



中华人民共和国石油化工行业标准

SH/T 3029—2014
代替 SH 3029—1991

石油化工排气筒和火炬塔架设计规范

**Design specification for derrick of exhaust and
flare stack in petrochemical industry**



2014-07-09 发布

2014-11-01 实施

中华人民共和国工业和信息化部 发布

目 次

前言	V
1 范围	1
2 规范性引用文件	1
3 术语和符号	1
3.1 术语	1
3.2 符号	2
4 设计原则	5
4.1 一般规定	5
4.2 塔架形式选择	5
4.3 材料	6
4.4 吊装	6
5 荷载及作用	6
5.1 荷载分类及组合	6
5.2 风荷载	7
5.3 地震作用	12
5.4 覆冰荷载	13
6 塔架计算	14
7 连接计算	22
7.1 节点板连接	22
7.2 球节点连接	24
7.3 钢管直接焊接连接	25
7.4 法兰盘连接	26
7.5 铰腕支座	30
8 构造	31
8.1 一般规定	31
8.2 节点板连接的构造	32
8.3 空心球连接的构造	32
8.4 钢管直接焊接连接的构造	33
8.5 法兰盘连接的构造	33
9 抗震措施	34
9.1 一般规定	34
9.2 一级抗震等级塔架	37
10 地基与基础	41
11 防腐蚀设计	51

12 施工要求	52
附录 A (资料性附录) 原始资料	53
附录 B (资料性附录) 焊缝及螺栓连接的强度设计值	54
附录 C (资料性附录) 防腐蚀涂层配套举例	55
本规范用词说明	57
附: 条文说明	59

Contents

Foreword	V
1 Scope	1
2 Normative reference	1
3 Terms and definitions	1
3.1 Terms	1
3.2 definitions	2
4 Design principles	5
4.1 General	5
4.2 Derrick type	5
4.3 Material	6
4.4 Hoisting	6
5 Loads and action	6
5.1 loads and combination	6
5.2 Wind loads	7
5.3 Seismic action	12
5.4 Ice loads	13
6 Derrick caculation	14
7 Connection caculation	22
7.1 Guasset plate connection	22
7.2 Spherical node connection	24
7.3 Pipe welding connectin	25
7.4 Flange connection	26
7.5 Wrist hinge connection	30
8 Details	31
8.1 General	31
8.2 Details of gusset plate connection	32
8.3 Details of spherical node connection	32
8.4 Details of pipe welding connectin	33
8.5 Details of flange connection	33
9 Seismic measures	34
9.1 General for seismic design	34
9.2 Specification for high seismic fortification intensity	37
10 Foundation	41
11 Anticorrosive design	51

12 Requirements for construction.....	52
Annex A (Informative) Design information.....	53
Annex B (Informative) Capacity design value for weld and bolt connection.....	54
Annex C (Informative) Anticorrosive design example.....	55
Explanation of wording in this specification.....	57
Add: Explanation of articles.....	59

前 言

根据中华人民共和国工业和信息化部《2011年第一批行业标准制修订计划》（工信厅科[2011]75号）的要求，规范编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求有关设计、施工、生产等方面意见的基础上，修订了本规范。

本规范共分12章和3个附录。

本规范的主要技术内容是：石油化工排气筒和火炬塔架的设计原则，荷载及作用，塔架计算，连接计算，构造，抗震措施，地基与基础，防腐蚀设计，施工要求。

本规范是在SH 3029—1991《石油化工企业排气筒和火炬塔架设计规范》的基础上修订而成，修订的主要技术内容是：

- 根据近年颁布实施的国家有关规范对原规范进行了全面的修订补充；
- 增加了抗震措施一章。

本规范由中国石油化工集团公司负责管理，由中国石油化工集团公司建筑设计技术中心站负责日常管理，由中国石化工程建设有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议，请寄送日常管理单位和主编单位。

本规范日常管理单位：中国石油化工集团公司建筑设计技术中心站

通讯地址：河南省洛阳市中洲西路27号

邮政编码：471003

电 话：0379-64887187

传 真：0379-64887187

本规范主编单位：中国石化工程建设有限公司

通讯地址：北京市朝阳区安慧北里安园21号

邮政编码：100101

本规范主要起草人员：张克峰 张 俊 陈 春

本规范主要审查人员：王松生 邱正华 嵇转平 郑洪忠 张永杰 黄钟喜 李立昌 应付钊
李开文 崔忠涛 任 意 刘德文 熊 英 唐 健 赵福运

本规范1991年首次发布，本次为第1次修订。

石油化工排气筒和火炬塔架设计规范

1 范围

本规范规定了石油化工排气筒和火炬塔架的结构设计、构造及其他要求。

本规范适用于高度 150 米及以下的石油化工排气筒和火炬塔架的设计。

2 规范性引用文件

下列文件对于本规范的应用是必不可少的。凡是注日期的引用文件，仅注日期的版本适用于本规范。凡是不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本规范。

- GB/T 700 碳素结构钢
- GB/T 1228 钢结构用大六角头螺栓
- GB/T 1229 钢结构用高强度大六角型式与尺寸
- GB/T 1230 钢结构用高强度垫圈型式与尺寸
- GB/T 1231 钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件
- GB/T 1591 低合金高强度结构钢
- GB/T 3632 钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副形式尺寸
- GB/T 3633 钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副技术条件
- GB/T 5117 碳钢焊条
- GB/T 5118 低合金钢焊条
- GB/T 5313 厚度方向性能钢板
- GB/T 8923 涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级
- GB 50007 建筑地基基础设计规范
- GB 50009 建筑结构荷载规范
- GB 50010 混凝土结构设计规范
- GB 50011 建筑抗震设计规范
- GB 50017 钢结构设计规范
- GB 50046 工业建筑防腐蚀设计规范
- GB 50135 高耸结构设计规范
- GB 50212 建筑防腐蚀工程施工及验收规范
- GB 50453 石油化工建（构）筑物抗震设防分类标准
- SH/T 3406 石油化工钢制管法兰
- SH/T 3507 石油化工钢结构工程施工质量验收规范

3 术语和符号

3.1 术语

下列术语和定义适用于本规范。

3.1.1

塔架 Derrick

用于支承排气筒和火炬塔架的自立式高耸钢结构。

3.2 符号

下列符号适用于本规范。

3.2.1 作用及作用效应

- f_b ——横腹杆在地震作用组合下的轴力产生的轴向应力最大值（绝对值）；
 f_c ——塔柱在地震效应组合下的轴应力最大值（绝对值）；
 f_{br} ——斜腹杆在地震作用组合下的轴力产生的轴向应力最大值（绝对值）；
 G_i, G_j ——集中于质点 i, j 的重力荷载代表值；
 G_{eq} ——塔架等效总重力荷载；
 G_E ——计算地震作用时塔架的总重力荷载代表值；
 M_x ——计算截面上对 X 轴的弯矩；
 M_y ——计算截面上对 Y 轴的弯矩；
 M_{max} ——计算范围内的最大弯矩值；
 M_{by} ——横腹杆在平面外的截面抗弯承载力设计值；
 M_u, Q_u, N_u ——连接的极限受弯、受剪和受拉的承载力；
 M_{uy} ——连接的侧向受弯承载力；
 $M_{p.c.b}$ ——横腹杆在平面内的塑性截面折减受弯承载力；
 $M_{c.br}$ ——斜腹杆在平面内的截面折减受弯承载力；
 $M_{br,y}$ ——斜腹杆在平面外的截面受弯承载力；
 $M_{p.b}^L, M_{p.b}^R$ ——横腹杆消能梁段左侧和右侧的塑性截面的受弯承载力；
 $M_{p.c.b}^L, M_{p.c.b}^R$ ——分别为横腹杆消能梁段左侧和右侧的塑性截面的折减受弯承载力；
 N ——轴心拉力或压力；
 N_{EX} ——欧拉临界力；
 N_e ——任意构件的轴力；
 P ——杆件内力；
 P_f ——设计荷载作用下基础底面积上的土壤反力；
 Q_b, N_b ——分别为横腹杆的截面受剪、受拉承载力设计值；
 Q_{br}, N_{br} ——分别为斜腹杆的截面受剪、受拉承载力；
 q_a ——非圆形截面构件单位表面积上的覆冰荷载；
 q_e ——圆形截面构件单位长度上的覆冰荷载；
 R ——垂直于转轴的支座反力设计值；
 S_j —— j 振型水平地震作用产生的作用效应；
 $\Sigma M_{p.b}$ ——节点处两侧横腹杆的塑性截面的折减受弯承载力之和；
 V ——风速、剪力；
 V_b ——横腹杆的消能梁段的受剪承载力设计值；
 W ——沿塔架高度作用的风荷载；
 W_0 ——基本风压；
 X_{ji} —— j 振型 i 质点的水平相对位移；
 Y_H ——为单位水平力 $F=1N$ 作用于塔顶时，在塔顶处的水平位移。

3.2.2 计算指标

- F_{EVk} ——塔架总竖向地震作用（标准值）；
 F_{Vi} ——质点的竖向地震作用（标准值）；

- F_{ji} ——塔架 j 振型质点 i 的水平地震作用 (标准值);
 f ——钢材的基本强度设计值、地基承载力设计值、柱脚与基础的摩擦系数;
 f_f^w ——角焊缝的基本强度设计值;
 f_g^w ——熔合线上焊缝抗剪基本强度设计值;
 f_t^b ——螺栓的抗拉基本强度设计值;
 f_v^b ——螺栓的抗剪基本强度设计值;
 f_c^b ——螺栓承压基本强度设计值;
 f_y ——钢材的屈服强度;
 $f_{y,b}$ ——横腹杆钢材屈服强度;
 $f_{v,b}$ ——横腹杆钢材抗剪强度;
 $f_{y,br}$ ——斜腹杆钢材屈服强度;
 $f_{v,br}$ ——斜腹杆钢材抗剪强度;
 N_c ——空心球受压承载能力;
 N_t ——空心球受拉承载能力;
 N_v^b ——一个螺栓的受剪承载力设计值;
 N_t^b ——一个螺栓的受拉承载力设计值;
 $N_{E,b}$ 、 $V_{E,b}$ ——横腹杆的地震组合下的轴力设计值和剪力设计值;
 N_{br} ——要求的斜腹杆受压承载力设计值;
 $N_{E,br}$ ——地震组合下斜腹杆的轴力设计值;
 $N_{E,c}$ 、 $V_{E,c}$ 、 $M_{E,c}$ ——地震组合下塔柱的轴力、剪力、弯矩设计值;
 N_c 、 V_c 、 M_c ——要求的塔柱抗轴力和受剪、受弯承载力设计值;

3.2.3 几何参数及计算系数

- A ——构件毛截面面积、轴的截面积;
 A_g ——腹杆有效毛面积;
 A_m ——冲切破坏锥体斜截面的上边长与下边长的平均值;
 A_n ——构件净截面积;
 A_{n1} ——横腹杆的有效抗轴力面积;
 A_{n2} ——横腹杆的有效抗剪面积;
 $A_{n,br}$ ——斜腹杆的净截面面积;
 b_{\min} ——节点板的最小有效宽度;
 b ——覆冰厚度;
 D ——空心球外直径;
 D_o ——螺栓中心所在圆的直径;
 d ——圆形构件、钢管构件、螺栓及螺栓孔的直径、转轴直径;
 d_e ——螺栓在螺纹处的有效直径;
 H_i 、 H_j ——集中于质点 i 、 j 的计算高度;
 h_e ——角焊缝的有效厚度;

- h_R ——构件边缘至螺栓中心的距离；
 h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度；
 $l_{Z(0)}$ ——塔架迎风面在底部的宽度；
 $l_{Z(H)}$ ——塔架迎风面在顶部的宽度；
 L_{wi} ——角焊缝的总计算长度；
 m ——振型数；
 n ——塔柱数、构件一端连接的螺栓数；
 n_i ——所计算截面（最外列螺栓处）上的螺栓数；
 n_a ——上轴支承板或下轴支承板形成的剪力面，取其中较小值；
 γ ——结构构件的调整系数；
 γ_j —— j 振型的参与系数；
 S ——冲切破坏锥体，上周边长 S_1 与下周边长 S_2 的平均值；
 T_1 ——塔架基本自振周期；
 t ——节点板的厚度、法兰盘的厚度；
 Σt ——在同一受力方向承压构件的总厚度；
 W_{nx} ——对 X 轴的净截面抵抗矩；
 W_x ——作用于弯矩平面内受压区最大毛截面抵抗矩；
 $W_{n,p,b}$ ——横腹杆在平面内的有效塑性截面模量；
 $W_{p,b}$ ——钢管横腹杆的截面模量；
 $W_{b,y}$ ——横腹杆在平面外的截面模量；
 W_{br} ——斜腹杆在平面内的截面模量；
 $W_{br,y}$ ——斜腹杆在平面外的截面模量；
 W_{pc} ——塔柱的塑性截面模量，宜采用塔柱的全截面计算；
 ψ ——横腹杆的抗剪承载力折减系数；
 a ——横腹杆的消能梁段长度；
 α_j ——相应于 j 振型的计算周期 T_j 的地震影响系数；
 $\alpha_{v,max}$ ——竖向地震影响系数，取 $0.65\alpha_{max}$ ， α_{max} 为水平地震影响系数；
 α_1 ——与构件直径有关的覆冰厚度修正系数；
 α_2 ——覆冰厚度的高度递增系数；
 β_0 ——风振系数动力部分的基本值；
 β_z —— Z 高度处的风振系数；
 γ ——覆冰重度；
 γ_0 ——结构重要性系数；
 γ_{RE} ——抗力的抗震调整系数；
 ξ ——脉动增大系数；
 ε_1 ——考虑风压脉动和风压高度变化等影响系数；
 ε_2 ——考虑振型、结构外形的系数；
 β ——塔柱倾斜角；
 φ ——轴心受压构件稳定系数；

- φ_b ——受弯构件的整体稳定系数；
 φ_x ——弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数；
 φ_y ——弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数；
 μ_s ——风载体型系数；
 μ_z ——风压高度变化系数；
 δ ——空心球的壁厚。

4 设计原则

4.1 一般规定

- 4.1.1 塔架主体结构安全等级应按一级设计，抗震设防类别应按 GB 50453 的规定采用。地基基础设计等级为甲级。
- 4.1.2 排气筒和火炬头的高度应根据生产、安全和环保等因素确定。塔架高度可低于钢制排气筒或火炬头高度 10m 左右。
- 4.1.3 建筑场地为 IV 类时，对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，除本规范另有规定外，宜分别按抗震设防烈度 8 度（0.20g）和 9 度（0.40g）时的抗震设防类别要求采取抗震构造措施。
- 4.1.4 塔架应根据设防分类、烈度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类塔架抗震等级应按表 4.1.4 的要求确定。

表 4.1.4 塔架抗震等级

抗震设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
抗震等级	四	三	二	一

- 4.1.5 塔架受力构件及其连接件的最小厚度不宜小于 8mm。采用钢管结构时，其最小壁厚不宜小于 6mm。采用小断面组合构件时，构件厚度应留有足够的腐蚀裕度，火炬塔架不宜小于 0.5mm，排气筒塔架不宜小于 1.0mm。
- 4.1.6 火炬塔架顶部平台尺寸应满足火炬头的维修需要。当采用正方形塔架时，平台边长不宜小于 4m；采用三角形塔架时，平台边长不宜小于 7m，所有栏杆高度不得低于 1.2m。
- 4.1.7 沿塔架高度应设置水平横隔。可隔一个节间设置一道，正三角形塔架可 2 个~3 个节间设置一道，但在塔柱变坡度处应设置水平横隔。
- 4.1.8 沿塔架高度应设置休息平台，其间距不宜大于 20m。平台设在塔架水平横隔处，且应考虑垂直与水平交通。
- 4.1.9 塔架应根据所排放气体的腐蚀情况和所在场地环境等因素进行防腐蚀处理。火炬塔架上部 10m~20m 的构件表面的防腐蚀处理应考虑 90℃~100℃ 的高温影响。
- 4.1.10 设计塔架时，应考虑制作、运输、安装、维护检修等要求，并在经济合理的条件下注意塔体的造型美观。
- 4.1.11 设计塔架时，各项原始资料的内容可参照附录 A。
- ### 4.2 塔架形式选择
- 4.2.1 塔架平面形式宜采用正三角形或矩形。
- 4.2.2 塔架底部边长应根据计算确定，可取塔架高度的 1/5~1/8，但不宜小于 1/10。
- 4.2.3 塔架外形沿高度变化时，其外形宜接近弯矩曲线，但折点不宜过多。
- 4.2.4 塔架腹杆体系可采用交叉斜杆、K 形或 V 形斜杆等支撑体系。宜采用交叉斜杆腹杆体系，也

可采用预应力柔性圆钢交叉斜杆腹杆体系。但抗震设防塔架，不得采用 K 形斜杆腹杆体系，采用人字形或 V 形斜杆腹杆体系时，横腹杆在两塔柱之间应连续。

4.2.5 塔架杆件宜选择钢管、圆钢等风阻较小的断面。当选用型钢组合断面时，宜采用封闭式断面。

4.3 材料

4.3.1 塔架结构及其锚固螺栓的材料采用平炉或氧化转化炉碳素结构钢 Q235 钢和低合金结构钢 Q345 钢和 Q390 钢，其质量应分别符合 GB/T 700、GB/T 1591 的规定，并应保证抗拉强度、伸长率、屈服强度、冷弯试验、冲击韧性的合格和硫、磷含量符合限值。对焊接塔架应保证碳含量符合限值。

4.3.2 焊接塔架宜采用低氢型焊条（例如 E4315、E4316 和 E5015、E5016 等），其质量应符合 GB/T 5117 和 GB/T 5118 的规定。选用焊条型号应与主体金属相匹配。

4.3.3 塔架采用螺栓连接时，应采用高强螺栓连接，其质量应分别符合 GB/T 1228、GB/T 1229、GB/T 1230、GB/T 1231 或 GB/T 3632、GB/T 3633 的规定。

4.3.4 采用焊接连接的节点，当板厚等于或大于 40mm，并沿板厚度方向受拉时，应按现行标准 GB/T 5313 的规定，附加板厚度方向的断面收缩率不小于 Z15 级的规定。

4.3.5 抗震设防的塔架结构，其钢材的强屈比 (f_u/f_y) 不应小于 1.2，且应有明显的屈服台阶；伸长率应大于 20%。

4.3.6 球节点连接的空心球，宜选用 Q345 钢。

4.3.7 在石化工程中，塔架结构常用的钢号：

- a) 常温地区可选用 Q235 钢和 Q345 钢；
- b) 寒冷地区可选用 Q235 钢和具有 -20℃ 冲击试验合格保证的 Q345 钢；
- c) 严寒地区可选用 Q390 钢和具有 -30℃ 冲击试验合格保证的 Q345 钢。

注：当塔架所采用的设计温度高于 -20℃ 时为常温；等于、低于 -20℃ 时为寒冷；等于、低于 -30℃ 时为严寒。

4.4 吊装

4.4.1 塔架可采用地面组装后整体吊装或在高空分段组装。当采用整体吊装时，应在施工组织设计中，根据吊装状态的核算结果，对塔架吊点处的构件及塔底部等部位采取临时或永久措施进行加固。当采用分段组装时，应根据结构特点，结合运输、起重能力及施工场地等条件，将塔架划分为若干组装单元。划分组装单元时，应尽可能扩大组装单元。节点连接可采用法兰盘连接或球节点连接等。

4.4.2 塔架采用散装时，应尽可能扩大组装件，并宜采用法兰盘连接。

4.4.3 塔架的组装节点距杆件的连接节点的距离宜大于 2 倍~3 倍所在杆件的最大断面尺寸。塔柱的组装节点还宜高出平台 1.3m。

4.4.4 抗震设防塔架的组装连接，采用焊接连接时，全部连接焊接均应采用全熔透焊缝。当采用有局部或全部未焊透的焊缝连接时，杆件轴拉地震不利组合宜乘以增大系数。

5 荷载及作用

5.1 荷载分类及组合

5.1.1 塔架上的荷载可分为永久荷载、可变荷载和偶然荷载：

- a) 永久荷载：结构自重、固定的设备、排气筒、梯子、平台及配管、保温等重量；
- b) 可变荷载：风荷载、雪荷载、覆冰荷载、平台活荷载、安装检修荷载、温度变化等；
- c) 偶然荷载：爆炸力等。

5.1.2 操作、检修荷载取值应根据生产情况确定。当缺乏资料时，平台活荷载取 2kN/m^2 ，顶层平台检修荷载可取 6kN/m^2 。

5.1.3 塔架强度计算应采用承载能力极限状态，荷载效应的组合采用基本组合和偶然组合。塔架水平位移计算应采用正常使用极限状态，荷载效应的组合采用标准组合。且应考虑下列工况的最不利荷载效应组合：

- a) 风荷载+永久荷载+温度作用+0.7（雪荷载或活荷载）；
- b) 覆冰荷载+永久荷载+温度作用+0.25（风荷载且不小于 0.35kN/m^2 ）+0.7（雪荷载或活荷载）；
- c) 地震作用+永久荷载+温度作用+0.20（风荷载）。

5.1.4 各种荷载（作用）的分项系数和结构重要性系数应符合下列要求：

- a) 永久荷载分项系数：
 - 1) 一般情况： $\gamma_G=1.2$ ；
 - 2) 由永久荷载效应控制的组合： $\gamma_G=1.35$ ；
 - 3) 当其效应对结构有利时： $\gamma_G=1.0$ ，或见有关各章；
 - 4) 倾覆、滑移验算： $\gamma_G=0.9$ 。
- b) 可变荷载分项系数：
 - 1) 风荷载： $\gamma_w=1.4$ ；
 - 2) 雪荷载、覆冰荷载： $\gamma_s=1.4$ ；
 - 3) 安装检修荷载： $\gamma_{EL}=1.3$ ；
 - 4) 活荷载：

当荷载标准值小于或等于 4kN/m^2 时： $\gamma_Q=1.4$ ；

当荷载标准值大于 4kN/m^2 时： $\gamma_Q=1.3$ ；
 - 5) 温度作用： $\gamma_T=1.0$ ；
 - 6) 地震作用：

当水平地震作用时： $\gamma_{Eh}=1.3$ ；

当水平与竖向地震同时作用时：

水平地震作用： $\gamma_{Eh}=1.3$ ；

竖向地震作用： $\gamma_{Ev}=0.5$ ；
- c) 结构重要性系数：

主体结构： $\gamma_0=1.1$ ；

辅助结构： $\gamma_0=1.0$ ；

抗震计算时： $\gamma_0=1.0$ 。

5.2 风荷载

5.2.1 作用在塔架表面上的风荷载标准值按下式计算：

$$W_k = \beta_z \mu_s \mu_z W_0 \quad \dots\dots\dots (5.2.1)$$

式中：

W_k ——作用在塔架表面上的风荷载标准值， kN/m^2 ；

W_0 ——基本风压， kN/m^2 ，按 GB 50009，且不得小于 0.35kN/m^2 ；

β_z 、 μ_s 、 μ_z ——分别为高度 Z 处的风振系数，风荷载体型系数，风压高度变化系数。

5.2.2 塔架风荷载体型系数，除按 GB 50009 的有关规定外，可按表 5.2.2 采用。

表 5.2.2 风荷载体型系数

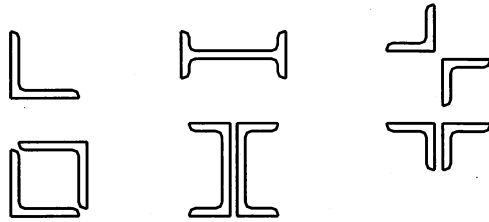
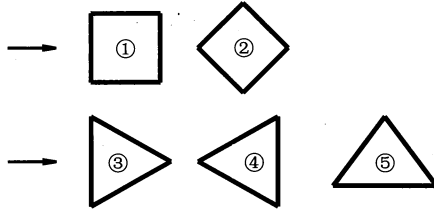
序号	名称	结构体型及体型系数 μ_s																																			
1	型钢及组合型钢构件	 <p style="text-align: center;">$\mu_s=1.3$</p>																																			
2	塔架	 <p>(a) 角钢塔架的整体体型系数 μ_s</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="3">挡风系数 Φ</th> <th rowspan="3">风向①</th> <th colspan="2">方形</th> <th>三角形</th> </tr> <tr> <th colspan="2">风向②</th> <th rowspan="2">任意风向 ③、④、⑤</th> </tr> <tr> <th>单角钢</th> <th>组合角钢</th> </tr> </thead> <tbody> <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> </tbody> </table> <p>注：1. 挡风系数 $\Phi = \frac{\text{迎风面挡风面积}}{\text{迎风面轮廓面积}}$； 2. 均按塔架迎风面的一个塔面计算； 3. 六角形及八边形塔架可近似地按方形塔架参照表中①、②风向采用 μ_s 值。</p> <p>(b) 钢管及圆钢塔架的整体体型系数 μ_s 值： 当 $\mu_2 W_0 \cdot d^2 \leq 0.003$ 时，μ_s 值按角钢塔架值乘 0.8 采用； 当 $\mu_2 W_0 \cdot d^2 \geq 0.02$ 时，μ_s 值按角钢塔架值乘 0.6 采用； 对 $\mu_2 W_0 \cdot d^2$ 中间值时，μ_s 值按插入法计算。</p>	挡风系数 Φ	风向①	方形		三角形	风向②		任意风向 ③、④、⑤	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
		挡风系数 Φ			风向①	方形		三角形																													
						风向②		任意风向 ③、④、⑤																													
			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																																	

表 5.2.2 风荷载体型系数 (续)

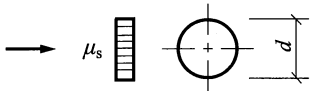
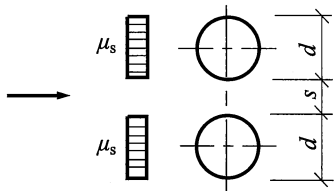
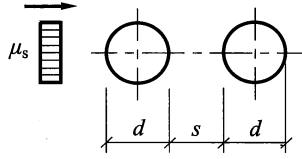
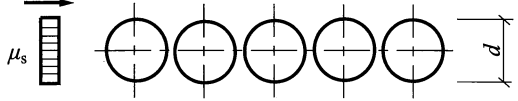
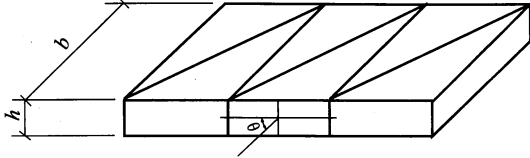
序号	名称	结构体型及体型系数 μ_s							
3	钢管 构件	(a) 单管							
		 <p style="text-align: center;">整体 μ_s 值</p>							
		$\mu_z W_0 d^2$	≥ 0.015	≤ 0.002	中间值按插值法计算；				
		μ_s	0.6	1.2	钢管表面光滑。				
		(b) 上下双管							
		$\mu_z W_0 \cdot d^2 \geq 0.02$							
		 <p style="text-align: center;">整体 μ_s 值</p>							
		s/d	≤ 0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	≥ 3.0
		μ_s	1.2	0.9	0.75	0.70	0.65	0.63	0.60
		(c) 前后双管							
$\mu_z W_0 \cdot d^2 \geq 0.02$									
 <p style="text-align: center;">整体 μ_s 值</p>									
s/d	≤ 0.25	0.5	1.5	3.0	4.0	6.0	8.0	≥ 10.0	
μ_s	+0.68	+0.86	+0.94	+0.99	+1.05	+1.11	+1.14	+1.20	
注：本表中 μ_s 值为前后两管之和，其中前管为 0.6。									
(d) 密排多管									
 <p style="text-align: center;">$\mu_s = +1.4$</p>									
注：1. $\mu_s = 1.4$ 为各管之总和；									
2. 该 μ_s 值适用于 $\mu_z W_0 \cdot d^2 \geq 0.02$ 的情况。									

表 5.2.2 风荷载体型系数 (续)

序号	名称	结构体型及体型系数 μ_s																																		
4	格构式横梁	(a) 矩形横梁																																		
																																				
		挡风系数 $\Phi = \frac{\text{迎风面挡风面积}}{\text{迎风面轮廓面积}}$																																		
		(a-1) 当风向垂直于横梁 ($\theta=90^\circ$) 时, 横梁的整体 μ_s 值:																																		
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Φ \ b/h</th> <th>≤ 1</th> <th>2</th> <th>4</th> <th>≥ 6</th> </tr> </thead> <tbody> <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> </tbody> </table>	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				
		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																																
(a-2) 当风向不与横梁垂直时, 垂直于横梁的整体体型系数的分量 μ_{sn} 和平行于横梁的整体体型系数分量 μ_{sp} 按下表计算。																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th>θ</th> <th>μ_{sn}</th> <th>μ_{sp}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>90°</td> <td>$1.0\mu_s$</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>45°</td> <td>$0.56\mu_s$</td> <td>$0.21\mu_s$</td> </tr> <tr> <td>0°</td> <td>0</td> <td>$0.40\mu_s$</td> </tr> </tbody> </table>	θ	μ_{sn}	μ_{sp}	90°	$1.0\mu_s$	0	45°	$0.56\mu_s$	$0.21\mu_s$	0°	0	$0.40\mu_s$																								
θ	μ_{sn}	μ_{sp}																																		
90°	$1.0\mu_s$	0																																		
45°	$0.56\mu_s$	$0.21\mu_s$																																		
0°	0	$0.40\mu_s$																																		
注: 本表中的 μ_s 可按相应情况 (a-1) 查取。																																				
(b) 三角形横梁的整体 μ_s 值按 (a-1) 或 (a-2) 的值乘以 0.9 采用;																																				
(c) 钢管及圆钢组成的横梁可参照序号 3 中 (b) 的方法计算整体 μ_s 值。																																				

5.2.3 基本自振周期大于 0.25s 的塔架, 应考虑由于脉动风压引起的顺风向风振影响。

5.2.4 在 Z 高度处的风振系数可按下式计算:

$$\beta_z = 1 + \xi \varepsilon_1 \varepsilon_2 \dots \dots \dots (5.2.4)$$

式中:

β_z ——在 Z 高度处的塔架风振系数;

ξ ——脉动增大系数, 按表 5.2.4-1 采用;

ε_1 ——考虑风压脉动和风压高度变化等影响系数, 按表 5.2.4-2 采用;

ε_2 ——考虑振型、结构外形的系数, 按表 5.2.4-3 采用。

表 5.2.4-1 脉动增大系数 ξ

$W_0 T_1^2$ (kN·S ² /m ²)	0.01	0.06	0.10	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
ξ	1.47	1.77	1.88	2.04	2.24	2.36	2.46	2.53
$W_0 T_1^2$ (kN·S ² /m ²)	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	20.00	30.00	
ξ	2.80	3.09	3.28	3.42	3.54	3.91	4.14	

注：以上只适用于地面粗糙度 B 类地区，对 A 类、C 类、D 类地区应按当地的基本风压分别乘以 1.38、0.62、0.32 后代入。

表 5.2.4-2 考虑风压脉动和风压高度变化影响的系数 ε_1

总高度 H m	不同地面粗糙度类别的影响系数 ε_1			
	A	B	C	D
10	0.57	0.72	1.03	1.66
20	0.51	0.63	0.87	1.35
40	0.45	0.55	0.73	1.06
60	0.42	0.50	0.65	0.90
80	0.39	0.46	0.58	0.80
100	0.37	0.43	0.54	0.72
150	0.33	0.37	0.46	0.60

表 5.2.4-3 考虑振型、结构外形的系数 ε_2

相对高度 Z/H	$l_{Z(H)}/l_{Z(0)}$				
	1.00	0.50	0.30	0.20	0.10
1.00	1.00	0.88	0.76	0.66	0.56
0.90	0.89	0.83	0.73 (0.79)	0.65 (0.76)	0.57 (0.84)
0.80	0.78	0.76	0.67 (0.77)	0.61 (0.78)	0.57 (0.96)
0.70	0.66	0.66	0.60 (0.70)	0.55 (0.73)	0.54 (0.94)
0.60	0.54	0.56	0.51 (0.60)	0.48 (0.64)	0.49 (0.84)
0.50	0.42	0.44	0.41 (0.48)	0.40 (0.51)	0.42 (0.69)
0.40	0.31	0.32	0.31 (0.35)	0.30 (0.38)	0.34 (0.52)
0.30	0.20	0.22	0.22	0.21 (0.25)	0.27 (0.38)
0.20	0.11	0.11	0.12	0.13	0.15 (0.19)
0.10	0.04	0.04	0.04	0.05	0.06

注 1：本表括弧内的系数适用于直线变化的结构，括弧外的系数适用于凹线变化结构，无括弧的系数则二者均适用。

注 2： $l_{Z(H)}$ 、 $l_{Z(0)}$ 分别为结构顶部和底部的宽度。

5.2.5 对于外形比较规则，顶宽与底宽之比在 0.15~0.4 之间的塔架风振系数可以按下列公式计算：

$$\beta_z = 1 + \mu \beta_0 \quad \dots\dots\dots (5.2.5)$$

式中：

β_0 ——风振系数动力部分的基本值，按表 5.2.5-1 采用；

μ ——对 β_0 采用的调整系数，可根据不同的 H/T_1 值按表 5.2.5-2 采用。

表 5.2.5-1 风振系数动力部分基本值 β_0

相对高度 Z/H	不同地面粗糙度类别下的 β_0		
	A	B	C
1.00	0.90	1.20	1.40
0.90	0.75	0.90	1.20
0.80	0.60	0.75	1.00
0.70	0.50	0.65	0.90
0.60	0.40	0.55	0.75
0.50	0.30	0.40	0.60
0.40	0.20	0.30	0.45
0.30	0.15	0.20	0.30
0.20	0.10	0.10	0.15
0.10	0.10	0.10	0.10

表 5.2.5-2 调整系数 μ

H/T_1	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
μ	1.25	1.20	1.10	1.05	1.00	0.98	0.95	0.90	0.90	0.85	0.80	0.80

注： H 为塔架高度，m； T_1 为塔架基本自振周期，s。

5.2.6 塔架的基本自振周期 T_1 ，在基础设计阶段中可按折算质量法计算：

$$T_1 = 6.28 \sqrt{Y_H \sum_{i=1}^n G_i X_i^2} \dots\dots\dots (5.2.6)$$

式中：

T_1 ——为塔架基本自振周期，s；

G_i ——质点 i 的质量代表值，kg；

X_i ——塔架 i 点处的水平相对位移， $X_i = Y_i / Y_H$ ；

Y_H 、 Y_i ——为单位水平力 $F=1N$ 作用于塔顶时，分别在塔顶及 i 点处的水平位移，m。

表 5.2.6 塔架水平相对位移

Z/H	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
X_i	0.02	0.07	0.15	0.24	0.35	0.48	0.60	0.73	0.87	1.00

5.3 地震作用

5.3.1 塔架的地震作用可不考虑扭转的影响，采用振型分解反应谱法，按下列规定计算地震作用和作用效应：

a) 结构 j 振型 i 质点水平地震作用标准值应按下列公式确定：

$$F_{ji} = a_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i=1, 2, 3, \dots, n, j=1, 2, 3, \dots, m) \quad \dots\dots (5.3.1-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \dots\dots\dots (5.3.1-2)$$

式中:

- F_{ji} —— j 振型 i 质点的水平地震作用标准值;
 α_j ——相应 j 振型自振周期 T_j 的水平地震影响系数, 按 GB 50011 采用;
 G_i ——集中于 i 质点的重力荷载代表值;
 X_{ji} —— j 振型 i 质点的水平相对位移;
 γ_j —— j 振型的参与系数。

b) 水平地震作用效应按下式确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2} \dots\dots\dots (5.3.1-3)$$

式中:

- S_{Ek} ——水平地震作用标准值效应;
 S_j —— j 振型水平地震作用标准值的效应, 可取前 3 个振型, 当周期 T_1 大于 1.5s 时可适当增加。

c) 竖向地震作用标准值按下式确定:

$$F_{EVk} = \alpha_{Vmax} G_{eq} \dots\dots\dots (5.3.1-4)$$

$$F_{Vi} = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} F_{EVk} \dots\dots\dots (5.3.1-5)$$

式中:

- F_{EVk} ——塔架总竖向地震作用标准值;
 F_{Vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值;
 α_{Vmax} ——竖向地震影响系数最大值, 可取水平地震影响系数最大值的 65%, 水平地震影响系数最大值按 GB 50011 采用;
 H_i 、 H_j ——分别为质点 i 、质点 j 的计算高度;
 G_i 、 G_j ——分别为集中于质点 i 、质点 j 的重力荷载代表值, 按本规范第 5.3.3 条确定;
 G_{eq} ——塔架等效总重力荷载, 可取总重力荷载代表值的 75%。

5.3.2 在计算塔架地震作用时, 其阻尼比可采用 0.03。

5.3.3 计算地震作用时, 塔架重力荷载代表值应根据荷载标准值按下列规定采用:

- a) 永久荷载: 塔架自重、排气筒自重、固定配管及设备自重等, 取 100%;
- b) 活荷载、雪荷载取 50%;
- c) 平台活荷载取 50%。

5.3.4 按本规范第 5.3.1 条计算的地震作用, 塔架顶层的水平地震作用标准值, 应乘以 1.5 增大系数。当采用 6 个以上振型计算时, 可以不考虑增大系数。

5.3.5 在基础设计中, 塔架的地震作用可按 GB 50011 规定的底部剪力法计算, 则顶部附加水平地震作用 $\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.15 F_{Ek}$ 。

5.4 覆冰荷载

5.4.1 设计塔架时, 应考虑结构构件及工艺管道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。

5.4.2 基本覆冰厚度, 应以离地面 10m 高度处统计所得的 50 年一遇的最大覆冰厚度为标准。当无观

察资料时，基本覆冰厚度可按下列数值采用：

- a) 重覆冰区：大凉山、川东北、川滇、秦岭、湘黔、闽赣等地区，可取 10mm~30mm。
- b) 轻覆冰区：东北（部分）、华北（部分）、淮河流域等地区，可取 5mm~10mm。
- c) 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。

5.4.3 结构构件表面的覆冰荷载可按下列式计算：

- a) 圆截面构件单位长度上的覆冰荷载：

$$q_e = \pi \delta \alpha_1 \alpha_2 (d + \delta \alpha_1 \alpha_2) \gamma 10^{-6} \dots\dots\dots (5.4.3-1)$$

- b) 非圆截面构件单位表面积上的覆冰荷载：

$$q_a = 0.6 \delta \alpha_2 \gamma 10^{-3} \dots\dots\dots (5.4.3-2)$$

上述式中：

- q_e ——圆形截面构件单位长度上的覆冰荷载，kN/m²；
- q_a ——非圆形截面构件单位表面积上的覆冰荷载，kN/m²；
- δ ——基本覆冰厚度，mm；
- d ——圆形截面构件的直径，mm；
- α_1 ——覆冰厚度修正系数；根据构件直径按表 5.4.3-1 采用；
- α_2 ——覆冰厚度的高度递增系数；按表 5.4.3-2 采用；
- γ ——覆冰重度，可取 9kN/m³。

表 5.4.3-1 覆冰厚度修正系数

构件直径 mm	5	10	20	30	40	50	60	70
α_1	1.10	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.63	0.60

表 5.4.3-2 厚度高度递增系数

离地面高度 m	10	50	100	150
α_2	1.00	1.60	2.00	2.20

6 塔架计算

- 6.1 塔架的静力分析可采用空间桁架模型。抗震等级一级的塔架，应进行动力分析。
- 6.2 6度和7度 I、II类场地的塔架可不考虑地震作用，但应满足抗震措施要求。
- 6.3 除 6.2 条规定外，抗震设防的塔架，应考虑水平地震作用，抗震等级为一级的塔架应考虑竖向地震作用。
- 6.4 塔架构件的抗震承载力计算时，结构构件的重要性系数可取 $\gamma_0=1.0$ 。
- 6.5 塔架构件的抗震承载力计算时，抗震调整系数 γ_{RE} ，应按表 6.5 采用。

表 6.5 抗震调整系数

抗震调整系数	结构构件	
	强度	稳定
γ_{RE}	0.75	0.80

6.6 计算地震作用时，按弹性方法计算的塔架自振周期宜乘以 1.1 调整系数。

6.7 塔架水平位移应满足下面的要求：

- 在风荷载作用下，塔架任意一点的最大水平位移不大于该点距地面高度的 1/150；
- 在地震作用下，塔架任意一点的最大水平位移不大于该点距地面高度的 1/100。

注：计算塔架位移时，塔架刚度可不考虑排气筒及配管的影响。

6.8 基础设计阶段，三角形或正方形塔架可简化为平面桁架计算。地震作用可按底部剪力法计算。

6.9 三角形塔架的风荷载应按三种风向进行计算（见图 6.9）。

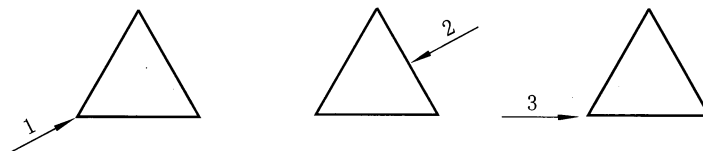


图 6.9 三角形塔架风向示意

6.10 正方形塔架的风荷载应按二种风向进行计算（见图 6.10）。

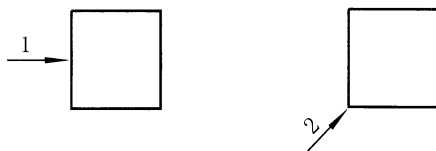


图 6.10 正方形塔架风向示意

6.11 计算风荷载时，可分别计算塔体、排气筒及主要配管挡风面积所引起的风荷载，而不考虑相互挡风的影响。

6.12 楼梯、栏杆的挡风面积可取其轮廓面积的 0.4 倍确定。

6.13 计算塔体的挡风面积时应考虑节点板的影响，可按塔体的挡风面积乘以 1.10~1.15 的系数确定。

6.14 三角形塔架或两个方向上的抗侧力结构体系不垂直的塔架，塔柱的地震作用效应，应乘以增大系数 1.30。

6.15 计算由于垂直荷载设计值所产生的塔柱内力时，可略去斜腹杆的影响，按下式计算（见图 6.15-1、图 6.15-2）：

$$N_i = \frac{\sum_i^n W_i}{n \sin \beta} \dots\dots\dots (6.15-1)$$

横腹杆内力按下式计算：

$$S_{i-1} = \frac{\sum_i^n W_i}{2n \cos \theta \operatorname{tg} \beta} \dots\dots\dots (6.15-2)$$

式中：

- N_i ——第 i 根塔柱内力设计值；
- S_{i-1} ——第 $i-1$ 根横腹杆内力设计值；
- n ——塔柱数；
- W_i ——集中于 i 质点上的垂直荷载设计值；
- β ——塔柱倾斜角；
- θ ——塔柱水平投影与横腹杆的夹角。

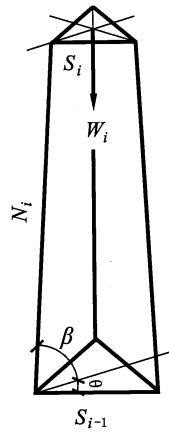


图 6.15-1 塔架几何关系示意

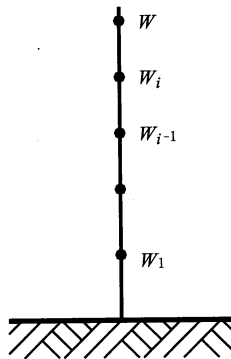


图 6.15-2 塔架垂直荷载分布示意

6.16 计算塔架自重时应考虑节点板、法兰盘及焊缝的重量，可按塔架杆件的自重乘以 1.15~1.20 的系数确定。

6.17 轴心受拉和轴心受压构件强度应按下式计算：

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{A_n} \leq f \dots\dots\dots (6.17)$$

式中：

- σ ——轴心受拉和轴心承压构件的应力；
 N ——轴心拉力和轴心压力设计值；
 A_n ——构件的净截面面积；
 f ——钢材的强度设计值并按表 6.17 修正。

表 6.17 结构构件及连接的设计强度折减系数

工作条件	强度折减系数
一、塔架的一般构件	1.00
二、单面连接的单角钢杆件	
1. 按轴心受力计算强度和连接	0.85
2. 按轴心受压计算稳定性	
a. 等边角钢	0.6+0.0015 λ 但不大于 1.0
b. 短边相连的不等边角钢	0.5+0.0025 λ 但不大于 1.0
c. 长边相连的不等边角钢	0.70
三、塔架支座斜杆及连接	0.75
四、柱脚和变坡度处的节点连接	0.85
五、圆钢结构	0.85
六、工地高空安装焊缝	0.90
注 1: λ 为长细比, 对中间无联系的单角钢压杆应按最小回转半径计算, 当 $\lambda < 20$ 时, 取 $\lambda = 20$ 。 注 2: 当几种情况同时存在时, 其折减系数应连乘。	

6.18 轴心受压构件的稳定性应按下式计算：

$$\frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f \quad \dots\dots\dots (6.18)$$

式中：

- A ——构件毛截面面积；
 φ ——轴心受压构件稳定系数，按 GB 50017 采用。

6.19 塔架构件长细比的计算应符合下列规定：

- a) 塔柱长细比按表 6.19-1 计算；
- b) 斜腹杆长细比按表 6.19-2 计算；
- c) 横杆和横隔杆构件长细比按表 6.19-3 计算。

表 6.19-1 塔柱长细比

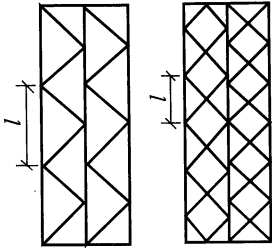
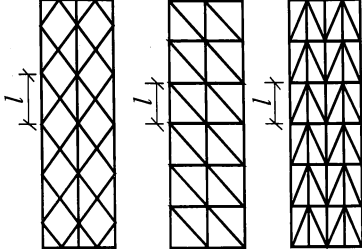
腹杆形式	二塔面斜杆交点错开	二塔面斜杆交点不错开
简图		
长细比	$\lambda = \frac{1.2l}{i_x}$	$\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$

表 6.19-2 斜腹杆长细比

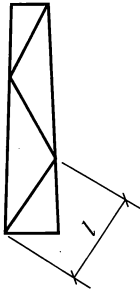
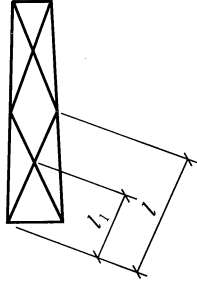
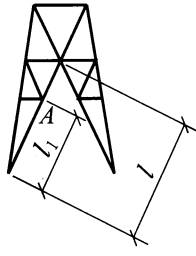
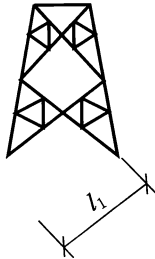
腹杆形式	单斜杆	双斜杆	双斜杆加辅助杆	
简图				
长细比	$\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$	<p>当斜杆不断开又互相不连接时： $\lambda = \frac{l}{i_{y0}}$</p> <p>当斜杆断开，中间连接时： $\lambda = \frac{0.7l}{i_{y0}}$</p> <p>当斜杆不断开，中间用螺栓连接时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$</p>	<p>当 A 点与相邻塔面的对应点之间有连杆时： $\lambda = \frac{l_1}{i_{y0}}$</p> <p>其中两斜杆同时受压时： $\lambda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

表 6.19-3 横杆和横隔杆构件长细比

简图	截面形式	横杆	横隔构件
		当有连杆 a 时 $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$ 当无连杆 a 时 $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y_0}}$
		当有连杆 a 时 $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$ 当无连杆 a 时 $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$	当一根交叉杆断开、用节点板连接时： $\lambda = \frac{1.4 l_2}{i_{y_0}}$
		当有连杆 a 时 $\lambda = \frac{l_1}{i_{y_0}}$ 当无连杆 a 时 $\lambda = \frac{2l_1}{i_x}$	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y_0}}$
		当有连杆 a 时 $\lambda = \frac{l_1}{2i_{y_0}}$ 当无连杆 a 时 $\lambda = \frac{l_1}{i_x}$	$\lambda = \frac{l_2}{i_{y_0}}$
注 1: λ ——长细比。 注 2: i_x ——塔柱截面对平行截面轴的回转半径。 注 3: i_{y_0} ——塔柱截面的最小回转半径。			

6.20 压弯构件的强度计算应按下式计算：

$$\gamma_0 \left(\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \right) \leq f \quad \dots\dots\dots (6.20)$$

式中：

- γ_x 、 γ_y ——截面塑性发展数，取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$ ；
- M_x 、 M_y ——计算截面上对 X 轴和 Y 轴的弯矩设计值；
- W_{nx} 、 W_{ny} ——对 X 轴和 Y 轴的净截面抵抗矩。

6.21 当弯矩 M_x 作用在主平面内时, 压弯构件应按下式验算弯矩作用平面内和弯矩作用平面外的稳定性。

a) 弯矩作用平面内的稳定计算:

$$\gamma_0 \left[\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_x \left(1 - 0.8 \frac{N}{N_{EX}} \right)} \right] \leq f \quad \dots\dots\dots (6.21-1)$$

式中:

φ_x ——在弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数, 按 GB 50017 取值;

N ——轴心压力设计值, 取所计算范围内的最大值;

N_{EX} ——欧拉临界力;

$$N_{EX} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} A$$

M_x ——所计算构件段范围内的最大弯矩;

W_x ——弯矩作用平面内受压区最大毛截面抵抗矩;

β_{mx} ——弯矩作用平面内等效弯矩系数, 按表 6.21 采用;

b) 弯矩作用平面外的稳定性验算:

$$\gamma_0 \left(\frac{N}{\varphi_y A} \pm \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_x} \right) \leq f \quad \dots\dots\dots (6.21-2)$$

式中:

φ_y ——在弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数, 按 GB 50017 取值;

φ_b ——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数, 按 GB 50017 取值;

β_{tx} ——弯矩作用平面外等效弯矩系数, 根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况, 参照 β_{mx} 采用。

注: 对格构式偏心受压构件, 弯矩作用平面外的整体稳定可不计算, 但应计算单肢的稳定。

6.22 在地震作用组合中, 塔架的人字或 V 形斜腹杆的受压承载力应予以折减, 折减系数 ($\psi_{N,br}$) 可按式计算, 且不应小于 0.8。

$$\psi_{N,br} = \frac{1}{1 + \frac{\lambda}{2C_r}} \quad \dots\dots\dots (6.22)$$

式中:

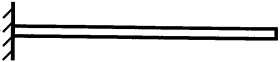

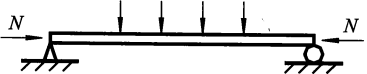
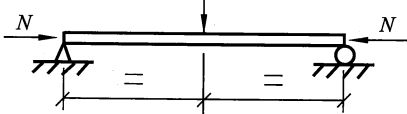
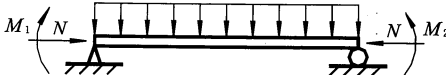
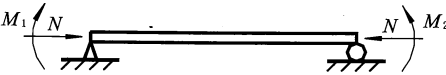
λ ——受压腹杆的长细比;

C_r ——临界长细比;

$$C_r = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}}$$

6.23 用作减少轴压构件或压弯构件在弯矩作用平面外计算长度而设置的支撑, 其承受的轴向压力应按 GB 50017 计算。

表 6.21 弯矩作用平面等效弯矩系数 β_{mx}

荷载与支承情况	β_{mx}
塔柱或悬臂梁 	1.0
	1.0
	1.0
	$1 - 0.20 \frac{N}{N_{Ex}}$
	1.0 (M_1 、 M_2 使构件产生同向曲率时) 0.85 (M_1 、 M_2 使构件产生反向曲率时)
	$0.65 + 0.35 \frac{M_2}{M_1}$ 但不小于 0.4 [M_1 、 M_2 使构件产生同向曲率时， (无反弯点)取同号；使构件产生反向曲率时(有 反弯点)取异号 $ M_1 \geq M_2 $]

7 连接计算

7.1 节点板连接

7.1.1 承受轴心拉力或压力的连接角焊缝的强度（见图 7.1.1-1）可按下式验算：

$$\frac{\gamma_0 N_i}{h_e l_{wi}} \leq f_f^w \quad \dots\dots\dots (7.1.1)$$

式中：

N_i ——第 i 根杆件的轴力设计值；

h_e ——角焊缝的有效厚度，等于 $0.7h_f$ (h_f 为较小焊脚尺寸)；

连接焊缝为斜角焊缝时（见图 7.1.1-2）可按式 7.1.1 验算。但角焊缝的有效厚度按以下规定取值：

当 $\alpha > 90^\circ$ 时， $h_e = h_f \cos(\alpha/2)$ ；

$\alpha \leq 90^\circ$ 时， $h_e = 0.7h_f$ ；

α 为两焊脚边的夹角。

l_{wi} ——第 i 根杆件的角焊缝的总计算长度，当未采用引弧板施焊时，每条焊缝的长度取实际长度减去 $2h_f$ ；

对角钢杆件的肢背、肢尖角焊缝计算长度的取值应符合焊缝内力分配系数 K_1 、 K_2 的要求（见表 7.1.1）。

f_f^w ——角焊缝的强度设计值，按附录 B 表 B.1 取值。

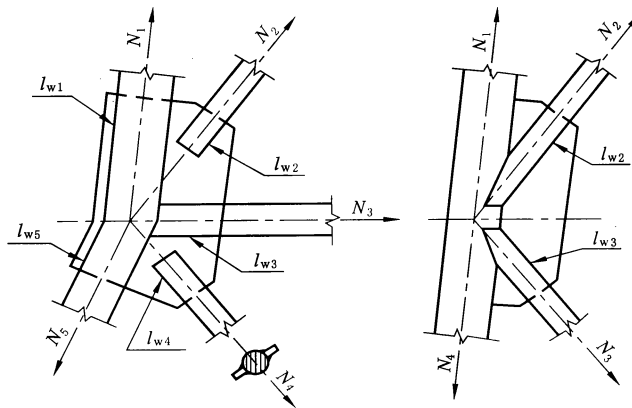


图 7.1.1-1 节点板连接计算示意

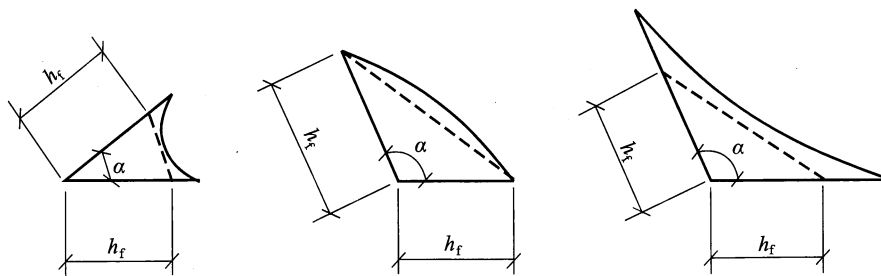
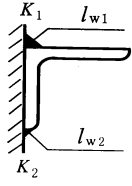
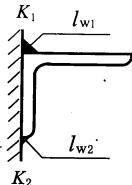
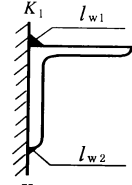


图 7.1.1-2 斜角角焊缝示意

表 7.1.1 角钢杆件角焊缝内力分配系数

序号	角钢类型	连接形式	焊缝内力分配系数		背、尖焊缝计算长度的要求
			K_1 (肢背)	K_2 (肢尖)	
1	等肢角钢		0.7	0.3	$l_{w2} \leq \frac{3}{7} l_{w1}$
2	不等肢角钢 (短肢相连)		0.75	0.25	$l_{w2} \leq \frac{1}{3} l_{w1}$
3	不等肢角钢 (长肢相连)		0.65	0.35	$l_{w2} \leq \frac{7}{13} l_{w1}$

7.1.2 节点板断面尺寸应按下式进行验算 (见图 7.1.2):

$$\gamma_0 \sqrt{\left(\frac{N_y}{b_{\min} \cdot t}\right)^2 + 3\left(\frac{V_h}{b_{\min} \cdot t}\right)^2} \leq 1.1f \quad \dots\dots\dots (7.1.2-1)$$

式中:

N_y 、 V_h ——汇交于节点板上的主动杆件的内力与作用在节点上的外荷载的合力的垂直分力和水平分力设计值;

$$\gamma_0 \sqrt{\frac{N_y}{b_{\min} \cdot l} + 3\left(\frac{V_h}{b_{\min} \cdot t}\right)^2} \leq 1.1f \quad \dots\dots\dots (7.1.2-2)$$

t ——节点板厚度;

b_{\min} ——节点板最小有效宽度。

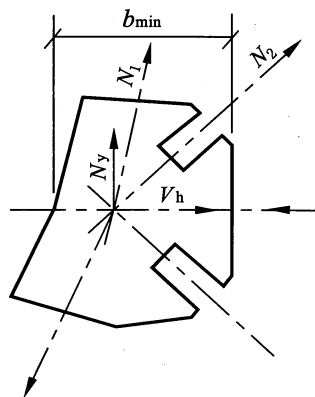


图 7.1.2 节点板计算示意

注：主动杆件系指汇交节点上所要求计算内力的杆件。

7.2 球节点连接

7.2.1 钢管杆件与空心球的连接应采用坡口对接焊，对接焊缝按下列规定验算。

- a) 在对接接头和 T 形接头中，垂直于轴心拉力或轴心压力的对接焊缝，其强度应按下列式验算：

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\ell_w t} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad \dots\dots\dots (7.2.1-1)$$

式中：

ℓ_w ——焊缝计算长度，当未采用引弧板施焊时，每条焊缝的计算长度取实际长度减去 $2h_f$ ；

t ——连接杆件的较小厚度；

f_t^w 、 f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值，按附录 B 的表 B.1 采用。

- b) 在对接接头和 T 形接头中，承受弯矩和剪力共同作用的对接焊缝，其正应力和剪应力应按下列式进行验算：

$$\sigma = \frac{\gamma_0 M}{W} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad \dots\dots\dots (7.2.1-2)$$

$$\tau = \frac{\gamma_0 V}{\ell_w t} \leq f_v^w \quad \dots\dots\dots (7.2.1-3)$$

式中：

σ ——弯矩产生的焊缝最大正应力设计值；

τ ——焊缝平均剪力设计值；

V ——剪力设计值；

W ——焊缝计算截面的截面抵抗矩；

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值，按附录 B 的表 B.1 采用。

c) 在同时受有较大正应力和剪应力处, 应按下式验算折算应力:

$$\gamma_0 \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1 f_t^w \quad \dots\dots\dots (7.2.1-4)$$

d) 当采用剖口对接焊有困难, 且壁厚不大于 18mm 时, 管端焊缝可采用角焊缝, 并应符合 8.4.3 条规定。

7.2.2 当空心球直径为 120mm~900mm 时, 其受压和受拉承载力设计值可按下列式计算:

$$\gamma_0 N_c \leq \eta_0 \left(0.29 + 0.54 \frac{d}{D} \right) \pi \delta d \cdot f \quad \dots\dots\dots (7.2.2)$$

式中:

N_c ——受压空心球的轴向拉、压力设计值;

D ——空心球外径;

η_0 ——大直径空心球节点承载力调整系数, 当空心球直径 < 500mm 时, $\eta_0 = 1.0$, 当空心球直径 > 500mm 时, $\eta_0 = 0.9$;

δ ——空心球壁厚;

d ——钢管外径;

f ——钢材的抗拉强度设计值。

7.3 钢管直接焊接连接

7.3.1 支管与主管的中心线在节点处应交汇于一点。当产生偏心距 (见图 7.3.1), 其绝对值小于 1/4 主管直径时, 可不考虑偏心对节点和受拉主管承载力的影响, 但受压主管应考虑此偏心弯矩的影响, 可按 GB 50017 计算。

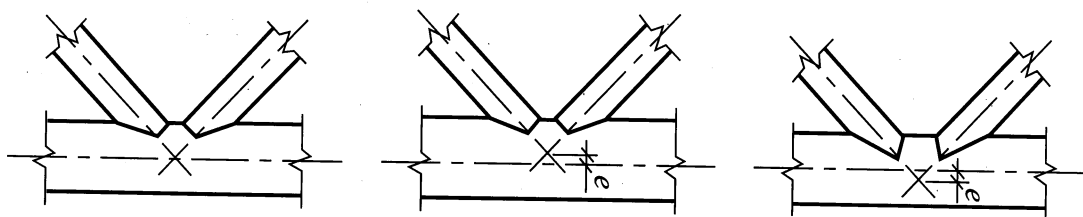
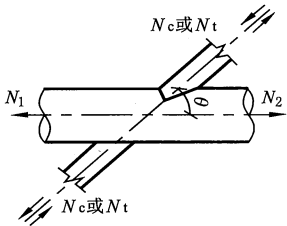
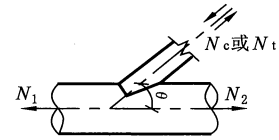
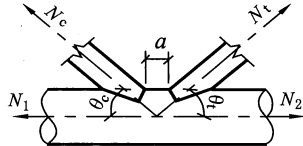


图 7.3.1 主、支管中心线交汇情况示意

7.3.2 节点处支管的轴向力设计值不得大于表 7.3.2 的承载力设计值。

7.3.3 当支管与主管的连接焊缝符合本规范第 8.4.3 条时, 连接焊缝可认为与支管等强。

表 7.3.2 钢管直接焊接连接的节点承载力设计值

节点形式	N_c^{pj} (压力)	N_t^{pj} (拉力)	适用范围
<p>X型节点</p> 	$N_c^{pj} = \frac{5.45}{(1-0.81\beta)\sin\theta} \cdot \psi_n \cdot t^2 \cdot f$ <p>式中:</p> <p>ψ_n——参数:</p> <p>当 $\sigma < 0$ 时, $\psi_n = 1 - 0.3 \frac{\sigma}{f_y} - 0.3 \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2$</p> <p>当 $\sigma \geq 0$ 时, $\psi_n = 1.0$</p>	$N_t^{pj} = 0.78 \left(\frac{d}{t} \right)^{0.2} N_c^{pj}$	<p>1. $0.2 \leq \beta \leq 1.0$; $\frac{d_s}{t_s} \leq 60$, $\frac{d}{t} \leq 100$, $\theta \geq 30^\circ$;</p> <p>2. X型和K型节点系指支管轴线与主管轴线在同一平面内。</p>
<p>T型和Y型节点</p> 	$N_c^{pj} = \frac{11.51}{\sin\theta} \left(\frac{d}{t} \right)^{0.2} \cdot \psi_n \cdot \psi_d \cdot t^2 \cdot f$ <p>式中:</p> <p>ψ_d——参数:</p> <p>当 $\beta \leq 0.7$ 时, $\psi_d = 0.069 + 0.93\beta$</p> <p>当 $\beta > 0.7$ 时, $\psi_d = 2\beta - 0.68$</p>	<p>当 $\beta \leq 0.6$ 时, $N_t^{pj} = 1.4 N_c^{pj}$</p> <p>当 $\beta > 0.6$ 时, $N_t^{pj} = (2-\beta) N_c^{pj}$</p>	
<p>K型节点</p> 	$N_c^{pj} = \frac{11.51}{\sin\theta_c} \left(\frac{d}{t} \right)^{0.2} \cdot \psi_n \cdot \psi_d \psi_a \cdot t^2 \cdot f$ <p>式中:</p> <p>ψ_a——参数:</p> $\psi_a = 1 + \left(\frac{2.19}{1+7.5\frac{a}{d}} \right) \left(1 - \frac{20.1}{6.6+\frac{d}{t}} \right) \cdot (1-0.77\beta)$	$N_t^{pj} = \frac{\sin\theta_c}{\sin\theta_t} N_c^{pj}$	
<p>注: d、d_s——主管和支管外径; θ——支管轴线与主管轴线的夹角; t、t_s——主管和支管的壁厚; a——两支管间的间隙, 当 $a < 0$ 时: 取 $a=0$;</p> $\beta = \frac{d_s}{d};$ <p>σ——主管轴向压应力的较小绝对值。</p>			

7.4 法兰盘连接

7.4.1 法兰盘的支承面应平整, 且应符合 SH/T 3406 的有关要求, 法兰盘的连接宜采用高强度螺栓。

7.4.2 法兰盘承受的弯矩应按下式计算:

$$M = N h_R \dots\dots\dots (7.4.2)$$

式中:

N ——杆件内力设计值;

h_R ——杆件边缘至螺栓中心的距离。

7.4.3 法兰盘底板厚度，应按下列式计算：

$$t \geq \sqrt{\frac{5\gamma_0 M}{f(\pi D_b - nd)}} \quad \dots\dots\dots (7.4.3)$$

式中：

- t ——法兰盘厚度，宜取 $t \geq 16\text{mm}$ ；
- D_b ——螺栓中心所在圆的直径；
- n ——螺栓数量；
- d ——螺栓孔直径。

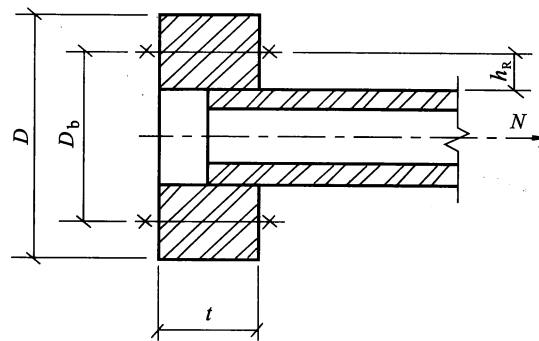


图 7.4.3 法兰盘连接示意

7.4.4 高强度螺栓摩擦型连接应按下列规定计算：

a) 在抗剪连接中，每个高强螺栓的承载力设计值应按下列式计算：

$$N_v^b = 0.9n_f \mu P \quad \dots\dots\dots (7.4.4-1)$$

式中：

- n_f ——传力摩擦面数目；
- μ ——摩擦面的抗滑移系数，应按表 7.4.4-1 采用；
- P ——一个高强度螺栓的预拉力，应按表 7.4.4-2 采用。

b) 在螺栓杆轴方向受拉的连接中，每个高强度螺栓的承载力设计值取：

$$N_t^b = 0.8P \quad \dots\dots\dots (7.4.4-2)$$

c) 当高强度螺栓摩擦型连接，同时承受摩擦面间的剪力和螺栓杆轴方向的外拉力时，其承载力应按下列式计算：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1$$

式中：

- N_v 、 N_t ——一个高强螺栓所承受的剪力和拉力；
- N_v^b 、 N_t^b ——一个高强螺栓的受剪、受拉承载力设计值。

表 7.4.4-1 摩擦面的抗滑移系数 μ

在连接处构件接触面的处理方法	不同钢号构件的抗滑移系数 μ		
	Q235 钢	Q345 钢或 Q390 钢	Q420 钢
喷砂（丸）	0.45	0.50	0.50
喷砂（丸）后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂（丸）后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

表 7.4.4-2 一个高强度螺栓的预拉力 P

螺栓的性能等级	不同公称直径螺栓的预拉力 P kN					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8S	80	125	150	175	230	280
10.9S	100	155	190	225	290	355

7.4.5 高强度螺栓承压型连接应按下列规定计算：

- a) 承压型连接的高强度螺栓的预拉力 P 应与摩擦型连接高强度螺栓相同，连接处构件接触面应清除油污及浮锈；
- b) 在抗剪连接中，每个承压型连接高强度螺栓的承载力设计值应按下列式计算，且取两者中的较小者；

受剪承载力设计值：

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d_e^2}{4} f_v^b \quad \dots\dots\dots (7.4.5-1)$$

承压承载力设计值：

$$N_c^b = d \cdot \sum t \cdot f_c^b \quad \dots\dots\dots (7.4.5-2)$$

式中：

- n_v ——受剪面数目；
- d_e ——高强度螺栓在螺纹处的有效直径；
- $\sum t$ ——在不同受力方向中一个受力方向承压构件总厚度的较小值；
- f_v^b 、 f_c^b ——高强度螺栓的抗剪和承压强度设计值，按本规范表 B.2 取值；
- c) 在杆轴方向受拉的连接中，每个承压型连接高强度螺栓的承载力设计值取：

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \quad \dots\dots\dots (7.4.5-3)$$

式中：

- f_t^b ——高强度螺栓的抗拉强度设计值；
- d) 同时承受剪力和杆轴方向拉力的高强度螺栓，应符合下列公式要求：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (7.4.5-4)$$

$$N_v \leq \frac{N_c^b}{1.2} \quad \dots\dots\dots (7.4.5-5)$$

式中：

N_v 、 N_t ——某个承压型高强度螺栓所承受的剪力和拉力；

N_v^b 、 N_t^b 、 N_c^b ——一个承压型高强度螺栓的受剪、受拉和承压承载力设计值。

7.4.6 花篮螺栓与节点板的连接焊缝长度应根据计算确定，且不应小于螺栓的直径及 50mm。

7.4.7 花篮螺栓与腹杆的连接应采用剖口对接焊（见图 7.4.7），焊缝应作无损探伤。

7.4.8 花篮螺栓可根据腹杆内力和直径按表 7.4.8 选用。

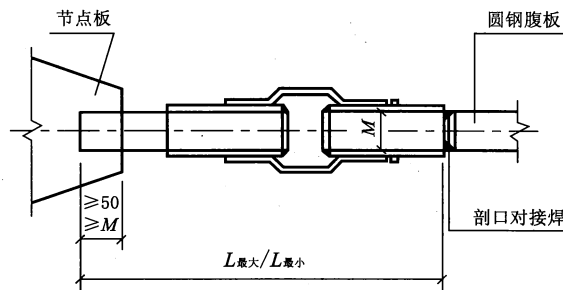


图 7.4.7 花篮螺栓示意

表 7.4.8 花篮螺栓选用表

型号	圆钢腹杆设计最大轴向拉力 kN	圆形腹杆直径 ϕ mm	螺栓规格	$L_{最大}/L_{最小}$ mm	重量 kg
W5-68	784	95	M105×4	1390/1130	116
W5-69	686	90	M100×4	1280/1050	98.8
W5-70	637	85	M95×4	1210/1000	85.4
W5-71	539	80	M90×4	1130/930	75.6
W5-72	392	75	M85×4	1070/870	61.8
W5-73	294	65	M76×4	910/750	42.5
W5-74	245	55	M64×4	910/750	31.8
W5-75	196	50	M60×3	910/750	28.2
W5-76	167	45	M56×3	780/650	21.6
W5-77	147	40	M48×3	780/650	17.1
W5-78	98.0	35	M45×3	780/650	15.6
W5-79	62.0	30	M39×3	650/550	9.8
W5-80	54.0	25	M36×3	650/550	8.2
W5-81	29.4	20	M27×3	650/550	5.1

注：表中花篮螺栓的材质为 Q345 钢。

7.5 铰腕支座

7.5.1 铰腕应根据安装和使用状态下的最不利效应组合进行设计。

7.5.2 铰腕（见图 7.5.2）的圆柱形转轴的剪应力、承压应力及弯曲应力应按下列公式计算：

a) 剪应力

$$\tau = \frac{4\gamma_0 R}{\pi n_2 d^2} \leq r f_v \quad \dots\dots\dots (7.5.2-1)$$

式中：

r ——铰腕剪应力的设计强度折减系数，取 0.75；

R ——垂直于转轴的支座反力设计值；

d ——转轴直径；

n_2 ——上轴支承板或下轴支承板形成的剪切面数，取两者的较小值；

b) 承压应力

$$\sigma = \frac{2\gamma_0 R}{\sum t \cdot d} \leq r f \quad \dots\dots\dots (7.5.2-2)$$

式中：

$\sum t$ ——上轴支承板或下轴支承板的总厚度，取两者的较小值；

r ——铰腕承压应力的设计强度折减系数，取 0.80；

c) 弯曲应力

$$\sigma_M = \frac{10\gamma_0 M}{d^3} \leq r f \quad \dots\dots\dots (7.5.2-3)$$

式中：

M ——弯曲力矩设计值：

$$M = \frac{R}{2}(t+a)$$

t ——轴支承板的厚度：

$$t = \frac{t_1 + t_2}{2}$$

a ——轴的上、下支承板之间的间隙，取 3mm。如实际间隙大于 3mm 时，取实际间隙值；

r ——铰腕弯曲应力的设计强度折减系数，取 0.85。

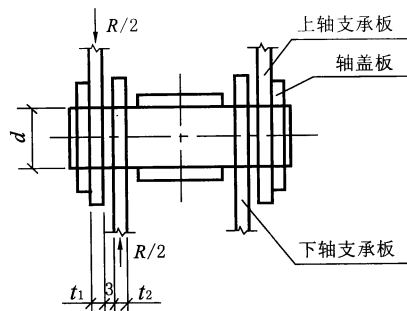


图 7.5.2 铰腕示意

7.5.3 上、下轴支承板的危险断面上的应力应进行验算，危险断面可按以下规定确定：

- 经过轴孔中心线的水平断面 A-A（见图 7.5.3 a）；
- 经过与轴孔中心线相垂直的上部断面 B-B（见图 7.5.3 b）；
- 经过轴孔中心线的横向净断面（断面 A-A）上的应力应满足下式要求，且支承板的上部端面（断面 B-B）不得小于断面 A-A 的 2/3（见图 7.5.3 c）：

$$\gamma_0 \sigma_t \leq r_t f_t \quad \dots\dots\dots (7.5.3-1)$$

$$\gamma_0 \sigma_c \leq r_c f_c \quad \dots\dots\dots (7.5.3-2)$$

式中：

- σ_t 、 σ_c ——支承板危险断面上拉应力、压应力设计值；
 r_t ——支承板抗拉的设计强度折减系数，取 0.85；
 r_c ——支承板抗压的设计强度折减系数，取 0.80。

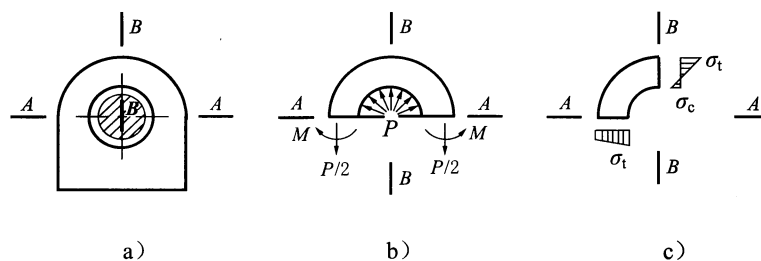


图 7.5.3 轴支承板危险断面上的应力示意

7.5.4 铰腕支座可按柱子支座设计。

7.5.5 轴支承板需增加厚度时，可采用加强圈，其宽度不宜小于转轴的半径，当采用复合板时其板数不宜超过 3 块。

7.5.6 采用基础承受安装水平力时，下轴支承板及其与底板的连接焊缝的设计应考虑支座反力产生的剪力和弯矩并复核锚固螺栓的承载力，且应采用双螺帽。

8 构造

8.1 一般规定

8.1.1 塔架结构的构造应满足塔架在使用状态下以及在制造、运输、安装等施工阶段的受力和变形的要求。

8.1.2 强度控制的塔柱长细比不宜超过： $80\sqrt{235/f}$ 。

8.1.3 柔性交叉体系中的腹杆，如采用型钢或钢管时，其长细比不宜小于 $120\sqrt{235/f}$ 。

8.1.4 非预应力柔性交叉体系中的圆钢腹杆应施加非结构性预应力，其预拉值取材料基本强度设计值的 15%~20%，且不小于塔架在永久荷载作用下假定腹杆为刚性腹杆时，对腹杆产生的压应力。塔架同一节间中的腹杆预应力值应相等。

8.1.5 斜腹杆与水平腹杆的夹角宜在 $30^\circ \sim 60^\circ$ ，对抗震设防塔架，夹角宜在 $30^\circ \sim 50^\circ$ 。

8.1.6 柱靴高度宜大于塔柱截面高度（或直径）。

8.1.7 封闭构件的构造焊缝，其焊脚尺寸可采用 4mm，但对抗震设防的塔架宜采用 6mm。

8.1.8 基础混凝土强度等级应不低于 C25。基础宜周边配筋。其水平钢筋采用 $\phi 10 \sim \phi 20$ 、竖向钢筋宜采用 $\phi 12 \sim \phi 16$ ，钢筋间距均不宜大于 250mm。

- 8.1.9 采用独立式基础时，基础之间宜设置连梁。
- 8.1.10 塔柱与基础铰接时，每个柱的锚固螺栓不宜少于4个，地脚螺栓应采用双螺帽。
- 8.1.11 塔架基础顶面高出地面不应小于300mm。
- 8.1.12 火炬塔架的柱脚外露时，应考虑排水措施，可设置半圆形排水孔。
- 8.1.13 塔柱及腹杆等构件，当采用不同厚度（或宽度）的钢板、不同直径的钢管、圆钢分别对接时，均应有平滑的过渡段，过渡段长度应符合下列要求：
- 钢板的过渡段的坡度不得大于1:4（见图8.1.13 a）；
 - 钢管或圆钢的过渡段长度不得小于直径差的2倍（见图8.1.13 b）。

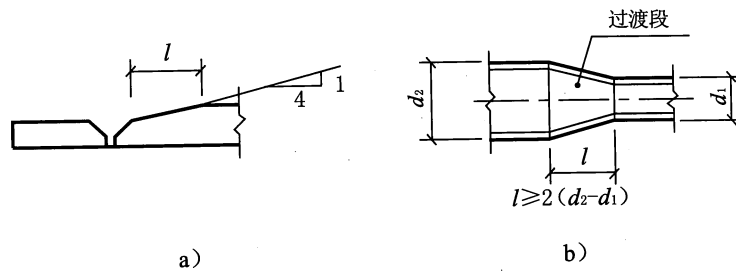


图 8.1.13 采用过渡段连接的示意

8.1.14 塔架采用双肢组合构件时，受拉肢肢体填板间的长细比不应大于80；受压肢肢体填板间的长细比不应大于40，且不大于构件最大长细比的1/2。每个双肢组合构件的肢体填板不得少于2个。

8.2 节点板连接的构造

8.2.1 角焊缝的焊脚尺寸 h_f 不得小于 $1.5\sqrt{t}$ (t 为较厚焊件厚度, mm)，对单面角焊缝应增加1mm。同时也不得大于较薄焊件厚度的1.2倍，但节点板边缘的角焊缝最大焊脚尺寸应符合下列要求：

当 $t \leq 6\text{mm}$ 时， $h_f = t$ ；

当 $t > 6\text{mm}$ 时， $h_f \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$ 。

8.2.2 角焊缝计算长度不得小于 $8h_f$ 和 40mm ，侧面角焊缝的计算长度不得大于 $60h_f$ 。当焊缝长度大于 $60h_f$ 时，超过部分在计算中可不考虑。焊缝长度宜为1倍~2倍连接件断面宽度。

8.2.3 当钢板构件的端部仅有两条侧面角焊缝时，每条侧面角焊缝长度不宜小于两侧面角焊缝之间的距离。同时两侧面角焊缝之间的距离也不宜大于 $16t$ ($t > 12\text{mm}$ 时) 或 190mm ($t \leq 12\text{mm}$ 时)，见图8.2.3。

注： t 为较薄焊件的厚度。

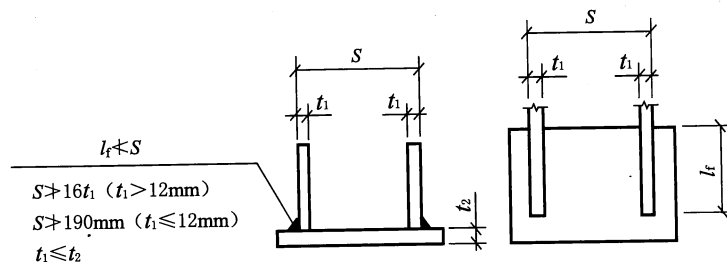


图 8.2.3 钢板构件端部两侧面角焊缝示意

8.2.4 圆钢与圆钢、圆钢与钢板之间的焊缝有效厚度不应小于0.2倍圆钢直径（当两相焊的圆钢直径不相同，取其平均直径）或3mm，并不应大于1.2倍钢板厚度，焊缝计算长度不应小于50mm。

8.2.5 钢板搭接连接时，搭接长度不得小于杆件较小厚度的5倍，且不得小于25mm。

8.3 空心球连接的构造

8.3.1 在球面上相邻杆件之间宜留有适当的缝隙，缝隙宽度不得小于较大杆件厚度的2.5倍，且不得小于20mm。

- 8.3.2 空心球壁厚与杆件的最大壁厚的比值宜为 2.4~3.0。
- 8.3.3 空心球外径与其壁厚的比值可为 25~45。
- 8.3.4 空心球应设置环肋，其平面宜通过塔柱的轴线，厚度不宜小于壁厚的 3/4，在球壁外露部分宜开一个小排气孔（见图 8.3.4）。

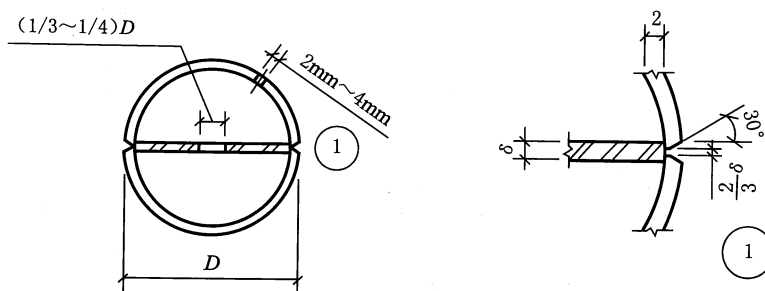


图 8.3.4 空心球环肋示意

- 8.3.5 空心球的同心度制作误差不应大于 $D/200$ (D 为空心球外径)。
- 8.3.6 柱脚球及变坡度处的球，节点的连接焊缝应进行热处理。
- 8.4 钢管直接焊接连接的构造
- 8.4.1 主管外径和壁厚应分别大于支管外径和壁厚。在主管与支管连接处不得将支管穿入主管内。
- 8.4.2 主管和支管或两支管轴线之间的夹角不宜小于 30° 。
- 8.4.3 主管和支管的连接焊缝应采用全周连续坡口对接焊，并平滑过渡，当主管和支管之间的夹角小于 40° 时，正面区域的焊缝可采用角焊缝，角焊缝的焊脚尺寸应不小于支管壁厚的 1.5 倍，不大于支管壁厚的 2 倍。
- 8.4.4 当支管壁厚小于或等于 6mm 时，可不剖口，但应焊透。
- 8.5 法兰盘连接的构造
- 8.5.1 受力螺栓的直径不宜小于 M14，且应考虑 0.5mm 的腐蚀裕度。每个法兰盘上的螺栓不应少于 4 个，且沿圆周均匀布置。
- 8.5.2 法兰盘内径与钢管外径之间的间隙不得大于 3mm，径向相对间隙之和不得大于 4.5mm。
- 8.5.3 法兰盘的局部构造尺寸应符合图 8.5.3 的要求。

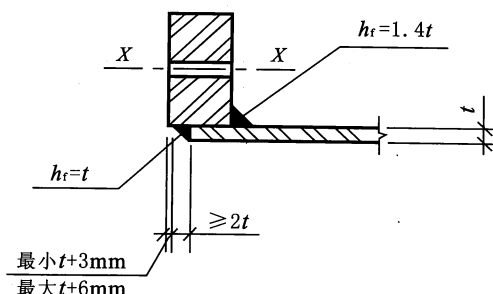


图 8.5.3 法兰构造示意

- 8.5.4 法兰盘的最小厚度不宜小于 16mm。
- 8.5.5 法兰盘上螺栓布置应符合表 8.5.5 的要求。

表 8.5.5 法兰盘上的螺栓布置

螺栓公称直径	R mm	E mm	螺栓最小 间距 S_{\min} mm	螺栓最大 间距 S_{\max} mm	附图
12	20	20	32	$3d_B+2t$	
16	25	25	38	$3d_B+2t$	
20	30	30	46	$3d_B+2t$	
22	35	35	52	$3d_B+2t$	
24	40	40	56	$3d_B+2t$	
27	40	40	62	$3d_B+2t$	
30	45	45	70	$3d_B+2t$	
36	55	55	80	$3d_B+2t$	
42	65	65	90	$3d_B+2t$	
48	75	75	102	$3d_B+2t$	
56	85	85	116	$3d_B+2t$	

9 抗震措施

9.1 一般规定

9.1.1 抗震设防塔架的设计除应符合各章的规定外，应满足本章的规定。

9.1.2 塔架杆件的长细比不宜超过表 9.1.2 的规定。

表 9.1.2 杆件长细比限值

杆件	塔架横杆、斜腹杆				塔架柱			
	四级	三级	二级	一级	四级	三级	二级	一级
最大长细比	$200\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$180\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$160\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$150\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$150\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$100\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$80\sqrt{\frac{235}{f_y}}$

注 1: 预加拉力的圆钢腹杆长细比不受限制。
注 2: 抗震等级一、二级时斜腹杆采用 Q345 钢材时可适当放宽。

9.1.3 塔架杆件的宽厚比不宜超过表 9.1.3 的规定。

表 9.1.3 杆件宽厚比限值

杆件断面	杆件宽厚比	四级	三级	二级	一级
钢管	D/t	$45\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$42\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
工字形断面	翼缘外伸部分 b/t	$13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$10\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$9\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$8\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	腹板 h_0/t	$33\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$27\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$26\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$25\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
角钢	b/t	$13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$10\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$9\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$8\sqrt{\frac{235}{f_y}}$

9.1.4 塔柱与横腹杆当采用刚性抗弯连接时,连接节点应满足下式的横腹杆的塑性截面的受弯、受剪和受拉承载力的要求:

$$M_u \geq 1.2M_{p.c.b} = 1.2W_{n.p.b} (f_{y.b} - f_b) \quad \dots\dots\dots (9.1.4-1)$$

$$Q_u \geq 1.2Q_b = 1.2A_{n2.b} f_{v.b} \quad \dots\dots\dots (9.1.4-2)$$

$$N_u \geq 1.2N_b = 1.2A_{n1.b} f_{y.b} \quad \dots\dots\dots (9.1.4-3)$$

$$M_{uy} \geq 0.25M_{b.y} = 0.25W_{b.y} f_{y.b} \quad \dots\dots\dots (9.1.4-4)$$

式中:

M_u 、 Q_u 、 N_u ——分别为连接的极限受弯、受剪和受拉的承载力,按 GB 50017—2003 计算;

M_{uy} ——连接的侧向极限受弯承载力;

$M_{p.c.b}$ ——横腹杆在平面内的塑性截面折减受弯承载力;

$$M_{p.c.b} = W_{n.p.b} (f_{y.b} - f_b)$$

$W_{n.p.b}$ ——横腹杆在平面内的有效塑性截面模量;

横腹杆为工字形截面时: $W_{n.p.b} = b_f t_f (h_b - t_f) f_{y.b}$; 横腹杆为钢管时,可取:

$$W_{n.p.b} \approx 0.8 W_{p.b};$$

$W_{p.b}$ ——钢管横腹杆的截面模量;

$M_{b.y}$ ——横腹杆在平面外的截面受弯承载力设计值;

$W_{b.y}$ ——横腹杆在平面外的截面模量;

Q_b 、 N_b ——分别为横腹杆的截面受剪,受拉承载力;

A_{n2} ——横腹杆的有效受剪面积;

横腹杆为工字形截面时,可取腹板面积, $A_{n2} = t_w \cdot h_w$; 横腹杆为钢管时,可取全截面的 0.2, $A_{n2} = 0.2A$;

A_{n1} ——横腹杆的有效受轴力面积;

横腹杆为工字形截面时,可取翼缘面积, $A_{n1} = 2b_f t_f$; 横腹杆为钢管时,可取全截面的 0.8, $A_{n1} = 0.8A$;

$f_{y.b}$ ——横腹杆钢材屈服强度;

$f_{v.b}$ ——横腹杆钢材抗剪强度,值为 $0.58 f_{y.b}$;

f_b ——横腹杆在地震作用组合下的轴力产生的轴向应力最大值(绝对值)。

9.1.5 横腹杆与斜腹杆当采用刚性抗弯连接时应满足下式的斜腹杆截面按弹性分析的受拉、受剪和在平面内受弯强度的等强原则,且应考虑节点构造能将斜腹杆内力传递到横腹杆上,并应考虑连接具有必要的侧向刚度(见图 9.1.5)。

$$M_u \geq 1.2M_{c.br} = 1.2W_{br} (f_{y.br} - f_{br}) \quad \dots\dots\dots (9.1.5-1)$$

$$N_u \geq 1.2N_{br} = 1.2A_{n.br} f_{y.br} \quad \dots\dots\dots (9.1.5-2)$$

$$Q_u \geq 1.2Q_{br} = 1.2A_{n.br} f_{v.br} \quad \dots\dots\dots (9.1.5-3)$$

$$M_{uy} \geq 0.25M_{br.y} = 0.25W_{br.y} f_{y.br} \quad \dots\dots\dots (9.1.5-4)$$

式中:

M_u 、 N_u 、 Q_u ——分别为连接的极限受弯、受拉和受剪的承载力,按 GB 50017—2003 计算;

M_{uy} ——连接的侧向极限受弯承载力;

$M_{c.br}$ ——斜腹杆在平面内的截面折减受弯承载力;

- W_{br} ——斜腹杆在平面内的截面模量;
- N_{br} 、 Q_{br} ——分别为斜腹杆的截面受压、受剪承载力;
- $A_{n,br}$ ——斜腹杆的净截面面积;
- $M_{br,y}$ ——斜腹杆在平面外的截面受弯承载力;
- $W_{br,y}$ ——斜腹杆在平面外的截面模量;
- $f_{y,br}$ ——斜腹杆钢材屈服强度;
- $f_{v,br}$ ——斜腹杆钢材抗剪强度, 值为 $0.58f_{y,br}$;
- f_{br} ——斜腹杆在地震作用组合下的轴力产生的轴向应力最大值 (绝对值)。

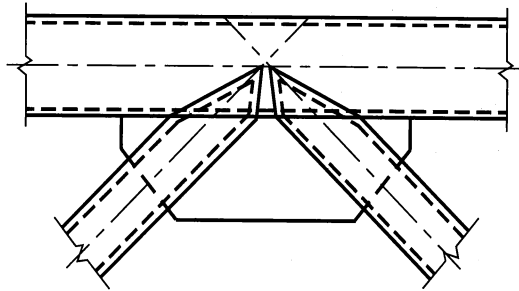


图 9.1.5 斜腹杆与横腹杆的连接示意

9.1.6 采用人字或 V 形腹杆体系时, 底部 1/3 高度以下斜腹杆的地震组合设计值宜按下列规定乘以地震效应调整系数 η_{br} :

- 非一级抗震等级: $\eta_{br}=1.10$;
- 一级抗震等级: $\eta_{br}=1.20$ 。

9.1.7 与人字或 V 形斜腹杆相连的横腹杆承载力应满足下面的地震不平衡组合:

$$S_{Geq} + S_E + S_{Eb} \dots\dots\dots (9.1.7)$$

式中:

- S_{Geq} ——地震计算中的结构等效重力荷载的作用效应;
- S_E ——地震作用效应;
- S_{Eb} ——地震作用效应引起的最大二次弯曲不平衡力, 它应附加到横腹杆上。可取地震作用效应下的受拉斜杆的竖向分量和受压斜杆的竖向分量的 30% 的合力。

9.1.8 横腹杆与塔柱当采用刚性抗弯连接时, 塔柱与横腹杆连接处, 塔柱受弯承载力与横腹杆的受弯承载力应满足下式要求:

$$\sum M_{p,c} / \sum M_{p,b} \geq 1.05 \dots\dots\dots (9.1.8-1)$$

对于抗震等级一级的塔架, 应满足下式要求:

$$\sum M_{p,c} / \sum M_{p,b} \geq 1.15 \dots\dots\dots (9.1.8-2)$$

式中:

$\sum M_{p,c}$ ——为节点处上柱和下柱的塑性截面的折减受弯承载力之和;

$$M_{p,c} = W_{p,c} (f_{y,c} - f_c)$$

$W_{p,c}$ ——塔柱的塑性截面模量, 宜采用塔柱的全截面计算;

f_c ——塔柱在地震效应组合下的轴应力最大值（绝对值）；

$f_{y,c}$ ——塔柱钢材屈服强度；

$\sum M_{p,b}$ ——为节点处两侧横腹杆的塑性截面的折减受弯承载力之和；

$$M_{p,b} = W_{n,p,b} (f_{y,b} - f_b)$$

$W_{n,p,b}$ ——横腹杆的塑性载模量，宜采用横腹杆的有效截面计算；

当横腹杆为工字形截面时，仅考虑翼缘承弯和承压，则有：

$$M_{p,b} = b_f t_f (h_b - t_f) (f_{y,b} - f_b)$$

当横腹杆为钢管时，则可取：

$$W_{n,p,b} = 0.8 W_{p,b}$$

$W_{p,b}$ ——横腹杆的塑性全截面模量；

$f_{y,b}$ ——腹杆钢材屈服强度。

9.1.9 腹杆连接处局部削弱应满足下式要求：

$$\frac{A_n}{A_g} \geq 1.2 \sigma^*/f_y \quad \dots\dots\dots (9.1.9)$$

式中：

A_n ——腹杆有效净面积；

A_g ——腹杆有效毛面积；

σ^* ——腹杆最大（绝对值）的轴向应力设计值。

9.1.10 人字或V形斜腹杆与横腹杆的连接处，横腹杆应连续。

9.1.11 腹杆与节点板的连接焊缝长度宜在（1.0~1.5）倍杆件断面高度范围内。

9.2 一级抗震等级塔架

9.2.1 人字形腹杆体系中的横腹杆当按消能梁段进行设计时应满足下面的要求：

消能梁段的受剪承载力取腹板屈服时的剪力和梁段两端形成塑性铰时的剪力，两者的较小者。

a) 当 $N_{E,b} \leq 0.15A \cdot f$ 时

$$V_{E,b} \leq \psi V_b / \gamma_{RE} \quad \dots\dots\dots (9.2.1-1)$$

$$V_b = 0.58 A_{n2} f_{y,b} \text{ 或 } V_b = (M_{p,b}^L + M_{p,b}^R) / a$$

取二者中较小者

当横腹杆为工字形截面时：

$$A_{n2} = t_w \cdot h_w$$

$$M_{p,b} = b_f \cdot t_f (h_b - t_f) \cdot f_{y,b}$$

当横腹杆为钢管截面时：

$$A_{n2} = 0.2A$$

$$M_{p,b} = 0.8 W_{p,b} f_{y,b}$$

式中：

$N_{E,b}$ 、 $V_{E,b}$ ——分别为横腹杆的地震组合下的轴力设计值和剪力设计值；

V_b ——横腹杆的消能梁段的受剪承载力；

f ——横腹杆钢材抗拉强度设计值；

- $f_{y,b}$ ——横腹杆钢材屈服强度;
- ψ ——横腹杆的受剪承载力折减系数, 可取 0.9;
- $M_{p,b}^L, M_{p,b}^R$ ——分别为横腹杆消能梁段左侧和右侧的受塑性截面的受弯承载力;
- A ——横腹杆的截面面积;
- A_{n2} ——横腹杆的有效受剪面积;
- a ——横腹杆的消能梁段长度 (图 9.2.1);
- $W_{p,b}$ ——横腹杆的塑性截面模量。
- γ_{RE} ——抗震调整系数, 取 0.85。

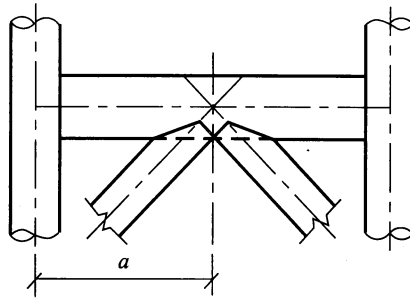


图 9.2.1 消能梁段示意

b) 当 $N_{E,b} > 0.15A \cdot f$ 时

$$V \leq \psi V_{c,b} / \gamma_{RE} \quad \dots\dots\dots (9.2.1-2)$$

$$V_{c,b} = 0.58 A_{n2} f_{y,b} \cdot \sqrt{1 - [N_{E,b} / (Af)]^2} \quad \text{或}$$

$$V_{c,b} = 1.2 (M_{p,c,b}^L + M_{p,c,b}^R) [1 - N_{E,b} / (Af)] / a$$

取二者中较小者

当横腹杆为工字形截面时:

$$M_{p,c,b} = b_f t_f (h_b - t_f) (f_{y,b} - f_b)$$

当横腹杆为钢管截面时:

$$M_{p,c,b} = 0.8 W_{p,b} (f_{y,b} - f_b)$$

式中:

$M_{p,c,b}^L, M_{p,c,b}^R$ ——分别为横腹杆消能梁段左侧和右侧的全塑性截面的折减受弯承载力;

f_b ——地震组合下的横腹杆最大轴应力 (绝对值)。

9.2.2 当按消能梁段进行设计时斜腹杆与横腹杆的连接处以及横腹杆端部应设置横向支撑, 横向支撑间的距离不应大于横腹杆的侧向回转半径的 40 倍, 即 $l_y \leq 40 i_y \sqrt{235/f_y}$ 。横向支撑的轴向承载力设计值应大于横腹杆的轴向承载力设计值的 6%。(图 9.2.2)。

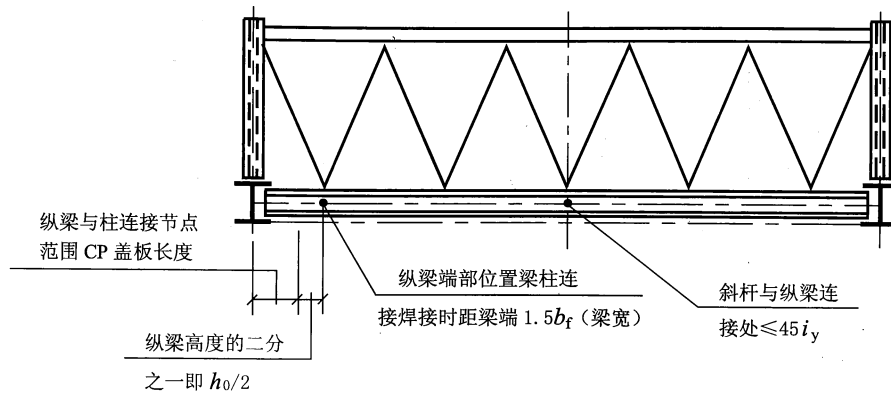


图 9.2.2 横腹杆侧向支撑示意

- 9.2.3 横腹杆的消能梁段不得焊贴补强，也不得开孔。
- 9.2.4 人字支撑的横腹杆的拼装节点距横腹杆端部不应小于 1.5 倍横腹杆高，也不宜大于 3.5 倍横腹杆高。
- 9.2.5 横腹杆采用工字形断面时，宜满足翼缘的塑性截面模量与全截面的塑性截面模量之比大于或等于 70%。
- 9.2.6 当按消能梁段进行设计横腹杆的钢材的屈服极限不应大于 $345\text{N}/\text{mm}^2$ 。
- 9.2.7 人字支撑横腹杆的消能梁段应按下面要求设置加劲肋（图 9.2.7-1）。
- 横腹杆端部应设置加劲肋，当横腹杆与塔柱采用直接对焊连接时，应距杆端不大于 $1.5b_f$ （或 $1.5D$ ）（当横腹杆为工字形断面时， b_f 为翼缘宽度；当横腹杆为钢管时， D 为钢管直径）；当横腹杆与塔柱采用连接件加强连接时，应距杆端在加强区以外 $1/2h_b$ （或 $1/2D$ ），（当横腹杆为工字形断面时， h_b 为横腹杆高；当横腹杆为钢管时， D 为钢管直径）；
 - 在横腹杆变形有效长度范围内应设置加劲肋，加劲肋间距应小于 $(56t_w - h_b)/5$ 。
可沿杆长设置，加劲肋间距可为 $(1.0 \sim 1.5)h_b$ ；
注 1：当杆长为长梁（ $l_0/h_b > 20$ ）时，可不设置中间加劲肋；
注 2：当杆为短梁（ $l_0/h_b < 7$ ）或剪切控制时，加劲肋间距不宜大于 $0.75h_b$ ；
 - 横腹杆截面高度等于或大于 600mm 时，应两侧布置加劲肋；截面高度小于 600mm 时，可单侧布置加劲肋；
 - 加劲肋应沿横腹杆高度整个腹板设置。两侧布置时，肋厚度不小于 $0.75t_w$ ，且肋宽不小于 $(b_f/2 - t_w)$ 或 $1/4D$ ，肋与横腹杆翼缘等宽或 $1/4D$ ，厚度不小于 8mm 。单侧布置时，肋厚度不小于 t_w ，且不小于 10mm ；
 - 加劲肋与横腹杆腹板的角焊缝连接应具有肋的强度（ $A_{st}f_y$ ）；肋与横腹杆翼缘的角焊缝连接应具有肋的 $1/4$ 强度（ $A_{st}f_y/4$ ），且焊缝高度不小于 6mm （图 9.2.7-2）。
- 9.2.8 钢管采用插入式板连接（见图 9.2.8）时，连接角焊缝长度宜不小于钢管直径的 1.5 倍，节点板厚度和连接角焊缝的焊脚宜不小于钢管厚度。构造封闭焊缝宜不小于 $h_f=6$ 和 0.4 倍的钢管厚度。
- 9.2.9 钢筋采用伸入板连接（见图 9.2.9）时，连接焊缝长度宜不小于钢筋直径的 2 倍，节点板厚度和连接焊缝的焊脚宜不小于钢筋直径的 $1/4$ 。
- 9.2.10 塔架横隔水平杆应按压杆设计，轴力设计值不应小于 $0.02A \cdot f_y / \sin\alpha$ （ A 为被支撑的横腹杆或横隔水平杆的面积； α 为横隔水平杆与被支撑杆件之间的夹角）。横隔与休息平台合一时，应同时考虑垂直荷载的影响，且挠度不应超过 $l/400$ （ l 为横隔水平杆件的计算跨度）。

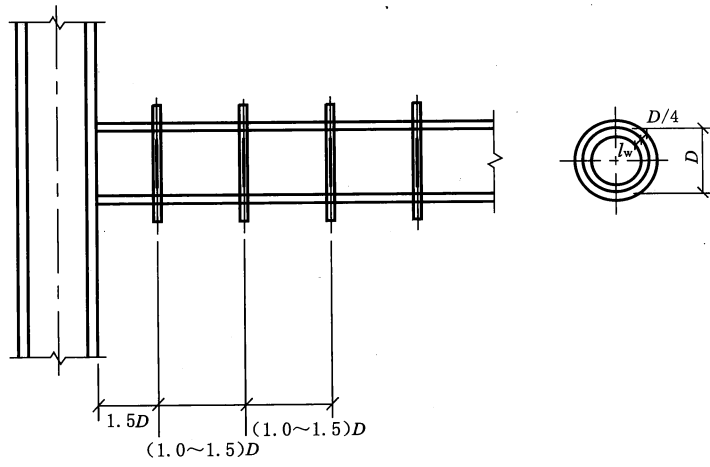


图 9.2.7-1 人字支撑横腹杆加劲肋示意

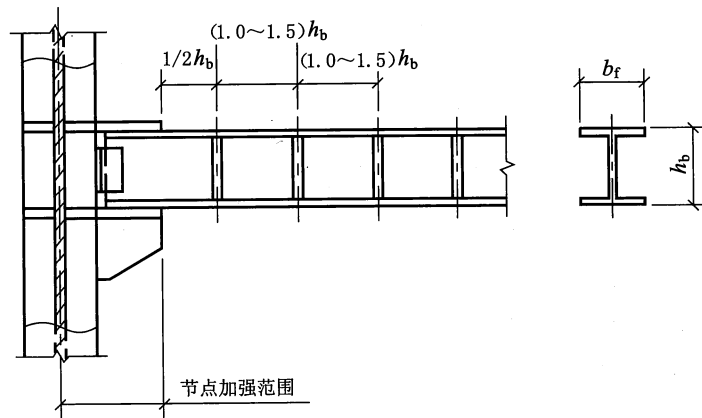


图 9.2.7-2 工字形横腹杆加劲肋示意

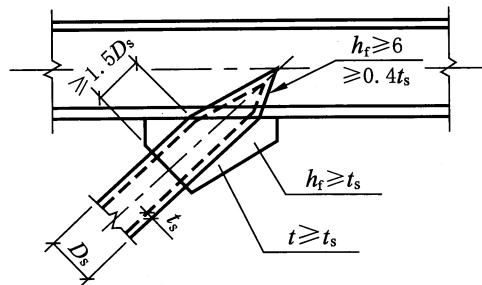


图 9.2.8 钢管插入式板连接

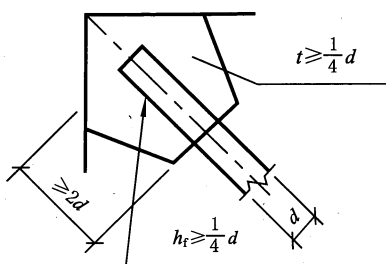


图 9.2.9 钢筋伸入板连接

10 地基与基础

10.1 塔架基础的选型应根据塔架受力特点及工程地质条件按以下原则确定：

- 地基承载力特征值大于 200kPa 时，可采用独立式基础；
- 地基为岩石，且施工条件允许时，可选用锚桩基础；
- 地基承载力特征值小于 130kPa 时，宜采用桩基或筏基。

10.2 塔架基础除应进行基础和地基承载力计算外，应进行塔架抗倾覆和地基变形计算，当地基承载力特征值大于 200kPa 时，可不作地基变形计算。此外，当需要时应进行基础抗滑移及地基滑动等稳定验算。

10.3 基础承载力和塔架抗倾覆、基础抗滑移计算时，荷载效应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合或偶然组合；地基承载能力和单桩承载力计算时，荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合；地基变形和地基滑动等稳定性计算时，荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久值组合。

10.4 地基承载力计算应符合下式要求：

- 当轴心荷载作用时

$$P_k \leq f \quad \dots\dots\dots (10.4-1)$$

式中：

P_k ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力；

f ——地基承载力；

非抗震设防塔架取 $f = f_a$ ， f_a 为修正后的地基承载力特征值，按工程地质详勘报告取用，并按 GB 50007 规定修正；

抗震设防塔架取 $f = f_{aE}$ ， f_{aE} 为修正后的地基抗震承载力特征值， $f_{aE} = \xi_a f_a$ ， ξ_a 为地基抗震承载力调整系数，按 GB 50011—2010 表 4.2.3 采用。

- 当偏心荷载作用时

$$P_{k,\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad \dots\dots\dots (10.4-2)$$

$$P_{k,\min} \geq 0 \quad \dots\dots\dots (10.4-3)$$

式中：

$P_{k,\max}$ 、 $P_{k,\min}$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘处最大压力和最小压力。

10.5 基础底面的压力，可按下列公式确定：

- 当轴心荷载作用时

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad \dots\dots\dots (10.5-1)$$

式中:

F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础顶面的竖向力;

G_k ——基础自重和基础上的土重;

A ——基础底面面积。

b) 当偏心荷载作用时

$$P_{k,\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_{k,x}}{W_x} + \frac{M_{k,y}}{W_y} \quad \dots\dots\dots (10.5-2)$$

$$P_{k,\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_{k,x}}{W_x} - \frac{M_{k,y}}{W_y} \quad \dots\dots\dots (10.5-3)$$

式中:

$M_{k,x}$ 、 $M_{k,y}$ ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面绕 X、Y 轴的力矩值;

W_x 、 W_y ——基础底面对 X、Y 的模量。

10.6 扩展基础承载力计算, 应符合下列要求:

a) 塔柱基础应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力:

1) 矩形基础受冲切承载力应按下列公式验算式:

$$F_1 \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \quad \dots\dots\dots (10.6-1)$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \quad \dots\dots\dots (10.6-2)$$

$$F_1 \leq P_j A_1 \quad \dots\dots\dots (10.6-3)$$

式中:

β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数, 当 h 不大于 800mm 时, β_{hp} 取 1.0; 当 h 大于 2000mm 时, β_{hp} 取 0.9, 其间接线性内插法取用;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度;

a_m ——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度;

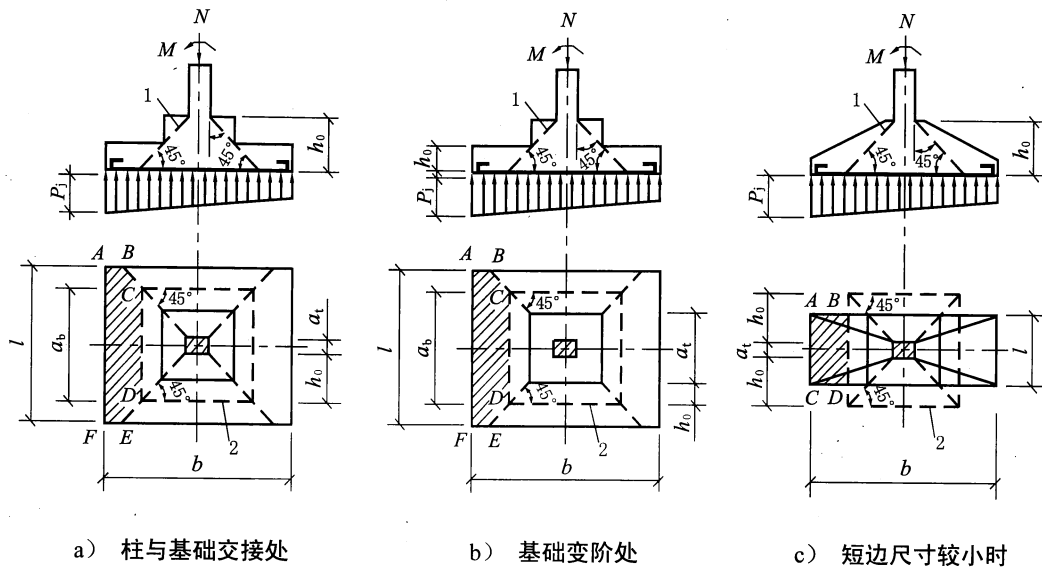
a_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长, 当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时, 取柱宽; 当计算基础变阶处的受冲切承载力时, 取上阶宽;

a_b ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长, 当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内 (见图 10.6-1a)、图 10.6-1b)), 计算柱与基础交接处的受冲切承载力时, 取柱宽加两倍基础有效高度; 当计算基础变阶处的受冲切承载力时, 取上阶宽加两倍该处的基础有效高度。当冲切破坏锥体的底面作用在 l 方向落在基础底面以外, 即 $a_t + 2h_0 \geq l$ 时 (见图 10.6-1c)), $a_b = l$;

P_j ——扣除基础自重及其土重后相应于荷载效应基本组合时的地基单位面积净反力, 对偏心受压基础可取最大地基土单位面积反力;

A_1 ——冲切验算时取用的部分基底面积 (见图 10.6-1a)、图 10.6-1b) 中的阴影面积 ABCDEF, 或图 10.6-1c) 中的阴影面积 ABCD);

F_1 ——相应于荷载效应基本组合时作用在 A_1 上的地基土净反力设计值。



1—冲切破坏锥体最不利一侧斜截面；2—冲切破坏锥体的底面线

图 10.6-1 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

2) 圆形基础受冲切承载力应按下列公式验算：

$$F_1 \leq 0.7\beta_{hp}f_t S_m h_0 \quad \dots\dots\dots (10.6-4)$$

$$S_m = (S_t + S_b) / 2 \quad \dots\dots\dots (10.6-5)$$

$$F_1 \leq P_j A_1 \quad \dots\dots\dots (10.6-6)$$

式中：

S_t ——冲切破坏锥体上边周长；

S_b ——冲切破坏锥体下边周长；

b) 基础底板的配筋应按抗弯计算确定：

1) 矩形基础底板配筋

在轴心荷载或单向偏心荷载作用下底板受弯可按下列简化方法计算：

当台阶的宽高比小于或等于 2.5 和偏心距小于或等于 1/6 基础宽度时，任意截面的弯矩可按下列公式计算（见图 10.6-2）：

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a') \left(p_{\max} + p - \frac{2G}{A} \right) + (p_{\max} - p) L \right] \quad \dots\dots\dots (10.6-7)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l - a')^2 (2b + b') \left(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A} \right) \quad \dots\dots\dots (10.6-8)$$

式中：

M_I 、 M_{II} ——任意截面 I-I、II-II 处相应于荷载效应基本组合时的弯矩设计值；

a_1 ——任意截面 I-I 至基底边缘最大反力处的距离；

l 、 b ——基础底面的边长；

p_{\max} 、 p_{\min} ——相应于荷载效应基本组合时基础底面边缘最大和最小地基反力设计值；

p ——相应于荷载效应基本组合时在任意截面 I-I 处基础底面地基反力设计值；

G ——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重；当组合值由永久荷载控制时，

$G=1.35G_k$, G_k 为基础及其上土的标准自重;
 底板配筋可按下列简化方法计算:

$$A_s = \frac{M}{0.87 h_0 f_y} \dots\dots\dots (10.6-9)$$

式中:

A_s ——底板计算截面所需的钢筋面积;

M ——计算配筋截面处的弯矩设计值;

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值;

h_0 ——基础计算配筋截面处的有效高度。

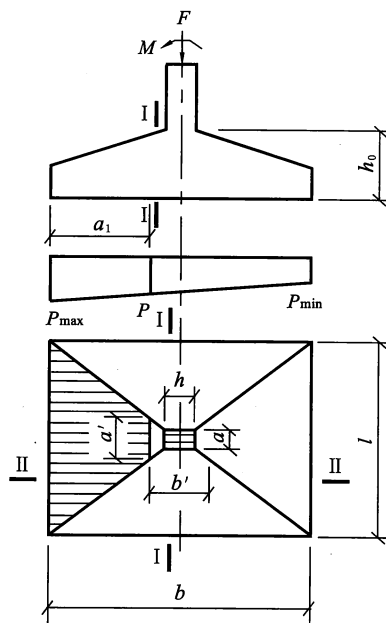


图 10.6-2 矩形基础底板计算示意

2) 圆形基础底板配筋

当 $e_0 \leq D/8$ 时, 底板各环形截面的弯矩可按下列简化方法计算:

径向弯矩设计值:

$$M_{r,i} = K_{1i} \times p \times R^2 \dots\dots\dots (10.6-10)$$

切向弯矩设计值:

$$M_{t,i} = K_{2i} \times p \times R^2 \dots\dots\dots (10.6-11)$$

挠度:

$$f_i = K_{3i} \times \frac{pR^4}{B_c} \dots\dots\dots (10.6-12)$$

剪力设计值:

$$V_i = K_{4i} \times p \times R \dots\dots\dots (10.6-13)$$

式中：

R ——圆形底板悬出部分的内径；

B_c ——底板刚度；

$$B_c = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

h ——底板厚度；

μ ——泊松比，取 1/6；

K_{1i} 、 K_{2i} 、 K_{3i} 、 K_{4i} ——内力计算系数，按表 10.6 取值；

p ——基础底面的净反力设计值（见图 10.6-3）。

底板配筋计算可按公式（10.6-9）进行。

表 10.6 系数 K_1 、 K_2 、 K_3 、 K_4 值

β	截面位置											
	1 点			2 点		3 点		4 点		5 点		
	$(\rho=1)$			$\left(\rho=\frac{\beta+2}{3}\right)$		$\left(\rho=\frac{\beta+1}{2}\right)$		$\left(\rho=\frac{2\beta+1}{3}\right)$		$(\rho=\beta)$		
	K_1	K_2	K_4	K_1	K_2	K_1	K_2	K_1	K_2	K_1	K_2	K_3
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1.1	-0.0053	-0.0009	0.105	-0.0023	-0.0005	-0.0013	-0.0004	-0.0006	-0.0002	0	-0.0002	0
1.2	-0.0222	-0.0037	0.220	-0.0094	-0.0025	-0.0052	-0.0020	-0.0022	-0.0015	0	-0.0011	0.0002
1.3	-0.0523	-0.0087	0.345	-0.0216	-0.0067	-0.0117	-0.0056	-0.0049	-0.0046	0	-0.0036	0.0011
1.4	-0.0965	-0.0161	0.480	-0.0387	-0.0138	-0.0201	-0.0119	-0.0086	-0.0101	0	-0.0079	0.0035
1.5	-0.1561	-0.0260	0.625	-0.0608	-0.0243	-0.0319	-0.0214	-0.0130	-0.0183	0	-0.0145	0.0088
1.6	-0.2318	-0.0386	0.780	-0.0877	-0.0388	-0.0454	-0.0345	-0.0182	-0.0298	0	-0.0236	0.0134
1.7	-0.3244	-0.0541	0.945	-0.1192	-0.0577	-0.0609	-0.0516	-0.0239	-0.0447	0	-0.0352	0.0342
1.8	-0.4347	-0.0724	1.120	-0.1551	-0.0815	-0.0782	-0.0730	-0.0300	-0.0633	0	-0.0495	0.0587
1.9	-0.5631	-0.0939	1.305	-0.1954	-0.1104	-0.0972	-0.0989	-0.0366	-0.0856	0	-0.0666	0.0942
2.0	-0.7103	-0.1184	1.500	-0.2396	-0.1447	-0.1177	-0.1295	-0.0435	-0.1119	0	-0.0864	0.1439
2.1	-0.8769	-0.1461	1.705	-0.2878	-0.1847	-0.1397	-0.1650	-0.0506	-0.1420	0	-0.1090	0.2108
2.2	-1.0632	-0.1772	1.720	-0.3398	-0.2306	-0.1630	-0.2054	-0.0579	-0.1763	0	-0.1343	0.2986
2.3	-1.2697	-0.2116	2.145	-0.3953	0.2826	-0.1876	-0.2509	-0.0654	-0.2145	0	-0.1624	0.4110
2.4	-1.4969	-0.2495	2.380	-0.4544	0.3410	-0.2133	-0.3014	-0.0731	-0.2568	0	-0.1932	0.5522
2.5	-1.7452	-0.2909	2.625	-0.5167	-0.4057	-0.2402	-0.3572	-0.0808	-0.3032	0	-0.2267	0.7265

$$\beta = \frac{r}{R}$$

$$\rho = \frac{X}{R}$$

$$\mu = \frac{1}{6}$$

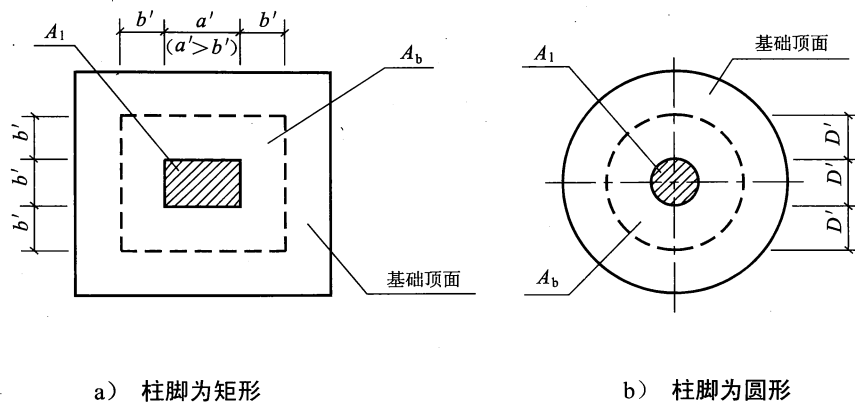


图 10.6-4 柱脚

A_{ln} ——计算局部受压净面积:

为计算局部受压面积 A_1 减去柱脚底上的锚固螺栓孔及其他开孔面积。

10.7 地脚螺栓应按下列要求计算:

a) 当 $\sum p_i \leq f \sum G_i$ 时:

$$\sum A_j = \frac{N}{f_t^a} \dots\dots\dots (10.7-1)$$

b) 当 $\sum p_i \geq f \sum G_i$ 时:

$$\sum A_j = \frac{\sqrt{N^2 + 3 \left(\frac{\sum p_i}{m} \right)^2}}{f_t^a} \dots\dots\dots (10.7-2)$$

c) 每个地脚螺栓净截面面积 A_j :

$$A_j = \frac{1.5 \sum A_j}{n} \dots\dots\dots (10.7-3)$$

d) 当设置抗剪键时, 可不考虑地脚螺栓的抗剪作用。

式中:

$\sum A_j$ ——所需地脚螺栓总净截面面积;

$\sum p_i$ ——荷载组合中塔架承受的最大总水平荷载设计值;

$\sum G_i$ ——相应于 $\sum p_i$ 荷载组合中塔架承受的总垂直荷载设计值;

f ——柱脚与基础的摩擦系数;

当柱脚与混凝土接触时, $f = 0.4$,

当柱脚与基础顶面预埋钢板接触时, $f = 0.2$,

N ——作用于基础顶面的垂直向上拉力;

f_t^a ——地脚螺栓抗拉强度设计值, 按表 B.2 取值;

n ——每个基础上的地脚螺栓数;

m ——塔架塔柱数。

10.8 塔架的倾覆验算, 应取最不利的倾覆状态, 按下式计算 (图 10.8-1):

$$\frac{\sum_{i=1}^n G_i X_{Gi} + \sum_{i=1}^n N_i X_{Ni}}{\sum_{i=1}^n P_i Y_i} \geq 1.2 \quad \dots\dots\dots (10.8)$$

式中：

- P_i ——作用于塔架上的水平荷载设计值；
- Y_i ——水平荷载 P_i 至基础顶面的距离；
- N_i ——塔架自重及作用在塔架上的永久垂直荷载设计值，分项系数： $r=0.9$ ；
- X_{Gi} ——塔架基础中心线距离；
- X_{Ni} ——塔架自重及永久垂直荷载至塔架绕基础倾覆旋转轴的距离（取旋转轴通过基础中心）；
- G_i ——基础自重 G_t 与基础上的有效土重 G_f 之和， $G_i = G_t + G_f$ ；
- G_t ——基础自重，分项系数 $r=0.8$ ；
- G_f ——基础上的有效土重（图 10.8-2），分项系数 $r=0.6$ 。

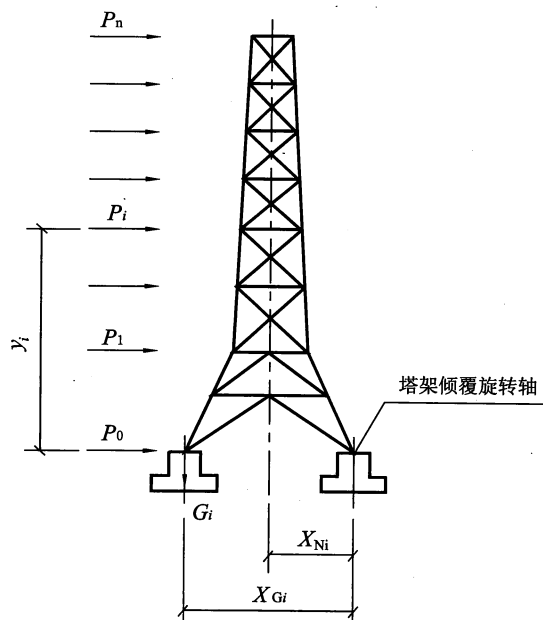


图 10.8-1 塔架倾覆计算

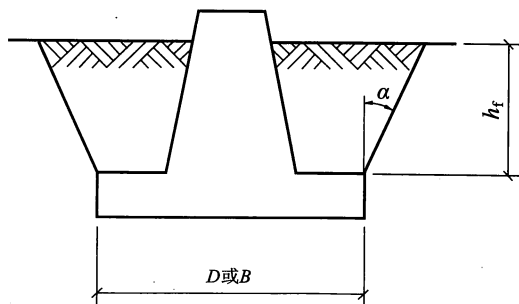


图 10.8-2 基础上有效土重示意

当 $h_f \leq h_{cr}$ 时,按底板上平面算起的实际深度和上拔角 α 构成的土楔体重。但当 $h_f > h_{cr}$ 时,取 $h_f = h_{cr}$ 来计算 G_f 。 h_{cr} 及土容量 γ_f 、 α 按表 10.8-1、表 10.8-2 取值。如施工不能及时回填,则取 $G_f = 0$ 或根据实际情况决定。

表 10.8-1 临界深度 h_{cr}

土名及状态	圆形底板	方形底板
砂类土(稍密的~密实的)	2.5D	3.0B
黏性土(坚硬的~硬塑的)	2.0D	2.5B
黏性土(可塑的)	1.5D	2.0B
黏性土(软塑的)	1.2D	1.5B

注:土的状态按天然土确定。

表 10.8-2 上拔稳定计算中土容重 γ_f 和上拔角 α

土类	黏性土			粗砂 中砂	细砂	粉砂
	坚硬、硬塑	可塑	软塑			
γ_f kN/m ³	17	16	15	17	16	15
α (°)	25	20	10	28	26	22

10.9 基础抗滑稳定按下式验算:

$$\frac{\mu(N+G_t)}{T} \geq 1.3 \quad \dots\dots\dots (10.9)$$

式中:

μ ——基础底面与地基土的摩擦系数,取值如下:

粘土: $\mu = 0.3$

破石土、基岩: $\mu = 0.4$;

G_t ——基础自重,分项系数 $r = 0.8$;

T ——作用在基础底面上的水平荷载设计值;

N ——作用在基础顶面上的垂直力的设计值,当为压力时,取正值;当为拉力时,取负值。

10.10 地基稳定性可用圆形滑动面法进行验算,稳定安全系数为最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩的比值,其值应符合下式要求:

$$K = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} \geq 1.2 \quad \dots\dots\dots (10.10)$$

当滑动面为水平面时,稳定安全系数应为 1.3。

10.11 位于稳定土坡坡顶上的塔架,当垂直于坡边缘线的基础底面边长 b 小于 3m 时,其基础底面外边缘至坡顶的水平距离(图 10.11)应符合下式要求,但不得小于 2.5m。

条形基础: $a \geq 3.5b - d/\text{tg}\beta$ (10.11-1)

矩形基础: $a \geq 2.5b - d/\text{tg}\beta$ (10.11-2)

式中:

d ——基础埋置深度;

β ——边坡角;

a ——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足公式(10.11-1)、(10.11-2)的要求时,可根据基底平均压力按公式(10.10)确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

当边坡角大于45°、坡高大于8m时,应按公式(10.10)进行坡体稳定性验算。

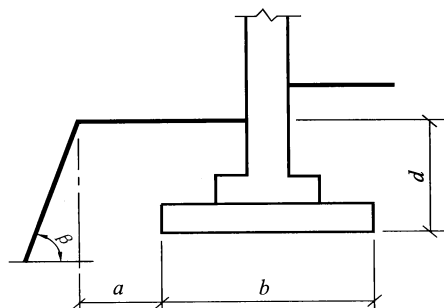


图 10.11 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

10.12 地基允许变形值应符合表 10.12 的要求。

表 10.12 地基允许变形值

塔架高度	变形特征				基础的倾斜
	基础沉降量 mm		相邻基础沉降差 mm		
	砂土和低中压缩性黏性土	高压缩性黏性土	砂土和低中压缩性黏性土	高压缩性黏性土	
$H \leq 70$	200	400	$0.004l$	$0.005l$	0.005
$70 < H \leq 150$	200	300	$0.003l$	$0.004l$	0.004

注 1: H 为自然地面起算的塔架高度。
 注 2: l 为柱基础的中心距离。
 注 3: $H < 50\text{m}$ 时, 允许变形值可按 GB 50007 采用。

10.13 基础的倾斜按下式计算:

$$\text{tg}\theta = \frac{S_2 - S_1}{S} \dots\dots\dots (10.13)$$

式中:

- S_1 、 S_2 ——基础倾斜方向二边缘的最终沉降量;
- S ——矩形基础底板倾斜方向上的宽度或圆形基础的直径。

10.14 基础构造应符合下列要求:

- a) 柱脚底板边线至基础顶面边缘的距离不宜小于 100mm;
- b) 基础顶设置找平层时, 厚度可采用 50mm;
- c) 地脚螺栓中心到基础顶面边缘距离不宜小于 200mm, 同时对于受拉控制的地脚螺栓不应小于 $5d$, 对于受剪控制的地脚螺栓不应小于 $10d$ (d 为螺栓直径);
- d) 基础高度应满足 $H \geq L_m + 100\text{mm}$ 的要求 (L_m 地脚螺栓的埋置深度);
- e) 基础底板边缘的厚度不宜小于 300mm;
- f) 基础底板的外伸长度应满足 $\text{tg}\alpha \leq 2.5$;
- g) 基础底板受力钢筋的最小直径不宜小于 $\phi 12$, 间距不宜大于 200mm;
- h) 地脚螺栓的长度应满足锚固长度 L_m ($L_m \geq 40d$) 的要求, 如受材料规格及加工条件等限制时, 应采取措施满足锚固要求 (图 10.14)。

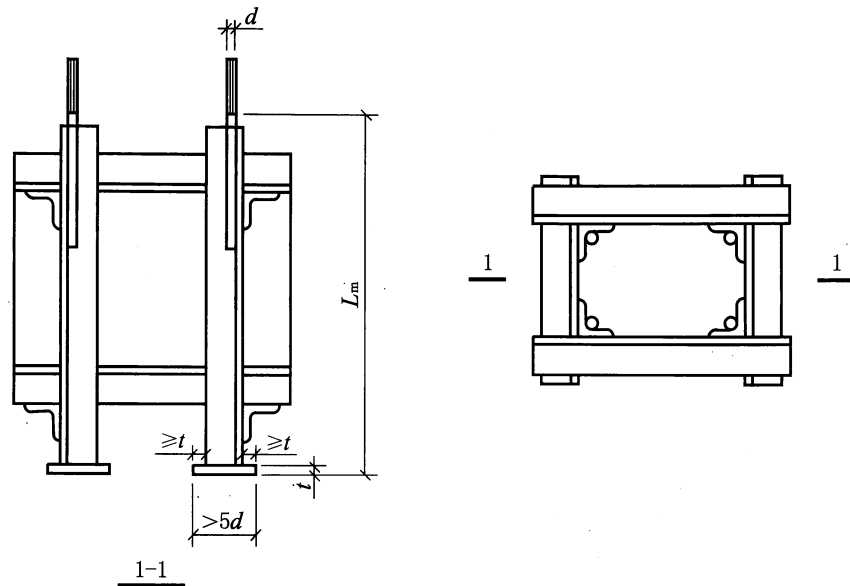


图 10.14 地脚螺栓锚固示意

11 防腐蚀设计

11.1 塔架应根据侵蚀介质的性质、浓度、作用情况以及地区自然、环境条件，结合塔架的使用和维修特点，进行防腐蚀设计。

11.2 塔架防腐蚀设计应遵循 GB 50046 的规定，腐蚀性等级类别应不低于中等腐蚀。在火炬塔架上顶部两节不小于 10m 范围内应同时考虑高温和腐蚀的影响。

11.3 塔架钢结构采用涂料防腐蚀时，防腐蚀设计应包括：涂料名称和型号、涂层配套、涂层厚度、颜色和除锈等级等，且需明确规定涂装工艺。也可采用热浸锌、热喷锌（铝）复合涂层。

11.4 塔架主体结构防腐蚀涂层的设计使用年限应不低于 10 年，辅助结构防腐蚀涂层的设计使用年限应不低于 5 年。

11.5 塔架主体钢结构基层处理宜采用喷砂除锈，除锈等级不宜低于 Sa2.5，辅助钢结构基层处理可采用手工和动力工具除锈，除锈等级不宜低于 St2。其质量要求应符合 GB/T 8923《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》的规定。

11.6 塔架的防腐蚀涂层总厚度应不低于表 11.6 的规定。

表 11.6 塔架防腐蚀涂层最小厚度

单位为 μm

塔架所处环境	工业大气	一般化工大气	严重化工大气
腐蚀性等级	中等腐蚀	中等腐蚀	强腐蚀
塔架主体结构	200	240	280
塔架辅助结构	160	200	240

注 1：涂层厚度包括涂料层的厚度或金属层与涂料层复合的厚度。
注 2：采用喷锌铝及其合金时，金属层厚度不宜小于 $120\mu\text{m}$ ；采用热镀锌时，锌的厚度不宜小于 $85\mu\text{m}$ 。

11.7 防腐蚀涂料的选择,应根据腐蚀性介质的性质、浓度和作用条件、自然环境条件,结合涂装工程的重要性,设计使用年限等要求确定。火炬塔架上部受化工大气腐蚀,且有高温影响时,可采用有机硅、耐高温等涂料。

11.8 防腐蚀涂料的底漆、中间漆、面漆等应根据涂料品种、涂装工程的重要性以及设计使用年限等要求,选用相互间结合良好的涂层配套。涂层的配套举例见附录 C。

11.9 基础的防护当有地下水或滞水作用时,基础底部设沥青混凝土垫层,基础表面涂环氧煤焦油两道,基础四周应填充厚度不小于 250mm 的粘性土并夯实。

11.10 塔架防腐蚀工程施工及验收应执行 GB 50212。

12 施工要求

12.1 塔架的制作、安装及验收应符合 SH/T 3507 的规定。

12.2 塔柱的局部与整体的允许挠曲的矢高与挠曲长度之比应不大于 1/1 000,且不大于 4mm。其他杆件的允许偏差应符合下列规定:

- a) 当杆件长度小于或等于 10m 时,挠曲矢高不应大于 5mm;
- b) 当杆件长度大于 10m 时,挠曲矢高不应大于 8mm。

12.3 塔架腹杆的几何位置与设计位置水平、垂直偏移不应大于 4mm。

12.4 塔架分段高(长)度允许偏差为 5mm,节间各塔柱的高差不应大于 2mm。

12.5 塔架各杆件的中心线与交汇点的最大允许偏差为 5mm。

12.6 塔架安装完毕后的总高度允许误差为 $\pm 20\text{mm}$ 。垂直度应符合下列规定:

- a) 当塔架高度小于或等于 60m 时,为 $(1/1500) \cdot H$,且不大于 25mm;
- b) 当塔架高度大于 60m 时,为 $(1/3000) \cdot H - 5\text{mm}$,且不大于 50mm (H 为塔架高度)。

12.7 焊接塔架的柱脚和底部变坡度处的节点宜采用热处理。

12.8 当柱脚底板采用 Q345 钢,且厚度在大于 40mm 时,或采用 Q235 钢,且厚度大于 60mm 时,施焊前应预热。

12.9 塔架材料均应具有产品合格证明书,对于塔柱、预应力圆钢腹杆的钢材宜进行抽样检查。

12.10 焊缝围焊的转角处应连续施焊。

12.11 在整体吊装过程中,如吊装反力不垂直于铰腕转轴时,则应采用临时措施承受其所产生的轴向分力。同时应考虑塔架在起吊过程中的整体稳定。应在塔架底部设置临时封闭支撑(见图 12.11)。

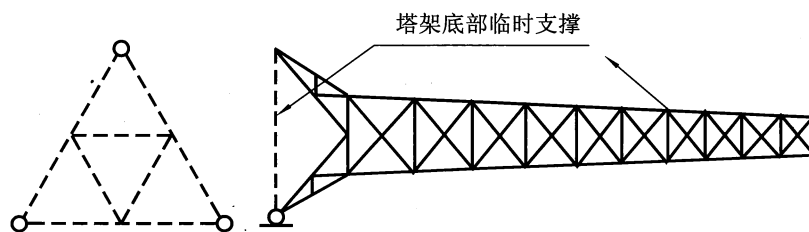


图 12.11 塔架底部临时支撑示意

附 录 A
(资料性附录)
原 始 资 料

排气筒与火炬塔架设计的原始资料包括：

- a) 自然条件：
 - 1) 装置所在区域的风速、风压、风向、湿度、气温等气象条件及工业大气的腐蚀介质条件；
 - 2) 装置所在区域的地貌、地质、水文等场地条件；
 - 3) 区域总平面图；
 - 4) 区域地震烈度，抗震设防区划规定的抗震设防烈度或设计地震动参数（如果有）。
- b) 工艺安装条件：
 - 1) 尾气的排放量、组成、排放速度、温度等工艺原始条件；
 - 2) 工艺配管的直径、布置、使用要求和附属设施等有关土建的设计条件；
 - 3) 尾气排放的工艺合理高度；
 - 4) 排气筒的直径、材质、重量等有关土建的设计条件；
 - 5) 排气筒与塔架的连接方式和位置的要求，温差引起的筒体膨胀力。
- c) 施工条件：
 - 1) 施工单位的制作、加工、运输、安装等方面的能力；
 - 2) 材料供应状况；
 - 3) 塔架的安装方法及对塔架设计的要求。

附录 B

(资料性附录)

焊缝及螺栓连接的强度设计值

B.1 焊缝的强度设计值参见表 B.1。

表 B.1 焊缝的强度设计值

单位为 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	抗拉、抗 压和抗剪 f_t^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊 和 E43 型焊条的手工 焊	Q235 钢	≤16	215	215	185	125	160
		>16~40	205	205	175	120	
		>40~60	200	200	170	115	
		>60~100	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	200
		>16~35	295	295	250	170	
		>35~50	265	265	225	155	
		>50~100	250	250	210	145	

B.2 螺栓连接的强度设计值参见表 B.2。

表 B.2 螺栓连接的强度设计值

单位为 N/mm²

螺栓的性能等级、锚栓和 构件钢材的牌号	普通螺栓						锚栓	承压型连接 高强度螺栓			
	C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗拉 f_t^a	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b					
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—
	5.6 级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	—
	8.8 级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	—
锚栓	Q235 钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—
	Q345 钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—
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

附 录 C
(资料性附录)
防腐蚀涂层配套举例

防腐蚀涂层配套见表 C。

表 C 防腐蚀涂层配套

基层材料	除锈等级	涂层构造									涂层总厚度 μm	使用年限		
		底层			中间层			面层				强腐蚀	中腐蚀	
		涂料名称	遍数	厚度 μm	涂料名称	遍数	厚度 μm	涂料名称	遍数	厚度 μm				
钢材	Sa2 或 St3	醇酸底 涂料	2	60	—	—	—	醇酸底涂料	2	60	120	—	—	
			3	100	—	—	—		3	100	160	—	2~5	
		与面层同 品种的底 涂料或环 氧铁红底 涂料	2	60	—	—	—	氯化橡胶、 高氯化聚乙 烯、氯磺化 聚乙烯等面 涂料	2	60	120	—	—	
			2	60					3	100	160	—	2~5	
			3	100					3	100	200	2~5	2~10	
		环氧云铁 中间涂料	2	60	环氧云铁 中间涂料	1	70		环氧、聚氨 酯、丙烯酸 环氧、丙烯 酸聚氨酯等 面涂料	2	70	200	2~5	2~10
			2	60		1	80			3	100	240	5~10	10~15
			2	60	环氧云铁 中间涂料	1	70			环氧、聚氨 酯、丙烯酸 环氧、丙烯 酸聚氨酯等 面涂料	2	70	200	2~5
	2	60	1	80		3	100	240	5~10		10~15			
	Sa2.5	环氧铁红 底涂料	2	60	环氧云铁 中间涂料	2	120	环氧、聚氨 酯、丙烯酸 环氧、丙烯 酸聚氨酯等 厚膜型面涂 料	3	100	280	10~15	>15	
			2	60		1	70		2	150	280	10~15	>15	
		—	—	—	—	—	—	环氧、聚氨 酯等玻璃磷 片面涂料	3	260	320	>15	>15	
									2					2

表 C 防腐蚀涂层配套 (续)

基层材料	除锈等级	涂层构造									涂层总厚度 μm	使用年限		
		底层			中间层			面层				强腐蚀	中腐蚀	
		涂料名称	遍数	厚度 μm	涂料名称	遍数	厚度 μm	涂料名称	遍数	厚度 μm				
钢材	Sa2 或 St3	聚氯乙 烯 萤丹底涂 料	3	100	—	—	—	聚氯乙 烯 萤丹面涂 料	2	60	160	5~10	10~15	
	3		100	3					100	200	10~15	>15		
	2		80	聚氯乙 烯 含氟萤丹 面涂 料				2	60	140	5~10	10~15		
	3		110					2	60	170	10~15	>15		
	3		100					3	100	200	>15	>15		
	Sa2.5	富锌底涂 料	—	—	环氧云铁 中间涂 料	1	60	环氧、聚氨 酯、丙烯酸 环氧、丙烯 酸聚氨酯 等面涂 料	2	70	200	5~10	10~15	
						1	70		3	100	240	10~15	>15	
						2	110		3	100	280	>15	>15	
						1	60	环氧、聚氨 酯、丙烯酸 环氧、丙烯 酸聚氨酯 等厚膜型 面涂 料	2	150	280	>15	>15	
	Sa3 (用于 铝层), Sa2.5 (用于 锌层)	喷涂锌、铝及其合金的 金属覆盖层 120μm, 其 上再涂环氧密封底涂 料 20μm	环氧云铁 中间涂 料	1	40	环氧、聚氨 酯、丙烯酸 环氧、丙烯 酸聚氨酯 等面涂 料	2	60	240	10~15	>15			
							3	100	280	>15	>15			
							1	100	280	>15	>15			
	混 凝 土	—	与面层同 品种的底 涂 料	1	30	—	—	—	氯化橡胶、 高氯化聚 乙烯、氯磺 化聚乙烯 等面涂 料	2	60	90	—	2~5
				2	60					2	60	120	2~5	5~10
				2	60					3	100	160	5~10	10~15
3				100	3					100	200	10~15	>15	

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：
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：
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：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
 - 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。
- 2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国石油化工行业标准

石油化工排气筒和火炬塔架设计规范

SH/T 3029—2014

条文说明

2014 北京

修 订 说 明

SH/T 3029—2014《石油化工排气筒和火炬塔架设计规范》，经工业和信息化部 2014 年 7 月 9 日以第 47 号公告批准发布。

本规范是在 SH 3029—1991《石油化工企业排气筒和火炬塔架设计规范》的基础上修订而成，上一版的主编单位是中国石化工程建设有限公司，主要起草人员是朱明高、张克峰、张俊。

本规范修订过程中，编制组进行了多次的调查研究，总结了我国工程建设排气筒和火炬塔架的实践经验，同时参考了国外先进技术法规、技术标准。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《石油化工排气筒和火炬塔架设计规范》编制组按章、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

目 次

3	术语和符号	65
4	设计原则	65
4.1	一般规定	65
4.2	塔架形式选择	65
4.3	材料	65
4.4	吊装	65
5	荷载及作用	65
5.1	荷载分类及组合	65
5.2	风荷载	66
5.3	地震作用	66
5.4	覆冰荷载	66
6	塔架计算	66
7	连接计算	66
7.2	球节点连接	66
7.4	法兰盘连接	67
7.5	铰腕支座	67
8	构造	67
9	抗震措施	67
9.1	一般规定	67
9.2	一级抗震等级塔架	67
10	地基与基础	68
11	防腐蚀设计	68
12	施工要求	68

石油化工排气筒和火炬塔架设计规范

3 术语和符号

本章出现的基本术语和符号是按 GB/T 50083《建筑结构设计术语和符号标准》的有关规定采用。

4 设计原则

4.1 一般规定

4.1.1 是根据塔架的受力特点和在化工装置中的功能确定的。

4.1.2 塔架高度可低于排气筒或火炬头的高度 10m 左右，主要是考虑到筒体的设计和安装、维修的需要。

4.1.5、4.1.9 基于石化工厂的特点。即一般均处于有腐蚀的环境中，以及目前的维修条件和实际使用情况，并参照有关石化厂腐蚀资料编制。

4.1.6、4.1.8 是根据工程实践的经验编制。

4.1.10 由于塔架是较大的高耸结构，它的施工方法不但对设计方案的选择、构件断面的选用有很大的影响，而且对塔架的质量，特别是施工建设过程中的安全关系重大，为此强调这方面的内容和要求是必要的。

4.1.11 附录 A 的内容是根据工程设计常采用的各种设计条件归纳而成。

4.1.3、4.1.4、4.1.7 为新增加条款。

4.2 塔架形式选择

4.2.1 主要是根据排气筒塔架和火炬塔架的使用功能比较单一的特点，以及从经济角度提出的。

4.2.2、4.2.4 根据以往的工程经验，为了防止塔架的过大的变位，同时使构件受力能在较合理的范围内，并参照《化工建筑统一技术措施》等有关资料而提出的构造措施。

4.2.3、4.2.5 主要是考虑塔架是以风荷载为主要荷载的塔桅结构这一基本受力特征提出的，同时也考虑到石化工厂的腐蚀性较强的特点，以及目前的使用、维修状况。

4.3 材料

4.3.1~4.3.7 与 GB 50017—2003《钢结构设计规范》相同。

4.4 吊装

4.4.1、4.4.2 是根据石化系统的施工技术水平、条件和工程检验提出的，行业特性较强。

如可由塔架基础承受吊装所产生的水平推力，主要是为了节省临时锚坑等施工措施，有较大的工程意义，并在工程实践中普遍采用。但它是根据石化系统建设队伍的技术水平、施工条件形成的，因此有较强的行业特性。采用本规定时应注意到这一特点。

4.4.3~4.4.5 为新增条款。

5 荷载及作用

5.1 荷载分类及组合

5.1.1 增加偶然荷载。

5.1.2 火炬塔架顶层平台梁的检修荷载 6kN/m^2 ，主要是考虑检修火炬头的需要。如要在顶层平台上临时设置吊装扒杆，堆放火炬头等。

5.1.3 同 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》统一。

5.2 风荷载

5.2.1 同 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》中有关风荷载的有关规定保持一致。现行国家标准 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》第 8.1.2 条规定“对于高层建筑、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，并应符合有关结构设计规范的规定”。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 0.35kN/m^2 。对于 W_0 在 0.35kN/m^2 及以上的风压，没有必要再另行增大 W_0 。

5.2.4 风振系数应根据随机振动理论导出。

规范列出的公式 (5.2.4) 是根据荷载规范针对只考虑第一振型影响的结构有关公式转换而来。只考虑第一振型影响已不能满足要求，可根据基本原理考虑多振型影响进行计算。

5.2.6 条内公式 5.2.6 中 G_i 此处单位为质量的单位 kg；

5.3 地震作用

5.3.1、5.3.4 参照现行 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》，增加了塔架抗震计算的一些规定和方法。

5.3.2 塔架进行小震下弹性分析时取 0.03，在罕遇地震下弹塑性分析时取 0.05，目前工程实践有限元分析中只进行弹性分析，故采用 0.03。

5.4 覆冰荷载

5.4.1~5.4.3 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。冰荷载习惯称“覆冰”，建议将“裹冰”改为“覆冰”。

6 塔架计算

6.5 本条中的结构构件的调整系数是根据工程实践中的一些经验，对塔架易发生事故的部位，参照 GB 50017—2003《钢结构设计规范》作了必要的调整。

6.7 塔架水平变形应满足工艺要求。

当工艺没有要求时，目前塔架结构水平位移按总高度的 $1/75$ 控制即可以满足结构受力要求（见 GB 50135—2006 第 3.0.10 条）。在 SH 3029—1991 中，当塔架没有工艺要求时，水平位移按总高度的 $1/100$ 控制。此次修编将风荷载下水平位移控制由 $1/200$ 改为 $1/150$ ，一方面考虑工艺的要求，另外也基于如下考虑：

- a) 结构风荷载目前按锯齿性，不是连续直线，有一定安全储备；
- b) 目前分析模型采用桁加二力杆模型，但实际结构不完全是二力杆模型。

6.11、6.12、6.16 是根据目前采用的结构形式，经试算归纳并在工程中业已采用的数据制定，主要是为了方便计算。

6.15 本条给出的公式，系基于塔架自重集中在节点上，并略去斜腹杆的影响，用节点平衡的方法求得。

6.20 由于塔架主要荷载为低周期的风荷载，而且一般高度又大，因此设计宜按弹性阶段考虑，故取截面塑性发展系数为 1.0。

7 连接计算

7.2 球节点连接

7.2.2 由于塔架采用的空心球直径及其承受的荷载均较大根据我们的试验结果，认为基本上仍可按 JGJ 7—2010《空间网格结构技术规程》的规定，但需要作一些调整。如条文中的公式取 JGJ 7—2010

《空间网格结构技术规程》的无肋计算公式，而加劲肋仅作为构造措施。

7.4 法兰盘连接

7.4.3 简化弹性计算方法，并考虑厚板部分的塑性发展，当有加劲肋时，也可按 GB 50135《高耸结构设计规范》相应公式计算。

7.4.7 由于塔架采用的圆钢腹杆，一般直径比较大而且在风荷载作用下应力变化幅度也很大，频率也快，根据工程实际经验本条规定是必要的，同时与 CECS 80：2006《塔桅钢结构工程施工质量验收规程》是一致的。

7.4.8 选自中国石化工程建设有限公司的通用设计。

7.5 铰腕支座

7.5.3 本条内容系根据设备专业有关规定的公式，并参照 GB 50017—2003《钢结构设计规范》表达形式的有关参数换算而来。由于设备专业的安全系数较大，为此在保持其安全储备，与计算中又要采用钢材的基本强度设计值的矛盾中，采用了降低设计强度调整系数的办法使其协调统一。

7.5.2、7.5.3 计算公式及其有关规定系参照美国 AISC 的规定。主要对轴支承板的构造尺寸加以控制。

8 构造

8.1.3 主要是限制受压杆参加工作。

8.1.4 根据工程实践，对柔性交叉腹杆，是加非结构性预应力是减小塔架位移的有效实践提出的。

8.3.2、8.3.3 参照 JGJ 7—2010《空间网格结构技术规程》结合结构特点作出的规定可参见第 6.2.2 的条文说明。条文中的预应力取值是根据工程实践提出的。

8.3.5 根据石化系统的施工技术条件，结合工程经验提出的。

8.4.3 主管和支管之间的夹角小于 40° 时，正面区域焊缝可采用角焊缝的规定，系根据石化系统施工单位的经验确定的。最小焊缝要求，是根据本规范中的要求确定，以简化连接焊缝的计算。

8.5.1 考虑目前施工方便，螺栓数目最好是 4 的倍数，故最少数目为 4 个。

8.5.5 螺栓最大间距和螺栓最小间距参照 GB 150.3《压力容器 第 3 部分 设计》，螺栓边距尺寸 E 按 1.5 倍螺栓直径。目前国外标准中 CAN/CSA-S16.1-M89 中螺栓最小间距为 2.7 倍螺栓直径。

9 抗震措施

9.1 一般规定

9.1.2 参照 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》。

9.1.3 参照 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》。

9.1.4 极限受弯承载力另考虑了该跨荷载的剪力效应，连接必要的侧向刚度取值为 25%；

9.1.5 基本同 9.1.4 条。

9.1.6 考虑到目前工程应用的实际情况建议取 $\eta_{br}=1.20$ 。

9.1.7 人字形支撑的斜腹杆在大震下受压屈曲后，其承载力将下降，导致横腹杆在支撑连接处出现向下的不平衡集中力，可能引起横腹杆的破坏，并在横腹杆两端出现塑性铰，此不平衡集中力取受拉斜杆的竖向分量减去受压斜杆的竖向分量 30%。

9.1.8 同 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》8.2.5 第一条。

9.2 一级抗震等级塔架

9.2.2 参考 GB 50017—2003《钢结构设计规范》9.3.2 条和 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》8.5.5 条。

9.2.7 加劲肋考虑工程实践做了简化处理。

9.2.10 本条中 A 取全面积是考虑工程设计时一般通过加劲肋同横腹杆或横隔水平杆相连, 故采用全面积, 对材料用量影响不大。

10 地基与基础

10.7 给出了锚栓在拉力和剪力作用下的计算方法, 同上一版, 目前英国规范 BS 5950 采用同普通螺栓一致的方法计算锚栓在拉力和剪力作用下的承载力, 但表达式同现行国家标准不同, 考虑到目前公式已有一定的安全储备, 且实际工程中已应用很多, 故没有再修编。

11 防腐蚀设计

11.1 钢结构采用涂料防腐蚀是当前行之有效且广泛采用的方法。因此本规范着重对涂料防腐蚀设计进行了规定。

11.2~11.10 在石油化工企业中塔架腐蚀属于大气环境腐蚀, 根据大气环境腐蚀介质划分为一般工业大气腐蚀、一般化工大气腐蚀及严重化工大气腐蚀, 并采取不同的设计方法。

排气筒及火炬钢塔架为高耸构筑物, 考虑到维修涂漆困难, 因此本规范在涂料选材及涂装工艺等方面做出较严格的要求, 以延长涂层的使用年限。

近年来我国进行的以合成树脂为基料的防腐蚀涂料的研究和生产已有很大的进展, 经暴晒和各种科学实验以及在工程中的实际应用, 表明了丙烯酸树脂漆、氯化橡胶漆、氯磺化聚乙烯以及其他乙烯树脂涂料, 聚氨酯涂料、环氧树脂聚合物等涂料的配套涂装, 且具有优良的防腐蚀防气候性能, 一般可用七年~八年以上。

丙烯酸涂料具有很好的抗暴晒和抗化工大气腐蚀性能, 漆膜美观, 保光保色性能好, 根据铁道部科学院金化所做的老化试验推算可使用二十年左右。如北京动物园过街天桥、西单过街天桥等使用六年以上还在继续使用。

氯磺化聚乙烯涂料具有较好的防化工大气腐蚀性能和较好的耐候性, 与金属的结合力较强, 有延伸韧性, 适用于钢结构和钢筋混凝土结构。在大庆、吉林、四川等化工厂钢结构上应用八年以上还在继续使用。

氯化橡胶涂料具有较好的耐化工大气腐蚀, 结合力和韧性较好, 抗水性、抗潮湿性能优良。

以上各种涂料的产品目前在国内都已正式生产, 质量稳定, 并多有部颁标准。

设计人员应根据塔架所在地区、环境以及腐蚀介质等条件合理选用底漆和面漆, 明确涂层的构造, 采用合理的涂装施工工艺。

中 华 人 民 共 和 国
石 油 化 工 行 业 标 准
石油化工排气筒和火炬塔架设计规范
SH/T 3029—2014

*

中国石化出版社出版
中国石化集团公司工程标准发行总站发行
地址：北京市东城区安定门外大街 58 号
邮编：100011 电话：(010) 84271850
石化标准编辑部电话：(010) 84289937
读者服务部电话：(010) 84289974

<http://www.sinopec-press.com>

E-mail: press@sinopec.com

版权专有 不得翻印

*

开本 880×1230 1/16 印张 5 字数 132 千字
2015 年 5 月第 1 版 2015 年 5 月第 1 次印刷

*

书号：155114·1029 定价：62.00 元
(购买时请认明封面防伪标识)