em sulcos apropriados para cada espessura e diâmetro, por isso, os anéis partidos são mais difundidos, por apresentarem menor dificuldade de adaptação a esses sulcos, mesmo quando o diâmetro do anel e o diâmetro do sulco são ligeiramente diferentes.

No caso dos anéis fechados, a principal dificuldade de sua utilização está exatamente na exigência de sulcos perfeitamente ajustados às dimensões dos anéis.

Segundo MATTHIESEN (1981), além da resistência a elevadas cargas, o anel apresenta a relevante vantagem de permitir a união de vários elementos concorrentes em um ponto, como no caso de um nó de treliça, empregando-se um único parafuso de diâmetro pequeno.

HANSEN (1961) demonstrou nos ensaios que a densidade da madeira é o melhor critério de resistência variando o limite de elasticidade e a resistência máxima, em proporção direta com a variação da densidade da madeira. Observou que o limite de elasticidade ocorre aproximadamente de 1/2 a 2/3 da carga máxima, dependendo da espécie e do tamanho do anel.

A carga admissível no anel depende do diâmetro do parafuso e arruela, da espécie de madeira, da espessura das peças ligadas, da distância das bordas e extremidades, do espaçamento entre anéis, da umidade e da direção da carga em relação à direção das fibras.

A resistência de ligação de duas peças, sendo uma delas solicitada perpendicularmente às fibras, alcançou 58% da mesma ligação efetuada em peças paralelas, com esforços coincidentes com a direção das fibras.

MATTHIESEN (1981), ensaiando corpos de prova de Peroba rosa, Pinho do Paraná e Eucalipto citriodora, obteve os resultados do Quadro 2.1. Adotou distância do centro do anel a extremidade comprimida $1,35D$.

QUADRO 2.1. Carga de Ruptura do Módulo de Elasticidade em Ligações com Anéis Metálicos Partidos

D (Pol)	U %	Espécie	Ensaio	Módulo de Elasticidade (kg/cm ²)	Carga de Ruptura (kg/cm ²)
3	-	Peroba rosa	compressão	123.827	6.183
4	-	Peroba rosa	compressão	105,140	8.058
5	-	Peroba rosa	compressão	108.251	11.315
3	-	Peroba rosa	tração	123.829	4.746
4	-	Peroba rosa	tração	111.348	5.075
5	-	Peroba rosa	tração	113.704	6.697
3	-	Peroba rosa	tração	-	6.045*
4	-	Peroba rosa	tração	-	8.060*
5	-	Peroba rosa	tração	-	10.850*
3	19,10	Peroba rosa	compressão	112.000	5.857
3	48,7	Peroba rosa	compressão	111.800	5.744
3	11,1	Peroba rosa	compressão	113.000	5.979
3	58,1	Pinho do Paraná	compressão	-	3.008
3	14,0	Pinho do Paraná	compressão	-	4.290
4	14,0	Pinho do Paraná	compressão	-	6.009
5	14,0	Pinho do Paraná	compressão	-	7.254
3	12,3	Eucalipto citriodora	compressão	227.600	6.980
3	27,0	Eucalipto citriodora	compressão	-	7.042
4	27,0	Eucalipto citriodora	compressão	-	9.242
5	27,0	Eucalipto citriodora	compressão	-	11.624

* Com parafuso e braçadeira na extremidade das cobrejuntas.

Observou que a carga admissível limitante foi de 50% do limite de proporcionalidade, correspondendo a 33% da carga de ruptura e ao deslocamento relativo entre as peças de 0,8mm. Ver Quadro 2.2.

QUADRO 2.2. - Carga Admissível e Parafusos Recomendados Para Anéis Partidos de 3, 4 e 5"

Espécie de Madeira	Diâmetro Interno do Anel (Pol)	Carga Admissível Por Anel (kg)	Diâmetro do Parafuso
Pinho do Paraná	3	1430	5/16
Pinho do Paraná	4	2000	5/16
Pinho do Paraná	5	2420	5/16
Peroba rosa	3	2060	5/16
Peroba rosa	4	2670	5/16
Peroba rosa	5	3500	3/8
Eucalipto citriodora	3	2350	5/16
Eucalipto citriodora	4	3080	3/8
Eucalipto citriodora	5	3870	3/8

Verificou pequena influência da umidade na capacidade de carga do anel; máxima de 5% entre os corpos de prova saturados e secos, para Peroba rosa, não significativa para Eucalipto citriodora e bastante significativa para o Pinho do Paraná. A capacidade de carga do anel de 3" de madeira saturada de Pinho do Paraná é somente 70% da capacidade de carga da mesma madeira seca ao ar, coincidindo aproximadamente com a redução da resistência à compressão paralela e ao cisalhamento da madeira saturada em relação à madeira seca ao ar. Mesmo para estruturas montadas com madeira verde, sujeita a perder umidade, usar para cálculo os valores admissíveis do Quadro 2.2.

Com relação ao ângulo de inclinação das fibras em relação a direção da carga, obteve interessantes resultados que confirmam a validade da equação de HANKINSON.

Nos ensaios realizados no LaMEM a capacidade de carga perpendicular às fibras variou entre 56 e 60% da capacidade de carga paralela às fibras e MATTHIESEN (1981) recomenda 60%, valor

intermediário entre os resultados experimentais e entre os resultados fornecidos pela literatura.

A capacidade de carga admissível \bar{P} em kg para anéis de diâmetros maiores que 5" ou de espécies não estudadas, pode ser obtida através da equação geral, a favor da segurança:

$$\bar{P} = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \bar{\tau}$$

sendo:

D = diâmetro do anel em cm

$\bar{\tau}$ = tensão admissível de cisalhamento da madeira em kg/cm²

A capacidade de carga do anel de 6" na Peroba rosa calculada pela equação geral é menor que a do anel de 5" do ensaio. Neste caso, toma-se a média entre a carga admissível do anel de 5" do ensaio e a carga admissível do anel de 7" calculada pela equação geral.

A carga admissível para os anéis de 6" e 7" calculadas pela fórmula geral para o Pinho do Paraná são menores que a do anel de 5" do ensaio. Recomenda-se, portanto, interpolar entre o valor do ensaio para 5" e o valor obtido pela fórmula geral para 8".

Com base neste comentário o autor elaborou a Quadro 2.3 que fornece a carga admissível em anéis de 6,7 e 8".

QUADRO 2.3. - Carga Admissível e Parafusos Recomendados Para Anéis Partidos de 6, 7 e 8"

Espécie de Madeira	Diâmetro Interno do Anel (Pol)	Carga Admissível Por Anel (kg)	Diâmetro do Parafuso
Pinho do Paraná	6	2600	-
Pinho do Paraná	7	2780	3/8
Pinho do Paraná	8	2970	-
Peroba rosa	6	4000	1/2
Peroba rosa	7	4520	1/2
Peroba rosa	8	5900	1/2
Eucalipto citriodora	6	4540	1/2
Eucalipto citriodora	7	6180	1/2
Eucalipto citriodora	8	8070	1/2

Na utilização de anéis fechados, pode-se admitir os mesmos valores dos Quadros 2.2 e 2.3, majorados de 5%.

Para a utilização de mais de um anel de cada lado de uma ligação, é preciso considerar a resistência útil admissível da madeira à tração na seção transversal remanescente após a colocação total dos anéis.

Com relação à utilização de anéis em ligações de peças roliças, a experimentação desenvolvida no LaMEM indica a conveniência de se adotar como diâmetro máximo dos anéis a serem utilizados na ligação de postes de madeira, 0,8 do menor diâmetro das peças a serem utilizadas.

No cálculo da altura (h) mínima do anel na ligação de duas peças circulares de diâmetro decrescentes, MATTHIESEN (1981) adota a seguinte equação:

$$h = \frac{\pi D}{4} \cdot \frac{\tau}{\sigma_c}$$

sendo:

D = diâmetro do anel em cm

τ = tensão de ruptura da madeira por cisalhamento

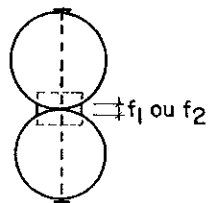
σ_c = tensão de ruptura da madeira por compressão paralela

Esta altura deve ser majorada da parte do anel que não penetra na peça circular, assim:

$$h_{\min} = \frac{f_1 + f_2}{2} + h$$

sendo:

f_1 = altura do anel na extremidade da viga que não penetra na madeira



f_2 = altura do anel no meio da viga que não penetra na madeira

No caso da viga bicircular, recomenda-se aplainar as superfícies em contato para eliminar defeitos ou irregularidades, diminuindo conseqüentemente a altura \bar{f} de acréscimo, proporcionando maior rigidez da viga.

Com relação aos espaçamentos recomenda-se o seguinte:

Distância entre os centros de 2 anéis	1,5 D
Centro do anel à extremidade carregada	1,5 D
Centro do anel à extremidade descarregada	1,0 D

2.5. - SOBRE AS DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Nas construções com peças de madeira roliça os detalhes construtivos são mais complexos em relação aos detalhes construtivos utilizando peças serradas. Nestas condições o seu estudo deve ser mais cuidadoso. Existem poucos trabalhos nesta área de conhecimentos. As ligações, neste caso, são muito mais difíceis. Nas estruturas espaciais, os problemas são aumentados, devido ao grande número de barras usualmente concorrentes em um mesmo nó, ocasionando quase sempre ligações com alguma excentricidade. Usualmente os momentos introduzidos não têm sido considerados.

Antigamente, peças roliças eram muito mais utilizadas, encontrando-se na literatura detalhamentos de excelente técnica construtiva. Com o avanço mais atual dos processos de cálculo, poderão ser projetadas excelentes construções desse tipo.

Segundo KARLSEN (1967) são muito comuns mastros de uma única tora roliça, estaiados, alcançando até 65m, Fig. 2.39, com possibilidade de atingir de 90 a 150m com seções compostas de 3 a 4 toras respectivamente, interligadas por parafusos passantes, Fig. 2.40.

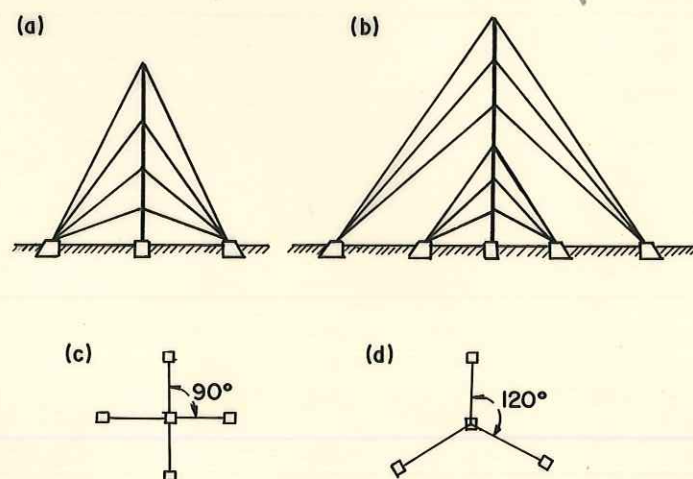


FIG. 2.39 - ESQUEMA DE MASTRO ESTAIADO

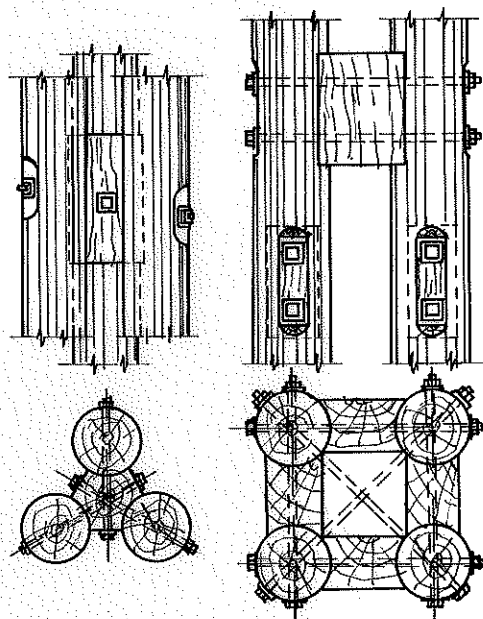


FIG. 2.40- DETALHE DA SEÇÃO COMPOSTA DE 3 E 4 TORAS

Estes tipos de seções também podem ser utilizados nas pernas da torre, com as várias disposições da Fig. 2.41, visando facilitar as ligações das juntas nas quais podem concorrer 6 ou mais barras, sem perda da eficiência e até aumentando a rigidez necessária para grandes ligações.

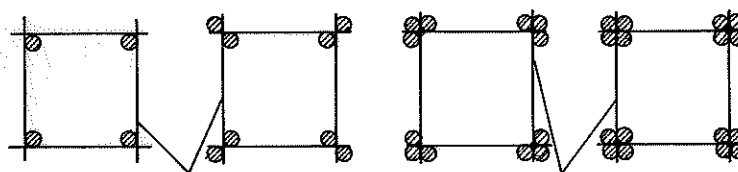


FIG. 2.41- ESQUEMAS DE SEÇÕES DE TORRES COM VÁRIAS DISPOSIÇÕES DE FORMAS

Para casos de mastros ou mesmo de pernas de torres, estaiados, a Fig. 2.42 apresenta dois métodos de fixação do tirante, em seções compostas de 4 postes parafusados entre si. Os tirantes são ligados em níveis diferentes.

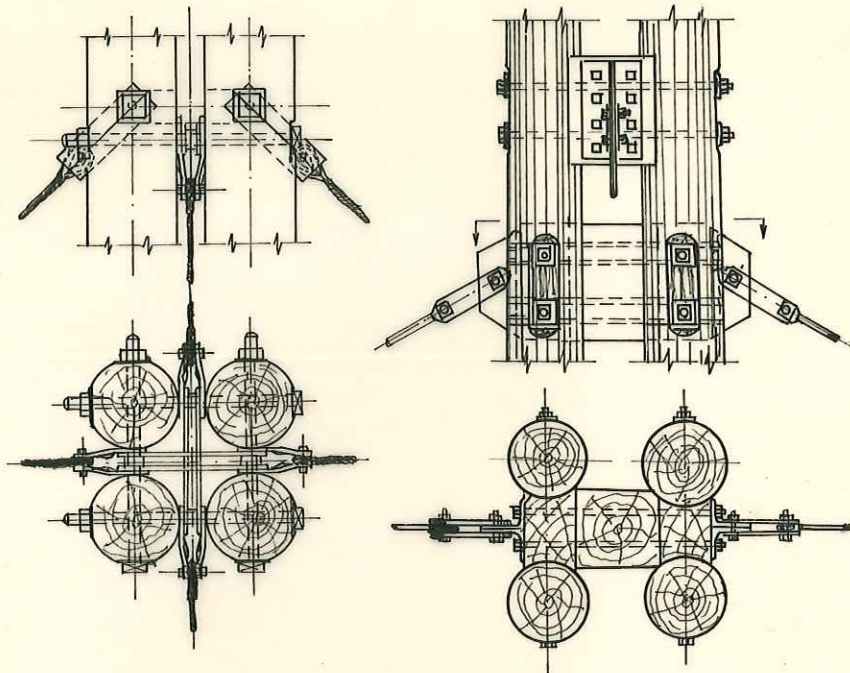


FIG. 2.42 - DETALHE DE FIXAÇÃO DO TIRANTE

Em torres de peças roliças com diagonais cruzadas KARLSEN, Fig. 2.43, apresenta barras horizontais seccionadas em duas partes semi-circulares. A extremidade de uma das diagonais é fixada pelo lado interno de uma das pernas, para se evitar encaixe de meia madeira no cruzamento entre elas.

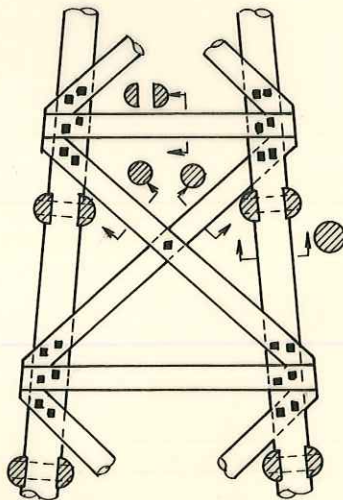


FIG. 2.43 - SEÇÕES DE BARRAS COMPOSTA DE "MEIA-TORA"

A Fig. 2.44, mostra uma das diagonais interrompida no ponto de cruzamento e utilizada a seguir através de cobrejuntas pregadas ou parafusadas. Pode-se também usar para uma das diagonais duas meia toras ou duas peças serradas fixadas diretamente nas pernas da torre e no cruzamento das diagonais.

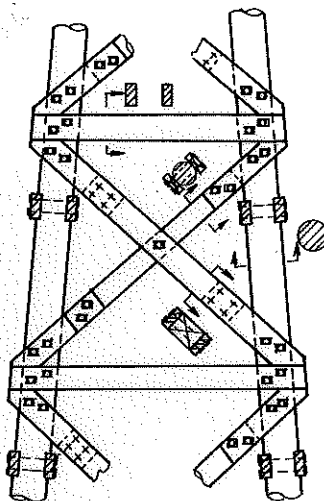


FIG. 2.44- DETALHES NUM PAINEL COMPOSTA DE PEÇAS SERRADAS E ROLIÇAS

A Fig. 2.45, mostra o detalhe da ligação de um nó quando a perna da torre é composta por dois postes dispostos diagonalmente opostos e separados pelas barras horizontais e diagonais, todos de seção circular.

Uma desvantagem deste tipo de ligação é a excentricidade dos membros em relação ao centro da junta.

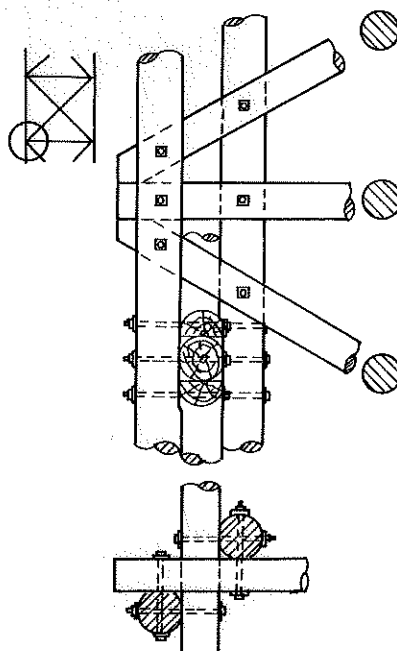


FIG. 2.45- DETALHE DE UM NÓ DE PEÇAS ROLIÇAS
(PERNA COMPOSTA DE 2 POSTES)

Na Fig. 2.46, observa-se a disposição construtiva da mesma junta para uma seção composta de 3 peças circulares com montantes horizontais e diagonais compostos de meias toras, ou de peças roliças simples ou serradas.

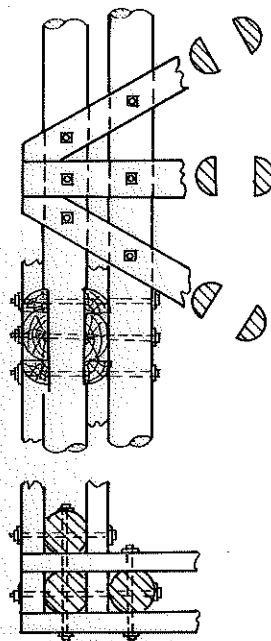


FIG. 2.46 - DETALHE DE UM NÓ DE PEÇAS ROLIÇAS (PERNA COMPOSTA DE 3 POSTES)

KUPFER (1955) apresenta comentários e detalhes a respeito das ligações utilizando peças roliças, Fig. 2.47.

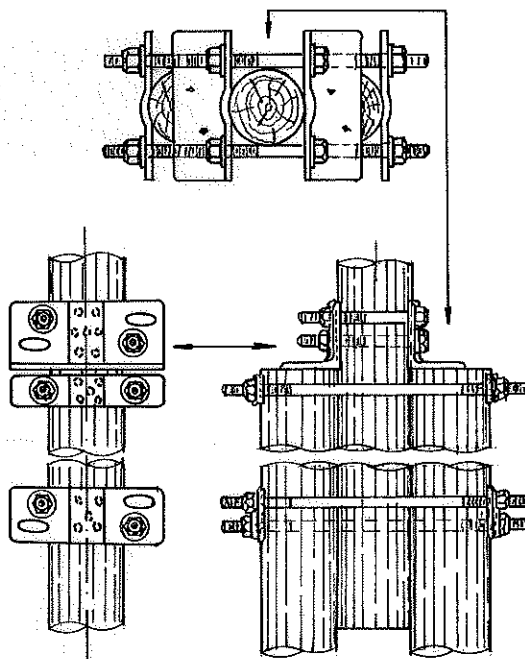


FIG. 2.47- DETALHE DE EMENDA DE POSTE

Esta figura mostra detalhes de uma ligação entre peças de seção circular, constituindo parte de estruturas sujeitas à compressão, como é o caso de pernas de torres. Segundo o autor, esta ligação aumenta o atrito, normalmente diminuto entre peças roliças, podendo ser ainda utilizada mesmo quando os diâmetros são diferentes.

Numa torre com semi-diagonais, Fig. 2.48a, a ligação entre as diagonais e o montante horizontal é simétrica em relação ao eixo vertical da torre, mas apresentam uma pequena excentricidade Fig. 2.48b. No nó apresentado, Fig. 2.48c, é também visível grande excentricidade na união inferior de uma diagonal.

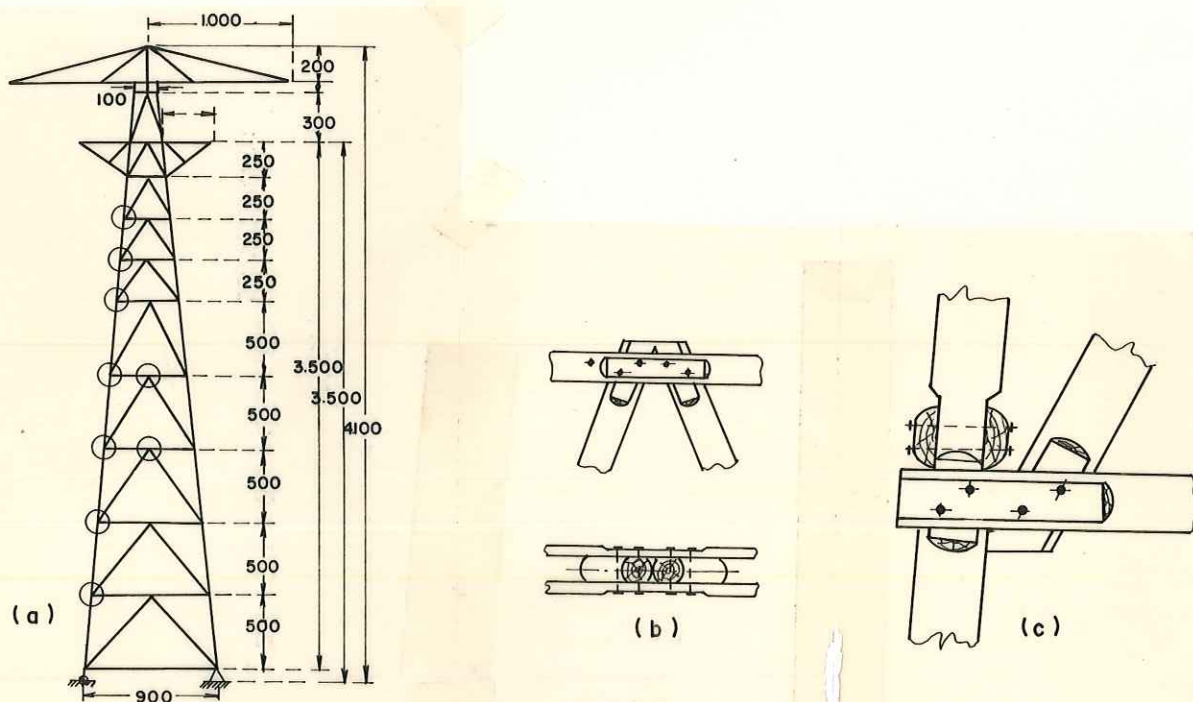


FIG.2.48-ESQUEMA DE TORRE E DETALHES DE LIGAÇÕES MOSTRANDO EXCENTRICIDADE

A Fig. 2.49, mostra a facilidade da ligação de peças serradas em uma torre romboide. As barras horizontais e os montantes são dispostos de uma forma triangular, sendo uma diagonal interna e a outra externa à torre, para facilitar a união no cruzamento com o montante horizontal.

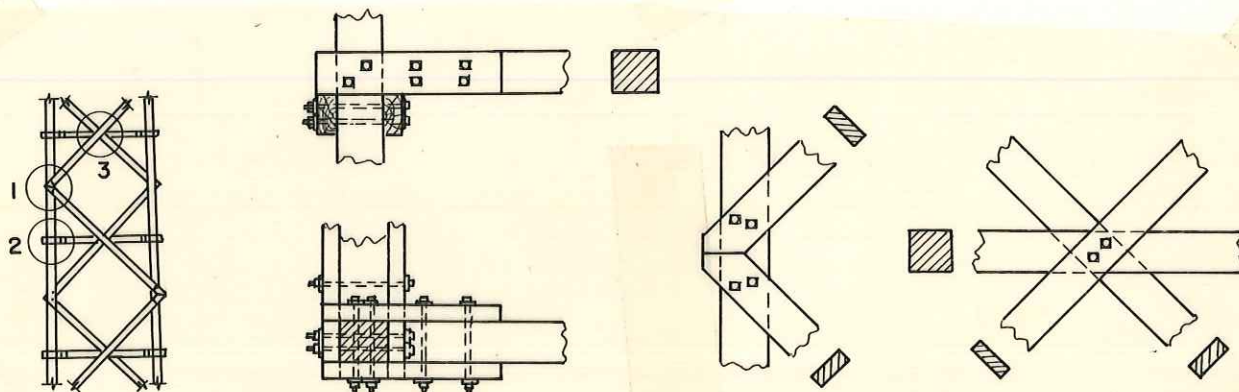


FIG.2.49-TORRE DE PEÇAS SERRADAS, DETALHES DE LIGAÇÕES

Como se pode observar, esta torre apresenta grande simplicidade. Barras mais curtas e conseqüentemente menores distâncias na transferência de tensões, apresentam considerável vantagem em relação aos tipos anteriores.

Para o caso de torres com diagonais cruzadas ou barras sempre comprimidas, estas podem ser encaixadas, Fig. 2.50.

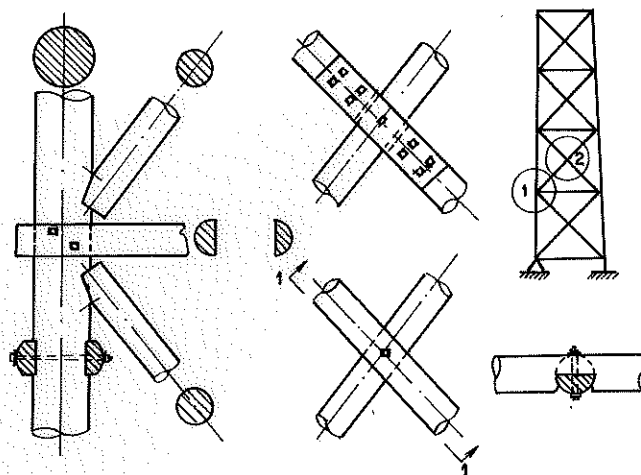


FIG. 2.50- ENCAIXE EM BARRAS SEMPRE COMPRIMIDAS

O cruzamento das duas diagonais pode ser resolvido por juntas ou por meia madeira.

Com relação à ereção e montagem ou partes dela, segundo KARLSEN (1967), pequenas torres são normalmente levantadas inteiras depois de terem sido montadas no solo. Isto facilita o alinhamento e fixação completa das barras.

Quando as torres são levantadas por partes e ligadas depois, as pernas de até 40m são elevadas primeiro utilizando-se um mastro auxiliar com metade da altura da torre, fixado ao solo no eixo vertical imaginário do centro de gravidade da torre, Fig. 2.51.

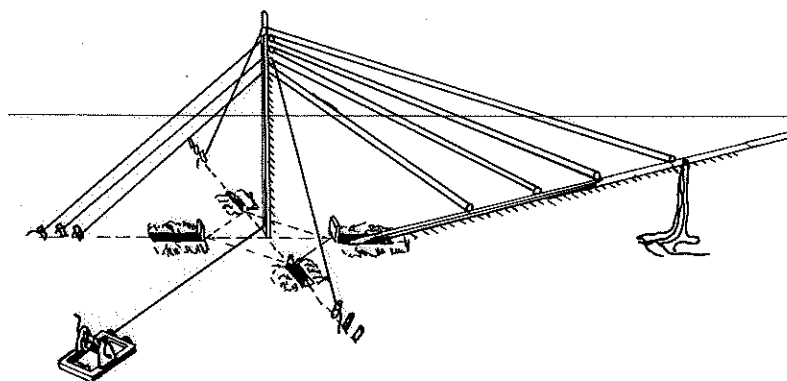


FIG. 2.51- ESQUEMA DE LEVANTAMENTO DE TORRES

Estando as pernas assentadas, as barras horizontais e as diagonais são levantadas normalmente por uma corda passando por uma roldana fixada no topo do mastro e por outra fixada na base. Este método permite substituir guindastes ou guias mesmo na montagem de grandes torres.

OBERG (1972) apresenta na Fig. 2.52, uma interessante forma prática de alinhamento vertical de postes para construções.

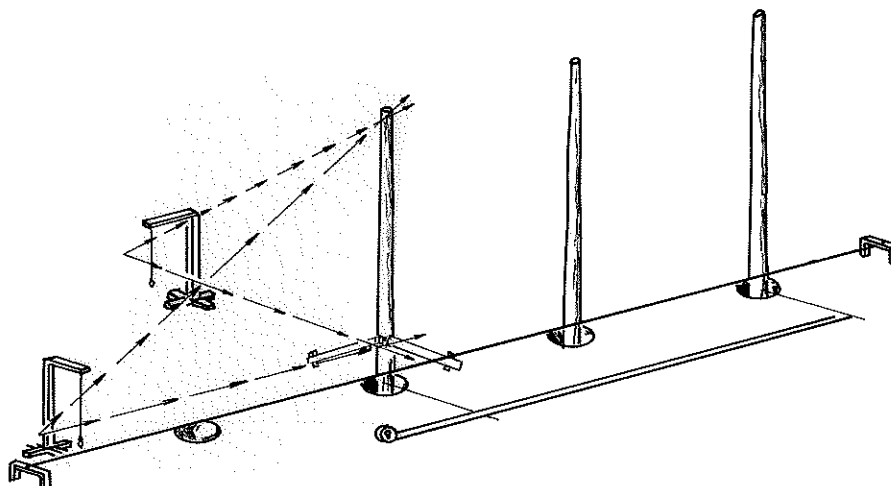


FIG.2.52 - ESQUEMA PARA ALINHAMENTO VERTICAL DE POSTES

2.6. - BARRAS DE MADEIRA MACIÇA DE SEÇÃO CIRCULAR VARIÁVEL

2.6.1. - Propriedades do Eucalyptus Citriodora

HELLMEISTER (1977) apresentou entre várias espécies de madeiras, as seguintes propriedades mecânicas do Eucalipto citriodora:

$$E = \text{Módulo de elasticidade na flexão} = 165.000 \text{ kgf/cm}^2 \approx 1650 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_c = \text{Tensão no limite de resistência à compressão paralela} = 665 \text{ kg/cm}^2 \approx 6,65 \text{ KN/cm}^2$$

$$\lambda_0 = \frac{3}{8} \cdot \frac{\pi E}{\sigma_c} = \text{Índice de esbeltez referente ao limite inferior do intervalo de validade da aplicação da eq. de EULER no dimensionamento de peças de madeira sujeitas à flambagem, segundo os critérios da NB 11/55} = 68$$

$$\bar{\sigma}_c = \text{Tensão admissível de compressão paralela} = 0,20\sigma_c$$

Em 1978, este autor apresentou uma interessante comparação do valor estrutural desta madeira em relação ao aço e ao concreto armado, apresentada na Tabela 2.12.

TABELA 2.12 - Comparação entre o Aço, o Concreto e a Madeira

DADOS	MATERIAL	AÇO	CONCRETO ARMADO	EUCALIPTO CITRIODORA
$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²)		1400	150	122
γ = peso específico (g/cm ³)		7,8	2,4	1,06
c = custo (Cr\$/kg)		8,0	1,67	2,65
$\bar{\sigma}_c/\gamma.c$		22,4	37,4	43,4

Esta tabela permite uma aproximação no entendimento das características dos três materiais, sendo o Eucalipto citriodora analisado sob o ponto de vista de baixo índice de esbeltez.

Em uma simples amostra de cálculo, obtém o preço de uma coluna de 5m, sujeita a uma carga de 35.117 kgf para os três materiais. Os resultados são amplamente significantes, sendo o Eucalipto citriodora 54 a 82% mais barato do que o aço e o concreto armado respectivamente.

Afirmou ainda, que a caracterização estatística das propriedades da madeira, o estudo das ligações e a classificação das peças de madeira pela resistência através de ensaios simples, não destrutivo, deverá permitir a utilização da madeira com maior confiança, bem como reduzir significativamente os coeficientes de segurança exagerados da madeira, adotados pela ABNT nas normas para o cálculo e execução das estruturas de madeira.

2.6.2. - Deformações de Barras de Seção Variável

Com relação à característica cônica de postes de Eucalipto citriodora, HELLMEISTER (1978) apresentou o diagrama da Fig. 2.53, mostrando a variação do diâmetro em função do comprimento da peça adotada.

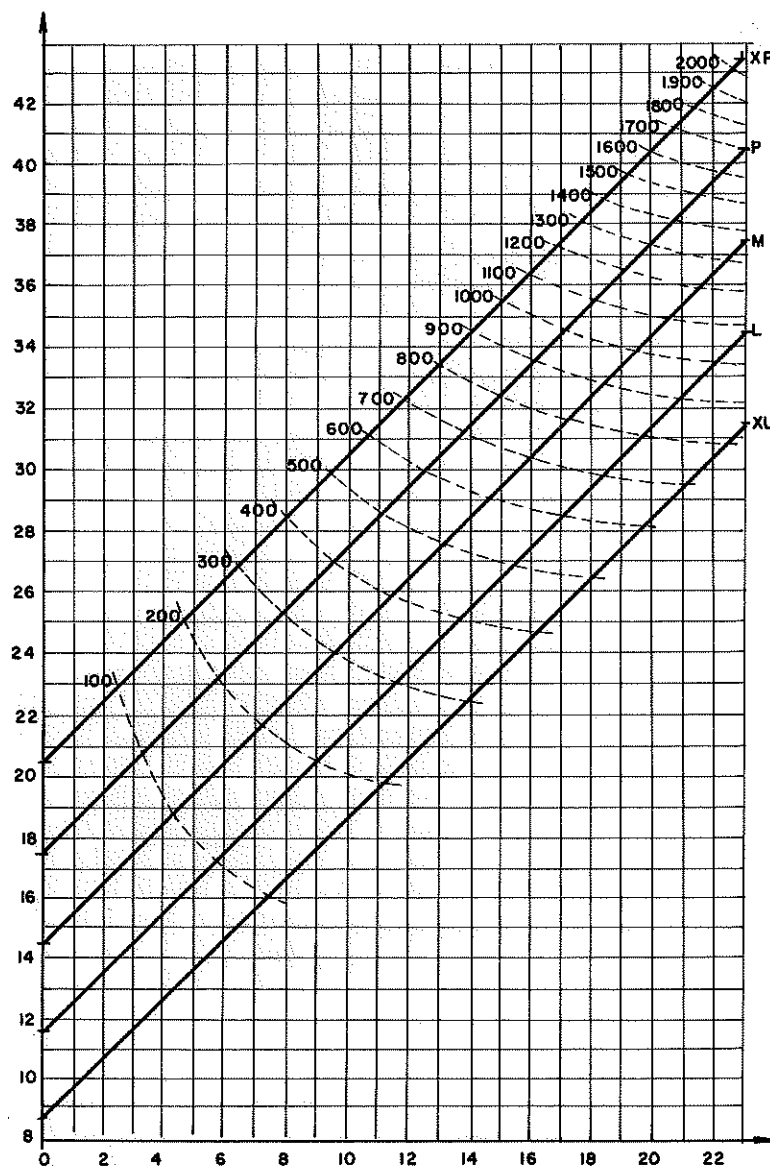


FIG.2.53 -VARIACÃO DE D EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO EM POSTES DE EUCALIPTO CITRIODORA

Estudando deformações destes postes, quando sujeitos a flexão por um carregamento uniformemente distribuído, e considerando a conicidade igual e constante em todos eles, a partir de duas integrações da equação diferencial da linha elástica, a equação que expressa o valor da flecha (v) em qualquer ponto x considerado

$$v = \frac{32}{\pi E} \frac{d^2 \cdot p}{6 \cdot c^4 \cdot (d + c \cdot x)^2} - \frac{d \cdot p}{c^4 \cdot (d + c \cdot x)} - \frac{p \cdot \ln(d + c \cdot x)}{c^4} + \frac{d \cdot p \cdot \ell}{6 \cdot c^3 \cdot (d + c \cdot x)^2} + \frac{p \cdot \ell}{2 \cdot c^3 \cdot (d + c \cdot x)} + c_1 \cdot x + c_2 \quad e$$

$$c_2 = \frac{p}{c^4} \left(\frac{5}{6} + \ell n d \right) + \frac{p \cdot \ell}{3 \cdot c^3 \cdot d} \quad e$$

$$c_1 = \frac{-d^2 \cdot p}{6 \cdot c^4 \cdot \ell \cdot (d + c \cdot \ell)^2} + \frac{d \cdot p}{c^4 \cdot \ell \cdot (d + c \cdot \ell)} + \frac{p \cdot \ell n (d + c \cdot \ell)}{c^4 \cdot \ell} +$$

$$+ \frac{p \cdot d}{6 \cdot c^3 \cdot (d + c \cdot \ell)^2} + \frac{p}{2 \cdot c^3 \cdot (d + c \cdot \ell)} - \frac{c_2}{\ell}$$

fazendo-se $dv/dx = 0$ e resolvendo, encontrou o ponto (x_f) no qual a flecha é máxima. Com este ponto (x_f) e a flecha admissível da NB 11 $\bar{f} = \ell/350$, determinou a carga \bar{p} para que esta flecha seja atingida.

A partir desta carga \bar{p} , calculou a flecha ponto por ponto, obtendo os diagramas da Fig. 2.54. Observando a ocorrência da flecha máxima dos 7 aos 8,4 a partir do topo do poste e dependendo do seu tipo, para carga distribuída, capaz de provocar a flecha admissível.

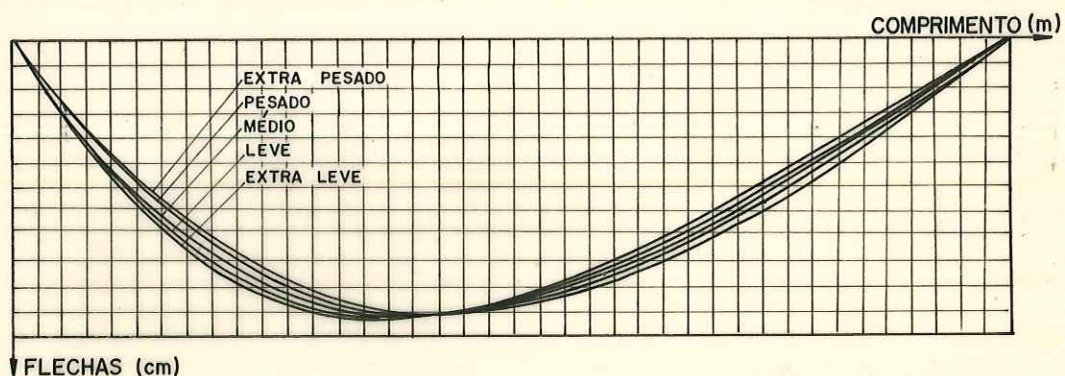


FIG. 2.54 - FLECHAS EM POSTES SUJEITO A CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

Os postes de menor comprimento apresentam comportamento semelhante, resguardada as relações de semelhança física. Nos postes mais curtos, as condições de resistência são preponderantes.

O momento devido a esse carregamento admissível e uniformemente distribuído é:

$$M = \frac{\bar{p} \ell x}{2} - \frac{\bar{p} x^2}{2}$$

Substituindo este M na equação da flexão, obteve:

$$of = \frac{16 (\bar{p} \cdot \ell \cdot x - \bar{p} \cdot x^2)}{\pi \cdot (d + c \cdot x)^3}$$

Calculando-se o valor desta tensão, ponto por ponto, para postes de 20m, obteve os diagramas da Fig. 2.55, observando a ocorrência de tensões máximas nas partes mais finas dos postes dos 3,3 aos 5,3m, dependendo do seu tipo.

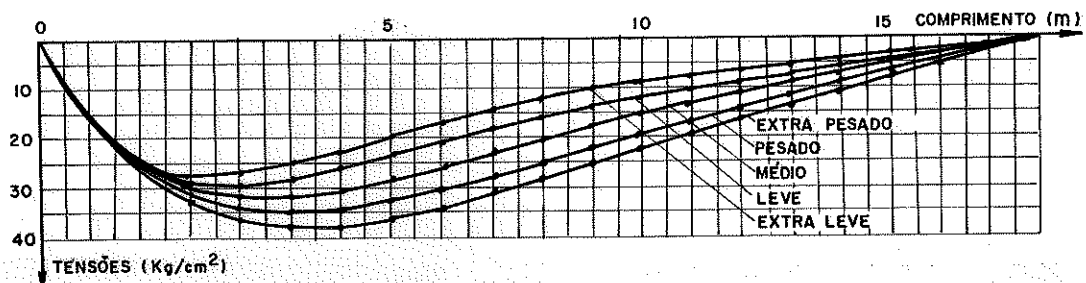


FIG. 2.55 - TENSÕES EM POSTES SUJEITOS A CARREGAMENTO UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDO

Os ensaios confirmam a limitação natural do poste: deformação assimétrica, mesmo para a carga distribuída do peso próprio.

2.6.3. - Secagem e Tratamento da Madeira Roliça

Do ponto de vista de durabilidade da torre, a madeira deve ser adequadamente tratada com preservativos, para eliminar a ação destruidora de organismos xilófagos.

Segundo PEELE (1941) a menos que se faça um tratamento preservativo e ignífugo adequado, as torres de madeira apodrecem rapidamente e se tornam perigosas no caso de fogo.

Entretanto, a necessidade desse tratamento, no meio rural, introduz um fator de complicação na construção da torre, porque requer equipamentos e operadores especializados para isto.

Com o objetivo de minimizar estes problemas, são apresentados a seguir alguns tópicos importantes sobre o assunto, colhidos na literatura.

GALVÃO (1975) fez um detalhamento prático a respeito dos vários processos de tratamento preservativo de madeira, principalmente moirões e estacas: processo do banho quente frio, processo do banho frio e processo de substituição de seiva. Para boa eficiência do tratamento, é necessária a prévia remoção da casca e, no caso dos dois primeiros processos citados, é requerida também a secagem da madeira.

O autor recomenda empilhar a madeira como na Fig. 2.56,

de preferência em locais secos e à sombra, concluindo que em geral a secagem de moirões e estacas se processam de 3 a 6 meses, embora dependa das condições e das dimensões da peça.

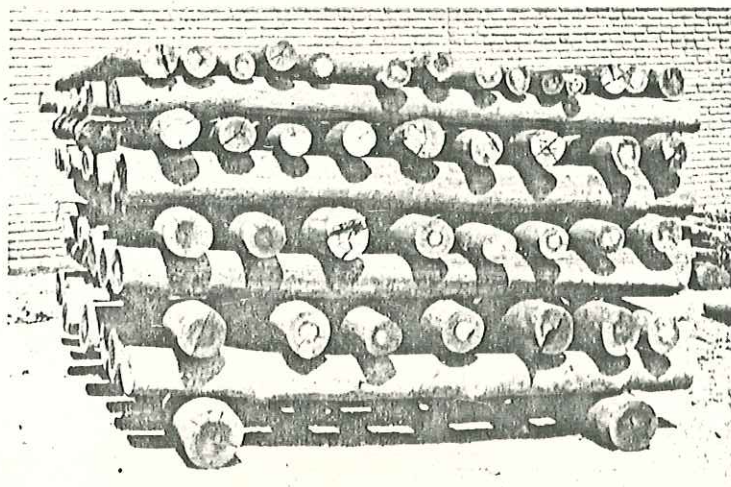


FIG. 2.56 - EMPILHAMENTO DE PEÇAS ROLIÇAS PARA SECAGEM

Os processos por pincelamento têm revelado pouca eficiência no tratamento de moirões e estacas parcialmente enterradas no solo.

De um modo geral, os processos mencionados são indicados para peças roliças que tenham uma camada periférica de alburno, que será a responsável pela retenção do preservativo.

CAVALCANTE (1984), considerou a aplicação com brocha, de óleo preservativo em madeira úmida, a menos que o tratamento seja efetuado por difusão.

Para diminuir a umidade dos postes e toras, no mínimo até a completa eliminação da água para dar lugar ao preservativo, estes devem ser submetidos à secagem. A secagem natural pode ser muito demorada. Os troncos maiores secam lentamente, até um ano ou mais. Muitas vezes, embora secos no exterior, os postes podem conter apreciável quantidade de água no interior.

Considerando que uma secagem excessiva pode produzir em determinadas espécies um endurecimento superficial, prejudicando a absorção do preservativo durante o tratamento, considera-se suficiente que a umidade do poste a ser tratado se encontre abaixo do P.S.F.

Recomenda secar os troncos e postes durante algumas semanas, depois tratá-los com vapor e 60 kg/m^3 de creosoto e voltar ao pátio de secagem. O processo RUPPING ou das células vazias é o mais

usado nos Estados Unidos, Europa, por conseguir uma profunda penetração e uma retenção relativamente baixa do preservativo.

A osmose (s.d.) possibilita que as peças pesadas de difícil locomoção sejam tratadas por borrifação. O mesmo artigo acrescenta que a madeira serrada, em geral, deve ser tratada por imersão.

O tratamento por borrifação é normalmente utilizado em toras úmidas, semi-secas para prevenir o ataque de insetos até a industrialização.

Recomenda ainda, o banho quente frio etambém o método de substituição de seiva para madeiras que serão utilizadas em contato com o solo como moirões, postes, pês direito de ranchos, etc.

CAVALCANTE (1975/76) realizou um levantamento bibliográfico dos efeitos de preservativos em metais, considerando os preservativos mais usados no Brasil: cobre-cromo-arsênio (CCA), cobre-cromo-boro (CCB), creosoto e pentaclorofenol.

Para vários autores, segundo Cavalcante, o efeito corrosivo de alguns preservativos da madeira, está diretamente associado à umidade da madeira, e à umidade relativa do ar.

Madeira com umidade abaixo de 15% não causa corrosão, independentemente do tipo de preservativo utilizado. Com umidade acima de 15%, ferro e aço sofrem corrosão por todos os preservativos, exceto creosoto e pentaclorofenol, quando estes são utilizados separadamente. Recomenda, entretanto, para uso em madeira tratada, aço galvanizado a quente, zinco, chumbo e bronze.

Quando a umidade da madeira ultrapassa os 15%, aço doce e aço eletrogalvanizado, sofrem corrosão independente desta madeira estar tratada ou não. Na presença de creosoto os metais não sofrem corrosão.

BAECHLER (1949) concluiu num experimento ao longo de 20 anos, que no caso da madeira tratada com cloreto de zinco, os pregos galvanizados e parafusados de latão, só apresentam corrosão em condições da alta umidade relativa.

Segundo LEPAGE (1980) a corrosão em metais pelos ácidos da madeira, ocorre somente em condições de alta umidade da madeira.

HOYLE (1973) recomenda, com base na literatura, a adoção de um fator 0,9 para a redução da capacidade de carga do prego quando a madeira for tratada com retardante de fogo. Entretanto, nenhuma redução precisa ser feita para madeira tratada com preservativo.

2.7. - FUNDAÇÕES

As fundações devem merecer a melhor atenção do projetista. Devem ser calculadas, com base nos resultados de sondagens efetuadas no local da construção, devido às grandes variações encontradas de solo para solo.

OBBERG (1972) apresentou um tipo de fundação muito comum em estruturas de madeira com pilares roliços, Fig 2.57.

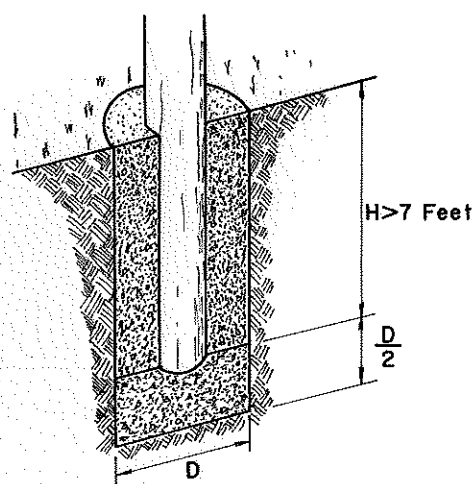


FIG. 2.57- ESQUEMA DE FUNDAÇÃO DE POSTES

Entretanto, não apresentou comentários a respeito dos cálculos dessa broca, principalmente quanto a sua resistência à tração.

FUCHS & ALMEIDA (1982) admitem vários tipos de fundações para as torres metálicas de linhas de transmissão, apresentando alguns comentários relativos à mecânica dos solos e exemplos de cálculo.

Na fundação em grelha de aço a resistência ao arrancamento depende diretamente do peso do solo colocado sobre a grelha e do ângulo de talude do terreno.

As fundações em sapatas de concreto são projetadas para resistir ao arrancamento, como previsto para as grelhas. Podem ser usadas quando a resistência admissível do solo é inferior à necessária para o projeto de fundações em grelhas.

As fundações em brocas de concreto podem ser verticais ou inclinadas, com ou sem base expandida. O peso do solo sobre a base e o atrito do solo contra o concreto, contribuem para a resistência ao arrancamento. A maior vantagem deste tipo de fundação está na necessidade de formas pequenas e de escavação diminuta.

A fundação em estaca, deve ser considerada somente quando uma boa amostra do terreno de apoio, não ocorre a uma profundidade normal para fundação. É comum considerar-se como carga admissível de arrancamento, a metade da carga real, a qual depende do atrito de escorregamento entre a estaca e o solo. Outros valores poderão ser usados se os testes dos solos ou testes de cargas em estacas indicarem a resistência ao arrancamento da estaca.

A SONDAF (1978) executou várias sondagens numa área aproximada de 800m² no Campus da EESC, encontrando grande variação quanto a espessura das camadas convencionalmente classificadas, nível da água e resistência à penetração da haste no ensaio SPT.

Este ensaio consiste em determinar o número de golpes de peso de 65kg em queda vertical de 75cm de altura, necessários para fazer uma haste amostradora de 51 e 35mm de diâmetro externo e interno respectivamente, penetrar 15cm a cada metro de profundidade. No Quadro 2.4, apresentado a seguir: Sondagens de Reconhecimento, tem-se um exemplo de sondagem, a qual será utilizada como exemplo didático de dimensionamento das fundações da torre.

QUADRO 2.4 Sondagem de Reconhecimento

Cotas (m) 846,495	Avanço do Furo e Revestimento	N.A. e Data	Convenção e Posição das amostras	Prof. (m)	Ensaio de Penetração (Golpes/cm)	Classificação do Material
1			①		1/15 1/15 2/15	Areia fina argilosa, fofa a pouco compacta, marrom e avermelhada
2			②		1/15 1/15 2/15	
3			③		1/15 2/15 2/15	
4			④		1/15 2/15 3/15	
5			⑤		1/15 2/15 3/15	
6			⑥	8,30	1/15 3/15 3/15	Areia fina e média silto-argilosa, Med. compacta, marrom com manchas variegadas
7			⑦		2/15 2/15 3/15	
8		8,35	⑧		2/15 3/15 3/15	
9			⑨	11,80	3/15 4/15 6/15	Areia fina e média argilosa, pouco compacta, avermelhada
10		29/1/86	⑩		4/15 6/15 12/15	
11			⑪		4/15 6/15 12/15	
12			⑫		3/15 7/15 9/15	
13			⑬		2/15 3/15 4/15	
14			⑭	19,45	1/15 3/15 7/15	Silte argilo-arenoso, med. compacto, avermelhado com manchas variegadas
15			⑮		2/15 4/15 7/15	
16			⑯		3/15 6/15 14/15	
17			⑰	23,45	4/15 6/15 14/15	Silte arenoso, muito compacto, cinza com manchas variegadas (solo residual)
18			⑱		4/15 8/15 13/15	
19			⑲		4/15 8/15 13/15	
20			⑳	24,45	4/15 6/15 8/15	Fim do Furo
21			㉑		4/15 6/15 9/15	
22			㉒		4/15 8/15 12/15	
23			㉓		5/15 9/15 15/15	
24			㉔		7/15 18/15 41/15	
25						

Segundo BELL (1985) as fundações têm sido estudadas e apresentadas por vários pesquisadores. As condições do solo não apresentam um modelo padrão. Existe uma grande variação de cargas para uma grande variedade de tipos de fundações.

Admitem para as estacas FRANKI e SIMPLEX, para cálculo da carga admissível à compressão (R) de uma estaca, a equação de SKEMPTON.

$$R = \frac{9 \pi d^2 c}{4 \cdot 3} + \frac{0,45 \pi d h c}{2}$$

sendo:

d = diâmetro da estaca escavada

c = coesão do solo, determinada em ensaios de laboratório

h = comprimento da estaca

O denominador 3 é um fator de redução para a resistência de ponta e o denominador 2 é um fator de redução para o atrito lateral.

Estacas de grande diâmetro, tornaram-se necessárias quando estruturas de altura elevada passaram a transmitir cargas que excediam a capacidade máxima de grupos de estacas até então em utilização. Estas estacas são usualmente calculadas para transmitir carga para a ponta principalmente quando esta estiver apoiada em rocha ou em rocha alterada. Entretanto, ocorrendo material argiloso ao longo do perfil escavado, uma resistência adicional será obtida considerando-se o atrito lateral. Os fatores de redução são os mesmos da equação de SKEMPTON.

O cálculo é feito pela seguinte equação:

$$P_u + W = R_u + Q_u$$

$$R_u = \pi D H \alpha \bar{c}$$

$$Q_u = \frac{\pi B^2}{4} (9 c b w + \bar{\gamma} L)$$

sendo:

P_u = capacidade de carga última da estaca

R_u = resistência lateral ao longo do fuste

Q_u = capacidade de carga do solo abaixo da cota de assentamento.

W = peso total da estaca

- $\alpha = 0,45$
 $w = 0,75$
 $H =$ comprimento efetivo do fuste
 $L =$ comprimento total da fundação
 $\bar{c} =$ coesão média de uma amostra não drenada
 $c_b =$ atrito na base
 $\bar{\gamma} =$ densidade média do solo

CINTRA & ALBIERO (1985) apresentaram 3 métodos empíricos para cálculos de fundação: Método AOKI-VELLOSO (1975), Método DÉCOURT-QUARESM (1978) e Método VELLOSO (1981). O segundo método pode ser utilizado diretamente com base nos ensaios SPT e os demais com base nos ensaios de cone, podendo ser adaptados aos dados de sondagens nos ensaios de penetração dinâmica SPT.

O método AOKI-VELLOSO é o mais aplicado na prática. A capacidade de carga última (P_u) da estaca, Fig. 2.58 é dada por:

$$P_u = R_p + R_\ell \dots\dots\dots (2.13)$$

$$R_p = \frac{K N_p}{F_1} \cdot A_p \dots\dots\dots (2.14)$$

$$R_\ell = \sum \left[\frac{\alpha K N_\ell U \Delta \ell}{F_2} \right] \dots\dots\dots (2.15)$$

sendo:

$R_p =$ resistência de ponta

$R_\ell =$ resistência lateral

K e α são coeficientes que dependem do tipo de solo, podendo ser utilizados os valores da Tabela 2.13.

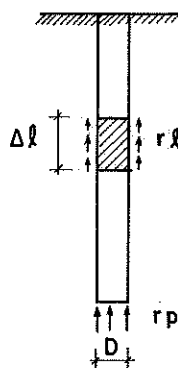


FIG. 2.58 - ESQUEMA DE ESTACA COM OS PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA ÚLTIMA

TABELA 2.13 - Coeficientes K e α

	<u>K (MN/m²)</u>	<u>α (%)</u>
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto-Argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	9,0
Areia Argilo-Siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno-Argiloso	0,45	2,6
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo-Arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-Siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto-Arenosa	0,33	3,0

F_1 e F_2 são fatores adotados considerando-se o efeito de escala, entre a estaca e o cone do ensaio de penetração estática (EPC), conforme valores apresentados na Tabela 2.14. Estes fatores permitem estabelecer a correlação existente entre os ensaios EPC e SPT.

TABELA 2.14 - Coeficientes F_1 e F_2

<u>TIPO DE ESTACA</u>	<u>F_1</u>	<u>F_2</u>
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,78	3,5
Pré-Moldada	1,78	3,5

N_p e N_λ são respectivamente, o SPT na cota de apoio da estaca e o SPT da camada de solo da espessura $\Delta\lambda$.

U = Perímetro da estaca

O autor, adota um fator $F_1 = 3,00$ e $F_2 = 6,00$ para estacas escavadas, não fazendo restrições quanto aos seus diâmetros. A carga admissível é obtida, multiplicando-se o valor de P_u , obtido pela fórmula (2.13) por um fator $1/3$, podendo ser majorada em 30% quando a estaca está sujeita a cargas de curta duração como é o caso do vento.

VELLOSO (1981) adotou um fator de carregamento igual a 0,7 para estacas tracionadas e 0,5 para estacas escavadas.

CINTRA & ALBIEIRO (1984) apresentaram o cálculo de tubulões; Fig. 2.59, sujeito à compressão por um pilar centrado que desenvolve carga P .

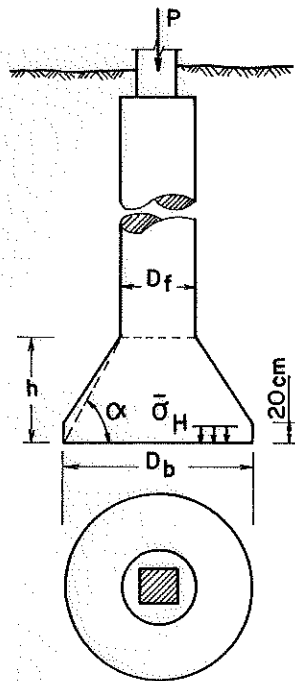


FIG. 2.59 - ESQUEMA DE TUBULÃO

$$D_f = \frac{4 (1,4 \cdot P)}{0,85 \pi (f_{ck}/1,6)} \dots\dots\dots (2.16)$$

sendo: D_f = diâmetro do fuste

$$f_{ck} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D_b = \frac{4 P}{\pi \bar{\sigma}_H}$$

sendo:

D_b = diâmetro da base

$\bar{\sigma}_H$ = taxa de trabalho do solo na cota de apoio do tubulão.

$$h = \frac{D_b - D_f}{2}, \quad \text{tg } \alpha$$

$$\frac{\text{tg } \alpha}{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}_H}{\bar{\sigma}_t} + 1$$

para que não haja necessidade de introdução de armadura na base

$\bar{\sigma}_t$ = tensão admissível de tração no concreto.

No caso de tubulões escavados a céu aberto, o diâmetro mínimo do fuste é 70cm e seu peso próprio não é considerado nos cálculos de dimensionamento, supondo-se que seja igual à resistência lateral ao longo do seu fuste.

As estacas STRAUSS, moldadas "in loco", apresentam boa eficiência no suporte de carga e são relativamente baratas. Consiste em abrir um buraco através de um peso vazado retirando material. Este buraco é depois preenchido com concreto, que é pilado em camadas sucessivas.

As estacas FRANKI são mais difíceis de serem executadas, exigindo para isso, equipamentos especiais. São portanto mais caras.

A capacidade nominal dessas estacas são dadas pela Tabela 2.15, para várias dimensões de seção transversal.

TABELA 2.15 - Estacas Moldadas "in Loco"

TIPO	DIÂMETRO (cm)	CARGA NOMINAL (KN)	COMPRIMENTO MÁXIMO (m)	d (cm)	c (cm)
STRAUSS	Ø 25	200	20	75	30
	Ø 32	300	20	95	30
	Ø 38	400	20	115	35
	Ø 45	600	20	135	40
	Ø 55	800	20	165	45
	Ø 70	1200	20	210	50
FRANKI	Ø 35	550	16	120	27,5
	Ø 40	750	22	130	30,0
	Ø 45	950	25	140	32,5
	Ø 52	1300	-	150	35,0
	Ø 60	1700	-	170	40,0

No caso de mais de uma estaca por pilar, é recomendado um número entre 3 a 6, para que o bloco de transição tenha rigidez apreciável em relação a dois eixos ortogonais. As distâncias c e d da Fig. 2.60, devem ser respeitadas.

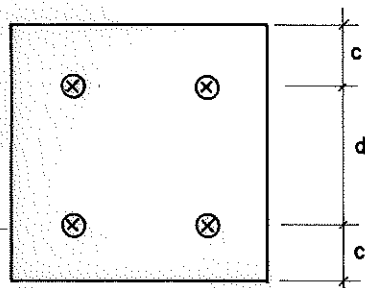


FIG. 2.60- DISTÂNCIAS RECOMENDADAS ENTRE ESTACAS

- c = Distância mínima do centro da estaca à borda do bloco de Transição.
- d = Distância mínima entre os centros de duas estacas adjacentes.

3. METODOLOGIA, RESULTADOS TEÓRICOS E DISCUSSÃO

Foi projetada, calculada e analisada detalhadamente uma treliça espacial do tipo complexa, montada a partir de troncos de árvores, na forma particularizada de torre de vigia florestal, de 35m de altura, prismática, em balanço livre. Sua seção transversal é variável, quadrada com 2 x 2m no topo e subdividida em traços consecutivos de 5m de altura.

A característica cônica das barras a serem utilizadas, introduz um certo grau de complexidade na estrutura, quanto ao cálculo e otimização. Os critérios apresentados na norma para o cálculo e a execução de estruturas de madeira (NBR 7190/82) e artifícios geométricos, foram utilizados para minimizar estas dificuldades. Por outro lado apresenta a vantagem de tornar as barras mais leves com a altura, devido à redução dos esforços nas partes mais altas da torre. Este fator, bem aproveitado, pode diminuir consideravelmente o peso total da estrutura, ocasionando maior facilidade na sua montagem.

Considerou-se como fator inicial para a durabilidade, um bom tratamento preservativo da madeira a ser utilizada.

Esta torre, será considerada uma treliça espacial, isostática, com número de barras igual a 3 x o número de nós ($b = 3n$), sendo os vínculos das pernas no solo, considerados como articulados e representados por 3 barras cada um.

Outras aplicações deste tipo de estrutura, como suporte de reservatórios elevados, torres para linhas de transmissão elétrica, torres para extração de minérios, torres de resfriamento, torres para guindastes, cimbramentos, andaimes, pilares, etc, são possíveis, considerando-se, apropriadamente, cada tipo de carregamento ou ação externa. A especificidade da utilização da torre, determinará as ações principais e também aquelas de acompanhamento.

No caso particular de uma torre de vigia florestal, a ação principal é devida ao vento e a ação de acompanhamento é o seu peso próprio. Por esse motivo a NBR 6123 (1980), relativa às forças devidas ao vento em edificações foi discutida e analisada detalhadamente nos subitens que se seguem.

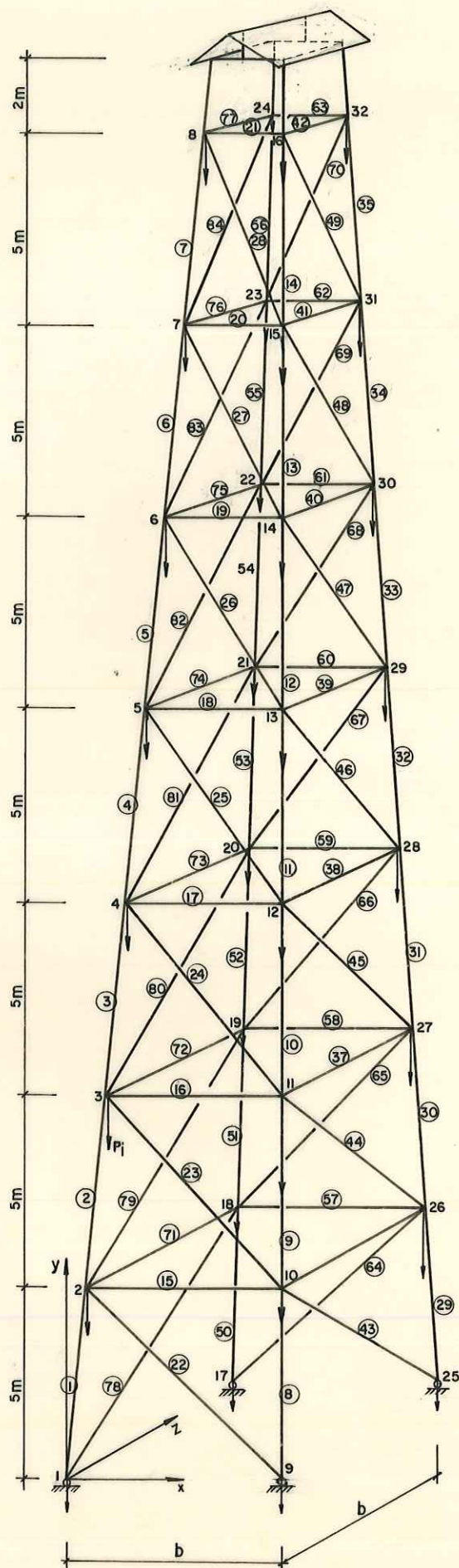
3.1. Determinação da Geometria da Torre

FIG. 3.1- IDENTIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS, BARRAS E NÓS DA TORRE.

A torre a ser estudada é uma treliça espacial, complexa, com diagonal única.

Todas as barras e nós foram identificados conforme indicado na Fig. 3.1. Esta geometria poderá ser, evidentemente, modificada de acordo com as ações externas, ou quando os esforços internos exigirem.

3.1.1. Cálculo da Distância (b) Devido a Ação do Peso Próprio

Fazendo:

$$P_c = \frac{\text{Peso total do abrigo de observação}}{4} \dots\dots (3.1)$$

$$a = 5 \cdot \text{tg } \beta$$

P_i = Carga vertical no nó i devida ao peso próprio de metade de todas as barras concorrentes em nós de dois painéis adjacentes e perpendiculares entre si.

Da somatória dos momentos das forças P_i e P_c em relação ao eixo z , igual a 0, tem-se:

$$\Sigma = M(z) = 0$$

$$\begin{aligned} & (P_1 + P_{17})_0 + (P_2 + P_{18})a + (P_3 + P_{19})2a + (P_4 + P_{20})3a + (P_5 + P_{21})4a + (P_6 + \\ & P_{22})5a + (P_7 + P_{23})6a + (P_8 + P_{24})7a + (2P_c)7a + (P_9 + P_{25})b + (P_{10} + P_{26})(b - \\ & a) + (P_{11} + P_{27})(b - 2a) + (P_{12} + P_{28})(b - 3a) + (P_{13} + P_{29})(b - 4a) + (P_{14} + \\ & P_{30})(b - 5a) + (P_{15} + P_{31})(b - 6a) + (P_{16} + P_{32})(b - 7a) + 2P_c(b - 7a) - \\ & (RV_9 + RV_{25})b = 0 \end{aligned}$$

Observando-se a fig. 3.1. pode-se admitir inicialmente:

$$P_i = P_{i+8} = P_{i+16} = P_{i+24}$$

Portanto:

$$RV_9 = RV_{25}$$

$$P_1 = P_9 = P_{17} = P_{25}$$

$$P_2 = P_{10} = P_{18} = P_{26}$$

.

.

.

$$P_8 = P_{16} = P_{24} = P_{32}$$

Estes valores, substituídos na equação acima, resulta:

$$2b (P_9 + P_{10} + P_{11} + P_{12} + P_{13} + P_{14} + P_{15} + P_{16} + P_c) = 2b Rv_9$$

$$Rv_9 = P_9 + P_{10} + P_{11} + P_{12} + P_{13} + P_{14} + P_{15} + P_{16} + P_c$$

da simetria da torre:

$$Rv_1 = Rv_9 = Rv_{17} = Rv_{25}$$

O peso próprio não tem, portanto, influência na distância (b), pois não provoca ação de tombamento da torre em relação à sua base. Ao contrário, o peso próprio da torre sofre influência da distância (b), aumentando, quando ela também aumenta.

Com (b) tendendo para zero, a torre vai ficando mais leve, porém com evidente decréscimo de sua estabilidade.

Sendo assim, os valores P_i serão calculados mais adiante, quando se determinar a distância (b) pela influência da ação do vento.

3.1.2. Cálculo da Distância (b) Devida a Ação do Vento

Foram utilizados para se determinar a ação do vento sobre a torre, os critérios da NBR 6123 (1980) relacionados nos itens de a até v seguintes, sendo o número entre parenteses indicativo do item em que se encontra na norma o trecho extraído e transcrito na íntegra.

3.1.2.1. Torre Tratada como Reticulados Planos Múltiplos

- a) (7.5) Para os fins desta Norma considera-se como reticulada toda estrutura constituída por barras retas.
- b) (7.7.1) Torres reticuladas de seção retangular podem ser calculadas de acordo com o item c (7.6), que trata de reticulados planos múltiplos.

- c) (7.6) Este item aplica-se a estruturas constituídas por dois ou mais reticulados planos paralelos e de banços paralelos, nos quais o reticulado de barlavento pode ter um efeito de proteção sobre os demais reticulados. O reticulado de barlavento e todas as partes dos outros reticulados não protegidos pelo primeiro, devem ser calculados como reticulados planos isolados. As forças do vento nas partes protegidas dos reticulados devem ser multiplicadas por um fator de proteção " η ", o qual depende do índice de área exposta (\emptyset) do reticulado de barlavento, da forma das barras prismáticas que constituem este reticulado e do espaçamento relativo entre os reticulados. Os valores do fator de proteção " η " constam da Tabela 3.1. ((18) da Norma)
- d) (7.7.1) O espaçamento relativo é calculado conforme as indicações da Fig. 3.2. ((4) da Norma)

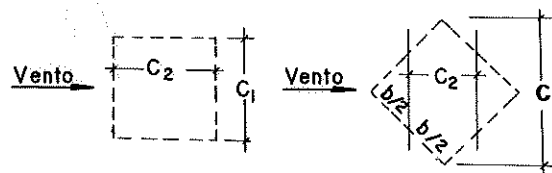


FIG. 3.2

- e) (7.6.3) O espaçamento relativo é igual a distância entre os planos dos reticulados dividida pela menor dimensão externa do reticulado de barlavento.
- f) O índice de área exposta (\emptyset) é igual à área frontal efetiva de um reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado.
- g) (7.6.4) O índice aerodinâmico da área exposta (\emptyset_a) usado na tabela, permite considerar diversas formas de seções transversais das barras prismáticas. Este índice é obtido multiplicando o índice de área exposta (\emptyset) por:
- g.1) 1,6 para barras prismáticas de faces planas
 - g.2) 1,2 para barras prismáticas de seção circular em regime de fluxo subcrítico e para barras prismáticas de faces planas a elas ligadas.

- g.3) 0,5 para barras prismáticas de seção circular em regime de fluxo supercrítico e para barras prismáticas de faces planas a elas ligadas.

TABELA 3.1. - ((18) da Norma) Fator de Proteção (η)

ESPAÇAMENTO RELATIVO	Valor de η para um Índice aerodinâmico de área exposta, $\bar{\theta}_a$, de:							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$\leq 1,0$	1,0	0,96	0,90	0,80	0,68	0,54	0,44	0,37
2,0	1,0	0,97	0,91	0,82	0,71	0,58	0,49	0,43
3,0	1,0	0,97	0,92	0,84	0,74	0,63	0,54	0,48
4,0	1,0	0,98	0,93	0,86	0,77	0,67	0,59	0,54
5,0	1,0	0,98	0,94	0,88	0,80	0,71	0,64	0,60
$\geq 6,0$	1,0	0,99	0,95	0,90	0,83	0,75	0,69	0,66

- h) (7.5.1) A força de vento em um reticulado plano isolado deve ser calculado para vento incidindo perpendicularmente a seu plano, salvo nos casos em que outra influência seja mais desfavorável.

- i) (7.5.2) A força de arrasto é calculada por:

$$F_a = A_e \cdot q \cdot C_a \dots\dots\dots (3.2)$$

sendo:

F_a = força de arrasto do vento e que segundo o item 6.3.3. da Norma, atua na direção do vento

A_e = área frontal efetiva do reticulado; área de projeção ortogonal das barras do reticulado sobre um plano perpendicular à direção do vento.

q = pressão dinâmica do vento, detalhada no item k, adiante.

C_a = coeficiente de arrasto, comentado detalhadamente no item r

- j) (7.7.1) A força do vento sobre as faces da torre paralelas à direção do vento é considerada nula.

Dos itens (i) e (j), conclui-se que a força do vento em um painel da torre, é devida à ação do vento nas faces perpendiculares a este, como esquematizado na Fig. 3.3.

Como A_h é perpendicular à direção do vento, tem-se da eq. 3.2.

$$F_{a_h} = A_h \cdot q \cdot C_a \dots\dots\dots (3.3)$$

sendo:

F_{a_h} = força do vento na área que carrega os nós de altura h

$A_h = 5 \cdot b_h$ = área de influência (m^2) do vento nos nós de altura h

b_h = largura da face da torre na altura h

$b_h = b + d_{max} - C \cdot h$

$$C = \frac{(b + d_{max}) - (2 + d_{min})}{35}$$

sendo:

d_{max} = diâmetro na base da perna (em m)

d_{min} = diâmetro no topo da perna (em m)

$$b_h = b + d_{max} - \frac{b + d_{max} - 2 - d_{min}}{35} \cdot h$$

$$A_h = \frac{35b + 35 \cdot d_{max} - b \cdot h - h \cdot d_{max} + 2 \cdot h + h \cdot d_{min}}{35} \cdot 5$$

A área frontal efetiva A_e , projetada no plano perpendicular à direção do vento é:

$A_{e_h} = A_h \cdot \emptyset$, sendo que o valor de \emptyset será calculado mais adiante, quando se determinar o diâmetro das barras.

$$A_{e_h} = \frac{35b + 35 \cdot d_{max} - b \cdot h - h \cdot d_{max} + 2 \cdot h + h \cdot d_{min}}{35} \cdot 5 \cdot \emptyset$$

Portanto,

$$F_{a_h} = \frac{35b + 35 \cdot d_{max} - b \cdot h - h \cdot d_{max} + 2 \cdot h + h \cdot d_{min}}{35} \cdot 5 \cdot \emptyset \cdot q \cdot C_a \dots (3.4)$$

k) (2.2) A pressão dinâmica do vento (q), correspondente à velocidade característica (V_k) em condições normais de pressão (1 atm) e de temperatura (15°C) é dada por:

$$q = \frac{V_k^2}{1,6} \text{ em N/m}^2 \dots\dots\dots (3.5)$$

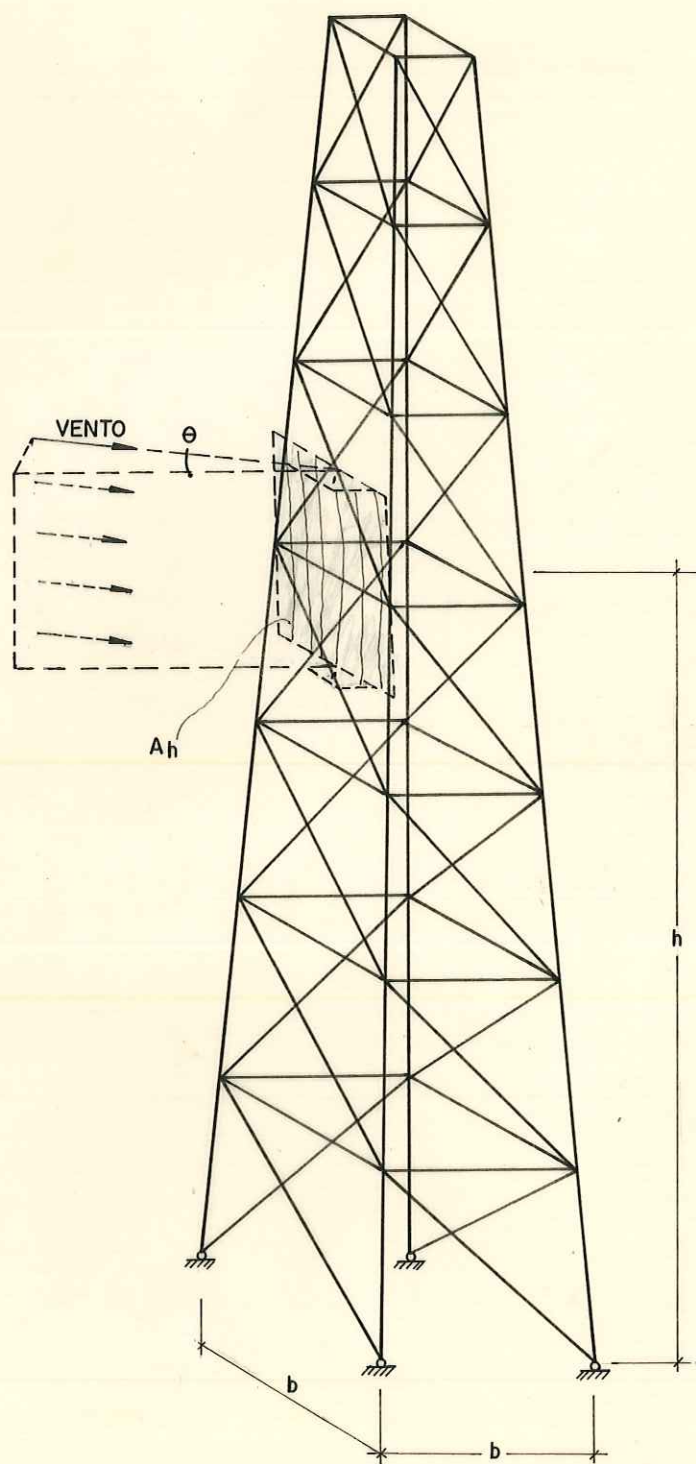


FIG.3.3-ÁREA DE INFLUENCIA DO VENTO, SOBRE OS NÓS DE ALTURA h .

A velocidade característica \bar{v} é determinada de acordo com o item 2:

$$2) \quad (4.2) \quad V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \text{ m/s} \dots\dots\dots (3.6)$$

sendo:

V_0 = velocidade básica do vento, em m/s determinada conforme o item seguinte:

m) (5.1) A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média, uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano.

A Fig. 3.4 ((1) da Norma) apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil.

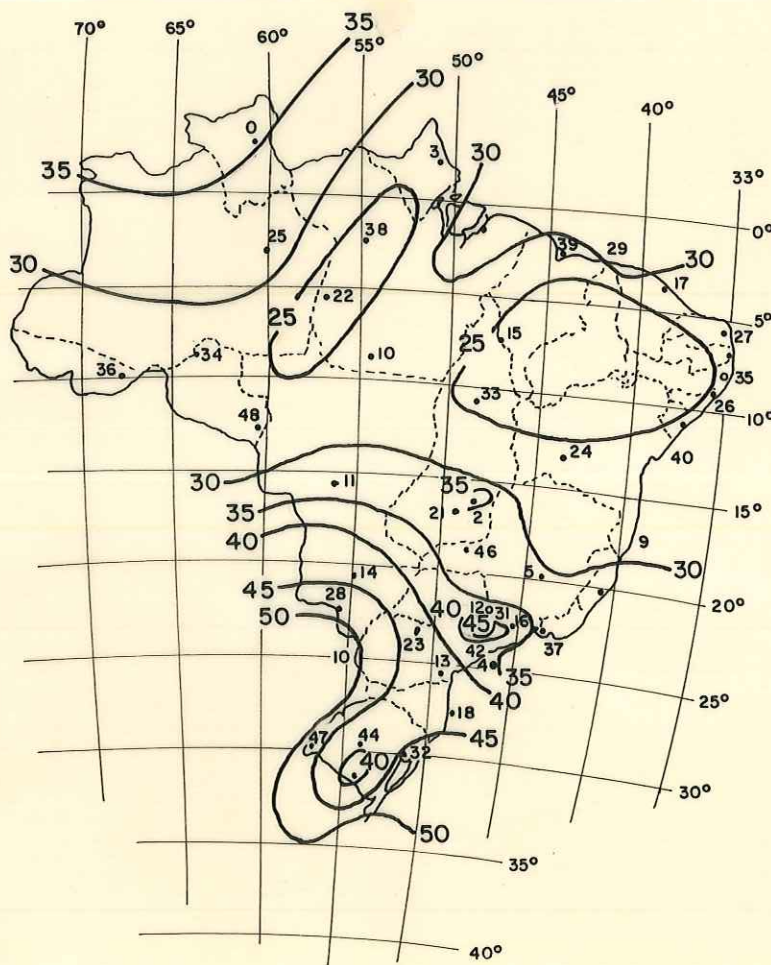


FIG. 3.4 - ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA (V_0) DO VENTO EM m/s

Para o Estado de São Paulo, observa-se na Fig. 3.4 que o fator V_0 está entre 35 e 45 m/s.

Para V_0 maior, V_k será maior, aumentando o valor de q , o que aparentemente, elevará a força do vento na estrutura. Entretanto, ventos menos velozes podem aplicar forças maiores no reticulado, conforme explica o item abaixo.

n) (7.1.3) Barras que, por suas dimensões e velocidade característica do vento, estiverem no regime do fluxo supercrítico podem exigir cálculos adicionais para verificar se forças maiores não ocorrem com velocidade do vento abaixo da máxima, com o fluxo em regime subcrítico.

O regime de fluxo é subcrítico quando $V_k \cdot d \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$ e subcrítico, quando $V_k \cdot d < 6 \text{ m}^2/\text{s}$, sendo:

d = diâmetro da barra prismática considerada sob a ação do vento de velocidade V_k .

Pelo exposto evidencia-se a necessidade de se considerar também, valores de V_0 menores do que 45m/s, para se verificar as forças máximas que possam agir sobre a torre.

S_1 = fator topográfico, determinado de acordo com o item abaixo:

o) (5.2) O fator topográfico leva em consideração as grandes variações locais na superfície do terreno. A Tabela 3.2 dá os valores do fator topográfico para condições típicas, que devem ser usadas com precaução, pois em certos casos, os valores nela indicados podem estar acima ou abaixo dos reais. Poderão ser adotados valores menores do que estes, desde que devidamente justificados.

TABELA 3.2. - Fator Topográfico

l	TOPOGRAFIA	S_1
a	Todos os casos, exceto os seguintes	1,0
b	Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales efeito de afunilamento	1,1
c	Vales profundos, protegidos de todos os ventos	0,9

As torres de vigia florestal, são normalmente localizadas e construídas nas partes mais altas das fazendas, onde o relevo vai geralmente, de suave a fortemente ondulado, não chegando porém, a

se caracterizar como encostas ou cristas de morros. Sendo assim, tomou-se o valor representativo da classe a

$$S_1 = 1,0$$

S_2 = Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, determinado de acordo com o item abaixo.

- p) (5.3) O fator S_2 considera o efeito combinado de rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte componente em consideração.

Em ventos fortes, a velocidade do vento aumenta usualmente com a altura acima do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado em um intervalo de tempo maior.

p.1) (5.3.1) Rugosidade do terreno

Para os fins desta Norma a rugosidade do terreno é classificada em 4 categorias:

- p.1.1) rugosidade 1: grandes zonas de terreno aberto, em nível ou aproximadamente em nível, sem obstruções como zonas costeiras, plantas, pântanos, campos de aviação, pradarias e charnecas, fazendas sem sebes ou muros.
- p.1.2) rugosidade 2: terrenos planos ou ondulado com obstruções tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores e edificações eventuais. Como exemplos, citam-se granjas e casas de campo, com exceção das partes com mato. A cota geral das obstruções, é considerada a 2 metros acima do terreno.
- p.1.3) rugosidade 3: terrenos cobertos por numerosos e grandes obstruções como zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios de grandes cidades.

A cota geral das obstruções e cumeeira é considerada a 10m acima do terreno.

Esta categoria também inclui zonas com construções maiores que ainda não possam ser consideradas na categoria seguinte:

p.1.4) Rugosidade 4: Terrenos cobertos com numerosas e grandes construções com uma altura média de 25m ou superior.

Para as localidades normais, onde são instaladas torres florestais, as condições são abrangidas pela rugosidade 3, com a qual a torre estará cercada por muitas árvores. Entretanto, florestas implantadas, têm curta duração, como é o caso de uma população de Eucalyptus cortada aos 7 anos. Neste caso as condições passam a ser abrangidas pela rugosidade 1.

p.2) (5.3.2) Dimensões da Edificação

A velocidade do vento varia continuamente e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. O intervalo de tempo mais curto das medidas usuais (3s), corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem obstáculos de até 20m na direção do vento médio. Quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, tanto maior a distância abrangida pela rajada.

Por esta razão foram escolhidas as seguintes classes de edificações e de seus elementos, com intervalos de tempo para o cálculo da velocidade média de, respectivamente 3, 5 e 15s:

p.2.1) Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Todas as edificações nas quais a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.

p.2.2) Classe B: Todas as edificações nas quais a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 e 50m.

p.2.3) Classe C: Todas as edificações nas quais a maior dimensão horizontal ou vertical exceda 50m.

Em obras de excepcional importância é recomendado um estudo específico para determinação do intervalo de tempo para cálculo da velocidade média.

Como a torre tem 37m de altura, ela se enquadra dentro da classe B. Entretanto, nos painéis de vedação do abrigo de observação será tomado o fator S_2 da classe A.

p.3) (5.3.3) Altura sobre o terreno

Os valores de S_2 para o cálculo da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno, para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações são dados na Tabela 3.3 ((2) da Norma).

Para o estudo da estrutura, a altura da edificação pode ser dividida em partes. A força do vento em cada parte é calculada usando o fator S_2 correspondente à cota do topo desta parte, medida a partir do terreno. Esta força é aplicada a meia altura da respectiva parte.

TABELA 3.3 ((2) da Norma) Fator S_2 - Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura do Terreno

CATEGORIA													
Altura acima do terreno	Terreno aberto sem obstruções			Terreno aberto com poucas obstruções			Terreno com muitas obstruções; pequenas cidades; subúrbios de grandes cidades			Terreno com obstruções grandes e frequentes Ex. centros de grandes cidades			
	H (m)	Classe		Classe		Classe		Classe					
0	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
1	<3	0,83	0,78	0,73	0,72	0,67	0,63	0,64	0,60	0,55	0,56	0,52	0,47
2	5	0,88	0,83	0,78	0,79	0,74	0,70	0,70	0,65	0,60	0,60	0,55	0,50
3	10	1,00	0,95	0,90	0,93	0,88	0,83	0,78	0,74	0,69	0,67	0,62	0,58
4	15	1,03	0,99	0,94	1,00	0,95	0,91	0,88	0,83	0,78	0,74	0,69	0,64
5	20	1,06	1,01	0,96	1,03	0,98	0,94	0,95	0,90	0,85	0,79	0,75	0,70
6	30	1,09	1,05	1,00	1,07	1,03	0,98	1,01	0,97	0,92	0,90	0,85	0,79
7	40	1,12	1,08	1,03	1,10	1,06	1,01	1,05	1,01	0,96	0,97	0,93	0,89
8	50	1,14	1,10	1,06	1,12	1,08	1,04	1,08	1,04	1,00	1,02	0,98	0,94
9	60	1,15	1,12	1,08	1,14	1,10	1,06	1,10	1,06	1,02	1,05	1,02	0,98
10	80	1,18	1,15	1,11	1,17	1,13	1,09	1,13	1,10	1,06	1,10	1,07	1,03
11	100	1,20	1,17	1,13	1,19	1,16	1,12	1,16	1,12	1,09	1,13	1,10	1,07
12	120	1,22	1,19	1,15	1,21	1,18	1,14	1,18	1,15	1,11	1,15	1,13	1,10
13	140	1,24	1,20	1,17	1,22	1,19	1,16	1,20	1,17	1,13	1,17	1,15	1,12
14	160	1,25	1,22	1,19	1,24	1,21	1,18	1,21	1,18	1,15	1,19	1,17	1,14
15	180	1,26	1,23	1,20	1,25	1,22	1,19	1,23	1,20	1,17	1,20	1,19	1,16
16	200	1,27	1,24	1,21	1,26	1,24	1,21	1,24	1,21	1,18	1,22	1,21	1,18

Para os elementos de vedação é recomendado usar o fator S_2 correspondente ao topo da edificação. Esta recomendação é baseada no fato de que na fachada de barlavento e nas fachadas laterais o vento é defletido para baixo, com um consequente aumento da pressão dinâmica na parte inferior da edificação.

Este fator S_2 varia para partes da edificação que se encontram a diferentes alturas. Como ele aumenta com a altura, serão consideradas neste trabalho, pela sua aplicação didática, as alturas 2,5; 5,0; 10,0; 15,0; 20,0; 25,0; 30,0; 35 e 37m acima ao terreno. Com essas alturas convenientemente tomadas, é possível concentrar a força dos ventos nos nós de cada segmento vertical da torre.

Os fatores S_2 correspondentes a cada altura, serão compostos posteriormente na determinação das forças mais críticas do vento, verificando-se o regime de fluxo das barras da torre nestas alturas.

S_3 = Fator estatístico, explicado conforme q, abaixo:

q) (5.4) O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Segundo a definição dada em (n) a velocidade básica (V_0) é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência média de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade (V_0) seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados, são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. Para estas edificações o coeficiente S_3 vale 1,00 conforme consta na Tabela 3.4 ((3) da Norma), para o grupo 2, onde se encontram também os valores mínimos aplicáveis em outras situações.

TABELA 3.4 ((3) da Norma) Valores Mínimos do Fator Estatístico S_3

GRUPO	DESCRIÇÃO	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro às pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiro e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)	0,88
5	Edificações temporárias. Estrutura dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Observa-se pela tabela acima que o grupo 3 se aplica adequadamente para o caso das torres florestais, e portanto:

$$S_3 = 0,95$$

Adotando-se inicialmente os maiores valores de V_0 , S_1 , S_2 e S_3 encontrados, obtém-se pela equação (3.5) o máximo valor de q , a favor da segurança:

$$V_0 = 45\text{m/s}$$

$$S_1 = 1,0$$

$$S_2 = 1,065 \text{ correspondente à altura total (35m) do reticulado na classe B da rugosidade I}$$

$$S_3 = 0,95$$

$$V_k = 45 \times 1 \times 1,065 \times 0,95 = 45,5288 \text{ m/s}$$

$$q = \frac{V_k^2}{1,6} = \frac{(45,5288)^2}{1,6} = 1,2955 \text{ KN/m}^2$$

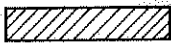
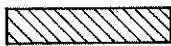

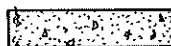
Determinando-se o diâmetro das barras da torre, pode-se com este valor de V_k , determinar o real regime de fluxo destas barras, para obtenção do máximo esforço do vento.

O diâmetro mais fino da perna, no topo da torre, pode ser determinado pelos esforços produzidos pelo abrigo de observação, Fig. 3.5, no topo da torre, por influência do vento e pelo seu peso próprio. Estes esforços podem ser avaliados, separando-se o abrigo de observação Fig. 3.6, e tratando-o como um sólido livre.




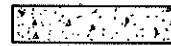
Começando-se pelo telhado do abrigo de observação, inclinação de 20°, conforme apresentado na Fig. 3.6b, levando-se em consideração sua posição elevada do solo e admitindo-se inicialmente as dimensões de 2 x 2m, obtém-se, pela Tabela 15 ((5) da Norma) do Anexo, os coeficientes de forma para o telhado:

$$\frac{h}{b} = 1$$

$$\therefore \frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2} \quad \text{e} \quad \theta = 20^\circ$$

	E	F	G	H	Cpe Médio	
$\alpha = 0^\circ$	-0,8	-0,6	-0,8	-0,6		-1,5
						-1,5
$\alpha = 90^\circ$	-0,7	-0,7	-0,5	-0,5		-1,5
						-1,0

Considerando-se o fundo do abrigo de observação como se fosse um telhado inclinado de 0°, obter-se-ã pela mesma tabela os seguintes coeficientes de forma:

	E	F	G	H	Cpe Médio	
$\alpha = 0^\circ$	-1,0	-6,0	-1,0	-6,0		-2,0
						-2,0
$\alpha = 90^\circ$	-0,8	-0,8	-0,6	-0,6		-2,0
						-

Esses coeficientes se anulam, pois embora correspondam a ação do vento em sentidos opostos, a diferença existente entre os seus valores absolutos é diminuta. Por este motivo, não exercerão influência no topo da torre e serão considerados somente no dimensionamento das telhas, painéis, piso e sua fixação.

Os esforços devidos ao abrigo de observação no topo da torre, resumem-se portanto, ao seu peso próprio e a força de arrasto produzida pelo vento.

Esta força de arrasto (F_{aC}) é calculada pela equação:

$$F_{a_c} = A_{e_c} \cdot q \cdot C_{a_c} \dots\dots\dots((58,5) \text{ da Norma})$$

sendo: A_{e_c} = área frontal de obstrução do vento

C_{a_c} = coeficiente de arrasto no abrigo

Este coeficiente de arrasto pode ser determinado pela Fig. 3.7 ((2) da Norma). A partir dos valores:

$$\frac{h}{l_1} = \frac{2,36}{2} = 1,18$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{2,0}{2,0} = 1$$

obtêm-se: $C_{a_c} = 1,16$

Entretanto, essa figura se aplica mais apropriadamente quando a altura (h) das edificações é medida a partir do solo. No caso deste abrigo de observação, elevado, este coeficiente de arrasto é aproximado.

Pode-se então, obter um outro coeficiente de arrasto, determinado a partir dos coeficientes de forma (C_e) das diversas superfícies verticais do abrigo de observação, dados na Tabela 16 do Anexo.

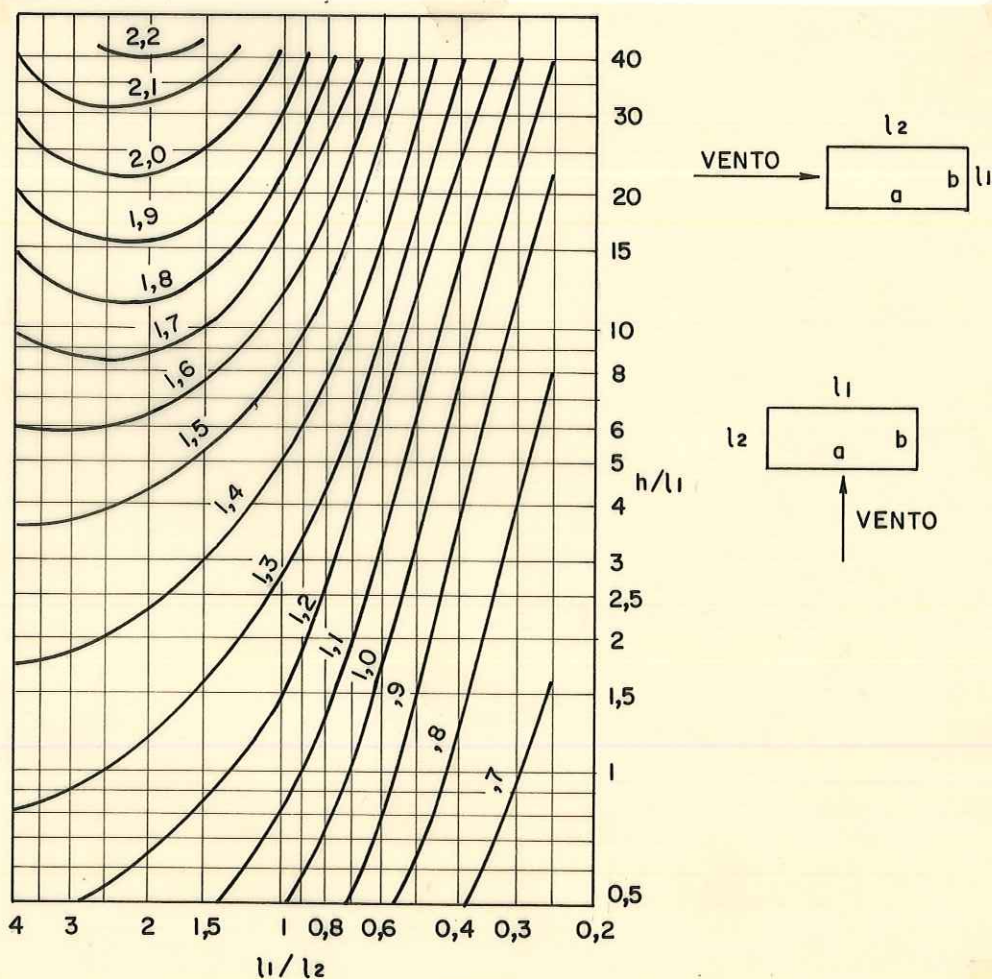


FIG.3.7-COEFICIENTES DE ARRASTO (C_{a_c}) PARA EDIFICAÇÕES PARALELEPÍPICAS.

Fazendo-se as relações:

$$\frac{h}{b} = \frac{2,36}{2} = 1,18 \quad e$$

$$\frac{a}{b} = \frac{2}{2} = 1$$

obtem-se os coeficientes da Fig. 3.8

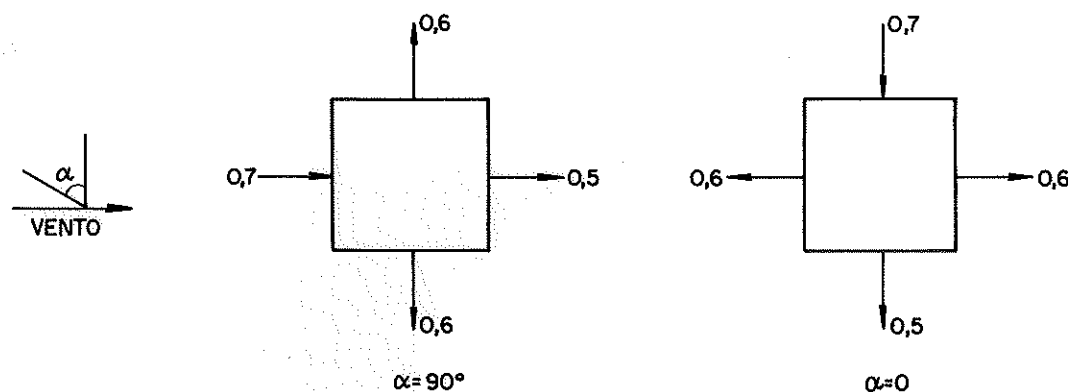


FIG.3.8 - COEFICIENTE DE FORMA NAS PAREDES DO ABRIGO DE OBSERVAÇÃO.

O somatório destes coeficientes na direção do vento, resulta no coeficiente de arrasto,

$$Ca_c = 0,7 + 0,5 = 1,2$$

Este coeficiente também é aproximado, pois os casos previstos na Tabela 16 do Anexo, não prevêem fluxo de vento por baixo da edificação, como é o caso em questão.

Na Tabela 17 do Anexo, pode-se obter um coeficiente de força máxima igual a 1,8, sendo o abrigo de observação considerado como uma placa de lados iguais. Entretanto, a profundidade desprezível das placas expostas ao vento produz alta sucção na face de sotavento, podendo-se então, considerar este coeficiente (1,8) como muito elevado.

A norma fornece ainda na Tabela 3.5 ((17) da norma) um coeficiente de arrasto igual a 2, quando o índice de área exposta (ϕ) é igual a 1, isto é, quando a parede de obstrução se apresentar sem aberturas.

TABELA 3.5 ((17) da Norma) Coeficientes de Arrasto "Ca" para Reticulados Planos Isolados

ÍNDICE DE ÁREA EXPOSTA ϕ	Coeficiente de arrasto Ca para um reticulado plano isolado formado por barras prismáticas:		
	de faces planas	Subcrítico $V_{kd} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$	Supercrítico $V_{kd} \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$
0,1	1,9	1,2	0,7
0,2	1,8	1,2	0,8
0,3	1,7	1,2	0,8
0,4	1,7	1,1	0,8
0,5	1,6	1,1	0,8
0,75	1,6	1,5	1,4
1,0	2,0	2,0	2,0

Mas nesta condição limite a tabela não se aplicaria, pois não teríamos um plano reticulado.

Quando existir um área de janela aberta, seja por exemplo 25% da área, o coeficiente já cairia para 1,4.

Substituindo na eq. (3.7) os valores $S_2 = 1,071$ correspondente à cota da cumeeira do abrigo de observação e V_0, S_1 e S_3 iguais àqueles tomados para o reticulado, obtêm-se:

$$V_{k_c} = 45 \times 1,0 \times 1,071 \times 0,95 = 45,7853$$

$$q_c = \frac{(45,7853)^2}{1,6} = 1,3102 \text{ KN/m}^2$$

$$\therefore Fa_c = Ae_c \cdot 1,3102 \times 1,16 \dots\dots\dots (3.8)$$

$$Fa_c = 1,5198 \cdot Ae_c$$

$$\text{Como } Ae_c = \cong 4,0 \text{ m}^2$$

$$Fa_c = 1,5198 \times 4,0 = 6,0792 \text{ KN}$$

Esta é a força do vento no abrigo de observação, podendo para facilidade de cálculo, ser aplicada no seu centro de gravidade a aproximadamente um metro do piso. Entretanto, sua direção é sempre perpendicular aos lados do quadrado da planta da torre, a

0 ou 90° de acordo com a Fig. 3.3.

CHIEN & FENG & SIAO (1951) apresentaram a Fig. 3.9, mostrando coeficientes de pressão para paredes e telhados de edificações, para vento soprando a 45° ou paralelo à diagonal do quadrado da planta da torre.

Fazendo-se a somatória desses coeficientes, obtêm-se as resultantes, mostradas na Fig. 3.9b.

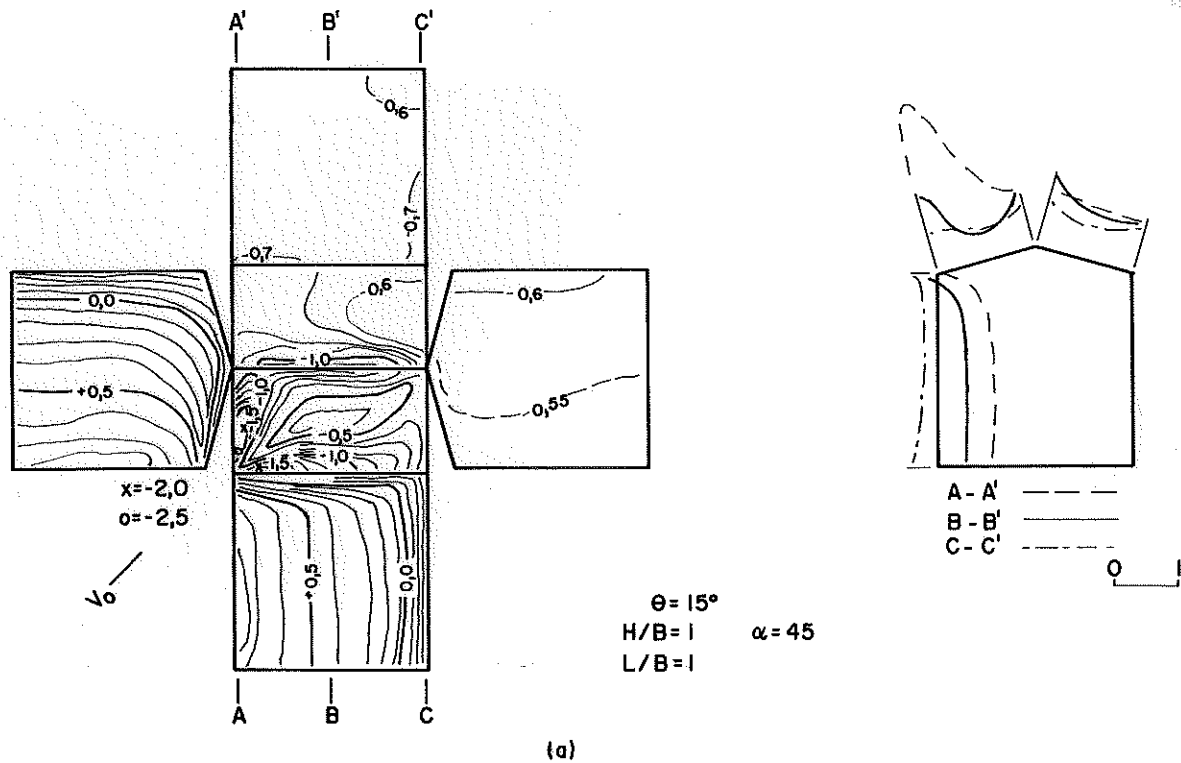


FIG.3.9-COEFICIENTES DE PRESSÃO NAS PAREDES DE UMA EDIFICAÇÃO COM VENTO INCIDINDO A 45°

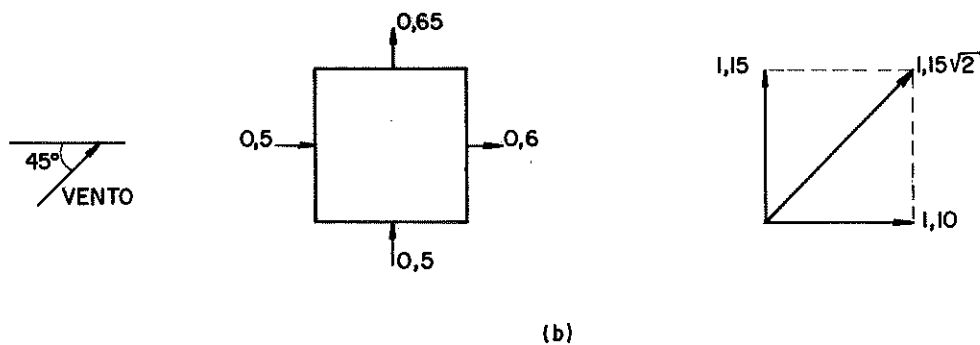


FIG.3.9 - COEFICIENTE DE ARRASTO RESULTANTE A 45°.

Como o C_{ac} adotado na equação (3.8) é 1,16, basta multiplicá-lo por $\sqrt{2}$ para encontrar a força do vento na direção paralela à diagonal do quadrado da planta da torre (F_{acd})

$$F_{acd} = A e_c \times 1,3102 \times 1,16 \times \sqrt{2} \dots\dots\dots (3.9)$$

$$= 8,5975 \text{ KN}$$

Aplicando-se esta força no centro de gravidade do abrigo de observação e fazendo o somatório dos momentos das forças da figura 3.6 em relação ao eixo 16-24, igual a zero, obter-se-ão as reações de equilíbrio do abrigo de observação, e a sua ação sobre a cabeça do reticulado.

$$F_{acd} \times h_{c.g.} - F_{c32} \times \frac{2\sqrt{2}}{2} + F_{c8} \times \frac{2\sqrt{2}}{2} = 0 \quad (3.10)$$

como:

$$F_{c32} = - F_{c8} \quad \text{e} \quad h_{c.g.} = 1 \text{ m}$$

então: $F_{c32} = \frac{8,5975}{2\sqrt{2}} = 3,0397 \text{ KN}$

$$F_{c8} = -3,0397 \text{ KN}$$

Como esta força é muito pequena face à resistência da madeira, a barra 35, Fig. 3.10, deverá ser dimensionada pelo índice de esbelteza máxima

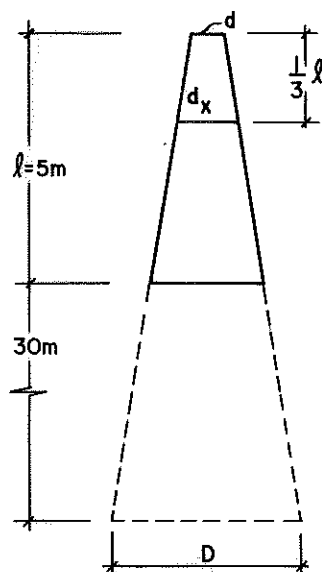


FIG.3.10- CONICIDADE DA PERNA DA TORRE.

$$\lambda = \frac{2ff}{i} = 140$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12}}{a^2}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{500}{140}$$

$$\therefore a = 12,37$$

$$\frac{\pi d_x^2}{4} = a^2$$

$$d_x = 13,96 \text{ cm}$$

Um estudo da conicidade (C) de postes de Eucalipto citriodora, deu como resultado, Figura 1 do Anexo o valor :

$$c = 0,6 \text{ cm/m}$$

$$\therefore d = d_{\min} = d_x - c \cdot \frac{1}{3} \cdot 5 = 13 \text{ cm}$$

A força admissível numa peça longa de Eucalipto citriodora com esse diâmetro será:

$$\bar{\sigma} f l = \frac{\pi^2 1650}{4 \times 140^2} = 0,2077 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{F} = \frac{\pi 13^2}{4} \times 0,2077 = 27,57 \text{ KN}$$

Este valor ultrapassa o valor obtido pela equação 3.10, com grande margem de segurança, para adição do peso próprio do abrigo de observação,

Os valores de d_{\max} e d_{\min} encontrados acima, podem substituir as variáveis d_{\max} e d_{\min} da equação 3.4.

$$D = d_{\max} = d + c \cdot 35 = 34 \text{ cm}$$

$$F_{ah} = \frac{35b + 35 \times 0,34 - b \cdot h - 0,34h + 2h + 0,13h}{35} \cdot 5 \cdot \emptyset \cdot q \cdot Ca$$

$$F_{ah} = \frac{35b - bh + 1,79h + 11,9}{35} \cdot 5 \cdot \emptyset \cdot q \cdot Ca \dots \dots \dots (3.11)$$

Com relação ao coeficiente de arrasto (C_a) dado na equação (3.4), o item r determina o seguinte:

r) (7.5.2) A Tabela 3.5 fornece os valores de coeficientes de arrasto (C_a) para um reticulado plano formado de barras prismáticas de faces planas ou de seção circular, no qual todas as barras têm valores de (Vkd) inferiores a $6m^2/s$ ou todas elas têm valores (Vkd) superiores a $6m^2/s$.

Observa-se nesta tabela que o C_a é maior no caso de regime subcrítico, sendo portanto necessário verificar a força do vento para valores de V_0 inferiores ao máximo.

Se o regime de fluxo for supercrítico, obtêm-se $C_a = 0,8$ para valores de ϕ entre 0,2 e 0,5. Sendo assim, a força do vento na área hachurada da Fig. 3.11 será de acordo com a equação (3.2):

$$F_a = 1,2955 \times 0,8 \times A_e = 1,0364 A_e \text{ KN}$$

Se o regime de fluxo for subcrítico, existe um valor máximo de V_0 para o produto Vkd ser igual a 6.

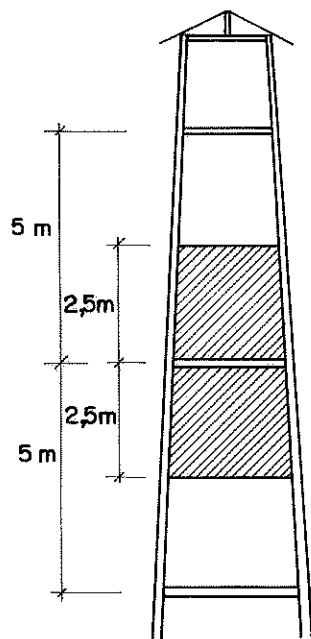


FIG.3.II-ÁREA EFETIVA MÍNIMA PARA O CÁLCULO DO REGIME DE FLUXO DAS BARRAS

$$V_k \cdot d = 6$$

$$V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot d = 6$$

O diâmetro (d) médio na área hachurada é 16cm, portanto:

$$V_{0\max} = \frac{6}{1 \times 1,065 \times 0,95 \times 0,16} = 37,06m/s$$

$$V_k = 37,06 \times 1 \times 1,065 \times 0,95 = 37,4955 \text{ m/s}$$

$$q = \frac{(37,4955)^2}{1600} = 0,8787 \text{ KN/m}^2$$

O valor de C_a para ϕ igual a 0,2 ou 0,3 é igual a 1,2, portanto:

$$F_a = 0,8787 \times 1,2 \times A_e = 1,0544 A_e \text{ KN}$$

No regime subcrítico a força do vento é 0,018 A_e , superior à força do vento no regime do fluxo supercrítico.

Como a área efetiva A_e é muito pequena, da ordem de 2,5m², esta diferença (aproximadamente 5 Kg) se torna desprezível.

As metades das barras acima dessa área considerada, estão em regime de fluxo subcrítico, exercendo porém influência, muito pequena, principalmente porque a redução no V_0 provoca redução na pressão dinâmica do vento, com considerável alívio em toda a parte inferior.

Sendo assim, toda a estrutura será considerada em regime de fluxo supercrítico, o que simplifica grandemente a determinação da ação do vento na estrutura global.

Como existe na torre um segundo painel, atrás do primeiro, para uma dada direção do vento, é preciso considerar o item s, seguinte:

s) (7.6.2) As forças do vento nos diversos reticulados devem ser somadas para ser obtida a força total do vento na estrutura.

Entretanto, o painel a sotavento, está em parte protegido pelo painel a barlavento. A medida dessa proteção é dada pelo fator (η) obtido da Tabela 3.1.

Entrando, nesta tabela com :

$$\phi_a = \phi \times 0,5 = 0,2 \times 0,5 = 0,1 \text{ e}$$

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{2,0}{2,0} \text{ a } \frac{b}{b} = 1 \text{ espaçamento relativo com vento perpendicular à face.}$$

tem-se:

$$\eta = 1$$

Este valor de η mostra que não existe proteção do primeiro painel sobre o segundo, para vento soprando normalmente aos painéis. Isso mostra que a força do vento calculada pela equação (3.11) no painel a barlavento, pode ser usada também no painel a sotavento.

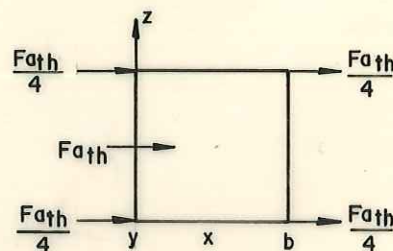


FIG.3.12- VENTO PERPENDICULAR A UM DOS LADOS DA PLANTA DA TORRE.

A força total do vento numa altura h da torre, pode ser obtida multiplicando-se o segundo membro desta equação por 2 e será distribuída nos diversos nós, como na Fig. 3.12.

$$F_{ath} = \frac{35b - b.h + 1,79h + 11,9}{35} \cdot 5 \cdot \emptyset \cdot q \cdot Ca \cdot 2 \dots (3.12)$$

Observa-se entretanto, que a incidência mais desfavorável do vento é quando ele sopra a 45° , ou seja, paralelo à diagonal do quadrado da planta da torre, conforme mostra a Fig. 3.13. Neste caso, o vento total traciona somente uma perna a barlavento e comprime somente uma perna a sotavento. A força total do vento nesta direção é obtida multiplicando-se o segundo membro da equação (3.13) por $\sqrt{2}$, que é o único fator de majoração da força do vento, crescendo na mesma razão que cresce a área de influência do vento na torre.

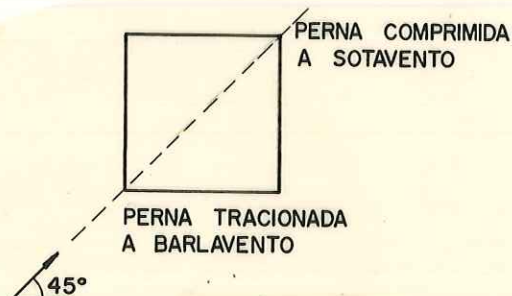


FIG.3.13- VENTO PARALELO À DIAGONAL DA PLANTA DA TORRE.

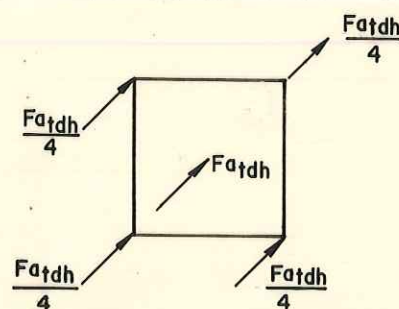


FIG.3.14- DISTRIBUIÇÃO DO VENTO À DIAGONAL NOS NÓS DE MESMA ALTURA.

$$F_{a_{tdh}} = \frac{35b - b.h + 1,79h + 1,19}{35} \cdot 5 \cdot \emptyset \cdot C_a \cdot 2 \sqrt{2} \dots (3.13)$$

O espaçamento relativo nesta condição é:

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{2 \sqrt{2}}{2 \sqrt{2}} \text{ a } \frac{b \sqrt{2}}{b \sqrt{2}} = 1, \text{ portanto, pela Tabela 3.1.}$$

$$\eta = 1$$

A força do vento calculada pela eq. (3.13) na direção paralela à diagonal do quadrado da planta da torre pode ser distribuída como na Fig. 3.14, porque não chega a ocorrer proteção dos painéis anteriores sobre os posteriores.

Substituindo-se na equação 3.13 os valores já encontrados para as variáveis q, C_a e \emptyset (aproximado, porque depende da distância b), obtém-se:

$$F_{a_{tdh}} = \frac{35b - b.h + 1,79h + 1,19}{35} \times 5 \times 0,8 \times 2 \times \sqrt{2} \times 0,2 \times 1,2955$$

$$F_{a_{tdh}} = 0,08375 (35b - b.h + 1,79h + 11,9) \dots \dots \dots (3.14)$$

Substituindo-se nesta equação as alturas h de cada nó:

$$F_{a_{td0}} = 0,08375 (35b - 1,25b + 1,79 \times 1,25 + 11,9) \cdot 1/2 = 1,4133b + 0,5920 \dots$$

$$F_{a_{td5}} = 0,08375 (35b - 5b + 1,79 \times 5 + 11,9) = 2,5125b + 1,7462 \dots \dots \dots$$

$$F_{a_{td10}} = 0,08375 (35b - 10b + 1,79 \times 10 + 11,9) = 2,0938b + 2,4958 \dots \dots \dots$$

$$F_{a_{td15}} = 0,08375 (35b - 15b + 1,79 \times 15 + 11,9) = 1,6750b + 3,2453 \dots \dots \dots$$

$$F_{a_{td20}} = 0,08375 (35b - 20b + 1,79 \times 20 + 11,9) = 1,2563b + 3,9949 \dots \dots \dots$$

$$F_{a_{td25}} = 0,08375 (35b - 25b + 1,79 \times 25 + 11,9) = 0,8375b + 4,7444 \dots \dots \dots$$

$$F_{a_{td30}} = 0,08375 (35b - 30b + 1,79 \times 30 + 11,9) = 0,4188b + 5,4940 \dots \dots \dots$$

$$F_{a_{td35}} = 0,08375 (35b - 33,75b + 1,79 \times 33,75 + 11,9) \cdot 1/2 = 0,0523b + 3,0281.$$

Fazendo-se a somatória dos momentos das forças do vento em relação ao eixo 9-17 da Fig. 3.15, igual a zero, determina-se o braço de alavanca que as reações R_1 e R_{25} precisam ter para resistir ao momento de tombamento devido a ação do vento.

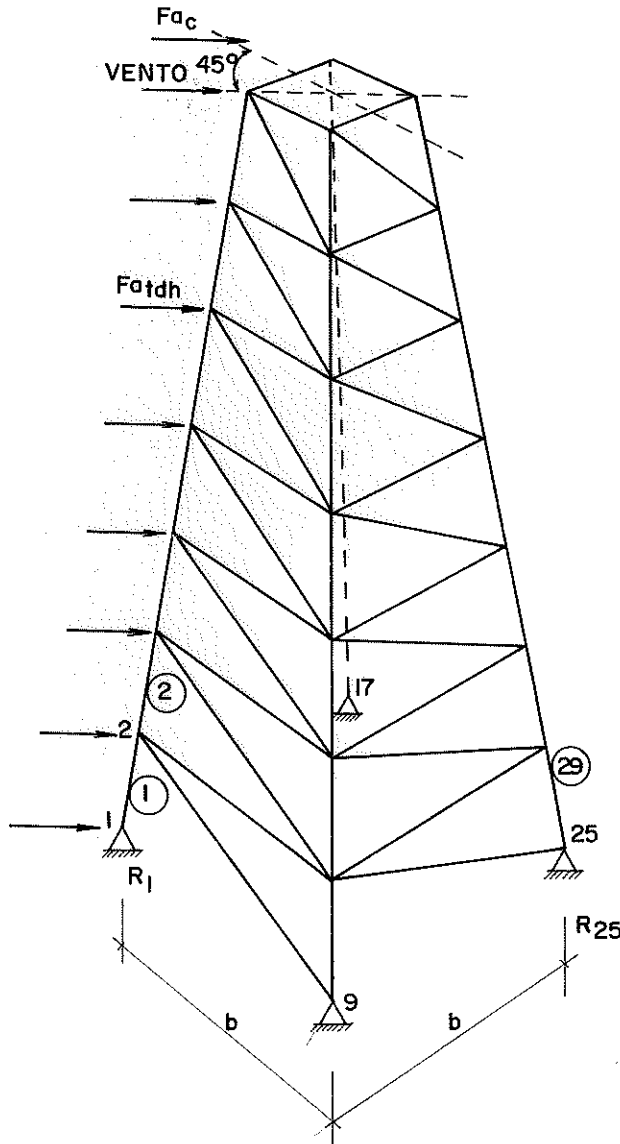


FIG. 3.15-DETERMINAÇÃO DAS REAÇÕES PARA VENTO PARALELO À DIAGONAL

$$\sum F_{a_{tdh}} \cdot h_i + F_{a_{cd}} \cdot h_j - R_1 \cdot \frac{b \sqrt{2}}{2} - R_{25} \cdot \frac{b \sqrt{2}}{2} = 0$$

$$(1,4133b + 0,5920) 0 + (2,5125b + 1,7462) 5 + (2,0938b + 2,4958) 10 + (1,6750b + 3,2453) 15 + (1,2563b + 3,9949) 20 + (0,8375b + 4,7444) 25 + (0,4188b + 5,4940) 30 + (0,0523b + 3,0281) 35 + 8,5975 \times 36 = \sqrt{2} b/2 (R_1 + R_{25})$$

$$119,0835b + 551,6800 + 309,5100 = \frac{\sqrt{2}}{2} b (R_1 + R_{25}) \dots\dots\dots (3.16)$$

As reações R_1 e R_{25} podem ser limitadas pela flambagem da barra 29 da perna da torre, pela ligação à tração do nó 2, ou pelas cargas admissíveis das fundações, R_1 à tração e R_{25} à compressão.

Aproveitando-se porém o comprimento total de um poste na perna da torre, não haverá a necessidade da ligação à tração no nó 2. Esta ligação poderá ser feita num ponto mais alto, onde os esforços são menores. Esta simplificação é necessária, porque as ligações em peças roliças são muito pouco conhecidas e será definida em função dos esforços atuantes nas barras.

Portanto, o valor de R_1 será tomado em função da resistência à tração da madeira na barra 1 ou carga admissível à tração na respectiva fundação e o valor de R_{25} será tomado em função da tensão de flambagem na barra 29 ou tensão admissível à compressão da respectiva fundação.

Verificando a flambagem na barra 29, Fig. 3.16.

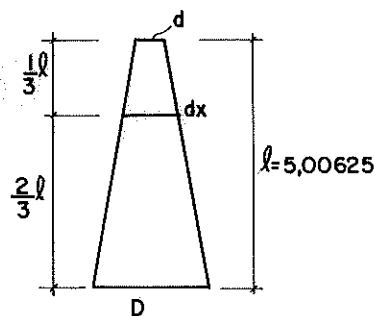


FIG.3.16- COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM DA PERNA DA TORRE.

$$d_x = D - c \cdot \frac{2}{3} l$$

$$d_x = 34 - 0,6 \times \frac{2}{3} \times 5,00625 = 31,9975 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi \cdot 31,9975^2}{4} = a^2$$

$$a = 28,36 \text{ cm}$$

$$I = \text{momento de inércia} = \frac{a^4}{12} = 53906,81 \text{ cm}^4$$

$$S = a^2 = \text{área da seção transversal a } 2/3l = 804,29 \text{ cm}^2$$

$$i = \text{raio de giração} = \sqrt{I/S} = 8,19\text{cm}$$

$$\lambda = \text{Índice de esbeltez da barra} = \frac{L_{ff}}{i} = \frac{500,625}{8,19} = 61,05$$

Para o Eucalipto citriodora

$$E_C = 165 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 6,65 \text{ KN/cm}^2$$

$$\lambda_0 = 68$$

$$40 < \lambda = 61,05 < \lambda_0 = 68$$

A peça é intermediária e a tensão admissível é calculada pela expressão:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40} \right) = 0,20 \times 6,65 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{61,05 - 40}{68 - 40} \right) = 0,9967 \text{ KN/cm}^2$$

A força admissível na barra 29 é:

$$\bar{F}_{29} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_{fl} = 629,603 \text{ KN}$$

A favor da segurança pode-se adotar para as pernas da torre:

$$\bar{F}_1 = \bar{F}_{25}$$

A favor da segurança pois a resistência da madeira à tração é maior.

Adotando-se para as fundações, estacas de grande diâmetro ou tubulões, pela facilidade de execução, principalmente na ancoragem da perna da torre, pode-se determinar com facilidade as suas cargas admissíveis à compressão ou à tração, pelo exposto no item 2.7.

No caso do solo detalhado pela sondagem do Quadro 2.1, obtém-se os seguintes valores

$$K = 600 \text{ KN/m}^2 \text{ para areia argilosa}$$

$$L = 0,03$$

$$F_1 = 3,0$$

$$F_2 = 6,0$$

Para a estaca da Fig. 3.17 com $D = 0,8\text{m}$ e $L = 6\text{m}$, a resistência à compressão é calculada pela eq. (2.2) e a resistência à tração calculada pela eq. (2.3) como segue:

$$R_T = \frac{0,03 \times 600 \times 0,8 \times 1}{6} \cdot (3 + 3 + 4 + 5 + 6) = 62,4 \text{ KN}$$

$$\bar{R}_T = \frac{R_T}{2} \times 1,3 \times 0,7 = 28,392 \text{ KN}$$

$$R_C = \frac{600 \times \pi \times (0,8)^2}{3 \times 4} \cdot 6 = 603,186 \text{ KN}$$

$$\bar{R}_C = \frac{R_C}{3} \times 1,3 = 261,38 \text{ KN}$$

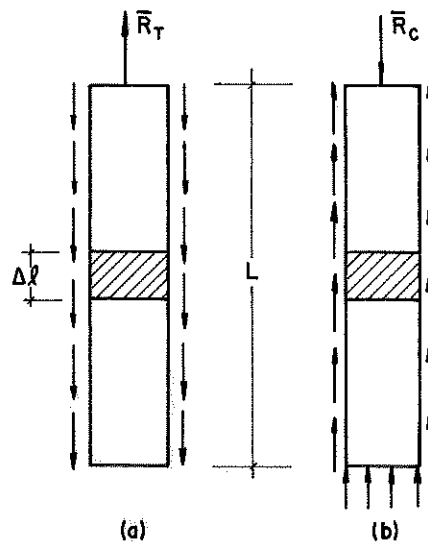


FIG.3.17 - ESTACAS DE CONCRETO MOLDADAS "IN LOCO"

Repetindo-se o cálculo para várias dimensões de L e D , obtêm-se os valores de carga admissível, para várias estacas, como pode ser observado no Quadro 3.1.

QUADRO 3.1. - Carga Admissível em Estacas de Grande Diâmetro

Estaca	D (m)	L (m)	PP (KN)	\bar{R}_T (KN)	\bar{R}_C (KN)	$\bar{R}_T + PP$	$\bar{R}_C - PP$
1	0,8	6	72,38	28,39	261,38	100,77	189,00
2	1,0	6	113,10	35,49	408,41	148,59	295,31
3	0,8	5	60,32	21,84	217,82	82,16	157,50
4	1,0	5	94,25	27,30	340,34	121,55	246,09
5	1,2	5	135,71	32,76	490,09	136,04	354,38
6	1,5	5	212,06	40,95	765,76	253,01	553,07
7	1,8	5	305,36	49,14	1102,70	354,50	797,34
8	2,0	5	376,99	54,60	1361,36	431,59	984,37
19	1,2	4	108,57	24,57	490,08	133,14	381,51
10	1,5	4	169,64	30,71	765,76	200,35	596,12
11	1,8	4	244,29	36,87	1102,70	281,16	858,41
12	2,0	4	301,59	40,95	1361,36	342,54	1059,77
13	1,0	3	56,55	33,40	272,27	87,95	215,72
14	1,2	3	81,43	34,13	392,07	115,56	310,64
15	1,5	3	127,23	37,54	612,61	164,77	485,38
16	1,8	3	183,22	24,57	882,16	207,79	698,94

PP = Peso Próprio

A carga admissível na fundação é limitante em relação à resistência da madeira, portanto deve ser considerada no cálculo da distância entre as pernas da torre ao nível do solo.

Voltando a equação (3.16) e a substituir, como exemplo, os valores de resistência da estaca 1.

$$R_1 = R_T = 100,77 \text{ KN}$$

$$R_{2s} = R_C = 189,00 \text{ KN}$$

$$119,0835b + 551,6800 + 309,5100 = \frac{\sqrt{2}}{2} b (100,77 + 189,00)$$

$$b = 10,04\text{m}$$

Procedendo-se de modo análogo, obteve-se a coluna 1 do Quadro 3.2, o qual fornece o valor de (b) para cada uma das estacas estudadas.

QUADRO 3.2. - Distâncias Entre as Estacas

Estaca	b (m) para Reticulado Plano Múltiplo	b (m) para Reticulado Espacial
1	10,04	5,80
2	4,42	3,05
3	17,09	8,20
4	6,11	3,98
5	3,78	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	3,52	2,50
10	-	-
11	-	-
12	-	-
13	9,00	5,36
14	4,72	3,22
15	-	-
16	-	-

Observa-se pela Quadro acima que a distância (b) é muito grande para as fundações do tipo adotado. Isto evidencia a grande intensidade da ação do vento na torre.

Com os recursos disponíveis na Norma NBR 6123 (1980), pode-se para o caso em questão, diminuir a ação do vento na torre, observando-se possíveis reduções no C_a e o fator S_2 que pode ser considerado para alturas determinadas de partes das torres.

3.1.2.2. Torre Tratada como Reticulado Espacial

t) (7.7.2) Torres reticuladas de seção quadrada, com reticulados iguais em todas as faces, constituem casos especiais para os quais pode ser conveniente determinar a força global do vento diretamente.

A força do vento na direção do vento é calculada por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

sendo:

A_e = área frontal efetiva de uma das faces da torre reticulada; área de projeção ortogonal das barras de uma das faces da torre reticulada sobre um plano a esta face. Para torres reticuladas de seção quadrada, a força máxima ocorre com vento soprando segundo a diagonal do quadrado.

- u) (7.7.2.3) No caso de barra de seção circular todas elas submetidas ao mesmo regime de fluxo (subcrítico ou supercrítico), podem ser usados os coeficientes de arrasto dados na Tabela 3.6 ((20) da Norma). Esta tabela está baseada em observações em escala natural e fornecem valores de C_a um tanto menores do que os obtidos com a Tabela 3.5.

TABELA 3.6 ((20) da Norma) Coeficiente de arrasto " C_a " para torres de seção quadrada, constituídas de barras de seção circular

COEFICIENTE DE ARRASTO C_a EM FLUXO:						
ÍNDICE DE ÁREA EXPOSTA \emptyset	Subcrítico $V_{kd} < 6m^2/s$		Supercrítico $V_{kd} \leq 6m^2/s$			
	Vento Perpendicular à Face	Vento Paralelo à Diagonal	Vento Perpendicular à Face	Vento Perpendicular à Face	Vento Paralelo à Diagonal	Vento Paralelo à Diagonal
0,05	2,4	2,5	1,1		1,2	
0,1	2,2	2,3	1,2		1,3	
0,2	1,9	2,1	1,3		1,6	
0,3	1,7	1,9	1,4		1,6	
0,4	1,6	1,9	1,4		1,6	
0,5	1,4	1,9	1,4		1,6	

Esta tabela já fornece o coeficiente de arrasto na direção paralela à diagonal, com A_e tomada em uma das faces. Sendo assim, o fator $\sqrt{2}$ de majoração, considerado a partir da eq. (3.13) pode ser eliminado.

O C_a obtido na Tabela 3.6 para $\emptyset = 0,2$ e vento paralelo à diagonal é igual a 1,6, igual ao obtido para reticulados planos

múltiplos com C_a igual a 0,8 para cada painel perpendicular ao vento.

Dividindo-se por $\sqrt{2}$ o primeiro membro da eq. (3.16), com exceção da parcela referente à ação do vento no abrigo de observação, obtêm-se a eq. (3.17).

$$\frac{119,0835b}{\sqrt{2}} + \frac{551,6800}{\sqrt{2}} + 309,5100 = \frac{\sqrt{2}}{2} b (R_1 + R_{25})$$

$$84,2048b + 390,096 + 309,5100 = \frac{\sqrt{2}}{2} b (R_1 + R_{25}) \dots\dots\dots(3.17)$$

Utilizando-se esta equação, foram calculadas novos valores de (b), para os mesmos tipos de estacas já apresentadas, e foram lançados na coluna 2 do Quadro 3.2, para comparação com valores anteriores.

A redução observada nos valores de b corresponde a menores esforços nas fundações e nas barras da torre, abrindo possibilidades de se utilizar ligações indicadas no ponto de vista prático da montagem da torre no meio rural.

Esta redução é possível por terem sido adotados diâmetros dos montantes e diagonais iguais aos diâmetros das pernas nas suas respectivas alturas, por necessidade construtiva decorrente da utilização das cobrejuntas.

Analisando-se o Quadro 3.2, optou-se por um valor de $b = 5,5m$, recomendado como mínimo pela literatura. A partir deste valor é possível definir a geometria final da torre e o parâmetro \emptyset real a ser utilizado no ajuste das equações anteriormente apresentadas.

3.1.3. Determinação dos Comprimentos das Barras de um Painel

Para o cálculo do comprimento das barras da torre, foram deduzidas as equações abaixo, de forma a programar e simplificar as suas determinações. Todos os valores obtidos são mostrados na Fig. 3.20.

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{5,5 - 2,0}{2 \times 35} = 0,05$$

$$\beta = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0,05 = 2,862405226$$

a) colunas

$$l_{ci} = \frac{5}{\cos^2 \beta} = \frac{5}{\cos^2 2,862405226} = 5,01250 \text{ m } (i = 1, 2, 3 \dots 14)$$

ou

$$l_{ci} = \sqrt{5^2 + a^2 + a^2} \quad (\text{em m})$$

como

$$a = 5 \cdot \operatorname{tg} \beta$$

$$a = 5 \cdot \operatorname{tg} 2,862405226^\circ = 0,25 \text{ m}$$

$$l_{ci} = \sqrt{5^2 + 0,25^2 + 0,25^2} = 5,01250 \text{ m}$$

b) montantes horizontais

$$l_{mi} = b - \left(2a \cdot \frac{h_i}{5} \right) \quad (\text{em m}) \quad (i = 15, 16, \dots, 21)$$

h_i = altura em metro do montante horizontal i

$$l_{mi} = 5,5 - 2 \cdot 5 \cdot \operatorname{tg} 2,862405226^\circ \cdot h_i / 5 \text{ m}$$

$$l_{mi} = 5,5 - 0,1 h_i$$

$$l_{m14} = 5,5 - 0,1 \cdot 0 = 5,5 \text{ m se tivesse, foi retirado, porque ficaria em contato com o solo}$$

$$l_{m15} = 5,5 - 0,1 \cdot 5 = 5,0 \text{ m}$$

$$l_{m16} = 5,5 - 0,1 \cdot 2,5 = 4,5 \text{ m}$$

$$\vdots$$

$$l_{m21} = 5,5 - 0,1 \cdot 7,5 = 2,0 \text{ m}$$

ou

$l_{mi} = b - 2.n.a$ (em m) $i = (15, 16, 17, \dots, 21)$ conforme Fig. 3.18.

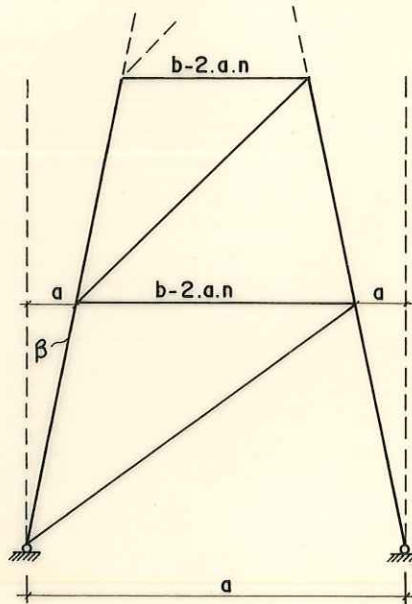


FIG.3.18- COMPRIMENTO DOS MONTANTES.

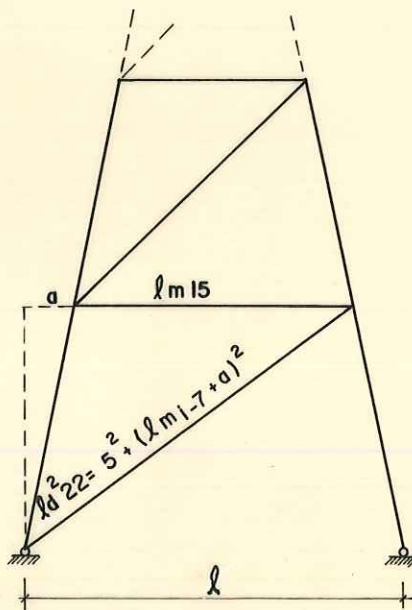


FIG.3.19- COMPRIMENTO DAS DIAGONAIS

$$\begin{aligned}
 n &= i - 14 \\
 l_{mi} &= 5,5 - 2,5 (i - 14) \text{ m} \\
 l_{mi} &= 5,5 - 0,5 \cdot i + 7 \\
 l_{m14} &= 5,5 \\
 l_{m15} &= 5,5 - 0,5 \cdot 15 + 7 = 5,0 \\
 l_{m16} &= 4,5 \\
 l_{m17} &= 4,0 \\
 l_{m18} &= 3,5 \\
 l_{m19} &= 3,0 \\
 l_{m20} &= 2,5 \\
 l_{m21} &= 2,0
 \end{aligned}$$

c) diagonais

$$l_{di} = \sqrt{5,00625^2 + (l_{mi-7} + a)^2} \text{ (em m) } \quad i=2 \text{ conforme Fig. 3.19}$$

$$l_{di} = \sqrt{25,06254 (l_{mi-7} + 0,25031)^2} \text{ m}$$

$$l_{d22} = \sqrt{25,06254 + (4,999375 + 0,25031)^2} = 7,25408 \text{ m}$$

ou

$$l_{di} = 5^2 + 525^2 + 500,625^2 = 725,8618 \text{ cm}$$

$$l_{d23} = 6,90044 \text{ m}$$

$$l_{d24} = 6,56595 \text{ m}$$

$$l_{d25} = 6,25369 \text{ m}$$

$$l_{d26} = 5,96714 \text{ m}$$

$$l_{d27} = 5,71018 \text{ m}$$

$$l_{d28} = 5,48696 \text{ m}$$

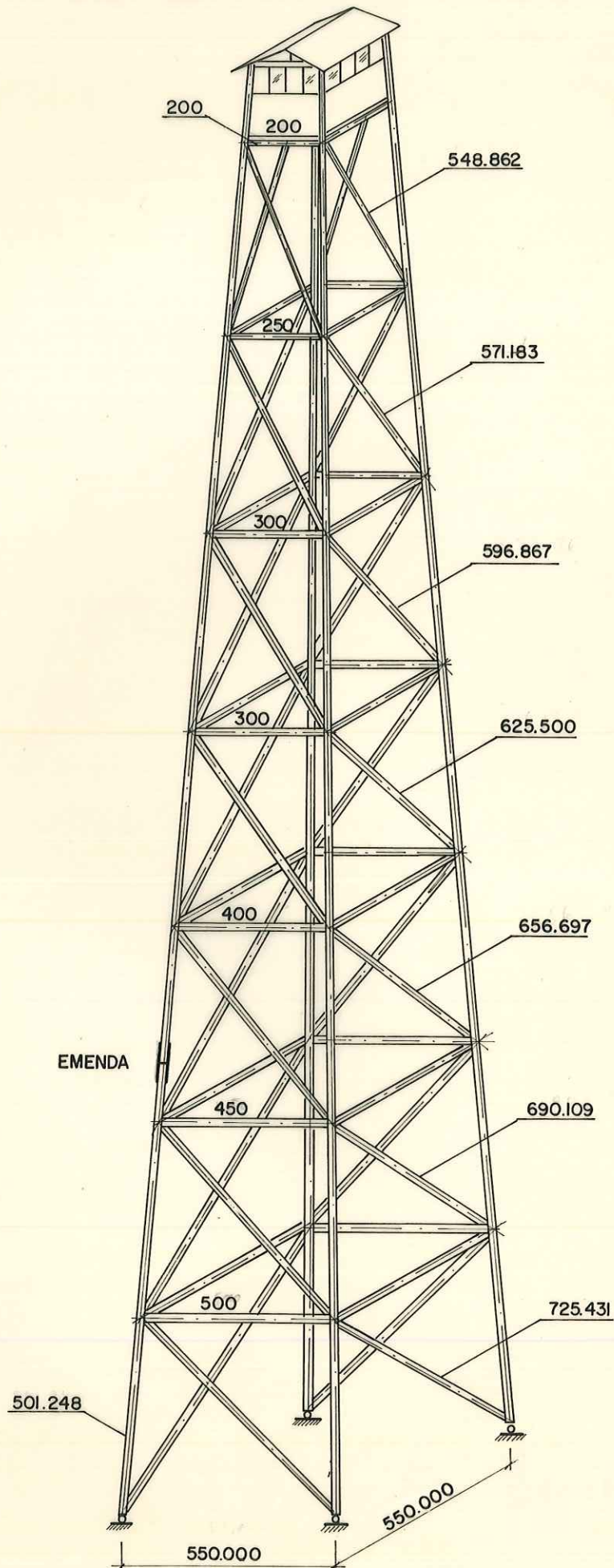


FIG. 3.20- GEOMETRIA FINAL DA TORRE .

Tendo-se definido a geometria final da torre, pode-se obter as ações finais sobre a mesma, como detalhado no item seguinte.

3.2. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES SOBRE A TORRE

3.2.1. Esforço P_i Devido ao Peso Próprio no Nô i

$$P_i = \sum_{k=1}^n S_k \cdot \frac{l_k}{2} \cdot d_{ak}$$

onde ($i = 1, 2, \dots, 16$) nós em um painel. Os demais são iguais.

n = nº de barras no nó i

S_k = seção transversal da barra k que concorre no nó i

l_k = comprimento da barra k que concorre no nó i (m)

d_{ak} = densidade aparente da madeira que constitui a barra k que concorre no nó i .

Admitindo-se $d_{ak} = 1,1 \text{ g/cm}^3$ constante para todas as barras da estrutura, e

$$S_k = \frac{\pi D_k^2}{4} = f(h)$$

$$P_i = U \cdot d_{ak} \cdot \frac{\pi}{4} \sum_{k=1}^n D_k^2 \frac{l_k}{2} \quad \text{onde:}$$

D_k = diâmetro da barra K que concorre no nó i

U = constante de ajuste das unidades

Observa-se, porém, pela geometria determinada na fig. 3.20, que todas as barras que concorrem no nó i tem seção transversal média, igual à seção da coluna da torre na altura do nó i , exceto para nós da base e do topo. Este fato possibilita a simplificação dos cálculos, assim:

$$c = \text{conicidade do poste} = \frac{34 - 13}{20} = 0,6 \text{ cm/m}$$

$$D_k = 34 - ch_i = 34 - 0,6h_i \text{ (cm)}^{35}$$

onde:

h_i = altura do nó i

$$P_i = U \cdot d_{ak} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{2} (34 - 0,6h_i)^2 \sum_{k=1}^n l_k \dots \dots \dots (3.17)$$

$$U = \text{g/cm}^3, \text{ cm}^2, \text{ m} = \frac{8}{\text{cm}} \cdot \frac{\text{kg}}{1000 \text{ g, cm}} \cdot \frac{\text{m, 100cm}}{\text{m}} \cdot \frac{10\text{N}}{\text{kg}} \cdot \frac{\text{KN}}{1000\text{N}} = 10^{-3} \text{ KN}$$

$$P_i = 10^{-3} \cdot 1,1 \cdot \pi/4 \cdot 1/2 (34 - 0,6 h_i)^2 \sum_{k=1}^n \ell_k$$

$$P_i = 4,3197 \cdot 10^{-4} (34 - 0,6 h_i)^2 \sum_{k=1}^n \ell \dots \dots \dots (3.18)$$

Fazendo i variar de 1 a 16, e substituindo na equação 3.18 suas respectivas alturas, obtêm-se as ações do peso próprio em todos os nós de um painel e por simetria, em todos os nós da estrutura.

Para os nós 1 e 9, deve-se tomar a altura $h_i = 1,25\text{m}$ e para os nós 8 e 16 a altura de $33,75\text{m}$. Para o restante dos nós, a fórmula 3.18 pode ser programada de forma a facilitar o cálculo.

$$\sum_{k=1}^n \ell_k = 2 \ell_c + 2 \ell_{m_{i+13}} + \ell_{d_{i+20}} + \ell_{d_{i+21}}$$

$$P_i = 4,3197 \cdot 10^{-4} (34 - 0,6 h_i) (2 \ell_c + 2 \ell_{m_{i+13}} + \ell_{d_{i+20}} + \ell_{d_{i+21}}) \dots \dots \dots (3.19)$$

Assim, obteve-se:

$$P_1 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 1,25)^2 (5,0125 + 7,2541) = 5,86 \text{ KN}$$

$$P_2 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 5)^2 (5,0125 \times 2 + 5,0 \times 2 + 7,2541 + 6,9004) = 14,19 \text{ KN}$$

$$P_3 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 10)^2 (5,0125 \times 2 + 4,5 \times 2 + 6,9004 + 6,566) = 11,00 \text{ KN}$$

$$P_4 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 15)^2 (5,0125 \times 2 + 4,0 \times 2 + 6,566 + 6,2537) = 8,33 \text{ KN}$$

$$P_5 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 20)^2 (5,0125 \times 2 + 3,5 \times 2 + 6,2537 + 5,9671) = 6,11 \text{ KN}$$

$$P_6 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 25)^2 (5,0125 \times 2 + 3,0 \times 2 + 5,9671 + 5,7102) = 4,32 \text{ KN}$$

$$P_7 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 30)^2 (5,0125 \times 2 + 2,5 \times 2 + 5,7102 + 5,487) = 2,90 \text{ KN}$$

$$P_8 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 33,75)^2 (5,0125 + 2,0 \times 2 + 5,487) = 1,18 \text{ KN}$$

$$P_9 = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 1,25)^2 (5,0125 + 7,2541) = 5,86 \text{ KN}$$

$$P_{10} = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 5)^2 (5,0125 \times 2 + 5,0 \times 2 + 7,2541 + 6,9004) = 14,19 \text{ KN}$$

$$P_{11} = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 10)^2 (5,0125 \times 2 + 4,5 \times 2 + 6,9004 + 6,566) = 11,00 \text{ KN}$$

$$P_{12} = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 15)^2 (5,0125 \times 2 + 4,0 \times 2 + 6,566 + 6,2537) = 8,33 \text{ KN}$$

$$P_{13} = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6 \cdot 20)^2 (5,0125 \times 2 + 3,5 \times 2 + 6,2537 + 5,9671) = 6,11 \text{ KN}$$

$$P_{14} = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6.25)^2 (5,0125 \times 2 + 3,0 \times 2 + 5,9671 + 5,7102) = 4,32 \text{ KN}$$

$$P_{15} = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6.30)^2 (5,0125 \times 2 + 2,5 \times 2 + 5,7102 + 5,487) = 2,90 \text{ KN}$$

$$P_{16} = 4,32 \times 10^{-4} (34 - 0,6.33,75)^2 (5,0125 + 2,0 \times 2 + 5,487) = 1,18 \text{ KN}$$

Com relação ao abrigo para observação, mostrado na fig. 3.5, pode-se definir as suas dimensões finais com o valor (b) encontrado.

$$c = \frac{5,5 - 2}{35} = 0,10 \text{ m/m}$$

$$b_{37} = 5,5 - 0,1 \times 37 = 1,8 \text{ m}$$

$$d_{35} = 13 \text{ cm, já definido para o topo do reticulado}$$

$$d_{37} = 13 - 0,6 \times 2 = 11,8 \text{ cm}$$

$$\text{Area real de obstrução do vento} = \frac{2 + 1,8}{2} \cdot 2 + 0,36 \times 2 = 4,52 \text{ m}^2$$

$$h_{C.G.} = \frac{1,8 \times 2 \times 1 + \frac{0,1 \times 2}{2} \times 2 \times \frac{2}{3} + 0,36 \times 2 \times 2,18}{1,8 \times 2 + \frac{0,1 \times 2}{2} \times 2 + 0,36 \times 2} = 0,84 \text{ m}$$

$$\text{Peso próprio} + \text{peso de quatro pessoas} + \text{equipamentos} = 10,8 \text{ KN}$$

$$P_c = \frac{10,8}{4} = 2,7 \text{ KN pela equação 3.1}$$

Os nós em cada altura, são carregados igualmente pelo peso próprio, evidenciando-se a vantagem da treliça espacial do tipo complexa. Fica explicada assim, a adoção de pesos iguais em cada nível, assumida no item 3.1.1.

Estas forças aplicadas à estrutura como na fig. 3.1 constituem o carregamento 1.

3.2.2. Esforço F_{a_i} Devido ao Vento no $N\bar{o}$ i

Substituindo na eq. (3.11), o valor $b = 5,5$, obtêm-se a força total do vento nos quatro nós de altura h_i , em função das variáveis \emptyset , q e C_a .

$$F_{a_{tdh}} = \frac{35 \times 5,5 - 5,5h + 1,79h + 11,9}{5} \cdot \emptyset \cdot q \cdot C_a$$

$$F_{ah} = (29,2 - 0,53h) \cdot \emptyset \cdot q \cdot C_a \dots\dots\dots (3.20)$$

No item v abaixo, a determinação do coeficiente de arrasto é simplificada.

v) (6.3.2) A força de arrasto foi calculada considerando a edificação como em partes, o valor de (C_a) aplicável a cada parte é o mesmo da edificação como um todo, sendo assim:

$$C_a = 1,6 \text{ para vento paralelo \u00e0 diagonal em } 45^\circ$$

$$F_{atdh} = (29,2 - 0,53h) \cdot 1,6 \cdot \emptyset \cdot q$$

$$F_{atdh} = (46,72 - 0,848h) \cdot \emptyset \cdot q \dots\dots\dots (3.21)$$

No c\u00e1lculo de \emptyset real, a partir da geometria final da torre, este par\u00e2metro varia com a altura, pois a conicidade da torre \u00e9 diferente da conicidade dos postes.

Estudando-se esta varia\u00e7\u00e3o, atrav\u00e9s dos dados geom\u00e9tricos definidos na Fig. 3.20, chegou-se \u00e0 seguinte equa\u00e7\u00e3o:

$$\emptyset_h = 0,2488 \frac{1}{1,0311(h/5 - 1)} \text{ para } h=(5, 10, 15, \dots, 30) \dots\dots (3.22)$$

O par\u00e2metro q , depende de S_2 o qual por sua vez tamb\u00e9m varia com a altura

Os valores \emptyset , S_2 e q obtidos para cada altura, est\u00e3o relacionados no Quadro 3.3.

QUADRO 3.3. - Valores de S_2 , $\bar{\phi}$ e q Para Cada Altura h

h	$\bar{\phi}_h$	S_2	$q = \frac{(V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2}{1,6 \times 1000}$ KN
0,0	0,1953	0,78	0,6949
5,0	0,249	0,83	0,7869
10,0	0,2407	0,95	1,0309
15,0	0,233	0,99	1,1195
20,0	0,2256	1,01	1,1652
25,0	0,2189	1,03	1,2118
30,0	0,2131	1,05	1,2593
35,0	0,2289	1,065	1,2955

$$\bar{\phi} = 0,2256$$

Substituindo-se os valores de $\bar{\phi}_h$ e q_h desta tabela na eq. (3.21) e dividindo-se por 4, para levar em conta a distribuição das ações na Fig. 3.13, obtêm-se a força do vento F_{ad_h} , paralela à diagonal da planta em cada nó de altura h .

$$F_{ad_0} = (46,72 - 0,848 \times 1,25) \frac{1}{4} \times 0,1953 \times 0,6949 \cdot \frac{1}{2} = \frac{3,10}{4} = 0,78 \text{ KN}$$

$$F_{ad_5} = 2,08$$

$$F_{ad_{10}} = 2,37$$

$$F_{ad_{15}} = 2,22$$

$$F_{ad_{20}} = 1,96$$

$$F_{ad_{25}} = 1,69$$

$$F_{ad_{30}} = 1,43$$

$$F_{ad_{35}} = 0,67$$

Substituindo-se o novo valor de $Ae_c = 4,52\text{m}^2$ na eq.3.9 obtem-se o novo valor da força do vento agindo a 45° no abrigo de observação.

$$F_{cd} = 8,5975 \times \frac{4,52}{4} = 9,72 \text{ KN}$$

Novamente, na eq. 3.10, com $h_{c.g.} = 0,84\text{m}$ e o valor de $F_{a_{cd}}$ encontrado acima, obtêm-se:

$$9,72 \times 0,84 - F_{C_{32}} \times \frac{2\sqrt{2}}{2} + F_{C_8} \times \frac{2\sqrt{2}}{2}$$

$$F_{C_{32}} = 2,89$$

$$F_{C_8} = -2,89$$

Para se verificar a validade de todas as deduções efetuadas calculou-se, diretamente, a força do vento em cada nó através da equação:

$$F = q \cdot C_a \cdot A_e$$

e encontrou-se os seguintes resultados:

$$F_{a_{d_0}} = \frac{0,70 \cdot 1,6 \cdot 2,79}{4} = \frac{0,78}{4} \text{ KN}$$

$$F_{a_{d_5}} = 0,79 \cdot 1,6 \cdot 6,62) / 4 = 2,09 \text{ KN}$$

$$F_{a_{d_{10}}} = 1,03 \cdot 1,6 \cdot 5,77) / 4 = 2,38$$

$$F_{a_{d_{15}}} = 1,12 \cdot 1,6 \cdot 4,98) / 4 = 2,22$$

$$F_{a_{d_{20}}} = 1,17 \cdot 1,6 \cdot 4,20) / 4 = 1,97$$

$$F_{a_{d_{25}}} = 1,21 \cdot 1,6 \cdot 3,50) / 4 = 1,69$$

$$F_{a_{d_{30}}} = 1,26 \cdot 1,6 \cdot 2,84) / 4 = 1,43$$

$$F_{a_{d_{35}}} = 1,30 \cdot 1,6 \cdot 1,30) / 4 = 0,68$$

Os resultados são idênticos, comprovando-se assim a validade da metodologia adotada.

A força do vento agindo sobre a estrutura, conforme a Fig. 3.21 (a), constitui o carregamento 2 e como na Fig. 3.21(b), constitui o carregamento 3, com ventos soprando a 45° e a 225° respectivamente.

Entretanto, observa-se na Tabela 3.6, que o C_a dado para vento perpendicular à uma das faces da torre é maior do que K vezes o C_a dado para vento paralelo à diagonal do quadrado de sua transversal, sendo:

$$K = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

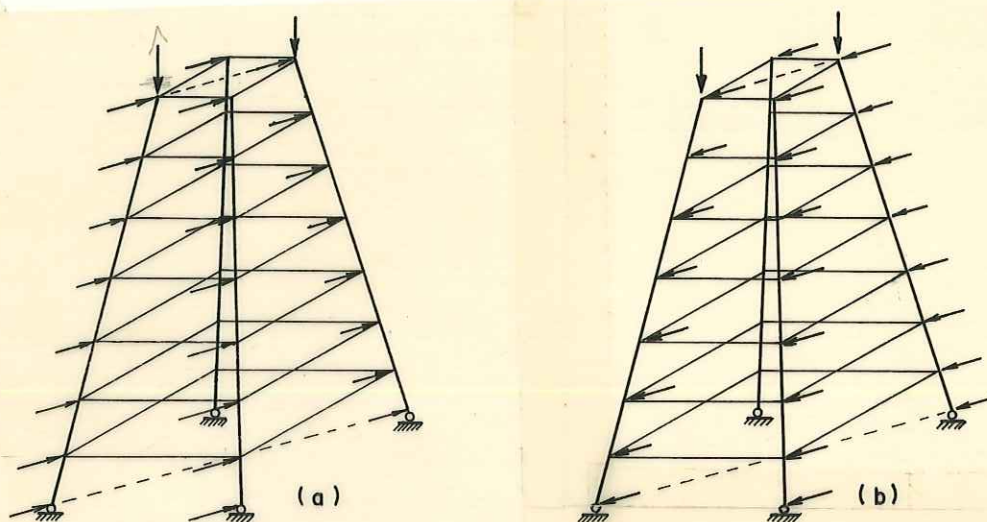


FIG. 3.21-VENTO PARALELO À DIAGONAL DA PLANTA DA TORRE .

Como a área de influência é a mesma para os dois casos, pode-se concluir que, o primeiro carrega com maior intensidade os painéis de contraventamento, e o segundo atua mais intensamente sobre as pernas da torre e suas fundações.

Para se calcular a força do vento na altura h perpendicularmente a uma das faces, basta substituir na eq. (3.21) o valor de $C_a = 1,3$ e para as alturas respectivas, os valores de ϕ e q do caso anterior. Pode-se também multiplicar os valores encontrados para vento paralelo à diagonal por $1,3/1,6$.

$$F_{a_{th}} = (29,2 - 0,53h) \cdot 1,3 \cdot \phi \cdot q$$

$$F_{a_{th}} = (37,96 - 0,69h) \cdot \phi \cdot q \dots\dots\dots (3.23)$$

Dividindo-se esta equação por 4, obtêm-se diretamente a força do vento em cada nó de altura h , de acordo com a Fig. 3.12.

$$F_{a_h} = 9,49 - 0,1725h \cdot \phi \cdot q$$

$$F_{a_0} = (9,49 - 0,1725 \times 1,25) \cdot 0,1953 \times \frac{0,6949}{2} = 0,63 \text{ KN}$$

$$F_{a_5} = 1,69$$

$$F_{a_{10}} = 1,93$$

$$F_{a_{15}} = 1,80$$

$$F_{a_{20}} = 1,59$$

$$F_{a_{25}} = 1,38$$

$$F_{a_{30}} = 1,16$$

$$F_{a_{35}} = 0,5451 \approx 0,55$$

Pela equação 3.10

$$F_{a_{cd}} \times \frac{4,52}{4,0} \times 0,84 - F_{C_{32}} \times \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2}} + F_{C_8} \times \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2}} = 0$$

$$F_{a_{cd}} = 6,08 \text{ pela equação 3.8.}$$

$$F_{C_{32}} = 2,89$$

$$F_{C_8} = -2,89$$

Estes valores agindo na estrutura como mostra a Figura 3.22(a), constitue o carregamento 4 e como mostra a Figura 3.22(b), o carregamento 5, com ventos soprando a 0° e 180° respectivamente.

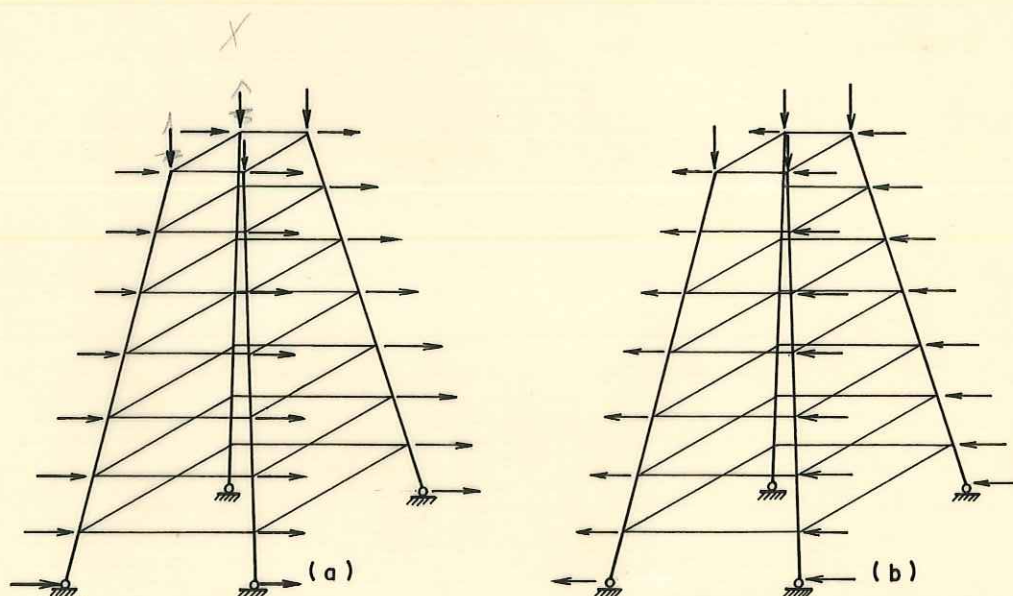


FIG. 3.22 - VENTO PERPENDICULAR À UM DOS LADOS DA PLANTA DA TORRE.

As forças nas barras da estrutura, para cada um dos carregamentos foram calculadas pelos métodos dos nós e plano cremona, numa tentativa de mostrar as vantagens e desvantagens de cada um.

3.3. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS BARRAS

Como aplicação didática, será explicado resumidamente cada um dos métodos a serem utilizados no cálculo dos esforços internos da torre.

3.3.1. Método dos Nós Aplicado à Estrutura Espacial

3.3.1.1. Carregamento 1

O método dos nós é o mais genérico processo aplicado em análise de treliças isostáticas planas ou espaciais. Pela sua simplicidade é normalmente aplicado manualmente. Consiste em isolar um determinado nó e fazer a, equilíbrio das forças nele concorrentes, pelas três equações fundamentais da estática:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_z = 0$$

Estas 3 equações, possibilitam a resolução de um sistema de 3 incógnitas, exigindo portanto, não haver no nó mais de 3 barras com esforços desconhecidos.

Para o caso em questão, de treliça espacial complexa, o método dos nós, a princípio, não pode ser aplicado pois em qualquer dos seus nós, existem além da carga P_1 conhecida, até 6 barras com esforços internos desconhecidos. É necessário então determinar preliminarmente pelo menos um esforço em qualquer um dos 4 nós do topo da torre, nos quais concorrem apenas 4 barras.

Considerando-se o meridiano 8-7 da Fig. 3.23(a), nota-se estar a carga P_8 contida no plano vertical deste meridiano e conclui-se que esta aresta da estrutura só pode estar em equilíbrio se, em cada nó as forças exercidas pelas barras, tiverem uma resultante F também contida no plano do meridiano, Fig. 3.23(b).

Observa-se na Fig. 3.23(c), que F estando a 45°, F_{77} é igual a F_{21} e portanto a diagonal 28 tem força zero.

O método dos nós, pode ser agora, aplicado sem dificuldades no nó 8.

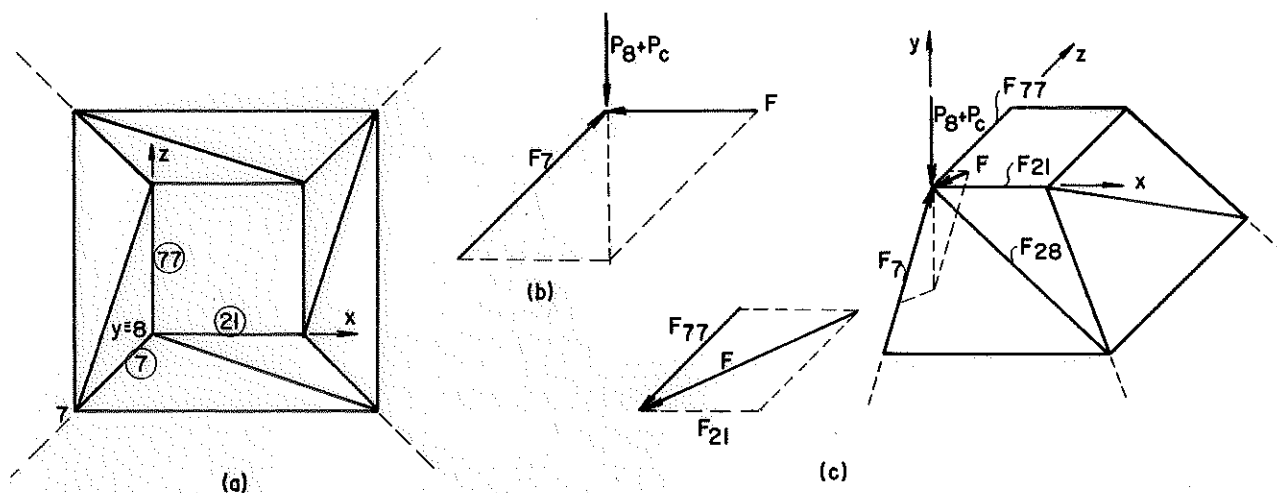


FIG.3.23-DETERMINAÇÃO DE UMA DAS INCOGNITAS DE UM NÓ COM QUATRO BARRAS CONCORRENTES.

Supondo-se um plano xy passando pelo nó 8, o afastamento horizontal do nó 7 em relação a este plano é 25cm, portanto a componente z deste afastamento é igual a 25cm. Em relação a um plano yz passando pelo ponto 8, o afastamento horizontal do nó 7 é 25cm, resultante da inclinação dos painéis da torre e a componente x deste afastamento será portanto igual a 25cm. Em relação a um plano xz também passando pelo ponto 8, o afastamento vertical do nó 7 é 500cm, sendo portanto a componente deste afastamento igual a 500cm.

O comprimento da barra 7 é a resultante de 3 componentes nos eixos x , y e z determinado pela equação.

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

$$\text{Comprimento da barra 7-8} = \sqrt{25^2 + 25^2 + 500^2} = 501,248\text{cm}$$

O comprimento L da barra 7 é igual ao comprimento da diagonal do paralelepípedo formado pelos lados x , y e z e a força F_7 tem a orientação desta diagonal.

Raciocínio análogo, pode ser feito com as forças das barras 7, 21 e 77, todas concorrentes no nó 8, devido à força vertical $P_8 + P_C = 3,88$ KN também atuante neste nó. Esta força $P_8 + P_C$ é a resultante das forças F_7 , F_{21} e F_{77} e portanto é representada pela diagonal do paralelepípedo formado por estas forças.

Partindo-se da Fig. 3.24, pode-se decompor a força $P_8 + P_C$ nas direções das barras 7, 21 e 77 como é indicado na Fig. 3.25.

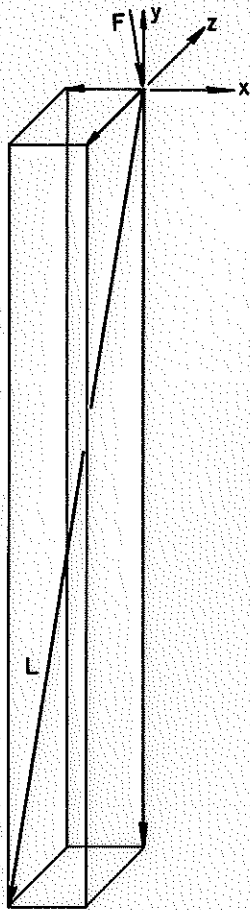


FIG. 3.24- ESQUEMA DE FORÇAS CONCORRENTES NUM NO. DO TOPO DA TORRE.

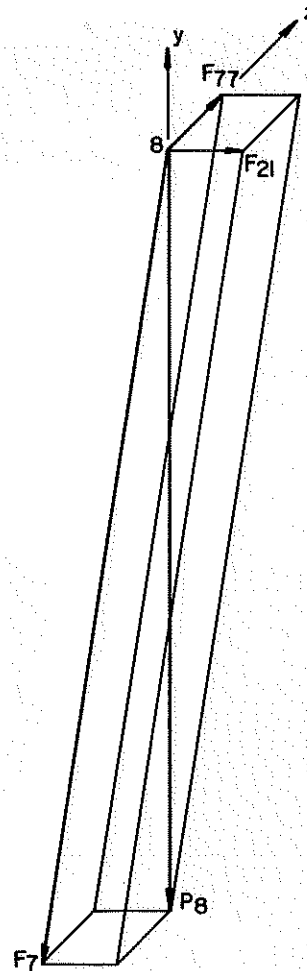


FIG. 3.25- COMPONENTES DA FORÇA NO NO. 8 NA DIREÇÃO DAS BARRAS CONCORRENTES.

Considerando-se os valores x , y e z e o comprimento da barra 7, pode-se encontrar os valores das forças desconhecidas sem necessidade dos ângulos de inclinação das barras.

$$\Sigma F_y = 0 \quad - (P_8 + P_c) - \frac{x \cdot 500}{501,248} \cdot F_7 = 0$$

$$\text{Como } P_8 + P_c = 1,18 + 2,7 = 3,88 \text{ KN}$$

$$F_7 = \frac{-3,88 \times 501,248}{500} = -3,890 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \quad F_{21} - \frac{25}{501,248} \cdot F_7 = 0$$

$$F_{21} = -3,890 \cdot \frac{25}{501,248} = -0,194 \text{ KN}$$

$$\sum F_z = 0 \quad F_{77} - \frac{25}{501,248} \cdot F_7 = 0$$

$$F_{77} = \frac{25}{501,248} \cdot (3,890) = -0,194 \text{ KN}$$

Como as forças desconhecidas foram colocadas, como se pode ver na Fig. 3.25, saindo do nó 8, admitindo-se tração nas barras 7, 21 e 77, o sinal negativo encontrado para os valores dessas forças, indicam na realidade a existência de compressão nestas barras.

Aplicando-se o método sucessivamente, obtêm-se os esforços em todas as barras da torre, apresentados no Quadro 3.4.

Observando-se entretanto, as condições de simetria e aplicação dos teoremas discutidos na revisão da literatura, os cálculos podem ser facilitados.

Um método bastante adequado para este caso é decompor a força $P_8 + P_c$ em uma componente no plano do painel 1 e em outra componente horizontal na direção da barra 77. Pelo teorema 2 pági na 19 esta componente na direção horizontal, deve ser equilibrada pela força desenvolvida pela barra 77. Ver figura 3.26.

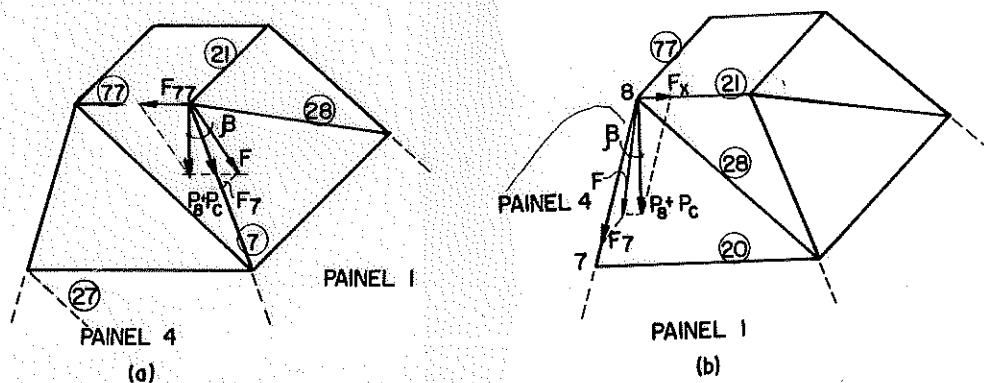


FIG.3.26- DECOMPOSIÇÃO DO PESO PRÓPRIO APLICADO EM UM NÓ, NA DIREÇÃO DE UM PAINEL

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{F_{77}}{P_8 + P_c} = 0,05$$

$$F_{77} = 3,88 \times 0,05 = 0,19 \text{ KN de compressão}$$

$$\frac{P_8 + P_C}{\cos \beta} = F \qquad \frac{F}{\cos \beta} = F_7$$

$$F_7 = \frac{P_8 + P_C}{\cos^2 \beta} = \frac{3,88}{\cos^2 2,862405226} = 3,890 \text{ KN}$$

Analogamente, a força na barra 21 deve equilibrar a componente horizontal da força $P_{16} + P_C$

$$F_{21} = (P_{16} + P_C) \operatorname{tg} \beta$$

$$\text{Como } P_{16} + P_C = 3,88$$

$$F_{21} = 3,88 \times 0,05 = 0,194 \text{ KN de compressão}$$

Decompondo-se, agora, a força $P_8 + P_C$ em uma componente F_X no plano do painel 4 e outra componente horizontal na direção da barra 21, obtêm-se:

$F_X = 3,88 \times 0,05 = 0,194 \text{ KN de compressão equilibrada pelas forças } F_{21} \text{ e } F_{28}.$

Como F_{21} calculada através do nó 16, vale $-0,1940 \text{ KN}$, a força na diagonal 28 é nula. Raciocínio análogo aplicado em todos os nós, demonstra que todas as diagonais são inativas e que todas as barras horizontais de uma altura têm forças idênticas.

Passando-se, agora, para o nó 7, todas as barras acima dele já estão calculadas e a força F_{27} sendo zero, as forças F_6 , F_{20} e F_{76} podem ser calculadas facilmente pelo método dos nós, ou pelo método acima descrito.

$$F_6 = F_7 + \frac{501,248}{500} \cdot P_7$$

$$F_7 = 3,890 \text{ KN}$$

$$P_7 = 2,90 \text{ KN}$$

$$\therefore F_6 = 3,890 + \frac{501,248}{500} \cdot 2,90 = 6,797 \text{ KN de compressão}$$

3.3.1.2. Carregamento 2: Vento paralelo à diagonal da seção transversal ou a 45°

A aplicação do método dos nós, na determinação dos esforços nas barras da torre devido ao carregamento 2, quando se isola o nó 16, fazendo-se o equilíbrio das forças nas 3 direções Fig. 3.27, permite obter o seguinte sistema:

$$\frac{F_{acd}}{4} = \frac{9,716}{4} = 2,4288 \text{ KN}$$

$$F_{C8} = F_{C16} = 2,885 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$2,429 \frac{\sqrt{2}}{2} + 0,671 \frac{\sqrt{2}}{2} - F_{21} + \frac{25}{501,248} F_{14} + \frac{25}{548,862} F_{49} = 0 \dots\dots (3.24)$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$-\frac{500}{501,248} F_{14} - \frac{500}{548,862} F_{49} = 0$$

$$\Sigma F_z = 0$$

$$2,429 \frac{\sqrt{2}}{2} + 0,671 \frac{\sqrt{2}}{2} - \frac{25}{501,248} F_{14} + \frac{225}{548,862} F_{49} + F_{42} = 0$$

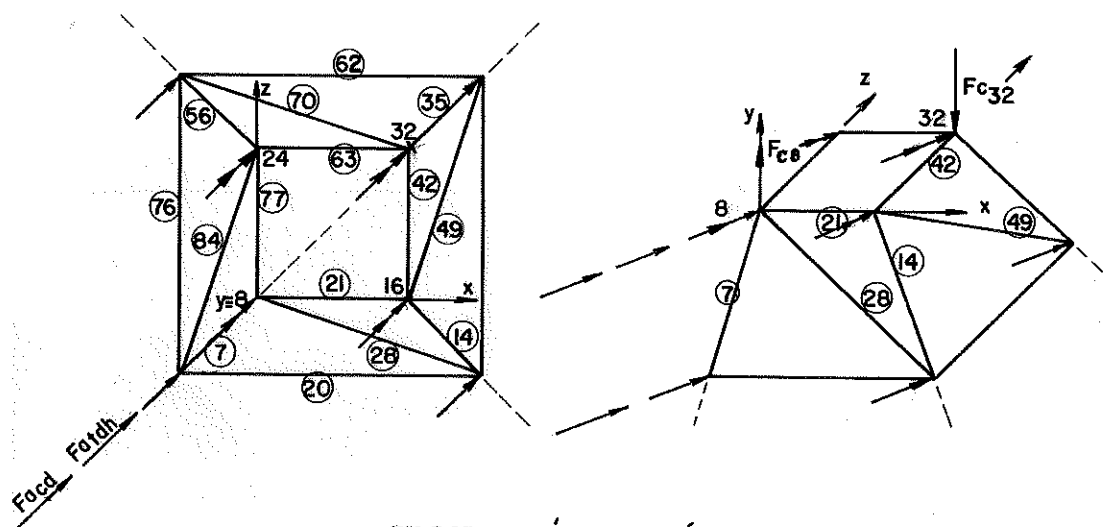


FIG.3.27-EQUILÍBRIO DO NÓ 16.

Na aplicação deste sistema de 3 equações, foram isoladas 4 incógnitas, número este, igual ao número de barras desconhecidas do nó 16.

Para se resolver este sistema, é necessário determinar por qualquer um dos vários processos existentes, a força em pelo menos uma das barras desconhecidas deste nó.

A aplicação do teorema página 19, é bastante prática neste caso e fornece:

$$2,429 \frac{\sqrt{2}}{2} + 0,671 \frac{\sqrt{2}}{2} - F_{21} = 0$$

$$F_{21} = 1,718 + 0,474 = 2,192 \text{ KN}$$

Esta equação é dependente da equação 3.24, portanto o sistema não terá solução se o valor de F_{21} for nele substituído. Entretanto, este valor pode ser usado como força externa em outro nó. Passando-se pois para o nó 8, no qual concorrem 4 barras, uma delas é a barra 21, calculada através do equilíbrio do nó 16. As 3 incógnitas remanescentes: F_7 , F_{28} e F_{77} podem ser calculadas pelo método dos nós, fazendo-se o equilíbrio do nó 8.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$0,671 \frac{\sqrt{2}}{2} + 2,429 \frac{\sqrt{2}}{2} + 2,192 + \frac{225}{548,862} F_{28} - \frac{25}{501,248} F_7 = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\frac{-500}{501,248} F_7 - \frac{500}{548,862} F_{28} + 2,885 = 0$$

$$\Sigma F_z = 0$$

$$0,671 \frac{2}{2} + 2,429 \frac{2}{2} - \frac{25}{501,248} F_7 - \frac{25}{548,862} F_{28} + F_{77} = 0$$

que resolvendo por Gauss, resulta:

F	F	F	c
25	225	0	-4,3836
501,248	548,862		
500	500	0	-2,8853
501,248	548,862		
25	25	1	-2,1918
501,248	548,862		
	0,4543538	0	-4,22878
	0,0227177	-25	0,109317
		501,248	
		-0,0226611	0,0463995

$$F_{77} = -2,048 \text{ KN}$$

$$F_{28} = \frac{-4,22878}{0,4543538} = -9,307 \text{ KN}$$

$$F_7 = (-4,3836 - \frac{225 (-9,30724)}{548,862}) (\frac{-501,248}{25}) = 11,392 \text{ KN}$$

Aplicando-se o método sucessivamente, obtêm-se os resultados apresentados no Quadro 3.4.

3.3.1.3. Carregamento 3: Vento paralelo à diagonal da seção transversal ou a 225°

Este é o caso da inversão do sentido da ação do vento.

O procedimento para o cálculo das barras devido ao carregamento 3 é o mesmo descrito no item anterior, multiplicando-se as forças externas por (-1), indicado na Fig. 3.28.

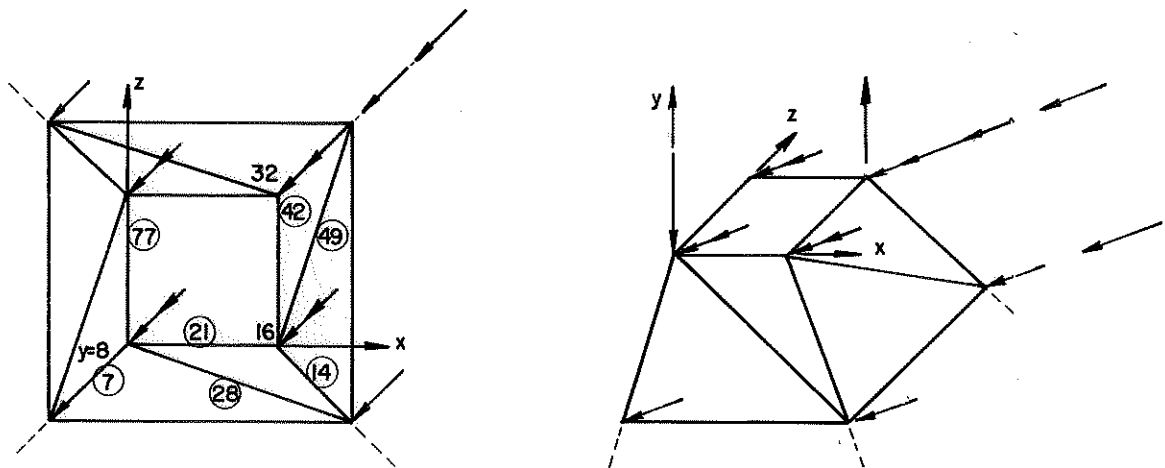


FIG.3.28- VENTO A 225°.

Aplicação do teorema 1 no nó 16:

$$-F_{21} - 2,4288 \frac{\sqrt{2}}{2} - 0,6709 \frac{\sqrt{2}}{2} = 0$$

$$F_{21} = 2,1918 \text{ KN}$$

Equilíbrio nas 3 direções do nó 8:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$- 2,4288 \frac{\sqrt{2}}{2} - 0,6709 \frac{\sqrt{2}}{2} - 2,1918 + \frac{225}{548,862} F_{28} - \frac{25}{501,248} F_7 = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$- 2,8853 - \frac{500}{501,248} F_7 - \frac{500}{548,862} F_{28}$$

$$\Sigma F_z = 0$$

$$- 2,4288 \frac{2}{2} - 0,6709 \frac{2}{2} + F_{77} - \frac{25}{501,248} F_7 - \frac{25}{548,862} F_{28} = 0$$

resolvendo o sistema, obtêm-se:

$$F_7 = - 11,392 \text{ KN}$$

$$F_{28} = 9,307 \text{ KN}$$

$$F_{77} = 2,048 \text{ KN}$$

Os resultados de todas as barras estão colocados no Quadro 3.4.

3.3.1.4. Carregamento 4: Vento a 0° perpendicular a um dos lados da seção transversal

Este carregamento é um caso particular do carregamento anterior, como o vento age nos planos dos painéis de contraventamento, somente estes receberão esforços. Do equilíbrio do nó 8, da Fig. 3.29 obtêm-se:

$$\frac{F_{a_c}}{4} = \frac{6,8695}{4} = 1,7174 \approx 1,72 \text{ KN}$$

$$F_{a_{35}} = 0,5451 \approx 0,55 \text{ KN}; F_{c_8} = -F_{c_{16}} = 2,8853 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$1,72 + 0,55 - \frac{25}{501,248} F_7 + F_{21} + \frac{225}{548,862} F_{28} = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\frac{2,8853}{\cos \beta} - \frac{500}{501,248} F_7 - \frac{500}{548,862} F_{28} = 0$$

$$\Sigma F_z = 0$$

$$F_{77} - \frac{25}{501,248} F_7 - \frac{25}{548,862} F_{28} = 0$$

resolvendo o sistema, sabendo-se que $F_{77} = 0,15$ e $F_{21} = 2,13 \text{ KN}$ pelo teorema 1, resulta:

$$F_7 = 11,42 \text{ KN}$$

$$F_{28} = -9,33 \text{ KN}$$

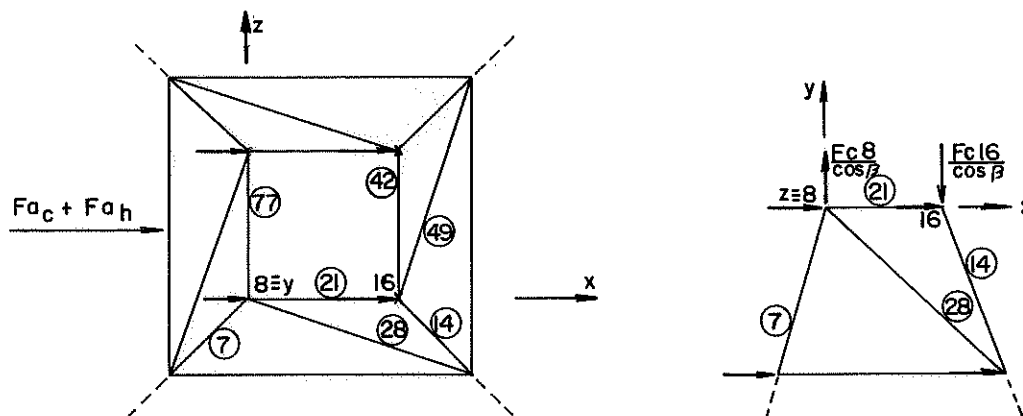


FIG. 3.29 - EQUILÍBRIO DO NÓ 8 PARA O CARREGAMENTO 4

Os resultados de todas as barras da estrutura estão colocados no Quadro 3.4.

3.3.1.5. Carregamento 5: Vento a 180° perpendicular ao lado oposto da seção transversal

Apesar do sentido das forças externas, o procedimento para o cálculo das forças nas barras é idêntico ao procedimento aplicado ao carregamento 4, Fig. 3.30. Do equilíbrio do nó 8, obtêm-se o seguinte sistema:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$-1,72 - 0,55 + F_{21} - \frac{25}{501,248} F_7 + \frac{25}{548,862} F_{28} = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$-\frac{2,8853}{\cos\beta} - \frac{500}{501,248} F_7 - \frac{500}{548,862} F_{28} = 0$$

$$\Sigma F_z = 0$$

$$F_{77} - \frac{25}{501,248} F_7 - \frac{25}{548,862} F_{28} = 0$$

A resolução deste sistema, com $F_{77} = -0,15$ e $F_{21} = -2,13$ KN, fornece:

$$F_7 = -11,42 \text{ KN}$$

$$F_{28} = 9,33 \text{ KN}$$

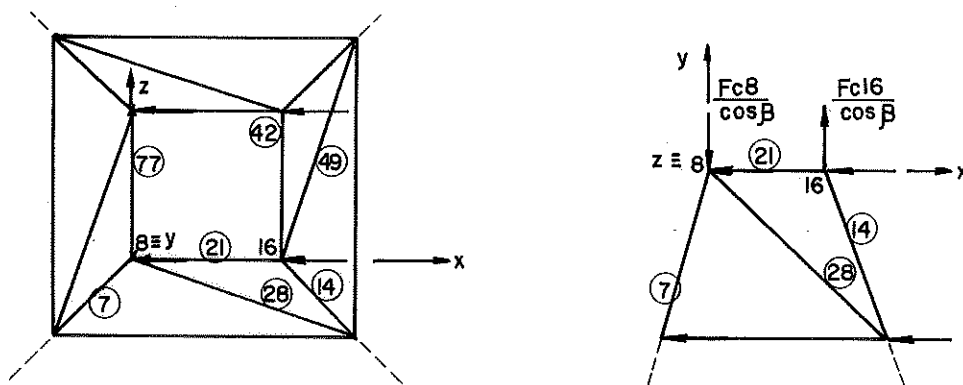


FIG.3.30-EQUILÍBRIO DO NÓ 8 PARA O CARREGAMENTO 5.

Os resultados obtidos no equilíbrio de todos os nós da torre são apresentados no Quadro 3.4.

QUADRO 3.4. - Esforços (KN) Determinados pelo Método dos Nós nas Barras de Torre Tratada como Treliça Espacial

Nº da Barra	Carregamento 1 Peso Próprio	Carregamento 2 Vento a 45º	Carregamento 3 Vento a 225º	Carregamento 4 Vento a 0º	Carregamento 5 Vento a 180º	Composição		
						Compressão	Tração	
	1	- 50,85	142,70	-142,70	86,83	- 86,83	- 193,55	91,85
	2	- 36,63	116,47	-116,47	71,81	- 71,81	- 153,10	79,84
	3	- 25,60	91,54	- 91,54	57,23	- 57,23	- 117,14	65,94
	4	- 17,25	68,66	- 68,66	43,83	- 43,83	- 85,91	51,41
	5	- 11,12	47,86	- 47,86	31,76	- 31,76	- 58,98	36,74
	6	- 6,79	28,92	- 28,92	20,98	- 20,98	- 35,71	22,13
P	7	- 3,89	11,39	- 11,39	11,42	- 11,42	- 15,31	7,53
	8	- 50,85	13,30	- 13,30	- 71,81	71,81	- 193,55	91,85
	9	- 36,63	12,98	- 12,98	- 57,23	57,23	- 153,10	79,84
	10	- 25,60	12,00	- 12,00	- 43,83	43,83	- 117,14	65,94
	11	- 17,25	10,93	- 10,93	- 31,76	31,76	- 85,91	51,41
	12	- 11,12	9,91	- 9,91	- 20,98	20,98	- 58,98	36,74
	13	- 6,79	9,05	- 9,05	- 11,42	11,42	- 35,71	22,13
	14	- 3,89	8,50	- 8,50	- 2,89	2,89	- 15,31	7,53
	15	- 0,71	13,10	- 13,10	14,79	14,79	- 15,50	14,08
	16	- 0,55	11,24	- 11,24	12,62	- 12,62	- 13,17	12,07
M	17	- 0,42	9,18	- 9,18	10,23	- 10,23	- 10,65	9,81
	18	- 0,31	7,31	- 7,31	8,04	- 8,04	- 8,35	7,73
	19	- 0,22	5,71	- 5,71	6,15	- 6,15	- 6,33	5,93
	20	- 0,15	4,40	- 4,40	4,56	- 4,56	- 4,71	4,41
	21	- 0,19	2,19	- 2,19	2,13	- 2,13	- 2,38	2,00
	22	0,00	- 19,21	19,21	- 21,73	21,73	- 21,73	21,73
	23	0,00	- 17,83	17,83	- 20,09	20,09	- 20,09	20,09
	24	0,00	- 15,69	15,69	- 17,55	17,55	- 17,55	17,55
D	25	0,00	- 13,61	13,61	- 15,06	15,06	- 15,06	15,06
	26	0,00	- 11,78	11,78	- 12,84	12,84	- 12,84	12,84
	27	0,00	- 10,30	10,30	- 10,89	10,89	- 10,89	10,89
	28	0,00	- 9,30	9,30	- 9,33	9,33	- 9,33	9,33
	29	- 50,85	-142,70	142,70	- 86,83	86,83	- 193,55	91,85
	30	- 36,63	-116,47	116,47	- 71,81	71,81	- 153,10	79,84
	31	- 25,60	- 91,54	91,54	- 57,23	57,23	- 117,14	65,94
P	32	- 17,25	- 68,66	68,66	- 43,83	43,83	- 85,91	51,41

continua...

continuação do QUADRO 3.4

	33	- 11,12	- 47,86	47,86	- 31,76	31,76	- 58,98	36,74
	34	- 6,79	- 28,92	28,92	- 20,98	20,98	- 35,71	22,13
	35	- 3,89	- 11,39	11,39	- 11,42	11,42	- 15,31	7,53
	36	- 0,71	13,10	- 13,10	0,00	0,00	- 15,50	14,08
	37	- 0,55	11,24	- 11,24	0,00	0,00	- 13,17	12,07
M	38	- 0,42	9,19	- 9,19	0,00	0,00	- 10,67	9,81
	39	- 0,31	7,31	- 7,31	0,00	0,00	- 8,35	7,73
	40	- 0,22	5,71	- 5,71	0,00	0,00	- 6,37	5,93
	41	- 0,15	4,40	- 4,40	0,00	0,00	- 4,71	4,41
	42	- 0,19	2,05	- 2,05	- 0,15	0,15	- 2,38	2,00
	43	0,00	- 19,22	19,22	0,00	0,00	- 21,73	21,73
	44	0,00	- 17,83	17,83	0,00	0,00	- 20,09	20,09
D	45	0,00	- 15,70	15,70	0,00	0,00	- 17,55	17,55
	46	0,00	- 13,61	13,61	0,00	0,00	- 15,06	15,06
	47	0,00	- 11,78	11,78	0,00	0,00	- 12,84	12,84
	48	0,00	- 10,30	10,30	0,00	0,00	- 10,89	10,89
	49	0,00	- 9,31	9,31	0,00	0,00	- 9,33	9,33
	50	- 50,85	- 13,30	13,30	71,81	- 71,81	- 193,55	91,85
	51	- 36,63	- 12,98	12,98	57,23	- 57,23	- 153,10	79,84
	52	- 25,60	- 12,00	12,00	43,83	- 43,83	- 117,14	65,94
P	53	- 17,25	- 10,93	10,93	31,76	- 31,76	- 85,91	51,41
	54	- 11,12	- 9,91	9,91	20,98	- 20,98	- 58,97	36,74
	55	- 6,79	- 9,05	9,05	11,42	- 11,42	- 35,71	22,13
	56	- 3,89	- 8,50	8,50	2,89	- 2,89	- 15,31	7,53
	57	- 0,71	- 13,10	13,10	- 14,79	14,79	- 15,50	14,08
	58	- 0,55	- 11,24	11,24	- 12,62	12,62	- 13,17	12,07
	59	- 0,42	- 9,18	9,18	- 10,23	10,23	- 10,65	9,81
M	60	- 0,31	- 7,31	7,31	- 8,04	8,04	- 8,35	7,73
	61	- 0,22	- 5,71	5,71	- 6,15	6,15	- 6,37	5,93
	62	- 0,15	- 4,40	4,40	- 4,56	4,56	- 4,71	4,41
	63	- 0,19	- 2,19	2,19	- 2,13	2,13	- 2,38	2,00
	64	0,00	19,21	- 19,21	21,73	- 21,73	- 21,73	21,73
	65	0,00	17,83	- 17,83	20,09	- 20,09	- 20,09	20,09
D	66	0,00	15,69	- 15,69	17,55	- 17,55	- 17,55	17,55
	67	0,00	13,61	- 13,61	15,06	- 15,06	- 15,06	15,06
	68	0,00	11,78	- 11,78	12,84	- 12,84	- 12,84	12,84
	69	0,00	10,30	- 10,30	10,89	- 10,89	- 10,89	10,89
	70	0,00	9,30	- 9,30	9,33	- 9,33	- 9,33	9,33

continua...

Continuação do QUADRO 3.4.

	71	- 0,71	- 13,10	13,10	0,00	0,00	- 15,50	14,08
	72	- 0,55	- 11,24	11,24	0,00	0,00	- 13,17	12,07
	73	- 0,42	- 9,19	9,19	0,00	0,00	- 10,65	9,81
M	74	- 0,31	- 7,31	7,31	0,00	0,00	- 8,35	7,73
	75	- 0,22	- 5,71	5,71	0,00	0,00	- 6,37	5,93
	76	- 0,15	- 4,40	4,40	0,00	0,00	- 4,71	4,41
	77	- 0,19	- 2,05	2,05	0,15	- 0,15	- 2,38	2,00
	78	0,00	19,22	- 19,22	0,00	0,00	- 21,73	21,73
	79	0,00	17,83	- 17,83	0,00	0,00	- 20,09	20,09
D	80	0,00	15,70	- 15,70	0,00	0,00	- 17,55	17,55
	81	0,00	13,61	- 13,61	0,00	0,00	- 15,06	15,06
	82	0,00	11,78	- 11,78	0,00	0,00	- 12,84	12,84
	83	0,00	10,30	- 10,30	0,00	0,00	- 10,89	10,89
	84	0,00	9,31	- 9,31	0,00	0,00	- 9,33	9,33
R ₁	x	2,54	- 8,33	8,33	- 4,96	4,96	- 5,79	10,87
R ₁	y	- 56,66	155,59	-155,59	86,61	- 86,61	- 212,25	98,93
R ₁	z	2,54	- 21,58	21,58	- 4,33	4,33	- 19,04	24,12
R ₉	x	- 2,54	- 13,79	13,79	- 19,94	19,94	- 22,48	17,40
R ₉	y	- 56,66	0,00	0,00	- 86,61	86,61	- 212,25	98,93
R ₉	z	2,54	- 0,55	0,55	4,33	- 4,33	- 1,79	6,87
R ₁₇	x	2,54	- 13,79	13,79	- 19,94	19,94	- 17,40	22,48
R ₁₇	y	- 56,66	0,00	0,00	86,61	- 86,61	- 212,25	98,93
R ₁₇	z	- 2,54	- 0,55	0,55	4,33	- 4,33	- 6,87	1,79
R ₂₅	x	- 2,54	- 8,33	8,33	- 4,96	4,96	- 5,79	5,79
R ₂₅	y	- 56,66	-155,59	155,59	- 86,61	86,61	- 212,25	98,93
R ₂₅	z	- 2,54	- 21,58	21,58	- 4,33	4,33	- 24,12	19,04

P = Perna da torre

M = Montante

D = Diâmetro

Na aplicação do método dos nós na estrutura espacial, todas as forças, internas e externas, foram decompostas nas 3 direções x, y e z para se fazer o equilíbrio dos nós nestas direções. É possível, portanto, decompor todas as forças externas nos planos dos painéis em que atuam e analisar cada um destes painéis como treliça plana sujeita às cargas atuantes no seu plano. Portanto, a torre pode ser decomposta em 4 treliças planas, analisadas separadamente e os esforços nas barras, superpostos posteriormente.

O carregamento 1 pode ser, em todos os nós, decomposto como demonstrado na Fig. 3.26, resultando no sistema de cargas da Fig. 3.31.

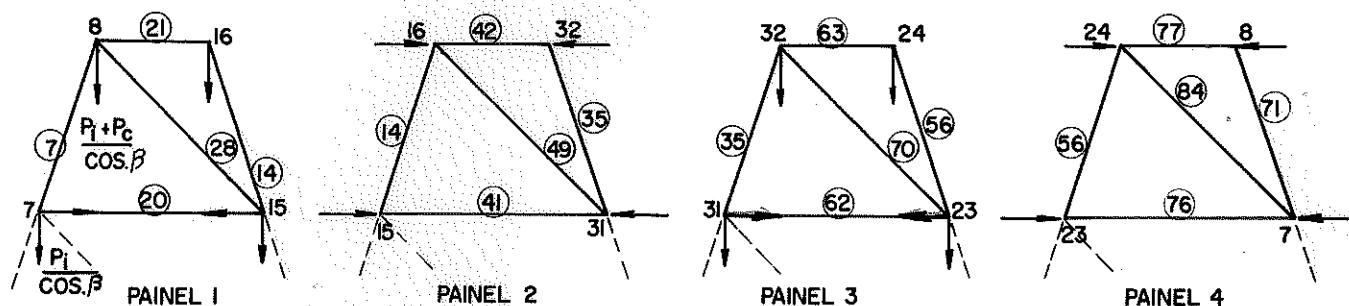


FIG. 3.31- DECOMPOSIÇÃO DO CARREGAMENTO 1 NOS PLANOS DOS PAINÉIS DA TORRE.

O carregamento 2 pode ser decomposto como na Fig. 3.32.

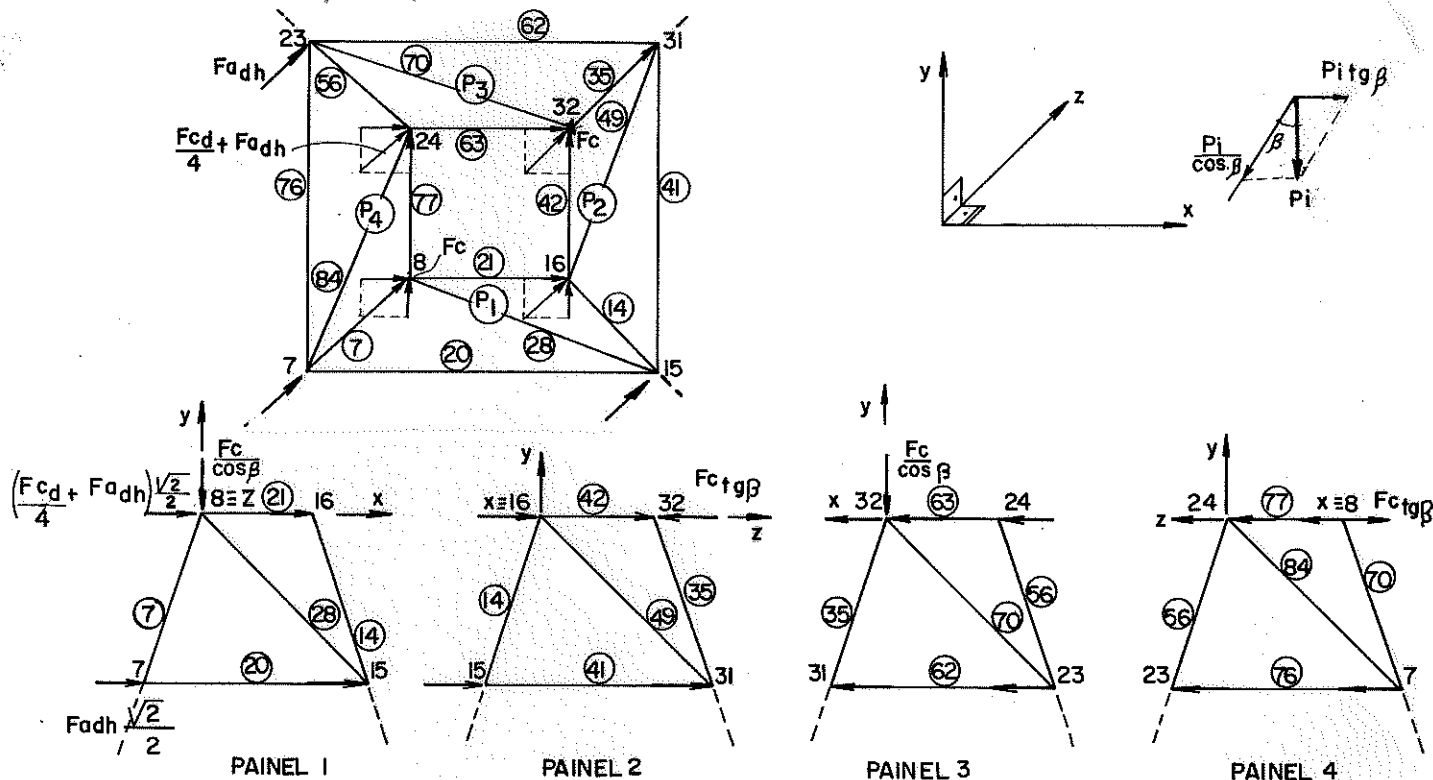


FIG. 3.32- DECOMPOSIÇÃO DO CARREGAMENTO 2 NOS PLANOS DOS PAINÉIS DA TORRE.

O carregamento 4 já está atuando nos planos dos painéis, e portanto, fornece diretamente o sistema de carga da Fig. 3.33.

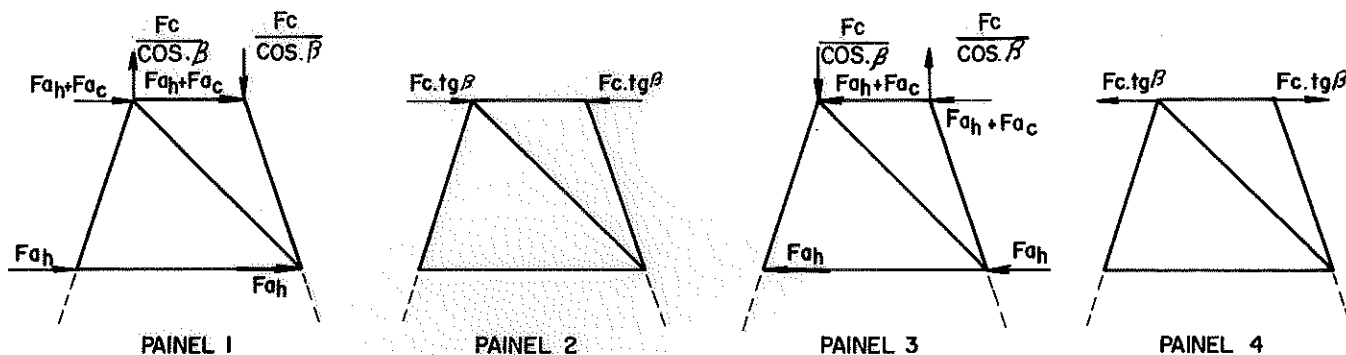


FIG.3.33-CARREGAMENTO 4 ATUANDO NOS PLANOS DOS PAINÉIS .

Os carregamentos 3 e 5, como pode ser observado no Quadro 3.4, apresentam esforços nas barras, idênticos aos esforços nas mesmas obtidos pelos carregamentos 2 e 4 respectivamente, porém com sinal trocado. Por este motivo não serão decompostos, e esforços serão obtidos, trocando-se o sinal dos seus pares.

Uma vez efetuada a decomposição das ações externas nos planos dos painéis da torre, estes podem ser analisados como treliças planas pelo método dos nós ou plano cremona.

3.3.2. Método dos Nós Aplicados às Treliças Planas Componentes

3.3.2.1. Carregamento 1

O procedimento para determinação dos esforços nas barras da torre devido ao carregamento 1 é idêntico ao desenvolvido no item 3.3.2.2. para o carregamento 2 que é o mais genérico.

3.3.2.2. Carregamento 2

Fazendo-se o equilíbrio do nó 16 do painel 1 da Fig. 3.32, obtêm-se:

$$\sum F_x = 0$$

$$\frac{25}{501,248} F_{14} - F_{21} + \left(\frac{F_{acd}}{4} + F_{adh} \right) \frac{\sqrt{2}}{2} = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\frac{500,625}{501,248} F_{14} = 0$$

Como $F_{cd} = 9,72$ KN, $h = 35$ m, $F_{d35} = 0,67$ KN e $F_c = 2,89$, a resolução do sistema resulta:

$$F_{14} = 0$$

$$F_{21} = 2,192$$
 KN

Fazendo-se agora o equilíbrio do n^o 8 do painel 1, tem-se:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$-\frac{25}{501,248} F_7 + \frac{225}{548,862} F_{28} + 2,192 + \left(\frac{F_{cd}}{4} + F_{dh}\right) \frac{\sqrt{2}}{2} = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$-\frac{500,625}{501,248} F_7 - \frac{500,625}{548,862} F_{28} + \frac{F_{c8}}{\cos \beta} = 0$$

F_7	F_{28}	c
$-\frac{25}{501,248}$	$\frac{225}{548,862}$	-4,3840
$-\frac{500,625}{501,248}$	$-\frac{500,625}{548,862}$	-2,8936
	0,4549	-4,234

$$F_{28} = \frac{-4,234}{0,4549} = -9,308$$
 KN

$$F_7 = -\left[-4,3845 - \frac{225}{548,862} (-9,308)\right] \frac{501,248}{25} = +11,403$$
 KN

Fazendo-se agora, o equilíbrio do n^o 8 do painel 4

$$\Sigma F_z = 0$$

$$- \frac{25}{501,248} F_7 + F_{77} + \left(\frac{F_{cd}}{4} + F_{dh} \right) \frac{\sqrt{2}}{2} - F_c \operatorname{tg} \beta = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$- \frac{500,625}{501,248} F_7 = 0$$

Resolvendo-se o sistema, tem-se:

$$F_7 = 0$$

$$F_{77} = -2,048 \text{ KN}$$

Fazendo a superposição de efeitos

$$F_7 = F_7 \text{ do painel 1} + F_7 \text{ do painel 4}$$

$$F_7 = 11,403 + 0 = 11,403 \text{ KN}$$

3.3.2.3. Carregamento 3

Os esforços nas barras serão os mesmos àqueles obtidos devido ao carregamento 2, porém de sinal contrário.

3.3.2.4. Carregamento 4

Este carregamento é um caso particular do carregamento 2, apresentando a vantagem de as cargas estarem atuando nos planos dos painéis 1 e 3. As diagonais e montantes dos demais painéis são inativas, a menos dos montantes do nível superior que devem equilibrar a força F_c .

3.3.2.5. Carregamento 5

Os esforços nas barras da torre, devido a este carregamento são obtidos simplesmente trocando-se o sinal dos esforços já determinados por influência do carregamento 4.

Todos os resultados obtidos no item 3.3.2. não foram

tabelados porque são idênticos aos valores do Quadro 3.4.

3.3.3. Processo Plano Cremona Aplicado às Treliças Planas

A grande vantagem da decomposição da torre em treliças planas, é devido a possibilidade de se utilizar o processo cremona na determinação dos esforços em suas barras.

Determina-se, para cada carregamento, os esforços nas barras de cada treliça plana sujeita às forças de seu plano, fazendo-se em seguida a superposição de efeitos.

3.3.3.1. Carregamento 1

O procedimento é o mesmo explicado a seguir para o carregamento 2.

3.3.3.2. Carregamento 2

Desenha-se em escala a treliça plana isostática representada pelo painel 1 da Fig. 3.32, sujeita ao carregamento total que atuam no seu plano e calculam-se as reações de apoio neste plano. Estas reações deverão ser decompostas posteriormente no sistema de coordenadas da estrutura global.

$$\sum M(9) = 0$$

$$R_{1y} = \frac{0,55 \cdot 0,2 + 1,47 \cdot 5,00625 \cdot 2 + \dots + 2,19 \cdot 2,7 \cdot 5,00625 + 2,89 \cdot 3,75}{5,5} = 79,32 \text{ KN}$$

$$R_{1x} = 79,32 \cdot \text{tg } \beta + 0,55 = 79,32 \cdot 0,55 = 4,52 \text{ KN}$$

Identificam-se os espaços internos circunscritos por barras, com letras minúsculas e os espaços externos compreendidos por duas forças, com letras maiúsculas. Ver Fig. 3.34a.

O plano cremona, mostrado na Fig. 3.34b, começa a partir de um ponto qualquer colocado em qualquer lugar do papel, por exemplo o ponto T. A partir deste ponto, traçar em escala (que pode

ser diferente da anterior) uma força horizontal para a esquerda de 4,52 KN e colocar na sua extremidade a letra U. Do ponto U, traçar uma força vertical de 79,32 KN para baixo e colocar na sua extremidade a letra A. Repetir sucessivamente o mesmo procedimento até retornar novamente ao ponto T. Quando o ponto final coincidir com o inicial, tem-se uma indicação que as ações externas e as reações calculadas estão em equilíbrio, possibilitando o início da determinação dos esforços internos.

Pelo ponto T, traçar uma reta paralela à diagonal 22, que contém o ponto a. Em seguida traçar pelo ponto P uma reta paralela a perna 8, que também contém a, e portanto, o ponto a estará na intersecção destas duas retas.

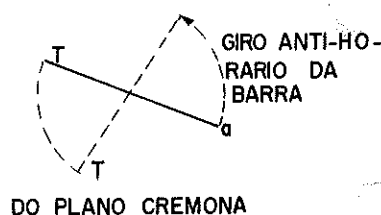
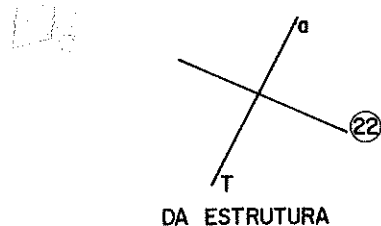
O comprimento do segmento \overline{Ta} (19,20cm) multiplicado pela escala de forças adotada (1:1) representa a força em módulo, que está agindo na barra 22.

$$|F_{22}| = 19,20 \times 1 = 19,20 \text{ KN}$$

Analogamente, o segmento \overline{Pa} multiplicado pela mesma escala fornecerá a força em módulo na barra 8.

$$|F_8| = 63,30 \times 1 = 63,30 \text{ KN}$$

Um dos métodos práticos para se determinar o sinal destas forças é fazer o segmento \overline{Ta} do plano cremona girar o menor ângulo possível, até coincidir com o segmento \overline{Ta} da estrutura.



Quando o menor giro efetuado for horário, o sinal da força determinada será positivo, indicando que a barra está sob tração. Se o giro efetuado for anti-horário, a barra está sendo comprimida e esta solicitação será representada pelo sinal negativo.

Sendo assim, o sinal da força que age na barra 22 é negativo, indicando que ela está sendo comprimida.

$$F_{22} = -19,20 \text{ KN}$$

Da mesma forma, o segmento $\bar{P}a$ gira também no sentido anti-horário, indicando que a barra 8 está sob compressão.

$$F_8 = -63,30 \text{ KN}$$

O processo se repete sucessivamente até que todas as forças tenham sido completamente determinadas.

As Figuras 3.35, 3.36 e 3.37 se referem respectivamente aos planos cremona dos painéis 2, 3 e 4 do carregamento 2.

Fazendo-se a superposição de efeitos, tem-se como exemplo a determinação da força nas barras 8 e 22.

$$F_8 = F_8 \text{ do painel 1} + F_8 \text{ do painel 2}$$

$$F_8 = -63,3 + 77,50 = 14,2 \text{ KN}$$

$$F_{22} = -19,2 + 0 = -19,2 \text{ KN}$$

3.3.3.3. Carregamento 3

Tomar os menores valores do carregamento 2 com sinal trocado.

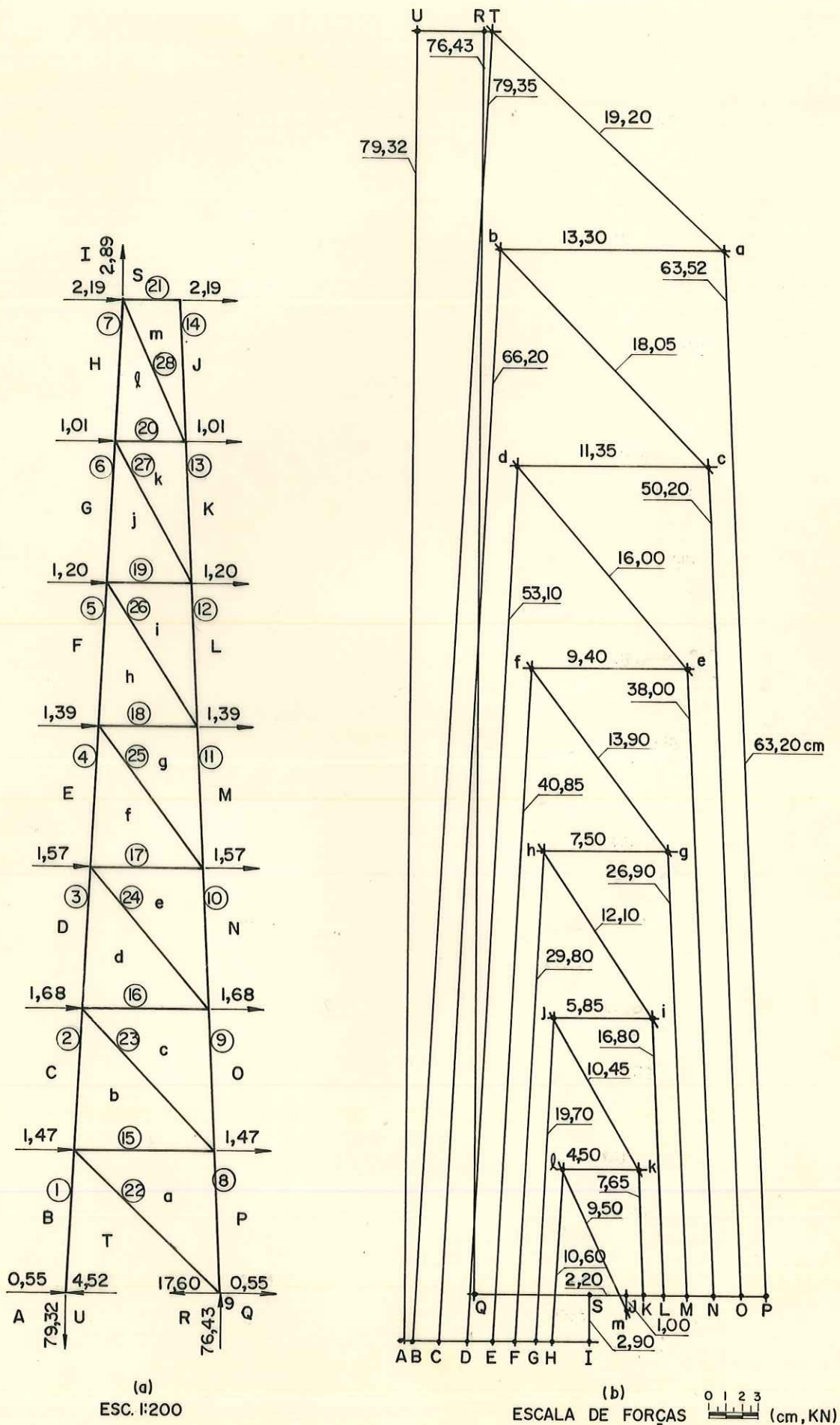
3.3.3.4. Carregamento 4

O procedimento é o mesmo desenvolvido para o carregamento 2, porém para ações diferentes.

3.3.3.5. Carregamento 5

Tomar os mesmos valores do carregamento 4 com sinal trocado.

Todos os esforços nas barras, de todos os carregamentos, obtidos pelo processo de plano cremona estão colocados no Quadro 3.5.



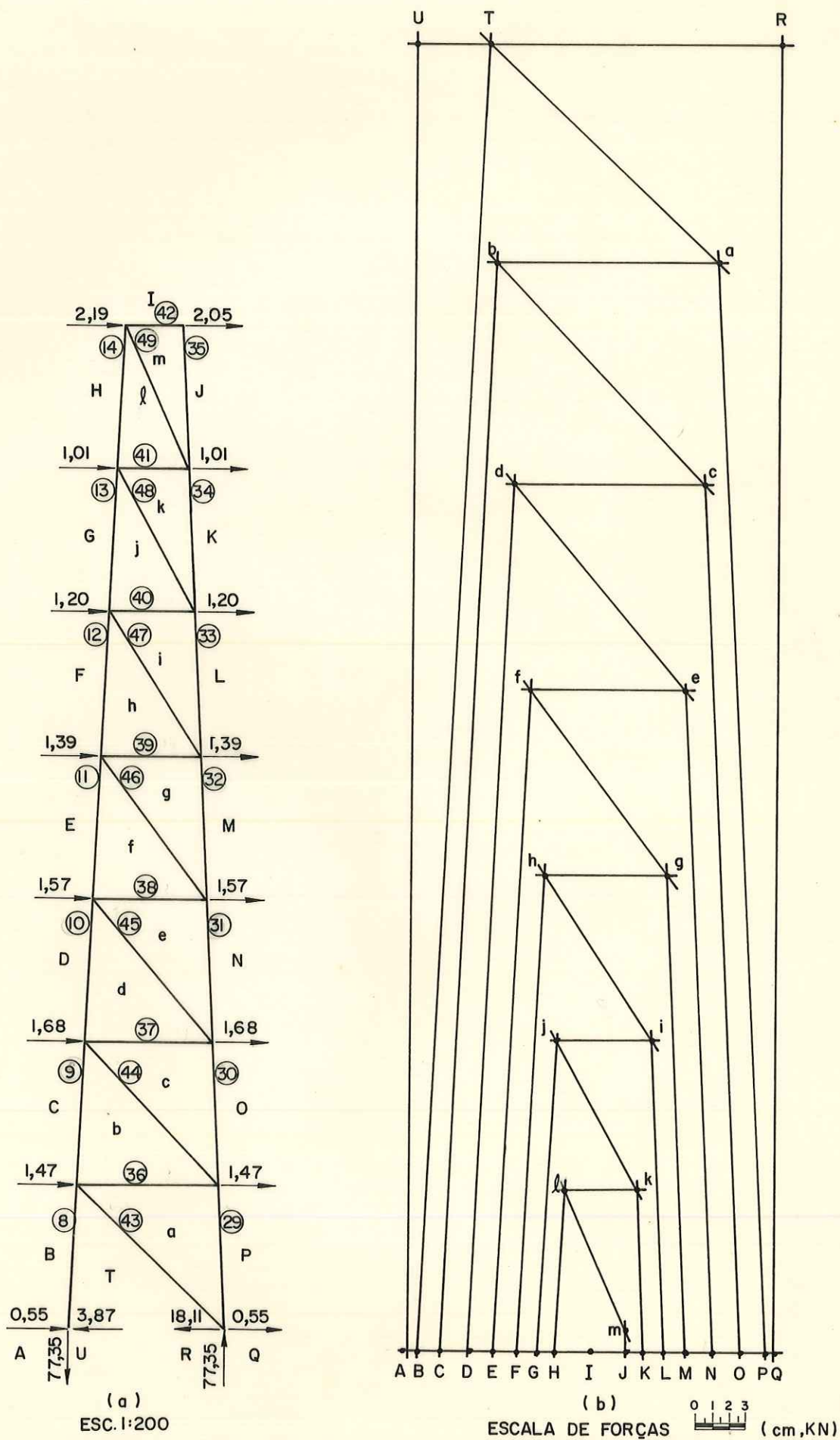
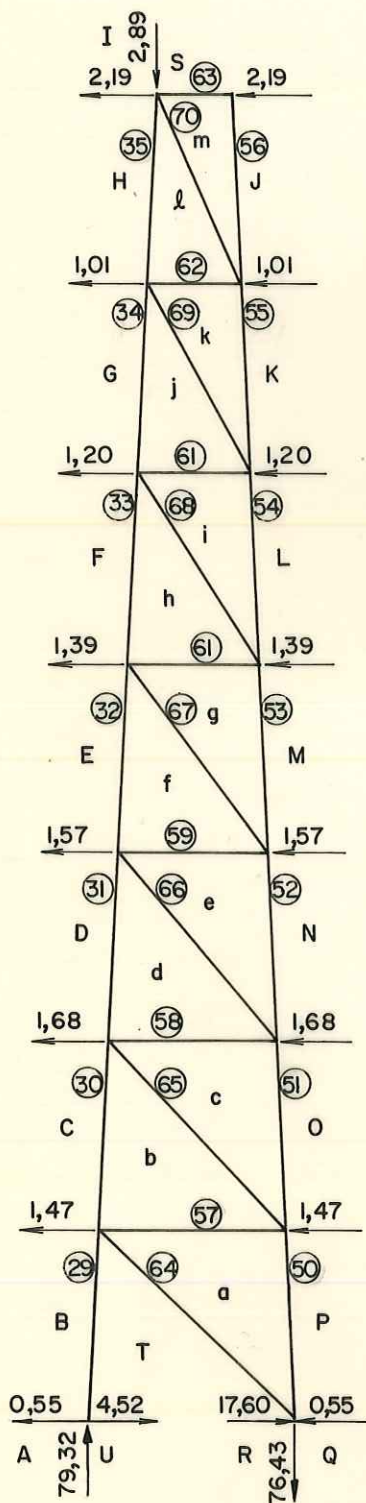
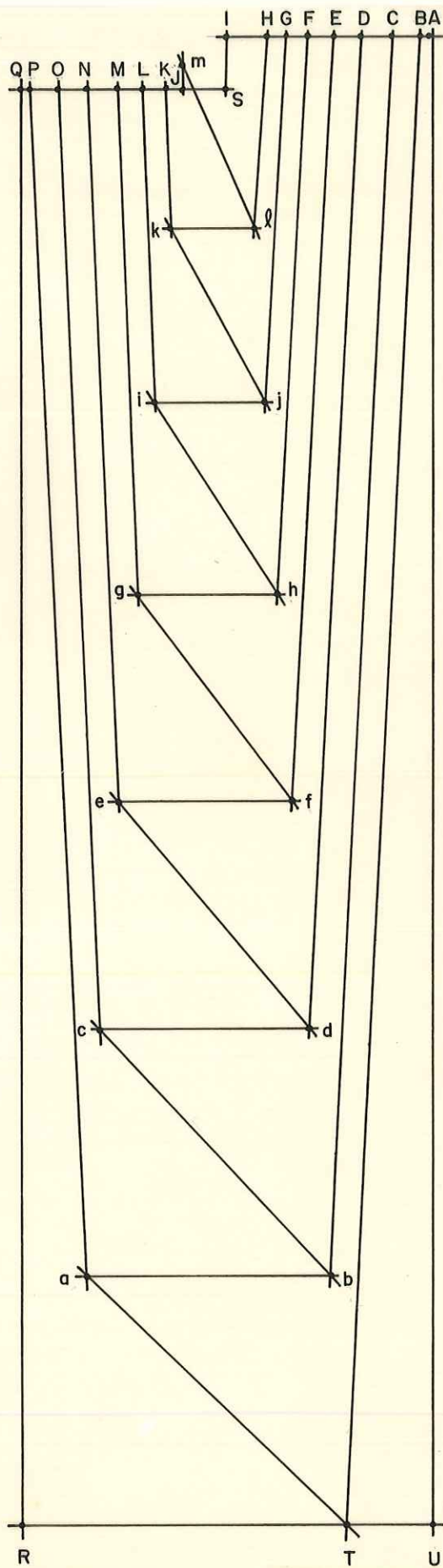


FIG.3.35 - PLANO CREMONA DO PAINEL 2 CARREGAMENTO 2

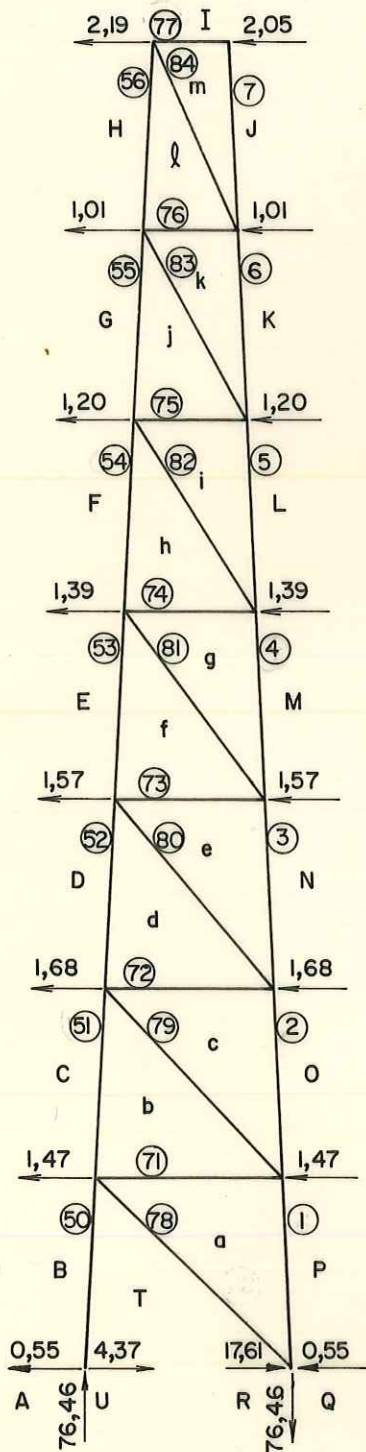


(a)
ESC. 1:200

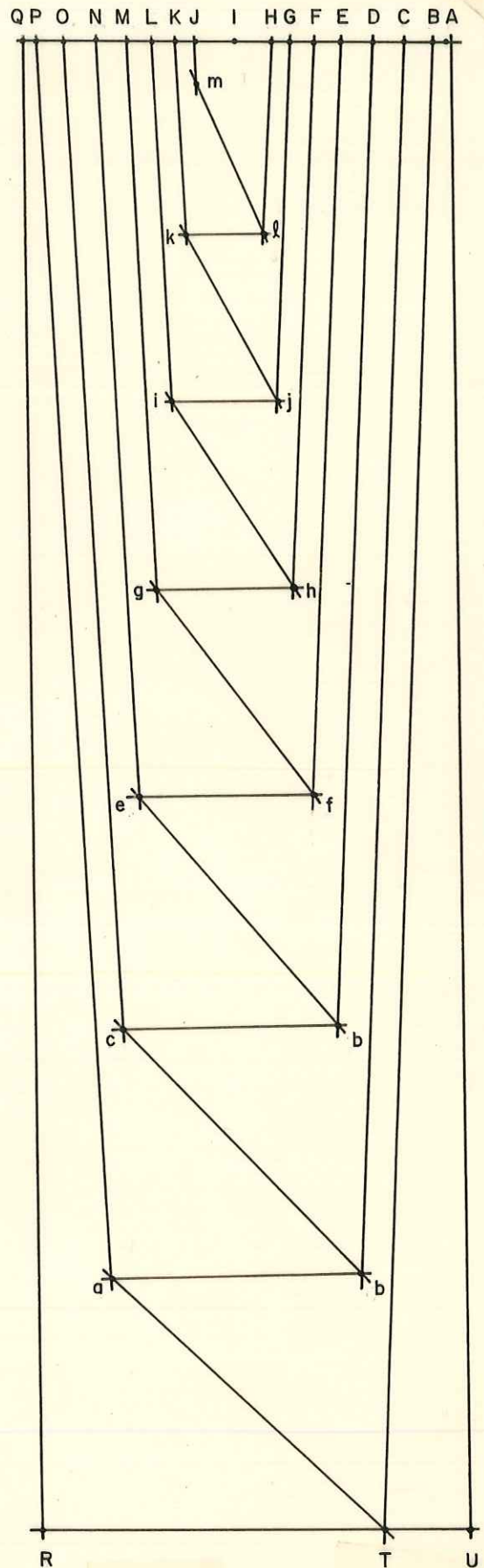


(b)
ESCALA DE FORÇAS 0 1 2 3 (cm,KN)

FIG. 3.36 - PLANO CREMONA DO PAINEL 3 DO CARREGAMENTO 2



(a)
ESC. 1:200



(b)
ESCALA DE FORÇAS 0 1 2 3 (cm,KN)

FIG. 337-PLANO CREMONA DO PAINEL 4 DO CARREGAMENTO 2

QUADRO 3.5. - Esforços Determinados pelo Processo Plano Cremona nas Barras da Torre, Decomposta em Treliças Componentes Planas

Nº da Barra	Carregamento 1 Peso Próprio	Carregamento 2 Vento a 45º	Carregamento 3 Vento a 225º	Carregamento 4 Vento a 0º	Carregamento 5 Vento a 180º	Composição	
						Compressão	Crítica Tração
1	- 50,75	142,75	-142,75	86,40	- 86,40	- 194,50	93,00
2	- 36,50	116,80	-116,80	70,35	- 70,35	- 153,85	80,85
3	- 25,50	91,80	- 91,80	56,40	- 56,40	- 117,65	66,65
4	- 17,15	68,95	- 68,95	42,60	- 42,60	- 86,15	51,85
5	- 11,05	48,25	- 48,25	30,20	- 30,20	- 59,30	37,20
6	- 6,70	29,60	- 29,60	19,00	- 19,00	- 36,30	22,90
P 7	- 3,80	12,80	- 12,80	9,15	- 9,15	- 16,60	7,65
8	- 50,85	14,25	- 14,25	- 71,35	71,35	- 194,50	93,00
9	- 36,60	14,30	- 14,30	- 56,40	56,40	- 153,85	80,85
10	- 25,60	13,35	- 13,35	- 42,60	42,60	- 117,65	66,65
11	- 17,25	12,20	- 12,20	- 30,25	30,25	- 86,15	51,85
12	- 11,10	11,40	- 11,40	- 19,05	19,05	- 59,30	37,20
13	- 6,80	10,75	- 10,75	- 9,15	9,15	- 36,30	22,90
14	- 3,95	10,50	- 10,50	- 2,30	2,30	- 16,60	7,65
15	- 0,75	13,30	- 13,30	15,15	- 15,15	- 15,90	14,40
16	- 0,50	11,35	- 11,35	13,00	- 13,00	- 13,50	12,50
17	- 0,40	9,40	- 9,40	10,45	- 10,45	- 10,85	10,05
M 18	- 0,30	7,50	- 7,50	8,30	- 8,30	- 8,60	8,00
19	- 0,20	5,85	- 5,85	6,40	- 6,40	- 6,60	6,20
20	- 0,15	4,50	- 4,50	4,80	- 4,80	- 4,95	4,65
21	- 0,25	2,20	- 2,20	2,30	- 2,30	- 2,55	2,05
22	0,00	- 19,20	19,20	- 21,85	21,85	- 21,90	21,90
23	0,00	- 18,05	18,05	- 20,60	20,60	- 20,60	20,60
24	0,00	- 16,00	16,00	- 18,10	18,10	- 18,10	18,10
D 25	0,00	- 13,90	13,90	- 15,45	15,45	- 15,45	15,45
26	0,00	- 12,10	12,10	- 13,35	13,35	- 13,35	13,35
27	0,00	- 10,45	10,45	- 11,30	11,30	- 10,75	10,75
28	0,00	- 9,50	9,50	- 10,00	10,00	- 10,00	10,00
29	- 50,75	-143,75	143,75	- 86,70	86,70	- 194,50	93,00
30	- 36,50	-117,35	117,35	- 71,65	71,65	- 153,85	80,85
31	- 25,50	- 92,15	92,15	- 57,05	57,05	- 117,65	66,65
P 32	- 17,15	- 69,00	69,00	- 43,70	43,70	- 86,15	51,85

continua...

continuação do QUADRO 3.5

33	- 11,05	- 48,15	48,15	- 31,75	31,75	- 59,30	37,20
34	- 6,70	- 29,15	29,15	- 21,00	21,00	- 36,30	22,90
35	- 3,80	- 11,45	11,45	- 11,55	11,55	- 16,60	7,65
36	- 0,75	13,25	- 13,25	0,00	0,00	- 15,90	14,40
37	- 0,50	11,40	- 11,40	0,00	0,00	- 13,50	12,50
38	- 0,40	9,25	- 9,25	0,00	0,00	- 10,85	10,05
M 39	- 0,30	7,30	- 7,30	0,00	0,00	- 8,60	8,00
40	- 0,20	5,70	- 5,70	0,00	0,00	- 6,60	6,20
41	- 0,15	4,30	- 4,30	0,00	0,00	- 4,95	4,65
42	- 0,25	2,05	- 2,05	- 0,15	0,15	- 2,55	2,05
43	0,00	- 18,90	18,90	0,00	0,00	- 21,90	21,90
44	0,00	- 18,10	18,10	0,00	0,00	- 20,60	20,60
D 45	0,00	- 16,00	16,00	0,00	0,00	- 18,10	18,10
46	0,00	- 13,70	13,70	0,00	0,00	- 15,45	15,45
47	0,00	- 11,75	11,75	0,00	0,00	- 13,35	13,35
48	0,00	- 10,15	10,15	0,00	0,00	- 10,75	10,75
49	0,00	- 9,10	9,10	0,00	0,00	- 10,00	10,00
50	- 50,85	- 13,20	13,20	71,75	- 71,75	- 194,50	93,00
51	- 36,60	- 13,00	13,00	57,15	- 57,15	- 153,85	80,85
52	- 25,60	- 12,50	12,50	43,85	- 43,85	- 117,65	66,65
P 53	- 17,25	- 11,70	11,70	31,85	- 31,85	- 86,15	51,85
54	- 11,10	- 11,25	11,25	21,00	- 21,00	- 59,30	37,20
55	- 6,80	- 11,05	11,05	11,55	- 11,55	- 36,30	22,90
56	- 3,95	- 8,45	8,45	3,20	- 3,20	- 16,60	7,65
57	- 0,75	- 13,10	13,10	- 14,70	14,70	- 15,90	14,40
58	- 0,50	- 11,25	11,25	- 12,50	12,50	- 13,50	12,50
59	- 0,40	- 9,30	9,30	- 10,10	10,10	- 10,85	10,05
M 60	- 0,30	- 7,45	7,45	- 8,00	8,00	- 8,60	8,00
61	- 0,20	- 5,85	5,85	- 6,10	6,10	- 6,60	6,20
62	- 0,15	- 4,50	4,50	- 4,50	4,50	- 4,95	4,65
63	- 0,25	- 2,20	2,20	- 2,20	2,20	- 2,55	2,05
64	0,00	19,40	- 19,40	21,90	- 21,90	- 21,90	21,90
65	0,00	17,95	- 17,95	20,00	- 20,00	- 20,60	20,60
D 66	0,00	15,90	- 15,90	17,40	- 17,40	- 18,10	18,10
67	0,00	13,80	- 13,80	14,95	- 14,95	- 15,45	15,45
68	0,00	12,10	- 12,10	12,80	- 12,80	- 13,35	13,35
69	0,00	10,60	- 10,60	10,75	- 10,75	- 10,75	10,75
70	0,00	9,70	- 9,70	9,20	- 9,20	- 10,00	10,00

continua...

Continuação do QUADRO 3.5

	71	- 0,75	- 13,00	13,00	0,00	0,00	- 15,90	14,40
	72	- 0,50	- 11,10	11,10	0,00	0,00	- 13,50	12,50
	73	- 0,40	- 9,00	9,00	0,00	0,00	- 10,85	10,05
M	74	- 0,30	- 7,10	7,10	0,00	0,00	- 8,60	8,00
	75	- 0,20	- 5,50	5,50	0,00	0,00	- 6,60	6,20
	76	- 0,15	- 4,10	4,10	0,00	0,00	- 4,95	4,65
	77	- 0,25	- 2,05	2,05	0,15	- 0,15	- 2,55	2,05
	78	0,00	19,20	- 19,20	0,00	0,00	- 21,90	21,90
	79	0,00	17,70	- 17,70	0,00	0,00	- 20,60	20,60
	80	0,00	15,60	- 15,60	0,00	0,00	- 18,10	18,10
D	81	0,00	13,30	- 13,30	0,00	0,00	- 15,45	15,45
	82	0,00	11,45	- 11,45	0,00	0,00	- 13,35	13,35
	83	0,00	9,80	- 9,80	0,00	0,00	- 10,75	10,75
	84	0,00	8,50	- 8,50	0,00	0,00	- 10,00	10,00
R ₁	x	2,53	- 8,33	8,33	- 4,95	4,95	- 5,80	10,86
R ₁	y	- 56,48	155,63	-155,63	86,67	- 86,67	- 212,11	99,15
R ₁	z	2,53	- 21,57	21,57	- 4,31	4,31	- 19,04	24,10
R ₉	x	- 2,53	- 13,84	13,84	- 19,95	19,95	- 22,48	17,42
R ₉	y	- 56,48	0,00	0,00	- 86,67	86,67	- 212,11	99,15
R ₉	z	2,53	- 0,55	0,55	4,31	- 4,31	- 1,73	6,84
R ₁₇	x	2,53	13,84	- 13,84	- 19,95	19,95	- 17,42	22,48
R ₁₇	y	- 56,48	0,00	0,00	86,67	- 86,67	- 212,11	99,15
R ₁₇	z	- 2,53	- 0,55	0,55	4,33	- 4,33	- 6,86	1,80
R ₂₅	x	- 2,53	- 8,33	8,33	- 4,95	4,95	10,86	5,80
R ₂₅	y	- 56,48	-155,63	155,63	- 86,67	86,67	- 212,11	99,15
R ₂₅	z	- 2,53	- 21,57	21,57	- 4,33	4,33	- 24,10	19,04

Os valores do Quadro 3.5 são praticamente idênticos aos do Quadro 3.4, apresentando o processo plano cremona, esforços ligeiramente maior nas barras de fechamento, estando, portanto, a favor da segurança. As imperfeições de desenho, observadas durante o traçado do plano cremona podem ser corrigidas se houver necessidade de melhor precisão.

3.4. - DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DOS NÓS

3.4.1. - Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV)

Os deslocamentos dos nós da torre, em qualquer direção, podem ser determinados pelo PTV.

Para o caso de treliças, onde se admite existirem somente esforços axiais nas barras, obtêm-se pela aplicação do PTV uma equação simplificada para o cálculo do deslocamento de um nó.

$$\delta_i = \sum \frac{F_{ri} \cdot F_{ii} \cdot \ell_i}{E_i S_i} \dots\dots\dots (3.25)$$

sendo:

- δ_i = deslocamento do nó i numa determinada direção
- F_{ri} = esforço na barra i devido ao carregamento real
- F_{ii} = esforço na barra i devido a uma carga unitária aplicada no nó i , na direção em que se deseja determinar o deslocamento
- ℓ_i = comprimento da barra i
- S_i = seção transversal da barra i
- E_i = módulo de elasticidade da barra i

Como exemplo de aplicação, calcular-se-á o deslocamento horizontal na direção x do nó 16, tomando-se S_i na metade do comprimento ℓ_i e admitindo-se o módulo de elasticidade igual para todas as barras da torre.

De acordo com o exposto, deve-se aplicar uma carga unitária horizontal no nó 16, e na direção x , Fig. 3.38. O sentido desta força pode ou não coincidir com o sentido do eixo de referência. Entretanto, adota-se um determinado sentido para a carga unitária, se o valor obtido para δ_i for negativo, o deslocamento terá sentido oposto àquele adotado para a carga unitária. Se, por outro lado, o resultado for positivo, o deslocamento ocorrerá no mesmo sentido desta carga.

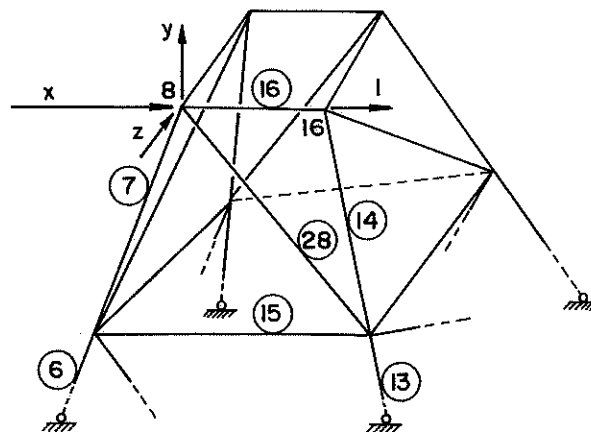


FIG. 3.38- CARGA UNITÁRIA APLICADA NA DIREÇÃO NA QUAL SE DESEJA DETERMINAR O DESLOCAMENTO DO NÓ 16

Os esforços nas barras da torre, devido a esta carga unitária, podem ser calculados por qualquer um dos processos já discutidos anteriormente, e são apresentados no Quadro 3.6. Neste caso, foram calculados pelo método dos nós, aplicado à treliça plana representada pelo painel 1.

QUADRO 3.6 - Esforços* nas Barras da Torre Devido ao Carregamento Unitário

Barra i	l_i (cm)	S_i (cm ²)	Esforço F_{1i}	Barra i	l_i (cm)	S_i (cm ²)	Esforço F_{1i}
1	501,248	829,58	6,38	15	500,000	754,77	0,40
2	501,248	683,49	6,02	16	450,000	615,75	0,44
3	501,248	551,55	5,57	17	400,000	490,87	0,50
4	501,248	433,74	5,01	18	350,000	380,13	0,57
5	501,248	330,06	4,30	19	300,000	283,53	0,67
6	501,248	240,53	3,34	20	250,000	201,06	0,80
7	501,248	165,13	2,01	21	200,000	132,73	1,00
8	501,248	829,58	-6,02	22	725,431	829,58	-0,53
9	501,248	683,49	-5,57	23	690,109	683,49	-0,61
10	501,248	551,55	-5,01	24	656,697	551,55	-0,73
11	501,248	433,74	-4,30	25	625,500	433,74	-0,89
12	501,248	330,06	-3,34	26	596,867	330,06	-1,14
13	501,248	240,53	-2,01	27	571,183	240,53	-1,52
14	501,248	165,13	0,00	28	548,862	165,13	-2,20

Aplicando-se os valores dos Quadros 3.4 e 3.6 na equação (3.25), obtêm-se o deslocamento do nó 16, na direção x, para os vários carregamentos.

3.4.1.1. - Carregamento 1

$$\delta_{16} = \frac{1}{1650 \times 2/3} \left(-50,85 \times 6,38 \times \frac{501,248}{829,58} - 36,63 \times 6,02 \times \frac{501,248}{683,49} - \dots - 3,89 \times 0,00 \times \frac{501,248}{165,13} - 0,15 \times 0,8 \times \frac{250,000}{201,06} - 0,19 \times 1,0 \times \frac{200,000}{132,73} \right) = -0,100$$

Todas as barras tendo F_r e/ou F_1 iguais a zero não precisam ser adicionados.

3.4.1.2. - Carregamento 2

$$\delta_{16} = \frac{1}{1650} \left(142,70 \times 6,38 \times \frac{501,248}{859,58} + 116,47 \times 6,02 \times \frac{501,248}{683,49} + \dots + 10,30 \times 1,52 \times \frac{571,183}{240,53} + 9,30 \times 2,20 \times \frac{548,862}{165,13} \right) =$$

$$= 1,465$$

3.4.1.3. - Carregamento 3

$$\delta_{16} = \frac{1}{1650} \left(-142,70 \times 6,38 \times \frac{501,248}{859,58} - 116,47 \times 6,02 \times \frac{501,248}{683,49} + \dots - 10,30 \times 1,52 \times \frac{571,183}{240,53} - 9,30 \times 2,20 \times \frac{548,862}{165,13} \right) =$$

$$= -1,465$$

3.4.1.4. - Carregamento 4

$$\delta_{16} = \frac{1}{1650} \left(86,83 \times 6,38 \times \frac{501,248}{859,58} + 71,81 \times 6,02 \times \frac{501,248}{683,49} + \dots + 10,89 \times 1,52 \times \frac{571,183}{240,53} + 9,33 \times 2,20 \times \frac{548,862}{165,13} \right) =$$

$$= 1,724$$

3.4.1.5. - Carregamento 5

$$\begin{aligned} \delta_{16} &= \frac{1}{1650} \left(-86,83 \times 6,38 \times \frac{501,248}{859,58} - 71,81 \times 6,02 \times \right. \\ &\times \frac{501,248}{683,49} + \dots - 10,89 \times 1,52 \times \frac{571,183}{240,53} - 9,33 \times 2,20 \times \frac{548,862}{165,13} \left. \right) = \\ &= -1,724 \end{aligned}$$

Os valores obtidos são muito pequenos, principalmente devido às grandes dimensões das seções transversais dos montantes e diagonais, necessárias quando se utilizam cobrejuntas nas ligações com as pernas.

O procedimento detalhado acima deve ser repetido para as demais direções e o deslocamento real será dado pela resultante vetorial dos 3 valores encontrados.

Combinando-se os diversos carregamentos, o deslocamento total será dado pela soma vetorial dos deslocamentos parciais.

$$\delta_{16} = \delta_{16} \text{ do carregamento 1} + \delta_{16} \text{ do carregamento 2 ou}$$

$$\delta_{16} = 1,365$$

$$\delta_{16} = \delta_{16} \text{ do carregamento 1} + \delta_{16} \text{ do carregamento 4}$$

$$\delta_{16} = 1,624$$

Comparar o maior dos valores com H/350. Se for maior ou menor, proceder os acertos necessários e possíveis nas variáveis da equação (3.25).

Como se pode observar o PTV é muito fácil de aplicado e não apresenta restrições, mas só admite a determinação do deslocamento de apenas um nó em apenas uma direção por vez.

O método gráfico de WILLIOT permite determinar simultaneamente os deslocamentos de todos os nós da estrutura em suas direções e sentidos reais. Entretanto, é de difícil aplicação em treliças espaciais e não se aplica a estruturas hiperestáticas.

3.5. - CÁLCULOS DAS LIGAÇÕES

No cálculo das ligações, devem ser utilizados os valores críticos dos esforços, Quadro 3.4, para a fixação das respectivas barras. As ligações, dependendo dos valores dos seus esforços e de suas peculiaridades, podem ser realizadas utilizando-se pregos e cobrejuntas metálicas, parafusos atarrachantes, parafusos passantes e anéis metálicos com parafusos passantes.

3.5.1.-Pregos e Cobrejuntas Metálicas

Utilizando-se pregos anelados ou helicoidais de 4mm de diâmetro e 40mm de comprimento, aplicados em cobrejuntas metálicas perfuradas, finas, ensaiadas no Brasil por Breuer, (1983) apresentadas na Fig. 3.39, pode-se avaliar a capacidade de carga de cada prego, considerando-se a NBR 7190 (1982), equação (2.2)

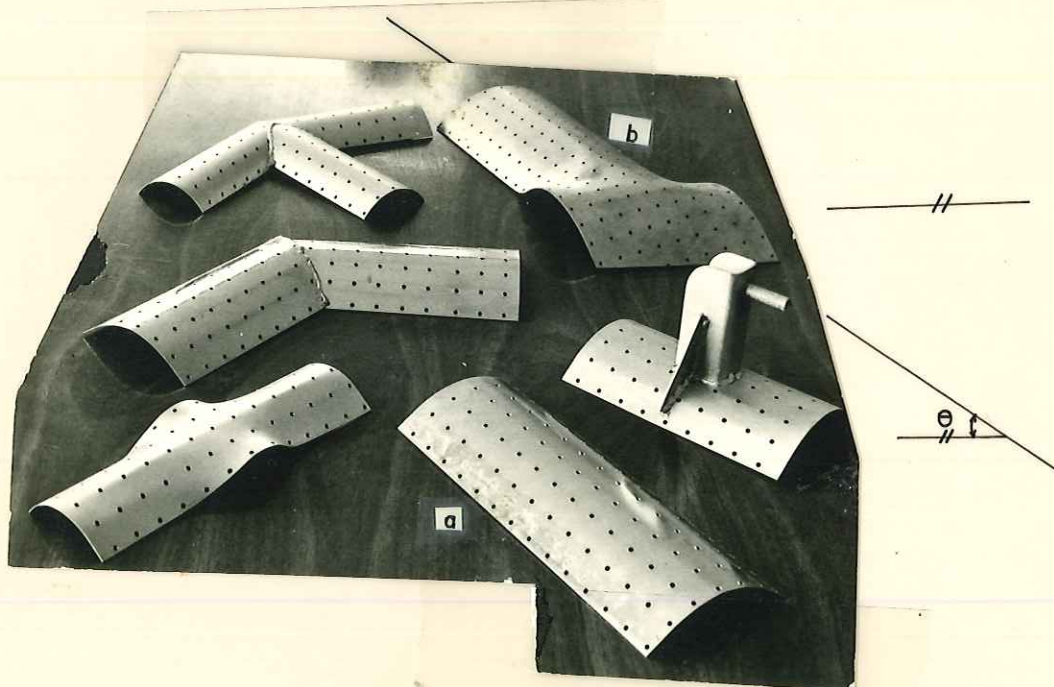


FIG. 3.39- COBREJUNTAS METÁLICAS PARA PREGOS.

$$\bar{F}_d = 7,5 \times 4^{3/2} = 0,6 \text{ KN}$$

Como as cobrejuntas são metálicas, permite-se um acréscimo de 25%.

$\bar{F}_\ell = 0,6 \times 1,25 = 0,75 \text{ KN}$, sem restrição quanto à orientação das fibras e à umidade da madeira.

3.5.1.1. - Emenda da Perna da Torre

Nas barras 3, 10, 31 e 52 deverão ser efetuadas emendas, em virtude da limitação dos comprimentos dos postes, como o exemplo da Fig. 3.40.

Pode-se utilizar-se neste tipo de ligação até 4 chapas do tipo mostrado na Fig. 3.40.

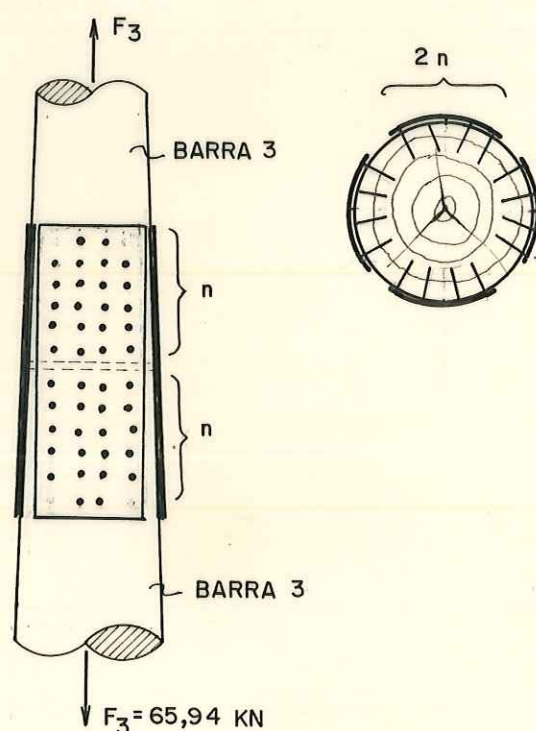


FIG. 3.40- EMENDA DA BARRA Nº3 DA PERNA DA TORRE.

$$n = \text{n}^\circ \text{ de pregos} = \frac{65,94}{4 \times 0,75} = 22$$

A resistência da chapa deve ser superior a resistência total dos pregos.

3.5.1.2. - Ligação de um Montante com uma Perna da Torre

Esta ligação pode ser facilmente executada, utilizando-se 2 cobrejuntas do tipo da mostrada na Fig. 3.39 e Fig. 3.41.

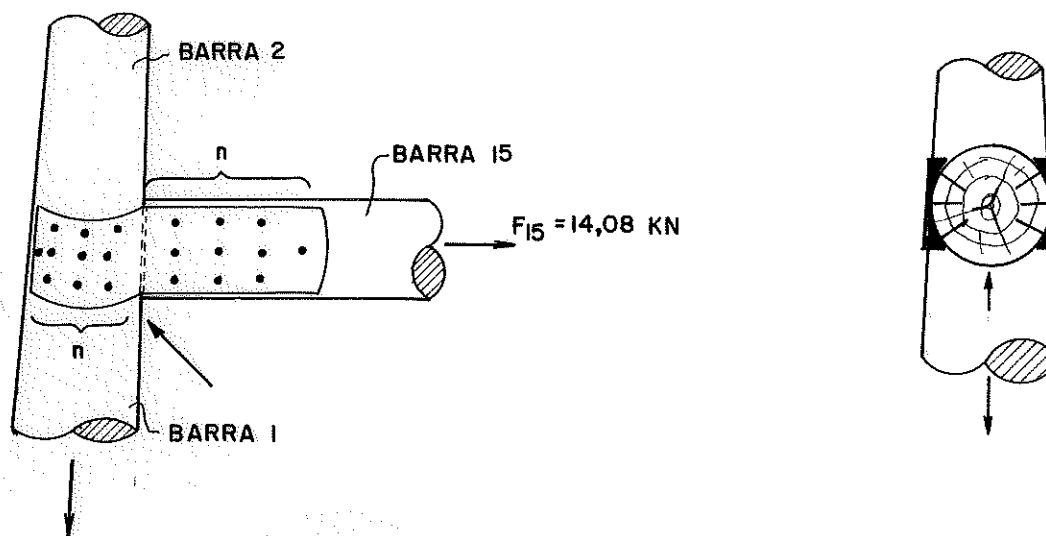


FIG. 3.41 - LIGAÇÃO PERNA - MONTANTE HORIZONTAL

$$n = \frac{14,08}{2 \times 0,75} = 10 \text{ pregos}$$

3.5.1.3. - Ligação Diagonal com a Perna

As cobrejuntas a serem utilizadas nesta ligação, são as mesmas da ligação anterior, apenas com a variação necessária do ângulo entre as barras. Como exemplo, tem-se para a diagonal 22, com 21,73 KN de tração:

$$n = \frac{21,73}{2 \times 0,75} = 15 \text{ pregos}$$

No Quadro 4.1. estão indicadas as quantidades de pregos necessárias para fixação de cada uma das barras da torre.

Para um perfeito ajustamento das cobrejuntas, na madeira roliça, recomenda-se pregar a linha longitudinal central de pregos e em seguida as linhas adjacentes até as bordas.

Uma desvantagem destas ligações pregadas, é a excentricidade introduzida nos nós, principalmente no caso de treliças espaciais, tornando possíveis momentos fletores e tensões secundárias nas barras e cobrejuntas, podendo comprometer a eficiência dos pregos mais distantes do centroide de cada parte da ligação. Este

fato merece estudos mais aprofundados.

Na Fig. 3.4 2 é apresentado o nó 2 da torre, no qual ocorrem 4 barras ligadas à perna, com visível excentricidade.

Cuidado especial deve ser tomado com as rachaduras, normalmente observada no topo dos postes, as quais podem comprometer a ligação pregada. Outras rachaduras podem surgir se não for observado o espaçamento entre os pregos e as distâncias mínimas recomendadas nas extremidades.

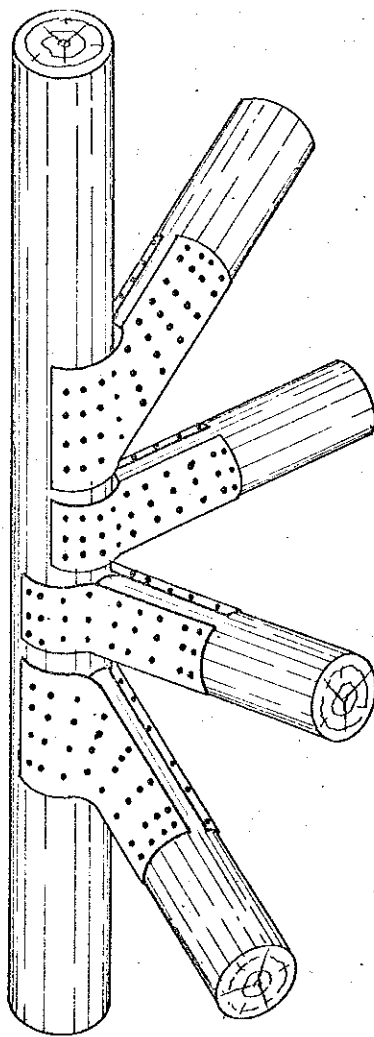


FIG. 3.42-LIGAÇÃO PREGADA MOSTRANDO EXCENTRICIDADE INTRODUZIDA NO NÓ 2 DA TORRE

A carga de tração admissível na seção útil das chapas metálicas, é superior à resistência lateral dos pregos, mesmo com todos os furos preenchidos.

Uma das dificuldades destas chapas no caso das torres, está na variação dos ângulos entre as barras e a dificuldades de encontrar as chapas mais adequadas.

3.5.2. Por Parafusos Auto-Atarrachante

A carga admissível no parafuso auto-atarrachante de diâmetro D e com a penetração mínima exigida, é obtida dividindo-se o resultado da eq. (2.9) pelo coeficiente de segurança 2,25. Correlacionando-se o Eucalipto citriodora com o Sugar maple, uma das espécies americanas mais resistentes, toma-se o valor 4.950 para a constante K .

O diâmetro dos parafusos, bem como a largura e espessura das cobre-juntas de madeira ou metálicas, podem ser diferentes para cada ligação, dependendo dos esforços existentes nas barras a serem ligadas. O comprimento das cobrejuntas é dado pela soma das distâncias entre os parafusos mais a distância entre os parafusos e as extremidades das barras. Se as cobrejuntas forem metálicas, a carga admissível no parafuso pode ser aumentada em 25%. Em caso de carregamento de curta duração, pode-se aumentar ainda, mais 10%.

3.5.2.1. - Emenda da Perna da Torre

O detalhe da emenda da barra 3 por exemplo, está mostrado na Fig. 3.43, na qual se observa a utilização de cobrejuntas metálicas, obtidas cortando-se barras de ferro chato nos comprimentos necessários.

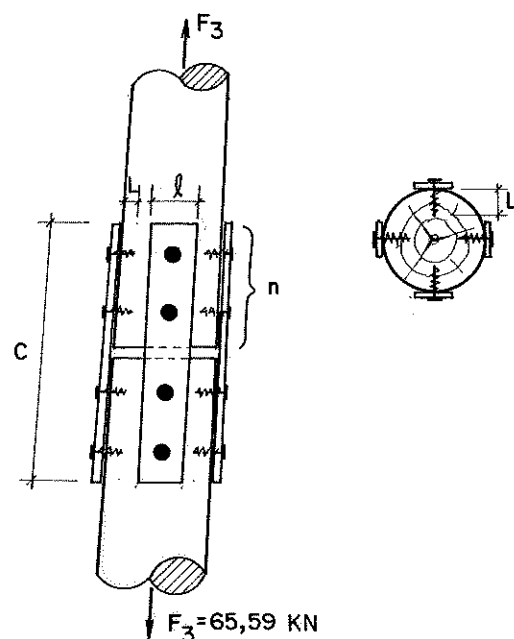


FIG. 3.43- EMENDA DA PERNA DA TORRE COM PARAFUSOS AUTO-ATARRACHANTE

Adotando-se para as cobrejuntas, espessura de 5"/16 e para os parafusos diâmetro de 5"/8, obtêm-se:

$$\left(\ell - \frac{5''}{8} \times 2,54\text{cm}/''\right) \times \frac{5''}{16} \times 2,54\text{cm}/'' \times 15,0 \text{ KN/cm}^2 = \frac{65,94}{4} \text{ KN}$$

$$\ell = \text{largura de cada cobrejunta} = 2,97\text{cm} \approx 1\frac{1}{2}''$$

O comprimento de penetração do parafuso para desenvolver esforço total $\bar{\ell}$ de 7D para madeiras duras, podendo-se descer até 5D sem afetar o limite de proporcionalidade.

$$L = 5 \times \frac{5''}{8} + \frac{5''}{16} = 3,44''$$

$$L = 7 \times \frac{5''}{8} + \frac{5''}{16} = 4,69''$$

Pode-se, então, de acordo com a Tabela 13 do Anexo, trabalhar com parafusos de 4 ou 5" de comprimento.

$$\begin{aligned} L &= 4'' \\ C_{\ell} &= 1,5'' \\ \frac{C_{\ell}}{D} &= 2,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= 5'' \\ C_{\ell} &= 2'' \\ \frac{C_{\ell}}{D} &= 3,2 \end{aligned}$$

Com estes valores, determina-se pela Tabela 2.10 os fatores de majoração da carga admissível no parafuso auto-atarrachante de 17 e 26% respectivamente para 4 e 5 polegadas.

- Parafuso de 4"

$$\bar{F}_{\ell} = \frac{4950}{2,25} \left(\frac{5}{8}\right)^2 \times 1,25 \times 1,1 \times 1,17 \times U = 6,91 \text{ KN}$$

$$U = \text{constante de ajuste das unidades} = 0,005 \text{ KN}$$

- Parafuso de 5"

$$\bar{F}_{\ell} = \frac{4950}{2,25} \left(\frac{5}{8}\right)^2 \times 1,25 \times 1,1 \times 1,26 \times U = 7,44 \text{ KN}$$

$$n = \frac{65,94}{4 \times 6,91} = 2,39 \quad \text{parafusos de 4'' ou}$$

$$n = \frac{65,94}{4 \times 7,44} = 2,22 \quad \text{parafusos de 5''}$$

Os cálculos efetuados, mostram ser interessante utilizar 2 parafusos de 5" de comprimento e 5"/8 de diâmetro, considerando-se a maior densidade e resistência do Eucalypto citriodora em relação ao Sugar maple.

3.5.2.2. - Ligação do Montante com a Perna da Torre

Esta ligação pode ser efetuada de acordo com a Fig. 3.44.

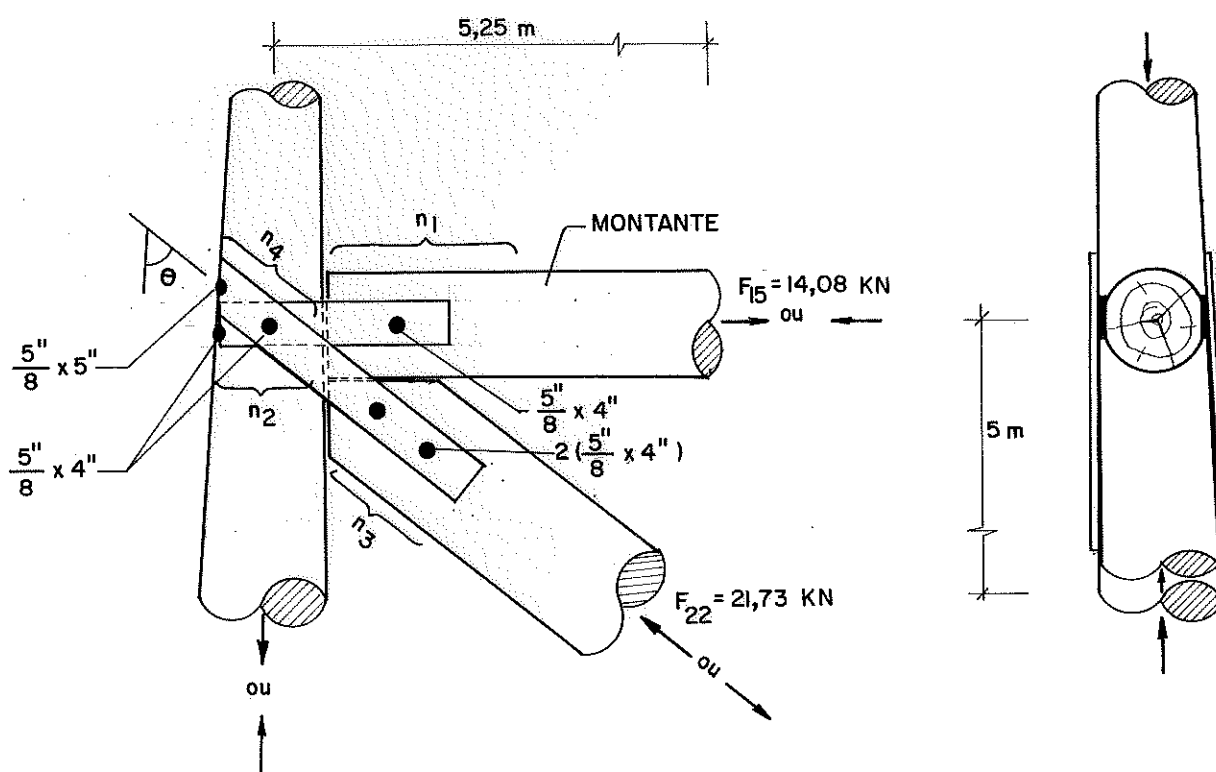


FIG. 3.44-LIGAÇÃO DO MONTANTE-PERNA E DIAGONAL - PERNA DA TORRE

$$n_1 = \frac{14,08}{2 \times 6,91} = 1,02 \text{ parafusos de } 4''$$

$$n_1 = \frac{14,08}{2 \times 7,44} = 0,95 \text{ parafusos de } 5''$$

Usar 1 parafuso de 5/8" x 4"

A carga admissível do parafuso auto-atarrachante sofre restrição quanto à direção das fibras. Portanto, na perna da torre, com esforço praticamente perpendicular às fibras, o número de

parafusos necessários pode ser diferente.

O fator 0,6 da Tabela 2.9 transforma a carga longitudinal em carga perpendicular às fibras.

$$\bar{F}_{\ell N} = 0,6 \bar{F}_{\ell} = 0,6 \times 6,91 = 4,15 \text{ KN para parafuso de 4"}$$

$$\bar{F}_{\ell N} = 0,6 \bar{F}_{\ell} = 0,6 \times 7,44 = 4,46 \text{ KN para parafuso de 5"}$$

$$n_2 = \frac{14,08}{2 \times 4,15} = 1,7 \quad \text{parafusos de 4"}$$

$$n_2 = \frac{14,08}{2 \times 4,46} = 1,58 \quad \text{parafusos de 5"}$$

Pode-se adotar 2 parafusos de 4"

3.5.2.3. - Ligação de Diagonal com a Perna

De acordo com o esquema apresentado na Fig. 3.43, tem-se

$$n_3 = \frac{21,73}{2 \times 6,91} = 1,57 \quad \text{parafusos de 4"}$$

$$n_3 = \frac{21,73}{2 \times 7,44} = 1,46 \quad \text{parafusos de 5"}$$

Pode-se adotar 2 parafusos de 5/8 x 4"

O número de parafusos na perna depende do ângulo θ de orientação da força em relação à direção das fibras.

$$\text{Tg } \theta = \frac{5,25}{5} = 1,05 \rightarrow \theta = \text{arc tg } 1,05 = 46,40$$

$$\bar{F}_{\ell\theta} = \frac{F_{\ell} \cdot \bar{F}_{\ell N}}{F_{\ell} \cdot \text{sen}^2 46,4^{\circ} + F_{\ell N} \text{cos}^2 46,4^{\circ}} = \frac{6,91 \times 4,15}{6,91 \text{sen}^2 46,4^{\circ} + 4,15 \text{cos}^2 46,4^{\circ}} = 5,13 \text{ KN para parafusos de 4"}$$

$$\bar{F}_{\ell\theta} = \frac{7,44 \times 4,46}{7,44 \text{sen}^2 46,4^{\circ} + 4,46 \text{cos}^2 46,4^{\circ}} = 5,51 \text{ KN para parafusos de 5"}$$

$$n_4 = \frac{21,73}{2 \times 5,13} = 2,12 \quad \text{parafusos de 4"}$$

$$n_4 = \frac{21,73}{2 \times 5,51} = 1,97 \quad \text{parafusos de 5"}$$

Usar 1 parafuso de 4" e 1 de 5" por 5/8 de diâmetro

Em todos os casos descritos, pode-se colocar os parafusos nos limites admissíveis mediante otimização dos seus diâmetros.

A força $F_{\ell\theta}$ pode ser também obtida do diagrama de SCHOLTEN. No eixo 0° marcar o ponto (a) no valor da carga longitudinal (6,91 ou 7,44). No eixo 90° marcar o ponto (b) no valor da carga perpendicular (4,15 ou 4,46), ver Fig 2.30. Ligar o ponto (a) ao ponto (b), determinando a interseção com o eixo do ângulo desejado. Deste ponto de interseção baixar uma perpendicular ao eixo 0° e ler os valores encontrados.

Para o exemplo do n \bar{o} 2, encontrou-se:

$$\bar{F}_{\ell 46,4^\circ} = 5,125 \quad \text{para parafusos de 4"}$$

$$\bar{F}_{\ell 46,4^\circ} = 5,58 \quad \text{para parafusos de 5"}$$

Estes valores são comparáveis àqueles obtidos pela fórmula de HANKINSON.

A ligação das peças da torre com parafusos auto-atarrachantes de acordo com os detalhes propostos na Fig. 3.43, minimiza a excentricidade da ligação, melhorando o comportamento da estrutura.

3.5.3. Por Parafusos Passantes

3.5.3.1. Determinação de Novos Esforços Oriundos da Mudança da Geometria da Torre

A utilização de parafusos passantes, ligando as barras da torre, como apresentado na Fig. 3.45, apresenta a vantagem de possibilitar o uso de seções úteis próximas das necessárias para suportar as tensões, restringir os deslocamentos dos nós, ou atender o índice de esbeltez máximo exigido pela Norma NBR 7190 (1982). Sendo assim, algumas barras poderão ter seus diâmetros diminuídos,

podendo-se até, conseguir considerável economia de madeira.

Entretanto, com a redução do diâmetro das barras, algumas delas, poderão passar para o regime de fluxo subcrítico, o qual impõe coeficientes de arrasto maiores que aqueles utilizados no regime supercrítico. Neste caso, deve-se considerar o item x da Norma de Ventos NBR 6123 (1980), que diz o seguinte:

x (7.5.3.) Em reticulados compostos de barras de seção circular é possível que os elementos estruturais maiores estejam no regime de fluxo supercrítico ($V_k \cdot d \geq 6m^2/s$) e os elementos estruturais menores no regime subcrítico ($V_k \cdot d < 6m^2/s$); além disso podem ter sido empregadas também barras prismáticas de faces planas. Neste caso a força do vento será calculada utilizando um coeficiente de força (Cf) dado por:

$$C_f = Z C_{a2} + (1 - Z) \frac{A_1}{A} C_{a1} + (1 - Z) \frac{A_{p1}}{A} C_{fp} \dots\dots (3.26)$$

sendo:

- Z = área do reticulado em fluxo supercrítico
- A₁ = área efetiva das seções circulares em regime de fluxo subcrítico
- A_{p1} = área efetiva das barras prismáticas de faces planas
- A = A₁ + A_{p1}
- C_{a1} = coeficiente de arrasto para as seções circulares em regime de fluxo subcrítico (TABELA 3.7)
- C_{a2} = coeficiente de arrasto para as seções circulares em regime de fluxo supercrítico (TABELA 3.7)
- C_f = coeficiente de força para as barras prismáticas de faces planas (TABELA 18 do Anexo). Considera-se a componente (C_x ou C_y) na direção do vento isto é perpendicular ao plano do reticulado.

TABELA 3.7 - Coeficientes de Arrasto "Ca" para Barras Prismáticas Circular e de Comprimento infinito

REGIME DE FLUXO		C _a
Subcrítico	$V_{kd} < 6m^2/s$	1,2
Supercrítico	$6 \leq V_{kd} < 12m^2/s$	0,6
	$12 \leq V_{kd} < 33m^2/s$	0,7
	$V_{kd} \geq 33m^2/s$	0,8

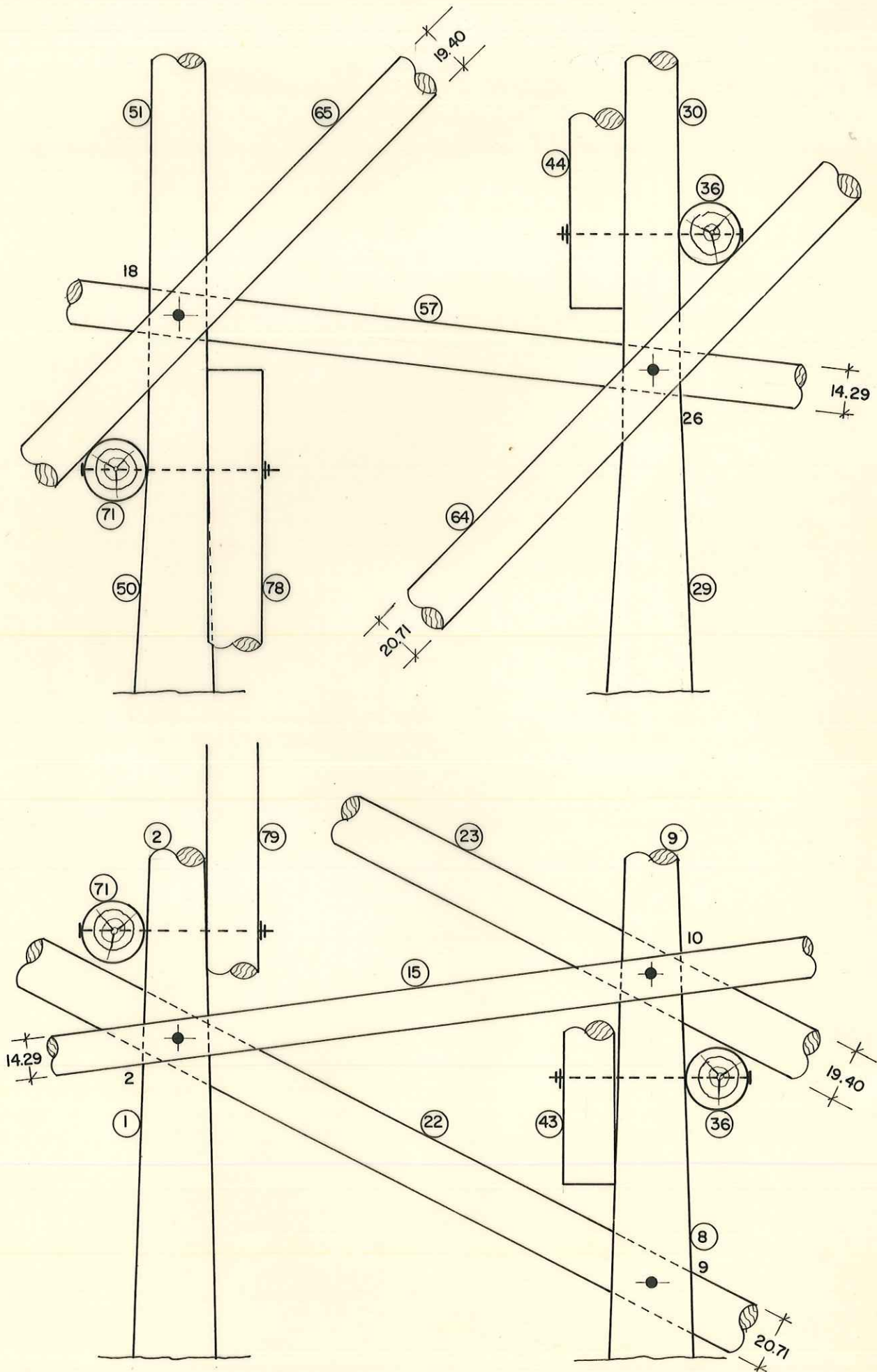


FIG. 3.45- LIGAÇÃO DAS BARRAS DA TORRE COM PARAFUSOS PASSANTES

Nota-se pela equação 3.26, que o (C_f) pode aumentar com a diminuição dos diâmetros das barras, mas a força final do vento pode também aumentar ou até diminuir, se a redução na área de obstrução do vento for mais significativa do que o aumento do (C_f) .

Adotando-se inicialmente para os montantes e diagonais, seções transversais definidas pelo índice de esbeltez máximo e conservando-se inalteradas as dimensões das pernas, uma vez que foram adotadas em função das características geométricas dos postes, obtêm-se os valores da Fig. 3.46.

$$\lambda = \frac{\lambda_{f\ell}}{i} = 140$$

$$i = \frac{\lambda_{f\ell}}{140} = \frac{D}{4}$$

$$D = \frac{400\lambda_{f\ell}}{140} \text{ em cm}$$

$\lambda_{f\ell}$ = comprimento de flambagem, variável para cada altura (em m)

Dos dados da Fig. 3.46 obtêm-se:

$$A_1 = 5,89$$

$$A_{p1} = 0$$

$$A = A_1 = 5,89$$

$$Z = \frac{\text{área do reticulado em fluxo supercrítico}}{A_c} = \frac{21,90}{27,09} = 0,78$$

$$C_{a1} = 1,2 \text{ obtido da Tabela 3.7}$$

$$C_{a2} = 0,6 \text{ obtido da Tabela 3.7}$$

$$C_f = 0,78 \times 0,6 + \frac{5,89}{5,89} \times 1,2 (1 - 0,78) + \frac{0}{5,89} \times C_f (1 - 0,78) = 0,73$$

Este coeficiente a ser utilizado para um painel, substitua o C_a da equação (3.13)

$$C_a = C_f = 0,73$$

$$b = 5,5\text{m}$$

$$F_{atdh} = \frac{35 \times 5,5 - 5,5h + 1,79h + 11,9}{35} \times 5 \times 2 \times 2 \times 0,73 \times \emptyset$$

$$F_{atdh} = (60,29 - 1,09h) \cdot q \cdot \emptyset \dots \dots \dots (3.27)$$

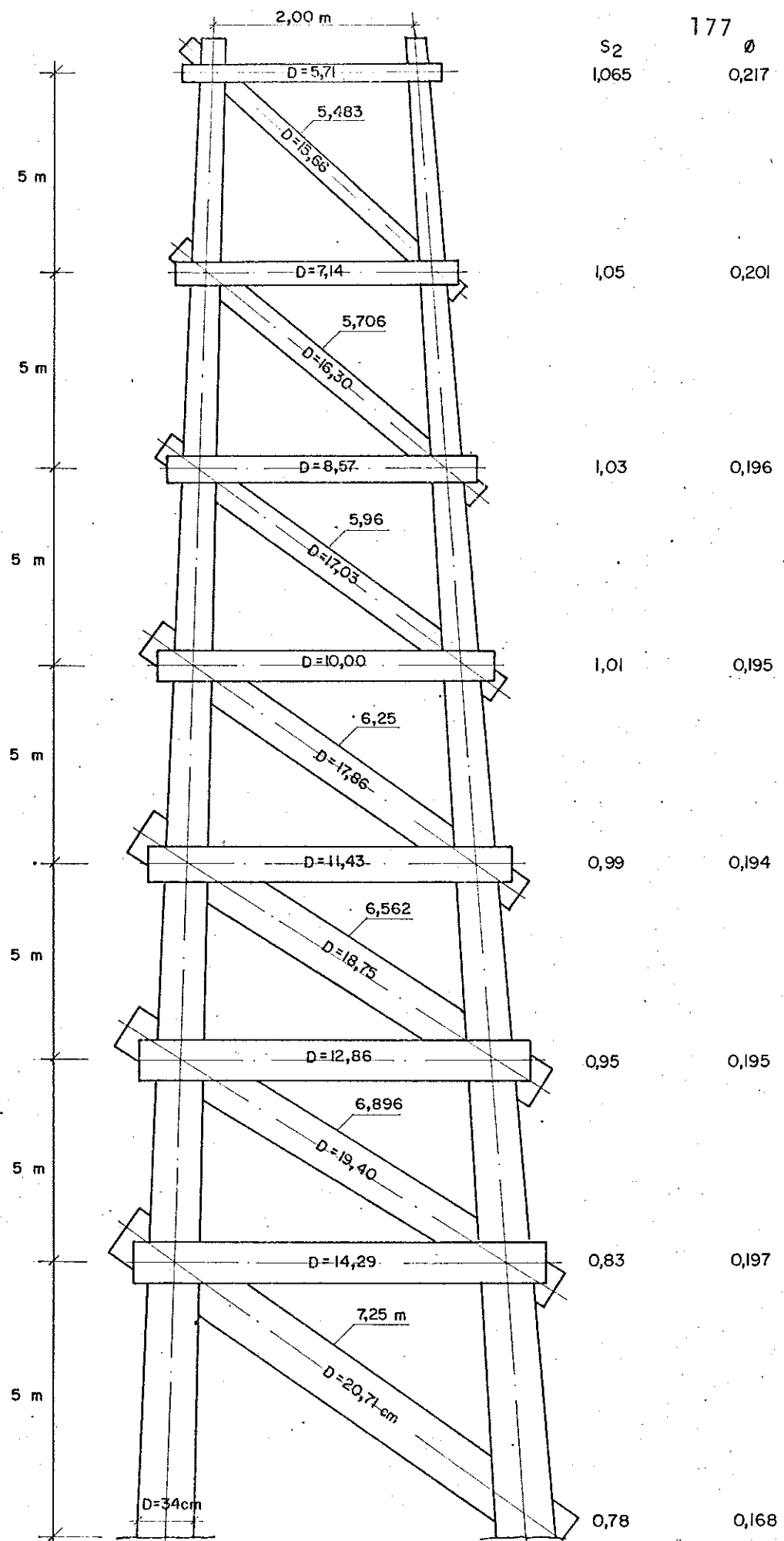


FIG.3.46-PAINEL DA TORRE - NOVA GEOMETRIA

Substituindo-se nesta equação, os valores de h , q e θ correspondentes da Fig. 3.46 e dividindo-se o resultado por 4, obtêm-se a força de vento paralelo à diagonal da palnta da torre, em cada nã de altura h .

$$F_{ad0} = (60,29 - 1,09 \times 1,25) \times 0,6949 \times 0,169 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} = 0,85 \text{ KN}$$

$$F_{ad5} = (60,29 - 1,09 \times 5) \times 0,7869 \times 0,197 \times \frac{1}{4} = 2,13 \text{ KN}$$

$$F_{ad10} = 2,48 \text{ KN}$$

$$F_{ad15} = 2,39 \text{ KN}$$

$$F_{ad20} = 2,19 \text{ KN}$$

$$F_{ad25} = 1,96 \text{ KN}$$

$$F_{ad30} = 1,75 \text{ KN}$$

$$F_{ad35} = 0,83 \text{ KN}$$

$$F_{c8} = -F_{c32} = 2,89 \text{ KN}$$

$$F_{acd} = \frac{9,72}{4} = 2,43 \text{ KN}$$

A ação no abrigo de observação continua a mesma e o novo peso próprio pode ser obtido, adaptando-se a equação 3.17

$$P_i = U \cdot da_k \times \frac{\pi}{4} \times \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n \ell_k D_k^2$$

$$P_i = 4,32 \times 10^{-4} \sum_{k=1}^n \ell_k D_k^2 \dots\dots\dots (3.28)$$

Substituindo-se esta equação, os comprimentos e os respectivos diâmetros das k barras que ocorrem no nã i , obtem diretamente p peso próprio suposto concentrado, neste nã.

$$P_1 = P_9 = P_{17} = P_{25} = 4,32 \times 10^{-4} (5,01 \times 33,25 + 7,25 \times 20,71^2) = 3,74 \text{ KN}$$

$$P_2 = P_{10} = P_{18} = P_{26} = (5,01 \times 2 \times 31^2 + 5 \times 2 \times 14,29^2 + 7,25 \times 20,71^2 + 6,90 \times 19,40^2) = 7,51 \text{ KN}$$

$$P_3 \quad P_{11} \quad P_{19} \quad P_{27} = 6,16 \text{ KN}$$

$$P_4 \quad P_{12} \quad P_{20} \quad P_{28} = 5,02 \text{ KN}$$

$$P_5 \quad P_{13} \quad P_{21} \quad P_{29} = 4,01 \text{ KN}$$

$$P_6 \quad P_{14} \quad P_{22} \quad P_{30} = 3,16 \text{ KN}$$

$$P_7 \quad P_{15} \quad P_{23} \quad P_{31} = 2,46 \text{ KN}$$

$$P_8 \quad P_{16} \quad P_{24} \quad P_{32} = 1,05 \text{ KN}$$

$$P_{C8} = P_{C16} = P_{C28} = P_{C32} = 2,7 \text{ KN}$$

Os esforços nas barras, devido a essas novas ações do vento e do peso próprio foram determinados pelo método dos nós aplicado à treliça espacial, são apresentados no Quadro 3.7. Estes resultados serão utilizados no dimensionamento das ligações parafusadas.

QUADRO 3.7. - Novos Esforços nas Barras da Torre, Como Consequência da Mudança de Sua Geometria

Nº da Barra	Carregamento 1 Peso Próprio	Carregamento 2 Vento a 45º	Carregamento 3 Vento a 225º	Carregamento 4 Vento a 0º	Carregamento 5 Vento a 180º	Composição	
						Compressão	Crítica Tração
1	- 32,16	157,48	-157,48	86,43	- 86,43	- 189,64	125,32
2	- 24,63	128,96	-128,96	72,13	- 72,13	- 153,59	104,33
3	- 18,45	101,46	-101,46	58,03	- 58,03	- 119,91	83,01
4	- 13,42	75,84	- 75,84	44,78	- 44,78	- 89,26	62,42
5	- 9,39	52,32	- 52,32	32,59	- 32,59	- 61,71	42,93
P 6	- 6,23	30,98	- 30,98	21,51	- 21,51	- 37,21	24,75
7	- 3,77	11,88	- 11,88	11,58	- 11,58	- 15,65	8,11
8	- 32,16	14,37	- 14,37	- 72,13	72,13	- 189,64	125,32
9	- 24,63	14,20	- 14,20	- 58,03	58,03	- 153,59	104,33
10	- 18,45	13,35	- 13,35	- 44,78	44,78	- 119,91	83,01
11	- 13,42	12,32	- 12,32	- 32,59	32,59	- 89,26	62,42
12	- 9,39	11,23	- 11,23	- 21,51	21,51	- 61,71	42,93
13	- 6,23	10,14	- 10,14	- 11,58	11,58	- 37,21	24,75
14	- 3,77	8,98	- 8,98	- 2,89	2,89	- 15,65	8,11
15	- 0,38	14,23	- 14,23	14,18	- 14,18	- 14,61	13,85
16	- 0,31	12,39	- 12,39	12,32	- 12,32	- 12,70	12,08
17	- 0,25	10,28	- 10,28	10,20	- 10,20	- 10,53	10,03
M 18	- 0,20	8,26	- 8,26	8,18	- 8,18	- 8,46	8,06
19	- 0,16	6,44	- 6,44	6,34	- 6,34	- 6,60	6,28
20	- 0,12	4,82	- 4,82	4,71	- 4,71	- 4,94	4,70
21	- 0,19	2,31	- 2,31	2,17	- 2,17	- 2,50	2,12
22	0,00	- 20,76	20,76	- 20,69	20,69	- 20,77	20,77
23	0,00	- 19,51	19,51	- 19,42	19,42	- 19,51	19,51
24	0,00	- 17,46	17,46	- 17,36	17,36	- 17,46	17,46
D 25	0,00	- 15,34	15,34	- 15,21	15,21	- 15,34	15,34
26	0,00	- 13,35	13,35	- 13,19	13,19	- 13,35	13,35
27	0,00	- 11,54	11,54	- 11,32	11,32	- 11,54	11,54
28	0,00	- 9,83	9,83	- 9,51	9,51	- 9,83	9,83
29	- 32,16	-157,48	157,48	- 86,43	86,43	- 189,64	125,32
30	- 24,63	-128,96	128,96	- 72,13	72,13	- 153,59	104,33
31	- 18,45	-101,46	101,46	- 58,03	58,03	- 119,91	83,01
P 32	- 13,42	- 75,84	75,84	- 44,78	44,78	- 89,26	62,42

continua...

Continuação do QUADRO 3.7

33	-	9,39	-	52,32	52,32	-	32,59	32,59	-	61,71	42,93
34	-	6,23	-	30,98	30,98	-	21,51	21,51	-	37,21	24,75
35	-	3,77	-	11,88	11,88	-	11,58	11,58	-	15,65	8,11
36	-	0,38	-	14,23	14,23	-	0,00	0,00	-	14,61	13,85
37	-	0,31	-	12,39	12,39	-	0,00	0,00	-	12,70	12,08
38	-	0,25	-	10,28	10,28	-	0,00	0,00	-	10,53	10,03
M 39	-	0,20	-	8,26	8,26	-	0,00	0,00	-	8,46	8,06
40	-	0,16	-	6,44	6,44	-	0,00	0,00	-	6,60	6,28
41	-	0,12	-	4,82	4,82	-	0,00	0,00	-	4,94	4,70
42	-	0,19	-	2,17	2,17	-	0,15	0,15	-	2,50	2,12
43	-	0,00	-	20,77	20,77	-	0,00	0,00	-	20,77	20,77
44	-	0,00	-	19,51	19,51	-	0,00	0,00	-	19,51	19,51
45	-	0,00	-	17,46	17,46	-	0,00	0,00	-	17,46	17,46
D 46	-	0,00	-	15,35	15,35	-	0,00	0,00	-	15,34	15,35
47	-	0,00	-	13,36	13,36	-	0,00	0,00	-	13,36	13,36
48	-	0,00	-	11,55	11,55	-	0,00	0,00	-	11,55	11,55
49	-	0,00	-	9,84	9,84	-	0,00	0,00	-	9,84	9,84
50	-	32,16	-	14,37	14,37	-	72,13	72,13	-	189,64	125,32
51	-	24,63	-	14,20	14,20	-	58,03	58,03	-	153,59	104,33
52	-	18,45	-	13,35	13,35	-	44,78	44,78	-	119,91	87,01
P 53	-	13,42	-	12,32	12,32	-	32,59	32,59	-	89,26	62,42
54	-	9,39	-	11,23	11,23	-	21,51	21,51	-	61,71	42,93
55	-	6,23	-	10,14	10,14	-	11,58	11,58	-	37,21	24,75
56	-	3,77	-	8,98	8,98	-	2,89	2,89	-	15,65	8,11
57	-	0,38	-	14,23	14,23	-	14,18	14,18	-	14,61	13,85
58	-	0,31	-	12,39	12,39	-	12,32	12,32	-	12,70	12,08
59	-	0,25	-	10,28	10,28	-	10,20	10,20	-	10,53	10,03
M 60	-	0,20	-	8,26	8,26	-	8,18	8,18	-	8,46	8,06
61	-	0,16	-	6,44	6,44	-	6,34	6,34	-	6,60	6,28
62	-	0,12	-	4,82	4,82	-	4,71	4,71	-	4,94	4,70
63	-	0,19	-	2,31	2,31	-	2,17	2,17	-	2,50	2,12
64	-	0,00	-	20,76	20,76	-	20,69	20,69	-	20,77	20,77
65	-	0,00	-	19,51	19,51	-	19,42	19,42	-	19,51	19,51
D 66	-	0,00	-	17,46	17,46	-	17,36	17,36	-	17,46	17,46
67	-	0,00	-	15,34	15,34	-	15,21	15,21	-	15,34	15,34
68	-	0,00	-	13,35	13,35	-	13,19	13,19	-	13,36	13,35
69	-	0,00	-	11,54	11,54	-	11,32	11,32	-	11,55	11,54
70	-	0,00	-	9,83	9,83	-	9,51	9,51	-	9,84	9,83

continua...

Continuação do QUADRO 3.7

	71	- 0,38	- 14,23	14,23	0,00	0,00	- 14,61	13,85
	72	- 0,31	- 12,39	12,39	0,00	0,00	- 12,70	12,08
	73	- 0,25	- 10,28	10,28	0,00	0,00	- 10,53	10,03
M	74	- 0,20	- 8,26	8,26	0,00	0,00	- 8,46	8,06
	75	- 0,16	- 6,44	6,44	0,00	0,00	- 6,60	6,28
	76	- 0,12	- 4,82	4,82	0,00	0,00	- 4,94	4,70
	77	- 0,19	- 2,17	2,17	0,15	- 0,15	- 2,50	2,12
	78	0,00	20,77	- 20,77	0,00	0,00	- 20,77	20,77
	79	0,00	19,51	- 19,51	0,00	0,00	- 19,51	19,51
D	80	0,00	17,46	- 17,46	0,00	0,00	- 17,46	17,46
	81	0,00	15,35	- 15,35	0,00	0,00	- 15,34	15,34
	82	0,00	13,36	- 13,36	0,00	0,00	- 13,36	13,35
	83	0,00	11,55	- 11,55	0,00	0,00	- 11,55	11,54
	84	0,00	9,84	- 9,84	0,00	0,00	- 9,84	9,83
R	x	1,60	- 9,17	9,17	- 4,91	4,91	- 7,57	10,77
R	y	- 35,83	171,40	-171,40	86,21	- 86,21	- 207,23	133,57
R	z	1,60	- 23,49	23,49	- 4,31	4,31	- 21,89	25,09
R	x	- 1,60	- 14,91	14,91	- 19,17	19,17	- 20,77	17,57
R	y	- 35,83	0,00	0,00	- 86,21	86,21	207,23	133,57
R	z	1,60	- 0,60	0,60	4,31	- 4,31	- 2,71	5,91
R	x	1,60	- 14,91	14,91	- 19,17	19,17	- 17,57	20,77
R	y	- 35,83	0,00	0,00	86,21	- 86,21	- 207,23	133,57
R	z	- 1,60	- 0,60	0,60	4,31	- 4,31	- 5,91	2,71
R	x	- 1,60	- 9,17	9,17	- 4,91	4,91	- 10,77	7,57
R	y	- 35,83	-171,40	171,40	- 86,21	86,21	- 207,23	133,57
R	z	- 1,60	- 23,49	23,49	- 4,31	4,31	- 25,09	21,89

3.5.3.2. Emenda da Perna da Torre

Adotando-se inicialmente para a emenda da barra 3 da perna da torre de diâmetro igual a 28cm, Fig. 3.47, parafusos de 7/8" de diâmetro, tem-se:

$$\frac{b}{\delta} = \frac{28}{2,54 \times 7/8} = 12,60$$

Entretanto, com este valor na Fig. 2.35, determina-se a tensão admissível $\bar{\sigma}$ na área $b \times \delta$ de compressão do parafuso.

$$\bar{\sigma} \approx 50 \text{ kg/cm}^2$$

Portanto, a carga admissível no parafuso será:

$$\bar{F}_p = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{7}{8} \text{ " } \times \frac{2,54 \text{ cm}}{\text{ " }} \times 28 \text{ cm} \frac{\text{KN}}{100 \text{ kg}} = 31,12 \text{ KN}$$

Esta carga admissível também pode ser determinada pelo menor dos dois valores

$$\bar{F}_p = 105 \cdot b \cdot \delta = 105 \times \frac{7}{8} \times \frac{2,54}{100} = 65,34 \text{ KN} \quad \text{ou}$$

$$\bar{F}_p = 640 \delta^2 = \frac{640}{100} \left(\frac{7}{8} \times 2,54 \right)^2 = 31,61 \text{ KN}$$

O valor de \bar{F}_p pode ser majorado em 25%, devido a utilização de cobrejuntas metálicas.

$$\bar{F}_p = 31,12 \times 1,25 = 38,9$$

$$n = \text{n}^\circ \text{ de parafusos de } 7/8 \text{ " } = \frac{119,91}{2 \times 38,9} = 1,54$$

Pode-se portanto, adotar 2 parafusos de 7/8" com excesso de segurança ou reduzir os seus diâmetros ao estritamente necessário.

Para parafusos de 3/4" tem-se:

$$\bar{F}_p = 105 \times 28 \times \frac{3}{4} \times \frac{2,54}{100} = 56,00 \text{ KN} \quad \text{ou}$$

$$\bar{F}_p = 640 \left(\frac{3}{4} \times 2,54 \right)^2 = 23,22 \text{ KN}$$

$$\bar{F}_p = 23,22 \times 1,25 = 29,03 \text{ KN}$$

$$n = \text{nº de parafusos de } 3/4'' = \frac{119,91}{2 \times 29,03} = 2,03$$

Usar, portanto, dois parafusos de 3"/4.

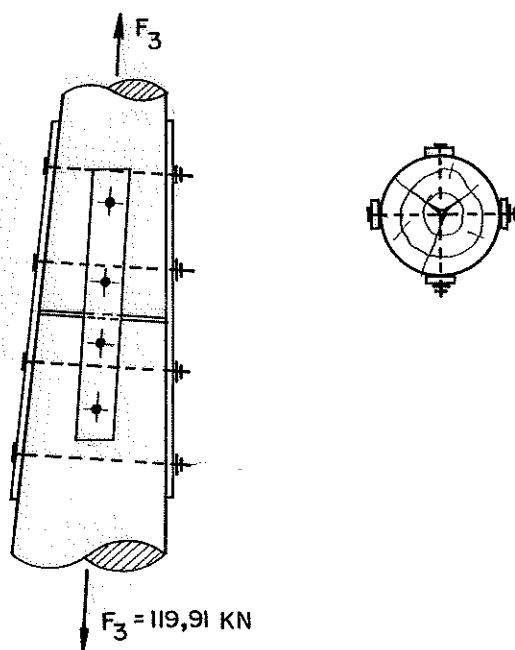


FIG. 3.47 - EMENDA DA PERNA DA TORRE.

3.5.3.3. Ligação do Montante e Diagonal Com a Perna da Torre

O detalhe desta ligação é apresentado na Fig. 3.48. Adotando-se inicialmente parafuso de 1":

$$\frac{b}{\delta} = \frac{31}{2,54} = 12,60$$

$$\bar{\sigma}_c = 55 \text{ kg/cm}^2 \text{ pela Fig. 3.25.}$$

Como a ligação é excêntrica, adotar somente metade do σ_c no montante.

$$\bar{F}_p = 55 \times 14,29 \times \frac{2,54}{100} = 19,96 \text{ KN}$$

No montante, a carga admissível na área de compressão do parafuso é maior do que a carga atuante na diagonal.

$$\bar{F}_p = 55 \times 20,71 \times \frac{2,54}{100} = 28,93 \text{ KN}$$

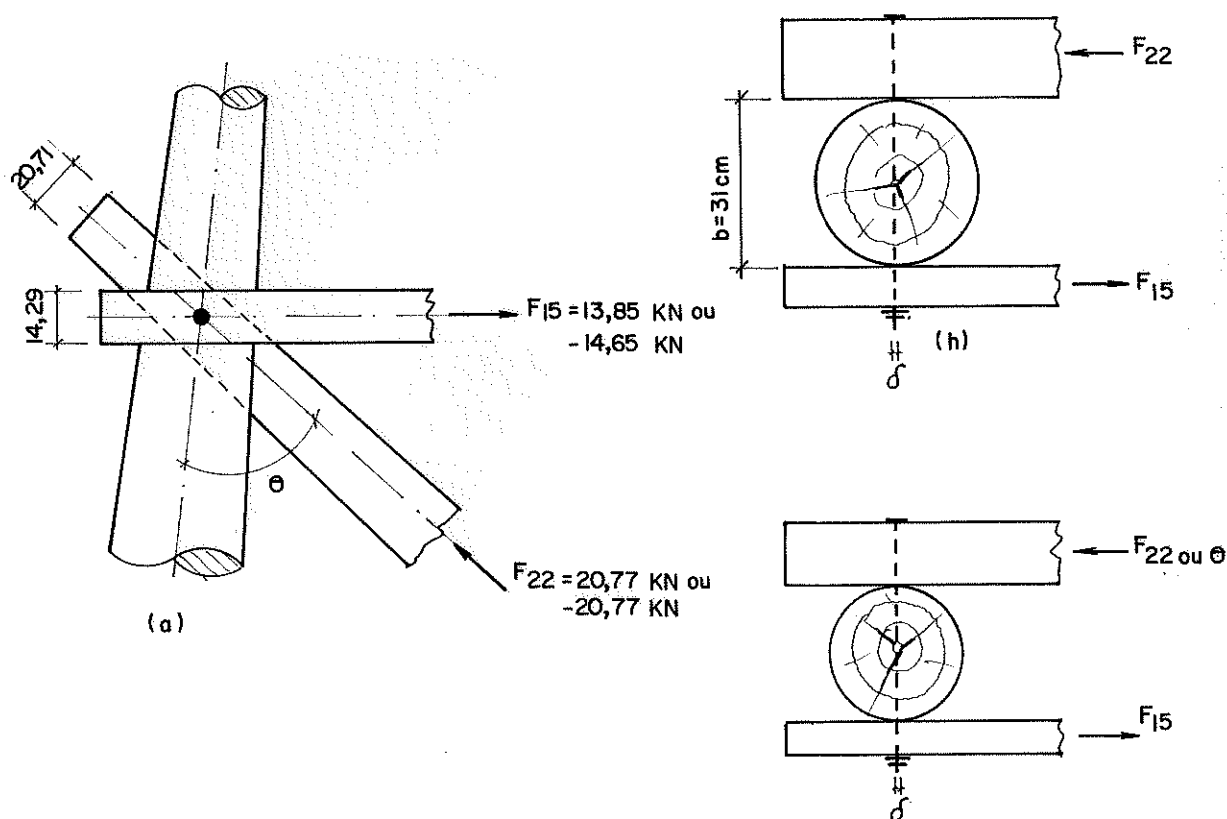


FIG. 3.48-DETALHE DE LIGAÇÃO MONTANTE-DIAGONAL-PERNA COM PARAFUSO PASSANTE

Na diagonal, a carga admissível na área de compressão do parafuso também é maior do que a carga atuante.

Embora os montantes e diagonais podem ser ligados com segurança através de um parafuso de 1", é preciso considerar-se a tensão admissível na perna da torre, perpendicular às fibras da madeira.

Um método prático para se fazer esta verificação é:

$$\bar{\sigma}_n = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ pela Fig. 3.25}$$

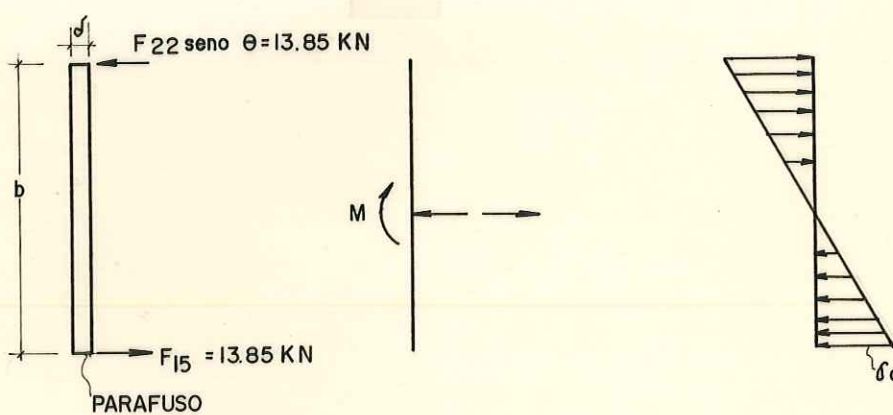
$$\bar{P}_n = 25 \times \frac{2,54}{100} \times 31 = 19,69 \text{ KN}$$

Carga admissível $19,69 \text{ KN} < 20,77 + 14,61$

\therefore Carga admissível = $19,69 \text{ KN} < \text{Carga atuante} = 29,30 \text{ KN}$

Assim, conclui-se que a ligação não é estável na perna da torre.

Esta verificação pode ser feita também, considerando-se o parafuso como uma viga rígida apoiada sobre apoios rígidos.



$$M = 13,85 \times 31 = 429,35 \text{ KN.cm}$$

$$\sigma_{c \text{ atuante}} = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{b^2 \delta}{6}} = \frac{429,35 \times 6}{31^2 \times 2,54} = 1,05 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ atuante}} > \bar{\sigma}_c, \text{ a ligação não é segura.}$$

Para contornar este problema, deve-se aumentar ainda mais o diâmetro do parafuso, o que pode levar a dimensões fora do que normalmente não se utilizam na prática.

Neste caso, pode-se utilizar anéis metálicos como os da Fig. 3.49 que substitue com vantagem, eficiência e economia os parafusos passantes.

Na utilização dos anéis metálicos, a ligação pode ser efetuada de acordo com a Fig. 3.50.

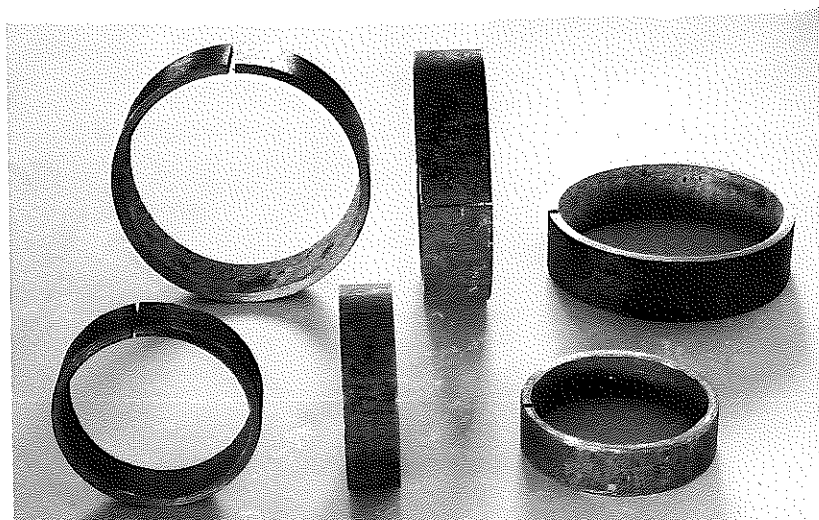


FIG. 3.49 - QUE SUBSTITUE COM VANTAGEM, EFICIÊNCIA E ECONOMIA OS PARAFUSOS PASSANTES.

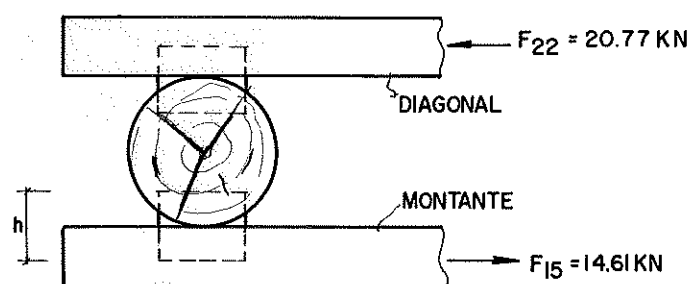


FIG. 3.50 - LIGAÇÃO COM ANEL METÁLICO.

De acordo com o Quadro 2.2, pode-se utilizar no montante um anel metálico de 3" que suporta uma carga admissível de $\bar{P}_p = 23,50$ KN, maior que a atuante de 14,61 KN. Na perna, o esforço é perpendicular às fibras e a carga admissível neste caso passa a ser 60% dos valores tabelados.

$$\bar{P}_n = 23,50 \times 0,6 = 14,10 \text{ KN}$$

Este resultado também satisfaz.

No caso da diagonal, o esforço é indicado de $\theta = 46,4^\circ$ em relação às fibras, portanto, para um anel de 3":

$$\bar{F}_\theta = \frac{23,50 \times 14,61}{23,50 \sin^2 46,4^\circ + 14,61 \cos^2 46,4^\circ} = 17,81 \text{ KN}$$

Este resultado não satisfaz e deve-se testar um anel de 4 polegadas:

$$F_{\theta} = \frac{30,80^2 \times 0,6}{30,80 \sin^2 46,4^{\circ} + 30,80 \times 0,6 \cos^2 46,4^{\circ}} = 22,82 \text{ KN}$$

Este resultado satisfaz, tanto na perna como na própria diagonal.

A altura h_{\min} do anel é calculada por

$$h_{\min} = \frac{\pi D}{4} \cdot \frac{\tau}{\sigma_c} + f$$

$$\tau = 16,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 66,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$h = \frac{\pi(4 \times 2,54)^2}{4} \cdot \frac{16,6}{66,5} + 1 = 7,44 \text{ cm}$$

4. MATERIAIS

O material utilizado neste trabalho, consta basicamente de dois grupos. O primeiro de materiais componentes da estrutura e que lhe conferem a característica estrutural como a madeira, os elementos de ligação, painéis de vedação e outros e o segundo grupo se refere ao material utilizado no cálculo e análise da estrutura em questão.

4.1. - MATERIAL QUE COMPÕE A ESTRUTURA

Como elemento básico predominante, foi utilizada a madeira de Eucalypto citriodora, sendo as barras de seção transversal circular, convenientemente obtidas de árvores desta espécie fartamente disponível nos reflorestamentos brasileiros.

Na construção da estrutura real serão necessários:

- a) Nas pernas da torre
 - 4 postes de 37m de parte aérea + 2m de fundação, tendo ao nível do solo 34cm de diâmetro e conicidade de 0,6cm/m. Emendas ao longo de seus comprimentos são possíveis, mas há que se compatibilizar os diâmetros das partes a serem emendadas.
- b) Nos montantes, onde as peças devem ter conicidade mínima possível, de preferência zero.
 - 4 toras ou toretas de 31 x 5 (cm de diâmetro x m de comprimento)
 - 4 toras ou toretas de 28 x 4,5
 - 4 toras ou toretas de 25 x 4,0
 - 4 toras ou toretas de 22 x 3,5
 - 4 toras ou toretas de 19 x 3,0
 - 4 toras ou toretas de 16 x 2,5
 - 4 toras ou toretas de 13 x 2,0
- c) Nas diagonais, onde as peças devem ter conicidade menor do que 0,6cm/m
 - 4 toras ou toretas de 34 x 7,25 x 31 (cm de diâmetro máx. x m de comprimento x cm de diâmetro mín.)
 - 4 toras ou toretas de 31 x 6,896 x 28
 - 4 toras ou toretas de 28 x 6,562 x 25

- 4 toras ou toretes de 25 x 6,25 x 22
- 4 toras ou toretes de 22 x 5,96 x 19
- 4 toras ou toretes de 19 x 5,706 x 16
- 4 toras ou toretes de 16 x 5,483 x 13

d) No abrigo de observação

- tábuas de 2,5cm de espessura num total de 4m² para o piso
- 2 placas de compensado naval de 1,20 x 2,40m para a cobertura
- 4 placas de compensado naval de 1,0 x 2,0 m para a parte inferior das paredes
- 4 x 4 placas de vidro de 5mm de espessura de 1,0 x 0,4m para a parte superior transparente da parede.
- 16m de caibros de 5 x 6cm
- 16m de caibros de 4 x 5cm
- 8m de caibros de 4 x 6cm

e) Acessórios metálicos para ligações

- relacionados no Quadro 4.1, material necessário para o caso de ligações pregadas

f) Na fundação

- 16 m³ de concreto
- 200 Kg de aço 3/8"

O custo estimado para uma torre de vigia florestal de madeira de Eucalyptus citriodora (Hook), considerando-se os casos alternativos de geometria e ligações, discutidos no presente trabalho é da ordem de Cz\$ 15.000.000, (dez./85), não incluída a mão-de-obra necessária para a sua montagem. Considerou-se porém, na composição dos seus custos, acessórios metálicos de boa qualidade, zincado, e madeira bem tratada com preservativo contra organismos xilófagos.

QUADRO 4.1 - Acessórios Metálicos Necessários em Cada N^o da Torre

N ^o de Barras	N ^o de Pregos/ 1/2 Cobrejunta	N ^o de Cobrejuntas X Diâmetro (cm)
MONTANTES		Tipo b com θ fixo*
15, 36, 57, 71	10	16 x 31
16, 37, 58, 72	8	16 x 28
17, 38, 59, 73	7	16 x 25
18, 39, 60, 74	6	16 x 22
19, 40, 61, 75	4	16 x 19
20, 41, 62, 76	3	16 x 16
21, 42, 63, 77	2	16 x 13
DIAGONAIS		Tipo b com θ variável*
22, 43, 64, 78	15	8 x 34 + 8 x 31
23, 44, 65, 78	14	8 x 31 + 8 x 28
24, 45, 66, 80	12	8 x 28 + 8 x 25
25, 46, 67, 81	10	8 x 25 + 8 x 22
26, 47, 68, 82	9	8 x 22 + 8 x 19
27, 48, 69, 83	8	8 x 19 + 8 x 16
28, 49, 70, 84	7	8 x 16 + 8 x 13
PERNAS(emendas)		Tipo a
3, 10, 31, 52	22	16 x 29,5
6, 13, 34, 55	8	16 x 17,5

Nas pernas, o número de pregos é o mesmo das barras a elas ligadas

* Ver Fig. 3.39

4.2. - MATERIAL UTILIZADO NO CÁLCULO E ANÁLISE DA TORRE

Este material é representado basicamente por ferramentas de trabalho e equipamentos de medições e cálculos.

- Utensílios de desenho - Calculadora Manual - Computador HP 85.

5. TORRES DE VIGIA EXISTENTES NO ESTADO DE SÃO PAULO

A maioria das torres de vigia visitadas são representadas pelos tipos descritos a seguir:

5.1. - DE MADEIRA

São poucas as torres de madeira existentes no Estado de São Paulo e as poucas existentes estão sendo gradativamente substituídas por torres metálicas ou de concreto.

A Fig. 5.1 mostra uma torre de madeira de seção transversal quadrada de 2 x 2m, atirantada. A fundação em cada perna é um tubo simples para esforço de compressão. A sua altura é de 27m. As pernas são de postes roliços e os montantes e diagonais (cruzadas) são de madeira serrada e são ligados às pernas por parafusos passantes. Todas as ligações apresentam excentricidades

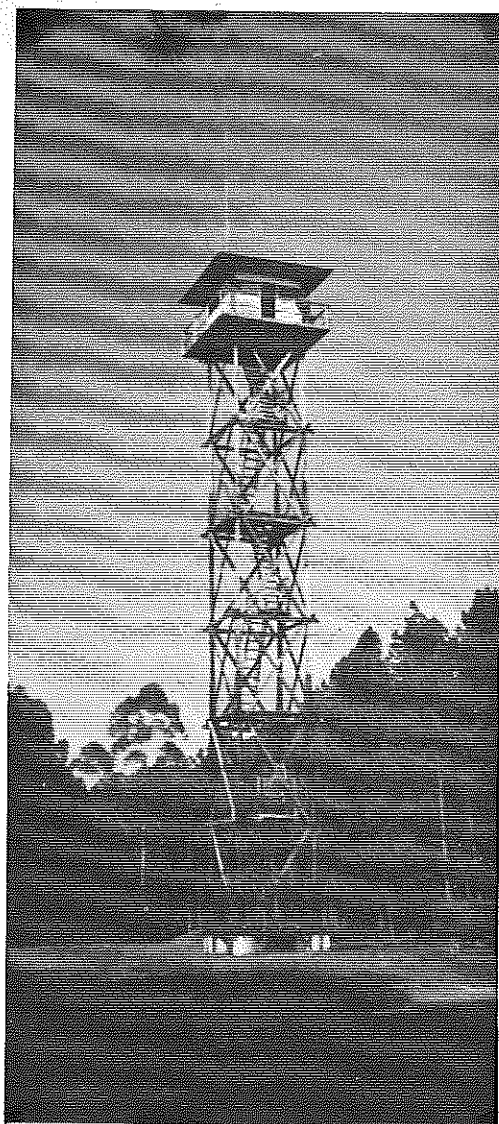


FIG.5.1- TORRE DE MADEIRA, 27m DE ALTURA, ESTAIADA.

Foi visitada também uma torre semelhante, com 19m de altura sem os tirantes. A área da seção transversal é de 5 x 5m e o engaste é feito por 2m de poste cravado diretamente no solo, sem fundação. Os demais detalhes são os mesmos do caso anterior, porém em avançado estado de apodrecimento.

Em ambos os casos, o sistema de elevação é a escada.

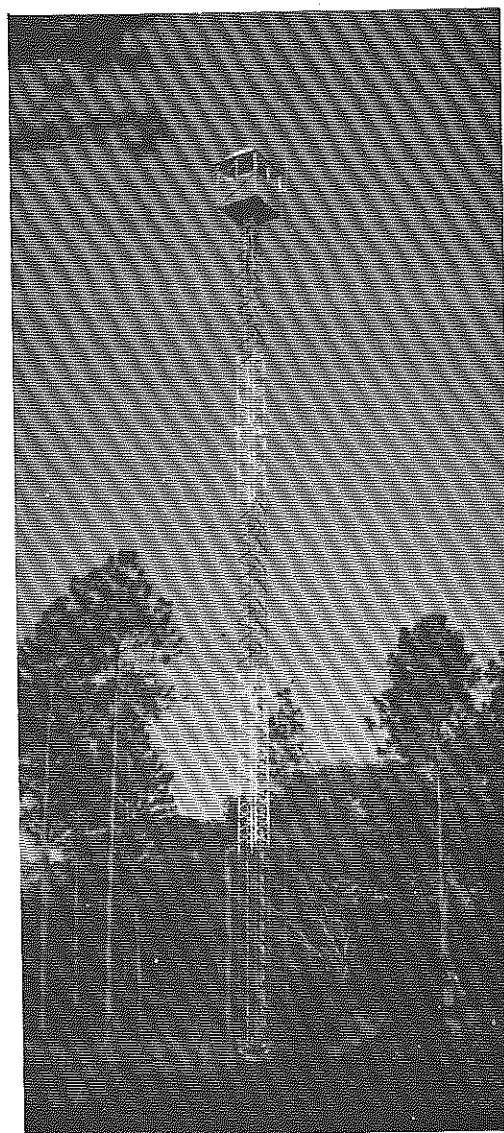
5.2. - METÁLICAS

Na Fig. 5.2a é vista uma torre metálica, em balanço livre, de seção transversal 6 x 6m na base e 2,5 x 2,5m no abrigo de observação. A altura de piso do abrigo é de 35m e o sistema de elevação é a escada. As barras são de perfis de aço vazados e soldados nos nós. O tipo da torre é de diagonal cruzada.

As fundações são blocos de concreto sem armadura.



(a)



(b)

FIG. 5.2 (a,b) - TORRES METÁLICAS, AS MAIS USADAS ATUALMENTE.

Na Fig. 5.2b é vista uma torre metálica, treliçada em zig-zag, estaiada de 30m de altura, tendo aproximadamente 70x70cm de seção transversal. A ancoragem dos cabos é feita por brocas armadas de 30cm de diâmetro x 3m de profundidade e no centro um bloco de concreto para resistir o peso próprio da torre. O sistema de elevação é feito por um elevador interno às barras e aliviado por um contra peso que desce externamente. Seu custo é de aproximadamente 120 milhões de cruzeiros.

5.3. - DE CONCRETO

Na Fig. 5.3 é vista uma torre de concreto de 30m de altura em balanço livre. Sua seção transversal é vazada e variável, partindo de 1m de diâmetro na base e chegando ao topo com 50cm. Segundo os guardas usuários este é o tipo que apresenta maiores oscilações horizontais do topo.

A fundação é feita por duas vigas armadas em forma de cruz, na base, para resistir o momento de tombamento. Cada braço da cruz tem 7,5m. O sistema de elevação é feito por uma cadeira de correias, suspensa em uma corda e aliviada por um contra peso. A ascensão é feita externamente.



FIG.5.3 - TORRE DE CONCRETO.

6. CONCLUSÕES

A torre de vigia florestal, uma grande necessidade a ser atendida para o completo sucesso do reflorestamento, tornou-se durante o desenvolver do presente trabalho, uma realidade.

O estudo metuculoso de sua forma, da ação do vento, das ligações, das fundações, dos esforços nas barras e deslocamento dos nós, evidenciaram gradativamente a viabilidade e a exequibilidade de torres de excelentes condições de trabalho, tendo 35 (trinta e cinco) metros de altura e custo diminuto, principalmente considerando-se a possibilidade do emprego de madeira roliça disponível no local da construção.

O tratamento contra fungos e insetos é absolutamente indispensável.

O sistema de elevação do vigia deve ser muito bem estudado para ser prático, simples e eficiente.

A verificação periódica da deslocabilidade horizontal dos nós da torre, evidenciará danos invisíveis nas suas barras e ligações.

A estrutura estudada, por ser isostática pode ser calculada manualmente e com boa precisão, conforme comparação efetuada com os valores dos esforços e deslocamentos obtidos por análise matricial em computador. Pode ainda, ser analisada como composições de treliças planas sob a ação de forças externas também nos respectivos planos, sem perda de nenhuma precisão.

As ligações adotadas para as peças roliças, são efetuadas com grande facilidade, porém apresentam grandes excentricidades.

A geometria adotada com base na literatura e nos cálculos efetuados para determinação da abertura das colunas da torre ao nível do solo, apresentou conveniente distribuição de esforços. As pernas foram mais solicitadas e os montantes diagonais foram bastante aliviados, possibilitando a utilização inclusive, de ligações pregadas.

A introdução de hiperestaticidade na estrutura espacial poderá melhorar ainda mais a distribuição dos esforços com consequente minimização dos esforços nas ligações. Entretanto, o aumento do número de barras que concorrem em um nó, poderá dificultar o detalhamento prático das mesmas.

A fundação foi considerada como a parte crítica do estudo, podendo-se a partir deste trabalho, ser estudada com maiores detalhes.

7. BIBLIOGRAFIA

- AGOSTINI, L. R. S. de ; CATTO, A. J. ; STAMATO, M. C. - Ligações de peças de pinho do Paraná e de eucalipto citriodora com parafusos de aço. São Carlos, EESC-USP, 1971. 18p. (Publicação 160).
- ANDRIOLO, Dorival Frederico - Efeito do vento nas edificações. São Paulo, EPUSP, s.d. 53p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Cálculo e execução de estruturas de madeira. - NBR 7190/82. Rio de Janeiro, ABNT, 1982. 23p.
- _____ - Forças devidas ao vento em edificações- Procedimento NBR 6123. Rio de Janeiro, ABNT, 1980. 52p.
- _____ - Prego comum de cabeça cônica: padronização - - PB - 58. Rio de Janeiro, ABNT, 1958.
- BASTOS, Jozino de Maciel- Dimensionamento experimental de um pórtico treliçado de madeira. orientador: Prof. Dr. João Cesar Helmeister. São Carlos, LaMEM- EESC-USP, 1980. 226p. Dissertação (Mestre-Engenharia de Estruturas).
- BELL, Brian J. - Fundações em concreto armado. Trad. por Alexandre Verski. 2.ed. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1985. 268p.
- BREUER, Helmut - Ligação de peças estruturais de madeira por uniões chapa-prego. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1., São Carlos - SP, 20 a 22 de julho de 1983. São Carlos, LaMEM-EESC-USP, 1984. v.II - Ligações.
- CARNEIRO, Fernando Lobo - O modelo e o real: as condições de semelhança. Ciência Hoje, 4 (19): 50-51, Julho/Agosto, 1985.
- CHIEN, Ning et alii - Wind-tunnel studies of pressure distribution on elementary building forms. Iowa City, Iowa Institute of Hydraulic Research, State University of Iowa, 1951.
- COMISSÃO INTERNA DE PREVENÇÃO DE ACIDENTES - Torres de observação de fogo. CAFMANCHETE, 15 (53), Agosto, 1985.

CINTRA, José Carlos Ângelo & ALBIERO, José Henrique - Projeto de fundações. São Carlos, EESC-USP, 1984. (v.I - Publicação 011/84).

_____ - Capacidade de carga de estacas. São Carlos, EESC-USP, 1985. 15p. (Publicação 019/85).

CRAMER, C. O. - Load distribution in multiple bolt tension joints. Jour. Struct. Div., 94(5): 1101-1117, 1968.

DEUSTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG - Construcciones de madera: cálculo y ejecución - DIN 1052. Bilbao, Balzola, 1973.

FELICIANO, Ana Lúcia Patriota & SOUZA, Aguinaldo José de - Determinação da resistência ao arrancamento de pregos e parafusos em madeiras de diferentes densidades. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A, 1984. (Relatório).

FERROFORMA S/A, Indústria Metalúrgica - Catálogo: Uniões UNIMA para ligações em madeira roliça. Diadema-SP, s.d.

FONROBERT, F. & STOY, W. Holz-nagelban. 6.ed. Berlin, Verlag Von Wilhelm Ernst & sohn, 1949. 64p. p.58-60.

FOREST PRODUCTS LABORATORY- Fastenings. In: _____ - Wood handbook - book: wood as an engineering material. Washington, D. C., FPL-FS - USDA, 1974. (Agriculture Handbook, 72). chapter 7.

_____ - General observations on the nailing of wood. USDA-FS-FPL, Mad., Wis., 1940. (Technical Note, 243). 2p.

_____ - Nail-holding power of american woods. USDA FS FPL, Mad., Wis., 1931. (Technical Note, 236). 4p.

_____ - Timber fastenings. In: _____ - Wood handbook: basic information on wood as a material of construction with data for its use in design and specification. Washington, D. C., FPL-FS-USDA, 1955. (Agriculture Handbook, 72). 528p. p.165-202.

- FUCHS, Rubens Dario & ALMEIDA, Márcio Tadeu de - Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão. São Paulo, Edgard Blücher; Itajubá EFEI, 1982. 360p.
- HANSEN, Howard J. - Diseño moderno de estructuras de madera. México, Continental, 1961. 349p.
- _____ - Modern timber design. 2.ed. New York, John Wiley, 1948. 312p.
- HELLMIESTER, João Cesar - Estruturas de madeira. 2.ed. 4 reimpr. rev. e corrig. São Carlos, EESC-USP, 1977. 113p. (Notas de Aula).
- _____ - Pontes de eucalipto citriodora. São Carlos, EESC-USP, 1978. 73p. Tese(Livre-Docente)
- _____ - Sobre a determinação das características físicas da madeira São Carlos, EESC-USP, 1973. 161p. Tese (Doutor-Engenheiro).
- HELLMEISTER, João Cesar & MANTILLA CARRASCO, Edgar Vladimiro - Ligações pregadas de peças estruturais de madeira sob ação de carga paralela às fibras. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XIX., Santiago - Chile, 24-28 de Abril de 1978. v.II.
- HOYLE Jr. Robert J. - Wood technology in the design of structures. 3.ed. Missoula, Montana, Mountain Press, 1972. 370p.
- KARLSEN, G. G., ed. - Wooden structures. Moscou, Mir Publishers, 1967. 638p.
- KUPFER, C. - Pratique du coffrage en bois et du ferrailage. Trad. par T. Holca. Paris, Eyrolles, 1955. (v.II - Le coffrage des parois des murs - dalles et escaliers). 126p. p.124.
- LUCHESE, J. A. & STAMATO, M. C. - Ligações de peças de peroba rosa com parafusos de aço. In: JORNADAS LUSOBRASILIEIRAS DE ENGENHARIA CIVIL, II, Rio de Janeiro, 1967. 42p.

MANTILLA CARRASCO, Edgar Vladimiro- Cálculo por computador de ligações pregadas ou parafusadas. In: SIMPÓSIO SOBRE SISTEMAS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA CIVIL, II., Porto Alegre, R.S., 1978. 22p.

_____ - Ligação de peças estruturais de madeira por pregos. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, I., São Carlos - SP, 20-22 de julho de 1983. LaMEM-EESC-USP, 1984. v.2 - Ligações.

MATTHIESEN, José Antonio- Ligação de peças estruturais de madeira por anéis metálicos: experimentação. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, I., São Carlos, LaMEM-EESC-USP, 1984. v.II - Ligações.

_____ - Ligação de peças estruturais de madeira por anéis metálicos. Orientador: Prof. Dr. João Cesar Hellmeister. São Carlos, LaMEM-EESC-USP, 1981. Dissertação (Mestre-Engenharia de Estruturas).

NEWLIN, J.A. & GAHAGAN, J.M.- Lag screw joints: their behavior and design. Washington, D.C., United Department of Agriculture, Jan. 1938. 27p. (Technical Bulletin, 597).

NORRIS, Charles Head & WILBUR, John Benson- Elementary structural analysis. 2.ed. New York, Mc Graw-Hill Book; Tokyo, Kogakusha, 1960. 651p. (International Student Edition).

OBBERG, Fred R- Heavy timber construction. 2.ed. Chicago, American Technical Society, 1972. 408p. p.14, 267, 291, 335, 349 e 350.

PEELE, Robert & CHURCH, John A.- Mining engineers' handbook. 3.ed. New York, John Wiley & Sons, 1945. v.I.

PFEIL, Walter- Estruturas de Madeira: dimensionamento segundo as normas brasileiras NB 11 e os modernos critérios das normas alemãs e americanas. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1978. 272p.

PITTA, João Alfredo Azzi- Ações devidas ao vento em edifícios altos. São Carlos, 1984. p.8.4.

RIBAS, H.S.; CASSIS, J.; FEDALTO, J.A.- Otimização geométrica de treliças. s.n.t.

ROCCO LAHR, Francisco Antonio- Arcô treliçado de madeira. Orientador: Prof. Dr. João Cesar Hellmeister. São Carlos, LaMEM-EESC-USP, 1978. 111p. Dissertação (Mestre - Engenharia de Estruturas).

SONDAF- Sondagens e Fundações Ltda.- Sondagens de recolhimento. Araraquara, 1978. (Relatório l. 276/78, realizado em São Carlos para o Fundo de Construção da Universidade de São Paulo, na obra: Pavilhão para Salas de Aula).

STAMATO, Miguel Carlos- Distribuição das cargas do vento entre os painéis de contraventamento. São Carlos, SET-EESC-USP, 1978. 30p.

STERN, E.G.- Nails in end-grain lumber. TIMBER NEWS AND MACHINE WOODWORKER, 58(2138): 490-492, 1940.

TIMBER ENGINEERING COMPANY- Timber design and construction handbook. New York, F.W. Dodge Corporation, 1956. 622p.

TIMOSHENKO, S.P. & YOUNG, D.H.- Statically determinate space structures. In: _____ - Theory of structures. 2.ed. Tokyo, McGraw-Hill International Book, 1968. 629p. p.161-214. (International Student Edition).

_____ - Vigas e quadros. In: _____ - Teoria das estruturas. Trad. por Antonio A. Noronha. Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1957. 620p. p.511-517. cap. VIII.

UJVARI, Walter Zago- Ligações de madeiras feitas com conectores dentados "Gang-Nail". In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1., São Carlos-SP, 20 a 22 de julho de 1983. São Carlos, LaMEM-EESC-USP, 1984. v.II - Ligações.

VANDERPLAATS, G.N. & MOSES, F.- Automated design of trusses for optimum geometry. Journal of the Structural Division, ASCE, 98 (3) : 671-690, March, 1972.

ZOPONE Jr., Claudenor- Introdução ao estudo da ligação entre peças de madeira através de chapas-pregos. São Carlos, LaMEM-EESC-USP, 1985. (Relatório de Iniciação Científica). 26p.

ANEXO

TABELA 1 - Valores de Densidade Básica e de K para Diversas Espécies Americanas

ESPÉCIES	G.	CONSTANTE K PARA CARGA LATERAL ADMISSÍVEL	
		Pregos	Parafusos Auto Atar rachantes
MADEIRAS DURAS			
Ash:			
Black.....	0,53	1.250	1.900
Commercial White..	0,61	1.700	2.200
Aspen:			
Bigtooth.....	0,41	0.900	1.700
Quaking.....	0,40	0.900	1.700
Basswood,American.	0,40	0.900	1.700
Beech, American...	0,67	1.700	2.200
Birch:			
Sweet.....	0,71	1.700	2.200
Yellow.....	0,66	1.700	2.200
Chestnut,American.	0,45	0.900	1.700
Cottonwood:			
Black.....	0,37	0.900	1.700
Eastern.....	0,43	0.900	1.700
Elm:			
American.....	0,55	1.250	1.900
Rock.....	0,66	1.700	2.200
Slippery.....	0,57	1.250	1.900
Hackberry.....	0,56	1.250	-----
Hickory:			
Pecan.....	0,65	1.700	2.200
True.....	0,74	1.700	2.200
Magnolia,Southern.	0,53	1.250	-----
Maple:			
Black.....	0,62	1.700	2.200
Red.....	0,55	1.250	1.900
Silver.....	0,51	1.250	1.900
Sugar.....	0,68	1.700	2.200
Oak:			
Commercial Red....	0,66	1.700	2.200
Commercial White..	0,71	1.700	2.200
Sweetgum.....	0,53	1.250	1.900
Sycamore,American.	0,54	1.250	1.900
Tupelo:			
Black.....	0,55	1.250	1.900
Water.....	0,52	1.250	1.900
Yellow-poplar.....	0,43	0.900	1.700
MADEIRAS MOLES			
Tupelo:			
Baldcypress.....	0,48	1.125	1.700
Cedar:			
Alaska.....	0,46	1.125	1.700
Atlantic White....	0,35	0.900	1.500
Northern White....	0,32	0.900	1.500
Port-Orford.....	0,44	1.125	1.700
Western Redcedar..	0,34	0.900	1.500
Douglas-fir:			
Coast type.....	0,51	1.375	1.900
Rocky Mountain Type	0,45	1.125	1.700
Fir:			
Balsam.....	0,41	0.900	1.500
Commercial White..	0,41	0.900	1.500
Hemlock:			
Eastern.....	0,43	0.900	1.500
Western.....	0,44	1.125	1.700
Larch, Western....	0,59	1.375	1.900
Pine:			
Eastern White.....	0,37	0.900	1.500
Lodgepole.....	0,43	0.900	1.500
Ponderosa.....	0,42	0.900	1.500
Red.....	0,51	1.125	1.700
Southern Yellow...	0,59	1.375	1.900
Sugar.....	0,38	0.900	1.500
Western White.....	0,42	0.900	1.500
Redwood(old-Growth)	0,42	1.125	1.700
Spruce:			
Englemann.....	0,35	0.900	1.500
Red.....	0,41	0.900	1.500
Sitka.....	0,42	0.900	1.500
White.....	0,45	0.900	1.500

TABELA 2 - Valores da Densidade Básica para Grupos de Espécies

Grupo	Espécies de Madeira	Densidade Básica
I	Ash, commercial white	0,63
	Beech	0,67
	Birch, sweet	0,71
	Birch, yellow	0,65
	Elm, rock	0,67
	Hickory, true	0,80
	Maple (hard), black	0,60
	Maple (hard), sugar	0,67
	Oak, commercial red	0,66
	Oak, commercial white	0,71
Pecan	0,73	
II	Douglas fir	0,51
	Larch	0,55
	Pine, southern	0,55
III	Cedar, Alaska	0,47
	Cedar, Port Orford	0,45
	Cypress, southern	0,49
	Hemlock, western	0,47
	Pine, Norway	0,47
	Redwood (old growth)	0,44
Sweet gum	0,53	
IV	Basswood	0,35
	Cedar, northern white	0,32
	Cedar, southern white	0,34
	Cedar western red	0,36
	Cottonwood, black	0,34
	Fir, Balsam	0,37
	Fir, commercial white	0,40
	Hemlock, eastern	0,44
	Pine, lodgepole	0,44
	Pine, ponderosa	0,44
	Pine, sugar	0,39
	Pine, eastern white	0,39
	Pine, western white	0,41
	Spruce, Engelman	0,40
Spruce, red, white, Sitka	0,42	
Yellow poplar	0,45	

TABELA 3 - Características de Pregos Americanos

Pennyweight	Comprimento Polegada	Diâmetro, Polegada			
		Prego Comum	Prego Caixa	Prego Hardened	Spike
6d	2	0,113	---	0,120	---
8d	2 1/2	0,131	0,113	0,120	---
10d	3	0,148	0,131	0,135	0,192
12d	3 1/4	0,148	0,148	0,135	0,192
16d	3 1/2	0,162	0,148	0,148	0,207
20d	4	0,192	0,162	0,177	0,225
30d	4 1/2	0,207	0,192	0,177	0,244
40d	5	0,225	0,207	0,177	0,263
50d	5 1/2	0,244	0,255	0,177	0,283
60d	6	0,263	0,244	0,177	0,283
70d--5/16"	7	---	---	0,207	0,312
80d	8	---	---	0,207	---
	8 1/2	---	---	0,375	0,375
90d	9	---	---	0,207	---

TABELA 4 - Forças Admissíveis de Arrancamento por Polegada de Penetração

Densidade Específica da Madeira	Tamanho do Prego Comum										Tamanho do Threaded Nail*										Tamanho do Common Spike							
	6	8	10	12	16	20	30	40	50	60	30	40	50	60	70	80	90	10	12	16	20	30	40	50	60	3"	3"	
0,32	9	10	12	12	13	15	16	18	20	21	15	15	15	15	18	18	18	15	15	16	18	20	21	23	23	16	16	
0,34	10	12	14	14	15	18	19	21	23	24	18	18	18	18	21	21	21	18	18	19	21	23	24	26	26	19	19	
0,35	11	13	15	15	16	19	21	23	25	26	19	19	19	19	23	23	23	19	19	21	23	25	26	28	28	21	21	
0,36	12	14	16	16	17	21	22	24	26	28	21	21	21	21	24	24	24	21	21	22	24	26	28	30	30	22	22	
0,37	13	15	17	17	19	22	24	26	28	30	22	22	22	22	26	26	26	22	22	24	26	28	30	33	33	24	24	
0,38	14	16	18	18	20	24	25	28	30	32	24	24	24	24	28	28	28	24	24	25	28	30	32	35	35	24	24	
0,40	16	18	21	21	23	27	29	31	34	37	27	27	27	27	31	31	31	27	27	29	31	34	37	39	39	27	27	
0,41	17	20	22	22	24	29	31	33	36	39	29	29	29	29	33	33	33	29	29	31	33	36	39	42	42	29	29	
0,42	18	21	23	23	25	30	33	35	38	41	30	30	30	30	35	35	35	30	30	33	35	38	41	45	45	30	30	
0,43	19	22	25	25	27	32	35	38	41	44	32	32	32	32	38	38	38	32	32	35	38	41	44	48	48	32	32	
0,44	20	23	26	26	29	34	37	40	43	46	34	34	34	34	40	40	40	34	34	37	40	43	47	50	50	34	34	
0,45	21	25	28	28	30	36	39	42	46	49	36	36	36	36	42	42	42	36	36	39	42	46	49	53	53	36	36	
0,46	22	26	29	29	32	38	41	45	48	52	38	38	38	38	45	45	45	38	38	41	45	48	52	56	56	38	38	
0,47	24	27	31	31	34	40	43	47	51	55	40	40	40	40	47	47	47	40	40	43	47	51	55	59	59	40	40	
0,48	25	29	33	33	36	42	46	50	54	58	42	42	42	42	50	50	50	42	42	46	50	54	58	62	62	42	42	
0,51	29	34	38	38	42	49	53	58	63	68	49	49	49	49	58	58	58	49	49	53	58	63	68	73	73	49	49	
0,53	32	37	42	42	46	54	59	64	69	74	54	54	54	54	64	64	64	54	54	59	64	69	74	80	80	54	54	
0,59	42	48	55	55	60	71	76	83	90	97	71	71	71	71	83	83	83	71	71	76	83	90	97	104	104	71	71	
0,62	47	55	62	62	68	80	86	94	102	110	80	80	80	80	94	94	94	80	80	86	94	102	110	118	118	80	80	
0,64	51	59	67	67	73	87	93	102	110	119	87	87	87	87	102	102	102	87	87	93	102	110	119	128	128	87	87	
0,66	55	64	72	72	79	94	101	110	119	128	94	94	94	94	110	110	110	94	94	101	110	119	128	138	138	94	94	
0,67	57	66	75	75	82	97	105	114	124	133	97	97	97	97	114	114	114	97	97	105	114	124	133	143	143	97	97	
0,68	60	69	78	78	85	101	109	119	128	138	101	101	101	101	119	119	119	101	101	109	119	128	138	149	149	101	101	
0,71	65	76	86	86	94	111	120	130	142	152	111	111	111	111	130	130	130	111	111	120	130	142	152	164	164	111	111	
0,80	89	103	117	117	128	152	163	178	193	208	152	152	152	152	178	178	178	152	152	163	178	193	208	223	223	152	152	

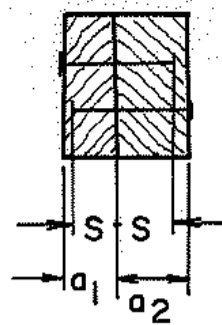
* Cargas para threaded de 6 a 20d, iguais as do prego comum de mesmo tamanho.

TABELA 5 - Características de Pregos Segundo o FPL

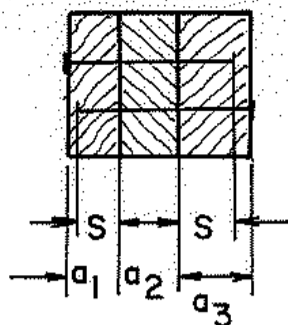
Comum			Caixa			Helicoidal		
Tam.	Comp.	Diâmetro	Tam.	Comp.	Diâmetro	Tam.	Comp.	Diâmetro
3d	-	-	3d	1 1/4	0,076	3d	-	-
4d	-	-	4d	1 1/2	0,080	4d	-	-
5d	-	-	5d	1 3/4	0,080	5d	-	-
6d	2	0,113	6d	2	0,98	6d	2	0,120
7d	-	-	7d	2 1/4	0,98	7d	-	-
8d	2 1/2	0,131	8d	2 1/2	0,113	8d	2 1/2	0,120
10d	3	0,148	10d	3	0,128	10d	3	0,135
12d	3 1/4	0,148	12d	-	-	12d	3 1/4	0,135
16d	3 1/2	0,162	16d	3 1/2	0,135	16d	3 1/2	0,148
20d	4	0,192	20d	4	0,148	20d	4	0,177
30d	4 1/2	0,207	30d	-	-	30d	4 1/2	0,177
40d	5	0,225	40d	-	-	40d	5	0,177
50d	5 1/2	0,244	50d	-	-	50d	5 1/2	0,177
60d	6	0,262	60d	-	-	60d	6	0,177
70d	-	-	70d	-	-	70d	7	0,207
80d	-	-	80d	-	-	80d	8	0,207
90d	-	-	90d	-	-	90d	9	0,207

TABELA 6 - Espessuras de Madeira e Profundidade de Penetração e Cargas Admissíveis de Pregos e Superfície de Corte

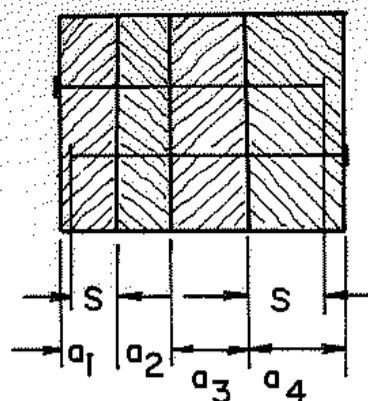
Tamanho do Prego	Espessura min. da Madeira		Profundidade min. de Penetração		Carga Admissível Para Uma Seção de Corte		
	Sem Furo Prévio (mm)	Com Furo Prévio (mm)	Corte Simples (mm)	Vários Cortes (mm)	Conífera		Folhosa
					Sem Furo Prévio (KN)	Com Furo Prévio (KN)	Com Furo Prévio (KN)
22 x 45	0,24	0,24	0,27	0,18	0,20	0,25	0,30
22 x 50	0,20	0,20	0,30	0,20	0,25	0,31	0,375
25 x 55	0,24	0,24	0,34	0,23	0,30	0,375	0,45
25 x 60	0,20	0,20	0,38	0,25	0,375	0,46	0,56
28 x 65	0,24	0,24	0,41	0,27	0,43	0,54	0,65
31 x 65	0,20	0,20	0,46	0,30	0,525	0,65	0,78
31 x 70	0,24	0,24	0,51	0,34	0,625	0,775	0,93
31 x 80	0,20	0,20	0,56	0,37	0,725	0,905	1,09
34 x 90	0,24	0,24	0,66	0,44	0,975	1,22	1,46
34 x 90	0,22	0,22	0,72	0,48	1,12	1,40	1,68
38 x 100	0,24	0,24	0,84	0,56	1,45	1,80	2,17
42 x 110	0,26	0,26	0,90	0,60	1,60	2,00	2,40
46 x 130	0,30	0,28	0,96	0,64	1,78	2,22	2,67
55 x 140	0,40	0,35	1,08	0,72	2,13	2,66	3,20
55 x 160	0,30	0,35					
60 x 180	0,60	0,45					
70 x 210	0,70	0,45					
75 x 230	0,75	0,50					
80 x 260	0,90	0,55					



a) UM CORTE



b) DOIS CORTES



c) TRÊS CORTES

TABELA 7 - Carga Lateral Admissível de Curta Duração. Pregos e Spikes

d =	Tamanho de Prego Comum										Prego Threaded* (Deformado)						
	6	8	10	12	16	20	30	40	50	60	30	40	50	60	70	80	90
Grupo I	78	97	116	116	132	171	191	218	249	276	171	171	171	171	218	218	218
Grupo II	63	78	94	94	107	139	154	176	202	223	139	139	139	139	176	176	176
Grupo III	51	64	77	77	88	113	126	144	165	182	113	113	113	144	144	144	144
Grupo IV	41	51	62	62	70	91	101	116	132	146	91	91	91	116	116	116	116

*Prego Threaded (Deformado) de 6 a 20d admitem mesma carga que pregos comuns

Tamanho de Spike

d =	10	12	16	20	30	40	50	60	5/16"	3/8"
Grupo I	171	171	191	218	249	276	306	306	357	469
Grupo II	139	139	155	176	202	223	248	248	289	380
Grupo III	113	113	126	144	165	182	202	202	236	310
Grupo IV	91	91	101	116	132	146	162	162	189	248

"Spikes": São maiores em diâmetro do que pregos comuns para o mesmo comprimento, mas alcançam tamanhos mais longos.

"Hardened ou Threaded": Estes pregos cobrem todos os valores de comprimento dos pregos comuns e também dos "Spikes". São menores em diâmetro do que estes dos tipos anteriores para um mesmo comprimento. Sua performance quanto à resistência lateral, tamanho por tamanho, é superior porque eles são formados de aço alto carbono e são anularmente sulcados, tratados a quente e temperado p/ resistência.

"Box Nail": Tem diâmetro igual ao próximo mais curto para o mesmo comprimento padrão dos pregos comuns. São preferidos por muitos usuários porque eles têm menor tendência para rachar a madeira e podem penetrar mais profundamente do que pregos comuns de mesmo diâmetro. São menos apropriados para arrancamentos rápidos e não previstos.

TABELA 8 - Comparação de Resultados Experimentais e Teóricos (kgf)

Corpo de Prova	Prego	Densidade g/cm ³	Umidade %	Nº de Pregos	Cap. Experm. L.P.		Capacidade Teórica no Lim. de Proporcionalidade				
					Carga Total	Carga Unitária	NB-11	Fundação Elástica	DIN-1052	Fundação Sólida	Scholten
CP-1	18x27	0,84	16,81	18	1375	76,4	47,02	75,38	43,1	99,12	95,2
CP-2	18x27	0,88	16,45	18	1400	78,0	47,02	79,16	43,1	106,61	100,9
CP-3	18x27	0,84	17,37	18	1600	89,0	47,02	88,02	43,1	107,91	95,2
CP-4	18x27	0,87	17,49	18	2000	111,1	47,02	120,50	43,1	104,51	99,5
CP-5	18x27	0,81	16,13	18	1800	100,0	47,02	103,18	43,1	102,56	91,0
CP-6	18x27	0,33	17,02	18	1800	100,0	47,02	103,19	43,1	106,20	93,8
CP-7	18x27	0,81	16,65	18	1400	77,8	47,02	79,18	43,1	107,05	97,0
CP-8	18x27	0,80	16,68	18	2000	111,1	47,02	121,10	43,1	106,24	89,6
CP-9	18x27	0,80	16,81	18	2000	111,1	47,02	121,15	43,1	100,79	89,6
CP-10	19x30	0,84	16,61	12	1500	125,0	57,76	123,25	54,7	134,04	130,5
CP-11	19x30	0,88	16,45	12	1400	116,7	57,76	120,30	54,7	144,17	138,3
CP-12	19x30	0,84	17,37	12	1600	133,3	57,76	131,16	54,7	145,93	101,7
CP-13	19x30	0,87	17,49	12	1500	125,0	57,76	130,17	54,7	141,43	136,4
CP-14	19x30	0,81	16,13	12	1400	116,7	57,76	115,80	54,7	138,70	124,7
CP-15	19x30	0,83	17,02	12	2050	170,8	57,76	160,70	54,7	143,62	128,6
CP-16	19x30	0,81	16,65	12	1200	100,0	57,76	110,16	54,7	144,77	124,7
CP-17	19x30	0,80	16,68	12	1600	133,3	57,76	121,17	54,7	143,68	122,8
CP-18	19x30	0,80	16,81	12	1800	150,0	57,76	145,48	54,7	136,30	122,8
CP-19	17x24	0,80	14,27	24	2000	108,3	38,97	105,30	34,6	74,57	80,5
CP-20	17x24	0,96	12,56	24	2000	83,3	38,97	93,13	34,6	74,45	101,1
CP-21	17x24	0,82	13,33	24	1800	75,0	38,97	80,56	34,6	76,84	83,1
CP-22	21x36	0,92	13,70	12	2600	216,7	81,35	261,13	80,6	235,64	208,4
CP-23	21x36	0,84	14,58	12	2000	116,7	81,35	150,16	80,6	226,60	186,0
CP-24	21x36	0,85	14,27	12	2800	233,3	81,35	213,14	80,6	231,30	188,8
CP-25	22x42	0,92	13,70	12	3600	300,0	94,11	298,16	94,7	292,66	341,6
CP-26	22x42	0,84	14,58	12	4300	358,0	94,11	320,18	94,7	281,44	304,9
CP-27	22x42	0,85	14,27	12	3600	300,0	94,11	310,19	94,7	287,28	309,4
CP-28	16x21	0,92	13,70	24	1800	75,0	33,97	79,60	28,7	56,00	92,1
CP-29	16x21	0,84	14,58	24	2200	91,7	33,97	100,10	28,7	58,88	82,2
CP-30	16x21	0,85	14,27	24	2200	91,7	33,27	93,70	28,7	60,10	83,4
CP-31	16x24	0,80	14,27	24	1850	77,1	33,97	80,80	28,7	61,52	77,5
CP-32	16x24	0,82	13,33	24	2050	85,4	33,97	93,18	28,7	60,94	80,0
CP-33	16x24	0,96	12,56	24	2200	91,7	33,97	92,19	28,7	59,05	97,4
CP-34	18x30	0,86	11,49	18	2000	111,1	47,02	95,16	43,1	106,99	106,3
CP-35	18x30	0,85	13,51	18	2000	111,1	47,02	96,18	43,1	108,42	104,8
CP-36	18x30	0,85	13,06	18	1700	94,5	47,02	96,83	43,1	110,51	104,8
CP-37	18x30	0,83	12,85	18	2000	111,1	47,02	100,18	43,1	104,01	101,7
CP-38	20x30	0,71	23,09	18	4000	222,2	69,22	189,16	67,2	181,84	121,1
CP-39	20x30	0,82	29,20	18	3400	188,9	69,22	190,25	67,2	180,85	144,9
CP-40	20x30	0,77	22,90	18	3250	180,6	69,22	189,16	67,2	174,67	134,0
CP-41	20x30	0,88	27,02	18	2500	138,9	69,22	137,14	67,2	185,15	158,3
CP-42	20x30	0,93	25,35	18	2200	162,2	69,22	125,20	67,2	190,18	169,6
CP-43	20x30	0,91	23,59	18	2500	138,9	69,22	140,00	67,2	171,61	165,1
CP-44	20x30	0,96	28,77	18	3250	180,6	69,22	190,16	67,2	172,02	176,5
CP-45	21x36	1,03	28,80	12	2500	208,3	81,35	201,15	80,6	204,09	240,0
CP-46	20x30	0,91	24,33	12	1350	112,5	69,22	110,25	67,2	196,71	165,1
CP-47	20x30	0,84	30,14	18	2250	125,0	69,22	130,85	67,2	191,92	149,4

TABELA 9 - Resultados dos Ensaios de Ligações Pregadas

Corpo de Prova	Prego	Densidade g/cm ³	Tensão Paralela às fibras kgf/cm ²	Nº Pregos	Carga Rupt.		20% Carg. Rupt.		50% Carg. L.P.		Carg. 1,5 deslo.		Tensão no Lim. Prop. kgf/cm ²
					Total	Unit.	Total	Unit.	Total	Unit.	Total	Unit.	
CP-1	18x27	0,827	386,04	18	5568	309,3	1113	61,8	848	47,1	3313	184,0	217,1
CP-2	18x27	0,868	511,95	18	6326	361,4	1265	70,3	949	52,7	3679	204,4	312,5
CP-3	18x27	0,821	556,42	18	5716	317,6	1143	63,6	871	48,4	3678	204,3	332,0
CP-4	18x27	0,850	425,67	18	6123	340,2	1225	68,0	1093	60,7	3947	219,3	283,0
CP-5	18x27	0,801	420,10	18	5733	318,5	1147	63,7	938	52,1	3701	205,6	257,5
CP-6	18x27	0,814	442,44	18	6454	358,6	1291	71,7	968	53,8	3668	203,8	306,6
CP-7	18x27	0,797	410,73	18	6371	353,9	1274	70,8	956	53,1	3269	181,6	319,0
CP-8	18x27	0,787	453,44	18	5953	330,7	1190	66,1	1063	59,1	3682	204,6	307,2
CP-9	18x27	0,796	444,84	18	6621	367,8	1324	73,6	1068	50,3	3670	203,9	236,0
CP-10	19x30	0,827	386,04	12	4772	297,6	954	79,5	795	66,3	2879	239,9	217,1
CP-11	19x30	0,868	511,95	12	5166	430,5	1033	86,1	738	61,5	2876	239,7	312,5
CP-12	19x30	0,821	556,42	12	5009	417,4	1002	83,5	871	72,6	3060	256,0	332,0
CP-13	19x30	0,850	425,67	12	5357	446,5	1071	84,3	820	68,3	3212	267,7	283,9
CP-14	19x30	0,801	420,10	12	4691	390,9	938	78,2	730	60,8	2820	235,0	257,5
CP-15	19x30	0,814	442,44	12	6271	439,3	1054	87,9	1129	94,1	3487	290,6	306,0
CP-16	19x30	0,797	410,73	12	5044	420,3	1009	84,1	637	53,1	2834	236,1	319,0
CP-17	19x30	0,787	453,44	12	4677	389,8	935	78,0	850	70,9	3168	274,0	207,2
CP-18	19x30	0,786	444,84	12	5072	422,7	1014	84,5	961	80,1	3307	275,6	236,0
CP-19	17x24	0,806	434,42	24	6127	255,3	1225	51,1	1264	52,7	4227	176,1	272,3
CP-20	17x24	0,982	407,10	24	5360	233,0	1072	46,6	908	39,5	3747	162,9	221,7
CP-21	17x24	0,833	427,12	24	5718	238,2	1144	47,6	844	35,1	3941	164,2	259,6
CP-22	21x36	0,931	386,68	12	8086	673,8	1617	134,8	1236	103,1	4468	372,3	277,5
CP-23	21x36	0,843	377,65	12	7087	590,5	1417	118,1	984	82,0	4210	350,9	228,2
CP-24	21x36	0,856	348,37	12	7878	666,5	1575	131,3	1362	113,5	5049	420,7	252,9
CP-25	22x42	0,931	386,68	12	9798	816,5	1960	163,3	1712	142,7	5903	491,9	277,5
CP-26	22x42	0,843	377,65	12	10088	840,7	2018	168,1	2116	176,3	6340	528,4	228,2
CP-27	22x42	0,856	348,37	12	8753	729,5	1751	145,9	1751	145,9	5471	455,9	252,9
CP-28	16x21	0,931	386,68	24	4566	190,2	913	38,0	856	35,7	3145	131,0	277,5
CP-29	16x21	0,843	377,65	24	5807	241,9	1161	48,4	1083	45,1	3663	162,2	228,2
CP-30	16x21	0,863	348,37	24	5349	222,9	1070	44,6	1070	44,6	3610	150,4	252,9
CP-31	16x24	0,806	434,42	24	4863	202,6	973	40,5	900	37,5	3494	145,6	272,3
CP-32	16x24	0,833	427,12	24	5343	222,6	1069	44,5	984	41,0	3285	136,9	259,6
CP-33	16x24	0,982	407,10	24	5178	215,8	1036	43,1	1090	45,4	3154	131,4	221,7
CP-34	18x30	0,888	421,29	18	4776	265,3	955	63,1	868	48,2	2940	163,4	318,1
CP-35	18x30	0,862	500,61	18	5193	288,5	1039	67,7	944	52,5	3343	185,7	339,9
CP-36	18x30	0,866	446,93	18	5471	303,9	1094	60,8	788	43,8	3126	173,6	374,1
CP-37	18x30	0,847	397,30	18	5056	280,9	1011	66,2	919	51,1	2926	162,6	276,2
CP-38	20x30	0,656	326,97	18	11588	643,8	2333	129,6	2095	116,4	6992	399,4	264,6
CP-39	20x30	0,754	429,57	18	11276	626,5	2272	126,2	2039	113,3	6734	374,1	257,5
CP-40	20x30	0,713	413,30	18	10683	593,5	2153	119,6	1950	108,3	6322	351,2	216,4
CP-41	20x30	0,809	409,74	18	10091	560,6	2034	113,0	1504	83,6	5150	286,1	289,6
CP-42	20x30	0,856	506,52	18	7723	429,1	1560	86,7	1326	73,7	3985	221,9	331,1
CP-43	20x30	0,837	416,15	18	7444	413,6	1504	83,6	1504	83,6	4347	241,5	198,1
CP-44	20x30	0,883	460,92	18	10707	594,9	2157	119,9	1950	108,3	6113	339,6	200,3
CP-45	21x36	0,947	573,73	12	9805	817,1	1977	164,8	1504	125,4	5525	460,4	471,3
CP-46	20x30	0,837	498,68	12	7145	595,4	1445	120,4	822	68,5	3422	285,2	362,0
CP-47	20x30	0,773	461,99	18	9520	528,9	1920	106,7	1356	75,3	4967	275,9	346,6

TABELA 10 - Densidade Básica

Espécies	Densidade Básica
Hardwoods:	
Alder, red-----	0,43
Ash, black-----	0,53
Ash, white-----	0,64
Aspen-----	0,40
Basswood-----	0,40
Birch, yellow-----	0,66
Buckeye, yellow-----	0,38
Butternut-----	0,40
Cherry, black-----	0,53
Chestnut-----	0,45
Cottonwood, eastern-----	0,43
Cucumber magnolia-----	0,52
Elm, American-----	0,55
Elm, rock-----	0,66
Gum, black-----	0,55
Gum, red-----	0,53
Gum, tupelo-----	0,52
Hackberry-----	0,56
Hickory-----	0,72
Locust, black-----	0,71
Madrone-----	0,69
Magnolia, evergreen-----	0,53
Maple, hard-----	0,68
Maple, soft-----	0,51
Oak-----	0,68
Poplar, yellow-----	0,43
Sycamore-----	0,54
Walnut, black-----	0,56
Willow, black-----	0,41
Conifers:	
Cedar, northern white-----	0,32
Cedar, Port Orford-----	0,44
Cedar, western red-----	0,34
Cypress, southern-----	0,48
Douglas fir-----	0,51
Fir, commercial white-----	0,42
Hemlock, eastern-----	0,43
Hemlock, western-----	0,44
Larch, western-----	0,59
Pine, northern white-----	0,37
Pine, ponderosa-----	0,42
Pine, southern yellow-----	0,58
Redwood-----	0,39
Spruce-----	0,39
Tamarack-----	0,56

TABELA 11 - Carga Admissível de Arrancamento Para Duração Normal por Polegada de Penetração da Rosca do Parafuso Auto-Atarrachante ou Parafuso de Fenda

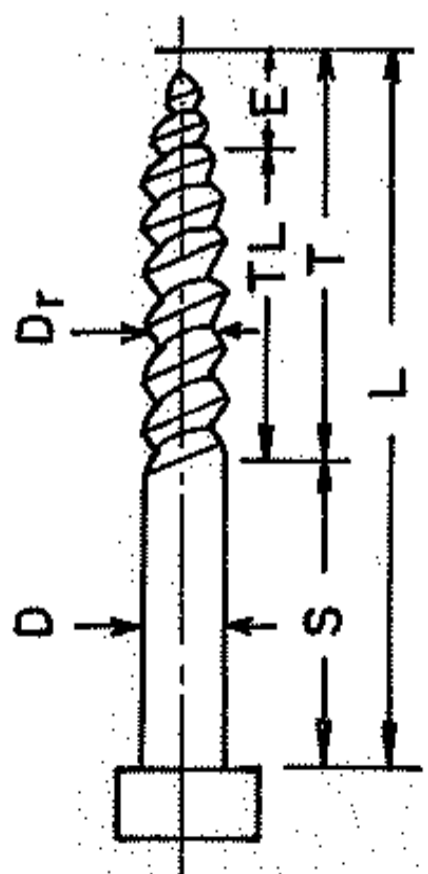
(G ₀)	TAMANHO											
	1/4	5/16	3/8	1/16	1/2	9/16	5/8	3/4	1/8	1	1 1/8	1 1/4
	D = 0,250	0,3125	0,375	0,4375	0,500	0,5625	0,625	0,750	0,875	1,000	1,125	1,250
0,32	115	136	156	175	195	211	229	263	295	326	356	385
0,34	126	149	171	192	212	231	251	287	323	356	389	421
0,35	132	156	178	200	222	242	262	300	337	373	407	440
0,36	138	163	186	209	231	252	273	313	352	389	425	460
0,37	143	169	194	218	241	263	285	326	367	405	442	479
0,38	149	176	202	227	251	273	298	339	381	421	460	498
0,40	161	190	217	244	270	294	319	366	411	454	496	536
0,41	167	197	226	254	281	306	332	380	427	472	515	558
0,42	173	205	235	263	291	318	344	395	443	490	535	579
0,43	180	213	244	274	303	331	358	441	461	509	556	602
0,44	186	220	252	283	313	341	369	424	476	526	574	621
0,45	192	227	260	292	323	353	382	438	492	544	594	643
0,46	199	235	269	302	334	364	395	453	508	562	613	664
0,47	205	242	278	312	345	376	407	467	525	580	633	685
0,48	212	251	287	322	357	389	421	483	542	599	655	709
0,51	232	274	313	352	389	425	460	528	593	655	716	774
0,53	246	290	333	374	413	451	488	560	629	695	759	821
0,59	289	341	391	439	485	529	573	657	738	815	891	964
0,62	311	367	421	473	523	570	618	708	795	878	960	1038
0,64	326	385	441	496	548	598	648	743	834	922	1007	1090
0,66	342	403	462	519	574	626	678	778	873	965	1054	1141
0,67	349	412	472	531	587	640	693	795	893	986	1078	1166
0,68	357	422	484	543	601	655	710	814	914	1010	1103	1194
0,71	382	452	517	581	642	700	759	870	976	1080	1195	1278
0,80	456	539	617	693	767	836	906	1039	1166	1289	1408	1524

TABELA 12 - Carga Lateral Admissível de Duração Normal em Parafusos Auto-Atarrachantes ou Parafusos de Fenda em Cobrejuntas de Madeira Sujeitas a Cisalhamento Simples.

Espessura da Peça Lateral (Polegadas)	Comprimento do Parafuso Auto-Atarrachante (Polegadas)	Diâmetro do Fuste do Parafuso Auto-Atarrachante (Polegadas)	Grupo I*		Grupo II*		Grupo III*		Grupo IV*		
			Paral. à grã	Perpend. à grã	Paral. à grã	Perpend. à grã	Paral. à grã	Perpend. à grã	Paral. à grã	Perpend. à grã	
1 5/8"	4"	1/4	220	210	170	170	130	120	100	100	
		5/16	290	240	210	170	150	130	120	110	
		3/8	330	250	240	180	180	140	140	110	
		7/16	370	260	270	190	200	140	160	110	
		1/2	400	260	300	190	220	140	170	110	
		5/8	450	270	360	210	250	150	190	120	
	5"	1/4	230	220	190	180	170	170	150	150	
		5/16	340	290	280	240	230	190	180	160	
		3/8	450	340	360	270	260	200	210	160	
		7/16	540	380	400	280	290	210	230	170	
		1/2	590	380	450	290	320	210	250	170	
		5/8	680	410	540	320	370	220	290	180	
	6"	1/4	260	250	220	210	200	200	180	170	
		5/16	380	330	320	270	300	250	260	220	
		3/8	490	380	410	320	360	280	290	220	
		7/16	610	430	520	360	410	290	320	230	
		1/2	740	480	610	390	440	290	350	230	
		5/8	940	560	710	430	490	300	400	240	
	7"	1/4	280	270	240	230	210	210	190	180	
		5/16	410	350	350	300	320	270	280	240	
		3/8	540	410	450	340	420	320	370	280	
		7/16	670	470	560	390	520	370	420	300	
		1/2	810	520	670	440	570	370	460	300	
		5/8	1000	600	810	490	620	370	500	300	
	2 5/8"	6"	3/8	490	380	370	280	270	210	220	170
			7/16	590	420	430	300	320	230	260	180
			1/2	660	430	480	310	360	230	290	190
			5/8	730	440	560	340	400	240	320	190
3/4			830	450	630	350	450	250	360	200	
7/8			910	470	730	380	490	260	390	200	
1			1010	510	800	400	550	280	440	220	
7"		3/8	490	380	410	310	260	280	290	220	
		7/16	660	470	550	390	420	300	340	240	
		1/2	830	540	650	420	460	300	370	240	
	5/8	970	580	750	450	520	310	420	250		
8"	3/4	1080	600	860	470	590	320	470	260		
	7/8	1240	640	970	500	670	350	540	280		
	1	1390	700	1080	540	750	380	600	300		
	3/8	550	420	460	360	420	320	370	280		
	7/16	720	510	610	430	550	390	440	310		
	1/2	900	590	770	500	610	400	490	320		
	5/8	1250	750	970	580	680	410	550	330		
	3/4	1410	780	1110	610	760	420	610	340		
	7/8	1570	820	1220	630	850	440	680	350		
	1	2000	1000	1380	690	960	480	770	390		
9"	3/8	600	450	500	380	460	350	410	310		
	7/16	790	560	670	470	610	430	540	380		
	1/2	990	640	830	540	770	500	610	390		
	5/8	1330	800	1120	670	850	510	690	410		
	3/4	1690	930	1350	740	950	520	760	420		
	7/8	1930	1010	1480	770	1050	540	840	440		
	1	2150	1070	1670	830	1160	580	940	470		

* As espécies de cada grupo constam da TABELA 2 deste Anexo

TABELA 13 - Dimensões Comerciais de Parafusos Auto-Atarrachantes



	<u>L.</u> (Poieg.)	<u>D.</u> (Poieg.)	<u>S.</u> (Poieg.)	<u>T.</u> (Poieg.)
1	1	3/16-1/2	1/4	3/4
1	1 1/2	3/16-1/2	3/8	1 1/8
2	2	3/16-5/8	1/2	1 1/2
2	2 1/2	3/16-1/4	1	1 1/2
2	2 1/2	5/16-3/8	7/8	1 5/8
2	2 1/2	7/16-5/8	3/4	1 3/4
3	3	3/16-1 1/4	1	2
4	4	3/16-1 1/4	1 1/2	2 1/2
5	5	3/16-1 1/4	2	3
6	6	3/16-1 1/4	2 1/2	3 1/2
7	7	3/16-1 1/4	3	4
8	8	3/16-1 1/4	3 1/2	4 1/2
9	9	3/16-1 1/4	4	5
10	10	3/16-1 1/4	4 3/4	5 1/4
11	11	3/16-1 1/4	5 1/2	5 1/2
12	12	3/16-1 1/4	6	6

<u>D.</u> (Poieg.)	<u>Dr.</u> (Poieg.)	<u>E.</u> (Poieg.)
3/16	0,120	5/32
1/4	0,173	3/16
5/16	0,227	1/4
3/8	0,265	1/4
7/16	0,328	9/32
1/2	0,371	5/16
9/16	0,435	3/8
5/8	0,471	3/8
3/4	0,579	7/16
7/8	0,683	1/2
1	0,78	9/16



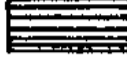
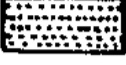
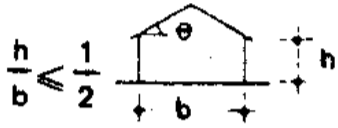
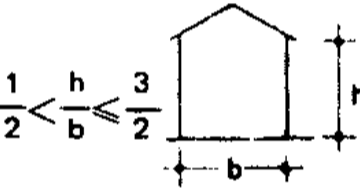
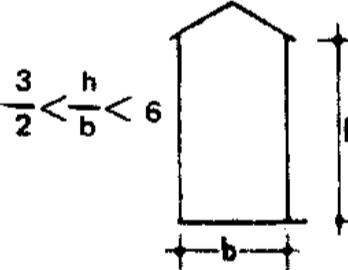
TL = Comprimento para Projeto = T - E

TABELA 14 - Carga Lateral Admissível de Duração Normal em Parafusos Auto-Atarrachantes ou Parafusos de Fenda em Cobrejuntas de Metal 1/2" Sujeitas a Cisalhamento Simples

Comprimento do Parafuso Auto-Atarrachante (Polegadas)	Diâmetro do Fuste do Parafuso Auto-Atarrachante (Polegadas)	Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
		Paral. à grã	Perpend. à grã	Paral. à grã	Perpend. à grã	Paral. à grã	Perpend. à grã	Paral. à grã	Perpend. à grã
3"	1/4	240	185	210	160	155	120	125	100
	5/16	355	240	265	180	190	130	155	105
	3/8	420	255	320	245	230	140	180	110
	7/16	485	275	370	210	265	150	210	120
	1/2	550	285	415	215	295	155	240	125
	5/8	645	310	490	235	350	170	280	135
4"	1/4*	275	210	235	185	210	165	190	145
	5/16	410	280	355	240	290	200	235	160
	3/8	570	345	480	290	345	210	275	165
	7/16	750	425	575	320	405	230	320	180
	1/2	830	430	625	325	450	235	360	185
	5/8	975	465	740	355	530	255	425	205
5"	5/16	435	295	375	255	335	230	300	205
	3/8	615	375	535	325	470	295	375	230
	7/16	820	465	710	405	535	350	430	245
	1/2	1045	540	850	440	610	315	490	255
	5/8	1330	635	1005	480	720	345	580	280
	3/4	1580	695	1190	525	855	375	690	305
6"	5/16*	445	305	400	270	345	235	305	205
	3/8	630	385	545	330	490	300	430	260
	7/16	850	480	735	415	660	375	545	310
	1/2	1100	570	945	490	770	400	615	320
	5/8	1640	790	1250	600	900	430	720	345
	3/4	1970	865	1480	650	1060	460	850	370
7"	3/8*	645	390	555	340	500	305	440	270
	7/16	865	490	750	425	670	380	590	335
	1/2	1120	580	970	505	865	450	745	385
	5/8	1700	820	1460	700	1020	490	900	430
	3/4	2360	1040	2030	890	1290	570	1040	460
	7/16*	875	500	760	430	680	385	600	340
8"	1/2	1140	590	985	510	880	455	775	400
	5/8	1750	840	1500	720	1325	635	1070	560
	3/4	2475	1090	2130	935	1550	680	1250	555
	7/8	3280	1365	2720	1130	1950	810	1560	715
	1/2*	1150	600	990	515	885	460	780	405
	5/8	1770	850	1510	725	1360	650	1200	575
9"	3/4	2520	1110	2160	950	1780	785	1435	630
	7/8	3350	1390	2880	1200	2060	855	1660	690
	5/8*	1800	865	1540	740	1380	660	1220	585
	3/4	2540	1120	2190	965	1970	865	1625	715
	7/8	3420	1420	2960	1230	2340	970	1890	785
	1	4420	1770	3170	1485	2660	1065	2140	855
11"	3/4*	2580	1130	2220	970	2000	880	1765	780
	7/8	3450	1430	2990	1240	2600	1080	2100	870
	1	4500	1800	3880	1550	2970	1190	2370	950
	7/8	3470	1440	3000	1250	2690	1120	2320	965
	1	4520	1810	3900	1560	3290	1320	2630	1050
	1 1/8	5660	2260	4900	1960	3570	1430	2870	1150
13"	7/8*	3500	1455	3030	1260	2710	1130	2390	990
	1	4550	1820	3930	1570	3520	1410	2890	1155
	1 1/8	5700	2280	4920	1970	3920	1570	3120	1250
	1	4570	1830	3950	1570	3530	1410	3120	1240
	1 1/8	5740	2300	4950	1980	4380	1750	3500	1400
	1 1/4	7020	2800	6060	2420	4830	1930	3910	1560
15"	1	4580	1830	3960	1580	3550	1420	3130	1250
	1 1/8	5770	2310	4980	1990	4460	1790	3820	1530
	1 1/4	7070	2830	6110	2450	5250	2100	4180	1670
	1*	4600	1840	3960	1580	3550	1420	3130	1250
	1 1/8*	5800	2320	5000	2000	4470	1790	3950	1580
	1 1/4*	7120	2850	6150	2460	5500	2200	4520	1810

* Maiores comprimentos não determinam maiores cargas.

TABELA 15 - Coeficiente de Pressão e de Forma, Externos Para Telhados com Duas Águas, de Edificações de Planta Retangular

Altura relativa	θ	C_e		C_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ EF GH	$\alpha = 0^\circ$ EG FH				
	0°	-0,8-0,4	-0,8-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,9-0,4	-0,8-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2-0,4	-0,8-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	20°	-0,4-0,4	-0,7-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0 -0,4	-0,7-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3-0,5	-0,7-0,6				-1,1
	60°	+0,7-0,6	-0,7-0,6				-1,1
	0°	-0,8-0,6	-1,0-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,9-0,6	-0,9-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1-0,6	-0,8-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	20°	-0,7-0,5	-0,8-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2-0,5	-0,8-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2-0,5	-0,8-0,8				
	60°	+0,6-0,5	-0,8-0,8				
	0°	-0,7-0,6	-0,9-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,7-0,6	-0,8-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,7-0,6	-0,8-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	20°	-0,8-0,6	-0,8-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0-0,5	-0,8-0,7	-1,5			
	40°	-0,2-0,5	-0,8-0,7	-1,0			
	50°	+0,2-0,5	-0,8-0,7				
	60°	+0,5-0,5	-0,8-0,7				

Notas: a) O coeficiente de forma $\ll C_e \gg$ na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

b) Nas zonas em torno de partes da edificação, salientes ao telhado (chaminês, reservatórios, torres, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma $C_e = -1,2$, até uma distância igual a metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.

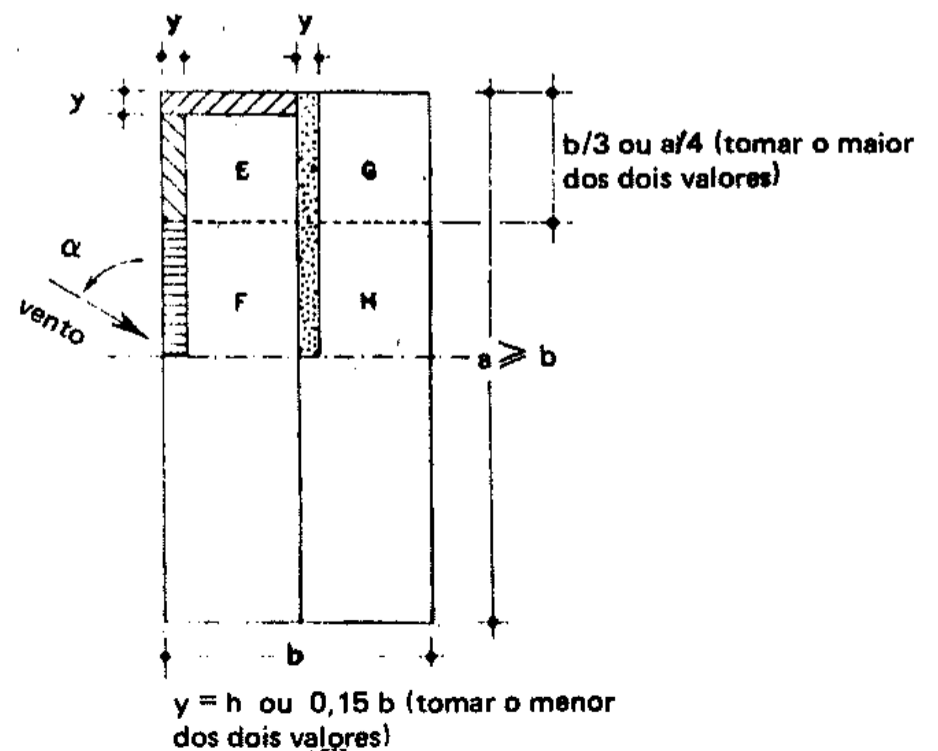
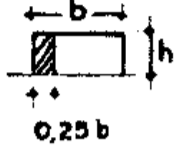
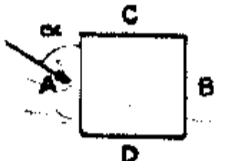

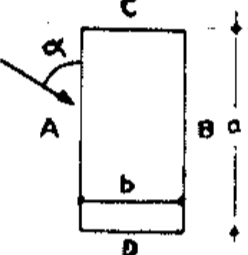
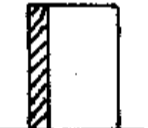
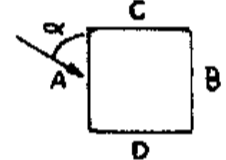
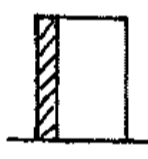
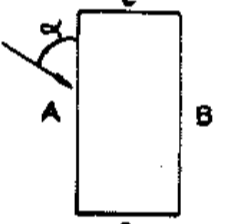

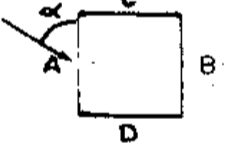
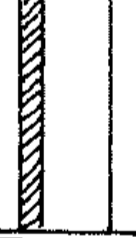
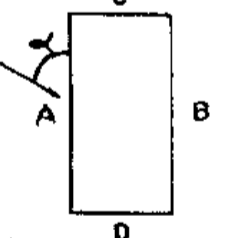


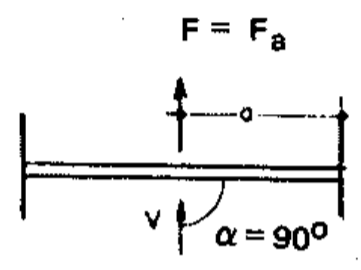
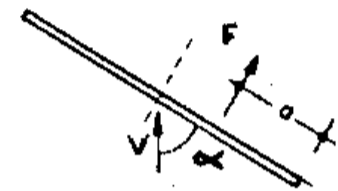

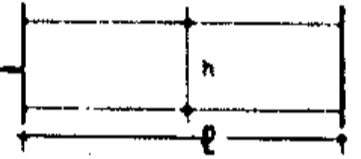

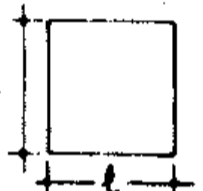
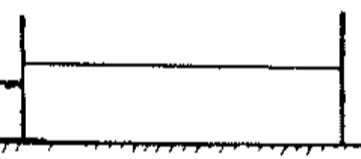

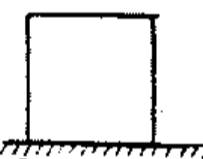
TABELA 16 - Coeficiente de Pressão e de Forma, Externos, Para Paredes de Edificações de Planta (A)

Altura relativa	Proporção em planta (a ≥ b)	Elevação	Planta	Ângulo de incidência do vento α	C _e para a superfície:				(B) C _{pe} médio
					A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$			90° 0°	+0,7 -0,5	-0,4 -0,5	-0,5 +0,7	-0,5 -0,4	-0,8
				90° 0°	+0,7 -0,5	-0,5 -0,5	-0,6 +0,7	-0,6 -0,2	-1,0
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$			90° 0°	+0,7 -0,6	-0,5 -0,6	-0,6 +0,7	-0,6 -0,5	-1,1
				90° 0°	+0,7 -0,5	-0,5 -0,5	-0,7 +0,7	-0,7 -0,2	-1,1
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} < 6$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$			90° 0°	+0,8 -0,8	-0,6 -0,8	-0,8 +0,8	-0,8 -0,6	-1,2
				90° 0°	+0,7 -0,5	-0,6 -0,5	-0,7 +0,8	-0,7 -0,2	-1,2

(A) Para obter o coeficiente de arrasto "C_a" deve ser usado o Gráfico da Figura 1 ou Figura 2.

(B) Para cada uma das duas incidências do vento (0° ou 90°) o coeficiente médio de pressão externa "C_{pe}" é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma profundidade igual a 0,25 b.

TABELA 17 - Coeficiente de Força "C_f" Para Muros e Placas Retangulares

$l/h = 10 - \infty$	$l/h = 10$	$l/h = 1$	
 <p>$F = F_a$</p> <p>$\alpha = 90^\circ$</p>			Valores de a
$\alpha = 90^\circ$ a = 1/2	$\alpha = 50^\circ$: a = 0,31	$\alpha = 40^\circ$: a = 0,41	
 <p>$\alpha = 90^\circ$: C_f = 2,0 (A)</p>	 <p>$\alpha = 90^\circ$: C_f = 1,3 (A) $\alpha = 50^\circ$: C_f = 1,6</p>	 <p>$\alpha = 90^\circ$: C_f = 1,15 (A) $\alpha = 40^\circ$: C_f = 1,8</p>	Valores de C _f
 <p>$\alpha = 90^\circ$: C_f = 1,2</p>	 <p>$\alpha = 90^\circ$: C_f = 1,2 $\alpha = 50^\circ$: C_f = 1,5</p>	 <p>$\alpha = 90^\circ$: C_f = 1,1 $\alpha = 40^\circ$: C_f = 1,5</p>	
$F = C_f q A$; $A = l h$			
Placas de extremidade ou paredes			

(A): Valores válidos para afastamentos do solo $\geq h$.

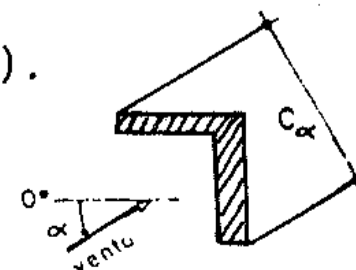
Nota: Para afastamentos entre 0 e h os valores são obtidos por interpolação linear.

TABELA 18 - Coeficiente de Força " C_x " e " C_y " Para Barras Prismáticas de Faces Planas de Comprimento Infinito

α	C_x C_y	C_x C_y	C_x C_y	C_x C_y
0°	+1,9 +0,95	+1,8 +1,8	+1,75 +0,1	+1,6 0
45°	+1,8 +0,8	+2,1 +1,8	+0,85 +0,85	+1,5 -0,1
90°	+2,0 +1,7	-1,9 -1,0	+0,1 +1,75	-0,95 +0,7
135°	-1,8 -0,1	-2,0 +0,3	-0,75 +0,75	-0,5 +1,05
180°	-2,0 +0,1	-1,4 -1,4	-1,75 -0,1	-1,5 0
α	C_x C_y	C_x C_y	C_x C_y	C_x C_y
0°	+2,0 0	+2,05 0	+1,4 0	+2,05 0
45°	+1,2 +0,9	+1,85 +0,6	+1,2 +1,6	+1,95 +0,6
90°	-1,6 +2,15	0 +0,6	0 +2,2	+0,5 +0,9
135°	-1,1 +2,4	-1,6 +0,4	-----	-----
180°	-1,7 +2,1	-1,8 0	-----	-----
α	C_x C_y	C_x C_y	C_x C_y	C_x C_y
0°	+1,6 0	+2,0 0	+2,1 0	+2,0 0
45°	+1,5 +1,5	+1,8 +0,1	+1,4 +0,7	+1,55 +1,55
90°	0 +1,9	0 +0,1	0 +0,75	0 +2,0

Notas: a) Nesta tabela os coeficientes de força " C_x " e " C_y " são dados em relação à dimensão " c " e não, como em outras tabelas, em relação à área frontal efetiva A_e .

b) c_α : para determinar o fator de redução K, (ver Tabela 13).



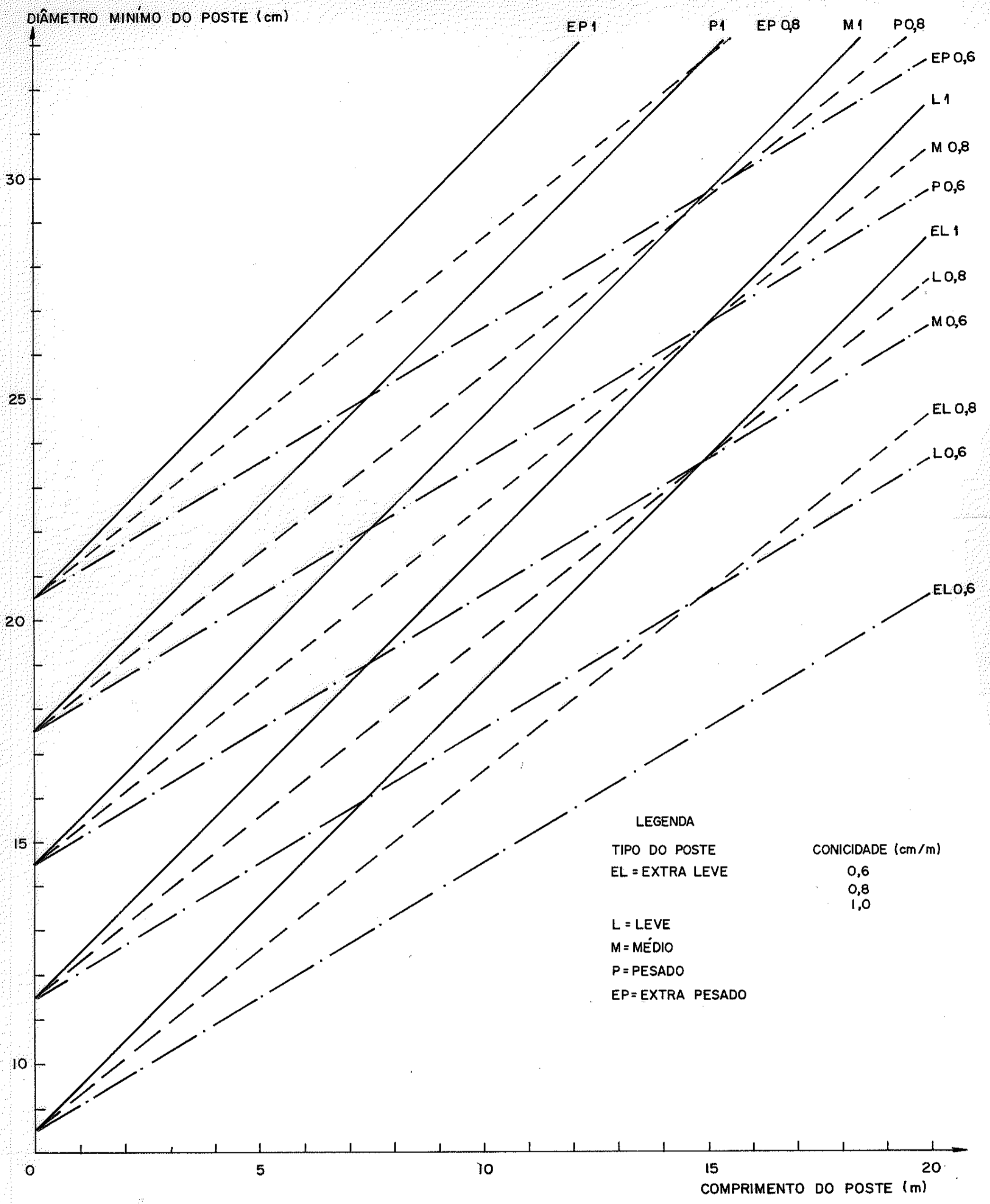


FIG.1 - DIMENSÕES DE POSTES DE *E. CITRIODORA*