GY

中华人民共和国广播电影电视工程建设行业标准

GY5001 — 2004
备案号：J364 —2004

钢塔桅结构设计规范

Code for Structure Design of Steel Tower and Mast

2004—04—12发布　　2004—05—01实施

国家广播电影电视总局发布

国家广播电影电视总局文件

广发计字[2004]334号

发布《钢塔桅结构设计规范》的通知

各省、自治区、直辖市广播影视局(厅)，新疆生产建设兵团广播电视局，总局(集团)有关单位：

由国家广播电影电视总局设计院负责修订的《钢塔桅结构设计规范》，经国家广播电影电视总局审核批准，予以发布，编号为GY5001-2004，自2004年5月1日起执行。原《钢塔桅结构设计规程》GYJ1-84同时废止。

本规范的管理和解释工作由国家广播电影电视总局工程建设标准定额管理中心负责。

国家广播电影电视总局

二〇〇四年四月十二日

建设部办公厅文件

建办标[2004]33号

关于批准《钢塔桅结构设计规范》(GY5001-2004)强制性条文及同意备案的函

国家广播电影电视总局办公厅：

你局计划财务司《关于广电行业标准(钢塔桅结构设计规范)申请备案的函》（广计计字[2004]183号)收悉。经研究，现批准《钢塔桅结构设计规范》(GY5001-2004)中的第4.1.2、4.1.3、5.2.3、5.4.1、5.5.1、9.1.1、9.1.2、9.1.3、9.1.4、9.1.5条为强制性条文，纳入《工程建设标准强制性条文》(广电工程部分)，必须严格执行。

同时,同意《钢塔桅结构设计规范》作为〞中华人民共和国行业标准〞备案,备案号为J364-2004。

该规范的强制性条文的具体内容及备案公告，将在近期出版的《工程建设标准化》刊物上登载。

中华人民共和国建设部

二〇〇四年六月七日

前　言

本规范是根据原广播电影电视部(92)广发计字第116号通知的要求，由国家广播电影电视总局设计院对《钢塔桅结构设计规程》GYJ1-84进行修订而成。修订过程中，开展了专题研究，调查总结了近年来工程实践经验，并广泛征求国内有关设计、教学、建设管理单位意见，经反复讨论、修改、充实和试设计，最后经审查定稿。

本次修订后共分十章和一个附录。修订的主要内容有：采用以概率理论为基础的极限状态设计法代替容许应力设计法；调整了风荷载作用、地震作用计算表达式；将轴心受压构件稳定性计算做了截面分类，压弯构件稳定性改用相关公式计算；增加了塔桅结构安全等级划分、钢管构件构造要求，并对其它一些需要规定的内容做了补充。鉴于设计能力、计算条件的提高，原作为《钢塔桅结构设计规程》GYJ1-84附录内容的“塔架计算”、“桅杆计算”，在本次修订中，不再作为附录内容。

本规范必须与按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068所制订或修订的国家各种建筑结构设计标准规范配合使用。

本规范将来可能进行局部修订，有关局部修订的信息和条文内容将另行发布。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

经授权负责本规范具体解释单位：国家广播电影电视总局工程建设标准定额中心

地址：北京市南礼士路13号

邮编：100045

本规范编制单位：**国家广播电影电视总局设计院**

主要起草人：**陶亚东、王鸿志**

何建平、王建磊、王　谦、刘正铃、周　屹

目　　次

1 总　则 1
2 术语、符号 1
　2.1 术　语 1
　2.2 符　号 1
3 材　料 3
　3.1 结构材料 3
　3.2 连接材料 3
4 基本设计规定 3
　4.1 设计原则 3
　4.2 设计指标 7
　4.3 塔桅结构变位的规定 10
5 荷载和作用 10
　5.1 荷载分类 10
　5.2 风荷载 10
　5.3 裹冰荷载 17
　5.4 地震作用 17
　5.5 使用荷载 18
　5.6 温度作用 19
6 结构计算原则 19
　6.1 一般规定 19
　6.2 桅杆 19
　6.3 塔架 19
7 构件及连接计算 20
　7.1 轴心受力构件 20
　7.2 拉弯构件和压弯构件 21
　7.3 构件的计算长度和容许长细比 23
　7.4 纤绳 24
　7.5 连接计算 25
8 构造要求 26
　8.1 一般规定 26
　8.2 焊缝连接 27
　8.3 螺栓连接 27
　8.4 钢管 28
9 基础和地锚 28
　9.1 基本规定 28
　9.2 基础 28
　9.3 地锚 31
10 其它 32
附 录 A（规范性附录） 32
本规范用词说明 37
附：条文说明 .....

1 总 则

1.0.1 为了使钢塔桅结构设计做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于广播电视行业的钢塔、钢桅杆结构设计。

1.0.3 本规范是根据国家《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的基本原则制定的。符号、计量单位和基本术语按现行国家标准《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》GBJ 83 的有关规定采用。

1.0.4 钢塔桅结构的设计，除应符合本规范要求外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

1.0.5 设计钢塔桅结构和选择结构方案时，应同时考虑钢结构制作、运输、安装和维护保养等因素。

2 术语、符号

2.1 术 语

2.1.1 钢塔 Steel Tower

主体结构由钢构件组成的自立式高耸构筑物，用作广播、电视、通信、旅游、观光等的支持物或发射体。

2.1.2 钢桅杆 Steel mast

由钢结构杆身和为保持其直立与稳定而在不同方向、不同高度上设置的纤绳组成的构筑物。用作广播、电视、通信等的支持物或发射体。

2.1.3 纤绳初拉力 Guy pretension

为了使桅杆直立和稳定，在施工时对桅杆纤绳上施加一定数值的初始拉力，并在桅杆建成后在无风情况下，纤绳应保持其初拉力。

2.1.4 塔楼 Tower head

在塔体中部或顶部设置的单层或多层建筑。

2.1.5 地锚 Anchor block

用作将桅杆纤绳锚固于地上的设置。分板式地锚和重力式地锚两种。

2.1.6 热镀锌 Hot galvanizing

将金属浸泡在熔融锌中，使其表面形成保护性锌层的过程。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

F—作用，力；

G_k—永久荷载（恒荷载）标准值；

M—弯矩；

N—轴向力；

Q_k—可变荷载（活荷载）标准值；

S—水平地震作用效应；

V—剪力；

p—基础底面处的平均压力值；

w_k—风荷载；

w_0—基本风压；

σ—计算应力；

τ —剪应力。

2.2.2 材料性能和结构特征

E —弹性模量；

G —剪切模量；

M —集中质量；

T —结构自振周期；

Y —水平相对位移；

f —钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_a —修正后的地基承载力特征值；

γ —重度。

2.2.3 几何参数

A —面积；

I —截面惯性矩；

W —截面抵抗矩；

b —裹冰厚度；

i —截面回转半径；

t —钢板厚度；

α —角度；

β —角度；

θ —角度；

φ —土内摩擦角。

2.2.4 系数

m —脉动系数；

α —钢材线胀系数；

—地震影响系数；

β —风振系数；

v —空间相关系数；

γ_0 —结构重要性系数；

γ_G —永久荷载分项系数；

γ_Q —可变荷载分项系数；

ξ —脉动增大系数；

η —振型参与系数；

λ —长细比；

φ —轴心受压构件的稳定系数。

3 材 料

3.1 结构材料

3.1.1 塔桅结构的钢材宜采用Q235钢、20钢、Q345钢，其质量标准应分别符合现行相应的技术条件规定的要求，并根据计算温度的高低按表3.1.1选用。

表3.1.1 结构采用的钢号

计算温度		采用钢号
安全等级三级塔桅	安全等级一、二级塔桅	
高于-30℃	高于-20℃	Q235钢或20钢
等于或低于-30℃	等于或低于-20℃	Q235BZ钢、20钢或Q345钢
注：需要时，选用钢材宜按设计温度进行钢材冲击韧性试验。 计算温度应按现行《采暖通风和空气调节设计规范》GBJ19中的冬季空气调节室外计算温度确定。		

3.1.2 塔桅结构的钢材应保证屈服点、抗拉强度、伸长率和冷弯试验合格，对焊接结构和螺栓连接结构尚应分别保证碳、硫、磷和硫、磷的极限含量。焊接结构钢材的碳当量不应大于0.45%。

3.1.3 桅杆用钢丝绳应采用由特号或1号镀锌钢丝制成的钢丝绳，其质量标准应符合现行《钢丝绳》GB/T 8918规定的要求。

3.2 连接材料

3.2.1 手工焊使用的焊条，应符合现行标准《碳钢焊条》GB/T 5117或《低合金钢焊条》GB/T 5118的规定。选择的焊条型号应与主体金属强度相适应。

3.2.2 自动焊或半自动焊应采用与主体金属强度相适应的焊丝和焊剂，焊丝应符合现行标准《焊接用钢丝》的规定。

3.2.3 螺栓和锚栓可采用现行标准《碳素结构钢》GB/T 700中规定的Q235钢或《低合金高强度结构钢》GB/T 1591中规定的Q345钢制成。

4 基本设计规定

4.1 设计原则

4.1.1 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，用分项系数的设计表达式进行计算。

整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求，此特定状态称为该功能的极限状态。

极限状态有以下两类：

1 承载能力极限状态为结构或构件达到最大承载能力或达到不适于继续承载的变形时的极限状态。

2 正常使用极限状态为结构或构件达到正常使用的某项规定限值时的极限状态。

4.1.2 塔桅结构设计应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载，按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载(效应)组合，并取各自的最不利组合进行设计。

4.1.3　塔桅结构依其破坏后果（危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等）严重程度，划分为三个安全等级。设计时应根据具体情况，按表 4.1.3 的规定选用相应的安全等级。

表 4.1.3　塔桅结构安全等级

安全等级	破坏后果	塔桅结构类型
一　级	很严重	重要
二　级	严　重	一般
三　级	不严重	次要

4.1.4　对于承载能力极限状态，塔桅结构及构件应采用荷载效应的基本组合和偶然组合进行荷载（效应）组合，并应采用下列设计表达式进行设计：

$$\gamma_0 S \leqslant R\ (\cdot) \tag{4.1.4}$$

式中　γ_0——结构重要性系数；对安全等级为一级、二级、三级的结构可分别取 1.1、1.0、0.9；

S——荷载效应组合的设计值；

$R\ (\cdot)$——结构构件的抗力函数。

4.1.5　对于基本组合，荷载效应组合的设计值 S 应从下列组合值中取最不利值确定：

1　由可变荷载效应控制的组合：

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \tag{4.1.5-1}$$

式中　γ_G——永久荷载的分项系数，应按第 4.1.6 条采用；

γ_{Qi}——第 i 个可变荷载的分项系数，其中 γ_{Q1} 为可变荷载 Q_1 的分项系数，应按第 4.1.6 条采用；

S_{Gk}——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值；

S_{Qik}——按可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值，其中 S_{Q1k} 为诸可变荷载效应中起控制作用者；

ψ_{ci}——可变荷载 Q_i 的组合值系数；应按第 4.1.7 条采用。

n——参与组合的可变荷载数。

2　由永久荷载效应控制的组合：

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \tag{4.1.5-2}$$

注：1 具体组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

2 当对 S_{Q1k} 无法明显判断时，轮次以各可变荷载效应为 S_{Q1k}，选其中最不利的荷载效应组合。

3 当考虑以竖向的永久荷载效应控制的组合时，参与组合的可变荷载仅限于竖向荷载。

4.1.6　基本组合的荷载分项系数，应按下列规定采用：

1　永久荷载的分项系数：

1）当其效应对结构不利时

— 对由可变荷载效应控制的组合，应取 1.2；

— 对由永久荷载效应控制的组合，应取 1.35；

2）当其效应对结构有利时

——一般情况下应取 1.0；

— 对结构的倾覆、滑移或漂浮验算，应取 0.9。

2 可变荷载的分项系数：

一般情况下应取 1.4；

4.1.7 基本组合的可变荷载组合值系数，应按下表采用：

表 4.1.7 不同荷载基本组合中可变荷载组合值系数表

荷载组合		可变荷载组合值系数				
		ψ_{CW}	ψ_{CI}	ψ_{CA}	ψ_{CT}	ψ_{CL}
I	G+$\boldsymbol{\omega}$+L	1.0	0.0	0.0	0.0	0.7
II	G+I+$\boldsymbol{\omega}$+L	0.25~1.0	1.0	0.0	0.0	0.7
III	G+A+$\boldsymbol{\omega}$+L	0.6~1.0	0.0	1.0	0.0	0.7
IV	G+T+$\boldsymbol{\omega}$+L	0.6	0.0	0.0	1.0	0.7

注：1 G 表示自重等永久荷载，$\boldsymbol{\omega}$、I、A、T、L 分别表示风荷载、裹冰荷载、安装检修荷载、温度作用和塔楼楼屋面或平台的活荷载。

2 对于带塔楼或平台的塔桅结构，塔楼顶及外平台面的活荷载准永久值加雪荷载组合值大于活荷载组合值时，该平台活荷载组合值改为准永久值，即 ψ_{CL} 均改为 0.4，而雪荷载组合系数 ψ_{CS} 在组合 I、II、III、IV 中均取 0.7。

3 在组合 II 中，ψ_{CW} 一般取 0.25，且 $\psi_{c}\lambda_{Ai}\geq 0.15kN/m^2$。但对裹冰后冬季风荷载较大的区域，宜根据实地情况调查取值。

4 在组合 III 中，ψ_{CW} 一般取 0.6，但对于临时固定状态的结构遭遇强风时，应取 1.0，且按临时固定状态验算。

5 在组合 I 中，计算温度取年平均温度；在组合 II 中，计算温度取-5℃。

4.1.8 塔桅结构抗震设计时，基本组合应采用下列极限状态设计表达式：

$$S=\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh} S_{Ehk}+\gamma_{Ev} S_{Evk}+\psi_w \gamma_w S_{wk}\leq R/\gamma_{RE} \qquad (4.1.8)$$

式中 S——结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值；

γ_G——重力荷载代表值的分项系数，一般情况应采用 1.2，当重力荷载代表值效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

γ_{Eh}、γ_{Ev}——分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按表 4.1.8 采用；

γ_w——风荷载分项系数，应取 1.4；

S_{GE}——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk}——水平地震作用的标准值的效应；

S_{Evk}——竖向地震作用的标准值效应；

S_{wk}——风荷载标准值的效应；

ψ_w——风荷载组合值系数，可取 0.2；

R——结构构件抗力设计值；

γ_{RE}——结构构件抗力抗震调整系数，对结构取 0.8；对连接取 0.9；

表 4.1.8 地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅按水平地震作用计算	1.3	0.0
仅按竖向地震作用计算	0.0	1.3
同时按水平和竖向地震作用计算	1.3	0.5

4.1.9 对于偶然组合，荷载效应组合的设计值宜按下列规定确定：只考虑一种偶然作用与其它可变荷载组合；偶然作用的代表值不乘分项系数；与偶然作用同时出现的可变荷载可根据具体情况采用相应的代表值。

对于悬挂导线和线网的塔桅结构，验算断线时偶然组合应采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_G S_{Gk} + S_{Q0} \leq R/\gamma_R \tag{4.1.9}$$

式中 S_{Q0} ——断线荷载标准值效应；断线荷载的标准值，应取导线或线网拉力的 2 倍；

R ——结构构件抗力的设计值；

γ_R ——抗力调整系数，取 0.72。

4.1.10 对于正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，采用荷载的短期效应组合（标准组合或频遇组合）和长期效应组合（准永久组合），并应按下列设计表达式进行设计：

$$S \leqslant C \tag{4.1.10}$$

式中 S ——作用效应设计值（变形、裂缝、振幅、加速度等）；

C ——结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值，见本规范 4.3.1 条规定，并应符合各有关建筑结构设计规范的规定。

4.1.11 对于标准组合，荷载效应组合的设计值 S 应按下式采用：

$$S = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{ci} S_{Qik} \tag{4.1.11}$$

注：具体组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性关系的情况。

4.1.12 对于频遇组合，荷载效应组合的设计值 S 应按下式采用：

$$S = S_{Gk} + \psi_{f1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{qi} S_{Qik} \tag{4.1.12}$$

式中 ψ_{f1} ——可变荷载 Q_1 的频遇值系数；应按第 4.1.14 条采用。

ψ_{qi} ——可变荷载 Q_i 的准永久值系数；应按第 4.1.14 条采用。

注：具体组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性关系的情况。

4.1.13 对于准永久组合，荷载效应组合的设计值 S 应按下式采用：

$$S = S_{Gk} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{qi} S_{Qik} \tag{4.1.13}$$

注：具体组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性关系的情况。

4.1.14 正常使用极限状态时常用可变荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数，应按下表采用：

表 4.1.14 常用可变荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数系数表

荷载类别		组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系数 ψ_q
风荷载		0.6	0.4	0
塔楼楼面活荷载		0.7	0.6	0.5
外平台及塔楼屋面活荷载		0.7	0.5	0.4
雪荷载	地区 I	0.7	0.6	0.5
	地区 II	0.7	0.6	0.2
	地区 III	0.7	0.6	0
注：1 风荷载参与频遇组合时，$\psi_f \omega_k \geq 0.25 kN/m^2$； 2 雪荷载的分区按现行《建筑结构荷载规范》GB 50009 执行。				

4.2 设计指标

4.2.1 钢材的强度设计值（材料强度的标准值除以抗力分项系数），应根据钢材厚度或直径按表 4.2.1 采用。

表 4.2.1 钢材的强度设计值（N/mm^2）

钢号	钢板厚度、钢管壁厚、或圆钢直径（mm）	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 fv	端面承压（刨平顶紧） fce
Q235 钢	≤16	215	125	320
	17～40	205	120	320
	41～60	200	115	320
20 钢（无缝钢管）	≤22	215	125	320
	23～30	205	120	320
	>31	200	115	320
Q345 钢	≤16	315	185	445
	17～25	300	175	425
	26～36	290	170	410

4.2.2 钢铸件的强度设计值应按表 4.2.2 采用。

表 4.2.2 钢铸件的强度设计值（N/mm²）

钢号	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 fv	端面承压（刨平顶紧） fce
ZG200—400	155	90	260
ZG230—450	180	105	290
ZG270—500	210	120	325
ZG310—570	240	140	370

4.2.3 焊缝和螺栓连接的强度设计值按表 4.2.3-1 和表 4.2.3-2 采用。

表 4.2.3-1 焊缝的强度设计值（N/mm²）

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝				角焊缝
	钢　号	厚度或直径(mm)	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列级别时，抗拉和抗弯 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和抗剪 f_t^w
				一级、二级	三 级		
自动焊、半自动焊和 E43××型焊条的手工焊	Q235 钢	≤16	215	215	185	125	160
		17-40	205	205	175	120	160
		41-60	200	200	170	115	160
自动焊、半自动焊和 E50××型焊条的手工焊	Q345 钢	≤16	315	315	270	185	200
		17-25	300	300	255	175	200
		26-36	290	290	245	170	200

注：1　构件为 20 钢的焊缝的强度设计值可参照 Q235 钢的采用；

2　自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂，应保证其熔敷金属抗拉强度不低于相应手工焊焊条的数值。

表 4.2.3-2 螺栓连接的强度设计值（N/mm^2）

螺栓的钢号（或性能等级）和构件的钢号		构件钢材厚度（mm）	普通螺栓						锚栓
			C级螺栓			A级、B级螺栓			
			抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪（I类孔）f_v^b	承压（I类孔）f_c^b	抗拉 f_t^b
普通螺栓	Q235钢	——	170	130	——	170	170	——	——
锚栓	Q235钢	——	——	——	——	——	——	——	140
	Q345钢	——	——	——	——	——	——	——	180
构件	Q235钢	——	——	——	305	——	——	400	——
	Q345钢	≤16	——	——	420	——	——	550	——
		17～25	——	——	400	——	——	530	——
		26～36	——	——	385	——	——	510	——

注：1 构件为20钢的螺栓连接的强度设计值可参照Q235钢的采用；

2 孔壁质量属于下列情况者为I类孔：

在装配好的构件上按设计孔径钻成的孔；

在单个零件和构件上按设计孔径分别用钻模钻成的孔；

在单个零件上先钻成或冲成较小的孔径，然后在装配好的构件上再扩钻至设计孔径的孔。

4.2.4 计算下列情况的结构构件或连接时，第4.2.1条和第4.2.3条规定的强度设计值应乘以相应的折减系数：

1 单面连接的单角钢

1）按轴心受力计算强度和连接 0.85；

2）按轴心受压计算稳定性

等边角钢 $0.6+0.0015\lambda$，但不大于1.0；

短边相连的不等边角钢 $0.5+0.0025\lambda$，但不大于1.0；

长边相连的不等边角钢 0.7；

注：λ 为长细比，对中间无连系的单角钢压杆，应按最小回转半径计算，但当 $\lambda<20$ 时，取 $\lambda=20$；

2 施工条件较差的高空安装焊缝 0.90。

注：当两种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

4.2.5 钢材和钢铸件的物理性能，应按表4.2.5采用。

表 4.2.5 钢材和钢铸件的物理性能指标

弹性模量 E（N/mm^2）	剪变模量 G（N/mm^2）	线膨胀系数 α（以每℃计）	质量密度 ρ（kg/m^3）
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

4.2.6 钢丝绳的弹性模量可根据钢丝绳结构形式采用下列数值：

单股钢丝绳，例如 1×7、1×19、1×37 等，$E=180\times10^3$ N/mm²

多股钢丝绳（中间无有机芯者），例如 7×7、7×19、7×37 等，$E=140\times10^3$ N/mm²

多股钢丝绳（中间有有机芯者），例如 6×7、6×19、6×37 等，$E=120\times10^3$ N/mm²

4.3 塔桅结构变位的规定

4.3.1 塔桅结构正常使用极限状态的控制条件应符合下列规定：

1 塔架变位需满足使用要求，且在标准组合下，主体结构部分在任意高度处的水平位移不宜超过其所在高度的 1%。

2 在标准组合下，桅杆杆身在纤绳固结点的最大变位不得超过纤绳固结点离地高度的 1%。

3 在标准组合下，对设置有转角要求设备（如天线）的塔桅，在设备所在位置处的塔身（杆身）转角，不得大于设备允许转角的规定限值。

4 在频遇组合下，对塔上设有游览设施和有人房间的塔，其游览设施和有人房间所在位置处塔身风振位移加速度不宜大于 0.25m/s²。

5 荷载和作用

5.1 荷载分类

5.1.1 塔桅结构上的荷载按其性质可分以下三类：

1 永久荷载（恒荷载）：在结构使用期间，其值不随时间变化，或其变化与平均值相比可以忽略不计的荷载。例如：结构自重、固定工艺设备重、土重等。

2 可变荷载（活荷载）：在结构使用期间，其值随时间变化，且其变化值与平均值相比不可忽略的荷载。例如，风荷载、寒冰荷载、地震作用、温度作用等。

3 偶然荷载：在结构使用期间不一定出现，一旦出现，其值很大且持续时间较短的荷载和作用。例如，断线事故等。

5.2 风荷载

5.2.1 作用在塔桅结构上的风荷载标准值，应按下式计算：

$$w_k = \mu_s \cdot \mu_z \cdot w_0 \qquad (5.2.1)$$

式中 w_k——风荷载标准值，kN/m²；

μ_s——风荷载体型系数；

μ_z——风压高度变化系数；

w_0——基本风压，kN/m²。

5.2.2 基本风压系以当地比较空旷平坦地面离地 *10m* 高统计所得的 *50* 年一遇 *10min* 平均最大风速 v_0 *(m/s)* 为标准，按 $w_0=v_0^2/1600$ 确定的风压值。如无上述统计数据时，可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 查得的数值采用。

5.2.3 塔桅结构设计采用的基本风压不得小于 0.35 kN/m²。

5.2.4 山区基本风压应通过实际调查和对比观测，经分析予以确定。一般情况下，可按相邻附近地区的基本风压乘以下列修正系数采用：

山间盆地、谷地等闭塞地形 $\eta=0.75\sim0.85$

对于与风向一致的谷口、山口 $\eta=1.20\sim1.50$

注：山顶及山坡的基本风压可取用山麓附近的基本风压，但在计算山顶或山坡上塔桅结构的风荷载时，其风压高度变化系数应按从山麓算起的风压高度变化规律确定。

5.2.5 风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表 5.2.5 采用。

地面粗糙度可分为 A、B、C 三类：

A 类指近海海面、海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；

B 类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；

C 类指有密集建筑群的城市市区。

表 5.2.5 风压高度变化系数 μ_z

离地面或海平面高度 (m)	地面粗糙度类别		
	A	B	C
5	1.17	1.00	0.74
10	1.38	1.00	0.74
15	1.52	1.14	0.74
20	1.63	1.25	0.84
30	1.80	1.42	1.00
40	1.92	1.56	1.13
50	2.03	1.67	1.25
60	2.12	1.77	1.35
70	2.20	1.86	1.45
80	2.27	1.95	1.54
90	2.34	2.02	1.62
100	2.40	2.09	1.70
150	2.64	2.38	2.03
200	2.83	2.61	2.30
250	2.99	2.80	2.54
300	3.12	2.97	2.75
350	3.12	3.12	2.94
400	3.12	3.12	3.12
≥450	3.12	3.12	3.12
注：在大城市中心建筑密集区，应进行专门研究确定。			

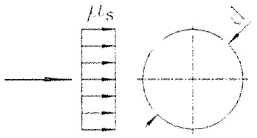
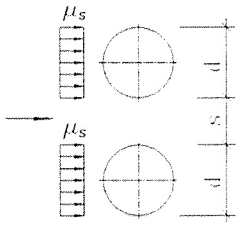
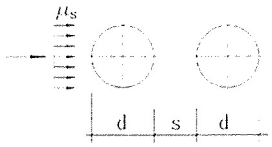
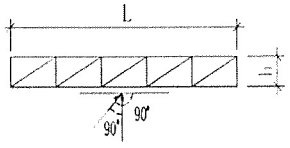
5.2.6 对于远海海面和海岛的建筑物或构筑物，风压高度变化系数可按 A 类粗糙度类别，由表 5.2.5 确定外，还应考虑表 5.2.6 给出的修正系数。

表 5.2.6 远海海面和海岛的修正系数 η

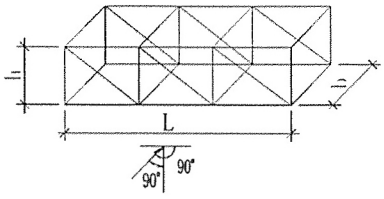
距海岸距离(km)	η
≤40	1.0
40～60	1.0～1.1
60～100	1.1～1.2

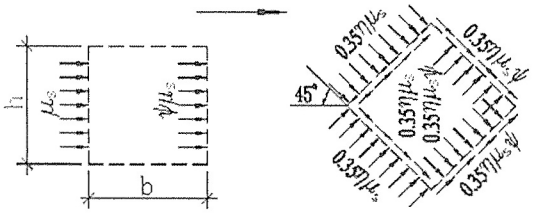
5.2.7 塔桅结构的风荷载体型系数 μ_s，可按表 5.2.7 的规定采用。对塔楼，其 μ_s 宜通过风洞试验确定。

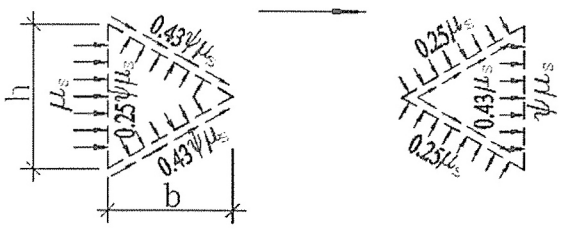
表 5.2.7 风荷载体型系数 μ_S

<table>
<tr><th>序号</th><th>名称</th><th>结构体型及体型系数 μ_S</th></tr>
<tr><td>1</td><td>棱边构件</td><td> μ_s=+1.3</td></tr>
<tr><td rowspan="3">2</td><td rowspan="3">圆截面构筑物或构件</td><td>
当 $\mu_z w_0 d^2 \leqslant 0.003$ 时， μ_s=+1.2
当 $\mu_z w_0 d^2 \geqslant 0.020$ 时， μ_s=+0.7
中间值按插入法计算
其中 μ_z—风压高度变化系数
w_0—基本风压，以 kN/m²计
d—构筑物或构件的外径，以 m 计。</td></tr>
<tr><td>
当$\mu_z w_0 d^2 \geqslant 0.020$ 时， μ_s值按下表采用：
<table>
<tr><th>s/d</th><th>μ_S</th><th>s/d</th><th>μ_S</th></tr>
<tr><td>≤0.25</td><td>+1.40</td><td>1.50</td><td>+0.76</td></tr>
<tr><td>0.50</td><td>+1.05</td><td>2.00</td><td>+0.73</td></tr>
<tr><td>0.75</td><td>+0.88</td><td>≥3.00</td><td>+0.70</td></tr>
<tr><td>1.00</td><td>+0.82</td><td></td><td></td></tr>
</table>
当 s/d≥3.00 时， μ_s按单管计算</td></tr>
<tr><td>
当$\mu_z w_0 d^2 \geqslant 0.020$ 时， μ_s值按下表采用：
<table>
<tr><th>s/d</th><th>μ_S</th><th>s/d</th><th>μ_S</th></tr>
<tr><td>≤0.50</td><td>+0.79</td><td>4.00</td><td>+1.26</td></tr>
<tr><td>1.00</td><td>+1.00</td><td>6.00</td><td>+1.30</td></tr>
<tr><td>1.50</td><td>+1.10</td><td>8.00</td><td>+1.33</td></tr>
<tr><td>3.00</td><td>+1.15</td><td>≥10.00</td><td>+1.40</td></tr>
</table>
表列μ_s值为前后管之和，其中前管为+0.7</td></tr>
<tr><td>3</td><td>平面桁架</td><td>平面桁架的体型系数：

$\mu_s = \sum A_i \mu_{si} / A$
式中 A_i—桁架杆件 i 的投影面积；
μ_{si}—桁架杆件 i 的体型系数；
A—桁架的轮廓面积。</td></tr>
</table>

续表 5.2.7

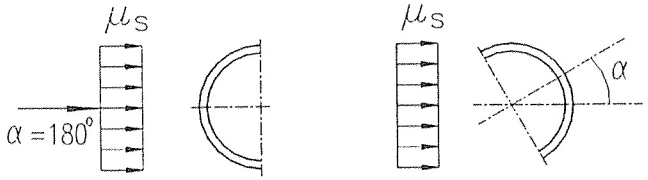
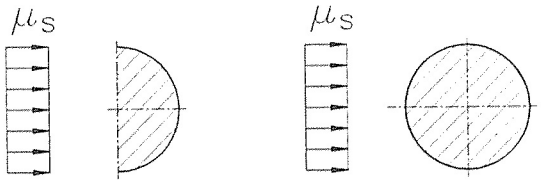
<table>
<tr><th>序号</th><th>名称</th><th>结构体型及体型系数 μ_s</th></tr>
<tr><td rowspan="2">4</td><td rowspan="2">平行的桁架及塔架</td><td>(a) 平行的桁架


平行的桁架的整体体型系数
$\mu_{sw}=\mu_s(1+\psi)$
式中 μ_s按序号 3 采用，
ψ按下表采用。
<table><tr><th>$\Sigma A_i/A$ \ b/h</th><th>≤1</th><th>2</th><th>3</th><th>4</th></tr><tr><td>≤0.1</td><td>1.00</td><td>1.00</td><td>1.00</td><td>1.00</td></tr><tr><td>0.2</td><td>0.85</td><td>0.90</td><td>0.93</td><td>0.97</td></tr><tr><td>0.3</td><td>0.66</td><td>0.75</td><td>0.80</td><td>0.85</td></tr><tr><td>0.4</td><td>0.50</td><td>0.60</td><td>0.67</td><td>0.73</td></tr><tr><td>0.5</td><td>0.33</td><td>0.45</td><td>0.53</td><td>0.62</td></tr><tr><td>≥0.6</td><td>0.15</td><td>0.30</td><td>0.40</td><td>0.50</td></tr></table></td></tr>
<tr><td>(b) 四边形和三角形塔架


对角线方向计算四边形桁架时：
对单肢构件 $\eta=1.1$
对双肢构件 $\eta=1.2$


三角形塔架当$\Sigma A_i/A\geq 0.1$时，μ_s应乘 0.9</td></tr>
</table>

续表 5.2.7

序号	名称	结构体型及体型系数 μ_s
5	球形结构	 当 $\alpha=0^0$ 时，$\mu_s=1.4$；当 $\alpha=60^0$ 时，$\mu_s=1.7$； 当 $\alpha=180^0$ 时，$\mu_s=1.0$； 其它情况 μ_s 值按插入法计算 (b)封闭半圆球　　(c)球  $\mu_s=1.0$　　当 $\mu_z w_0 d^2 \geq 0.02$ 时，$\mu_s=0.4$ 当 $\mu_z w_0 d^2 < 0.02$ 时，$\mu_s=0.6$ 对多面球 $\mu_s=0.7$
注：对于塔桅上的附件，例如，爬梯、管线、电缆、灯具等，可单独计体型系数，不计入塔桅和附件两者体型系数的相互影响。		

5.2.8　作用在桅杆纤绳及悬挂在塔桅上的索线（或线网）的风荷载应按下式计算：

$$w_k=\mu_s \mu_z \mu_r w_0 \sin^2\alpha \qquad (5.2.8\text{-}1)$$

式中　w_k-- 在风向与纤绳弦组成的平面内，垂直于纤绳的风荷载；

μ_s-- 纤绳或索线的体型系数，应取 1.2；

μ_r-- 纤绳或索线的风载系数，按图 5.2.8 采用；图中纤绳折算高度对桅杆纤绳取纤绳顶端标高的 2/3；其它索线取其质量中心的标高；

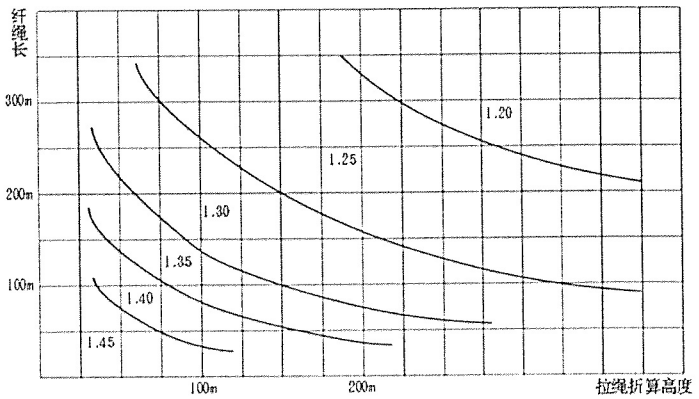


图 5.2.8 纤绳或索线的风荷载系数 μ_r

α——风向与纤绳或索线的弦线的夹角，应按下式计算：

$$\cos\alpha=\cos\beta\cdot\cos\theta$$

β——纤绳或索线的弦线与其水平投影的夹角；

θ——纤绳或索线的水平投影与风向的夹角；

桅杆纤绳的风荷载的分量，应按下列公式计算；

$$w_1=w_k\cdot\sin\theta_1 \tag{5.2.8-2}$$

$$w_2=w_k\cdot\cos\theta_1 \tag{5.2.8-3}$$

式中 w_1——w_k 在纤绳垂面内垂直于纤绳弦的风荷载分量；

w_2——w_k 在垂直于纤绳垂面的风荷载分量；

θ_1——风荷载 w 与其分量 w_2 的夹角，应按下式求得：

$$\cos\theta_1=\sin\theta/\sin\alpha \tag{5.2.8-4}$$

5.2.9 塔桅结构应考虑因风压脉动引起的风振影响。作用于塔桅结构上的顺风向风荷载，宜按振型分解法进行计算。对安全等级为一级的塔桅结构应采用全动力风速谱法进行补充计算。

当采用振型分解法时，应将塔桅结构视为多质点体系，按下列规定计算风荷载及作用效应：

1 风荷载作用效应（弯矩、剪力、轴向力和变形），应按下式确定：

$$S=\gamma_s S_s+\gamma_d S_d \tag{5.2.9-1}$$

$$S_d=\sqrt{\sum_{j=1}^{m}S_{dj}^2} \tag{5.2.9-2}$$

式中 S——风荷载作用效应

S_s——平均风作用效应；

S_d——脉动风作用效应；

S_{dj}——脉动风在 j 振型作用下的动力效应，振型数 m 可取 3 个，当基本自振周期大于 6s 时，振型数应适当增加。

γ_s、γ_d——分别为平均风作用效应和脉动风作用效应的分项系数；γ_s、γ_d 通常取 1.0。

2 作用于结构 i 质点的平均风力标准值，应按下列公式确定：

$$P_{si}=w_{ki}\cdot A_i \tag{5.2.9-3}$$

式中 P_{si}——i 质点的平均风力标准值。

w_{ki}——第 i 质点风荷载标准值；

A_i——第 i 质点的挡风面积。

3 作用于结构第 i 质点第 j 振型的脉动风标准值可按下式确定：

$$P_{dji}=M_i Y_{ji}\xi_j\upsilon_j\eta_j \tag{5.2.9-4}$$

$$\eta_j=\sum Y_{ji}w_{ki}m_i A_i\Big/\sum Y_{ij}^2 M_i \tag{5.2.9-5}$$

式中 P_{dji}—— j 振型 i 质点的脉动风标准值。

M_i——结构第 i 质点的集中质量；

Y_{ji}——第 j 振型第 i 质点的水平相对位移；

ξ_j——第 j 振型的脉动增大系数；

ν_j——第 j 振型的空间相关系数；

η_j——结构第 j 振型的参与系数；

w_{ki}——第 i 质点风荷载标准值；

m_i——第 i 质点风荷载的脉动系数；

A_i——第 i 质点的挡风面积。

5.2.10 脉动增大系数，可按表 5.2.10 确定

表 5.2.10 脉动增大系数 ξ

$\varepsilon=T\omega_0/1200$	0.01	0.03	0.05	0.10	0.15	0.20
法兰盘连接焊接结构	1.49	1.88	2.13	2.56	2.86	3.08
螺栓连接角钢结构	1.22	1.42	1.55	1.80	1.97	2.10
注：T为结构自振周期（s）；ω_0为基本风压对应的风速（m/s）						

5.2.11 空间相关系数，按表 5.2.11 确定，考虑高振型时，v =1.0

表 5.2.11 空间相关系数 v

$\varepsilon=T\omega_0/1200$	塔总高（m）				
	≤60	120	150	300	≥450
≤0.05	0.60	0.55	0.50	0.40	0.35
0.10	0.70	0.60	0.55	0.45	0.35
0.20	0.75	0.70	0.65	0.55	0.45

5.2.12 脉动系数，按表 5.2.12 确定。

表 5.2.12 脉动系数 m

距地面高度（m）		10	20	40	60	80	100	200	≥350
地面粗糙度类别	A	0.60	0.55	0.48	0.46	0.44	0.42	0.38	0.35
	B	0.88	0.75	0.65	0.60	0.56	0.54	0.46	0.40
	C	1.75	1.40	1.10	0.97	0.89	0.82	0.65	0.54

5.2.13 圆形截面结构或构件的横向共振根据其雷诺数按下列规定处理：

1 当雷诺数 Re<3×10^5 时，可能发生微风共振（亚临界范围的共振），此时应在构造上采取防振措施或控制结构的临界风速 v_{cr} 不小于 15m/s，以降低微风共振的发生率。

计算结构或构件的雷诺数 Re 应按下列公式进行：

$$Re=69000\cdot v_{cr}\cdot d \tag{5.2.13-1}$$

$$v_{cr}=\frac{5d}{T_j} \tag{5.2.13-2}$$

式中 v_{cr}——临界风速（m/s）；

d ——结构或构件的直径（m）；

T_j——结构或构件的 j 振型的自振周期（s）。

2 当雷诺数 $Re\geq 3.5\times10^6$ 时，可能发生横向共振（跨临界范围的共振），此时应验算横向共振。横向共振引起的等效静风荷载 w_{lji} (kN/m) 应按下式计算。

$$w_{lji}=\frac{u_{ji}\mu_l v_{cr}^2 d}{2000\ \zeta} \tag{5.2.13-3}$$

式中 u_{ji}—— j 振型在 i 点的相对位移；

v_{cr}—— j 振型的共振临界风速（m/s），按公式（5.2.13—2）计算；

d ——圆形结构或构件的外径；

ζ ——结构阻尼比，钢结构取 0.01。

μ_l——横向力系数，取 0.25。

注：1 多层纤绳桅杆根据情况可考虑的振型数目不大于 4。

2 考虑横向风振时，风荷载的总效应（内力、变形等）可由横向风振的效应 S_n 和顺风向风荷载的效应 S_l 按 $S=\sqrt{S_n^2+S_l^2}$ 组合而成。此时顺风向风荷载取按相应于临界风速计算的风荷载。

3 当雷诺数为 $3\times10^5\leqslant Re<3.5\times10^6$ 时，则可能发生超临界范围的共振，此时可按第一款的规定处理。

5.3 裹冰荷载

5.3.1 基本裹冰厚度 b_0 采用离地 10 米高，重现期为 50 年的统计数值。计算高度处的裹冰厚度 b 按基本裹冰厚度 b_0 乘以表 5.3.1 中相应的裹冰高度变化系数确定。

表 5.3.1 裹冰高度变化系数

离地面高度（m）	≤10	50	100	150	200	300
高度系数	1.0	1.6	2.0	2.2	2.4	2.7

5.3.2 纤绳或索线上的裹冰荷载（N/m）按下式确定：

$$q=\pi\cdot\alpha\cdot b\cdot(d+\alpha\cdot b)\cdot\gamma\cdot10^{-3} \tag{5.3.2-1}$$

式中：b ——计算高度处的裹冰厚度(mm)，按 5.3.1 条确定；

d——纤绳或索线的直径（mm）；

α ——与构件直径有关的裹冰厚度修正系数，按表 5.3.2 采用；

γ ——裹冰重度，一般取 9KN/m³；

表 5.3.2 裹冰厚度修正系数 α

纤绳或索线的直径（mm）	5	10	20	30	50	70
α	1.1	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6

5.3.3 塔桅结构构件上的裹冰荷载（N/m²），按下式确定：

$$p=0.6\cdot b\cdot\gamma \tag{5.3.3-1}$$

5.4 地震作用

5.4.1 塔桅结构的设计烈度应根据塔桅结构安全等级采用。对于一级塔桅结构，设计烈度较基本烈度提高一度采用；对于二、三级塔桅结构，设计烈度同基本烈度采用。

塔桅结构应进行多遇地震作用下的内力和变形分析，并进行截面抗震验算。此时，可假定结构和构件处于弹性工作状态，内力和变形分析可采用线性静力方法或线性动力方法。对于不设塔楼的塔桅结构，当设计烈度不大于 7 度时，可不进行抗震验算，但应满足抗震构造措施。

对于设有塔楼设计烈度为 8 度和 9 度的塔，应考虑水平和竖向地震共同作用。

对于设计烈度为 9 度的一级塔桅结构，应进行场地安全性评价和罕遇地震分析。

5.4.2 塔桅结构的地震作用计算宜采用振型分解反应谱法。

当采用振型分解反应谱法时，应按下列规定计算水平地震作用和作用效应：

1 结构 j 振型 i 质点的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{ji}=\alpha_j\gamma_jY_{ji}G_i\quad(i=1,2\cdots\cdots n,\ j=1,2\cdots\cdots m) \tag{5.4.2-1}$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} Y_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^{n} Y_{ji}^2 G_i} \tag{5.4.2-2}$$

式中 F_{ji} ——j 振型 i 质点的水平地震作用标准值。

α_j ——相应于 j 振型自振周期 T_j 的水平地震影响系数，应按国家现行《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行确定。

γ_j ——j 振型的参与系数；

Y_{ji} ——j 振型 i 质点的水平相对位移；

G_i ——集中于 i 质点的重力荷载代表值。

2 水平地震作用效应（弯矩、剪力、轴向力和变形），应按下式确定：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^{m} S_j^2} \tag{5.4.2-3}$$

式中 S——水平地震作用效应；

S_j—— j 振型水平地震作用产生的效应，振型数 m 可取 3～5，当基本自振周期大于 1.5s 时，振型数应适当增加。

5.4.3 竖向地震作用标准值应按下列公式确定：

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eqv} \tag{5.4.3-1}$$

$$F_{vi} = \frac{G_i h_i}{\sum G_j h_j} F_{Evk} \tag{5.4.3-2}$$

式中 F_{Evk}——结构总竖向地震作用标准值；

F_{vi}——质点 i 的竖向地震作用标准值；

h_i、h_j——分别为质点 i、j 的计算高度；

α_{vmax}——竖向地震影响系数的最大值，可按水平地震影响系数最大值的 1.2 倍采用；

G_{eqv}——结构参与竖向振动的总重力作用代表值。

5.5 使用荷载

5.5.1 塔桅上的塔楼和工作平台，其永久荷载（结构自重、固定工艺设备重）和竖向可变荷载按实际情况考虑，但竖向可变荷载值不得小于 2.5kN/m²；平台栏杆的水平可变荷载按 0.50kN/m 采用。

塔桅上的游览层，竖向可变荷载按 3.5kN/m² 采用；平台栏杆的水平可变荷载按 1.0kN/m 采用。

5.5.2 悬挂在塔桅上的索线或线网的荷载包括：正常荷载、检修荷载和事故荷载。

1 正常荷载：按实际情况考虑，并取其可能出现的对塔桅最不利情况的荷载。

2 检修荷载：按检修的实际情况卸掉局部或全部索线或线网荷载，并应考虑不可避免的不利卸荷情况。卸荷不考虑冲击影响。

3 事故荷载：索线或线网的事故断线只考虑结构一侧局部或全部断线；断线应考虑冲击影响，即将原有拉力反向作用于结构上。

桅杆纤绳只考虑纤绳的绝缘子破坏（根据纤绳伸长量降低纤绳的初拉力），不考虑纤绳破断情况。

5.5.3 塔桅结构施工荷载一般应采用临时措施解决，如临时解决困难或不经济时，可将其作为使用荷载考虑。

5.6 温度作用

5.6.1 对带塔楼的多功能电视塔或其它旅游塔，应计算塔楼内结构和临近处塔楼外结构的温差作用效应。计算温差标准值Δt为当地的历年冬季（或夏季）最冷（或最热）的月平均气温与室内设计温度之差值，取绝对值较大者计算。

5.6.2 桅杆结构，设计应考虑使用状态温度与初始（安装）状态温度的温差作用效应。计算温差标准值Δt可按当地的历年冬季（或夏季）最冷（或最热）的月平均气温与安装月平均气温之差值，取绝对值较大者计算。

6 结构计算原则

6.1 一般规定

6.1.1 桅杆和塔架应按本章进行强度、稳定及刚度计算，按第7章进行构件及连接计算，并应符合第8章规定的构造要求，还应按第9章进行基础地锚计算。

6.1.2 塔桅结构应按本规范4.1规定进行承载能力极限状态计算。依次进行以风荷载为第一个可变荷载的组合计算和以裹冰荷载为第一个可变荷载的组合计算。在地震区的塔桅结构应进行抗震验算。对于悬挂导线和线网的塔桅结构还需验算断线时的偶然组合。

6.1.3 塔桅结构应按本规范4.1规定进行正常使用极限状态验算，并应符合本规范4.3的规定。

6.2 桅杆

6.2.1 桅杆计算包括纤绳和杆身两部分。纤绳应视为两端悬挂在不同高度支座上的理想柔索进行计算，当其垂度不大于跨度的1/10时，可近似按抛物线计算。

6.2.2 在纤绳上作用有集中荷载时，允许在满足工程需要精度的条件下，作适当的简化计算。

6.2.3 纤绳初拉力应综合考虑桅杆位移、杆身稳定、杆身内力及纤绳安全度等因素后确定。纤绳初拉应力一般宜在100～250N/mm^{2}范围内选用。

6.2.4 桅杆杆身应按在纤绳节点处为弹性支承的连续压弯杆件计算，并应考虑纤绳在杆身节点处的偏心弯矩。

当桅杆杆身为格构式结构时，其刚度应乘以折减系数ψ：

$$\psi = \frac{l}{i\lambda_0} \tag{6.2.4}$$

式中 l——杆身支座间的几何长度；

i——杆身λ截面的回转半径；

λ_0——杆身支座间的换算长细比，应按表7.1.3计算。

6.2.5 计算桅杆杆身整体稳定时，应将桅杆视为弹性支座上的连续压弯杆件进行计算。

计算时，先以标准荷载作用在桅杆上，求出各节点的位移y_i和纵向力N_i、支座刚度v_i。然后以试算安全系数K乘以标准风荷载计算y_i、N_i、v_i和$\varphi_i = \sqrt{N_i l_i / E_i}$。并以桅杆杆身（纤绳间）失稳、纤绳拉断或变形不收敛三种情况作为判别最小K值的条件，所得的最小K值便是桅杆整体稳定系数。

桅杆总体稳定系数，其值不得低于2.0。对于桅杆纤绳上有绝缘子者，应验算由于绝缘子破坏而引起初拉力值降低后的总体稳定系数，其值不得小于1.6。

6.3 塔架

6.3.1 塔架简化为多质点悬臂体系时，沿塔高一般10～20m宜设一质点，塔架截面突变处、集中质量处和计算需要处，应增设质点，一般每座塔架质点总数不宜少于20个。

各质点水平力、质量，可按相邻上、下质点距离内的水平力的1/2或质量的1/2采用。

6.3.2 塔架各杆件内力计算，应按整个塔架或单个塔层是一个整体进行。一般节点均视作铰接，次

应力影响可以忽略。

对小型的塔架可按简化空间桁架法进行计算。

对塔面坡度不变的三边形或四边形塔架，可将塔架分解为平面桁架计算。

7 构件及连接计算

7.1 轴心受力构件

7.1.1 轴心受拉构件和轴心受压构件的强度，应按下式计算：

$$N / A_n \leqslant f \tag{7.1.1}$$

式中 N——轴心拉力或轴心压力

A_n——净截面面积

f——钢材的抗拉、抗压强度设计值

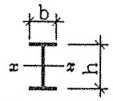
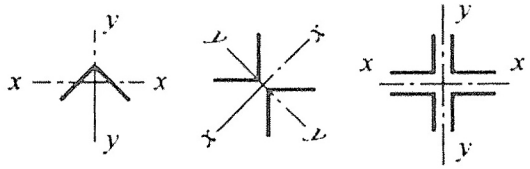
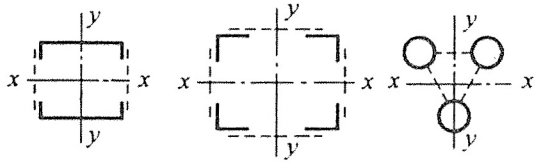
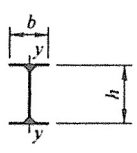
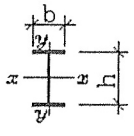
7.1.2 实腹式轴心受压构件的稳定性应按下式计算：

$$N / \varphi A \leqslant f \tag{7.1.2}$$

式中 φ——轴心受压构件的稳定系数，应根据表 7.1.2 的截面分类并按附录 A 采用；

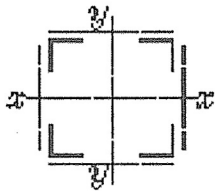
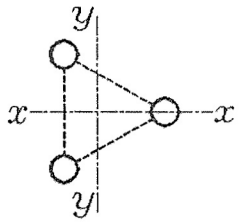
A——构件的毛截面面积。

表 7.1.2 轴心受压构件的截面分类

截面形式和对应轴		类别
 轧制，$b/h \leqslant 0.8$，对 x 轴	 轧　制，对任意轴	a 类
 轧制(等边角钢)，对 x、y 轴		b 类
 焊　接，对任意轴		
 格构式，对 x、y 轴		
 轧制，$b/h \leqslant 0.8$，对 y 轴	 轧制，$b/h > 0.8$，对 x、y 轴	

7.1.3 格构式轴心受压构件的稳定性仍应按公式（7.1.2）计算，其换算长细比 λ_0 按表 7.1.3 所列公式计算。

表 7.1.3 格构式构件换算长细比 λ_0 的计算公式

项次	构件截面式	缀材	计算公式	符号说明
1		缀板	$\lambda_{ox}=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2}$ $\lambda_{oy}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}$	λ_x——整个构件对 x-x 轴的长细比 λ_y——整个构件对 y-y 轴的长细比 λ_1——单肢对最小刚度轴的长细比
2		缀条	$\lambda_{ox}=\sqrt{\lambda_x^2+40\frac{A}{A_{1x}}}$ $\lambda_{oy}=\sqrt{\lambda_y^2+40\frac{A}{A_{1y}}}$	A_{1x}——构件横截面所截垂直于 x-x 轴平面内各斜缀条毛截面积之和 A_{1y}——同上，对 y-y 轴的值
3		缀板	$\lambda_{ox}=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2}$ $\lambda_{oy}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}$	λ_1——单肢长细比
4		缀条	$\lambda_{ox}=\sqrt{\lambda_x^2+56\frac{A}{A_1}}$ $\lambda_{oy}=\sqrt{\lambda_y^2+56\frac{A}{A_1}}$	A_1——构件横截面所截各斜缀条毛截面面积之和

注 1 缀板组合构件的单肢长细比 λ_1 不应大于 40。

注 2 缀条组合构件的单肢长细比不应大于整个构件的换算长细比。

注 3 斜缀条与构件轴线间的倾角应保持在 40°～70°之间。

7.2 拉弯构件和压弯构件

7.2.1 弯矩作用在主平面内的拉弯构件和压弯构件，其强度应按下列规定计算：

$$\frac{N}{A_n}\pm\frac{M_x}{W_{nx}}\pm\frac{M_y}{W_{ny}}\le f \tag{7.2.1}$$

式中：N——N 所计算构件段范围内的轴心力；

A_n——构件净截面面积；

M_x、M_y——对 x、y 轴的弯矩；

W_{nx}、W_{ny}——对 x、y 轴的净截面抵抗矩。

7.2.2 弯矩作用在对称轴平面内（绕 x 轴）的实腹式压弯构件，其稳定性应按下列规定计算：

1. 弯矩作用平面内的稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{W_{1x}(1-0.8\dfrac{N}{N_{Ex}})}\leq f \qquad (7.2.2\text{-}1)$$

式中 N——所计算构件段范围内的轴心压力；

φ_x——弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数；

M_x——所计算构件段范围内的最大弯矩；

N_{Ex}——临界欧拉力，$N_{Ex}=\pi^2 EA/\lambda_x^2$

W_{1x}——弯矩作用平面内较大受压纤维的毛截面抵抗矩；

β_{mx}——等效弯矩系数，应按下列规定采用：

1）弯矩作用平面内有侧移的悬臂构件$\beta_{mx}=1.0$；

2）无侧移两端支承的构件：

(1) 无横向荷载作用时：$\beta_{mx}=0.65+0.35M_2/M_1$，但不得小于0.4，$M_1$和$M_2$为端弯矩，使构件产生同向曲率（无反弯点）时取同号，使构件产生反向曲率（有反弯点）时取异号，$|M_1|\geq|M_2|$；

(2) 有端弯矩和横向荷载同时作用：使构件产生同向曲率时，$\beta_{mx}=1.0$；使构件产生反向曲率时，$\beta_{mx}=0.85$；

(3) 无端弯矩但有横向荷载作用时，当跨度中点有一个横向集中荷载作用时，$\beta_{mx}=1-0.2N/N_{Ex}$；其它荷载情况时，$\beta_{mx}=1.0$。

2. 弯矩作用平面外的稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b W_{1x}}\leq f \qquad (7.2.2\text{-}2)$$

式中 φ_y——弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数；

φ_b——受弯构件的整体稳定系数，按现行《钢结构设计规范》GBJ 17的规定采用。

β_{tx}——等效弯矩系数，应按下列规定采用：

1）在弯矩作用平面外有支承的构件，应根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况确定：

(1) 所考虑构件段无横向荷载作用时：$\beta_{tx}=0.65+0.35M_2/M_1$，但不得小于0.4、$M_1$和$M_2$是在弯矩作用平面内的端弯矩，使构件段产生同向曲率时取同号，产生反向曲率时取异号，$|M_1|\geq|M_2|$；

(2) 所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用时，使构件段产生同向曲率时，$\beta_{tx}=1.0$；使构件段产生反向曲率时，$\beta_{tx}=0.85$；

(3) 所考虑构件段内无端弯矩但有横向荷载作用时：$\beta_{tx}=1.0$。

2）悬臂构件：$\beta_{tx}=1.0$。

7.2.3 格构式压弯构件，其弯矩作用平面内的整体稳定性应按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{W_{1x}(1-\varphi_x\dfrac{N}{N_{Ex}})}\leq f \qquad (7.2.3)$$

式中：$W_{1x}=I_x/y_0$；

I_x——对x轴的毛截面惯性矩；

y_0——由x轴到压力较大分肢的轴线距离或者到压力较大分肢腹杆板边缘的距离，二者取较大者；φ_x、N_{Ex}—由换算长细比确定。

7.2.4 格构式压弯构件应验算单肢的强度和稳定性：

1. 单肢的强度验算公式：

$$\frac{\frac{N}{n}+N_m}{A_{nu}} \le f \tag{7.2.4-1}$$

式中 n ——单肢数目；

N_m ——截面弯矩 M 在单肢中产生的轴向力；

A_{nu}——单肢净截面面积，

2. 单肢的稳定性验算公式：

$$\frac{\frac{N}{n}+N_m}{\varphi A_u} \le f \tag{7.2.4-2}$$

式中 A_u——单肢毛截面面积。

7.2.5 格构式受压构件的缀材，应取构件实际剪力与计算剪力 V 两者中较大者进行计算。计算剪力应按下式计算：

$$V = \frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{7.2.5}$$

式中 f_y——钢材屈服强度（N/mm^2）

此剪力 V 值可认为沿构件全长不变，并由承受该剪力的缀材面分担。

7.3 构件的计算长度和容许长细比

7.3.1 塔架和桅杆构件的计算长细比，应按以下规定计算：

1 柱肢构件

1）对相邻两塔面（桅杆面）斜、横杆在柱肢上的交点不错开，其柱肢构件计算长细比应按下式计算：

$$\lambda = l / i_0 \tag{7.3.1-1}$$

式中 l——柱肢上相邻两交点中心间距离；

i_0 ——柱肢截面最小回转半径。

2）对相邻两塔面（桅杆面）斜、横杆杆在柱肢上的交点错开，其柱肢构件的计算长细比应按下式计算：

$$\lambda = 1.2\ l / i_x \tag{7.3.1-2}$$

式中 l ——在计算塔面（桅杆面）内斜杆与柱肢两相邻交点中心间距离；

i_x——柱肢截面对平行于计算塔面（桅杆面）的回转半径。

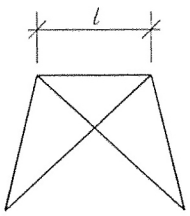
2 横杆

对两柱肢间的连接横杆，当中部不与任何杆件连接时（图 7.3.1-2(a)），计算长度 l_0 取构件的几何长度 l（节间中心间的距离）；当横杆中部有平面内斜杆连接，两半段承受不同大小的轴向力时（图 7.3.1-2(b)），其中平面外的计算长度，应按下式确定（但不小于 $0.5l$）：

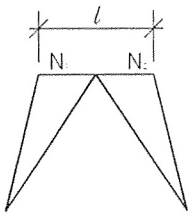
$$l_0 = l\ (0.75+0.25N_2 / N_1) \tag{7.3.1-3}$$

式中 N_1——较大的压力，计算时取正值；

N_2——较小的压力或拉力，计算时压力取正值，拉力取负值。



(a) 横杆中部不与任何杆件连接



(b)横杆中部有平面内斜杆连接

图 7.3.1-2

3 确定交叉腹杆的长细比时，在塔面内的计算长度应取节点中心到交点间的距离；在塔面外的计算长度应按表 7.3.1 采用。

表 7.3.1 塔面外的计算长度

项次	腹杆交叉点特点	另一斜杆受力情况		
		受拉	不受力	受压
1	两交叉杆不中断	0.5 l	0.7 l	l
2	有一杆中断并以节点板连接	0.7 l	l	l
注：l 为节点中心间距（交叉点不作节点考虑）。				

计算斜杆长细比时，应采用斜杆截面最小回转半径 i_0；但在计算单角钢交叉受拉斜杆平面外长细比时，应采用与角钢肢边平行的回转半径 i_x。

7.3.2 塔桅结构构件的长细比不宜超过表 7.3.2 的容许值.

表 7.3.2 塔桅结构构件容许长细比

项次	构件名称	容许长细比
1	塔柱、弦杆、格构式构件的主肢、塔脚的腹肝	150
2	其它受压构件	200
3	辅助杆、横膈	220
4	拉杆	350
注：对始终受拉的预拉力构件，可不受上表限制。		

桅杆两相邻纤绳节点间杆身的长细比不宜超过下述规定：

1 格构式桅杆 $\lambda \leqslant 100$；

2 实腹式桅杆 $\lambda \leqslant 150$

7.4 纤绳

7.4.1 纤绳的截面强度应按下式验算

$$N / A \leqslant f \tag{7.4.1-1}$$

$$f = (\psi_1 \cdot \psi_2)\ f_u \tag{7.4.1-2}$$

式中： N——纤绳拉力；

A——纤绳的钢丝绳截面面积；

f——钢丝绳强度设计值；

f_u——钢丝绳的破坏强度，按国家现行有关标准采用；

ψ_1——钢丝绳抗扭强度调整系数，根据钢丝绳规格按国家现行有关标准取 0.8～0.9；

ψ_2——钢丝绳的强度不均匀系数，对 1×7 单股钢丝绳取 0.65，其它钢丝绳取 0.56。

7.5 连接计算

7.5.1 对接焊缝应按下列规定计算：

1 对与轴心拉力或轴心压力垂直的对接焊缝，其强度按下式计算：

$$\sigma=\frac{N}{l_w t}\le f_t^w \quad 或 \quad f_c^w \tag{7.5.1}$$

式中：N——轴心拉力或轴心压力；

l_w——焊缝计算长度，每条焊缝取实际长度减去 10 毫米；

t——连接件中的较小厚度；

f^w_t、f^w_c——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值。

2 承受弯矩和剪力共同作用的对接焊缝，应分别计算其正应力和剪应力，在正应力和剪应力都较大的地方，还应按公式 $\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}\le 1.1f_t^w$ 计算折算应力。

7.5.2 直角角焊缝(图 7.5.2)的强度应按下列公式计算：

1 在通过焊缝形心的受拉、受压或受剪的角焊缝：

1)当力垂直于焊缝长度方向时

$$\sigma_f=\frac{N}{h_e l_w}\le f_f^w \tag{7.5.2-1}$$

式中 σ_f——按焊缝有效截面（$h_e l_w$）计算，垂直于焊缝长度方向的应力；

h_e——角焊缝的有效厚度，对直角焊缝等于 $0.7h_f$，h_f 为较小的焊脚尺寸；

f_f^w——角焊缝的强度设计值。

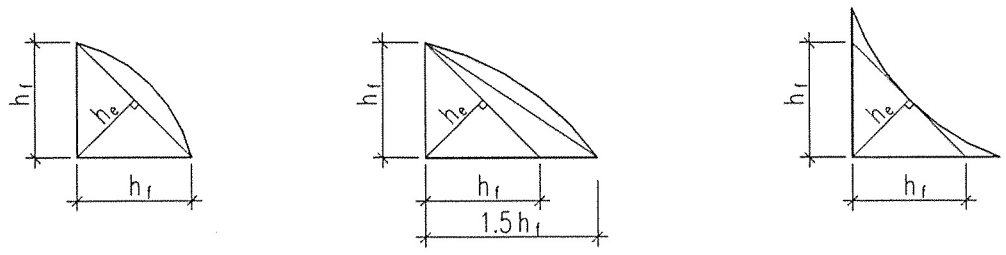
2)当力平行于焊缝长度方向时

$$\tau_f=\frac{N}{h_e l_w}\le f_t^w \tag{7.5.2-2}$$

式中 τ_f——按焊缝有效截面计算，沿焊缝长度方向的剪应力。

2 在其它力或各种力综合作用下，σ_f 和 τ_f 共同作用处：

$$\sqrt{\sigma_f^2+\tau_f^2}\le f_f^w \tag{7.5.2-3}$$



(a) (b) (c)

图 7.5.2 直角角焊缝截面

7.5.3 圆钢与钢板（或型钢）、圆钢与圆钢的连接焊缝抗剪强度应按下式计算：

$$\tau=\frac{N}{h_e l_w}\le f_f^w \tag{7.5.3}$$

式中　h_e——焊缝有效高度。对圆钢与钢板连接，图 7.5.3(a)，取 h_e=0.7 h_f；对圆钢与圆钢连接，图 7.5.3(b)，取 h_e=0.1 (d_1+2d_2) $-a$，这里：

d_1、d_2——大、小钢筋的直径：

a ——焊缝表面至两根圆钢公切线的距离。



(a) 圆钢和钢板的连接焊缝　　(b) 圆钢与圆钢的连接焊缝

图 7.5.3　圆钢和钢板、圆钢与圆钢的连接焊缝

7.5.4　普通螺栓、锚栓应按下列规定计算：

1　在普通螺栓受剪的连接中，每个螺栓的承载力设计值应取受剪和承压承载力设计值中的较小者，并进行螺栓连结处构件净截面的强度验算。

受剪承载力设计值：

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \tag{7.5.4-1}$$

承压承载力设计值：

$$N_c^b = d\sum t \cdot f_c^b \tag{7.5.4-2}$$

式中　n_v——受剪面数目；

d ——螺栓杆直径；

$\sum t$——在同一受力方向的承压构件的较小总厚度；

f_v^b、f_c^b——螺栓的抗剪和承压强度设计值。

2　在普通螺栓、锚栓杆轴方向受拉的连接中，每个普通螺栓、锚栓的承载力设计值应按下列公式计算：

普通螺栓

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \tag{7.5.4-3}$$

锚栓

$$N_t^a = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^a \tag{7.5.4-4}$$

式中　d_e ——普通螺栓或锚栓在螺纹处的有效直径；

f_t^b、f_t^a ——普通螺栓、锚栓的抗拉强度的设计值。

8 构造要求

8.1 一般规定

8.1.1　塔桅结构的构造应便于制作、安装和维护，应力求简单紧凑、减少节点受风面积，并使结构受力明确。节点设计应使力交汇于一点，减少次应力的影响、并减少应力集中。

8.1.2　塔桅结构的构造，应便于检查、除锈、防腐及避免积水，对于有可能积水的部位必须设置有效的排水孔。

对管形构件(含其它封闭形截面的构件)，当采用油漆或热喷锌防腐时，其端部必须作有效的密

封；当采用热镀锌防腐时，其端部不得封闭。

8.1.3 腹杆与柱肢宜直接连接；当采用节点板连接时，腹杆杆端距柱肢或焊缝的距离不宜大于 10mm，且节点板厚度应不小于被直接连接的腹杆板材（如角钢肢）的厚度。

8.1.4 在塔桅结构的受力构件及其连接中，不宜采用厚度小于 5mm 的钢板、截面小于∠50×5 的角钢、直径小于 12mm 的圆钢和壁厚小于 4mm 的钢管。

构件采用法兰盘螺栓连接时，法兰盘厚度应依计算确定，但不宜小于 20mm。

8.1.5 塔桅结构横截面的边数等于或大于 4 时，应按下列原则设置横膈：

塔架一般每隔二到三个节间设一横膈，塔架腹杆为 k 形和塔面坡度改变处应设横膈；桅杆杆身宜隔三到五个节间设一横膈，桅杆纤绳节点处，应设置横膈；塔桅结构的格构式构件，每一运输单元的两端应设置横膈。

横膈应是几何不变的，可由刚性和柔性构件组成。

8.2 焊缝连接

8.2.1 焊缝金属宜与基本金属相适应，当不同强度的钢材连接时，可采用与低强度钢材相适应的焊接材料。

8.2.2 设计中应避免焊缝立体交叉和在一处集中大量焊缝，同时焊缝的布置应尽可能对称于构件重心。

8.2.3 在塔桅结构主要受力构件中允许构件采用对接焊接，其对接接头承载力不得低于构件的承载力。相同构件对接焊接接头数量在一个杆节或一个塔层内不宜多于一个。

8.2.4 对接焊缝的坡口形式，应根据板厚和施工条件按现行标准《手工电弧焊焊接接头的基本型式与尺寸》和《埋弧焊焊接接头的基本型式与尺寸》的要求选用。

8.2.5 不同厚度的钢板对接拼焊时，应有平滑的过渡，过渡面的长度不得小于厚度差数的 4 倍；不同直径圆钢的对接，也应有平滑的过渡，其过渡长度不得小于直径差数的 2 倍。

8.2.6 角焊缝的尺寸应符合下列要求：

1 角焊缝的焊脚尺寸 h_f（mm）不得小于 $1.5\sqrt{t}$，t 为较厚焊件厚度（mm）。但对自动焊，最小焊脚尺寸可减少 1mm。对 T 形连接的单面角焊缝，应增加 1mm。当焊件厚度等于或小于 4mm 时，则最小焊脚尺寸应与焊件厚度相同。

2 角焊缝的焊脚尺寸不宜大于较薄焊件厚度的 1.2 倍，但焊件（厚度为 t）边缘的脚焊缝最大焊脚尺寸，尚应符合下列要求：

1）当 $t \leqslant 6$mm，$h_f \leqslant t$；

2）当 $t > 6$mm，$h_f \leqslant t - (1 \sim 2)$mm。

3 侧面角焊缝和正面角焊缝的计算长度不得小于 8 h_f 和 40mm，侧面角焊缝的计算长度也不宜大于 40 h_f，若内力沿侧面角焊缝全长分布时，其计算长度不受此限。

8.2.7 在次要构件或次要焊缝连接中，可采用断续角焊缝，断续角焊缝之间的净距，不应大于 15 t（对受压构件）或 30 t（对受拉构件），t 为较薄焊件的厚度。

8.2.8 在搭接连接中，搭接长度不得小于焊件较小厚度的 5 倍，并不得小于 25mm。当采用热镀锌防腐时，应避免采用搭接连接。

8.2.9 构件与法兰盘连接应采用围焊，所有围焊转角必须连续施焊。

8.3 螺栓连接

8.3.1 螺栓连接的每一杆件在节点上及接头的一边，螺栓一般不少于 2 个，对于主要受力角钢的对接连接，接缝一边的连接螺栓数量不得少于 6 个（每个角钢肢边不少于 3 个）。用于连接法兰盘的螺栓数量不得少于 3 个。

连接主要受力构件（如桅杆主柱，塔架塔柱）的螺栓应使用双螺母或采取能防止螺母松动的措施。

8.3.2　螺栓的排列应符合表 8.3.2 的要求。

表 8.3.2 螺栓的容许距离

名称	位置和方向		最大容许距离（取两者的较小值）	最小容许距离
中心间距	外排		$8d_0$ 或 $12t$	$3.0d_0$
	中间排	构件受压力	$12d_0$ 或 $18t$	
		构件受拉力	$16d_0$ 或 $24t$	
中心至构件边缘距离	顺内力方向		$4d_0$ 或 $8t$	$2.0\ d_0$
	垂直内力方向	切割边		$1.5\ d_0$
		轧制边		$1.2\ d_0$
注：d_0 为螺栓的孔径，t 为外层较薄构件的厚度。				

8.3.3　当构件厚度大于 14mm 时，其螺栓孔宜采用钻孔。

8.4 钢管

8.4.1　塔桅结构的受力构件采用钢管时，应采用热轧无缝钢管或直缝埋弧焊接钢管，不宜采用高频电焊钢管和螺旋卷制钢管。

8.4.2　钢管外径与壁厚之比，不宜超过 $80\left(\frac{235}{f_y}\right)$。

8.4.3　钢管构件在承受较大横向荷载的部位应采取适当的加固措施；法兰盘和节点板须考虑在运输和安装过程中的变形，采取适当的加固措施。

9 基础和地锚

9.1 基本规定

9.1.1　塔桅结构的地基和基础应进行强度计算（包括抗压和抗拔）；安全等级为一级的塔桅结构，必须进行地基变形验算；塔桅结构的基础必要时还应进行地基抗倾覆、抗滑动稳定验算。

9.1.2　塔桅结构地基基础设计前应进行岩土工程勘察。

9.1.3　当塔桅结构基础处于地下水位以下时，应考虑地下水对基础及覆土的浮力作用。

9.1.4　当塔桅结构的基础和地锚处于侵蚀性等特殊环境或受温度影响时，尚应符合专门规范的规定，采取相应的防护措施。

9.1.5　塔桅结构的基础所用混凝土强度等级不应低于 C15，桅杆的板式地锚所用混凝土强度等级不应低于 C20，重力式地锚所用混凝土强度等级不应低于 C15。

9.2 基础

9.2.1　对塔架和桅杆的基础，地基承载力的计算应符合下式要求：

1　当轴心荷载作用时

$$p_k \leqslant f_a \tag{9.2.1-1}$$

式中　p_k——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值（kN/m²）；

f_a——修正后的地基承载力特征值，应按国家现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规

定采用。

2 当偏心荷载作用时，除符合式（9.2.1-1）要求外，尚应符合下式要求：

$$p_{k\max} \leq 1.2 f_a \tag{9.2.1-2}$$

式中 p_{kmax}——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最大压力值 (kN/m^2)。

当考虑地震作用时，应在公式（9.2.1-1）和（9.2.1-2）中采用调整后的地基抗震承载力 f_{aE} 以代替 f_a。f_{aE} 应按国家现行《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定确定。

9.2.2 当基础承受轴心荷载和在核心区内承受偏心荷载时，基础底面的压力可按下列公式确定：

1 当轴心荷载作用

$$p_k = \frac{N_k + G_k}{A} \tag{9.2.2-1}$$

式中 N_k——N 相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；

G_k——基础自重和基础上的土重标准值；

A ——基础底面面积。

2 当单向偏心荷载作用时

$$p_{k\max} = \frac{N_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{9.2.2-2}$$

$$p_{k\min} = \frac{N_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{9.2.2-3}$$

式中 M_k——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值。

W ——基础底面的抵抗矩。

P_{kmin}——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最小压力值。

9.2.3 基础埋置深度的确定，应考虑作用在地基上的荷载大小和性质、工程地质条件和水文地质条件以及地基土冻胀和融陷的影响等因素。

9.2.4 塔桅结构的地基变形计算主要有以下两项，其计算值应不大于地基变形允许值。

1 地基最终沉降量应按现行标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定计算。

2 基础倾斜应按下列公式计算：

$$tg\theta = (s_1 - s_2)/b \text{或} d \tag{9.2.4}$$

式中 s_1、s_2 ——基础倾斜方向两边缘的最终沉降量（mm），对矩（方）形基础可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 计算，对圆（环）形基础可按现行国家标准《烟囱设计规范》GB 50051 计算；

b ——矩（方）形基础倾斜方向的宽度 （mm）；

d ——圆（环）形基础的外径 （mm）；

注：1 当计算风荷载作用下的地基变形时，应采用地基土的三轴试验不排水模量（弹性模量）代替变形模量。

2 对于高度低于 100 米的塔桅结构，当地基土比较均匀，又无相邻地面荷载的影响时，在地基最终沉降量能满足允许沉降量的要求后，可不验算倾斜。

9.2.5 塔桅结构的地基变形允许值可按表 9.2.5 的规定采用。

表 9.2.5 塔桅结构的地基变形允许值

结构类型		沉降量允许值(mm)		倾斜允许值 tg θ
		高压缩性粘性土	低、中压缩性粘性土、砂土	
电视塔、微波塔等	H≤20	400	200	≤0.0080
	20<H≤50	400		≤0.0060
	50<H≤100	400		≤0.0050
	100<H≤150	300		≤0.0040
	150<H≤200	300		≤0.0030
	200<H≤250	200	150	≤0.0020
	250<H≤300	200		≤0.0015
	300<H≤400	100	100	≤0.0010
注：H为塔桅结构的总高度(m)。				

9.2.6 塔桅结构本身相邻基础间的沉降差应满足表 9.2.6 的规定。

表 9.2.6 塔桅结构相邻基础间的沉降差限值

结构类型	地基土类别	
	中低压缩性土	高压缩性土
当基础不均匀沉降时会产生附加应力的结构	≤0.002 l	≤0.003 l
当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	≤0.005 l	≤0.005 l
注：l为相邻基础中心间的距离(mm)。		

9.2.7 处于山坡地的塔桅结构应按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 进行地基稳定性计算。

9.2.8 塔架基础的抗倾覆应满足以下要求：

$$M_f \leq M_{kf} / \gamma_f \tag{9.2.8}$$

式中 M_{kf}——抗倾覆力矩；

M_f——倾覆力矩；

γ_f——抗倾覆稳定系数，γ_f=1.5 。

9.2.9 塔架基础的抗滑动应满足以下要求：

$$N_h \leq N_{kh} / \gamma_h \tag{9.2.9}$$

式中 N_{kh}——抗滑力

N_h——滑动力；

γ_h——抗滑动稳定系数，γ_h=1.2。

9.2.10 塔架的单独基础抗拔，应考虑基础自重及其上土重抵抗上拔力，且应满足以下条件：

$$N \leq G / \gamma \tag{9.2.10}$$

式中　G——基础自重及其上土重的标准值；

N——基础顶面上的上拔力；

γ——抗拔稳定系数，γ=1.5。

9.2.11　对于采用独立基础的塔架，宜设置联系梁将各基础联系成整体。

9.3 地锚

9.3.1　地锚的尺寸和埋深应保证桅杆及纤绳的正常工作，应能承受纤绳可能发生的最大拉力。

9.3.2　板式地锚的抗拔应满足以下要求：

$$T < R / K_b \tag{9.3.2}$$

式中　K_b——板式地锚的抗拔稳定系数，当考虑沿地锚周边土形成凸棱柱体所产生的摩擦力时为2.5；不考虑上述摩擦力时为2.0；

R——地锚抗拔力；

T——垂直于地锚板的纤绳拔力。

9.3.3　板式地锚抗拔力可按下式计算：

$$R = \frac{h}{\sin\beta} a \times b \times \gamma \left(1 + \frac{4h}{a+b} tg\varphi\right) \tag{9.3.3}$$

式中　h——地锚板平均埋深（见图9.3.3）；

β——地锚拉杆与地面夹角；

a、b——地锚板的长度和宽度；

γ——土的重度；

φ——土内磨擦角。

采用(9.3.3)式计算地锚抗拔力时的使用条件：$h+(b/2)\cos\beta \leqslant 3b$，即地锚最低点的埋深小于或等于地锚宽度的三倍，且 $\beta \geqslant 30°$。

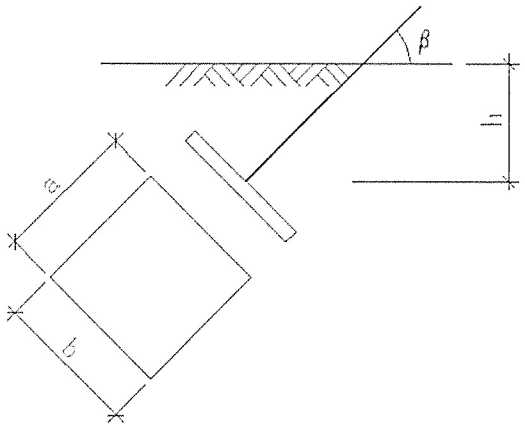


图9.3.3 板式地锚抗拔力计算示意图

9.3.4　计算地锚时，地下水位以下土的重度γ'（称为“水下浮重度”）宜按下式计算：

$$\gamma' = (1-0.01n)\ (G-1)\ \gamma_w \tag{9.3.4}$$

式中　n——土的孔隙度（%）；

G——土的比重；

γ_w——水的重度。

9.3.5　重力式地锚可按第9.2.9条和第9.2.10条计算其抗滑移和抗拔。

10 其它

10.0.1 塔桅结构钢构件加工完毕应进行防腐处理。防腐处理应优先采用热镀锌方法。设计应根据塔桅结构的重要性和工作环境规定锌层厚度，构件镀锌后不应在其上再进行焊接等影响锌层的操作。

当限于条件不能采用热镀锌方法防腐时，可采用热喷锌和涂刷油漆。热喷锌和涂刷油漆前应将钢构件除锈，除锈等级不低于 $Sa2\frac{1}{2}$，设计应根据塔桅结构的重要性和工作环境规定喷锌厚度、油漆种类、油漆道数和漆模厚度。

钢管构件内壁宜采取防腐措施。

埋入土中的钢构件应镀锌并做沥青防腐处理。

10.0.2 塔桅结构应有防雷和接地设施。

10.0.3 塔桅结构应按航空部门的有关规定涂刷标志油漆、装设航空障碍灯。

10.0.4 塔桅结构应按使用要求设置电梯、爬梯和平台、爬梯应设护圈或栏杆；平台应设置栏杆。平台栏杆高度不宜低于 1.2 米。

10.0.5 塔楼和封闭避难层的钢构件，应按防火规定做防火涂装。

10.0.6 钢塔桅结构的设计，应提供完整的设计图和必要的技术要求，其内容和深度规定如下：

1 设计图应包括：结构总图、节段图和足够的详图；图中包括全部构件的位置、轴线、尺寸、断面、材料和有关标高；图中尚应给出主要构件的内力和必要的构造连接的设计规定。

2 技术要求包括结构材料，连接件的标准和技术条件，制造、施工要求和验收标准，以及其它要求。

附 录 A（规范性附录）

轴心受压构件的稳定系数

表 A1 Q235 钢 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.996
10	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.986	0.985	0.983
20	0.981	0.979	0.977	0.976	0.974	0.972	0.970	0.968	0.966	0.964
30	0.963	0.961	0.959	0.957	0.955	0.952	0.950	0.948	0.946	0.944
40	0.941	0.939	0.937	0.934	0.932	0.929	0.927	0.924	0.921	0.919
50	0.916	0.913	0.910	0.907	0.904	0.900	0.897	0.894	0.890	0.886
60	0.883	0.879	0.875	0.871	0.867	0.863	0.858	0.854	0.849	0.844
70	0.839	0.834	0.829	0.824	0.818	0.813	0.807	0.801	0.795	0.789
80	0.783	0.776	0.770	0.763	0.757	0.750	0.743	0.736	0.728	0.721
90	0.714	0.706	0.699	0.691	0.684	0.676	0.668	0.661	0.653	0.645
100	0.638	0.630	0.622	0.615	0.607	0.600	0.592	0.585	0.577	0.570
110	0.563	0.555	0.548	0.541	0.534	0.527	0.520	0.514	0.507	0.500
120	0.494	0.488	0.481	0.475	0.769	0.463	0.457	0.451	0.445	0.440
130	0.434	0.429	0.423	0.418	0.412	0.407	0.402	0.397	0.392	0.387
140	0.383	0.378	0.373	0.369	0.364	0.360	0.356	0.351	0.347	0.343
150	0.339	0.335	0.331	0.327	0.323	0.320	0.316	0.312	0.309	0.305
160	0.302	0.298	0.295	0.292	0.289	0.285	0.282	0.279	0.276	0.273
170	0.270	0.267	0.264	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248	0.246
180	0.243	0.241	0.238	0.236	0.233	0.231	0.229	0.226	0.224	0.222
190	0.220	0.218	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
200	0.199	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.189	0.187	0.185	0.183
210	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.168
220	0.166	0.165	0.164	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154
230	0.153	0.152	0.150	0.149	0.148	0.147	0.146	0.144	0.143	0.142
240	0.141	0.140	0.139	0.138	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131
250	0.130									

表 A2 Q235 钢 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.838	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.477	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123									

表 A3 Q345 钢 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.997	0.996	0.994
10	0.993	0.992	0.990	0.988	0.986	0.984	0.982	0.980	0.978	0.975
20	0.973	0.971	0.969	0.967	0.964	0.962	0.960	0.957	0.755	0.952
30	0.950	0.947	0.944	0.941	0.939	0.936	0.933	0.930	0.927	0.923
40	0.920	0.917	0.913	0.909	0.906	0.902	0.898	0.894	0.889	0.885
50	0.831	0.876	0.871	0.866	0.861	0.855	0.850	0.844	0.838	0.832
60	0.825	0.819	0.812	0.805	0.798	0.791	0.783	0.775	0.767	0.759
70	0.751	0.742	0.734	0.725	0.716	0.707	0.698	0.689	0.680	0.671
80	0.661	0.652	0.643	0.633	0.624	0.615	0.606	0.596	0.587	0.578
90	0.570	0.561	0.552	0.543	0.535	0.527	0.518	0.510	0.502	0.494
100	0.487	0.479	0.471	0.464	0.457	0.450	0.443	0.436	0.429	0.423
110	0.416	0.410	0.404	0.398	0.392	0.386	0.380	0.374	0.369	0.363
120	0.358	0.353	0.348	0.343	0.338	0.333	0.328	0.324	0.319	0.315
130	0.310	0.306	0.302	0.298	0.294	0.290	0.286	0.282	0.278	0.275
140	0.271	0.268	0.264	0.261	0.257	0.254	0.251	0.248	0.245	0.242
150	0.239	0.236	0.233	0.230	0.227	0.224	0.222	0.219	0.217	0.214
160	0.212	0.209	0.207	0.204	0.202	0.200	0.197	0.195	0.193	0.191
170	0.189	0.187	0.184	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.173	0.171
180	0.169	0.167	0.166	0.164	0.162	0.161	0.159	0.157	0.156	0.154
190	0.153	0.151	0.150	0.148	0.147	0.145	0.144	0.142	0.141	0.140
200	0.138	0.137	0.136	0.134	0.133	0.132	0.131	0.129	0.128	0.127
210	0.126	0.125	0.124	0.123	0.121	0.120	0.119	0.118	0.117	0.116
220	0.115	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110	0.109	0.108	0.107	0.106
230	0.106	0.105	0.104	0.103	0.102	0.101	0.100	0.0996	0.0988	0.0980
240	0.0972	0.0964	0.0957	0.0949	0.0942	0.0934	0.0927	0.0919	0.0912	0.0905
250	0.0898									

表 A4 Q345 钢 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993	0.991
10	0.989	0.987	0.984	0.981	0.978	0.975	0.972	0.968	0.964	0.960
20	0.956	0.952	0.948	0.943	0.939	0.935	0.931	0.926	0.922	0.917
30	0.913	0.908	0.903	0.899	0.894	0.889	0.884	0.879	0.874	0.869
40	0.863	0.858	0.852	5.847	0.841	0.835	0.829	0.823	0.817	0.811
50	0.804	0.798	0.791	0.784	0.778	0.771	0.764	0.756	0.749	0.742
60	0.734	0.727	0.719	0.711	0.704	0.696	0.688	0.680	0.672	0.664
70	0.656	0.648	0.640	0.632	0.623	0.615	0.607	0.599	0.591	0.583
80	0.575	0.567	0.559	0.551	0.544	0.536	0.528	0.521	0.513	0.506
90	0.499	0.491	0.484	0.477	0.470	0.463	0.457	0.450	0.443	0.437
100	0.431	0.424	0.418	0.412	0.406	0.400	0.395	0.389	0.384	0.378
110	0.373	0.367	0.362	0.357	0.352	0.347	0.343	0.338	0.333	0.329
120	0.324	0.320	0.315	0.311	0.307	0.303	0.299	0.295	0.291	0.287
130	0.283	0.280	0.276	0.273	0.269	0.266	0.262	0.259	0.256	0.253
140	0.249	0.246	0.243	0.240	0.237	0.235	0.232	0.229	0.226	0.224
150	0.221	0.218	0.216	0.213	0.211	0.208	0.206	0.204	0.201	0.199
160	0.197	0.195	0.193	0.190	0.188	0.186	5.184	0.182	0.180	0.178
170	0.176	0.175	0.173	0.171	0.169	0.167	0.166	0.164	0.162	0.161
180	0.159	0.157	0.156	0.154	0.153	0.151	0.150	0.148	0.147	0.145
190	0.144	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.133	0.132
200	0.131	0.130	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.120
210	0.119	0.118	0.117	0.116	0.115	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110
220	0.109	0.108	0.108	0.107	0.106	0.105	0.104	0.103	0.102	0.101
230	0.101	0.0998	0.0990	0.0982	0.0974	0.0966	0.0959	0.0951	0.094	0.094
240	0.0929	0.0921	0.0914	0.0907	0.0900	0.0893	0.0880	0.0879	0.0873	0.0866
250	0.0859									

表 A1 至表 A4 中的 φ 值系按下列公式算得：

当 $\bar{\lambda}=\frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_y}{E}}\leq 0.215$ 时，$\varphi=1-\alpha_1\bar{\lambda}^2$

当 $\bar{\lambda}>0.215$ 时，

$$\varphi=\frac{1}{2\bar{\lambda}^2}\left[\left(a_2+a_3\bar{\lambda}+\bar{\lambda}^2\right)-\sqrt{(\alpha_2+\alpha_3\bar{\lambda}+\bar{\lambda}^2)-4\bar{\lambda}^2}\right]$$

式中 α_1、α_2、α_3—系数，根据表 7.1.2 的截面分类，按表 A5 采用。

表 A5 系数 α_1、α_2、α_3

截面类型	α_1	α_2	α_3
a 类	0.41	0.986	0.152
b 类	0.65	0.965	0.300

本规范用词说明

为便于在执行本规范条文时区别对待，对执行规范严格程度的用词说明如下：

1 表示很严格，非这样做不可的用词：
正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：
正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：
正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。
表示有选择，在一定条件下可以这么做的，采用“可”。

中华人民共和国广播电影电视工程建设行业标准

钢塔桅结构设计规范

GY5001-2004

条文说明

目　次

1 总　则 40
3 材　料 40
3.1 结构材料 40
3.2 连接材料 40
4 基本设计规定 41
4.1 设计原则 41
4.2 设计指标 41
4.3 塔桅结构变位的规定 41
5 荷载和作用 42
5.1 荷载分类 42
5.2 风荷载 42
5.3 裹冰荷载 42
5.4 地震作用 42
5.5 使用荷载 43
5.6 温度作用 43
6 结构计算原则 43
6.1 一般规定 43
6.2 桅杆 43
6.3 塔架 43
7 构件及连接计算 44
7.1 轴心受力构件 44
7.2 拉弯构件和压弯构 44
7.3 构件的计算长度和容许长细比 44
7.4 纤绳 44
7.5 连接计算 44
8 构造要求 44
8.3 螺栓连接 44
8.4 钢管 44
9 基础和地锚 45
9.1 基本规定 45
9.2 基础 45
9.3 地锚 45
10 其它 45

1 总 则

1.0.1~1.0.3 本规范的适用范围限于广播电视行业用作广播、电视、通信、旅游、观光等支持物或发射体的钢塔和钢桅杆的结构设计。其他行业属于该类建筑的一般构筑物，其结构设计亦可参照使用本规范。

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001 是制定本规范的准则。本规范第四、五、六、七、九章各节内容，基本上是陈述了 GB 50068-2001 第三、四和七章的有关规定，同时还给出其他的补充规定。

1.0.4~1.0.5 本规范是根据钢塔桅结构的特点编制。除本规范外，对国家现行的有关强制性标准，在设计和施工时也应执行。

3 材 料

3.1 结构材料

3.1.1 本条依据材料标准，对钢材和钢号进行了修订。考虑到低温条件下一些塔桅结构对钢材有冲击韧性要求，表 3.1.1 注中提出“需要时，选用钢材宜按设计温度进行钢材冲击韧性试验。”的要求。

3.1.2 焊接结构钢材应保证碳、硫、磷的极限含量。考虑到钢材中其它元素对焊接性的影响，本条补充“焊接结构钢材的碳当量不应大于 0.45%”的规定。

钢材的碳当量可按下式计算：

$$Cegu=C+Mn/6+(Cr+Mo+V)/15+(Ni+Cu)/5$$

式中 $Cegu$—碳的相当含量；

C—碳的含量(%)；

Mn—锰的含量(%)；

Ni—镍的含量(%)；

Mo—钼的含量(%)；

Cu—铜的含量(%)；

Cr—铬的含量(%)；

V—钒的含量(%)。

3.1.3 本条为原《钢塔桅结构设计规程》GYJ 1-84 内容，未作修改。

3.2 连接材料

3.2.1~3.2.3 依据现行焊丝、焊条和钢材标准，对应该执行的标准名称进行了修订。并增加螺栓和锚栓可采用 Q345 钢制成的内容。

4 基本设计规定

4.1 设计原则

4.1.1 遵循《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001 极限状态设计原则。本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法。有关极限状态的界定引自《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001。

4.1.2 塔桅结构在使用期限内不可避免将会出现二种以上荷载同时作用的现象，因此按极限状态设计时，必须确定相应的结构作用效应的最不利组合。设计应对各种有关的极限状态进行必要的计算或验算。

4.1.3 塔桅结构设计分三个安全等级，其划分标准依据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001 第 1.0.8 条，也基本反映了我国广播电视塔桅结构建设的现状。

4.1.4 引自《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001。

4.1.5 结构构件承载能力极限状态基本组合的规定引自《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001。

4.1.6 引自《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001。

4.1.7 针对塔桅结构的特点，分别对以风荷载、裹冰荷载等为第一个可变荷载的基本组合范围和可变荷载的组合值系数做了规定。

4.1.8 处于抗震设防地区需进行抗震设计的塔桅结构，尚应进行地震作用下的承载能力极限状态计算。塔桅结构地震作用基本组合极限状态表达式、地震作用分项系数和承载力抗震调整系数，系参照《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 编制。

4.1.9 对于偶然组合的原则引自《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定。对塔桅结构上悬挂导线或线网的断线荷载组合，考虑断线后的冲击影响，规定断线荷载的标准值取导线或线网拉力的二倍，即将原线网的拉力取消而反向作用于塔桅上进行验算；结构的抗力调整系数，原规程分二种情况，本次修订统一取 0.72。

4.1.10~4.1.13 引自《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001。

4.1.14 表 4.1.14 中组合值系数、频遇值系数、准永久值系数摘自《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001。考虑到塔桅结构特点及风荷载是主要荷载，为使塔桅结构能有效满足正常使用要求，以风荷载参与频遇组合时组合结果不应太小，因此规定限值 $\psi_{fw} w_k \geq 0.25 kN/m^2$。

4.2 设计指标

4.2.1~4.2.5 20 钢的焊接强度设计值、螺栓连接强度设计值指标参照 Q235 钢采用。

4.2.6 取自国家现行《钢丝绳》GB/T 8918-1996 标准的规定。

4.3 塔桅结构变位的规定

4.3.1 本条仅对塔桅结构在正常使用极限状态下的变位控制条件作了一般限值。对于塔架主体结构部分任意高度处的水平位移以及桅杆杆身纤绳固结点的水平位移的控制限值保持原规程的要求；对于设置有转角控制要求设备(如天线)的塔桅，设计应控制设备所在位置处的塔身(杆身)转角不大于设备允许的规定限值；对于塔上设有游览设施和有人房间(如了望平台、观光塔楼等)的塔，设计应控制所在位置的风振位移加速度，其值宜控制在不大于 $0.25 m/s^2$。

5 荷载和作用

5.1 荷载分类

5.1.1 塔桅结构上的荷载依《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的分类原则和塔桅结构特点，将荷载分为永久荷载、可变荷载和偶然荷载三类。

5.2 风荷载

5.2.1 参考《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001，对塔桅结构上风荷载计算表达式符号、单位进行了修订。

5.2.2 对塔桅结构设计中的风压取值给予规定。依据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001 设计基准期 50 年，基本风压以当地统计 50 年一遇为标准，在无统计数据时可按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 查得的数值采用。

5.2.3 考虑到塔桅结构的特点和其重要性，基本风压最小限值定为 0.35 kN/m²。

5.2.4 本条仍保持原规程内容，未作修改。

5.2.5~5.2.7 风压高度变化系数和风荷载体型系数按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定采用。考虑广播电视塔桅工程建设特点，地面粗糙度仅引用《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 中 A、B、C 三类；对拟在大城市中心建筑密集区建设塔桅工程，则提出风压高度变化系数应进行专门研究确定。增加了球形结构的风荷载体型系数；对于塔桅结构上的塔楼，其风荷载体型系数宜通过风洞试验确定。

5.2.8 桅杆结构及悬挂在塔桅上的索线(或线网)的风荷载计算，仍沿用原规程的规定。

5.2.9~5.2.12 作用在塔桅结构上的风荷载，应考虑到脉动风的动力影响。依广播电视钢塔结构刚度有突变和局部集中较大质量的特点，其风荷载的计算将脉动风按随机振动理论进行分析。当采用振型分解法计算时，应考虑脉动效应和空间相关的影响。对于不设塔楼的塔桅结构，可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定，通过风振系数计算风荷载。

5.2.13 圆形截面结构或构件，应考虑风力作用下的横风向风振。对于亚临界范围和超临界范围的共振，可采取在构造上的防振措施或控制结构的临界风速 v_{cr} 进行处理；对于跨临界范围的共振，则应验算结构的横向共振，设计时必须按不同振型分解计算临界风速及相应的横向共振等效静风荷载，结构顺风向和横风向风振的效应应予以矢量叠加。一般情况下，当发生跨临界范围共振(强风共振)时，横风向的影响起重要的作用。

5.3 裹冰荷载

5.3.1~5.3.3 塔桅结构上的裹冰主要以雨凇、雾凇或两者皆有形态出现，它使结构重力加大，挡风面积增加，设计中应予考虑。裹冰荷载计算原则上保持原规程的方法，仅将公式中的个别符号定义进行修正。

5.4 地震作用

5.4.1 塔桅结构应根据其安全等级确定设计烈度。由于一级塔桅结构的重要性及其影响，本条规定设计烈度较基本烈度提高一度采用；其它等级的塔桅结构可直接按基本烈度采用。

塔桅结构一般应进行多遇地震作用下的效应计算。对于不设塔楼且设计烈度不大于 7 度条件下的塔桅结构，根据设计经验地震作用组合不起控制作用，可以不进行抗震验算，但应按《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 规定采取必要的抗震构造措施。

8 度、9 度场地上的塔桅结构，计算表明塔楼以上部分截面在竖向和水平地震的共同作用下呈大

偏心压弯或拉弯受力状态，其对设计起控制作用。

对处于9度场地上的一级塔桅结构，考虑大的设防烈度和塔桅结构等级及建设经验等因素，塔的设计宜进行场区地震资料和结构抗震专门研究。

5.4.2 按振型分解反应谱法计算水平地震作用时，水平地震影响系数，除9度场地上的一级塔桅结构宜进行专门研究外，均按现行《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001的规定采用。

5.4.3 竖向地震作用依现行《构筑物抗震设计规范》GB 50191-93规定，竖向地震影响系数的最大值采用水平地震影响系数最大值的65%，结构等效重力荷载代表值的75%，且对电视塔应乘以增大系数2.5，将前述三项相乘(0.65×0.75×2.5)取整数为1.2，因此规定竖向地震影响系数最大值可按水平地震影响系数最大值的1.2倍采用。

5.5 使用荷载

5.5.1~5.5.3 规定了塔桅结构上常遇的使用荷载的取值和限值，本次修订仍保持原规程相应的规定，未做调整。

5.6 温度作用

5.6.1 塔架结构自身一般对温度影响不敏感。但对于塔桅上的塔楼结构，由于在设计使用期内塔楼内温度（室内温度）与室外温度的温差现象，会出现塔楼内、外结构构件温度变形不能协调而造成应力集中等。因此设计时应计算塔楼内结构和临近处塔楼外结构的温差作用效应，并采取构造或其它措施处理。温差值应根据室内设计温度与历年最冷（热）月平均气温来确定。

5.6.2 桅杆结构杆身、纤绳（和悬挂索线），当温度发生变化（与初始状态有温差），对结构内力、纤绳节点刚度会产生一定影响。因此设计中应考虑使用期内温度与安装状态时温度的温差效应，适当控制纤绳（或索线）安装时的初应力。

6 结构计算原则

6.1 一般规定

6.1.1~6.1.3 这里就塔桅结构在进行结构计算分析时，需要进行分析的内容和计算范围作出了一般规定，并就设计中进行承载能力和正常使用极限状态计算给出具体规定。

6.2 桅杆

6.2.1~6.2.5 这里列出了桅杆杆身及纤绳的结构分析方法和桅杆总体的稳定安全要求。其内容和规定保持了原规程的要求，只是将原规程不同章节中相关内容组织在一个章节，便于使用。

6.3 塔架

6.3.1~6.3.2 塔架进行结构分析时，可将塔架简化为多质点的悬臂体系，这里列出了塔架质点分布及质点荷载分配的一般规定。塔架质点总数一般不宜少于20个，对于高度较低的小型塔架可根据情况适当减少。

塔架的计算方法包括分层空间桁架法、整体空间桁架法等。根据工程经验，对于小型的塔架可按简化空间桁架法或平面桁架法计算。

7 构件及连接计算

7.1 轴心受力构件

7.1.1~7.1.3 取消原规程中钢材强度容许应力值概念，改用强度设计值，以符合《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001 以概率理论为基础的极限状态设计原则，并与《钢结构设计规范》相一致。

引入轴心受压构件稳定性计算时截面分类的概念，表 7.1.2 及附录中表 *A1~A4* 引自《钢结构设计规范》GBJ 17-88。

表 7.1.3 格构式构件换算长细比 λ_0 的计算公式，与原规程相同。

7.2 拉弯和压弯构件

7.2.1 将式 7.2.1 改用强度设计值表示。

7.2.2 本条为新增内容，计算弯矩作用在对称轴平面内的实腹式压弯构件的稳定性。

7.2.3~7.2.5 格构式压弯构件在弯矩作用平面内的整体稳定性、单肢强度和稳定性，缀材剪力计算，均作了相应修订。

7.3 构件的计算长度和容许长细比

7.3.1 未做调整，保持原规程的规定。

7.3.2 在表 7.3.2 中调整了辅助杆、横隔的容许长细比限值，从原规程的 250 调整为 220，主要从工程设计经验中考虑，适当调整塔桅结构一些辅助杆或横隔的刚度。

7.4 纤绳

7.4.1 纤绳的截面强度验算公式及规定是根据国家现行《钢丝绳》GB/T 8918-1996 标准的相关规定引入或编写。

8 构造要求

8.3 螺栓连接

8.3.1~8.3.2 取消了原规程连接螺栓最小直径不得小于 12mm，以及螺孔直径较螺栓直径相对增大的限值规定条文。

8.3.3 考虑到制孔方法对成孔质量的影响，本条规定当构件厚度大于 14mm 时，其螺栓孔宜采用钻孔，以提高连接精度和减小机械冲孔对材质的影响。

8.4 钢管

8.4.1 当塔桅结构受力构件采用钢管时，规定应采用热轧无缝钢管或直缝埋弧焊接钢管，不宜采用高频电焊钢管和螺旋卷制钢管。本条规定主要从塔桅结构的一些杆件连接使钢管局部存在径向受力考虑。

8.4.2 依工程设计经验制定。

8.4.3 为避免钢管构件在承受较大横向荷载的部位产生横向屈曲变形，规定应采取适当的加固措施；为避免法兰盘和节点板在运输和安装过程中变形，也应采取适当的加固措施。

9 基础和地锚

9.1 基本规定

9.1.1 塔桅结构除竖向荷载外，横向的风花载、地震作用也是主要控制荷载（作用）。因此本条规定塔桅结构的地基基础应进行包括抗压和抗拔等的强度计算，一级塔桅结构应进行地基变形验算，特殊的塔桅结构还应进行地基抗倾覆、抗滑动稳定验算。

9.1.2 塔桅结构地基在础设计前，规定应进行场地岩土工程勘察，以确保设计安全，符合建设规范。

9.1.3~9.1.4 这里强调当基础处于地下水位以下时，应考虑地下水对基础及覆土的浮力作用，目的是保证塔桅结构基础的抗拔稳定；基础和地锚处于侵蚀性等特殊环境或受温度影响时，设计应符合专门规范的规定并采取相应的防护措施，保持基础、地锚的耐久性。

9.1.5 依工程经验确定，保证基础、地锚混凝土的基本质量和强度。

9.2 基础

9.2.1~9.2.7 依据《建筑地基基础设计规范》GB50007-2001相关规定编写。

9.2.8~9.2.11 原则内容与规定同原规程，此次修订仅将原规程中的安全系数改称为稳定系数。

9.3 地锚

9.3.1~9.3.5 基本保持原规程内容，仅将原安全系数改称为稳定系数。

10 其 他

10.0.1~10.0.5 根据塔桅结构的制造、安装和维护特点，以及相关一些专门的结构设计规范的要求，提出一些具体规定。

10.0.6 本条根据现有钢结构制造能力(水平)、安装条件以及实际通常的钢结构设计图表达方式，提出钢塔桅结构设计应提供的一些必要的技术要求、文件内容和深度等的具体要求。

中华人民共和国
广播电影电视工程建设行业标准
钢塔桅结构设计规范
GY5001—2004

*

国家广播电影电视总局工程建设标准定额管理中心出版发行
地址：北京南礼士路十三号
联系电话：（010）68020046
邮政编码：100045
版权所有　不得翻印