

中华人民共和国通信行业标准

YD

YD/ T 5131—2005

移动通信工程钢塔桅结构设计规范

Design Specifications of Structure for Mobile Communication
Engineering Steel Tower and Mast

2006-07-25 发布

2006-10-01 实施

中华人民共和国信息产业部 发布

中华人民共和国通信行业标准

移动通信工程钢塔桅结构设计规范

Design Specifications of Structure for Mobile Communication
Engineering Steel Tower and Mast

YD/T 5131—2005

主管部门:信息产业部综合规划司

批准部门:中华人民共和国信息产业部

施行日期:2006年10月1日

北京邮电大学出版社

2006·北京

关于发布《移动通信工程钢塔桅 结构设计规范》的通知

信部规〔2006〕478号

各省、自治区、直辖市通信管理局，中国电信集团公司、中国网络通信集团公司、中国移动通信集团公司、中国联合通信有限公司、中国卫星通信集团公司、中国铁通集团有限公司，中讯邮电咨询设计院，中国通信建设总公司：

现将《移动通信工程钢塔桅结构设计规范》（编号：YD/T5131—2005）发布，自2006年10月1日起实行。

本规定由信息产业部综合规划司负责解释。

本规定由北京邮电大学出版社负责出版发行。

中华人民共和国信息产业部

二〇〇六年七月二十五日

前 言

本规范是根据信息产业部“关于安排《通信工程建设标准》修订和制定计划的通知”(信部规函[2004]508号)的要求制定的。

本规范的主要内容包括移动通信工程钢塔桅结构的基本设计规定、结构计算、构件及节点连接、构造与工艺技术要求、地基与基础等。

本规范用黑体字标注的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由信息产业部综合规划司负责解释、监督执行。规范在使用过程中,如有需要补充或修改的内容,请与部综合规划司联系,并将补充或修改意见寄部综合规划司(地址:北京市西长安街13号,邮编:100804)。

主编单位:广东省电信规划设计院

主要起草人:谢郁山 徐少伟 楚 劲

参编单位:华信邮电咨询设计研究院有限公司

主要起草人:陆 峰 殷晓霞

目 次

1 总则	1
2 术语和符号	3
2.1 术语	3
2.2 符号	4
3 基本设计规定	7
3.1 设计原则	7
3.2 荷载和地震作用	11
3.3 材料选用	13
4 结构计算	19
4.1 一般规定	19
4.2 自立式钢塔架	19
4.3 单管塔	21
4.4 拉线塔	21
5 构件及节点连接	23
5.1 一般规定	23
5.2 构件设计	23
5.3 节点连接设计	29
5.4 法兰盘的连接计算	29
5.5 塔脚底板的计算	33
6 构造与工艺技术要求	35
6.1 一般规定	35
6.2 节点连接	36
6.3 制作与安装	38

6.4 工艺技术要求	39
7 地基与基础	40
7.1 一般规定	40
7.2 地基计算	42
7.3 基础设计	46
7.4 基础的抗拔稳定和抗滑稳定	48
附录 A 法兰盘内力计算	52
附录 B 常用角钢塔脚底板计算	54
附录 C 基础和锚板基础抗拔稳定计算	56
附录 D 常用镀锌钢绞线规格	58
附录 E 本规范用词说明	59
条文说明	61

1 总 则

1.0.1 为在移动通信工程钢塔桅结构设计中贯彻执行国家的经济技术政策,做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于移动通信工程的钢塔桅结构(自立式和拉线式)设计,其他通信钢塔桅结构设计可参照使用。

1.0.3 本规范的编制是以国家标准 GB 50068-2001《建筑结构可靠度设计统一标准》为准则,执行和引用以下技术规范:

1. GB 50135-2004《高耸结构设计规范》。
2. GB 50009-2001《建筑结构荷载规范》。
3. GB 50017-2003《钢结构设计规范》。
4. GB 50011-2001《建筑抗震设计规范》。

移动通信工程钢塔桅结构的基础设计,尚应执行土建设计的其他技术规范和强制性标准。

1.0.4 在执行本规范与国家规定有矛盾时,应以国家规定为准。

1.0.5 在移动通信工程钢塔桅结构设计文件中,应注明结构的设计使用年限、使用条件、钢材牌号、连接材料的型号(或钢号)和对钢材所要求的力学性能、化学成分及其他的附加保证项目。此外,还应注明所要求的焊缝形式、焊缝质量等级、端部刨平顶紧部位及对施工的要求。

1.0.6 在已有建筑物上加建移动通信工程钢塔桅结构时,应经技术鉴定或设计许可,确保建筑物的安全。

1.0.7 未经技术鉴定或设计许可,不得改变移动通信工程钢塔桅结构的用途和使用环境。

1.0.8 在电信通行权有限的区域新建、扩建、改建移动通信工程

钢塔桅结构时应按国家有关规定考虑共同建设,实现资源共享。

1.0.9 在进行移动通信工程钢塔桅结构设计时,凡本规范未作出规定的,尚应符合现行国家标准和相关行业标准的有关规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 塔桅高度 Height of tower

塔桅塔脚底板底面至塔顶避雷针安装处的垂直距离。

2.1.2 塔架根开 Tower spacing

三、四边行塔架相邻塔脚中心线之间的距离。

2.1.3 长细比 Slenderness ratio

构件计算长度与构件截面回转半径的比值。

2.1.4 主材 Major member

塔桅结构的塔柱,主要受力构件,相当于空间桁架的弦杆。

2.1.5 腹杆 Web member

连接塔架各主材的支撑构件,包括水平横杆和斜杆。

2.1.6 横隔杆 Horizontal Cross member

用于连接水平横杆的构件。

2.1.7 辅助杆 Secondary member

用于减小受力构件计算长度的构件。

2.1.8 钢塔架 Steel tower

自立式高耸钢构架。

2.1.9 单管塔 Steel pole

单根大直径钢管和平台组成的自立式高耸钢结构。

2.1.10 拉线塔(桅杆) Guyed steel mast

由立柱和拉线构成的高耸钢结构。

2.2 符号

2.2.1 作用与作用效应

F ——基础或锚板基础所受的拔力、上部结构传到基础的竖向力；

G_k ——基础自重(包括基础上的土重)标准值；

G_e ——土体重量标准值；

G_f ——基础自重标准值；

M ——力矩或弯矩设计值；

M_{xk}, M_{yk} ——对 x 轴、对 y 轴的弯矩标准值；

N ——轴向力(拉力或压力)、纤绳拉力设计值；

p_k ——在荷载效应标准组合下基础底面的平均压力；

p_{max} ——在荷载效应标准组合下基础边缘的最大压力；

p_{min} ——在荷载效应标准组合下基础边缘的最小压力；

Q ——底板的均布反力设计值；

q_1, q_a ——单位长度、单位面积上的裹冰荷载；

R ——结构构件抗力的设计值；

R_f ——法兰盘之间的顶力；

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应；

S_{GE} ——地震作用下重力荷载代表值的效应；

S_{Qk} ——可变荷载标准值的效应；

S_{Wk} ——风荷载标准值的效应；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；

S_{EVk} ——竖向地震作用标准值的效应；

T ——作用在底板上的拉力设计值；

T_1 ——一个地脚螺栓承受的上拔力设计值。

2.2.2 计算指标

f_y ——钢材的屈服强度；

f ——钢材的抗弯、抗压、抗拉强度设计值；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；
 f_a ——修正后的地基承载力特征值；
 f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；
 f_g ——钢绞线强度设计值；
 N_i^b ——每个螺栓的受拉承载力设计值；
 S ——地基变形的规定限值；
 δ ——结构或构件的变形限值。

2.2.3 几何参数

A ——截面面积、毛截面面积、基础底面积；
 B ——底板宽度；
 C ——主角钢边至底板边的距离；
 D ——地脚螺栓对应的计算宽度；
 H ——塔桅结构的总高度；
 W ——截面抗弯模量；
 W_x, W_y ——对 x, y 轴的截面抗弯模量；
 Y_{\max} ——地脚螺栓中心至主角钢的最大距离；
 y_i ——第 i 个螺栓中心到旋转轴的距离；
 a ——底板计算区段的自由边长度、合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离；
 a_x ——合力作用点至 e_x 一侧基础边缘的距离；
 a_y ——合力作用点至 e_y 一侧基础边缘的距离；
 b ——计算高度处的裹冰厚度、平行于 x 轴的基础边长、多边形单管塔单边宽度；
 b_{\min} ——塔脚底板各区段中的最小宽度；
 d ——圆截面构件、拉线的直径；
 e_x —— X 方向的偏心距；
 e_y —— Y 方向的偏心距；
 h_{cr} ——土重法计算的临界深度；
 h_i ——基础上拔深度；

l ——平行于 y 轴的基础底面边长；
 t ——连接件的厚度；
 s ——螺栓的间距；
 θ ——两螺栓之间的圆心角，弧度、拔力与水平地面的夹角；
 α_0 ——土体计算的抗拔角。

2.2.4 计算系数及其他

ψ_C ——可变荷载的组合值系数
 ψ_q ——可变荷载的准永久值系数；
 ψ_w ——抗震设计时的风荷载组合值系数；
 γ ——裹冰重度；
 γ_0 ——结构重要性系数；
 γ_1 ——土体重的抗拔稳定系数；
 γ_2 ——基础重的抗拔稳定系数；
 γ_G ——永久荷载的分项系数；
 γ_Q ——可变荷载的分项系数；
 γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数；
 γ_w ——风荷载分项系数；
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；
 α_1 ——覆冰厚度的高度变化系数；
 α_2 ——与构件直径有关的裹冰厚度修正系数；
 φ ——轴心受压构件稳定系数；
 μ_s ——风荷载的体形系数。

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.1 移动通信工程钢塔桅结构设计,采用以概率论为基础的极限状态设计方法,以可靠指标度量结构构件的可靠度,以分项系数设计表达式进行计算。

3.1.2 移动通信工程钢塔桅结构的设计基准期为 50 年。

3.1.3 移动通信工程钢塔桅结构的设计使用年限一般为 50 年。

3.1.4 移动通信工程钢塔桅结构的安全等级为二级。

3.1.5 移动通信工程钢塔桅结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

1. 承载能力极限状态:这种极限状态对应于结构或结构构件达到最大承载能力,或达到不适于继续承载的变形。

2. 正常使用极限状态:这种极限状态对应于结构或结构构件达到变形或耐久性能的有关规定限值。

3.1.6 移动通信工程钢塔桅结构构件承载能力极限状态设计应采用荷载效应的基本组合,并按下列极限状态设计表达式中的最不利值确定。

1. 由可变荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qi,k}) \leq R \quad (3.1.6-1)$$

2. 由永久荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qi,k}) \leq R \quad (3.1.6-2)$$

式中, γ_0 ——结构重要性系数, 不应小于 1.0;

γ_G ——永久荷载的分项系数, 按表 3.1.6 采用;

表 3.1.6 永久荷载分项系数 γ_G

荷载效应对结构不利	由可变荷载效应控制的组合	1.2
	由永久荷载效应控制的组合	1.35
荷载效应对结构有利	一般情况下	1.0
	对结构的倾覆、滑移验算	0.9

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, 一般情况下应取 1.4, 可变荷载效应对结构有利时取 0;

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应;

$S_{Qi,k}$ ——第 i 项可变荷载标准值的效应, 其中 $S_{Q1,k}$ 为第一个可变荷载标准值的效应, 其荷载效应在诸可变荷载效应中起控制作用;

ψ_{ci} ——可变荷载 Q_i 的组合值系数, 应根据不同的荷载组合按第 3.1.7 条的规定采用;

n ——参与组合的可变荷载数;

R ——结构或构件抗力的设计值。

3.1.7 移动通信工程钢塔桅结构构件承载能力极限状态设计应考虑如下两种不同荷载基本组合, 其可变荷载组合值系数应分别按表 3.1.7 采用:

表 3.1.7 荷载基本组合及可变荷载组合值系数

荷载组合		可变荷载组合值系数		
		ψ_{cw}	ψ_{cl}	ψ_{ci}
I	G+W+L	1.0	0.7	—
II	G+W+L+I	0.25~0.6	0.7	1.0

注: ① 表中 G 代表永久荷载, W 代表风荷载, L 代表平台活荷载, I 代表裹冰荷载;

② 组合 II 中 ψ_{cw} 一般取 0.25, 但对裹冰后冬季风很大的区域, 应根据实地情况调查选用相应的值;

③ 需要考虑雪荷载时, 雪荷载的组合系数均取 0.7。

3.1.8 结构或构件承载力的抗震验算,应采用下列极限状态设计表达式:

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{EV} S_{EVk} + \phi_w \gamma_w S_{wk} \leq R / \gamma_{RE} \quad (3.1.8)$$

式中, γ_G ——重力荷载分项系数,取值同上;

S_{GE} ——重力荷载代表值效应,重力荷载代表值应取结构自重和各竖向可变荷载的组合值之和,规定如下,

- 对结构自重(结构构配件自重、固定设备重等)取 1.0,
- 对平台的等效均布荷载取 0.5,按实际情况时取 1.0,
- 对平台的雪荷载取 0.5;

γ_{Eh} 、 γ_{EV} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数,按表 3.1.8 采用;

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值效应;

S_{EVk} ——竖向地震作用标准值效应;

γ_w ——风荷载分项系数,应采用 1.4;

S_{wk} ——风荷载标准值效应;

ϕ_w ——抗震基本组合中的风荷载组合值系数,可采用 0.2;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数,对钢构件取 0.8,对连接焊缝取 0.9,对连接螺栓取 0.85。

表 3.1.8 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
同时按水平地震和竖向地震作用计算	1.3	0.5

3.1.9 正常使用极限状态应分别按荷载效应的标准组合、准永久组合进行计算,并应满足本规范要求的限值。

1. 标准组合应用于计算结构或构件的变形,其表达式为:

$$S_{Gk} + S_{Q_1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Q_ik} \leq \delta \quad (3.1.9-1)$$

2. 准永久组合用于地基变形的计算,其表达式为:

$$S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Q_{i,k}} \leq S \quad (3.1.9-2)$$

式中, δ ——结构或构件的变形限值;

S ——地基变形的规定限值;

ψ_{qi} ——准永久效应组合时,任何第 i 个可变荷载的准永久值系数,按表 3.1.9 取用。

表 3.1.9 可变荷载准永久值系数

荷载类别	风荷载	活荷载	雪荷载		
			地区 I	地区 II	地区 III
准永久值系数 ψ_{qi}	0(0.4)	0.4	0.5	0.2	0

注:① 在风玫瑰图呈严重偏心的地区,计算地基不均匀变形时风荷载的准永久值系数采用 0.4(频遇值);

② 雪荷载的分区按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 执行。

3.1.10 移动通信工程钢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. 在以风荷载为主的荷载标准组合作用下,塔桅结构任意点的水平位移不得大于表 3.1.10 的规定。

表 3.1.10 移动通信工程钢塔桅结构的水平位移限值

结构类型	水平位移限值	
自立式塔架	u/H_i	1/75
	$\Delta u/h$	1/50
桅杆	u/H_i	1/75
单管塔	u/H_i	1/40
	$\Delta u/h$	1/50

注:表中 u ——任意点水平位移(与 H_i 高度对应);

Δu ——层间相对位移(与 h 对应);

H_i ——任意点高度;

h ——层间间距。

2. 在以风荷载为主的荷载标准组合作用下,当塔桅结构上挂有微波天线时,微波天线所在位置的塔(杆)身挠度角和扭转角,应

满足工艺设计要求和不大于 1/2 微波天线的半功率角。

3. 钢塔桅结构的地基变形应符合本规范第 7.2.6 条的规定。

3.2 荷载和地震作用

3.2.1 移动通信工程钢塔桅结构上的荷载一般可分为下列两类：

1. 永久荷载：结构自重、固定设备自重、拉线的初应力、土重、土压力等；

2. 可变荷载：风荷载、裹冰荷载、地震作用、雪荷载、活荷载（包括平台安装检修荷载）、温度变化、地基变形等。

3.2.2 风荷载应按如下规定计算：

1. 钢塔桅结构所承受的风荷载计算应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定执行，基本风压按 50 年一遇采用，但基本风压不得小于 0.35 kN/m^2 。

2. 风荷载的计算应考虑塔桅构件、平台、天线及其他附属物的挡风面积；移动通信天线的挡风面积应按实际方向角度计算，当同一高度的天线具体方向无法确定时，可假定天线为均匀对称分布。

3. 移动通信天线的体型系数 μ_s 可按下表 3.2.2-1 取用。

表 3.2.2-1 移动通信天线的体型系数 μ_s

天线形状	高宽比小于或等于 7	高宽比大于或等于 25
板状	1.3	
棍状	0.8	1.2

注：① 高宽比为垂直风方向的天线高度和直径的比值；

② 中间取值可以采用插值法。

4. 单管塔的杆身体型系数 μ_s 可按下表 3.2.2-2 取用。

表 3.2.2-2 单管塔的杆身体型系数 μ_s

截面形式	体型系数 μ_s
圆形	0.6
十六边形及以上	0.8
十二边形	1.0
六边形及八边形	1.2

3.2.3 雪荷载:平台雪荷载的计算应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定执行,基本雪压按 50 年一遇采用。

3.2.4 裹冰荷载的计算应遵循如下原则。

1. 设计移动通信工程钢塔桅结构时,应考虑结构构件、拉索和天线等表面裹冰后所引起的重力荷载及挡风面积增大的影响。

2. 基本裹冰厚度应根据当地离地 10 m 高度处的观测资料,取统计 50 年一遇的最大裹冰厚度为标准。当无观测资料时,应通过实地调查确定,或按下列经验数值分析采用。

1) 重裹冰区:大凉山、川东北、川滇、秦岭、湘黔、闽赣等地区,基本裹冰厚度可取 10~30 mm;

2) 轻裹冰区:东北(部分)、华北(部分)、淮河流域等地区,基本裹冰厚度可取 5~10 mm。

注:裹冰还会受地形和局地气候的影响,因此轻裹冰区内可能出现个别地点的重裹冰或无裹冰的情况;同样,重裹冰区内也可能出现个别地点的轻裹冰或超裹冰的情况。

3. 管线及结构构件上的裹冰荷载的计算应符合下列规定。

1) 圆截面的构件、拉索等每单位长度上的裹冰荷载可按下式计算:

$$q_1 = \pi b \alpha_1 \alpha_2 (d + b \alpha_1 \alpha_2) \gamma \cdot 10^{-6} \quad (3.2.4-1)$$

式中, q_1 ——单位长度上的裹冰荷载(kN/m);

b ——基本裹冰厚度(mm),按本条款的规定采用;

d ——圆截面构件、拉索的直径(mm);

α_1 ——与构件直径有关的裹冰厚度修正系数,按表 3.2.4-1 采用;

α_2 ——覆冰厚度的高度变化系数,按表 3.2.4-2 采用;

γ ——裹冰重度,一般取 9 kN/m³。

表 3.2.4-1 与构件直径有关的裹冰厚度修正系数 α_1

直径/mm	5	10	20	30	40	50	60	70
α_1	1.1	1.0	0.9	0.8	0.75	0.7	0.63	0.6

表 3.2.4-2 裹冰厚度的高度变化系数 α_2

离地面高度/m	10	50	100	150	200	250	300	≥ 350
α_2	1.0	1.6	2.0	2.2	2.4	2.6	2.7	2.8

2) 非圆截面构件上每单位表面面积上的裹冰荷载 q (kN/m²) 可按下式计算:

$$q_a = 0.6ba_2\gamma \cdot 10^{-3} \quad (3.2.4-2)$$

式中, q_a ——单位面积上的裹冰荷载(kN/m²)。

3.2.5 地震作用可按如下规定确定:

1. 钢塔桅结构的抗震设防烈度应按其所在地的抗震设防基本烈度采用,但建于建筑物上的钢塔桅结构抗震设防烈度可按建筑物的抗震设防烈度采用;

2. 钢塔桅结构地震作用计算宜采用振型分解反应谱法,计算方法按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 的规定执行;

3. 钢塔桅结构的抗震设防烈度为 8 度及以下时可以不进行截面抗震验算,仅需满足抗震构造要求;

4. 钢塔桅结构的抗震设防烈度为 9 度时应同时考虑竖向地震与水平地震作用的不利组合。

3.2.6 平台的活荷载应按实际工艺条件确定,一般情况下竖向活荷载可按 2 kN/m² 考虑,平台还应考虑天线水平荷载的作用,栏杆顶部水平荷载应不小于 1.0 kN/m。

3.3 材料选用

3.3.1 移动通信工程钢塔桅结构采用的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格保证,对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证。

焊接结构以及重要的非焊接承重结构采用的钢材还应具有冷弯试验的合格保证。

3.3.2 移动通信工程钢塔桅结构的钢材,宜采用 Q 235 普通碳素结构钢、Q 345 低合金结构钢、20 号优质碳素结构钢,有条件时也可采用 Q 390 钢或钢材强度等级更高的结构钢,其质量标准应分别符合我国现行国家标准《碳素结构钢》GB/ T 700、《低合金高强度结构钢》GB/ T 1591 和《优质碳素结构钢技术条件》GB/ T 699 的规定。

需要焊接的构件不得采用 Q 235 普通碳素结构钢 A 级;主要受力构件在冬季工作温度等于或低于 -20°C 时,不宜采用 Q 235 沸腾钢。

3.3.3 拉线塔的拉索宜采用镀锌钢丝绳和钢绞线,其质量标准应分别符合我国现行国家标准《钢丝绳》GB/ T 8918-1996 和《镀锌钢绞线》YB/ T 5004—2001 的规定。

3.3.4 连接材料应符合下列要求。

1. 钢塔桅结构的焊接宜采用手工电弧焊,选用的焊条应符合现行国家标准《碳钢焊条》GB 5117 或《低合金钢焊条》GB 5118 的规定,焊条型号应与构件钢材的强度相适应,可按下列原则选用:

- 1) 对于 Q 235 钢,宜选用 E43 $\times\times$ 型焊条;
- 2) 对于 Q 345 钢,宜选用 E50 $\times\times$ 型焊条;
- 3) 对于 Q 390 钢,宜选用 E55 $\times\times$ 型焊条;

4) 对于不同强度钢材的连接焊缝,可采用与低强度钢材相适应的焊条。

2. 采用自动焊接或半自动焊接时,焊丝和相应的焊剂应与主体金属强度相适应,不同强度的钢材相焊接时,可按强度较低钢材选用焊接材料。焊丝和焊剂应符合《熔化焊用钢丝和焊剂》GB 1300 的规定。

3. 角钢塔采用螺栓连接时可选用普通螺栓,并应分别符合现行国家标准《六角头螺栓——A 级和 B 级》(GB 5782)、《六角头螺栓——C 级》(GB 5780) 的规定。

4. 钢管采用法兰连接时宜选用高强度材料的普通螺栓,高强

度螺栓可采用 45 号钢、40Cr、40B、或 20MnTiB 钢制作并应符合《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》(GB/T 1228~GB/T 1231)的规定。

5. 地脚锚栓宜采用 Q 235 钢或 Q 345 钢制作,也可采用 35 号、45 号优质碳素钢制作,但不得焊接。

3.3.5 钢塔桅结构常用材料设计指标应满足下表要求:

表 3.3.5-1 钢材的强度设计值/ $N \cdot (mm^2)^{-1}$

类 别		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
牌号	厚度或直径 mm			
Q 235 钢	≤ 16	215	125	325
	17~40	205	120	
Q 345 钢	≤ 16	310	180	400
	17~35	295	170	
Q 390 钢	≤ 16	350	205	415
	17~35	335	190	

注:① 表中厚度系指计算点的钢材厚度,对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

② 20 号优质碳素钢(无缝钢管)的强度设计值同 Q 235 钢。

表 3.3.5-2 螺栓和锚栓连接的强度设计值/ $N \cdot (mm^2)^{-1}$

螺栓的性能等级、锚栓 和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚 栓	承压型连接 高强度螺栓		
		C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗拉 f_t	抗剪 f_v	承压 f_c
		抗拉 f_t	抗剪 f_v	承压 f_c	抗拉 f_t	抗剪 f_v	承压 f_c				
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	
	6.8 级	300	240	—	—	—	—	—	—	—	
	8.8 级	400	300	—	400	320	—	—	—	—	

续表

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接高强度螺栓		
		C级螺栓			A级、B级螺栓				抗拉 f_t	抗拉 f_t	抗剪 f_v
		抗拉 f_t	抗剪 f_v	承压 f_c	抗拉 f_t	抗剪 f_v	承压 f_c				
地脚锚栓	Q235	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—
	Q345	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—
	35号钢	—	—	—	—	—	—	200	—	—	—
	45号钢	—	—	—	—	—	—	228	—	—	—
承压型连接高强度螺栓	8.8级	—	—	—	—	—	—	400	250	—	—
	10.9级	—	—	—	—	—	—	500	310	—	—
构件	Q 235	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470
	Q 345	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590
	Q 390	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615

注：① A级螺栓用于 $d \leq 24 \text{ mm}$ 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150 \text{ mm}$ (按较小值) 的螺栓；B级螺栓用于 $d > 24 \text{ mm}$ 或 $l > 10d$ 或 $l > 150 \text{ mm}$ (按较小值) 的螺栓。 d 为公称直径， l 为螺杆公称长度。

② A、B级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度，C级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度均应符合《移动通信工程钢塔桅结构质量验收规范》的要求。

表 3.3.5-3 焊缝的强度设计值/ $\text{N} \cdot (\text{mm}^2)^{-1}$

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝			角焊缝	
	牌号	厚度或直径 (mm)	抗压 f_c	焊缝质量为下列等级时，抗拉 f_t		抗剪 f_v	抗拉、抗压和抗剪 f_f
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊和 E 43 型焊条的手工焊	Q 235 钢	≤ 16	215	215	185	125	160
		17~40	205	205	175	120	

续表

焊接方法和 焊条型号	构件钢材			对接焊缝		角焊缝	
	牌号	厚度或直 径(mm)	抗压 f_c^e	焊缝质量为下列 等级时,抗拉 f_t^e		抗剪 f_v^e	抗拉、抗 压和抗剪 f_t^e
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动 焊和 E 50 型焊 条的手工焊	Q 345 钢	≤ 16	310	310	265	180	200
		17~35	295	295	250	170	
自动焊、半自动 焊和 E 55 型焊 条的手工焊	Q 390 钢	≤ 16	350	350	300	205	220
		17~35	335	335	285	190	

注:① 自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂,应保证其熔敷金属的力学性能不低于现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293 和《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB/T 12470 中相关的规定。

② 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。其中厚度小于 8 mm 钢材的对接焊缝,不应采用超声波探伤确定焊缝质量等级。

③ 对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取 f_c^e ,在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^e 。

④ 表中厚度系指计算点的钢材厚度,对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

⑤ 构件为 20 号优质碳素钢的焊缝强度设计值同 Q 235 钢。

表 3.3.5-4 拉线用镀锌钢绞线强度设计值/ $N \cdot (mm^2)^{-1}$

股数	热镀锌钢丝抗拉强度标准值				备注
	1 270	1 370	1 470	1 570	
	整根钢绞线抗拉强度设计值 f_g				1、整根钢绞线拉力设计值等于总截面与 f_g 的积;
7 股	745	800	860	920	2、强度设计值 f_g 中已计入了换算系数: 7 股 0.92, 19 股 0.90;
19 股	720	780	840	900	3、拉线金具的强度设计值由国家标准的金具强度标准值或试验破坏值定, $\gamma_R=1.8$ 。

表 3.3.5-5 拉线用钢丝绳强度设计值/ $N \cdot (mm^2)^{-1}$

钢丝绳公称抗拉强度	1 470	1 570	1 670	1 770	1 870
钢丝绳抗拉强度设计值	735	785	835	885	935

3.3.6 计算下列情况的结构构件或连接时,第 3.3.5 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,对中间无联系的单角钢压杆,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 结构计算

4.1 一般规定

4.1.1 移动通信工程钢塔桅结构包括自立式钢塔架、单管塔、拉线塔等型式。

4.1.2 移动通信工程钢塔桅结构的选型应综合考虑使用要求、周围环境与景观、建筑物的承受能力以及工程造价等因素。

4.1.3 移动通信工程钢塔桅结构应按本规范 3.1 节的规定进行承载能力极限状态计算,并依次以风荷载及裹冰荷载作为第一个可变荷载进行组合计算,必要时还应进行抗震验算。

4.1.4 移动通信工程钢塔桅结构应按本规范第 3.1 节的规定进行正常使用极限状态验算,并应满足相应的变形规定。

4.1.5 移动通信工程钢塔桅结构平台内力和位移的计算,应根据平台结构类型选用相应的计算简图,塔体可视为平台结构的支座。

4.2 自立式钢塔架

4.2.1 自立式钢塔架的横截面通常为三角形、正方形等,一般情况下宜采用正方形的角钢塔,为配合场地条件或装饰效果,也可采用矩形的角钢塔或小根开的三角形钢管塔等。

4.2.2 计算自立式钢塔架结构时,宜将结构作为整体,按整体空间钢架法,采用三维空间程序进行受力分析,主材与腹杆之间、腹杆与腹杆之间的连接,可按实际情况,视为刚接或铰接。

4.2.3 当自立式钢塔架截面为四边形时,在风荷载或地震作用下,应考虑如下两种作用方向(图 4.2.3)。

4.2.4 当自立式钢塔架截面为三角形时,在风荷载或地震作用

下,应考虑如下 3 种作用方向(图 4.2.4)。

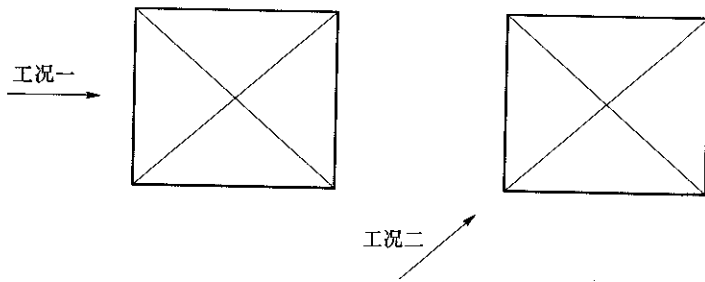


图 4.2.3 塔架水平力作用方向

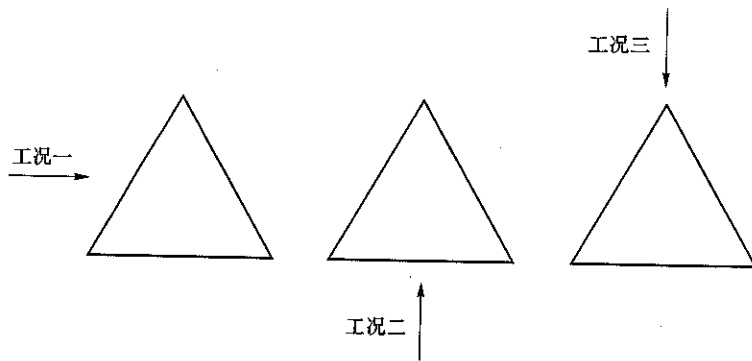


图 4.2.4 塔架水平力作用方向

4.2.5 当计算所得四边形钢塔架斜杆承担的剪力与同层塔柱承担的剪力之比 $\Delta = \left| \frac{Vb}{\sqrt{2}Mt\theta} - 1 \right| \leq 0.4$ 时,斜杆内力取塔柱内力乘系数 α ,

$$\alpha = \mu (0.228 + 0.649\Delta) \cdot \frac{b}{h} \quad (4.2.5)$$

如图 4.2.5, V 、 M 为层顶剪力、弯矩; b 为层顶宽度; θ 为塔柱

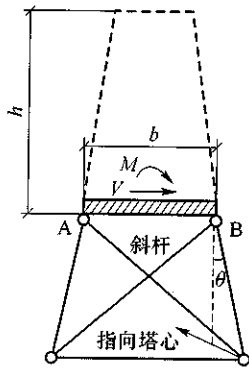


图 4.2.5 斜杆最小内力限值计算

与垂直线之夹角； h 为所计算截面以上塔体高度；当为刚性斜杆时 $\mu=1$ ，柔性斜杆时 $\mu=2$ 。

4.2.6 塔架辅助杆件的承载能力应不低于所支撑主材内力的 2%、斜材内力的 5%。

4.3 单管塔

4.3.1 单管塔可按悬臂压弯杆件计算，并应考虑竖向荷载因杆身变形产生的二次效应影响。

4.3.2 锥形单管塔的水平风荷载可分段计算，以分段中央高度的风荷载作为该段的平均风荷载，整塔的分段数不宜少于 5。

4.3.3 锥形单管塔的外壁坡度小于 2% 时，应计算由脉动风引起的垂直于风向的横向振动效应。

4.3.4 单管塔高度不宜超过 50 m，超过 50 m 时宜采用适当的振动控制技术以减小结构变形。

4.4 拉线塔

4.4.1 拉线塔塔身的内力分析可按拉线节点处为弹性支承的连续压弯杆件计算，并考虑拉线节点处的偏心弯矩；有条件时也可用

梁索单元或杆索单元有限元法计算。

当塔身为格构式时,其刚度应考虑杆身剪切变形后的抗弯刚度变化,其刚度应乘以折减系数 ξ 。折减系数可按式确定:

$$\xi = \left(\frac{l_0}{i\lambda_0} \right)^2 \quad (4.4.1)$$

式中, l_0 ——弹性支承点之间杆身计算长度(m);

i ——杆身截面回转半径(m);

λ_0 ——弹性支承点之间杆身换算长细比,按本规范第5.2.4条计算。

4.4.2 拉线塔的拉线可按一端连接于塔身的抛物线计算,拉线上有集中荷载时,可将集中荷载换算成均布荷载。

拉线的截面强度应按式验算:

$$\frac{N}{A} \leq f \quad (4.4.2)$$

式中, N ——拉线拉力设计值(N);

A ——拉线的截面面积(mm²);

f ——拉线的抗拉强度设计值(N/mm²)。

4.4.3 拉线的初始应力应综合考虑杆体变形、内力和稳定以及拉线承载力等因素确定,宜在100~250 N/mm²范围内选用。

4.4.4 拉线塔应进行整体稳定验算,按杆身屈曲临界压力计算的整体稳定安全系数不应低于2.0。

4.4.5 拉线塔的拉线布置:平面上宜为互交120°的3个对称方向,或互交90°的4个对称方向,拉线与水平面夹角宜为40°~60°。

4.4.6 拉线塔高度不宜超过40 m。

5 构件及节点连接

5.1 一般规定

5.1.1 移动通信工程钢塔桅结构的构件和节点连接设计除了应满足使用阶段的受力要求外,尚应考虑施工阶段的受力要求。

5.1.2 结构构件和节点连接设计,应按承载能力极限状态的要求,采用荷载基本组合和强度的设计值进行计算。

5.1.3 攀登设施(爬梯、爬钉)应能承受至少 1.0 kN 的集中活荷载;所有与水平面夹角不大于 30°的构件,也应能承受跨中 1.0 kN 的检修荷载。此荷载不与其他荷载组合。

5.2 构件设计

5.2.1 结构构件的设计,应根据受力状态分别进行受弯、轴向拉压等的强度计算以及整体稳定和局部稳定验算,具体计算应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017-2003 的有关规定进行,但塑性发展系数 γ_r 、 γ_y 应取为 1。

5.2.2 构件的长细比 λ 应不超过下列规定值。

主材: $\lambda \leq 150$;

横杆、斜杆: $\lambda \leq 180$,当内力小于杆件承载力的 50%时, $\lambda \leq 200$;

辅助杆、横隔杆: $\lambda \leq 200$;

受拉杆: $\lambda \leq 350$ 。

施加预应力的拉杆,长细比不受限制。

桅杆两相邻拉线节点间杆身长细比宜符合下列规定：

格构式桅杆(换算长细比)： $\lambda_0 \leq 100$ ；

实腹式桅杆： $\lambda \leq 150$ 。

5.2.3 钢塔桅结构的构件长细比 λ 应按如下规定计算：

1. 主材长细比 λ 按表 5.2.3-1 采用。
2. 斜杆长细比 λ 按表 5.2.3-2 采用。
3. 横杆和横膈长细比 λ 按表 5.2.3-3 采用。

表 5.2.3-1 塔架和桅杆的主材长细比 λ

弦杆形式	二塔面斜杆交点错开		二塔面斜杆交点不错开		
简图					
长细比	$\lambda = \frac{1.2l}{i_x}$		$\lambda = \frac{l}{i_{y_0}}$		
符号说明	<p> i_x: 单角钢截面对平行肢轴的回转半径 i_{y_0}: 单角钢截面的最小回转半径 l: 节间长度 </p>				

表 5.2.3-2 塔架和桅杆的斜杆长细比 λ

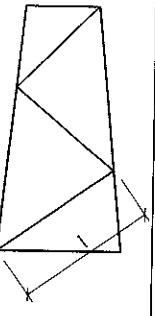
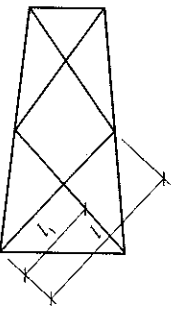
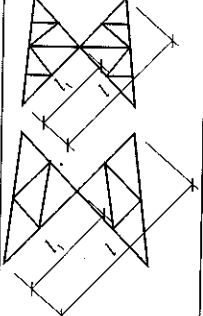
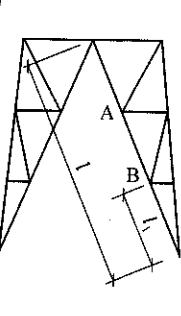
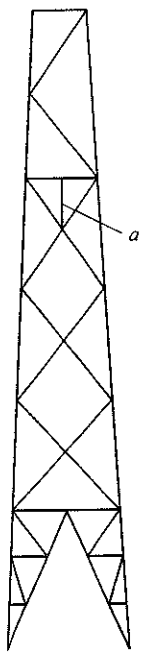
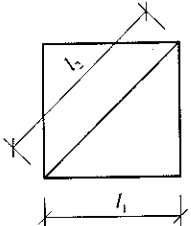
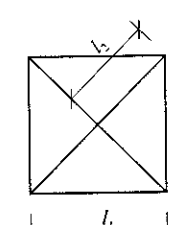
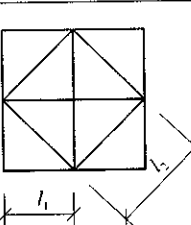
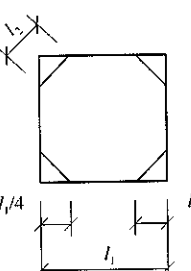
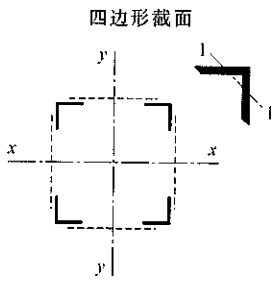
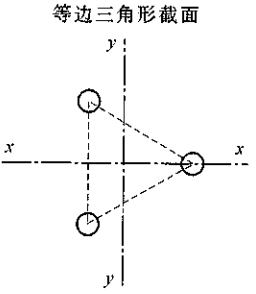
斜杆形式	单斜杆	双斜杆	双斜杆加辅助杆	
简图				
长细比	$\lambda = \frac{l}{i_{y_0}}$	<p>① 斜杆不断开又互相连结： 两根斜杆为一拉一压时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$ 两根斜材均为压杆时： $\lambda = \frac{0.8l}{i_x}$</p> <p>② 当斜杆不断开又互相不连结时： $\lambda = \frac{l}{i_{y_0}}$</p> <p>③ 当斜杆断开，用节点板连接时： $\lambda = \frac{0.7l}{i_{y_0}}$</p>	<p>斜杆不断开又互相连结： 当两根斜杆为一拉一压时： $\lambda = \frac{1.1 l_1}{i_x}$ 当两斜杆同时受压时： $\lambda = \frac{0.8 l}{i_x}$</p>	<p>① A、B点与相邻塔面的对应点之间有连杆： 当相邻两根斜杆为一拉一压时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$ 当相邻斜材均为压杆时： $\lambda = \frac{0.8 l}{i_x}$</p> <p>② 当 A、B 点与相邻塔面的对应点之间无连杆时： $\lambda = \frac{1.1 l}{i_x}$</p>

表 5.2.3-3 塔架和桅杆的横杆及横膈长细比 λ

简图	截面形式	横杆	横膈
		<p>当有连杆 a 时： $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$ 当无连杆 a 时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$</p>	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y_0}}$
		<p>当有连杆 a 时： $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$ 当无连杆 a 时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$</p>	<p>当交叉杆不断开又互相连接， $\lambda = \frac{l_2}{i_{y_0}}$ 当一根交叉杆断开，用节点板连接时： $\lambda = \frac{1.4l_2}{i_{y_0}}$</p>
		<p>当有连杆 a 时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$ 当无连杆 a 时： $\lambda = \frac{2l_1}{i_x}$</p>	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y_0}}$
		<p>当有连杆 a 时： $\lambda = \frac{l_1}{2i_{y_0}}$ 当无连杆 a 时： $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$</p>	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y_0}}$

5.2.4 格构式轴心受压构件对虚轴长细比应采用换算长细比 λ_0 , λ_0 应按表 5.2.4 计算。

表 5.2.4 格构式构件换算长细比 λ_0

构件截面形式	缀材	计算公式	符号说明
 <p>四边形截面</p>	缀板	$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$ $\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$	λ_x, λ_y : 整个构件对 $x-x$ 轴或 $y-y$ 轴的长细比 λ_1 : 单肢对最小刚度轴 1-1 的长细比
	缀材	$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 \frac{A}{A_{1x}}}$ $\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_{1y}}}$	A_{1x}, A_{1y} : 构件截面中垂直于 $x-x$ 轴或 $y-y$ 轴各斜缀条毛截面面积之和
 <p>等边三角形截面</p>	缀板	$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$ $\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$	λ_1 : 单肢长细比
	缀条	$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 56 \frac{A}{A_1}}$ $\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 56 \frac{A}{A_1}}$	A_1 : 构件截面中各斜缀条毛截面面积之和

注: ① 缀板式组合构件的单肢长细比不应大于 40;

② 缀条式轴心受压组合构件的单肢长细比 λ_1 , 不应大于构件两方向长细比较大值 λ_{max} 的 0.7 倍; 缀板式轴心受压组合构件的单肢长细比 λ_1 , 不应大于 λ_{max} 的 0.5 倍(当 $\lambda_{max} < 50$ 时, 取 $\lambda_{max} = 50$);

③ 斜缀条与构件轴线间的倾角应保持在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内。

5.2.5 单管塔受弯压时应考虑管壁局部稳定的影响。

1. 圆形单管塔考虑到管壁局部稳定的影响, 应按下列公式进行验算:

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \mu_d f \quad (5.2.5-1)$$

1) 对 Q 235 钢

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \frac{D}{t} \leq 148.5 \\ 0.586 + \frac{73.85}{\left(\frac{D}{t}\right)} - \frac{1832.5}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} & 148.5 \leq \frac{D}{t} \leq 300 \end{cases} \quad (5.2.5-2)$$

2) 对 Q 345 钢

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \frac{D}{t} \leq 114.6 \\ 0.565 + \frac{66.62}{\left(\frac{D}{t}\right)} - \frac{1926.5}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} & 114.6 \leq \frac{D}{t} \leq 245 \end{cases} \quad (5.2.5-3)$$

式中, N ——所计算截面的轴心压力设计值(N);

M ——所计算截面的弯矩设计值(N·mm);

W ——截面抗弯模量(mm³);

μ_d ——设计强度修正系数;

D ——圆形单管塔外径(mm);

t ——圆形单管塔壁厚(mm)。

2. 多边单管塔考虑到管壁局部稳定影响,应按式(5.2.5-1)进行验算,其中 μ_d 按下列式计算:

1) 八边形

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 683 \\ 1.42(1.0 - 0.000434 \sqrt{f_y} \frac{b}{t}) & 683 \leq \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 958 \end{cases} \quad (5.2.5-4)$$

2) 十二边形

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 630 \\ 1.45(1.0 - 0.000491 \sqrt{f_y} \frac{b}{t}) & 630 \leq \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 958 \end{cases} \quad (5.2.5-5)$$

3) 十六边形

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 565 \\ 1.42(1.0 - 0.000522 \sqrt{f_y} \frac{b}{t}) & 565 \leq \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 958 \end{cases} \quad (5.2.5-6)$$

式中, b ——多边形单管塔单边宽度(mm);

t ——多边形单管塔壁厚(mm);

f_y ——钢材的屈服强度(MPa)。

5.3 节点连接设计

5.3.1 钢塔桅各构件之间的连接,宜采用螺栓连接,并采取现场拼装。局部部位如:塔脚板、法兰盘、钢管之间及钢管与节点板之间的连接,可采用焊接,但禁止在现场施焊。

5.3.2 构件连接当采用螺栓连接时应验算螺栓的受剪、受拉及承压承载力;采用焊接时应验算焊缝的抗剪、抗拉和抗压承载力。连接的计算,应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017-2003的有关规定进行。

5.3.3 钢塔桅结构构件焊接时,与母材等强设计的对接焊缝质量等级应不低于二级,其他对接焊缝和角焊缝的质量等级应不低于三级。

5.4 法兰盘的连接计算

5.4.1 有加劲肋法兰盘螺栓的拉力,应按下列规定计算。

1. 当法兰盘仅承受弯矩 M 时,普通螺栓拉力按下式计算:

$$N_{i \max} = \frac{M \cdot y'_n}{\sum (y'_i)^2} \leq N_i^b \quad (5.4.1-1)$$

式中, $N_{i \max}$ ——距旋转轴② y'_n 处的螺栓拉力(N);

y'_i ——第 i 个螺栓中心到旋转轴②的距离(mm);

N_i^b ——每个螺栓的受拉承载力设计值。

2. 当法兰盘承受轴向拉力 N 和弯矩 M 时,普通螺栓拉力分两种情况计算:

1) 螺栓全部受拉时,绕通过螺栓群形心的旋转轴①转动,按下式计算,

$$N_{i \max} = \frac{M \cdot y_n}{\sum y_i^2} + \frac{N}{n_0} \leq N_i^b \quad (5.4.1-2)$$

式中, $N_{i \max}$ ——距旋转轴① y_n 处的螺栓拉力(N);

n_0 ——该法兰盘上螺栓总数。

2) 当按式(5.4.1-2)计算任一螺栓拉力出现负值时,螺栓群并非全部受拉,此时绕旋转轴②转动,按下式计算,

$$N_{i \max} = \frac{(M + Ne)y'_n}{\sum (y'_i)^2} \leq N_i^b \quad (5.4.1-3)$$

式中, $N_{i \max}$ ——距旋转轴② y'_n 处的螺栓拉力(N);

e ——旋转轴①与旋转轴②之间的距离(mm)。

3. 当法兰盘承受轴向压力 N' 和弯矩 M 时,此时绕旋转轴②转动,普通螺栓拉力按下式计算:

$$N_{i \max} = \frac{(M - N'e)y'_n}{\sum (y'_i)^2} \leq N_i^b \quad (5.4.1-4)$$

式中, $N_{i \max}$ ——距旋转轴② y'_n 处的螺栓拉力(N),出现负值则表示法兰螺栓不受拉;

对圆形法兰盘,取螺栓的形心为旋转轴①,钢管外壁接触点切线为旋转轴②(图 5.4.1)。

5.4.2 有加劲肋的法兰盘底板厚度应按下式计算:

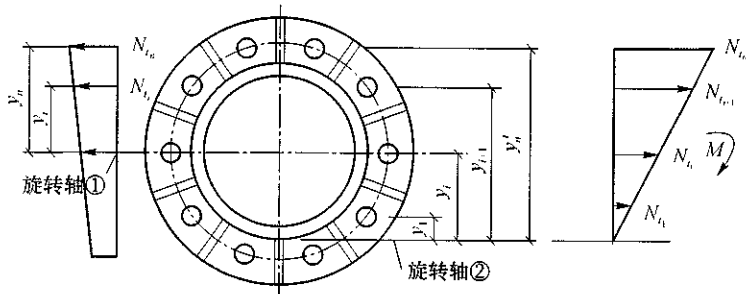


图 5.4.1 法兰盘

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}} \quad (5.4.2)$$

式中, t ——法兰盘底板厚度(mm);

f ——法兰盘钢材的抗弯强度设计值(N/mm²);

M_{\max} ——法兰盘底板单位宽度最大弯矩,可按三边支承矩形板近似计算,详见附录 A 的规定。

5.4.3 法兰盘加劲肋板,应进行如下计算(图 5.4.3)。

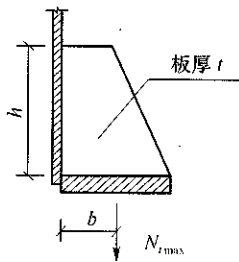


图 5.4.3 肋板计算示意

剪应力验算:
$$\tau = \frac{N_{t\max}}{h \cdot t} \leq f_v \quad (5.4.4-1)$$

正应力验算:
$$\sigma = \frac{5N_{t\max} \cdot b}{h^2 \cdot t} \leq f \quad (5.4.3-2)$$

式中, f_v ——肋板钢材的抗剪强度设计值(N/mm²);

f ——肋板钢材的抗弯强度设计值(N/mm²)；

t ——加劲肋板的厚度(mm)。

5.4.4 无加劲肋的法兰盘螺栓,应按下列公式计算(图 5.4.4)。

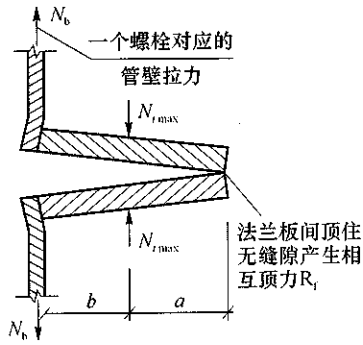


图 5.4.4 无加劲肋法兰螺栓受力

1. 当杆件只受轴心拉力作用时

一个螺栓所对应的管壁段中的拉力：

$$N_b = N/n \quad (5.4.4-1)$$

一个螺栓所承受的最大拉力：

$$N_{t,max} = mN_b \frac{a+b}{a} \leq N_t^b \quad (5.4.4-2)$$

式中, m ——法兰盘螺栓工作条件系数,取 0.65；

n ——法兰盘上螺栓数目；

N ——杆件的轴向拉力(N)。

2. 当杆件受轴向拉(压)力及弯矩共同作用时

一个螺栓所对应的管壁段中的拉力：

$$N_b = \frac{1}{n} \left(\frac{M}{0.5R} + N \right) \quad (5.4.4-3)$$

式中, M ——法兰盘所受弯矩(N·mm)；

N ——法兰盘所受轴向力(N),压力时取负值；

R ——钢管的外半径(mm)。

一个螺栓所承受的最大拉力可按式 5.4.4-2 计算。

5.4.5 无加劲肋的法兰盘底板,应按下列公式计算(图 5.4.5)。

$$\text{顶力: } R_f = N_b \cdot \frac{b}{a} \quad (5.4.5-1)$$

$$\text{法兰板剪应力: } \tau = 1.5 \cdot \frac{R_f}{t \cdot s} \leq f_v \quad (5.4.5-2)$$

$$\text{法兰板正应力: } \sigma = \frac{5R_f \cdot e_0}{s \cdot t^2} \leq f \quad (5.4.5-3)$$

$$s = (R+b) \cdot \theta \quad (5.4.5-4)$$

式中, s ——螺栓的间距(mm);

R_f ——法兰板之间的顶力(N);

θ ——两螺栓之间的圆心角,弧度。

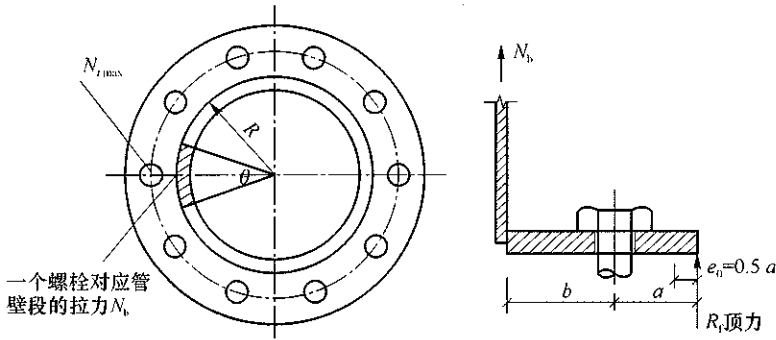


图 5.4.5 无加劲肋法兰板受力示意

5.5 塔脚底板的计算

钢塔桅结构塔脚底板的厚度应按下列式计算:

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}} \quad (5.5.1)$$

式中, t ——塔脚底板厚度(mm);

f ——塔脚底板钢材的抗弯强度设计值(N/mm²);

M_{\max} ——塔脚底板单位宽度最大弯矩。

注：常用角钢塔脚底板计算可参见附录 B。

6 构造与工艺技术要求

6.1 一般规定

6.1.1 移动通信工程钢塔桅结构的构造应力求简单,结构传力明确,尽量减少次应力影响;节点处各受力杆件的形心线(或螺栓准线)应尽可能交汇于一点,力求减少偏心;节点构造应简单紧凑,力求减少结构的受风面积。

6.1.2 角钢构件的螺栓准线应靠近形心线,减少传力的偏心。

6.1.3 钢塔桅结构应采取防锈措施,在可能积水的部位必须设置排水孔;对管形和其他封闭形截面的构件,当采取喷涂防锈时端部应密封,当采用热镀锌防锈时端部不得密封。

6.1.4 钢塔桅结构截面的边数不小于4时,塔身每隔2~3个塔段,应设置加劲横隔;在塔柱变坡处、微波天线悬挂处、格构式桅杆运输单元的两端及拉索节点处宜设置横隔。受力横隔面必须是一个几何不变形的体系,横隔面太大时,应采取措施,防止横隔面自重引起下垂。

6.1.5 钢塔桅结构构件的最小规格要求:

1. 主要受力的角钢截面不宜小于L45×4;
2. 节点板厚度不宜小于5 mm,塔脚板厚度不应小于16 mm,锚栓垫板厚度不应小于12 mm;
3. 钢管的厚度不宜小于4 mm;
4. 平台钢板厚度不宜小于4 mm,圆钢直径不宜小于Φ14;
5. 攀登设施(爬梯、爬钉)的踏脚件直径不应小于16 mm;
6. 拉索截面不应小于35 mm²,拉线棒的直径不应小于16 mm。

6.1.6 钢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,不宜采用高频点焊钢管和螺旋卷制钢管。

6.2 节点连接

6.2.1 钢塔桅结构构件采用螺栓连接时,用于连接受力杆件的螺栓,其直径不应小于 12 mm;主材角钢对接连接接头每端螺栓不宜少于 6 个,腹杆连接接头每端不宜少于 2 个,辅助杆可用一个螺栓,接头应靠近节点。

6.2.2 钢塔桅结构中受剪螺栓的螺纹不应进入剪切面;主材、斜杆、横杆等主要受力构件之间的连接螺栓,应使用双螺母或采取其他能防止螺母松动的有效措施,地脚锚栓应采用双螺母防松动;建于野外的无人值守基站的钢塔桅结构连接螺栓宜采取防拆卸措施。

6.2.3 连接节点构造:

1. 角钢塔的主材连接节点,应采用内、外包钢(或节点板),通过螺栓对接连接,主材的厚度差大于 2 mm 时,应增加厚度等于主材厚度差的垫板。

2. 钢塔桅结构的腹杆宜直接与主材连接;当采用节点板连接时,节点板厚度不宜小于腹杆厚度,主材与腹杆之间的净距离不宜大于 10 mm,也不宜小于 5 mm。

3. 节点板形状不宜狭长,节点板边缘与杆件轴线所夹角 α 不宜小于 15° ,如图 6.2.3 示。

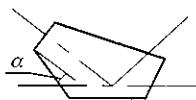


图 6.2.3 节点板

4. 节点板较大时,宜将节点板卷边(或增设加劲板)增大刚度,而不宜将节点板加至太厚。

6.2.4 螺栓的排列和距离,应符合下表 6.2.4 的要求。

表 6.2.4 螺栓的排列和允许距离

名称	位置和方向		最大允许距离 (取两者的较小值)	最小允许距离	
中心 距离	外排(垂直内力方向或顺内力方向)		$8 d_0$ 或 $12 t$	$3 d_0$	
	中 间 排	垂直内力方向	$16 d_0$ 或 $24 t$		
		顺内力方向	构件受压力		$12 d_0$ 或 $18 t$
			构件受拉力		$16 d_0$ 或 $24 t$
中心至构 件边缘距 离	顺内力方向		$4 d_0$ 或 $8 t$	$2 d_0$	
	垂直内力 方向	切割边		$1.5 d_0$	
		轧制边		$1.2 d_0$	

注:① d_0 为螺栓的孔径, t 为外层较薄板件的厚度;

② 钢板边缘与刚性构件(如角钢、槽钢等)相连时,螺栓最大间距可按中间排的数值采用。

6.2.5 角焊缝连接时构件端部的焊缝宜采用围焊,所有围焊的转角处必须连续施焊。

6.2.6 单管塔管身的环形对接焊缝应采用全焊透形式,且所有焊缝均应采用超声波探伤或射线探伤进行内部缺陷的检查。

6.2.7 钢塔桅结构的受力构件可采用对接焊接,其对接接头承载力应不低于构件的承载力,且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。

6.2.8 法兰盘连接构造

1. 有加劲肋法兰盘:底板厚不小于 16 mm;管径小于 120 mm 时螺栓不宜少于 4 个;管径大于或等于 120 mm 时,螺栓不宜少于 6 个;加劲板的厚度不应小于板长的 1/15,并不宜小于 5 mm。

2. 无加劲肋法兰盘:底板厚不小于 20 mm,强度及变形应满足计算要求。

3. 钢管与法兰盘的连接:钢管应进入法兰板,切坡口焊接。

6.2.9 拉线连接的构造要求

1. 拉线连接宜采用下列方式:

1) 对较小规格的拉线(外直径在 16 mm 及以下的钢绞线)可采用楔型线夹方式连接;

2) 对中等规格的拉线(外直径在 21 mm 及以上的钢绞线)可采用压接管连接。

2. 拉线的调节装置宜采用下列两种形式:

1) 对较小型号的拉线可采用 UT 型线夹进行调节;

2) 对较大型号的拉线可采用花篮螺栓进行调节。

3. 屋面拉线塔的拉线固定点应与结构构件可靠连接。

4. 拉线拉耳应直接连接于弦杆上,并应采取可靠措施抵抗拉线平面外风荷载。

6.3 制作与安装

6.3.1 移动通信工程钢塔桅结构的制作与安装,除应符合设计要求和现行标准《移动通信工程钢塔桅结构质量验收规范》外,尚应满足本规范。

6.3.2 采用进口钢材和代用材料时,必须提供该材料的机械性能和化学成分,并进行抽样检验,经设计同意后方可采用。

6.3.3 主材拼接节点处,和主材连接的外包角钢应铲根,内包角钢应铲背,变坡时制弯角度应一致,保证主材、外包和内包角钢三者连接相吻合。

6.3.4 构件制孔要求如下:C级六角头螺栓的螺栓孔直径比螺栓杆公称直径大 1.0~1.5 mm;A、B级六角头螺栓的螺栓孔的直径应与螺栓杆公称直径相等;

6.3.5 钢塔桅结构的所有构件材料(地脚螺栓除外)均需进行防锈处理,一般宜采用热浸镀锌法,构件的镀锌层厚度应达到如下要求:

1. 构件厚度大于或等于 5 mm 的构件,镀锌层厚须不小于 86 μm ;

2. 构件厚度小于 5 mm 的构件,镀锌层厚须不小于 65 μm 。

6.3.6 钢塔桅结构连接螺栓拧紧后外露丝扣长度不少于 2 扣。

6.3.7 露出基础顶面的螺栓在钢塔桅结构安装前,应采取防锈措施,并妥善保护,防止螺栓锈蚀与损伤。

6.3.8 钢塔桅结构组立后,塔脚底板应与基础面接触良好,当底板(法兰)与基础间有预留空隙(为调整法兰、底板水平高差而预留的空隙)时,在钢塔桅安装完成后应用高一级的微膨胀细石混凝土浇筑密实。

6.3.9 钢塔桅结构安装调试完毕后,塔脚处的塔脚板及地脚锚栓宜用低强度等级混凝土封闭且保护层厚度不应小于 50 mm。

6.4 工艺技术要求

6.4.1 移动通信工程钢塔桅结构设计,应密切配合通信工艺,满足其要求。在确定塔桅高度、平台数量、天线的规格、数量、方向,馈线的走向等时,应与建设单位及通信工艺设计人员充分沟通。

6.4.2 钢塔桅宜在挂置天线的高度处设置维护平台,平台宽度应考虑天线的间距要求,且净宽不宜小于 600 mm,平台应设高为 1.1 m 的栏杆;当塔桅高度大于 40 m 时,宜在中间增设休息平台。

6.4.3 天线支架伸出平台边不宜大于 800 mm,超过 800 mm 时宜把天线支架设计成可伸缩的活动型。

6.4.4 钢塔桅结构上宜设置通向塔顶的攀登设施(固定爬梯、爬钉),并应考虑必要的安全防护;攀登设施的步距宜为 200~400 mm,爬梯宽度不宜小于 500 mm,爬钉长度应不小于 110。

6.4.5 钢塔桅结构上应设置馈线走线架,馈线架的横撑间距为 800~1500 mm。

6.4.6 移动通信工程钢塔桅结构应有防雷与接地设施。

6.4.7 移动通信工程钢塔桅结构尚应按航空部门的有关规定涂刷标志油漆、设置航空障碍等。

7 地基与基础

7.1 一般规定

7.1.1 钢塔桅结构地基基础设计前应进行岩土工程勘察。

7.1.2 移动通信工程钢塔桅结构基础型式的选用应结合钢塔桅结构形式、建设场地地质条件和周围环境条件,通过技术经济比较综合分析确定。

7.1.3 钢塔桅结构采用扩展基础时应进行强度计算(包括抗压和抗拔);除表 7.1.3 所列情形外,均须进行地基变形验算;必要时还应作抗滑稳定验算。

表 7.1.3 可不作地基变形计算的移动通信工程钢塔桅结构

地基主要受力层情况	地基承载力特征值 f_{ak} /kPa	$60 \leq f_{ak} < 80$	$80 \leq f_{ak} < 100$	$100 \leq f_{ak} < 130$	$130 \leq f_{ak} < 160$
		各土层坡度	$\leq 5\%$	$\leq 5\%$	$\leq 10\%$
钢塔桅结构高度/m		≤ 40	≤ 60	≤ 80	≤ 100

注:1. 地基主要受力层指条形基础底面下深度为 $3b$ (b 为基础底面宽度),独立基础下为 $1.5b$ 且厚度均不小于 5m 范围的土层。

2. 表中所列钢塔桅结构如有以下情况时,仍应作地基变形验算:

- 1) 在基础面及附近地面存在相邻超载的影响或存在风玫瑰图严重偏心,可能引起地基产生过大的不均匀沉降时;
- 2) 软弱地基上相邻建筑物距离过近,可能发生倾斜时;
- 3) 地基内有厚度较大或厚薄不均的填土,其自重固结未完成时。

7.1.4 钢塔桅结构采用扩展基础时,基础底面允许部分脱开基土,但脱开的面积应不大于底面全面积的 $1/4$ 。

7.1.5 钢塔桅结构采用桩基础时应进行桩基抗压、抗拔、抗水平力的承载力计算,以及桩身的抗裂验算;对下列情形的桩基尚应进

行沉降验算,必要时还应进行桩身抗弯承载力验算。

1. 存在风玫瑰图严重偏心可能引起桩基产生过大的不均匀沉降时;

2. 桩端以下存在软弱土层时;

3. 采用摩擦型桩基时。

7.1.6 当地基土质为岩石且埋藏浅时,钢塔桅结构也可采用岩石锚杆基础以抵抗拔力,具体设计可参照《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 的规定。

7.1.7 地基基础设计时,所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值应按下列规定:

1. 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时,传至基础或承台底面上的荷载应按正常使用极限状态下荷载效应标准组合,相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。

2. 计算地基变形时,传至基础底面上的荷载应按准永久效应组合,相应的限值应为地基变形允许值;当风玫瑰图严重偏心时,应取风荷载的频遇值组合。

3. 钢塔桅基础的抗拔计算采用安全系数法,荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,但分项系数为 1.0,且不考虑平台活荷载。

4. 在确定基础或桩台高度、计算基础内力、确定配筋和验算材料强度时,上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力,应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,采用相应的分项系数。

5. 当需要验算裂缝宽度时,应按正常使用极限状态荷载效应标准组合。

7.1.8 当钢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。

7.1.9 当钢塔桅结构的基础和地锚处于侵蚀性环境时,应按相关规范的规定采取防护措施。

7.1.10 桅杆结构应防止地基变形引起拉线松弛的不利影响。

7.1.11 建造在斜坡或边坡附近的钢塔桅结构尚应进行边坡稳定验算。

7.2 地基计算

7.2.1 地基承载力的计算应符合下列要求：

1. 当承受轴心荷载时

$$p_k \leq f_a \quad (7.2.1-1)$$

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 (KN/m²)；

f_a ——修正后的地基承载力特征值。

2. 当承受偏心荷载时，除应符合公式(7.2.1-1)的要求外，尚应满足下式要求

$$p_{k\max} \leq 1.2f_a \quad (7.2.1-2)$$

式中， $p_{k\max}$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最大压力 (KN/m²)。

当考虑地震作用时，在公式(7.2.1-1)、(7.2.1-2)中应采用地基抗震承载力 f_{aE} 代替地基承载力特征值 f_a ，地基抗震承载力 f_{aE} 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 的规定采用。

7.2.2 当基础承受轴心荷载时，基础底面压力可按下列公式计算：

$$p_k = (F_k + G_k) / A \quad (7.2.2-1)$$

式中， F_k ——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 (KN)；

G_k ——基础自重 (包括基础上的土重) 标准值 (KN)；

A ——基础底面面积 (m²)。

7.2.3 当基础承受偏心荷载时，基础底面压力可按下列规定计算。

$$p_{k \max} = \frac{(F_k + G_k)}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (7.2.3-1)$$

$$p_{k \min} = \frac{(F_k + G_k)}{A} - \frac{M_k}{W} \quad (7.2.3-2)$$

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 (KN·m);

W ——基础底面的抵抗矩 (m^3);

$p_{k \min}$ ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底面边缘的最小压力 (KN/ m^2)。

当 $p_{k \min} < 0$ 时, 基础底面与地基土局部脱开, 基础底面最大压力可按下列公式计算:

1. 矩形基础承受单向偏心荷载时(图 7.2.3-1)

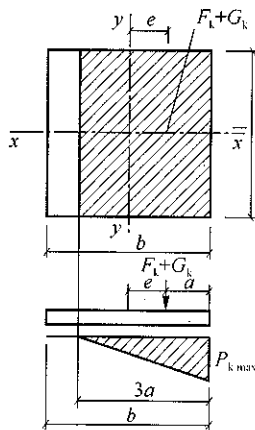


图 7.2.3-1 在单向偏心荷载作用下矩基础底面部分脱开时的基底压力

$$p_{k \max} = \frac{2(G_k + F_k)}{3la} \quad (7.2.3-3)$$

$$a = \frac{b}{2} - e \quad (7.2.3-4)$$

式中, b ——平行于 x 轴的基础底面边长(m);

l ——平行于 y 轴的基础底面边长(m);

a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离(m)。

e ——偏心距(m)。

2. 矩形基础承受双向偏心荷载时(图 7.2.3-2)

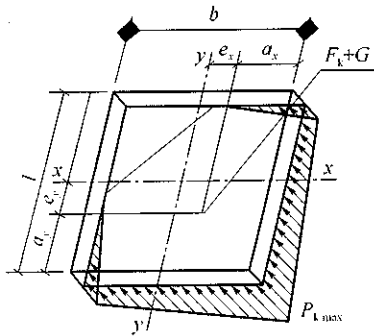


图 7.2.3-2 在双向偏心荷载作用下矩形基础底面部分脱开时的基底压力

$$p_{k\max} = \frac{(G_k + F_k)}{3a_x a_y} \quad (7.2.3-5)$$

$$a_x = \frac{b}{2} - e_x \quad (7.2.3-6)$$

$$a_y = \frac{l}{2} - e_y \quad (7.2.3-7)$$

$$e_x = \frac{M_{xk}}{(G_k + F_k)} \quad (7.2.3-8)$$

$$e_y = \frac{M_{yk}}{(G_k + F_k)} \quad (7.2.3-9)$$

式中, M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合时,作用于基础底面绕 x 、 y 轴的力矩 (KN·m);

a_x ——合力作用点至 e_x 一侧基础边缘的距离;

a_y ——合力作用点至 e_y 一侧基础边缘的距离;

e_x —— x 方向的偏心距(m);

e_y —— y 方向的偏心距(m)。

7.2.4 矩形基础基底脱开地基土面积不大于全部面积的 1/4,应

满足如下要求：

1. 承受单向偏心荷载时

$$3a \geq 0.75b \quad (7.2.4-1)$$

2. 承受双向偏心荷载时

$$a_x a_y \geq 0.125bl \quad (7.2.4-2)$$

7.2.5 钢塔桅结构的地基变形验算包括地基最终沉降量、基础倾斜及相邻基础间沉降差等3项计算,其计算值应不大于表7.2.6规定的地基变形容许值。

1. 地基最终沉降量应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002的规定计算。

2. 钢塔桅结构下的基础倾斜,应按下式验算:

$$\operatorname{tg}\theta = (S_1 - S_2) / b \quad (7.2.5-1)$$

式中, S_1 、 S_2 ——基础倾斜方向两边缘的最终沉降量(mm);

b ——基础倾斜方向两边缘的距离(mm)。

3. 钢塔桅结构相邻基础间的沉降差,应按下式验算:

$$\Delta = S_1 - S_2 \quad (7.2.5-2)$$

式中, S_1 、 S_2 ——相邻基础间的最终沉降量(mm)。

4. 当地基土比较均匀,且没有相邻超载的影响或不存在风玫瑰图严重偏心时,可不必进行基础倾斜或相邻基础间的沉降差验算。

7.2.6 钢塔桅结构的地基变形允许值可按表7.2.6的规定采用。

表 7.2.6 移动通信工程钢塔桅结构的地基变形允许值

塔桅高度 H /m	沉降量允许值 /mm	倾斜允许值 $\operatorname{tg}\theta$	相邻基础间的 沉降差允许值 Δ
$H \leq 20$	400	≤ 0.008	$\leq 0.005 l$
$20 < H \leq 50$	400	≤ 0.006	
$50 < H \leq 100$	400	≤ 0.005	

注: l 为相邻基础中心间的距离。

7.3 基础设计

7.3.1 移动通信工程钢塔桅结构基础的设计应按《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 及《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定执行;但承受上拔力的基础板(承台)应考虑抗压和抗拔两种受力状况,根据计算结果分别在底面及顶面配置受力钢筋,如计算不需要也应按构造配筋。

7.3.2 单管塔可采用单桩基础,群桩基础或扩展基础。

1. 单桩基础的设计,可根据桩顶水平位移允许值及桩身强度按下列规定计算。

1) 桩顶水平位移允许值应小于 10 mm,桩身配筋率不宜少于 0.65%,必要时还应验算桩身裂缝。

2) 根据桩顶的水平力和力矩的大小,按 m 值法计算桩顶的变位及桩身内力,验算桩身的截面承载力时,可考虑作用于该截面上的轴压力,按压弯构件计算。

2. 群桩基础的设计,可按下式进行简化计算(图 7.3.3),验算单桩的抗压及抗拔承载力。

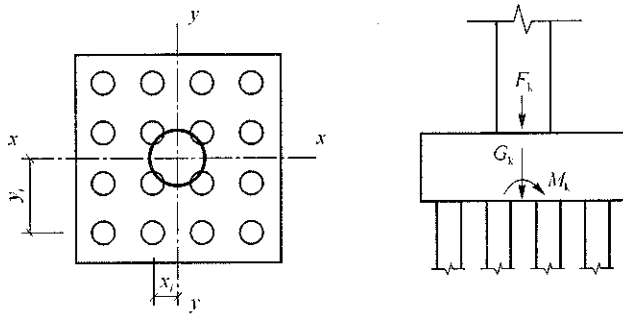


图 7.3.2 单管塔群桩基础计算示意

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (7.3.2-1)$$

$$P_{ik\max} \leq 1.2R_a \quad (7.3.2-2)$$

$$P_{ik\min} \leq 0 \text{ 时, 应满足 } |P_{ik\min}| \leq R_t \quad (7.3.2-3)$$

式中, F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于桩基承台顶面的竖向力;

G_k ——桩基承台自重及承台上土重标准值;

M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于桩基承台底面通过桩群形心的 x 、 y 轴的力矩;

R_a ——单桩竖向抗压承载力特征值;

R_t ——单桩竖向抗拔承载力特征值;

P_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于第 i 根桩的竖向力;

n ——群桩桩数。

3. 采用钢筋混凝土扩展基础时, 应验算地基承载力并保证基底脱离基土面积不大于全部面积的 $1/4$ 。

7.3.3 钢塔架结构采用单独基础时, 各单独基础间宜设置联系梁进行拉结。

7.3.4 对存在液化土层的地基, 基础设计应按《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 的要求, 根据钢塔桅结构的抗震设防类别及地基的液化等级采取相应的抗液化措施。

7.3.5 钢塔桅结构基础上的地脚锚栓设计应满足如下要求:

1. 地脚锚栓的埋设深度应按受拉钢筋锚固长度确定, 当埋设深度受限制时, 可在锚栓上增设锚板。

2. 锚栓间距不宜小于 $4d$ (d 为锚栓直径)。

3. 锚栓设计要考虑上部钢结构安装调节及钢筋混凝土基础施工的实际情况, 对塔柱底板锚栓孔作相应扩大, 以便于安装时调整, 但安装调节完毕后应加焊厚垫片以满足锚栓固定的要求。

4. 塔脚底板与基础顶面之间设置调节螺母的间隙时, 其间距宜取锚栓直径的 2 倍。

7.4 基础的抗拔稳定和抗滑稳定

7.4.1 承受上拔力和水平力的各类独立基础、锚板基础等应验算抗拔稳定性和抗滑稳定性。

7.4.2 移动通信工程钢塔桅结构的扩展基础抗拔稳定计算宜采用土重法。

7.4.3 采用土重法时基础的抗拔稳定应按下式计算(图 7.4.3)：

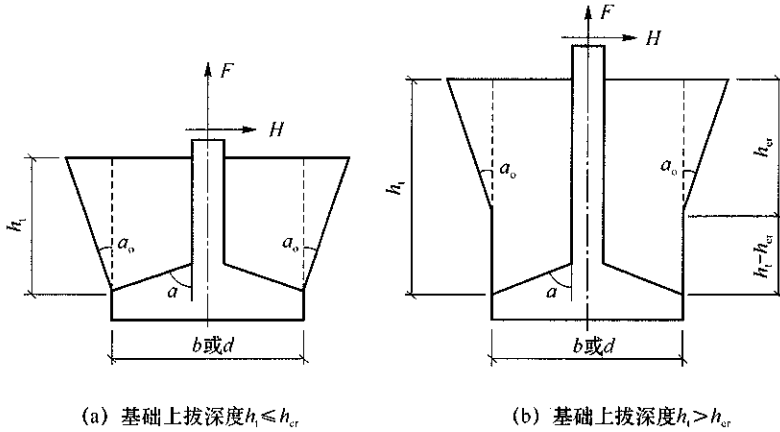


图 7.4.3 土重法基础抗拔稳定计算

$$F \leq \frac{G_c}{\gamma_1} + \frac{G_f}{\gamma_2} \quad (7.4.3)$$

式中, F ——相应于荷载效应基本组合(分项系数为 1.0)时,上部结构传至基础的拔力;

G_c ——土体重量标准值,按本规定附录 C 计算,此时土的计算重度 γ_0 按表 7.4.3-1 采用;当基础上拔深度 $h_1 \leq h_{cr}$ 时,取基础底板以上、抗拔角 α_0 以内的土体重,图 7.4.3(a);当基础上拔深度 $h_1 > h_{cr}$ 时,取 h_{cr} 以上、抗拔角 α_0 以内的土体重和高度为 $h_1 - h_{cr}$ 的土柱重之和,图 7.4.3(b);对地下水位以

下的土重,应考虑浮力的影响;

G_f ——基础重标准值,按基础的体积计算,对地下水位以下的基础,应考虑浮力的影响;

α_0 ——土体计算的抗拔角,按表 7.4.3-1 采用;

h_{cr} ——土重法计算的临界深度,按表 7.4.3-2 采用;

γ_1 ——土体重的抗拔稳定系数,一般情况可采用 2.0;

γ_2 ——基础重的抗拔稳定系数,一般情况可采用 1.4。

注:1. 公式(7.4.3)对非松散砂类土适用于 $h_t/b \leq 5.0$ 和 $h_t/d \leq 4.5$;对粘性土适用于 $h_t/b \leq 4.5$ 和 $h_t/d \leq 3.5$;

2. 基坑回填土应压(夯)实,确保填土的密度不小于表 7.4.3-1 中的 γ_0 。

表 7.4.3-1 土的计算重力密度 γ_0 和土体计算抗拔角 α_0

基土类别	粘土、粉质粘土、粉土			粗砂 中砂	细砂	粉砂
	坚硬、硬塑	可塑	软塑			
$\gamma_0/\text{kN} \cdot (\text{m}^3)^{-1}$	17	16	15	17	16	15
α_0	25°	20°	10°	28°	26°	22°

表 7.4.3-2 土重法计算的临界深度

回填土类别	密实情况	临界深度 h_{cr}
		方形基础
砂土	精密的~密实的	3.0 b
粘性土、粉土	坚硬的~坚硬的	2.5 b
粘性土、粉土	可塑的	2.0 b
粘性土、粉土	软塑的	1.5 b

注:① 上拔时的临界深度 h_{cr} 即为土体整体破坏的计算深度。

② b, d 分别为方形基础的边长和圆形基础的直径。

7.4.4 采用土重法时倾斜拉线锚板基础的抗拔稳定应按下式计算(图 7.4.4);

$$F \cdot \sin \theta \leq \frac{G_c}{\gamma_1} + \frac{G_f}{\gamma_2} \quad (7.4.4)$$

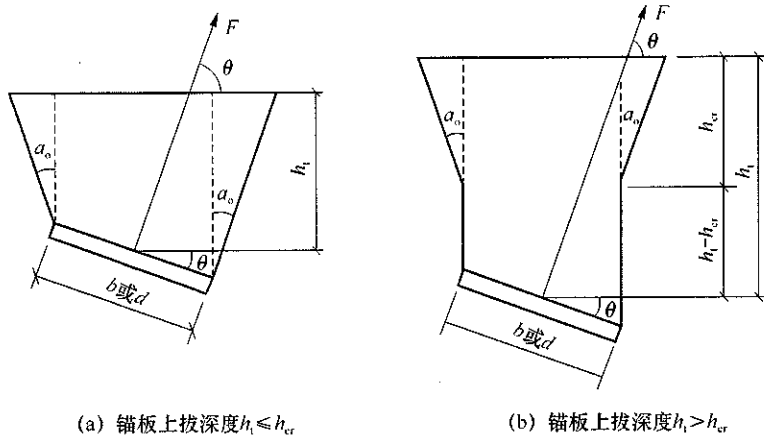


图 7.4.4 拉线锚板基础的抗拔稳定计算

式中, F ——同第 7.4.3 条;

G_e ——土体重量标准值,可按本规范附录 C 计算;对地下水位以下的土重,应考虑浮力的影响;

G_1 ——拉线锚板基础重标准值;对地下水位以下的基础,应考虑浮力的影响;

θ ——拔力与水平地面的夹角;

γ_1 、 γ_2 ——同第 7.4.3 条。

注:公式(7.4.4)仅适用于 $\theta > 45^\circ$ 。

7.4.5 采用重力式地锚时可按第 7.4.3 条及第 7.4.6 条计算其抗拔和抗滑稳定。

7.4.6 基础的抗滑稳定应满足下式要求:

$$\frac{(N+G) \cdot \mu}{H} \geq 1.3 \quad (7.4.6)$$

式中, N ——相应于荷载效应基本组合(分项系数为 1.0)时,上部结构传至基础的竖向力;

H ——相应于荷载效应基本组合(分项系数为 1.0)时,上部结构传至基础的水平力;

G ——基础自重及以上土重的标准值；

μ ——基础底面对地基的摩擦系数,可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 的规定采用。

注:基础抗滑稳定也可按弧形滑移面进行计算。

附录 A 法兰盘内力计算

A.0.1 法兰盘内力精确计算可根据板块的支承情况采用有限元法进行。

A.0.2 法兰盘内力也可参照如下简化方法计算。

1. 法兰盘受力简图(图 A.0.2)

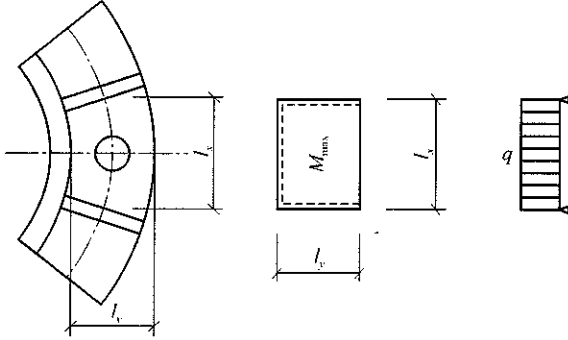


图 A.0.2 法兰盘受力示意

板上均布荷载 q :

$$q = \frac{N_{t, \max}}{l_x \cdot l_y} \quad (\text{A.0.2-1})$$

2. 板中最大弯矩

$$M_{\max} = \beta \cdot q \cdot l_x^2 \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中, β ——弯矩系数,按表 A.0.2 采用;

$N_{t, \max}$ ——法兰盘螺栓的最大拉力;

M_{\max} ——法兰盘底板单位宽度最大弯矩。

表 A.0.2 弯矩系数 β

l_y/l_x	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
系数	0.027 3	0.035 5	0.043 9	0.052 2	0.060 2	0.067 7	0.074 7	0.081 2
l_y/l_x	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	
系数	0.087 1	0.092 4	0.097 2	0.101 5	0.105 3	0.108 7	0.111 7	
l_y/l_x	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.75	2.0	
系数	0.116 7	0.120 5	0.123 5	0.125 8	0.127 5	0.130 2	0.131 6	

附录 B 常用角钢塔塔脚底板计算

角钢塔塔脚通常采用带加劲肋的方型底板连接,塔脚底板的设计可按下列公式计算(图 B.0.1)。

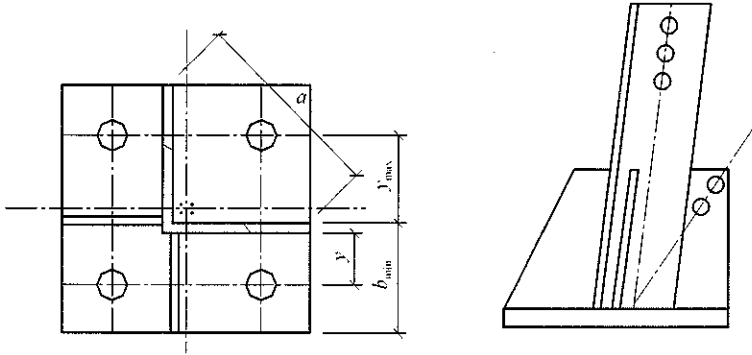


图 B.0.1 塔脚底板示意

1. 受压时底板厚度计算:

$$t \geq \sqrt{\frac{5M}{f}} \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$M = 0.06Qa^2 \quad (\text{B.0.1-2})$$

$$Q = \frac{N}{A} \quad (\text{B.0.1-3})$$

式中, N ——塔脚底板所受的压力设计值(N);

A ——塔脚底板面积(mm^2);

M ——底板所受弯矩设计值($\text{N} \cdot \text{mm}$);

f ——塔脚底板钢材的抗弯强度设计值(N/mm^2);

Q ——底板所受的均布反力设计值(N/mm^2);

a ——底板计算区段的自由边长度(mm)。

2. 受拉时底板厚度计算:

$$t \geq \frac{1}{1.1} \sqrt{\frac{3T \cdot Y_{\max}}{4b_{\min} \cdot f}} \quad (\text{B. 0. 2-1})$$

式中, T ——塔脚底板所受的拉力设计值(N);

Y_{\max} ——地脚螺栓中心至主角钢的最大距离(mm);

b_{\min} ——底板各区段中的最小宽度(mm)。

附录 C 基础和锚板基础抗拔稳定计算

C.0.1 土重法计算钢塔架基础的抗拔稳定

本规范公式(7.4.3)中的 G_e 可按下列公式计算:

$$G_e = (V_1 - V_0) \gamma_0 \quad (\text{C.0.1})$$

式中, V_1 —— h_1 深度范围内的土体包括基础的体积 (m^3);

V_0 —— h_1 深度范围内的基础的体积 (m^3);

γ_0 ——土的计算重度 (kN/m^3)。

当 $h_1 \leq h_{cr}$ 时,

$$\text{方形底板: } G_e = \gamma_0 \left[h_1 \left(b^2 + 2bh_1 \text{tg}\alpha_0 + \frac{4}{3}h_1^2 \text{tg}^2\alpha_0 \right) - V_0 \right]$$

$$\text{圆形底板: } G_e = \gamma_0 \left[\frac{\pi h_1}{4} \left(d^2 + 2dh_1 \text{tg}\alpha_0 + \frac{4}{3}h_1^2 \text{tg}^2\alpha_0 \right) - V_0 \right]$$

当 $h_1 > h_{cr}$ 时,

方形底板:

$$G_e = \gamma_0 \left[h_{cr} \left(b^2 + 2bh_{cr} \text{tg}\alpha_0 + \frac{4}{3}h_{cr}^2 \text{tg}^2\alpha_0 \right) + b^2 (h_1 - h_{cr}) - V_0 \right]$$

圆形底板:

$$G_e = \gamma_0 \left\{ \frac{\pi}{4} \left[h_{cr} \left(d^2 + 2dh_{cr} \text{tg}\alpha_0 + \frac{4}{3}h_{cr}^2 \text{tg}^2\alpha_0 \right) + d^2 (h_1 - h_{cr}) \right] - V_0 \right\}$$

上述 G_e 的计算值应根据不同的 H/F 比值乘下列系数采用:

当 $H/F = 0.15 \sim 0.4$ 时, 乘 $1.0 \sim 0.9$;

当 $H/F = 0.4 \sim 0.7$ 时, 乘 $0.9 \sim 0.8$;

当 $H/F = 0.7 \sim 1.0$ 时, 乘 $0.8 \sim 0.75$ 。

此外当底板坡度 $\alpha < 45^\circ$ 时, G_e 尚应乘以系数 0.8 。

上式中 H/F 为上部结构传至基础的水平力与拔力的比值。

C.0.2 土重法计算拉线锚板基础的抗拔稳定

本规范公式(7.4.4)中的 G_e 可按下列公式计算:

$$G_e = V_i \gamma_0 \quad (\text{C.0.2})$$

式中, V_i —— 锚板上 h_i 深度范围内的土体体积 (m^3);

γ_0 —— 土的计算重度 (kN/m^3)。

矩形锚板:

当 $h_i \leq h_{cr}$ 时,

$$G_e = \gamma_0 h_i \left[b l \cos \theta_1 + (b \cos \theta_1 + l) h_i \operatorname{tg} \alpha_0 + \frac{4}{3} h_i^2 \operatorname{tg}^2 \alpha_0 \right]$$

当 $h_i > h_{cr}$ 时,

$$G_e = \gamma_0 h_{cr} \left\{ \left[b l \cos \theta_1 + (b \cos \theta_1 + l) h_{cr} \operatorname{tg} \alpha_0 + \frac{4}{3} h_{cr}^2 \operatorname{tg}^2 \alpha_0 \right] + b l (h_i - h_{cr}) \cos \theta_1 \right\}$$

上式 θ_1 为拉绳锚板面与水平面的夹角。

附录 D 常用镀锌钢绞线规格

表 D.0.1 常用镀锌钢绞线规格

种类	钢丝直径/mm	钢绞线公称直径/mm	钢绞线截面积/mm ²	抗拉强度标准值/N·(mm ²) ⁻¹				参考质量/kg·(100m) ⁻¹
				1 270	1 370	1 470	1 570	
				整根钢绞线拉力设计值/kN				
1x7	1.8	5.4	17.81	13.27	14.25	15.32	16.39	14.83
	2.0	6.0	21.99	16.38	17.59	18.91	20.23	18.31
	2.2	6.6	26.61	19.82	21.29	22.88	24.48	22.15
	2.4	7.2	31.67	23.59	25.34	27.24	29.14	26.36
	2.6	7.8	37.16	27.68	29.73	31.96	34.19	30.93
	2.8	8.4	43.1	32.11	34.48	37.07	39.65	35.88
	3.0	9.0	49.48	36.86	39.58	42.55	45.52	41.19
	3.2	9.6	56.3	41.94	45.04	48.42	51.80	46.87
	3.5	10.5	67.35	50.18	53.88	57.92	61.96	56.07
	3.8	11.4	79.39	59.15	63.51	68.28	73.04	66.09
	4.0	12.0	87.96	65.53	70.37	75.65	80.92	73.22
1x19	1.6	8.0	38.20	27.50	29.80	32.09	34.38	31.80
	1.8	9.0	48.35	34.81	37.71	40.61	43.51	40.25
	2.0	10.0	59.69	42.97	46.56	50.14	53.72	49.69
	2.2	11.0	72.22	52.00	56.33	60.66	65.00	60.12
	2.4	12.0	85.95	61.88	67.04	72.20	77.36	71.55
	2.5	12.5	93.27	67.15	72.75	78.35	83.94	77.64
	2.6	13.0	100.88	72.63	78.68	84.74	90.79	83.98
	2.8	14.0	116.99	84.23	91.25	98.27	105.29	97.39
	3.0	15.0	134.3	96.70	104.75	112.81	120.87	118.80
	3.2	16.0	152.81	110.02	119.19	128.36	137.53	127.21
	3.5	17.5	182.80	131.61	142.58	153.55	164.52	152.17
	4.0	20.0	238.76	171.91	186.23	200.56	214.88	198.76

附录 E 本规范用词说明

为了便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下。

E.0.1 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”。

E.0.2 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”。

E.0.3 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”或“可”;

反面词采用“不宜”。

条文中指定应按其他有关标准、规范执行时,写法为“应按……执行”或“应符合……要求(或规定)”。

中华人民共和国通信行业标准

移动通信工程钢塔桅结构设计规范

**Design Specifications of Structure for Mobile
Communication Engineering Steel Tower and Mast**

YD/ T 5131—2005

条文说明

目 次

1 总则	65
2 术语和符号	66
3 基本设计规定	67
4 结构计算	70
5 构件及节点连接	72
6 构造与工艺技术要求	74
7 地基与基础	77
附录 A 法兰盘内力计算	80
附录 B 常用角钢塔脚底板计算	81
附录 D 常用镀锌钢绞线规格	82

1 总 则

- 1.0.1 本条是移动通信工程钢塔桅结构设计时应遵循的原则。
- 1.0.2 本规范是根据悬挂移动通信天线为主的钢塔桅的特点而编写的,其他通信钢塔桅可根据自身特点参照使用。
- 1.0.3 本规范的编制准则为国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001。
- 1.0.4 执行本规范时应以国家有关规定为准,若执行本规范个别条文有困难时,在设计中应提出充分理由并经主管部门审批。
- 1.0.5 本条提出在设计文件(如图纸和材料订货单等)中应注明的一些事项,其中使用条件应包括天线大小、数量、挂高以及钢塔桅结构所在位置的相对高度等,这些事项都是与保证工程质量密切相关的。
- 1.0.6 在已有建筑物上加建移动通信工程钢塔桅结构时,为了保证原有建筑物的安全,应对建筑物进行技术鉴定或设计复核。
- 1.0.7 本条是指在使用过程中不得随意增加钢塔桅结构的挡风面积(如增加天线数量、挂广告牌等);不得随意改变钢塔桅结构的受荷环境(如将塔桅结构从小风压地区搬迁到大风压地区或从平地搬迁至高山)。如确有需要应取得原设计人员的同意。
- 1.0.8 为了规范电信建设活动,合理配置电信资源,国家有关部门对钢塔桅建设制定了一系列的管理措施,在钢塔桅结构设计时应贯彻国家的相关规定。
- 1.0.9 本规范是根据移动通信工程钢塔桅结构的特点而编写的,受篇幅所限,有些内容并没有详细列出,设计过程中尚需参照相应的规范。

2 术语和符号

本章所用的术语与符号是参照我国现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 132 和《建筑结构设计术语与符号标准》GB/T 50083 的规定编写的,并根据需要增加了一些内容。

2.1 术语

本标准给出了一些有关移动通信工程钢塔桅结构设计方面的特定术语,以上术语都是从塔桅钢结构设计的角度赋予其涵义的,但涵义不一定是术语的定义。本标准给出了相应的推荐性英语术语,该英语术语不一定是国际上的标准术语,仅供参考。

2.2 符号

本标准给出了常用符号并分别作出定义,这些符号都是各章中所引用的。

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.4 移动通信工程钢塔桅结构破坏后果的严重性一般,因而安全等级为二级。

3.1.5~3.1.6 引自《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001。

3.1.7 移动通信工程钢塔桅结构的受力主要是由这两种组合控制,覆冰荷载下风荷载的组合值系数 ϕ_w 原高耸结构规范中为0.25,但根据电力部门的实测和国外规范的对比,均觉得原规范中取值偏小,按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001的规定风的组合系数为0.6,此处取该系数为0.25~0.6,由设计人员根据实际情况选用;温度作用对移动通信工程钢塔桅结构影响不大,不起控制作用,因此没有列出。

3.1.8 结构抗震计算极限状态表达式采用《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001的表达式,地震作用分项系数和承载能力调整系数《构筑物抗震设计规范》GB 50191一致。

3.1.9 计算钢塔桅结构地基变形时,由于风荷载是瞬时作用的活荷载,对地基变形的影响很小,故一般情况下,可不考虑风荷载,但对于风玫瑰图严重偏心的地区应以风荷载的频遇值组合计算地基变形。

3.1.10 移动通信工程钢塔桅结构的通信工艺对位移没有严格的要求,但过大的位移对结构的整体稳定及以后的使用维护还是有一定的影响,同时还可能使钢塔桅结构本身产生很大的二次效应,造成设计不合理。本规范参考了新编的《高耸结构设计规范》的规

定,考虑到风振系数(相当于动力系数)的影响,给出了钢塔桅结构的位移限值;对于单管塔,由于其刚度远小于钢塔架,风振影响更大,相应地其位移限值应有所放松。此外,桅杆和单管塔一般按非线性分析,其位移限值相对放宽。

移动通信工程钢塔桅结构上有时会悬挂少量的小微波天线(直径一般为 $\phi 600\sim\phi 1200$),当钢塔桅的最大扭转角及挠度角应满足微波天线的工艺要求,无特殊要求时可按 $1/2$ 微波天线的半功率角确定。

3.2 荷载和地震作用

3.2.2 风荷载的计算在《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001中已作规定,此处不再赘述,基本风压的重现期由以往的30年统一改为50年,考虑到钢塔桅结构对风荷载比较敏感,所以规定基本风压不得小于 0.35 kN/m^2 。

移动通信天线在实际安装使用时朝向各不相同,计算天线挡风面积时应按其实际朝向,当无法确定时,可假定天线为均匀对称分布。

本规定针对移动通信工程钢塔桅的特点,列出了移动通信天线及常用单管塔的体型系数,这些是根据国内外相关规范及试验资料整理而成。

3.2.3 雪荷载的计算按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001的规定,基本雪压按50年一遇采用。

3.2.4 裹冰荷载的计算参照了《高耸结构设计规范》的规定。

3.2.5 移动通信工程钢塔桅结构的重要性为一般,其设防烈度可按基本烈度采用,若所在建筑物的抗震设防烈度高于基本烈度,则应按建筑物的抗震设防烈度采用,以避免因钢塔桅结构的地震破坏影响到建筑物的安全;此外钢塔桅结构为轻柔型结构,对地震作用的反应相对较小,在设防烈度小于等于8度的地区,通常是风荷载起控制作用。所以可以不进行截面抗震验算,仅需满足《建筑抗

震设计规范》规定的抗震构造要求。

3.3 材料选用

3.3.2 移动通信工程钢塔桅结构一般不是很高,角钢塔采用 Q 235、Q 345 钢基本上能满足受力要求,且比较经济合理;20# 钢的强度、延性、可焊性等主要参数均优于 Q 235 钢,所以大量应用于钢管构件。

3.3.3 拉线塔的拉线当受力较小时可采用钢绞线,受力较大时可采用钢丝绳。

3.3.5 本条列出了钢塔桅结构常用材料设计指标。

1. 表 3.3.6-1 钢材的强度设计值

因 20# 优质碳素钢已在工程中大量应用,而《钢结构设计规范》中未列出,根据机械工业的标准,20# 优质碳素钢与 Q 235 钢属于同一强度等级,因此在备注中对其强度作出规定。

2. 表 3.3.6-2 螺栓和锚栓连接的强度设计值

在锚栓设计中,因有些钢塔桅结构(如单管塔)的锚栓受到的拉力很大,而 Q 235 锚栓强度低,Q 345 圆钢又难采购,造成设计上的困难,本条按《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)中关于锚栓设计强度的换算方法,增加了 35 号钢、45 号钢锚栓的抗拉强度值。

3. 表 3.3.6-4 拉线用镀锌钢绞线强度设计值

根据机械工业的最新标准,本条列出了常用钢绞线的标准强度值,并参照电力部门的经验列出相应设计强度值。

4 结构计算

4.2 自立式钢塔架

4.2.1 自立式钢塔架的横截面通常为三角形、正方形等。方形角钢塔在经济性和实用性上都有较大的优点,有时限于场地条件或为了装饰效果采用矩形和三角形自立钢塔架也可取得不错的效果。

4.2.2 随着技术的进步,现在对塔架的分析很少采用手算,而基本上是采用计算机软件进行精确计算;钢塔架的塔柱通常采用内外包钢连接,其构造上更接近于空间钢架,另外,按空间钢架模型更方便计算建模。

4.2.5 本条文参考了修订中的《高耸结构设计规范》的做法,由于风沿自立式钢塔架高度方向的实际分布状况是多变的,而计算公式无法反映这种复杂的变化,所以当按照一般的方法计算塔架中某些斜杆的内力时,有时会得到非常小的内力值。而实际上当风的分布状况发生变化时,斜面杆的内力会大大超过这一值。这一现象称为“埃菲尔效应”。对于计算结果中受力很小的斜杆,要控制其“最小内力”,以免在实际工作状态下内力不稳定造成结构的破坏。

4.2.6 为了保证辅助杆不至过小而起不到应有的支撑作用,做出此规定。

4.3 单管塔

4.3.1 所谓二次效应是指钢管杆在水平荷载作用下,发生水平位移,垂直荷载产生附加弯矩,附加弯矩再产生水平位移。单管塔为单悬臂结构,对水平位移产生的二次效应反应比较敏感,对不同单管塔的计算分析结构表明,在规定的变形限值下单管塔的附加弯矩约为受力弯矩的5%~10%左右,为简化计算,可把水平荷载和

垂直荷载产生的杆身弯矩乘上 1.05~1.1 的放大系数来近似地考虑二次效应的影响。

4.3.2 锥形单管塔截面沿高度变化,通常分段计算风荷载,但分段长度不宜过大。

4.3.3 在风荷载作用下,同时发生的顺风向和横风向风振,其结构效应应予以矢量叠加。一般情况下,当发生强风共振时,横风向的影响起主要的作用,在计算中应加以考虑。

4.3.4 单管塔太高时,为了满足变形限值的要求,势必要加大截面,使得经济上不合理,由于振动控制技术在国内外高耸结构领域内已有一些应用,且通过实测对振动控制技术的有效性作了认定。在适当的条件下采用振动控制技术减小结构变形,以节约工程造价。

4.4 拉线塔

4.4.1 移动通信工程拉线塔通常不高,按弹性支座连续梁法计算基本可满足精度要求,有条件时也可采用精确的有限元分析。

4.4.2 采用弹性支座连续梁法计算时,应分开验算拉线的强度,对拉线上的集中荷载按弯矩等效换算为均布荷载以便于计算。

4.4.3 拉线的初始应力太小时会增大节点位移,影响整体稳定;太大时则会加大拉索拉力及塔身压力,因此设计时应选择适当的初始应力,使得节点具有足够刚度,又不会使拉索与塔身受应力过分增大。一般对 1X7 的钢绞线初始应力宜在 100~150 N/mm² 的范围内选用,1X19 的钢绞线初始应力宜在 150~250 N/mm² 的范围内选用。

4.4.4 拉线塔的稳定是指压屈稳定,作为弹性体的桅杆结构,在轴向压力或其他外力作用下,可能发生较大变形而形成临界状态。计算整体稳定计算时,可将桅杆视为弹性支座上的连续压弯杆件,通过试算求得整体稳定安全系数。

4.4.5 拉线塔拉线的布置应对称布置以避免初始拉力对塔身产生扭矩或者偏心矩。

4.4.6 拉线塔太高时维护困难,且拉线距离较远,所需场地面积较大。

5 构件及节点连接

5.2 构件设计

5.2.1 结构构件的计算在《钢结构设计规范》GB 50017 中已作规定,此处不再赘述,由于塔桅结构的局部塑性变形会引起其上部位移增大,整体 $P-\Delta$ 效应增大,故不计塑性发展系数。

5.2.2 构件的长细比限值的规定与现行《钢结构设计规范》GB 50017 一致。

5.2.3~5.2.4 根据工程实践及相关研究,列出了移动通信工程钢塔桅常用结构布置形式的构件长细比。

5.2.5 近年来在国内出现了大量移动通信工程单管塔,其特点是轴向压力小、弯矩大(压应力只占最大应力值 3%左右)、使用对刚度要求较低,对这类移动通信工程单管塔不应强求其径厚比 $D/t < 100X(235/f_y)$,否则会使钢管强度利用明显不足,因这一局部稳定极限条件是针对符合整体稳定要求的满应力轴压杆,对于以受弯为主的单管塔,套用轴压杆的规定明显不太合理。现在国内外这类单管杆塔的径厚比很多都突破 $100X(235/f_y)$ 的限定。本条参考美国通信工业协会(TIA/EIA)相关规范及国内相关的研究资料,对单管塔的局部稳定验算作出规定,通过降低单管塔的应力水平来提高局部稳定,使径厚比的限值得以放宽,我国电力部门早已将美国规范公式引入应用于工程设计,并证明是可行的,本条的实施可以为单管塔的建设节约大量的材料和资金。

5.3 连接设计

5.3.3 焊缝连接时应根据不同的质量等级取用不同的设计强度。

5.4 法兰连接计算

5.4.1 移动通信工程钢塔桅结构的法兰连接一般采用高强度的普通螺栓,对于法兰盘螺栓群的计算,当螺栓群全部受拉时,螺栓群绕旋转轴①转动;当螺栓群部分受拉部分受压时,螺栓群绕旋转轴②转动。

5.4.2 公式(5.4.2)附录 A 提供了 M_{\max} 的计算方法,是参照电力部门设计规范将集中简化为均布荷载而得。

5.4.4 无加劲肋法兰盘螺栓受力修正系数 m 为考虑法兰盘的部分刚性的修正值,是从法兰盘真型试验中得到的。

5.5 塔脚底板的计算

塔脚底板的计算可考虑厚板的部分塑性发展,法兰盘底板的最大弯矩可参考附录 A 的计算方法,常用角钢塔塔脚底板的计算可参考附录 B。

6 构造与工艺技术要求

6.1 一般规定

本节规定是根据移动通信工程钢塔桅结构的特点及工程实践,按照钢结构设计规范的有关规定所制定。

6.1.3 热镀锌时端部不得密封,否则会发生钢管爆裂。

6.1.4 通信铁塔截面边数不小于4时,铁塔的空间抗扭刚度较差,所以应在塔身每隔2~3个塔段设置加劲横隔,以增加铁塔的空间抗扭刚度。在塔柱变坡处、微波天线悬挂处、格构式桅杆运输单元的两端及拉索节点处由于结构受力突变宜设置横隔。

6.1.6 本条规定主要考虑钢塔桅结构的一些构件连接会使钢管局部存在径向受力。

6.2 节点连接

6.2.1 腹杆连接接头每端不宜少于2个,主要是考虑通常采用的C级螺栓加工精度不高,受力状态差;对于采用精制螺栓的连接,由于其加工精度高,受力性能好,则可以只用一个螺栓。

6.2.2 钢塔桅结构采用螺栓连接时,螺栓的螺纹不应进入剪切面,以提高螺栓抗剪的可靠性;在风荷载反复作用下螺栓受拉压作用,螺帽容易松动,所以要采取防松措施,重要连接宜采用双螺母防止螺帽松动,一般连接可采用扣紧螺母。建在野外的无人值守基站的塔桅结构时有发生被盗事件,建议连接螺栓采取防卸措施。

6.2.3 连接节点构造:

1. 为了保证连接节点处内外角钢接触面的贴含率不低于75%故做出此要求。

2. 主材与腹杆之间的距离过大则不利于节点板平面外刚度, 过小又不便于施工。

3. 节点板边缘与杆件轴线所夹角 α 小于 15° 时则节点板过于狭长, 不利于节点板的平面外刚度。

4. 将节点板卷边(或增设加劲板)增大刚度既可节约用材又可减少因节点板过厚而引起的受力偏心。

6.3 制作与安装

本节对设计过程中应涉及到的一些制作与安装要求作出规定。

6.3.3 此条规定是为保证节点处内外角包钢紧密粘贴在一起。

6.3.4 钢结构规范建议不用 C 级螺栓进行抗剪, 但考虑到铁塔安装大多在野外进行, 如要求精度过高可能无法施工。故采用 C 级螺栓抗剪但同时本规范提高了螺孔直径方面的要求, 以减小 C 级螺栓抗剪时的滑移现象。

6.3.6 此条规定是为了保证螺帽松动后不至于掉落。

6.3.8 此条规定是为了保证塔脚受压时塔脚底板受力均匀, 同时也有利于地脚锚栓的受力。

6.3.9 塔脚处容易积聚水分而使地脚锚栓及塔脚板锈蚀严重, 因此应加强防护。

6.4 工艺技术要求

6.4.2 此条规定是为了保证工作人员在维护天线时的安全性和舒适性, 同时塔桅高度大于 40 m 时很难一次就爬到顶, 所以建议加设休息平台。

6.4.3 天线支架伸出平台边超过 800 mm 时维护起来不方便且不安全, 所以建议把天线支架设计成可伸缩的活动型, 以保证工作人员维护天线时的安全。

6.4.6 移动通信工程钢塔桅结构的防雷接地是一项很重要的工

作,相关设计应执行《移动通信工程基站防雷与接地设计规范》YD 5068—98 的规定。

6.4.7 钢塔桅结构应根据航空管理的有关规定做好航空障碍标识。

7 地基与基础

7.1 一般规定

7.1.1 移动通信工程钢塔桅结构地基基础设计前应进行工程地质勘察,以保证基础设计的合理性。

7.1.3 本条明确了钢塔桅结构扩展基础的设计内容,同时列出了不需作地基变形计算的钢塔桅范围。

7.1.4 移动通信工程钢塔桅对变形没有很严格的要求,因此允许基础底面部分脱开基土,但为了保证钢塔桅的整体稳定性,脱开的面积应控制不大于全面积的 1/4,长期的实践证明这是可行的,也是比较经济合理的。

7.1.5 在场地狭小、土质较差时钢塔桅结构也可采用桩基础,本条明确了钢塔桅结构桩基础的设计内容,同时提出了需作桩基沉降计算情况。

7.1.6 当地基土质为岩石时采用钢筋混凝土扩展基础或桩基础很难施工,此时可采用岩石锚杆基础以抵抗拔力,但施工时应注意锚杆质量,锚孔内壁应打毛以增加粘结强度。

7.1.7 根据《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 的规定,结合钢塔桅结构的特点,对移动通信工程钢塔桅地基基础设计中的各项内容所采取的代表值,以及抗力的代表值作出规定。

7.1.10 桅杆结构由于拉线拉力的影响可能使基础沉降加大,会造成较大的应力松弛,在设计中应加以考虑。

7.1.11 建造在坡地附近的钢塔桅结构会因边坡失稳使钢塔桅遭受破坏,因此应作边坡稳定计算。

7.2 地基计算

7.2.1~3 给出地基计算公式,遵循《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 的规定。以荷载效应标准组合为代表值,以特征值为抗力代表值。

7.2.4 本条明确了保证基底脱离基土面积不大于全部面积的1/4应满足的条件满足此条件时钢塔桅结构的抗倾覆也能满足,故不需再作抗倾覆验算。

7.2.5~6 对钢塔桅结构的地基变形、基础倾斜容许值及相邻基础间沉降差做出规定同《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002。对移动通信工程钢塔桅相邻基础间的沉降差作出限定,是为了减小由于沉降差引起附加应力,同时也防止沉降差造成使用状态的恶化。当钢塔桅结构下为整体基础时应验算基础倾斜,当为分开的独立基础时应验算相邻基础间沉降差。

7.3 基础设计

7.3.1 钢塔桅结构基础既受压又受拔,桩基础应按抗拉、抗压桩设计,并应满足相应的构造要求。扩展基础及多桩承台受压时基础板正向受弯,受拔时由于自重及覆土的作用,基础板反向受弯,因此在板底及板面均需按计算配置钢筋,如计算不需要也应按构造配筋。

7.3.2 单管塔基础通常采用单桩基础,群桩基础或扩展基础。

1. 单桩水平位移及桩身内力计算采用 m 值法,考虑土的弹性抗力影响,能比较真实地反映桩身的受力情况。对桩顶水平位移加以控制,是为了防止单管塔出现变形过大及桩身开裂,桩身配筋率在 0.65% 以上可提高桩身的变形协调能力。

2. 单管塔杆底的弯矩很大,而剪力、竖向压力不大,采用群桩基础时由于承台的协同作用,基桩承受的水平力已经很小,基桩主要作用是抵抗杆底力矩,为了简化计算,可只验算桩基的抗压抗拔

承载力,对群桩承台的计算应按《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 的规定执行。

3. 采用扩展基础时为了保证单管塔的整体稳定性,防止过大的变形,必须满足此要求。基坑应采用砂石或土质较好的砂土、粘性土等回填,并分层夯实。

7.3.3 钢塔架结构计算时假定塔脚为不动点,在靠近基础顶面处设联系梁可以调节各塔脚间水平力,加强钢塔架基础的整体性,有利于基础的抗震,更加符合计算假定,联系梁的设计应按偏心拉压构件计算。

7.3.4 在存在液化土层的地基,基础设计应采取抗液化的措施。移动通信工程钢塔桅结构的抗震设防类别一般可按丙类考虑。

7.3.5 地脚锚栓是钢塔桅结构与基础之间的连接件,设计时必须保证其具有足够的锚固力,因此必须具有足够的锚固长度及间距,锚栓间距还要考虑施工因素及其他构造要求。另外,为了便于上部钢结构安装调节,通常对塔柱底板锚栓孔作相应扩大,钢塔桅结构完毕后应加焊厚垫片以满足锚栓固定的要求。

7.4 基础的抗拔稳定和抗滑稳定

7.4.2 钢塔桅结构的扩展基础一般采用开挖回填夯实土体的施工方法,故对扩展基础的抗拔稳定计算通常采用土重法。

7.4.3 采用土重法计算抗拔稳定性时采用安全系数法,与《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 相适应,式中 F 明确定义为在承载能力极限状态下荷载效应的基本组合(分项系数为 1.0)下,上部结构传至基础的拔力。安全系数 γ_1 取 2.0, γ_2 取 1.4,主要是考虑《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 的要求,对抗拔计算有利的荷载取 0.9 的分项系数,把 0.9 的分项系数换算到安全系数上并取整数,则安全系数 γ_1 由原来的 1.7 改为 2.0, γ_2 由原来的 1.2 改为 1.4,此与国外相关规范的规定接近且略偏安全;为了保证基础的抗拔力,基坑回填土应分层压(夯)实,回填土的压实系数应不小于 0.92,以到相应的重力密度。

附录 A 法兰盘内力计算

法兰盘最大弯矩的计算方法是参照电力部门的做法。

附录 B 常用角钢塔塔脚底板计算

有加肋塔脚板在移动通信工程钢塔桅结构设计中用得比较广泛,本节对塔脚板强度的计算方法,主要是参照电力部门的有关规定。

附录 D 常用镀锌钢绞线规格

根据规范《镀锌钢绞线》YB/T 5004—2001 的规定列出常用镀锌钢绞线的规格及设计承载力,方便查用。

中华人民共和国通信行业标准

移动通信工程细部构造设计标准