

3 Cenário Geral

A opção de usar estruturas treliçadas esbeltas na construção dos suportes para linhas de transmissão, de antenas de TV e de telecomunicação em geral, é bastante versátil e, conseqüentemente, tem ampla aplicação. Praticamente, qualquer problema de altura, carregamento, distanciamento de cabos e equipamentos, é fácil de ser resolvido, e quase sempre uma estrutura pode ser usada, modificada ou mesmo projetada para absorção ou transmissão, com segurança, das cargas mecânicas a que deve suportar.

O uso de estruturas treliçadas esbeltas vem crescendo cada vez mais nos dias atuais, devido à expansão dos sistemas de telefonia celular no Brasil. Entretanto, isso acarreta a necessidade de desenvolvimentos nos estudos dos efeitos mecânicos principais sobre esse tipo de estrutura.

São apresentados ao longo deste capítulo os integrantes mais importantes a serem considerados no projeto dessas estruturas e que constituem o grande cenário deste estudo.

São também apresentadas algumas normas e recomendações para análise e dimensionamento de estruturas em aço de forma geral, e, de estruturas de torres treliçadas em particular. É feito um breve comentário da norma brasileira utilizada para o cálculo da ação do vento em estruturas e a maneira de transformação da ação do vento em forças sobre os modelos.

3.1. Apresentação

Há diversos tipos de torres metálicas construídas para suportes de linhas de transmissão, antenas TV e de telecomunicação em geral. As mais comuns são torres de seção quadrada e retangular de arestas levemente inclinadas, para a sustentação de linhas de transmissão; essas possuem formas diferentes no topo dependendo de sua utilização. Existem torres de barras circulares e de cantoneiras levemente arredondadas.

O principal motivo de utilização das estruturas treliçadas de aço é a possibilidade que se tem, em um espaço limitado, de obter uma estrutura alta, esbelta e mais leve.

Uma grande vantagem das estruturas treliçadas esbeltas é a versatilidade no que diz respeito à modificação da sua estrutura e, por isso, são largamente empregadas como apoios de suportes para antenas de TV e linhas de transmissão.

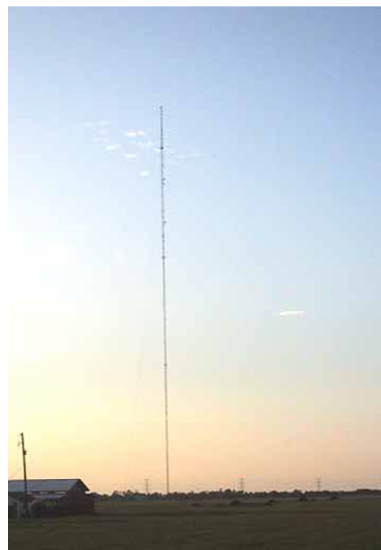
3.2. Classificação das estruturas

As torres em consideração, quanto à maneira de reagir aos carregamentos, são ditas autoportantes ou estaiadas. As Figuras 3.1 e 3.2 ilustram alguns tipos dessas estruturas.

As linhas de transmissão passam por diversas localidades, muitas das quais de difícil acesso, e vários aspectos, além dos técnicos, devem ser considerados no projeto. A linha deve ser projetada de forma que não cause interferências em outros setores de atividade, e cause o menor impacto ambiental possível, preservando a segurança das pessoas.



Torre de telecomunicação, estaiada, 303,7m.



Torre de Radio, estaiada, 615,1m

Figura 3.1 – Estruturas treliçadas esbeltas estaiadas.



Torre de transmissão de TV.



Torre de LT, 90 m.

Figura 3.2 – Estruturas treliçadas esbeltas autoportantes.

As torres de linhas aéreas de transmissão dependem das condições de alguns parâmetros de funcionalidade e critérios de serviço. Sendo assim, vários aspectos permitem classificá-las:

a) classificação segundo a função estrutural:

- Estruturas de suspensão
- Estruturas de ancoragem
- Estruturas para ângulos e fim de linha
- Estruturas de derivação
- Estruturas de transposição de fases

b) classificação segundo a maneira de reagir às cargas

- Estruturas autoportantes
- Estruturas estaiadas

c) classificação segundo a disposição dos condutores

- em plano ou lençol horizontal. (Figura 3.3 a)
- em plano ou lençol vertical (Figura 3.3 b)
- triangular (Figura 3.3 c, d)

d) quanto ao número de circuitos

- simples (Figura 3.3 a, c e d)
- duplo (Figura 3.3 b)

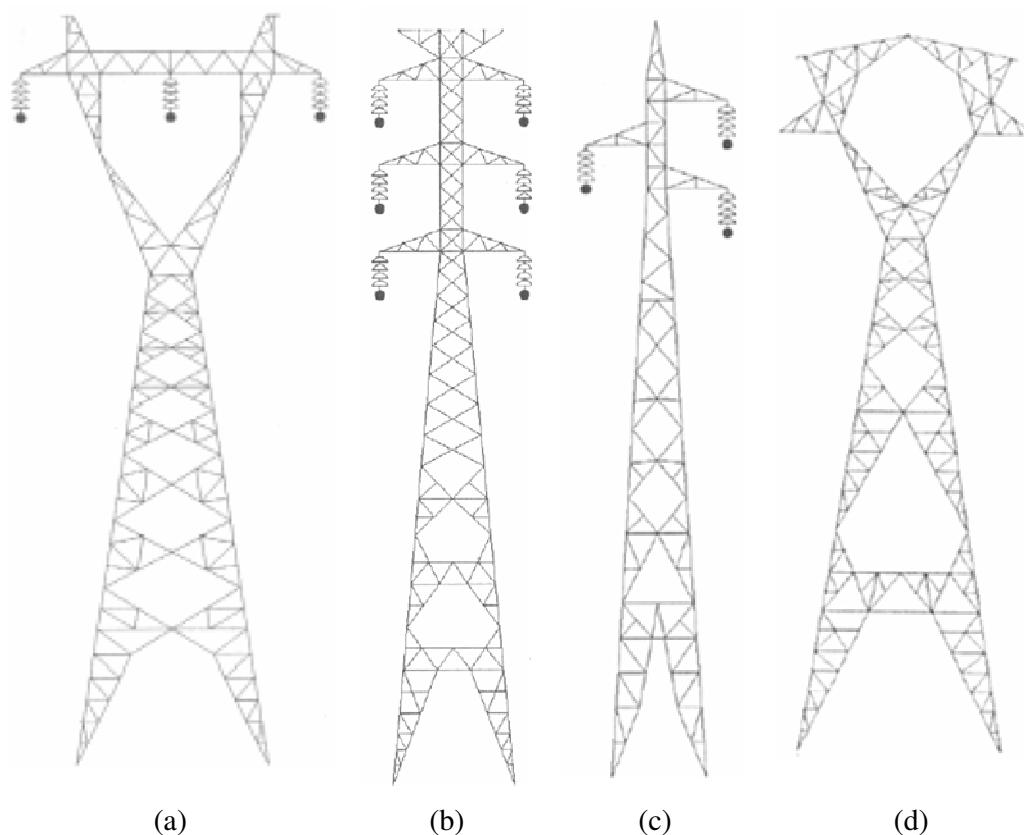


Figura 3.3 – Tipos de torres quanto à disposição dos condutores.

As definições seguintes completam essa classificação:

- Estrutura de suspensão em alinhamento ou pequenas deflexões – São suportes dimensionados para resistir aos esforços verticais devido ao peso dos cabos isoladores e suas ferragens;

- Estrutura de ancoragem para deflexões grandes e terminais – constituem os suportes utilizados no início e no fim das linhas e em grandes deflexões. São os suportes mais solicitados, e, portanto, os mais reforçados;

- Estrutura de ancoragem para deflexões médias – semelhantes ao tipo anterior, porém empregadas no meio das linhas, com trações longitudinais equilibradas. São menos reforçadas que as anteriores, pois devem resistir unilateralmente apenas aos esforços decorrentes do tensionamento dos cabos durante a montagem, ou após a ruptura de alguns deles;

- Estrutura de transposição ou rotação de fase – assegura equilíbrio eletromagnético da linha com a rotação de fases, o que exige estruturas especiais;

- Estrutura de derivação – no caso de se efetuarem sangrias na linha para alimentar um ramal, sem necessidade de algum pátio de seccionamento e

manobras; nesses casos, uma estrutura especialmente projetada para esse fim é utilizada.

- Disposição em um plano ou lençol horizontal – quando todos os condutores de fase de um mesmo circuito estão em um plano horizontal.

- Disposição em lençol vertical - quando todos os condutores de fase de um mesmo circuito estão em um plano horizontal.

- Disposição triangular – neste caso, os condutores de fase são dispostos segundo os vértices de um triângulo.

3.3. Elementos de estruturas treliçadas

Todas as estruturas treliçadas, independente dos materiais utilizados em sua confecção, são projetadas peça a peça, tal como se fosse a especificação de um grande quebra cabeça [27]. Também, independente de tamanho ou variável, as estruturas treliçadas compõem-se invariavelmente de dois tipos de elementos, que são os membros e os nós. Os membros são tracionados ou comprimidos e os nós são denominados de conectores ou junções.

3.3.1. Membros

Os membros, também chamados de pernas ou barras de treliça, são sujeitos apenas a dois tipos de esforços: tração e compressão, e como tal são dimensionados. Para que a realidade se aproxime das hipóteses de cálculo, as cargas devem ser aplicadas apenas nos nós das treliças.

Cargas distribuídas, de peso próprio e ação do vento, introduzem esforços de flexão nos membros, que são desprezados no dimensionamento próprio. Isso se dá pelo fato dos membros trabalharem como elemento de treliça, pois os esforços de momento fletor e cortante na barra são muito pequenos e podem ser desprezados para dimensionamento.

Um mesmo membro pode se encontrar numa situação de tração ou de compressão, dependendo da situação de carregamento em que a estrutura se encontra, pois o vento pode estar incidindo, num determinado momento, de um lado e, no seguinte, mudar sua direção.

Geralmente, os membros mais utilizados para torres de linhas de transmissão são os perfis cantoneira; entretanto, para torres com outro tipo de

funcionalidade, utilizam-se perfis tubulares, por vários motivos, entre eles cita-se a redução do número de contraventamentos.

Gabrielli [22] realiza em seu trabalho uma comparação entre torres de linhas de transmissão de perfis tubulares com as de perfis cantoneiras. Com o intuito de investigar a viabilidade técnica e o custo das construções de torres de transmissão, é apresentada uma das vantagens da seção de perfil tubular como sendo a redução no número de contraventamentos secundários.

3.3.2. Conectores ou junções

São os elementos responsáveis pela conexão entre os membros da treliça, bem como ancoragem das cargas externas à estrutura: suporte dos pára-raios, das antenas, penca de isoladores e conexão dos cabos de estaiamento.

São construídos por pedaços de cantoneiras ou chapas, convenientemente furadas, e suas conexões garantidas por parafusos e porcas, igualmente galvanizados.

Os perfis do tipo “cantoneiras dos montantes” são emendados por pedaços de cantoneiras ou chapas cortadas, projetadas como conectores, de tal forma que todos os esforços mecânicos sejam transmitidos com segurança.

As conexões entre os demais membros, ou entre esses e os montantes, são feitas com chapas convenientemente cortadas, furadas e dimensionadas para as respectivas transmissões de esforços, Figura 3.4 (a), Labegalini [27].

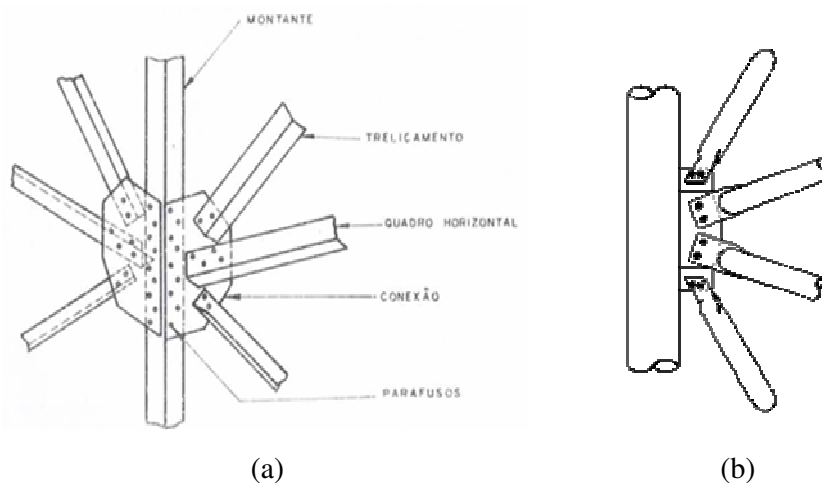


Figura 3.4 – Conexões entre montante e outros membros. (a) perfil cantoneira; (b) perfil tubular.

A desvantagem estrutural dos perfis cantoneiras aos perfis tubulares, é que há o agravante de que as cantoneiras são conectadas por apenas uma das abas, além do mais, a conexão é sempre excêntrica, e, na grande maioria realizada por apenas um parafuso. Esse tipo de ligação fora do setor elétrico é evitado, e, às vezes, até proibido. Motivo pelo qual a maior parte das torres de telecomunicações é composta de perfis circulares.

Os perfis tubulares são mais eficientes estruturalmente que os perfis do tipo cantoneira, fato esse que pode ser comprovado comparando duas barras quaisquer com a mesma área de seção transversal, uma de perfil tubular e outra de cantoneira. Porém, a grande desvantagem das barras de perfis tubulares é o aspecto de suas conexões, visto que necessita de um cuidado especial com a mesma, o que encarece a estrutura.

3.3.3. Classificação dos elementos

Os elementos de estruturas treliçadas possuem funcionalidades diferentes. Os elementos estruturais básicos que compõem a estrutura são: membros horizontais, membros verticais (montantes), membros inclinados (pernas principais), contraventamento primário e secundário, Figura 3.5.

Os membros inclinados são as partes principais de uma torre, pois os esforços são praticamente transferidos por eles até a fundação.

Os contraventamentos primários são responsáveis basicamente pela estabilidade lateral da estrutura.

Os contraventamentos secundários ou redundantes são utilizados entre vãos maiores; sua principal função é de redução do comprimento de flambagem dos membros com índice de esbeltez elevado. São dimensionados por recomendações normalizadas que limitam a sua esbeltez em, no máximo, 330, e a força de contraventamento secundário convém ser de 0,5 a 2,5 % do membro contraventado.

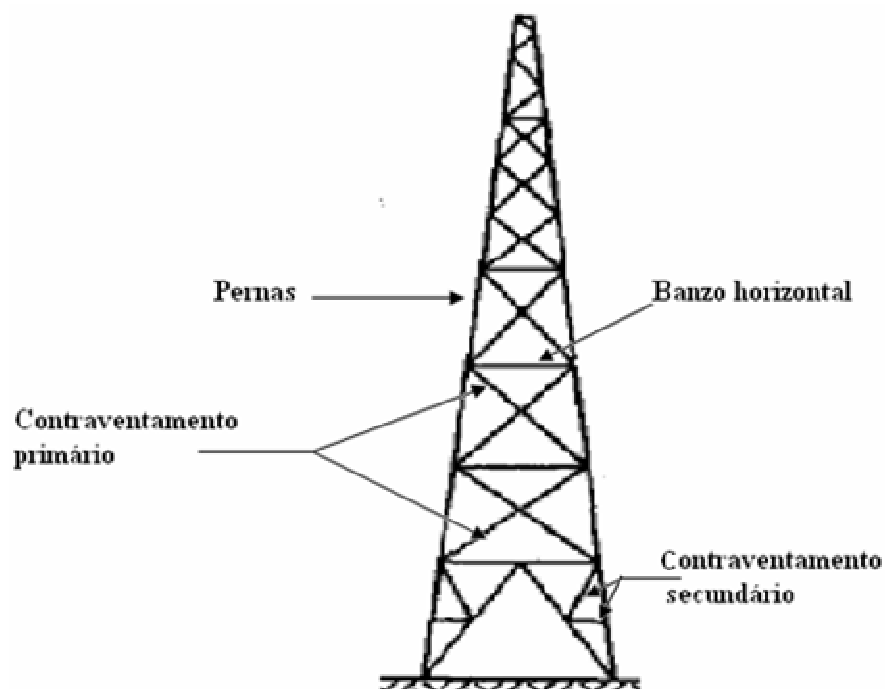


Figura 35 – Elementos de uma torre treliçada.

3.4. Cargas e vulnerabilidades

Devido ao baixo peso dessas estruturas comparado com suas dimensões, e a pouca incidência de terremoto no Brasil, a principal carga que essas estruturas sofrem é devido à ação do vento.

Para as torres, os principais carregamentos além do peso próprio a ser considerado são:

- Esforços verticais: constituídos pelo peso dos suportes, tornados, sismos, acidentes na linha, peso das escadas de manutenção, antenas, dos cabos condutores de energia, etc;
- Esforços horizontais: constituídos pela ação dinâmica do vento na estrutura e nos cabos, sismos, etc;.

Para as torres de transmissão de energia algumas hipóteses precisam ser consideradas na fase de projeto, pois as mesmas passam por inúmeras situações de carregamento, como, por exemplo, o rompimento de cabos, que afeta a solicitação mecânica da estrutura. Várias hipóteses de cálculo são então formuladas para que se verifiquem as máximas solicitações possíveis nos elementos constituintes de cada estrutura de sustentação da torre. Sendo assim, os elementos são

dimensionados à maior solicitação de compressão e tração possível de ocorrer dentre todas as hipóteses de cálculo.

Labegalini et al [27], relata que não existe uma normalização que indique o número de hipóteses de cálculo a considerar no dimensionamento de uma estrutura. As hipóteses geralmente consideradas são devidas ao rompimento de cabos condutores e pára-raios, vento extremo, vento de tormenta e fases de construção.

Nas estruturas treliçadas esbeltas, ao considerar os esforços horizontais devido ao vento, é conveniente estudar os desprendimentos de vórtices e martelamento devido à turbulência atmosférica. Blessmann [8] mostra que, em certos casos, tais situações superam os esforços devido ao arrasto. Para os esforços verticais, pelo fato de serem estruturas leves e esbeltas, têm vulnerabilidade maior no que diz respeito ao efeito de arrancamento em sua fundação.

Nas torres de telecomunicação, não deve haver efeito de grandes deslocamentos que provoque uma rotação considerável na estrutura, pois elas perdem a eficiência no funcionamento quando expostas a grandes inclinações.

3.5. Normas nacionais e internacionais

3.5.1. Dimensionamento de estrutura de aço

Para estruturas de aço têm-se, em nível de dimensionamento e verificação de estabilidade da estrutura, as seguintes normas entre outras:

- AISC/LRFD – American Institute of Steel Construction/Load and Resistance Factor Design;
- AISC/LSD - American Institute of Steel Construction/Allowable Stress Design;
- ASCE – American Society Civil Engineer;
- NBR 8800 – Norma brasileira de projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;

Para efeitos de dimensionamento de uma linha de transmissão as principais normas específicas para este tipo de estrutura são:

- NBR 5422 – Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia.

- NBR 8842 – Suporte Metálico Para Linhas de Transmissão. Orienta as condições básicas para os suportes de carregamento.

- NBR 8850 – Execução de Suporte Metálico para Linha de Transmissão. Orienta as condições básicas para cálculo, projeto e fabricação.

- ASCE 74 - American Society Civil Engineer (guidelines for electrical transmission line structural loads).

- IEC 60826 – International Eletrotechnical Comission (Loading strength of overhead transmission lines).

De acordo com a NBR 8850, para solicitações dos suportes, uma análise estática linear que leve em consideração a rigidez das barras e possíveis deformações de extensões e assimetrias de pernas é suficiente. Porém, há casos em que uma análise não-linear é necessária ou recomendável.

Essa norma também preconiza que uma análise dinâmica torna-se necessária para suportes não usuais, muito esbeltos, cuja frequência natural seja menor que 2 Hz. Não se recomenda a utilização de suportes com frequência fundamental menor que 1 Hz.

3.5.2. Dimensionamento para efeito do vento

Normas brasileiras e estrangeiras estabelecem padronização para cargas em torres de linhas de transmissão; no Brasil, tem-se especificamente a NBR 5422, para o cálculo do efeito da ação estática do vento nesse tipo de estrutura, na qual incorporam-se os procedimentos da norma IEC 60826. Pode-se optar também pela norma NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, onde é disponibilizado um item exclusivamente para efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica.

Para torres de telecomunicação, não se tem uma norma brasileira específica para que se estabeleça o cálculo das forças de arrasto do vento. Entretanto, a NBR6123 disponibiliza no item 7 (coeficientes de forças para barras prismáticas e reticuladas) que possibilita o cálculo dessa ação, para torres treliçadas de um cenário geral, inclusive, para as torres de linhas de transmissão.

A consideração do efeito dinâmico devido à turbulência atmosférica, segundo a NBR 6123, é considerada em estruturas flexíveis. Pois, as flutuações na velocidade podem induzir oscilações consideráveis na direção da velocidade

média, especialmente em estruturas altas e esbeltas. A consideração desse efeito é devida, sempre que o período fundamental for superior a 1 segundo, ou seja, frequência fundamental menor que 1 Hz.

Há dois modelos de cálculo para a ação dinâmica do vento modelo contínuo simplificado e modelo discreto. O primeiro é adotado quando a estrutura tiver seção constante e distribuição, ao menos aproximadamente, uniforme de massa; já o segundo se dá no caso geral de uma estrutura com seção variável ao longo de sua altura.

Neste texto, utiliza-se a NBR 6123 para efeito de cálculo do vento, pelo fato de servir a qualquer tipo de torre treliçada, independente de sua utilização, e de levar em consideração as forças devidas à ação estática e dinâmica do vento nas estruturas. E, para o efeito de verificação dos perfis, utiliza-se a norma internacional ASCE 74, comentada a seguir.

3.5.3. Dimensionamento dos perfis

Para efeito de verificação de dimensionamento são tratadas as principais condições para dimensionamento sobre o critério de limite de tensão de escoamento.

Índice de esbeltez (λ)

O índice de esbeltez é um parâmetro importante no dimensionamento da estrutura, pois limita o esforço de compressão com relação ao comprimento da barra, l , e o raio de giração, r , da seção transversal do perfil.

$$\lambda = \frac{l}{r} \quad (3.1)$$

Os índices de esbeltez máximos admissíveis são os indicados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Índice de esbeltez máximo.

Elementos		λ
Comprimidos	Montante	150
	Braços	150
	Diagonais	200
Tracionados	Cantoneiras	375
	tubos	300
Redundantes		250

Esbeltez efetiva (λ_e)

A esbeltez efetiva é determinada pela equação:

$$\lambda_e = K \frac{l}{r} \quad (3.2)$$

Onde K é um fator de comprimento efetivo de flambagem, que serve para ajustá-lo, de acordo com as condições de apoio e de carregamento nas extremidades do perfil.

Para as várias alternativas de carregamentos e conexões, os índices de esbeltez efetiva são os da Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Índice de esbeltez efetiva.

λ	Carregamento e conexão	λ_e
$\lambda \leq 120$	Concêntricos nas extremidades	$\lambda_e = \lambda$
	Concêntrico numa e excêntrica na outra	$\lambda_e = 30 + 0,75 \lambda$
	Excêntrico nos dois extremos	$\lambda_e = 60 + 0,5 \lambda$
$120 < \lambda \leq 200$	Elementos rotulados nos dois extremos	$\lambda_e = \lambda (K=1)$
$120 < \lambda \leq 225$	Engastado num e rotulado no outro	$\lambda_e = 28,6 + 0,762 \lambda$
$120 < \lambda \leq 250$	Engastado nos dois extremos	$\lambda_e = 46,2 + 0,615 \lambda$

Essas condições são válidas, para o perfil do tipo cantoneira; já para o perfil tubular, apenas as condições de carregamento nas extremidades influenciam no dimensionamento.

3.5.3.1. Dimensionamento de barras Comprimidas

A solicitação de cálculo P_u , atuando numa barra deve ser menor ou igual à resistência de cálculo à compressão, $\phi_c P_{nc}$. Porém, para chegar à resistência à compressão é necessário obter primeiramente a tensão crítica de flambagem.

$$P_u \leq \phi_c P_{nc} \quad (3.3)$$

Onde: $\phi_c = 0,9$ - coeficiente de minoração; P_{nc} - resistência à compressão ou limite de escoamento.

- **Tensão crítica de flambagem (Fcr)**

A tensão crítica de flambagem depende da compacidade do perfil, que é um indicador de flambagem local, que relaciona a largura de uma das abas do perfil com a espessura; no caso de um perfil tubular, relaciona-se o diâmetro com a espessura. A determinação de Fcr é realizada usando o conceito de compacidade descrito a seguir.

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{D}{t}; \\ \lambda_r &= 0,114 \frac{E}{F_y}; \\ \lambda_2 &= 0,448 \frac{E}{F_y} \end{aligned} \quad (3.4)$$

Onde: D - diâmetro da barra; t - espessura da barra; E - o módulo de elasticidade do aço; F_y – Tensão de escoamento do aço.

Se:

$$\lambda \leq \lambda_r \quad \rightarrow \quad Q = 1 \quad (3.5)$$

$$\lambda_r \leq \lambda \leq \lambda_2 \quad \rightarrow \quad Q = \left(0,379 \frac{E}{F_y \cdot \lambda} \right) + \frac{2}{3} \quad (3.6)$$

Tendo como índice de esbeltez crítico:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.7)$$

Calcula-se a Fcr:

$$\text{Para } \lambda_c \cdot \sqrt{Q} \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = Q \cdot (0,658^{Q\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.8)$$

$$\text{Para } \lambda_c \cdot \sqrt{Q} > 1,5 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = \frac{0,877}{\lambda_c} \cdot F_y \quad (3.9)$$

Com a obtenção da tensão crítica de flambagem, chega-se na resistência à compressão:

$$P_{nc} = A_g \cdot F_{cr} \quad (3.10)$$

Onde: A_g é a área da seção bruta.

Dimensionamento de barras tracionadas

Para as barras sob o efeito de tração, deve ser considerado o estado limite de escoamento da seção bruta e o estado limite da seção líquida efetiva.

1) Estado limite de escoamento da seção bruta, A_g , é calculado pela equação:

$$P_{nt} = \phi_t \cdot A_g \cdot F_y \quad (3.11)$$

Onde: $\phi_t = 0,9$ - coeficiente de minoração à tração.

2) Estado limite de ruptura da seção líquida ou efetiva é calculado por:

$$P_{nt} = 0,75 \cdot A_e \cdot F_y \quad (3.12)$$

Onde: A_e - Área efetiva da seção transversal, que se calcula:

$$A_e = A' \cdot U \quad (3.13)$$

Com A' e U dependendo do tipo de ligação:

- a) Para ligações soldadas em todo o perímetro do tubo, $A' = A_g$ e $U = 1$.
- b) Para ligações com chapas, $A = A_n$, sendo que A_n é a área bruta menos a área do tubo retirada pelo entalhe da peça e U determina-se pela equação:

$$U = \left(1 - \frac{D}{\pi L} \right) \leq 0,9 \quad (3.14)$$

3.5.4. Cálculo das forças do vento segundo a NBR 6123

Consideração estática

- Velocidade Básica do vento, V_0 – é adequada ao local onde a estrutura será implantada, é determinada de acordo com a Figura 1 do anexo A (isopletas de velocidade básica da NBR 6123). É a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

As velocidades são registradas pelo serviço de proteção ao voo, do ministério da aeronáutica. No anexo C, da NBR 6123, encontra-se a localização e altitude das estações meteorológicas.

- Velocidade característica, V_k – multiplicando a velocidade básica do vento pelos fatores S_1 (fator topográfico), S_2 (Rugosidade do terreno, varia de acordo com a altura) e S_3 (fator estatístico) obtém-se a velocidade característica do vento pela equação abaixo.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.15)$$

Os fatores S_1 , S_2 e S_3 são determinados diretamente da Norma. O fator S_1 encontra-se no item 5.2 e leva em consideração as variações do relevo do terreno; o fator S_2 é em função da altura do terreno determinado no item 5.3, pela Tabela 1-Parâmetros meteorológicos, e o fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e seus valores são determinados na Tabela 3, tudo da Norma.

- Pressão dinâmica do vento – calculada a velocidade característica do vento, pode-se determinar a pressão dinâmica dada por:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{;m/s)} \quad (3.16)$$

- Força de arrasto – determina-se a força de arrasto pela equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A \quad (3.17)$$

Onde, C_a é o Coeficiente de Arrasto e A_e é a Área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (área de sombra).

Nas torres estudadas, os esforços principais são os esforços de carga devidos aos efeitos da ação do vento. Nas torres em perfis cantoneiras, esses esforços horizontais são maiores do que em perfis tubulares, por serem maiores os

coeficientes de arrasto que exercem influência direta na avaliação da pressão do vento.

Para torres reticuladas triangular e quadrada, constituídas por barras prismáticas reticuladas, o valor do *coeficiente de arrasto* é em função do índice de área exposta ϕ , e pode ser obtido pela Figura 9 da NBR 6123. O índice de área exposta é igual à área frontal efetiva do reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado, Equação (3.18). Refere-se sempre ao conjunto de todas barras de uma das faces da torre. Ou seja:

$$\phi = \frac{A_b}{A_{ef}} \quad (3.18)$$

Onde A_b é a área de todas as barras de uma das faces da torre; A_{ef} é a área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado.

Para torres em perfis cantoneiras pode o coeficiente de arrasto chegar a ser até 1,8 vezes maior do que para torres de perfis tubulares. Em estruturas tubulares, o coeficiente de arrasto fica também em função do número de Reynolds, devido à sua forma arredondada.

Consideração dinâmica

A consideração do efeito dinâmico na estrutura encontra-se no item 9 da mesma Norma e, a seguir, relatados os principais tópicos.

No vento natural, a sua velocidade média flutua entre um valor máximo e um mínimo, é designada como rajada de vento e, por isso, a necessidade de considerá-la no cálculo. A consideração do efeito dinâmico devido à turbulência atmosférica deve ser levada em conta em estruturas muito flexíveis, especialmente em estruturas altas e esbeltas, quando a frequência fundamental for inferior a 1 Hz.

A frequência pode ser determinada a partir de uma análise modal ou estimada de acordo com a Tabela 19 da NBR 6123.

A seguir, descreve-se o modelo discreto da norma para o cálculo da resposta dinâmica da torre. A ação do vento em determinado instante na coordenada i é dada por uma parcela média e outra flutuante:

$$X_i = \overline{X_i} + \hat{X}_i \quad (3.19)$$

Onde, $\overline{X}_i$ é a componente da força média e $\hat{X}$ é a componente da resposta média flutuante, definidas pelas equações a seguir.

A componente da resposta média é obtida pela equação:

$$\overline{X}_i = \overline{q_o} \cdot b^2 \cdot C_{ai} \cdot A_i \cdot \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (3.20)$$

Sendo: b e p determinados na Tabela 20 da NBR 6123, C_{ai} e A_i , correspondem ao coeficiente de arrasto e à área efetiva de uma face da torre na coordenada i ; z é a altura em relação ao terreno, o índice i corresponde à altura da coordenada i e o índice r corresponde à altura de referência, determinada igual a 10 metros.

A pressão dinâmica do vento já relatada anteriormente fica sendo:

$$\overline{q_o} = 0,613 \cdot (V_p)^2 \quad (3.21)$$

Onde: $V_p = 0,69 \cdot S_1 \cdot S_3$ é a velocidade de projeto em m/s, correspondente à velocidade média no intervalo de 10 minutos a 10 metros de altura sobre o solo.

Para ajuste do tempo de duração da velocidade, utiliza-se a Tabela 21 do anexo A da norma NBR 6123.

A componente da resposta média flutuante é definida como:

$$\hat{X}_i = F_H \cdot \psi_i \cdot x_i \quad (3.22)$$

Sendo:

ψ_i	F_H	β_i
$\frac{m_i}{m_0}$	$\frac{\overline{q_o} b^2 A_o}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi$	$C_{ai} \frac{A_i}{A_o} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p$

Nas equações precedentes, m_o e A_o denotam a massa e a área total de referência, ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica, apresentados nas Figuras 14 a 18 da Norma, para todas as categorias de terreno.

3.5.5. Aplicação nas faces da estrutura

De posse da força de arrasto, pode-se decompô-la considerando vento incidindo a 0 e 45 graus na estrutura. Os fatores a serem considerados encontram-se na tabela 15 da norma, onde η corresponde à componente perpendicular e t à componente transversal.

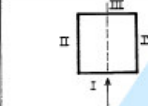
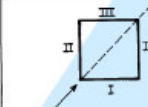
Direção do vento		Face I	Face II	Face III	Face IV
	η	$\frac{1}{1+\eta}$	0	$\frac{\eta}{1+\eta}$	0
	t	0	0	0	0
	η	0,20	0,20	0,15	0,15
	t	0,20	0,20	0,15	0,15

Figura 3.5 - Componente de força de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada (Tabela 15).

O fator η , mostrado na Figura 5.1, representa o fator de proteção da estrutura. Esse é obtido através do gráfico da Figura 8 da NBR 6123 e é importante quando se têm várias estruturas paralelas, “no qual o reticulado de barlavento pode ter um efeito de proteção sobre os demais reticulados”.

3.5.6. Aplicação das cargas nos nós da estrutura

A distribuição das forças de arrasto na estrutura é determinada da seguinte maneira:

- Inicialmente para o conjunto de barras que constituem cada módulo;
- Posteriormente, as forças são distribuídas para as barras, através da adoção de um coeficiente de área, que representa a razão entre a área da barra em questão pela soma da área de todas as áreas das barras do módulo;
- Depois, transferem-se as forças de arrasto nas barras para os nós, dependendo apenas do número de barras que são ligadas ao nó;
- Por fim, monta-se uma planilha com todos esses dados e lança-se o carregamento na estrutura.