

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50135 - 2006

高耸结构设计规范

Code for design of high-rising structures

2006-12-11 发布

2007-05-01 实施

中华人民共和国建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

高耸结构设计规范

Code for design of high-rising structures

GB 50135 - 2006

主编部门:上海市建设和交通委员会

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:2007年5月1日

中国计划出版社

2007 北 京

中华人民共和国国家标准
高耸结构设计规范
GB 50135-2006

☆

上海市建设和交通委员会 主编

中国计划出版社出版

(地址:北京市西城区木樨地北里甲11号国宏大厦C座4层)

(邮政编码:100038 电话:63906433 63906381)

新华书店北京发行所发行

世界知识印刷厂印刷

850×1168 毫米 1/32 5.375 印张 134 千字

2007 年 4 月第一版 2007 年 4 月第一次印刷

印数 1—20100 册

☆

统一书号:1580058·871

定价:25.00 元

中华人民共和国建设部公告

第 524 号

建设部关于发布国家标准 《高耸结构设计规范》的公告

现批准《高耸结构设计规范》为国家标准,编号为 GB 50135—2006,自 2007 年 5 月 1 日起实施。其中,第 3.0.4、4.2.1、4.4.1、5.1.1、5.1.2、6.5.5、6.5.6、7.1.1、7.1.3、7.1.4、7.2.5、7.4.1 条为强制性条文,必须严格执行。原《高耸结构设计规范》GBJ 135—90 同时废止。

本规范由建设部标准定额研究所组织中国计划出版社出版发行。

中华人民共和国建设部
二〇〇六年十二月十一日

前 言

本规范根据建设部建标[1999]308号文下达的“关于印发《一九九九年工程建设国家标准制定、修订计划》的通知”的要求,由同济大学会同有关设计、教学、科研和施工单位组成规范修订编制小组,对《高耸结构设计规范》GBJ 135—90进行了全面的修订。

在修订过程中,开展了许多专题研究,总结了近年来的设计经验,参考了国内外其他有关规范的相关内容,并以研讨会、信函等多种方式征求全国有关单位的意见,经反复修改并组织新老规范的对比试设计,完成了本稿。

修订后的本规范共有7章4个附录,修订的主要内容有:将规范适用范围扩大,包括了输电高塔和通信塔;根据本轮规范修订的总体格式,增加了第2章“术语与符号”;与国家最近颁布的新规范相关内容相协调;规定了各类高耸结构按正常使用极限状态设计时,可变荷载代表值的取值;提出了高耸结构采用振动控制技术的条件;规定了桅杆风振系数的计算;规定了带塔楼高耸结构的温度作用计算;提出了钢塔的埃菲尔效应及相应结构措施;规定了单管塔的径厚比;增加了柔性法兰的计算方法;增加了高耸结构中预应力混凝土的设计规定;建议了高耸结构的基础选型,增加了高耸结构抗拔基础的设计和构造要求;增加了高耸结构桩基础设计的规定;附录中增加了高耸结构中常用的钢材的性能。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由建设部负责管理和对强制性条文的解释,由同济大学负责具体技术内容的解释。在执行过程中,请各单位结合工程实践总结经验。对本规范的意见和建议,请寄至同济大学建筑工程系《高耸结构设计规范》国家标准管理组(地址:上海市四平路

1239 号, 邮编: 200092, 传真: 021-65984889)。

本规范主编单位、参编单位和主要起草人:

主 编 单 位: 同济大学

参 编 单 位: 中广电广播电影电视设计研究院(原国家广播
电影电视总局设计院)

中国建筑科学研究院

北京广播电影电视设备制造厂

中国石化集团洛阳石油化工工程公司

中冶长天国际工程有限责任公司

中国电子工程设计院

中国建筑西南设计研究院

中国冶金建设集团包头钢铁设计研究总院

北京市市政工程设计研究总院

电力规划设计总院

华东电力设计院

西北电力设计院

东北电力设计院

西南电力设计院

大连理工大学

东南大学

湖南大学

武汉理工大学

中讯邮电咨询设计院

河北省电力勘察设计研究院

青岛东方铁塔股份有限公司

浙江电联设备工程有限公司

主要起草人: 王肇民 马人乐(以下按姓氏笔画为序)

马 星 牛春良 王 俊 王建磊 王墨耕

邓洪洲 乐俊旺 古天纯 刘大晖 何尧章

何建平	何敏娟	宋玉谱	张春奎	张相庭
李爱群	李喜来	杨春田	沈之容	肖克艰
陈俊岭	周 卫	罗命达	娄 宇	荆建中
赵德厚	唐玉德	唐国安	夏福来	徐传衡
徐华刚	秦益芬	黄 新	舒兴平	蒋寿时
蒋演德	韩汇如	鞠建英	瞿伟廉	

恒智天成软件订购热线：4006338901

目 次

1	总 则	(1)
2	术语和符号	(2)
2.1	术语	(2)
2.2	符号	(2)
3	基本规定	(11)
4	荷载与作用	(17)
4.1	荷载与作用分类	(17)
4.2	风荷载	(17)
4.3	覆冰荷载	(36)
4.4	地震作用和抗震验算	(38)
4.5	温度作用及作用效应	(43)
5	钢塔架和桅杆结构	(44)
5.1	一般规定	(44)
5.2	钢塔桅结构的内力分析	(44)
5.3	钢塔桅结构的变形和整体稳定	(45)
5.4	纤绳	(46)
5.5	轴心受拉和轴心受压构件	(46)
5.6	偏心受拉和偏心受压构件	(50)
5.7	焊缝连接计算	(54)
5.8	螺栓连接计算	(57)
5.9	法兰盘连接计算	(58)
5.10	钢塔桅结构的构造要求	(62)
6	混凝土圆筒形塔	(66)
6.1	一般规定	(66)

6.2 塔身变形和塔筒截面内力计算	(67)
6.3 塔筒极限承载能力计算	(74)
6.4 塔筒正常使用极限状态计算	(77)
6.5 混凝土塔筒的构造要求	(83)
7 地基与基础	(87)
7.1 一般规定	(87)
7.2 地基计算	(89)
7.3 基础设计	(94)
7.4 基础的抗拔稳定和抗滑稳定	(104)
附录 A 材料及连接	(109)
附录 B 轴心受压钢构件的稳定系数	(115)
附录 C 在偏心荷载作用下,圆形、环形基础基底部分脱开时, 基底压力计算系数 τ 、 ξ	(117)
附录 D 基础和锚板基础抗拔稳定计算	(119)
本规范用词说明	(125)
附:条文说明	(127)

1 总 则

1.0.1 为了在高耸结构设计中做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于钢及钢筋混凝土高耸结构,包括广播电视塔、通信塔、导航塔、输电高塔、石油化工塔、大气监测塔、烟囱、排气塔、水塔、矿井架、风力发电塔等构筑物的设计。

1.0.3 本规范是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 规定的原则制定的。

1.0.4 设计高耸结构和选择结构方案时,应同时考虑钢结构制作、运输、安装和混凝土浇筑、施工以及建成后的环境影响、维护保养等问题。

1.0.5 设计高耸结构时,除遵照本规范的规定外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 高耸结构 high-rising structure

相对高而细的结构,包括钢塔、钢桅杆及钢筋混凝土杆塔等。

2.1.2 钢塔架 steel tower

自立式高耸钢结构。

2.1.3 拉线钢桅杆 guyed steel mast

由立柱和拉索构成的高耸钢结构。

2.1.4 钢筋混凝土圆筒形塔 reinforced concrete cylindrical tower

圆筒状的以钢筋混凝土为材料的自立式高耸结构。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应设计值

A_t ——风压频遇值作用下塔楼处水平动位移幅值;

C ——设计时对变形、裂缝等规定的相应限值;

E_h 、 E_v ——水平、竖向地震作用;

F ——力、集中荷载、基础和锚板基础所受的拔力(设计值);

F_E ——结构总水平地震作用;

F_{Ev} ——结构总竖向地震作用;

F_k ——相应于荷载效应标准组合上部结构传至基础的竖向力值;

F_{pi} ——第 i 根桩桩顶在正常使用极限状态下轴向上拔力标准组合值;

- F_i, F_{vi} ——质点 i 的水平地震作用、竖向地震作用；
 G ——永久荷载、结构的重力、基础自重（包括基础上的土重）、桩身的有效重力，水下部分按浮重计；
 G_i, G_j ——集中于质点 i, j 的重力；
 G_E ——抗震计算时结构的总重力代表值；
 G_e ——土体重量；
 G_f ——基础和锚板基础重量；
 G_{eq} ——结构等效总重力荷载；
 G_k ——基础自重（包括基础上的土重）标准值；
 H ——塔的总高度；
 M ——力矩或弯矩、弯矩设计值、上部结构传至基础的弯矩（设计值）；
 M_a ——附加弯矩；
 M_k ——相应于荷载效应标准组合下上部结构传至基础的力矩值；
 M_C ——横向风振引起的弯矩；
 M_A ——顺风向风力引起的弯矩；
 M_x, M_y ——对 x 轴、 y 轴的弯矩；
 N ——轴向力（拉力或压力）及其设计值、纤维拉力、上部结构传至基础的竖向荷载设计值；
 N'_{Ex} ——欧拉临界力；
 N_k ——标准荷载作用下的轴向力；
 N_m ——截面弯矩在单肢中引起的轴力；
 P_h ——上部结构传至基础的水平力；
 Q ——可变荷载；
 R ——抗力；
 S_{Ehk}, S_{Evk} ——水平地震作用、竖向地震作用标准值的作用效应值；
 S_{Gk}, S_{Qik} ——永久荷载、第 i 个可变荷载标准值的荷载效应值；

- S ——变形、裂缝等作用效应的代表值；
 S_j —— j 振型水平地震作用产生的地震作用效应；
 $S_C、S_A$ ——横向风振、顺风向风力的荷载效应；
 T ——高耸结构的基本自振周期；
 T_j ——结构 j 振型的自振周期；
 V ——剪力；
 V_e ——土体滑动面上剪切抗力的竖向分量之和；
 V_l ——缀板的剪力；
 V_1 ——分配到一个缀板面的剪力；
 p ——基底均布荷载设计值；
 p_k ——相应于荷载效应标准组合下基础底面平均压力代表值；
 $p_{k,max}$ ——相应于荷载效应标准组合下基础边缘的最大压力代表值；
 $p_{k,min}$ ——相应于荷载效应标准组合下基础边缘的最小压力代表值；
 p_{max} ——基底边缘最大压力设计值；
 p_x ——计算截面 $x-x$ 处的基底压力设计值；
 p_0 ——基础底面处平均附加压力计算值；
 q ——塔筒线分布重力；
 $q_a、q_l$ ——单位面积上、单位长度上的覆冰重力荷载；
 r ——桅杆杆身最不利风载效应；
 v_{cr} ——临界风速；
 w_k ——作用在高耸结构 z 高度处单位面积上的风荷载标准值；
 w_0 ——基本风压值；
 w_{Lij} ——横向共振引起的等效静风载；
 $\sigma_c、\sigma'_c$ ——迎风面、背风面混凝土的压应力；
 σ_s ——迎风面纵向钢筋的应力；

σ_{sc} ——在标准荷载以及温度作用下的纵向钢筋拉应力；
 σ_{sT} ——温度作用下钢筋拉应力；
 τ ——焊缝剪应力；
 τ_x, τ_y ——垂直于焊缝长度方向、沿焊缝长度方向的焊缝应力；
 ω_i ——结构振动第 i 阶圆频率；
 Δu ——水平位移；
 $\Delta u'$ ——层间水平位移。

2.2.2 计算指标

E ——钢材的弹性模量；
 E_c ——混凝土的弹性模量；
 E_s ——钢筋、钢丝绳的弹性模量；
 N^b ——每个螺栓承载力设计值；
 N_c^b, N_t^b, N_v^b ——每个螺栓的承压、抗拉、抗剪承载力设计值；
 f ——钢材、钢丝绳强度设计值；
 f_c^b, f_t^b, f_v^b ——螺栓的承压、抗拉、抗剪强度设计值；
 f_c ——混凝土的抗压强度设计值；
 f_a ——修正后的地基承载力特征值；
 f_{ak} ——地基承载力特征值；
 f_i ——桩穿过的各分层土的极限摩阻力；
 f_k ——材料强度的标准值；
 f_{sE} ——地基抗震承载力设计值；
 f_s ——钢筋强度设计值、地基承载力设计值；
 f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值；
 f_u ——钢材抗拉强度、钢丝绳的破坏强度；
 f_y ——钢材屈服强度；
 f_c^w, f_t^w, f_v^w ——对接焊缝的抗压、抗拉、抗剪强度设计值；
 f_f^w ——角焊缝的（抗压、抗拉、抗剪）强度设计值。

2.2.3 几何参数

- A ——截面面积、毛截面面积、基础底面积；
 A_0 ——锚栓孔面积、换算截面面积；
 A_n ——净截面面积；
 A_u, A_{nu} ——格构式构件的单肢毛截面面积、净截面面积；
 A_s ——钢筋截面面积；
 B ——基础底面宽度（最小边长）；或力矩作用方向的基础底面边长；
 H ——高耸结构的总高度；
 H_0 ——基础高度；
 I ——截面惯性矩；
 I_0 ——换算截面惯性矩；
 I_n ——净截面惯性矩；
 L ——基础底面长度；
 S ——作用（荷载）效应、截面对某轴的面积矩；
 W ——截面抗弯模量；
 W_n ——净截面抗弯模量；
 W_x, W_y ——对 x 轴、 y 轴的截面抗弯模量；
 W_1 ——毛截面抗弯模量；
 a ——缀板中到中的距离、振动加速度、合力作用点到基础底面最大压力边的距离；
 a_c ——圆（环）形基础的基底受压面宽度；
 a_k ——构件截面几何参数标准值；
 a_x, a_y ——合力作用点至 e_x 一侧、 e_y 一侧基础边的距离；
 b ——基本覆冰厚度、平行于 x 轴的基础边长；
 d ——螺栓直径，基础埋置深度，桩身直径，圆柱体直径；
 d_e ——螺栓（螺纹处）的有效直径；
 d_0 ——螺栓孔径；
 e_x —— x 方向的偏心距；
 e_y —— y 方向的偏心距；

e_{0k} ——轴向力对截面重心的偏心距(标准荷载作用时);
 h ——高度、截面高度;
 h_{cr} ——土重法计算的临界深度;
 h_f ——角焊缝的焊脚尺寸;
 h_i ——计算截面 i 的高度、集中质点 i 的高度;
 h_t ——基础上拔深度;
 i ——(塔筒)截面的回转半径;
 l ——长度;
 l_i ——桩穿过的各分层土的厚度;
 l_0 ——杆件的计算长度;
 $l_x(H)$ 、 $l_x(0)$ ——结构顶部与底部宽度;
 l_w ——(角)焊缝的计算长度;
 r_{co} ——截面核心距(半径);
 r ——塔筒壁厚中线的半径;
 $1/r_c$ ——塔筒代表截面处的弯曲变形曲率;
 s ——基础沉降量;
 t ——连接件的厚度,筒壁厚度;
 u_p ——桩的截面周长;
 α ——角度、受压区的半角系数;
 α_0 ——土体计算的抗拔角;
 α_k ——几何参数的标准值;
 θ ——孔洞的半角(弧度);
 λ ——构件长细比;
 λ_0 ——弹性支承点之间杆身换算长细比;
 φ ——截面受压区半角。

2.2.4 计算系数及其他

A ——压缩系数;
 c ——凝聚力;
 E_a ——主动土压力;

- Re ——雷诺数；
 $R(\cdot)$ ——结构构件的抗力函数；
 R_M, R_N ——截面抗弯、抗压承载力；
 e ——孔隙比；
 Δt ——温度差；
 u_i, u_j —— i, j 点的水平位移；
 u_{ji} —— j 振型在 i 点处的相对位移；
 α_b ——桩与土之间抗拔极限摩阻力与受压极限摩阻力间的折减系数；
 α_{cr} ——(计算裂缝宽度)与构件受力有关的特征系数；
 α_E ——钢筋和混凝土的弹性模量比值；
 α_j ——相应于周期 T_j 的水平地震影响系数；
 $\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数的最大值；
 $\alpha_{v, \max}$ ——竖向地震影响系数的最大值；
 α_T ——混凝土的温度线膨胀系数；
 α_t ——受拉钢筋的半角系数；
 α_1 ——与直径有关的覆冰厚度修正系数；
 α_2 ——覆冰厚度的高度递增系数；
 β_z —— z 高度处的风振系数；
 β_0 ——风振系数动力部分的基本值；
 β_{mx}, β_{tx} ——压弯构件弯矩作用平面内、平面外的等效弯矩系数；
 γ ——覆冰重度；
 γ_0 ——高耸结构重要性系数；
 γ_{Eh}, γ_{Ev} ——水平、竖向地震作用的分项系数；
 γ_G, γ_Q ——永久荷载、可变荷载的荷载分项系数；
 γ_j —— j 振型的参与系数；
 γ_{R1} ——土体重的抗拔稳定系数；
 γ_{R2} ——基础重的抗拔稳定系数；

- γ_R ——结构抗力分项系数；
 γ_{RE} ——抗力抗震调整系数；
 γ_w ——风荷载分项系数、抗震计算时风荷载分项系数；
 γ_s ——桩侧抗阻力分项系数；
 ϵ_1 ——风压脉动和高度变化等的影响系数；
 ϵ_2 ——振型、结构外形的影响系数；
 ϵ_q ——综合考虑风压脉动、高度变化及振型影响的系数；
 ζ ——结构阻尼比；
 η ——风振系数(动力部分)基本值的调整系数；
 η_z ——考虑脉动风荷载沿竖向空间相关的折减系数；
 μ ——地基的摩擦系数；
 μ_1 ——横向力系数；
 μ_s ——风荷载体型系数；
 μ_z —— z 高度处风压高度变化系数；
 μ_f ——风压脉动系数；
 ν ——计算裂缝宽度时与纵向受拉钢筋表面特征有关的系数；
 ξ ——脉动增大系数、杆身刚度折减系数、受压区相对高度；
 φ_b ——受弯构件的整体稳定系数；
 φ ——轴心受压构件稳定系数；
 ϕ ——挡风系数；
 ϕ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数、环形基础底板外形系数；
 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_f ——可变荷载的频遇值系数；
 ψ_w ——抗震计算时风荷载组合值系数；
 ψ_1 ——钢丝绳扭绞强度调整系数；

ψ_2 ——钢丝强度不均匀系数；

ω ——塔筒水平截面的特征系数；

ρ ——纵向钢筋的配筋率。

恒智天成软件订购热线：4006338981

3 基本规定

3.0.1 高耸结构在规定的设计使用年限内应具有足够的可靠度。结构可靠度可采用以概率理论为基础的极限状态设计方法分析确定。

3.0.2 本规范采用的设计基准期为 50 年。

3.0.3 高耸结构在规定的设计使用年限内应满足下列功能要求：

- 1 在正常施工和正常使用时,能承受可能出现的各种作用。
- 2 在正常使用时具有良好的工作性能。
- 3 在正常维护下具有足够的耐久性能。
- 4 在设计规定的偶然事件发生时及发生后,仍能保持必须的整体稳定性。

3.0.4 高耸结构设计时,应根据结构破坏可能产生的后果(危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等)的严重性,采用不同的安全等级。高耸结构安全等级的划分应符合表 3.0.4 的要求。

表 3.0.4 高耸结构的安全等级

安全等级	破坏后果	高耸结构类型示例
一级	很严重	重要的高耸结构
二级	严重	一般的高耸结构

结构重要性系数 γ_0 应按下列规定采用：

1 对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件,不应小于 1.1。

2 对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件,不应小于 1.0。

注:对特殊高耸结构,其安全等级和结构重要性系数应由建设方根据具体情况另行确定,且不应低于本条的要求。

3.0.5 极限状态分为下列两类：

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正常使用或耐久性能的某项规定限值。

3.0.6 对于承载能力极限状态,高耸结构及构件应按荷载效应的基本组合和偶然组合进行设计。

1 基本组合应采用下列极限状态设计表达式中最不利值确定:

1)由可变荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0(\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik}) \leq R(\gamma_R, f_k, a_k, \dots) \quad (3.0.6-1)$$

2)由永久荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0(\gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik}) \leq R(\gamma_R, f_k, a_k, \dots) \quad (3.0.6-2)$$

式中 γ_0 ——高耸结构重要性系数,见表 3.0.4;

γ_G ——永久荷载分项系数,按表 3.0.6-1 采用;

表 3.0.6-1 永久荷载分项系数

荷载效应对结构有利与否	控制荷载或结构计算内容	γ_G
不利	由可变荷载控制	1.2
	由永久荷载控制	1.35
有利	一般结构计算	1.0
	倾覆、滑移验算	0.9

注:初始状态下导线或纤绳张力的 $\gamma_G=1.4$ 。

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第一个可变荷载、其他第 i 个可变荷载的分项系数,一般用 1.4;对温度作用可用 1.0;可变荷载效应对结构有利时,分项系数为 0;

S_{Gk} ——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值;

S_{Qik} ——按可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值;

- ψ_{ci} ——可变荷载 Q_i 的组合值系数,按表 3.0.6-2 采用;
- n ——参与组合的可变荷载数;
- $R(\cdot)$ ——结构抗力函数;
- γ_R ——结构抗力分项系数,其值应符合各类材料的结构设计规范规定;
- f_k ——材料性能的标准值;
- α_k ——几何参数的标准值,当几何参数的变异对结构构件有明显影响时可另增减一个附加值 Δ 。考虑其不利影响。

表 3.0.6-2 不同荷载基本组合中可变荷载组合值系数表

荷载组合		可变荷载组合值系数				
		ψ_{cw}	ψ_{ci}	ψ_{cA}	ψ_{cT}	ψ_{cL}
I	$G+w+L$	1.0	—	—	—	0.7
II	$G+I+w+L$	0.6	1.0	—	—	0.7
III	$G+A+w+L$	0.6	—	1.0	—	0.7
IV	$G+T+w+L$	0.6	—	—	1.0	0.7

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

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

3 在组合 II 中 ψ_{cw} 可取 0.25~0.7,但对覆冰后冬季风很大的区域,应根据调查选用相应的值。

4 在组合 III 中, ψ_{cw} 可取 0.6,但对于临时固定状态的结构遭遇强风时,应取 $\psi_{cw}=1.0$,且按临时固定状况验算。

2 偶然组合:

高耸结构在偶然组合承载能力极限状态验算中,偶然作用的代表值不乘分项系数,与偶然作用同时出现的可变荷载,应根据观测资料和工程经验采用适当的代表值。具体的表达式及参数,应按有关规范确定。

3.0.7 高耸结构抗震设计时基本组合应采用下列极限状态表

达式:

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_{wE} \gamma_w S_{wk} \leq R / \gamma_{RE} \quad (3.0.7)$$

式中 γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——水平、竖向地震作用的分项系数,应按表 3.0.7 的规定采用;

γ_w ——风荷载分项系数,应取 1.4;

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应,可按本规范第 4.4.9 条采用;

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的作用效应值;

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的作用效应值;

S_{wk} ——风荷载标准值的效应;

ψ_{wE} ——抗震基本组合中的风荷载组合值系数,可取 0.2;

R ——抗力,按本规范各章的有关规定计算;

γ_{RE} ——抗力抗震调整系数,按有关规范取值。

表 3.0.7 地震作用分项系数

考虑地震作用的情况	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅考虑水平地震作用	1.3	—
仅考虑竖向地震作用	—	1.3
同时考虑水平与竖向地震作用	1.3	0.5

3.0.8 对于正常使用极限状态,应根据不同的设计要求,分别采用荷载的短期效应组合(标准组合或频遇组合)和长期效应组合(准永久组合)进行设计,使变形、裂缝等作用效应的代表值符合下式要求:

$$S \leq C \quad (3.0.8-1)$$

式中 S ——变形、裂缝等作用效应的代表值;

C ——设计时对变形、裂缝等规定的相应限值,应符合本规范第 3.0.10 条的规定。

1 标准组合:

$$S = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qik} \quad (3.0.8-2)$$

2 频遇组合：

$$S = S_{Gk} + \psi_{f1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{qi} S_{Qik} \quad (3.0.8-3)$$

3 准永久组合：

$$S = S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Qik} \quad (3.0.8-4)$$

式中 ψ_{f1} ——第 1 个可变荷载的频遇值系数，按表 3.0.8 取值；

ψ_{qi} ——第 i 个可变荷载的准永久值系数，按表 3.0.8 取值。

表 3.0.8 高耸结构常用可变荷载的组合值、频遇值、准永久值系数表

荷载类别		组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系数 ψ_q
风载		0.6(0.2)	0.4	0
塔楼楼面活载		0.7	0.6	0.5
外平台及塔楼屋面活载		0.7	0.5	0.4
雪荷载	地区 I	0.7	0.6	0.5
	地区 II	0.7	0.6	0.2
	地区 III	0.7	0.6	0

注：1 雪荷载的分区按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的附录执行。

2 风的 ψ_c 仅在验算抗震时用 0.2。

3.0.9 高耸结构按正常使用极限状态设计时可变荷载代表值可按表 3.0.9 选取：

表 3.0.9 高耸结构按正常使用极限状态设计时可变荷载代表值

序号	高耸结构类别	验算内容	可变荷载代表值选用
1	微波塔	天线标高处角位移	标准值
2	带塔楼电视塔	塔楼处剪切变形	标准值
3	带塔楼电视塔	塔楼处加速度	频遇值
4	钢筋混凝土塔或烟囱	裂缝宽度验算	标准值
5	所有高耸结构	地基沉降及不均匀沉降验算	准永久值(频遇值)
6	所有高耸结构	顶点水平位移	标准值
7	非线性变形较大的高耸结构	计算非线性变形及其对结构的不利影响	设计值

注：风玫瑰图呈严重偏心的地区，计算地基不均匀沉降时可用频遇值作为风荷载的代表值。

3.0.10 高耸结构正常使用极限状态的控制条件应符合下列规定：

1 对于装有方向性较强(如微波塔、电视塔)或工艺要求较严格(如石油化工塔)的设备的高耸结构,在不均匀日照温度或风荷载(标准值)作用下,在设备所在位置的塔身角位移应满足工艺要求。

2 在风荷载或常遇地震作用下,塔楼处的剪切变形不宜大于1/300。

3 在风荷载的动力作用下,设有游览设施或有人在塔楼值班的塔,塔楼处振动加速度幅值 $A_t \omega_1^2$ 不应大于 200mm/s^2 。其中对有常驻值班人员的塔楼 A_t 为风压频遇值作用下塔楼处水平位移幅值,其值为结构对应点在 $0.4w_k$ 作用下的位移值与 $0.4\mu_z\mu_s w_0$ 作用下的位移值之差, ω_1 为基频;对仅有游客的塔楼可按照实际使用情况取 A_t 为6~7级风作用下水平位移幅值。

4 在各种荷载标准值组合作用下,钢筋混凝土构件的最大裂缝宽度不应大于0.2mm。

5 高耸结构的基础沉降应按本规范第7.2.5条控制。

6 高耸结构在以风为主的荷载标准组合及以地震作用为主的荷载标准组合下的水平位移,不得大于表3.0.10的规定。

表 3.0.10 高耸结构水平位移限值

结构类型	以风为主的荷载标准组合作用下		以地震作用为主的荷载标准组合作用下	
	按线性分析	按非线性分析		
自立塔	$\Delta u/H$ 1/75	1/50	$\Delta u/H$	1/100
桅杆	$\Delta u/H$ —	1/75	$\Delta u/H$	1/100
	$\Delta u/h$ —	1/50		

注:1 Δu ——水平位移(与分母代表的高度对应);
 $\Delta u'$ ——纤绳层间水平位移差(与分母代表的高度对应);
 H ——总高度;
 h ——纤绳之间距。

- 2 高耸结构中的单管塔的水平位移限值可比表3.0.10所列限值适当放宽,具体限值根据各行业标准确定。但同时应按荷载的设计值对塔身进行非线性承载能力极限状态验算,并将塔脚处非线性作用传给基础进行验算。
- 3 对于下部为混凝土结构,但上部为钢结构的自立式塔,总体位移控制条件不变。对下部混凝土结构,还应符合结构变形及开裂的有关规定。

3.0.11 对于变形控制的高耸结构,宜采用适当的振动控制技术来减小结构变形及加速度。

4 荷载与作用

4.1 荷载与作用分类

4.1.1 高耸结构上的荷载与作用可分为下列三类:

1 永久荷载:结构自重,固定的设备重,物料重,土重,土压力,初始状态下索线或纤绳的拉力,结构内部的预应力,地基变形等。

2 可变荷载:风荷载,覆冰荷载,常遇地震作用,雪荷载,安装检修荷载,塔楼楼面或平台的活荷载,温度变化等。

3 偶然荷载:索线断线,撞击、爆炸、罕遇地震作用等。

4.1.2 本规范仅列出风荷载、覆冰荷载及地震作用的标准值,其他荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。

4.2 风 荷 载

4.2.1 垂直作用于高耸结构表面单位面积上的风荷载标准值应按下式计算:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (4.2.1)$$

式中 w_k ——作用在高耸结构 z 高度处单位投影面积上的风荷载标准值(kN/m^2 ,按风向投影);

w_0 ——基本风压(kN/m^2),其取值不得小于 0.35kN/m^2 ;

μ_z —— z 高度处的风压高度变化系数;

μ_s ——风荷载体型系数;

β_z —— z 高度处的风振系数。

4.2.2 基本风压 w_0 系以当地比较空旷平坦地面、离地 10m 高、统计 50 年一遇的 10min 平均最大风速为标准,其值应按现行国家

标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用,且符合本规范第 4.2.1 条的规定。

4.2.3 当城市或建设地点的基本风压值在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 全国基本风压图上没有给出时,其基本风压值可根据当地年最大风速资料,按基本风压定义,通过统计分析确定,分析时应考虑样本数量的影响。当地没有风速资料时,可根据附近地区规定的基本风压或长期资料,通过气象和地形条件的对比分析确定;也可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中全国基本风压分布图近似确定。

4.2.4 山区及偏僻地区的 10m 高处的风压,应通过实地调查和对比观察分析确定。一般情况可按附近地区的基本风压乘以下列调整系数采用:

1 对于山间盆地、谷地等闭塞地形,调整系数为 0.75 ~ 0.85。

2 对于与风向一致的谷口、山口,调整系数为 1.20 ~ 1.50。

4.2.5 沿海海面和海岛的 10m 高的风压,当缺乏实际资料时,可按邻近陆上基本风压乘以表 4.2.5 规定的调整系数采用。

表 4.2.5 海面和海岛的基本风压调整系数

海面和海岛距海岸距离(km)	调整系数
<40	1.0
40~60	1.0~1.1
60~100	1.1~1.2

4.2.6 风压高度变化系数,对于平坦或稍有起伏的地形,应根据地面粗糙度类别按表 4.2.6-1 确定。

表 4.2.6-1 风压高度变化系数 μ_z

离地面或 海平面高度(m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.17	1.00	0.74	0.62
10	1.38	1.00	0.74	0.62
15	1.52	1.14	0.74	0.62
20	1.63	1.25	0.84	0.62
30	1.80	1.42	1.00	0.62
40	1.92	1.56	1.13	0.73
50	2.03	1.67	1.25	0.84
60	2.12	1.77	1.35	0.93
70	2.20	1.86	1.45	1.02
80	2.27	1.95	1.54	1.11
90	2.34	2.02	1.62	1.19
100	2.40	2.09	1.70	1.27
150	2.64	2.38	2.03	1.61
200	2.83	2.61	2.30	1.92
250	2.99	2.80	2.54	2.19
300	3.12	2.97	2.75	2.45
350	3.12	3.12	2.94	2.68
400	3.12	3.12	3.12	2.91
≥450	3.12	3.12	3.12	3.12

1 地面粗糙度可分为 A、B、C、D 四类：

A 类指近海海面、海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；

B 类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的中小城市郊区；

C 类指有密集建筑群的中等城市市区；

D 类指有密集建筑群但房屋较高的大城市市区。

2 在确定城区的地面粗糙度类别时,若无实测资料时,可按下述原则近似确定:

- 1)以拟建高耸结构为中心,2km 为半径的迎风半圆影响范围内的建筑及构筑物密集度来区分粗糙度类别,风向以该地区最大风的风向为准,但也可取其主导风。
- 2)以半圆影响范围内建筑及构筑物平均高度 $\bar{h}$ 来划分地面粗糙度类别:当 $\bar{h} \geq 18\text{m}$,为 D 类, $9\text{m} \leq \bar{h} < 18\text{m}$,为 C 类, $\bar{h} < 9\text{m}$,为 B 类。
- 3)影响范围内不同高度的面域按下述原则确定,即每座建筑物向外延伸距离为其高度的面域内均为该高度,当不同高度的面域相交时,交叠部分的高度取大者。
- 4)平均高度 $\bar{h}$ 取各面域面积为权数计算。

3 对于山区的高耸结构,风压高度变化系数除可按平坦地面的粗糙度类别由表 4.2.6-1 确定外,宜考虑地形条件的修正,修正系数 η 分别按下述规定采用:

- 1)对于山峰和山坡,其顶部 B 处构筑物在高度 z 处的修正系数 η_{zB} 可按表 4.2.6-2 确定。

表 4.2.6-2 爬坡增值效应系数最大值 η_{zB}

z/h	$\tan\alpha$				
	0.00	0.10	0.20	0.30	≥ 0.33
0.00	1.00	1.56	2.25	3.06	3.35
0.25	1.00	1.50	2.10	2.81	3.05
0.50	1.00	1.44	1.96	2.56	2.77
0.75	1.00	1.38	1.82	2.33	2.50
1.00	1.00	1.32	1.69	2.10	2.24
1.25	1.00	1.27	1.56	1.89	2.00
1.50	1.00	1.21	1.44	1.69	1.77
1.75	1.00	1.16	1.32	1.50	1.55

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

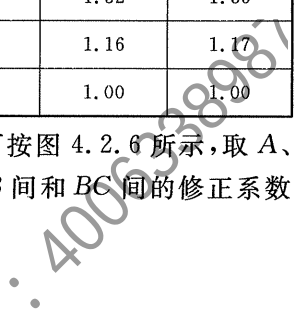
按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数



	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

	1.02	1.00
	1.16	1.17
	1.00	1.00

按图 4.2.6 所示,取 A、
间和 BC 间的修正系数

表 4.2.7 风荷载体型系数

项次	结构类型	结构体型及体型系数 μ_s
----	------	-------------------

1)局部计算时表面分布的体型系数 μ_s 值：

α	$H/d \geq 25$	$H/d = 7$	$H/d = 1$
0°	+1.0	+1.0	+1.0
15°	+0.8	+0.8	+0.8
30°	+0.1	+0.1	+0.1
45°	-0.9	-0.8	-0.7
60°	-1.9	-1.7	-1.2
75°	-2.5	-2.2	-1.5
90°	-2.6	-2.2	-1.7
105°	-1.9	-1.7	-1.2
120°	-0.9	-0.8	-0.7
135°	-0.7	-0.6	-0.5
150°	-0.6	-0.5	-0.4
165°	-0.6	-0.5	-0.4
180°	-0.6	-0.5	-0.4

注：表中数值适用于 $\mu_z w_0 d^2 \geq 0.02$ 的表面光滑情况，其中 w_0 以 kN/m^2 计， d 以 m 计。

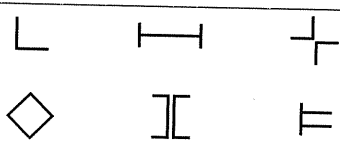
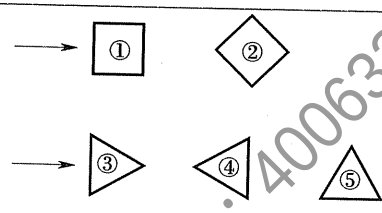
2)整体计算时的体型系数 μ_s 值：

截面		风向	H/d		
			25	7	1
正方形		垂直于一边	2	1.4	1.3
		沿对角线	1.5	1.1	1.0
正六及正八边形		任意	1.4	1.2	1.0
圆形	粗糙	任意	0.9	0.8	0.7
	光滑		0.6	0.5	0.45

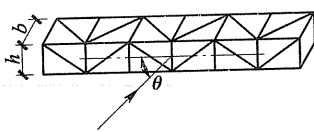
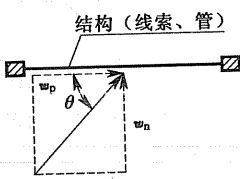
注：1 表中圆形结构的 μ_s 值适用于 $\mu_z w_0 d^2 \geq 0.02$ 的情况。 D 以 m 计； w_0 为基本风压，以 kN/m^2 计。

2 表中“光滑”系指钢、混凝土等圆形结构的表面情况；“粗糙”系指结构表面有凸出肋条的情况。

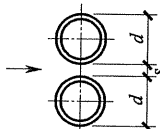
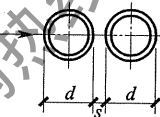
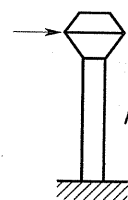
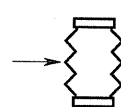
续表 4.2.7

项次	结构类型	结构体型及体型系数 μ_s																																				
2	型钢及组合 型钢结构																																					
3	塔架	 1)角钢塔架的整体体型系数 μ_s 值: <table><tr><th rowspan="3">ϕ</th><th colspan="3">方 形</th><th>三角形</th></tr><tr><th rowspan="2">风向①</th><th colspan="2">风向②</th><th rowspan="2">任意风向 ③④⑤</th></tr><tr><th>单角钢</th><th>组合角钢</th></tr><tr><td>≤ 0.1</td><td>2.6</td><td>2.9</td><td>3.1</td><td>2.4</td></tr><tr><td>0.2</td><td>2.4</td><td>2.7</td><td>2.9</td><td>2.2</td></tr><tr><td>0.3</td><td>2.2</td><td>2.4</td><td>2.7</td><td>2.0</td></tr><tr><td>0.4</td><td>2.0</td><td>2.2</td><td>2.4</td><td>1.8</td></tr><tr><td>0.5</td><td>1.9</td><td>1.9</td><td>2.0</td><td>1.6</td></tr></table> 注:1 挡风系数 $\phi = \frac{\text{迎风面杆件和节点净投影面积}}{\text{迎风面轮廓面积}}$,均按塔架迎风面的一个塔面计算。 2 六边形及八边形塔架的 μ_s 值,可近似地按上表方形塔架参照对应的风向①或②采用。 2)管子及圆钢塔架的整体体型系数 μ_s 值: 当 $\mu_z w_0 d^2 \leq 0.003$ 时, μ_s 值按角钢塔架的 μ_s 值乘 0.8 采用; 当 $\mu_z w_0 d^2 \geq 0.02$ 时, μ_s 值按角钢塔架的 μ_s 值乘 0.6 采用; 当 $0.003 < \mu_z w_0 d^2 < 0.02$ 时, μ_s 值按插入法计算。 当高耸结构由不同类型截面组合而成时,应按不同类型杆件迎风面积加权平均选用 μ_s 值。	ϕ	方 形			三角形	风向①	风向②		任意风向 ③④⑤	单角钢	组合角钢	≤ 0.1	2.6	2.9	3.1	2.4	0.2	2.4	2.7	2.9	2.2	0.3	2.2	2.4	2.7	2.0	0.4	2.0	2.2	2.4	1.8	0.5	1.9	1.9	2.0	1.6
ϕ	方 形			三角形																																		
	风向①	风向②		任意风向 ③④⑤																																		
		单角钢	组合角钢																																			
≤ 0.1	2.6	2.9	3.1	2.4																																		
0.2	2.4	2.7	2.9	2.2																																		
0.3	2.2	2.4	2.7	2.0																																		
0.4	2.0	2.2	2.4	1.8																																		
0.5	1.9	1.9	2.0	1.6																																		

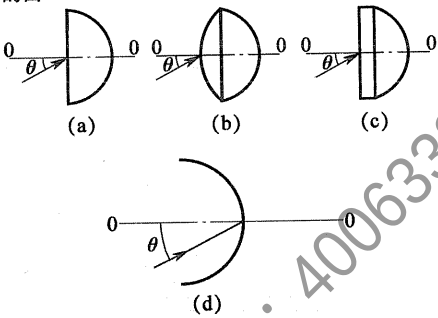
续表 4.2.7

项次	结构类型	结构体型及体型系数 μ_s																																														
4	格构式横梁	1) 矩形横梁:  $\phi = \frac{\text{横梁正面投影面积}}{\text{横梁正面轮廓面积}}$ ① 当风向垂直于横梁($\theta=90^\circ$)时, 横梁的整体体型系数 μ_s 值: <table><tr><th rowspan="2">ϕ</th><th colspan="4">b/h</th></tr><tr><th>≤ 1</th><th>2</th><th>4</th><th>≥ 6</th></tr><tr><td>≤ 0.1</td><td>2.6</td><td>2.6</td><td>2.6</td><td>2.6</td></tr><tr><td>0.2</td><td>2.4</td><td>2.5</td><td>2.6</td><td>2.6</td></tr><tr><td>0.3</td><td>2.2</td><td>2.3</td><td>2.3</td><td>2.4</td></tr><tr><td>0.4</td><td>2.0</td><td>2.1</td><td>2.2</td><td>2.3</td></tr><tr><td>≥ 0.5</td><td>1.8</td><td>1.9</td><td>2.0</td><td>2.1</td></tr></table> ② 当风向不与横梁垂直时, 横梁的整体体型系数 μ_s 值: <table><tr><th>θ</th><th>μ_{sn}</th><th>μ_{sp}</th></tr><tr><td>90°</td><td>$1.0\mu_s$</td><td>0</td></tr><tr><td>45°</td><td>$0.5\mu_s$</td><td>$0.21\mu_s$</td></tr><tr><td>0°</td><td>0</td><td>$0.40\mu_s$</td></tr></table> 注: 1 μ_{sn}, μ_{sp} 分别为垂直和平行于横梁的体型系数分量。 2 μ_s 为风向垂直于横梁时的整体体型系数。 3 计算 μ_{sn} 及 μ_{sp} 时, 均以横梁正面面积为准。 2) 三角形横梁的整体体型系数可按矩形横梁的值乘以 0.9 采用。 3) 管子及圆钢组成的横梁可参照项次 3 中 2) 的方法计算整体体型系数 μ_s 的值。	ϕ	b/h				≤ 1	2	4	≥ 6	≤ 0.1	2.6	2.6	2.6	2.6	0.2	2.4	2.5	2.6	2.6	0.3	2.2	2.3	2.3	2.4	0.4	2.0	2.1	2.2	2.3	≥ 0.5	1.8	1.9	2.0	2.1	θ	μ_{sn}	μ_{sp}	90°	$1.0\mu_s$	0	45°	$0.5\mu_s$	$0.21\mu_s$	0°	0	$0.40\mu_s$
		ϕ		b/h																																												
≤ 1	2		4	≥ 6																																												
≤ 0.1	2.6	2.6	2.6	2.6																																												
0.2	2.4	2.5	2.6	2.6																																												
0.3	2.2	2.3	2.3	2.4																																												
0.4	2.0	2.1	2.2	2.3																																												
≥ 0.5	1.8	1.9	2.0	2.1																																												
θ	μ_{sn}	μ_{sp}																																														
90°	$1.0\mu_s$	0																																														
45°	$0.5\mu_s$	$0.21\mu_s$																																														
0°	0	$0.40\mu_s$																																														
5	架空线、悬索、管材等	 结构 (线索、管) 当 $\mu_s w_0 d^2 \leq 0.003$, $\mu_{sn} = 1.2 \sin^2 \theta$; 当 $\mu_s w_0 d^2 \geq 0.02$, $\mu_{sn} = 0.7 \sin^2 \theta$; 当 $0.003 < \mu_s w_0 d^2 < 0.02$ 时, μ_{sn} 按插入法计算。 注: μ_{sn} 为作用于结构的垂直风向分量 w_n 的体型系数; 作用于结构的平行风向分量 w_p 的体型系数 μ_{sp} 影响较小, 可不计。																																														

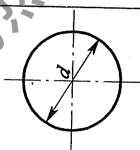
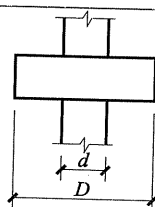
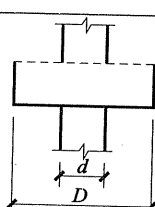
续表 4.2.7

项次	结构类型	结构体型及体型系数 μ_s																
6	架空管道	1) 上下双管:  <table><tr><td>s/d</td><td>≤ 0.25</td><td>0.5</td><td>0.75</td><td>1.0</td><td>1.5</td><td>2.0</td><td>≥ 3.0</td></tr><tr><td>μ_s</td><td>1.20</td><td>0.9</td><td>0.75</td><td>0.7</td><td>0.65</td><td>0.63</td><td>0.60</td></tr></table> 注:表中 μ_s 值适用于 $\mu_z w_0 d^2 \geq 0.02$。	s/d	≤ 0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	≥ 3.0	μ_s	1.20	0.9	0.75	0.7	0.65	0.63	0.60
		s/d	≤ 0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	≥ 3.0									
μ_s	1.20	0.9	0.75	0.7	0.65	0.63	0.60											
2) 前后双管:  <table><tr><td>s/d</td><td>≤ 0.25</td><td>0.5</td><td>1.5</td><td>3</td><td>4</td><td>6</td><td>8</td><td>≥ 10</td></tr><tr><td>μ_s</td><td>0.68</td><td>0.86</td><td>0.94</td><td>0.99</td><td>1.05</td><td>1.11</td><td>1.14</td><td>1.2</td></tr></table> 注:表中 μ_s 值适用于 $\mu_z w_0 d^2 \geq 0.02$ 的情况,并为前后两管的系数之和。	s/d	≤ 0.25	0.5	1.5	3	4	6	8	≥ 10	μ_s	0.68	0.86	0.94	0.99	1.05	1.11	1.14	1.2
s/d	≤ 0.25	0.5	1.5	3	4	6	8	≥ 10										
μ_s	0.68	0.86	0.94	0.99	1.05	1.11	1.14	1.2										
7	倒锥形水塔的水箱, 绝缘子	1) 倒锥形水塔的水箱:  $\mu_s=0.7$	2) 绝缘子:  $\mu_s=1.2$															

续表 4.2.7

项次	结构类型	结构体型及体型系数 μ_s																																																																													
8	微波天线	水平剖面  (a) (b) (c) (d) 整体体型系数 μ_s 值 <table><tr><th colspan="2">水平角 θ</th><th>0°</th><th>30°</th><th>50°</th><th>90°</th><th>120°</th><th>150°</th><th>180°</th></tr><tr><td rowspan="2">a</td><td>垂直于天线面的分量 μ_{sn}</td><td>1.3</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td>0.15</td><td>0.35</td><td>0.6</td><td>0.8</td></tr><tr><td>平行于天线面的分量 μ_{sp}</td><td>0.01</td><td>0.05</td><td>0.06</td><td>0.19</td><td>0.22</td><td>0.17</td><td>0.06</td></tr><tr><td rowspan="2">b</td><td>垂直于天线面的分量 μ_{sn}</td><td>0.80</td><td>0.84</td><td>0.90</td><td>0</td><td>0.20</td><td>0.40</td><td>0.60</td></tr><tr><td>平行于天线面的分量 μ_{sp}</td><td>0</td><td>0.40</td><td>0.55</td><td>0.41</td><td>0.29</td><td>0.14</td><td>0</td></tr><tr><td rowspan="2">c</td><td>垂直于天线面的分量 μ_{sn}</td><td>1.1</td><td>1.2</td><td>1.3</td><td>0</td><td>0.24</td><td>0.48</td><td>0.70</td></tr><tr><td>平行于天线面的分量 μ_{sp}</td><td>0</td><td>0.31</td><td>0.60</td><td>0.44</td><td>0.31</td><td>0.16</td><td>0</td></tr><tr><td rowspan="2">d</td><td>垂直于天线面的分量 μ_{sn}</td><td>1.3</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td>0.15</td><td>0.35</td><td>0.6</td><td>0.8</td></tr><tr><td>平行于天线面的分量 μ_{sp}</td><td>0.01</td><td>0.05</td><td>0.06</td><td>0.19</td><td>0.22</td><td>0.17</td><td>0.06</td></tr></table>	水平角 θ		0°	30°	50°	90°	120°	150°	180°	a	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	1.3	1.4	1.7	0.15	0.35	0.6	0.8	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0.01	0.05	0.06	0.19	0.22	0.17	0.06	b	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	0.80	0.84	0.90	0	0.20	0.40	0.60	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0	0.40	0.55	0.41	0.29	0.14	0	c	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	1.1	1.2	1.3	0	0.24	0.48	0.70	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0	0.31	0.60	0.44	0.31	0.16	0	d	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	1.3	1.4	1.7	0.15	0.35	0.6	0.8	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0.01	0.05	0.06	0.19	0.22	0.17	0.06
		水平角 θ		0°	30°	50°	90°	120°	150°	180°																																																																					
a	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	1.3	1.4	1.7	0.15	0.35	0.6	0.8																																																																							
	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0.01	0.05	0.06	0.19	0.22	0.17	0.06																																																																							
b	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	0.80	0.84	0.90	0	0.20	0.40	0.60																																																																							
	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0	0.40	0.55	0.41	0.29	0.14	0																																																																							
c	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	1.1	1.2	1.3	0	0.24	0.48	0.70																																																																							
	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0	0.31	0.60	0.44	0.31	0.16	0																																																																							
d	垂直于天线面的分量 μ_{sn}	1.3	1.4	1.7	0.15	0.35	0.6	0.8																																																																							
	平行于天线面的分量 μ_{sp}	0.01	0.05	0.06	0.19	0.22	0.17	0.06																																																																							

续表 4.2.7

项次	结构类型	结构体型及体型系数 μ_s																																							
9	石油化工塔型设备	整体体型系数 μ_s 值 <table border="1"> <tr> <th rowspan="2">平台类型</th><th colspan="7">塔型设备直径(m)</th></tr> <tr> <th>≤ 0.6</th><th>1.0</th><th>2.0</th><th>3.0</th><th>4.0</th><th>5.0</th><th>≥ 6.0</th></tr> <tr> <td>独立平台 (带直梯)</td><td>1.13</td><td>1.04</td><td>0.96</td><td>0.92</td><td>0.91</td><td>0.90</td><td>0.89</td></tr> <tr> <td>独立平台 联合平台 (不带斜梯)</td><td>1.34</td><td>1.17</td><td>1.03</td><td>0.97</td><td>0.94</td><td>0.92</td><td>0.91</td></tr> <tr> <td>独立平台 联合平台 (带斜梯)</td><td>1.60</td><td>1.34</td><td>1.13</td><td>1.04</td><td>1.00</td><td>0.97</td><td>0.94</td></tr> </table> 注:表中 μ_s 值适用于包括了平台、扶梯等影响的单个塔型设备,计算风荷载时其挡风面积可仅取塔型设备的直径。	平台类型	塔型设备直径(m)							≤ 0.6	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	≥ 6.0	独立平台 (带直梯)	1.13	1.04	0.96	0.92	0.91	0.90	0.89	独立平台 联合平台 (不带斜梯)	1.34	1.17	1.03	0.97	0.94	0.92	0.91	独立平台 联合平台 (带斜梯)	1.60	1.34	1.13	1.04	1.00	0.97	0.94
		平台类型		塔型设备直径(m)																																					
			≤ 0.6	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	≥ 6.0																																
		独立平台 (带直梯)	1.13	1.04	0.96	0.92	0.91	0.90	0.89																																
独立平台 联合平台 (不带斜梯)	1.34	1.17	1.03	0.97	0.94	0.92	0.91																																		
独立平台 联合平台 (带斜梯)	1.60	1.34	1.13	1.04	1.00	0.97	0.94																																		
10	球状结构	 1) 光滑球: 当 $\mu_s w_0 d^2 \geq 0.02, \mu_s = 0.4$; 当 $\mu_s w_0 d^2 < 0.02, \mu_s = 0.6$。 2) 多面球: $\mu_s = 0.7$。																																							
		 封闭塔楼 当 $D/d \leq 3$ 时, $\mu_s = 0.7$; 当 $D/d > 3$ 时, $\mu_s = 0.9$。  设备平台																																							
11	封闭塔楼和设备平台																																								

4.2.8 高耸结构应考虑由脉动风引起的风振影响,当结构的基本自振周期小于 0.25s 时,可不考虑风振影响。

4.2.9 自立式高耸结构在 z 高度处的风振系数 β_z 可按下式确定:

$$\beta_z = 1 + \xi \epsilon_1 \epsilon_2 \tag{4.2.9}$$

式中 ξ ——脉动增大系数,按表 4.2.9-1 采用;

ϵ_1 ——风压脉动和风压高度变化等的影响系数,按表 4.2.9-2 采用;

ϵ_2 ——振型、结构外形的影响系数,按表 4.2.9-3 采用。

注:1 对于上部用钢材、下部用混凝土的结构,可近似地分别根据钢和混凝土由表 4.2.9-1 查取相应的 ϵ 值,并计算各自的风振系数。

2 对于结构外形或质量有较大突变的高耸结构,风振计算均应按随机振动理论进行。

3 计算 $w_0 T^2$ 时,对地面粗糙度 B 类地区可直接代入基本风压,而对 A 类、C 类和 D 类地区应按当地的基本风压分别乘以 1.38、0.62 和 0.32 后代入。

4 表 4.2.9-3 中有括弧的,括弧内的系数适用于直线变化结构,括弧外的系数适用于凹线形变化的结构,其余无括弧的系数两者均适用。

5 表 4.2.9-3 中变化范围中的数字为 A 类地貌至 D 类地貌,B 类地貌可取该数字范围内约 1/4 处,C 类可取约 1/2 处。

表 4.2.9-1 脉动增大系数 ξ

$w_0 T^2$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^2$)	结构类别		
	无维护钢结构	有围护钢结构	混凝土结构
0.01	1.47	1.26	1.11
0.02	1.57	1.32	1.14
0.04	1.69	1.39	1.17
0.06	1.77	1.44	1.19
0.08	1.83	1.47	1.21
0.10	1.88	1.50	1.23
0.20	2.04	1.61	1.28
0.40	2.24	1.73	1.34

续表 4.2.9-1

$w_0 T^2$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^2$)	结构类别		
	无维护钢结构	有围护钢结构	混凝土结构
0.60	2.36	1.81	1.38
0.80	2.46	1.88	1.42
1.00	2.53	1.93	1.44
2.00	2.80	2.10	1.54
4.00	3.09	2.30	1.65
6.00	3.28	2.43	1.72
8.00	3.42	2.52	1.77
10.00	3.54	2.60	1.82
20.00	3.91	2.85	1.96
30.00	4.14	3.01	2.06

表 4.2.9-2 考虑风压脉动和风压高度变化的影响系数 ε_1

总高度 $H(\text{m})$ 地面 粗糙度类别	10	20	40	60	80	100	150	200	250	300	350	400	≥ 450
A	0.57	0.51	0.45	0.42	0.39	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.25	0.25	0.25
B	0.72	0.63	0.55	0.50	0.46	0.43	0.37	0.34	0.31	0.28	0.27	0.27	0.27
C	1.03	0.87	0.73	0.65	0.58	0.54	0.46	0.40	0.36	0.33	0.31	0.29	0.29
D	1.66	1.35	1.06	0.90	0.80	0.72	0.60	0.52	0.46	0.41	0.38	0.34	0.32

表 4.2.9-3 考虑振型和结构外形的影响系数 ε_2

相对高度 z/H	结构顶部和底部的宽度比 $l_x(H)/l_x(0)$				
	1.0	0.5	0.3	0.2	0.1
1.0	1.00	0.88	0.76	0.66	0.56
0.9	0.89~0.93	0.81~0.86	0.72~0.75 (0.79~0.82)	0.62~0.64 (0.76~0.79)	0.58~0.60 (0.84~0.87)
0.8	0.77~0.83	0.73~0.82	0.67~0.72 (0.75~0.81)	0.58~0.60 (0.76~0.83)	0.57~0.62 (0.94~1.02)

续表 4.2.9-3

相对高度 z/H	结构顶部和底部的宽度比 $l_x(H)/l_x(0)$				
	1.0	0.5	0.3	0.2	0.1
0.7	0.65~0.74	0.63~0.75	0.58~0.66 (0.68~0.77)	0.53~0.61 (0.71~0.81)	0.53~0.60 (0.93~1.05)
0.6	0.54~0.65	0.51~0.65	0.49~0.59 (0.58~0.70)	0.52~0.63 (0.70~0.84)	0.48~0.58 (0.82~0.98)
0.5	0.41~0.53	0.40~0.54	0.39~0.49 (0.45~0.57)	0.38~0.48 (0.49~0.63)	0.41~0.52 (0.66~0.84)
0.4	0.30~0.42	0.30~0.44	0.28~0.39 (0.32~0.44)	0.29~0.40 (0.36~0.51)	0.32~0.45 (0.49~0.68)
0.3	0.20~0.31	0.19~0.31	0.19~0.33	0.19~0.30 (0.23~0.36)	0.24~0.37 (0.33~0.51)
0.2	0.10~0.18	0.09~0.17	0.09~0.17	0.11~0.22	0.11~0.19 (0.14~0.24)
0.1	0.04~0.08	0.03~0.07	0.04~0.09	0.05~0.12	0.08~0.20

4.2.10 拉绳钢桅杆杆身风振系数按照下式计算：

$$\beta_z(x) = 1 + \xi \epsilon_{1w} \epsilon_{2w} \frac{\phi_1(x)}{\phi_1(H)} \quad (4.2.10-1)$$

式中

ξ ——脉动增大系数，按表 4.2.9-1 采用； T 取拉绳钢桅杆的基本自振周期；

ϵ_{1w} ——考虑风压脉动和高度变化的系数，按照表 4.2.10-1 采用；

ϵ_{2w} ——考虑振型的影响系数，按表 4.2.10-2 采用；

$\phi_1(x)$, $\phi_1(H)$ ——结构一阶振型在高度 x 处和悬臂端处数值。

表 4.2.10-1 考虑风压脉动和高度变化的系数 ϵ_{1w}

结构高度(m) 地貌类别	10	30	50	100	200	300	≥ 400
A	0.15	0.13	0.12	0.10	0.08	0.07	0.07
B	0.23	0.18	0.16	0.13	0.10	0.09	0.08
C	0.41	0.31	0.27	0.21	0.16	0.13	0.11
D	0.93	0.64	0.53	0.39	0.28	0.22	0.18

表 4.2.10-2 考虑振型的影响系数 ϵ_{2w}

纤绳 层数	K_n/K_1					
	$l^3 K_1/EI$	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
2	5	3.37(3.46)	3.37(3.52)	3.33(3.57)	3.25(3.61)	3.14(3.64)
	10	3.48(3.56)	3.50(3.66)	3.43(3.74)	3.25(3.80)	2.99(3.86)
	50	3.65(3.80)	3.76(3.83)	3.52(3.62)	2.93(3.29)	3.03(3.08)
	100	3.83(3.78)	3.83(3.60)	3.26(3.19)	3.57(2.97)	3.78(2.93)
	200	3.45(3.65)	3.37(3.10)	3.95(2.89)	3.90(2.89)	3.87(2.97)
3	5	3.76(3.81)	3.77(3.90)	3.64(3.97)	3.33(4.03)	3.01(4.09)
	10	3.83(3.87)	3.88(3.96)	3.71(4.01)	3.18(4.01)	2.92(3.89)
	50	4.07(4.14)	4.15(4.07)	3.55(3.69)	2.98(3.29)	3.04(3.11)
	100	4.25(4.13)	4.00(3.67)	3.49(3.15)	3.77(2.95)	3.98(2.93)
	200	3.72(3.80)	3.54(3.07)	4.20(2.85)	4.12(2.84)	4.13(2.95)
4	5	3.98(4.01)	4.02(4.09)	3.85(4.14)	3.27(4.17)	2.97(4.17)
	10	4.07(4.11)	4.11(4.18)	3.86(4.17)	3.12(4.05)	2.88(3.71)
	50	4.34(4.35)	4.30(4.17)	3.57(3.66)	2.88(3.25)	2.90(3.07)
	100	4.56(4.33)	4.12(3.66)	3.45(3.10)	3.93(2.92)	4.15(2.85)
	200	4.04(3.86)	4.27(3.02)	4.29(2.81)	4.25(2.79)	4.29(2.91)
5	5	5.23(5.32)	5.03(5.10)	4.72(4.95)	4.06(4.79)	3.80(4.49)
	10	5.17(5.24)	4.98(5.02)	4.54(4.82)	3.74(4.52)	3.47(4.09)
	50	5.19(5.19)	4.81(4.58)	3.99(3.84)	3.20(3.35)	3.33(3.16)
	100	5.37(4.99)	4.65(3.85)	3.91(3.18)	4.52(3.05)	4.86(3.02)
	200	4.65(4.15)	4.35(3.10)	5.06(2.91)	5.29(2.97)	5.54(3.24)
6	5	4.33(4.34)	4.35(4.41)	4.06(4.40)	3.21(4.29)	2.78(3.88)
	10	4.44(4.43)	4.44(4.48)	3.98(4.40)	3.03(4.13)	2.64(3.72)
	50	4.73(4.62)	4.40(4.23)	3.63(3.57)	2.68(3.16)	2.78(2.97)
	100	4.93(4.51)	4.29(3.57)	3.47(3.00)	4.10(2.85)	4.32(2.86)
	200	4.43(3.86)	4.29(2.90)	4.41(2.66)	4.40(2.63)	4.44(2.75)

注: K_1 和 K_n 分别为底层和顶层纤绳节点沿计算方向刚度, EI 为杆身截面平均抗弯刚度; l 为杆身平均跨度。括弧外的数字适合于悬臂段长度小于杆身平均跨度 $1/3$ 的情况; 括弧内的数字适合于悬臂段长度等于杆身平均跨度 $1/2$ 的情况, 其余情况根据二者插值取用。

拉绳钢桅杆纤绳风振系数按照下式计算:

$$\beta_z = 1 + \xi \epsilon_q \quad (4.2.10-2)$$

式中 ξ ——脉动增大系数, 按表 4.2.9-1 采用; T 取纤绳的基本

自振周期；

ε_q ——综合考虑风压脉动、高度变化及振型影响的系数，按照表 4.2.10-3 采用。

表 4.2.10-3 综合考虑风压脉动、高度变化及振型影响的系数 ε_q

纤绳高度 (m) $\frac{\omega l}{\pi \sqrt{S/m}}$	10	30	50	100	150	200	250	300	≥ 350
≤ 2.0	0.40~ 1.44	0.34~ 1.00	0.37~ 0.88	0.27~ 0.63	0.24~ 0.52	0.22~ 0.45	0.20~ 0.40	0.18~ 0.36	0.18~ 0.32
2.4	0.32~ 1.14	0.27~ 0.80	0.31~ 0.67	0.22~ 0.52	0.20~ 0.44	0.18~ 0.39	0.17~ 0.35	0.16~ 0.31	0.16~ 0.29
2.6	0.21~ 0.75	0.18~ 0.54	0.17~ 0.46	0.16~ 0.37	0.15~ 0.33	0.14~ 0.29	0.13~ 0.27	0.13~ 0.25	0.13~ 0.23
2.7	0.13~ 0.47	0.12~ 0.35	0.11~ 0.31	0.11~ 0.27	0.11~ 0.24	0.11~ 0.22	0.10~ 0.21	0.10~ 0.20	0.10~ 0.19
≥ 2.8	0.05~ 0.19	0.05~ 0.16	0.06~ 0.16	0.06~ 0.16	0.07~ 0.15	0.07~ 0.15	0.07~ 0.14	0.07~ 0.14	0.07~ 0.13

注：1 变化范围的数字是 A 类至 D 类地貌，B 类取该数字范围内约 1/4 处，C 类取 1/2 处。

2 公式中， ω 为纤绳基频 (rad/s)， l 为纤绳弦向长度 (m)， S 为纤绳张力 (N)， m 为纤绳线质量密度 (kg/m)。

4.2.11 高耸结构应考虑由脉动风引起的垂直于风向的横向共振的验算。

4.2.12 对于竖向斜率不大于 2% 的圆筒形塔及烟囱等圆截面结构和圆管、拉绳及悬索等圆截面构件，应根据雷诺数 Re 的不同情况进行横风向风振的验算：

1 可按下列公式计算结构或构件的雷诺数 Re 、临界风速 v_{cr} 、结构顶部风速 v_H ：

$$Re = 69000vd \quad (4.2.12-1)$$

$$v_{cr,j} = \frac{d}{St \times T_j} = \frac{5d}{T_j} \quad (4.2.12-2)$$

$$v_H = 4Q\sqrt{\mu_H w_0} \quad (4.2.12-3)$$

式中 $v_{cr,j}$ ——第 j 振型临界风速 (m/s)；

v ——计算雷诺数时所取风速(m/s),可取 $v=v_{cr,j}$;

d ——圆筒形结构的外径(m),有锥度时可取 $2/3$ 高度处的外径;

St ——斯脱罗哈数,对圆形截面结构或构件取 0.2 ;

T_j ——结构或构件的 j 振型的自振周期(s);

v_H ——结构顶部风速(m/s);

μ_H ——高度 H 处风压高度变化系数。

2 圆形截面结构或构件的横风向共振响应分析:

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

2) 当雷诺数 $Re \geq 3.5 \times 10^5$ 且 $1.2v_H > v_{cr,j}$ 时,可能发生横风向共振(跨临界范围的共振),此时应验算共振响应。横向共振引起的等效静风荷载 w_{Lij} (kN/m^2) 应按下式计算:

$$w_{Lij} = \frac{\mu_L v_{cr,j}^2 \phi_{ji} \lambda_j}{3200 \zeta_j} \quad (4.2.12-4)$$

$$H_1 = H \times \left(\frac{v_{cr,j}}{1.2v_{H,\alpha}} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (4.2.12-5)$$

式中 ϕ_{ji} —— j 振型在 i 点的相对位移;

$v_{cr,j}$ —— j 振型的共振临界风速(m/s),按公式(4.2.12-2)计算;

$v_{H,\alpha}$ ——粗糙度指数为 α 时的结构顶点的风速;

ζ_j ——结构第 j 振型阻尼比。对于第 1 振型,无维护的纯钢结构取 0.01 ,有围护的钢结构取 0.02 ,混凝土结构取 0.05 。对于高振型,可参考类似资料,如无试验资料,也可取与第 1 振型相同的值;

μ_L ——横向力系数,取 0.25 ;

λ_j ——共振区域系数,由表 4.2.12 确定;

H_1 ——共振临界风速起始高度。

表 4.2.12 λ_j 计算用表

振型 序号	H_1/H										
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	1.56	1.55	1.54	1.49	1.42	1.31	1.15	0.94	0.68	0.37	0
2	0.83	0.82	0.76	0.60	0.37	0.09	-0.16	-0.33	-0.38	-0.27	0
3	0.52	0.48	0.32	0.06	-0.19	-0.30	-0.21	0.00	0.20	0.23	0
4	0.30	0.33	0.02	-0.20	-0.23	0.03	0.16	0.15	-0.05	-0.18	0

注:校核横风向共振时考虑的振型序号不大于 4,对一般悬臂结构可只考虑第 1 或第 2 振型。

3) 当雷诺数为 $3 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$ 时,则发生超临界范围的共振,可不作处理。

4.2.13 对于非圆截面,基本公式(4.2.12-1)~(4.2.12-5)相同,但系数不同,宜通过风洞试验取得确切系数,也可按有关资料确定,如无合适值,可选用下列数值:

1 斯脱罗哈数 St ,取 0.15。

2 横风向力系数 μ_L ,方形截面(可应用到矩形截面高深比为 1~2)取 0.60。

3 d 改变为 B , B 为截面迎风面最大尺度。

4.2.14 考虑横风向风振时,风荷载的总效应 S (内力、变形等)可由横风向风振的效应 S_L 和顺风向风荷载的效应 S_A 按式(4.2.14)组合而成,此时顺风向风荷载取与横风向临界风速计算相应的风荷载值。

$$S = \sqrt{S_A^2 + S_L^2} \quad (4.2.14)$$

4.2.15 输电高塔设计可根据行业的具体情况确定,并应符合下列要求:

1 设计最大风速,应根据气象资料和已有的运行经验,按以下重现期确定:

500kV 大跨越高塔 50 年

110~330kV 大跨越高塔 30 年

2 确定最大设计风速时,应按当地气象台、站的 10min 时距平均的年最大风速作样本,并宜采用极值 I 型分布作为概率模型。

统计风速的高度取历年大风季节平均最低水位以上 10m。

3 位于山地上高塔的最大设计风速,如无实地调查资料,应按近平地风速的统计值换算到山地高度风速。

4 大跨越高塔最大设计风速,如无可靠资料,宜将附近平地送电线路塔用的风速统计换算到与大跨越高塔相同电压等级陆上线路塔重现期下历年大风季节平均最低水位以上 10m 处,并增加 10%,然后考虑水面再增加 10%后选用。

大跨越最大设计风速不应低于相连接的陆上送电线路的最大设计风速。必要时,还宜按稀有风速条件进行验算。

5 导线及地线风荷载的标准值,应按式(4.2.15-1)和式(4.2.15-2)计算:

$$w_x = \alpha w_0 \mu_z \mu_{sc} \beta_c d L_p \sin^2 \theta \quad (4.2.15-1)$$

$$w_0 = v_0^2 / 1600 \quad (4.2.15-2)$$

式中 w_x ——垂直于导线及地线方向的水平风荷载标准值(kN);

α ——风压不均匀系数,应根据设计基准风速,按照表 4.2.15-1 的规定确定;

β_c ——500kV 线路高塔导线及地线风荷载调整系数, β_c 应按照表 4.2.15-1 的规定确定;其他电压级的线路高塔 β_c 取 1.0;

μ_z ——风压高度变化系数,按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定确定,当基准高度不是 10m 时,应做相应换算;

μ_{sc} ——导线或地线的体型系数,线径小于 17mm 或覆冰时(不论线径大小)应取 $\mu_{sc} = 1.2$;线径大于或等于

17mm 时, μ_{sc} 取 1.1;

d ——导线或地线的外径或覆冰时的计算外径;分裂导线取所有子导线外径的总和(m);

L_p ——杆塔的水平档距(m);

θ ——风向与导线或地线方向之间的夹角(度);

w_0 ——基准风压标准值(kN/m^2)应根据基准高度的风速 v_0 ,按式(4.2.15-2)计算。

表 4.2.15-1 风压不均匀系数 α 和导地线风载调整系数 β_c

风速 $v(\text{m/s})$	$v \leq 10$	$v = 15$	$20 \leq v < 30$	$30 \leq v < 35$	$v \geq 35$
α 风压不均匀系数	1.00	1.00	0.85	0.75	0.70
β_c 调整系数	1.00	1.00	1.10	1.20	1.30

6 杆塔风荷载的标准值,应按式(4.2.15-3)计算:

$$w_s = w_0 \mu_s \mu_z \beta_z A_s \quad (4.2.15-3)$$

式中 w_s ——杆塔风荷载标准值(kN);

μ_s 、 A_s ——分别为构件的体型系数和承受风压面积(m^2)计算值,体型系数按第 4.2.7 条的规定确定;

β_z ——高塔风荷载调整系数,应按第 4.2.9 条的规定采用。

7 绝缘子串风荷载的标准值,应按式(4.2.15-4)计算:

$$w_i = w_0 \mu_s \mu_z A_i \quad (4.2.15-4)$$

式中 w_i ——绝缘子串风荷载的标准值(kN);

A_i ——绝缘子串承受风压面积计算值(m^2);

μ_s ——体型系数,取 1.2。

4.3 覆冰荷载

4.3.1 设计电视塔、无线电塔桅和送电杆塔等类似结构时,应考虑结构构件、架空线、拉绳表面覆冰后所引起的荷载及挡风面积增大的影响和不均匀脱冰时产生的不利影响。

4.3.2 基本覆冰厚度应根据当地离地 10m 高度处的观测资料,

取统计 50 年一遇的最大覆冰厚度为标准。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 重覆冰区:大凉山、川东北、川滇、秦岭、湘黔、闽赣等地区,基本覆冰厚度可取 10~30mm。

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

3 覆冰气象条件:

同时风压:0.15kN/m²;

同时气温:—5℃。

注:覆冰还会受地形和局部气候的影响,因此轻覆冰区内可能出现个别地点的重覆冰或无覆冰的情况;同样,重覆冰区内也可能出现个别地点的轻覆冰或超覆冰的情况。

4.3.3 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、拉绳、缆索、架空线等每单位长度上的覆冰荷载可按式计算:

$$q_l = \pi b \alpha_1 \alpha_2 (d + b \alpha_1 \alpha_2) \gamma \cdot 10^{-6} \quad (4.3.3-1)$$

式中 q_l ——单位长度上的覆冰荷载(kN/m);

b ——基本覆冰厚度(mm),按本规范第 4.3.2 条的规定采用;

d ——圆截面构件、拉绳、缆索、架空线的直径(mm);

α_1 ——与构件直径有关的覆冰厚度修正系数,按表 4.3.3-1 采用;

α_2 ——覆冰厚度的高度递增系数,按表 4.3.3-2 采用;

γ ——覆冰重度,一般取 9kN/m³。

2 非圆截面的其他构件每单位表面面积上的覆冰荷载 q_a (kN/m²)可按式计算:

$$q_a = 0.6 b \alpha_2 \gamma \cdot 10^{-3} \quad (4.3.3-2)$$

式中 q_a ——单位面积上的覆冰荷载(kN/m²)。

表 4.3.3-1 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 4.3.3-2 覆冰厚度的高度递增系数 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

3 重覆冰区输电导线、地线覆冰后风荷载按式(4.2.15-1)计算时,应乘覆冰增大系数 $\beta_1=1.2$ 。

4 重覆冰区输电高塔覆冰后风荷载,按式(4.2.15-3)计算时,应乘覆冰增大系数 $\beta_1=2.0$ 。

4.4 地震作用和抗震验算

4.4.1 基于结构使用功能和重要性,应按国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 3.1.1 条的规定将结构划分为甲、乙、丙、丁四类,并按第 3.1.3 条的规定进行设计。

4.4.2 本节规定适用于地震设防烈度为 6 度至 9 度地区高耸结构的抗震设计。

高耸结构应允许在其两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算;对烈度为 8 度和 9 度的高耸结构,应同时考虑竖向地震作用和水平地震作用的不利组合。对高耸结构的悬挑桁架、悬臂梁、较大跨梁等,应考虑竖向地震作用。对于刚度或质量分布不均匀的高耸结构应考虑扭转地震作用。

4.4.3 下列高耸结构可不进行截面抗震验算,而仅需满足抗震构造要求:

1 6 度,在任何类场地的高耸结构及其地基基础。

2 小于或等于 8 度,Ⅰ、Ⅱ类场地的不带塔楼的钢塔架及其地基基础。

3 7 度,Ⅰ、Ⅱ类场地,基本风压 $w_0 \geq 0.4 \text{ kN/m}^2$; 7 度,Ⅲ、Ⅳ

类场地和 8 度, I、II 类场地, 且基本风压 $w_0 \geq 0.7 \text{ kN/m}^2$ 的不带塔楼的混凝土高耸筒体结构及其地基基础。

4 对于小于 9 度的钢桅杆, 可不进行抗震验算。

4.4.4 高耸结构的地震作用计算宜采用振型分解反应谱法。对于特别重要的高耸结构可采用时程分析法做比较计算, 时程分析法的选波原则按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 确定。对于圆筒形结构、烟囱、水塔等可采用底部剪力法和近似简化法。

4.4.5 一般混凝土高耸结构阻尼比取 0.05, 其地震影响系数应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 列出的烈度、场地类别、设计地震分組和结构自振周期按图 4.4.5 采用, 其最大值按本规范第 4.4.6 条规定采用, 其形状参数应符合下列规定:

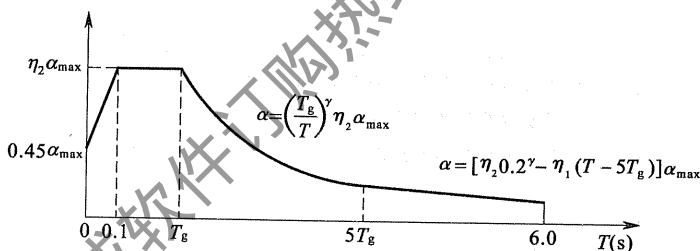


图 4.4.5 地震影响系数曲线

α —地震影响系数; $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值; η_1 —直线下降段的下降斜率调整系数;
 γ —衰减指数; T_g —特征周期; η_2 —阻尼调整系数; T —结构自振周期

- 1 直线上升段, 周期小于 0.1s 的区段。
- 2 水平段, 自 0.1s 至特征周期区段, 应取最大值 $\alpha_{\max}$ 。
- 3 曲线下降段, 自特征周期至 5 倍特征周期区段, 衰减指数应取 0.9。
- 4 直线下降段, 自 5 倍特征周期至 6s 区段, 下降斜率调整系数应取 0.02。

5 特征周期, 根据场地类别和设计地震分組按表 4.4.5 采用; 计算 8、9 度罕遇地震作用时, 特征周期应增加 0.05s。

表 4.4.5 特征周期值(s)

设计地震分组	场地类别			
	I	II	III	IV
第一组	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.35	0.45	0.65	0.90

4.4.6 计算地震作用标准值时,水平地震影响系数最大值应按表 4.4.6 采用。

表 4.4.6 水平地震影响系数最大值

地震影响	烈 度			
	6	7	8	9
多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
罕遇地震	—	0.50(0.72)	0.90(1.20)	1.40

注:括号中数值分别用于设计基本地震加速度取为 0.15g(抗震设防烈度为 7 度)和 0.30g(抗震设防烈度为 8 度)的地区。

4.4.7 当高耸结构阻尼比的取值不等于 0.05 时,地震影响系数曲线的阻尼调整系数 η_2 及形状参数应按下列规定调整:

1 曲线下降段的衰减指数按下式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.5 + 5\zeta} \quad (4.4.7-1)$$

式中 γ ——曲线下降段的衰减指数;

ζ ——结构抗震阶段阻尼比。对混凝土结构取 0.05,对预应力混凝土结构取 0.03,对钢结构取 0.02。

2 直线下降段的下降斜率调整系数按下式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta) / 8 \quad (4.4.7-2)$$

式中 η_1 ——直线下降段的下降斜率调整系数,小于 0 时取 0。

3 阻尼调整系数应按下列式确定:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.06 + 1.7\zeta} \quad (4.4.7-3)$$

式中 η_2 ——阻尼调整系数,当小于 0.55 时,应取 0.55。

4.4.8 高耸结构采用振型分解反应谱法计算地震作用时, j 振型 i 质点的水平地震作用标准值 F_{ji} 应按下式计算(见图 4.4.8):

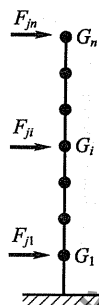


图 4.4.8 水平地震作用

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j u_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n; j=1, 2, \dots, m) \quad (4.4.8-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n u_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n u_{ji}^2 G_i} \quad (4.4.8-2)$$

水平地震作用产生的总作用效应 S 可按下列式计算:

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (4.4.8-3)$$

式中 F_{ji} —— j 振型 i 质点的水平地震作用标准值;

α_j ——相应于 j 振型自振周期 T_j 的水平地震影响系数,按第 4.4.5~4.4.7 条的方法确定;

u_{ji} —— j 振型 i 质点的水平相对位移;

G_i ——集中于 i 质点的重力荷载代表值,按第 4.4.10 条采用;

γ_j —— j 振型的参与系数;

S_j —— j 振型水平地震作用标准值产生的作用效应(弯矩、

剪力、轴力和变形等);振型数 m 可取 $5 \sim 7$, 当基本周期 T_1 大于 1.5s 时可适当增加。

4.4.9 高耸结构竖向地震计算应符合下列规定(见图 4.4.9):

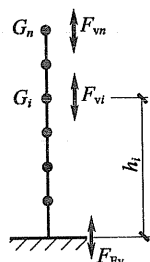


图 4.4.9 竖向地震作用

结构底部总竖向地震作用标准值 F_{Ev} 应按下式计算:

$$F_{Ev} = \alpha_{v, \max} G_{eq} \quad (4.4.9-1)$$

质点 i 的竖向地震作用标准值 F_{vi} 应按下式计算:

$$F_{vi} = \frac{G_i h_i}{\sum G_j h_j} F_{Ev} \quad (4.4.9-2)$$

式中 $\alpha_{v, \max}$ ——竖向地震影响系数的最大值,可取水平地震影响系数的最大值 $\alpha_{\max}$ 的 65% ;

G_{eq} ——结构等效总重力荷载,取 $0.75G_E$;

G_E ——计算地震作用时结构的总重力荷载代表值,按 G_E

$$= \sum_{j=1}^n G_j \text{ 计算;}$$

G_i, G_j ——集中于质点 i, j 的重力荷载代表值;

h_i, h_j ——集中质点 i, j 的高度。

4.4.10 计算高耸结构的地震作用时,其重力代表值应取结构自重标准值和各竖向可变荷载的组合值之和。结构自重和各竖向可变荷载的组合值系数应按下列规定采用:

- 1 对结构自重(结构和构配件自重、固定设备重等)取 1.0 。
- 2 对设备内的物料重取 1.0 ,特殊情况时可按有关专业的规

范或规程采用。

3 对升降机、电梯的自重取 1.0,对吊重取 0.3。

4 对塔楼楼面和平台的等效均布荷载取 0.5,按实际情况考虑时取 1.0。

5 对塔楼顶的雪荷载取 0.5。

4.4.11 高耸结构的扭转地震效应的计算应采用空间模型。

4.5 温度作用及作用效应

4.5.1 对带塔楼的多功能电视塔或其他旅游塔,应计算塔楼内结构和邻近处塔楼外结构的温差作用效应。电梯井道封闭的多功能钢结构电视塔应计算温度作用引起井道相对于塔身的纵向变形值,并采取适当的措施释放其应力,且不影响使用。计算温差标准值 Δt 为当地的历年冬季(或夏季)最冷(或最热)的日平均气温与室内设计温度之差值,正负温差均应验算。

4.5.2 高耸结构由日照引起向阳面和背阳面的温差,应按实测数据采用,当无实测数据时可按 20℃ 采用。

4.5.3 桅杆设计应计算温度作用及作用效应,计算温度为当地历年冬季(或夏季)最冷(或最热)的月平均气温,初始温度为安装调试完成时的月平均气温,正、负误差均应验算。

5 钢塔架和桅杆结构

5.1 一般规定

5.1.1 钢塔架和桅杆结构(以下简称钢塔桅结构)设计应进行承载力、稳定和变形验算。

5.1.2 钢塔桅结构选用的钢材材质应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的要求。

5.1.3 钢塔桅结构的钢材及连接强度设计值应按本规范附录 A 的表 A.1~A.4 采用,并按表 A.5 折减。

注:钢绞线的强度设计值可按本规范附录 A 表 A.6 采用。

5.1.4 钢塔桅结构应做长效防腐蚀处理。一般情况以热浸锌为宜,构件体型特殊且很大时可用热喷锌(铝)复合涂层。

5.1.5 钢塔桅结构应有可靠的防雷接地,接地标准应按国家现行有关标准执行。当采用镀锌钢塔塔体作为引下线时,必须保证塔体由避雷针到接地线全线连通,无绝缘涂层。

5.2 钢塔桅结构的内力分析

5.2.1 钢塔静力分析一般按整体空间桁架法。对于需进行抗震验算的钢塔及安全等级属一级高耸结构的钢塔应进行动力分析。

5.2.2 桅杆的静力分析可用梁索单元或杆索单元非线性有限元法,也可按纤维节点处为弹性支承的连续压弯杆件计算,并考虑纤维节点处的偏心弯矩。

当桅杆杆身为格构式并按压弯杆件计算时,其刚度应乘以折减系数 ξ ,折减系数可按式确定:

$$\xi = \left(\frac{l_0}{i\lambda_0} \right)^2 \quad (5.2.2)$$

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,按本规范表 5.5.5 计算。

对于需进行抗震计算及安全等级属于一级的高耸结构桅杆应进行非线性动力分析。

5.2.3 当计算所得四边形钢塔斜杆承担的剪力与同层塔柱承担的剪力之比 $\Delta = \left| \frac{Vb}{\sqrt{2}M \tan \theta} - 1 \right| \leq 0.4$ 时,斜杆内力取塔柱内力乘系数 α (见图 5.2.3), α 可按下式确定:

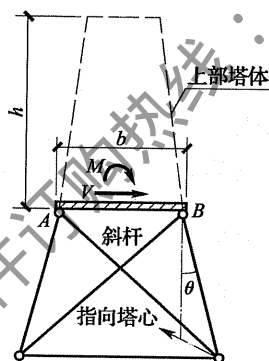


图 5.2.3 斜杆最小内力限值计算

V, M —层顶剪力、弯矩; b —层顶宽度; θ —塔柱与铅直线之夹角;

h —所计算截面以上塔体高度

$$\alpha = \mu(0.228 + 0.649\Delta) \cdot \frac{b}{h} \quad (5.2.3)$$

注:当斜杆刚性时 $\mu=1$,斜杆柔性时 $\mu=2$ 。

5.3 钢塔桅结构的变形和整体稳定

5.3.1 钢塔桅结构应进行变形验算,并满足本规范第 3.0.10 条和第 3.0.11 条的控制条件。

5.3.2 桅杆按杆身分枝屈曲临界压力计算的整体稳定安全系数

不应低于 2.0(荷载与作用为标准值)。对于纤绳上有绝缘子的桅杆,应验算绝缘子破坏后的受力状况,此时可假定纤绳初应力值降低 20%,相应的稳定安全系数不应低于 1.6。

5.4 纤 绳

5.4.1 桅杆纤绳可按一端连接于杆身的抛物线计算。纤绳上有集中荷载时,可将集中荷载换算成等效均布荷载。

5.4.2 纤绳的初应力应综合考虑桅杆变形、杆身的内力和稳定以及纤绳承载力等因素确定,宜在 $100 \sim 250 \text{ N/mm}^2$ 范围内选用。

5.4.3 纤绳的截面强度应按下式验算:

$$\frac{N}{A} \leq f_w \quad (5.4.3)$$

式中 N ——纤绳拉力设计值(N);

A ——纤绳的钢丝绳截面面积(mm^2);

f_w ——钢丝绳强度设计值(N/mm^2),按附录 A 表 A.7 采用。

5.5 轴心受拉和轴心受压构件

5.5.1 轴心受拉和轴心受压构件的截面强度应按下式验算:

$$\frac{N}{A_n} \leq f \quad (5.5.1)$$

式中 N ——轴心拉力和轴心压力;

A_n ——净截面面积;

f ——钢材的强度设计值(N/mm^2),按本规范附录 A 的表 A.1 采用,并按附录 A 的表 A.5 修正。

5.5.2 轴心受压构件的稳定性应按下式验算:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (5.5.2)$$

式中 A ——构件毛截面面积;

φ ——轴心受压构件稳定系数,可根据构件长细比 λ 、材料强度及截面类别按本规范附录 B 采用。

5.5.3 钢塔桅结构的构件长细比 λ 取值方法如下：

1 单角钢：

- 1)弦杆长细比 λ 按表 5.5.3-1 采用。
- 2)斜杆长细比 λ 按表 5.5.3-2 采用。
- 3)横杆和横膈长细比 λ 按表 5.5.3-3 采用。

表 5.5.3-1 塔架和桅杆的弦杆长细比 λ

弦杆形式	两塔面斜杆交点错开		二塔面斜杆交点不错开	
简图				
长细比	$\lambda = \frac{1.2l}{i_x}$		$\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$	
符号说明	i_x——单角钢截面对平行肢轴的回转半径； i_{y0}——单角钢截面的最小回转半径； l——节间长度			

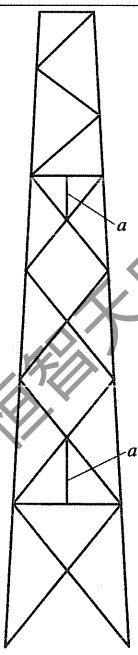
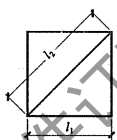
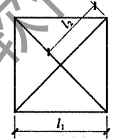
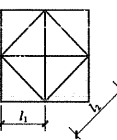
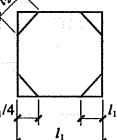
表 5.5.3-2 塔架和桅杆的斜杆长细比 λ

斜杆形式	单斜杆	双斜杆	双斜杆加辅助杆	
简图				

续表 5.5.3-2

斜杆形式	单斜杆	双斜杆	双斜杆加辅助杆
长细比	$\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$	当斜杆不断开又互不联结时： $\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$ 斜杆断开，中间连接时： $\lambda = \frac{0.7l}{i_{y0}}$ 斜杆不断开，中间用螺栓连接时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$	当 A 点与相邻塔面的对应点之间有连杆时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$ 其中两斜杆同时受压时： $\lambda = \frac{1.25l}{i_x}$ 当 A 点与相邻塔面的对应点之间无连杆时： $\lambda = \frac{1.1 \times l}{i_x}$ 斜杆不断开又互相联结时： $\lambda = \frac{1.1 \times l_1}{i_x}$ 两斜杆同时受压时： $\lambda = \frac{0.8l}{i_x}$

表 5.5.3-3 桅杆的横杆及横膈长细比 λ

简图	截面形式	横杆	横膈
		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： $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y0}}$

2 双角钢、T形及十字形截面按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 考虑扭转及弯扭屈曲时采用等效长细比计算。

5.5.4 构件的长细比 λ 不应超过下列规定：

受压杆：

- 弦杆 150
- 斜杆、横杆 180
- 辅助杆 200
- 受拉杆： 350

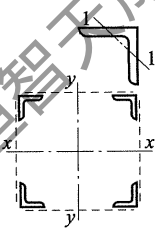
预应力拉杆长细比不限。

桅杆两相邻纤绳结点间杆身长细比宜符合下列规定：

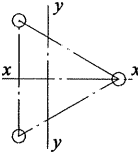
- 格构式桅杆(换算长细比) 100
- 实腹式桅杆 150

5.5.5 格构式轴心受压构件的稳定性应按公式(5.5.2)验算。此时对绕虚轴长细比应采用换算长细比 λ_0 ， λ_0 应按表 5.5.5 计算。

表 5.5.5 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
	缀条	$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 \frac{A}{A_{1x}}}$ $\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_{1y}}}$	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

续表 5.5.5

构件截面形式	缀材	计算公式	符号说明
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 缀板式构件的单肢长细比 λ_1 不应大于 40。

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

3 缀条式轴心受压格构式构件的单肢长细比 λ_1 不应大于构件双向长细比的 0.7 倍;缀板式轴心受压格构式构件的单肢长细比 λ_1 不应大于构件双向长细比的 0.5 倍。

5.5.6 所有对地夹角不大于 30° 的杆件,应能承受跨中 1kN 检修荷载。此时,不与其他荷载组合。

5.6 偏心受拉和偏心受压构件

5.6.1 拉弯和压弯构件的截面强度,当弯矩作用在主平面时,应按下式验算:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{W_{nx}} \leq f \quad (5.6.1)$$

式中 M_{xy} ——对 x 轴的弯矩;

W_{nxy} ——对 x, y 轴的净截面抗弯模量。

注:当弯矩作用在两个主平面时,压弯构件的强度及稳定验算按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 进行。

5.6.2 压弯构件的稳定性,其弯矩作用在主平面时,应分别按弯矩作用平面内和弯矩作用平面外进行验算。

1 弯矩作用平面内:

$$\text{实腹式构件: } \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x} \left(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}}\right)} \leq f \quad (5.6.2-1)$$

$$\text{格构式构件: } \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x} \left(1 - \varphi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \leq f \quad (5.6.2-2)$$

式中 N ——所计算构件段范围内的轴心压力(N);

M_x ——弯矩,取所计算构件段范围内的最大值(N·m);

N'_{Ex} ——欧拉临界力(N), $N'_{Ex} = \pi^2 EA / (1.1\lambda_x^2)$;

φ_x ——弯矩作用平面内轴心受压构件稳定系数,按本规范附录 B 采用,格构式构件按换算长细比采用;

β_{mx} ——弯矩作用平面内的构件等效弯矩系数,可按表 5.6.2 的规定采用;

W_{1x} ——毛截面抗弯模量(mm³)。对于实腹式构件,取弯矩作用平面内的受压最大纤维毛截面抵抗矩;对于格构式构件,取 $W_{1x} = I_y / x_0$, I_y 为对虚轴 y 的毛截面惯性矩, x_0 为由虚轴 y 到压力较大分肢轴线的距离或者到压力较大分肢腹板边的距离,二者中取较大值。

2 弯矩作用平面外:

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\eta \beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} \leq f \quad (5.6.2-3)$$

式中 φ_y ——弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数,按本规范附录 B 采用;

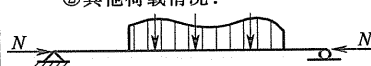
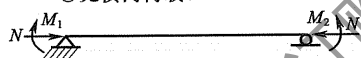
φ_b ——受弯构件的整体稳定系数,按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用;

η ——截面影响系数,闭口截面 $\eta = 0.7$,其他截面 $\eta = 1.0$;

β_{tx} ——弯矩作用平面外的构件等效弯矩系数,可按表 5.6.2 的规定采用。

对于格构式压弯构件,弯矩作用平面外的整体稳定性可以不计算,但应计算单肢的稳定性。

表 5.6.2 等效弯矩系数 β_{mx} 和 β_{tx}

构件支撑条件、荷载情况示意图	弯矩作用平面内 β_{mx}	弯矩作用平面外 β_{tx}
1) 有侧移悬臂 有横向荷载时: 	1.0	
2) 无侧移两端支撑的构件 有横向荷载作用时: ① 跨中有一个集中荷载:  ② 其他荷载情况: 	$1 - 0.2 \frac{N}{N_{Ex}}$ 1.0	1.0
3) 无侧移两端支撑的构件 有端弯矩作用时: ① 无横向荷载:  ② 有横向作用: 	$0.65 + 0.35 \frac{M_2}{M_1}$ M_1 和 M_2 为在弯矩作用平面内的端弯矩, 使构件产生同向曲率(无反弯点)时取同号; 使构件产生反向曲率(有反弯点)时取异号, $ M_1 \geq M_2 $ 端弯矩使构件产生同向曲率时: 1.0 端弯矩使构件产生反向曲率时: 0.85	

5.6.3 格构式压弯构件应按下式验算单肢的强度:

$$\frac{\frac{N}{n} + N_m}{A_{nu}} \leq f \quad (5.6.3)$$

式中 n ——单肢数目;

N_m ——截面弯矩在单肢中引起的轴力 (N);

A_{nu} ——单肢净截面面积 (mm^2)。

5.6.4 格构式压弯构件应按下式计算单肢的稳定性:

$$\frac{\frac{N}{n} + N_m}{\varphi A_u} \leq f \quad (5.6.4)$$

式中 A_u ——单肢毛截面面积 (mm^2)。

5.6.5 格构式轴心受压构件的剪力应按式计算：

$$V = \frac{Af}{85} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5.6.5)$$

式中 f_y ——钢材屈服强度 (N/mm^2)。

此剪力 V 值可认为沿构件全长不变,并由承受该剪力的缀件面分担。

5.6.6 计算格构式压弯构件的缀件时,应取实际最大剪力和按式(5.6.5)的计算剪力两者中的较大者进行计算。

1 缀条的内力应按桁架的腹杆计算。

2 缀板的内力应按下列公式计算,见图 5.6.6:

剪力:
$$V_l = \frac{V_1 a}{s} \quad (5.6.6-1)$$

弯矩(在和肢件连接处):

$$M_l = \frac{V_1 a}{2} \quad (5.6.6-2)$$

式中 V_1 ——分配到一个缀板面的剪力(N)；

a ——缀板中到中距离(m)；

s ——肢件轴线间距(m)。

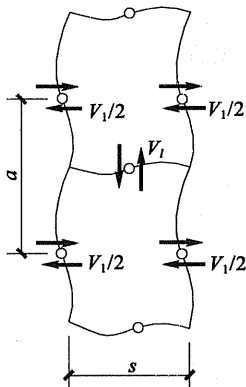


图 5.6.6 缀板的内力

5.6.7 单管塔受压时,钢管径厚比不应大于 100。单管塔受弯时(轴压应力占最大应力值 5% 以内),考虑到管壁局部稳定影响,当按式(5.6.2-1)验算弯矩作用平面内稳定时,其设计强度 f 应乘以修正系数 μ_d 。 μ_d 按下式计算:

$$\text{对 Q235: } \mu_d = \begin{cases} 1.0 & \frac{D}{t} \leq 140 \\ 0.566 + \frac{73.85}{\left(\frac{D}{t}\right)} - \frac{1832.5}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} & 140 < \frac{D}{t} \leq 300 \end{cases} \quad (5.6.7-1)$$

$$\text{对 Q345: } \mu_d = \begin{cases} 1.0 & \frac{D}{t} \leq 110 \\ 0.554 + \frac{66.62}{\left(\frac{D}{t}\right)} - \frac{1926.5}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} & 110 < \frac{D}{t} \leq 245 \end{cases} \quad (5.6.7-2)$$

5.7 焊缝连接计算

5.7.1 一般高耸结构不承受疲劳动力荷载,按等强设计工厂焊缝宜采用熔透的二级对接焊缝。

二级及以上对接焊缝按国家现行标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 要求做无损探伤,三级对接焊缝和角焊缝做外观检查。

对于安全等级为一级的高耸结构或承受疲劳动力荷载的高耸结构,其焊缝等级应提高一级。

5.7.2 承受轴心拉力或压力的对接焊缝强度应按下式计算:

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} \leq f_t^w \text{ (或 } f_c^w \text{)} \quad (5.7.2)$$

式中 N ——作用在连接处的轴心拉力或压力;

l_w ——焊缝计算长度(mm),未用引弧板施焊时,每条焊缝取实际长度减去 $2t$ (mm);

t ——连接件中的较小厚度 (mm);

f_t^w, f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值,可按本规范附录 A 采用。

5.7.3 承受剪力的对接焊缝剪应力应按下式验算:

$$\tau = \frac{VS}{It} \leq f_v^w \quad (5.7.3)$$

式中 V ——剪力;

I ——焊缝计算截面惯性矩 (mm^4);

S ——计算剪应力处以上的焊缝计算截面对中和轴的面积矩 (mm^3);

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值 (N/mm^2),按本规范附录 A 采用。

5.7.4 承受弯矩和剪力的对接焊缝,应分别计算其正应力 σ 和剪应力 τ ,并在同时受有较大正应力和剪应力处,按下式计算折算应力:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1 f_t^w \quad (5.7.4)$$

5.7.5 角焊缝在轴心力(拉力、压力或剪力)作用下的强度应按下式计算:

$$\sigma_f (\text{或 } \tau_f) = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_f^w \quad (5.7.5)$$

式中 h_e ——角焊缝的有效厚度(mm),对直角角焊缝取 $0.7h_f$, h_f 为较小焊脚尺寸;

l_w ——角焊缝的计算长度(mm),每条焊缝取实际长度减去 $2h_f$ (mm);

f_f^w ——角焊缝的强度设计值 (N/mm^2),按本规范附录 A 采用。

5.7.6 角焊缝在非轴心力或各种力共同作用下的强度应按下式计算:

$$\sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (5.7.6)$$

式中 σ_f ——按焊缝有效截面计算、垂直于焊缝长度方向的应力 (N/mm²);

τ_f ——按焊缝有效截面计算、沿焊缝长度方向的应力 (N/mm²)。

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

$$\tau = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_f^w \quad (5.7.7)$$

式中 N ——作用在连接处的轴心力 (N);

l_w ——焊缝计算长度 (mm);

h_e ——焊缝有效厚度 (mm), 对圆钢与钢板连接(见图 5.7.7-1), 取 $h_e = 0.7h_f$; 对圆钢与圆钢连接(见图 5.7.7-2), 取 $h_e = 0.1(d_1 + 2d_2) - a$, h_f 为焊缝的焊脚尺寸(mm), d_1 、 d_2 为大、小钢筋的直径 (mm), a 为焊缝表面至两根圆钢公切线的距离 (mm)。

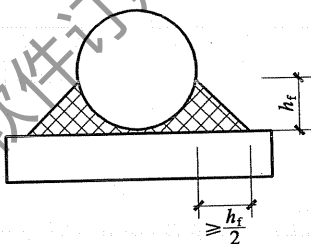


图 5.7.7-1 圆钢与钢板的连接焊缝

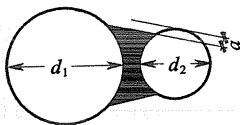


图 5.7.7-2 圆钢与圆钢的连接焊缝

5.8 螺栓连接计算

5.8.1 受剪和受拉普通螺栓连接中,每个螺栓的受剪、承压、受拉承载力设计值应按下列公式计算:

$$\text{受剪: } N_v^b = n_v \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_v^b \quad (5.8.1-1)$$

$$\text{承压: } N_c^b = d \sum t \cdot f_c^b \quad (5.8.1-2)$$

$$\text{受拉: } N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} \cdot f_t^b \quad (5.8.1-3)$$

式中 n_v ——每个螺栓的受剪面数目;

d ——螺栓杆直径 (mm);

d_e ——螺栓螺纹处的有效直径 (mm);

$\sum t$ ——在同一受力方向的承压构件的较小总厚度 (mm);

f_t^b, f_c^b, f_t^b ——螺栓的抗剪、承压、抗拉强度设计值 (N/mm²), 应按本规范附录 A 采用。

5.8.2 承受轴心力的连接所需普通螺栓的数目 n 按下式计算:

$$n \geq \frac{N}{N^b} \quad (5.8.2)$$

式中 N^b ——螺栓承载力设计值 (N), 螺栓受剪时取式 (5.8.1-1) 和式 (5.8.1-2) 两计算值中的小者; 螺栓受拉时, 取式 (5.8.1-3) 的计算值。

5.8.3 普通螺栓同时承受剪力和拉力时应满足下列两式的要求:

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad (5.8.3-1)$$

$$N_v \leq N_c^b \quad (5.8.3-2)$$

式中 N_v, N_t ——每个螺栓所受的剪力、拉力 (N);

N_v^b, N_c^b, N_t^b ——每个螺栓的受剪、承压和受拉承载力设计值 (N), 应按本规范第 5.8.1 条计算。

注: 高强螺栓连接计算应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

5.9 法兰盘连接计算

I 刚性法兰盘的计算

5.9.1 法兰盘底板必须平整,其厚度 t 应按式计算,并不宜小于 20mm,但对高度 40m 以下塔可不小于 16mm。

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}} \quad (5.9.1)$$

式中 t ——法兰盘底板厚度(mm);

$M_{\max}$ ——底板单位宽度最大弯矩,带加劲肋法兰可近似按三边支承矩形板受等效均布压力计算。

5.9.2 刚性法兰连接应按下述方法计算(见图 5.9.2):

1 当法兰盘仅承受弯矩 M 时,普通螺栓或承压型高强螺栓拉力应按式计算:

$$N_{\max}^b = \frac{M y_n}{\sum (y_i')^2} \leq N_t^b \quad (5.9.2-1)$$

式中 $N_{\max}^b$ ——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)。

2 当法兰盘仅承受弯矩 M 时,摩擦型高强螺栓拉力应按下式计算:

$$N_{\max}^b = \frac{M y_n}{\sum y_i^2} \leq N_t^b \quad (5.9.2-2)$$

式中 y_i ——第 i 个螺栓到旋转轴①的距离(mm)。

3 当法兰盘仅承受拉力 N 和弯矩 M 时,普通螺栓或承压型高强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:

$$N_{\max}^b = \frac{M y_n}{\sum y_i^2} + \frac{N}{n_0} \leq N_t^b \quad (5.9.2-3)$$

式中 n_0 ——该法兰盘上螺栓总数。

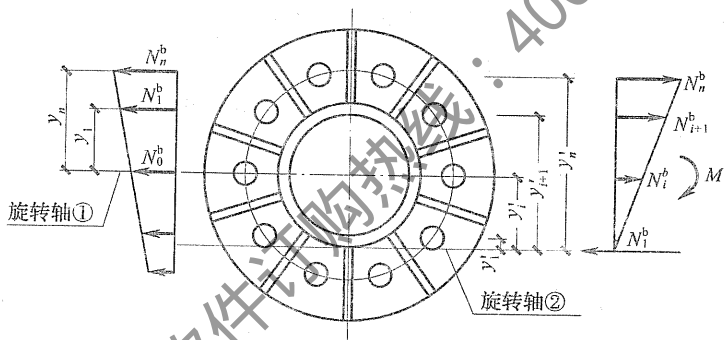
2) 当按式(5.9.2-3)计算任一螺栓拉力出现负值时,螺栓群并非全部受拉,而绕旋转轴②转动,按下式计算:

$$N_{\max}^b = \frac{(M + Ne)y'_n}{\sum (y'_i)^2} \leq N_t^b \quad (5.9.2-4)$$

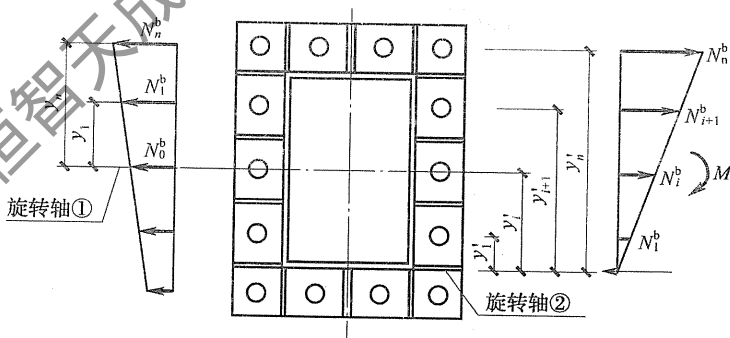
式中 e ——旋转轴①与旋转轴②之间的距离(mm)。

对圆形法兰盘[见图 5.9.2(a)],取圆杆外壁接触点切线为旋转轴②;

对矩形法兰盘[见图 5.9.2(b)],取方杆外壁接触边缘线为旋转轴②。



(a) 圆形法兰盘



(b) 矩形法兰盘

图 5.9.2 法兰盘

4 当法兰盘仅承受拉力 N 和弯矩 M 时,摩擦型高强螺栓拉力应按下式计算:

$$N_{\max}^b = \frac{My_n}{\sum y_i^2} + \frac{N}{n_0} \leq N_t^b \quad (5.9.2-5)$$

注: 1 刚性法兰即带加劲肋的法兰;

2 凡是施工中未按摩擦型高强螺栓标准施加预拉力的螺栓均按普通螺栓或承压型高强螺栓计算。

5.9.3 轴心受压柱脚底板应按下列公式计算:

1 底板面积 A :

$$A \geq \frac{N}{f_c} + \sum A_0 \quad (5.9.3)$$

式中 N ——柱脚的轴心压力 (N);

f_c ——基础混凝土的抗压强度设计值 (N/mm²);

$\sum A_0$ ——锚栓孔面积之和 (mm²)。

2 底板厚度按式(5.9.1)计算。

II 柔性法兰盘的计算

5.9.4 螺栓计算应符合下列规定:

螺栓受力简图见图 5.9.4。

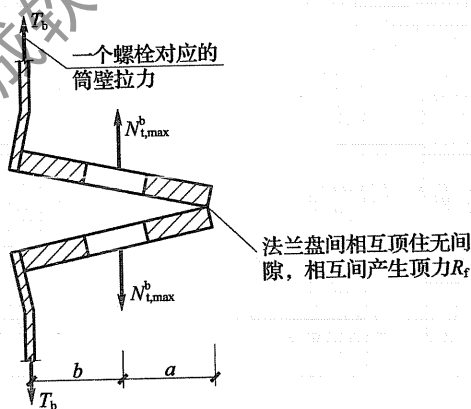


图 5.9.4 柔性法兰受力

1 当杆件只受轴向拉力时:

一个螺栓所对应的管壁段中的拉力：

$$T_b = T/n \quad (5.9.4-1)$$

一个螺栓所承受的最大拉力：

$$N_{t,\max}^b = m \cdot T_b \cdot \frac{a+b}{a} \leq N_t^b \quad (5.9.4-2)$$

式中 m ——工作条件系数，取 0.65；

T ——杆件的轴向拉力；

n ——法兰盘上的螺栓数目。

2 当杆件受轴向拉(压)力及弯矩作用时：

一个螺栓所对应的管壁段中的拉力：

$$T_b = \frac{1}{n} \left(\frac{M}{0.5R} + N \right) \quad (5.9.4-3)$$

式中 M ——法兰板所受的弯矩；

N ——法兰板所受的轴向力，压力时为负值；

R ——钢管的外半径；

n ——法兰盘上的螺栓数目。

一个螺栓所承受的最大拉力可按式(5.9.4-2)计算。

注：柔性法兰为不带加劲肋的法兰。

5.9.5 法兰板计算应符合如下规定：

法兰板计算简图见图 5.9.5。

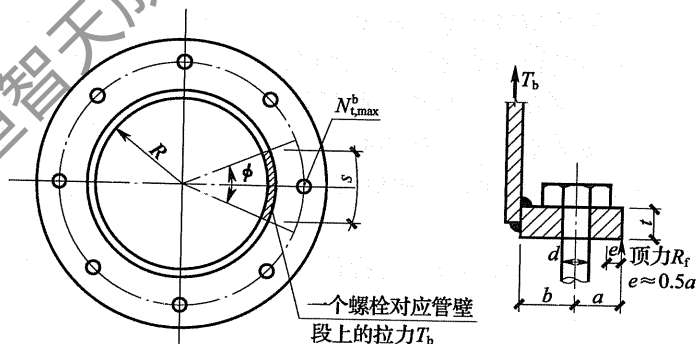


图 5.9.5 柔性法兰板计算

$$\text{顶力: } R_t = T_b \cdot \frac{b}{a} \quad (5.9.5-1)$$

$$\text{法兰板剪应力: } \tau = 1.5 \cdot \frac{R_t}{t \cdot s} \leq f_v \quad (5.9.5-2)$$

$$\text{法兰板正应力: } \sigma = \frac{5R_t \cdot e}{s \cdot t^2} < f \quad (5.9.5-3)$$

式中 R_t ——法兰板之间顶力;

s ——螺栓间距;

e ——法兰板受力的力臂。

5.9.6 焊缝计算。

法兰板上、下两条焊缝按 T_b 作用力,并按本规范焊缝连接的规定进行计算。

5.10 钢塔桅结构的构造要求

I 一般规定

5.10.1 钢塔桅结构的构造设计应充分考虑施工的可行性。

5.10.2 钢塔桅结构应采取防锈措施,在可能积水的部分必须设置排水孔。对管形和其他封闭形截面的构件,当采用热喷铝或油漆防锈时端部应密封,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。

5.10.3 钢塔桅结构选型应使传力明确,并尽量减小次应力影响,节点处各杆件的内力宜交汇于一点;其节点构造应简单紧凑。

5.10.4 角钢塔的腹杆应伸入弦杆(钢管塔腹杆用相贯线焊缝焊于弦杆上),钢塔腹杆应直接与弦杆相连,或用不小于腹杆厚度的节点板连接;当采用螺栓连接时腹杆与弦杆间的净距离不宜小于10mm。

5.10.5 钢塔桅结构主要受力构件及其连接件应符合下列要求:

- 1 钢板厚度不小于5mm。
- 2 角钢截面不小于 $L45 \times 4$ 。
- 3 圆钢直径不小于 $\phi 16$ 。

4 钢管壁厚不小于 4mm。

注：主要受力构件包括塔柱、横杆、斜杆及横膈。

5.10.6 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膈。当塔柱及其连接抗弯刚度较大时，可按构造要求设置横膈，宜每隔 2~3 节设置一道横膈；在塔柱变坡处，桅杆运输单元的两端及纤绳节点处宜设置横膈。横膈必须具有较好的刚度。

II 焊缝连接

5.10.7 焊接材料的强度宜与主体钢材的强度相适应。当不同强度的钢材焊接时，宜按强度低的钢材选择焊接材料。当大直径圆钢对接焊时，宜采用铜模电渣焊及熔槽焊，也可用“X”形坡口电弧焊。对接焊缝强度不应低于母材强度。当钢管对接焊接时，焊缝强度不应低于钢管的母材强度。

5.10.8 焊缝的布置应对称于构件重心，避免立体交叉和集中在一处。

5.10.9 焊缝的坡口形式应根据焊件尺寸和施工条件按现行有关标准的要求确定，并应符合下列规定：

1 钢板对接的过渡段的坡度不得大于 1 : 2.5。

2 钢管或圆钢对接的过渡段长度不得小于直径差的 2 倍。

5.10.10 角焊缝的尺寸应符合下列要求：

1 角焊缝的焊脚尺寸 h_f 不得小于 $1.5\sqrt{t}$ ， t 为较厚焊件的厚度 (mm)，并不得大于较薄焊件厚度的 1.2 倍。自动焊的角焊缝最小焊脚尺寸可减小 1mm；T 形连接的单面角焊缝应增加 1mm。当焊件厚度小于或等于 4mm 时，最小焊脚尺寸可取与焊件厚度相同。

2 焊件边缘的角焊缝最大焊脚尺寸，当焊件厚度 $t \leq 6\text{mm}$ 时，取 $h_f \leq t$ ；当焊件厚度 $t > 6\text{mm}$ 时取 $h_f \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$ 。圆孔或槽孔的角焊缝焊脚尺寸尚不宜大于圆孔直径或槽孔短径的 1/3。

3 侧面角焊缝或正面角焊缝的计算长度不应小于 $8h_f$ 和 40mm；并不应大于 $40h_f$ 。若内力沿侧面角焊缝全长分布，则计算

长度不受此限。

5.10.11 圆钢与圆钢、圆钢与钢板(或型钢)间的角焊缝有效厚度,不宜小于圆钢直径的 0.2 倍(当两圆钢直径不同时,取平均直径),又不宜小于 3mm,并不大于钢板厚度的 1.2 倍;计算长度不应小于 20mm。

5.10.12 塔桅结构构件端部的焊缝可采用围焊,所有围焊的转角处必须连续施焊。

III 螺栓连接

5.10.13 构件采用螺栓连接时,连接螺栓的直径不应小于 12mm,每一杆件在接头一端的螺栓数不宜小于 2 个,连接法兰盘的螺栓数不应小于 3 个。对桅杆的腹杆或格构式构件的缀条与弦杆的连接及钢塔中相当于精制螺栓的销连接可用一个螺栓。弦杆角钢连接,在接头一端的螺栓数不宜少于 6 个。

5.10.14 螺栓的排列和距离应符合表 5.10.14 的要求。

表 5.10.14 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 间距	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 $24t$	
		沿对角线方向			
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	剪切边或手工气割边			$1.5d_0$
		轧制边、 自动气割 或锯割边	高强度螺栓		$1.2d_0$
			其他螺栓或铆钉		

注:1 d_0 为螺栓或铆钉的孔径, 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)相连的螺栓或铆钉的最大间距,可按中间排的数值采用。

3 若有试验依据时,螺栓的允许距离可适当调整,但须按行业规程统一实行。

5.10.15 受剪螺栓的螺纹不宜进入剪切面,受拉螺栓及位于受振动部位的螺栓应采取防松措施。高耸钢结构中受拉螺栓应用双螺母防松,其他用扣紧螺母防松。靠近地面的塔柱和拉线的连接螺栓,宜采取防拆卸措施。

IV 法兰盘连接

5.10.16 当圆钢或钢管与法兰盘焊接且设置加劲肋时,加劲肋的厚度除应满足支承法兰板的受力要求及焊缝传力要求外,还不宜小于肋长的 $1/15$,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 20mm 的三角,以避免三向焊缝交叉。

5.10.17 塔柱由角钢或其他格构式杆件组成时,塔柱与法兰盘的连接构造和计算应与柱脚相同。

6 混凝土圆筒形塔

6.1 一般规定

6.1.1 本章的混凝土及预应力混凝土圆筒形塔适用于电视塔、排气塔以及水塔支筒等结构。

预应力混凝土圆筒形塔宜采用后张法有粘结预应力混凝土，并配置一定数量的非预应力钢筋。

烟囱的截面设计应按现行国家标准《烟囱设计规范》GB 50051 的规定执行。

6.1.2 混凝土以及预应力混凝土圆筒形塔的塔筒水平截面的承载力采用下列极限状态设计表达式：

$$N \leq R_N(f_c, f_y, f_{py}, a_k, \dots) \quad (6.1.2-1)$$

$$M + M_a \leq R_M(f_c, f_y, f_{py}, a_k, \dots) \quad (6.1.2-2)$$

式中

N, M ——轴向力设计值，弯矩设计值，应按本规范第2章和第3章规定的荷载值和荷载组合方式进行计算；

M_a ——附加弯矩，可按本规范第6.2.6条或第6.2.7~6.2.13条计算；

$R_N(f_c, f_y, f_{py}, a_k, \dots)$ ——截面的抗压承载能力；

$R_M(f_c, f_y, f_{py}, a_k, \dots)$ ——截面的抗弯承载能力；

f_c, f_y, f_{py} ——混凝土轴心抗压强度设计值，普通钢筋和预应力钢筋的抗拉强度设计值，见附录A表A.8~A.11；

a_k ——截面的几何参数。

6.1.3 混凝土及预应力混凝土圆筒形塔身的正常使用极限状态设计控制条件应符合本规范第3.0.10条的规定。

6.1.4 塔身由于设置悬挑平台、牛腿、挑梁、支承托架、天线杆、塔楼等而受到局部荷载作用时,荷载组合和设计控制条件等应根据实际情况按有关规范、规程确定。

6.1.5 高耸结构后张预应力混凝土构件的一般规定及计算,如张拉控制应力,预应力损失及钢筋和混凝土等应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用。

6.1.6 对于抗震设防烈度为 9 度的高耸结构,采用预应力混凝土时,应采取有效措施保证结构具有必要的延性。

6.2 塔身变形和塔筒截面内力计算

6.2.1 计算圆筒形塔的动力特征时可将塔身简化成多质点悬臂体系,沿塔高每 5~10m 设一质点,每座塔的质点总数不宜少于 8 个。

每个质点的重力荷载应取相邻上、下质点距离内结构自重的一半,有塔楼时应包括相应的塔楼自重和楼面固定设备重,但楼面活荷载可不计。

6.2.2 计算结构自振特性和正常使用极限状态时,可将塔身视为弹性体系。其截面刚度可按下列规定取值:

计算结构自振特性时,混凝土高耸结构取 $0.85E_cI$,预应力混凝土高耸结构取 $1.0E_cI$;

计算正常使用极限状态时,混凝土高耸结构取 $0.65E_cI$,预应力混凝土高耸结构取 βE_cI ,其中 β 为刚度折减系数,按表 6.2.2 取值。

表 6.2.2 刚度折减系数 β

λ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	≥ 0.7
β	0.65	0.66	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.85

注:1 λ 为预应力度,即有效预压应力和标准荷载组合下混凝土中的拉应力之比;

2 E_c 为混凝土的弹性模量, I 为圆环截面的惯性矩。

6.2.3 计算不均匀日照引起的塔身变位时,截面曲率($1/r_c$)可按式计算:

$$1/r_c = \alpha_T \Delta t / d \quad (6.2.3)$$

式中 α_T ——混凝土的温度线膨胀系数,取 $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$;

Δt ——由日照引起的塔身向阳面和背阳面的温度差;

d ——塔筒计算截面的外径。

6.2.4 在风荷载的动力作用下,塔身任意高度处的振动加速度可按式计算:

$$a = 40 X / T^2 \quad (6.2.4)$$

式中 a ——加速度(m/s^2);

X ——风荷载的动力作用下,塔身在该高度处的水平振幅(m);

T ——塔的基本自振周期(s)。

6.2.5 考虑横向风振时截面的组合弯矩可按式计算:

$$M_{\max} = \sqrt{M_C^2 + M_A^2} \quad (6.2.5)$$

式中 $M_{\max}$ ——截面组合弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_C ——横向风振引起的弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_A ——相应于临界风速的顺风向弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

注:横向风振和临界风速可按本规范第4章的规定计算。

6.2.6 在塔身截面*i*处由塔体竖向荷载和水平位移所产生的附加弯矩 M_{ai} 可按式计算(见图6.2.6),也可按第6.2.7~6.2.13条规定的简化方法进行计算。

$$M_{ai} = \sum_{j=i+1}^n G_j (u_j - u_i) \quad (6.2.6)$$

式中 G_j ——*j*质点的重力(考虑竖向地震影响时应包括竖向地震作用);

u_i, u_j ——*i, j*质点的最终水平位移,计算时包括日照温差和基础倾斜的影响和材料的非线性影响。

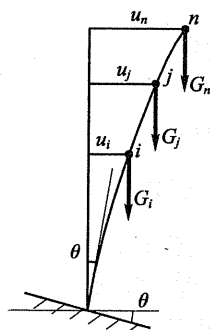


图 6.2.6 附加弯矩

6.2.7 由于风荷载,日照和基础倾斜的作用(见图 6.2.7),塔筒线分布重力 q 和局部集中重力 G_j 对塔筒任意截面 i 所产生的附加弯矩 M_{ai} ,可按式计算:

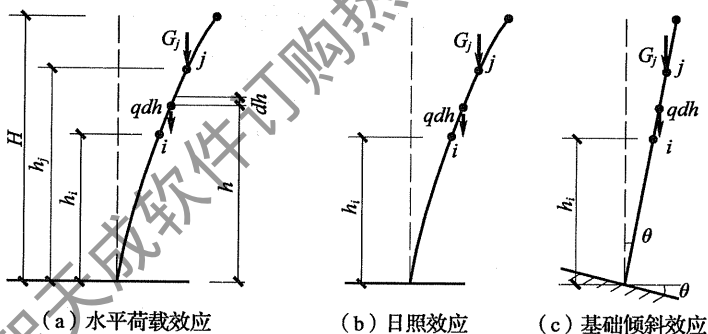


图 6.2.7 附加弯矩计算

$$M_{ai} = \frac{q(H-h_i)^2}{2} \left[\frac{H+2h_i}{3} \left(\frac{1}{r_c} + \frac{\alpha_T \Delta t}{d} \right) + \tan \theta \right] + \sum_{j=i+1}^n G_j (h_j - h_i) \left[\frac{h_j + h_i}{2} \left(\frac{1}{r_c} + \frac{\alpha_T \Delta t}{d} \right) + \tan \theta \right] \quad (6.2.7)$$

式中 q ——离塔筒顶 $(H-h_i)/3$ 处的折算线分布重力,可按第 6.2.9 条计算;

H ——塔筒高度；

h_i ——计算截面的高度；

G_j ——塔筒 j 点的局部集中重力；

h_j ——塔筒 j 点的高度；

$\frac{1}{r_c}$ ——塔筒代表截面处的风弯曲变形曲率，可按第 6.2.11

条计算，代表截面的位置可按第 6.2.13 条计算；

α_T ——混凝土的温度线膨胀系数；

Δt ——日照温差，应按实测数据采用，当无实测数据时可按 20℃ 采用；

d ——高度为 $0.4H$ 处的塔筒外直径；

$\tan\theta$ ——基础倾斜值，按计算值或允许值采用。

6.2.8 由于地震、风荷载、日照和基础倾斜的作用，塔筒线分布重力 q 和局部集中重力 G_j 对塔筒任意截面 i 所产生的附加弯矩 M_{ai} ，可按下式计算：

$$M_{ai} = \frac{q(H-h_i)^2 \pm 0.5F_{vqi}(H-h_i)}{2} \left[\frac{H+2h_i}{3} \left(\frac{1}{r_{dc}} + \frac{\alpha_T \Delta t}{d} \right) + \tan\theta \right] \\ + \sum_{j=i+1}^n (G_j \pm 0.5F_{vGj})(h_j-h_i) \left[\frac{h_j+h_i}{2} \left(\frac{1}{r_{dc}} + \frac{\alpha_T \Delta t}{d} \right) + \tan\theta \right] \quad (6.2.8)$$

式中 F_{vqi} ——塔筒线分布重力 q 在 i 截面处的总竖向地震作用标准值(kN)；

F_{vGj} ——局部集中重力 G_j 的竖向地震作用标准值(kN)；

$\frac{1}{r_{dc}}$ ——塔筒代表截面处的地震弯曲变形曲率。

6.2.9 计算截面 i 的附加弯矩时，塔筒的折算线分布重力 q 值可按下式计算：

$$q = \frac{2(H-h_i)}{3H} (q_0 - q_n) + q_n \quad (6.2.9)$$

式中 q_n ——塔筒顶部的线分布重力，可取塔筒顶部第一节的平

均线分布重力(不包括桅杆天线和局部集中重力);
 q_0 ——整个塔筒的平均线分布重力(不包括桅杆天线和局部集中重力)。

6.2.10 塔筒代表截面处轴向力对塔筒截面中心的相对偏心距,应按下列公式计算。

1 承载能力极限状态:

$$\frac{e_0}{r} = \frac{M_w + M_a}{N \cdot r} \quad (6.2.10-1)$$

2 当考虑地震作用时:

$$\frac{e_{0d}}{r} = \frac{M_d + \phi_w M_w + M_{ad}}{N \cdot r} \quad (6.2.10-2)$$

3 正常使用极限状态:

$$\frac{e_{0k}}{r} = \frac{M_k + M_{ak}}{N_k \cdot r} \quad (6.2.10-3)$$

式中 N ——塔筒代表截面处的轴向力设计值(kN);

N_k ——塔筒代表截面处的轴向力标准值(kN);

M_w ——塔筒代表截面处的风弯矩设计值(kN·m);

M_d ——塔筒代表截面处的地震弯矩设计值(kN·m);

M_a ——塔筒代表截面处承载能力极限状态的附加弯矩设计值(kN·m);

M_{ad} ——塔筒代表截面处地震作用附加弯矩设计值(kN·m);

M_k ——塔筒代表截面处的风弯矩标准值(kN·m);

M_{ak} ——塔筒代表截面处正常使用极限状态的附加弯矩标准值(kN·m);

ϕ_w ——抗震基本组合中风荷载的组合系数,取 0.2;

r ——塔筒代表截面处的筒壁平均半径(m)。

注: M_w 、 M_d 和 M_k 中由天线杆部分产生的弯矩值应分别乘以 $P-\Delta$ 效应系数 1.3, 1.2。

6.2.11 塔筒代表截面处的弯曲变形曲率 $\frac{1}{r_c}$ 和 $\frac{1}{r_{dc}}$,可按下列公式计算:

1 承载力极限状态:

1) 当 $\frac{e_0}{r} \leq 0.5$ 时:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_w + M_a}{0.33 E_c I} \quad (6.2.11-1)$$

2) 当 $\frac{e_0}{r} > 0.5$ 时:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_w + M_a}{0.25 E_c I} \quad (6.2.11-2)$$

3) 当考虑地震作用时:

$$\frac{1}{r_{dc}} = \frac{M_d + \phi_{wE} M_w + M_{ad}}{0.25 E_c I} \quad (6.2.11-3)$$

2 正常使用极限状态:

1) 当 $\frac{e_{0k}}{r} \leq 0.5$ 时:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_k + M_{ak}}{0.65 E_c I} \quad (6.2.11-4)$$

2) 当 $\frac{e_{0k}}{r} > 0.5$ 时:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_k + M_{ak}}{0.4 E_c I} \quad (6.2.11-5)$$

式中 E_c ——塔筒代表截面处的筒壁混凝土的弹性模量(kN/m^2);

I ——塔筒代表截面处的筒壁水平截面惯性矩(m^4);

e_0 ——轴向力设计值对混凝土筒壁圆心轴线的偏心距(m);

e_{0k} ——轴向力标准值对混凝土筒壁圆心轴线的偏心距(m).

注:1 计算 $\frac{1}{r_c}$ 和 $\frac{1}{r_{dc}}$ 值时,可先假定附加弯矩值(承载力极限状态计算时假定

$M_a = 0.35 M_w$, 考虑地震作用时假定 $M_{ad} = 0.35 M_d$, 正常使用极限状态计算时假定 $M_{ak} = 0.2 M_k$), 代入相关公式求出的附加弯矩计算值与假定值相差不超过 5% 时可不计算, 否则应进行循环迭代, 直至前、后两次的附加弯矩值相差不超过 5% 为止。其最后值为所求的附加弯矩值。

2 塔身代表截面处的附加弯矩, 也可按本规范第 6.2.12 条的公式一次求出, 不需多次迭代。

6.2.12 塔筒代表截面处的附加弯矩,可按下列公式不需迭代一次求出:

1 承载力极限状态:

$$M_{\text{ad}} = \frac{\frac{q(H-h_i)^2}{2} \left[\frac{H+2h_i}{3} \left(\frac{M_w}{CE_c I} + \frac{a_T \Delta y}{d} \right) + \tan \theta \right] + \sum_{j=i+1}^n G_j (h_j - h_i) \left[\frac{h_j + h_i}{2} \left(\frac{M_w}{CE_c I} + \frac{a_T \Delta y}{d} \right) + \tan \theta \right]}{1 - \frac{q(H-h_i)^2}{2} \cdot \frac{H+2h_i}{3} \cdot \frac{1}{CE_c I} - \sum_{j=i+1}^n G_j (h_j - h_i) \frac{h_j + h_i}{2} \cdot \frac{1}{CE_c I}} \quad (6.2.12-1)$$

2 当考虑地震作用时:

$$M_{\text{ad}} = \left\{ \frac{q(H-h_i)^2 \pm 0.5 F_{\text{vqi}} (H-h_i)}{2} \left[\frac{H+2h_i}{3} \left(\frac{M_d + \psi_{\text{cwE}} M_w}{0.25 E_c I} + \frac{a_T \Delta t}{d} \right) + \tan \theta \right] \right. \\ \left. + \sum_{j=i+1}^n (G_j \pm 0.5 \times F_{\text{vGj}}) (h_j - h_i) \left[\frac{h_j + h_i}{2} \left(\frac{M_d + \psi_{\text{cwE}} M_w}{0.25 E_c I} + \frac{a_T \Delta t}{d} \right) + \tan \theta \right] \right\} / \\ \left[1 - \frac{q(H-h_i)^2 \pm 0.5 F_{\text{vqi}} (H-h_i)}{2} \cdot \frac{H+2h_i}{3} \cdot \frac{1}{0.25 E_c I} - \sum_{j=i+1}^n (G_j \pm 0.5 \times F_{\text{vGj}}) (h_j - h_i) \frac{h_j + h_i}{2} \cdot \frac{1}{0.25 E_c I} \right] \quad (6.2.12-2)$$

3 正常使用极限状态:

$$M_{\text{ak}} = \frac{\frac{q(H-h_i)^2}{2} \left[\frac{H+2h_i}{3} \left(\frac{M_k}{CE_c I} + \frac{a_T \Delta y}{d} \right) + \tan \theta \right] + \sum_{j=i+1}^n G_j (h_j - h_i) \left[\frac{h_j + h_i}{2} \left(\frac{M_k}{CE_c I} + \frac{a_T \Delta y}{d} \right) + \tan \theta \right]}{1 - \frac{q(H-h_i)^2}{2} \cdot \frac{H+2h_i}{3} \cdot \frac{1}{CE_c I} - \sum_{j=i+1}^n G_j (h_j - h_i) \frac{h_j + h_i}{2} \cdot \frac{1}{CE_c I}} \quad (6.2.12-3)$$

式中 C ——刚度折减系数,承载力极限状态计算时,当 $\frac{e_0}{r} \leq$

$0.5, C=0.33$; 当 $\frac{e_0}{r} > 0.5, C=0.25$ 。正常使用极限状

态计算时,当 $\frac{e_{0k}}{r} \leq 0.5, C=0.65$; 当 $\frac{e_{0k}}{r} > 0.5, C=0.4$;

h_i ——塔筒计算截面 i 的高度(m);

q ——距筒顶 $\frac{H-h_i}{3}$ 处的折算线分布重力(kN/m)。

注:计算 $\frac{e_0}{r}$ 和 $\frac{e_{ok}}{r}$ 时,可按第 6.2.11 条注,假定附加弯矩值,然后确定式(6.2.12-1)

和式(6.2.12-3)的 C 值,再用计算出的附加弯矩复核 $\frac{e_0}{r}$ 和 $\frac{e_{ok}}{r}$ 是否符合所采用的 C 值取值条件,如不符合应另确定 C 值计算附加弯矩。

6.2.13 塔筒代表截面的位置可按下列规定确定:

1 当筒身各段坡度均不大于 3% 时:

- 1) 塔筒下部无孔洞时,取塔筒最下节的筒壁底截面。
- 2) 塔筒下部设有孔洞时,取洞口上一节的筒壁底截面。

2 当塔身下部 $\frac{H}{4}$ 范围内有大于 3% 的坡度时:

- 1) 在坡度不大于 3% 的区段内无孔洞时,取该区段的筒壁底截面。
- 2) 在坡度不大于 3% 的区段内有孔洞时,取该孔洞上一节的筒壁底截面。

注:当塔筒坡度不满足第 6.2.13 条的条件时,塔筒的附加弯矩可按第 6.2.6 条计算附加弯矩。

6.3 塔筒极限承载力计算

6.3.1 混凝土塔筒水平截面极限承载力可按下列公式计算:

1 塔筒截面无孔洞时(见图 6.3.1-1):

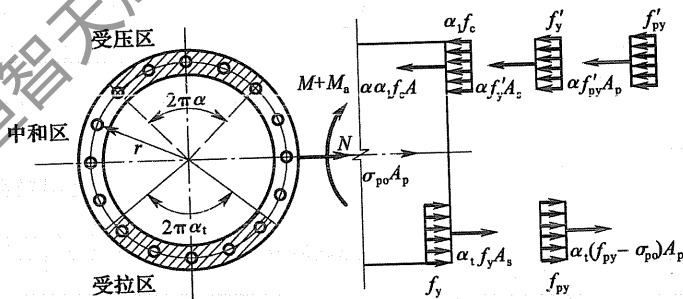


图 6.3.1-1 塔筒截面无孔洞时极限承载力计算简图

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A - \sigma_{p0} A_p + \alpha f'_{py} A_p - \alpha_t (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (6.3.1-1)$$

$$M + M_a \leq (\alpha_1 f_c A r + r f_y A_s + r_p f'_{py} A_p) \cdot \frac{\sin \alpha \pi}{\pi} + [(f_{py} - \sigma_{p0}) A_p r_p + r f_y A_s] \frac{\sin \alpha_t \pi}{\pi} \quad (6.3.1-2)$$

2 塔筒受压区有一个孔洞时(见图 6.3.1-2):

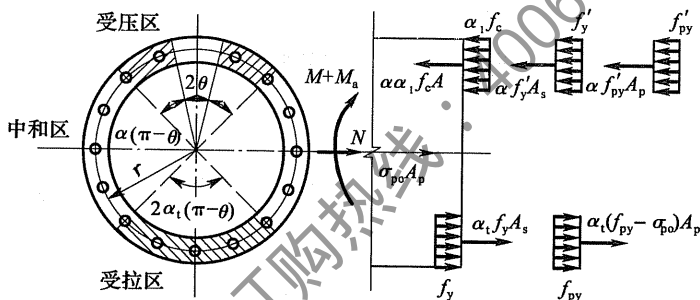


图 6.3.1-2 塔筒受压区有一个孔洞时极限承载力计算简图

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A - \sigma_{p0} A_p + \alpha f'_{py} A_p - \alpha_t (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (6.3.1-3)$$

$$M + M_a \leq (\alpha_1 f_c A r + r f_y A_s + r_p f'_{py} A_p) \cdot \frac{\sin(\alpha \pi - \alpha \theta + \theta) - \sin \theta}{\pi - \theta} + [(f_{py} - \sigma_{p0}) A_p r_p + r f_y A_s] \frac{\sin \alpha_t (\pi - \theta)}{\pi - \theta} + \sigma_{p0} A_p r \frac{\sin \theta}{\pi - \theta} \quad (6.3.1-4)$$

3 塔筒截面上有两个孔洞时(对称布置,受压区为 $2\theta_1$,受拉区为 $2\theta_2$,且 $\theta_1 > \theta_2$)(见图 6.3.1-3):

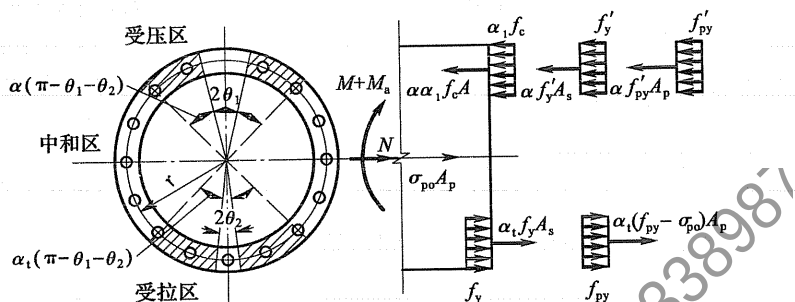


图 6.3.1-3 塔筒截面上有两个孔洞时极限承载力计算简图

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A - \sigma_{po} A_p + \alpha f_y' A_p - \alpha_t (f_{py} - \sigma_{po}) A_p + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (6.3.1-5)$$

$$M + M_s \leq (\alpha_1 f_c A r + r f_y A_s + r_p f_{py}' A_p) \cdot \frac{\sin(\alpha\pi - \alpha\theta_1 - \alpha\theta_2 + \theta_1) - \sin\theta_1}{\pi - \theta_1 - \theta_2} + \\ [(f_{py} - \sigma_{po}) A_p r_p + r f_y A_s] \frac{\sin(\alpha_t\pi - \alpha_t\theta_1 - \alpha_t\theta_2 + \theta_2) - \sin\theta_2}{\pi - \theta_1 - \theta_2} + \\ \sigma_{po} A_p r \frac{\sin\theta_1 - \sin\theta_2}{\pi - \theta_1 - \theta_2} \quad (6.3.1-6)$$

式中 A ——塔筒截面面积, 当有孔洞时, 扣除孔洞面积;

A_p, A_s ——全部纵向预应力和非预应力钢筋的截面面积, 当截面有孔洞时, 扣除孔洞断筋的面积;

r ——塔筒平均半径; $r = \frac{r_1 + r_2}{2}$, r_1, r_2 分别为环形截面的内、外半径;

r_p ——预应力钢筋的半径;

α ——受压区的半角系数, 按式(6.3.1-1)确定;

α_t ——当混凝土强度等级不超过 C50 时, α_t 取 1.0; 当混凝土强度等级为 C80 时, α_t 取 0.94, 其间按线性内插法取用;

α_t ——受拉钢筋的半角系数, 宜取 $\alpha_t = 1 - 1.5\alpha$; 当 $\alpha \geq \frac{2}{3}$

时,取 $\alpha_t = 0$;

θ_1, θ_2 ——塔筒截面受压、受拉区的孔洞半角(rad);

f_{py}, f'_{py} ——预应力钢筋的抗拉、抗压强度(N/mm²);

f_y, f'_y ——非预应力钢筋的抗拉、抗压强度, $f_y = f'_y$ (N/mm²);

σ_{po} ——消压状态时预应力钢筋中的拉应力(N/mm²)。

6.4 塔筒正常使用极限状态计算

6.4.1 预应力混凝土塔筒的抗裂验算,应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定进行计算。

6.4.2 计算混凝土和预应力混凝土塔筒裂缝宽度时,应按 $e_{0k} \leq r_{co}$ 和 $e_{0k} > r_{co}$ 两种偏心情况计算截面混凝土压应力和钢筋拉应力。此时轴向力和截面圆心的偏心距 e_{0k} 和截面核心距 r_{co} 应分别按下列公式计算:

1 轴向力对截面圆心的偏心距 e_{0k} 。

1) 当截面上无孔洞或有两个大小相等且对称的孔洞时:

$$e_{0k} = \frac{M_k + M_{ak}}{N_k + N_{pe}} \quad (6.4.2-1)$$

2) 当截面上有孔且大小不相等时:

$$e_{0k} = \frac{M_k + M_{ak} - N_{pe}a}{N_k + N_{pe}} \quad (6.4.2-2)$$

式中 N_k, M_k, M_{ak} ——各项荷载标准值(包括风荷载)共同作用下截面轴向力(N)和弯矩(N·m);

a ——截面形心轴至圆心轴的距离(m),当有两个孔洞时 $a = r \cdot \frac{\sin\theta_1 - \sin\theta_2}{\pi - \theta_1 - \theta_2}$;

N_{pe} ——有效预应力,预应力钢筋对构件产生的轴向力(N)。

2 截面核心距 r_{co} 。

1) 塔筒计算截面无孔洞或有两个对称布置的大小相等的孔

洞时:

$$r_{co} = \frac{1}{2}r \quad (6.4.2-3)$$

2) 塔筒截面受压区有一个孔洞时:

$$r_{co} = \frac{\pi - \theta - 0.5 \sin 2\theta - 2 \sin \theta}{2(\pi - \theta - \sin \theta)} \cdot r \quad (6.4.2-4)$$

3) 塔筒截面有两个孔洞(大孔洞位于受压区):

$$r_{co} = \frac{\pi - \theta_1 - \theta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\theta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\theta_2 - 2 \sin \theta_1 \cos \theta_2}{2[(\pi - \theta_1 - \theta_2) \cos \theta_2 - \sin \theta_1 + \sin \theta_2]} \cdot r \quad (6.4.2-5)$$

6.4.3 混凝土和预应力混凝土塔筒水平截面的应力, 当 $e_{0k} \leq r_{co}$ 时应按下列规定确定 [见图 6.4.3(a)]:

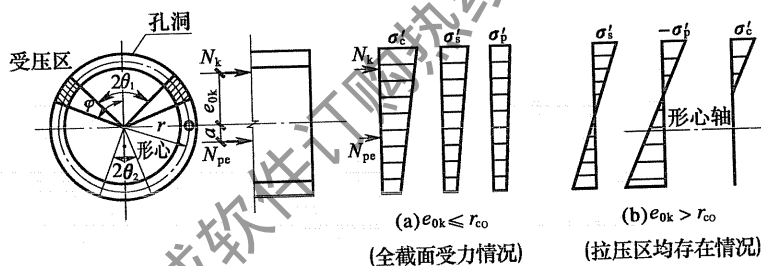


图 6.4.3 水平截面在标准荷载作用下的计算

1 背风面混凝土的压应力 σ'_c 应按下列公式计算, 且不应大于混凝土的抗压强度设计值 f_c :

1) 塔筒计算截面无孔洞时:

$$\sigma'_c = \frac{N_{pe} + N_k}{A_0} \left(1 + 2 \frac{e_{0k}}{r} \right) \quad (6.4.3-1)$$

2) 塔筒截面受压区有一个孔洞时:

$$\sigma'_c = \frac{N_{pe} + N_k}{A_0} \left\{ 1 + \frac{2 \left(\frac{e_{0k}}{r} + \frac{\sin \theta}{\pi - \theta} \right) [(\pi - \theta) \cos \theta + \sin \theta]}{\pi - \theta - 0.5 \sin 2\theta - \frac{2 \sin^2 \theta}{\pi - \theta}} \right\} \quad (6.4.3-2)$$

3) 塔筒截面有两个孔洞(大孔洞位于受压区)时:

$$\sigma'_c = \frac{N_{pe} + N_k}{A_0} \left\{ 1 + \frac{2 \left(\frac{e_{0k}}{r} + \frac{\sin \theta_1 - \sin \theta_2}{\pi - \theta_1 - \theta_2} \right) [(\pi - \theta_1 - \theta_2) \cos \theta_1 + \sin \theta_1 - \sin \theta_2]}{\pi - \theta_1 - \theta_2 - 0.5(\sin 2\theta_1 + \sin 2\theta_2) - 2 \frac{(\sin \theta_1 - \sin \theta_2)^2}{\pi - \theta_1 - \theta_2}} \right\} \quad (6.4.3-3)$$

2 迎风面混凝土的压应力 σ_c 应按下列公式计算:

1) 塔筒计算截面无孔洞时:

$$\sigma_c = \frac{N_{pe} + N_k}{A_0} \left(1 - 2 \frac{e_{0k}}{r} \right) \quad (6.4.3-4)$$

2) 塔筒计算截面受压力区有一个孔洞时:

$$\sigma_c = \frac{N_{pe} + N_k}{A_0} \left\{ 1 - \frac{2 \left(\frac{e_{0k}}{r} + \frac{\sin \theta}{\pi - \theta} \right) (\pi - \theta - \sin \theta)}{\pi - \theta - 0.5 \sin 2\theta - \frac{2 \sin^2 \theta}{\pi - \theta}} \right\} \quad (6.4.3-5)$$

3) 塔筒截面有两个孔洞(大孔洞位于受压区)时:

$$\sigma_c = \frac{N_{pe} + N_k}{A_0} \left\{ 1 - \frac{2 \left(\frac{e_{0k}}{r} + \frac{\sin \theta_1 - \sin \theta_2}{\pi - \theta_1 - \theta_2} \right) [(\pi - \theta_1 - \theta_2) \cos \theta_2 - (\sin \theta_1 - \sin \theta_2)]}{\pi - \theta_1 - \theta_2 - 0.5(\sin 2\theta_1 + \sin 2\theta_2) - 2 \frac{(\sin \theta_1 - \sin \theta_2)^2}{\pi - \theta_1 - \theta_2}} \right\} \quad (6.4.3-6)$$

式中 A_0 ——塔筒水平截面的换算截面面积。

对于无孔洞截面: $A_0 = 2\pi r t (1 + \omega_{hs} + \omega_{hp})$;

对于有一个孔洞截面: $A_0 = 2(\pi - \theta) r t (1 + \omega_{hs} + \omega_{hp})$;

对于有两个孔洞截面: $A_0 = 2(\pi - \theta_1 - \theta_2) r t (1 + \omega_{hs} + \omega_{hp})$ 。 t 为筒壁厚度;

ω_{hs}, ω_{hp} ——塔筒水平截面的特征系数, 取 $\omega_{hs} = 2.5\rho_s\alpha_{Es}$, $\omega_{hp} = 2.5\rho_p\alpha_{Ep}$; α_{Es}, α_{Ep} 为钢筋、预应力钢筋和混凝土弹性模量之比。 $\alpha_{Es} = E_s/E_c$, $\alpha_{Ep} = E_p/E_c$ 。 ρ_s, ρ_p 为纵向普通钢筋和预应力钢筋的配筋率;

θ_1, θ_2 ——两孔洞的半角, $\theta_1 > \theta_2$, 且 θ_1 位于受压区。

6.4.4 混凝土和预应力混凝土塔筒水平截面的应力, 当 $e_{0k} > r_{co}$ 时应按下列规定确定[见图 6.4.3(b)]。

1 背风面混凝土的压应力 σ'_c 应按下列公式计算,且不得大于混凝土的抗压强度设计值 f_c :

1) 塔筒计算截面无孔洞时:

$$\sigma'_c = \frac{N_k + N_{pe}}{A} \cdot \frac{\pi(1 - \cos\varphi)}{\sin\varphi - [\varphi + \pi(\omega_{hs} + \omega_{hp})] \cos\varphi} \quad (6.4.4-1)$$

2) 塔筒截面受压区有一个孔洞时:

$$\sigma'_c = \frac{N_k + N_{pe}}{A} \cdot \frac{(\pi - \theta)(\cos\theta - \cos\varphi)}{\sin\varphi - \varphi \cos\varphi - \sin\theta + \theta \cos\varphi - (\omega_{hs} + \omega_{hp})[(\pi - \theta) \cos\varphi + \sin\theta]} \quad (6.4.4-2)$$

3) 塔筒截面有两个孔洞(大孔洞位于受压区)时:

$$\sigma'_c = \frac{N_k + N_{pe}}{A} \cdot \frac{(\pi - \theta_1 - \theta_2)(\cos\theta_1 - \cos\varphi)}{\sin\varphi - \varphi \cos\varphi - \sin\theta_1 + \theta_1 \cos\varphi - (\omega_{hs} + \omega_{hp})[(\pi - \theta_1 - \theta_2) \cos\varphi + \sin\theta_1 - \sin\theta_2]} \quad (6.4.4-3)$$

式中 A ——塔筒水平截面面积。如有两个孔洞时: $A = 2(\pi - \theta_1 - \theta_2)rt$; 有一个孔洞时, $\theta_2 = 0$; 无孔洞时, $\theta_1 = \theta_2 = 0$ 。

2 迎风面纵向钢筋和预应力钢筋的拉应力 σ_s 和 σ_p 应按下列公式计算,且不应大于非预应力钢筋和预应力钢筋的强度设计值 f_y 和 f_{py} :

1) 塔筒计算截面无孔洞时:

$$\sigma_s = 2.5 \alpha_{Es} \cdot \frac{1 + \cos\varphi}{1 - \cos\varphi} \cdot \sigma'_c \quad (6.4.4-4)$$

$$\sigma_p = 2.5 \alpha_{Ep} \cdot \frac{1 + \cos\varphi}{1 - \cos\varphi} \cdot \sigma'_c \quad (6.4.4-5)$$

2) 塔筒截面有一个孔洞时:

$$\sigma_s = 2.5 \alpha_{Es} \cdot \frac{1 + \cos\varphi}{\cos\theta - \cos\varphi} \cdot \sigma'_c \quad (6.4.4-6)$$

$$\sigma_p = 2.5 \alpha_{Ep} \cdot \frac{1 + \cos\varphi}{\cos\theta - \cos\varphi} \cdot \sigma'_c \quad (6.4.4-7)$$

3) 塔筒截面有两个孔洞(大孔洞位于受压区)时:

$$\sigma_s = 2.5 \alpha_{Es} \cdot \frac{\cos\theta_2 + \cos\varphi}{\cos\theta_1 - \cos\varphi} \cdot \sigma'_c \quad (6.4.4-8)$$

$$\sigma_p = 2.5 \alpha_{Ep} \cdot \frac{\cos\theta_2 + \cos\varphi}{\cos\theta_1 - \cos\varphi} \cdot \sigma'_c \quad (6.4.4-9)$$

3 截面受压区半角 φ 可按下列公式计算:

1) 塔筒计算截面无孔洞时:

$$\frac{e_{0k}}{r} = \frac{\varphi - \frac{1}{2} \sin 2\varphi + \pi(\omega_{hs} + \omega_{hp})}{2[\sin\varphi - \varphi \cos\varphi - \pi(\omega_{hs} + \omega_{hp}) \cos\varphi]} \quad (6.4.4-10)$$

2) 塔筒截面受压区有一个孔洞时:

$$\frac{e_{0k}}{r} = \frac{\frac{1}{2}\varphi - \frac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi - \frac{1}{2}\theta - \frac{1}{4}\sin 2\theta + \sin\theta\cos\varphi + (\omega_{hs} + \omega_{hp})\left(\frac{1}{2}\pi - \frac{1}{2}\theta - \frac{1}{4}\sin 2\theta + \sin\theta\cos\varphi\right)}{\sin\varphi - \varphi\cos\varphi - \sin\theta + \theta\cos\varphi - (\omega_{hs} + \omega_{hp})[(\pi - \theta)\cos\varphi + \sin\theta]} \quad (6.4.4-11)$$

3) 塔筒截面有两个孔洞(大孔洞位于受压区)时:

$$\begin{aligned} \frac{e_{0k}}{r} = & \left[\frac{1}{2}\varphi - \frac{1}{2}\sin\varphi\cos\varphi - \frac{1}{2}\theta_1 - \frac{1}{4}\sin 2\theta_1 + \sin\theta_1\cos\varphi + (\omega_{hs} + \omega_{hp}) \cdot \right. \\ & \left. \left(\frac{1}{2}\pi - \frac{1}{2}\theta_1 - \frac{1}{2}\theta_2 - \frac{1}{4}\sin 2\theta_2 - \frac{1}{4}\sin 2\theta_1 + \sin\theta_1\cos\varphi - \sin\theta_2\cos\varphi \right) \right] / \\ & \{ \sin\varphi - \varphi\cos\varphi - \sin\theta_1 + \theta_1\cos\varphi - (\omega_{hs} + \omega_{hp})[(\pi - \theta_1 - \theta_2)\cos\varphi + \\ & \sin\theta_1 - \sin\theta_2] \} \end{aligned} \quad (6.4.4-12)$$

6.4.5 混凝土塔筒在各项荷载标准值和温度共同作用下产生的最大水平裂缝宽度 $w_{\max}$ (mm) 按下式计算:

$$w_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (6.4.5-1)$$

$$\sigma_{sk} = \sigma_s + 0.5E_s \Delta t \alpha_T \quad (6.4.5-2)$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sk}} \quad (6.4.5-3)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \quad (6.4.5-4)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}} \quad (6.4.5-5)$$

式中 σ_{sk} ——在各项标准荷载和温度共同作用下的纵向钢筋拉应力或预应力钢筋等效应力;

σ_s ——在各项荷载标准组合值作用下的纵向钢筋拉应力 (N/mm^2)或预应力钢筋的等效应力,可按第 6.4.4 条计算;

α_T ——混凝土线膨胀系数,取 $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$;

Δt ——筒壁内外温差($^\circ\text{C}$);

α_{cr} ——构件受力特征系数,按表 6.4.5-1 采用;

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,当 $\psi < 0.2$ 时取 0.2,当 $\psi > 1.0$ 时取 1.0,对直接承受重复荷载的构件, $\psi=1$;

f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值(N/mm^2);

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,在最大裂缝宽度计算中,若 $\rho_{te} < 0.01$,取 $\rho_{te}=0.01$;

c ——最外一排纵向受拉钢筋的边缘至受拉区底边的距离 (mm),当 $c < 20$ 时,取 $c=20$;当 $c > 65$ 时,取 $c=65$;

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积(mm^2);

A_s ——受拉区纵向非预应力钢筋截面面积(mm^2);

A_p ——受拉区纵向预应力钢筋截面面积(mm^2);

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径(mm);

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径(mm);

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数;

η_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数,按表 6.4.5-2 采用。

表 6.4.5-1 构件受力特征系数

类型	α_{cr}	
	混凝土构件	预应力混凝土构件
受弯、偏心受压	2.1	1.7
偏心受拉	2.4	—
轴心受拉	2.7	2.2

表 6.4.5-2 钢筋的相对粘结特性系数

钢筋类别	非预应力钢筋		先张法预应力钢筋			后张法预应力钢筋		
	光面钢筋	带肋钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	刻痕钢丝、钢绞线	带肋钢筋	钢绞线	光面钢丝
ν_i	0.7	1.0	1.0	0.8	0.6	0.8	0.5	0.4

注:1 对环氧树脂涂层带肋钢筋,其相对粘结特性系数应按表中系数的 0.8 倍取用。

2 当 $e_{0k} \leq r_{co}$ 时,水平裂缝宽度不需验算。

6.4.6 混凝土塔筒由于内外温差所产生的最大竖向裂缝宽度 $\omega_{\max}$ 可按第 6.4.5 条的公式进行计算,但 σ_{sk} 应按下式计算:

$$\sigma_{sk} = E_s \Delta t \alpha_T (1 - \xi) \quad (6.4.6-1)$$

$$\xi = -\omega_v + \sqrt{\omega_v^2 + 2\omega_v} \quad (6.4.6-2)$$

$$\omega_v = 2\rho_k \alpha_E \quad (6.4.6-3)$$

式中 ξ ——受压区相对高度;

ω_v ——塔筒竖向截面的特征系数;

α_E ——钢筋和混凝土的弹性模量比, $\alpha_E = E_s / E_c$ 。

6.5 混凝土塔筒的构造要求

6.5.1 塔筒的最小厚度 $t_{\min}$ (mm) 可按下列公式计算,但不应小于 180mm:

$$t_{\min} = 100 + 0.01d \quad (6.5.1)$$

式中 d ——塔筒外直径(mm)。

6.5.2 塔筒外表面沿高度坡度可连续变化,也可分段采用不同的坡度。塔筒壁厚可沿高度均匀变化,也可分段阶梯形变化。

6.5.3 对混凝土塔筒,混凝土强度等级不应低于 C25;混凝土的水灰比不宜大于 0.5;对预应力混凝土筒壁,混凝土强度等级不应低于 C30,而当利用钢绞线、碳素钢丝、热处理钢筋等作为预应力钢筋时,混凝土强度不宜低于 C40。纵向或环向钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 30mm,筒壁外表面距离预留孔道壁的距离应

大于 40mm 且不宜小于孔道直径的一半。孔道之间的净距不应小于 50mm 或孔道直径。孔道直径应比预应力钢筋束外径、钢筋对焊接头处外径或需穿过孔道的锚具外径大 10~15mm。

6.5.4 筒壁上的孔洞应规整,同一截面上开多个孔洞时,应沿圆周均匀分布,其圆心角总和不应超过 140° ,单个孔洞的圆心角不应大于 70° 。

6.5.5 混凝土塔筒应配置双排纵向钢筋和双层环向钢筋,且纵向普通钢筋宜采用变形带肋钢筋,其最小配筋率应符合表 6.5.5 的规定。在后张法预应力塔筒中,应配置适当的非预应力构造钢筋,如有较多的非预应力受力钢筋,则可代替构造钢筋。

表 6.5.5 混凝土塔筒的最小配筋率

塔筒配筋类别		最小配筋率
纵向钢筋	外排	0.25
	内排	0.20
环向钢筋	外排	0.20
	内排	0.20

注:受拉侧环向钢筋最小配筋率尚不应小于 $45f_t/f_y$,其中 f_y 、 f_t 分别为钢筋和混凝土抗拉强度设计值。

6.5.6 纵向钢筋和环向钢筋的最小直径和最大间距应符合表 6.5.6 的规定。

表 6.5.6 钢筋最小直径和钢筋最大间距(mm)

配筋类别	钢筋最小直径	钢筋最大间距
纵向钢筋	10	外侧 250,内侧 300
环向钢筋	8	250,且不大于筒壁厚度

6.5.7 内、外层环向钢筋应分别与内、外排纵向钢筋绑扎成钢筋网(见图 6.5.7)。内外钢筋网之间用拉筋连接,拉筋直径不宜小于 6mm,拉筋的纵横间距可取 500mm。拉筋应交错布置,并与纵向钢筋连接牢固。

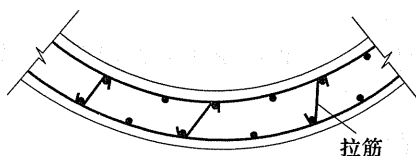


图 6.5.7 纵向钢筋与环向钢筋布置

6.5.8 当纵向钢筋直径不大于 18mm 时可采用非焊接或焊接的搭接接头,当大于 18mm 时宜采用机械连接或对焊接头。环向钢筋可采用搭接接头,地震区应采用焊接接头。

钢筋的搭接和锚固应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 执行。同一截面上搭接接头的截面积不应超过钢筋总截面积的 1/4;焊接接头则接头截面积不应超过钢筋总截面积的 1/2,且接头位置应均匀错开。

6.5.9 塔筒孔洞处的补强钢筋应按下列要求配置:

1 补强钢筋应靠近洞口周围布置,其面积可取同方向被孔洞切断钢筋截面积的 1.3 倍。

2 矩形孔洞的四角处应配置 45°方向的斜向钢筋,每处斜向钢筋可按筒壁每 100mm 厚度采用 250mm² 的钢筋面积,且钢筋不宜少于 2 根。

3 所有补强钢筋伸过孔洞边缘的长度不应小于 45 倍钢筋直径。

6.5.10 在后张法有粘结预应力混凝土塔筒两端及中部应设置灌浆孔,间距不宜大于 12m。孔道灌浆应密实,水泥浆强度等级不应低于 M20,其水灰比宜为 0.4~0.45,宜渗入 0.01% 水泥用量的铝粉,筒壁端部应设排气孔。

6.5.11 配置钢丝、钢绞线的后张法预应力筒壁的端部,在预应力筋的锚具下和张拉设备的支承处应进行局部加强,一般附加横向钢筋网或螺旋式钢筋,其配筋量由计算确定,应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中相应的条文计算,且体积配筋率 ρ_v 不应小于 0.5%,必要时构件端部锚固区的混凝土截面宜适

当加大。

6.5.12 后张法预应力构件的锚固应选用可靠的锚具,其制作方法和质量要求应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工及验收规范》GB 50204 的规定。

恒智天成软件订购热线: 4006338981

7 地基与基础

7.1 一般规定

7.1.1 高耸结构的基础选型应根据建设场地条件和结构的要求确定。高耸结构的地基基础均须进行强度计算(包括抗压和抗拔);除表 7.1.1 中的高耸结构外,其他高耸结构均应进行地基变形验算;有特殊要求的高耸结构尚应进行地基抗滑稳定或抗倾覆稳定验算。

表 7.1.1 可不做地基变形计算的高耸结构

地基主要受力状况	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	$160 \leq f_{ak}$ < 200	$200 \leq f_{ak}$ < 300
	各土层坡度(%)		≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10
结构类型	烟囱	高度(m)	≤ 30	≤ 40	≤ 50	≤ 75	≤ 75	≤ 100
		高度(m)	≤ 15	≤ 20	≤ 30	≤ 30	≤ 30	≤ 30
	水塔	容积(m^3)	≤ 50	50~100	100~200	200~300	300~500	500~1000
		高度(m)	≤ 40	≤ 60	≤ 80	≤ 100	≤ 120	≤ 150
	钢桅杆	高度(m)	≤ 50	≤ 60	≤ 70	≤ 80	≤ 90	≤ 120

注:1 表中地基主要受力层指条形基础底面下深度为 $3b$;独立基础下为 $1.5b$ (b 为基础底面宽度),且厚度不小于 5m 范围内的地基土层。

2 表中所列高耸结构如有以下情况时,仍应做地基变形验算:

- 1) 在基础面及附近地面有堆载或相邻基础荷载差异较大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;
- 4) 石化塔在 $f_{ak} < 200\text{kN/m}^2$ 地基上均要计算地基变形。

7.1.2 高耸结构基础设计应符合下列要求:

1 电视塔、微波塔基础底面对应于正常使用极限状态下荷载效应的标准组合不允许脱开地基土。

2 石油化工塔基础底面在正常操作或充水试压情况下不允许脱开地基土,在停产检修时允许部分脱开地基土;

3 专业塔基础底面在不影响工艺要求时允许部分脱开地基土;

4 输电高塔、观光塔、带有旅游功能的电视塔基础底面在地震作用下不宜出现零应力区,其他各类塔基础底面在考虑抗震设计组合时允许部分脱开地基土;

5 基础底面允许部分脱开地基土的面积应不大于底面总面积的 $1/4$ 。

7.1.3 高耸结构地基基础设计前应进行岩土工程勘察。

7.1.4 高耸结构地基基础设计时,所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力代表值应符合下列规定:

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效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。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效应应按正常使用极限状态下的荷载效应的准永久值组合,当风玫瑰图严重偏心时,取风的频遇值组合,不应计入地震作用。

3 计算挡土墙土压力、地基和斜坡的稳定及滑坡推力、地基基础抗拔等时,荷载效应应按承载力极限状态下荷载效应的基本组合,但其荷载分项系数均为 1.0。

4 在确定基础或桩台高度、挡墙截面厚度、计算基础或挡墙内力、确定配筋和桩身截面、配筋及进行材料强度验算时,上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力,应按承载力极限状态下荷载效应的基本组合,采用相应的分项系数。

当需要验算基础裂缝宽度时,应按正常使用极限状态,采用荷载的标准组合并考虑长期作用的影响进行计算。

7.1.5 当高耸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。并确定地下水对基础有无侵蚀性及进行相应的防侵蚀处理。

7.1.6 地基土工程特性指标的代表值有标准值(抗剪强度指标)、平均值(压缩性指标)、特征值(承载力)。

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下基础底面平均压力值(kN/m^2);

f_a ——修正后的地基承载力特征值,应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定采用。

2 当承受偏心荷载时:

除应符合式(7.2.1-1)的要求外,尚应满足下式要求:

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

式中 $p_{k,\max}$ ——相应于荷载效应标准组合下基础边缘的最大压力代表值(kN/m^2)。

当考虑地震作用时,在式(7.2.1-1)、(7.2.1-2)中应采用调整后的地基抗震承载力 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《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的规定采用。

7.2.2 当基础承受轴心荷载和在核心区内承受偏心荷载时,验算地基承载力的基础底面压力可按下列公式计算:

1 矩形和圆(环)形基础承受轴心荷载时:

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (7.2.2-1)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合下上部结构传至基础的竖向力值(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(m^2)。

2 矩形和圆(环)形基础承受(单向)偏心作用时:

$$p_{k,\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (7.2.2-2)$$

$$p_{k,\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \quad (7.2.2-3)$$

式中 M_k ——相应于荷载效应标准组合下上部结构传至基础的力矩值($kN \cdot m$);

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下基础边缘最小压力值(kN/m^2)。

3 当矩形基础承受双向偏心荷载时:

$$p_{k,\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_{kx}}{W_x} + \frac{M_{ky}}{W_y} \quad (7.2.2-4)$$

$$p_{k,\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_{kx}}{W_x} - \frac{M_{ky}}{W_y} \quad (7.2.2-5)$$

式中 M_{kx}, M_{ky} ——相应于荷载效应标准组合下上部结构传至基础对 x, y 轴的力矩值($kN \cdot m$);

W_x, W_y ——矩形基础底面对 x, y 轴的抵抗矩(m^3)。

7.2.3 当基础在核心区外承受偏心荷载,且基底脱开地基土面积不大于全部面积的 $1/4$ 时,验算地基承载力的基础底面压力可按下列公式确定:

1 矩形基础承受单向偏心荷载时(见图 7.2.3-1):

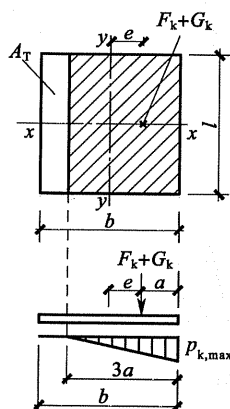


图 7.2.3-1 在单向偏心荷载作用下矩形基础底面部分
脱开时的基底压力

A_T —基底脱开面积; e —偏心距

$$p_{k,max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \quad (7.2.3-1)$$

$$3a \geq 0.75b \quad (7.2.3-2)$$

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)。

2 矩形基础承受双向偏心荷载时(见图 7.2.3-2):

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

$$a_x a_y \geq 0.125bl \quad (7.2.3-4)$$

式中 a_x ——合力作用点至 e_x 一侧基础边缘的距离, 按 $\left(\frac{b}{2} - e_x\right)$ 计算;

a_y ——合力作用点至 e_y 一侧基础边缘的距离, 按 $\left(\frac{l}{2} - e_y\right)$ 计算;

e_x —— x 方向的偏心距(m), 按 $\frac{M_{kx}}{F_k + G_k}$ 计算;

e_y —— y 方向的偏心距(m),按 $\frac{M_{ky}}{F_k+G_k}$ 计算。

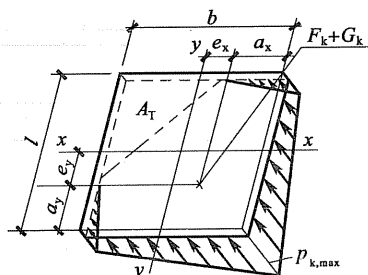


图 7.2.3-2 在双向偏心荷载作用下,矩形基础底面部分脱开时的基底压力

3 圆(环)形基础承受偏心荷载时(见图 7.2.3-3):

$$p_{k,\max} = \frac{F_k + G_k}{\xi r_1^2} \quad (7.2.3-5)$$

$$a_c = \tau r_1 \quad (7.2.3-6)$$

式中 r_1 ——基础底板半径(m);

r_2 ——环形基础孔洞的半径(m),当 $r_2=0$ 时即为圆形基础;

a_c ——基底受压面积宽度(m);

ξ, τ ——系数,根据比值 r_2/r_1 及 e/r_1 按本规范附录 C 确定。

注:当基础底面脱开地基土的面积不大于全部面积的 1/4,且满足式(7.2.1-2)规定时,可不验算基础的倾覆。

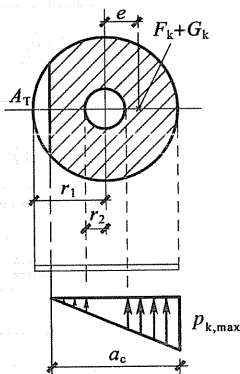


图 7.2.3-3 在偏心荷载作用下,圆(环)形基础底面部分脱开时的基底压力

7.2.4 高耸结构的地基变形计算主要有下列两项,其计算值应不大于地基变形允许值。

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

2 基础倾斜应按下列公式计算:

$$\tan\theta=\frac{s_1-s_2}{b(\text{或 } d)} \quad (7.2.4)$$

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

b ——矩形基础倾斜方向的宽度(mm);

d ——圆(环)形基础的外径(mm)。

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

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

7.2.5 高耸结构的地基变形允许值应按表 7.2.5 的规定采用,当工艺有特殊要求时,应按有关专业标准规范另行确定。

表 7.2.5 高耸结构的地基变形允许值

结 构 类 型		沉降量允许值(mm)	倾斜允许值 $\tan\theta$
电 视 塔、 通 信 塔 等	$H_T \leq 20$	400	0.008
	$20 < H_T \leq 50$		0.006
	$50 < H_T \leq 100$		0.005
	$100 < H_T \leq 150$	300	0.004
	$150 < H_T \leq 200$		0.003
	$200 < H_T \leq 250$	200	0.002
	$250 < H_T \leq 300$		0.0015
	$300 < H_T \leq 400$	150	0.0010

续表 7.2.5

结构类型			沉降量允许值(mm)	倾斜允许值 $\tan\theta$
石油 化工塔	一般石油化工塔		200	0.004
	分馏类	$d_0 \leq 3.2$		0.004
	石油化工塔	$d_0 > 3.2$		0.0025

注: H_T 为高耸结构的总高度(m); d_0 为石油化工塔的内径(m)。

7.2.6 高耸结构本身相邻基础间的沉降差应满足表 7.2.6 的规定,当工艺有特殊要求时,可按有关专业规范规程另行确定。

表 7.2.6 高耸结构相邻基础间的沉降差限值

结构类型	地基土类别	
	中低压缩性土	高压缩性土
当基础不均匀沉降时会产生附加应力的结构	$\leq 0.002l$	$\leq 0.003l$
当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	$\leq 0.005l$	$\leq 0.005l$

注: l 为相邻基础中心间的距离(mm)。

7.2.7 处于山坡地的高耸结构应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 进行地基稳定性计算。

7.3 基础设计

I 一般规定

7.3.1 高耸结构基础的选型可根据表 7.3.1 确定。

表 7.3.1 高耸结构地基基础选型

上部结构类型	地基状况	中低压缩性土	高压缩性土	微风化岩石
	构架式(底部有横杆)塔	独立扩展基础(正放或斜置)	独立承台加桩	锚杆基础
	构架式(底部无横杆)塔	独立扩展基础(正放)加连梁	独立承台加桩, 承台间加连梁	
	圆环截面混凝土烟囱塔	环形扩展基础, 壳体基础	圆形或环形基础加桩	
	石油化工塔	多边形或圆形扩展基础	多边形或圆形基础加桩	

续表 7.3.1

地基状况		中低压缩性土	高压缩性土	微风化岩石
上部结构类型	桅杆中心杆身基础	矩形或圆形基础	矩形或圆形基础加桩	锚杆基础
	桅杆纤绳基础	纤绳锚板基础	重力锚固基础	
	不高于 20m 的砖烟囱	无筋扩展基础	圆形基础加桩	

注：构架式塔包括钢结构或混凝土结构的空架或空间刚架式塔。

7.3.2 对存在液化土层的地基上的高耸结构，基础设计时应按现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 要求，根据构筑物类别及地基液化等级采取相应的抗液化措施。

II 天然地基基础

7.3.3 基础不加连系梁且塔底无横杆的构架式塔的独立基础的柱墩宜采用斜立式，其倾斜方向及柱心倾斜度宜与塔柱一致(见图 7.3.3)。

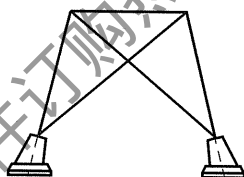


图 7.3.3 斜立式基础

7.3.4 底面无横杆的构架式塔宜在基础顶面以下 300mm 左右设连系梁，连梁及基础柱墩可作为空间刚架整体计算，基础底面可作为固定端，但不计周围土对基础柱墩的嵌固作用。基础连梁应按偏心拉压杆计算。截面计算时除按刚架算得内力外，还应计入由混凝土梁自重引起的弯矩。基础柱墩按偏心拉压杆设计。基础底板设计时要考虑基础受压和抗拔，根据不同受力状况计算出板的正负弯矩，并分别在板底和板顶配置受力钢筋。在冻土区域基础连梁应用构造措施避免梁底及梁侧受冻胀土的作用。

7.3.5 圆、环形扩展基础的外形尺寸宜符合下列要求：

1 圆形扩展基础(见图 7.3.5-1)：

$$\frac{r_1}{r_c} \approx 1.5$$

$$h \geq \frac{r_1 - r_2}{2.2}; h \geq \frac{r_3}{4.0}$$

$$h_1 \geq \frac{h}{2}$$

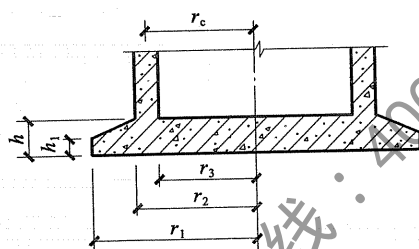


图 7.3.5-1 圆形扩展基础

2 环形扩展基础(见图 7.3.5-2):

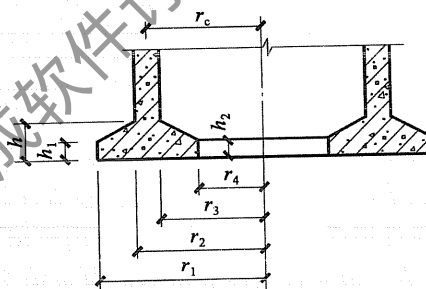


图 7.3.5-2 环形扩展基础

$$r_4 \geq \psi r_c$$

$$h \geq \frac{r_1 - r_2}{2.2}; h \geq \frac{r_3 - r_4}{3}$$

$$h_1 \geq \frac{h}{2}; h_2 \geq \frac{h}{2}$$

式中 r_c ——筒体底截面的平均半径, $r_c = \frac{r_2 + r_3}{2}$;

r_1, r_2, r_3, r_4 ——基础不同位置的半径;

h, h_1, h_2 ——基础底板不同位置的厚度;

ϕ ——环形基础底板外形系数, 可根据比值 r_1/r_c 按图

7.3.5-3 确定, 或按 $\phi = -3.9 \times \left(\frac{r_1}{r_c}\right)^3 + 12.9 \times \left(\frac{r_1}{r_c}\right)^2 - 15.3 \times \frac{r_1}{r_c} + 7.3$ 进行计算。

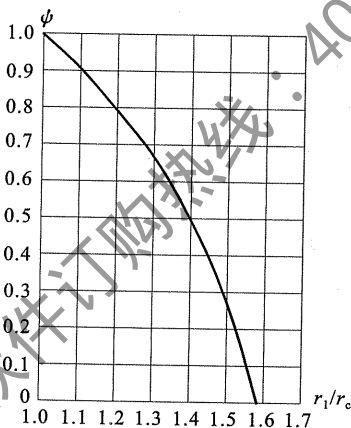


图 7.3.5-3 环形基础底板外形系数 ϕ 曲线

7.3.6 计算矩形扩展基础强度时, 基底压力可按下列规定采用:

1 坡形顶面的扩展基础 (见图 7.3.6-1):

计算任一截面 $x-x$ 的内力时, 可采用按下式求得的基底均布荷载设计值 p :

$$p = \frac{p_{\max} + p_x}{2} \quad (7.3.6-1)$$

式中 p ——基底均布荷载;

$p_{\max}$ ——基底边缘最大压力;

p_x ——计算截面 $x-x$ 处的基底压力。

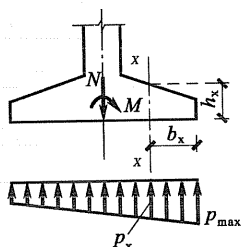


图 7.3.6-1 坡形顶面扩展基础的荷载计算

2 台阶形顶面的扩展基础(见图 7.3.6-2):

计算截面 1-1 及 2-2 的内力时,可分别采用按下列二式求得的基底均布荷载 p :

$$p = \frac{p_{\max} + p_1}{2} \quad (7.3.6-2)$$

$$p = \frac{p_{\max} + p_2}{2} \quad (7.3.6-3)$$

式中 p_1, p_2 ——计算截面 1-1、2-2 处的基底压力设计值。

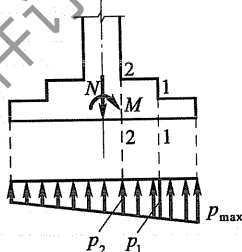


图 7.3.6-2 台阶形底板顶面扩展基础的荷载计算

7.3.7 计算圆形、环形基础底板强度时(见图 7.3.7)可取基础外悬挑中点处的基底最大压力 p 作为基底均布荷载, p 值可按下式计算:

$$p = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot \frac{(r_1 + r_2)}{2} \quad (7.3.7)$$

式中 N ——相应于荷载效应基本组合下上部结构传至基础的轴向力设计值(不包括基础底板自重及基础底板上的

土重)；

M ——相应于荷载效应基本组合下上部结构传至基础的力矩设计值；

A ——基础底板的面积；

I ——基础底板的惯性矩。

注：对基底部分脱开的基础，除基底压力分布的计算不同外，底板强度计算时 p 的取法相同。

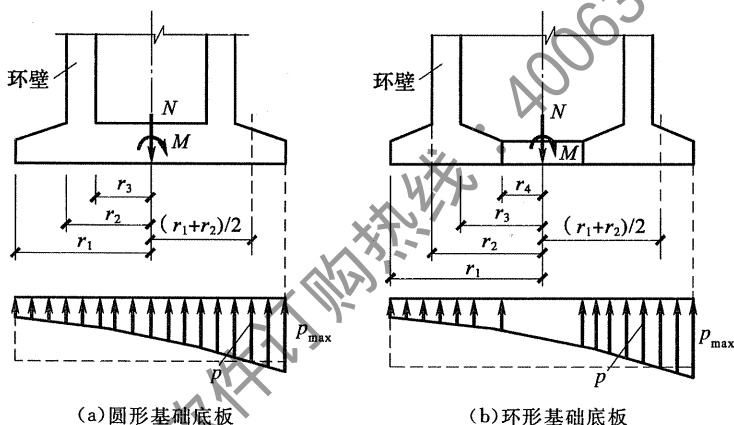


图 7.3.7 圆形、环形基础的基底荷载计算

7.3.8 高耸结构扩展基础(独立基础整体和圆环形基础局部)在承受拔力时均应进行底板抗拔强度计算,并按计算在底板上表面配负弯矩钢筋。

7.3.9 无筋扩展基础可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 进行设计。

7.3.10 高耸钢结构基础顶面的锚栓设计应满足以下规定：

1 锚栓设计应兼顾上部钢结构的精度要求、安装调整的可能性以及混凝土基础施工的实际可能性确定施工精度要求,并对塔柱底部锚栓孔做相应扩大,便于安装时调整。锚栓孔扩大后应在安装调整完毕后加焊厚垫片以满足螺栓固定的要求。

2 锚栓宜用双螺母防松。

3 锚栓埋设深度应按受拉钢筋锚固长度计算。

III 桩 基 础

7.3.11 当地基的软弱土层较深厚,上部荷载大而集中,采用浅基础已不能满足高耸结构对地基承载力和变形的要求时,可采用桩基础。

7.3.12 高耸结构的桩基础可采用预制钢筋混凝土桩、混凝土灌注桩和钢管桩。选用时应根据地质情况、上部结构类型、荷载大小、施工条件、设计单桩承载力、沉桩设备、建筑场地环境等因素,通过技术经济比较进行综合分析后确定。

应选择较硬土层作为桩端持力层。桩端全断面进入持力层的深度,对于硬粘性土可取 $(3\sim4)d$ (d 为桩的边长或直径),对于砂土可取 $(1.5\sim2)d$;当存在软弱下卧层时,桩端以下硬土层厚度不宜小于 $(5\sim6)d$,并应验算下卧层的承载力;对于穿越软弱土层,支承在倾斜基岩上的端承桩,若岩层强风化带的厚度大于 $2d$ 时,则桩端嵌入微风化或未风化岩层中的深度不应小于 d 。

桩基计算包括桩顶作用效应计算、桩基竖向抗压及抗拔承载力计算、桩基沉降计算及桩基的变形允许值、桩基水平承载力与位移计算、桩身承载力与抗裂计算、桩承台计算等,均按国家现行标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定进行。

桩基构造应按国家现行标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 进行设计。

7.3.13 承受水平推力的桩的设计应满足下列要求:

1 承受水平推力的桩,桩身内力可按 m 法计算。桩纵向筋的长度为 $4.0/\alpha$,当桩长小于 $4.0/\alpha$ 时应通长配筋。

2 承受水平推力的单桩独立承台之间应设正交双向拉梁,其截面高度不应小于桩距的 $1/15$,受拉钢筋截面积可按所连接柱的最大轴力的 10% 作为拉力计算确定。

3 承受水平力的桩在桩顶 $(3\sim5)d$ 范围内箍筋应适当加密。

4 受横向力较大或对横向变位要求严格的高耸结构桩基,应

验算横向变位,必要时还应验算桩身裂缝宽度。桩顶位移限值应小于10mm。

注: m 为地基土水平抗力系数的比例系数, α 为桩的水平变形系数,应符合国家现行标准《建筑桩基础技术规范》JGJ 94的要求。

7.3.14 高耸结构桩的抗拔设计应满足下列要求:

对于安全等级为一级的高耸结构,应通过拔桩试验求得单桩的抗拔承载力。

对于安全等级为二级的高耸结构,当无临近建筑物的抗拔试验资料时,可根据下列经验公式估算:

$$F_{pi} - G \times 0.9 \leq \frac{\alpha_b u_p \sum f_i l_i}{\gamma_s} \quad (7.3.14)$$

式中 F_{pi} ——第 i 根桩桩顶在正常使用极限状态下轴向上拔力标准组合值(kN);

γ_s ——桩侧阻力分项系数,一般 $\gamma_s = 2.0$;

α_b ——桩与土之间抗拔极限摩阻力与受压极限摩阻力间的折减系数。当无试验资料且桩的入土深度不小于6.0m时,可根据土质和桩的入土深度,取 $\alpha_b = 0.6 \sim 0.8$ (砂性土,桩入土较浅时取低值;粘性土,桩入土较深时取高值);

f_i ——桩穿过的各分层土的极限摩阻力(kPa);

l_i ——桩穿过的各分层土的厚度(m);

u_p ——桩的截面周长(m);

G ——桩身的有效重力(kN),水下部分按浮重计。

抗拔桩还应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 验算桩基材料的受拉承载力。

7.3.15 抗拔桩设计应满足如下构造要求:

1 抗压又抗拔桩应按计算及构造要求通长配置钢筋。纵向钢筋应沿桩周边均匀布置,纵向筋焊接接头必须符合受拉接头的要求。

2 具有多根抗压又抗拔桩的板式承台上、下面均应根据双向可变弯矩的计算或构造要求配筋,上、下层钢筋之间应设架立筋。

3 抗拔桩主筋应锚入承台,基础柱墩主筋锚入承台的长度均按受拉钢筋锚固长度计算,每个桩中宜有两根主筋用附加钢筋与锚栓焊接连通,附加钢筋宜不小于 $\phi 12$ 。

IV 岩石锚杆基础

7.3.16 当高耸结构建设场地岩层外露或埋深较浅时应按岩石基础设计。岩石基础的承载力特征值应按岩土工程勘察报告确定。

7.3.17 对于承受拉力或较大水平力的高耸结构单独基础,当建设场地为稳定的岩石基础时,可采用岩石锚杆基础(见图7.3.17)。

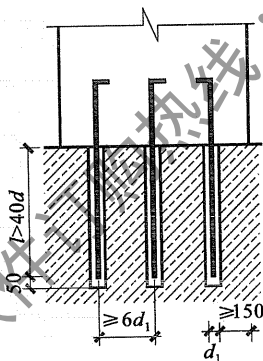


图 7.3.17 锚杆基础

d_1 —锚杆孔直径; l —锚杆的有效锚固长度; d —锚杆直径

岩石锚杆基础的基座应与基岩连成整体,并应符合下列要求:

1 锚杆孔直径,一般取 3~4 倍锚杆直径,但不应小于 1 倍锚杆直径加 50mm。锚杆钢筋的锚固长度应大于 $40d$,锚杆中心间距不小于 $6d$,锚杆到基础的边距不应小于 150mm,锚杆钢筋离孔底距离宜为 50mm。

2 锚杆插入上部结构的长度,应符合钢筋的锚固长度要求。

3 锚杆宜采用热轧带肋钢筋;锚杆应按荷载效应基本组合计

算的拔力,并按钢筋强度设计值计算其截面。

4 灌孔的水泥砂浆(或细石混凝土)强度等级不宜低于 M30 (或 C30),灌浆前应将锚杆孔清理干净,并保证灌注密实。

7.3.18 锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力,应按下列公式验算:

$$N_{ti} = \frac{F_k + G_k}{n} - \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} - \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (7.3.18-1)$$

$$N_{t, \max} \leq R_t \quad (7.3.18-2)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合下作用在基础顶面的竖向压力值(拔力为负值);

G_k ——基础自重及其上的土重标准值;

M_{xk}, M_{yk} ——按荷载效应标准组合计算作用在基础底面形心的力矩值;

x_i, y_i ——第 i 根锚杆至基础底面形心的 x, y 轴的距离;

N_{ti} ——按荷载效应标准组合下,第 i 根锚杆所承受的拔力值;

R_t ——单根锚杆抗拔承载力特征值。

7.3.19 单根锚杆抗拔承载力特征值的确定,应遵守以下规定:

1 对于安全等级为一级的高耸结构,单根锚杆的抗拔承载力特征值,应通过现场试验确定,其试验方法应遵守现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定。

2 对于安全等级为二级的高耸结构,单根锚杆的抗拔承载力特征值可按下列公式计算:

$$R_t \leq 0.8 \times \pi d_1 l f \quad (7.3.19)$$

式中 d_1 ——锚杆孔直径;

l ——锚杆有效锚固长度,当 l 超过 13 倍锚杆孔直径 d_1 时,取 $l = 13d_1$;

f ——砂浆与岩石间的粘结强度特征值,由试验确定,当缺乏资料时,可根据岩质情况,按表 7.3.19 取用。

表 7.3.19 砂浆与岩石间的粘结强度特征值(MPa)

岩石坚硬程度	软岩	较软岩	硬质岩
粘结强度	0.1~0.2	0.2~0.4	0.4~0.6

注:水泥砂浆强度等级为 M30,或细石混凝土强度等级 C30。

7.3.20 当锚杆基础不满足无筋扩展基础条件时,应按照扩展基础进行底部配筋。所有的锚杆基础均应计算基础顶部力矩(见图 7.3.20),进行顶部配筋,基础顶部配筋量不宜少于 $\phi 8@200$ 。

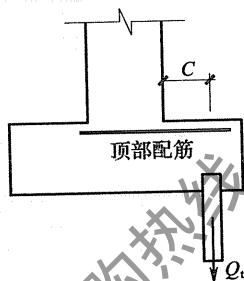


图 7.3.20 锚杆基础顶部配筋

基础顶部的力矩可按下式计算:

$$M_c = 1.35 Q_t C \quad (7.3.20)$$

式中 Q_t ——按荷载效应标准组合的基础底面一侧的总拔力值;

C ——拔力合力作用点到柱(墙)或基础台阶边缘的距离。

7.4 基础的抗拔稳定和抗滑稳定

7.4.1 承受上拔力和横向力的独立基础、锚板基础等,均应验算抗拔和抗滑稳定性。

扩展基础承受上拔力时,在验算其抗拔稳定性的同时,尚应按上拔力进行强度和配筋计算,并按计算结果在基础的上表面配置钢筋,配筋应满足最小配筋率要求。

7.4.2 基础抗拔稳定计算可根据抗拔土体和基础形式的不同分

为：土重法（适用于回填土体的基型）、剪切法（适用于原状土体的基型）。

注：原状土系指处于天然结构状态的粘性土和经夯实达到中密的砂类回填土。

7.4.3 采用土重法时钢塔基础的抗拔稳定应按下式计算（见图 7.4.3）：

$$F \leq \frac{G_e}{\gamma_{R1}} + \frac{G_f}{\gamma_{R2}} \quad (7.4.3)$$

式中 F ——基础的受拔力；

G_e ——土体重量，按本规范附录 D 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，见图 7.4.3 (a)；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，见图 7.4.3 (b)；

G_f ——基础重，按基础的体积计算；

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_{R1} ——土体重的抗拔稳定系数，可用 1.7；

γ_{R2} ——基础重的抗拔稳定系数，可用 1.2。

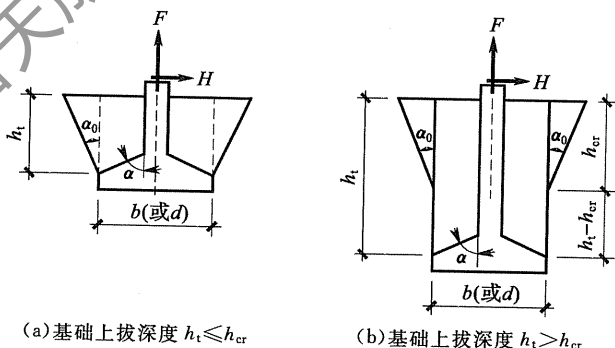


图 7.4.3 土重法基础抗拔稳定计算

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	粘性土			粗砂	细砂	粉砂
	坚硬、硬塑	可塑	软塑	中砂		
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~硬塑的	$2.0d$	$2.5b$
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 式(7.4.3)对非松散砂类土适用于 $h_t/b \leq 5.0$ 和 $h_t/d \leq 4.0$;对粘性土适用于 $h_t/b \leq 4.5$ 和 $h_t/d \leq 3.5$ 。

- 2 当高耸结构的基础有可能处于地下水面以下或有可能被水淹没时,土重和基础重标准值均应减去水的浮力。
- 3 按土重法计算时须确保填土密度达到和超过表中 γ_0 。
- 4 上拔时的临界深度 h_{cr} 即为土体整体破坏的计算深度。
- 5 d 、 b 分别为圆形基础的直径和方形基础的边长。
- 6 当矩形基础的长边 l 与短边 b 之比小于 3 时,可折算为 $d=0.6(b+l)$ 后,按圆形基础的临界深度 h_{cr} 采用。

7.4.4 采用土重法时倾斜拉绳锚板基础的抗拔稳定应按下式计算(见图 7.4.4):

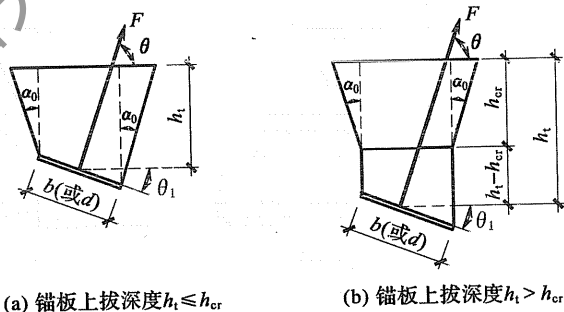


图 7.4.4 拉绳锚板基础的抗拔稳定计算

$$F \sin \theta \leq \frac{G_e}{\gamma_{R1}} + \frac{G_f}{\gamma_{R2}} \quad (7.4.4)$$

式中 F ——垂直于锚板的拉绳拔力；

G_e ——土体重量，可按本规范附录 D 计算；

G_f ——拉绳锚板基础重；

θ ——拔力 F 与水平地面的夹角；

γ_{R1} 、 γ_{R2} ——同本规范第 7.4.3 条。

注：1 式(7.4.4)仅适用于 $\theta > 45^\circ$ 。当 $\theta \leq 45^\circ$ 时，考虑土体剪切作用，可按本规范附录 D 第 D.0.3 条计算。

2 浮力按本规范第 7.4.3 条注 2 采用。

7.4.5 采用剪切法时基础抗拔稳定，对原状土体应按下式计算：

1 当 $h_t \leq h_{cr}$ 时[见图 7.4.5(a)]：

$$F \leq \frac{V_e}{\gamma_{R1}} + \frac{G_f}{\gamma_{R2}} \quad (7.4.5-1)$$

2 当 $h_t > h_{cr}$ 时[见图 7.4.5(b)]：

$$F \leq \frac{V_e + G_e}{\gamma_{R1}} + \frac{G_f}{\gamma_{R2}} \quad (7.4.5-2)$$

当基础埋置在软塑粘土内时：

$$F \leq \frac{8d^2 c}{\gamma_{R1}} + \frac{G_f}{\gamma_{R2}} \quad (7.4.5-3)$$

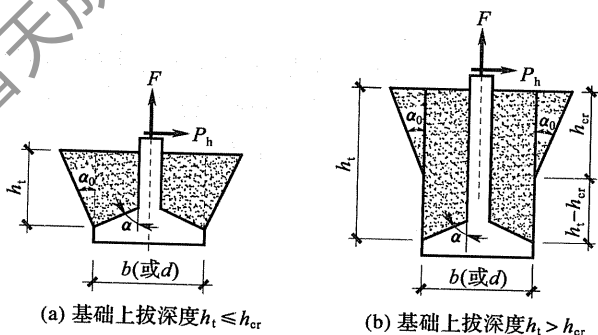


图 7.4.5 剪切法基础抗拔稳定计算

式中 V_e ——土体滑动面上剪切抗力的竖向分量之和，可按本规

范附录 D 计算；

G_f ——基础重，按基础的体积计算；

G_e ——当 $h_t > h_{cr}$ 时，在 $(h_t - h_{cr})$ 范围内土体的重量，可按本规范附录 D 计算；

h_{cr} ——剪切法计算的临界深度，按表 7.4.5 采用；

c ——凝聚力，按本规范附录 D 采用；

γ_{R1} ——土体滑动面上剪切抗力 V_e 、土体重的抗拔稳定系数，一般情况采用 1.7。当专业规范（规程）有详细规定时，可按专业规范（规程）采用；

γ_{R2} ——基础重的抗拔稳定系数，一般情况采用 1.2。

注：1 式(7.4.5-1)、(7.4.5-2)对非松散砂类土适用于 $h_t/d \leq 4.0$ ，对粘性土适用于 $h_t/d \leq 3.5$ 。

2 浮力按本规范第 7.4.3 条注 2 采用。

表 7.4.5 剪切法计算的临界深度

基土类别	密实情况	临界深度 h_c
碎石、粗中砂	稍密的~密实的	4.0d~3.0d
细砂、粉砂	稍密的~密实的	3.0d~2.5d
粘性土	坚硬的~可塑的	3.5d~2.5d
粘性土	可塑的~软塑的	2.5d~1.5d

7.4.6 基础的抗滑稳定应按下式计算：

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

式中 P_h ——基底上部结构传至基础的水平力代表值(kN)；

N ——上部结构传至基础的竖向力代表值(kN)；

G ——基础重包括基础上的土重(kN)；

μ ——基础底面对地基的摩擦系数，可按现行国家标准

《建筑地基基础设计规范》GB 50007 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 材料及连接

表 A.1 钢材的强度设计值(N/mm²)

钢 材		抗拉、抗压 和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_a
牌号	厚度或直径(mm)			
Q235 钢	≤ 16	215	125	325
	17~40	205	120	
	41~60	200	115	
	61~100	190	110	
Q345 钢	≤ 16	310	180	400
	17~35	295	170	
	36~50	265	155	
	51~100	250	145	
Q390 钢	≤ 16	350	205	415
	17~35	335	190	
	36~50	315	180	
	51~100	295	170	
Q420 钢	≤ 16	380	220	440
	17~35	360	210	
	36~50	340	195	
	51~100	325	185	

注:1 表中厚度系指计算点的厚度。

2 20# 钢(无缝钢管)的强度设计值同 Q235 钢。

3 焊接高耸结构应至少采用 B 级钢材。

表 A.2 焊缝的强度设计值(N/mm²)

焊接方法和 焊条型号	构件钢材		对接焊缝			角焊缝
	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 和抗剪 f_f^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
		17~40	205	205	175	120
		41~60	200	200	170	115
		61~100	190	190	160	110
自动焊、半自动焊 和 E50 型焊条的 手工焊	Q345 钢	≤16	310	310	265	180
		17~35	295	295	250	170
		36~50	285	265	225	155
		51~100	250	250	210	145
自动焊、半自动焊 和 E55 型焊条的 手工焊	Q390 钢	≤16	350	350	300	205
		17~35	335	335	285	190
		36~50	315	315	270	180
		51~100	295	295	250	170
自动焊、半自动焊 和 E55 型焊条的 手工焊	Q420 钢	≤16	380	380	320	220
		17~35	360	360	305	210
		36~50	340	340	290	195
		51~100	325	325	275	185

注:1 自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂,应保证其熔敷金属抗拉强度不低于相应手工焊焊条的数值。

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。

3 对接焊缝抗弯受压区强度设计值取 f_c^w ,抗弯受拉区强度设计值取 f_t^w 。

4 构件钢材为 20# 钢(无缝钢管)时与 Q235 钢相同。

表 A.3 螺栓连接的强度设计值(N/mm²)

螺栓的钢材牌号 (或性能等级) 和构件的钢材牌号		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	抗拉	抗剪	承压
		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					
普通 螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—	
	6.8 级	300	240	—	—	—	—	—	—	—		
	8.8 级	400	300	—	400	320	—	—	—	—		
锚栓	Q235 钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—	
	Q345 钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—	
	35# 钢	—	—	—	—	—	—	200	—	—	—	
	45# 钢	—	—	—	—	—	—	228	—	—	—	
承压型 连接高 强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—	
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—	
构件	Q235 钢	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470	
	Q345 钢	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590	
	Q390 钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615	
	Q420 钢	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655	

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,均应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 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# 钢、45# 钢锚栓材质应符合现行国家标准《优质碳素结构钢》GB/T 699 的标准;35# 钢一般不宜焊接,45# 钢一般不应焊接。

5 摩擦型高强螺栓连接的强度设计值参照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017。

表 A.4 钢丝绳弹性模量(N/mm²)

钢丝绳类型	弹性模量 E_s (N/mm ²)
单股钢丝绳	1.8×10^5
多股钢丝绳(中间为无机芯)	1.4×10^5
多股钢丝绳(中间为有机芯)	1.2×10^5

表 A.5 强度设计值折减系数

构件或连接的条件	折减系数
一、单面连接的单角钢	0.85
1. 按轴心受力计算强度和连接	
2. 按轴心受压计算稳定性	$0.6 + 0.0015\lambda$, 但不大于 1.0 $0.5 + 0.0025\lambda$, 但不大于 1.0 0.70
等边角钢	
短边相连的不等边角钢	
长边相连的不等边角钢	
二、施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接	0.90

注:1 λ 为对中间无联系的单角钢压杆最小回转半径计算的长细比,当 $\lambda < 20$ 时,取 $\lambda = 20$ 。

2 f_y 为钢材的屈服强度。

3 当几种情况同时存在时,其折减系数应连乘。

4 对肢宽不大于 63mm 的螺栓连接的角钢,按轴心受力计算强度和连接时,折减系数为 0.7。

5 若有试验依据时,折减系数值可适当提高,但须按行业规程统一执行。

表 A.6 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
	1175	1270	1370	1470	1570	
	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; 2. 强度设计值 f_g 中已计入了换算系数:7股 0.92,19股 0.9; 3. 拉线金具的强度设计值由国家标准金具强度标准值或试验破坏值定, $\gamma_R = 1.8$
7 股	690	745	800	860	920	
19 股	670	720	780	840	900	

表 A.7 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

表 A.8 混凝土强度设计值(N/mm²)

强度种类	强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
轴心抗压 f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.2	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
轴心抗拉 f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

表 A.9 混凝土弹性模量 E_c ($\times 10^4$ N/mm²)

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

表 A.10 普通钢筋强度设计值(N/mm²)

种 类		符号	f_y	f'_y
热轧 钢筋	HPB235(Q235)	Φ	210	210
	HRB335(20MnSi)	Φ	300	300
	HRB400(20MnSiV, 20MnSiNb, 20MnTi)	Φ	360	360
	RRB400(20MnSi)	Φ^R		

表 A.11 预应力钢筋强度标准值和设计值(N/mm²)

种 类	符号	f_{ptk}	f_{py}	f'_{py}
钢绞线	1×3	Φ^S	1860	390
			1720	
			1570	
	1×7	Φ^S	1860	390
			1720	
消除 应力钢丝	光面 螺旋面	Φ^P	1770	410
			1670	
		Φ^H	1570	
	刻痕	Φ^I	1570	410

续表 A. 11

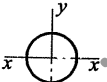
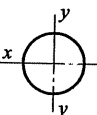
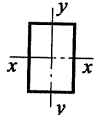
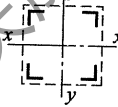
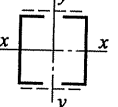
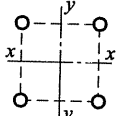
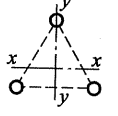
种 类		符号	f_{ptk}	f_{py}	f'_{py}
热处理钢筋	40Si ₂ Mn	ϕ_{HT}	1470	1040	400
	48Si ₂ Mn				
	45Si ₂ Cr				

表 A. 12 钢筋弹性模量(N/mm²)

种 类	E_s
HPB235 级钢筋	2.1×10^5
HRB335 级钢筋、HRB400 级钢筋、RRB400 级钢筋、热处理钢筋	2.0×10^5
消除应力光面钢筋、螺旋肋钢筋、刻痕钢筋	2.05×10^5
钢绞线	1.95×10^5

附录 B 轴心受压钢构件的稳定系数

表 B.1 高耸结构常用轴心受压钢构件的截面分类

截面类别	截面形式和对应轴线
a 类	 轧制
b 类	 双角钢  等边角钢  焊接  轧制矩形、 焊接矩形 板件宽厚 比大于20  格构式  格构式  格构式  格构式

注：其他截面参见《钢结构设计规范》GB 50017—2003。

表 B.2 a类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.996
10	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.986	0.985	0.983
20	0.981	0.979	0.977	0.976	0.974	0.972	0.970	0.968	0.966	0.964
30	0.963	0.961	0.959	0.957	0.955	0.952	0.950	0.948	0.946	0.944
40	0.941	0.939	0.937	0.934	0.932	0.929	0.927	0.924	0.921	0.919
50	0.916	0.913	0.910	0.907	0.904	0.900	0.897	0.894	0.890	0.886
60	0.883	0.879	0.875	0.871	0.867	0.863	0.858	0.854	0.849	0.844
70	0.839	0.834	0.829	0.824	0.818	0.813	0.807	0.801	0.795	0.789
80	0.783	0.776	0.770	0.763	0.757	0.750	0.743	0.736	0.728	0.721
90	0.714	0.706	0.699	0.691	0.684	0.676	0.668	0.661	0.653	0.645
100	0.638	0.630	0.622	0.615	0.607	0.600	0.592	0.585	0.577	0.570
110	0.563	0.555	0.548	0.541	0.534	0.527	0.520	0.514	0.507	0.500
120	0.494	0.488	0.481	0.475	0.469	0.463	0.457	0.451	0.445	0.440
130	0.434	0.429	0.423	0.418	0.412	0.407	0.402	0.397	0.392	0.387
140	0.383	0.378	0.373	0.369	0.364	0.360	0.356	0.351	0.347	0.343
150	0.339	0.335	0.331	0.327	0.323	0.320	0.316	0.312	0.309	0.305
160	0.302	0.298	0.295	0.292	0.289	0.285	0.282	0.279	0.276	0.273
170	0.270	0.267	0.264	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248	0.246
180	0.243	0.241	0.238	0.236	0.233	0.231	0.229	0.226	0.224	0.222
190	0.220	0.218	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
200	0.199	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.189	0.187	0.185	0.183
210	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.168
220	0.166	0.165	0.164	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154
230	0.153	0.152	0.150	0.149	0.148	0.147	0.146	0.144	0.143	0.142
240	0.141	0.140	0.139	0.138	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131
250	0.130									

表 B.3 b类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.838	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123									

附录 C 在偏心荷载作用下,圆形、环形基础基底
部分脱开时,基底压力计算系数 τ 、 ξ

表 C 在偏心荷载作用下,圆形、环形基础基底部分脱开时,基底压力计算系数 τ 、 ξ

e/r_1	r_2/r_1															
	0		0.50		0.55		0.60		0.65		0.70		0.75		0.80	
	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ
0.25	2.000	1.571														
0.26	1.960	1.539														
0.27	1.924	1.509														
0.28	1.889	1.480														
0.29	1.854	1.450														
0.30	1.820	1.421														
0.31	1.787	1.392														
0.32	1.755	1.364	1.976	1.164												
0.33	1.723	1.335	1.946	1.146	1.987	1.088										
0.34	1.692	1.307	1.917	1.128	1.957	1.072	2.000	1.005								
0.35	1.661	1.279	1.888	1.110	1.929	1.056	1.971	0.991								
0.36	1.630	1.252	1.860	1.092	1.900	1.039	1.943	0.976	1.988	0.902						

续表 C

e/r_1	r_2/r_1																	
	0		0.50		0.55		0.60		0.65		0.70		0.75		0.80		0.85	
	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ	τ	ξ
0.37	1.601	1.224	1.832	1.075	1.873	1.024	1.916	0.962	1.961	0.889	2.000	0.801						
0.38	1.571	1.197	1.804	1.057	1.846	1.008	1.890	0.948	1.934	0.877	1.980	0.793						
0.39	1.541	1.170	1.777	1.040	1.819	0.992	1.863	0.934	1.908	0.865	1.955	0.783	2.000	0.687				
0.40	1.513	1.143	1.750	1.023	1.792	0.977	1.837	0.907	1.883	0.852	1.929	0.772	1.976	0.679				
0.41	1.484	1.116	1.723	1.006	1.766	0.961	1.811	0.907	1.857	0.840	1.904	0.762	1.952	0.670	2.000	0.565		
0.42	1.455	1.090	1.695	0.988	1.739	0.946	1.785	0.893	1.831	0.828	1.879	0.752	1.928	0.662	1.976	0.559		
0.43	1.427	1.063	1.668	0.971	1.712	0.930	1.758	0.879	1.806	0.816	1.854	0.741	1.903	0.653	1.952	0.552	2.000	0.436
0.44			1.640	0.954	1.685	0.915	1.732	0.865	1.780	0.804	1.829	0.731	1.879	0.645	1.929	0.545	1.979	0.431
0.45			1.613	0.937	1.658	0.900	1.705	0.852	1.754	0.792	1.804	0.721	1.855	0.637	1.905	0.538	1.955	0.426
0.46			1.584	0.920	1.630	0.884	1.678	0.838	1.727	0.780	1.778	0.711	1.830	0.628	1.881	0.532	1.933	0.421
0.47			1.555	0.902	1.601	0.868	1.650	0.824	1.700	0.768	1.752	0.700	1.804	0.620	1.857	0.525	1.910	0.416
0.48			1.526	0.884	1.572	0.852	1.621	0.810	1.672	0.756	1.724	0.690	1.778	0.611	1.832	0.518	1.886	0.411
0.49					1.541	0.836	1.591	0.795	1.642	0.745	1.695	0.679	1.750	0.602	1.805	0.511	1.861	0.406
0.50							1.559	0.780	1.611	0.732	1.665	0.668	1.721	0.593	1.777	0.504	1.834	0.401
0.51													1.690	0.584	1.748	0.497	1.806	0.396
0.52															1.717	0.490	1.776	0.390

注:1 $r_2/r_1=0$ 时为圆形基础, $r_2/r_1>0$ 时为环形基础。2 粗线以下无数据表示基础的脱开面积 A_1 已超过全面积的 $1/4$ 。3 当 $e/r_1, r_2/r_1$ 为中间值时, τ, ξ 均可用内插法确定。

附录 D 基础和锚板基础抗拔稳定计算

D.0.1 土重法计算钢塔基础的抗拔稳定。

本规范式 (7.4.3) 中的 G_e 可按下列公式计算:

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

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 深度范围内的基础体积 (m^3);

γ_0 ——土的计算重度 (kN/m^3).

当 $h_t \leq h_{cr}$ 时:

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

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

当 $h_t > h_{cr}$ 时:

$$\text{方形底板: } G_e = \gamma_0 \left[h_{cr} (b^2 + 2bh_{cr} \tan \alpha_0 + \frac{4}{3} h_{cr}^2 \tan^2 \alpha_0) + b^2 (h_t - h_{cr}) - V_0 \right]$$

$$\text{圆形底板: } G_e = \gamma_0 \left[\frac{\pi}{4} h_{cr} (d^2 + 2dh_{cr} \tan \alpha_0 + \frac{4}{3} h_{cr}^2 \tan^2 \alpha_0) + d^2 (h_t - h_{cr}) - V_0 \right]$$

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

D.0.2 土重法计算拉绳锚板基础的抗拔稳定。

本规范式(7.4.4)中的 G_e 可按下列公式计算:

$$G_e = V_t \gamma_0 \quad (D.0.2)$$

式中 V_t ——锚板上 h_t 深度范围内的土体积 (m^3);

γ_0 ——土的计算重度 (kN/m^3)。

矩形锚板:

当 $h_t \leq h_{cr}$ 时:

$$G_e = \gamma_0 h_t \left[bl \sin \theta_1 + (b \sin \theta_1 + l) h_t \tan \alpha_0 + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha_0 \right]$$

当 $h_t > h_{cr}$ 时:

$$G_e = \gamma_0 \left\{ h_{cr} \left[bl \sin \theta_1 + (b \sin \theta_1 + l) h_{cr} \tan \alpha_0 + \frac{4}{3} h_{cr}^2 \tan^2 \alpha_0 \right] + bl(h_t - h_{cr}) \sin \theta_1 \right\}$$

其中 θ_1 为拉绳锚板面与水平面的夹角。

D.0.3 剪切法计算拉绳锚杆基础的抗拔稳定。

当图 7.4.4 中 $\theta \leq 45^\circ$, 且锚板处于原状土体中时, 可按式 (D.0.3) 验算锚板基础的抗力:

$$F \leq 0.5 \gamma_0 A (\alpha_1 \times h_t / b + \alpha_2) / \gamma_{R3} \quad (D.0.3)$$

式中 F ——垂直于锚板的拉绳拔力 ($\theta_1 = 90^\circ - \theta$);

A ——矩形锚板面积;

b ——锚板宽度 (见图 7.4.4);

γ_{R3} ——土体抗剪稳定系数, 一般可采用 2.0。当专业规范 (规程) 有详细规定时, 可按专业规范 (规程) 采用;

α_1, α_2 ——与锚板正反面土压力及 θ 有关的系数, 见表 D.0.3。

表 D.0.3 锚板剪切法计算系数表

θ	$\phi = 20^\circ$		$\phi = 30^\circ$		$\phi = 40^\circ$	
	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
30°	0.97	2.17	1.53	2.40	2.21	2.76
35°	0.92	2.13	1.45	2.32	2.07	2.61
40°	0.87	2.11	1.37	2.26	1.90	2.47
45°	0.85	2.09	1.30	2.19	1.83	2.38

D.0.4 剪切法计算基础的抗拔稳定。

剪切抗力是由与土的凝聚力 c 和内摩擦角 ϕ 有关的两部分组成。

当 $h_t \leq h_{cr}$ 时,本规范式(7.4.5-1)中土体滑动面上剪切抗力的总竖向分量 V_e 可按下式计算:

$$V_e = 0.4A_1 c h_t^2 + 0.8A_2 \gamma_t h_t^3$$

当 $h_t > h_{cr}$ 时,本规范式(7.4.5-2)中的 V_e 可按下式计算:

$$V_e = 0.4A_1 c h_{cr}^2 + 0.8A_2 \gamma_t h_{cr}^3$$

又本规范式(7.4.5-2)中的 G_e 可按下式计算:

$$G_e = \left[\frac{\pi}{4} d^2 (h_t - h_{cr}) - \Delta V_0 \right] \gamma_t$$

式中 c ——土体饱和状态下的凝聚力(N/m^2);对粘性土,当具有塑性指数 I_p 和天然孔隙比 e 时可按表 D.0.4-1 确定;当粗略估计土体抗拔时,可根据土的密实度按表 D.0.4-2 确定;

A_1 、 A_2 ——与 ϕ 、 h_t/d 有关的无因次系数,按图 D.0.4-1、D.0.4-2、D.0.4-3 确定;这里的 ϕ 为土的计算内摩擦角,对粘性土和砂类土按表 D.0.4-1、D.0.4-2、D.0.4-3 采用;

h_t ——基础上拔深度(m);

γ_t ——原状土的重度(N/m^3);

ΔV_0 —— $(h_t - h_{cr})$ 范围内的基础体积(m^3)。

当基底展开角 $\alpha > 45^\circ$ 时,上述 V_e 和 G_e ,也即本规范式(7.4.5-1)和(7.4.5-2)的右侧 V_e 项应乘以 1.2,此外,尚应根据不同的 H/F 值乘以与本附录第 D.0.1 条相同的系数。

注:粘性土的凝聚力和内摩擦角和砂类土的内摩擦角,可按土工实验方法或其他野外鉴定方法确定。

表 D.0.4-1 粘性土的塑性指数、天然孔隙比与凝聚力
 $c(\text{kN/m}^2)$ 和内摩擦角 ϕ 的关系

塑性 指数 I_P	天 然 孔 隙 比					
	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
	c ϕ	c ϕ	c ϕ	c ϕ	c ϕ	c ϕ
3	18 31°	10 30°				
5	28 28°	20 27°	13 26°			
7	38 25°	30 24°	22 23°			
9	47 22°	38 21°	31 20°	24 19°		
11	54 20°	45 19°	38 18°	31 17°	24 15°	
13	59 18°	51 17°	43 16°	36 15°	30 13°	
15	62 16°	55 15°	48 14°	41 13°	34 11°	27 9°
17	66 14°	58 13°	51 12°	43 11°	37 10°	31 8°
19	68 13°	60 12°	52 11°	45 10°	38 8°	32 6°

表 D.0.4-2 粘性土的类型与凝聚力 c 和内摩擦角 ϕ 的关系

剪切指标	土 的 分 类		
	硬性	可塑	软塑
$c(\text{kN/m}^2)$	40~50	30~40	20~30
ϕ	15°~10°	10°~5°	5°~0°

表 D.0.4-3 砂类土内摩擦角 ϕ

砂类土名称	密 实 度		
	密实	中密	稍密
砂砾、粗砂	45°~40°	40°~35°	35°~30°
中砂	40°~35°	35°~30°	30°~25°
细砂、粉砂	35°~30°	30°~25°	25°~20°

注：孔隙比 e 小者， ϕ 取大值。

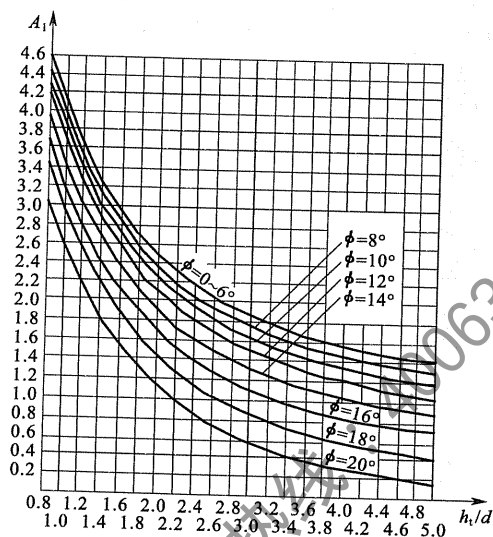


图 D. 0. 4-1 $A_1 = f(\phi, h_1/d)$ 曲线

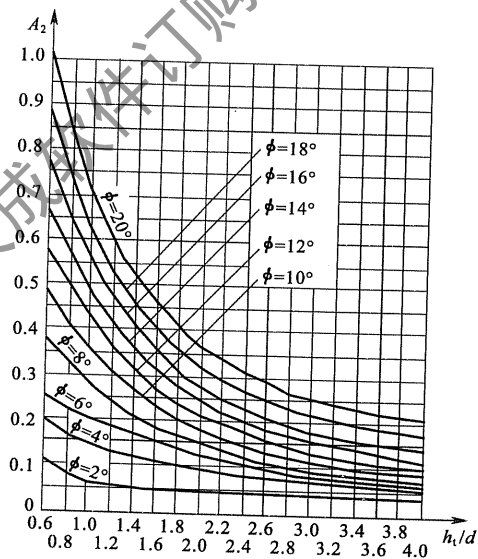


图 D. 0. 4-2 $A_2 = f(\phi, h_1/d)$ 曲线之一

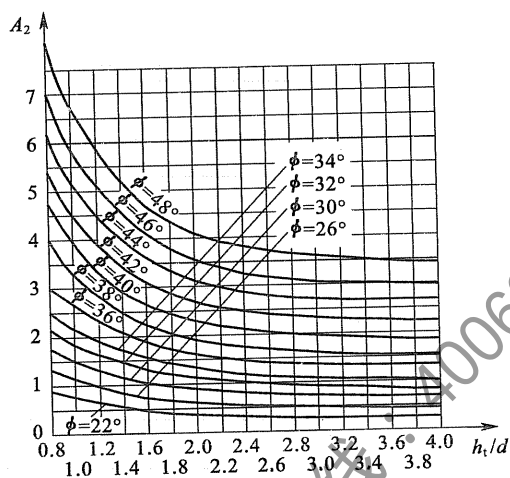


图 D.0.4-3 $A_2 = f(\phi, h_1/d)$ 曲线之二

本规范用词说明

1 为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:

1)表示很严格,非这样做不可的用词:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”。

2)表示严格,在正常情况下均应这样做的用词:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”。

3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的用词:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

表示有选择,在一定条件下可以这样做的用词,采用“可”。

2 本规范中指明应按其他有关标准、规范执行的写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国国家标准

高耸结构设计规范

GB 50135 - 2006

条文说明

恒智天成软件订购热线: 4006338981

目 次

1	总 则	(131)
2	术语和符号	(132)
3	基本规定	(133)
4	荷载与作用	(136)
4.1	荷载与作用分类	(136)
4.2	风荷载	(136)
4.3	覆冰荷载	(142)
4.4	地震作用和抗震验算	(143)
4.5	温度作用及作用效应	(145)
5	钢塔架和桅杆结构	(146)
5.1	一般规定	(146)
5.2	钢塔桅结构的内力分析	(147)
5.5	轴心受拉和轴心受压构件	(148)
5.6	偏心受拉和偏心受压构件	(148)
5.7	焊缝连接计算	(148)
5.9	法兰盘连接计算	(149)
5.10	钢塔桅结构的构造要求	(149)
6	混凝土圆筒形塔	(151)
6.1	一般规定	(151)
6.2	塔身变形和塔筒截面内力计算	(151)
6.3	塔筒极限承载能力计算	(152)
6.4	塔筒正常使用极限状态计算	(153)
6.5	混凝土塔筒的构造要求	(154)

7 地基与基础	(155)
7.1 一般规定	(155)
7.2 地基计算	(155)
7.3 基础设计	(156)
7.4 基础的抗拔稳定和抗滑稳定	(157)
附录 A 材料及连接	(158)
附录 B 轴心受压钢构件的稳定系数	(159)

1 总 则

1.0.2 本规范的适用范围扩大了两项:输电高塔和通信塔。关于输电高塔的定义可参见行业标准。

1.0.5 与本规范有关的现行国家标准有《建筑结构荷载规范》GB 50009、《钢结构设计规范》GB 50017、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《构筑物抗震设计规范》GB 50191 和《建筑抗震设计规范》GB 50011。

2 术语和符号

2.0.1 根据规范编制的统一标准及正文中出现的主要术语和符号重新编制本章。

2.0.2 本章中出现的符号、计量单位和基本术语是按现行国家标准《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 的有关规定采用的。

3 基本规定

3.0.4 结构破坏可能产生的严重性后果主要体现在对人生命的危害、经济损失及社会影响等方面。

3.0.6 可变荷载组合值系数表 3.0.6-2 中关于覆冰荷载下风荷载的组合值系数 α 原规范中为 0.25。但根据电力部门的实测和与国外规范的对比,觉得原规范中取值偏小,因而综合实测和国外规范,此系数取为 0.25~0.7,由设计者根据实际调查选取。

安装检修荷载(包括结构的整个安装过程,尚未形成完整的结构体系时)下风的组合值系数与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中风的组合值系数统一取为 0.6。

在温度作用下,风的组合值系数在北方地区实际较大,原规范取 0.25 显然太小。本规范考虑实际情况并与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中风的组合值系数统一取值为 0.6。

对桅杆结构,不应简单套用式(3.0.6-1)先做各种荷载效应计算,再将各种效应做线性迭加,而应先将桅杆的荷载与作用做不利组合再计算非线性结构效应,然后与结构抗力比较。

3.0.8 本条参照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的系数取值和高耸结构的特点明确列出高耸结构常见荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数,以便设计人员采用。

3.0.9 本条对各类高耸结构按正常使用极限状态设计时可变荷载代表值的选取作了明确规定。其中,既考虑了与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的协调,也考虑了高耸结构的特点。

3.0.10 高耸结构正常使用极限状态下的控制条件作了如下调整:

2 《高耸结构设计规范》GBJ 135(以下简称原规范)的风载计算中对风的标准值未作明确定义。而工程技术人员在计算变形时往往不计动力系数,故对高耸结构在风载作用下的变形计算也不考虑风振系数。如对广播电视塔的计算,以广电总局《广播电视塔设计规程》为例。以此为条件,原规范限定高耸结构在风载作用下任意点的水平位移不得大于该点离地高度的 $1/100$ 。多年的工程实践证明这一限定条件是合理的,未因此造成高耸结构使用条件的不足或者因变形影响结构的安全性。此次修编在本规范中明确风载标准值的定义,与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 一致,其中包括风振系数。因而计算变形时的荷载实际上加大了。为了与原规范基本连续,故根据统计将原定的水平变形限值由 $H/100$ 改为 $H/75$ 。对于桅杆结构的变形限值也作了类似的修改。

3 对于有游览设施或有人员值班的塔,本规范参见国内外的研究资料,当加速度幅值达到 150mm/s^2 ,就达到人不能忍受的程度,故明确限定在风载标准值作用下塔楼处振动加速度幅值 $A_k\omega_i^2$ 不应大于 150mm/s^2 。

4 混凝土塔的筒身有可能是抗裂控制。在这种情况下,可采用预应力或部分预应力技术提高抗裂度,满足规范要求。

6 考虑到某些高耸结构的实际正常使用条件限制较宽(如输电塔,行业规程认定可不作变形计算)。对于这类高耸结构,限定变形的目的仅仅是为了限定非线性变形对结构的不利作用。若在计算中考虑非线性变形对结构的不利作用,则可将变形限制条件适当放宽。本规范因此而将按非线性方法计算的高耸结构的最大变形限值放宽为 $H/50$ 。当然前提是变形须满足使用工艺要求。对于单管塔,由于其用途很多,变形一般较大,在本规范中不宜给出一个统一的变形限度标准,故将这一问题留给使用单管塔的行业标准制定者。

3.0.11 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。故本规范本着实事求是的原则,提出在适当的条件下宜采用振动控制技术减小结构变形和加速度,以节约工程造价。

恒智天成软件订购热线: 4006338981

4 荷载与作用

4.1 荷载与作用分类

本节对高耸结构上的荷载分为永久荷载、可变荷载、偶然荷载三类,并对各类荷载包括的内容作出具体规定。

4.2 风 荷 载

4.2.1 对于主要承重结构,风荷载标准值的表达可有两种形式:一种为平均风压加上由脉动风引起的导致结构风振的等效风压;另一种为平均风压乘以风振系数。由于在结构的风振计算中,一般往往是第一振型起主要作用,因而我国与大多数国家一样,采用后一种表达形式,即采用风振系数 β_z 。它综合考虑了结构在风荷载作用下的动力响应,其中包括风速随时间、空间的变异性 and 结构的阻尼特性等因素。

显然,随着建设的发展,新的高耸结构的体型复杂性大大增加,而计算机更普及到每个单位和个人,因而第一种方法将在风工程中普遍使用。

4.2.2 基本风压 w_0 是根据全国各气象台站历年的最大风速记录,按基本风压的标准要求,将不同风仪高度和时次时距的年最大风速,统一换算为离地10m高,自记10min平均年最大风速(m/s)。根据该风速数据,经统计分析确定重现期为50年的最大风速,作为当地的基本风速 v_0 。再按贝努利公式: $w_0 = \frac{1}{2} \rho v^2$ 确定基本风

压。以往,国内的风速记录大多是根据风压板的观测结果和刻度所反映的风速,统一根据标准的空气密度 $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ 按上述公式反算而得,因此在按该风速确定风压时,可统一按公式

$w_0 = v_0^2 / 1600 (\text{kN/m}^2)$ 计算。

鉴于当前各气象台站已累积了较多的根据风杯式自记风速仪记录的 10min 平均年最大风速数据,已具有合理计算的基础。但是要特别注意的是,按基本风压的标准要求,应以当地比较空旷平坦地面为计算依据。随着建设的发展,很多气象台站不再具备以比较空旷平坦地面为计算依据的条件,应用时应特别注意。

荷载规范将基本风压的重现期由以往的 30 年统一改为 50 年,这样,在标准上将与国外大部分国家取得一致。由于荷载规范对各地也给出 100 年重现期的值,不需将 50 年重现期的值乘以重现期调整系数,因而原重现期调整系数取消。

现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 第 7.1.2 条规定:“对高层建筑、高耸结构以及对风荷载比较敏感的其他结构,基本风压应适当提高,并应由有关的结构设计规范具体规定”。对于高耸结构,经大量的调查和研究认为应当把基本风压提高到不小于 0.35 kN/m^2 。对于 w_0 在 0.35 kN/m^2 及以上的风压,没有必要再另行增大 w_0 。

4.2.4 对于山间盆地和谷地一般可按推荐系数的平均值取,当地形对风的影响很大时,应做具体调查后确定。对于与风向一致的谷口、山口,根据欧洲钢结构协会标准 ECCS/T12,如果山谷狭窄,其收缩作用使风产生加速度,为考虑这种现象,对最不利情况,相应的系数最大可取到 1.5。国内一些资料也有到 1.4。规范建议应通过实地调查和对比观察分析确定,如因故未进行上述工作,也可取较大系数 1.4。

4.2.6 随着我国建设事业的蓬勃发展,城市房屋的高度和密度日益增大,因此,对大城市中心地区,其粗糙程度也有不同程度的提高。考虑到大多数发达国家,诸如美、英、日等国家的规范,以及国际标准 ISO 4354 和欧洲统一规范 EN 1991-2-4 都将地面粗糙度等级划分为四类,甚至于五类(日本)。为适应当前发展形势,荷载规范已将地面粗糙度由三类改成四类,其中 A、B 两类的有关参数

不变, C类指有密集建筑群的城市市区, 其粗糙度指数 α 由 0.2 改为 0.22, 梯度风高度 H_G 仍取 400m; 新增添的 D类, 指有密集建筑群且有大量高层建筑的大城市市区, 其粗糙度指数 α 取 0.3, H_G 取 450m。

根据地面粗糙度指数及梯度风高度, 即可得出风压高度变化系数如下:

$$\mu_z^A = 1.379 \left(\frac{z}{10} \right)^{0.24}; \mu_z^B = 1.000 \left(\frac{z}{10} \right)^{0.32};$$

$$\mu_z^C = 0.616 \left(\frac{z}{10} \right)^{0.44}; \mu_z^D = 0.318 \left(\frac{z}{10} \right)^{0.60};$$

在确定城区的地面粗糙度类别时, 若无 α 的实测可按本条第 2 款的原则近似确定:

对于山区的建筑物, 原规范采用系数对其基本风压进行调整, 并对山峰和山坡也是根据山麓的基本风压, 按高差的风压高度变化系数予以调整。这些规定缺乏根据, 没有得到实际观测资料的验证。

关于山区风荷载考虑地形影响的问题, 目前能作为设计依据的最可靠的方法是直接在建设场地进行与邻近气象站的风速对比观测, 但这种做法不一定可行。在国内, 华北电力设计院与中国气象科学研究院合作, 采用 Taylor-Lee 的模型, 结合华北地区的山峰风速的实测资料, 对山顶与山下气象站的风速关系进行研究(见《电力勘测》1997.1), 但其成果仍有一定的局限性。

国外的规范对山区风荷载的规定一般有两种形式: 一种也是规定建筑物地面的起算点, 建筑物上的风荷载直接按规定的风压高度变化系数计算, 这种方法比较陈旧。另一种是按地形条件, 对风荷载给出地形系数, 或对风压高度变化系数给出修正系数。荷载规范采用后一种形式, 并参考澳大利亚、英国和加拿大的相应规范, 以及欧洲钢结构协会 ECCS 的规定(房屋与结构的风效应计算建议), 对山峰和山坡上的建筑物, 给出风压高度变化系数的修正系数。由于 ECCS 规定是由国际著名的风工程专家 A. G. Daven-

port 根据试验资料制定的,这里采用 ECCS 规定的资料制成计算用表列出。

4.2.7 风荷载体型系数涉及的是关于固体与流体相互作用的流体动力学问题,对于不规则形状的固体,问题尤为复杂,无法给出理论上的结果。由于用计算流体动力学分析目前尚未成熟,至今仍由试验确定。鉴于真型实测的方法对结构设计的不现实性,目前只能采用相似原理,在边界层风洞内对拟建的建筑物模型进行测试。

表 4.2.7 列出了不同类型的建筑物和各类结构体型及其体型系数,这些都是根据国内外的试验资料和外国规范中的建议性规定整理而成,当建筑物与表 4.2.7 中列出的体型类同时可参考应用。否则仍应由风洞试验确定。

在表 4.2.7 项次 3、4 中,挡风系数 ϕ 只列到 0.5 为止。对于大于 0.5 的体型系数,如无参考资料,也可取 ϕ 为 0.5 时较大值的体型系数。

在表 4.2.7 项次 5 中,索线与地面夹角一般在 $40^\circ \sim 60^\circ$ 之间,根据高耸结构实践,体型系数值与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中体型系数项次 38 中的数值略有不同。

4.2.8 参考国外规范并结合我国当前的具体情况,当结构自振基本周期 $T \geq 0.25\text{s}$ 时,风振影响增大,应该考虑风振影响。

4.2.9 风振系数应根据随机振动理论导出。

规范列出的式(4.2.9)是根据荷载规范针对只考虑第一振型影响的结构的有关公式转换而来。应该说明,随着计算机的普及应用和结构形式愈来愈多样性和复杂性,只考虑第一振型影响已不能满足要求,而且也无必要,可根据基本原理考虑多振型影响进行电算。

表 4.2.9-3 中变化范围数字为 A 类地貌至 D 类地貌,例如 $z/H=0.6$, $l_x(H)/l_x(0)=0.5$ 时, B 类可取 $\epsilon_2=0.54$ 或 0.55 , C 类 $\epsilon_2=0.58$ 。

4.2.10 拉绳钢桅杆风振系数根据随机振动理论导出。

考虑前 4 阶自振频率和振型,桅杆杆身的风振系数为:

$$\beta_z = 1 + \sqrt{\sum \xi_n^2 \epsilon_{1w}^2 \epsilon_{2wn}^2 \phi_n^2}$$

$$\epsilon_{1w} = \frac{\left[\int_0^H \int_0^H \mu_l(z) \mu_l(z') \mu_z(z) \mu_z(z') \exp(-|z-z'|/60) z z' / H^2 dz dz' \right]}{H \mu_z(H)}$$

$$\epsilon_{2wn} = \frac{\left[\int_0^H \int_0^H \mu_l(z) \mu_l(z') \mu_z(z) \mu_z(z') \exp(-|z-z'|/60) \phi_n(z) \phi_n(z') dz dz' \right]^{1/2}}{\left[\int_0^H \int_0^H \mu_l(z) \mu_l(z') \mu_z(z) \mu_z(z') \exp(-|z-z'|/60) z z' / H^2 dz dz' \right]^{1/2}}$$

$$\cdot \frac{H}{\mu_z(z/H) \int_0^H \phi_n^2(z) dz}$$

其中, ξ_n 为 n 阶频率对应的脉动增大系数,按照表 4.2.9-1 采用;
 $\phi_n(z)$ 为 n 阶振型。

令各阶振型在悬臂端处数值 $\phi_n(H) = 1$, 则悬臂端处风振系数为:

$$\beta_z(H) = 1 + \xi_{1w} \epsilon_{2w}$$

其中,

$$\epsilon_{2w} = \sqrt{\sum_{n=1}^4 (\xi_n / \xi)^2 \epsilon_{2wn}^2}$$

ϵ_{1w} 仅与地貌类别和结构高度有关,可以编制相应表格 4.2.10-1。

ϵ_{2w} 仅与结构频率和振型有关,考虑纤绳与杆身相对刚度的变化,求得相应数值,并编制表格 4.2.10-2。值得注意的是,当悬臂段较长时,鞭梢效应比较明显,因此考虑悬臂端不同相对长度的情况。而对于桅杆杆身其余部分,则根据第一振型在该处数值进行相应调整。

对于桅杆纤绳,统一考虑地貌类别、结构高度和振型的影响(即统一考虑 ϵ_1 和 ϵ_2 的影响),可以得到纤绳不同高度处的风振系数。考虑到工程应用中,仅关心纤绳动张力,因此可以将非均布动力风荷载等效为均布荷载,求得换算的均布荷载的风振系数,并编制相应表格 4.2.10-3。

4.2.11 当建筑物受到风力作用时,不但顺风向可能发生风振,而且也能发生横风向的风振。横风向风振都是由不稳定的空气动力

形成,其性质远比顺风向更为复杂,其中包括旋涡脱落(vortex-shedding)、颤振(flutter)等空气动力现象。

对圆截面柱体结构,当发生旋涡脱落时,若脱落频率与结构自振频率相符,将出现共振。大量试验表明,旋涡脱落频率 f_s 与风速 v 成正比,与截面的直径 d 成反比。同时,雷诺数 $Re = \frac{vd}{\nu} = 69000vd$ (ν 为空气运动粘性系数,约为 $1.45 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$),斯托罗哈数 $St = \frac{f_s d}{v}$,它们在识别其振动规律方面有重要意义。

当风速较低,即 $Re < 3 \times 10^5$ 时,一旦 f_s 与结构自振频率相符,即发生亚临界的微风共振,对圆截面柱体, $St \approx 0.2$; 当风速增大而处于超临界范围,即 $3 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$ 时,旋涡脱落没有明显的周期,结构的横向振动也呈随机性;当风更大, $Re \geq 3.5 \times 10^6$,即进入跨临界范围,重新出现规则的周期性旋涡脱落,一旦与结构自振频率接近,结构将发生强风共振。

一般情况下,当风速在亚临界或超临界范围内时,不会对结构产生严重影响,即使发生微风共振,结构可能对正常使用有些影响,但也不至于破坏。设计时,只要采取适当构造措施,或按微风共振控制要求控制结构顶部风速即可。

当风速进入跨临界范围内时,结构有可能出现严重的振动,甚至于破坏,国内外都曾发生过很多这类损坏和破坏的事例,对此必须引起注意。

4.2.12 对亚临界的微风共振,微风共振时结构会发生共振声响,但一般不会对结构产生破坏。此时可采用调整结构布置以使结构基本周期 T_1 改变而不发生微风共振,或者控制结构的临界风速 $v_{cr,1}$ 不小于 15 m/s ,以降低共振的发生率。

对跨临界的强风共振,设计时必须按不同振型对结构予以验算。规范式(4.2.12-4)中的计算系数 λ_j 是对 j 振型情况下考虑与共振锁住区分布有关的折算系数。在临界风速 $v_{cr,j}$ 起始点高度

H_1 以上至 $1.3v_{cr,j}$ 一段范围内均为锁住区, 风速均为 $v_{cr,j}$ 。共振锁住区的终点高度 $H_2 = H \times \left(\frac{1.3v_{cr,j}}{v_{H,a}} \right)^{\frac{1}{\alpha}}$, 式中 $v_{H,a}$ 为该地貌的结构顶点的风速, H_2 一般常在顶点高度之上, 故锁住区常取到结构顶点, 计算系数 λ_j 就根据此点而作出。个别情况如 $H_2 < H$, 可根据实际情况进行计算, 此时 λ_j 可按 $\lambda_j(H_1) - \lambda_j(H_2)$ 确定, 如考虑安全, 也可将 H_2 取至顶点。若临界风速起始点在结构底部, 整个高度为共振锁住区, 它的效应为最严重, 系数值最大; 若临界风速起始点在结构顶部, 不发生共振, 也不必验算横风向的风振荷载。公式中的临界风速 $v_{cr,j}$ 计算时, 应注意对不同振型是不同的。根据国外资料和我们的计算研究, 一般考虑前四个振型就足够了, 但以前两个振型的共振为最常见。还应注意到, 对跨临界的强风共振验算时, 考虑到结构强风共振的严重性及试验资料的局限性, 应尽量提高验算要求。一些国外规范如 ISO 4354 就要求考虑增大风速验算。这里采用将顶部风速增大到 1.2 倍以扩大验算范围。

4.2.13 对于非圆截面的柱体, 同样也存在旋涡脱落等空气动力不稳定问题, 但其规律更为复杂, 国外的风荷载规范逐渐趋向于也按随机振动的理论建立计算模型, 目前, 规范仍建议对重要的柔性结构, 应在风洞试验的基础上进行设计。

4.2.14 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迭加。当发生横风向强风共振时, 顺风向的风力如达到最大的设计风荷载时, 横风向的共振临界风速起始高度 H_1 由式(4.2.12-5)可知为最小, 此时横风向共振影响最大。所以, 当发生横风向强风共振时, 横风向风振的效应 S_L 和顺风向风荷载的效应 S_A 按矢量迭加即 $S = \sqrt{S_A^2 + S_L^2}$ 组合而成的结构效应最为不利。

4.2.15 对于电力行业架空送电线路, 由于它的特殊性, 可根据该行业的具体情况专列条文确定。

4.3 覆冰荷载

4.3.1~4.3.3 在原条文中补充了电力行业设计规程的相关内容。

在电力行业中,送电杆塔的导地线覆冰荷载比较复杂,且具有显著的行业特点,有行业的设计技术规程和规定。在电力行业中冰荷载习惯称“覆冰”,建议将“裹冰”改为“覆冰”。

4.4 地震作用和抗震验算

4.4.2 高耸钢塔中在塔楼、塔头部位经常有悬挑距离较大的桁架、梁等,这些部位竖向地震作用可能成为最不利作用,所以在此提出。

4.4.4 弹性反应谱理论仍是现阶段抗震设计的最基本理论,本规范的设计反应谱以地震影响系数曲线的形式给出,并有如下重要改进:

1 设计反应谱周期延至 6s。根据地震学研究和强震观测资料统计分析,在周期 6s 范围内,有可能给出比较可靠的数据,也基本满足了国内高耸结构的抗震设计需要。对于长周期大于 6s 的结构,抗震设计反应谱应进行专门研究。

2 理论上,设计反应谱存在两个下降阶段,即:速度控制段和位移控制段,在加速度反应谱中,前者衰减指数为 1,后者衰减指数为 2。设计反应谱是用来预估建筑结构在其设计基准期内可能经受的地震作用,通常根据大量实际地震记录的反应谱进行统计并结合工程经验判断加以规定。为保持规范的延续性,在 $T \leq 5T_g$ 范围内与《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 相同,把《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 的下平台改为倾斜段,使 $T > 5T_g$ 后的反应谱值有所下降,不同场地类别的最小值不同,较符合实际反应谱的统计规律。在 $T = 6T_g$ 附近,新的反应谱比《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 约增加 15%,其余范围取值的变动更小。

3 为了与我国地震动参数区划图接轨,根据地震动参数区划的反应谱特征周期分区和不同场地类别确定反应谱特征周期 T_g ,即特征周期不仅与场地类别有关,而且还与特征周期 T_g 分区有关,同时反应了震级大小、震中距和场地条件的影响。 T_g 分区中

的一区、二区、三区分别反映了近、中、远震影响。为了适当调整和提高结构的抗震安全度,各分区中Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类场地的特征周期较《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 的值约增大了 0.05s。同理,罕遇地震作用时,特征周期 T_g 值也适当延长。这样处理比较接近近年来得到的大量地震加速度资料的统计结果。与《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 相比,安全度有一定提高。

4.4.5 考虑到不同结构类型的抗震设计需要,提供了不同阻尼比 (0.01~0.20) 地震影响系数曲线相对于标准的地震影响系数 α (阻尼比为 0.05) 的修正方法。根据实际强度记录的统计分析结果,这种修正可分两段进行:在反应谱平台阶段 ($\alpha=\alpha_{\max}$),修正幅度最大;在反应谱上升段 ($T<T_g$) 和下降段 ($T>T_g$),修正幅度变小;在曲线两端 (0s 和 6s),不同阻尼比下的 α 系数趋向接近。表达式为:

$$\text{上升段: } [0.45 + 10(\eta_2 - 0.45)T]\alpha_{\max}$$

$$\text{水平段: } \eta_2 \alpha_{\max}$$

$$\text{下降段: } (T_g/T)^{\gamma} \eta_2 \alpha_{\max}$$

$$\text{倾斜段: } \left[0.2^{\gamma} - \frac{\eta_1}{\eta_2} (T - 5T_g) \right] \eta_2 \alpha_{\max}$$

对应于不同阻尼比计算地震影响系数的调整系数如表 1 所示,条文中规定,当 η_2 小于 0.55 时取 0.55;当 η_1 小于 0.0 时取 0.0。

表 1 对应于不同阻尼比计算地震影响系数的调整系数

ξ	η_2	γ	η_1
0.01	1.54	0.97	0.025
0.02	1.34	0.95	0.024
0.05	1.00	0.90	0.020
0.10	0.75	0.85	0.014
0.20	0.56	0.80	0.001

4.4.6 现阶段采用抗震设防烈度所对应的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$,多遇地震烈度和罕遇地震烈度分别对应于 50 年设计基准期内超越概率为 63% 和 2%~3% 的地震烈度,也就是通常所说

的小震烈度和大震烈度。为了与新的地震动参数区划图接口,表 4.4.6 中的 $\alpha_{\max}$ 沿用《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 中 6、7、8、9 度所对应的设计基本加速度之外,对于 7~8 度、8~9 度之间各增加一档,用括号内的数字表示,分别对应于附录 A 中的 0.15g 和 0.30g。

高耸结构阻尼比的确定与现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 统一,明确其数值。由于本规范对高于 200m 以上的塔推荐使用振动控制技术,故此条规定加振动控制设备的高耸结构的阻尼比可按“等效阻尼比”取值。

对于周期大于 6.0s 的高耸结构所采用的地震影响系数应专门研究。

4.5 温度作用及作用效应

4.5.1 原规范对温度效应仅是提及,并不具体。经研究对高寒地区的多功能钢结构电视塔,其塔楼内外结构的温度效应须予考虑。此条确定了室外低温的计算标准值。

5 钢塔架和桅杆结构

5.1 一般规定

5.1.2 本条所指“钢材材质应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的要求”是要求设计者根据钢结构设计的基本原理并结合高耸钢结构的特点来选择材料及辅助材料。

高耸钢结构是承受动力荷载(以风为主)的室外结构,而且绝大部分为焊接结构(小型角钢输电塔不在本规范覆盖范围之内)。所以在选择材料时应考虑以下几点:

1 应选用 Q235-B 及以上的钢材。

2 对于桅杆纤绳的拉耳设计,应考虑微风时扭转效应引起的疲劳荷载作用,材料和焊缝应比一般高耸钢结构提高一个等级。

3 对于高耸钢结构的悬臂天线段,应考虑鞭梢效应及高频振动作用,适当选用较好的材料或适当降低应力比。

4 对于寒冷地区的高耸钢结构,应考虑冷脆问题,适当提高材料等级。根据经验,冬季极限低温在 $-20 \sim -40^{\circ}\text{C}$ 的地区,可采用 C 级钢材。

5 钢材的选择应考虑经济性,并易于采购,易于管理。

5.1.3 由于规范适用范围增加了电力高塔,故电力高塔中常用的钢绞线的强度设计值亦予收录。国内电力系统使用螺栓品种、数量较钢结构建筑多,也对各类螺栓的承载能力进行过大量试验,试验结果比现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 提供的承载能力略大,故电力系统普遍采用的螺栓承载力与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 有所区别。为了尊重试验结果,本规范在基本仍采用现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 数据的

前提下,作出说明。即有大量可靠试验依据时,可根据行业内具体情况做适当修正,而修正须在行业内以行业标准形式统一规定。

5.1.4 高耸结构处于室外,大气环境腐蚀影响较大。由于维护费用问题越来越突出,故目前对高耸结构一般均做长效防腐处理。本条所列两种长效防腐方法均已经过大量工程实践验证。其他长效防腐方法如氟碳涂层法、无机富锌涂层法等均有较好的应用前景,但尚需经过一定量实际工程检验。

5.1.5 塔桅结构的防雷接地是普遍性的重要问题,且利用结构主体作为防雷引下线最为经济,防雷接地又与基础的设计与施工有关。故在此作为设计的一般规定。

5.2 钢塔桅结构的内力分析

5.2.1 上世纪 80 年代,塔架的内力分析采用平面桁架法或分层空间桁架法手算较多。但随着技术的进步,这些不太精确的方法已基本淘汰,精确的整体空间桁架法已被广泛采用。故修改中体现了这一变化,并提出对重要结构做动力分析的要求。

5.2.2 十年前桅杆的静力分析一般按弹性支座连续梁法计算,而目前这种方法已被非线性有限元法所取代。修编后的条文体现了这一技术上的进步。

5.2.3 由于风沿高耸结构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,斜杆的内力会大大超过这一值。这一现象称为“埃菲尔效应”。国外塔桅结构设计规范中已对这种不利效应作出对策。在本规范修编过程中,经过研究与英国规范对比,得出这一条文。即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。

5.5 轴心受拉和轴心受压构件

5.5.3 表 5.5.3-2 根据近期的研究及电力系统的工程实践作了补充和修改。与表中数据所对应的连接状态是腹杆直接连接在塔柱角钢肢上。

5.5.6 塔桅钢结构一般作为空间桁架计算,其杆件均按二力杆计算,但实际上这些二力杆也会受到局部作用力而受弯,为避免不安全而提出。增加横向集中力。

5.6 偏心受拉和偏心受压构件

5.6.1 由于高耸钢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。

5.6.7 近几年来在国内通讯、输电及其他领域中大量出现了单管杆塔。其共同特点是使用对刚度要求较低,按径厚比 $D/t < 100$ 设计时强度利用明显不足。而国外这类单管杆塔用得很多,其径厚比也突破 100 的限定。修编组以美国规范相应条文为蓝本,进一步考虑单管塔固有的部分轴压力不利作用,对美国规范计算公式作了适当调整(更趋向于安全),得到本条文。在电力部门,美国规范的公式已在国内大量使用,未发生工程问题。那么本条文公式的使用应该更是可行的。而本条文的实施对与单管塔的建设可以节约大量材料和资金。

5.7 焊缝连接计算

5.7.1 一般高耸结构主要承受风载,不属疲劳荷载,但对于石油钻探塔等有长期机械作用的塔以及桅杆的纤绳拉耳部位,仍有疲劳作用。根据高耸钢结构的实际状况提出了焊缝形式及等级的确定原则,并要求做相应的检验。本条文根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定,焊缝形式和等级应在设计图中注明。条文中仅对工厂焊缝作出规定,说明高耸结构不提倡工地施焊,特殊

情况必须工地施焊时,焊缝等级由设计者确定,但不宜取过高等级。

5.9 法兰盘连接计算

I 刚性法兰盘的计算

5.9.1 式(5.9.1)考虑厚板的部分塑性发展作了调整,由 $t \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{f}}$ 改为 $t \geq \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}}$ 。本条增加了对单位宽度最大弯矩值 $M_{\max}$ 的定义。

5.9.2 法兰连接受力较小时用普通螺栓,受力较大时用承压型高强螺栓,均不保证法兰面始终受压。本条公式根据强度极限状态条件推出。

II 柔性法兰盘的计算

5.9.4~5.9.6 在工程实践中,为了简化钢结构连接制作,减少焊接变形,提高效率而用无加劲肋(柔性)法兰代替刚性法兰。为此进行了理论分析和大量试验。在此基础上提出了柔性法兰的设计方法,用以指导工程实践。

5.10 钢塔桅结构的构造要求

I 一般规定

5.10.2 增加了热浸锌时锌液宜滞留的部位应设溢流孔的要求。

5.10.3 要求节点构造简单紧凑的目的主要是减小受风面积,同时也可以简化制作节约钢材。

5.10.5 对钢塔主要受力构件圆钢最小直径的限定由 $\phi 12$ 改为 $\phi 16$ 。

5.10.6 区分了按计算要求设横膈和按构造要求设横膈这两种不同情况。实际上横膈有时在计算中是必须的,如“K”形腹杆中点,必须有横膈支撑。

III 螺栓连接

5.10.13 每一杆件在接头一边的螺栓数不宜少于 2 个,但对于相

当于精制螺栓的销连接,可以只用一个螺栓。因这种连接螺栓(销)加工精度高,受力状态较理想化,质量可靠。而这在柔性杆连接中为常用构造。安装很方便,且节约节点用材。

5.10.15 增加规定受剪螺栓的螺纹不应进入剪切面,以提高螺栓抗剪的可靠性。本条还强调由于高耸钢结构受风振作用,故重要螺栓连接,特别是有可能受拉压循环作用的螺栓,必须要有防松措施。一般螺栓也要用扣紧螺母防松。

恒智天成软件订购热线: 4006338991

6 混凝土圆筒形塔

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于普通混凝土和预应力混凝土圆筒形塔的设计。原规范不包括预应力混凝土塔。近年来,塔形结构越来越高,为了减轻结构自重,减少塔身裂缝,提高塔身的刚度,在工程实践中,已建造了许多预应力混凝土塔,因此,在规范修订中,增加了预应力混凝土塔的设计内容。在施工条件允许的情况下,建议采用预应力混凝土塔。

6.2 塔身变形和塔筒截面内力计算

6.2.1 相邻质点间的塔身截面刚度取该区段的平均截面刚度,可不考虑开孔和局部加强措施(如洞口扶壁柱等)的影响。

6.2.6~6.2.12 塔身的附加弯矩计算,原规范在条文中仅给出理论公式(5.2.8),而将详细计算公式列于附录四。这次修订,将详细计算公式移至正式条文中。这些计算公式与现行国家标准《烟囱设计规范》GB 50051 基本相同,仅增加了塔身上集中荷载,如塔楼等。

6.2.13 本条规定了塔身代表截面位置的选择。一般塔身是有坡度的,塔身的曲率沿高度也是变化的。为了计算简化,采用某一截面的变形曲率,代表塔身的实际曲率,然后按等曲率计算附加曲矩,这个截面定义为代表截面。代表截面的确定,是通过工程实例并预测工程的发展趋势,进行分析和计算后确定的。

用代表截面曲率计算出的塔顶变位,一般比实际曲率算得的塔顶变位大 1.6%~15.2%。

如塔身不符合本条选择代表截面条件时,应按实际情况采用第 6.2.6 条计算附加弯矩。

6.3 塔筒极限承载能力计算

6.3.1 沿环形截面均匀配筋塔筒的极限承载能力计算,与现行国家标准《烟囱设计规范》GB 50051 的计算原则相同。烟囱和电视塔筒,都属于大型环形截面,与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的环形截面沿截面均匀配筋的计算公式也是相同的。

现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 一般是指小型构件,如电线杆等。其计算公式用于大型环形截面是否合适尚有疑问。在原《烟囱设计规范》GBJ 51 修订之前,针对这个问题进行了大型构件模拟试验。

试验工作由包头钢铁设计研究总院与西安建筑科技大学合作完成。试验共做四个试件,试件尺寸均为:高度 $h=5.8\text{m}$,外直径 $d=1.3\text{m}$,壁厚 160mm 。配筋分为光面钢筋和变形钢筋各 2 个。试验是在荷载与温度共同作用下进行的。试件内表面加温至 200°C ,恒温 24h 后,分级加载直至破坏。

试件的破坏标志,其受压区最大压应变 $\epsilon_c=0.0033$,受拉区钢筋拉应变 $\epsilon_s=0.01$ 。本次 4 个试件,当受拉区钢筋拉应变 $\epsilon_s=0.01$ 时,受拉区混凝土已严重开裂,裂缝宽度 $w\geq 2\text{mm}$,而受压区混凝土的最大压应变 ϵ_c 均小于 0.002。在此情况下,再增加少量水平荷载(增大弯矩),混凝土受压区就发生崩溃。受压区崩溃后,荷载再加不上去了。

通过本次试验认为:其极限承载能力状态可取钢筋拉应变 $\epsilon_s=0.01$,与此相对应的混凝土压应变 $\epsilon_c<0.002$ 。

以上述变形为极限变形,试验所得的极限弯矩均大于原《烟囱设计规范》GBJ 51 及《高耸结构设计规范》GBJ 135 计算的极限承载能力计算值。试件的计算与试验情况列于表 2 中。

表 2 试验与计算结果对比(kN·m)

试 件 公 式	1	2	3	4
《烟囱设计规范》GBJ 51—83	554	706	887	946
《高耸结构设计规范》GBJ 135—90	554	708	888	939
试验	869	999	1175	1315

可见,采用现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的计算公式是完全可以的。

本规范与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的区别在于在塔身上有开设孔洞截面,并考虑在计算截面开设一个孔洞和两个孔洞的情况。本规范分别给出了计算公式。根据常规做法,配有预应力钢筋时,也在公式中给出了配有非预应力筋和同时配有预应力筋的通用公式。当不配预应力筋时,令预应力筋项的值为零即可。

应当指出:在计算公式中,当仅开设一个孔洞时,是按孔洞在受压区给出的。当开设两个孔洞时,其中较大的孔洞在受压区。

6.4 塔筒正常使用极限状态计算

6.4.1 预应力混凝土塔筒的抗裂验算,应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定进行计算。本规范未作新规定。

6.4.2 为计算混凝土和预应力混凝土塔筒的裂缝开展宽度,需要计算在正常使用极限状态下的混凝土压应力和钢筋拉应力。为此,应首先判别 $e_{0k} \leq r_{co}$ 或 $e_{0k} > r_{co}$ 。因为这两种不同情况,应力的计算公式是不同的。其中截面核心距 r_{co} ,又分为截面无孔洞及有一个孔洞和有两个孔洞等情况,应分别加以判断。本条给出了有关计算公式。

6.4.3 本条给出了当 $e_{0k} \leq r_{co}$ 时,混凝土压应力的计算公式。由于 $e_{0k} \leq r_{co}$,迎风侧钢筋拉应力小于零,此种状态,无需验算裂缝。

6.4.4 当 $e_{0k} > r_{co}$ 时,应分别求出混凝土压应力和受拉区钢筋拉应力。求出钢筋拉应力才能验算裂缝开展宽度。本条计算公式与现行国家标准《烟囱设计规范》GB 50051 不同之处,在于增加了预应力钢筋。

6.4.5 本条给出了塔筒在标准荷载和温度共同作用下产生的水平裂缝宽度计算公式。裂缝开展宽度的计算公式与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 相同。但由于在自然温度作用下,筒壁的内侧与外侧有一定的温度差,此温度差使受拉钢筋增大了拉应力。由温度产生的钢筋拉应力,反映在式(6.4.5-2)中。

6.4.6 塔筒的竖向裂缝,仅由筒壁内外温度差产生。本条给出了有关计算公式。对于塔筒由于温度差较小,不像烟囱筒壁内外侧温度差很大,如有一定的环向配筋,一般裂缝不会很大。

6.5 混凝土塔筒的构造要求

6.5.1~6.5.12 本节的有关构造要求,与原规范相比,仅增加了有关预应力混凝土的一些要求。这些要求参考了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010。

7 地基与基础

7.1 一般规定

7.1.1 根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定及高耸结构的使用特点,增列了“可不做地基变形计算的高耸结构”。将地基变形的计算控制在合适的范围。其余要求同原规范。

7.1.3 增加了高耸结构地基基础设计前应进行岩土工程勘察的规定,以保证基础设计的科学性。

7.1.4 根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的新规定,将设计高耸结构地基基础不同内容时所取用的荷载与作用的不同代表值,以及抗力的代表值作出明确规定,以免混淆。某些方面还考虑了高耸结构的特点。

7.1.5 提出要计算地下水浮力对基础及覆土的抗拔力的影响,并提出应调查地下水的腐蚀作用。

7.1.6 明确了地基土工程特征指标的三种代表值,以免使用时混淆。

7.2 地基计算

7.2.1 按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007,在地基计算中,用荷载效应标准组合为代表值,以特征值(承载力)为抗力代表值。其余同原规范。

7.2.2~7.2.4 与 7.2.1 作同样变化。

7.2.5 高耸结构地基变形允许值与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 协调,并在分类上作适当变更。

7.2.6 对高耸结构内相邻基础间的沉降差作出限定。这样一是

为了减小由于沉降差引起附加应力,二是为了防止沉降差造成使用状态的恶化及管线的损坏。这回总沉降差往往在井道基础和塔柱基础之间产生。

对于中低压缩性土,以压缩系数值 $\alpha < 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 为标准,当 $\alpha \geq 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 时为高压缩性土。

7.2.7 对山坡地上的高耸结构要分析地基的稳定性,并对此作出科学的评价。

7.3 基础设计

I 一般规定

7.3.1 增加了高耸结构地基基础选型表,以利设计人员对方案做合适的选择。表 7.3.1 中关于中低压缩性和高压缩性土的意义同第 7.2.6 条条文说明。

II 天然地基基础

7.3.3 提出了斜立式基础的适用范围及大致形式。

7.3.4 对构架式塔的独立基础加连系梁的基础形式的设计方法作了明确规定。这种基础在高耸钢结构中用得最多,而原规范中却没有列入。

7.3.5~7.3.7 重点阐述了原规范中的“板式基础”,即本规范中的“扩展基础”。此种基础在天然地基上的高耸结构基础中最为常见,有圆形、方形、环形等。公式 $\psi = -3.9 \times \left(\frac{r_1}{r_c}\right)^3 + 12.9 \times \left(\frac{r_1}{r_c}\right)^2 - 15.3 \times \frac{r_1}{r_c} + 7.3$ 根据图 7.3.5-3 曲线拟合而成。

7.3.8 提出高耸结构扩展基础的一个最重要特点,即在基础受拔力作用(靠自重、覆土重及土的抗剪切性能)时,底板反向受弯。因而在底板上表面也要做配筋验算。这种情况对其他结构相当独特,但在高耸结构中却很普遍,原规范并未提及。

7.3.9 高耸结构一般很少用“刚性基础”,即“无筋扩展基础”。故

说明其使用范围后,将原规范中具体条文略去,仅用此条说明万一遇到该如何设计。

7.3.10 高耸钢结构的锚栓是上部结构与基础之间的重要连接件,设计时应考虑对钢结构和混凝土结构兼容。而两者的施工标准差异很大,本条根据高耸结构的特点及设计经验,提出了锚栓设计的具体要求。

III 桩 基 础

7.3.11、7.3.12 对高耸结构桩基础的适用条件、形式、持力层选择、计算要求作一般规定。

7.3.13 本条对高耸结构中常见的承受水平力的桩及承台的具体设计方法及构造要求作了明确规定。

7.3.14 本条对高耸结构中常见而在其他结构中较少遇到的承受压力-拔力交变作用的桩及承台的具体设计方法、公式作出明确规定。

7.3.15 本条规定了高耸结构抗拔桩及承台的具体构造要求,这是原规范未涉及而实际设计中又经常要遇到的问题。

IV 岩石锚杆基础

7.3.16~7.3.20 对在岩石地基上的高耸结构所常用的锚杆基础的设计计算及构造要求作出具体规定。弥补了原规范的缺项。

7.4 基础的抗拔稳定和抗滑稳定

7.4.1~7.4.6 与原规范条文说明基本一致,仅对原规范公式中的代表值按新的标准作了注释。

附录 A 材料及连接

1 对表 A.1 的解释:

在高耸钢结构中,大量使用 20[#] 钢无缝管材,而这种材料的性能在现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中未列出。为适用工程需要,在备注中对 20[#] 钢的强度取值作了说明。根据机械工业部的标准,20[#] 钢的强度、延性、可焊性等主要结构参数均优于 Q235 钢,但属于同一强度等级,故为简化起见,规定 20[#] 钢的设计强度同 Q235 钢。

2 对表 A.3 的解释:

在大量的角钢塔中,螺栓强度等级不限于现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 规定的 4.8 级、8.8 级、10.9 级,还有 6.8 级。为适应高耸结构工程的要求,特根据机械工业部标准,将 6.8 级列入本表。在锚栓设计中,Q235 锚栓强度低,Q345 圆钢又很难采购,故本规范按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中关于锚栓设计强度的换算方法,并参照现行国家标准《优质碳素结构钢》GB/T 699 的规定,确定了 35[#] 钢、45[#] 钢锚栓的抗拉强度值,并规定对 35[#] 钢不宜焊接,对 45[#] 钢不应焊接。我国电力系统铁塔设计及施工中有大量使用优质碳素结构钢作锚栓的经验。

3 根据高耸结构设计的需要,增加了表 A.6~A.12,其内容为镀锌钢绞线、钢丝绳强度设计值以及混凝土、钢筋强度设计值和弹性模量。

附录 B 轴心受压钢构件的稳定系数

1 对表 B.1 的解释:

根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 对截面的分类作了调整,然而真正用于高耸结构轴压构件的截面仍为 a、b 两类,其他均略去。

2 表 B.2、B.3 为 a、b 两类截面轴心受压构件的稳定系数,参照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017。

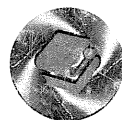
3 关于圆筒形混凝土塔、烟囱的附录不必要,故取消。其余同原规范。

恒智天成软件订购热线：4006338987

S/N:1580058.871



9 158005 887100 >



统一书号:1580058 • 871

定价:25.00 元