

Grupo de Trabalho
B2.08

003

Procedimento de Projeto de Torres Metálicas Treliçadas

Junho 2001





PROCEDIMENTO DE PROJETO DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS PARA LINHAS DE TRANSMISSÃO

Grupo de trabalho B2.08

Rogério Peixoto Guimarães (Coordenador do GT 22.08), Paulo Ricardo R. Liberato (Secretário do GT 22.08), Afonso O Silva, Aluísio M. Monteiro, Antônio Carlos Alaite, Anderson da Costa, Áureo P. Ruffier, Carlos Roberto Gontijo, Carlos V. Janoni, Celso Dória, João Batista G.F. Silva, José Carlos S. Stephan, Lígia Maria R. Mendes, Mário N. Takai, Moacyr M. Pereira, Rânia C. Peixoto, Renato L. de Moura, Roberval Luna da Silva, Roberto Cardoso, Rodolfo T. Oshiro, Rogério Lavandoscki, Rui D.Leote, Ruy Lima, Vilson Renato da Silva. Membros Correspondentes do GT22.08: Cristina S. Casimiro, Hildebrando C. Coelho, João F. Nolasco, Paulo Américo M. Cardoso, Roberto Santos, Vitor Szklarz.

Sumário

1.	OBJETIVO.....	1
2.	TERMINOLOGIA	1
	2.1. Definições:	1
	2.2. Notações.....	2
3.	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA.....	3
	3.1. Documentos Complementares	3
	3.2. Normas Complementares.....	3
4.	PROJETO ESTRUTURAL.....	5
	4.1. Materiais	5
	4.2. Projeto Geométrico	10
	4.3. Dimensionamento das Torres	16
	4.4. Dimensionamento das Fundações	27

ANEXO 1: Tabela 1

ANEXO 2: Tabelas M, P e Figura 1

ANEXO 3: Condições Específicas

PROCEDIMENTO DE PROJETO DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS PARA LINHAS DE TRANSMISSÃO

1. OBJETIVO

Este procedimento tem por finalidade apresentar diretrizes e critérios gerais, dados e métodos que devem ser seguidos no projeto de torres metálicas treliçadas galvanizadas, constituídas de perfis laminados aparafusados, destinadas à montagem de linhas de transmissão, de acordo com a metodologia dos estados limites e critérios probabilísticos de confiabilidade.

2. TERMINOLOGIA

2.1. DEFINIÇÕES:

- 2.1.1. *CONTRATANTE*: Empresa responsável pela aquisição das torres;
- 2.1.2. *FABRICANTE*: Empresa contratada, responsável pela fabricação das torres e/ou dos protótipos;
- 2.1.3. *PROJETISTA*: Profissional ou empresa contratada, responsável pelo projeto das torres e/ou pelos testes de protótipos;
- 2.1.4. *Cargas de Projeto*: são cargas que podem levar uma estrutura a um Estado Limite e, portanto, devem estar devidamente ponderadas por coeficientes de majoração ou de minoração, ou definidas com pequena probabilidade de ocorrência. Esta probabilidade representa o nível de confiabilidade estrutural ou a classe de segurança definida para a linha de transmissão;
- 2.1.5. *Hipóteses de Cálculo*: São os carregamentos ou árvores de carregamento montadas com as cargas de projeto e combinadas de forma a representar situações de máxima solicitação a que uma estrutura possa estar submetida na linha de transmissão;
- 2.1.6. *Estados Limites*: Estados a partir dos quais uma estrutura não mais satisfaz a finalidade para a qual foi projetada;
- 2.1.7. *Estados Limites Últimos*: Estados correspondentes à ruína de toda a estrutura, ou parte da mesma, por ruptura, deformação plástica excessiva ou instabilidade;
- 2.1.8. *Estados Limites de Utilização*: Estados que, pela sua ocorrência, repetição ou duração, provocam efeitos ou danos incompatíveis com as condições de uso da estrutura durante sua vida útil, tais como, deslocamentos excessivos, deformações permanentes inaceitáveis, vibrações prejudiciais, etc;
- 2.1.9. *Resistência limite ou característica (R_k)*: representa a capacidade de resistência de uma estrutura quando um ou mais elementos atinge um Estado Limite Último. É calculada com base no valor da tensão característica do material, o qual tem um limite de exclusão entre 2 e 5%;
- 2.1.10. *Fator de resistência (Φ_k)*: é o coeficiente que minora a resistência limite R_k , de forma a se considerar a variabilidade conjunta de todos os elementos de uma estrutura;

- 2.1.11. *Resistência de cálculo (R_d)*: capacidade resistente de uma torre, prevista com limite de exclusão de 10%. É obtida a partir da resistência limite (R_k) da torre, minorada do fator de resistência Φ_k ;
- 2.1.12. *Solicitação de cálculo (S_d)*: esforço transmitido a um elemento da estrutura devido a aplicação das cargas de projeto.

2.2. NOTAÇÕES

- A_g = área bruta da seção transversal do perfil
 A_p = área da seção transversal do corpo do parafuso
 A_c = área de contato do parafuso no furo da chapa ou perfil
 A_s = área líquida da rosca do parafuso
 A_n = área líquida da seção transversal do perfil
 A_r = área líquida da seção transversal na raiz da rosca do parafuso
 k = coeficiente de comprimento de flambagem
 L = comprimento de flambagem
 t = espessura da aba do perfil ou da chapa
 Φ_k = fator de resistência da estrutura
 C_R = Coeficiente de ajuste de resistência de cordoalhas
 w = largura da aba da cantoneira
 W = momento resistente elástico
 r = raio de giração da cantoneira
 R_d = resistência de cálculo
 R_{Cd} = resistência de cálculo à compressão
 R_{Md} = resistência de cálculo à flexão
 R_{Td} = resistência de cálculo à tração
 R_{Vd} = resistência de cálculo ao cisalhamento
 R_{Ed} = resistência de cálculo ao esmagamento
 R_k = resistência limite ou característica
 S_d = solicitação de cálculo
 C_d = solicitação de cálculo à compressão
 M_d = solicitação de cálculo à flexão
 T_d = solicitação de cálculo à tração
 V_d = solicitação de cálculo ao cisalhamento ou esmagamento
 F_{ck} = tensão característica à compressão do concreto
 F_{cr} = tensão crítica de flambagem
 f_V = tensão de cisalhamento atuante
 f_c = tensão de compressão atuante
 f_F = tensão de flexão atuante
 F_T = tensão de tração atuante
 F_v = tensão limite de cisalhamento
 F_{vr} = tensão limite de cisalhamento combinada com tração
 F_c = tensão limite de compressão
 F_v = tensão limite de escoamento
 F_p = tensão limite de esmagamento
 F_u = tensão limite de ruptura
 F_{rv} = tensão limite de tração combinada com cisalhamento

3. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

3.1. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

Na utilização do presente procedimento deve-se consultar, complementarmente, os seguintes documentos:

- [R1] *Especificação Técnica ou Condições Específicas de Projeto*: documento preparado pela CONTRATANTE, contendo informações, dados, exigências, critérios e procedimentos específicos do projeto a ser desenvolvido. Em caso de dúvidas, as condições específicas apresentadas pela CONTRATANTE prevalecem sobre as condições do presente procedimento;
- [R2] *Especificação Técnica para Fabricação de Torres Metálicas Treliçadas para Linhas de Transmissão*;
- [R3] *Procedimento de Teste de Protótipos de Torres Metálicas Treliçadas para Linhas de Transmissão*.

3.2. NORMAS COMPLEMENTARES

De forma geral, deve ser utilizada a última edição das normas abaixo relacionadas. Caso surgir dúvidas ou diferenças de critérios, o conteúdo do presente procedimento prevalece sobre os demais. Entretanto, quando for conveniente em termos de melhoria da qualidade, da confiabilidade e da durabilidade do projeto, poderão ser adotadas outras normas internacionalmente aceitas desde que haja a expressa concordância da CONTRATANTE.

- AISC - Manual of steel construction
- ASME-B18.2.1 - Square and hex bolts and screws - inch series
- ASME-B18.2.2 - Square and hex nuts
- ASME-B18.21.1 - Lock washers
- ASME-B18.22.1 - Plain washers
- ASME-B18.5 - Round head bolts
- ASCE - Manuals and reports on engineering practice nº 52. Guide for design of steel transmission towers. Second Edition
- ASCE - Manuals and reports on engineering practice nº 91. Design of Guyed Electrical Transmission Structures
- ASTM-A123 - Standard specification for zinc (hot-dip galvanized) coating on iron and steel products
- ASTM-A143 - Standard practice for safeguarding against embrittlement of hot-dip galvanized structural steel products and procedure for detecting embrittlement
- ASTM-A153 - Standard specification for zinc coating (hot-dip) on iron and steel hardware.
- ASTM-A239 - Standard practice for locating the thinnest spot in a zinc (galvanized) coating on iron and steel articles
- ASTM-A242 - Standard specification for high strength low-alloy structural steel
- ASTM-A36 - Standard specification for structural steel
- ASTM-A370 - Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products
- ASTM-A394 - Standard specification for galvanized steel transmission tower bolts zinc-coated and bare

- ASTM-A475 - Zinc-coated Steel Wire Strand
- ASTM-A529 - Standard specification for high-strength carbon-manganese steel of structural quality
- ASTM-A563 - Standard specification for carbon and alloy steel nuts
- ASTM-A570 - Standard specification for steel ,sheet and strip ,carbon ,hot-rolled, structural quality.
- ASTM-A572 - Standard specification for high strength low-alloy Columbium-Vanadium structural steel
- ASTM-A588 - Standard specification for high-strength low-alloy structural steel with 50 ksi [345 Mpa] minimum yield point to 4 in. thick
- ASTM-A6/A6M - Standard specification for general requirements for rolled structural steel plates, shapes and sheet piling
- ASTM-A606 - Standard specification for steel sheet and strip, hot-rolled and cold-rolled, high strength, low-alloy, with improved atmospheric corrosion resistance
- ASTM-A607 - Standard specification steel sheet and strip, , high-strength , low-alloy Columbium or Vanadium , or both , hot-rolled and cold-rolled
- ASTM-A715 - Standard specification for steel sheet and strip, high-strength, low-alloy, hot-rolled, and steel sheet , cold-rolled , high-strength, low-alloy, with improved formability
- ASTM-A90 - Standard test methods for weight (mass)of coating iron or steel articles with zinc-alloy coatings
- ASTM-B6 - Standard specification for zinc
- ASTM-F568 - Standard specification for carbon an alloy steel externally threaded metric fasteners
- AWS D1.0 - American Welding Society Standards - “Code for welding in buildings construction”
- IEC 826 - Loading and strength of overhead transmission line
- ISO 898-1 - Mechanical Properties of Fasteners - Part 1 : Bolts, screws and studs
- ISO 898-2 - Mechanical Properties of Fasteners - Part 2 : Nuts with specified Proof Load Values – Coarse threads
- ISO 4016 - Hexagon Head Bolts – Product grade C
- ISO 4034 - Hexagon Nuts – Product grade C
- ISO 261 - General Purpose Metric Screw Threads- General Plan
- ISO 965 - General purpose Metric Screw Threads Tolerances – Parts 1,2 and 3
- ISO 4759/1 - Tolerances for Fasteners - Part 1 : Bolts, Screws and Nuts with threads $\geq 1,6\text{mm}$ and $\leq 150\text{mm}$ and product grades A,B and C
- ISO 7091 - Plain washers - Normal Series Product Grade C
- NBR-10647 - Desenho técnico
- NBR-5909 - Cordoalha de Fios de Aço Zincados para estais, tirantes,cabos mensageiros e usos similares
- NBR-6109 - Cantoneiras de abas iguais de aço laminadas. Dimensões e Tolerâncias
- NBR-7414 - Zincagem por imersão a quente
- NBR-7397 - Produto de aço ou de ferro fundido – Verificação do revestimento de zinco – Determinação da massa por unidade de área
- NBR-7398 - Produto de aço ou de ferro fundido revestido de zinco por imersão a quente – Verificação da aderência da camada de zinco

- NBR-7399 - Produto de aço ou de ferro fundido revestido de zinco por imersão a quente - Verificação da espessura do revestimento por processo não destrutivo.
- NBR-7400 - Produto de aço ou de ferro fundido - Revestimento de zinco por imersão a quente- Verificação da uniformidade de revestimento
- NBR-8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (Método dos Estados Limites)
- NBR-8842 - Suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – Resistência ao carregamento
- NBR-8850 - Execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – procedimento

4. PROJETO ESTRUTURAL

4.1. MATERIAIS

4.1.1. Perfis e Chapas

4.1.1.1. Características Mecânicas

a) Os perfilados e chapas de uma mesma torre devem ser todos de um só tipo de aço ou, no máximo, de dois tipos, sendo um comum e outro de alta resistência.

b) Os aços devem ter as características segundo as normas abaixo relacionadas. Na Tabela 1 , no anexo 1, constam as características principais dos aços.

- Aço comum: ASTM-A36;
- Aços de alta resistência e baixa liga: ASTM-A242, A529, A572 e A588;
- Aço para chapas finas e tiras laminadas a quente: ASTM-A570;
- Aço de alta resistência e baixa liga para chapas finas e tiras laminadas a quente e a frio: ASTM-A607 e ASTM-A715;
- Aço de alta resistência e baixa liga com resistência a corrosão para chapas finas e tiras laminadas a quente e a frio: ASTM-A606.

NOTA: Aços especificados por outras normas e que apresentem características similares aos das normas acima citadas podem ser usados, eventualmente, desde que previamente aceitos pela CONTRATANTE.

4.1.1.2. Tipos de Perfis

Devem ser utilizadas cantoneiras laminadas e, eventualmente, perfis "C". Em casos específicos e com aprovação da CONTRATANTE, poderão ser utilizados perfis de chapa dobrada a frio.

4.1.1.3. Dimensões

a) O comprimento máximo de qualquer perfil, em peça única, deve ser de 9 (nove) metros.

b) No projeto da torre devem ser adotadas as seguintes espessuras mínimas, exceto se, nas Condições Específicas de Projeto estejam especificadas outras espessuras mínimas em função de condições inerentes à região onde as estruturas serão montadas (ambientes e solos corrosivos, etc):

- estruturas = 3 mm ou 1/8"
- grelhas = 5 mm ou 3/16"
- stubs = no mínimo igual à espessura do montante
- chapas de ligação = a espessura mínima não pode ser inferior à espessura da barra que está sendo conectada, observando-se o mínimo de 3mm ou 1/8".

4.1.2. Parafusos

4.1.2.1. Características mecânicas

a) Os parafusos devem ter as características especificadas nas normas ASTM-A394 ou ISO 898-1. De acordo com a classificação por tipo ou classe estabelecidas nestas normas, as características de resistência para os tipos normalmente usados em estruturas para linhas de transmissão são as seguintes:

I - ASTM A394 Tipo "0" - galvanizado, de baixo ou médio carbono:

- Tensão limite de ruptura $F_u = 5100$ daN/cm²
- Tensão limite de cisalhamento na rosca $F_v = 3805$ daN/cm²
- Tensão limite de cisalhamento no corpo $F_v = 3165$ daN/cm²

II - ASTM A394 Tipo "1" - galvanizado, de médio carbono com tratamento térmico:

- Tensão limite de ruptura $F_u = 8275$ daN/cm²
- Tensão limite de cisalhamento na rosca ou corpo.. $F_v = 5130$ daN/cm²

III - ISO 898-1 Classe 5.8 - galvanizado, de baixo ou médio carbono:

- Tensão limite de ruptura $F_u = 5200$ daN/cm²
- Tensão limite de cisalhamento na rosca $F_v = 3810$ daN/cm²
- Tensão limite de cisalhamento no corpo $F_v = 3220$ daN/cm²

IV - ISO 898-1 Classe 8.8 – galvanizado, de médio carbono com tratamento térmico:

- Tensão limite de ruptura .(diâmetro ≤ 16 mm) $F_u = 8000$ daN/cm²
- Tensão limite de ruptura (diâmetro >16 mm) $F_u = 8300$ daN/cm²
- Tensão limite de cisalhamento na rosca ou corpo $F_v = 4960$ daN/cm²
(diâmetro ≤ 16 mm)
- Tensão limite de cisalhamento na rosca ou corpo $F_v = 5150$ daN/cm²
(diâmetro > 16 mm)

b) A tensão de cisalhamento limite F_v para outros tipos de aços pode ser obtida a partir da tensão limite de ruptura F_u , através da seguinte expressão:

$$F_v = 0,62 \cdot F_u \quad [\text{daN/cm}^2]$$

c) Para cada diâmetro de parafuso, numa mesma torre, só pode ser utilizado um mesmo tipo de aço.

4.1.2.2. Dimensões

a) É permitido empregar parafusos tanto da série métrica (M12, M14, M16, M20, M24) quanto em polegadas (1/2", 5/8", 3/4", 7/8", 1");

- b) Os parafusos devem ter cabeças hexagonais e obedecer à Norma ASME-B18.2.1, com tolerância 2A, para parafusos em polegadas, e ISO 4016 (grau C) com tolerância conforme ISO 4759/1 , para parafusos métricos.
- c) A seção transversal do corpo dos parafusos (A_p), assim como a área líquida (A_s) e a área da raiz (A_r) da rosca, constam na tabela abaixo:

DIÂMETRO	Área do Corpo A_p [cm ²]	n	p [mm]	Área Líquida da Rosca A_s [cm ²]	Área da Raiz da Rosca A_r [cm ²]
1 / 2 "	1,267	13	-	0,915	0,811
5 / 8 "	1,979	11	-	1,458	1,303
3 / 4 "	2,850	10	-	2,155	1,948
7 / 8 "	3,879	9	-	2,979	2,708
1 "	5,067	8	-	3,908	3,558
M12	1,131	-	1,75	0,843	0,743
M14	1,539	-	2,00	1,154	1,021
M16	2,011	-	2,00	1,567	1,411
M20	3,142	-	2,50	2,448	2,204
M24	4,524	-	3,00	3,525	3,174

NOTAS: 1) Parafusos em polegadas: $A_s = \pi / 4 [d - (0,9743 / n)]^2 \cdot 6,452$ [cm²]

2) Parafusos métricos: $A_s = \pi / 4 [d - 0,9382 \cdot p]^2 \cdot 0,01$ [cm²]

Onde:

d = diâmetro nominal do parafuso em polegadas ou milímetro;

n = número de fios ou sulcos por polegada;

p = passo, em mm.

- 3) A área da raiz da rosca é baseada no diâmetro efetivo ou primitivo.

4.1.2.3. Torques de Aperto

- a) No projeto e montagem das torres devem ser observados os seguintes torques para aperto dos parafusos:

DIÂMETRO	TORQUE [daN x m]		ESFORÇO DE TRAÇÃO PRODUZIDO [daN]	
	MIN.	MAX.	MIN.	MÁX.
1 / 2 "	3,5	5,5	1378	2165
5 / 8 "	7,0	10,5	2205	3307
3 / 4 "	12,0	19,0	3150	4986
7 / 8 "	18,0	30,0	4050	6750
1 "	25,0	45,0	4922	8858
M12	3,0	4,5	1250	1875
M14	5,0	7,5	1785	2678
M16	7,5	11,5	2344	3593
M20	13,0	22,0	3250	5500
M24	20,0	39,0	4167	8125

b) Os valores de torque máximo foram obtidos considerando-se a seguinte fórmula aproximada, para correlacionar o torque com tração produzida no parafuso, no regime elástico:

$$T = K \cdot P \cdot D \quad [\text{daN} \times \text{m}]$$

Onde:

T = torque aplicado no parafuso, em daN.m;

K = coeficiente de proporcionalidade que depende do ângulo de inclinação entre estrias e do coeficiente de atrito entre parafuso e porca . Segundo William Mac Guire, $K \sim 0,20$;

P = solicitação de tração produzida pelo torque, em daN;

D = diâmetro nominal do parafuso, em m.

c) A tensão máxima de tração (f_T) produzida nos parafusos pelos torques máximos consta na tabela abaixo:

Parafuso	Seção:	f_T
ASTM A394 Tipo "0" e ISO 898-1 Classe 5.8	corpo	35 % . F_u
	rosca	46 % . F_u
ASTM A394 Tipo "1" e ISO 898-1 Classe 8.8	corpo	22 % . F_u
	rosca	29 % . F_u

4.1.3. Parafusos-Degrau

4.1.3.1. Características mecânicas

Os parafusos-degrau devem ser fabricados com aço que apresente, como mínimo, as características mecânicas da norma SAE-1010/1020.

4.1.3.2. Dimensões

Os parafusos-degrau devem ter as seguintes dimensões:

- a) bitola mínima = 5/8" ou M16;
- b) comprimento útil = 15 cm;
- c) comprimento da rosca = 70 mm \pm 2 mm
- d) cabeça: - diâmetro = 35 mm \pm 2 mm;
- altura = 10 mm \pm 1 mm.

4.1.4. Porcas

4.1.4.1. Características mecânicas

Para cada tipo de parafuso estabelecido nas normas ASTM A394 e ISO 898-1, deve corresponder uma porca de características estabelecida nas normas ASTM-A563 (em polegadas) ou ISO 898-2 (porcas métricas), conforme tabela abaixo:

Parafusos	Porcas
ASTM A394 Tipo "0"	ASTM A563 grau A
ASTM A394 Tipo "1"	ASTM A563 grau DH
ISO 898-1 Classe 5.8	ISO 898-2 Classe 5
ISO 898-1 Classe 8.8	ISO 898-2 Classe 8

4.1.4.2. Dimensões

As porcas devem ser hexagonais e de acordo com as normas ASME-B18.2.2 (porcas em polegadas) e ISO 4034 produto grau C (porcas métricas).

4.1.5. Arruelas

4.1.5.1. Característica Mecânicas

As arruelas podem ser de aço ASTM-A283 ou outros aços carbonos de baixa, média e alta resistência.

4.1.5.2. Dimensões

As arruelas podem ser redondas ou quadradas, atendendo a ASME-B18.22.1 "type B - NARROW" (parafusos em polegadas), ou ISO 7091 (parafusos métricos), com as seguintes dimensões e tolerâncias:

Parafuso	Diâmetro ou Lado da Arruela (mm)	Diâmetro do Furo (mm)
1 / 2 "	25,4 +/- 0,4	14,3 +/- 0,4
5 / 8 "	32,0 +/- 0,5	17,5 +/- 0,5
3 / 4 "	35,2 +/- 0,5	20,7 +/- 0,5
7 / 8 "	37,6 +/- 0,5	23,8 +/- 0,5
1 "	44,7 +/- 0,5	27,0 +/- 0,5
M12	23,5 +/- 0,5	13,5 +/- 0,4
M14	27,5 +/- 0,5	15,5 +/- 0,5
M16	29,5 +/- 0,5	17,5 +/- 0,5
M20	36,5 +/- 0,5	22,0 +/- 0,5
M24	43,5 +/- 0,5	26,0 +/- 0,5

4.1.5.3. Espessuras

As espessuras podem variar de 3mm a 6,3 mm, com tolerâncias de $\pm 0,4$ mm.

4.1.6. Palnuts ou Arruelas de Pressão

O material de fabricação dos Palnuts deve ser de aço SAE-1010/1020 ou SAE-J4896, enquanto que o das arruelas de pressão, de aço SAE-J4896.

4.1.7. Estais e Ferragens para Estais

4.1.7.1. Características Mecânicas

- a) As cordoalhas dos estais e , quando aplicáveis, as cordoalhas de armação das torres estaiadas, assim como as cordoalhas do cabo de interconexão dos mastros destas estruturas deverão ser de aço EHS galvanizado , com características mecânicas conforme tabela abaixo. As cordoalhas deverão atender a norma ASTM A475 , exceto no que se refere a carga de ruptura. O sentido de encordoamento da última camada de fios da cordoalha deverá ser o mesmo do pré-formado da ferragem de conexão .

Diâmetro nominal em polegadas	Construção da Cordoalha	Carga de Ruptura mínima efetiva em daN
1/2"	1x19	12750
9/16"	1x19	16670
5/8"	1x19	20600
11/16"	1x19	25500
3/4"	1x37	28440
13/16"	1x37	35300
7/8"	1x37	39230
1"	1x37	49030
1 1/8"	1x37	58840

- b) As ferragens dos estais, dos cabos da armação e interconexão das torres estaiadas deverão ser de aço galvanizado com carga de ruptura mínima igual ou superior a da cordoalha de aço correspondente.
- c) As conexões dos estais com a torre e com as hastes âncoras deverão ser feitas com pré-formados tipo "Big-grip" ou "Vari-grip".

4.2. CRITÉRIOS DE PROJETO

4.2.1. Silhuetas das Torres

Tomando por referência a silhueta básica apresentada nas Condições Específicas de Projeto, o PROJETISTA deve definir a silhueta definitiva de projeto de cada torre. O desenho deve conter além de todas as cotas principais (verticais e horizontais) da torre, a formação (extensões e pernas) , a posição dos cabos tanto para a cadeia em repouso quanto em balanço e ângulos de inclinação dos estais .

4.2.2. Detalhes Gerais

4.2.2.1. Otimização

No projeto das torres o PROJETISTA deve procurar, sem deixar de atender as exigências contidas nas Condições Específicas de Projeto, otimizar o peso da torre, estudando a melhor solução para os seguintes pontos:

- a) inclinação dos montantes;
- b) abertura da base;
- c) inclinação dos mastros e dos estais;
- d) bitolas dos elementos (dimensionar e escolher bitolas comerciais sem folgas não justificadas);
- e) garantia de qualidade na montagem;
- f) apresentar facilidades de fabricação, estocagem e montagem. Dentro destes objetivos, o PROJETISTA deve, sempre que possível, e desde que não cause um significativo aumento de peso, preocupar-se em:
 - limitar o comprimento máximo das peças, bem como configurar treliçamento, ligações e emendas que viabilizem e facilitem a montagem manual das peças. Eventualmente, peças auxiliares de montagem podem ser utilizadas;
 - reduzir, sempre que possível, a quantidade de peças diferentes para cada tipo de torre, principalmente quando se trata de peças que representam quantidades muito pequenas e/ou que correspondam a um insignificante aumento de peso. Para os mastros de torres estaiadas é recomendável que sejam utilizadas o maior número possível de peças idênticas, especialmente as suas diagonais;
 - minimizar a variação de comprimento e diâmetro de parafusos.

4.2.2.2. Geometria das torres

- a) As torres autoportantes podem ter base quadrada ou retangular, observando-se o indicado nas Condições Específicas de Projeto. No caso de base retangular, suas dimensões devem ser escolhidas, quando possível, de modo que os esforços nas barras principais (montantes) sejam da mesma ordem de grandeza para vento atuando tanto na direção transversal quanto na direção longitudinal;
- b) As inclinações dos estais das torres estaiadas devem ser mantidas para qualquer altura da estrutura;
- c) Torres do tipo “chainete” e “cross-rope” são bastante flexíveis e requerem que as distâncias elétricas sejam verificadas com a estrutura com sua geometria deformada, devido a atuação dos carregamentos.

4.2.2.3. Extensões e Pernas

As extensões e as pernas de cada tipo de torre devem ser concebidas e detalhadas atendendo ao seguinte:

- a) As exigências contidas nas Condições Específicas de Projeto;
- b) Tanto no tronco básico como nas extensões, deve ser possível montar quaisquer das alturas de pernas previstas;

- c) Quando não houver exigência específica em contrário, o comprimento de cada extensão do corpo da torre deve ter no máximo, o comprimento da segunda maior perna. Este recurso garante, ao nível das extensões, um desnivelamento mínimo entre pernas;
- d) O comprimento das pernas mais longas deve ser fixada considerando-se a necessidade de uma rigidez adequada que assegure a estabilidade não só das barras, como do conjunto. Portanto, quando não houver exigência específica sobre o assunto, cabe ao PROJETISTA estudar a melhor solução de comprimento de pernas, combinando com o comprimento das extensões e a abertura da torre;
- e) As diferentes alturas das torres estaiadas serão obtidas variando-se as extensões, ou combinações de extensões, na porção central dos mastros, permanecendo, portanto, seus extremos idênticos em qualquer composição de altura da estrutura;
- f) As extensões do mastro de uma mesma torre estaiada devem apresentar conexões idênticas e devem ser projetadas de modo a serem montadas em qualquer sequência na composição das alturas da estrutura.

4.2.2.4. Barras chatas, tubos e hastes

Não devem ser empregadas, como peças estruturais de torres, barras chatas, tubos ou hastes.

4.2.2.5. Montantes duplos

O emprego de cantoneiras duplas em "+" nos montantes deve ser evitado, sendo admitido somente quando não for possível a utilização de cantoneiras simples de aço de alta resistência ou de bitola superior.

4.2.2.6. Emendas de montantes

- a) As emendas de montantes de abas diferentes devem ser feitas, preferencialmente, por superposição das cantoneiras. A aresta da cantoneira interna deve ser esmerilhada para permitir um perfeito ajustamento entre as faces das cantoneiras;
- b) As emendas dos montantes devem localizar-se tão perto quanto possível e logo acima dos pontos de ligação dos quadros horizontais, das diagonais ou da fundação;
- c) A emenda com a fundação deve ser feita imediatamente acima da ligação com a diagonal da perna, e permitir o uso, indiferentemente, com grelha ou com stub.

4.2.2.7. Emendas de treliças em "X"

Nas treliças em "X", trabalhando simultaneamente à compressão e à tração, deve-se observar o seguinte:

- a) Sempre que possível, evitar emendas;
- b) Quando necessária, fazê-las simetricamente tão perto quanto possível do ponto de cruzamento, preferencialmente no menor vão;
- c) Não devem ser emendadas através de chapa de ligação no ponto de cruzamento, pois não é admitido redução de sua rigidez à flexão.

4.2.2.8. Ângulo mínimo entre duas barras

O ângulo entre duas barras concorrentes não deve ser inferior a 13 graus. Quando isto não puder ser evitado, por alguma exigência pré-estabelecida, o PROJETISTA deve dedicar especial atenção para evitar um mau comportamento do conjunto.

4.2.2.9. Drenagem das peças

A posição das cantoneiras deve ser prevista de modo que, sempre que possível, seja evitado o acúmulo de água e de impurezas. Nas peças em que isto não for possível, devem ser previstos furos ou dobras na aba da cantoneira para a devida drenagem.

4.2.2.10. Barras pré-tracionadas

As barras que sempre trabalham tracionadas devem ter seu comprimento reduzido da seguinte forma:

- a) barras com comprimento menor ou igual a 4500 mm, devem ser reduzidas de 3,0 mm (1/8");
- b) barras com comprimento maior do que 4500 mm, devem ser reduzidas de 3,0 mm (1/8") mais 1,5 mm (1/16") para cada comprimento adicional de 3000 mm ou fração;
- c) para cada ligação intermediária, reduzir o comprimento da barra de 1,5 mm (1/16"), se a ligação for de superposição, ou 3,0 mm (1/8"), se a ligação for de topo.

4.2.2.11. Rigidez da Torre

Para garantir a rigidez e a estabilidade adequada, o PROJETISTA deve considerar o seguinte:

- a) Devem ser colocados, necessariamente, diafragmas horizontais na junção das pernas com o corpo ou extensão, na junção da parte inferior dos braços com o corpo da torre, assim como no interior dos mastros das torres estaiadas. Quando existir "Delta", também na sua ligação com o tronco inclinado da torre deve haver um quadro rígido;
- b) Cabe ao PROJETISTA a responsabilidade de verificar a necessidade de colocação de diafragmas de contraventamento horizontal interno em outros níveis da torre, particularmente quando se trata de troncos ou extensões de grandes dimensões. Uma rigidez mínima deve ser garantida para que os painéis laterais não tornem-se muito flexíveis a ponto de apresentarem vibrações e ou entrarem em ressonância com a ação do vento;
- c) As pernas das torres, visando reduzir a esbeltez das barras ou do próprio conjunto, podem receber um contraventamento interno, ligando uma face a outra, em diagonal.

4.2.2.12. Barras sujeitas a cargas de 100 daN para manutenção e montagem

As barras horizontais ou que façam ângulo menor que 45° com a horizontal, devem resistir a uma carga vertical de 100 daN, aplicada em seu ponto médio, independente de qualquer outra carga, sem deformação permanente.

4.2.2.13. Barras sujeitas a cargas de 400 daN para manutenção e montagem

As barras horizontais das vigas ou mísulas, próximas à fixação das cadeias de isoladores, devem suportar uma carga vertical de 400 daN, aplicadas em seu ponto médio, independente de qualquer outra carga, sem deformação permanente.

4.2.2.14. Ligações

O projeto das torres deve prever que as ligações sejam aparafusadas. De um modo geral, as diagonais devem ser aparafusadas diretamente nos montantes e entre si, reduzindo-se o emprego de chapas de ligação ao mínimo possível. No projeto das ligações deve ser observado o seguinte:

a) A distância mínima entre furos deve atender às seguintes condições:

$$1^a) s \geq (1,2 p) / (F_u \cdot t) + 0,6 d$$

Onde:

s = distância mínima sem tolerância de fabricação;

F_u = tensão limite de ruptura à tração da chapa ou do parafuso;

t = espessura da chapa;

d = diâmetro nominal do parafuso;

p = força máxima transmitida pelo parafuso.

$$2^a) s \geq \text{diâmetro da porca} + 3/8" \text{ (recomendação para montagem).}$$

Onde, o diâmetro máximo das porcas, conforme ASME-B18.2.2 e ISO 4034, consta nas seguintes tabelas:

Parafuso em polegadas	Diâmetro da Porca [mm]
1/2	22,0
5/8	27,5
3/4	33,0
7/8	38,5
1	44,0

Parafuso métrico	Diâmetro da Porca [mm]
M12	19,9
M14	22,8
M16	26,2
M20	33,0
M24	39,6

b) A distância mínima do furo à borda, na direção do esforço ou inclinada, deve atender as seguintes condições:

$$1^a) e \geq 1,2 p / F_u \cdot t \text{ (barras carregadas)}$$

$$2^a) e \geq 1,3 d \text{ (barras carregadas)}$$

$$3^a) e \geq 1,2 d \text{ (barras redundantes)}$$

$$4^a) e \geq t + d / 2 \text{ (barras carregadas e redundantes, só para furos puncionados)}$$

Onde:

e = distância máxima sem tolerância de fabricação;

- F_u = mínima tensão limite de ruptura da parte conectada;
- t = espessura da chapa mais fina;
- d = diâmetro nominal do parafuso;
- p = força máxima transmitida pelo parafuso.

c) A distância mínima do furo à borda, na direção perpendicular ao esforço, deve atender as seguintes condições:

- 1^a) $f \geq 0,85 \cdot e$ (perfis laminados)
- 2^a) $f \geq 0,85 \cdot e + 1,588 \text{ mm}$ (perfis de chapa dobrada e chapas).

Onde:

f = distância mínima sem tolerâncias de fabricação e laminação.

NOTA: As tabelas M e P, no anexo 2, apresentam as distâncias mínimas de barras carregadas para tensões de esmagamento correspondentes a $1,083.F_u$, $1,25.F_u$ e $1,50.F_u$. Estas distâncias foram calculadas considerando-se tolerâncias de laminações conforme ASTM-A6/A6M e tolerâncias de fabricação conforme Figura 1, em anexo. Para outros valores da tensão de esmagamento, outras tolerâncias de fabricação e para barras redundantes, devem ser utilizadas as fórmulas do item anterior para cálculo das distâncias mínimas.

4.2.2.15. Excentricidades nas ligações

As ligações das barras devem ser projetadas de maneira a evitar solicitações secundárias devidas às excentricidades nas conexões. As solicitações adicionais resultantes dessas excentricidades devem ser levadas em consideração no cálculo das peças ligadas em tais situações, bem como nos próprios parafusos da ligação.

4.2.2.16. Parafusos

No projeto dos parafusos devem ser observados os seguintes detalhes:

- a) *Comprimento do corpo do parafuso*: os parafusos devem ter comprimento dimensionados de forma a garantir que os esforços de cisalhamento da ligação sejam transmitidos estritamente através do corpo dos mesmos;
- b) *Comprimento das roscas*: Os parafusos devem ter comprimentos totais e de rosca que permitam o aperto dos mesmos, sobrando após o aperto, um comprimento de parafuso de 3 a 12mm, com no mínimo 1 filete de rosca de folga;
- c) *Travamento*: Fica a critério da Contratante a utilização de algum dispositivo de travamento, podendo ser utilizados “palnuts” ou arruelas de pressão . Estes dispositivos deverão ser solicitados nas Condições Específicas do Fornecimento .

4.2.2.17. Parafusos-degrau

- a) Os parafusos-degrau, quando não houver definição contrária nas Condições Específicas de Projeto, devem ser instalados a partir de cerca de 3 metros acima do solo até o topo da torre, com espaçamento aproximadamente constante entre 35 e 40 cm;
- b) Nos troncos, extensões e pernas das torres os parafusos-degrau devem ser instalados conforme indicado nos desenhos da silhueta básicas da torre. Caso não haja definição, serão instalados em um dos montantes, até o topo.

4.2.2.18. Apoios dos mastros de torres estaiadas

As conexões dos mastros das torres estaiadas com suas fundações serão do tipo rotuladas, permitindo a rotação dos mesmos em todas as direções. No plano transversal a base convexa de apoio deverá permitir a inclinação do mastro com sua maior e menor altura.

4.3. DIMENSIONAMENTO DAS TORRES

4.3.1. Critérios gerais de Projeto

4.3.1.1. Método dos Estados Limites

O dimensionamento estrutural deve ser realizado mediante a aplicação da metodologia dos Estados Limites. Portanto, as estruturas são verificadas tanto para condições definidas para Estados Limites Últimos quanto para Estados Limites de Utilização.

4.3.1.2. Estados Limites Últimos

Para Estados Limites Últimos, a estrutura deve ser dimensionada para resistir as solicitações causadas pelas cargas de projeto atuantes. Nestas condições, a seguinte equação deve ser satisfeita:

$$S_d \leq R_d$$

Onde:

- S_d representa as *Solicitações de cálculo* (tração, compressão, flexão, cisalhamento), atuantes nos diferentes elementos da estrutura, obtidas através da análise estrutural quando submetida aos carregamentos especificados.
- R_d representa a *resistência de cálculo* da estrutura (tração, compressão, flexão, cisalhamento, esmagamento). É obtida através da aplicação do fator de resistência Φ_R sobre a *resistência limite* R_k de cada elemento da estrutura, conforme segue:

$$R_d = \Phi_R \cdot R_k$$

- R_k representa a *resistência limite* da estrutura, obtida com base na tensão característica (escoamento, ruptura, cisalhamento, esmagamento) ou da flambagem da(as) barra(as) crítica(as) da estrutura.
- Φ_R é o *fator de resistência* que minor a *resistência limite* da torre ou dos seus elementos, para a obtenção da *resistência de cálculo* da mesma. Valores de Φ_R estão especificados no item 4.3.1.4.

4.3.1.3. Estados Limites de Utilização

As estruturas devem ser dimensionadas ou verificadas para satisfazer as condições específicas dos Estado Limite de Utilização. Neste caso, as estruturas devem, além de resistir às cargas aplicadas, apresentar desempenho satisfatório durante a vida útil da LT, sem danos ou defeitos que possam comprometer o seu desempenho, sua durabilidade ou seu próprio impacto visual. Desta forma, a verificação das torres quanto a deformações permanentes, entre outras que podem ser exigidas nas Condições Específicas de Projeto, é uma condição considerada necessária. No item 4.3.1.5. encontra-se especificado o limite de deformação a ser observado neste caso.

4.3.1.4. Fator de Resistência Φ_R

Para dimensionamento ou verificação dos diferentes elementos de uma torre para Estados Limites Últimos deve ser utilizado o fator de minoração da resistência limite (ou característica) de acordo com as seguintes condições de projeto:

a) Para torre projetada segundo padrões usuais e testada através de protótipo: $\Phi_R = 0,94$;

b) Para torre projetada sem teste de protótipo: $\Phi_R = 0,90$ para estruturas de suspensão

$\Phi_R = 0,85$ para estruturas de ancoragem e especiais

NOTAS: 1) O valor de Φ_R foi estabelecido a partir de estudos realizados em ensaios de cerca de 60 protótipos de torres autoportantes tronco piramidal testadas no Brasil. Os resultados, em termos de coeficiente de variação e média, foram: $C_v = 7.83\%$, $R_m = 1.047$, tendo como referência o valor limite de resistência R_k da(s) barra(s) crítica(s), normalizada em 1,00.

2) No valor de Φ_R não estão considerados outros fatores recomendados no documento IEC 826 "Loading and strenght of overhead transmission line", como fator da qualidade de fabricação e montagem. Considerando-se que as condições de qualidade de fabricação e de montagem das torres sejam similares às do protótipo, pode-se admitir que no fator Φ_R já estão incorporados tais fatores.

3) Nas condições Específicas de Projeto pode estar indicado outro valor de Φ_R , à critério da CONTRATANTE.

4.3.1.5. Limite de Deformação

Para verificação da deformação transversal ou longitudinal de uma estrutura ou de parte da mesma, definido como um Estado Limite de Utilização para estrutura submetida a carregamento permanente, não deve ser superior a $H/100$.

O carregamento considerado permanente pode ser caracterizado ,com boa aceitabilidade, a condição EDS , sendo recomendadas as seguintes situações :

- Torre de Suspensão em deflexão na LT: componente transversal da tração dos cabos para ângulos usuais , assim como o caso de um circuito montado só de um lado (desequilíbrio vertical);

- Torre de Ancoragem ou Fim de Linha : tração dos cabos (fim de linha) e componente transversal da tração dos cabos (torre em ângulo).

4.3.2. Carregamentos de Projeto

4.3.2.1. Para Estados Limites Últimos

As árvores de carregamento "U" para Estados Limites Últimos devem constar nas Condições Específicas de Projeto. De forma geral, para cada árvore de carregamento, o PROJETISTA deve:

a) Calcular as forças de vento atuantes na própria estrutura, determinando o coeficiente de arrasto da estrutura, assim como as áreas de incidência de vento. A pressão do vento deve estar indicada nas Condições Específicas de Projeto.

b) Calcular o peso próprio da estrutura .

4.3.2.2. Para Estados Limites de Utilização

As árvores de carregamento "P" para Estados Limites de Utilização devem constar nas Condições Específicas de Projeto.

4.3.3. Análise da estrutura

4.3.3.1. Análise estática

Para o cálculo das solicitações S_d atuantes em cada elemento da estrutura, assim como dos deslocamentos no topo ou em outros pontos de interesse, uma análise estática, que considere a rigidez das barras, é requerida. Para as torres autoportantes esta análise pode ser linear-elástica desde que não haja exigência, necessidade ou conveniência de uma análise *não-linear*.

NOTAS: 1) Uma análise *não-linear geométrica* pode se tornar necessária quando os efeitos de 2ª ordem forem importantes a ponto de poder causar a instabilidade da estrutura.

- 2) Uma análise *não-linear física* (plástica) é recomendada quando se deseja aproveitar a sobrecapacidade de resistência dos materiais devido ao efeito da redistribuição de esforços. Este efeito só é possível quando o material apresentar suficiente ductilidade.

Torres estaiadas, quando comparadas com torres autoportantes, apresentam um problema peculiar de análise. Além do comportamento não-linear dos estais (modelados como barras resistentes somente à tração ou elementos de cabos), o projetista deverá levar em conta os efeitos de grandes deflexões e altas cargas de compressão nos mastros, que podem levar ao colapso destes elementos. Por estas razões é imperativo que seja feita uma análise computacional não-linear geométrica, ou análise de 2ª ordem destas estruturas para que se possa determinar com precisão os esforços finais nas barras destas estruturas.

4.3.3.2. Análise dinâmica

Uma análise dinâmica pode se tornar necessária para estruturas com geometria fora de padrões usuais, muito esbeltas, com período fundamental maior do que 1 s.

4.3.3.3. Solicitações nas barras

As solicitações de cada elemento da estrutura devem ser calculadas para todos os carregamentos apresentados. Os valores máximos de tração e de compressão de cada carregamento podem ser apresentados numa tabela onde as barras simetricamente iguais estejam agrupadas numa única variável de projeto.

4.3.3.4. Solicitações nas fundações

As solicitações transmitidas para as fundações (reações) calculadas ao nível do topo das mesmas, devem ser apresentadas para todas as árvores de carregamento, considerando eixos globais da torre e eixos locais do montante.

4.3.4. Dimensionamento de barras comprimidas

4.3.4.1. Esbeltez limite

A esbeltez efetiva = $k.L/r$ (relação entre o comprimento de flambagem L e o raio de giração r , multiplicado pelo coeficiente de comprimento efetivo k) não deve exceder aos seguintes valores:

- Montantes: $k.L/r \leq 150$

- Outras barras comprimidas: $k.L/r \leq 200$

4.3.4.2. Formação de perfis compostos comprimidos

Para a formação de perfis compostos submetidos à solicitação de compressão, devem ser observadas as seguintes condições:

- O perfil composto deve também satisfazer a esbelteza limite de perfis simples, conforme consta no item acima.
- Para cada elemento do perfil composto, a esbelteza efetiva deve atender a seguinte condição:

$$k.L/r_{(PI)} \leq (3/4) \cdot k.L/r_{(PC)}$$

Onde:

(PI) = Perfil Isolado

(PC) = Perfil Composto

- Para cantoneiras com abas maiores ou iguais a 100 mm, as fixações entre os perfis simples devem ser feitas com no mínimo 2 parafusos em cada ponto.

4.3.4.3. Resistência à compressão

A solicitação de cálculo C_d , deve ser menor ou igual à resistência de cálculo R_{cd} , ou seja:

$$C_d \leq R_{cd} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$$R_{cd} = \Phi_R \cdot F_c \cdot A_g$$

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

A_g = área bruta da seção transversal do perfil, em cm^2 ;

F_c = tensão limite de compressão, em daN/cm^2 , obtido em função da esbelteza da barra:

$$\text{Se } k.L/r \leq C_c \text{ então : } F_c = \{ 1 - 1/2 [(k.L/r) / C_c]^2 \} F_y$$

$$\text{Se } k.L/r \geq C_c \text{ então : } F_c = 19725670 / (k.L/r)^2$$

$$C_c = \pi \cdot (2.E / F_y)^{1/2}$$

F_y = tensão limite de escoamento, em daN/cm^2 , especificado em 4.1.1.1.

$$E = 1999500 \text{ daN/cm}^2.$$

4.3.4.4. Relação w/t máxima

A relação w/t , onde w = largura plana da aba e t = espessura da aba, não deve exceder a 25.

4.3.4.5. Determinação da tensão crítica de flambagem (F_{cr})

Se w/t , conforme definido no item anterior, exceder o valor limite dado por

$$(w/t)_{\text{lim}} = 664,4 / (F_y)^{1/2}$$

então, a tensão limite F_c deve ser calculada conforme consta no item 4.3.4.3, com F_y substituído por F_{cr} , sendo:

$$\text{Se } (w/t)_{\text{lim}} \leq w/t \leq 1195,9 / (F_y)^{1/2}$$

$$F_{cr} = [1,677 - 0,677 (w/t) / (w/t)_{\text{lim}}] F_y$$

$$\text{Se } w/t \geq 1195,9 / (F_y)^{1/2}$$

$$F_{cr} = 655220 / (w/t)^2$$

4.3.4.6. Determinação da Esbeltez Efetiva.

a) Esbeltez efetiva de montantes aparafusados em ambas as abas.

$$k.L/r = L/r, \text{ sendo: } 0 \leq L/r \leq 150$$

b) Esbeltez efetiva de demais barras comprimidas

Curva 1 - Barras com cargas concêntricas em ambas as extremidades.

$$k.L/r = L/r, \text{ sendo: } 0 \leq L/r \leq 120$$

Curva 2 - Barras com carga concêntrica em uma extremidade e excêntrica na outra.

$$k.L/r = 30 + 0,75 L/r, \text{ sendo: } 0 \leq L/r \leq 120$$

Curva 3 - Barras com cargas excêntricas em ambas as extremidades.

$$k.L/r = 60 + 0,5 L/r, \text{ sendo: } 0 \leq L/r \leq 120$$

Curva 4 - Barras sem restrição parcial à rotação em ambas as extremidades.

$$k.L/r = L/r, \text{ sendo: } 120 \leq L/r \leq 200$$

Curva 5 - Barras com restrição parcial à rotação em uma das extremidades.

$$k.L/r = 28,6 + 0,762 L/r, \text{ sendo: } 120 \leq L/r \leq 225$$

Curva 6 - Barras com restrição parcial à rotação em ambas as extremidades.

$$k.L/r = 46,2 + 0,615 L/r, \text{ sendo: } 120 \leq L/r \leq 250$$

4.3.5. Dimensionamento de barras tracionadas

4.3.5.1. Esbeltez limite

a) Para barras sempre tracionadas: $k.L/r \leq 375$;

b) Para barras tracionadas que podem ficar sem solicitação de tração sob certas condições de carregamento: $k.L/r \leq 250$.

4.3.5.2. Formação de perfis compostos tracionados

Para a formação de perfis compostos submetidos somente à solicitação de tração, devem ser observadas as seguintes condições:

a) O perfil composto deve satisfazer à esbeltez limite de perfis simples conforme item anterior.

b) Para cada elemento do perfil composto, a esbeltez efetiva deve atender às seguintes condições simultaneamente:

$$k.L/r_{(PI)} \leq 300$$

$$k.L/r_{(PI)} \leq k.L/r_{(PC)}$$

Onde:

(PI) = Perfil Isolado

(PC) = Perfil Composto

c) Para cantoneiras com abas maiores ou iguais a 100 mm, deve ser observado o disposto no item 4.3.4.2-c.

4.3.5.3. Área líquida de barras tracionadas

A área líquida de barras tracionadas deve ser calculada através da seguinte expressão:

$$A_n = A_g - n \cdot d_f \cdot t + [\Sigma (s^2 / 4 \cdot g)] \cdot t \quad [\text{cm}^2]$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal do perfil, em cm^2

n = quantidade de furos

d_f = diâmetro do furo = $d_p + 0,3$ cm

d_p = diâmetro nominal do parafuso [cm]

s = distâncias entre furos na direção paralela ao esforço [cm]

g = distâncias entre furos na direção perpendicular à solicitação. [cm]

t = espessura do perfil da barra tracionada

4.3.5.4. Resistência de barras com tração concêntricas

A solicitação de cálculo T_d atuando à tração concêntrica em uma barra, deve ser menor ou igual a resistência de cálculo R_{Td} desta barra. Isto é:

$$T_d \leq R_{Td} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$$R_{Td} = \Phi_R \cdot F_Y \cdot A_n$$

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_Y = tensão limite de escoamento, em daN/cm^2 , especificado no item 4.1.1.1-Tabela 1;

A_n = área líquida da seção transversal, calculada conforme item 4.3.5.3.

4.3.5.5. Resistência de barras com tração excêntricas

A solicitação de cálculo T_d atuando à tração excêntrica em uma barra deve ser menor ou igual do que a resistência de cálculo R_{Td} desta barra, ou seja:

$$T_d \leq R_{Td} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$$R_{Td} = \Phi_R \cdot F_Y \cdot A_{ne}$$

$$A_{ne} = 0,9 \cdot A_n \quad [\text{cm}^2]$$

Φ_R , F_Y e A_n , conforme item anterior.

NOTA: Para cantoneiras de abas desiguais conectadas na menor aba, a aba não conectada deve ser considerada com a mesma largura da aba menor, conectada.

4.3.6. Dimensionamento de barras de contraventamento

4.3.6.1. Esbeltez limite

$$k.L/r \leq 250$$

4.3.6.2. Comprimento efetivo de flambagem

$$k.L/r = L/r, \text{ sendo } 0 \leq L/r \leq 120$$

Curva 4 - Barras sem restrição parcial à rotação em ambas as extremidades.

$$k.L/r = L/r, \text{ sendo } 120 \leq L/r \leq 250$$

Curva 5 - Barras com restrição parcial à rotação em uma das extremidades.

$$k.L/r = 28,6 + 0,762 L/r, \text{ sendo } 120 \leq L/r \leq 290$$

Curva 6 - Barras com restrição parcial à rotação em ambas as extremidades.

$$k.L/r = 46,2 + 0,615 L/r, \text{ sendo } 120 \leq L/r \leq 330$$

4.3.6.3. Resistência da barra

As barras de contraventamento devem ter uma resistência de cálculo à compressão R_{cd} para suportar no mínimo 2,5% da máxima sollicitação de cálculo " C_d " atuante na barra principal contraventada, independente da inclinação e do número de barras de contraventamento que chegam no mesmo ponto. O seu dimensionamento segue o disposto no item 4.3.4.3.

4.3.7. Dimensionamento de barras flexo-comprimidas

Excetuando as barras em perfil cantoneira com excentricidades normais de projeto, onde as flexões produzidas pelas cargas de compressão estão consideradas através da redução da esbeltez efetiva conforme item 4.3.4.6, outras barras sollicitadas à flexo-compressão devem atender à seguinte condição:

$$\frac{C_d}{R_{cd}} + \frac{M_{dx}}{R_{Mdx}} \cdot \frac{1}{(1 - C_d / P_{ex})} + \frac{M_{dy}}{R_{Mdy}} \cdot \frac{1}{(1 - C_d / P_{ey})} \leq 1$$

Onde:

C_d = sollicitação de cálculo à compressão, em daN;

M_{dx} e M_{dy} = sollicitação de cálculo à flexão segundo os eixos x e y, em daN.cm;

R_{cd} = resistência de cálculo à compressão, conforme item 4.3.4.3, em daN;

R_{Mdx} e R_{Mdy} = resistência de cálculo à flexão segundo os eixos x e y, em daN.cm.;

$R_{Mdx} = \Phi_R \cdot F_Y \cdot W_x$ e $R_{Mdy} = \Phi_R \cdot F_Y \cdot W_y$;

$P_{ex} = \pi^2 \cdot E \cdot I_x / (K_x \cdot L_x)^2$ [daN];

$P_{ey} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (K_y \cdot L_y)^2$ [daN];

E = módulo de elasticidade : daN/cm²;

I_x e I_y = momento de inércia segundo os eixos x e y, respectivamente. [cm⁴];

K_x e K_y = coeficiente correspondente ao modo de flambagem da barra segundo os eixos x e y, respectivamente.

L_x e L_y = comprimento de flambagem, em cm;

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_Y = tensão de escoamento, em daN/cm²

W_x e W_y = momento resistente elástico segundo os eixos x e y, respectivamente, em cm³, onde x e y são os eixos principais de inércia.

4.3.8. Dimensionamento de barras flexo-tracionadas

Resistência de cantoneiras tracionadas com excentricidades normais de projeto são calculadas no item 4.3.5. Outras barras sujeitas a tração axial e flexão devem atender a seguinte condição:

$$T_d / R_{Td} + M_{dx} / R_{Mdx} + M_{dy} / M_{ry} \leq 1$$

Onde:

T_d = solicitação de cálculo à tração axial, em daN;

R_{Td} = resistência de cálculo à tração axial, conforme item 4.3.5, em daN;

M_{dx} e M_{dy} = solicitação de cálculo à flexão atuante sobre os eixos x e y , respectivamente, em daN.cm;

R_{Mdx} e $R_{Mdy} = \Phi_R \cdot F_y \cdot W_{xy}$ = resistência de cálculo à flexão correspondente aos eixos x e y , em daN.cm;

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_y = tensão limite de escoamento, em daN/cm²;

A_n = área líquida, calculada conforme definido no item 4.3.5.3, em cm²;

$W_{x,y}$ = momento resistente elástico segundo os eixos x e y respectivamente, em cm³;
onde x e y são os eixos principais de inércia .

4.3.9. Dimensionamento dos estais e suas ferragens

4.3.9.1. Estais

A solicitação de cálculo T_d em um estai , deve ser menor ou igual a resistência de cálculo R_{Td} deste elemento. Isto é:

$$T_d \leq R_{Td} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$R_{Td} = \Phi_R \cdot C_R \cdot Ru$;

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

C_R = coeficiente de ajuste de resistência de cordoalhas. Quando não estipulado nas Condições Específicas de Projeto, o valor deste coeficiente será tomado igual a 0,75 de forma que os fios da cordoalha não atinjam o escoamento;

Ru = resistência última da cordoalha de aço galvanizado, conforme tabela do item 4.1.7.

NOTA: Admite-se que o coeficiente de ajuste de resistência de cordoalhas (C_R) possa ser maior , limitado a 0,85 , para as hipóteses de contenção de cascata.

4.3.9.2. Pré-tensionamento dos estais

Para torres de suspensão, rotuladas na base, a carga de pré-tensionamento dos estais pode variar entre 5% e 10% da carga de ruptura das cordoalhas. Na prática , a mínima pré-tensão deve ser aquela que não permita que o estai fique descarregado devido a ocorrência de ventos usuais moderados (com período de retorno menor ou igual a um ano). Uma tolerância +/- 10% deste valor de pré-tensão é admitida durante as operações de montagem.

4.3.9.3. Ferragens

As ferragens dos estais e, quando aplicáveis, as ferragens das cordoalhas de armação dos conjuntos de suspensão das torres estaiadas, assim como as ferragens das cordoalhas do cabo de interconexão dos mastros destas estruturas devem ter carga de ruptura igual ou superior a da cordoalha a que estão conectadas. Quando sujeitas a 85 % da carga de ruptura das cordoalhas a que estão conectadas, tais ferragens não devem sofrer deformações permanentes.

4.3.10. Dimensionamento de ligações

4.3.10.1. Diretrizes gerais

- Deve ser utilizado no máximo dois diferentes diâmetros de parafusos por torre;
- O diâmetro mínimo dos parafusos, tanto para a estrutura quanto para as fundações, deve ser M12 ou 1/2", caso não seja especificado outro diâmetro mínimo nas Condições Específicas de Projeto, por razões inerentes à região de montagem das torres (ambientes e solos corrosivos, etc);
- O parafuso deve ter comprimento ajustado de forma que a sollicitação de corte seja no corpo, nunca na rosca;
- No caso de parafuso-degrau, a área a considerar deve ser a da seção da rosca.

4.3.10.2. Cisalhamento puro

A sollicitação de cálculo V_d que provoca esforço de cisalhamento puro nos n parafusos de uma ligação deve ser menor ou igual à resistência de cálculo R_{vd} , ou seja:

$$V_d \leq R_{vd} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$$R_{vd} = \Phi_k \cdot F_v \cdot (\Sigma A \cdot m)$$

Φ_k = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_v = tensão limite de cisalhamento, conforme item 4.1.2.1-a, em daN/cm²;

ΣA = somatório das áreas da seção do corpo A_p ou da raiz A_r dos n parafusos, em cm², sendo as áreas obtidas da tabela do item 4.1.2.2-c;

m = 1 ou 2, conforme seja o número de seções resistentes ao cortante em cada parafuso;

4.3.10.3. Cisalhamento e tração combinados

- Cisalhamento em função da sollicitação de tração:* A sollicitação de cisalhamento V_d atuando de forma combinada com uma sollicitação de tração T_d numa ligação com n parafusos deve ser menor ou igual à resistência de projeto R_{vd} , ou seja:

$$V_d \leq R_{vd} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$V_d = C_d$ ou T_d , ou seja, o maior dos esforços que pode atuar na barra, independente se de compressão ou de tração.

$$R_{vd} = \Phi_k \cdot F_v \cdot (\Sigma A \cdot m)$$

Φ_k = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_{vr} = tensão limite de cisalhamento combinada com tração, em daN/cm², obtida de uma das seguintes formas:

1^a) Para os casos gerais, pela seguinte forma:

$$F_{vr} = F_v \left[1 - (f_t / 0,60 \cdot F_u)^2 \right]^{1/2} \quad [\text{daN/cm}^2]$$

F_v = tensão limite de cisalhamento, em daN/cm², conforme item 4.1.2.1-a;

f_t = tensão de tração atuante nos parafusos, obtida a partir da seguinte expressão:

$$f_t = T_d / \Sigma A \quad [\text{daN/cm}^2]$$

ΣA = somatório das áreas da seção do corpo A_p ou área líquida A_s , dos n parafusos, em cm², sendo as áreas obtidas da tabela do item 4.1.2.2-c;

F_u = tensão limite de ruptura, definido no item 4.1.2.1-a, em daN/cm²

m = 1 ou 2, conforme seja o número de seções resistentes ao cortante em cada parafuso;

NOTA: A verificação para cisalhamento e tração combinados deve ser para uma mesma seção do parafuso. Salvo casos especiais, esta verificação é feita normalmente na seção do corpo dos parafusos.

2^a) Para o caso da tração corresponder ao torque máximo de aperto dos parafusos, conforme item 4.1.2.3, e tratar-se de parafuso ASTM A394 e ISO 898-1, F_{vr} deve ser obtido da seguinte forma:

Parafuso	Seção	f_t (torque máx.)	F_{vr} [daN/cm ²]
ASTM A394 Tipo "0" e ISO 898-1 Classe 5.8	corpo:	0,35 F_u	2570
	rosca:	0,46 F_u	2445
ASTM A394 Tipo "1" e ISO 898-1 Classe 8.8	corpo:	0,22 F_u	4615
	rosca:	0,29 F_u	4340

b) *Tração em função da solicitação de cisalhamento:* A solicitação de cálculo à tração T_d atuando de forma combinada com uma solicitação de cisalhamento V_d , numa ligação com n parafusos, deve ser menor ou igual à resistência de projeto R_{rd} , ou seja:

$$T_d \leq R_{rd} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$$R_{rd} = \Phi_k \cdot F_{TV} (\Sigma A)$$

Φ_k = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_{TV} = tensão limite de tração combinada com cisalhamento, obtido da seguinte forma:

$$F_{TV} = 0,60 \cdot F_u \left[1 - (f_v / F_v)^2 \right]^{1/2} \quad [\text{daN/cm}^2]$$

F_u = tensão limite de ruptura, definido em 4.1.2.1; em daN/cm²;

f_v = tensão atuante de cisalhamento, em daN/cm² calculado pela expressão:

$$f_v = V_d / \Sigma A \quad [\text{daN/cm}^2]$$

$V_d = C_d$ ou T_d , ou seja, o maior dos esforços que pode atuar na barra, independente se de compressão ou de tração;

F_v = tensão limite de cisalhamento nos parafusos, em daN/cm², conforme especificado em 4.1.2.1;

ΣA = somatório da área da seção do corpo A_p ou da raiz da rosca A_r dos n parafusos, em cm², conforme especificado em 4.1.2.2-c;

$m = 1$ ou 2 , conforme seja o número de seções resistentes ao cortante em cada parafuso.

4.3.10.4. Tração pura

A solicitação de cálculo T_d que provoca tração pura em n parafusos deve ser menor ou igual à resistência de cálculo R_{Td} , isto é:

$$T_d \leq R_{Td} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$$R_{Td} = \Phi_r \cdot 0,6 \cdot F_u \cdot A_s;$$

Φ_r = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_u = tensão limite de ruptura, em daN/cm², especificado em 4.1.2.1;

A_s = área líquida da rosca, em cm², especificado em 4.1.2.2-c;

4.3.10.5. Esmagamento

A solicitação de cálculo ao esmagamento V_d que provoca esmagamento em uma ligação com n parafusos em contato com chapas ou perfis deve ser menor ou igual à resistência de cálculo ao esmagamento R_{Ed} , ou seja:

$$V_d \leq R_{Ed} \quad [\text{daN}]$$

Onde:

$V_d = C_d$ ou T_d , ou seja, o maior dos esforços que pode atuar na barra, independente se de compressão ou de tração;

$$R_{Ed} = \Phi_r \cdot \Sigma (F_p \cdot A_c)$$

Φ_r = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

F_p = tensão limite de esmagamento, em daN/cm², variável entre os limites de $1,083 \cdot F_u$ e $1,50 \cdot F_u$, conforme sejam as distâncias dos furos às bordas e as distâncias entre furos. No item 4.2.2.12 estão especificadas as expressões para cálculo destas distâncias, enquanto que nas Tabelas M e P, do anexo 2, encontram-se calculados os valores das distâncias em função de alguns valores definidos de f_p ($1,083 F_u$, $1,25 F_u$ e $1,50 F_u$);

F_u = tensão limite de ruptura do aço de menor resistência em contato, em daN/cm², especificada em 4.1.1.1 ou 4.1.2.1;

A_c = área de contato entre o parafuso e a chapa ou perfil, obtida para cada um dos parafusos pela seguinte expressão:

$$A_c = d \cdot t \quad [\text{cm}^2]$$

d = diâmetro nominal do parafuso, em cm, especificado em 4.1.2.2-c

t = espessura da peça em contato, em cm.

4.4. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

4.4.1. Diretrizes Gerais

4.4.1.1. O PROJETISTA das torres deve elaborar uma planilha contendo as reações (tração, compressão e cortantes) de topo das fundações, considerando todas as árvores de carregamento especificadas. Estas reações devem ser calculadas através da análise estrutural realizada conforme estabelecido no item 4.3.3.

4.4.1.2. As solicitações ou cargas de projeto atuantes no topo das fundações, devem ser obtidas mediante majoração das reações definidas no item anterior, pelo fator de coordenação de resistência mínimo igual a 1.1. Desta forma o risco de falha da fundação torna-se menor do que o da torre. Nas Condições Específicas de Projeto pode estar especificado um outro valor para o fator de coordenação de resistência, à critério da CONTRATANTE.

4.4.1.3. A ação do peso próprio das fundações deve ser ponderada pelos respectivos coeficientes de majoração ou minoração (γ_g) de cargas conforme o tipo de solicitação ou de acordo com o especificado nas Condições Específicas de Projeto;

a) Coeficiente $\gamma_g = 1.1$ sempre que esta majoração for a favor da estabilidade, particularmente quando se verifica os efeitos das cargas verticais de compressão;

b) Coeficiente $\gamma_g = 0,9$ no caso em que esta minoração for favorável à estabilidade, particularmente quando se verifica os efeitos das cargas verticais de arrancamento.

4.4.1.4. Nas Condições Específicas de Projeto devem estar definidos os parâmetros de resistência do solo de acordo com as características da região de implantação da LT, assim como da resistência do concreto (F_{ck}) das fundações em concreto armado.

4.4.2. Dimensionamento de Grelhas

4.4.2.1. A taxa máxima de compressão atuante no terreno não pode ultrapassar ao valor especificado nas Condições Específicas de Projeto.

4.4.2.2. Para o cálculo da compressão no terreno deve ser considerada a área líquida de apoio da grelha no terreno.

4.4.2.3. Para o cálculo da resistência ao arrancamento, devem ser considerados o peso da grelha mais o peso do tronco de terra invertido, tendo como base a menor área bruta teórica de apoio da grelha no solo. O ângulo de inclinação das faces laterais do tronco, em relação à vertical, assim como o peso específico do solo, devem ser especificados nas Condições Específicas de Projeto. A altura desse tronco deve ser considerada como a distância entre os níveis da base de apoio e da superfície do terreno.

4.4.2.4. Quando houver interferência entre os volumes de solo de contribuição para estabilidade ao arrancamento das fundações, verificado para torres de menor altura, esta interferência deve ser considerada no cálculo das fundações.

4.4.2.5. Para dimensionamento das barras das grelhas devem ser utilizados os mesmos materiais e critérios estabelecidos para projeto das barras das torres, observando-se o disposto no item 4.4.1.2 acima. O coeficiente de minoração da resistência Φ_R definido em 4.3.1.4. pode, a critério

da Concessionária, ser tomado com um valor menor que o estabelecido para o dimensionamento da estrutura, tendo em vista, por exemplo, a possibilidade de corrosão das fundações em solos agressivos.

4.4.2.6. As cantoneiras horizontais ou aproximadamente horizontais de treliçamento das grelhas, sempre que for possível, devem ser posicionadas com as abas viradas para cima, visando facilitar o reaterro, evitando-se a formação de vazios que possam contribuir para o início de um processo de corrosão.

4.4.2.7. A ligação da grelha aos montantes da torre, realizada acima do nível do solo, conforme definido no item 4.2.2.6 e exigências definidas nas Condições Específicas de Projeto, deve ser idêntica à prevista para os "stubs" da fundação em concreto. Desta forma a torre pode ter, indiferentemente, qualquer um dos tipos de fundações.

4.4.2.8. As grelhas dos mastros das torres estaiadas deverão ter profundidade mínima de 1,20m, de modo a minimizar os riscos de erosão.

4.4.3. Dimensionamento de "Stubs"

4.4.3.1. O "stub" é dimensionado pelo PROJETISTA da torre, embora o projeto da fundação de concreto não seja de sua responsabilidade.

4.4.3.2. A bitola dos "stubs" não pode ser menor do que a dos montantes, e sua seção (A_n) deve ser verificada através da seguinte condição:

$$\Phi_R A_n \geq [N_d / F_Y + V_d / (0,75 \cdot F_Y)] \quad [\text{cm}^2]$$

Onde:

N_d = maior solicitação, de tração (T_d) ou de compressão (C_d), em daN;

F_Y = tensão limite de escoamento do aço, em daN/cm², especificado em 4.1.1.1;

V_d = esforço cortante perpendicular ao eixo do "stub" (eixos locais).

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

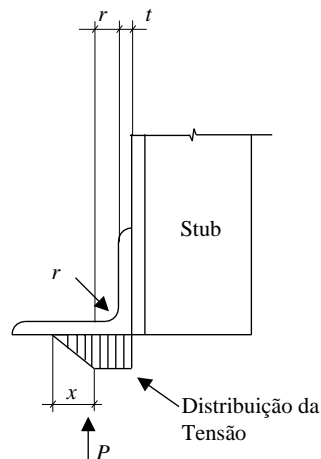
4.4.3.3. No projeto dos "stubs" deve-se considerar que o esforço de compressão ou de tração é resistido apenas pelas cantoneiras auxiliares (aletas) neles afixadas.

4.4.3.4. As aletas devem ser espaçadas de pelo menos duas vezes a largura de sua própria aba.

4.4.3.5. A resistência das aletas deve ser calculada através do seguinte critério:

$$x = t [\Phi_R F_Y / 1,19 F_{ck}]^{1/2} \quad [\text{cm}]$$

$$P = 1,19 \cdot F_{ck} \cdot b [t + r + x/2] \quad [\text{daN}]$$



F_{ck} = tensão característica do concreto, em daN/cm², indicada nas Condições Específicas de Projeto;

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

P = resistência da aleta, em daN;

t = espessura do perfil da aleta (cantoneira), em cm;

r = raio de laminação do perfil da aleta (cantoneira), em cm;

b = comprimento da aleta, em cm.

NOTA: Para assegurar a resistência P acima calculada, a aleta deve estar conectada ao stub com um número suficiente de parafusos ou solda, de modo a possibilitar a transferência tanto de esforços cisalhantes quanto de momentos fletores.

4.4.4. Dimensionamento de Chumbadores

4.4.4.1. Os chumbadores são dimensionados pelo PROJETISTA da torre, embora o projeto da fundação de concreto não seja de responsabilidade do mesmo.

4.4.4.2. Para reduzir o comprimento dos chumbadores, podem ser usados ganchos, conforme critério da NBR 6118.

4.4.4.3. No dimensionamento da seção transversal do chumbador devem ser consideradas as solicitações de tração e cisalhamento, de acordo com a seguinte condição:

$$\Phi_R A_r \geq [T_d / F_Y + V_d / (u \cdot 0,85 \cdot F_Y)] \quad [\text{cm}^2]$$

Onde:

A_r = área líquida da seção da raiz da rosca, em cm², especificado em 4.1.2.2-c;

Φ_R = fator de minoração da resistência limite, especificado no item 4.3.1.4;

T_d = solicitação de tração no chumbador, em daN;

F_Y = tensão limite de escoamento do chumbador, em daN/cm²;

V_d = solicitação de cisalhamento no chumbador, em daN;

u = coeficiente de atrito entre chapa da base e o concreto, valendo:

- $u = 0.90$ para chapa de base embutida no concreto;
- $u = 0.70$ para chapa de base apoiada no concreto;
- $u = 0,55$ para chapa de base apoiada em argamassa acima da superfície do concreto.

4.4.4.4. Caso não seja especificado de outra forma nas Condições Específicas de Projeto, o PROJETISTA deve considerar que a chapa de base será apoiada no concreto.

4.4.4.5. Os chumbadores usados como apoios de chapa de base devem ser verificados para uma combinação de tração, flexão e cisalhamento ou, compressão, flexão e cisalhamento. Se a projeção do chumbador fora do concreto for excessiva, a solicitação de compressão pode determinar a tensão de controle.

ANEXO 1

TABELA 1 : Aços de perfis e chapas

Classificação	Denominação	Produto	Grupo / Grau / Tipo	F_y [daN/cm ²]	F_u [daN/cm ²]
• AÇOS-CARBONO	A-36	Chapas e perfis	$t \leq 200$ mm	2500	4000
	A-570	Chapas	Grau 40 Grau 45	2750 3100	3800 4150
• AÇOS DE BAIXA LIGA E ALTA RESISTÊNCIA	A-572	Chapas e perfis	Grau 42 ($t \leq 150$ mm	2900	4150
			Grau 50 ($t \leq 50$ mm	3450	4500
• AÇOS DE BAIXA LIGA E ALTA RESISTÊNCIA (resistentes à Corrosão Atmosférica)	A-242	Chapas e perfis	$t \leq 19$ mm	3450	4800
			$19 < t \leq 38$ mm	3150	4600
			$38 < t \leq 100$ mm	2900	4350
	A-588	Chapas	$t \leq 100$ mm $100 < t \leq 127$ mm $127 < t \leq 200$ mm	3450 3150 2900	4850 4600 4350

ANEXO 2

TABELA M

DISTÂNCIAS MÍNIMAS ENTRE FUROS E FUROS-BORDAS PARA DIFERENTES TENSÕES ADMISSÍVEIS DE ESMAGAMENTO, PARA PARAFUSOS COM DIÂMETROS EM MILÍMETROS

D I Â M E T R O S	E S P E S S U R A	A (mm)			B (mm)		C CANTONEIRAS ≤ 50mm (2") (mm)			C CANTONEIRAS > 50mm (2") CHAPAS, PERFIS DOBRADOS (mm)		
		Fp = 1.08 Fu	Fp = 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu	Fp ≤ 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu	Fp = 1.08 Fu	Fp = 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu	Fp = 1.08 Fu	Fp = 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu
M12	≤10	19					16			18		
	11	20					17			19		
	12	21	21	25	32	32	18	18	21	20	20	23
	12	19					16			18		
M14	≤11	21					18			20		
	12	22					19			21		
	13	23	24	28	35	35	19	20	24	21	22	26
	14	24					20			22		
	> 14	21					18			20		
M16	≤13	24					20			22		
	14	25					21			23		
	16	27	27	32	39	40	23	23	27	25	25	29
	> 16	24					20			22		
M20	≤16	29					25			27		
	18	31					26			28		
	20	33	33	39	45	49	28	28	33	30	30	35
	> 20	29					25			27		
M24	≤18	34					29			31		
	20	35					30			32		
	22	37	39	46	52	59	31	33	39	33	35	41
	24	39					33			35		
	> 24	34					29			31		

- OBS.:
- 1) Para utilização desta tabela ver figura 1.
 - 2) As distâncias "A", "B" e "C" já incluem tolerâncias de fabricação e laminação, conforme valores indicados nos desenhos da figura 1.
 - 3) Para espessuras maiores que as indicadas os furos serão sempre abertos a broca.
 - 4) Para furos abertos a broca, a distância mínima será aquela indicada na linha superior referente a cada parafuso.

TABELA P
DISTÂNCIAS MÍNIMAS ENTRE FUROS E FUROS-BORDAS PARA
DIFERENTES TENSÕES ADMISSÍVEIS DE ESMAGAMENTO, PARA
PARAFUSOS COM DIÂMETROS EM POLEGADAS

D P I Â M A E F T R O	P E S S U R A	A (mm)			B (mm)		C CANTONEIRAS ≤ 50mm (2") (mm)			C CANTONEIRAS > 50mm (2") CHAPAS, PERFIS DOBRADOS (mm)		
		Fp = 1.08 Fu	Fp = 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu	Fp ≤ 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu	Fp = 1.08 Fu	Fp = 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu	Fp = 1.08 Fu	Fp = 1.25 Fu	Fp = 1.5 Fu
1 / 2" (12.7)	≤10	19	22	26	33	33	16	19	22	18	21	24
	11.1	20					17			19		
	12	21					18			20		
	12.7	22					19			21		
	> 12.7	19					16			18		
5 / 8" (15.9)	≤13	24	27	32	38	39	20	23	27	22	25	29
	14	25					21			23		
	15.9	27					23			25		
	> 15.9	24					20			22		
3 / 4" (19.1)	≤14	28	31	37	44	47	23	27	32	25	29	44
	15.9	28					24			26		
	18	30					26			28		
	19.1	31					27			29		
	> 19.1	28					23			25		
7 / 8" (22.2)	≤18	32	36	43	49	55	27	31	36	29	33	38
	19.1	33					28			30		
	20	34					29			31		
	22.2	36					31			33		
	> 22.2	32					27			29		
1" (25.4)	≤20	36	41	49	55	62	31	35	41	33	37	43
	22.2	38					32			34		
	24	40					34			36		
	25.4	41					35			37		
	> 25.4	36					31			33		

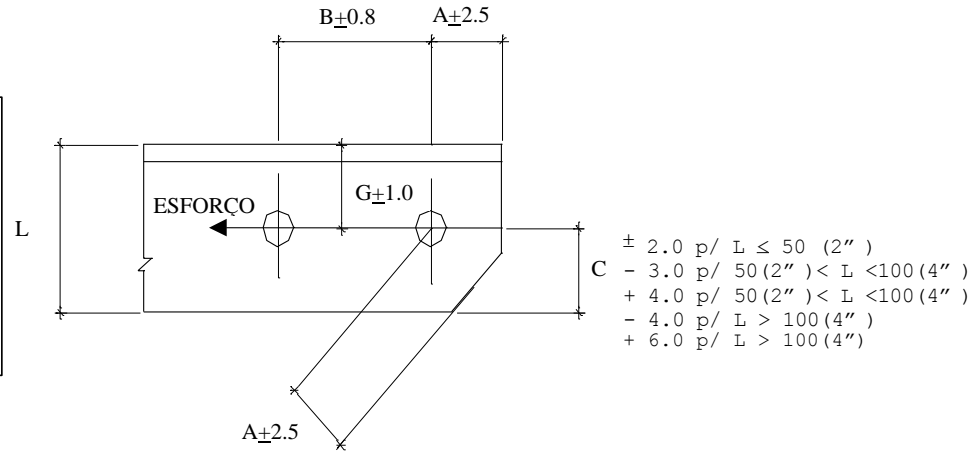
- OBS.: 1) Para utilização desta tabela ver figura 1.
2) As distâncias "A", "B" e "C" já incluem tolerâncias de fabricação e laminação, conforme valores indicados nos desenhos da figura 1.
3) Para espessuras maiores que as indicadas os furos serão sempre abertos a broca.
4) Para furos abertos a broca, a distância mínima será aquela indicada na linha superior referente a cada parafuso.

FIGURA 1

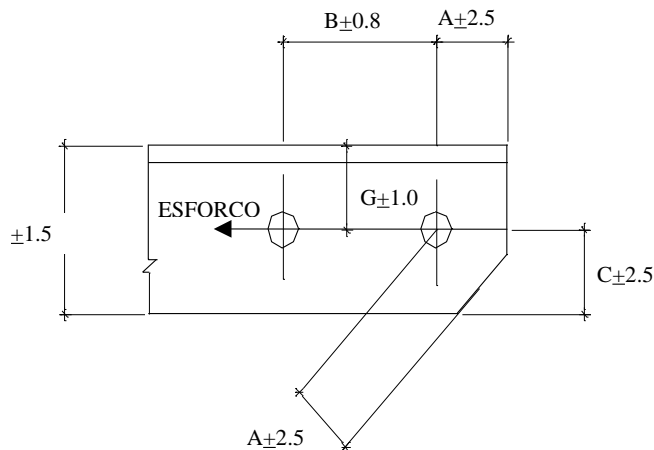
TOLERÂNCIAS DE LAMINAÇÃO, DE FABRICAÇÃO E GLOBAIS (mm)

a) CANTONEIRAS LAMINADAS

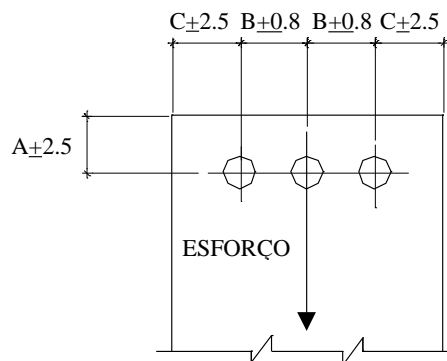
TOLERÂNCIAS DE LAMINAÇÃO	
ASTM A6/A6M	
± 1.0 p/	$L \leq 150$ (2")
± 2.0 p/	$50(2") < L \leq 75(3")$
± 3.0 p/	$75(3") \leq L \leq 100(4")$
$- 2.0$ p/	$75(3") \leq L \leq 100(4")$
± 3.0 p/	$100(4") < L \leq 150(6")$
$+ 5.0$ p/	$75(6") \leq L \leq 200(8")$
$- 3.0$ p/	$150(6") \leq L \leq 200(8")$



b) CANTONEIRAS DE CHAPA DOBRADA A FRIO



c) CHAPAS



ANEXO 3 : CONDIÇÕES ESPECÍFICAS

Para atender as condições específicas de utilização das torres na linha de transmissão, bem como de condições locais da região de montagem das torres, a CONTRATANTE deve apresentar nas Condições Específicas de Projeto, todas as informações básicas, exigências e critérios específicos necessários para o desenvolvimento do projeto das torres. Desta forma, estão indicados abaixo as diretrizes sobre o conteúdo essencial que a CONTRATANTE deve especificar:

1. Silhueta Básica das Torres

Nas Condições Específicas de Projeto apresentadas pela CONTRATANTE deve constar, além do desenho da silhueta básica de cada tipo de torre, as seguintes informações:

- a) A constituição do feixe de condutores e a respectiva distância entre subcondutores, quando for o caso;
- b) A distância mínima entre centros de fases, tanto verticais quanto horizontais, conforme a configuração e número de circuitos;
- c) As distâncias mínimas das fases à torre, na posição da cadeia em repouso e, quando for o caso, na condição da cadeia em balanço. Nas torres de ancoragem devem ser indicadas as posições do cabo de passagem, em repouso e em balanço;
- d) A altura útil da torre, isto é, a altura necessária do condutor inferior ao solo, considerada desde o ponto de ligação da cadeia com o cabo, em torres de suspensão, e, desde o ponto de fixação da cadeia à estrutura, em torres de ancoragem. Esta altura deve ser fornecida para duas condições: para mínima e máxima altura de formação da torre.
- e) O comprimento e os desenhos esquemáticos das cadeias de isoladores, bem como dos respectivos detalhes de fixação previstos na torre.
- f) O posicionamento do(s) cabo(s) pára-raios, ângulo de blindagem dos condutores, assim como os respectivos detalhes de fixação do cabo na torre;
- g) Indicação preliminar da formação da torre, em termos de máxima e mínima altura, podendo a definição das extensões e pernas, na busca de uma melhor solução, ficar a cargo do PROJETISTA;
- h) Desnível mínimo e máximo exigido entre pernas, assim como, o mínimo desnível na situação particular de transição das extensões;
- i) Indicação da forma geométrica da seção transversal da base da torre. Se for indicada, por exemplo, seção "quadrada ou retangular", caberá ao PROJETISTA estudar a melhor solução.
- j) A abertura na base da torre, que pode estar apresentada de uma das três seguintes formas:
 - abertura pré-definida, sem tolerâncias;
 - abertura definida com tolerâncias para mais e/ou para menos;
 - abertura não definida. Neste caso cabe ao PROJETISTA defini-la.
- k) Indicação da cota de topo da fundação em relação ao nível do terreno;
- l) A furação para fixação das placas de sinalização e dos conectores do sistema de aterramento;
- m) A localização de parafusos-degrau e/ou de escadas, com respectivos detalhes quanto a sua concepção;

- n) Os locais destinados para escalada de pessoal de manutenção em linha viva, bem como os afastamentos necessários às partes energizadas.

2. Árvores de Carregamento

2.1. Carregamentos para os Estados Limites Últimos

As árvores de carregamento para projeto das torres devem estar apresentadas nas Condições Específicas de Projeto (normalmente indentificadas pela letra "U"), devem ser utilizadas para dimensionamento da estrutura nos Estados Limites Últimos. Na montagem das árvores de carregamento as seguintes condições e critérios devem ser considerados, de acordo com a função de cada tipo de torre:

- a) Cargas de vento e tração de cabos: determinadas com base no período de retorno T, compatível com o nível de confiabilidade da LT ($T \geq 50$ anos);
- b) Cargas de peso de cabos e cadeias de isoladores: determinadas mediante adequada majoração dos valores nominais para vão máximo, e mediante minoração para vão mínimo. Valores usuais dos coeficientes: majoração $\gamma_g = 1.2$ e minoração $\gamma_g = 0.8$;
- c) Pressão de vento na própria torre: apresentada através de uma equação, em função da altura e do coeficiente de arrasto, junto a cada árvore de carregamento. Opcionalmente pode ser especificado no lugar da pressão, a velocidade do vento;
- d) Cargas de montagem ou de manutenção: estabelecidas nominalmente e majoradas de coeficientes de segurança especiais em função da presença ou não de pessoas, ou de possíveis efeitos dinâmicos provenientes das operações necessárias. Valores usuais: para içamento de cabos, majoração $\gamma_g = 2.0$; para outras cargas de montagem de cabos, majoração $\gamma_g = 1.65$;
- e) Ruptura de cabos e outras cargas: estabelecidas à critério da CONTRATANTE, com ou sem vento reduzido;
- f) Coeficientes de majoração ou de minoração das cargas de peso próprio da estrutura: devem estar indicados junto a cada árvore de carregamento em concordância com as condições estabelecidas para o cálculo das cargas de peso dos cabos:
 - Para cargas de peso máximo, especificar coeficiente de majoração (valor usual $\gamma_g = 1.1$);
 - Para cargas de peso mínimo, especificar coeficiente de minoração (valor usual $\gamma_g = 0.9$).

2.2. Carregamentos para os Estados Limites de Utilização

As árvores de carregamento correspondente a Estados Limites de Utilização, preparadas especificamente para verificação da deformação das torres, são normalmente identificadas pela letra "P". Estes carregamentos caracterizam-se por ações de longa duração, em condições EDS. Para estes estados, as cargas de peso e de tração de cabos em ângulo ou fim de linha, sem vento, são utilizadas nos seus valores nominais, sem coeficientes de majorações ou minorações ($\gamma_g = 1.0$).

3. Fundações

3.1. Tipos de fundações

Deve estar definido os tipos de fundações previstas para a torre: grelha, sapata ou tubulão de concreto com stub, chumbadores, etc;

3.2. Características do solo

Os principais parâmetros de resistência do solo necessários para o projeto das fundações típicas, devem estar definidos em função das características da região de implantação da LT. Necessariamente deve constar :

- a) o peso específico do solo, a tensão limite de compressão do solo, o ângulo do tronco de cone, a coesão e ângulo de atrito do solo;
- b) Nível do lençol freático;
- c) Características de agressividade do solo;

3.3. Características do concreto

Deve ser especificada a resistência característica do concreto F_{ck} das fundações em concreto armado.