

YD

中华人民共和国通信行业标准

YD/T 5131—201X

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

(报批稿)

201X-X-X 发布

201X-X-X 实施

——中华人民共和国工业和信息化部——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-XXXX

主管部门：工业和信息化部信息通信发展司

批准部门：中华人民共和国工业和信息化部

施行日期：201X 年 X 月 X 日

北京邮电大学出版社

201x 北京

前 言

本规范是根据《工业和信息化部办公厅关于印发 2015 年第三批行业标准制修订计划的通知》(工信厅科[2015]115 号)的要求,对原 YD/T 5131-2005《移动通信工程钢塔桅结构设计规范》进行修订。

本规范共分 7 章和 6 个附录,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。

本次修订的主要内容有:1. 调整了单管塔的水平位移限值;2. 修改了圆形钢管局部稳定的计算公式;3. 增加了单管塔塔筒开孔洞的补强措施;4. 调整了风荷载计算参数;5. 修改并增加了部分材料的力学性能;6. 修改补充了法兰盘连接计算;7. 增加了无埋深预制基础设计要求;8. 增加了附录 F“常用锚栓数据表”。

本规范由工业和信息化部信息通信发展司负责解释、监督执行。本规范在使用过程中,如有需要补充或修改的内容,请与工业和信息化部信息通信发展司联系,并将补充或修改意见寄工业和信息化部信息通信发展司(地址:北京市西长安街 13 号,邮编:100804)。

本规范由中国通信企业协会通信工程建设分会组织编制。

本规范由中国通信标准化协会归口。

原主编单位:广东省电信规划设计院有限公司

修订主编单位:广东省电信规划设计院有限公司

主要起草人:谢郁山 徐少伟 赖良方 胡万达 蒋 标 温纬立

修订参编单位:华信邮电咨询设计研究院有限公司

中讯邮电咨询设计院有限公司

上海邮电设计咨询研究院有限公司

中国铁塔股份有限公司

主要参加人:池远东 陈 振 窦 笠 陆 皞 荆建中 殷晓霞

俞济棠 张 帆 张自强

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	2
3	基本设计规定	6
3.1	设计原则	6
3.2	荷载和地震作用	10
3.3	材料选用	13
4	结构计算	18
4.1	一般规定	18
4.2	自立式钢塔架	18
4.3	单管塔	20
4.4	拉线塔	20
5	构件及节点连接	22
5.1	一般规定	22
5.2	构件设计	22
5.3	连接设计	28
5.4	法兰盘的连接计算	29
5.5	塔脚底板的计算	35
6	构造与工艺技术要求	36
6.1	一般规定	36
6.2	节点连接	38
6.3	制作与安装	40
6.4	工艺技术要求	41
7	地基与基础	43
7.1	一般规定	43
7.2	地基计算	45
7.3	基础设计	48
7.4	基础的抗拔稳定	51
附录A	本规范用词说明	55
附录B	法兰盘内力计算	56
附录C	常用角钢塔塔脚底板计算	58
附录D	基础和锚板基础抗拔稳定计算	60
附录E	常用镀锌钢绞线规格	62
附录F	常用锚栓数据表	63

引用标准名录.....67

条文说明.....69

修订、补充内容一览表.....95

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技术经济政策，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，包括自立式钢塔架、单管塔、拉线塔等的设计，其它通信钢塔桅结构设计可参照使用。

1.0.3 本规范是按 GB 50153《工程结构可靠性设计统一标准》以及 GB 50068《建筑结构可靠度设计统一标准》规定的原则制定。

1.0.4 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、化学成分及其它的附加保证项目。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。

1.0.5 在既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。

1.0.6 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。

1.0.7 在建设移动通信工程钢塔桅结构时应按国家有关规定共同建设，实现资源共享。

1.0.8 在执行本规范与国家标准规范有矛盾时，应以现行国家标准规范为准。

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或避雷装置安装处的垂直距离。

2.1.2 塔架根开 (Tower spacing)

三、四边形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)

单根钢管与平台或天线支架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_l 、 q_a ——单位长度、单位面积上的覆冰荷载；

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_s ——钢绞线强度设计值；

N_t^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 ——计算高度处的覆冰厚度、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 计算系数及其它

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 ——覆冰重度；
 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 ——与构件直径有关的覆冰厚度修正系数；
 α_2 ——覆冰厚度的高度变化系数；
 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。建于既有建筑物或构筑物上的钢塔桅结构,其设计使用年限宜与既有结构的后续设计使用年限相匹配,且不低于 25 年。有特殊使用要求的钢塔桅结构,可根据使用要求及现行相关国家标准另行确定。

3.1.4 移动通信工程钢塔桅结构的安全等级一般为二级;有特殊使用要求的钢塔桅结构,其安全等级可按实际情况确定。

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:

$$\gamma_0 \left(\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} \gamma_{L1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \psi_{Ci} S_{Qik} \right) \leq R \quad (3.1.6-1)$$

2 由永久荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0 \left(\gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \psi_{Ci} S_{Qik} \right) \leq R \quad (3.1.6-2)$$

式中: γ_0 ——结构重要性系数;

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；

γ_{Li} ——第 i 个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数，其中 γ_{L1} 为主导可

变荷载 Q_1 考虑设计使用年限的调整系数，对雪荷载和风荷载，不考虑此调整系数，应取重现期为设计使用年限选取相应的荷载值，对其他可变荷载取值按 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定采用；

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应；

S_{Qik} ——第 i 项可变荷载标准值的效应，其中 S_{Q1k} 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	0.25~0.7	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 代表覆冰荷载；

2 组合Ⅱ中一般取 0.25，但 $0.25\omega_0$ 不小于 0.15kN/m^2 ；对覆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，应按式 3.1.8 进行计算：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{EV} S_{EVk} + \psi_W \gamma_W S_{Wk} \leq R / \gamma_{RE} \quad (3.1.8)$$

式中： γ_G ——重力荷载分项系数，按表 3.1.6 采用；

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；

ψ_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，按有关规范取值（强度计算取 0.75，稳定计算取 0.80）。

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（水平地震为主）	1.3	0.5
同时按水平地震和竖向地震作用计算（竖向地震为主）	0.5	1.3

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，按式 3.1.9-1 进行计算：

$$S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{Qi} S_{Qik} \leq \delta \quad (3.1.9-1)$$

2 准永久组合应用于地基变形和基础裂缝宽度的计算，按式 3.1.9-2 进行计算：

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

式中： δ ——结构或构件的变形限值；

S ——地基变形或基础裂缝的规定限值；

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，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 GB 50009《建筑结构荷载规范》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
桅杆	u/H_i	1/75
	$\Delta u/h$	1/50

单管塔	u/H_i	1/33
-----	---------	------

注：1 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 单管塔任意点水平位移 u 应为非线性分析结果，同时应考虑基础变形。

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 按10m高处10min平均风速10m/s计，单管塔最上层平台处的水平加速度幅值不应大于 300mm/s^2 。

4 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与作用一般可分为下列二类：

1 永久荷载与作用：结构自重、固定设备自重、拉线的初应力、土重、土压力、地基变形作用等。

2 可变荷载与作用：风荷载、覆冰荷载、地震作用、雪荷载、活荷载（包括平台安装检修荷载）、温度作用等。

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GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定执行；当重现期为50年时，基本风压取值不得小于 0.35 kN/m^2 。

2 计算风振系数时，单管塔的阻尼比可取为0.01，格构式塔架的阻尼比可取为0.02。

3 钢塔桅结构的风荷载体型系数 μ_s 如在GB 50009《建筑结构荷载规范》列出时，可按该规定采用；其他可按如下规定采用：

1) 单管塔的杆身体形系数 μ_s 可按表3.2.2-1的规定确定。

表 3.2.2-1 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 (0.9)
十六边形及以上	0.8
十二边形	1.0

六边形及八边形	1.2
---------	-----

注：圆形截面括号中数值用于圆形结构的表面粗糙，有凸出肋条的情况。

2) 移动通信天线的体型系数 μ_s 可按表 3.2.2-2 的规定确定。

表 3.2.2-2 移动通信天线的体型系数 μ_s

天线形状	高宽比 ≤ 7	高宽比 ≥ 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 风荷载的计算应考虑塔桅构件、平台、天线及爬梯、馈线和其他附属物的挡风面积，其中天线挡风面积可按如下规定计算：

1) 3 副及以上天线均匀安装于钢塔桅的同一外挑平台时，天线总的挡风面积可按天线数量乘天线正面面积，并乘以表 3.2.2-3 的折减系数 K_1 。

表 3.2.2-3 折减系数 K_1

天线数量	K_1
3	0.85
6	0.75
9	0.70

2) 3 副及以上天线均匀安装于同一高度的单管塔塔身且该处塔身直径与天线宽度的比值不小于 1.1 时，天线总的挡风面积可按天线数量乘天线正面面积，并乘以表 3.2.2-4 折减系数 K_2 。

表 3.2.2-4 折减系数 K_2

外挑距离 L/ 天线宽度 B	K_2
0.50	0.65
1.00	0.70
1.50~3.00	0.80
4.00	0.90

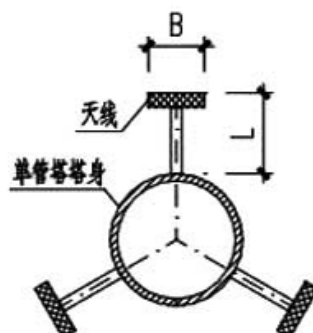


图 3.2.2-1 单管塔塔身及天线示意图

3) 对于通信天线数量少于 3 副、方位不明确、朝向不确定等特殊场景，应按实际情况确定挡风面积。

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

3.2.4 覆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、拉索和天线等表面覆冰后所引起的重力荷载及挡风面积增大的影响。

2 基本覆冰厚度应根据当地离地 10m 高、重现期 50 年的观测资料分析确定。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) 重覆冰区：基本覆冰厚度可取 20mm~50mm；
- 2) 中覆冰区：基本覆冰厚度可取 15mm~20mm；
- 3) 轻覆冰区：基本覆冰厚度可取 5mm~10mm。

3 管线及结构构件上的覆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覆冰荷载可按式 3.2.4-1 计算：

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

式中： q_i ——单位长度上的覆冰荷载(kN/m)；

b ——基本覆冰厚度(mm)，按本条款的规定采用；

d ——圆截面构件、拉索的直径(mm)；

α_1 ——与构件直径有关的覆冰厚度修正系数，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 ——覆冰重度，一般取 9kN/m³。

表 3.2.4-1 与构件直径有关的覆冰厚度修正系数 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 覆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覆冰荷载可按式 3.2.4-2 计算:

$$q_a = 0.6b\alpha_2\gamma \cdot 10^{-3} \quad (3.2.4-2)$$

式中: q_a ——单位面积上的覆冰荷载(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类别一般为标准设防类(丙类),有特殊使用要求的钢塔桅结构按现行相关国家标准另行确定。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,且抗震验算时应考虑建筑物的影响;

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 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定执行;

3 抗震设防烈度为 8 度(0.2g)及以下时,钢塔桅结构及地基基础可以不进行抗震验算,仅需满足抗震构造要求;

4 抗震设防烈度为 9 度时钢塔桅结构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 2.0kN/m²考虑,平台及栏杆还应考虑天线及支架的水平荷载的作用,栏杆顶部水平荷载应按实际计算且不小于 1.0kN/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 Q235 普通碳素结构钢、Q345 低合金结构钢、20 号优质碳素结构钢,有条件时也可采用 Q390、Q420、Q460 等钢材强度等级更高的结构钢,其质量标准应分别符合 GB/T 700《碳素结构钢》、GB/T 1591《低合金高强度结构钢》和 GB/T 699《优质碳素结构钢技术条件》的规定。需要焊接的构件不得采用 Q235 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℃ 时,不宜采用 Q235 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 GB/T 20118《一般用途钢丝绳》、GB 8918《重要用途钢丝绳》和 YB/T 5004《镀锌钢绞线》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 GB/T 5117《非合金钢及细晶粒钢焊条》或 GB/T 5118《热强钢焊条》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 Q235 钢，宜选用 E43××型焊条；
- 2) 对于 Q345 钢，宜选用 E50××型焊条；
- 3) 对于 Q390 钢、Q420 钢、Q460 钢，宜选用 E55××型或 E60××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 GB/T 14957《熔化焊用钢丝》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 GB/T 5782《六角头螺栓》、GB/T 5780《六角头螺栓 C 级》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 GB/T 1231《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》的规定。

5 地脚锚栓宜采用 Q235 钢、Q345 钢或 Q390 钢制作，也可采用 35 号、45 号优质碳素钢或 40Cr 合金结构钢制作，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列规定：

- 1 钢材的强度设计值，应根据钢材厚度或直径按表 3.3.5-1 采用；
- 2 螺栓和锚栓连接的强度设计值按表 3.3.5-2 的规定确定；
- 3 焊缝的强度设计值按表 3.3.5-3 的规定确定；
- 4 拉线用镀锌钢绞线强度设计值按表 3.3.5-4 的规定确定；
- 5 拉线用钢丝绳强度设计值按表 3.3.5-5 的规定确定。

表 3.3.5-1 钢材的强度设计值(N/mm²)

钢材 牌号		钢材厚度或直 径(mm)	抗拉、抗压和 抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
碳素结 构钢	Q235 钢	≤ 16	215	125	320
		$>16, \leq 40$	205	120	
低合金 高强度 结构钢	Q345 钢	≤ 16	305	175	400
		$>16, \leq 40$	295	170	
	Q390 钢	≤ 16	345	200	415
		$>16, \leq 40$	330	190	
	Q420 钢	≤ 16	375	215	440
		$>16, \leq 40$	355	205	
	Q460 钢	≤ 16	410	235	470
		$>16, \leq 40$	390	225	

注: 1 表中直径指实芯棒材直径, 厚度系指计算点的钢材或钢管壁厚度, 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 Q235 钢。

表 3.3.5-2 螺栓和锚栓连接的强度设计值(N/mm²)

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^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^a	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—
	6.8 级	300	240	—	—	—	—	—	—	—	—
	8.8 级	400	300	—	400	320	—	—	—	—	—
地脚锚栓	Q235	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—
	Q345	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—
	Q390	—	—	—	—	—	—	185	—	—	—
	35 号钢	—	—	—	—	—	—	190	—	—	—
	45 号钢	—	—	—	—	—	—	215	—	—	—
	40Cr 合金结构钢	—	—	—	—	—	—	260	—	—	—
承压型连接 高强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—
构件钢材 牌号	Q235	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470
	Q345	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590
	Q390	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615
	Q420	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655
	Q460	—	—	450	—	—	595	—	—	—	695

- 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 $d > 24\text{mm}$ 和 $L > 10d$ 或 $L > 150\text{mm}$ (按较小值)的螺栓。 d 为公称直径， L 为螺栓公称长度。
- 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 YD/T 5132《移动通信工程钢塔桅结构验收规范》的要求。
- 3 若有实验依据时，螺栓强度设计值可适当提高，但须按行业规程统一实行。
- 4 35 号钢、45 号钢锚栓材质应符合 GB/T 699《优质碳素结构钢技术条件》的标准，35 号钢一般不宜焊接，45 号钢一般不应焊接。
- 5 40Cr 合金结构钢抗拉强度为热处理后的强度，热处理后的材料机械性能应满足 BG/T 3077《合金结构钢》的要求。
- 6 摩擦型高强螺栓连接的强度设计值参照 GB 50017《钢结构设计标准》。

表 3.3.5-3 焊缝的强度设计值(N/mm^2)

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^w	焊缝质量为下列等 级时,抗拉 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
		$>16, \leq 40$	205	205	175	120	
自动焊、半自动焊和 E50、E55 型焊条的手工焊	Q345 钢	≤ 16	305	305	260	175	200
		$>16, \leq 40$	295	295	250	170	
	Q390 钢	≤ 16	345	345	295	200	200 (E50) 220 (E55)
		$>16, \leq 40$	330	330	280	190	
自动焊、半自动焊和 E55、E60 型焊条的手工焊	Q420 钢	≤ 16	375	375	320	215	220 (E55) 240 (E60)
		$>16, \leq 40$	355	355	300	205	
	Q460 钢	≤ 16	375	375	320	215	
		$>16, \leq 40$	355	355	300	205	

- 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 GB/T 5293《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》和 GB/T 12470《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》中相关的规定。
- 2 焊缝质量等级应符合 GB 50205《钢结构工程施工质量验收规范》的规定。其中厚度小于 8mm 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^w ，在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^w 。
- 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 Q235 钢。

表 3.3.5-4 拉线用镀锌钢绞线强度设计值(N/mm²)

股数	热镀锌钢丝抗拉强度标准值				备 注
	1270	1370	1470	1570	
	整根钢绞线抗拉强度设计值 f_g				
7 股	745	800	860	920	1、整根钢绞线拉力设计值等于总截面与 f_g 的积； 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。 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， $\gamma_R=1.8$
19 股	720	780	840	900	

表 3.3.5-5 拉线用钢丝绳强度设计值(N/mm²)

钢丝绳公称抗拉强度	1470	1570	1670	1770	1870
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表 3.3.6 中相应的折减系数。

表 3.3.6 强度设计值折减系数

构件或连接条件	折减系数
一 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
二 施工条件较差的高空安装焊缝	0.9

注：1 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 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，并依次以风荷载及覆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钢塔架，为配合场地条件或装饰效果，也可采用矩形的钢塔架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，按整体空间刚架法或整体空间桁架法，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如图 4.2.3 所示。

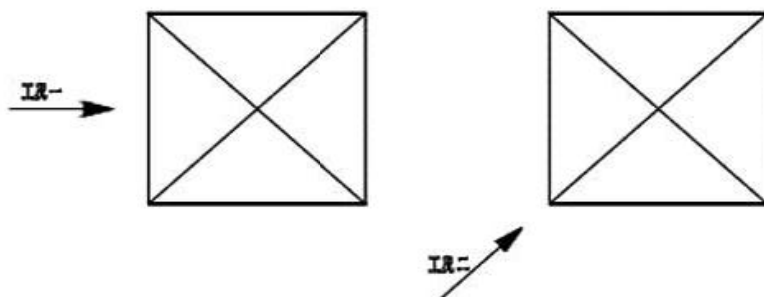


图 4.2.3 塔架水平力作用方向

- 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

三种作用方向如图 4.2.4 所示。

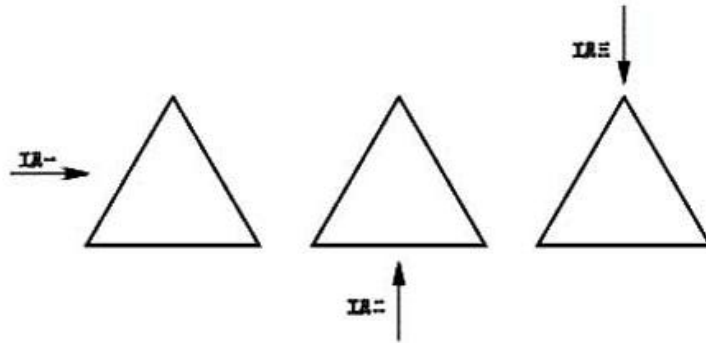


图 4.2.4 塔架水平力作用方向

4.2.5 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 $\Delta \leq 0.4$ 时，斜杆内力宜取塔柱内力乘系数 α ，其中 Δ 按式 4.2.5-1 计算， α 按式 4.2.5-2 计算。计算模型如图 4.2.5 所示。

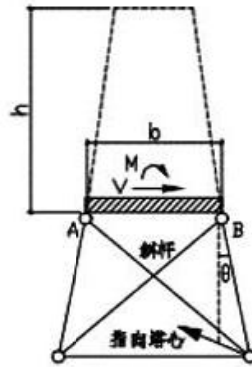


图 4.2.5 斜杆最小内力限值计算图

$$\Delta = \left| \frac{Vb}{\sqrt{2}Mt\theta} - 1 \right| \quad (4.2.5-1)$$

$$\alpha = \mu(0.228 + 0.649\Delta) \cdot \frac{b}{h} \quad (4.2.5-2)$$

式中： μ ——当为刚性斜杆时 $\mu=1$ ，柔性斜杆时 $\mu=2$ ；

h ——计算截面以上塔体高度(mm)；

b ——层顶宽度(mm)；

V ——为层顶剪力(N)；

M ——为层顶弯矩(N·mm)；

θ ——塔柱与垂直线之夹角。

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%、斜杆内力的

5%；塔架横隔杆的承载能力应不低于所支撑横杆内力的 2%。

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，且每段长度不大于 5 米。

4.3.3 锥形单管塔的外壁坡度不大于 2% 时，应根据雷诺数 Re 按 GB 50135《高耸结构设计规范》进行横风向风振的验算。

4.3.4 单管塔高度不宜超过 50 米，超过 50 米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；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 4.4.1 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下式验算：

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

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 $100\text{N/mm}^2 \sim 200\text{N/mm}^2$ 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° 的三个对称方向，或互交 90° 的四个对称方向，拉线与水平面夹角宜为 $40^\circ \sim 60^\circ$ 。

4.4.6 拉线塔高度不宜超过 40 米。

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 攀登设施如爬梯、爬钉等应能承受至少 1.0kN 的施工或检修集中活荷载；所有与水平面夹角不大于 30° 的构件，也应能承受跨中 1.0kN 的检修荷载；此荷载不与其它荷载组合。

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 GB50017《钢结构设计标准》的有关规定进行，但塑性发展系数 γ_x 、 γ_y 应取为 1.0。

5.2.2 构件的长细比 λ 不应超过下列规定值：

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应符合下列规定：

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 的规定确定。
- 2 斜杆长细比 λ 按表 5.2.3-2 的规定确定。
- 3 横杆和横隔杆长细比 λ 按表 5.2.3-3 的规定确定。

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		二塔面斜杆交点部分错开	二塔面斜杆交点不错开		
简图						
长细比	$\lambda = \frac{1.2l}{i_x}$		$\lambda = \frac{1.1l}{i_x}$	$\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$		
符号说明			i_{y0} -单角钢截面的最小回转半径 l -节间长度 i_x -单角钢截面对平行肢轴的回转半径			

表 5.2.3-2 塔架和桅杆的斜杆长细比 λ

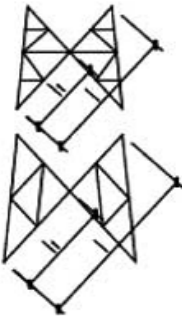
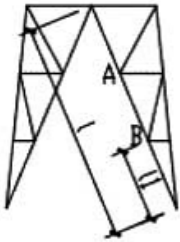
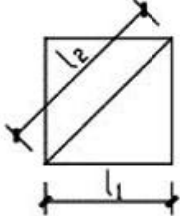
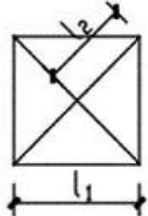
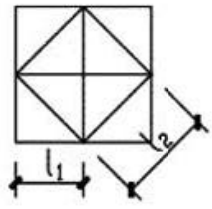
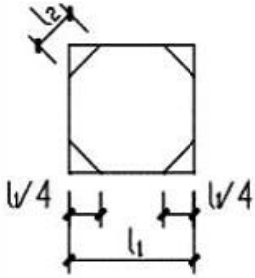
斜杆形式	单斜杆	双斜杆	双斜杆加辅助杆	
简图				
长细比	$\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$	①斜杆不断开又互相连结： 两根斜杆为一拉一压时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$ 两根斜材均为压杆时： $\lambda = \frac{0.8l}{i_x}$ ②当斜杆不断开又互相不连结时： $\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$ ③当斜杆断开，用节点板连接时： $\lambda = \frac{0.7l}{i_{y0}}$	斜杆不断开又互相连结： 当两根斜杆为一拉一压时： $\lambda = \frac{1.1l_1}{i_x}$ 当两斜杆同时受压时： $\lambda = \frac{0.8l}{i_x}$	①A、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： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$ 当相邻斜材均为压杆时： $\lambda = \frac{0.8l}{i_x}$ ②当A、B点与相邻塔面的对应点之间无连杆时： $\lambda = \frac{1.1l}{i_x}$

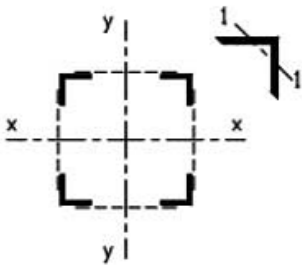
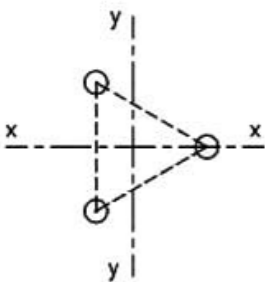
表 5.2.3-3 塔架和桅杆的横杆及横隔杆长细比 λ

简 图	截 面 形 式	横 杆	横 隔
		当有连杆 a 时: $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$ 当无连杆 a 时: $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y0}}$
		当有连杆 a 时: $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$ 当无连杆 a 时: $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$	当交叉杆不断开又互相连接, $\lambda = \frac{l_2}{i_{y0}}$ 当一根交叉杆断开, 用节点板连接时: $\lambda = \frac{1.4l_2}{i_{y0}}$
		当有连杆 a 时: $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$ 当无连杆 a 时: $\lambda = \frac{2l_1}{i_x}$	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y0}}$
		当有连杆 a 时: $\lambda = \frac{l_1}{2i_{y0}}$ 当无连杆 a 时: $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y0}}$

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
四边形截面 	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
等边三角形截面 	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 $\lambda_{\max}$ 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 $\lambda_{\max}$ 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 单管塔应考虑管壁局部稳定的影响：

单管塔塔筒径厚比不宜大于 250，除按 GB 50017《钢结构设计标准》中压弯构件的有关公式进行强度和稳定验算外，尚应按下列公式进行局部稳定验算：

1 单管塔塔筒为圆形截面时，应按式 5.2.5-1 进行验算：

$$\frac{N}{A \cdot f_c} + \frac{M}{W \cdot f_b} \leq 1 \quad (5.2.5-1)$$

式中： f_c ——圆形塔筒受压局部稳定强度设计值 (N/mm²)；

f_b ——圆形塔筒受弯局部稳定强度设计值 (N/mm²)。

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)；

A ——圆形塔筒截面面积(mm²)。

受压和受弯局部稳定强度设计值可根据 D/t 的范围按下列条件计算度确定。

受压局部稳定强度设计值 f_c

$$\begin{aligned} \text{当 } \frac{D}{t} \leq \frac{24100}{f} \text{ 时, } f_c &= f \\ \text{当 } \frac{24100}{f} \leq \frac{D}{t} \leq \frac{76130}{f} \text{ 时, } f_c &= 0.75f + \frac{6025}{D/t} \end{aligned} \quad (5.2.5-2)$$

受弯局部稳定强度设计值 f_b

$$\begin{aligned} \text{当 } \frac{D}{t} \leq \frac{38060}{f} \text{ 时, } f_b &= f \\ \text{当 } \frac{38060}{f} \leq \frac{D}{t} \leq \frac{76130}{f} \text{ 时, } f_b &= 0.70f + \frac{11410}{D/t} \end{aligned} \quad (5.2.5-3)$$

式中： f ——钢材的设计强度 (MPa)；

D ——圆形塔筒外径 (mm)；

t ——圆形塔筒壁厚 (mm)。

2 单管塔塔筒为多边形截面时，应按式 5.2.5-4~5.2.5-8 进行验算：

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \mu_d f \quad (5.2.5-4)$$

1) 八边形：

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 683 \\ 1.42(1.0 - 0.000434\sqrt{f_y} \frac{b}{t}) & 683 \leq \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 958 \end{cases} \quad (5.2.5-5)$$

2) 十二边形:

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 630 \\ 1.45(1.0 - 0.000491\sqrt{f_y} \frac{b}{t}) & 630 \leq \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 958 \end{cases} \quad (5.2.5-6)$$

3) 十六边形:

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 565 \\ 1.42(1.0 - 0.000522\sqrt{f_y} \frac{b}{t}) & 565 \leq \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 958 \end{cases} \quad (5.2.5-7)$$

4) 十八边形:

$$\mu_d = \begin{cases} 1.0 & \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 525 \\ 1.404(1.0 - 0.000548\sqrt{f_y} \frac{b}{t}) & 525 \leq \sqrt{f_y} \frac{b}{t} \leq 958 \end{cases} \quad (5.2.5-8)$$

式中: b ——多边形塔简单边宽度 (mm);

t ——多边形塔筒壁厚 (mm);

μ_d ——设计强度修正系数;

f_y ——钢材的屈服强度 (MPa)。

5.3 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,但不得在现场施焊。

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 GB 50017《钢结构设计标准》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。

5.3.4 钢塔桅结构中的法兰连接应与结构整体计算模型相匹配，与施工条件相适应，与受力性质相对应：

1 根据法兰位置在塔筒内、外分为内法兰和外法兰，法兰连接宜采用高强度等级普通螺栓，并加双螺母防松；

2 大直径钢管连接宜采用有加劲肋法兰；较小直径钢管连接宜采用无加劲肋法兰；

3 小直径钢管应采用外法兰；大直径钢管可采用内法兰，并设计配套施工辅助设施。

5.3.5 单管塔塔段间连接可采用套接或对接法兰盘连接。

5.3.6 单管塔塔段间连接采用套接连接时，钢管套接连接的设计长度，应考虑加工与安装偏差，不宜小于套接段外管最大内径 D 的 1.5 倍，套接段外管长度及其上部 200mm 范围内的纵向焊缝应采用一级焊缝，端部应加引弧板。

5.3.7 单管塔塔段间连接采用对接法兰盘连接时，法兰的高强度等级普通螺栓连接应确保均匀、对称。在全部构件就位后应按表 5.3.7 的预拉力设计值拧紧，并加双螺母防松。

表 5.3.7 高强度等级普通螺栓连接副施工预拉力设计值 (kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径 (mm)					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8s	24	37.5	45	52.5	69	84
10.9s	30	46.5	57	67.5	87	106.5

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如图 5.4.1 所示，应按下列规定计算：

1 当法兰盘仅承受弯矩 M 时，普通螺栓所受最大拉力按式 5.4.1-1 计算：

$$N_{t\max} = \frac{M \cdot y_n}{\sum (y_i)^2} \leq N_t^b \quad (5.4.1-1)$$

式中： $N_{t\max}$ ——距螺栓群转动中心轴② y_n 处的螺栓拉力(N)；

y_i ——螺栓群转动中心轴②到第 i 个螺栓的距离；

y_n ——离螺栓群转动中心轴②最远螺栓的距离；

N_t^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转动中心轴①转动，螺栓所受最大拉力按式 5.4.1-2 计算：

$$N_{t\max} = \frac{M \cdot y_n'}{\sum (y_i')^2} + \frac{N}{n_o} \leq N_t^b \quad (5.4.1-2)$$

式中： $N_{t\max}$ ——距螺栓群转动中心轴① y_n' 处的螺栓拉力(N)；

y_i' ——螺栓群转动中心轴①到第 i 个螺栓的距离；

y_n' ——离螺栓群转动中心轴①最远螺栓的距离；

n_o ——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，此时绕螺栓群转动中心轴②转动，螺栓所受最大拉力按式 5.4.1-3 计算：

$$N_{t\max} = \frac{(M + Ne)y_n}{\sum (y_i)^2} \leq N_t^b \quad (5.4.1-3)$$

式中： $N_{t\max}$ ——距螺栓群转动中心轴② y_n 处的螺栓拉力(N)；

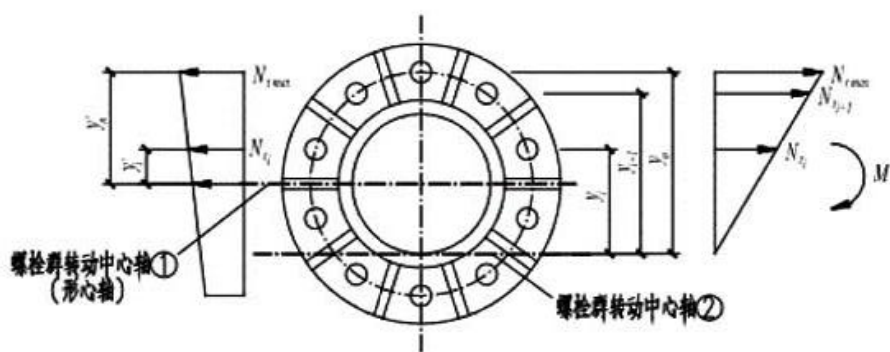
e ——螺栓群形心轴与螺栓群转动中心轴②之间的距离 (mm)。

3 当法兰盘承受轴向压力 N' 和弯矩 M 时，此时绕螺栓群转动中心轴②转动，普通螺栓所受最大拉力按式 5.4.1-4 计算：

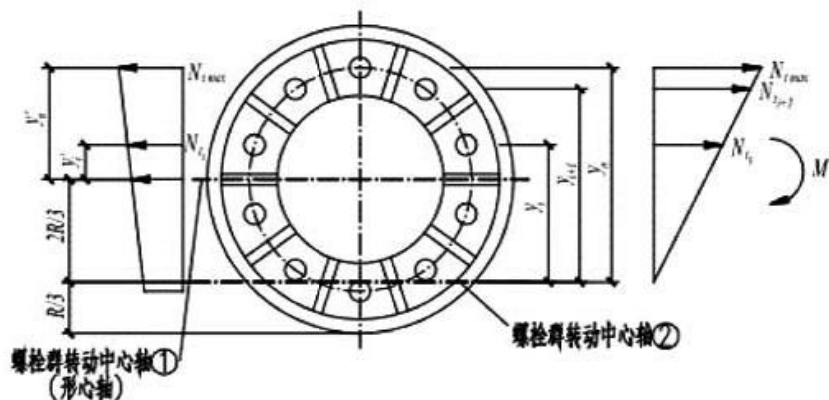
$$N_{t\max} = \frac{(M - N'e)y_n}{\sum (y_i)^2} \leq N_t^b \quad (5.4.1-4)$$

式中： $N_{t\max}$ ——距螺栓群转动中心轴② y_n 处的螺栓拉力(N)，出现负值则表示法兰螺栓不受拉。

对圆形有加劲肋法兰，转动中心轴如图 5.4.1 所示。



(a) 外法兰



(b) 内法兰

图 5.4.1 法兰螺栓群转动中心轴

5.4.2 有加劲肋的法兰盘底板厚度应按式 5.4.2-1 计算:

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}} \quad (5.4.2-1)$$

式中: t ——法兰盘底板厚度 (mm);

$M_{\max}$ ——按单个螺栓最大拉力均布到法兰板对应区域时计算得到的法兰板单位板宽最大弯矩。法兰板按两边固结 (沿加劲板边) 一边铰接 (沿管壁) 弹性薄板近似计算弯矩, 详见附录B的规定;

f ——钢材抗拉强度设计值。

5.4.3 有加劲肋法兰的加劲肋板强度、加劲肋板与法兰板的焊缝、加劲肋板与筒壁焊缝如图 5.4.3 所示, 应按下列要求验算。

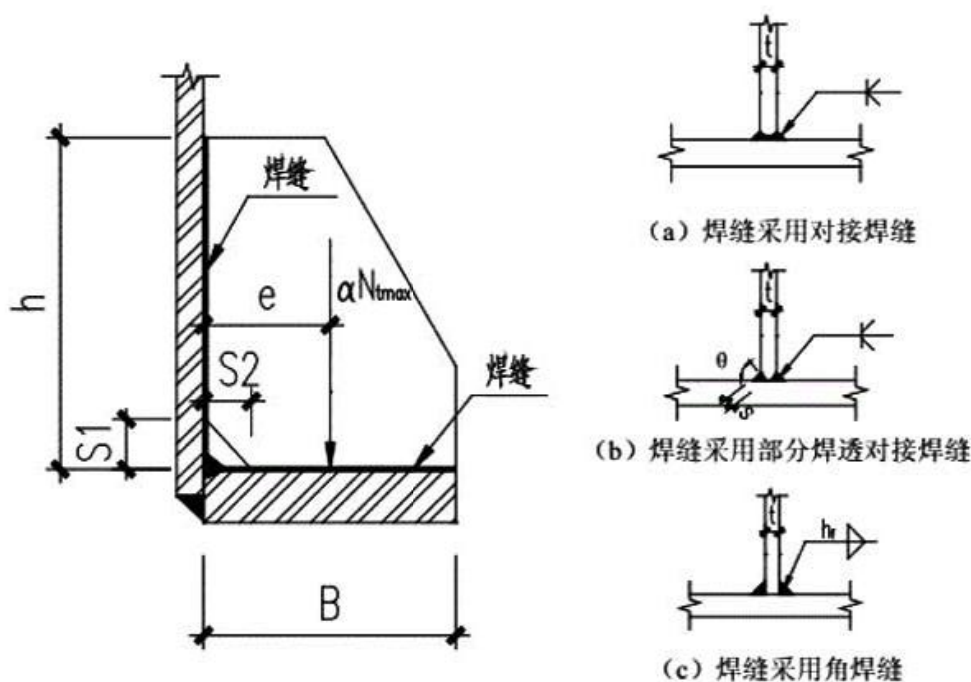


图 5.4.3 内、外法兰加劲肋板计算示意图

1 法兰加劲肋板强度应按式 5.4.3-1 和 5.4.3-2 计算：

$$\text{剪应力验算: } \tau = \frac{\alpha N_{t\max}}{(h-S_1) \cdot t} \leq f_v \quad (5.4.3-1)$$

$$\text{正应力验算: } \sigma = \frac{6 \times \alpha N_{t\max} \cdot e}{(h-S_1)^2 \cdot t} \leq f \quad (5.4.3-2)$$

式中： α ——加劲肋板承担反力的比例，按附录 B 表 B.0.2 取值；

$N_{t\max}$ ——单个螺栓最大拉力设计值 (N)；

t ——加劲肋板的厚度 (mm)；

h ——加劲肋板的高度 (mm)；

e —— $N_{t\max}$ 偏心距，取螺栓中心到钢管外壁的距离 (mm)；

S_1 ——加劲肋板下端切角高度 (mm)；

f_v ——加劲肋板钢材的抗剪强度设计值 (N/mm^2)；

f ——加劲肋板钢材的抗拉强度设计值 (N/mm^2)；

2 法兰加劲肋板焊缝应按式 5.4.3-3~5.4.3-10 验算：

1) 焊缝采用对接焊缝，如图 5.4.3 (a) 所示。

竖向焊缝验算：

$$\tau_f = \frac{\alpha N_{tmax}}{t(h-S_1-2t)} \leq f_v^w \quad (5.4.3-3)$$

$$\sigma_f = \frac{6 \times \alpha N_{tmax} e}{t(h-S_1-2t)^2} \leq f_t^w \quad (5.4.3-4)$$

$$\sqrt{\sigma_f^2 + 3\tau_f^2} \leq 1.1f_t^w \quad (5.4.3-5)$$

水平焊缝验算：

$$\sigma_f = \frac{\alpha N_{tmax}}{t(B-S_2-2t)} \leq f_t^w \quad (5.4.3-6)$$

2) 焊缝采用部分焊透对接焊缝、角焊缝，如图 5.4.3 (b)、(c) 所示。

竖向焊缝验算：

$$\tau_f = \frac{\alpha N_{tmax}}{2h_e(h-S_1-2h_f)} \leq f_f^w \quad (5.4.3-7)$$

$$\sigma_f = \frac{3 \times \alpha N_{tmax} e}{h_e(h-S_1-2h_f)^2} \leq \beta_f f_f^w \quad (5.4.3-8)$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (5.4.3-9)$$

水平焊缝验算：

$$\sigma_f = \frac{\alpha N_{tmax}}{2h_e(B-S_2-2h_f)} \leq \beta_f f_f^w \quad (5.4.3-10)$$

式中： σ_f ——垂直于焊缝长度方向的拉应力 (N/mm²)；

τ_f ——平行焊缝长度方向的剪应力 (N/mm²)；

B ——加劲肋板宽度 (mm)；

S_2 ——加劲肋板横向切角尺寸 (mm)；

f_t^w 、 f_v^w ——对接焊缝抗拉、抗剪强度设计值 (N/mm²)；

f_f^w ——角焊缝的强度设计值 (N/mm²)，部分焊透对接焊缝同角焊缝

取值；

h_f ——为角焊缝焊脚尺寸 (mm); 对部分焊透对接焊缝 $h_f=S$;

h_e ——角焊缝的计算厚度 (mm), 直角角焊缝等于 $0.7h_f$, h_f 为焊接尺寸;

对部分焊透对接焊缝, 当 $\theta=45^\circ \pm 5^\circ$, $h_e=S-3$ 。

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数: 对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构, $\beta_f=1.22$;

f 、 f_v ——加劲肋板钢材的抗弯、抗剪强度设计值 (N/mm^2)。

5.4.4 无加劲肋的法兰盘螺栓, 如图 5.4.4 所示, 应按式 5.4.4-1~5.4.4-3 计算:

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)。

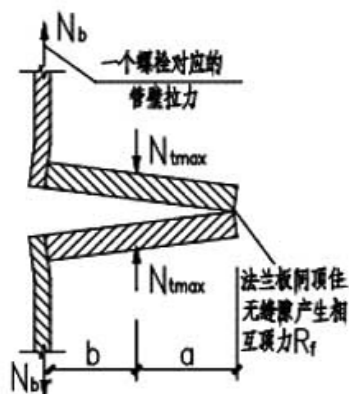


图 5.4.4 无加劲肋法兰螺栓受力

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($\text{N}\cdot\text{mm}$);

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 无加劲肋的法兰板, 如图 5.4.5 所示, 应按式 5.4.5-1~5.4.5-4 计算:

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

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

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

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

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 (rad);

t ——法兰板的厚度 (mm)。

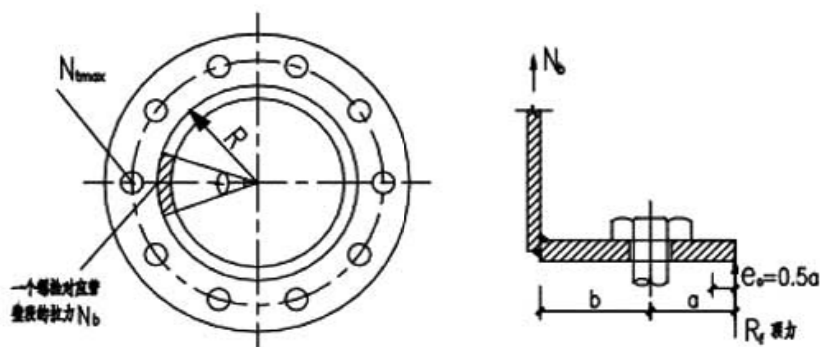


图 5.4.5 无加劲肋法兰板受力示意

5.5 塔脚底板的计算

5.5.1 钢塔桅结构塔脚底板的厚度应按式 5.5.1 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(N·mm)。

注: 常用角钢塔的塔脚底板计算可参见附录 C。

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，减少次应力影响；节点处各受力杆件的形心线（或螺栓准线）宜交汇于一点，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 移动通信工程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；在锌液易滞留的部位应设溢流孔。

6.1.4 移动通信工程钢塔桅结构截面的边数不小于4时，应按结构计算要求设置横隔杆。横隔按计算为零杆时，可按构造要求设置横隔杆，宜每隔2~4个节，设置一道横隔杆；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杆；受力横隔面必须是一个几何不变形的体系，横隔杆应具有足够的刚度。

6.1.5 移动通信工程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 5mm，塔脚板厚度不应小于 16mm，锚栓垫板厚度不应小于 12mm；
- 3 钢管的厚度不宜小于 4mm；
- 4 平台钢板厚度不宜小于 3mm，圆钢直径不宜小于 $\phi 12$ ；
- 5 攀登设施（爬梯、爬钉）的踏脚件直径不应小于 16mm；
- 6 拉索截面不宜小于 35mm^2 ，拉线棒的直径不应小于 16mm。

6.1.6 移动通信工程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。

6.1.7 单管塔塔身开设检修孔、馈线孔等孔洞时，塔身计算应考虑开孔的影响，进行开孔补强设计，并采取相应的补强措施。当符合下列情形时，塔身采取相应的构造补强措施即可。

1 当开孔率 $\Delta \leq 7\%$ 时，可采用贴板补强，如图 6.1.7-1 所示，贴板的宽度和厚度应满足式 6.1.7-1~6.1.7-3 要求。

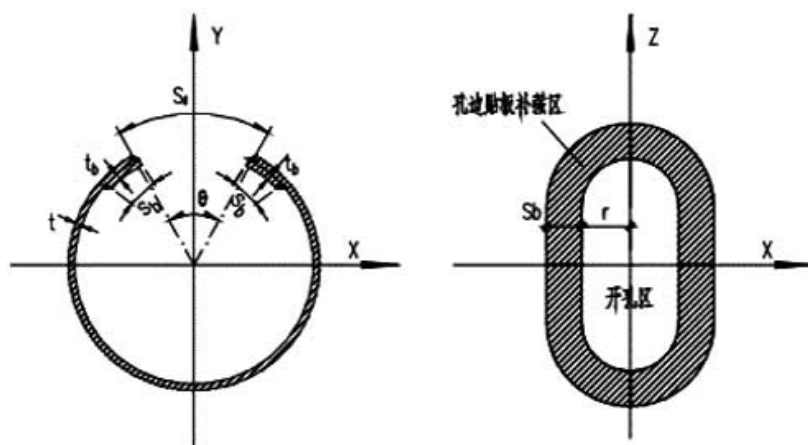


图 6.1.7-1 贴板补强塔筒孔洞

$$\Delta = \theta / 2\pi \quad (6.1.7-1)$$

$$\phi = 2s_b / s_d \geq 1.0 \quad (6.1.7-2)$$

$$\psi = t_b / t \geq 1.0 \quad (6.1.7-3)$$

式中： Δ ——开孔率；

θ ——孔洞中心所在的单管塔横截面开孔区域所对应的圆心角弧度 (rad)；

ϕ ——贴板相对宽度比；

ψ ——贴板相对厚度比；

s_b ——贴板沿管壁周向的弧长 (mm)；

s_d ——孔洞对应管壁周向弧长 (mm)；

t_b ——贴板厚度 (mm)；

t ——管壁厚度 (mm)。

2 当开孔率 $7\% < \Delta < 10\%$ 时, 采用加强圈补强, 如图 6.1.7-2 所示, 加强圈的高度和厚度应满足式 6.1.7-4 和式 6.1.7-5 要求。

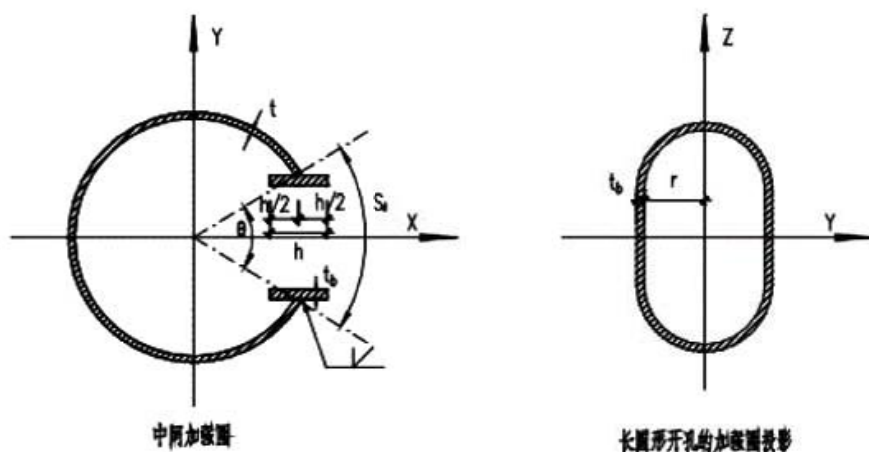


图 6.1.7-2 加强圈补强塔筒孔洞

$$\lambda_h = 2h / s_d \geq 0.6 \quad (6.1.7-4)$$

$$\gamma_t = t_b / t \geq 1.5 \quad (6.1.7-5)$$

式中: λ_h ——加强圈的相对高度比;

γ_t ——加强圈的相对厚度比;

h ——加强圈高度 (mm);

s_d ——孔洞对应管壁周向弧长 (mm);

t_b ——加强圈厚度 (mm);

t ——管壁厚度 (mm)。

3 当开孔率 $10\% \leq \Delta < 15\%$ 且相应位置的塔身应力比不大于 0.8 时, 或开孔率 $15\% \leq \Delta < 18\%$ 且相应位置的塔身应力比不大于 0.60 时, 采用加强圈补强, 加强圈的高度和厚度应满足式 6.1.7-4 和 6.1.7-5 要求。

6.2 节点连接

6.2.1 移动通信工程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 12mm; 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 移动通信工程钢塔桅结构中受剪螺栓的螺纹不应进入剪切面。

6.2.3 移动通信工程钢塔桅结构中受拉普通螺栓应用双螺母防松：主材、斜杆、横杆、单管塔塔筒等主要受力构件之间的连接螺栓，应采用双螺母或扣紧螺母等能防止螺母松动的有效措施；建于野外的无人值守基站的钢塔桅结构底段连接螺栓宜采取防拆卸措施。

6.2.4 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连接，主材的厚度差大于 2mm 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 10mm，也不宜小于 5mm。

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 6.2.4 所示。



图 6.2.4 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。

6.2.5 螺栓的排列和距离应符合表 6.2.5 的规定。

表 6.2.5 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)			8d ₀ 或 12t	3d ₀
	中 间 排	垂直内力方向		16d ₀ 或 24t	
		顺内力方向	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	2d ₀
	垂直内力 方向	切割边			1.5d ₀
		轧制边			1.2d ₀

注：1 d₀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。

6.2.6 焊缝布置应避免立体交叉和集中在一处，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。

6.2.7 法兰盘连接构造：

1 有加劲肋法兰盘：底板厚不小于 16mm；管径小于 120mm 时螺栓不宜少于 4 个；管径大于或等于 120mm 时，螺栓不宜少于 6 个；加劲板的厚度不宜小于板长的 1/15，并不宜小于 5mm。加劲肋与法兰板及钢管交汇处应切除直角边长不小于 15mm 的三角，应避免三向焊缝交叉。

2 无加劲肋法兰盘：底板厚不小于 20mm，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，双面坡口环缝焊接。

6.2.8 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 16mm 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 21mm 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二种形式：

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节点处，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 YD/T 5132《移动通信工程钢塔桅结构验收规范》外，还应满足本节要求。

6.3.2 采用进口钢材和代用材料时，应提供该材料的机械性能和化学成分，并经技术评估合格后方可采用。

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：

- 1 C 级六角头螺栓的螺栓孔直径比螺栓杆公称直径大 1.0mm~1.5mm。
 - 2 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** 除埋入基础的地脚螺栓外,钢塔桅结构的所有构件材料均需进行防锈处理,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 5mm 的构件,镀锌层厚须不小于 86 μ m;
 - 2 构件厚度小于 5mm 的构件,镀锌层厚须不小于 65 μ m。
- 6.3.6** 移动通信工程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,并妥善保管,防止螺栓锈蚀与损伤。
- 6.3.8** 移动通信工程钢塔桅结构组立后,塔脚底板应与基础面接触良好,当底板(法兰)与基础间有预留为调整法兰、底板水平高差而预留的空隙时,在钢塔桅安装调正完成后 7 天内应用高一级的微膨胀细石混凝土浇筑密实。
- 6.3.9** 移动通信工程钢塔桅结构安装调正完毕后,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 50mm。

6.4 工艺技术要求

- 6.4.1** 移动通信工程钢塔桅结构设计,应根据通信工艺要求确定塔桅高度、平台数量、天线的规格、数量、方向,馈线的走向等内容。
- 6.4.2** 移动通信工程钢塔桅结构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 600mm,平台应设高为 1.1 米的栏杆;当塔桅高度大于 40 米时,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 800mm,超过 800mm 时宜把天线支架设计成可伸缩的活动型。
- 6.4.4** 移动通信工程钢塔桅结构上宜设置通向塔顶的攀登设施如固定爬梯、爬钉等,并应考虑必要的安全防护;攀登设施的步距宜为 200mm~400mm,爬梯宽度不宜小于 500mm,爬钉长度应不小于 110mm。
- 6.4.5** 移动通信工程钢塔桅结构上应设置馈线走线架,馈线架的横撑间距为 800mm~1500mm。
- 6.4.6** 移动通信工程钢塔桅结构应按 GB 50689《通信局(站)防雷与接地工程设计规范》的要求设置防雷与接地设施。

6.4.7 在机场净空保护区、航路上等有可能影响飞行安全的移动通信工程钢塔桅结构应按航空部门的有关规定涂刷标志油漆、设置航空障碍灯。

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 移动通信工程钢塔桅结构采用扩展基础时应进行地基基础的抗压和抗拔承载力计算;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 $f_{ak}(\text{kPa})$	$60 \leq f_{ak} < 80$	$80 \leq f_{ak} < 100$	$100 \leq f_{ak} < 130$	$130 \leq f_{ak}$
	各土层坡度 (%)	≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 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 移动通信工程钢塔桅结构采用扩展基础时, 在正常使用极限状态标准组合作用下, 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 移动通信工程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, 必要时还应进行桩身抗弯承载力验算; 对下列情形的桩基尚应进行沉降验算:

- 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,移动通信工程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 GB 50007《建筑地基基础设计规范》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符合下列规定:

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,传至基础底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合,相应的限值应为地基变形允许值。

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 在确定基础或桩基承台高度,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 当需要验算基础裂缝宽度时,应按正常使用极限状态下作用的准永久组合。

7.1.8 当地基土质为湿陷性黄土、膨胀土和季节性冻土时,移动通信工程钢塔桅结构的基础尚应满足 GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》、GB 50112《膨胀土地区建筑技术规范》、JGJ 118《冻土地区建筑地基基础设计规范》的规定。

7.1.9 当移动通信工程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。

7.1.10 当移动通信工程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。

7.1.11 桅杆结构应采取措施,防止地基变形引起拉线松弛。

7.1.12 建造在斜坡或边坡附近的移动通信工程钢塔桅结构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,应符合式 7.2.1-1 的要求。

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

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(kN/m²)。

- 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 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定采用。

7.2.2 当基础承受轴心荷载时,基础底面压力可按式 7.2.2-1 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,基础底面压力可按式 7.2.3-1 和式 7.2.3-2 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(m³);

$p_{k\min}$ ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面边缘的最小压力(kN/m²)。

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式

7.2.3-3~7.2.3-9 计算:

1 矩形基础承受单向偏心荷载时, 如图 7.2.3-1 所示

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

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

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)。

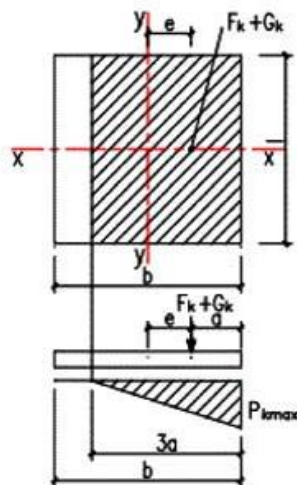


图 7.2.3-1 在单向偏心荷载作用下矩形基础底面部分脱开时的基底压

2 矩形基础承受双向偏心荷载时, 如图 7.2.3-2 所示。

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

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

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

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

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

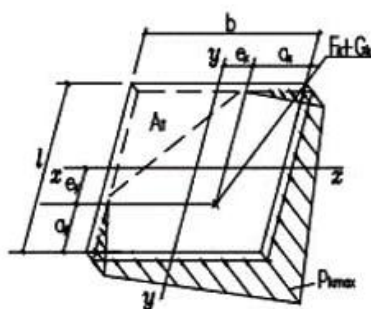


图 7.2.3-2 在双向偏心荷载作用下矩形基础底面部分脱开时的基底

式中: M_{kx} 、 M_{ky} ——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(m);

a_y ——合力作用点至 e_y 一侧基础边缘的距离(m);

e_x ——x 方向的偏心距(m);

e_y ——y 方向的偏心距(m)。

7.2.4 矩形基础基底脱离地基土面积不应大于全部面积的 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 移动通信工程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三项计算, 其计算值应不大于地基变形容许值。

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

2 移动通信工程钢塔桅结构下的基础倾斜, 应按式 7.2.5-1 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 移动通信工程钢塔桅结构相邻基础间的沉降差, 应按式 7.2.5-2 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 移动通信工程钢塔桅结构的地基变形允许值应按表 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 $\text{tg}\theta$	相邻基础间的 沉降差允许值 Δ
$H \leq 20$	400	≤ 0.008	$\leq 0.005l$
$20 < H \leq 50$	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 GB 50007《建筑地基基础设计规范》及 JGJ 94《建筑桩基技术规范》的规定执行；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，并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 单管塔或小根开塔架采用整体联合基础时可采用单桩基础，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 10mm，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式 7.3.2-1~7.3.2-3 进行简化计算，验算单桩的抗压及抗拔承载力，如图 7.3.2 所示。

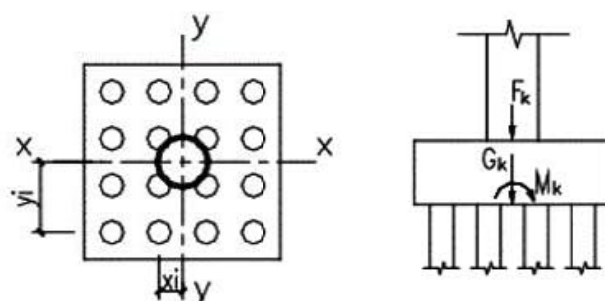


图 7.3.2 单管塔群桩基础计算示意

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

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

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

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 (kN);

G_k ——桩基承台自重及承台上土重标准值 (kN);

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 (kN·m);

R_a ——单桩竖向抗压承载力特征值 (kN);

R_t ——单桩竖向抗拔承载力特征值 (kN);

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 (kN);

n ——群桩桩数。

3 采用钢筋混凝土扩展基础时,应根据上部结构作用效应计算基础强度和验算地基承载力并保证基底脱开基土面积不大于全部面积的 1/4。

7.3.3 钢塔架结构采用独立基础时,各独立基础间宜设置连系梁进行拉结。

7.3.4 无埋深预制基础,如图 7.3.4 所示,其设计宜采用预制基础与上部铁塔结构进行整体计算分析的方法,并按以下要求进行地基承载力、预制基础强度、预制基础抗倾覆及抗滑移稳定的验算:

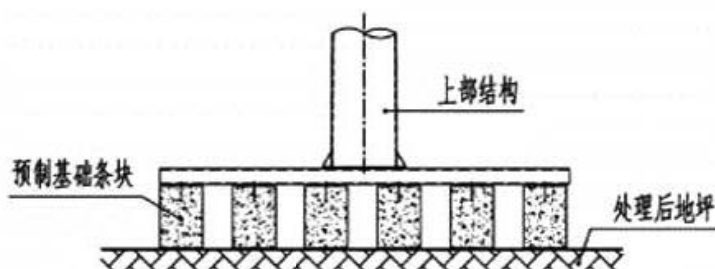


图 7.3.4 无埋深预制基础示意

1 预制基础应建造在有可靠持力层的地基上面,地基承载力应符合第

7.2.1 条要求；当地基承载力不满足要求时，应根据 JGJ 79《建筑地基处理技术规范》的要求进行地基处理。

2 预制基础应按承载力极限状态下作用的基本组合，根据上部结构作用效应与相应的地基反力进行强度计算。

3 预制基础结构应验算抗倾覆、抗滑移稳定性。

1) 预制基础结构应考虑不同风向作用下的抗倾覆稳定，每个方向的抗倾覆稳定性应符合式 7.3.4-1 要求：

$$\frac{G_k \cdot L}{M} \geq 2.0 \quad (7.3.4-1)$$

式中： G_k ——预制基础及其上部结构的自重标准值 (kN)；

L ——预制基础及上部结构的重心至倾覆边的距离 (m)；

M ——风荷载或者地震荷载传至预制基础底面的弯矩代表值 (kN·m)，
取荷载分项系数为 1.0 的承载力极限状态下荷载效应的基本组合。

2) 预制基础结构的抗滑移稳定性应符合式 7.3.5-1 要求：

$$\frac{G_k \cdot \mu}{P_h} \geq 1.5 \quad (7.3.5-1)$$

式中： G_k ——预制基础及其上部结构的自重标准值 (kN)；

μ ——预制基础底面与地基的摩擦系数，应根据现场试验确定或采用经验分析值；

P_h ——风荷载或者地震荷载传至预制基础底面的水平力代表值 (kN)，
取荷载分项系数为 1.0 的承载力极限状态下荷载效应的基本组合。

4 预制基础应与上部结构有可靠连接；预制基础构件间应采取可靠连接固定措施，以加强其整体刚性，保证各预制构件能协同共同工作。

7.3.5 单管塔采用钢桩基础时应满足下列要求：

1 钢桩基础应根据具体条件分别进行承载力计算和稳定性验算。

2 钢桩基础应计算其水平位移及转角。

3 验算上部单管塔的横向变形时,应综合考虑钢桩基础的水平位移与转角。

4 钢桩基础应按相应规范要求做好防腐处理。

7.3.6 对存在液化土层的地基,基础设计应按 GB 50011《建筑抗震设计规范》的要求,根据移动通信工程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。

7.3.7 移动通信工程钢塔桅结构基础上的地脚锚栓设计应满足如下要求:

1 移动通信工程钢塔桅结构锚栓应根据上部钢塔桅结构传到塔脚的竖向力、水平力、弯矩等进行设计,考虑安装构造要求并根据基础顶后浇混凝土情况进行必要验算。

2 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。

3 锚栓间距不宜小于 $4d$; 锚栓中心至混凝土构件边缘距离不宜小于 $4d$ 和 100mm 的较大值。上述要求不满足时,应采取在锚固长度范围内配置横向构造钢筋等措施。

4 锚栓设计要考虑上部钢塔桅结构安装调节及基础预埋件埋设施工的实际误差情况,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厚垫片以满足锚栓固定的要求。

5 单管塔柱脚底部法兰盘宜设置调节螺母。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。

6 塔脚底板安装后应与下部混凝土支撑面贴合紧密,不得长期悬空。当塔脚底板下设置后浇混凝土层时,应按压弯构件验算施工期悬空段锚栓的强度与稳定。

7.4 基础的抗拔稳定

7.4.1 承受上拔力和水平力的各类独立扩展基础、锚板基础等应验算抗拔稳定性。

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式 7.4.3 计算:

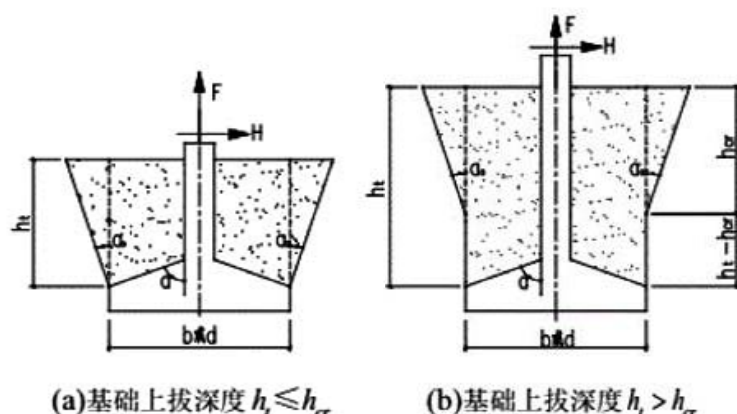


图 7.4.3 土重法基础抗拔稳定计算

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

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（kN）；

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（kN）；

G_e ——土体重量标准值（kN），按本规范附录 D 的 D.0.1 条规定计算，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 $h_t \leq h_{cr}$ 时，取基础底板以上、抗拔角 α_0 以内的土体重，如图 7.4.3（a）所示；当基础上拔深度 $h_t > h_{cr}$ 时，取 h_{cr} 以上、抗拔角 α_0 以内的土体重和高度为 $(h_t - h_{cr})$ 的土柱重之和，如图 7.4.3（b）所示；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（kN），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（m），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 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

$$h_t/b \leq 4.5 \text{ 和 } h_t/d \leq 3.5;$$

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			
γ_0 (kN/m ³)	17	16	15	17	16	15
α_0	25°	20°	10°	28°	26°	22°

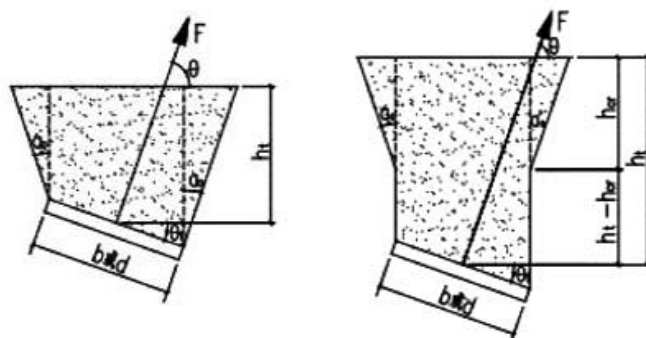
表 7.4.3-2 土重法计算的临界深度

回填土类别	密实情况	临界深度 h_{cr}	
		圆形基础	方形基础
砂土	稍密的~密实的	2.5d	3.0b
粘性土、粉土	坚硬的~坚硬的	2.0d	2.5b
粘性土、粉土	可塑的	1.5d	2.0b
粘性土、粉土	软塑的	1.2d	1.5b

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 d、b 分别为为圆形基础的直径和方形基础的边长。

7.4.4 采用土重法时倾斜拉线锚板基础如图 7.4.4 所示的抗拔稳定应按式 7.4.4 计算：



(a) 锚板上拔深度 $h_t \leq h_{cr}$

(b) 锚板上拔深度 $h_t > h_{cr}$

图 7.4.4 拉线锚板基础的抗拔稳定计算

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

式中： F ——同第 7.4.3 条；

G_e ——土体重量标准值 (kN)，可按本规范附录 D 的 D.0.2 条规定计算；

对地下水位以下的土重，应考虑浮力的影响；

G_f ——拉线锚板基础重标准值 (kN)；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： 式 7.4.4 仅适用于 $\theta > 45^\circ$ 。

附录A 本规范用词说明

本规范条文中执行有关严格程度的用词，采用以下写法：

A.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”。

A.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”。

A.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”；

反面词采用“不宜”。

A.0.4 表示允许有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。

附录B 法兰盘内力计算

B.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。

B.0.2 法兰盘内力也可参照如下简化方法计算：

1 法兰盘受弯计算简图如图 B.0.2 所示：

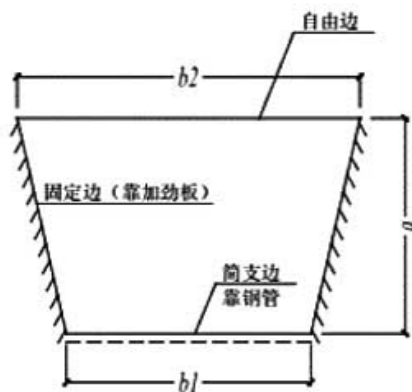


图 B.0.2 法兰盘受弯计算简图

2 板中最大弯矩：

单位板宽法兰板最大弯矩 $M_{\max}$ 应按式B.0.2-1~ B.0.2-3 计算：

$$M_{\max} = m_b q b^2 \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$q = \frac{N_{r\max}}{b \times a} \quad (\text{B.0.2-2})$$

$$b = \frac{b1 + b2}{2} \quad (\text{B.0.2-3})$$

式中：a ——固结边长度（mm）；

b1 ——法兰板简支边长度（mm）；

b2 ——法兰板自由边长度（mm）；

$N_{r\max}$ ——单个螺栓最大拉力设计值（kN）；

m_b ——弯矩计算系数，按表B.0.2 的规定取值。

表 B.0.2 均布荷载下有加劲肋法兰弯矩计算系数 m_b 和加劲板反力比 α

a/b	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85
m_b	0.0785	0.0834	0.0874	0.0895	0.0900	0.0901	0.0900	0.0897	0.0892	0.0884	0.0872
α	0.67	0.71	0.73	0.74	0.76	0.79	0.80	0.80	0.81	0.82	0.83
a/b	0.9	0.95	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2	2
m_b	0.0860	0.0848	0.0843	0.0840	0.0838	0.0836	0.0835	0.0834	0.0833	0.0833	0.0833
α	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	1.0

注：上表适用于有加劲肋板的法兰计算，假设法兰板支承条件为一边简支，两边固结，另外一边自由。

附录C 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,如图 C.0.1 所示,塔脚底板的设计可按式 C.0.1-1~C.0.1-4 计算:

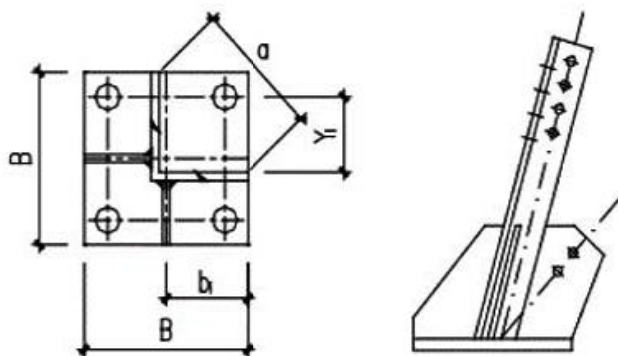


图 C.0.1 塔脚底板示意

1 受压时底板厚度计算:

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

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

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

式中: N ——塔脚底板所受的压力设计值 (N);

A ——塔脚底板面积 ($B \times B$) (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:

$$t = \frac{1}{1.5} \sqrt{\frac{3T}{f \cdot B^2} \cdot (Y_i \cdot b_i)_{\max}} \quad (\text{C.0.1-4})$$

当 $Y_i < 0.5b_i$ 时, 取 $Y_i = 0.5b_i$ 。

式中: T ——塔脚底板所受的拉力设计值 (N);

Y_i ——第 i 个区隔地脚螺栓中心至主角钢的最大距离 (mm);

b_i ——第 i 个区隔的宽度 (mm)。

附录D 基础和锚板基础抗拔稳定计算

D.0.1 土重法计算钢塔架基础的抗拔稳定

式 7.4.3 中的 G_e 可按式 D.0.1-1 计算:

$$G_e = \gamma_\theta \gamma_H \gamma_0 (V_t - V_0) \quad (\text{D.0.1-1})$$

式中: V_t —— h_t 深度范围内的土体包括基础的体积 (m^3);

V_0 —— h_t 深度范围内的基础的体积 (m^3);

γ_0 —— 土的计算重度 (kN/m^3);

γ_θ —— 基础底板上平面坡角影响系数, 当基础底板上平面坡角 $\alpha < 45^\circ$ 时

取 $\gamma_\theta = 0.8$, 当坡角 $\alpha \geq 45^\circ$ 时取 $\gamma_\theta = 1.0$;

γ_H —— 水平力影响系数, 根据水平力 H 与拔力 F 的比值按表 D.0.1-1 确定。

1 当 $h_t \leq h_{cr}$ 时, 如图 7.4.3(a)所示

方形底板:

$$V_t = h_t \left(b^2 + 2bh_t \tan \alpha_0 + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha_0 \right) \quad (\text{D.0.1-2})$$

圆形底板:

$$V_t = \frac{\pi h_t}{4} \left(d^2 + 2dh_t \tan \alpha_0 + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha_0 \right) \quad (\text{D.0.1-3})$$

2 当 $h_t > h_{cr}$ 时, 如图 7.4.3(b)所示

方形底板:

$$V_t = h_{cr} \left(b^2 + 2bh_{cr} \tan \alpha_0 + \frac{4}{3} h_{cr}^2 \tan^2 \alpha_0 \right) + b^2 (h_t - h_{cr}) \quad (\text{D.0.1-4})$$

圆形底板:

$$V_t = \frac{\pi}{4} \left[h_{\sigma} \left(d^2 + 2bh_{\sigma} \operatorname{tg} \alpha_0 + \frac{4}{3} h_{\sigma}^2 \operatorname{tg}^2 \alpha_0 \right) + d^2 (h_t - h_{\sigma}) \right] \quad (\text{D.0.1-5})$$

式中各参数见 7.4.3 条。

表 D.0.1-1 水平力影响系数 γ_H

H/F	水平力影响系数 γ_H
0.15~0.4	1.0~0.9
0.4~0.7	0.9~0.8
0.7~1.0	0.8~0.75

注：表中 H/F 为上部结构传至基础的水平力与拔力的比值。

D.0.2 土重法计算拉线锚板基础的抗拔稳定

式 7.4.4 中的 G_e 可按式 D.0.2-1 计算：

$$G_e = \gamma_0 V_t \quad (\text{D.0.2-1})$$

式中： V_t ——锚板上 h_t 深度范围内的土体体积 (m^3)；

γ_0 ——土的计算重度 (kN/m^3)。

1 当 $h_t \leq h_{\sigma}$ 时

$$V_t = h_t \left[bl \cos \theta_1 + (b \cos \theta_1 + l) h_t \operatorname{tg} \alpha_0 + \frac{4}{3} h_t^2 \operatorname{tg}^2 \alpha_0 \right] \quad (\text{D.0.2-2})$$

2 当 $h_t > h_{\sigma}$ 时

$$V_t = h_{\sigma} \left[bl \cos \theta_1 + (b \cos \theta_1 + l) h_{\sigma} \operatorname{tg} \alpha_0 + \frac{4}{3} h_{\sigma}^2 \operatorname{tg}^2 \alpha_0 \right] + bl(h_t - h_{\sigma}) \cos \theta_1 \quad (\text{D.0.2-3})$$

式中： θ_1 ——拉绳锚板面与水平面的夹角；

其余参数同 7.4.4 条。

附录E 常用镀锌钢绞线规格

表 E.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)				参考质量 kg/100m
				1270	1370	1470	1570	
				整根钢绞线拉力设计值(kN)				
1×7	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
1×19	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F 常用锚栓数据表

表 F.0.1 常用锚栓数据表

螺栓直径 d(mm)	螺纹间距 p(mm)	螺纹有效直径 d _e (mm)	有效面积 A _e (mm ²)	抗拉承载力设计值 N_t^a (kN)			双螺母	
				Q235	Q345	45#	a(mm)	b(mm)
M12	1.75	10.36	84	11.8	15.1	18.1	40	70
M14	2.0	12.12	115	16.1	20.7	24.7	45	75
M16	2.0	14.12	157	22.0	28.3	33.8	55	85
M18	2.5	15.65	193	27.0	34.7	41.5	60	90
M20	2.5	17.65	245	34.3	44.1	52.7	60	90
M22	2.5	19.65	303	42.4	54.5	65.1	65	95
M24	3.0	21.19	353	49.4	63.5	75.9	70	100
M27	3.0	24.19	459	64.3	82.6	98.7	75	105
M30	3.5	26.72	561	78.5	101.0	120.6	80	110
M33	3.5	29.72	694	97.2	124.9	149.2	85	120
M36	4.0	32.25	817	114.4	147.1	175.7	90	125
M39	4.0	35.25	976	136.6	175.7	209.8	95	130
M42	4.5	37.78	1121	156.9	201.8	241.0	100	135
M45	4.5	40.78	1306	182.8	235.1	280.8	105	140
M48	5.0	43.31	1473	206.2	265.1	316.7	110	145
M52	5.0	47.31	1758	246.1	316.4	378.0	120	160
M56	5.5	50.84	2030	284.2	365.4	436.5	130	170
M60	5.5	54.84	2362	330.7	425.2	507.8	140	180
M64	6.0	58.37	2676	374.6	481.7	575.3	150	195
M68	6.0	62.37	3055	427.7	549.9	656.8	160	205
M72	6.0	66.37	3460	484.4	622.8	743.9	170	215

注: a 为锚栓在垫圈底面以上的露出长度, 仅包括垫圈、螺母厚度及预留偏差尺寸, b 为锚栓螺纹部分的长度;

类型 a 直钩锚栓	类型 b 带螺栓连接锚板锚栓	类型 c 带焊接锚板锚栓	类型 d 带加劲肋锚板锚栓
注: 1-螺栓; 2-螺母; 3-垫圈; 4-锚板; 5-锚板加劲肋; 类型 a 锚栓长度 $L=L_1+L_2+2.21d$; 类型 b、c、d 锚栓长度 $L=L_1+L_2$; t1 为底板厚度, 可变; t2 为灌浆层厚度, 根据实际情况确定。			

表 F.0.2 类型 a 直钩锚栓常用数据表

螺栓直径 d(mm)	最小锚固长度 L_1 (mm)															直钩长度	
	C20			C25			C30			C35			$\geq C40$			C(mm)	D(mm)
	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#		
M12	250	320	380	220	280	330	190	250	290	180	230	270	160	210	250	36	48
M14	290	370	440	250	320	380	220	290	340	200	260	310	190	240	290	42	56
M16	330	420	510	290	370	440	260	330	390	230	300	360	210	270	330	48	64
M18	370	480	570	320	410	490	290	370	440	260	340	400	240	310	370	54	72
M20	410	530	630	360	460	550	320	410	490	290	370	440	270	340	410	60	80
M22	450	580	690	390	500	600	350	450	530	320	410	490	290	380	450	66	88
M24	490	630	760	430	550	660	380	490	580	350	450	530	320	410	490	72	96
M27	610	780	930	530	680	810	470	600	720	430	550	660	390	510	600	81	108
M30	680	870	1040	590	750	900	520	670	800	480	610	730	440	560	670	90	120
M33	740	960	1140	650	830	990	570	740	880	520	670	800	480	620	740	99	132
M36	810	1040	1240	700	900	1080	630	800	960	570	730	870	520	670	800	108	144
M39	880	1130	1350	760	980	1170	680	870	1040	620	790	940	570	730	870	117	156

表 F.0.3 类型 b 带螺栓连接锚板锚栓和类型 c 带焊接锚板锚栓常用数据表

螺栓直径 d(mm)	最小锚固长度 L_1 (mm)															锚板尺寸(mm)		
	C20			C25			C30			C35			$\geq C40$			n×u	d_f	h_f
	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#	Q235	Q345	45#			
M24	490	630	760	430	550	660	380	490	580	350	450	530	320	410	490	80×16	27	5
M27	610	780	930	530	680	810	470	600	720	430	550	660	390	510	600	90×16	30	5
M30	680	870	1040	590	750	900	520	670	800	480	610	730	440	560	670	100×16	33	5
M33	740	960	1140	650	830	990	570	740	880	520	670	800	480	620	740	100×16	36	6
M36	810	1040	1240	700	900	1080	630	800	960	570	730	870	520	670	800	110×16	39	6
M39	880	1130	1350	760	980	1170	680	870	1040	620	790	940	570	730	870	120×20	42	6
M42	950	1210	1450	820	1050	1260	730	940	1120	660	850	1020	610	780	930	130×20	45	7
M45	1010	1300	1550	880	1130	1350	780	1000	1200	710	910	1090	650	840	1000	140×20	48	7
M48	1080	1390	1660	940	1200	1440	830	1070	1280	760	970	1160	700	890	1070	150×20	52	8
M52	1170	1500	1790	1010	1300	1550	900	1160	1380	820	1050	1260	750	970	1160	160×20	56	8
M56	1260	1620	1930	1090	1400	1670	970	1250	1490	880	1130	1350	810	1040	1240	170×20	60	10
M60	1350	1730	2070	1170	1500	1790	1040	1330	1590	950	1220	1450	870	1120	1330	190×20	64	10
M64	1440	1850	2210	1250	1600	1910	1110	1420	1700	1010	1300	1550	930	1190	1420	200×25	68	12
M68	1530	1960	2340	1320	1700	2030	1180	1510	1800	1070	1380	1640	980	1260	1510	210×25	72	12
M72	1620	2080	2480	1400	1800	2150	1250	1600	1910	1130	1460	1740	1040	1340	1600	220×25	76	14

注：45 号优质碳素钢因易断、焊接困难等原因，采用时应采取相应的热处理措施，锚栓不应焊接，宜采用类型 b 锚栓型式。

表 F.0.4 类型 d 带加劲肋锚板锚栓常用数据表

螺栓直径 d(mm)	最小锚固长度 L_1 (mm)										加劲肋锚板尺寸(mm)	
	C20		C25		C30		C35		$\geq C40$		n×u	h_f
	Q235	Q345	Q235	Q345	Q235	Q345	Q235	Q345	Q235	Q345		
M42	760	970	660	840	580	750	530	680	490	630	140×20	7
M45	810	1040	700	900	630	800	570	730	520	670	140×20	7
M48	870	1110	750	960	670	860	610	780	560	720	200×20	8
M52	940	1200	810	1040	720	930	660	840	600	780	200×20	8
M56	1010	1300	870	1120	780	1000	710	910	650	830	200×20	10
M60	1080	1390	940	1200	830	1070	760	970	700	890	240×25	10
M64	1150	1480	1000	1280	890	1140	810	1040	740	950	240×25	12
M68	1220	1570	1060	1360	940	1210	860	1100	790	1010	280×30	12
M72	1300	1660	1120	1440	1000	1280	910	1170	830	1070	280×30	14

引用标准名录

GB 50007	《建筑地基基础设计规范》
GB 50009	《建筑结构荷载规范》
GB 50011	《建筑抗震设计规范》
GB 50017	《钢结构设计标准》
GB 50025	《湿陷性黄土地区建筑规范》
GB 50068	《建筑结构可靠度设计统一标准》
GB/T 50083	《建筑结构设计术语与符号标准》
GB 50112	《膨胀土地区建筑技术规范》
GB 50135	《高耸结构设计规范》
GB 50205	《钢结构工程施工质量验收规范》
GB/T 5117	《非合金钢及细晶粒钢焊条》
GB/T 5118	《热强钢焊条》
GB 8918	《重要用途钢丝绳》
GB 50689	《通信局（站）防雷与接地工程设计规范》
GB/T 1231	《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 12470	《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》
GB/T 14957	《熔化焊用钢丝》
GB/T 1591	《低合金高强度结构钢》
GB/T 20118	《一般用途钢丝绳》
GB/T 5293	《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》
GB/T 5780	《六角头螺栓——C级》

GB/T 5782	《六角头螺栓》
GB/T 699	《优质碳素结构钢技术条件》
GB/T 700	《碳素结构钢》
GBJ 132	《工程结构设计基本术语和通用符号》
YB/T 5004	《镀锌钢绞线》
YD/T 5132	《移动通信工程钢塔桅结构验收规范》
JGJ 118	《冻土地区建筑地基基础设计规范》
JGJ 79	《建筑地基处理技术规范》
JGJ 94	《建筑桩基技术规范》
BG/T 3077	《合金结构钢》
DL/T 5130	《架空送电线路钢管杆设计技术规定》
HGT 21545	《地脚螺栓(锚栓)通用图》

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-XXXX

条文说明

编写说明

本规范根据《工业和信息化部办公厅关于印发 2015 年第三批行业标准制修订计划的通知》(工信厅科[2015]115 号)的要求而制定。

本规范是在 YD/T5131-2005《移动通信工程钢塔桅结构设计规范》的基础上修订而成。本规范共分 7 章和 6 个附录。本次修订的主要内容有：

1. 依据国家风荷载的计算调整相应调整了单管塔的水平位移限值；
2. 修改了圆形钢管局部稳定的计算公式，增加了公式的适用性；
3. 增补了单管塔的构造及做法要求，增加了单管塔塔筒开孔洞的补强措施；
4. 依据风洞试验的结果和移动通信塔的特点，对天线挡风面积提出了折减系数建议值；调整了格构式塔架的阻尼比计算参数值；
5. 修改并增加了部分材料的力学性能；
6. 修改补充了法兰盘连接计算，增加了角焊缝连接的计算公式；
7. 增加了无埋深预制基础设计要求；
8. 根据移动通信塔常用的地脚锚栓类型，增加了附录 F“常用锚栓数据表”。

目 次

1	总则.....	72
2	术语和符号.....	73
2.1	术语.....	73
3	基本设计规定.....	74
3.1	设计原则.....	74
3.2	荷载和地震作用.....	76
3.3	材料选用.....	77
4	结构计算.....	79
4.2	自立式钢塔架.....	79
4.3	单管塔.....	79
4.4	拉线塔.....	80
5	构件及节点连接.....	81
5.2	构件设计.....	81
5.3	连接设计.....	81
5.4	法兰连接计算.....	82
5.5	塔脚底板的计算.....	83
6	构造及工艺技术要求.....	84
6.1	一般规定.....	84
6.2	节点连接.....	85
6.3	制作与安装.....	86
6.4	工艺技术要求.....	86
7	地基和基础.....	87
7.1	一般规定.....	87
7.2	地基计算.....	87
7.3	基础设计.....	88
7.4	基础的抗拔稳定.....	90
附录B	法兰盘内力计算.....	91
附录C	常用角钢塔塔脚底板计算.....	92
附录E	常用镀锌钢绞线规格.....	93
附录F	常用锚栓数据表.....	94

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结构（自立式和拉线式）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 GB50153《工程结构可靠性设计统一标准》和 GB50068《建筑结构可靠度设计统一标准》。

1.0.4 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。

1.0.5 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。

1.0.6 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。

1.0.7 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。

1.0.8 执行本规范时应以最新的国家有关规定为准，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。

1.0.9 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 GBJ 132 《工程结构设计基本术语和通用符号》和 GB/T 50083 《建筑结构设计术语与符号标准》的规定编写的，并根据需要增加了一些内容。

2.1 术语

本规范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。本规范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。

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.3 既有建筑物的使用年限一般少于 50 年, 不必要求建于其上的塔桅结构寿命达到 50 年, 一般在既有建筑上建设的塔桅结构比较简单、高度较矮, 比较容易替换, 而且这类站点一般为租赁站, 租期结束时, 塔桅结构也要求拆除, 参考 GB50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》中 1.0.5 条的规定, 设计使用年限为 25 年。对于重要的或有特殊要求的, 可根据实际情况另行确定使用年限。

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。有特殊要求时, 可按实际情况选为一级或三级。

3.1.5~3.1.6 根据 GB 50068《建筑结构可靠度设计统一标准》, 给出移动通信工程钢塔桅结构按承载能力极限状态和正常使用极限状态设计方法。移动通信工程钢塔桅结构的结构重要性系数 γ_0 可按表 1 采用:

表 1 结构重要性系数

站点情况	γ_0
特别重要的、破坏后果很严重或设计使用年限为 100 年及以上的结构	1.1
一般的、破坏后果严重的或设计使用年限为 50 年的结构	1.0
次要的、破坏后果不严重的或设计使用年限为 25 年的结构	0.9

在 GB 50009《建筑结构荷载规范》中, 活荷载需考虑设计使用年限的调整系数 γ_L , 而对于移动通信工程钢塔桅结构因为平台活荷载对结构的影响很小, 可以不根据使用年限做调整。对雪荷载和风荷载, 不考虑使用年限调整系数, 应取重现期为设计使用年限, 选取相应的荷载值。

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, 原覆冰荷载下风荷载的组合值系数 ψ_{cw} 为 0.25, 与电力部门的实测值和国外规范的取值相比偏小, 综合考虑, 覆冰荷载下风荷载的组合值系数 ψ_{cw} 取为 0.25~0.70, 由设计人员根据实际调查选取。温度作用对移动通信工程钢塔桅结构不起控制作用, 故未列出。

3.1.8 结构抗震计算极限状态表达式采用 GB 50011《建筑抗震设计规范》的表达式，地震作用分项系数和承载能力调整系数按照 GB 50011-2010《建筑抗震设计规范》修改。

3.1.9 计算移动通信工程钢塔桅结构地基变形和基础裂缝宽度时，由于风荷载是瞬时作用的活荷载，对地基变形和基础裂缝宽度的影响很小，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和基础裂缝宽度。

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 GB 50135《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。

移动通信工程上采用了大量的单管塔，从目前应用情况看效果良好，沿海出现极端天气情况下塔身破坏的情况极少见，按照原荷载规范及位移控制标准 1/40 设计的是安全可行的。GB 50009-2001《建筑结构荷载规范》修编后，对顺风向风振系数做出了较大的修改，增大了脉动风荷载，实际提高了风荷载的计算值，考虑到规范的连续性，本次修订通过调整位移控制标准来减少荷载规范调整所造成的风荷载增大的影响，经对比新旧荷载规范的计算结果，结合大量的工程经验，单管塔的位移控制标准调整为 1/33。单管塔连接方式主要有插接连接和法兰连接，插接连接时插接部位壁厚增大使得塔身刚度增大，对位移也有一定有利作用，在焊缝质量和洞口加强措施得到保障的工艺条件下，塔身应力比较小时，其塔身位移控制可适当放松，但不得小于 1/30。对法兰连接的单管塔，由于位移过大容易引起法兰螺栓松动，没有及时维护时安全隐患较大，且目前法兰连接设计与施工难于做到与管身的等刚度连接，与计算假定有一些差别，位移宜从严控制。

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 $\Phi 600 \sim \Phi 1200$ ），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。

考虑维护舒适度要求，在风荷载的动力作用下，对平台处的振动加速度幅值提出要求，参照 GB 50135《高耸结构设计规范》的规定，考虑到通信塔的平台只要考虑维护和检修的人员，加速度幅值可适当放松。水平加速度幅值的考虑在 10min 平均风速 10m/s（相当于 5 级风）的条件下，计算考虑风振系数的结构上平台处水平位移减去不考虑风振系数下的同点水平位移，即为振幅 A_f ，加速度幅值为 $A_f \omega_1^2$ ，其中 ω_1 为基频。

3.2 荷载和地震作用

3.2.2 风荷载的计算在 GB 50009《建筑结构荷载规范》中已作规定，基本风压的重现期由以往的 30 年统一改为 50 年，考虑到移动通信工程钢塔桅结构对风荷载比较敏感，基本风压适当提高，设计重现期为 50 年时，规定基本风压不得小于 0.35kN/m^2 。对于基本风压在 0.35kN/m^2 以上的情况，不必再另行增大。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。圆形截面单管塔，表面光滑时体型系数取 0.6，表面粗糙时取 0.9。爬梯在内为光滑，爬梯在外但无护圈为表面粗糙，可不计入爬梯迎风面积。

移动通信工程钢塔桅结构风荷载的计算应考虑其他附属物的挡风面积，如钢塔桅结构的景观造型、广告牌等。

在工程设计中移动天线风荷载一般是根据其挡风面积单独计算，并未考虑天线之间、天线与塔身的相互遮挡影响，计算值比实际值偏大。此次规范修编时中国铁塔股份有限公司委托同济大学、同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司开展移动通信工程钢塔桅刚体模型风洞试验，根据中国铁塔股份有限公司与同济大学所做的风洞试验及分析结果，结合各设计单位的工程设计经验，对常用的天线布置情况，给出了挡风面积折减系数推荐值。

刚体模型风洞试验采用的模型考虑了筒体直径、天线面积、天线数量、天线外挑距离、风速、风向等参数（见图 1），以风洞试验测得的带天线单管塔、带外挑平台的单管塔和三管塔的试验数据，综合得出当天线均匀安装于钢塔桅

的同一外挑平台时, 天线挡风面积按天线数量的折减系数 K_1 ; 当天线均匀安装于同一高度的单管塔塔身时, 天线挡风面积按天线外挑距离 L 与天线宽度 B 比值的折减系数 K_2 , K_1 与 K_2 不能同时使用。

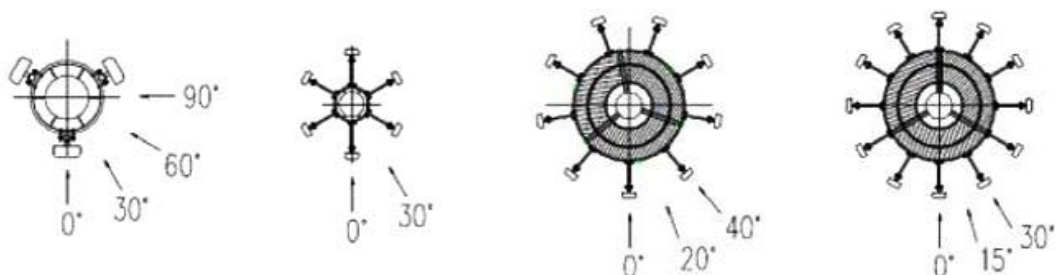


图1 风洞试验模型方位及风向角

考虑到试验数量与工况受限（如外挑平台单管塔、三管塔, 均采用同一规格的平台）、试验与实际情况的差异、试验中可能存在的误差等原因, 故本规范给出的建议值时考虑了适当的安全余量。

本次风洞试验还进行了平台与塔身的相互遮挡试验, 以铁塔公司的单管塔标准图模型, 选取的平台为直径2.5米的圆平台, 护栏高度1.1米, 试验结果表明, 考虑平台与塔身的相互遮挡时, 与平台采用规范的钢塔架整体体型系数相比, 平台的综合调整系数约为0.70, 当平台做法、构造尺寸与试验的模型数据一致或相近时, 可以作为参考, 但考虑到本次试验样本数量少, 且此调整系数受平台做法、塔身和平台尺寸的影响较大, 本次无法提出统一的折减系数。

3.2.4 覆冰荷载的计算参照了GB 50135《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, 且抗震验算时应考虑建筑物对钢塔桅产生的影响; 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GB 50011《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工程一般不是很高, 角钢塔采用Q235、Q345钢基本上能满足受力要求, 且比较经济合理, Q390或更高强度的钢材主要应用

在单管塔中，在强度起控制作用情况下可取得较好的经济性。20#钢的强度、延性、可焊性等主要参数均优于 Q235 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 本条列出了移动通信工程钢塔桅结构常用材料设计指标。

1 表 3.3.5-1 钢材的强度设计值

本表按 GB 50017-2017《钢结构设计标准》更改了 Q345、Q390 部分强度设计值指标，增补了 Q420、Q460 的强度设计值指标。因 20# 优质碳素钢已在工程中大量应用，而 GB 50017《钢结构设计标准》中未列出，根据 GB/T 700《碳素结构钢》，20# 优质碳素钢与 Q235 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 3.3.5-2 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 Q235 锚栓强度低，Q345 圆钢又难采购，造成设计上的困难，本条按 GB 50017《钢结构设计标准》中关于锚栓设计强度的换算方法，增加了 35 号钢、45 号钢、40Cr 合金结构钢锚栓的抗拉强度值。

3 表 3.3.5-4 拉线用镀锌钢绞线强度设计值

根据 YB/T 5004《镀锌钢绞线》，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。方形钢塔架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，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刚架，另外，按空间刚架模型更方便计算建模。

4.2.5 本条文参考 GB 50135《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一个 1.05~1.10 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，但分段数量不宜太少，且分段长度不宜过大。

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力过分增大。一般对 1×7 的钢绞线初始应力宜在 $100\text{N/mm}^2 \sim 150\text{N/mm}^2$ 的范围内选用， 1×19 的钢绞线初始应力宜在 $150\text{N/mm}^2 \sim 200\text{N/mm}^2$ 的范围内选用。对于屋面拉线塔，可根据塔身及屋面的实际情况适当调整初始应力的大小，在计算满足要求时初始应力可适当降低。

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，在轴向压力或其它外力作用下，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 结构构件的强度和稳定按照 GB 50017《钢结构设计标准》的规定计算，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- Δ 效应增大，故强度计算以及整体稳定和局部稳定验算时不计塑性发展系数。

5.2.2 构件的长细比限值的规定与 GB 50017《钢结构设计标准》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 原规范计算圆形单管塔时，仅给出 Q235 和 Q345 两种钢材，使得公式应用受到限制，考虑到以后会有更多高强度钢会应用在工程建设中，本次规范修订参考了 TIA/EIA《Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas》、ASCE《Design of Steel Transmission Pole Structures》和 DL/T 5130《架空送电线路钢管杆设计技术规定》的规定修改了圆形单管塔的计算公式，并增加了十八边形的设计强度修正系数。我国电力部门早已将美国规范公式引入应用于工程设计，并证明是安全可行的。条文规定单管塔径厚比不宜大于 250，是基于目前单管塔应用情况确定的。

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。

5.3.4 钢管塔结构中的主要连接方式之一是法兰连接，法兰连接的位置、形式不仅与结构整体计算模式相关，而且与施工和维护条件及具体结构的受力特点有关。

1 钢管塔一般采用空间桁架的计算模式，用普通螺栓连接的法兰可以做到传递拉、压力，采用高强度等级普通螺栓也可以抗弯。

2 有加劲法兰受力合理，用钢较省，设计也相对灵活，所以用于大型、重复性低的管结构连接较好，但其焊缝多是缺点，耗用劳动力也多。无加劲法兰焊缝少，耗用劳动力少，若重复率高的钢结构连接，模具成本降低，有一定成本优势，但其耗钢量大，造价一般较高。

3 小直径管结构内部不能进入操作，所以只能用外法兰，大直径管结构(如

内爬单管塔)内部可进入,用内法兰可节省施工辅助设施。

5.3.6 根据国、内外对钢管套接所做的实体试验及相关有限元分析(弹性接触元),套接连接承载力与套接长度关系明显,套接长度不宜小于套接段外管最大内径的1.5倍即由此而来。

5.3.7 单管塔的连接法兰要求有足够的抗弯强度和抗弯刚度,以保证单管塔整体刚度以及变形的连续性,结合工程经验和施工工艺水平,要求法兰螺栓按高强度螺栓终拧扭矩的30%拧紧,对螺栓要求施加预拉力,保证法兰在受力过程中贴合紧密。参照GB 50017-2017《钢结构设计标准》11.4.2条,表5.3.7中高强度等级普通螺栓连接副施工预拉力设计值是按高强度螺栓预拉力设计值的30%计算得出的数值。

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,螺栓群绕法兰盘形心轴转动;当螺栓群部分受拉部分受压时,根据对多种典型法兰计算比较,外法兰将螺栓群转动中心轴放在离圆心 $3R/4$ 处更为合理,但考虑到旧规范将螺栓群转动中心轴定在钢管外壁也未发生事故,故折中取钢管内壁切线为螺栓群转动中心轴。内法兰将转动中心轴放在离圆心 $2R/3$ 处更为合理。

5.4.2 法兰同时承受拉力和压力,一般压力大于拉力(因重力作用),有限元计算表明,压力的传递直接通过法兰板与管壁焊缝及法兰板之间的接触,分布范围小且接近支座,对法兰计算不起控制作用,因此按抗拉计算法兰板,经几年工程实践验证,安全且节约材料。式5.4.2-1为允许法兰板部分进入塑性条件下的验算公式。法兰实际为厚板,螺母与法兰板上压力分布属局部环状分布,但这两种状态的精确计算只能根据有限元法,不利于工程设计。所以一般仍采用弹性薄板理论按荷载均布计算法兰板抗弯,最后允许局部进入塑性,其结果与按有限元法计算总体接近,在工程上也经长期实践检验。

5.4.3 移动通信工程钢塔桅结构的法兰加劲肋与主杆和法兰板焊接时,原规范只给出了对接焊缝的计算公式,考虑到有不少工程实际应用时是采用角焊缝或部分焊透的对接焊缝,本次修订补充了角焊缝的计算公式和要求。法兰加劲肋与法兰连接焊缝受力比法兰板与主杆管壁焊缝受力大,照附录B中表B.0.2中

的分配系数，可算出加劲肋板及其焊缝受力。

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

塔脚底板的厚度由塔脚板所受弯矩（拉、压）计算受弯应力所得，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 B 的计算方法，常用角钢塔塔脚底板的计算可参考附录 C。

6 构造及工艺技术要求

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 GB 50017《钢结构设计标准》的有关规定所制定。

6.1.3 热镀锌的封闭构件（如钢管）必须开口，以防在高温的镀锌槽内发生炸裂和在镀锌上漂浮，同时使闭口截面的构件内外均能进行热镀锌。

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 主要考虑移动通信工程钢塔桅结构的一些构件连接会使钢管局部存在径向受力。

6.1.7 单管塔底部开设检修孔、馈线孔等孔洞时，往往对单管塔的极限承载力和刚度产生较大的削弱影响，其影响程度主要受开孔率 $\Delta = \theta / 2\pi$ 决定， θ 为人孔高度中心所在单管塔横截面开孔区域所对应的圆心角弧度（rad）。塔身计算时应考虑开孔的影响，并采取适当的补强措施。根据同济大学的理论研究及实例试验资料，参照通信塔的开孔情况及施工工艺条件，当开孔率和相应位置的塔身应力比（未考虑开孔影响时）较小时，塔身计算可不考虑开孔影响，开孔处采取贴板补强或加强圈补强即可；当开孔情况复杂时，应采用有限元软件对塔身受力进行计算分析，并采取相应的补强措施。

贴板补强构造简单，但补强金属过于分散，补强效率不高；使用贴板补强后，虽然降低了孔边的应力集中，但是由于外形尺寸的突变，在贴板的外围边界区域造成新的应力集中，使其容易在焊缝脚趾处开裂；此构造由于没有和塔筒壳体形成整体，因而抗疲劳性能较差；此外，贴板与塔筒壳体相焊时，因塔筒刚度大，对角焊缝的冷却收缩起到了很大的约束作用，容易在焊缝处形成裂纹，特别是高强钢淬硬性大，对焊接裂纹比较敏感，更容易开裂。

加强圈不仅能增大塔筒截面惯性矩，而且能有效约束孔边高应力区壳体的变形，因此能有效地降低孔边应力集中，改善结构性能。加强圈补强构造简单，

焊缝质量容易检验，其缺点是焊缝处于孔洞边缘最大应力区域内，为达到补强的要求，焊缝应保证全焊透，焊缝质量要求高。从补强效果来看，加强圈补强比贴板补强效果好，质量也容易保证，根据加强圈与管壁的相对位置不同，可将加强圈分为内加强圈、中间加强圈和外加强圈三种，分析结果表明，中间加强圈的补强效果最好，内加强圈次之，外加强圈最差，另外从加强圈和管壁的连接方面来看，中间加强圈的加工和焊接效果比较好，实际工程中也大量采用这种补强方法，因此，本规范推荐采用中间加强圈的做法要求。加强圈与塔筒的焊缝连接可根据实际情况采用对接焊缝或角焊缝。

当开孔情况复杂时，也可以采用贴板补强与加强圈补强相结合的做法进行补强。

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 移动通信工程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。

6.2.3 移动通信工程钢塔桅结构采用螺栓连接时，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，双螺母或扣紧螺母是用得最多的有效防松措施，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。建于野外的无人值守基站的塔桅结构时有发生被盗事件，建议底部一定范围内连接螺栓采取防卸措施（如采用防盗螺栓等）。

6.2.4 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合率不低于 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 为保证力的有效传递，要求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 为了保证螺帽松动后不至于掉落，要求丝扣有一定的外露长度。

6.3.8 底板与基础充分接触可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；底板悬空时锚栓受拉力、压力、剪力，受力复杂，与塔脚计算假定也不符合，会有安全问题，故要求尽快填实。

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 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 米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 800mm 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设计应执行 GB 50689 《通信局（站）防雷与接地工程设计规范》的规定。

6.4.7 移动通信工程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 地基和基础

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 明确了移动通信工程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，长期的实践经验证明这是可行的，也是比较经济合理的。

7.1.5 在场址场地狭窄、土质较差时移动通信工程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 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的规定，结合移动通信工程钢塔桅结构的特点，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。由于移动通信工程钢塔桅起控制作用的荷载工况为风荷载，考虑到风荷载的瞬时性，设计风压不是长期作用在塔桅上面，混凝土基础裂缝计算时采用荷载效应的准永久组合。一般仅在风玫瑰图呈严重偏心的地区，才需验算基础裂缝宽度，按正常使用极限状态下作用的准永久组合，风荷载的准永久值系数采用 0.4（频遇值）。

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

7.1.12 建造在坡地附近的移动通信工程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 GB 50007《建筑地基基础设计规范》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开基土面积不大于全部面积的 1/4，应满足的条件，满足此条件时移动通信工程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 对移动通信工程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 GB 50007《建筑地基基础设计规范》。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的附加应力，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 移动通信工程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 单管塔基础或小根开塔架采用整体联合基础时通常采用混凝土单桩基础，群桩基础或扩展基础。

1 混凝土单桩基础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，m 值法可按 JGJ94《建筑桩基技术规范》附录 C 的规定执行。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 单管塔或小根开塔架底部的弯矩很大，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塔底部力矩，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 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的规定执行。

3 采用扩展基础时为了保证单管塔或小根开塔架的整体稳定性，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连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，连系梁的设计应按偏心拉压构件计算。

7.3.4 本条对无埋深预制基础的主要设计原则和计算方法作出规定，预制基础是指在工厂预制完成的钢筋混凝土块，在现场经组合拼装后放置在有可靠持力层的地基上，作为上部高耸结构的基础。预制基础主要通过预制混凝土块及其上的铁塔、机房等自重来抵抗风荷载引起的弯矩。目前在通信工程领域应用较多。考虑到运输与安装方便，预制基础一般均分条块制作。为保证其整体性，各条块间应可靠连接。

计算无埋深预制基础的抗滑稳定时，基础底面对地表土的摩擦系数 μ ，当无试验数据时，一般可取 0.25。

7.3.5 近年来单管塔做了不少钢桩基础，根据 JGJ 94《建筑桩基技术规范》，钢桩基础应按照两种承载能力极限状态设计，本条明确了桩基设计内容，以及对应的作用效应组合。单管塔钢桩基础设计中验算桩基承载力包括抗弯承载力、竖向承载力，位移包括桩顶位移、桩身转角，对于单桩钢桩基础，桩顶位移和钢桩的转角对塔顶部横向变形的影响不能忽略，桩顶位移计算建议采用 C 值法。钢桩防腐可采用外表面涂防腐层、增加管壁腐蚀裕量厚度等措施。

7.3.6 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。

7.3.7 地脚锚栓是移动通信工程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它构造要求，此处 d 为锚栓直径。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厚垫片以满足锚栓固定的要求，必要时可将垫片与底板焊接。

参照 GB 50010-2010《混凝土结构设计规范》中 8.3.1 条的规定，当混凝土保护层厚度较小时，在钢筋锚固长度范围内应配置横向构造钢筋（箍筋或横向钢筋）的要求，以防止保护层混凝土劈裂时钢筋突然失锚，考虑到通信塔地脚锚栓周围均配有不少数量的纵向钢筋，可以传递部分应力，对横向钢筋直径没有提严格要求。

单管塔考虑到安装方便和调整垂直度要求，法兰底设置调节螺母；塔脚底板下悬空时，地脚锚栓会受较大水平剪力，跟设计假定不相符，故要求按实际受

力状态（压弯）进行验算。

7.4 基础的抗拔稳定

7.4.2 移动通信工程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 GB 50007《建筑地基基础设计规范》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。根据 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定，抗拔计算时，土体重量对结构有利，荷载分项系数取 0.9，经换算，得出 γ_1 为 2.0， γ_2 为 1.4；结果与国外相关规范的规定接近且略安全。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B 法兰盘内力计算

法兰盘内力计算可采用有限元法进行准确计算，计算较复杂，不利于工程设计。简化计算可参照 GB 50135《高耸结构设计规范》的算法，采用弹性薄板理论，按荷载均布计算法兰板抗弯，最后允许局部进入塑性，其结果与按有限元法计算总体接近。

附录C 常用角钢塔塔脚底板计算

有加劲肋塔脚板在移动通信工程钢塔桅结构设计中应用比较广泛，对塔脚板强度的计算方法，参照 DL/T 5154 《架空输电线路杆塔结构设计技术规定》，对受拉时底板厚度计算方法进行了修改，是根据电力相关单位做的塔脚底板力学试验及真型铁塔试验结果做出的调整，计算公式更为合理。

附录E 常用镀锌钢绞线规格

根据 YB/T 5004《镀锌钢绞线》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。

附录F 常用锚栓数据表

根据 GB 50010《混凝土结构设计规范》、HGT 21545《地脚螺栓(锚栓)通用图》的规定,结合移动通信工程钢塔桅结构的工程的特点列出了常用锚栓的规格、设计承载力和锚固长度,方便查用。

锚栓的最小锚固长度是根据 GB 50010-2010《混凝土结构设计规范》第 8.3 节确定。对锚栓直径大于 25mm 的,其锚固长度乘以 1.1 的系数,是考虑锚栓直径较大及施工期间与桩(柱)纵筋有临时固定,在混凝土施工过程中易受扰动对锚固的不利影响。对带加劲肋焊接锚板锚栓考虑末端锚板的锚固,与 GB 50010《混凝土结构设计规范》中机械锚固相近,但此类锚栓在通信塔中锚头净间距难于达到机械锚固的要求,其锚固长度乘以 0.8 的折减系数。

由于通信塔基础混凝土质量离散性大,混凝土强度达不到设计要求的情况也不时有发生,设计人员在使用高等级混凝土时选用锚固长度要考虑这不利因素。

修订、补充内容一览表

序号	条款	原规范内容	修订或补充内容	理由
1	3.1.3	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。	3.1.3 移动通信工程钢塔桅结构的设计使用年限一般为 50 年。建于既有建筑物或构筑物上的通信塔，其设计使用年限宜与既有结构的后续设计使用年限相匹配，且不低于 25 年。	实际工程中，大量通信钢塔桅结构建于既有建筑物或构筑物上，应明确其设计使用年限，以便更合理的进行结构设计。
2	3.1.8	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。	γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，按有关规范取值（强度计算取 0.75，稳定计算取 0.80）。	地震作用承载能力调整系数按照 GB 50011-2010《建筑抗震设计规范》更改。
3	3.1.10	表 3.1.10 单管塔的 u/H_i 为 1/40	表 3.1.10 单管塔的 u/H_i 为 1/33； 同时增加第 3 款“3 按 10m 高处 10min 平均风速 10m/s 计，单管塔最上层平台处的水平加速度幅值不应大于 300mm/s^2 。”	新修订的《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 调整了风振系数，实际提高了风荷载的计算值，对于柔性结构的单管塔影响尤大，考虑到规范的连续性，本次修订通过调整位移控制标准来减少荷载规范调整所造成的风荷载增大的影响，根据计算比较和大量的工程经验，单管塔的位移控制标准调整为 1/33。考虑到在微、小风条件下可能进行上塔维护，增加舒适性验算要求。
4	3.2.2	无	增加“2 计算风振系数时，单管塔的阻尼比可取为 0.01，格构式塔架的阻尼比可取为 0.02。”	参考 GB 50135《高耸结构设计规范》，明确移动通信工程钢塔桅结构计算风振系数的阻尼比。

续表

序号	条款	原规范内容	修订或补充内容	理由
5	3.2.2	无	新增 3.2.2 条第 4 款, 天线挡风面积折减系数 K_1 、折减系数 K_2 。	根据中国铁塔股份有限公司与同济大学所做的风洞试验及分析结果, 结合各设计单位的工程设计经验, 对常用的天线布置情况, 给出了折减系数推荐值。
6	3.2.4	原 3.2.4 条第 2 款	3.2.4 条第 2 款修改表达方式	参考 GB 50135《高耸结构设计规范》
7	3.3.5	表 3.3.5-1 钢材的强度设计值; 表 3.3.5-2 螺栓和锚栓连接的强度设计值; 表 3.3.5-3 焊缝的强度设计值;	表 3.3.5-1 钢材的强度设计值, 更改了 Q345、Q390 部分强度设计值指标, 增加 Q420、Q460 钢材的参数; 表 3.3.5-2 螺栓和锚栓连接的强度设计值, 增加了 40Cr 合金结构钢锚栓的抗拉强度值, 增加 Q420、Q460 钢材的参数; 表 3.3.5-3 焊缝的强度设计值, 增加 Q420、Q460 钢材的参数;	材料指标按 GB 50017-2017《钢结构设计标准》调整, 并增加 Q420、Q460 钢材的参数。
8	5.2.5	原公式 (5.2.5-1) 表达式为: $\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \mu_d f$	公式 (5.2.5-1) 表达式修改为: $\frac{N}{A \cdot f_c} + \frac{M}{W \cdot f_b} \leq 1$; 并增加十八边形单管塔的设计强度修正系数	原规范计算圆形单管塔时, 仅给出 Q235 和 Q345 两种钢材, 使得公式应用受到限制, 考虑到以后会有更多高强钢会应用在工程建设中, 本次规范修订参考了 TIA/EIA《Structural Standard for Antenna - Supporting Structures and Antennas》、ASCE《Design of Steel Transmission Pole Structures》和 DL/T 5130《架空送电线路钢管杆设计技术规定》的规定修改了圆形单管塔的计算公式, 并增加了十八边形的设计强度修正系数。

续表

序号	条款	原规范内容	修订或补充内容	理由
9	5.3.4	原无	增加“5.3.4 移动通信工程钢塔桅结构中的法兰连接应与结构整体计算模型相匹配,与施工条件相适应,与受力性质相对应: 1 根据法兰位置在塔筒内、外分为内法兰和外法兰,法兰连接宜采用高强度等级普通螺栓,并加双螺母防松; 2 大直径钢管连接宜采用有加劲肋法兰;较小直径钢管连接宜采用无加劲肋法兰; 3 小直径钢管应采用外法兰;大直径钢管可采用内法兰,并设计配套施工辅助设施。”	根据工程实践经验提出要求
10	5.3.5~5.3.7	原无	5.3.5 单管塔塔段间连接可采用套接或对接法兰盘连接。 5.3.6 单管塔塔段间连接采用套接连接时,钢管套接连接的设计长度,应考虑加工与安装偏差,不宜小于套接段外管最大内径D的1.5倍,套接段外管长度及其上部200mm范围内的纵向焊缝应采用一级焊缝,端部应加引弧板。 5.3.7 单管塔塔段间连接采用对接法兰盘连接时,法兰的高强度等级普通螺栓连接应确保均匀、对称。在全部构件就位后应按表5.3.7的预拉力设计值拧紧,并加双螺母防松。	增加单管塔塔段连接构造要求。

续表

序号	条款	原规范内容	修订或补充内容	理由
11	5.4.1	图 5.4.1 法兰盘, 螺栓群转动中心轴②为钢管外壁切线;	图 5.4.1-1 法兰螺栓群转动中心轴 (a), 螺栓群转动中心轴②为钢管内壁切线, 并增加内法兰计算示意图, 公式与外法兰统一;	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, 螺栓群绕法兰盘形心轴转动; 当螺栓群部分受拉部分受压时, 根据对多种典型法兰计算比较, 外法兰将螺栓群转动中心轴放在离圆心处 $3R/4$ 更为合理, 但考虑到旧规范将螺栓群转动中心轴定在钢管外壁切线也未发生事故, 故折中取钢管内壁切线为螺栓群转动中心轴。
12	5.4.3	5.4.3 法兰盘加劲肋板, 应进行如下计算……	5.4.3 有加劲肋法兰的加劲板强度、加劲板与法兰板的焊缝、加劲板与筒壁焊缝应按下列要求验算。	根据 GB 50017《钢结构设计标准》, 并参考 GB 50135《高耸结构设计规范》, 修改加劲肋板强度计算公式, 增加加劲板与法兰板的焊缝、加劲板与筒壁焊缝验算公式。
13	6.1.7	原无	6.1.7 单管塔塔筒开设检修孔、馈线孔等孔洞时, 塔身计算应考虑开孔的影响, 进行开孔补强设计, 并采取相应的补强措施。……	增加单管塔塔筒开设人孔等较大孔洞时的构造要求。
14	7.1.8	原无	7.1.8 当地基土质为湿陷性黄土、膨胀土和季节性冻土时, 移动通信工程钢塔桅结构的基础尚应满足 GB50025《湿陷性黄土地区建筑规范》、GB50112《膨胀土地区建筑技术规范》、JGJ118《冻土地区建筑地基基础设计规范》的规定。	补充特殊地基土的设计规范指引。

续表

序号	条款	原规范内容	修订或补充内容	理由
15	7.3.4	原无	7.3.4 无埋深预制基础设计应采用预制基础与上部铁塔结构进行整体计算分析的方法,并按以下要求应进行地基承载力、预制基础强度、预制基础抗倾覆及抗滑移稳定的验算。	采用预制基础的一体化塔房在实际工程中应用越来越多,而现行规范中缺乏直接的设计指导依据,因此,增加该条款,以指导预制基础的设计,确保工程安全。
16	7.3.5	原无	新增 7.3.5 节钢桩基础的设计要求	单管塔采用钢桩基础已在实际工程中应用,现行规范中缺乏直接的设计指导依据,因此,增加该条款,以指导钢桩基础的设计。
17	7.3.7	原 7.3.5	对原章节做了重新整理,并新增以下内容: “1 移动通信工程钢塔桅结构锚栓应根据上部高耸钢结构传到塔脚的上拔力或弯矩、水平力等进行设计,考虑安装构造要求并根据基础顶后浇混凝土情况进行必要验算; 3 锚栓间距不宜小于 4d(d 为锚栓直径);锚栓中心至混凝土构件边缘距离不宜小于 4d 和 100mm 的较大值。上述要求不满足时,应采取在锚固长度范围内配置横向构造钢筋等措施。 6 塔脚底板安装后必须与下部混凝土支撑面贴合紧密,严禁长期悬空。当塔脚底板下设置后浇混凝土层时,应按压弯构件(考虑水平剪力)验算施工期悬空段锚栓的强度与稳定。”	补充锚栓的埋设要求及验算要求。

续表

序号	条款	原规范内容	修订或补充内容	理由
18	7.4.5-7.4.6	原 7.4.5-7.4.6	删除	重力式地锚在实际工程中应用较少，故删除相应条款。
19	附录 C 第 2 条	2 受拉时底板厚度计算： $t = \frac{1}{1.1} \sqrt{\frac{3T \cdot Y_{\max}}{4b_{\min} \cdot f}}$	2 受拉时底板厚度计算： $t = \frac{1}{1.5} \sqrt{\frac{3T}{f \cdot B^2} \cdot (Y_i \cdot b_i)_{\max}}$	参照 DL/T 5154《架空输电线路杆塔结构设计技术规定》的最新规定，对受拉时底板厚度计算方法进行了修改，是根据电力相关单位做的塔脚底板力学试验及真型铁塔试验结果做出的调整，计算公式更为合理。
20	附录 F	无	附录 F 常用锚栓数据表	方便工程设计人员查用。