

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50936-2014

钢管混凝土结构技术规范

Technical code for concrete filled steel tubular structures

2014-03-31 发布

2014-12-01 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部
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

钢管混凝土结构技术规范

Technical code for concrete filled steel tubular structures

GB 50936 - 2014

主编部门：中华人民共和国住房和城乡建设部

批准部门：中华人民共和国住房和城乡建设部

施行日期：2 0 1 4 年 1 2 月 1 日

中国建筑工业出版社

2014 北 京

中华人民共和国国家标准
钢管混凝土结构技术规范

Technical code for concrete filled steel tubular structures

GB 50936 - 2014

*

中国建筑工业出版社出版、发行（北京西郊百万庄）

各地新华书店、建筑书店经销

北京红光制版公司制版

北京市密东印刷有限公司印刷

*

开本：850×1168 毫米 1/32 印张：6 1/2 字数：163 千字

2014 年 8 月第一版 2014 年 8 月第一次印刷

定价：31.00 元

统一书号：15112 · 23939

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题，可寄本社退换

（邮政编码 100037）

本社网址：<http://www.cabp.com.cn>

网上书店：<http://www.china-building.com.cn>

中华人民共和国住房和城乡建设部 公 告

第 361 号

住房和城乡建设部关于发布国家标准 《钢管混凝土结构技术规范》的公告

现批准《钢管混凝土结构技术规范》为国家标准，编号为 GB 50936 - 2014，自 2014 年 12 月 1 日起实施。其中，第 3.1.4、9.4.1 条为强制性条文，必须严格执行。

本规范由我部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国住房和城乡建设部

2014 年 3 月 31 日

前 言

根据原建设部《关于印发〈二〇〇一～二〇〇二年度工程建设国家标准制订、修订计划〉的通知》(建标[2002]85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,并在广泛征求意见的基础上,制定本规范。

本规范的主要技术内容是:总则,术语和符号,材料,基本规定,圆形及多边形钢管混凝土构件承载力设计,实心圆形钢管混凝土构件承载力设计,连接和节点设计,防火设计,制作与施工。

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。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释,由哈尔滨工业大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议,请寄送哈尔滨工业大学(地址:深圳市南山区西丽大学城哈工大校区 E407,邮编:518055)。

本规范主编单位:哈尔滨工业大学

中国建筑科学研究院

本规范参编单位:清华大学

华南理工大学建筑设计研究院

福建省建筑设计研究院

厦门中福元建筑设计研究院

深圳市桥博设计研究院有限公司

中建钢构有限公司

中国建筑工程第五局

江苏天力钢结构有限公司
中铁十三局集团第三工程有限公司
大连骏翔电力器材有限公司

本规范主要起草人员：查晓雄 肖从真 钟善桐 蔡绍怀
张素梅 钱稼茹 王玉银 田春雨
徐国林 方小丹 陈礼建 龚昌基
刘界鹏 李 勇 王 宏 赵源畴
王成武 朱鸿钧 周长斌 李海滨
戴立先 张 勇 袁长春 谭 青
本规范主要审查人员：周绪红 傅学怡 陈以一 吴 骁
樊小卿 王 清 韦灼彬 窦南华
鲍广鉴 牟廷敏 包联进

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	3
3	材料	6
3.1	钢材	6
3.2	混凝土	6
3.3	连接材料	7
4	基本规定	9
4.1	一般规定	9
4.2	结构分析与设计原则	10
4.3	实心钢管混凝土结构	12
4.4	空心钢管混凝土结构	16
5	圆形及多边形钢管混凝土构件承载力设计	18
5.1	单肢钢管混凝土柱在单一受力状态下承载力与刚度计算	18
5.2	格构式钢管混凝土构件在单一受力状态下承载力计算	26
5.3	钢管混凝土构件在复杂受力状态下承载力计算	30
5.4	混凝土徐变对构件承载力的影响	33
6	实心圆形钢管混凝土构件承载力设计	34
6.1	单肢柱轴心受力承载力计算	34
6.2	单肢柱横向受剪承载力计算	38
6.3	局部受压计算	39
6.4	钢管混凝土格构柱承载力计算	40
7	连接和节点设计	47
7.1	一般规定	47

7.2 实心钢管混凝土柱连接和梁柱节点	49
7.3 空心钢管混凝土柱连接和梁柱节点	61
7.4 柱脚节点	72
8 防火设计	76
9 制作与施工	81
9.1 钢管的制作	81
9.2 钢管的除锈、防腐涂装	82
9.3 实心钢管混凝土浇筑与安装施工	83
9.4 空心钢管混凝土构件制作	85
9.5 钢管混凝土结构的施工	86
附录 A 各种截面的形常数	87
附录 B 钢管混凝土构件抗压强度设计值	88
附录 C 钢梁-钢管混凝土柱外加强环连接节点设计	95
附录 D 钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的环梁节点配筋 计算方法	98
附录 E 钢管混凝土构件防火计算方法	103
本规范用词说明	109
引用标准名录	110
附：条文说明	113

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	3
3	Materials	6
3.1	Steel	6
3.2	Concrete	6
3.3	Connection	7
4	Basic Requirements	9
4.1	General Requirements	9
4.2	Structural Analysis and Design Principle	10
4.3	Solid-CFST Member Structures	12
4.4	Hollow-CFST Member Structures	16
5	Design of Load-carrying Capacities for Circular and Polygon Cross-section CFST Members	18
5.1	Load-carrying Capacity and Rigidity Calculations of Single CFST Columns under Single Stress Condition	18
5.2	Load-carrying Capacity Calculation of CFST Latticed Members under Single Stress Condition	26
5.3	Load-carrying Capacity Calculation of CFST Members under Complex Stress Conditions	30
5.4	The Effects of Concrete Creep on Load-carrying Capacity of CFST Members	33
6	Design of Load-carrying Capacities for Solid Circular CFST Members	34

6.1	Load-carrying Capacity Calculation of Single Axial Loaded Column	34
6.2	Shear Carrying Capacity Calculation of Single Column	38
6.3	Calculation of Local Compression	39
6.4	Load-carrying Capacity Calculation of CFST Latticed Members	40
7	Design of Connections and Joints	47
7.1	General Requirements	47
7.2	Solid-CFST Members Connections and Joints	49
7.3	Hollow-CFST Members Connections and Joints	61
7.4	Pedestal Footing Joints	72
8	Fireproofing Design	76
9	Manufacture and Construction	81
9.1	Manufacture of Steel Pipe	81
9.2	Rust Removal and Preservative Coating of CFST Members	82
9.3	Concrete Pouring and Construction of Solid-CFST Members	83
9.4	Manufacture of Hollow-CFST Members	85
9.5	Construction of CFST Structures	86
Appendix A	Shape Constants for Various Cross- sections	87
Appendix B	Compressive Strength Design Values for CFST Members	88
Appendix C	Joint Design of Steel Beam with CFST Column by Outside Stiffener Rings	95
Appendix D	RC Beam to Circular CFST Column Ring- beam Joints Calculation Methods	98
Appendix E	CFST Members Fireproofing Calculation	

Methods	103
Explanation of Wording in This Code	109
List of Quoted Standards	110
Addition: Explanation of Provisions	113

1 总 则

1.0.1 为在钢管混凝土结构设计、构件制作及工程施工中贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全、适用、经济，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于采用钢管混凝土结构的工业与民用房屋建筑和一般构筑物的设计、构件制作及施工。

1.0.3 钢管混凝土结构的设计、构件制作及施工除应符合本规范外，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 钢管混凝土构件 concrete filled steel tubular members

在钢管内填充混凝土的构件，包括实心 and 空心钢管混凝土构件，截面可为圆形、矩形及多边形，简称 CFST 构件。

2.1.2 钢管混凝土结构 concrete filled steel tubular structures

采用钢管混凝土构件作为主要受力构件的结构，简称 CFST 结构。

2.1.3 实心钢管混凝土构件 solid concrete filled steel tubular members

钢管中填满混凝土的构件，简称 S-CFST 构件。

2.1.4 空心钢管混凝土构件 hollow concrete filled steel tubular members

在空钢管中灌入一定量混凝土，采用离心法制成的中部空心的钢管混凝土构件，简称 H-CFST 构件。

2.1.5 含钢率 steel ratio

构件截面中钢管面积与混凝土面积之比。

2.1.6 空心率 hollow ratio

空心钢管混凝土构件截面中空心部分的面积与混凝土加空心部分总面积之比。

2.1.7 套箍系数 confinement coefficient

构件截面中钢管面积、钢材强度设计值乘积与混凝土面积、混凝土强度设计值乘积之比。

2.1.8 钢管海砂混凝土构件 sea sand concrete filled steel tubular members

采用海砂混凝土制作的钢管混凝土构件。

2.1.9 钢管再生混凝土构件 recycled concrete filled steel tubular members

采用再生骨料混凝土制作的钢管混凝土构件。

2.2 符 号

2.2.1 作用、作用效应和抗力

N ——轴心压力设计值；

N_t ——轴心拉力设计值；

N_t^b, N_c^b, N_v^b ——一个普通螺栓或高强度螺栓的抗拉、承压、抗剪承载力设计值；

$N_u, N_{ut}, M_u, T_u, V_u$ ——钢管混凝土构件轴心受压、轴心受拉、受弯、受扭、受剪承载力设计值；

N_l ——局部作用的轴心压力设计值；

N_{ul} ——钢管混凝土柱的局部受压承载力设计值；

M ——弯矩设计值；

T ——扭矩设计值；

V ——剪力设计值。

2.2.2 材料性能和抗力

B_{sc}, B_{scm} ——钢管混凝土构件截面的组合轴压弹性刚度、组合抗弯弹性刚度；

B_G, B_T ——钢管混凝土构件组合剪变刚度、组合抗扭刚度；

E_s, E_c ——钢材、混凝土的弹性模量；

E_s^t ——钢材的切线模量；

E_{sc}, E_{scm} ——钢管混凝土构件的组合弹性模量、组合抗弯弹性模量；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_{ck}, f_c ——混凝土的抗压强度标准值、设计值；

f_t ——混凝土的轴心抗拉强度设计值；

f_{ce} ——钢材端面承压（刨平顶紧）强度设计值；

f_{sc} ——钢管混凝土抗压强度设计值；

f_{sv} ——钢管混凝土受剪强度设计值；

f_t^w 、 f_c^w 、 f_v^w ——对接焊缝的抗拉强度、抗压强度、抗剪强度设计值；

f_f^w ——角焊缝的抗拉、抗压和抗剪强度设计值；

f_t^b 、 f_v^b 、 f_c^b ——螺栓的抗拉、抗剪、承压强度设计值；

G_{ss} ——实心钢管混凝土构件组合剪变模量；

G_s ——钢材的剪变模量。

2.2.3 几何参数

A_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的组合截面面积，即钢管面积和管内混凝土面积之和；

A_s 、 A_c 、 A_h ——钢管、管内混凝土、管内空心部分的面积；

A_l ——局部受压面积；

A_b ——混凝土局部受压计算底面积；

D ——圆形截面的直径；

e ——作用荷载的偏心距；

I_{sc} 、 I_s 、 I_c ——钢管混凝土构件、钢管、管内混凝土的截面惯性矩；

i_{sc} ——钢管混凝土构件的组合截面回转半径；

L_0 ——受压构件的计算长度；

L_e ——柱的等效计算长度或拱肋的等效计算长度；

r_0 ——圆钢管混凝土构件的截面半径；

r_{co} 、 r_{ci} ——管内混凝土的外半径、内半径；

t ——钢管的厚度；

W_{sc} 、 W_s 、 W_c ——钢管混凝土构件组合截面、钢管、管内混凝土的截面模量；

λ_{sc} ——钢管混凝土构件的组合长细比，等于构件的计算长度与组合截面的回转半径之比；

$\bar{\lambda}_{sc}$ ——钢管混凝土构件的正则长细比；

- λ_x ——钢管混凝土构件绕 x 轴的长细比；
- λ_y ——钢管混凝土构件绕 y 轴的长细比；
- λ_{ox} ——格构式钢管混凝土构件绕 x 轴的换算长细比；
- λ_{oy} ——格构式钢管混凝土构件绕 y 轴的换算长细比；
- λ_l ——格构式钢管混凝土构件的单肢长细比。

2.2.4 计算系数

- α_{sc} ——钢管混凝土构件的含钢率；
- θ ——钢管混凝土构件的套箍系数；
- ψ ——空心率，即空心部分的面积与混凝土的面积加空心部分的面积之和的比值；
- φ ——轴心受压构件稳定系数；
- φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数；
- φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数；
- γ_{RE} ——抗震调整系数；
- γ_0 ——结构重要性系数。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 钢材的选用应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定。

3.1.2 承重结构的圆钢管可采用焊接圆钢管、热轧无缝钢管，不宜选用输送流体用的螺旋焊管。矩形钢管可采用焊接钢管，也可采用冷成型矩形钢管。当采用冷成型矩形钢管时，应符合现行行业标准《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178 中Ⅰ级产品的规定。直接承受动荷载或低温环境下的外露结构，不宜采用冷弯矩形钢管。多边形钢管可采用焊接钢管，也可采用冷成型多边形钢管。

3.1.3 钢材的强度设计值 f 、弹性模量 E_s 和剪变模量 G_s 应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 执行。

3.1.4 抗震设计时，钢管混凝土结构的钢材应符合下列规定：

- 1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
- 3 钢材应有良好的可焊性和合格的冲击韧性。

3.2 混 凝 土

3.2.1 钢管内的混凝土强度等级不应低于 C30。混凝土的抗压强度和弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 执行；当采用 C80 以上高强混凝土时，应有可靠的依据。

3.2.2 实心钢管混凝土构件中可采用海砂混凝土。海砂混凝土的配合比设计、施工和质量检验和验收应符合现行行业标准《海砂混凝土应用技术规范》JGJ 206 的规定。

3.2.3 钢管混凝土构件中可采用再生骨料混凝土。再生骨料混凝土的配合比设计、施工、质量检验和验收应符合现行行业标准《再生骨料应用技术规程》JGJ/T 240 的规定。

3.2.4 钢管混凝土构件中可采用自密实混凝土。自密实混凝土的配合比设计、施工、质量检验和验收应符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283 的规定。

3.3 连接材料

3.3.1 用于钢管混凝土构件的焊接材料应符合下列规定：

1 手工焊接用的焊条应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117 和《热强钢焊条》GB/T 5118 的规定。选择的焊条型号应与被焊钢材的力学性能相适应。

2 自动或半自动焊接用的焊丝和焊剂应与被焊钢材相适应，并应符合国家现行有关标准的规定。

3 二氧化碳气体保护焊接用的焊丝应符合现行国家标准《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110 的规定。

4 当两种级别的钢材相焊接时，可采用与强度较低的钢材相适应的焊接材料。

3.3.2 焊缝的强度设计值应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 执行。

3.3.3 当采用螺栓等紧固件连接钢管混凝土构件时，连接紧固件应符合下列规定：

1 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓 C 级》GB/T 5780 和《六角头螺栓》GB/T 5782 的规定。可采用 4.6 级和 4.8 级的 C 级螺栓。

2 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230、《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 1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632 的规定。当螺栓

需热镀锌防腐时，宜采用 6.8 和 8.8 级 C 级螺栓。

3 普通螺栓连接和高强度螺栓连接的设计应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 执行。

3.3.4 栓钉应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 钢管混凝土结构可采用框架结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、框架-支撑结构、筒中筒结构、部分框支-剪力墙结构和杆塔结构。

4.1.2 采用钢管混凝土结构的多层和高层建筑的平面和竖向布置及规则性要求，应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

4.1.3 工业与民用建筑采用钢管混凝土柱时，框架梁宜采用钢梁或钢-混凝土组合梁，也可采用现浇钢筋混凝土梁。

4.1.4 在框架-核心筒结构及筒中筒结构中，外围框架平面内连接应采用刚性连接，楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。

4.1.5 采用钢管混凝土结构的多层和高层建筑无地下室时，钢管混凝土柱应采用埋入式柱脚；当设置地下室且钢管混凝土柱伸至地下至少两层时，宜采用埋入式柱脚，也可采用非埋入式柱脚。

4.1.6 对受压为主的钢管混凝土构件，圆形截面的钢管外径与壁厚之比 D/t 不应大于 $135 \frac{235}{f_y}$ ，矩形截面边长和壁厚之比 B/t 不应大于 $60 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。对受弯为主的钢管混凝土构件，圆形截面的钢管外径与壁厚之比 D/t 不应大于 $177 \frac{235}{f_y}$ ，矩形截面边长和壁厚之比 B/t 不应大于 $135 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

4.1.7 钢管混凝土构件的容许长细比不宜大于表 4.1.7 的限值。

表 4.1.7 构件的容许长细比

序号	构 件 名 称		长细比限值 $[\lambda]$
1	房屋框架柱		80
2	框架-支撑结构中的钢管混凝土支撑		120
3	格构式柱受压腹杆		150
4	受拉构件		200
5	格构式构筑物	主杆或弦杆	120
		腹杆	200
		减小受压杆长细比的支撑杆	250
		拉杆	400

4.1.8 钢管混凝土柱的钢管在浇筑混凝土前，其轴心应力不宜大于钢管抗压强度设计值的 60%，并应满足稳定性要求。

4.1.9 重型工业厂房宜采用实心钢管混凝土格构式柱，轻型工业厂房可采用空心钢管混凝土单肢柱和格构式柱。

4.1.10 实心圆形钢管混凝土构件的承载力可按本规范第 5 章或第 6 章计算。

4.1.11 直径大于 2m 的圆形钢管混凝土构件及边长大于 1.5m 的矩形钢管混凝土构件，应采取有效措施减小钢管内混凝土收缩对构件受力性能的影响。

4.2 结构分析与设计原则

4.2.1 采用钢管混凝土结构的多层和高层建筑的荷载及荷载组合，静力荷载、风荷载和地震作用下的内力和位移等计算，应符合国家现行标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。采用钢管混凝土构件的杆塔结构的内力及位移计算应符合现行国家标准《高耸结构设计规范》GB 50135 和《构筑物抗震设计规范》GB

50191 等的有关规定。

4.2.2 钢管混凝土构件设计，应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

4.2.3 钢管混凝土构件的承载力应按下列公式验算：

无地震作用组合

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (4.2.3-1)$$

有地震作用组合

$$S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (4.2.3-2)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级的结构构件，不应小于 1.1；对安全等级为二级的结构构件，不应小于 1.0；

S_d ——作用组合的效应设计值；

R_d ——构件承载力设计值；

γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数。

4.2.4 抗震设计时，钢管混凝土构件的抗震调整系数应按表 4.2.4 采用。

表 4.2.4 承载力抗震调整系数 γ_{RE}

正截面承载力验算		斜截面承载力验算	节点板件、连接焊缝、连接螺栓	
钢管混凝土柱	支撑		强度验算	稳定验算
0.80	0.80	0.85	0.75	0.80

4.2.5 钢管混凝土结构进行内力和位移计算时，钢管混凝土构件的截面刚度可按下列公式计算：

$$EA = E_s A_s + E_c A_c \quad (4.2.5-1)$$

$$EI = E_s I_s + E_c I_c \quad (4.2.5-2)$$

$$GA = G_s A_s + G_c A_c \quad (4.2.5-3)$$

式中： EA ——钢管混凝土柱的组合轴压刚度；

EI ——钢管混凝土柱的组合抗弯刚度；

GA ——钢管混凝土柱的组合剪切刚度；

E_s 、 E_c ——钢管、钢管内混凝土的弹性模量；

G_s 、 G_c ——钢管、钢管内混凝土的剪变模量；

A_s 、 A_c ——钢管、钢管内混凝土的截面面积；

I_s 、 I_c ——钢管、钢管内混凝土的截面惯性矩。

4.2.6 房屋高度不小于 150m 采用钢管混凝土结构的房屋建筑应满足风振舒适度要求。在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的 10 年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值不应超过表 4.2.6 的限值。结构顶点的顺风向最大加速度可按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定计算，横风向振动最大加速度可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定计算，计算时阻尼比宜取 0.01~0.02。

表 4.2.6 结构顶点风振加速度限值 a_{lim}

使用功能	a_{lim} (m/s^2)
住宅、公寓	0.15
办公、旅馆	0.25

4.3 实心钢管混凝土结构

4.3.1 实心钢管混凝土构件中，圆钢管外径或矩形钢管边长不宜小于 168mm，壁厚不宜小于 3mm。

4.3.2 实心钢管混凝土构件套箍系数 θ 宜为 0.5~2.0，套箍系数 θ 应按本规范第 5.1.2 条计算。

4.3.3 实心钢管混凝土结构乙类和丙类建筑的最大适用高度应符合表 4.3.3 的规定。对平面和竖向均不规则的结构，表中最大适用高度宜适当降低；对甲类建筑，6 度~8 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的规定，9 度时应专门研究；当房屋高度超过表中数值时，结构设计应进行专门研究和论证，并应采取有效措施；当框架-核心筒及筒中筒结构采用钢梁、钢-混凝土组合梁及型钢混凝土梁时，应按表中确定最大适用高度；当采用钢筋混凝土梁时，最大适用高度应按钢筋混凝土结构确定。

表 4.3.3 实心钢管混凝土结构的最大适用高度 H (m)

结构类型	非抗震设计	抗震设防烈度				
		6 度	7 度	8 度		9 度
				0.2g	0.3g	
框架	80	70	60	50	40	30
部分框支剪力墙	150	140	120	80	50	不应采用
框架-剪力墙	170	160	140	120	100	50
框架-支撑	240	220	200	180	150	120
框架-核心筒	240	220	190	150	130	70
筒中筒	300	280	230	170	150	90

注：房屋高度指室外地面至房屋主要屋面的高度，不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

4.3.4 实心钢管混凝土结构建筑的适用最大高宽比不宜超过表 4.3.4 的规定。

表 4.3.4 实心钢管混凝土结构最大适用高宽比

结构类型	非抗震设计	抗震设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
框架	6	6	5	4	2
部分框支剪力墙	6	6	5	4	—
框架-剪力墙	7	7	6	5	4
框架-支撑	7	7	6	5	4
框架-核心筒	8	7	7	6	4
筒中筒	8	8	8	7	5

4.3.5 实心钢管混凝土结构丙类建筑的抗震等级应按表 4.3.5 确定，相应的计算和构造措施要求应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定。框架中的钢梁、钢支撑、钢管混凝土支撑抗震等级可按钢结构构件确定；当接近或等于高度分界时，可结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；当框架-核心筒的高度不

超过 60m 时, 其抗震等级可按框架-剪力墙结构采用; 对乙类建筑及Ⅲ、Ⅳ类场地且设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 地区的丙类建筑, 当高度超过对应的适用高度时, 应采用特一级的抗震构造措施; 当框架-核心筒及筒中筒结构采用钢梁、钢-混凝土组合梁及型钢混凝土梁时, 应按表中确定抗震等级; 当采用钢筋混凝土梁时, 抗震等级应按钢筋混凝土结构确定。

表 4.3.5 实心钢管混凝土结构房屋的抗震等级

结构类型		烈 度									
		6		7			8		9		
框 架	高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24				
	框 架	四	三	三	二		二	一		一	
框架- 剪力墙	高度 (m)	≤60	>60	≤24	>24 ≤60	>60	≤24	>24 ≤60	>60	≤24	>24
	框 架	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
	剪 力 墙	三	二	三	二		二	一		一	一
部分框支 剪力墙	高度 (m)	≤80	>80	≤24	>24 ≤80	>80	≤24		>25		
	非底部加强 部位剪力墙	四	三	四	三	二	三		二		
	底部加强部 位剪力墙	三	二	三	二	一	二		一		
	框支层框架	二		二	二	一	一		一		
框架-支 撑、框架 -核心筒	高度 (m)	≤150	>150	≤130	>130		≤100		>100	≤70	
	框 架	三	二	二	一		一		一	一	
	核 心 筒	二	二	二	一		一		特一	特一	
筒中筒	高度 (m)	≤180	>180	≤150	>150		≤120		>120	≤90	
	内 筒	二	二	二	一		一		特一	特一	
	外 筒	三	二	二	一		一		一	一	

注: 表中“特一和一、二、三、四”即“抗震等级为特一级和一、二、三、四级”的简称。

4.3.6 实心钢管混凝土房屋结构在风荷载或多遇地震标准值作用下，按弹性方法计算的最大楼层层间位移与层高之比 $\Delta u/h$ 应符合下列规定：

1 当房屋高度不大于 150m 时， $\Delta u/h$ 不宜大于表 4.3.6 的限值；

2 当框架-剪力墙（核心筒）结构及筒中筒结构高度不小于 250m 时，最大楼层层间位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500；

3 当框架-剪力墙（核心筒）结构及筒中筒结构高度为 150m~250m 时，最大楼层层间位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值可在本条第 1 款和第 2 款的规定之间插值。

表 4.3.6 钢管混凝土结构弹性层间位移与层高之比 $\Delta u/h$ 限值

结 构 类 型		限值
框 架	钢筋混凝土梁板楼盖	1/450
	钢梁-混凝土板组合楼盖	1/300
框架-支撑		1/300
框架-剪力墙、框架-核心筒		1/800
筒中筒		1/1000
钢管混凝土框支层		1/1000

4.3.7 实心钢管混凝土房屋结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性位移与层高比 $\Delta u_p/h$ ，不宜大于表 4.3.7 中的限值。

表 4.3.7 钢管混凝土结构弹塑性位移与层高之比 $\Delta u_p/h$ 限值

结 构 类 型	$\Delta u_p/h$ 限值
框架、框架-支撑	1/50
框架-剪力墙、框架-核心筒	1/100
部分框支剪力墙结构的框支层、筒中筒	1/120

4.3.8 当部分框支剪力墙结构采用实心钢管混凝土框支柱时，应符合下列规定：

1 框支柱应从基础顶面伸至转换层，并应与转换构件连接；

2 在地面以上设置框支层的位置, 8 度时不宜大于 4 层, 7 度时不宜大于 6 层, 6 度时其层数可适当增加。

4.3.9 采用钢梁的实心钢管混凝土结构在多遇地震作用下的阻尼比可按表 4.3.9 取值, 并应依据实际情况确定, 在罕遇地震作用下的结构阻尼比可取 0.050。

表 4.3.9 多遇地震下实心钢管混凝土结构阻尼比

结构类型	结构高度 (H)		
	$H \leq 50\text{m}$	$50\text{m} < H \leq 100\text{m}$	$100\text{m} < H \leq 250\text{m}$
框架	0.040	0.035	—
框架-支撑	0.040	0.035	0.030~0.020
框架-剪力墙、筒中筒	0.040	0.040	0.035~0.030

注: 当采用钢筋混凝土梁时, 相应结构阻尼比可按表中数值增加 0.005。

4.3.10 抗震设计时, 矩形实心钢管混凝土柱的轴压比应按下式计算, 并不宜大于表 4.3.10 的限值:

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f A_s) \quad (4.3.10)$$

式中: μ_N ——轴压比;

N ——考虑地震组合的柱轴心力设计值 (N);

A_c ——钢管内混凝土面积 (mm^2);

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值 (MPa);

f ——型钢的抗压强度设计值 (MPa);

A_s ——钢管的截面面积 (mm^2)。

表 4.3.10 矩形钢管混凝土柱轴压比限值

一 级	二 级	三 级
0.70	0.80	0.90

4.4 空心钢管混凝土结构

4.4.1 空心钢管混凝土构件中, 圆钢管外径、多边形外接圆直径、方形边长不宜小于 168mm。空心变截面杆小端外径不宜小

于 130mm。钢管壁厚不宜小于 3mm。

4.4.2 空心钢管混凝土构件套箍系数 θ 宜为 0.5~2.0，套箍系数 θ 应按本规范第 5.1.2 条计算。

4.4.3 空心钢管混凝土构件的空心率 ψ 不宜小于 0.25，且不宜大于 0.75。抗震设计的空心钢管混凝土柱空心率 ψ 不应大于表

4.4.3 限值，空心率 ψ 应按本规范第 5.1.4 条计算。

表 4.4.3 空心钢管混凝土柱空心率 ψ 限值

钢管形状	烈 度			
	9 度	8 度	7 度	6 度
圆形和十六边形	0.50	0.55	0.60	0.65
八 边 形	0.40	0.45	0.50	0.55
方 形	0.30	0.35	0.40	0.45

4.4.4 工业厂房中，空心钢管混凝土结构在多遇地震作用下的阻尼比可取 0.035，在罕遇地震作用下的结构阻尼比可取 0.050。

5 圆形及多边形钢管混凝土构件承载力设计

5.1 单肢钢管混凝土柱在单一受力状态下承载力与刚度计算

5.1.1 单肢钢管混凝土柱在单一受力状态下承载力应符合下列公式要求:

$$N \leq N_u \quad (5.1.1-1)$$

$$N_t \leq N_{ut} \quad (5.1.1-2)$$

$$V \leq V_u \quad (5.1.1-3)$$

$$T \leq T_u \quad (5.1.1-4)$$

$$M \leq M_u \quad (5.1.1-5)$$

式中: N 、 N_t 、 V 、 T 、 M ——作用于构件的轴心压力、轴心拉力、剪力、扭矩、弯矩设计值;

N_u 、 N_{ut} 、 V_u 、 T_u 、 M_u ——钢管混凝土构件的轴心受压稳定、受拉、受剪、受扭、受弯承载力设计值。

5.1.2 钢管混凝土短柱的轴心受压强度承载力设计值应按下列公式计算:

$$N_0 = A_{sc} f_{sc} \quad (5.1.2-1)$$

$$f_{sc} = (1.212 + B\theta + C\theta^2) f_c \quad (5.1.2-2)$$

$$\alpha_{sc} = \frac{A_s}{A_c} \quad (5.1.2-3)$$

$$\theta = \alpha_{sc} \frac{f}{f_c} \quad (5.1.2-4)$$

式中: N_0 ——钢管混凝土短柱的轴心受压强度承载力设计值 (N);

A_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的截面面积, 等于钢管和管内混凝土面积之和 (mm^2);

f_{sc} ——实心或空心钢管混凝土抗压强度设计值 (MPa), 其中实心圆形和正十六边形、正八边形及正方形钢管混凝土构件截面抗压强度设计值也可按本规范附录 B 表 B.0.1、表 B.0.2 和表 B.0.3 确定; 空心钢管混凝土构件截面抗压强度设计值也可按本规范附录 B 表 B.0.4、表 B.0.5 和表 B.0.6 确定;

A_s 、 A_c ——钢管、管内混凝土的面积 (mm^2);

α_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的含钢率;

θ ——实心或空心钢管混凝土构件的套箍系数;

f ——钢材的抗压强度设计值 (MPa);

f_c ——混凝土的抗压强度设计值 (MPa), 对于空心构件, f_c 均应乘以 1.1;

B 、 C ——截面形状对套箍效应的影响系数, 应按表 5.1.2 取值。

表 5.1.2 截面形状对套箍效应的影响系数取值表

截面形式		B	C
实心	圆形和正十六边形	$0.176f/213+0.974$	$-0.104f_c/14.4+0.031$
	正八边形	$0.140f/213+0.778$	$-0.070f_c/14.4+0.026$
	正方形	$0.131f/213+0.723$	$-0.070f_c/14.4+0.026$
空心	圆形和正十六边形	$0.106f/213+0.584$	$-0.037f_c/14.4+0.011$
	正八边形	$0.056f/213+0.311$	$-0.011f_c/14.4+0.004$
	正方形	$0.039f/213+0.217$	$-0.006f_c/14.4+0.002$

注: 矩形截面应换算成等效正方形截面进行计算, 等效正方形的边长为矩形截面的长短边边长的乘积的平方根。

5.1.3 钢管混凝土构件的轴心受拉承载力设计值应按下式计算:

$$N_{ut} = C_1 A_s f \quad (5.1.3)$$

式中: N_{ut} ——钢管混凝土构件轴心受拉承载力设计值 (N);

C_1 ——钢管受拉强度提高系数，实心截面取 $C_1=1.1$ ，
空心截面取 $C_1=1.0$ 。

5.1.4 钢管混凝土构件的受剪承载力设计值应按下列公式计算：
实心截面：

$$V_u = 0.71f_{sv}A_{sc} \quad (5.1.4-1)$$

空心截面：

$$V_u = (0.736\psi^2 - 1.094\psi + 1) \times 0.71f_{sv}A_{sc} \quad (5.1.4-2)$$

$$\psi = \frac{A_h}{A_c + A_h} \quad (5.1.4-3)$$

$$f_{sv} = 1.547f \frac{\alpha_{sc}}{\alpha_{sc} + 1} \quad (5.1.4-4)$$

式中： V_u ——实心或空心钢管混凝土构件的受剪承载力设计值 (N)；

A_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的截面面积 (mm^2)，
即钢管面积和混凝土面积之和；

ψ ——空心率，对于实心构件取 0；

A_c 、 A_h ——分别为混凝土面积和空心部分面积 (mm^2)；

f_{sv} ——钢管混凝土受剪强度设计值 (MPa)；

α_{sc} ——钢管混凝土构件的含钢率。

5.1.5 钢管混凝土构件的受扭承载力设计值应按下列公式计算：
实心截面：

$$T_u = W_T f_{sv} \quad (5.1.5-1)$$

空心截面：

$$T_u = 0.9W_T f_{sv} \quad (5.1.5-2)$$

$$W_T = \pi r_0^3 / 2 \quad (5.1.5-3)$$

式中： T_u ——实心或空心钢管混凝土构件的受扭承载力设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

W_T ——对应实心钢管混凝土构件的截面受扭模量 (mm^3)；

r_0 ——等效圆半径 (mm)。圆形截面取钢管外半径，非

圆形截面取按面积相等等效成圆形的外半径。

5.1.6 钢管混凝土构件的受弯承载力设计值应按下列公式计算：

$$M_u = \gamma_m W_{sc} f_{sc} \quad (5.1.6-1)$$

$$W_{sc} = \frac{\pi(r_0^4 - r_{ci}^4)}{4r_0} \quad (5.1.6-2)$$

$$\gamma_m = (1 - 0.5\psi)(-0.483\theta + 1.926\sqrt{\theta}) \quad (5.1.6-3)$$

式中： f_{sc} ——实心或空心钢管混凝土抗压强度设计值（MPa），应按本规范公式（5.1.2-2）计算；

γ_m ——塑性发展系数。对实心圆形截面取 1.2；

W_{sc} ——受弯构件的截面模量（mm³），也可按本规范附录 A 计算；

r_0 ——等效圆半径（mm）。圆形截面为半径，非圆形截面为按面积相等等效成圆形的半径；

r_{ci} ——空心半径（mm），对实心构件取 0。

5.1.7 当计算钢管混凝土构件在复杂受力状态下的欧拉临界荷载时，钢管混凝土构件的轴压弹性刚度 B_{sc} 应按下列公式计算：

$$B_{sc} = A_{sc} E_{sc} \quad (5.1.7-1)$$

$$E_{sc} = 1.3k_E f_{sc} \quad (5.1.7-2)$$

式中： E_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的弹性模量（N/mm²）；

A_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的截面面积（mm²），即钢管面积和混凝土面积之和；

k_E ——实心或空心钢管混凝土轴压弹性模量换算系数，可按表 5.1.7 取值。

表 5.1.7 轴压弹性模量换算系数 k_E 值

钢 材	Q235	Q345	Q390	Q420
k_E	918.9	719.6	657.5	626.9

5.1.8 当计算钢管混凝土构件弯曲状态下的变形时, 钢管混凝土构件的弹性受弯刚度 B_{scm} 应按下列公式计算:

$$B_{\text{scm}} = E_{\text{scm}} I_{\text{sc}} \quad (5.1.8-1)$$

$$E_{\text{scm}} = \frac{(1 + \delta/n)(1 + \alpha_{\text{sc}})}{(1 + \alpha_{\text{sc}}/n)(1 + \delta)} E_{\text{sc}} \quad (5.1.8-2)$$

$$n = E_{\text{c}} / E_{\text{s}} \quad (5.1.8-3)$$

$$\delta = I_{\text{s}} / I_{\text{c}} \quad (5.1.8-4)$$

式中: E_{scm} ——实心或空心钢管混凝土构件的弹性受弯模量 (N/mm^2);

I_{s} 、 I_{c} ——钢管和混凝土部分的惯性矩 (mm^4); 可按本规范附录 A 计算;

E_{s} 、 E_{c} ——钢材和混凝土的弹性模量 (N/mm^2);

I_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的截面惯性矩 (mm^4)。无受拉区时:

$$I_{\text{sc}} = (I_{\text{s}} + I_{\text{c}}) \quad (5.1.8-5)$$

当构件截面出现受拉区时, 截面惯性矩用下式代替:

$$I_{\text{sc}} = (0.66 + 0.94\alpha_{\text{sc}})(I_{\text{s}} + I_{\text{c}}) \quad (5.1.8-6)$$

5.1.9 当计算钢管混凝土构件受剪受扭变形时, 钢管混凝土构件的剪变刚度 B_{G} 和受扭刚度 B_{T} 应按下列公式计算:

$$B_{\text{G}} = (1 - 0.1\psi)G_{\text{ss}}A_{\text{sc}} \quad (5.1.9-1)$$

$$B_{\text{T}} = (1 - 0.1\psi)G_{\text{ss}}I_{\text{T}} \quad (5.1.9-2)$$

式中: G_{ss} ——具有相同钢管尺寸的实心钢管混凝土构件的剪变模量 (N/mm^2), 应按表 5.1.9 取值。其中, 含钢率对应实心构件的含钢率;

A_{sc} ——实心钢管混凝土构件的截面面积 (mm^2);

I_{T} ——具有相同钢管尺寸的实心钢管混凝土构件的截面受扭模量 (mm^4)。

表 5.1.9 对应实心钢管混凝土构件的剪变模量 G_{ss} (N/mm^2)

混凝土	对应实心构件的含钢率								
	0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
C30	8527	10460	12504	14649	16888	19212	21614	24088	26627
C40	8990	10941	13001	15162	17414	19751	22164	24648	27197
C50	9359	11325	13399	15572	17835	20182	22604	25096	27652
C60	9637	11613	13697	15879	18151	20505	22934	25432	27994
C70	9822	11806	13896	16084	18361	20720	23154	25656	28222
C80	10007	11998	14095	16289	18572	20936	23374	25880	28449

5.1.10 钢管混凝土柱轴心受压稳定承载力设计值应按下列公式计算:

$$N_u = \varphi N_0 \quad (5.1.10-1)$$

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + 0.25\bar{\lambda}_{sc}) - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + 0.25\bar{\lambda}_{sc}))^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right] \quad (5.1.10-2)$$

$$\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}}{E_{sc}}} \approx 0.01\lambda_{sc} (0.001f_y + 0.781) \quad (5.1.10-3)$$

式中: N_0 ——实心或空心钢管混凝土短柱的轴心受压强度承载力设计值 (N), 应按本规范公式 (5.1.2-1) 计算;

φ ——轴心受压构件稳定系数, 也可按表 5.1.10 取值;

λ_{sc} ——各种构件的长细比, 等于构件的计算长度除以回转半径;

$\bar{\lambda}_{sc}$ ——构件正则长细比。

表 5.1.10 轴压构件稳定系数

$\lambda_{sc}(0.001f_y + 0.781)$	φ	$\lambda_{sc}(0.001f_y + 0.781)$	φ
0	1.000	130	0.440
10	0.975	140	0.394

续表 5.1.10

$\lambda_{sc}(0.001f_y + 0.781)$	φ	$\lambda_{sc}(0.001f_y + 0.781)$	φ
20	0.951	150	0.353
30	0.924	160	0.318
40	0.896	170	0.287
50	0.863	180	0.260
60	0.824	190	0.236
70	0.779	200	0.216
80	0.728	210	0.198
90	0.670	220	0.181
100	0.610	230	0.167
110	0.549	240	0.155
120	0.492	250	0.143

5.1.11 空心钢管混凝土拔梢杆（锥形杆）构件的轴压稳定承载力应按下式计算：

$$N_u = \varphi A_{bh} f_{sc} \quad (5.1.11-1)$$

$$\lambda_{sc} = \beta L_0 / \sqrt{\frac{I_{scd}}{A_{scd}}} = \beta_{\max} \quad (5.1.11-2)$$

式中： A_{bh} ——拔梢杆的等效截面面积（ mm^2 ），取距离小端 $0.4L$ 处的截面面积；

f_{sc} ——拔梢杆距离小端 $0.4L$ 处截面的轴心抗压强度设计值（MPa），应按本规范公式（5.1.2-2）计算；

φ ——拔梢杆的稳定系数，应按表 5.1.10 取值；

I_{scd} ——大端截面的截面惯性矩（ mm^4 ），可按本规范附录 A 计算；

A_{scd} ——大端截面的全截面面积（ mm^2 ）；

λ_{\max} ——按大端截面的回转半径和二端铰接杆计算的长细比；

L_0 ——拔梢杆的计算长度（mm）；

β ——修正系数，应按表 5.1.11 取值。

表 5.1.11 修正系数 β

I_{\min}/I_{\max}	0.0001	0.0016	0.008	0.026	0.063	0.130	0.240	0.410	0.656	1.000
一端固定 一端自由	5.46	4.06	3.34	3.00	2.70	2.48	2.34	2.22	2.10	2.00
二端铰接	4.97	3.14	2.34	1.89	1.61	1.43	1.28	1.19	1.09	1.00
一端固定 一端铰接	3.86	2.22	1.57	1.31	1.14	0.99	0.91	0.83	0.76	0.70
二端固定	2.49	1.57	1.15	0.94	0.81	0.73	0.65	0.60	0.55	0.50

注：可按 I_{\min}/I_{\max} 大小进行插值，其中 I_{\min} 和 I_{\max} 分别是小端截面和大端截面的惯性矩。

5.1.12 椭圆形钢管混凝土构件的抗压强度设计值应按下列公式计算：

$$f_{sc,e} = (1.212 + B\theta + C\theta^2)f_c \quad (5.1.12-1)$$

$$B = \left(\frac{0.176f}{213} + 0.974 \right) \left(\frac{b}{a} \right)^{0.3} \quad (5.1.12-2)$$

$$C = \left(\frac{-0.104 \times f_c}{14.4} + 0.031 \right) \left(\frac{b}{a} \right)^{0.3} \quad (5.1.12-3)$$

式中： $f_{sc,e}$ ——椭圆形钢管混凝土构件的抗压强度设计值 (MPa)；

θ ——椭圆形钢管混凝土构件的套箍系数；

f ——钢材的抗压强度设计值 (MPa)；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值 (MPa)；

B 、 C ——考虑钢材、混凝土及截面形状对套箍效应的影响系数；

a 、 b ——为椭圆长轴和短轴长度 (mm)。

5.1.13 椭圆形钢管混凝土构件的轴心受压稳定承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi A_{sc,e} f_{sc,e} \quad (5.1.13-1)$$

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + 0.25\bar{\lambda}_{sc}) - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + K\bar{\lambda}_{sc}))^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right] \quad (5.1.13-2)$$

$$\bar{\lambda}_{sc} = (\lambda_{sc}/\pi) \sqrt{\frac{f_{sc,e}}{E_{sc}}} \quad (5.1.13-3)$$

式中: $A_{sc,e}$ ——椭圆形钢管混凝土截面面积 (mm^2);

$\bar{\lambda}_{sc}$ ——正则长细比。

5.1.14 椭圆形钢管混凝土构件的受弯承载力应按下列公式计算:

$$M_0 = \gamma_m W_{sc,e} f_{sc,e} \quad (5.1.14-1)$$

$$\gamma_m = -0.483k_e\theta + 1.926\sqrt{k_e\theta} \quad (5.1.14-2)$$

式中: γ_m ——塑性发展系数;

θ ——椭圆形钢管混凝土构件的套箍系数;

$W_{sc,e}$ ——椭圆形钢管混凝土构件的截面模量 (mm^3), 应按本规范附录 A 计算;

k_e ——受弯椭圆形钢管混凝土套箍效应调整系数, 当绕椭圆形长轴受弯时: $k_e = (a/b)^{0.12}$; 当绕椭圆形短轴受弯时: $k_e = (b/a)^{0.6}$ 。

5.2 格构式钢管混凝土构件在单一受力状态下承载力计算

5.2.1 格构式钢管混凝土在单一受力状态下承载力应符合下列公式要求:

$$N \leq N_u \quad (5.2.1-1)$$

$$V \leq V_u \quad (5.2.1-2)$$

$$T \leq T_u \quad (5.2.1-3)$$

$$M \leq M_u \quad (5.2.1-4)$$

式中: N 、 V 、 T 、 M ——作用于构件的轴心压力、剪力、扭矩、弯矩设计值;

N_u 、 V_u 、 T_u 、 M_u ——格构式钢管混凝土构件的轴压稳定、

受剪、受扭、受弯承载力设计值。

5.2.2 格构式钢管混凝土构件的轴压稳定承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi N_0 \quad (5.2.2-1)$$

$$N_0 = \sum A_{sci} f_{sc} \quad (5.2.2-2)$$

式中： N_u ——格构式钢管混凝土构件的轴压稳定承载力设计值 (N)；

N_0 ——格构式钢管混凝土构件的轴压承载力设计值 (N)；

A_{sci} ——各肢柱的截面面积 (mm^2)；

f_{sc} ——各肢柱的抗压强度设计值 (MPa)，应按本规范公式 (5.1.2-2) 计算；

φ ——格构式钢管混凝土轴心受压构件稳定系数。应根据换算长细比按本规范表 5.1.10 确定，其中换算长细比应按本规范第 5.2.3 条计算。

5.2.3 格构式钢管混凝土构件的换算长细比应按下列公式计算：

1 对双肢格构柱 (图 5.2.3-1)：

当各肢截面相同且为缀板时，

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 17\lambda_1^2} \quad (5.2.3-1)$$

当各肢截面相同且为缀条时，

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 67.5 \frac{A_{sci}}{A_w}} \quad (5.2.3-2)$$

当双肢缀条柱的内外肢截面不同时，

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 33.75 \frac{A_{sc1} + A_{sc2}}{A_w}} \quad (5.2.3-3)$$

2 对三肢格构柱 (图 5.2.3-2)：

当各肢截面相同且为缀条时，

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 200 \frac{A_{sci}}{A_w}} \quad (5.2.3-4)$$

当各肢截面不同且为缀条时，

$$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 67.5 \sum \frac{A_{sci}}{A_w}} \quad (5.2.3-5)$$

3 对四肢格构柱 (图 5.2.3-3):

当各肢截面相同且为缀条时,

$$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 135 \frac{A_{sci}}{A_w}} \quad (5.2.3-6)$$

$$\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + 135 \frac{A_{sci}}{A_w}} \quad (5.2.3-7)$$

当各肢截面不同且为缀条时,

$$\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + 33.75 \sum \frac{A_{sci}}{A_w}} \quad (5.2.3-8)$$

$$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 33.75 \sum \frac{A_{sci}}{A_w}} \quad (5.2.3-9)$$

$$\lambda_x = L_{ox} \sqrt{\frac{I_x}{\sum A_{sci}}} \quad (5.2.3-10)$$

$$\lambda_y = L_{oy} \sqrt{\frac{I_y}{\sum A_{sci}}} \quad (5.2.3-11)$$

$$\lambda_1 = h \sqrt{\frac{I_{sc}}{A_{sc}}} \quad (5.2.3-12)$$

$$I_x = \sum (I_{sc} + a_i^2 A_{sc}) \quad (5.2.3-13)$$

$$I_y = \sum (I_{sc} + b^2 A_{sc}) \quad (5.2.3-14)$$

式中: λ_{oy} 、 λ_{ox} ——格构式钢管混凝土构件对 y - y 轴和对 x - x 轴的换算长细比;

A_w ——腹杆 (缀条或缀板) 截面面积 (mm^2);

A_{sci} ——各钢管混凝土柱肢的截面面积 (mm^2), $i = 1, 2, 3, 4$;

λ_y 、 λ_x ——整个截面对 y - y 轴和对 x - x 轴的长细比;

λ_1 ——单肢一个节间的长细比;

I_x 、 I_y ——单根柱肢的截面惯性矩 (mm^4);

a_i 、 b ——分别是柱肢中心到虚轴 $y-y$ 和 $x-x$ 的距离 (mm) (图 5.2.3-1~图 5.2.3-3);

h ——柱肢的节间距离 (mm)。

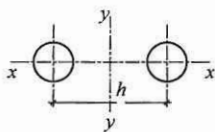


图 5.2.3-1 双肢柱

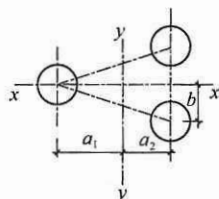


图 5.2.3-2 三肢柱

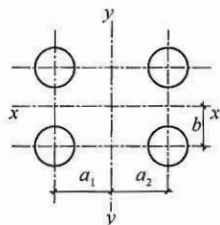


图 5.2.3-3 四肢柱

5.2.4 格格式钢管混凝土轴心受压构件单肢尚应按本规范式 (5.1.10-1) 验算单肢柱的稳定承载力。当符合下列条件时, 可不验算:

- 1 缀板格格式构件: $\lambda_1 \leq 40$ 且 $\lambda_1 \leq 0.5\lambda_{\max}$;
- 2 缀条格格式构件: $\lambda_1 \leq 0.7\lambda_{\max}$ 。

其中, λ_{\max} 是构件在 $x-x$ 和 $y-y$ 方向换算长细比的较大值。

5.2.5 格格式构件受剪承载力和受扭承载力设计值应按下列公式计算:

$$V_u = \sum V_{ui} \quad (5.2.5-1)$$

$$T_u = \sum T_{ui} + \sum V_{ui} r_i \quad (5.2.5-2)$$

式中: V_{ui} ——各柱肢实心或空心钢管混凝土构件的受剪承载力设计值, 应按本规范第 5.1.4 条计算 (N);

T_{ui} ——各柱肢实心或空心钢管混凝土构件的受扭承载力设计值, 应按本规范第 5.1.5 条计算 (N·mm);

r_i ——各柱肢实心或空心钢管混凝土构件截面形心到格格式截面中心的距离 (mm)。

5.2.6 格格式构件用于缀材设计时所受剪力设计值应按下式计算:

$$V = \sum A_{sci} f_{sc} / 85 \quad (5.2.6)$$

式中: A_{sci} ——各肢柱的截面面积 (mm^2);

f_{sc} ——各柱肢实心或空心钢管混凝土构件的抗压强度设计值, 应按本规范公式 (5.1.2-2) 计算 (MPa)。

5.2.7 格构式构件的受弯承载力设计值应按下列公式计算:

$$M_u = W_{sc} f_{sc} \quad (5.2.7)$$

式中: f_{sc} ——实心或空心钢管混凝土构件的抗压强度设计值, 应按本规范公式 (5.1.2-2) 计算 (MPa);

W_{sc} ——格构式柱截面至最大受压肢外边缘的截面模量 (mm^3), 对格构式构件, 不考虑截面塑性发展。

5.3 钢管混凝土构件在复杂受力状态下承载力计算

5.3.1 单肢钢管混凝土构件在复杂应力状态下承载力应符合下列规定:

1 承受压、弯、扭、剪共同作用时, 构件的承载力应按下列公式计算

1) 当 $\frac{N}{N_u} \geq 0.255 \left[1 - \left(\frac{T}{T_u} \right)^2 - \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 \right]$ 时:

$$\frac{N}{N_u} + \frac{\beta_m M}{1.5 M_u (1 - 0.4 N / N'_E)} + \left(\frac{T}{T_u} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 \leq 1 \quad (5.3.1-1)$$

2) 当 $\frac{N}{N_u} < 0.255 \left[1 - \left(\frac{T}{T_u} \right)^2 - \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 \right]$ 时:

$$-\frac{N}{2.17 N_u} + \frac{\beta_m M}{M_u (1 - 0.4 N / N'_E)} + \left(\frac{T}{T_u} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 \leq 1 \quad (5.3.1-2)$$

$$N'_E = \frac{\pi^2 E_{sc} A_{sc}}{1.1 \lambda^2} \quad (5.3.1-3)$$

式中: N 、 M 、 T 与 V ——作用于构件的轴心压力、弯矩、扭矩和剪力设计值;

β_m ——等效弯矩系数, 应按现行国家规范《钢结构设计规范》GB 50017 的规定

执行；

N_u ——实心或空心钢管混凝土构件的轴压稳定承载力设计值，应按本规范第 5.1.10 条计算；

M_u ——实心或空心钢管混凝土构件的受弯承载力设计值，应按本规范第 5.1.6 条计算；

T_u ——实心或空心钢管混凝土构件的受扭承载力设计值，应按本规范第 5.1.5 条计算；

V_u ——实心或空心钢管混凝土构件的受剪承载力设计值，应按本规范第 5.1.4 条计算；

N'_E ——系数。根据本规范第 5.1.7 条， N'_E 可以进一步简化为 $11.6k_E f_{sc} A_{sc} / \lambda^2$ 。

计算单层厂房框架柱时，柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 执行；计算高层建筑的框架柱、核心筒柱时，柱的计算长度应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 执行。

2 当只有轴心压力和弯矩作用时的压弯构件，应按下列公式计算：

1) 当 $\frac{N}{N_u} \geq 0.255$ 时：

$$\frac{N}{N_u} + \frac{\beta_m M}{1.5M_u(1 - 0.4N/N'_E)} \leq 1 \quad (5.3.1-4)$$

2) 当 $\frac{N}{N_u} < 0.255$ 时：

$$-\frac{N}{2.17N_u} + \frac{\beta_m M}{M_u(1 - 0.4N/N'_E)} \leq 1 \quad (5.3.1-5)$$

式中：N、M——作用于构件的轴心压力和弯矩；

β_m ——等效弯矩系数，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 执行；

N_u ——实心或空心钢管混凝土构件的轴压稳定承载力设计值，应按本规范第 5.1.10 条计算；

M_u ——实心或空心钢管混凝土构件的受弯承载力设计值，应按本规范第 5.1.6 条计算。

3 当只有轴心拉力和弯矩作用时的拉弯构件，应按下式计算：

$$\frac{N}{N_{ut}} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (5.3.1-6)$$

式中：N、M——作用于构件的轴心拉力和弯矩；

M_u ——实心或空心钢管混凝土构件的受弯承载力设计值，应按本规范第 5.1.6 条计算；

N_{ut} ——实心或空心钢管混凝土构件的受拉承载力设计值，应按本规范第 5.1.3 条计算。

5.3.2 格构式钢管混凝土构件承受压、弯、扭、剪共同作用时，应按下式验算平面内的整体稳定承载力：

$$\frac{N}{N_u} + \frac{\beta_m M}{M_u (1 - \varphi N / N'_E)} + \left(\frac{T}{T_u} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 \leq 1 \quad (5.3.2)$$

式中： M_u ——格构式钢管混凝土构件的受弯承载力设计值，应按本规范第 5.2 节计算；

N_u ——格构式钢管混凝土构件的轴压强度承载力设计值，应按本规范第 5.2 节计算；

T_u ——格构式钢管混凝土构件的受扭承载力设计值，应按本规范第 5.2 节计算；

V_u ——格构式钢管混凝土构件的受剪承载力设计值，应按本规范第 5.2 节计算。

5.3.3 对缀条格构式柱的单肢，应按桁架的弦杆计算单肢的稳定承载力。对缀板格构式柱的单肢，应根据由剪力引起的局部弯

矩的影响，按压弯构件计算。

5.3.4 腹杆所受的剪力应取实际剪力和按本规范公式 (5.2.6) 计算剪力中的较大值。

5.4 混凝土徐变对构件承载力的影响

5.4.1 对轴压构件和偏心率不大于 0.3 的偏心钢管混凝土实心受压构件，当由永久荷载引起的轴心压力占全部轴心压力的 50% 及以上时，由于混凝土徐变的影响，钢管混凝土柱的轴心受压稳定承载力设计值 N_d 应乘以折减系数 0.9。

6 实心圆形钢管混凝土构件承载力设计

6.1 单肢柱轴心受力承载力计算

6.1.1 钢管混凝土单肢柱的轴心受压承载力应符合下式规定：

$$N \leq N_u \quad (6.1.1)$$

式中： N ——轴心压力设计值；

N_u ——钢管混凝土单肢柱的轴心受压承载力设计值。

6.1.2 钢管混凝土单肢柱的轴心受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_c \varphi_l N_0 \quad (6.1.2-1)$$

1 当 $\theta \leq 1/(\alpha-1)^2$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \alpha \theta) \quad (6.1.2-2)$$

2 当 $\theta > 1/(\alpha-1)^2$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (6.1.2-3)$$

$$\theta = \frac{A_s f}{A_c f_c} \quad (6.1.2-4)$$

且在任何情况下均应满足下式条件：

$$\varphi_c \varphi_l \leq \varphi_0 \quad (6.1.2-5)$$

式中： N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的强度承载力设计值（N）；

θ ——钢管混凝土构件的套箍系数；

α ——与混凝土强度等级有关的系数，应按表 6.1.2 取值；

A_c ——钢管内核心混凝土横截面面积（ mm^2 ）；

f_c ——钢管内核心混凝土的抗压强度设计值（MPa）；

A_s ——钢管的横截面面积（ mm^2 ）；

f ——钢管的抗拉、抗压强度设计值（MPa）；

φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数，应按本规范第 6.1.3 条计算；

φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数，应按本规范第 6.1.4 条计算；

φ_0 ——应按轴心受压柱考虑的 φ_l 值。

表 6.1.2 系数 α

混凝土等级	$\leq C50$	C55~C80
α	2.00	1.8

6.1.3 钢管混凝土柱考虑偏心率影响的承载力折减系数 φ_e ，应按下列公式计算：

1 当 $e_0/r_c \leq 1.55$ 时

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (6.1.3-1)$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N} \quad (6.1.3-2)$$

2 当 $e_0/r_c > 1.55$ 时

$$\varphi_e = \frac{1}{3.92 - 5.16\varphi_l + \varphi_l \frac{e_0}{0.3r_c}} \quad (6.1.3-3)$$

式中： e_0 ——柱端轴心压力偏心距之较大者（mm）；

r_c ——钢管内的核心混凝土横截面的半径（mm）；

M_2 ——柱端弯矩设计值的较大者（N·mm）；

N ——轴心压力设计值（N）。

6.1.4 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l ，应按下列公式计算：

1 当 $L_e/D > 30$ 时

$$\varphi_l = 1 - 0.115\sqrt{L_e/D - 4} \quad (6.1.4-1)$$

2 当 $4 < L_e/D \leq 30$ 时

$$\varphi_l = 1 - 0.0226 (L_e/D - 4) \quad (6.1.4-2)$$

3 当 $L_e/D \leq 4$ 时

$$\varphi_l = 1 \quad (6.1.4-3)$$

式中: D ——钢管的外直径 (mm);

L_e ——柱的等效计算长度 (mm), 应按本规范第 6.1.5 条计算; 拱的等效计算长度, 应按本规范第 6.1.7 条计算。

6.1.5 柱的等效计算长度应按下式计算:

$$L_e = \mu k L \quad (6.1.5)$$

式中: L ——柱的实际长度 (mm);

μ ——考虑柱端约束条件的计算长度系数, 应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 执行;

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数, 应按本规范第 6.1.6 条执行。

6.1.6 钢管混凝土柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数 k , 应按下列公式计算:

1 轴心受压柱和杆件 (图 6.1.6a):

$$k = 1 \quad (6.1.6-1)$$

2 无侧移框架柱 (图 6.1.6b、c):

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (6.1.6-2)$$

3 有侧移框架柱 (图 6.1.6d) 和悬臂柱 (图 6.1.6e、f):

1) 当 $e_0/r_c \leq 0.8$ 时

$$k = 1 - 0.625 e_0/r_c \quad (6.1.6-3)$$

2) 当 $e_0/r_c > 0.8$ 时

$$k = 0.5 \quad (6.1.6-4)$$

3) 当自由端有力矩 M_1 作用时, 将式 (6.1.6-5) 与式 (6.1.6-3) 或 (6.1.6-4) 所得 k 值进行比较, 取其中之较大值。

$$k = (1 + \beta_1)/2 \quad (6.1.6-5)$$

式中: r_c ——钢管内核心混凝土横截面的半径 (mm);

β ——柱两端弯矩设计值之较小者 M_1 与较大者 M_2 的比值 ($|M_1| \leq |M_2|$), $\beta = M_1/M_2$, 单曲压弯时, β 为正值, 双曲压弯时, β 为负值;

β_1 ——悬臂柱自由端力矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值, 当 β_1 为负值 (双曲压弯) 时, 则按反弯点所分割成的高度为 L_2 的子悬臂柱计算 (图 6.1.6f)。

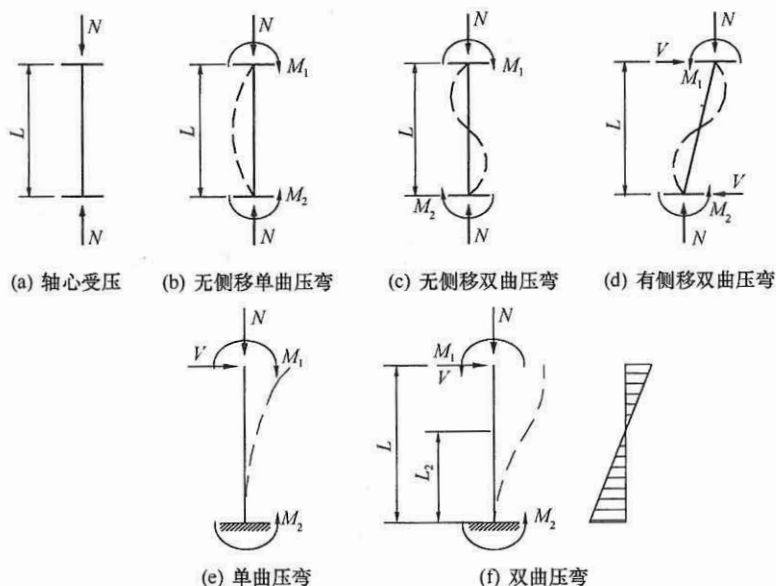


图 6.1.6 框架柱及悬臂柱计算简图

6.1.7 对于矢跨比 $h/L \leq 0.4$ 的拱结构 (图 6.1.7), 其在拱平面内的等效计算长度应按下式计算:

$$L_e = \mu S \quad (6.1.7)$$

式中: S ——拱轴长度之半 (mm);

μ ——拱的计算长度系数，应按表 6.1.7 取值。

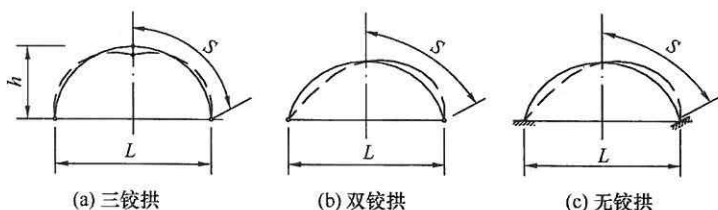


图 6.1.7 拱的等效计算长度简图

表 6.1.7 拱的计算长度系数 μ

拱型	μ
三铰拱	1.20
双铰拱	1.10
无铰拱	0.75

6.1.8 钢管混凝土单肢柱的轴心受拉构件应按下列公式计算：

$$\frac{N}{N_{ut}} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (6.1.8-1)$$

$$N_{ut} = A_s f \quad (6.1.8-2)$$

$$M_u = 0.3r_c N_0 \quad (6.1.8-3)$$

式中： N ——轴心拉力设计值 (N)；

M ——柱端弯矩设计值的较大者 (N·mm)；

N_{ut} ——钢管混凝土单肢柱的轴心受拉承载力设计值 (N)；

M_u ——钢管混凝土单肢柱的受弯承载力 (N·mm)；

r_c ——钢管内核心混凝土横截面的半径 (mm)；

N_0 ——钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值 (N)，应按本规范第 6.1.2 条计算。

6.2 单肢柱横向受剪承载力计算

6.2.1 当钢管混凝土单肢柱的剪跨 a 小于柱子直径 D 的 2 倍时，应验算柱的横向受剪承载力，并应符合下式规定：

$$V \leq V_u \quad (6.2.1)$$

式中: V ——横向剪力设计值 (N);

V_u ——钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值 (N)。

6.2.2 钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值应按下列公式计算:

$$V_u = (V_0 + 0.1N') \left(1 - 0.45\sqrt{\frac{a}{D}} \right) \quad (6.2.2-1)$$

$$V_0 = 0.2A_c f_c (1 + 3\theta) \quad (6.2.2-2)$$

式中: V_0 ——钢管混凝土单肢柱受纯剪时的承载力设计值 (N);

N' ——与横向剪力设计值 V 对应的轴心力设计值, 横向剪力 V 应以压力方式作用于钢管混凝土柱 (N);

a ——剪跨, 即横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离 (mm);

D ——钢管混凝土柱的外径 (mm);

A_c ——钢管内核心混凝土横截面面积 (mm²);

f_c ——钢管内核心混凝土的抗压强度设计值 (MPa);

θ ——钢管混凝土构件的套箍系数, 应按本规范公式 (6.1.2-4) 确定。

6.3 局部受压计算

6.3.1 钢管混凝土构件的局部受压应符合下式规定:

$$N_l \leq N_w \quad (6.3.1)$$

式中: N_l ——局部作用的轴心压力设计值 (N);

N_w ——钢管混凝土柱的局部受压承载力设计值 (N)。

6.3.2 钢管混凝土柱在中央部位受压时 (图 6.3.2), 局部受压承载力设计值应按下列公式计算:

$$N_w = N_0 \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (6.3.2)$$

式中: N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值 (N), 应按本规范第 6.1.2 条计算;

A_l ——局部受压面积 (mm^2);

A_c ——钢管内核心混凝土的横截面面积 (mm^2)。

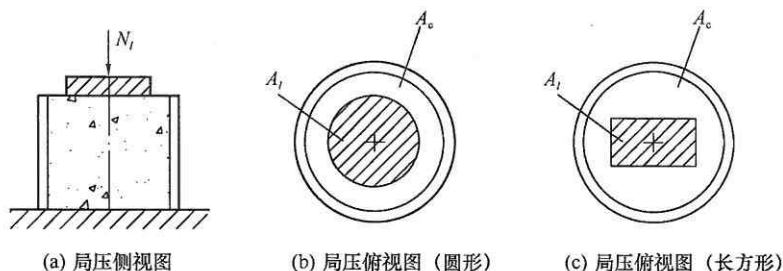


图 6.3.2 中央部位局部受压

6.4 钢管混凝土格构柱承载力计算

6.4.1 由双肢或多肢钢管混凝土柱组成的格构柱,应分别对其单肢承载力和整体承载力两种情况进行计算。

6.4.2 格构柱的单肢承载力计算,首先应按桁架确定其单肢的轴心力,然后按压肢和拉肢分别进行承载力计算。压肢的承载力应按本规范第 6.1 节计算,其杆件长度在桁架平面内取格构柱节间长度 L_1 ;在垂直于桁架平面方向则取侧向支撑点的间距。拉肢的承载力,应按本规范第 6.1 节计算。

6.4.3 格构柱缀件的构造和计算,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定。格构柱的缀件剪力设计值 V 应按下式计算,剪力可认为沿格构柱全长不变:

$$V = N_0 / 85 \quad (6.4.3)$$

式中: N_0 ——格构柱轴心受压短柱承载力设计值 (N),应按本规范公式 (6.4.5-2) 确定。

6.4.4 格构柱的整体承载力应符合下式规定:

$$N \leqslant N_u \quad (6.4.4)$$

式中: N ——轴心压力设计值 (N);

N_u ——格构柱的整体承载力设计值 (N)。

6.4.5 格构柱的整体承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_e \varphi_l N_0 \quad (6.4.5-1)$$

$$N_0 = \sum_{i=1}^n N_{0i} \quad (6.4.5-2)$$

式中： N_{0i} ——格构柱各单肢柱的轴心受压短柱承载力设计值(N)，应按本规范第6.1节确定；

φ_e ——考虑偏心率影响的整体承载力折减系数，应按本规范第6.4.6条确定；

φ_l ——考虑长细比影响的整体承载力折减系数，应按本规范第6.4.7条确定。

6.4.6 格构柱考虑偏心率影响的整体承载力折减系数 φ_e 应按下列公式计算(图6.4.6)：

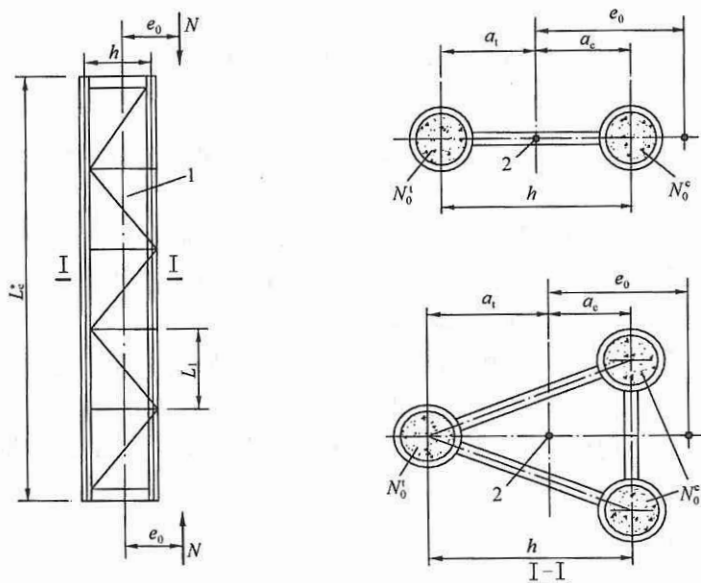


图 6.4.6 格构柱计算简图

1—压力中心轴；2—压力重心

1 当偏心率 $e_0/a_c \leq 2$ 时

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + e_0/a_t} \quad (6.4.6-1)$$

2 当偏心率 $e_0/a_c > 2$ 时

$$\varphi_e = \frac{1}{3(e_0/a_c - 1)} \quad (6.4.6-2)$$

$$e_0 = M_2/N \quad (6.4.6-3)$$

$$a_t = \frac{N_0^c}{N_0^c + N_0^t} \cdot h \quad (6.4.6-4)$$

$$a_c = \frac{N_0^t}{N_0^c + N_0^t} \cdot h \quad (6.4.6-5)$$

式中: e_0 ——柱两端轴心压力偏心距之较大者 (mm);

M_2 ——柱两端弯矩设计值之较大者 (N·mm);

N ——轴心压力设计值 (N);

a_c ——弯矩单独作用下的受压区柱肢重心至格构柱压力重心的距离 (mm);

a_t ——弯矩单独作用下的受拉区柱肢重心至格构柱压力重心的距离 (mm);

h ——在弯矩作用平面内的柱肢重心之间的距离 (mm);

N_0^c ——弯矩单独作用下的受压区各柱肢短柱轴心受压承载力设计值的总和 (N);

N_0^t ——弯矩单独作用下的受拉区各柱肢短柱轴心受压承载力设计值的总和 (N)。

6.4.7 格构柱考虑长细比影响的整体承载力折减系数 φ_l 应按下列公式计算:

当 $\lambda \leq 16$ 时

$$\varphi_l = 1 \quad (6.4.7-1)$$

当 $\lambda > 16$ 时

$$\varphi_l = 1 - 0.058\sqrt{\lambda^* - 16} \quad (6.4.7-2)$$

格构柱的换算长细比 λ^* 应按下列公式计算:

1 双肢格构柱 (图 6.4.7a)

当缀件为缀板时

$$\lambda^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 16 \left(\frac{L}{D} \right)^2} \quad (6.4.7-3)$$

当缀件为缀条时

$$\lambda^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 27 A_0 / A_{1y}} \quad (6.4.7-4)$$

2 四肢格构柱 (图 6.4.7b)

当缀件为缀板时

$$\lambda_x^* = \sqrt{\lambda_x^2 + 16 \left(\frac{L_1}{D} \right)^2} \quad (6.4.7-5)$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 16 \left(\frac{L_1}{D} \right)^2} \quad (6.4.7-6)$$

当缀件为缀条时

$$\lambda_x^* = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 A_0 / A_{1x}} \quad (6.4.7-7)$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 A_0 / A_{1y}} \quad (6.4.7-8)$$

3 缀件为缀条的三肢格构柱 (图 6.4.7c)

$$\lambda_x^* = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42 A_0}{A_1 (1.5 - \cos^2 \alpha)}} \quad (6.4.7-9)$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42 A_0}{A_1 \cos^2 \alpha}} \quad (6.4.7-10)$$

以上各式中:

$$\lambda_x = \frac{L_e^*}{r_x} \quad (6.4.7-11)$$

$$\lambda_y = \frac{L_e^*}{r_y} \quad (6.4.7-12)$$

$$A_0 = \sum_{i=1}^n A_{ai} + \frac{E_c}{E_a} \sum_{i=1}^n A_{ci} \quad (6.4.7-13)$$

式中: L_e^* ——格构柱的等效计算长度 (mm), 应按本规范第 6.4.8 条确定; 格构式拱肋的等效计算长度应按本规范第 6.4.10 条确定;

L_1 ——格构柱节间长度 (图 6.4.7) (mm);

D ——钢管外直径 (mm);

r_x ——格构柱截面换算面积对 x 轴的回转半径 (图 6.4.7) (mm);

r_y ——格构柱截面换算面积对 y 轴的回转半径 (图 6.4.7) (mm);

A_0 ——格构柱横截面所截各分肢换算截面面积之和 (mm^2);

A_{ai} 、 A_{ci} ——第 i 分肢的钢管横截面面积和钢管内混凝土横截面面积;

A_{1x} ——格构柱横截面中垂直于 x 轴的各斜缀条毛截面面积之和 (mm^2);

A_{1y} ——格构柱横截面中垂直于 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和 (mm^2);

α ——格构柱截面内缀条所在平面与 x 轴的夹角 (图 6.4.7c), 应为 $20^\circ \sim 35^\circ$ 。

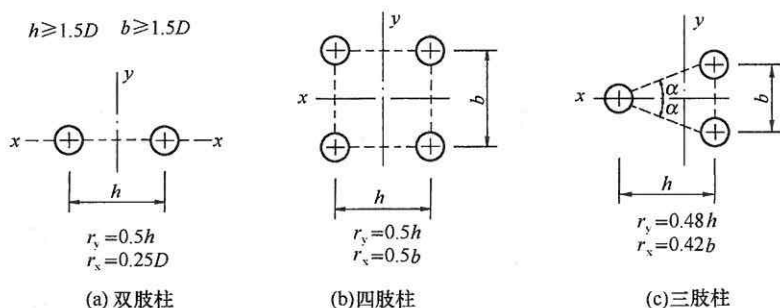


图 6.4.7 格构柱截面及回转半径

6.4.8 格构柱的等效计算长度应按下式计算:

$$L_e = \mu k L \quad (6.4.8)$$

式中: L ——格构柱的实际长度和 (mm);

μ ——考虑柱端约束条件的计算长度系数, 应按现行国家

标准《钢结构设计规范》GB 50017 确定；

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，应按本规范第 6.4.9 条计算。

6.4.9 格构柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，应按下列公式计算（图 6.4.9）：

1 轴心受压柱和杆件

$$k = 1 \quad (6.4.9-1)$$

2 无侧移框架柱

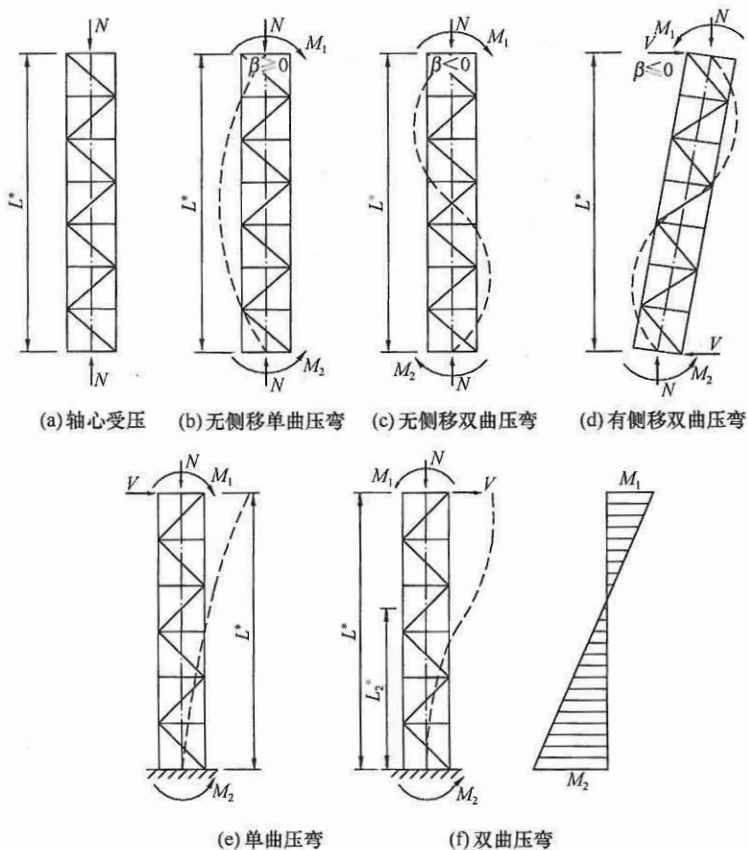


图 6.4.9 格构式框架柱及悬臂柱计算简图

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (6.4.9-2)$$

3 有侧移框架柱 (图 6.4.9d) 和悬臂柱 (图 6.4.9e、f)

当 $e_0/a_c \leq 1$ 时

$$k = 1 - 0.5 e_0/a_c \quad (6.4.9-3)$$

当 $e_0/a_c > 1$ 时

$$k = 0.5 \quad (6.4.9-4)$$

当自由端有力矩 M_1 作用时, 将式 (6.4.9-5) 与式 (6.4.9-3) 或 (6.4.9-4) 所得 k 值进行比较, 取其中之较大者:

$$k = (1 + \beta_1)/2 \quad (6.4.9-5)$$

式中: β ——柱两端弯矩设计值之较小者 M_1 与较大者 M_2 的比值 ($|M_1| \leq |M_2|$), $\beta = M_1/M_2$, 单曲压弯时, β 为正值, 双曲压弯时, β 为负值;

β_1 ——悬臂柱自由端力矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值, 当 β_1 为负值 (双曲压弯) 时, 按反弯点所分割成的高度为 L_2 的子悬臂柱计算 (图 6.4.9f)。

6.4.10 矢跨比不大于 0.4 的格构式拱结构在拱平面内的拱肋等效计算长度应按本规范式 (6.1.7) 计算。

7 连接和节点设计

7.1 一般规定

7.1.1 采用钢筋混凝土楼盖时，梁（板）与钢管混凝土柱连接的受剪承载力应符合下列规定：

无地震作用组合时

$$V_b \leq V_u \quad (7.1.1-1)$$

有地震作用组合时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} V_u \quad (7.1.1-2)$$

式中： V_b ——验算连接受剪承载力采用的剪力设计值，可取按相关规范调整后的梁端组合的剪力设计值；

V_u ——连接的受剪承载力，可按本规范第 7.2 节计算；

γ_{RE} ——连接的受剪承载力抗震调整系数，应按本规范第 4.2.4 条确定。

7.1.2 采用钢筋混凝土楼盖时，梁（板）与钢管混凝土柱连接的受弯承载力应符合下列规定：

1 当采用本规范 7.2 节中的抗弯连接方式且符合相应构造要求时，可不验算连接的受弯承载力。

2 采用其他连接方式时，应符合下列规定：

无地震作用组合时

$$M_b \leq M_u \quad (7.1.2-1)$$

有地震作用组合时

$$M_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} M_u \quad (7.1.2-2)$$

式中: M_b ——验算连接受弯承载力采用的弯矩设计值, 可取按相关规范调整后的梁端组合的弯矩设计值;

M_u ——连接的受弯承载力设计值;

γ_{RE} ——连接的受弯承载力抗震调整系数, 应按本规范第 4.2.4 条确定。

7.1.3 钢梁与钢管混凝土柱的刚接连接应符合下列规定:

1 连接的受弯承载力设计值和受剪承载力设计值, 分别不应小于相连构件的受弯承载力设计值和受剪承载力设计值; 采用高强度螺栓时, 应采用摩擦型高强螺栓, 不得采用承压型高强螺栓;

2 连接的受弯承载力应由梁翼缘与柱的连接提供, 连接的受剪承载力应由梁腹板与柱的连接提供;

3 地震设计状况时, 尚应按下列公式验算连接的极限承载力:

$$M_u \geq \eta_b M_p \quad (7.1.3-1)$$

$$V_u \geq 1.2(2M_p/l_n) + V_{GB} \quad (7.1.3-2)$$

式中: M_u ——连接的极限受弯承载力设计值 ($N \cdot mm$), 应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 执行;

V_u ——连接的极限受剪承载力设计值 (N), 应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 执行;

M_p ——梁端截面的塑性受弯承载力 ($N \cdot mm$), 应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 执行;

V_{GB} ——梁在重力荷载代表值 (9 度时尚应包括竖向地震作用标准值) 作用下, 应按简支梁分析的梁端截面剪力设计值 (N);

l_n ——梁的净跨 (mm);

η_b ——连接系数, 可按表 7.1.3 采用。

表 7.1.3 钢梁与钢管混凝土柱刚接连接抗震设计的连接系数

母材牌号	焊 接	螺栓连接
Q235	1.40	1.45
Q345	1.30	1.35
Q345GJ	1.25	1.30

7.1.4 采用钢筋混凝土楼盖时，梁、板受力钢筋不应直接焊接于钢管壁上。

7.1.5 在钢管内宜减少设置横向穿管、加劲板（环）和其他附件，减少对管内混凝土浇灌的不利影响。

7.1.6 钢管混凝土框架柱分段接头位置宜在楼面标高以上 1.2m~1.3m。

7.2 实心钢管混凝土柱连接和梁柱节点

7.2.1 等直径钢管对接时宜设置环形隔板和内衬钢管段，内衬钢管段也可兼作为抗剪连接件，并应符合下列规定：

1 上下钢管之间应采用全熔透坡口焊缝，坡口可取 35° ，直焊缝钢管对接处应错开钢管焊缝；

2 内衬钢管仅作为衬管使用时（图 7.2.1a），衬管管壁厚度宜为 4mm~6mm，衬管高度宜为 50mm，其外径宜比钢管内径小 2mm；

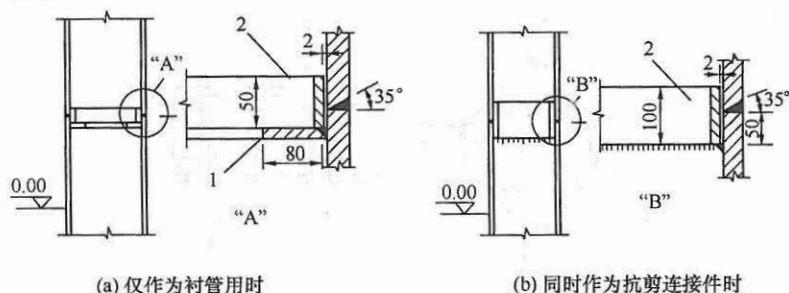


图 7.2.1 等直径钢管对接构造

1—环形隔板；2—内衬钢管

3 内衬钢管兼作为抗剪连接件时 (图 7.2.1b), 衬管管壁厚度不宜小于 16mm, 衬管高度宜为 100mm, 其外径宜比钢管内径小 2mm。

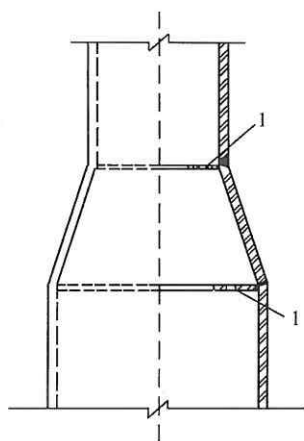


图 7.2.2 不同直径钢管接长构造示意图
1—环形隔板

7.2.2 不同直径钢管对接时, 宜采用一段变径钢管连接 (图 7.2.2)。变径钢管的上下两端均设置环形隔板, 变径钢管的壁厚不应小于所连接的钢管壁厚, 变径段的斜度不宜大于 1:6, 变径段宜设置在楼盖结构高度范围内。

7.2.3 钢管分段接头在现场连接时, 宜加焊内套圈和必要的焊缝定位件。

7.2.4 钢管混凝土柱的直径较小时, 钢梁与钢管混凝土柱之间可采用外加强环连接 (图 7.2.4-1), 外加强环应为环绕钢管混凝土柱的封闭的满环 (图 7.2.4-2)。外加强环与钢管外壁应采用全熔透焊缝连接, 外加强环与钢梁应采用栓焊连接。外加强环的厚度不宜小于钢梁翼缘的厚度、宽度 c 不宜小

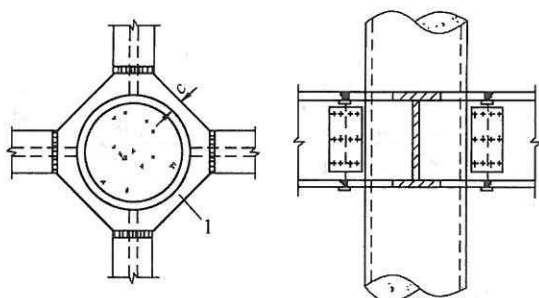


图 7.2.4-1 钢梁与钢管混凝土柱采用外加强环连接构造示意图
1—外加强环

于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍。外加强环也可按本规范附录 C 中的方法进行设计。

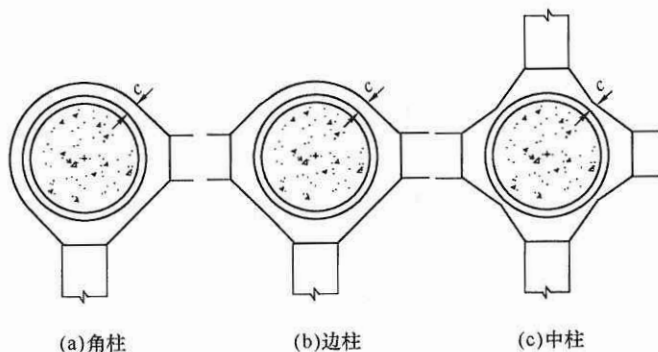


图 7.2.4-2 外加强环构造示意图

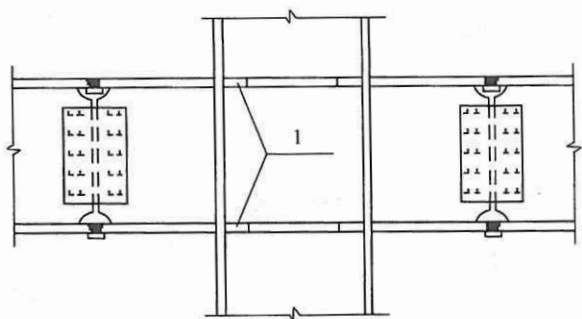
7.2.5 钢管混凝土柱的直径较大时,钢梁与钢管混凝土柱之间可采用内加强环连接。内加强环与钢管内壁应采用全熔透坡口焊缝连接。梁与柱可采用现场直接连接,也可与带有悬臂梁段的柱在现场进行梁的拼接。悬臂梁段可采用等截面悬臂梁段(图 7.2.5-1),也可采用不等截面悬臂梁段(图 7.2.5-2、图 7.2.5-3),当悬臂梁段的截面高度变化时,其坡度不宜大于 1:6。

7.2.6 当钢管柱直径较大且钢梁翼缘较窄的时候可采用钢梁穿过钢管混凝土柱的连接方式,钢管壁与钢梁翼缘应采用全融透剖口焊,钢管壁与钢梁腹板可采用角焊缝(图 7.2.6)。

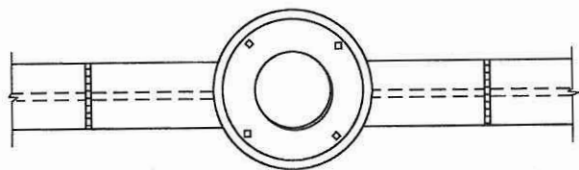
7.2.7 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的连接构造应同时符合管外剪力传递及弯矩传递的受力规定。

7.2.8 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时,钢管外剪力传递可采用环形牛腿或承重销;钢筋混凝土无梁楼板或井式密肋楼板与钢管混凝土柱连接时,钢管外剪力传递可采用台锥式环形深牛腿。

7.2.9 环形牛腿、台锥式环形深牛腿可由呈放射状均匀分布的肋板和上下加强环组成(图 7.2.9)。



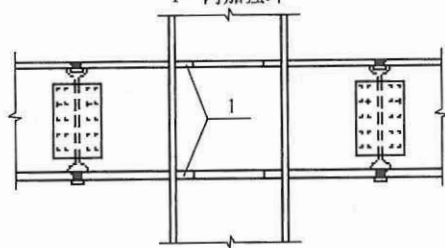
(a) 立面图



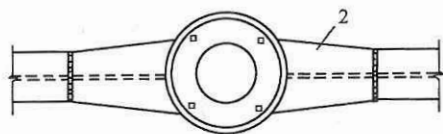
(b) 平面图

图 7.2.5-1 等截面悬臂钢梁与钢管混凝土柱采用内加强环连接构造示意图

1—内加强环



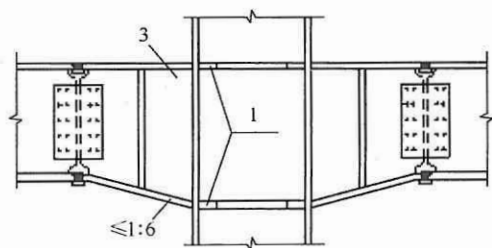
(a) 立面图



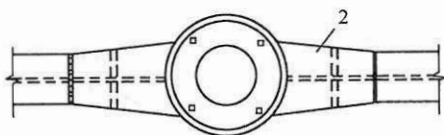
(b) 平面图

图 7.2.5-2 翼缘加宽的悬臂钢梁与钢管混凝土柱连接构造示意图

1—内加强环；2—翼缘加宽

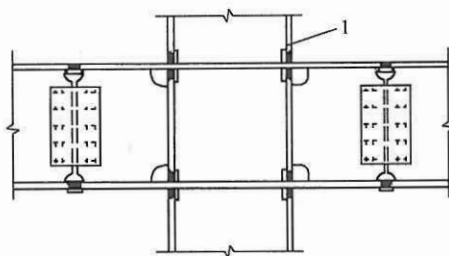


(a) 立面图

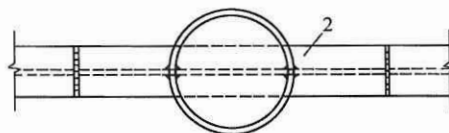


(b) 平面图

图 7.2.5-3 翼缘加宽、腹板加腋的悬臂钢梁与钢管混凝土柱连接构造示意图
1—内加强环；2—翼缘加宽；3—梁腹板加腋



(a) 立面图



(b) 平面图

图 7.2.6 钢梁-钢管混凝土柱穿心式连接
1—钢管混凝土柱；2—钢梁

$$V_{u5} = 4\pi t(h_w + t)f_s \quad (7.2.10-6)$$

式中: V_{u1} ——由环形牛腿支承面上的混凝土局部承压强度决定的受剪承载力 (N);

V_{u2} ——由肋板抗剪强度决定的受剪承载力 (N);

V_{u3} ——由肋板与管壁的焊接强度决定的受剪承载力 (N);

V_{u4} ——由环形牛腿上部混凝土的直剪 (或冲切) 强度决定的受剪承载力 (N);

V_{u5} ——由环形牛腿上、下环板决定的受剪承载力 (N);

D ——钢管的外径 (mm);

b ——环板的宽度 (mm);

l ——直剪面的高度 (mm);

t ——环板的厚度 (mm);

n ——肋板的数量;

h_w ——肋板的高度 (mm);

t_w ——肋板的厚度 (mm);

f_v ——钢材的抗剪强度设计值 (MPa);

f_s ——钢材的抗拉 (压) 强度设计值 (MPa);

Σl_w ——肋板与钢管壁连接角焊缝的计算总长度 (mm);

h_e ——角焊缝有效高度 (mm);

f_t^w ——角焊缝的抗剪强度设计值 (MPa);

f_c ——楼盖混凝土的抗压强度设计值 (MPa);

f_t ——楼盖混凝土的抗拉强度设计值 (MPa)。

7.2.11 钢管混凝土柱的外径不小于 600mm 时可采用承重销传递剪力。由穿心腹板和上下翼缘板组成的承重销 (图 7.2.11), 其截面高度宜取框架梁截面高度的 0.5 倍, 其平面位置应根据框架梁的位置确定。翼缘板在穿过钢管壁不少于 50mm 后可逐渐减窄。钢管与翼缘板之间、钢管与穿心腹板之间应采用全熔透坡口焊缝焊接, 穿心腹板与对面的钢管壁之间或与另一方向的穿心腹板之间应采用角焊缝焊接。

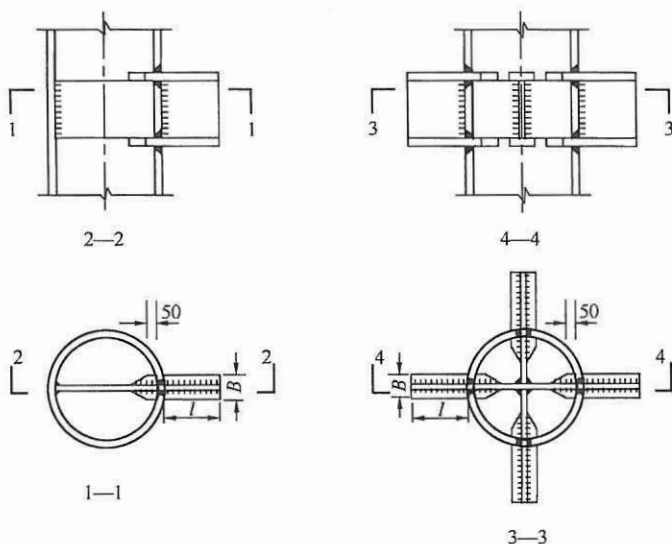


图 7.2.11 承重销构造示意图

7.2.12 承重销的受剪承载力可按下列公式计算：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}\} \quad (7.2.12-1)$$

$$V_{u1} = 0.75\beta_2 f_c A_1 \quad (7.2.12-2)$$

$$V_{u2} = \frac{lb f_v}{S_1} \quad (7.2.12-3)$$

$$V_{u3} = \frac{W f_s}{l - x/2} \quad (7.2.12-4)$$

$$\beta_2 = \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} \quad (7.2.12-5)$$

$$A_1 = B \cdot l \quad (7.2.12-6)$$

$$A_b \leq 3A_1 \quad (7.2.12-7)$$

$$x = V / (\omega \beta_2 B f_c) \quad (7.2.12-8)$$

式中： V_{u1} ——由承重销伸出柱外的翼缘顶面混凝土的局部受压承载力决定的受剪承载力 (N)；

V_{u2} ——由承重销腹板决定的受剪承载力 (N)；

V_{u3} ——由承重销翼缘受弯承载力决定的受剪承载力 (N);

V ——承重销的剪力设计值 (N);

β_2 ——混凝土局部受压强度提高系数;

A_{1b} ——混凝土局部受压计算底面积 (mm^2);

A_1 ——混凝土局部受压面积 (mm^2);

B ——承重销翼缘宽度 (mm);

l ——承重销伸出柱外的长度 (mm), 一般可取 $l = (200 \sim 300) \text{ mm}$;

I ——承重销截面惯性矩 (mm^4);

b ——承重销腹板厚度 (mm);

S_1 ——承重销中和轴以上面积矩 (mm^3);

W ——承重销截面抵抗矩 (mm^3);

x ——梁端剪力在承重销翼缘上的分布长度 (mm);

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (MPa);

f_v ——钢材抗剪强度设计值 (MPa);

f_s ——钢材抗拉强度设计值 (MPa)。

ω ——局部荷载非均匀分布影响系数, 取 $\omega = 0.75$ 。

7.2.13 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外弯矩传递可采用钢筋混凝土环梁、穿筋单梁、变宽度梁或外加强环。

7.2.14 钢筋混凝土环梁 (图 7.2.14) 的配筋应按本规范附录 D 的方法计算确定, 环梁的构造应符合下列规定:

- 1 环梁截面高度宜比框架梁高 50mm;
- 2 环梁的截面宽度不宜小于框架梁宽度;
- 3 框架梁的纵向钢筋在环梁内的锚固长度应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定;
- 4 环梁上下环筋的截面积, 应分别不宜小于框架梁上下纵筋截面积的 0.7 倍;
- 5 环梁内外侧应设置环向腰筋, 腰筋直径不宜小于 14mm, 间距不宜大于 150mm;

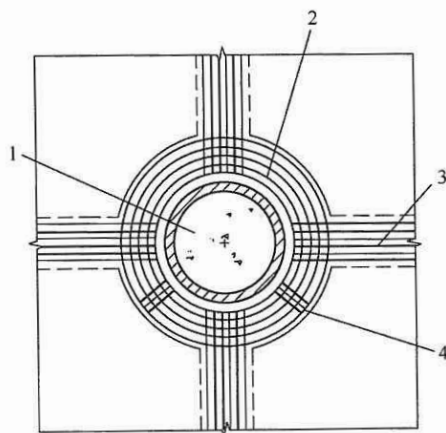


图 7.2.14 钢筋混凝土环梁构造示意图

1—钢管混凝土柱；2—主梁环筋；3—框架梁纵筋；4—环梁箍筋

6 环梁按构造设置的箍筋直径不宜小于 10mm，外侧间距不宜大于 150mm。

7.2.15 采用穿筋单梁构造时（图 7.2.15），在钢管开孔的区段应采用内衬管段或外套管段与钢管壁紧贴焊接，衬（套）管的壁厚不应小于钢管的壁厚，穿筋孔的环向净距 s 不应小于孔的长径

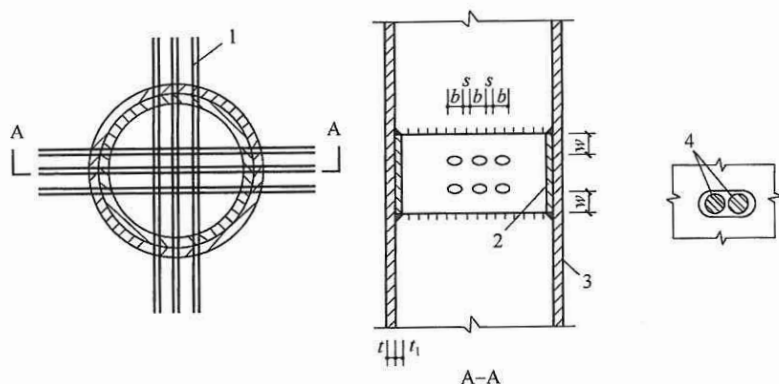


图 7.2.15 穿筋单梁构造示意图

1—双钢筋；2—内衬管段；3—柱钢管；4—双筋并股穿孔

b ，衬（套）管端面至孔边的净距 w 不应小于孔长径 b 的 2.5 倍。宜采用双筋并股穿孔。

7.2.16 钢管直径较小或梁宽较大时可采用梁端加宽的变宽度梁传递管外弯矩（图 7.2.16），一个方向梁的 2 根纵向钢筋可穿过钢管，梁的其余纵向钢筋应连续绕过钢管，绕筋的斜度不应大于 $1/6$ ，应在梁变宽度处设置箍筋。

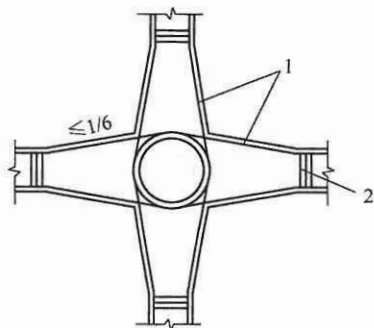


图 7.2.16 变宽度梁构造示意图
1—框架梁纵筋；2—附加箍筋

7.2.17 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱采用外加强环连接时，应符合下列规定：

1 钢管外设置加强环板，梁内的纵向钢筋可焊在加强环板上（图 7.2.17）；或通过钢筋套筒与加强环板相连，此时应在钢牛腿上焊接带有孔洞的钢板连接件，钢筋穿过钢板连接件上的孔洞应与钢筋套筒连接。

2 当受拉钢筋较多时，腹板可增加至 2 块～3 块，将钢筋焊在腹板上。

3 加强环板的宽度 b_s 与钢筋混凝土梁等宽。加强环板的厚度 t 应符合下式规定：

$$t \geq \frac{A_s f_s}{b_s f} \quad (7.2.17)$$

式中： A_s ——焊接在加强环板上全部受力负弯矩钢筋的截面面积（ mm^2 ）；

f_s ——钢筋的抗拉强度设计值（MPa）；

b_s ——牛腿的宽度（mm）；

f ——外加强环钢材的抗拉强度设计值（MPa）。

7.2.18 单层工业厂房阶形格构式柱，在变截面处可采用肩梁支承吊车梁（图 7.2.18-1、图 7.2.18-2），并应符合下列规定：

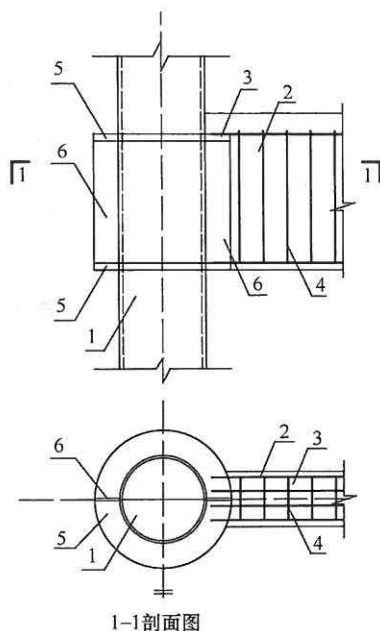


图 7.2.17 钢筋混凝土梁-钢管混凝土柱外加强环节点

1—实心钢管混凝土柱；2—钢筋混凝土梁；3—纵向主筋；4—箍筋；5—外加强环板翼缘；6—外加强环板腹板

1 肩梁应由腹板、平台板和下部水平隔板组成，呈工字形截面。

2 肩梁腹板可采取穿过柱肢钢管和不穿过柱肢钢管两种形式。当吊车梁梁端压力较大时，肩梁腹板宜采用穿过柱肢钢管的形式。穿过钢管的腹板应采用双面贴角焊缝与钢管相连接。当不穿过钢管的腹板时，应采用剖口焊缝与钢管全熔透焊接。

3 腹板顶面应刨平，并应和平台板顶紧。

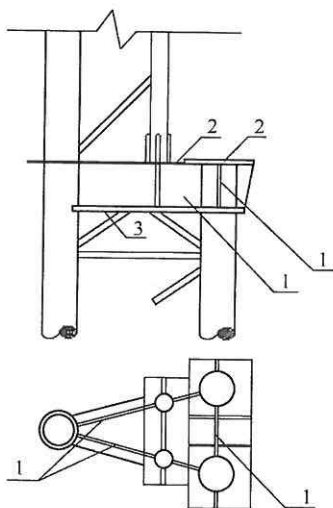


图 7.2.18-1 阶形格构柱

变截面处构造

- 1—肩梁腹板；2—平台板；
3—水平隔板

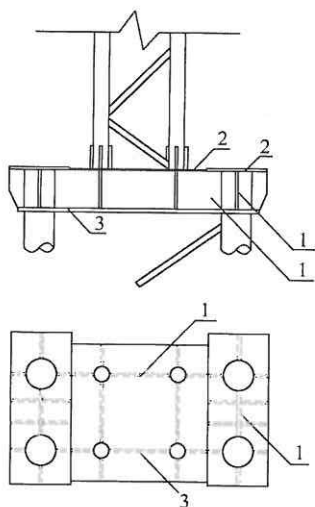


图 7.2.18-2 四肢柱阶形格构柱

变截面处构造

- 1—肩梁腹板；2—平台板；
3—水平隔板

7.3 空心钢管混凝土柱连接和梁柱节点

7.3.1 所有焊在空心钢管混凝土构件上的连接件和金属附件宜在混凝土离心成型之前完成焊接，也可在混凝土立方体抗压强度达到混凝土设计强度等级值的 70% 后进行焊接。

7.3.2 空心钢管混凝土构件的钢管接长宜采用直接对接焊接、套接和法兰盘螺栓连接等多种形式，也可采用剪力板螺栓连接。

7.3.3 空心钢管混凝土构件的钢管接长采用直接对接焊接时，应符合下列规定：

1 在管端应留一段不浇灌混凝土并采用内钢套管加强（图 7.3.3a），当主管直径小于 400mm 时，宜采用外加强管（图 7.3.3b）；

2 加强管的壁厚 t 可按下列公式计算确定：

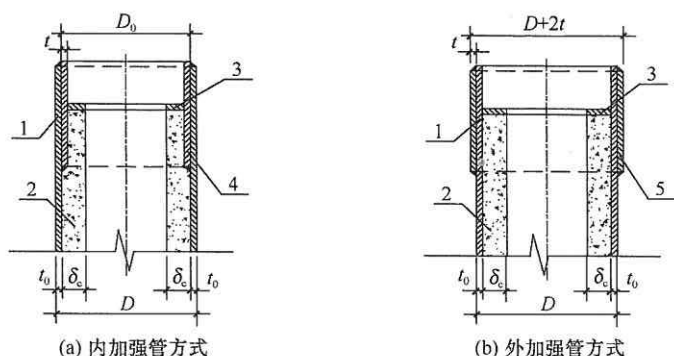


图 7.3.3 空心钢管混凝土构件管端的加强

1—主钢管；2—混凝土内衬管；3—承压挡浆圈；4—内加强管；5—外加强管

$$t \geq \frac{1.9\delta_c f_c}{vf} \left(\frac{D_c}{D_s} \right) \quad (7.3.3-1)$$

且
$$t \geq \frac{1.69W_{sc} f_{sc}}{\gamma_s \beta_0 D^2 f} - t_0 \quad (7.3.3-2)$$

且
$$t \geq \frac{n\delta_c}{\beta_0} \left(\frac{D_c}{D_s} \right)^3 \quad (7.3.3-3)$$

$$D_c = \frac{vD_0 + d}{2} \quad (7.3.3-4)$$

$$\delta_c = \frac{vD_0 - d}{2} \quad (7.3.3-5)$$

$$D_s = D - t_0 \quad (7.3.3-6)$$

$$D_0 = D - 2t_0 \quad (7.3.3-7)$$

式中： D ——圆钢管的外直径，或多边形截面两对应外边至外边的距离（mm）；

D_0 ——圆钢管的内直径，或多边形截面两对应内边至内边的距离（mm）；

D_s ——加强管的平均直径（mm）；

D_c ——混凝土管的等效平均直径（mm）；

d ——混凝土管的内直径（mm）；

- δ_c ——混凝土管的等效厚度 (mm);
 t_0 ——钢管混凝土构件的钢管厚度 (mm);
 t ——加强管的厚度 (mm);
 n ——混凝土和钢材弹性模量之比;
 ν ——多边形截面的等效直径系数, 应按表 7.3.3 确定;
 β_0 ——多边形截面的截面模量及惯性矩等效系数, 应按表 7.3.3 确定;
 γ_s ——钢管截面的塑性发展系数, 应按表 7.3.3 确定;
 W_{sc} ——空心钢管混凝土构件的截面组合模量 (mm³), 应按本规范第 5.1.6 条计算。

表 7.3.3 系数 β_0 、 ν 和 γ_s 值

系数	圆截面	多边形截面边数				
		16	12	8	6	4
β_0	1.000	1.026	1.047	1.115	1.225	1.698
ν	1.000	1.006	1.012	1.027	1.050	1.130
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.10	1.10	1.05

注: 16 边以上的多边形截面按圆截面取值。

3 加强管的构造应符合下列规定:

- 1) 加强管的最小壁厚不宜小于 5mm, 其高度不宜小于 0.3 倍主管直径, 并不宜小于 150mm, 伸入混凝土部分的搭接长度不宜小于 2 倍混凝土管的等效厚度 ($2\delta_c$);
- 2) 构件两端应设置承压挡浆板 (圈), 厚度不宜小于 1/10 混凝土管的壁厚, 并不应小于 5mm, 承压挡浆板的宽度宜为混凝土管的壁厚, 其距离杆端的距离不宜小于 50mm;
- 3) 承压挡浆板应与主钢管或内加强管满焊。

7.3.4 空心拔梢杆构件可采用套接连接, 锥形套接管应采用对接熔透焊缝焊接在上节柱的下端柱头上 (图 7.3.4) 并应符合下

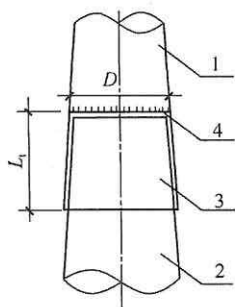


图 7.3.4 套接连接

1—上节柱；2—下节柱；3—锥形套接管；4—对接熔透焊缝

列规定：

- 1 套接管的长度 L_s 不宜小于 $1.5D$ ；
- 2 套接钢管的厚度可按下式计算：

$$t \geq \frac{1.72 \bar{W}_{sc} f_{sc}}{\gamma_s \beta_0 D^2 f} \quad (7.3.4)$$

式中： D ——锥形套接管的最小外直径 (mm)；

\bar{W}_{sc} ——上节柱下端最大截面处的构件的组合截面模量 (mm^3)，应按本规范第 5.1.6 条计算；

β_0 ——多边形截面的截面模量及惯性矩等效系数，应按本规范表 7.3.3 确定；

γ_s ——钢管截面的塑性发展系数，应按本规范表 7.3.3 确定。

7.3.5 空心钢管混凝土构件对接连接采用剪力板螺栓连接时 (图 7.3.5)，应符合下列规定：

1 剪力板螺栓连接应由连接板、剪力螺栓板 (沿圆周均匀分布) 和内钢管组成。

2 最外一排每个螺栓所承受的剪力应按下列公式计算：

$$N_v = \max \left(\frac{M}{0.375 n_0 d_0} + \frac{N}{n_0}, \frac{M}{0.375 n_0 d_0} - \frac{N}{n_0} \right) / m \leq N_v^b \quad (7.3.5-1)$$

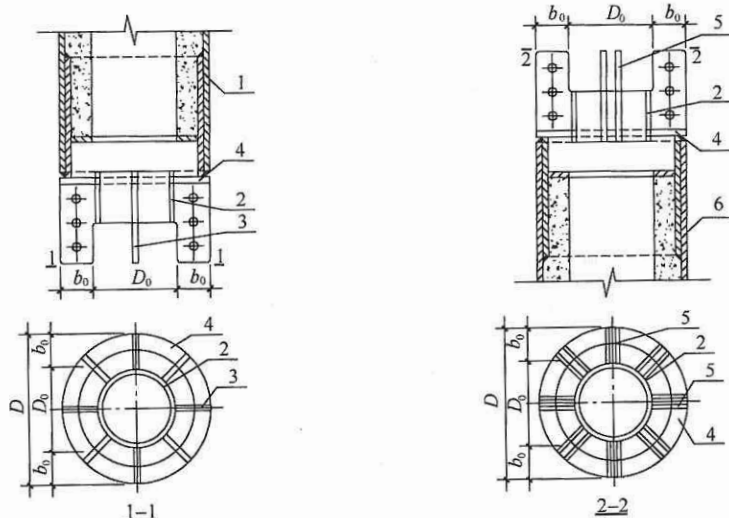


图 7.3.5 剪力板螺栓连接

1—上节柱；2—内短钢管；3—单剪力板；4—连接板；5—双剪力板；6—下节柱

$$N_v^b = n_v (\pi d^2 / 4) f_v^b \quad (7.3.5-2)$$

式中： M ——接头处所作用的外弯矩设计值 ($N \cdot mm$)；

N ——接头处所作用的轴心拉（压）力设计值 (N)；

d_0 ——螺栓所在位置中心的直径 (mm)；

n_0 ——剪力板的组数；

m ——每一排剪力板螺栓的数量；

N_v^b ——一个螺栓抗剪承载力设计值 (N)；

n_v ——螺栓受剪面数目，单剪时 $n_v=1$ ，双剪时 $n_v=2$ ；

d ——螺栓杆直径 (mm)；

f_v^b ——普通螺栓的抗剪强度设计值 (MPa)。

3 除符合计算规定外，螺栓直径不宜小于 16mm。

4 剪力板的厚度应符合式 (7.3.5-3) 的要求，并不宜小于 6mm。

$$t_0 \geq \frac{m N_v}{\mu (b_0 - d) f} \quad (7.3.5-3)$$

剪力板孔壁承压强度应符合下式规定:

$$N_c^b = \mu d t_0 f_c^b \geq V \quad (7.3.5-4)$$

式中: t_0 ——剪力板厚度 (mm);

b_0 ——剪力板的最小宽度 (mm);

d ——剪力螺栓的直径 (mm);

f_c^b ——钢材的孔壁承压强度设计值 (MPa);

N_c^b ——螺栓的承压承载力设计值 (N);

μ ——单剪力板 $\mu=1$, 双剪力板 $\mu=2$ 。

5 内钢管的强度可按下列公式计算:

$$\sigma = \max\left(\frac{M}{W_0} + \frac{N}{A_0}, \frac{M}{W_0} - \frac{N}{A_0}\right) \leq f \quad (7.3.5-5)$$

$$A_0 = \pi D_0 t + n_0 b t_0 \quad (7.3.5-6)$$

$$W_0 = \frac{\pi t (D_0 - t)^3 + n_0 t b (D_0 - b)^2}{4D} \quad (7.3.5-7)$$

式中: t ——内钢管的厚度 (mm);

D_0 ——内钢管的直径 (mm);

b ——剪力板的宽度 (mm);

n_0 ——剪力板的组数。

6 内钢管的径厚比不应大于 $1/60$, 厚度不宜小于 5mm。

7 与主柱连接的环板厚度, 可按下列公式计算:

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_0}{sf}} \quad (7.3.5-8)$$

$$M_0 = m N_{ve_0} \quad (7.3.5-9)$$

$$s = \pi D / n_0 \quad (7.3.5-10)$$

式中: e_0 ——剪力板螺栓中心至主钢管外壁的距离 (mm);

m ——最外排螺栓数。

7.3.6 法兰盘螺栓连接宜采用有加劲板连接方式, 也可采用无加劲板连接方式 (图 7.3.6-1)。法兰盘与杆段的连接, 宜采用杆段与法兰盘平接连接 (图 7.3.6-2a), 也可采用插接连接 (图 7.3.6-2b)。连接法兰盘的杆端应采用内加强管或外加强管的方

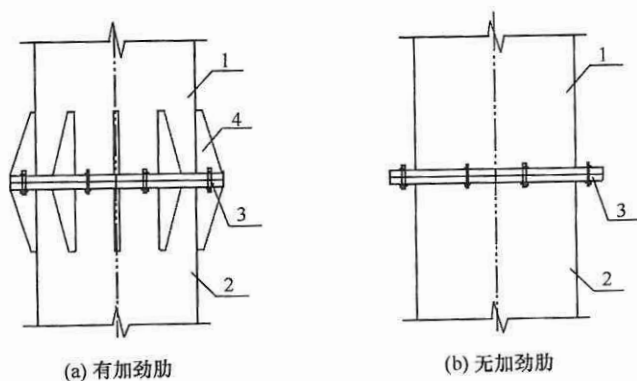


图 7.3.6-1 法兰盘螺栓连接

1—上节柱；2—下节柱；3—法兰盘；4—加劲肋

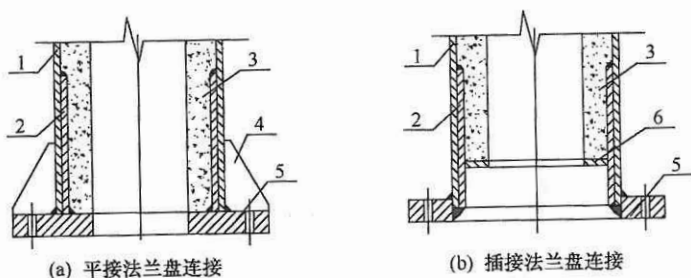


图 7.3.6-2 法兰连接构造

1—主管；2—内钢管；3—混凝土；4—加劲板；5—法兰盘；6—承压挡浆板

式加强。平接式法兰盘宜设置加劲板，加强管的高宜大于加劲板高度 100mm。

7.3.7 有加劲板法兰盘连接应符合下列规定：

1 法兰螺栓可按下列公式计算（图 7.3.7-1）：

1) 轴心受拉作用时

$$N_t = \frac{N}{n} \leq N_t^b \quad (7.3.7-1)$$

2) 只受弯矩作用时

d_e ——螺栓在螺纹处的有效直径 (mm);

f_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值 (MPa)。

2 法兰盘厚度应符合下列公式规定 (图 7.3.7-2):

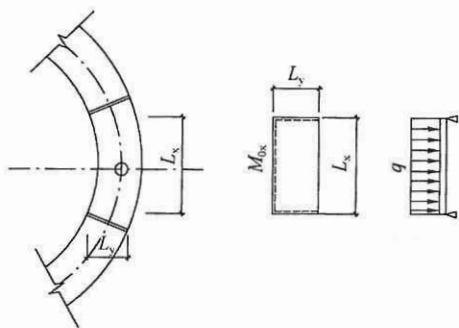


图 7.3.7-2 有加劲板法兰盘受力简图

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_{0x}}{f}} \quad (7.3.7-6)$$

$$M_{0x} = \chi q L_x^2 \quad (7.3.7-7)$$

$$q = \frac{N_{max}^b}{L_x L_y} \quad (7.3.7-8)$$

式中: χ ——弯矩系数, 应按表 7.3.7 取值。

表 7.3.7 弯矩系数 χ

L_y/L_x	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
系数 β	0.027	0.036	0.044	0.052	0.060	0.068	0.075	0.081
L_y/L_x	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	
系数 β	0.087	0.092	0.097	0.102	0.105	0.109	0.112	
L_y/L_x	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.75	2.00	
系数 β	0.117	0.121	0.124	0.126	0.128	0.130	0.132	

3 加劲板可按下列公式计算:

$$1) \text{ 剪应力: } \tau = \frac{N_t}{ht} \leq f_v \quad (7.3.7-9)$$

$$2) \text{ 正应力: } \sigma = \frac{5bN_t}{th^2} \leq f \quad (7.3.7-10)$$

式中: f_v ——钢材的抗剪强度设计值 (MPa);

f ——钢材的抗拉强度设计值 (MPa);

b ——螺栓中心至钢管外壁的距离 (mm);

t 、 h ——分别为加劲板的厚度和高度 (mm)。

4 加劲板竖向角焊缝可按式计算:

$$\frac{N_t}{1.4h_f l_w} \sqrt{1 + \left(\frac{6b}{\beta_f l_w}\right)^2} \leq f_f^w \quad (7.3.7-11)$$

式中: l_w ——焊缝的计算长度 (mm);

h_f ——角焊缝的焊脚尺寸 (mm);

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数, 取 1.22;

f_f^w ——角焊缝的强度设计值 (MPa)。

5 加劲板除符合计算规定外, 其厚度不应小于加劲板高的 1/15, 并不宜小于 5mm。

7.3.8 无加劲板时, 法兰盘连接 (图 7.3.8-1 和图 7.3.8-2) 应符合下列规定:

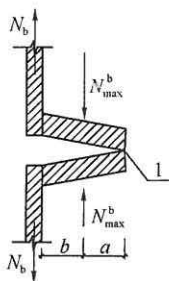


图 7.3.8-1 无加劲板法兰
螺栓受力图

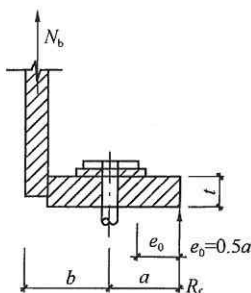


图 7.3.8-2 无加劲板
法兰盘受力图

1—法兰盘相互顶住产生的顶力

1 法兰盘螺栓承载力应符合下列公式规定:

$$N_t = mN_b \frac{a+b}{a} \leq N_t^b \quad (7.3.8-1)$$

其中轴心受拉作用时

$$N_b = \frac{N}{n} \quad (7.3.8-2)$$

受拉（压）、弯共同作用时

$$N_b = \frac{1}{n} \left(\frac{M}{0.5r_s} + N \right) \quad (7.3.8-3)$$

$$N_t^b = (\pi d_e^2 / 4) f_t^b \quad (7.3.8-4)$$

式中： N_t ——法兰盘螺栓的拉力设计值（N）；

M ——法兰盘所受的弯矩（N·mm）；

N ——法兰盘所受的轴心力， N 为压力时取负值（N）；

r_s ——钢管的半径（mm）（图 7.3.7-1）；

n ——螺栓数；

m ——法兰螺栓受力修正系数， $m=0.65$ ；

N_t^b ——一个螺栓的抗拉强度设计值（N）；

f_t^b ——螺栓抗拉强度设计值（MPa）；

d_e ——位于螺栓中心线处螺栓的有效直径（mm）。

2 法兰盘应按下列公式验算：

$$\tau = 1.5 \frac{R_t}{ts} \leq f_v \quad (7.3.8-5)$$

$$\sigma = \frac{5R_t e_0}{st^2} \leq f \quad (7.3.8-6)$$

$$s = \pi d_0 / n \quad (7.3.8-7)$$

$$R_t = N_b \frac{b}{a} \quad (7.3.8-8)$$

式中： τ ——法兰盘中正应力（MPa）；

σ ——法兰盘中剪应力（MPa）；

s ——螺栓的间距（mm）；

e_0 ——螺栓中心线的直径（mm）；

R_t ——法兰盘之间的顶力（N）。

3 无加劲板法兰盘的厚度 t 除应符合计算规定外，主柱不宜小于 16mm；腹杆不宜小于 12mm，且不宜小于螺栓的直径。

7.3.9 工业和民用建筑中空管钢管混凝土柱梁节点可按实心钢

管混凝土结构进行，且应采用外加强环的连接方式。

7.4 柱脚节点

7.4.1 钢管混凝土柱的柱脚可采用端承式柱脚（图 7.4.1-1）或埋入式柱脚（图 7.4.1-2）。对于单层厂房，埋入式柱脚的埋入深度不应小于 $1.5D$ ；无地下室或仅有一层地下室的房屋建筑，埋入式柱脚埋入深度不应小于 $2.0D$ （ D 为钢管混凝土柱直径）。

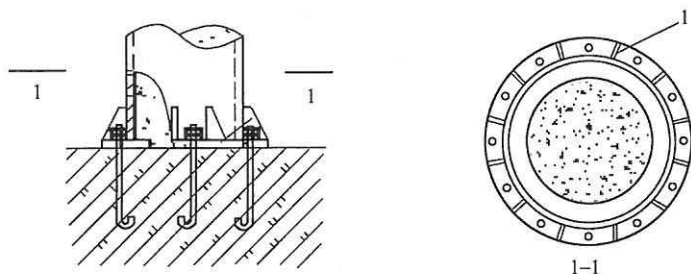


图 7.4.1-1 端承式柱脚

1—肋板，厚度不小于 $1.5t$

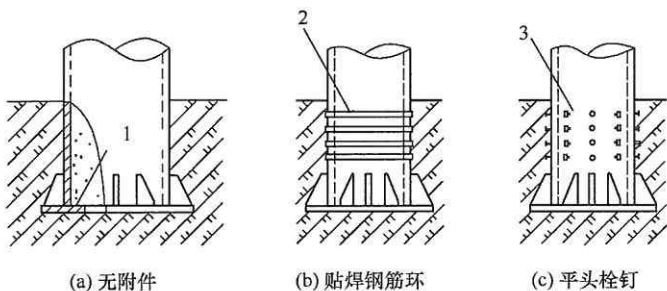


图 7.4.1-2 埋入式柱脚

1—柱脚板；2—贴焊钢筋环；3—平头栓钉

7.4.2 圆形钢管混凝土偏心受压柱，承受弯矩和轴心压力作用，其柱脚环形底板下混凝土截面和其环内核心混凝土截面的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

1 柱脚环形底板下不设置抗剪连接件时：

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} \quad (7.4.2-1)$$

2 柱脚环形底板下设置抗剪连接件时:

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} + 0.58fA_w \quad (7.4.2-2)$$

$$N_B = N_{\min} \left(1 - \frac{E_c A_{cl}}{E_c A_c + E_s A_a} \right) \quad (7.4.2-3)$$

式中: A_{cl} ——圆形钢管混凝土柱环形底板内上下贯通的核心混凝土面积 (mm^2);

A_c ——圆形钢管混凝土柱核心混凝土面积 (mm^2);

A_a ——圆形钢管截面面积 (mm^2);

A_w ——抗剪连接件沿剪力方向的腹板面积 (mm^2);

f_t ——钢管内核心混凝土抗拉强度设计值 (MPa);

f ——钢管抗拉强度设计值 (MPa);

N_{\min} ——圆形钢管混凝土柱最小轴心压力设计值 (N);

N_B ——环形柱脚底板按弹性刚度分配的轴心压力设计值, 应按式 (7.4.2-3) 计算 (N)。

7.4.3 端承式柱脚的构造应符合下列规定:

1 环形柱脚板的厚度不宜小于钢管壁厚的 1.5 倍; 且不应小于 20mm;

2 环形柱脚板的宽度不宜小于钢管壁厚的 6 倍; 且不应小于 100mm;

3 加劲肋的厚度不宜小于钢管壁厚, 肋高不宜小于柱脚板外伸宽度的 2 倍, 肋距不应大于柱脚板厚度的 10 倍;

4 锚栓直径不宜小于 25mm, 间距不宜大于 200mm; 锚入钢筋混凝土基础的长度不应小于 $40d$ 及 1000mm 的较大者 (d 为锚栓直径)。

7.4.4 钢管混凝土柱脚板下的基础混凝土内应配置方格钢筋网或螺旋式箍筋。应验算施工阶段和竣工后柱脚板下基础混凝土的局部受压承载力, 局部受压承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。计算局部受压承载力时, 混凝土局部受压面积 A_l 可取钢管混凝土柱的截面面积, 局部受压

的计算底面积 A_b 可取为 $A_b = 3A_l$, A_b 不应大于基础或桩承台的顶面面积。当 9 度抗震设防时, 或当柱底出现大偏心受压或偏心受拉时, 尚应按有关规定验算锚筋或者锚栓应力。

7.4.5 端承式及锚栓式钢管混凝土柱脚板下基础混凝土应符合下列公式规定:

$$N_l \leq \pi(D - 2t)(t + 3.5h)\beta_2 f_c \quad (7.4.5-1)$$

$$N_l = N \frac{A_s E_s}{A_s E_s + A_c E_c}, N_l \leq A_s f \quad (7.4.5-2)$$

式中: N_l ——正常使用状态下钢管承担的轴心压力设计值 (N);

N ——正常使用状态下钢管混凝土柱承担的轴心压力设计值 (N);

h ——柱脚板的厚度 (mm);

f_c ——基础混凝土轴心抗压强度设计值 (MPa);

β_2 ——基础混凝土局部受压强度提高系数, 近似取 $\beta_2 = 2$ 。

7.4.6 格构式结构的柱脚可采用锚栓式柱脚, 可采用固结 (图 7.4.6a) 或铰接 (图 7.4.6b) 的形式, 设计和构造应符合现行

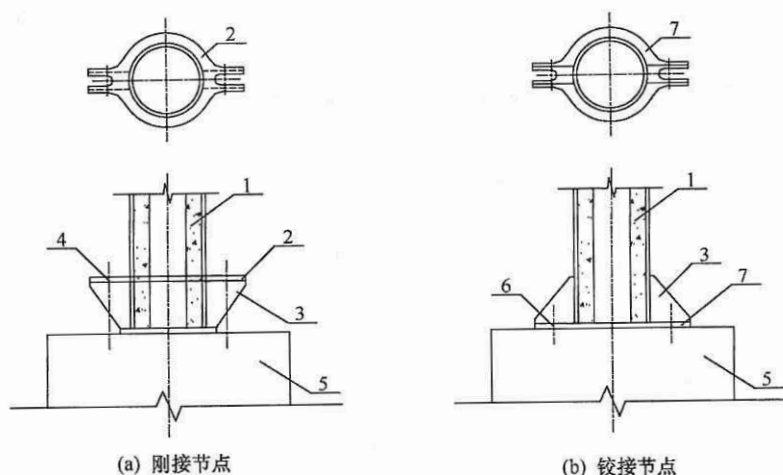


图 7.4.6 锚栓式柱脚

1—空心钢管混凝土柱; 2—加劲环板; 3—加劲肋; 4—锚栓; 5—基础;
6—地脚螺栓; 7—柱底板 (挡浆板)

国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中的相关规定。

7.4.7 空心钢管混凝土柱脚同基础相连时，底层 $1/3$ 以下空心部分宜填满混凝土，且计算时不宜考虑空心中填满混凝土部分的承载力。

8 防火设计

8.0.1 没有保护层时, 钢管混凝土构件的耐火时间可按本规范附录 E 计算得到, 也可按表 8.0.1 取值。

表 8.0.1 不同荷载比下钢管混凝土构件的耐火时间 t (min)

等效 外径 (mm)	荷载比 0.3				荷载比 0.4				荷载比 0.5			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	33	32	30	30	26	26	25	25	22	21	21	20
400	50	41	35	31	35	31	27	25	27	24	22	21
600	96	59	42	33	50	38	31	26	33	28	24	21
800	219	100	53	35	86	51	36	28	44	34	27	22
1000	>240	187	71	39	168	76	42	29	63	41	30	23
1200	>240	>240	104	43	>240	126	52	31	102	53	34	25
1400	>240	>240	159	48	>240	216	67	34	183	74	39	26
1600	>240	>240	>240	54	>240	>240	92	36	>240	111	45	27
1800	>240	>240	>240	62	>240	>240	130	39	>240	171	54	29
2000	>240	>240	>240	74	>240	>240	186	43	>240	>240	67	30
等效 外径 (mm)	荷载比 0.6				荷载比 0.7				荷载比 0.8			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	18	17	17	17	14	14	14	14	11	11	11	11
400	21	19	18	17	16	15	15	14	12	12	11	11
600	25	22	20	18	19	17	16	14	14	13	12	11
800	29	25	21	18	21	19	17	15	15	14	13	11
1000	35	28	23	19	24	20	18	15	16	15	13	12
1200	43	32	25	20	26	22	19	16	18	16	14	12
1400	57	37	27	20	30	24	20	16	19	17	15	12
1600	88	45	29	21	35	27	21	17	21	18	15	13
1800	166	55	32	22	44	29	22	17	23	19	16	13
2000	>240	70	36	23	61	33	24	18	26	20	17	13

注: 1 荷载比为构件设计值与构件承载力设计值之比;

2 空心率为 0 时, 是实心钢管混凝土构件;

3 等效外径对于圆形截面取钢管外径; 对于多边形截面, 按面积相等等效成圆形截面。

8.0.2 当防火材料为非膨胀型涂料时, 钢管混凝土构件保护层厚度可按本规范附录 E 计算得到, 也可按表 8.0.2-1、表 8.0.2-2 取值。

表 8.0.2-1 耐火等级为 2.5h (150min) 时非膨胀型
防火涂料厚度 d (mm) 取值

等效外径 (mm)	荷载比 0.3				荷载比 0.4				荷载比 0.5			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	7	7	7	8	9	9	10	10	11	12	12	12
400	4	5	6	7	6	7	9	10	9	10	11	12
600	1	3	5	7	4	6	7	9	7	8	10	11
800	0	1	4	6	1	4	6	8	5	7	9	11
1000	0	0	2	5	0	2	5	8	3	5	8	10
1200	0	0	1	5	0	0	4	7	1	3	7	10
1400	0	0	0	4	0	0	2	7	0	2	5	9
1600	0	0	0	3	0	0	1	6	0	1	4	9
1800	0	0	0	3	0	0	0	5	0	0	3	8
2000	0	0	0	2	0	0	0	5	0	0	2	8

等效外径 (mm)	荷载比 0.6				荷载比 0.7				荷载比 0.8			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	14	15	15	15	18	19	19	19	24	25	25	25
400	12	13	14	15	15	17	18	19	21	22	24	25
600	10	11	13	14	13	15	16	18	19	20	22	24
800	8	10	12	14	12	13	15	18	17	19	21	23
1000	6	8	11	13	10	12	14	17	15	17	20	23
1200	5	7	10	13	9	11	13	16	14	16	19	22
1400	3	6	9	12	8	10	12	16	13	15	18	21
1600	1	5	8	12	6	9	12	15	12	14	17	21
1800	0	3	7	11	5	8	11	15	10	13	16	20
2000	0	2	6	11	3	7	10	14	9	12	15	20

注: 1 等效外径对于圆形截面为钢管外径; 对于多边形截面, 按面积相等等效成圆形截面;

2 保护层导热系数 $\lambda = 0.116 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ 。

3 如果保护层厚度小于设计、施工或成品规定的最小厚度, 按后者取值。

表 8.0.2-2 耐火等级为 3h (180min) 时非膨胀型
防火涂料厚度 d (mm) 取值

等效外径 (mm)	荷载比 0.3				荷载比 0.4				荷载比 0.5			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	9	9	9	10	11	12	12	12	14	14	15	15
400	5	7	8	9	8	9	11	12	11	12	14	15
600	2	4	6	9	5	7	9	11	8	10	12	14
800	0	2	5	8	2	5	8	10	6	8	11	13
1000	0	0	3	7	0	3	6	10	4	6	9	13
1200	0	0	1	6	0	1	5	9	1	5	8	12
1400	0	0	0	5	0	0	3	8	0	3	7	11
1600	0	0	0	4	0	0	2	8	0	1	6	11
1800	0	0	0	4	0	0	1	7	0	0	4	10
2000	0	0	0	3	0	0	0	6	0	0	3	9
等效外径 (mm)	荷载比 0.6				荷载比 0.7				荷载比 0.8			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	17	18	18	18	22	23	23	23	29	30	31	30
400	14	16	17	18	19	20	22	23	26	27	29	30
600	12	14	16	18	16	18	20	22	23	25	27	29
800	10	12	14	17	14	16	19	21	21	23	25	28
1000	8	10	13	16	13	15	18	21	19	21	24	28
1200	6	9	12	16	11	13	16	20	17	20	23	27
1400	4	7	11	15	10	12	15	19	16	18	22	26
1600	2	6	10	14	8	11	14	19	14	17	21	25
1800	0	4	9	14	6	10	13	18	13	16	20	25
2000	0	3	8	13	4	9	12	17	11	15	19	24

注：1 等效外径对于圆形截面为钢管外径；对于多边形截面，按面积相等等效成圆形截面；

2 保护层导热系数 $\lambda = 0.116 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ 。

3 如果保护层厚度小于设计、施工或成品规定的最小厚度，按后者取值。

8.0.3 当保护层为水泥砂浆时，钢管混凝土保护层厚度可按本规范附录 E 计算得到，也可按表 8.0.3-1、表 8.0.3-2 取值。

表 8.0.3-1 耐火等级为 2.5h (150min) 时
水泥砂浆保护层厚度 d (mm) 取值

等效外径 (mm)	荷载比 0.3				荷载比 0.4				荷载比 0.5			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	29	30	31	32	37	39	40	41	47	49	51	51
400	16	22	27	31	26	31	36	40	37	42	46	50
600	5	12	21	29	16	23	31	38	28	35	41	48
800	0	4	15	26	6	15	26	35	19	28	37	46
1000	0	0	9	23	0	8	20	33	11	21	32	43
1200	0	0	4	20	0	2	15	30	4	14	27	41
1400	0	0	0	17	0	0	10	28	0	8	23	38
1600	0	0	0	14	0	0	5	25	0	3	19	36
1800	0	0	0	11	0	0	1	23	0	0	14	34
2000	0	0	0	8	0	0	0	20	0	0	10	32

等效外径 (mm)	荷载比 0.6				荷载比 0.7				荷载比 0.8			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	60	62	63	63	76	78	80	79	101	104	106	105
400	49	54	58	63	65	70	75	79	88	94	99	104
600	41	47	54	60	56	63	69	76	79	86	93	101
800	33	41	49	58	49	56	65	74	71	79	88	98
1000	26	35	45	56	43	51	60	71	65	73	83	95
1200	20	29	40	53	37	46	56	69	60	68	79	93
1400	13	24	37	51	32	41	52	67	55	63	75	90
1600	6	19	33	49	26	37	49	64	49	59	71	87
1800	0	14	29	46	19	33	46	62	44	55	68	85
2000	0	9	26	44	12	29	42	60	39	52	64	83

注：1 等效外径对于圆形截面为钢管外径；对于多边形截面，按面积相等等效成圆形截面。

2 如果保护层厚度小于设计、施工或成品规定的最小厚度，按后者取值。

表 8.0.3-2 耐火等级为 3h (180min) 时
水泥砂浆保护层厚度 d (mm) 取值

等效外径 (mm)	荷载比 0.3				荷载比 0.4				荷载比 0.5			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	36	38	39	40	47	48	50	51	59	61	62	63
400	21	27	33	39	33	39	45	50	46	52	57	62
600	7	17	27	36	21	30	38	47	35	43	51	59
800	0	6	19	33	9	20	32	44	25	35	45	56
1000	0	0	12	29	1	11	26	41	15	27	40	54
1200	0	0	6	26	0	3	20	38	6	19	34	51
1400	0	0	1	22	0	0	13	35	0	11	29	48
1600	0	0	0	19	0	0	8	32	0	5	24	45
1800	0	0	0	15	0	0	3	29	0	0	19	42
2000	0	0	0	12	0	0	0	26	0	0	13	39
等效外径 (mm)	荷载比 0.6				荷载比 0.7				荷载比 0.8			
	空心率				空心率				空心率			
	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75	0.00	0.25	0.50	0.75
200	73	75	77	77	93	95	97	97	123	127	129	127
400	61	66	72	77	80	85	91	96	107	114	120	126
600	50	58	66	74	69	77	85	93	96	104	113	123
800	41	50	60	71	61	69	79	90	87	96	107	119
1000	33	43	55	68	53	62	74	87	80	89	101	116
1200	25	37	50	65	47	56	69	84	73	83	96	113
1400	17	31	45	63	40	51	64	81	67	77	91	109
1600	8	24	41	60	33	46	60	79	61	72	87	106
1800	1	18	37	57	25	41	56	76	54	68	83	104
2000	0	12	32	55	16	36	52	74	48	64	79	101

注：1 等效外径对于圆形截面为钢管外径；对于多边形截面，按面积相等等效成圆形截面。

2 如果保护层厚度小于设计、施工或成品规定的最小厚度，按后者取值。

8.0.4 每个楼层的柱钢管壁均应设置直径不小于 12mm 的排气孔，其位置宜位于柱与楼板相交位置上方及下方 100mm 处，并应沿柱身反对称布设。

9 制作与施工

9.1 钢管的制作

9.1.1 钢管的制作、钢管焊缝的施工与检验应按设计文件的规定，并应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755和《钢结构焊接规范》GB 50661的相关规定。

9.1.2 钢管的制作应根据设计文件绘制钢结构施工详图，并按设计文件和施工详图的规定编制制作工艺文件，根据制作厂的生产条件和现场施工条件、运输要求、吊装能力和安装条件，确定钢管的分段或拼焊。

9.1.3 钢管段制作的容许偏差应符合表 9.1.3 的规定。

表 9.1.3 钢管段制作容许偏差

项 目	容许偏差 (mm)	
	空心钢管	实心钢管
端头直径 D 的偏差	$\pm 1.5D/1000$ 且 ± 5	$\pm 1.2D/1000$ 且 ± 3
弯曲矢高 (L 为构件长度)	$L/1500$ 且 ≤ 5	$L/1200$ 且 ≤ 8
长度偏差	$-5, 2$	± 3
端面倾斜	≤ 2 ($D \leq \phi 600$) ≤ 3 ($D > \phi 600$)	$D/1000$ 且 ≤ 1
钢管扭曲	3°	1°
椭圆度	$3D/1000$	

注：对接焊接连接时， D 为管端头的直径；法兰连接时， D 为连接孔中心的圆周直径。

9.1.4 钢管下料应根据工艺要求预留制作时的焊接收缩量 and 切

割、端铣等的加工余量。

9.1.5 对于大直径钢管，当采用直缝焊接钢管时，等径钢管相邻纵缝间距不宜少于 300mm，纵向焊缝沿圆周方向的数量不宜超过 2 道。相邻两节管段对接时，纵向焊缝应互相错开，间距不宜小于 300mm。

9.1.6 钢管的接长应采用对接熔透焊缝，焊缝质量等级加工厂制作应为一级；现场焊接不得低于二级。每个制作单元接头不宜超出一个，当钢管采用卷制方式加工成型时，可允许适当增加接头。钢管的接长最短拼接长度应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的规定。

9.1.7 钢管构件制作完成后，应按设计文件和现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定进行验收。

9.2 钢管的除锈、防腐涂装

9.2.1 钢管构件应根据设计文件要求选择除锈、防腐涂装工艺。当设计未提出具体内外表面处理办法时，内表面处理应无可见油污、无附着不牢的氧化皮、铁锈或污染物；外表面可根据涂料的除锈匹配要求，采用适当处理方法，涂装材料附着力应达到相关规定。

9.2.2 钢管构件防腐涂装可采用热镀锌、喷涂锌、喷刷涂料等方式。热镀锌、喷涂锌工艺顺序应安排在管内浇筑混凝土之前。

9.2.3 热镀锌涂装工艺应符合现行国家标准《金属覆盖层 钢铁制件热浸镀锌层 技术要求及试验方法》GB/T 13912 的规定。

9.2.4 喷涂锌防腐涂装可采用电弧喷锌或热喷锌等方式，应符合现行国家标准《热喷涂 金属和其他无机覆盖层 锌、铝及其合金》GB/T 9793、《热喷涂 热喷涂结构的质量要求》GB/T 19352 的规定。

9.2.5 涂料防腐涂装应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的规定。当设计文件无涂层厚度具体要求时，涂

层干漆膜总厚度室外构件可为 $150\mu\text{m}$ ，室内构件可为 $125\mu\text{m}$ 。

9.3 实心钢管混凝土浇筑与安装施工

9.3.1 钢管内的混凝土浇筑工作，应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的规定。管内混凝土可采用从管顶向下浇筑、从管底泵送顶升浇筑法或立式手工浇筑法。

9.3.2 钢管混凝土结构浇筑应符合下列规定：

- 1 宜采用自密实混凝土浇筑；
- 2 混凝土应采取减少收缩的技术措施；
- 3 钢管截面较小时，应在钢管壁适当位置留有足够的排气孔，排气孔孔径不应小于 20mm ；浇筑混凝土应加强排气孔观察，并应确认浆体流出和浇筑密实后再封堵排气孔；

- 4 当采用粗骨料粒径不大于 25mm 的高流态混凝土或粗骨料粒径不大于 20mm 的自密实混凝土时，混凝土最大倾落高度不宜大于 9m ；当倾落高度大于 9m 时，宜采用串筒、溜槽或溜管等辅助装置进行浇筑；

5 混凝土从管顶向下浇筑时应符合下列规定：

- 1) 浇筑应有足够的下料空间，并使混凝土充满整个钢管；
- 2) 输送管端内径或斗容器下料口内径应小于钢管内径，且每边应留有不小于 100mm 的间隙；
- 3) 应控制浇筑速度和单次下料量，并应分层浇筑至设计标高；
- 4) 混凝土浇筑完毕后应对管口进行临时封闭。

6 混凝土从管底顶升浇筑时应符合下列规定：

- 1) 应在钢管底部设置进料输送管，进料输送管应设止流阀门，止流阀门可在顶升浇筑的混凝土达到终凝后拆除；
- 2) 应合理选择混凝土顶升浇筑设备；应配备上下方通信联络工具，并应采取可有效控制混凝土顶升或停止的

措施;

3) 应控制混凝土顶升速度, 并应均衡浇筑至设计标高。

7 立式手工浇筑法应符合下列规定:

- 1) 当钢管直径大于 350mm 时, 可采用内部振动器(振捣棒或锅底形振动器等), 每次振捣时间宜在 15s~30s, 一次浇筑高度不宜大于 2m; 当钢管直径小于 350mm 时, 可采用附着在钢管上的外部振动器进行振捣, 外部振动器的位置应随混凝土的浇筑进展调整振捣;
- 2) 一次浇筑的高度不宜大于振动器的有效工作范围, 且不宜大于 2m。

9.3.3 自密实混凝土浇筑应符合下列规定:

1 应根据结构部位、结构形状、结构配筋等确定合适的浇筑方案;

2 自密实混凝土粗骨料最大粒径不宜大于 20mm;

3 浇筑应能使混凝土充填到钢筋、预埋件、预埋钢构周边及模板内各部位;

4 自密实混凝土浇筑布料点应结合拌合物特性选择适宜的间距, 必要时可通过试验确定混凝土布料点下料间距。

9.3.4 当混凝土浇筑到钢管顶端时, 可按下列施工方法选择其中一种方式:

1 使混凝土稍微溢出后, 再将留有排气孔的层间横隔板或封顶板紧压到管端, 随即进行点焊; 待混凝土达到设计强度的 50% 后, 再将横隔板或封顶板按设计要求补焊完成;

2 将混凝土浇灌到稍低于管口位置, 待混凝土达到设计强度的 50% 后, 再用相同等级的水泥砂浆补填至管口, 并按上述方法将横隔板或封顶板一次封焊到位。

9.3.5 管内混凝土的浇筑质量, 可采用敲击钢管的方法进行初步检查, 当有异常, 可采用超声波进行检测。对浇筑不密实的部位, 可采用钻孔压浆法进行补强, 然后将钻孔进行补焊封固。

9.3.6 当采用海砂配制混凝土用于实心钢管混凝土且全封闭时,其氯离子的含量可不经处理或不需达到重量比的要求。当采用再生骨料配制混凝土时,应采取措施减少混凝土的收缩量。海砂、再生、自密实混凝土的施工要求,尚应符合现行行业标准《海砂混凝土应用技术规范》JGJ 206、《再生骨料应用技术规程》JGJ/T 240 和《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283 的规定。

9.4 空心钢管混凝土构件制作

9.4.1 钢管混凝土结构中,混凝土严禁使用含氯化物类的外加剂。

9.4.2 混凝土的离心法成型工艺应符合现行国家标准《环形筋混凝土电杆》GB/T 4623 的规定。离心混凝土构件制作应采用钢模离心工艺。

9.4.3 构件经离心成型后,宜静停 1h 后进行蒸汽养护,养护升温、恒温和降温过程程序应合理安排。养护前应清除残留在管段外壁及端部的混凝土残留物。

构件经养护后,其同条件养护混凝土立方体抗压强度不应低于混凝土设计强度等级值的 70%。产品出厂时,同条件养护混凝土立方体抗压强度不应低于混凝土设计强度等级值。

9.4.4 钢管混凝土管段经离心成型后,其内表面混凝土不得有塌落,钢管内混凝土管壁厚度允许偏差为 (+8mm, -5mm)。养护完成后,混凝土不应有裂缝。

9.4.5 混凝土的强度等级应符合设计规定,混凝土的强度检验评定应按现行国家标准《混凝土强度检验评定标准》GB/T 50107 执行。用于检查混凝土强度的试件应随机抽取,试件的制作宜采用与生产过程相同的工艺方法,取样数量应符合下列规定:

1 同批构件拌制同一配合比的混凝土时,每工班取样不得少于一次。

2 同批构件拌制同一配合比的混凝土时,每拌制 100 盘且不超过 100m³,取样不少于一次。

3 每次取样应至少留一组标准养护试件,同条件养护试件应按实际需要确定。

9.4.6 构件制作完成后,应按设计文件和本规范的相关规定进行检验。构件的外观不得有严重缺陷和影响结构性能、安装、使用功能的尺寸偏差。对检验不合格的构件,应按技术处理方案进行处理,并重新进行检查验收。

9.4.7 构件应在明显部位标明生产单位、构件型号、生产日期和质量验收标志。

9.4.8 构件的堆放可由施工单位设计支点,复杂与重要构件需经设计单位确认。一般构件宜采用两支点堆放,支点位置为离杆端0.2倍构件长度处,长构件在场地条件较好时可采用三支点堆放。堆放场地应平整、坚实和排水良好,垫木支垫平稳、位置准确、保持在同一平面内,构件应按规格类别分开堆放,堆放构件层数一般不宜超过4层。

9.5 钢管混凝土结构的施工

9.5.1 钢管混凝土结构的施工单位应编制施工方案等技术文件。

9.5.2 构件吊装作业时,全过程应平稳进行,不得碰撞、歪扭、快起和急停。应控制吊装时的构件变形,吊点位置应根据构件本身的承载力与稳定性经验算后确定,在构件吊装就位后宜同步进行校正,应采取临时加固措施。

9.5.3 钢管柱安装允许偏差应符合表9.5.3的规定。

表 9.5.3 钢管柱安装允许偏差

项次	项 目	容 许 偏 差
1	立柱中心线与基础中心线	$\pm 5\text{mm}$
2	立柱顶面标高和设计标高	$\pm 10\text{mm}$, 中间层 $\pm 20\text{mm}$
3	立柱顶面平整度	5mm
4	立柱垂直度	长度的 $1/1000$, 最大不大于 15mm
5	各柱之间的距离	间距的 $\pm 1/1000$
6	各立柱上下两平面相应的对角线差	长度的 $1/1000$, 最大不大于 20mm

附录 A 各种截面的形常数

表 A 各种截面形常数

截面形式		截面面积	截面惯性矩	参数说明
圆形	钢管混凝土	$A_{sc} = \pi r^2$	$I_{sc} = \pi r^4 / 4$	r 为半径, t 为钢管厚度
	混凝土	$A_c = \pi(r-t)^2$	$I_c = \pi(r-t)^4 / 4$	
	钢管	$A_s = A_{sc} - A_c$	$I_s = I_{sc} - I_c$	
四边形	钢管混凝土	$A_{sc} = a^2$	$I_{sc} = a^4 / 12$	a 为边长, t 为钢管厚度
	混凝土	$A_c = (a-2t)^2$	$I_c = (a-2t)^4 / 12$	
	钢管	$A_s = A_{sc} - A_c$	$I_s = I_{sc} - I_c$	
八边形	钢管混凝土	$A_{sc} = 4.828a^2$	$I_{sc} = 1.855a^4$	a 为边长, t 为钢管厚度, $r = 1.207a$ 为形心 至边的垂直距离
	混凝土	$A_c = 3.314$ $(r-t)^2$	$I_c = 0.8738(r-t)^4$	
	钢管	$A_s = A_{sc} - A_c$	$I_s = I_{sc} - I_c$	
实心 椭圆	钢管混凝土	$A_{sc} = \pi ab$	$I_{scx} = \pi ab^3 / 4$ $I_{scy} = \pi ba^3 / 4$	a, b 分别为椭圆 半长轴和半短轴 长度, t 为钢管厚度
	混凝土	$A_c = \pi(a-t)$ $(b-t)$	$I_{cx} = \pi(a-t)(b-t)^3 / 4$ $I_{cy} = \pi(b-t)(a-t)^3 / 4$	
	钢管	$A_s = A_{sc} - A_c$	$I_{sx} = I_{scx} - I_{cx}$ $I_{sy} = I_{scy} - I_{cy}$	

注: 1 六边形截面根据等效圆截面原理计算: 已知边长 a 和钢管厚度 t , 则形心至边的垂直距离 $r = 2.514a$, 形心至钢材内壁的垂直距离 $r_1 = r - t$, 由此, 得等效圆截面的半径 $R = 2.53a$; 等效圆截面钢管的内半径 $R_{co} = 1.007(2.5137a - t)$, 等效圆截面钢管的厚度 $t = R - R_{co}$;

2 截面: 空心部分的半径 r_{ci} , 空心部分的面积 $A_h = \pi r_{ci}^2$, 空心部分的惯性矩 $I_h = \pi r_{ci}^4 / 4$, 由此可计算各种截面的混凝土部分的面积和惯性矩。

附录 B 钢管混凝土构件抗压强度设计值

B.0.1 钢管混凝土实心圆形和正十六边形截面的抗压强度设计值应按表 B.0.1 取值。

**表 B.0.1 钢管混凝土实心圆形和正十六边形截面的
抗压强度设计值 f_{sc} (N/mm^2)**

钢材	混凝土	含钢率 α								
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
Q235	C30	26.2	30.5	34.5	38.4	42.1	45.6	49.0	52.2	55.3
	C40	32.0	36.2	40.2	44.0	47.6	51.0	54.2	57.3	60.2
	C50	36.9	41.0	44.9	48.7	52.3	55.6	58.8	61.8	64.6
	C60	42.2	46.3	50.2	53.9	57.5	60.8	63.9	66.8	69.5
	C70	47.4	51.5	55.4	59.1	62.6	65.9	69.0	71.8	74.5
	C80	52.3	56.4	60.3	64.0	67.5	70.8	73.8	76.7	79.3
Q345	C30	30.2	36.2	41.8	47.1	52.1	56.8	61.2	65.2	69.0
	C40	36.0	41.8	47.4	52.5	57.3	61.8	65.9	69.7	73.1
	C50	40.8	46.6	52.1	57.2	61.9	66.2	70.2	73.8	77.0
	C60	46.1	51.9	57.3	62.3	67.0	71.2	75.1	78.6	81.7
	C70	51.3	57.0	62.4	67.4	72.0	76.2	80.0	83.4	86.4
	C80	56.2	62.0	67.3	72.3	76.8	81.0	84.7	88.1	91.0
Q390	C30	32.6	39.6	46.1	52.2	57.9	63.2	68.1	72.5	76.5
	C40	38.3	45.2	51.6	57.5	62.9	67.9	72.4	76.5	80.0
	C50	43.1	49.9	56.2	62.0	67.4	72.2	76.5	80.4	83.7
	C60	48.4	55.2	61.4	67.1	72.4	77.1	81.3	85.0	88.1
	C70	53.6	60.3	66.5	72.2	77.3	82.0	86.1	89.7	92.7
	C80	58.5	65.2	71.4	77.0	82.1	86.7	90.7	94.2	97.2

续表 B.0.1

钢材	混凝土	含钢率 α								
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
Q420	C30	34.1	41.7	48.9	55.5	61.7	67.3	72.4	77.1	81.2
	C40	39.8	47.3	54.3	60.7	66.5	71.8	76.5	80.7	84.3
	C50	44.6	52.0	58.9	65.2	70.8	75.9	80.5	84.4	87.8
	C60	49.9	57.3	64.1	70.2	75.8	80.8	85.1	88.9	92.0
	C70	55.1	62.4	69.1	75.2	80.7	85.6	89.8	93.5	96.5
	C80	60.0	67.3	74.0	80.1	85.5	90.3	94.5	98.0	100.9

B.0.2 钢管混凝土正八边形截面的抗压强度设计值应按表 B.0.2 取值。

表 B.0.2 钢管混凝土实心正八边形截面的
抗压强度设计值 f_{sc} (N/mm^2)

钢材	混凝土	含钢率 α								
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
Q235	C30	24.5	28.0	31.3	34.5	37.7	40.7	43.7	46.5	49.2
	C40	30.3	33.7	37.0	40.2	43.2	46.2	49.0	51.7	54.3
	C50	35.1	38.5	41.8	44.9	47.9	50.8	53.6	56.2	58.8
	C60	40.5	43.8	47.1	50.2	53.2	56.0	58.7	61.3	63.8
	C70	45.7	49.0	52.2	55.3	58.3	61.1	63.8	66.4	68.8
	C80	50.6	54.0	57.2	60.3	63.2	66.0	68.7	71.2	73.6
Q345	C30	27.7	32.7	37.4	41.9	46.2	50.4	54.3	58.1	61.7
	C40	33.5	38.3	43.0	47.4	51.5	55.5	59.2	62.7	66.0
	C50	38.3	43.1	47.7	52.0	56.1	60.0	63.6	67.0	70.1
	C60	43.6	48.4	52.9	57.2	61.2	65.0	68.6	71.9	74.9
	C70	48.8	53.6	58.1	62.3	66.3	70.0	73.5	76.8	79.7
	C80	53.8	58.5	63.0	67.2	71.2	74.9	78.3	81.5	84.4

续表 B.0.2

钢材	混凝土	含钢率 α								
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
Q390	C30	29.7	35.4	41.0	46.2	51.2	56.0	60.5	64.7	68.7
	C40	35.4	41.1	46.5	51.6	56.4	60.9	65.1	69.0	72.6
	C50	40.2	45.8	51.2	56.2	60.9	65.2	69.3	73.0	76.5
	C60	45.5	51.1	56.4	61.3	65.9	70.2	74.1	77.8	81.1
	C70	50.7	56.3	61.5	66.4	70.9	75.1	79.0	82.5	85.7
	C80	55.7	61.2	66.4	71.3	75.8	79.9	83.7	87.2	90.3
Q420	C30	30.9	37.3	43.3	49.0	54.5	59.6	64.4	69.0	73.2
	C40	36.6	42.9	48.7	54.3	59.5	64.3	68.8	72.9	76.7
	C50	41.4	47.6	53.4	58.8	63.9	68.6	72.9	76.8	80.4
	C60	46.7	52.9	58.6	63.9	68.9	73.5	77.7	81.5	84.9
	C70	51.9	58.0	63.7	69.0	73.9	78.4	82.5	86.2	89.4
	C80	56.9	62.9	68.6	73.9	78.7	83.1	87.1	90.8	94.0

B.0.3 钢管混凝土实心正方形截面的抗压强度设计值应按表 B.0.3 取值。

表 B.0.3 钢管混凝土实心正方形截面的
抗压强度设计值 f_{sc} (N/mm²)

钢材	混凝土	含钢率 α								
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
Q235	C30	24.0	27.2	30.3	33.2	36.1	38.9	41.6	44.2	46.7
	C40	29.8	32.9	36.0	38.9	41.7	44.4	46.9	49.4	51.7
	C50	34.6	37.7	40.7	43.6	46.4	49.0	51.5	53.9	56.2
	C60	39.9	43.1	46.0	48.9	51.6	54.2	56.7	59.0	61.2
	C70	45.1	48.2	51.2	54.0	56.8	59.3	61.8	64.1	66.2
	C80	50.1	53.2	56.2	59.0	61.7	64.2	66.6	68.9	71.0

续表 B.0.3

钢材	混凝土	含钢率 α								
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
Q345	C30	27.0	31.5	35.9	40.0	44.0	47.8	51.3	54.7	57.9
	C40	32.7	37.2	41.5	45.5	49.3	52.9	56.2	59.4	62.3
	C50	37.6	42.0	46.2	50.1	53.9	57.4	60.6	63.6	66.4
	C60	42.9	47.3	51.4	55.3	59.0	62.4	65.6	68.5	71.2
	C70	48.1	52.5	56.6	60.4	64.1	67.4	70.5	73.4	76.0
	C80	53.0	57.4	61.5	65.3	68.9	72.2	75.3	78.1	80.6
Q390	C30	28.8	34.1	39.2	44.0	48.6	52.9	56.9	60.7	64.3
	C40	34.5	39.8	44.7	49.3	53.7	57.8	61.5	65.0	68.2
	C50	39.3	44.5	49.4	53.9	58.2	62.1	65.7	69.0	72.0
	C60	44.6	49.8	54.6	59.1	63.3	67.1	70.6	73.8	76.6
	C70	49.8	54.9	59.7	64.2	68.3	72.0	75.5	78.5	81.3
	C80	54.8	59.9	64.6	69.0	73.1	76.8	80.2	83.2	85.9
Q420	C30	29.9	35.8	41.3	46.6	51.5	56.2	60.5	64.5	68.3
	C40	35.7	41.4	46.8	51.8	56.5	60.9	64.9	68.5	71.8
	C50	40.5	46.1	51.4	56.4	60.9	65.1	69.0	72.4	75.5
	C60	45.8	51.4	56.6	61.5	66.0	70.0	73.7	77.0	80.0
	C70	50.9	56.5	61.7	66.5	70.9	74.9	78.5	81.7	84.5
	C80	55.9	61.5	66.6	71.4	75.7	79.7	83.2	86.3	89.0

B.0.4 钢管混凝土空心圆形和正十六边形截面的抗压强度设计值应按表 B.0.4 取值。

**表 B.0.4 钢管混凝土空心圆形和正十六边形截面的
抗压强度设计值 f_{sc} (N/mm²)**

钢材	混凝土	含钢率 α													
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2	0.22	0.24	0.26	0.28	
Q235	C30	24.5	27.1	29.7	32.2	34.6	37.0	39.3	41.5	43.7	45.9	47.9	49.9	51.9	
	C40	30.9	33.5	36.0	38.5	40.9	43.2	45.5	47.7	49.8	51.9	53.9	55.8	57.7	

续表 B.0.4

钢材	混凝土	含钢率 α													
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2	0.22	0.24	0.26	0.28	
Q235	C50	36.2	38.8	41.3	43.8	46.2	48.5	50.7	52.9	55.0	57.1	59.0	60.9	62.8	
	C60	42.1	44.7	47.2	49.6	52.0	54.3	56.5	58.7	60.8	62.8	64.7	66.6	68.4	
	C70	47.8	50.4	52.9	55.3	57.7	60.0	62.2	64.4	66.4	68.4	70.3	72.2	74.0	
	C80	53.3	55.8	58.4	60.8	63.2	65.4	67.6	69.8	71.8	73.8	75.7	77.6	79.3	
Q345	C30	26.9	30.7	34.3	37.9	41.3	44.6	47.7	50.8	53.7	56.5	59.2	61.8	64.3	
	C40	33.3	37.1	40.7	44.1	47.5	50.7	53.8	56.7	59.6	62.3	64.8	67.3	69.6	
	C50	38.6	42.4	45.9	49.4	52.7	55.9	58.9	61.8	64.6	67.3	69.8	72.1	74.4	
	C60	44.5	48.2	51.8	55.2	58.5	61.6	64.7	67.5	70.3	72.9	75.3	77.6	79.8	
	C70	50.2	53.9	57.5	60.9	64.2	67.3	70.3	73.1	75.8	78.4	80.8	83.1	85.2	
	C80	55.7	59.4	62.9	66.3	69.6	72.7	75.7	78.5	81.2	83.7	86.1	88.4	90.5	
Q390	C30	28.4	32.8	37.1	41.2	45.2	49.0	52.7	56.1	59.5	62.7	65.7	68.5	71.2	
	C40	34.8	39.2	43.4	47.5	51.3	55.0	58.6	61.9	65.1	68.2	71.0	73.7	76.2	
	C50	40.1	44.5	48.7	52.7	56.5	60.2	63.7	67.0	70.1	73.0	75.8	78.4	80.8	
	C60	45.9	50.3	54.5	58.5	62.3	65.9	69.4	72.6	75.7	78.5	81.2	83.7	86.1	
	C70	51.7	56.0	60.2	64.2	68.0	71.5	75.0	78.2	81.2	84.0	86.7	89.1	91.4	
	C80	57.1	61.5	65.6	69.6	73.4	76.9	80.3	83.5	86.5	89.3	91.9	94.3	96.6	
Q420	C30	29.4	34.2	38.9	43.4	47.7	51.9	55.8	59.6	63.2	66.5	69.7	72.8	75.6	
	C40	35.7	40.6	45.2	49.6	53.8	57.8	61.7	65.3	68.7	71.9	74.9	77.7	80.3	
	C50	41.0	45.8	50.4	54.8	59.0	63.0	66.7	70.2	73.6	76.7	79.6	82.3	84.7	
	C60	46.9	51.7	56.3	60.6	64.7	68.7	72.4	75.8	79.1	82.1	85.0	87.6	89.9	
	C70	52.6	57.4	61.9	66.3	70.4	74.3	77.9	81.4	84.6	87.6	90.3	92.9	95.2	
	C80	58.1	62.8	67.4	71.7	75.8	79.6	83.3	86.7	89.9	92.8	95.5	98.0	100.3	

B.0.5 钢管混凝土空心正八边形截面的抗压强度设计值应按表 B.0.5 取值。

**表 B.0.5 钢管混凝土空心正八边形截面的
抗压强度设计值 f_{sc} (N/mm²)**

钢材	混凝土	含钢率 α													
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2	0.22	0.24	0.26	0.28	
Q235	C30	22.0	23.4	24.8	26.2	27.6	29.0	30.3	31.7	33.0	34.3	35.6	36.8	38.1	
	C40	28.4	29.8	31.2	32.6	34.0	35.3	36.7	38.0	39.3	40.6	41.8	43.1	44.3	
	C50	33.7	35.1	36.5	37.9	39.3	40.6	42.0	43.3	44.6	45.8	47.1	48.3	49.5	
	C60	39.6	41.0	42.4	43.8	45.1	46.5	47.8	49.1	50.4	51.6	52.9	54.1	55.3	
	C70	45.3	46.7	48.1	49.5	50.9	52.2	53.5	54.8	56.1	57.3	58.6	59.8	61.0	
	C80	50.8	52.2	53.6	55.0	56.3	57.7	59.0	60.3	61.5	62.8	64.0	65.2	66.4	
Q345	C30	23.3	25.4	27.4	29.4	31.4	33.4	35.3	37.2	39.0	40.8	42.6	44.4	46.1	
	C40	29.7	31.8	33.8	35.8	37.8	39.7	41.6	43.4	45.2	47.0	48.7	50.4	52.1	
	C50	35.0	37.1	39.1	41.1	43.0	45.0	46.8	48.7	50.4	52.2	53.9	55.6	57.2	
	C60	40.9	43.0	45.0	46.9	48.9	50.8	52.6	54.5	56.2	58.0	59.7	61.3	62.9	
	C70	46.6	48.7	50.7	52.7	54.6	56.5	58.3	60.1	61.9	63.6	65.3	67.0	68.6	
	C80	52.1	54.1	56.2	58.1	60.0	61.9	63.8	65.6	67.3	69.1	70.7	72.4	74.0	
Q390	C30	24.1	26.6	29.0	31.4	33.7	36.0	38.2	40.4	42.6	44.7	46.8	48.8	50.8	
	C40	30.5	32.9	35.3	37.7	40.0	42.3	44.5	46.6	48.7	50.8	52.8	54.8	56.7	
	C50	35.8	38.3	40.7	43.0	45.3	47.5	49.7	51.8	53.9	55.9	57.9	59.9	61.7	
	C60	41.7	44.1	46.5	48.8	51.1	53.3	55.5	57.6	59.7	61.7	63.6	65.5	67.4	
	C70	47.4	49.9	52.2	54.5	56.8	59.0	61.2	63.3	65.3	67.3	69.3	71.1	73.0	
	C80	52.9	55.3	57.7	60.0	62.3	64.5	66.6	68.7	70.7	72.7	74.7	76.5	78.3	
Q420	C30	24.6	27.3	30.0	32.6	35.2	37.7	40.1	42.5	44.9	47.2	49.5	51.7	53.8	
	C40	31.0	33.7	36.4	38.9	41.5	43.9	46.3	48.7	51.0	53.2	55.4	57.5	59.6	
	C50	36.3	39.0	41.7	44.2	46.7	49.2	51.6	53.9	56.2	58.4	60.5	62.6	64.6	
	C60	42.2	44.9	47.5	50.1	52.6	55.0	57.3	59.7	61.9	64.1	66.2	68.2	70.2	
	C70	47.9	50.6	53.2	55.8	58.3	60.7	63.0	65.3	67.5	69.7	71.8	73.8	75.8	
	C80	53.4	56.1	58.7	61.2	63.7	66.1	68.4	70.7	72.9	75.1	77.2	79.2	81.1	

B.0.6 钢管混凝土空心正方形截面的抗压强度设计值应按表 B.0.6 取值。

**表 B.0.6 钢管混凝土空心正方形截面的
抗压强度设计值 f_{sc} (N/mm²)**

钢材	混凝土	含钢率 α													
		0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2	0.22	0.24	0.26	0.28	
Q235	C30	21.1	22.1	23.1	24.1	25.1	26.0	27.0	27.9	28.9	29.8	30.7	31.6	32.5	
	C40	27.5	28.5	29.5	30.5	31.4	32.4	33.4	34.3	35.2	36.1	37.1	38.0	38.8	
	C50	32.8	33.8	34.8	35.8	36.8	37.7	38.7	39.6	40.5	41.4	42.3	43.2	44.	
	C60	38.7	39.7	40.7	41.7	42.6	43.6	44.5	45.5	46.4	47.3	48.2	49.1	49.9	
	C70	44.4	45.4	46.4	47.4	48.4	49.3	50.3	51.2	52.1	53.0	53.9	54.8	55.6	
	C80	49.9	50.9	51.9	52.9	53.8	54.8	55.7	56.6	57.6	58.5	59.3	60.2	61.1	
Q345	C30	22.0	23.5	24.9	26.4	27.8	29.1	30.5	31.9	33.2	34.5	35.8	37.1	38.3	
	C40	28.4	29.9	31.3	32.7	34.1	35.5	36.8	38.2	39.5	40.8	42.1	43.3	44.5	
	C50	33.8	35.2	36.6	38.1	39.4	40.8	42.1	43.5	44.8	46.1	47.3	48.5	49.8	
	C60	39.6	41.1	42.5	43.9	45.3	46.7	48.0	49.3	50.6	51.9	53.1	54.3	55.6	
	C70	45.4	46.8	48.2	49.6	51.0	52.4	53.7	55.0	56.3	57.6	58.8	60.0	61.2	
	C80	50.8	52.3	53.7	55.1	56.5	57.8	59.2	60.5	61.7	63.0	64.2	65.5	66.7	
Q390	C30	22.6	24.3	26.0	27.7	29.4	31.0	32.6	34.2	35.8	37.3	38.8	40.3	41.7	
	C40	29.0	30.7	32.4	34.1	35.7	37.3	38.9	40.5	42.0	43.5	45.0	46.5	47.9	
	C50	34.3	36.0	37.7	39.4	41.0	42.6	44.2	45.8	47.3	48.8	50.2	51.7	53.1	
	C60	40.2	41.9	43.6	45.2	46.9	48.5	50.0	51.6	53.1	54.6	56.0	57.4	58.8	
	C70	45.9	47.6	49.3	51.0	52.6	54.2	55.8	57.3	58.8	60.3	61.7	63.1	64.5	
	C80	51.4	53.1	54.8	56.4	58.1	59.6	61.2	62.7	64.2	65.7	67.1	68.5	69.9	
Q420	C30	23.0	24.9	26.7	28.6	30.4	32.2	34.0	35.7	37.4	39.1	40.7	42.4	43.9	
	C40	29.4	31.3	33.1	35.0	36.8	38.5	40.3	42.0	43.7	45.3	46.9	48.5	50.0	
	C50	34.7	36.6	38.4	40.3	42.1	43.8	45.5	47.2	48.9	50.5	52.1	53.7	55.2	
	C60	40.5	42.4	44.3	46.1	47.9	49.7	51.4	53.1	54.7	56.3	57.9	59.4	60.9	
	C70	46.3	48.2	50.0	51.8	53.6	55.4	57.1	58.8	60.4	62.0	63.6	65.1	66.6	
	C80	51.7	53.6	55.5	57.3	59.1	60.8	62.5	64.2	65.8	67.4	69.0	70.5	72.0	

附录 C 钢梁-钢管混凝土柱外加 强环连接节点设计

C.0.1 外加强环宜采用下列两种形式 (图 C.0.1):

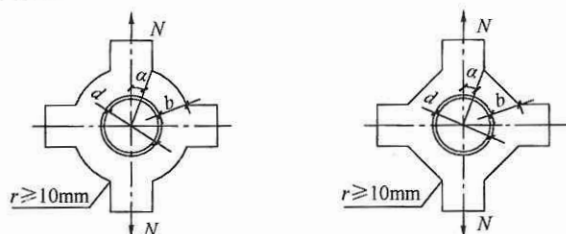


图 C.0.1 加强环常用的类型

C.0.2 加强环板承受的轴力 N 和弯矩 M , 应按下列公式计算:

$$N = \frac{M}{h} + N_b \quad (\text{C.0.2-1})$$

$$M = M_c - \frac{Vd}{3} \geq 0.7M_c \quad (\text{C.0.2-2})$$

式中: N_b ——梁的轴心力对一个环板产生的拉力 (N);

M_c ——柱轴线处的梁支座弯矩设计值 (N·mm);

V ——对应于柱轴线处 M_c 的梁端剪力 (N);

h ——梁端的截面高度 (mm);

d ——柱的直径 (mm)。

C.0.3 加强环板的控制宽度 b 和厚度 t_1 应按下列方法计算:

1 连接钢梁的加强环的厚度, 应根据梁翼缘板所承受的轴心拉力 N 按下式计算确定:

$$t_1 \geq \frac{N}{b_s f} \quad (\text{C.0.3-1})$$

式中: t_1 ——加强环板的厚度 (mm);

b_s ——加强环板的宽度（工字钢翼缘宽度）（mm）。

2 加强环板的控制截面的宽度 b ，应按下列公式计算：

$$b \geq \frac{F_1(\alpha)N}{t_1 f_1} - \frac{F_2(\alpha)b_e t f}{t_1 f_1} \quad (\text{C. 0. 3-2})$$

$$F_1(\alpha) = \frac{0.93}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (\text{C. 0. 3-3})$$

$$F_2(\alpha) = \frac{1.74 \sin \alpha}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (\text{C. 0. 3-4})$$

$$b_e = \left(0.63 + \frac{0.88b_s}{d}\right) \sqrt{dt} + t_1 \quad (\text{C. 0. 3-5})$$

式中： α ——拉力 N 作用方向与计算截面的夹角；

t ——主柱钢管的壁厚（mm）；

d ——主柱钢管的外直径（mm）；

f ——主柱钢管的抗拉强度设计值（MPa）；

f_1 ——加强环板的抗拉强度设计值（MPa）；

b_e ——主柱钢管管壁参与加强环受力的有效宽度（mm）

（图 C. 0. 3）。

3 加强环板除满足计算规定外，尚应符合下列公式规定：

$$0.25 \leq \frac{b_e}{d} \leq 0.75 \quad (\text{C. 0. 3-6})$$

$$0.10 \leq \frac{b}{d} \leq 0.35 \quad (\text{C. 0. 3-7})$$

$$\frac{b}{t_1} \leq 10 \quad (\text{C. 0. 3-8})$$

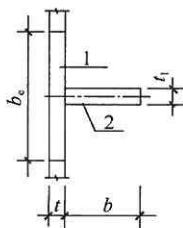


图 C. 0. 3 柱管壁有

效宽度图

1—主柱管壁；

2—加强环板

C. 0. 4 短梁（牛腿）的腹板，应按下列公式验算短梁腹板处管壁的剪应力（图 C. 0. 4）：

$$\tau = \frac{0.6V_{\max}}{l_w t} \lg \frac{2r_{co}}{b_j} \leq f_v \quad (\text{C. 0. 4-1})$$

$$b_j = t_w + 1.4h_t \quad (\text{C. 0. 4-2})$$

式中: V_{\max} ——梁端的最大剪力设计值 (N);

l_w ——角焊缝长度 (mm);

r_{co} ——钢管的内半径 (mm);

b_j ——角焊缝所包的宽度 (mm);

h_f ——角焊缝的焊脚尺寸 (mm);

t_w ——腹板的厚度 (mm);

f_v ——钢材的抗剪强度设计值 (MPa)。

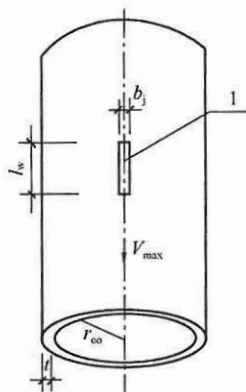


图 C.0.4 管壁应力计算简图

1—角焊缝

附录 D 钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的 环梁节点配筋计算方法

D.0.1 当环梁（图 D.0.1-1）上部环向钢筋的直径相同、水平间距相等时，环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积应符合下列规定：

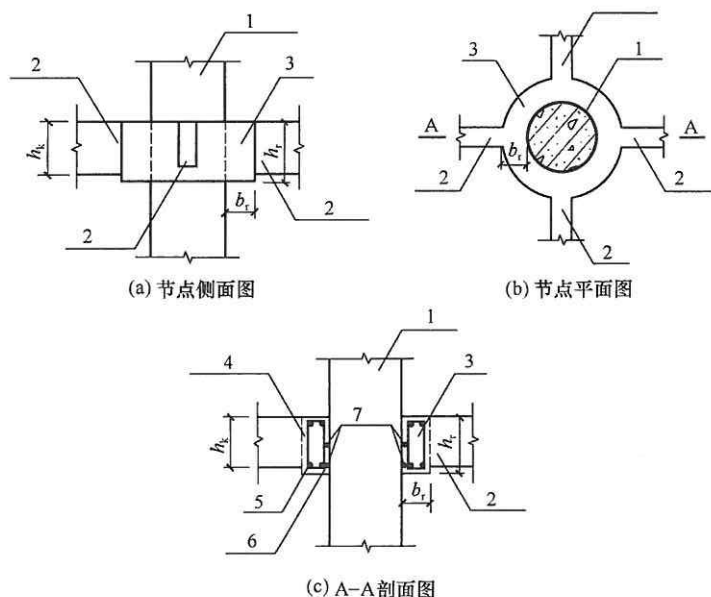


图 D.0.1-1 RC 梁-圆钢管混凝土柱节点简图

1—钢管混凝土柱；2—RC 框架梁；3—环梁；4—环梁箍筋；
5—外环钢筋；6—内环钢筋；7—抗剪环

1 不考虑楼板的有利作用时，应按下列公式要求：

$$\lambda \geq \frac{2\sin \theta_2}{7\sin \theta_1} \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp}f_{yh}l_r \left\{ \frac{5}{7}\sin\theta_2 + \lambda\sin\theta_2 + \lambda\frac{R-r}{l_r}[\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (D.0.1-2)$$

2 考虑楼板的有利作用时, 应按下列公式验算:

$$\lambda \geq \frac{2\beta_1\sin\theta_2}{7\beta_2\sin\theta_1} \quad (D.0.1-3)$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp}f_{yh}l_r \left\{ \frac{5}{7\beta_2}\sin\theta_2 + \frac{\lambda}{\beta_1}\sin\theta_2 + \lambda\frac{R-r}{\beta_3l_r}[\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (D.0.1-4)$$

$$\theta_1 = \arcsin[b_k/(2R)] \quad (D.0.1-5)$$

$$\theta_2 = \pi/4 + \arcsin\left[\frac{r}{R}\sin(\theta_1 - \pi/4)\right] \quad (D.0.1-6)$$

$$\alpha_0 = \min\left\{\frac{\sqrt{3}h_r}{3R}, \arccos\frac{r}{R} - \theta_2, \pi/4 - \theta_2\right\} \quad (D.0.1-7)$$

在负弯矩作用下, β_1 取 0.5, β_2 取 0.65, β_3 取 0.6; 正弯矩作用下取 $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 1.0$ 。 θ_1 、 θ_2 、 α_0 、 R 、 r 等参数几何含义应按图 D.0.1-2 执行。

3 环梁箍筋单肢面积应按下列公式计算:

$$A_{sv} = 0.7f_{yh}A_{sh}\lambda\gamma_H/(\alpha_v f_{yv}) \quad (D.0.1-8)$$

式中: λ ——剪环比, 为环梁箍筋名义拉力与环梁受拉环筋名义拉力的比值, $\lambda = F_v/F_h$, 可取 0.35~0.7, 不考虑楼板的作用时取较高值, 考虑楼板的作用时取较低值;

F_h ——受拉环筋的名义拉力 (N), $F_h = 0.7f_{yh}A_{sh}$;

f_{yh} ——环向钢筋抗拉强度设计值 (MPa);

A_{sh} ——环向钢筋的截面面积 (mm²);

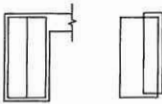
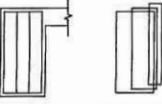
F_v ——环梁箍筋的名义拉力 (N), $F_v = \alpha_v A_{sv} f_{yv} / \gamma_H$;

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值 (MPa);

γ_H ——箍筋间夹角 (弧度), $\gamma_H = S/(r + b_h/2)$;

S ——环梁中线处箍筋间距 (mm);

续表 D.0.1

箍筋形式	图 例	α_v
2		2.00
3		3.00

D.0.2 当环梁环向钢筋的强度等级与框架梁相同, 环向钢筋直径相同、水平间距相等, 环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积可按下列公式计算:

1 不考虑楼板作用

$$A_{sh} = 0.86A_{sk} \quad (D.0.2-1)$$

$$A_{sv} = 0.36f_yA_{sk}\gamma_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (D.0.2-2)$$

2 考虑楼板作用

$$A_{sh} = 0.7A_{sk} \quad (D.0.2-3)$$

$$A_{sv} = 0.19f_yA_{sk}\gamma_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (D.0.2-4)$$

式中: A_{sk} —— 框架梁梁端受拉钢筋面积 (mm^2);

f_y —— 环梁环向钢筋的受拉强度设计值 (MPa);

A_{sv} —— 环梁箍筋单肢箍面积 (mm^2);

f_{yv} —— 箍筋的抗拉强度设计值 (MPa);

γ_H —— 箍筋间夹角 (弧度), 应按本规范第 D.0.1 条计算;

α_v —— 闭合箍筋计算系数, 应按本规范表 D.0.1 取值。

D.0.3 当采用钢筋混凝土无梁楼盖时, 楼盖与圆钢管混凝土柱的环梁节点中, 环梁环筋面积应按下列公式计算:

$$A_{sh} = 1.15A_{sk} \quad (D.0.3-1)$$

环梁箍筋单肢面积应按下列公式计算:

$$A_{sv} = 0.14 f_{yh} A_{sk} \gamma_H / (f_{yv} \alpha_v) \quad (\text{D. 0. 3-2})$$

式中: A_{sk} ——钢管混凝土柱范围内受拉板筋的面积 (mm^2);

f_{yh} ——环梁环向钢筋的受拉强度设计值 (MPa);

A_{sv} ——环梁箍筋单肢箍面积 (mm^2);

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值 (MPa);

γ_H ——箍筋间夹角 (弧度), 应按本规范第 D. 0. 1 条计算;

α_v ——闭合箍筋计算系数, 应按本规范表 D. 0. 1 取值。

附录 E 钢管混凝土构件防火计算方法

E.0.1 火灾标准升温曲线应按下列式计算:

$$T_f = 345 \log(8t + 1) + T_0 \quad (\text{E.0.1})$$

式中: t ——时间 (min);

T_f ——火灾温度 (°C);

T_0 ——初始环境温度, 取 20°C。

E.0.2 高温下材料的力学特性和热工参数应符合下列规定:

1 高温下钢材的抗压强度设计值应按下列式计算:

$$f^T = f \times e^{-\left(\frac{T-20}{538}\right)^{2.5}}, 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{E.0.2-1})$$

式中: f ——常温下的钢材强度设计值 (MPa);

T ——钢材的温度 (°C);

e ——自然对数底, $e=2.71828$ 。

2 高温下钢材的弹性模量应按下列式计算:

$$E_s^T = E_s e^{-\left(\frac{T-20}{652}\right)^3}, 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{E.0.2-2})$$

式中: E_s ——常温下钢材的弹性模量 (MPa);

T ——钢材的温度 (°C);

3 高温下混凝土的抗压强度设计值应按下列式计算:

$$f_c^T = f_c \times e^{-\left(\frac{T-20}{622}\right)^{2.5}}, 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{E.0.2-3})$$

式中: f_c ——常温下的混凝土强度设计值 (MPa);

T ——混凝土的温度 (°C)。

4 高温下混凝土弹性模量应按下列式计算:

$$E_c^T = E_c e^{-\frac{T-20}{399}}, 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{E.0.2-4})$$

式中: E_c ——常温下的混凝土弹性模量 (MPa);

T ——混凝土的温度 (°C)。

5 钢管的热工参数取值应符合下列规定:

1) 钢材的密度: $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$

2) 钢材导热系数应按下式计算:

$$k_s = \begin{cases} -0.022T + 48 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2 & T > 900^\circ\text{C} \end{cases} [\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})]$$

(E. 0. 2-5)

3) 钢材的比热容应按下式计算:

$$c_s = \begin{cases} 0.510T + 420.38 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 650^\circ\text{C} \\ 8.662T - 4878.98 & 650^\circ\text{C} < T \leq 725^\circ\text{C} \\ -10.955T + 9343.95 & 725^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ 579.617 & T > 800^\circ\text{C} \end{cases} [\text{J}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})]$$

(E. 0. 2-6)

4) 钢材的热膨胀系数应按下式计算:

$$\alpha_s = \begin{cases} (0.004T + 12) \times 10^{-6} [\text{m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})] & 0^\circ\text{C} \leq T < 1000^\circ\text{C} \\ 16 \times 10^{-6} [\text{m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})] & T \geq 1000^\circ\text{C} \end{cases}$$

(E. 0. 2-7)

6 混凝土的热工参数取值应符合下列规定:

1) 混凝土的密度: $\rho_c = 2350 \text{ kg}/\text{m}^3$

2) 混凝土的导热系数:

$$k_c = \begin{cases} 1.355 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 293^\circ\text{C} \\ 1.716 - 0.0012T & T > 293^\circ\text{C} \end{cases} [\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})]$$

(E. 0. 2-8)

3) 混凝土的比热容:

$$c_c = \begin{cases} 1091.91 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ 75.106T - 28950.64 & 400^\circ\text{C} < T \leq 410^\circ\text{C} \\ -21.460T + 10641.15 & 410^\circ\text{C} < T \leq 445^\circ\text{C} \\ 1091.91 & 445^\circ\text{C} < T \leq 500^\circ\text{C} \\ 6.821T - 2318.64 & 500^\circ\text{C} < T \leq 635^\circ\text{C} \\ 70.787T - 42937.13 & 635^\circ\text{C} < T \leq 715^\circ\text{C} \\ -94.055T + 74924.86 & 715^\circ\text{C} < T \leq 785^\circ\text{C} \\ 1091.914 & T > 785^\circ\text{C} \end{cases} [\text{J}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})]$$

(E. 0. 2-9)

4) 混凝土的热膨胀系数:

$$\alpha_c = (0.008T + 6) \times 10^{-6} [\text{m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})] \quad (\text{E. 0. 2-10})$$

E. 0. 3 标准升温曲线下构件的温度场计算应符合下列规定:

1 钢管的温度 T_s 应按下列公式计算:

$$T_s = A \left[1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{t}{B} \right)^C} \right] + 20 \quad (\text{E. 0. 3-1})$$

$$A = 1200 \quad (\text{E. 0. 3-2})$$

$$B = 20.22 + 0.51\bar{d}_s \quad (\text{E. 0. 3-3})$$

$$C = 0.996 + 0.014\bar{d}_s \quad (\text{E. 0. 3-4})$$

$$\bar{d}_s = \sqrt{\frac{A_c + A_k + A_s}{\pi}} - \sqrt{\frac{A_c + A_k}{\pi}} \quad (\text{E. 0. 3-5})$$

式中: t ——时间 (min);

T_s ——钢管的温度 ($^\circ\text{C}$);

\bar{d}_s ——钢管的等效厚度 (mm), 根据面积等效成圆形的厚度。

2 混凝土的平均温度 \bar{T}_c 应按下列公式计算:

$$\bar{T}_c = \frac{2}{1 + \sqrt{\phi}} \times A \left[1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{t}{B} \right)^C} \right] + 20 \quad (\text{E. 0. 3-6})$$

$$A = 120 + 1080e^{-0.00447L_e} \quad (\text{E. 0. 3-7})$$

$$B = 20.22 + 0.51\bar{d}_s + 1.8L_e (L_e^2 \times 10^{-6} - 0.00146L_e + 0.64) \quad (\text{E. 0. 3-8})$$

$$C = 0.996 + 0.014\bar{d}_s \quad (\text{E. 0. 3-9})$$

$$L_e = \sqrt{\frac{A_c + A_k}{\pi}} - \sqrt{\frac{A_k}{\pi}} \quad (\text{E. 0. 3-10})$$

式中: t ——时间 (min);

\bar{T}_c ——混凝土的平均温度 ($^\circ\text{C}$);

L_e ——混凝土的等效厚度 (mm), 根据面积等效成圆形的厚度;

ϕ ——空心率。

E.0.4 标准火灾升温曲线下构件的抗压承载力应符合下列规定：

1 火灾下构件的抗压强度设计值 f_{sc}^T 应按下列公式计算：

$$f_{sc}^T = k_{sc}^T f_{sc} \quad (\text{E.0.4-1})$$

$$k_{sc}^T = \frac{A_c \bar{f}_c^T + A_s f^T}{A_c f_c + A_s f} \quad (\text{E.0.4-2})$$

$$\bar{f}_c^T = f_c \times \begin{cases} 1 - \frac{\bar{T}_c - 20}{918}, & 20 < \bar{T}_c \leq 938 \\ 0, & \bar{T}_c > 938 \end{cases} \quad (\text{E.0.4-3})$$

式中： f_{sc} ——常温下钢管混凝土构件的抗压强度设计值，应按本规范公式 (5.1.2-2) 计算 (MPa)；

k_{sc}^T ——高温下的强度折减系数；

A_s 、 A_c ——钢管、管内混凝土的面积 (mm^2)；

f^T —— t 时刻高温下钢管的抗压强度设计值，应按本规范公式 (E.0.2-1) 计算，其中温度应按本规范公式 (E.0.3-1) 计算 (MPa)；

\bar{f}_c^T —— t 时刻高温下混凝土的平均抗压强度设计值 (MPa)；

\bar{T}_c ——混凝土的平均温度，应按本规范公式 (E.0.3-6) 计算 ($^{\circ}\text{C}$)。

2 火灾下构件的强度承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_0^T = f_{sc}^T A_{sc} \quad (\text{E.0.4-4})$$

3 火灾下构件的稳定承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u^T = \varphi_T N_0^T \quad (\text{E.0.4-5})$$

$$\varphi_T = \frac{1}{2(\bar{\lambda}_{sc}^T)^2} [(\bar{\lambda}_{sc}^T)^2 + 0.25\bar{\lambda}_{sc}^T + 1 - \sqrt{[(\bar{\lambda}_{sc}^T)^2 + 0.25\bar{\lambda}_{sc}^T + 1]^2 - 4(\bar{\lambda}_{sc}^T)^2}] \quad (\text{E.0.4-6})$$

$$E_{sc}^T = (\bar{E}_c^T I_c + E_s^T I_s) / I_{sc} \quad (\text{E.0.4-7})$$

$$\bar{E}_c^T = E_c e^{\frac{\bar{T}_c - 20}{211}} \quad (\text{E.0.4-8})$$

式中: N_u^T —— t 时刻, 钢管混凝土构件的稳定承载力 (N);

N_0^T —— t 时刻, 钢管混凝土构件的强度承载力 (N);

φ_T —— t 时刻, 钢管混凝土构件高温下的稳定系数;

$\bar{\lambda}_{sc}^T$ —— 高温下的正则长细比, $\bar{\lambda}_{sc}^T = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}^T}{E_s^T}}$;

λ_{sc} —— 构件的长细比;

f_{sc}^T —— t 时刻, 钢管混凝土构件的抗压强度设计值, 应按本规范公式 (E. 0. 4-1) 计算 (MPa);

A_{sc} —— 钢管混凝土构件的截面积, 等于钢管和混凝土截面面积之和 (mm^2);

E_{sc}^T —— t 时刻, 钢管混凝土构件的弹性模量 (MPa);

E_s^T —— t 时刻, 高温下钢材弹性模量 (MPa); 应按本规范公式 (E. 0. 2-2) 计算, 其中温度应按本规范公式 (E. 0. 3-1) 计算;

\bar{E}_c^T —— t 时刻, 高温下混凝土的平均弹性模量, 考虑温度的不均匀性 (MPa);

\bar{T}_c —— 混凝土的平均温度, 应按本规范公式 (E. 0. 3-6) 计算 ($^{\circ}\text{C}$)。

4 火灾下构件的承载力应符合下式规定:

$$N^T \leq N_u^T \quad (\text{E. 0. 4-9})$$

式中: N^T —— 火灾下作用于构件的压力设计值;

N_u^T —— 火灾下构件的稳定承载力设计值, 按本规范公式 (E. 0. 4-5) 计算。

E. 0. 5 利用空心钢管混凝土中空部分注水的构件, 注水对钢管混凝土构件耐火时间的影响应符合下列规定:

1 荷载比小于 0.1 时, 构件的耐火时间按 3h (180min) 取值。

2 对荷载比小于 0.4 且空心率大于 0.65 的钢管混凝土构件, 按不注水钢管混凝土构件计算耐火时间。

3 当荷载比在 0.1 和 0.4 之间时, 注水对构件耐火时间的

影响可按第 1 点和第 2 点的荷载比插值。

E. 0.6 火灾下构件保护层厚度的计算应符合下列规定：

1 已知构件火灾下的外荷载 N^T ，令 $N^T = N_u^T$ ；已知构件火灾下的荷载比 n_f ，令 $N^T = n_f N_u$ ， N_u 应按本规范公式 (5.1.10-1) 计算。采用迭代或试算法，可得到没有保护层时构件的耐火时间。

2 当防火材料为非膨胀型涂料时，保护层厚度可按下式计算：

$$d = 16.4 \times \lambda \left(\frac{t_e}{t_{sc}} - 1 \right), \quad t_{sc} < t_e \quad (\text{E. 0.6-1})$$

3 当防火材料为钢丝网抹 M5 普通水泥砂浆时，保护层厚度可按下式计算：

$$d = 8.0 \left(\frac{t_e}{t_{sc}} - 1 \right), \quad t_{sc} < t_e \quad (\text{E. 0.6-2})$$

式中： d ——保护层厚度 (mm)；

λ ——保护层的导热系数 $[\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})]$ ；

t_{sc} ——没有保护层时，构件的耐火时间 (min)；可根据本规范第 E. 0.6 条第 1 款反算得到；

t_e ——涂保护层后希望达到的耐火时间 (min)。

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”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 2 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4 《钢结构设计规范》GB 50017
- 5 《混凝土强度检验评定标准》GB/T 50107
- 6 《高耸结构设计规范》GB 50135
- 7 《构筑物抗震设计规范》GB 50191
- 8 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 9 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 10 《混凝土结构工程施工规范》GB 50666
- 11 《钢结构工程施工规范》GB 50755
- 12 《环形钢筋混凝土电杆》GB/T 4623
- 13 《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228
- 14 《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229
- 15 《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230
- 16 《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 1231
- 17 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632
- 18 《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117
- 19 《热强钢焊条》GB/T 5118
- 20 《六角头螺栓 C级》GB/T 5780
- 21 《六角头螺栓》GB/T 5782
- 22 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110
- 23 《热喷涂 金属和其他无机覆盖层 锌、铝及其合金》GB/T 9793

- 24 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
- 25 《金属覆盖层 钢铁制件热浸镀锌层 技术要求及试验方法》GB/T 13912
- 26 《热喷涂 热喷涂结构的质量要求》GB/T 19352
- 27 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 28 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 29 《海砂混凝土应用技术规范》JGJ 206
- 30 《再生骨料应用技术规程》JGJ/T 240
- 31 《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283
- 32 《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178

中华人民共和国国家标准

钢管混凝土结构技术规范

GB 50936 - 2014

条文说明

制 订 说 明

《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 - 2014 经住房和城乡建设部 2014 年 3 月 31 日以第 361 号公告批准、发布。

本规范编制过程中，编制组进行了广泛的调查研究，总结了我国工程建设的实践经验，同时参考了国外先进技术法规、技术标准，通过大量试验取得了重要技术参数。

为便于广大设计、施工、科研、学校等有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《钢管混凝土结构技术规范》编制组按章、节、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，还着重对强制性条文的强制性理由作了解释。但是条文说明不具备与规范正文同等的效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

目 次

1	总则	117
2	术语和符号	118
2.1	术语	118
2.2	符号	118
3	材料	119
3.1	钢材	119
3.2	混凝土	120
3.3	连接材料	120
4	基本规定	121
4.1	一般规定	121
4.2	结构分析与设计原则	124
4.3	实心钢管混凝土结构	125
4.4	空心钢管混凝土结构	126
5	圆形及多边形钢管混凝土构件承载力设计	128
5.1	单肢钢管混凝土柱在单一受力状态下承载力与刚度计算	128
5.2	格构式钢管混凝土构件在单一受力状态下承载力计算	140
5.3	钢管混凝土构件在复杂受力状态下承载力计算	141
5.4	混凝土徐变对构件承载力的影响	142
6	实心圆形钢管混凝土构件承载力设计	145
6.1	单肢柱轴心受力承载力计算	145
6.2	单肢柱横向受剪承载力计算	152
6.3	局部受压计算	153
6.4	钢管混凝土格构柱承载力计算	153
7	连接和节点设计	159
7.1	一般规定	159

7.2 实心钢管混凝土柱连接和梁柱节点	159
7.3 空心钢管混凝土柱连接和梁柱节点	162
7.4 柱脚节点	166
8 防火设计	167
9 制作与施工	169
9.1 钢管的制作	169
9.2 钢管的除锈、防腐涂装	170
9.3 实心钢管混凝土浇筑与安装施工	171
9.4 空心钢管混凝土构件制作	172
9.5 钢管混凝土结构的施工	173
附录 B 钢管混凝土构件抗压强度设计值	174
附录 C 钢梁-钢管混凝土柱外加强环连接节点设计	175
附录 D 钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的环梁节点配筋 计算方法	176
附录 E 钢管混凝土构件防火计算方法	178

1 总 则

1.0.1、1.0.2 自 20 世纪 70 年代始, 实心圆截面钢管混凝土结构在工程中广泛采用, 如厂房柱、构架柱和高层建筑中的柱; 而且由圆截面发展到矩形截面和方形截面。

空心钢管混凝土是 20 世纪 80 年代在电力工业中的送电和变电构架中采用的一种新型构件。随着工业发展和使用范围的不断扩大, 空心钢管混凝土构件已应用于中型工业厂房中, 同时, 除圆形截面外, 又出现了正方形、正八边形和正十六边形等截面形式。采用空心钢管混凝土柱的结构, 避免了现场浇灌混凝土, 既有利于环境保护, 又减轻了结构自重, 还可利用柱子中部的空心部分, 用作设备管线的通道, 是很有发展前途的一种新型结构, 不但适用于杆塔结构, 也可用于工业厂房与民用建筑。不过目前在国内高层建筑中尚无采用实例, 在国外文献中有高层应用报道。

为了适应工程应用的需求, 编制了本规范, 包含实心与空心钢管混凝土构件的设计、加工与施工的相关规定, 截面形式包含圆形、矩形、多边形。这些规定适用于采用钢管混凝土结构的工业与民用房屋建筑、一般构筑物。对于构筑物, 在送变电塔架、微波塔和水泥厂的窑尾塔架中应用较多, 在其他构筑物如风力发电机组塔架等中, 也可应用。

1.0.3 本规范中的很多参数, 如材料和连接的强度等, 都引用了国家现行有关标准的规定, 因此, 除本规范有明确的规定外, 设计时还应遵守国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

术语是根据现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 132、《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 并结合本规范的具体情况给出的。

2.2 符 号

2.2.2 用下标 sc 表示钢管混凝土，下标 s 表示外钢管，下标 c 表示钢管内混凝土，下标 h 表示管内空心部分。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 钢管混凝土构件钢材选用的要求与普通钢结构相同，应按钢结构设计规范执行。

3.1.2 焊接圆钢管包括直焊缝钢管与螺旋焊缝钢管，为保证受力，其焊缝强度不低于管材强度。输送低压流体的螺旋焊管受力性能没有保证，不能用于受力结构。冷成型钢管在角部钢材硬化，延性及抗冲击性能较差，不能用于直接承受动荷载或低温环境下的构件。

3.1.4 抗震设计时，对钢材的要求是根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 制定的。

钢结构中用的钢材，应保证抗拉强度、屈服强度、冲击韧性合格及硫、磷和碳含量的限制值。高层钢结构的钢材，可按冶金工业标准《高层建筑结构用钢板》YB 4104-2000 选用。抗拉强度是实际上决定结构安全储备的关键，伸长率反映钢材能承受残余变形量的程度及塑性变形能力，钢材的屈服强度不宜过高，同时要求有明显的屈服台阶，伸长率应大于 20%，以保证构件具有足够的塑性变形能力，冲击韧性是抗震结构的要求。当采用国外钢材时，亦应符合我国国家标准的要求。

国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 中，Q235 钢分为 A、B、C、D 四个等级，其中 A 级钢不要求任何冲击试验值，并只在用户要求时才进行冷弯试验，且不保证焊接要求的含碳量，故不建议采用。国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 中，Q345 钢分为 A、B、C、D、E 五个等级，其中 A 级钢不保证冲击韧性要求和延性性能的基本要求，故亦不建议采用。

当选用钢材时，必须由钢材厂家提供出厂材料证明，设计单

位经检验后,才可采用。

3.2 混 凝 土

3.2.1 目前钢管混凝土构件中现场浇灌混凝土常采用 C40~C80。实心钢管混凝土构件延性较好,可采用高强混凝土,以提高强度并减小截面面积。当混凝土强度超过 C80 时,在混凝土结构设计规范中对材料强度等参数没有具体规定,设计时应有可靠依据。

3.2.2 随着河砂资源的日益匮乏,应用海砂已经成为一种趋势,可保护环境,节约资源。实心钢管混凝土构件内混凝土的腐蚀作用较弱,可应用海砂混凝土。在空心钢管混凝土构件中不能采用海砂混凝土。

3.2.3 再生骨料混凝土在配制过程中掺用再生骨料,较常见的是再生粗骨料部分取代或全部取代天然粗骨料,而细骨料采用天然砂;也有应用实例是再生粗骨料、再生细骨料分别部分取代天然粗骨料和天然砂。一般情况下,再生骨料取代天然骨料的质量百分比不低于 30%,甚至可以达到 100%。采用再生骨料混凝土,可以逐步提高建筑废物的再生利用率,有利于节能减排。根据研究结果,用于混凝土的再生骨料性能指标要求与天然骨料产品标准要求总体一致,对混凝土力学性能影响不大,且钢管混凝土构件中的混凝土处于约束条件下,因此可采用再生骨料混凝土,其相关技术要求按照行业标准《再生骨料应用技术规程》JGJ/T 240-2011 执行。

3.3 连 接 材 料

3.3.1~3.3.4 条文中的规定是根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 确定的。10.9 级螺栓热镀锌后,使用中常出现裂缝,故不宜采用。

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 本条列举了一些常用的钢管混凝土结构的结构体系。

框架结构指框架柱采用钢管混凝土柱，梁采用钢梁、钢-混凝土组合梁或钢筋混凝土梁的结构。

框架-支撑结构指由钢管混凝土柱、钢梁和钢支撑（或钢管混凝土支撑）组成的结构。

在框架-剪力墙结构、框架-筒体结构和筒中筒结构中，柱主要采用钢管混凝土柱，剪力墙及核心筒为钢筋混凝土构件或者组合构件，梁可为钢梁、钢-混凝土组合梁或钢筋混凝土梁。

部分框支墙结构中仅框支柱采用钢管混凝土构件。

结构中仅局部采用钢管混凝土构件的，其他主要采用钢结构或钢筋混凝土结构的，不应视为钢管混凝土结构，应按钢结构或者钢筋混凝土结构的相关规范进行设计，其中钢管混凝土构件的设计可按照本规范的规定进行。

构筑物中，杆塔结构含单肢柱及格构柱。

4.1.2 钢管混凝土结构的平、立面布置原则及规则性要求与其他类型的结构类似，并无特殊规定，按照本条所列国家现行标准中的有关规定执行。

4.1.3 采用钢管混凝土柱时，梁采用钢梁或钢-混凝土组合梁时，梁柱节点简单可靠，也有利于现场整体吊拼装和机械化施工，因此推荐采用；为节约造价，也可采用钢筋混凝土梁。

4.1.4 外框架平面内采用梁柱刚接，能提高其刚度及抵抗水平荷载的能力。如在混凝土筒体墙中设置型钢并需要增加整体结构刚度时，可采用楼面钢梁与混凝土筒体刚接；当混凝土筒体墙中无型钢柱时，宜采用铰接。刚度发生突变的楼层，梁

柱、梁墙采用刚接可以增加结构的空間刚度，使层间变形有效减小。

4.1.5 鉴于日本阪神地震关于非埋入式柱脚、特别是在地面以上的非埋入式柱脚在地震中容易破坏的经验教训，钢管混凝土柱无地下室时应采用埋入式柱脚。当埋入地下至少两层时，地震作用较小，为施工简便，也可采用端承式、外包式等非埋入式柱脚。

4.1.6 本条规定是保证管壁局部稳定的要求。圆钢管的规定是基于空钢管轴心受压时分析的结果；对于管内存在混凝土的情况是偏于安全的。矩形钢管的规定是参考澳大利亚标准 AS 4100 的规定制定的，是针对四边形钢管混凝土轴压构件的研究结果。各条规定同时适用于实心 and 空心钢管混凝土构件。正十六边形及以上的正多边形截面的局部稳定验算按照圆形截面进行，直径取外接圆直径。其他多边形截面的局部稳定验算按照矩形截面进行。

4.1.7 构件的容许长细比的规定是参照钢结构设计的规定采用的。

4.1.8 施工过程中，钢管混凝土柱的钢管在浇筑混凝土之前，结构没有完全形成，构件也只有空钢管受力，需要验算此时构件的稳定和承载力。如果空钢管受力过大，将会影响浇筑混凝土后形成的钢管混凝土构件的承载力，因此本条限制了空钢管的应力。

先安装空钢管然后一次性向管内浇灌混凝土，为了控制此影响在 5% 以内，经分析，应控制初应力不超过钢材抗压强度设计值的 60%。

对于连续施工，向管内多次浇灌混凝土，可将其转换为多步初应力问题，通过弹性稳定理论推导可得考虑混凝土硬化的多步初应力问题的跨中挠度计算公式为：

$$\delta_n = \prod_{k=1}^n \frac{1 - \frac{\sum_{i=0}^{k-1} N_i}{N_{cr,k}}}{1 - \frac{\sum_{i=0}^{k-1} N_i}{N_{cr,k-1}}} \times \frac{\delta_0}{1 - \frac{\sum_{i=0}^n N_i}{N_{cr,n}}}, k_n = \prod_{k=1}^n \frac{1 - \frac{\sum_{i=0}^{k-1} N_i}{N_{cr,k}}}{1 - \frac{\sum_{i=0}^{k-1} N_i}{N_{cr,k-1}}} \quad (1)$$

式中: δ_i 、 δ_n ——分别为第 i 级和 n 级加载时的跨中挠度; $i=0$ 时, 指钢管初始挠度;

N_i 、 N_n ——分别为第 i 级和 n 级加载时的荷载增量; $i=0$ 时, 指初始荷载;

$N_{cr,i}$ 、 $N_{cr,n}$ ——分别为第 i 级和 n 级加载时的构件欧拉临界荷载; $i=0$ 时, 指初始构件欧拉临界荷载;

k_i 、 k_n ——分别为第 i 级和 n 级加载时构件挠度相对于单次加载的放大系数。

当混凝土龄期超过 9d 时, 混凝土的弹性模量变化较小, 则 9d 龄期后构件的欧拉临界荷载 $N_{cr,i}$ 和 $N_{cr,i+1}$ 相差不大。因此龄期 9d 后, 跨中挠度的放大系数 k_n 将保持恒定, 也即龄期超过 9d 后, 后续分步加载对构件的等效初始偏心影响较小。同时根据稳定系数的公式可知稳定系数将不再继续降低。同时根据极限理论和实验知分步加载对构件的强度承载力影响很小。因此, 只用考虑混凝土龄期在 9d 前的施工过程对构件承载力的降低影响。偏于安全地认为混凝土 9d 龄期前, 钢管承担所有的荷载, 将连续施工的龄期问题转换为初应力问题, 即要求此时的荷载不超过空钢管承载力的 60%。

4.1.9 本条限制了空心钢管混凝土柱在重型工业厂房的应用。

4.1.10 本规范中同时给出了两种设计方法, 第 5 章中的方法是基于《实心与空心钢管混凝土结构技术规程》CECS 254 中钢管混凝土统一理论的设计方法, 第 6 章中的方法是基于《钢管混凝土结构设计与施工规程》CECS 28 中极限平衡理论的设计方法, 两种设计方法都可对实心圆形钢管混凝土构件进行设计, 长期以来在工程实践中都得到广泛的应用。这两种方法在某些条件下对

承载力的计算会存在一定差异,编制组对这两种方法进行了对比分析,分析表明这种差异是较小的,实验数据和工程实践也证明按这两种方法进行设计都能满足安全的要求,设计中可根据需要和习惯采用其中一种方法,不必同时采用两种方法进行验算。

4.1.11 当钢管直径过大时,管内混凝土收缩会造成钢管与混凝土脱开,影响钢管和混凝土的共同受力,而且管内过大体积的素混凝土也不利于整个构件的受力性能,因此本条规定对于大尺寸钢管混凝土构件需要采取有效措施减少混凝土收缩的影响,目前工程中常用的方法包括管内设置钢筋笼、钢管分仓、钢管内侧设置栓钉等。

4.2 结构分析与设计原则

4.2.1~4.2.3 钢管混凝土结构的荷载效应组合、内力和位移计算、抗风抗震验算、内力调整、抗震措施及设计内力的确定等均按照国家现行相关标准进行,其中钢管混凝土构件部分尚应满足本规范有关抗震措施的要求。对主要抗侧力构件为钢构件的结构,如框架-支撑结构,主要按照《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 进行计算分析与抗风抗震验算,对主要抗侧力构件为钢筋混凝土构件的结构,如框架-核心筒、筒中筒结构,主要按照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 进行设计。

本规范条文中提及的效应的设计值都应是经过相关规范规定的调整之后的设计值。

4.2.4 构件承载力调整系数 γ_{RE} 主要参照《建筑抗震设计规范》GB 50011 确定。

4.2.5 结构整体弹性分析中,钢管混凝土柱的截面弹性刚度一般采用钢管和钢管内混凝土弹性刚度之和。

4.2.6 本条规定是参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 确定的。

4.3 实心钢管混凝土结构

4.3.1 对实心钢管混凝土构件钢管的最小外径和壁厚的要求，是考虑焊接质量和管内混凝土浇灌质量确定的。

4.3.2 钢管混凝土构件的套箍系数与含钢率有直接关系，是决定构件的延性、承载力及经济性的重要指标。钢管混凝土柱的套箍系数过小，则钢管对混凝土的约束作用不大；若套箍系数过大，则钢管壁可能较厚，不经济。本条给出了一般结构中采用的钢管混凝土构件套箍系数的合理取值范围。

4.3.3 框架结构的抗震性能及抗倒塌能力主要取决于柱的性能，采用钢管混凝土结构的框架结构抗震性能优于钢筋混凝土框架，最大适用高度参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中关于框架结构最大适用高度的规定并适当提高。框架-支撑结构的最大适用高度参照《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 确定。部分框支剪力墙、框架-剪力墙的最大适用高度与《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中相应结构类型的最大适用高度相同；框架-核心筒和筒中筒结构参照现行《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 规定的钢-混凝土混合结构高层建筑的最大适用高度确定。

4.3.4 高宽比的限制参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 确定。

4.3.5 实心钢管混凝土结构抗震等级主要参照《建筑抗震设计规范》GB 50011 及《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 确定。

4.3.6 框架结构的抗震性能及抗倒塌能力主要取决于柱的性能，采用钢管混凝土结构的框架结构抗震性能优于钢筋混凝土框架。当采用钢筋混凝土梁时，弹性层间位移角限值参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中关于框架结构的规定并适当放松，采用钢梁及钢-混凝土组合梁时；弹性层间位移角限值参照钢结构框架并适当加严。框架-支撑结构的弹性层间位移角限值参照

《建筑抗震设计规范》GB 50011 中关于钢框架-中心支撑结构的规定确定。框架-剪力墙、框架-核心筒、筒中筒结构的弹性层间位移角限值与《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中相应结构相同。

4.3.7 弹塑性层间位移角限值与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 相同。

4.3.8 由于钢管混凝土柱的抗震性能优于钢筋混凝土柱，因此，当框支柱采用钢管混凝土柱时，转换层位置可提高。但鉴于高层建筑高位转换层（即转换层超过 5 层）所带来的诸多抗震附加不利因素，只宜适当提高。因此，本条文规定 7、8 度时转换层位置均比《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中相关规定增加一层。

4.3.9 在多遇地震下，钢管混凝土结构阻尼比一般取 0.04，随结构高度增大，阻尼比减少。采用钢筋混凝土梁时结构阻尼比大于采用钢梁的结构阻尼比。

4.3.10 矩形钢管混凝土构件的延性与轴压比、长细比、含钢率、钢材屈服强度、混凝土抗压强度等因素有关。本规程对矩形钢管混凝土柱的轴压比提出了具体要求，以保证其延性。

圆形钢管混凝土柱的延性较好。试验结果（1988 年）表明，实心圆形钢管混凝土构件的延性主要取决于构件长细比，当 $L/D=4.7\sim 6.5$ 时，圆钢管混凝土构件在反复荷载作用下， $P-\Delta$ 骨架曲线无下降段，位移延性无穷大，当 $L/D=8.2\sim 11$ 时，基本可满足位移延性系数 $\mu=5$ ，当长细比过大，为确保构件延性的要求，则应限制轴压比，但此时构件受稳定控制，轴压比的限值高于稳定系数，故最终圆形钢管混凝土柱轴压比不作限制。

4.4 空心钢管混凝土结构

4.4.1 空心钢管混凝土构件中，圆钢管外径、多边形外接圆直径、方形边长不宜小于 168mm，和变截面杆小端外径不小于 130mm 的规定，是采用离心法生产管柱时，离心机的要求，也

可减小冷弯成型时冷作硬化效应。管壁不小于 3mm 是保证焊接质量的要求。

4.4.2 类似于实心钢管混凝土构件，套箍系数是决定空心钢管混凝土构件的延性及承载力的重要指标。本条给出了一般结构中采用的空心钢管混凝土构件套箍系数的合理取值范围。

4.4.3 空心钢管混凝土构件采用的空心率过小时，离心法生产时，由于离心力不大，使混凝土紧贴管壁的质量较难保证。因此，根据生产经验，限定空心率不得小于 0.25。空心率过大时，管内混凝土过薄，难以保证钢管的局部稳定，因而限定空心率不得大于 0.75。鉴于空心钢管混凝土构件轴心受压时的脆性破坏形态，应采取必要的保证构件延性及抗震性能的措施。大量实验研究表明：空心率是影响构件延性的重要指标，空心率越大、延性就越差，要求空心率不大于本规范表 4.4.3 限值，就是为了保证构件的延性。

4.4.4 目前国内工业与民用建筑中空心钢管混凝土主要应用于工业建筑，其阻尼比取值参照民用建筑结构并适当降低。

5 圆形及多边形钢管混凝土构件承载力设计

5.1 单肢钢管混凝土柱在单一受力状态下承载力与刚度计算

5.1.2 钢管混凝土短柱的轴心受压强度承载力设计值:

本规范中钢管混凝土构件承载力的计算采用了“钢管混凝土统一理论”中的统一设计公式。统一理论把钢管混凝土看作是一种组合材料,研究它的组合工作性能。它的工作性能具有统一性、连续性和相关性。

“统一性”首先反映在钢材和混凝土两种材料的统一。把钢管和混凝土视为一种组合材料来看待,用组合性能指标来确定其承载力。

其次是不同截面构件的承载力的计算是统一的。不论是实心或空心钢管混凝土构件,也无论是圆形、多边形还是正方形截面,只要是对称截面,设计的公式都是统一的。

“连续性”反映在钢管混凝土构件的性能变化是随着钢材和混凝土的物理参数,及构件的几何参数的变化而变化的,变化是连续的。

“相关性”反映在钢管混凝土构件在各种荷载作用下,产生的应力之间存在着相关性。

1 关于轴压强度设计值

见图 1 和图 2,采用有限元法求得实心钢管混凝土轴压构件轴心压力与纵向应变的全过程曲线。有强化阶段曲线,确定由弹塑性阶段终了进入强化阶段时为构件的抗压强度标准值,无强化阶段曲线而极值破坏时,确定以极值点的平均应力为构件的抗压强度标准值 (f_{ss}^y)。经分析,对各种钢材和混凝土,以及不同含钢率,如有弹塑性阶段和强化阶段时,该点均在纵向压应变约为 $3000\mu\epsilon$ 处。如无强化阶段而为极值破坏时,则在 $3000\mu\epsilon$ 前破

坏。由此导得实心钢管混凝土轴心受压时的抗压强度设计值 f_{ss} 。空心钢管混凝土轴心受压时，由于存在空心，都在 $3000\mu\epsilon$ 前破坏。

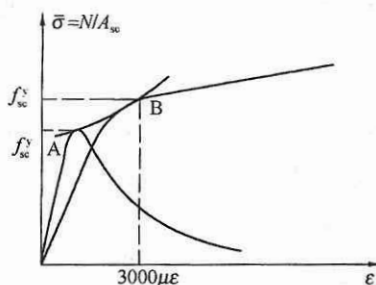


图1 B点和B点前极值点AB曲线的回归关系

大量空心钢管混凝土轴压构件的试验（2004年），包括圆形、正十六边形、正八边形和正方形证明，当空心率较大时，应力应变全过程曲线在应变小于 $3000\mu\epsilon$ 前出现峰值而破坏。图2所示试件6A-1和6A-2的套箍系数 $\theta_{sc}=1.2464$ 、空心率为0.511和0.510，6B-1和6B-2的套箍系数为1.869、空心率为0.387和0.386。它们的套箍系数虽都大于1，但由于存在空心，因而表现为脆性。

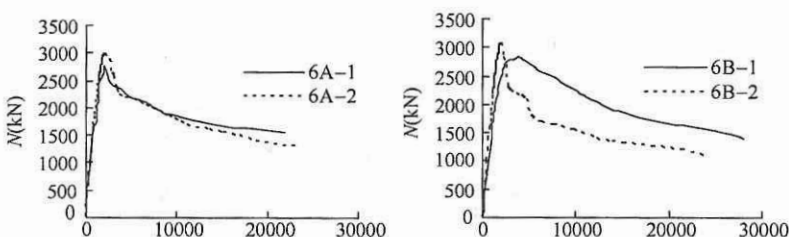


图2 空心钢管混凝土轴压脆性破坏时的压力和应变曲线

由图1，将B点的轴压强度设计值，和B点前破坏时的极值点，进行回归，得实心或空心钢管混凝土轴压时的抗压强度设计值：

$$f_{sc} = (1.212 + Bk_1\theta_{sc} + Ck_1^2\theta_{sc}^2)\zeta f_c \quad (2)$$

对于实心截面,公式中的系数 B 和 C ,对不同截面形状取不同值,同时将 B 、 C 中的材料标准值用设计值代替,其中钢材的材料分项系数取四种钢材的平均值为1.105,混凝土材料分项系数按1.4取值(标准值等于设计值乘上分项系数),见本规范表5.1.2。

对于空心截面,表B-7中的 f_c 都应乘以1.1。这是由于管内混凝土系离心法浇灌,混凝土强度提高10%。 k_1 是由于空心构件中的混凝土较少,钢管对混凝土的套箍作用效应就较小,因而采用一个套箍效应折减系数;经分析并经实验验证,对圆形和正十六边形取0.6,对正八边形取0.4,正方形取0.3。最终为了表述简单,对于空心构件,将 k_1 的取值分别乘到 B 、 C 中,统一采用 B 、 C 来考虑形状和空心的影响。计算实心构件时,套箍系数中的含钢率用实心构件的,计算空心构件时,用空心的。

统一公式同时适用于实心与空心钢管混凝土轴压构件,也适用于不同截面形式,如圆形和正十六边形、正八边形、正方形和矩形截面。本规范附录B表B.0.1~B.0.6就是按上述公式计算得到的实心 and 空心三种截面的抗压强度设计值。这三种截面的抗压强度设计值都是各自第一、二、三、四组钢材时强度设计值的平均值,误差都在 $\pm 5\%$ 以内。

第一组钢材是指钢材厚度 $t \leq 16\text{mm}$;第二组钢材 t 在16mm

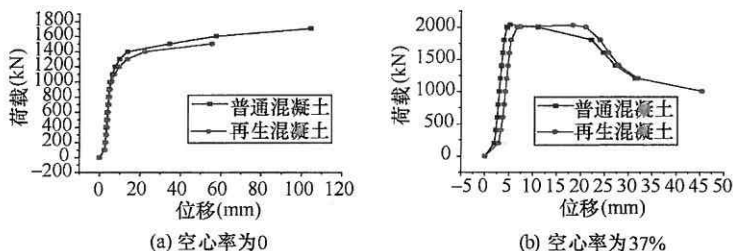


图3 不同空心率的空心钢管再生混凝土和钢管普通混凝土
轴压破坏时的荷载位移曲线

~40mm (Q235) 和 16mm~35mm (Q345、Q390、Q420) 范围；第三组钢材 t 在 40mm~60mm (Q235) 和 35mm~50mm (Q345、Q390、Q420) 范围；第四组钢材 t 在 60mm~100mm (Q235) 和 50mm~100mm (Q345、Q390、Q420) 范围。

对钢管再生混凝土柱分别研究了空心率为零（实心）以及空心率为 37% 的空心钢管再生混凝土短柱的轴心受压承载力，当再生混凝土和普通混凝土的强度等级都是 C40 时，它们的荷载-位移曲线如下：

从图 3 (a) 来看，实心钢管混凝土和实心钢管再生混凝土的荷载-位移曲线比较吻合。从图 3 (b) 来看，当空心率为 37% 时，空心钢管混凝土短柱和空心钢管再生混凝土短柱的极限承载力基本相同。这说明，运用实心钢管混凝土短柱受压极限承载力的公式来计算空心钢管再生混凝土短柱受压极限承载力是可行的，当再生混凝土强度等级与普通混凝土相同时，它们应用于空心钢管混凝土中的强度也基本一样，因此钢管再生混凝土单肢短柱承载力可以采用钢管混凝土短柱的计算公式。

2 关于设计可靠度

钢管混凝土构件可靠度分析，按照构件中钢管和混凝土分别承担承载力的比例，求得构件的组合可靠度。此方法忽略了钢管和混凝土之间的套箍效应，属于近似法。

设构件的含钢率为 α ，则钢管承担的部分内力为 αf_y ，而混凝土承担的部分内力应为 $(1-\alpha) f_{ck}$ 。

由此得钢管承担的部分内力的比例为：

$$A = \frac{A_s f_y}{A_s f_y + A_c f_{ck}} = \frac{\alpha f_y}{\alpha f_y + f_{ck}} \quad (3)$$

混凝土承担的部分内力的比例为：

$$B = \frac{A_c f_{ck}}{A_s f_y + A_c f_{ck}} = \frac{f_{ck}}{\alpha f_y + f_{ck}} \quad (4)$$

钢管混凝土构件的组合可靠度指标应为：

$$\beta_{sc} = A\beta_s + B\beta_c \quad (5)$$

分析和试验结果：只有实心圆截面和正十六边形钢管混凝土轴压时具有很大的塑性，其他截面如实心正方形和矩形截面，以及各种空心截面轴压时都表现为脆性。

对实心圆截面和正十六边形钢管混凝土构件的组合可靠度指标均大于 3.2，应按钢结构要求，取强度设计值乘以可靠度修正系数 k_2 ，可提高组合轴压强度设计值：

$$k_2 = (A\beta_s + B\beta_c)/3.2 = \beta_{sc}/3.2 \quad (6)$$

其他截面包括空心钢管混凝土构件的组合可靠度指标虽大于 3.2，但却小于 3.7。试验证明，它们大都属于脆性破坏，其组合可靠度指标在《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 中并无规定。现按混凝土的要求，取 β_{sc} 小于 3.7 的比值将其强度设计值乘以可靠度修正系数 k_2 ，以降低组合轴压强度设计值：

$$k_2 = (A\beta_s + B\beta_c)/3.7 = \beta_{sc}/3.7 \quad (7)$$

5.1.3 钢管混凝土构件的轴心受拉承载力设计值计算：

钢管混凝土构件受拉力作用时，管内混凝土将开裂，不承受拉力作用，只有钢管承担全部拉力。不过，钢管受拉力作用而伸长时，径向将收缩；但却受到管内混凝土的阻碍，而成为纵向受拉而环向也受拉的双向拉应力状态，其受拉强度将提高。提高值和所受来自混凝土的阻力大小有关。对于实心截面，钢管的受拉强度提高 10%；对于空心截面，由于管内混凝土较少，偏于安全计，不考虑钢管受拉强度的提高。

5.1.4、5.1.5 钢管混凝土构件的受剪、受扭承载力设计值计算：

1986 年采用有限元法求得实心圆钢管混凝土构件受纯扭作用时的全过程曲线（图 4），并经实验验证。受剪强度，是取对应于最大剪应变为 $3500\mu\epsilon$ 处的平均剪应力，它直接和构件的轴压强度有关。对空心截面，同样采用这种关系。

在钢管混凝土构件的受扭过程中，其截面应力是最外圈应力最大，然后向中心逐步发展塑性，所以钢管对钢管混凝土构件的受扭作用是主要的。对于混凝土来讲，对钢管混凝土构件的受扭

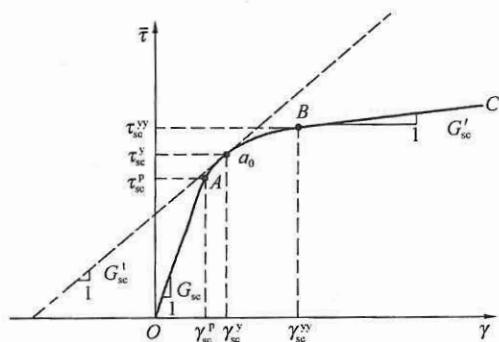


图4 钢管混凝土构件受纯扭时最大剪应力与剪应变全过程曲线

起作用的是混凝土的受拉强度，而混凝土的受拉强度是很小的，即对钢管混凝土构件的受扭贡献很小。但是在钢管混凝土中，由于混凝土对钢管起到了很好地支撑作用，使得外钢管能够很好地发展塑性，现假设外钢管能够完全达到屈服强度，而不考虑混凝土的受扭作用，则可以得到如下形式：

$$T_u = A_s f_y \rho \approx A_s f_y r \quad (8)$$

式中： ρ ——钢管受扭时的有效力臂，应该为钢管中心环线到圆心的距离，即 $\rho = \frac{r_0 + r}{2}$ (图5)，但考虑到钢管通常较薄，可近似取为 r ，其带来的误差很小。

公式(8)是假设外钢管全部达到屈服，但在实际受扭极限承载力分析中，我们只考虑了部分发展塑性，所以该式所得值将偏大，偏于不安全，需考虑折减，通过与相关文献中的试验数据对比，可以取折减系数为0.71，则原公式变为：

$$T_u = 0.71 A_s f_y r \quad (9)$$

根据“统一理论”，把钢管混凝土当作统一材料；则其极限扭矩与扭剪应力有如下关系：

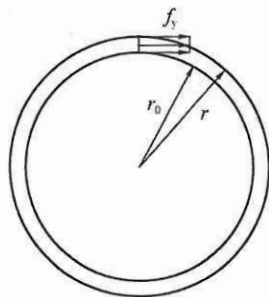


图5 纯扭时计算模型

$$T_u = W_T f_{sv} \quad (10)$$

式中： f_{sv} ——钢管混凝土构件的极限剪切强度设计值；

$$W_T \text{——截面受扭抵抗矩, } W_T = \frac{\pi r^3}{2}。$$

将式(9)与式(10)相等,则得到钢管混凝土构件的等效极限剪切强度为:

$$\begin{aligned} f_{sv} &= 0.71 A_s f_y r / W_T \\ &= 2 \times 0.71 (r^2 - r_0^2) f_y / r^2 \\ &= 1.4 f_y \alpha' / (1 + \alpha) \end{aligned} \quad (11)$$

从式(11)中看出,极限剪切强度 f_{sv} 只与钢材强度以及含钢率有关,而与混凝土等级无关。钢材的材料分项系数取四种钢材的平均值为1.105,得本规范公式(5.1.4-4)。

极限受剪强度,乘以相应的截面面积便可得到实心截面的受剪承载力公式,即:

$$V_0 = \mu f_{sv} A_{ss} = 0.71 f_{sv} A_{ss} \quad (12)$$

对于空心钢管混凝土构件的受剪承载力,因为受横向荷载产生的剪应力,在截面上的剪应力分布是外边缘为零,而中性轴处最大。因而计算受剪承载力时,空心率对其受剪承载力影响较大,取折减系数为 $0.736\phi^2 - 1.094\phi + 1$ 。

式中： μ ——钢管混凝土受剪强度折减系数；由于等效受剪极限强度是通过纯扭的极限平衡理论得到的,而钢管混凝土在受纯剪荷载时,其截面剪应力分布和纯扭作用下的应力分布不同。因为钢管混凝土受纯剪作用时,最大剪应力在截面中轴上,往两边逐渐减小,故要考虑折减,通过与参考文献中公式计算结果对比,可以取 $\mu = 0.71$ 。

对于空心钢管混凝土构件的受扭承载力,因核心混凝土对钢管混凝土构件的受扭承载力贡献不大,且空心率对其受扭承载力影响不大,所以空心钢管混凝土构件的受扭承载力在相应实心钢管混凝土构件的受扭承载力上进行折减,折减系数取为常

数 0.9。

5.1.6 钢管混凝土构件的受弯承载力设计值

计算公式中的受弯承载力 M_u [本规范公式 (5.1.6-1)] 是采用有限元法求得实心钢管混凝土受弯时的弯矩与纵向纤维应变的全过程曲线, 定义最大拉应变为 $10000\mu\epsilon$ 时的弯矩为受弯极限 (图 6)。空心钢管混凝土构件与此相同, 同时考虑了截面的塑性发展, 由此得本规范公式 (5.1.6-1)。

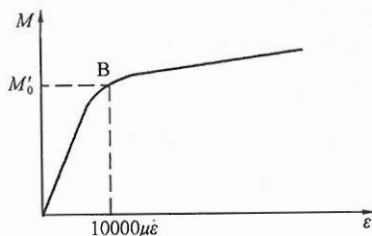


图 6 受弯构件的弯矩和最大纵向拉应变的全过程关系曲线

5.1.7、5.1.8 当计算钢管混凝土构件在复杂受力状态下的欧拉临界荷载时, 钢管混凝土构件的弹性刚度由实心钢管混凝土轴压构件短试件 ($L/D=3.5\sim 4.0$) 的平均压应力和纵向压应变的全过程曲线, 可得受压的弹性模量, 它和抗压强度标准值, 及钢材的弹性模量有关。对空心构件也相同。可按下列公式计算:

$$\text{已知 } f_{sc}^p = (0.192f_y/235 + 0.488)f_{sc}^y, \epsilon_{sc}^p = 0.67f_y/E_s$$

由 $E_{sc} = f_{sc}^p / \epsilon_{sc}^p$, 可得

$$E_{sc} = [(0.192f_y/235 + 0.488)/(0.67f_y)]f_{sc}^y E_s \quad (13)$$

式中: f_{sc}^p ——截面的比例极限;

ϵ_{sc}^p ——截面的比例应变;

E_s ——钢材的弹性模量, $E_s = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$;

f_y ——钢材的屈服点应力。

由上列公式可见, 弹性模量 E_{sc} 和轴压强度标准值 f_{sc}^y 成正比, 因而上式可写成下列形式:

$$E_{sc} = k_E f_{sc}^y \quad (14)$$

$$k_E = [(0.192 f_y / 235 + 0.488) / (0.67 f_y)] E_s \quad (15)$$

由于强度标准值和强度设计值的比值都接近 1.3, 为了设计方便, 取 $f_{sc}^y = 1.3 f_{sc}$, 可得

$$E_{sc} = 1.3 k_E f_{sc} \quad (16)$$

由轴压刚度 $B_{sc} = A_{sc} E_{sc}$, 可得出

$$B_{sc} = 1.3 k_E A_{sc} f_{sc} \quad (17)$$

由上列推导可见, 实心 and 空心构件的系数 k_E 相同, 且只和钢材的屈服点 f_y 及弹性模量 E_s 有关。见本规范表 5.1.7。

受弯弹性模量推导如下:

$$\text{轴压刚度 } E_{sc} A_{sc} = E_s A_s + E_c A_c$$

$$\text{受弯刚度 } E_{scm} I_{sc} = E_s I_s + E_c I_c$$

$$\text{二式相比, } E_{scm} / E_{sc} = [(E_s I_s + E_c I_c) / (E_s A_s + E_c A_c)] A_{sc} / I_{sc}$$

其中: $A_{sc} = A_s + A_c$; $I_{sc} = I_s + I_c$; 取 $n = E_c / E_s$; $\delta = I_s / I_c$; $\alpha_{sc} = A_s / A_c$; 代入上式, 整理后, 可得

$$E_{scm} = \{[(1 + \delta/n)(1 + \alpha_{sc})] / [(1 + \alpha_{sc}/n) / (1 + \delta)]\} E_{sc} \quad (18)$$

因为 E_{scm} 和 E_{sc} 有关, 而 E_{sc} 又和 f_{sc}^y 有关, 故不同截面的受弯弹性模量也不同。

1 实心截面:

$$E_{sm} = (1 + \delta/n)(1 + \alpha) / [(1 + \alpha/n) / (1 + \delta)] E_{ss} \quad (19)$$

2 空心截面:

$$E_{hm} = (1 + \delta/n)(1 + \alpha_h) / [(1 + \alpha_h/n) / (1 + \delta)] E_h \quad (20)$$

当受弯构件截面出现受拉区时, 由于受拉区的混凝土开裂, 截面的刚度减小, 因此截面的惯性矩减小, 因此, 受弯刚度为 $E_{sm} I_{ss}$ 和 $E_{hm} I_h$ 。

5.1.9 当计算钢管混凝土构件受剪受扭变形时, 钢管混凝土构件的剪变刚度和受扭刚度

由实心圆钢管混凝土构件受扭时得到的平均剪应力与最大剪应变的全过程曲线, 可得弹性剪变模量, 参见图 4。对于空心构

件，计算表明钢管混凝土构件抗扭主要由钢管承担，故空心构件剪变刚度和受扭刚度计算中都是采用相同情况下实心钢管混凝土截面的剪变模量。

1 实心截面：

$$G_{ss} = (2\alpha + 0.42)gG'_{ss} \quad (21)$$

$$G'_{ss} = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\alpha}\right)^2\right]G_s + \left(\frac{1}{1+\alpha}\right)^2 G_c \quad (22)$$

式中： G_{ss} ——等效剪切模量；

G'_{ss} ——剪切模量；

α ——含钢率。

2 空心截面：

$$G_h = (1 - 0.1\psi)G_{ss} \quad (23)$$

式中： ψ ——空心率。

按上式算得的 G_{ss} 值，因各种截面第一、第二和第三组钢材时的受剪模量相差不大，取其平均值，如本规范表 5.1.9 所列，平均误差都在 $\pm 3\%$ 以内。

5.1.10、5.1.11 钢管混凝土柱轴压稳定承载力计算

统一理论把钢管混凝土视为单一材料，因而可在钢结构设计规范稳定系数计算公式的基础上，将稳定系数的公式扩展到钢管混凝土受压构件上，得实心和空心钢管混凝土构件的稳定系数的统一计算公式。

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + \epsilon_{sc}) - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + \epsilon_{sc}))^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right] \quad (24)$$

$$\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}}{E_{sc}}}, \lambda_{sc} = \frac{L_0}{i_{sc}}, i_{sc} = \sqrt{\frac{I_{sc}}{A}} \quad (25)$$

式中： $\bar{\lambda}_{sc}$ ——正则长细比；

E_{sc} ——钢管混凝土弹性模量；

L_0 ——构件的计算长度；

i_{sc} ——回转半径。

为了避免用分段函数来计算稳定系数，假设钢管混凝土构件的等效初始偏心率为：

$$\epsilon_{sc} = K\bar{\lambda}_{sc} \quad (26)$$

式中：K——等效初始偏心率系数，用来综合考虑不同含钢率和形状对稳定系数的影响，经过分析计算，最后给出钢管混凝土构件的等效初始偏心率系数为：K = 0.25。

最后给出钢管混凝土构件的稳定系数计算公式为：

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + 0.25\bar{\lambda}_{sc}) - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + 0.25\bar{\lambda}_{sc}))^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right] \quad (27)$$

通过大量的试验对比，证明公式正确可行。这样通过查长细比 $\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}}{E_{sc}}}$ （含钢管混凝土构件的强度 f_{sc} 和钢管混凝土弹性模量 E_{sc} ），可以得到稳定系数，但虽然查 λ_{sc} 方便，由于对计算钢管混凝土构件的强度 f_{sc} 和钢管混凝土弹性模量 E_{sc} 并不方便，故采用钢结构的处理方法，转换为按照钢材的强度和弹性模量来查稳定系数，因为钢材的这些值都是确定的。这样的话，需要进行等效处理。

具体可按下列公式计算：

由条文说明 5.1.7、5.1.8 可知：

$$E_{sc} = \frac{f_{sc}^p}{\epsilon_{sc}^p} = \frac{0.192f_y + 0.488}{235} f_y^y E_s = k_E f_{sc}^y \quad (28)$$

由长细比定义：

$$\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}^y}{E_{sc}}} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{1}{k_E}} \approx 0.01(0.001f_y + 0.781)\lambda_{sc} \quad (29)$$

由此，本规范中表 5.1.10 轴压构件的稳定系数由 $\lambda_{sc}(0.001f_y + 0.781)$ 查得。

与 80 个实验结果相比, 试验值与计算值之比, 平均值为 1.124, 均方差为 0.02, 符合良好。

对于拔梢杆, 截面沿长度变化, 因而刚度沿长度而变化。按照日本柱子研究委员会 1973 年编辑出版的结构稳定手册《Handbook of Structural Stability》, 列出了四种边界条件的拔梢杆在轴心受压时的临界力公式:

$$P_{cr} = mE_h \frac{I_0}{L^2} \quad (30)$$

将上式乘以 $\frac{A_0 \mu^2 \pi^2}{A_0 \mu^2 \pi^2}$, 整理后, 得:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_0} = m\pi^2 \frac{E_h}{\left(\frac{\pi\lambda_{max}}{\mu}\right)^2} \quad (31)$$

令 $\beta = \frac{\pi}{\mu\sqrt{m}}$, 上式变为下式:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_0} = \pi^2 \frac{E_h}{(\beta\lambda_{max})^2} \quad (32)$$

由此, 拔梢杆应按长细比 $\lambda = \beta\lambda_{max}$ 查稳定系数。

式中: $E_h I_0$ ——拔梢杆下端最大截面的受弯刚度;

A_0 ——拔梢杆下端最大截面的面积;

λ_{max} ——拔梢杆按下端截面的回转半径和二端铰接杆计算的最大长细比;

L ——柱子的长度;

m ——稳定系数;

μ ——柱子的计算长度系数; 二端固定时, $\mu=0.5$; 二端铰接时, 为 1.0; 一端固定一端铰接时, 为 0.7; 一端固定一端自由时, 为 2.0。

本规范表 5.1.11 给出了四种情况的 β 值, I_{min}/I_{max} 按照半径比分别为 0.1~1 来给出的, 由此可计算拔梢杆的长细比, 并查稳定系数 φ 。最后计算构件的稳定承载力: $N = \varphi A_h f_h$; 这里, A_h 是拔梢杆的换算等效截面面积, 取距离小端 0.4L 处的截面面

积。因为在推导临界力时,采用的是等效截面的概念。

5.1.12~5.1.14 椭圆形钢管混凝土构件的受压强度、轴心受压稳定承载力、受弯承载力

椭圆形钢管混凝土绕长、短轴的承载力计算根据“椭圆形钢管混凝土构件性能的研究”成果提出。

5.2 格构式钢管混凝土构件在单一受力状态下承载力计算

5.2.2 格构式柱由柱肢和腹杆组成。腹杆分缀板和缀条,又称缀板和缀条。确定格构式柱在轴心压力作用下的稳定承载力时,应考虑腹杆产生变形的影响。因此,临界应力应按下式计算:

$$N_{cr} = \pi^2 (EI)_{sc} / (\mu L_y)^2 \quad (33)$$

$$\sigma_{cr} = N_{cr} / A_{sc} = \pi^2 E_{sc} / (\mu \lambda_y)^2 = \pi^2 E_{sc} / \lambda_{0y}^2 \quad (34)$$

$$\mu = [1 + \gamma_1 \pi^2 (EI)_{sc} / L_y^2]^{1/2} \quad (35)$$

$$\lambda_{0y} = \mu \lambda_y \quad (36)$$

式中: λ_{0y} ——考虑腹杆变形的换算长细比;

μ ——换算长细比系数,决定于腹杆变形产生的单位剪切角;

γ_1 ——单位剪力作用下,格构式柱产生的剪切角变形。

5.2.3 格构式钢管混凝土构件的换算长细比

双肢、三肢和四肢格构式柱,在单位剪力作用下,可导出单位剪切角 γ_1 ,由式(35)得换算长细比系数,再由式(36)即可得换算长细比。不同的柱子截面和不同的腹杆体系, γ_1 不同。对于双肢柱有时采用缀板,有时采用缀条,因而列出了分别采用缀板和缀条时的换算长细比公式。对于三肢和四肢柱,一般都采用缀条体系,因此,只列出了采用缀条时的换算长细比公式。对于三肢柱截面的宽度与高度之比不得大于2.2的规定,是防止整体平面外失稳。

5.2.4 格构式柱除应验算整体稳定承载力外,尚应验算单肢稳

定。本条规定的单肢不需验算稳定的条件是采用了《钢结构设计规范》GB 50017 中的规定。

对于三肢和四肢柱，其组成的双肢在平面外的稳定验算，就是双肢柱的稳定。按双肢柱稳定公式验算。三肢柱中的单肢，平面外的稳定性很差，应依靠平面外的支撑和构件来减少其计算长度来保证。对于单跨房屋，采用三肢柱时，其单肢应套入墙内，以保证其平面外的稳定。

5.2.5 公式 (5.2.5-1) 为格构柱的受剪承载力公式，对应于此公式的破坏模式为各单肢的受剪破坏。但对于有斜腹杆的桁架式格构柱，其剪力主要由斜腹杆承担，其受剪承载力由斜腹杆的拉压承载力决定，而非各竖向单肢的受剪承载力控制。对于只有水平缀板的格构柱，有两种破坏模式，一种为单肢受剪破坏，即本公式的情况；而另一种为缀板在剪力作用下的弯剪破坏。其整体受剪承载力由两种破坏模式中的较小受剪承载力控制。虽然第 5.2.6 条中给出了缀材设计中的剪力值，但其仅为限制格构柱的单肢失稳破坏的剪力值；当外部有水平剪力时，缀材剪力应整体计算。

公式 (5.2.5-2) 中，格构柱的受扭承载力由各单肢的受扭承载力叠加各柱肢绕格构式截面形心的受扭承载力而得到。但在格构柱的整体受扭过程中，对于桁架式格构柱，可能是腹杆的拉压破坏控制，且在格构式柱中，结构体系整体受扭，各单肢的扭矩很小。即使是缀板式格构柱，缀板的破坏也可能先于各分肢。

5.2.6 轴心受压钢管混凝土柱所受的剪力 V ，采用了《钢结构设计规范》GB 50017 中的规定。

5.3 钢管混凝土构件在复杂受力状态下承载力计算

5.3.1 钢管混凝土构件在压、弯、扭、剪共同作用下，恒决定于稳定，因而只给出了验算稳定的公式。这是一个包含 N 、 M 、 T 和 V 的三维方程，当 $T=0$ 时，为 N 、 M 和 V 的三维方程；当 $T=V=0$ 时，得偏心受压的相关曲线，如图 7 所示。稳定承载力按

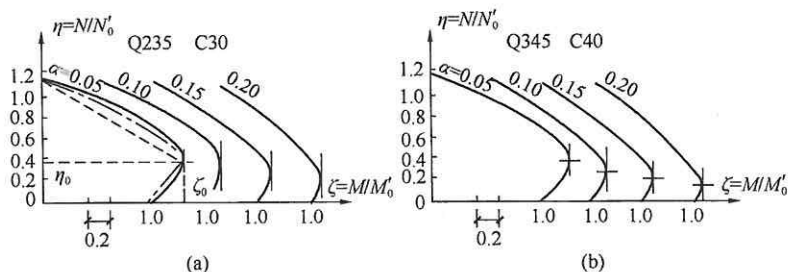


图 7 压弯（偏心受压）构件的相关曲线

两项式进行验算，见本规范公式 (5.3.1-4) 和 (5.3.1-5)。

$N'_E = \frac{N_E}{1.1}$ ，相当于欧拉临界力 N_E 除以抗力分项系数的平均

值 1.1，为了设计方便，本规范公式 (5.3.1-3) 中的受弯弹性模量 E_{sc} ，如前所述，可取 $E_{sc} = 1.3k_E f_{sc}$ 来进行计算，对结果影响很小。由此，推导如下：

$$N_E = \pi^2 E_{sc} A_{sc} / \lambda^2 = 12.8 k_E f_{sc} A_{sc} / \lambda^2 \quad (37)$$

单肢钢管混凝土拉弯构件的承载力只考虑钢管受拉，因此给出本规范公式 (5.3.1-6)。

5.3.2 格构式构件偏心受压时不考虑截面的塑性发展。本规范 M_u （格构式钢管混凝土构件的受弯承载力设计值）是未考虑截面发展塑性的受弯承载力验算公式。

5.4 混凝土徐变对构件承载力的影响

5.4.1 混凝土徐变影响

管内混凝土的徐变主要发生在 1~3 个月内，超过 6 个月变化很小，并在 1 年左右几乎完全停止。在外荷载作用下，由于管内混凝土发生徐变变形，产生内力重分布现象，导致钢管和管中混凝土应力的改变，二者的模量发生变化，因而使构件的稳定承载力发生变化，稳定承载力下降。

利用有限元法算出实心钢管混凝土构件中核心混凝土的自由

徐变量、构件徐变量和核心混凝土的卸载徐变量。得到徐变量后,从徐变发生前后钢与混凝土切线模量的变化引起组合折算模量变化,来分析计算徐变对构件的稳定承载能力的折减影响系数 k_c 。分析中,考虑了混凝土强度和模量随龄期的增长而提高、混凝土没有膨胀剂和加5%膨胀剂的影响、空心构件的混凝土在蒸汽养护条件下强度和模量提高、混凝土水灰比等因素,其他情况也可借鉴。

表 1 徐变折减系数 k_c

空心率 ψ	长细比 λ	永久荷载占比 (%)	Q235		Q345		Q390		Q420	
			混凝土 A	混凝土 B	混凝土 A	混凝土 B	混凝土 A	混凝土 B	混凝土 A	混凝土 B
0.0	60~90	30	0.95	0.93	0.96	0.95	0.96	0.95	0.96	0.95
		50	0.91	0.89	0.93	0.92	0.94	0.92	0.92	0.90
		70	0.88	0.87	0.92	0.89	0.93	0.89	0.91	0.89
	90~120	30	0.86	0.82	0.89	0.86	0.88	0.89	0.89	0.88
		50	0.81	0.77	0.83	0.79	0.87	0.83	0.88	0.83
		70	0.77	0.73	0.81	0.77	0.83	0.80	0.86	0.81
0.3	55~85	30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		50	0.96	0.94	0.94	0.93	0.97	0.94	0.94	0.93
		70	0.94	0.93	0.92	0.91	0.96	0.92	0.92	0.92
	85~120	30	0.93	0.86	0.95	0.88	0.96	0.90	0.94	0.90
		50	0.87	0.80	0.89	0.81	0.90	0.84	0.89	0.83
		70	0.83	0.78	0.85	0.78	0.87	0.81	0.84	0.80
0.5	50~85	30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		50	0.96	0.96	0.96	0.95	1.00	0.96	0.96	0.96
		70	0.96	0.95	0.96	0.94	0.98	0.94	0.94	0.94
	85~120	30	0.97	0.87	0.97	0.90	0.98	0.93	0.96	0.91
		50	0.89	0.81	0.90	0.81	0.92	0.86	0.90	0.85
		70	0.85	0.78	0.84	0.78	0.89	0.82	0.86	0.82
0.75	40~75	30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		50	1.00	0.99	1.00	0.99	1.00	0.99	1.00	1.00
		70	1.00	0.98	1.00	0.99	1.00	0.97	0.98	0.98
	75~120	30	0.98	0.91	1.00	0.94	1.00	0.96	1.00	0.95
		50	0.93	0.86	0.95	0.88	0.95	0.90	0.94	0.89
		70	0.88	0.84	0.91	0.85	0.93	0.85	0.91	0.89

注:空心率为0时,即实心钢管混凝土构件。混凝土A是C30和C40,混凝土B是C50、C60、C70和C80。

由上得到：对轴压构件和偏心率不大于 0.3 的偏心钢管混凝土实心受压构件，当由永久荷载引起的轴心压力占全部轴心压力的 50% 及以上时，应考虑混凝土徐变的影响，钢管混凝土柱的轴心压力设计值 N_d 应乘以折减系数 0.9。

6 实心圆形钢管混凝土构件承载力设计

6.1 单肢柱轴心受力承载力计算

6.1.1、6.1.2 本章对钢管混凝土柱承载力的计算采用基于实验的极限平衡理论，其主要特点是：

1 不以柱的某一临界截面作为考察对象，而以整长的钢管混凝土柱，即所谓单元柱，作为考察对象，视之为结构体系的基本元件。

2 应用极限平衡理论中的广义应力和广义应变概念，在试验观察的基础上，直接探讨单元柱在轴力 N 和柱端弯矩 M 这两个广义应力共同作用下的广义屈服条件。

这样做的好处是：可无需确知组成材料（钢管和核心混凝土）的本构关系；可避免探求钢管混凝土临界截面在非均匀应变下的应力分布图和对之进行积分等繁难程序；可绕过探求附加挠度和二阶力矩对临界截面极限强度的影响（即所谓 $P-\Delta$ 效应）这一从理论上和实验上都难于尽善处理的问题；同时可以较方便地统一描述钢管混凝土柱的（a）材料强度破坏，（b）失稳破坏（包括弹性失稳和非弹性失稳）和（c）变形过大（例如挠度超过杆件跨长的 $1/50$ ）而不适于继续承载等三种破坏形态，从而可直接在实验观察的基础上，建立起简明实用的承载力计算公式和设计方法。影响钢管混凝土柱极限承载能力的主要因素，诸如（a）钢管对核心混凝土的套箍强化，（b）柱的长细比，（c）荷载偏心率，（d）柱端约束条件（转动和侧移）和（e）沿柱身的弯矩分布梯度等，在计算中都可作出恰当的考虑。轴压柱和偏压柱、短柱和长柱都统一表达在整套计算公式中，手算即可完成，无需图表辅助，十分便捷。

将长径比 $L/D \leq 4$ 的钢管混凝土柱定义为短柱，可忽略其受

压极限状态的压曲效应（即 $P-\Delta$ 效应）影响，其轴心受压的破坏荷载（最大荷载）记为 N_0 ，是钢管混凝土柱承载力计算的基础。

短柱轴心受压极限承载力 N_0 的计算公式（6.1.2-2）和（6.1.2-3）系在总结国内外约 480 个试验资料的基础上，用极限平衡法导得的。公式（6.1.2-2）中的 α 系数的取值，主要与混凝土强度等级有关。经大量试验资料归纳分析，并考虑到计算的简便， α 系数的取值较原规范有所调整，对普通混凝土（ $\leq C50$ ）取 $\alpha=2.0$ ；对高强混凝土（C50~C80）取 $\alpha=1.8$ （图 8、图 9）。试验结果和理论分析表明，该公式对于（a）钢管与核心混凝土同时受载，（b）仅核心混凝土直接受载，（c）钢管在弹性极限内预先受载，然后再与核心混凝土共同受载等加载方式均适用。

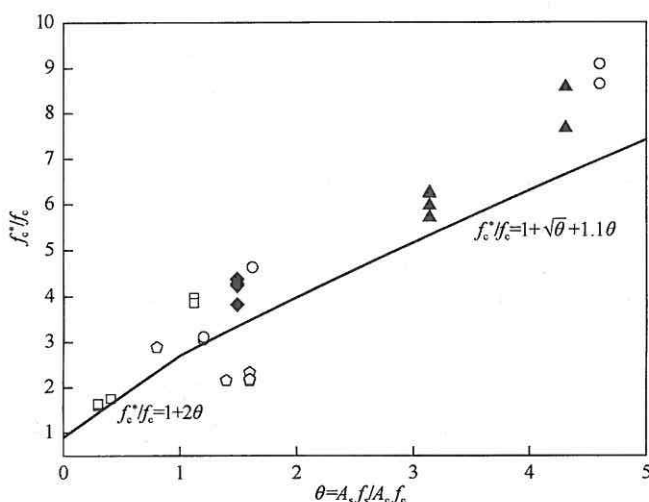


图 8 钢管混凝土短柱极限强度实测值与理论值的比较

公式（6.1.2-2）和（6.1.2-3）右端的系数 0.9，是参照新颁国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 为提高包括螺旋箍筋柱在内的各种钢筋混凝土受压构件的安全度而引入的附加

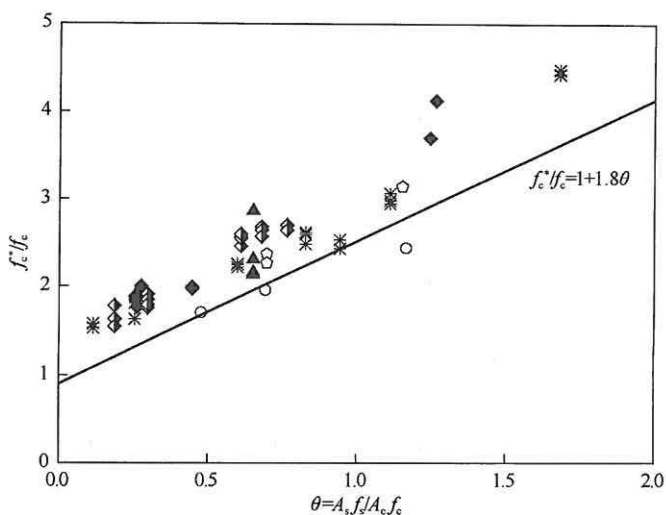


图9 钢管高强混凝土轴压短柱极限强度实测值与理论值的比较系数。

公式(6.1.2-1)的双系数乘积规律是根据一系列试验结果确定的。经用国内外大量试验结果(约360个)复核,证明该公式与试验结果符合良好。在压弯柱的承载力计算中,采用该公式后,可避免求解 $M-N$ 相关方程,从而使计算大为简化,用双系数表达的承载力变化规律也更为直观。

值得强调指出,套箍效应使钢管混凝土柱的承载力较普通钢筋混凝土柱有大幅度提高(可达30%~50%),相应地,在使用荷载下的材料使用应力也有同样幅度的提高。经试验观察和理论分析证明,在本规范规定的套箍系数 $\theta_{sc} \leq 3$ 和本规范所设置的安全度水平内,钢管混凝土柱在使用荷载下仍然处于弹性工作阶段,符合极限状态设计原则的基本要求,不会影响其使用质量。

图10为相同长度的标准单元柱与非标准单元柱的 $M-N$ 相关曲线的比较。可以看出,当偏心率小于某一数值以后(图中E点所对应者),非标准单元柱的极限承载能力 N_u 将会高于标准

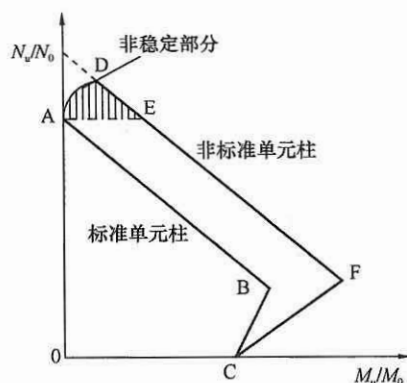


图 10 相同长度的标准单元柱与非标准单元柱的 $M-N$ 相关曲线

单元柱在轴心受压时的极限承载能力；当偏心率更小以致趋近于零时，非标准单元柱的极限承载能力必然又趋近于标准单元柱轴心受压时的极限承载能力，其 $M-N$ 相关曲线是一条有峰值点 D 的 ADE 曲线。由于 ADE 所代表的承载能力的提高，是以有弯矩 M 的同时存在为前提的，是不稳定的，一旦弯矩消失或减弱，就会引起承载能力的突然下降。为避免这种危险，特规定了在任何情况下都应遵守式 (6.1.2-5) $\varphi_l \varphi_e \leq \varphi_0$ 的限制条件。

6.1.3 由极限平衡理论可知，钢管混凝土标准单元柱在轴力 N 和端弯矩 M 共同作用下的广义屈服条件，在 $M-N$ 直角坐标系中可以足够精确地简化为两条直线 AB 和 BC (图 11)，直线 AB 与 N 轴的交点为钢管混凝土柱的轴心受压承载力 $\varphi_l N_0$ ，直线 BC 与 M 轴的交点为钢管混凝土柱的纯弯承载力 M_0 。根据大量试验资料，可建立该二条直线的方程式为

$$\frac{N}{\varphi_l N_0} + 0.555 \frac{M}{\varphi_l M_0} \leq 1 \quad (38)$$

$$\frac{1 - 4/3 \varphi_l}{0.255} \frac{N}{\varphi_l N_0} + \frac{M}{M_0} \leq 1 \quad (39)$$

以 $M = N e_0$ 和由试验确定的 $M_0 = 0.3 N_0 r_c$ 代入方程 (38)

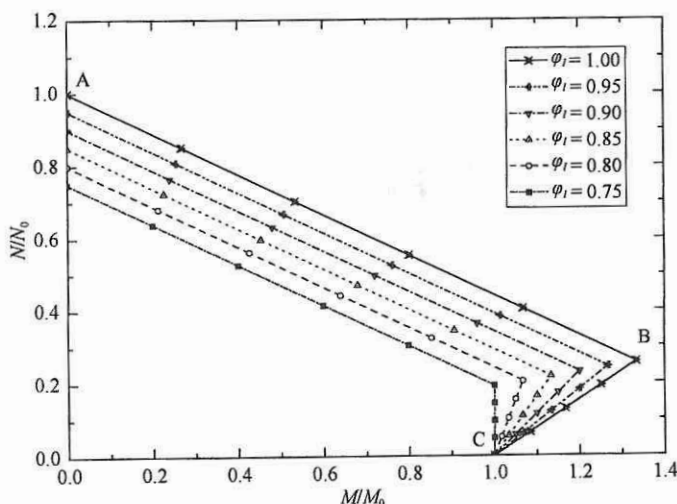


图 11 $M-N$ 相关曲线

和 (39), 并定义 $\varphi_e = \frac{N}{\varphi_l N_0}$, 经简单变换后, 即得:

$$\varphi_e = \frac{N}{\varphi_l N_0} = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (40)$$

$$\varphi_e = \frac{N_u}{\varphi_l N_0} = \frac{1}{3.92 - 5.16\varphi_l + \varphi_l \frac{e_0}{0.3r_c}} \quad (41)$$

此即本规范公式 (38) 和 (40)。如令 (40)、(41) 二式的 φ_e 相等, 即得界限偏心率 $\frac{e_0}{r_c} = 1.55$ 。

6.1.4 本规范公式 (6.1.4-1) 是总结国内外大量试验结果 (约 340 个) 得出的经验公式。对于普通混凝土, 在 $L_0/D \leq 50$ 的范围内, 对于高强混凝土, 在 $L_0/D \leq 20$ 的范围内, 该公式的计算值与试验实测值均符合良好 (图 12、图 13)。从现有的试验数据看, 钢管径厚比 D/t , 钢材品种以及混凝土强度等级或套箍系数

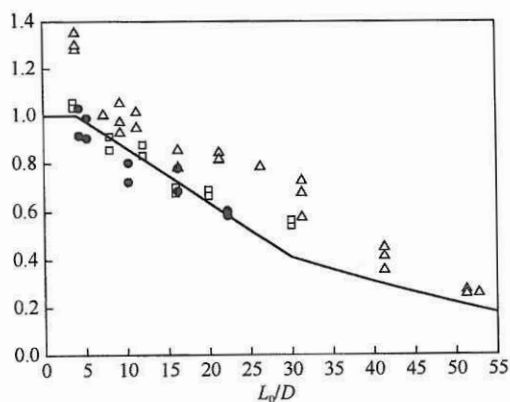


图 12 长细比对轴心受压柱承载能力的影响

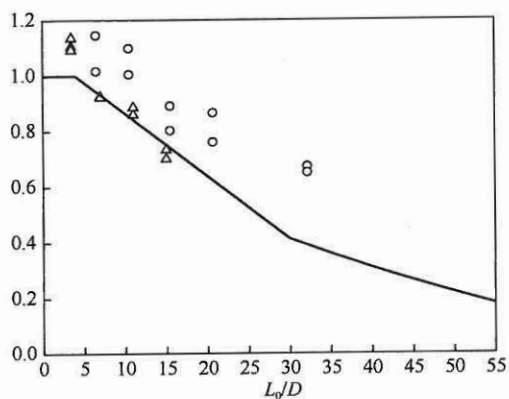


图 13 考虑长细比影响的折减系数试验值与计算曲线比较 (高强混凝土)

等的变化, 对 ϕ_l 值的影响无明显规律, 其变化幅度都在试验结果的离散程度以内, 故公式中对这些因素都不予考虑。为合理地发挥钢管混凝土抗压承载能力的优势, 本规范对柱的长径比作了 $L/D \leq 20$ 的限制。

6.1.5、6.1.6 本条的等效计算长度考虑了柱端约束条件 (转动和侧移) 和沿柱身弯矩分布梯度等因素对柱承载力的影响。

柱端约束条件的影响，借引入“计算长度”的办法予以考虑，与国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 所采用的办法完全相同。其中有侧移框架和无侧移框架的判定标准按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 采用。

为考虑沿柱身弯矩分布梯度的影响，在实用上可采用等效标准单元柱的办法予以考虑。即将各种一次弯矩分布图不为矩形的两端铰支柱以及悬臂柱等非标准柱转换为具有相同承载力的一次弯矩分布图呈矩形的等效标准柱。我国《钢结构设计规范》GB 50017 和国外的一些结构设计规范，例如美国 ACI 混凝土结构规范，采用的是等效弯矩法，即将非标准柱的较大端弯矩予以缩减，取等效弯矩系数 $c \leq 1$ ，相应的柱长保持不变（图 14a）；本规范采用的则是等效长度法，即将非标准柱的长度予以缩减，取等效长度系数 $k \leq 1$ ，相应的柱端较大弯矩 M_2 保持不变（图 14b）。两种处理办法的效果应该是相同的。本规范采用等效长度法，在概念上更为直观，对于在实验中观察到的双曲压弯下的零挠度点漂移现象，更易于解释。

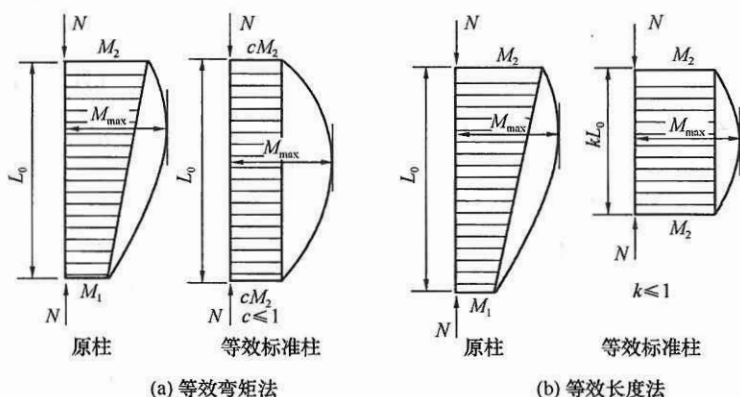


图 14 非标准单元柱的两种等效转换法

本条所列的等效长度系数公式，是根据专门的试验结果建立的经验公式。

6.1.7 本条采用的拱的等效计算长度的计算方法,乃中外有关规范所通用,这里忽略沿拱身弯矩分布图对拱整体刚度的影响,是偏于安全的。

6.1.8 虽然钢管混凝土柱的优势在抗压,只宜作受压构件,但在个别特殊工况下,钢管混凝土柱也可能有处于受拉状态的时候。为验算这种工况下的安全性,本规范规定了钢管混凝土柱轴心受拉(轴心受拉和偏心受拉)承载能力的计算方法。在受拉区采用了直线形状的 $N-M$ 相关方程,其轴心受拉承载力仅考虑钢管的作用,受弯承载力取 $M_0 = 0.3r_c N_0$,与压弯段衔接。

6.2 单肢柱横向受剪承载力计算

6.2.1、6.2.2 钢管混凝土中的钢管,是一种特殊形式的配筋,系三维连续的配筋场,既是纵筋,又是横向箍筋,无论构件受到压、拉、弯、剪、扭等何种作用,钢管均可随着应变场的变化而自行调节变换其配筋功能。一般情况下,钢管混凝土柱主要受压弯作用,在按压弯构件确定了柱的钢管规格和套箍系数后,其抗剪配筋场亦相应确定,无需像普通钢筋混凝土构件那样另做抗剪配筋设计。以往的试验观察表明,钢管混凝土柱在剪跨柱径比 $a/D > 2$ 时(钢管混凝土单肢柱的剪跨 a 为横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离),都是弯曲型破坏。在一般建筑工程中的钢管混凝土框架柱,其高度与柱径之比(即剪跨柱径比)大都在 3 以上,横向抗剪问题不突出,但在某些情况下,例如钢管混凝土柱之间设有斜撑的节点处,大跨重载梁的梁柱节点区等,仍有可能出现影响设计的钢管混凝土小剪跨抗剪问题。为解决这一问题,进行了专门的抗剪试验研究,本条的计算公式(6.2.2-1)和式(6.2.2-2)即系根据这批试验结果提出的。公式附注中规定横向剪力应以压力方式作用于钢管混凝土柱上,不宜采用钢管壁受拉的形式,必要时可通过设置环形节点板的方式将构件的拉力转化为受压形式作用在钢管上。

6.3 局部受压计算

6.3.1、6.3.2 众所周知,对混凝土配置螺旋箍筋或横向方格钢筋网片,形成所谓套箍混凝土,可显著提高混凝土的局部承压强度。钢管混凝土是一种特殊形式的套箍混凝土,其钢管具有类似螺旋箍筋的功能,显然也应具有较高的局部承压强度。钢管混凝土构件的局部承压可分为中央部位的局部承压和组合界面附近的局部承压两类。试验研究表明,在上述两类局部承压下的钢管混凝土强度提高系数亦服从与面积比的平方根成线性关系的规律。当局压强度不足时,可将局压区段(等于钢管直径的1.5倍)管壁加厚,予以补强,这比局部配置螺旋箍筋更简便些。

6.4 钢管混凝土格构柱承载力计算

6.4.3 有关缀件剪力的规定,是按照《钢结构设计规范》GB 50017 套用的。由于钢管混凝土为组合材料,故将钢结构设计规范中的应力表达改为广义应力,即改为极限承载力表达。

6.4.5 格构柱的整体承载能力随长细比和偏心率的增长而下降的规律,一如单肢柱那样,采用双系数乘积公式表达。

6.4.6 本规范的格构柱压弯强度计算,反映了钢管混凝土柱肢的抗压强度与抗拉强度不相等这一重要特点。

根据格构柱在弯矩作用下的应变状态,可将柱肢区分为拉区柱肢和压区柱肢,其轴心受压短柱承载力分别记为 N_0^t 和 N_0^c 。图 15 中格构柱的整体轴压承载力记为 N_0 ,可按下列公式计算:

$$N_0 = N_0^t + N_0^c \quad (42)$$

定义格构柱截面不对称系数 $\gamma = N_0^c/N_0^t$, 对称截面 $\gamma=1$ 。

压力重心轴至拉区柱肢重心的距离为:

$$a_t = \frac{N_0^c}{N_0} h = \frac{N_0^c}{N_0^t + N_0^c} h \quad (43)$$

压力重心轴至压区柱肢重心的距离为:

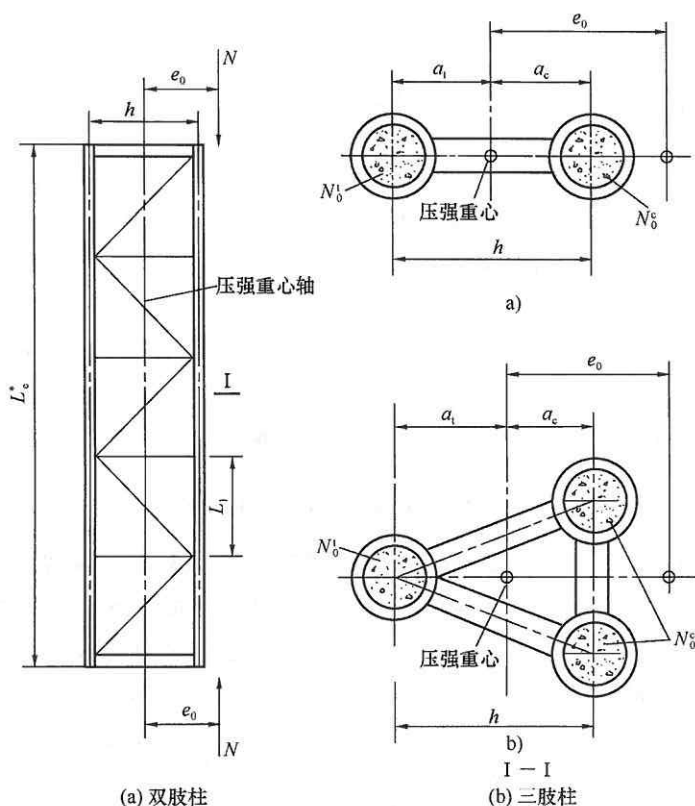


图 15 格构柱计算简图

$$a_c = \frac{N_0^t}{N_0} h = \frac{N_0^t}{N_0^t + N_0^c} h \quad (44)$$

设拉区柱肢的轴拉承载力（不考虑混凝土的抗拉强度）为：

$$N_s^t = A_s f_s \quad (45)$$

则当轴拉力作用于格构柱的压力重心，且各柱肢达到极限拉力 N_s^t 时的整体轴拉承载力将为 N_s ，并令：

$$\eta = \frac{N_0}{N_s} = \frac{N_0^t}{N_s^t} \quad (46)$$

称之为柱肢的压拉强度比。

由于钢管混凝土构件的轴压承载力和轴拉承载力不相等，格构柱在轴压力 N 和弯矩 M 联合作用下的破坏形态将有以压区柱肢抗压承载力控制的压坏型和以拉区柱肢钢管抗拉承载力控制的拉坏型两种。显然，以压区柱肢抗压承载力控制的格构柱的极限弯矩为：

$$M_0 = N_0 a_t \quad (47)$$

以拉区柱肢抗拉承载力控制的格构柱的极限弯矩为：

$$M_s = N_s a_c \quad (48)$$

在 $M-N$ 坐标系中，格构柱压坏型的屈服条件为如图 16 所示通过 A (0, 1) 和 D (1, 0) 两点的 I-I 直线：

$$\frac{N}{N_0} + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (49)$$

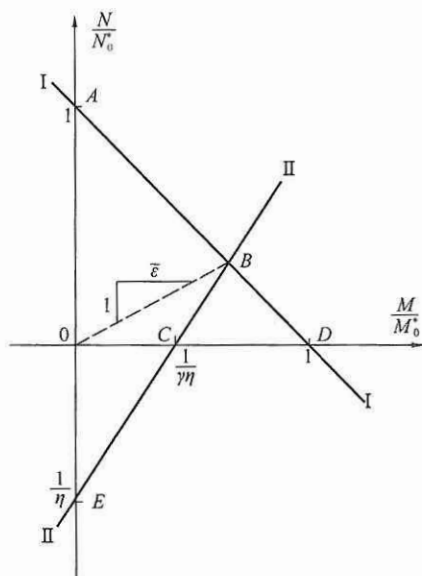


图 16 钢管混凝土格构柱的 $M-N$ 相关曲线

格构柱拉坏型的屈服条件为图中通过 $E(0, 1/\eta)$ 和 $C(1/\eta, 0)$ 两点的 II-II 直线:

$$-\frac{N}{N_s} + \frac{M}{M_s} = 1 \quad (50)$$

从而格构柱的 $M-N$ 相关曲线即如图中的 ABC 折线, B 点为拉区和压区同时发生破坏的平衡破坏点。

考虑到 $M = Ne_0$, 并将式 (47) 代入 (49), 得:

$$\frac{N}{N_0} + \frac{Ne_0}{N_0 a_t} = 1 \quad (51)$$

或
$$\frac{N}{N_0} \left(1 + \frac{e_0}{a_t} \right) = 1 \quad (52)$$

根据定义, $\varphi_e = N/N_0$, 于是由式 (52) 得压坏型的折减系数为:

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + \frac{e_0}{a_t}} \quad (53)$$

此即本规范公式 (6.4.6-1)。

同样, 将 $M = Ne_0$ 和式 (48) 代入 (50), 得:

$$-\frac{N}{N_s} + \frac{Ne_0}{N_s a_c} = 1 \quad (54)$$

又由式 (46) 得 $N_s = N_0/\eta$, 将其代入上式, 得:

$$-\frac{\eta N}{N_0} + \frac{\eta Ne_0}{N_0 a_c} = 1 \quad (55)$$

或
$$\frac{N}{N_0} \cdot \eta \left(\frac{e_0}{a_c} - 1 \right) = 1 \quad (56)$$

同样, 根据定义, $\varphi_e = N/N_0$, 由式 (56) 得拉坏型的折减系数为:

$$\varphi_e = \frac{1}{\eta \left(\frac{e_0}{a_c} - 1 \right)} \quad (57)$$

令式 (53) 和式 (57) 的 φ_c 相等, 即得到对应于平衡破坏点的界限偏心率为:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\bar{e}_0}{a_c} = \frac{\gamma(\eta+1)}{\gamma\eta-1} \quad (58)$$

考虑到 $N_0^t = A_c f_c (1 + \alpha\theta_t)$, $N_s^t = A_s f_s$, 可得:

$$\eta = \frac{N_0^t}{N_s^t} = \frac{1 + \alpha\theta_t}{\theta_t} \quad (59)$$

$$\text{其中 } \theta_t = \frac{A_s f_s}{A_c f_c}。$$

由此可见, 界限偏心率 e_0/a_c 和拉坏型折减系数公式 (57) 均是拉肢套箍系数 θ_t 的函数。为简化计算, 经分析比较后, 直接以 $\gamma=1$ 、 $\theta_t=1$ 和 $\alpha=2$ 作为一般情况的代表, 从而得 $\eta=3$ 和界限偏心率 $\frac{e_0}{a_c} = 2$ 。将 $\eta=3$ 代入式 (57) 即得本规范公式 (6.4.6-2)。

6.4.7 遵循《钢结构设计规范》GB 50017 的原则, 认为格构柱承载能力随长细比增大而降低的规律与实腹柱的规律相同, 亦即与单肢钢管混凝土柱的规律相同。

近似的取钢管混凝土圆形截面积的回转半径为 $r = D/4$, 于是长细比 λ 可表达为:

$$\lambda = L_0/r = 4L_0/D \quad (60)$$

由此可得: $L_0/D = \lambda/4$

将其代入本规范第 6.1.4 条单肢柱的 φ_l 公式 (6.1.4-1), 得出

$$\varphi_l = 1 - 0.115\sqrt{\frac{\lambda}{4} - 4} = 1 - 0.058\sqrt{\lambda - 16} \quad (61)$$

将上式中的长细 λ 以格构柱的换算长细比 λ^* 置换, 即得本规范公式 (6.4.7-2)。本规范中有关换算长细比 λ^* 的公式, 均全部引自《钢结构设计规范》GB 50017。

6.4.8~6.4.10 格构柱等效计算长度的计算公式完全仿照单肢

柱的公式求得。对于有侧移框架柱和悬臂柱，以 $e_0/a_c = 1$ ，亦即以界限偏心率 ($e_0/a_c = 2$) 的 0.5 倍作为选用 k 值公式的分界线，这是参照单肢柱的分界线 $e_0/r_c = 0.8$ 大致相当于界限偏心率 ($e_0/r_c = 1.55$) 的 0.5 倍这样一个规律定出的。

7 连接和节点设计

7.1 一般规定

7.1.1、7.1.2 这两条规定了采用钢筋混凝土楼屋盖时，梁与钢管混凝土柱连接的受剪承载力和受弯承载力应分别不小于被连接构件端截面的组合剪力设计值和弯矩设计值，这里采用的用于连接设计的剪力和弯矩设计值应该是根据相关规范根据不同抗震等级要求调整后的设计值。

7.1.3 钢梁与钢管混凝土柱的刚接连接，应按弹性进行设计；抗震时，还应进行连接的极限承载力验算，以实现“强连接、弱构件”的设计概念。研究表明，钢梁与钢柱刚性连接时，除梁翼缘与柱的连接承担弯矩外，腹板连接的上下受弯区也可承担弯矩，腹板中部的连接承担剪力。这样计算合理一些，但给设计增加麻烦，因此，本规范没有考虑腹板连接承担弯矩的作用。

7.1.4 梁、板的纵向受力钢筋若直接焊接在钢管壁上，将使钢管壁产生额外的复杂应力和变形，影响钢管对混凝土的约束作用。

7.1.5 为保证管内混凝土的浇灌质量，应尽可能避免零部件穿过钢管。

7.1.6 根据钢管混凝土结构施工经验，为方便钢管混凝土框架柱接头处现场焊接钢管，接头位置宜在楼面标高以上1.2m~1.3m。

7.2 实心钢管混凝土柱连接和梁柱节点

7.2.1 钢管因为材料长度、吊装能力或运输能力的影响，钢管的长度都是有限制的，需要在施工现场对接。等直径钢管对接时，可采用本条规定的连接方法。

7.2.2 不同直径的钢管对接时，不能直接对接，需要设置变径钢管过渡。因过渡段钢管转折处存在较大的横向作用，因此过渡段的坡度不宜过大，而且要在转折处设置环形隔板抵抗横向作用。

7.2.3 内套圈在运输时可以避免管口变形，也有利于钢管的定位和对接焊缝的焊接，因此规定设置内套圈。

7.2.4 钢管混凝土柱与钢梁用外加强环的连接是常用的刚接节点。在正对钢梁的上下翼缘，在管柱上用坡口对接熔透焊缝焊接带短梁（也称牛腿）的加强环。牛腿的尺寸和所连接的钢梁相同。其翼缘的连接可用高强度螺栓，也可用对接焊缝，对接焊缝应与母材等强；腹板的连接常采用高强度螺栓。

7.2.5 采用内加强环连接时，梁与柱之间最好通过悬臂梁段连接。悬臂梁段在工厂与钢管采用全焊连接，即梁翼缘与钢管壁全熔透坡口焊缝连接、梁腹板与钢管壁角焊缝连接；悬臂梁段在现场与梁拼接，可以采用栓焊连接，也可以采用全螺栓连接。采用不等截面悬臂梁段，即翼缘端部加宽或腹板加腋或同时翼缘端部加宽和腹板加腋，或采用梁端加盖板或骨形连接，均可有效转移塑性铰，避免悬臂梁段与钢管的连接破坏。

7.2.6 当钢管柱直径较大且钢梁翼缘较窄时直接将钢梁穿过钢管混凝土柱，即钢梁贯通式节点，梁端弯矩及剪力传递直接，且梁端剪力可直接传递到钢管内混凝土上。在钢管内，也可将梁翼缘适当加厚变窄，利于混凝土浇筑。

7.2.7 本规范中钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的连接方式分别针对管外剪力传递和管外弯矩传递两个方面做了具体规定，可根据工程特点采用不同的剪力和弯矩传递方式进行组合。

7.2.8 给出了几种常用的抗剪连接方式并在下文中对构造和计算方法进行了规定，也可采用其他的抗剪连接方式。

7.2.9、7.2.10 环形牛腿（及台锥式环形深牛腿）的受剪承载力由 5 个环节中的最薄弱环节决定。公式（7.2.10-2）～（7.2.10-6）分别用来计算这 5 个环节。为了简化，公式未考虑

管外剪力的不均匀分布（不利因素），因此，计算时应取与环形牛腿相连接的各梁中最大的梁端剪力乘以梁端的数量，作为该牛腿的管外剪力 V 的设计值。此外，公式未考虑某些有利因素，以留作安全储备，如：取混凝土局部承压强度提高系数 $\beta=1.0$ ；不计混凝土与钢管壁接触面的粘结强度；不计上下加强环板对肋板受剪承载力的贡献；不计上下加强环板与钢管壁之间的焊缝沿钢管轴心的抗剪强度。

公式（7.2.10-6）用于计算由上下加强环决定的受剪承载力。推导如下：

由钢管外剪力 V 在钢管柱单位周长上产生的扭矩为：

$$m = \frac{V \cdot \frac{b}{2}}{\pi D} \quad (62)$$

由此得作用于环形牛腿的环向弯矩为：

$$M = m \cdot \frac{D}{2} = \frac{Vb}{4\pi} \quad (63)$$

由上下环板提供的环向抵抗矩为：

$$\bar{M} = bt f_s (h_w + t) \quad (64)$$

令 $M = \bar{M}$ 和 $V = V_{us}$ ，得出：

$$V_{us} = 4\pi t (h_w + t) f_s \quad (65)$$

式中： f_s ——钢材的抗拉（压）强度设计值；

b ——环板的宽度；

t ——环板的厚度；

h_w ——肋板的高度。

当上下环板的宽度不等时，须校核并满足：

$$b_1 t_1 \geq bt \quad (66)$$

式中： b_1 ——较窄环板的宽度；

t_1 ——较窄环板的厚度。

7.2.11、7.2.12 规定了传递剪力的承重销的构造要求和承重销受剪承载力的计算方法。当钢管直径较大且钢管加工每层一段时，钢管端部的管内可进行焊接，此时可采用承重销传递剪力。

7.2.13 给出了几种常用的弯矩传递方式并在下文对其构造和计算方法进行了规定,也可采用其他的连接方式。

7.2.14 规定了钢筋混凝土环梁的构造要求,目的是使框架梁端弯矩能平稳地传递给钢管混凝土柱,并使环梁不先于框架梁端出现塑性铰。环梁的配筋计算,可参考附录 D。此种连接构造简便,省材料,但对空心钢管混凝土柱不宜采用。

7.2.15 “穿筋单梁”节点增设内衬管或外套管,是为了弥补钢管开孔所造成的管壁削弱。穿筋后,孔与筋的间隙可以补焊。条件许可时,框架梁端可水平加腋,并令梁的部分纵筋从柱侧绕过,以减少穿筋的数量。

7.2.16 当钢管直径较小而钢筋混凝土梁较宽时,可采用变宽度梁的方式连接。本方式可以和穿筋单梁方式结合使用,梁外侧的钢筋绕过钢管混凝土柱,内侧的钢筋穿过钢管混凝土柱。

7.2.17 本规范中图表示了加强环与钢筋混凝土梁的方法,即钢筋与环板焊接。两种连接节点形式均为刚接,后者避免了现场焊接。《现场施工完全无焊接钢管混凝土节点抗震性能研究》通过对节点进行低周往复试验,验证了采用套筒连接的无焊接节点与钢筋焊接节点均具有良好的抗震性能,延性系数大于 5,且满足刚接节点特性,试验表明:改变牛腿及环板翼缘厚度对节点承载能力影响较小,而增加牛腿长度可有效提高节点承载能力。

7.2.18 实心圆形钢管混凝土柱自 20 世纪 60 年代开始,就广泛用于工业厂房。阶形组合柱的设计和钢结构柱的设计完全相同,可参见《钢结构设计规范》GB 50017。

7.3 空心钢管混凝土柱连接和梁柱节点

7.3.1 本条的要求是为了防止加焊附件时损伤混凝土。

7.3.3 空心钢管混凝土构件在组装成柱时,为了不使焊接钢管时损坏内部混凝土,在构件端部留出一段无混凝土的部分。这部分应在管内加一段加强管来加强,使这一段无混凝土部分的强度与刚度不小于有混凝土时的强度和刚度。根据大量的试验和工程

实践,按本规范公式(7.3.3-1)、式(7.3.3-2)和式(7.3.3-3)计算确定的加强管厚度是合适的。这些公式的推导如下:

1 轴心受压极限承载力的要求

要求加强管的抗压极限承载力不低于管内混凝土的抗压极限承载力的130%:

$$A_s f_y = 1.3 A_c (1.1 f_{ck}) = 1.43 A_c f_{ck} \quad (67)$$

各种形状截面的面积表示为: $A_s = \pi v D_s t$; $A_c = \pi D_c \delta_c$;

代入上式,且1.43取为1.5,得出

$$t \geq [1.5 \delta_c f_{ck} / (v f_y)] (D_c / D_s) \quad (68)$$

考虑标准值和设计值间的换算,最终得到本规范公式(7.3.3-1)。

2 抗弯极限承载力的要求

要求加强管和钢管的抗弯强度不低于钢管混凝土构件的抗弯强度的110%:

$$\gamma_s W_s f_y = 1.1 M_u \quad (69)$$

各种形状截面的截面模量表示为: $W_s = \beta_0 (\pi/4) D_s^3 t / D$, $M_u = W_{sc} f_{sc}^y = 1.3 W_{sc} f_{sc}$;

代入上式,并取 $D_s/D = 0.975$,最后的常系数取1.868,得出:

$$t \geq 1.868 W_{sc} f_{sc} / (\gamma_s \beta_0 D^2 f_y) - t_0 \quad (70)$$

考虑钢材标准值和设计值间的换算,最终得到本规范公式(7.3.3-2)。

3 抗弯刚度要求

要求加强管的抗弯刚度不低于管内混凝土的抗弯刚度,以保证构件受弯时,钢管不先于混凝土而破坏:

$$E_s I_s \geq E_c I_c, I_s \geq n I_c, n = E_c / E_s \quad (71)$$

各种截面构件钢管部分和混凝土部分的惯性矩表示为: $I_s = \beta_0 0.393 D_s^3 t$; $I_c = 0.393 D_c^3 \delta_c$

代入上式,得出

$$t \geq (n/\beta_0)(D_c/D_s)^3 \delta_c \quad (72)$$

系数 v 和 β_0 分别是多边形截面直径等效系数, 和多边形截面的截面模量及惯性矩等效系数, 是以圆截面作为标准截面而导出的, 可用来计算除圆截面以外的各种多边形截面的截面特性, 见表 2。

表 2 各种截面的截面特性及相应的等效系数

内 容	系数	圆截面	多边形截面边数				
			16	12	8	6	4
截面面积 $A = \alpha_0 D^2$	α_0	0.785	0.796	0.804	0.828	0.866	1.000
面积等效系数	ω	1.000	1.013	1.024	1.055	1.103	1.273
直径等效系数	v	1.000	1.007	1.012	1.027	1.050	1.128
截面模量 $W = \alpha_2 D^2 t$	α_2	0.728	0.747	0.762	0.812	0.898	1.236
截面模量等效系数	β_w	1.000	1.026	1.047	1.115	1.225	1.698
截面惯性矩 $I = \alpha_3 D^3 t$	α_3	0.393	0.403	0.411	0.438	0.481	0.667
惯性矩等效系数	β_I	1.000	1.026	1.046	1.114	1.223	1.698

由于 $\beta_w \approx \beta_I$, 因而取截面模量和惯性矩的等效系数均为 β_0 , 见本规范表 7.3.3。

加强管长度的确定, 主要考虑两个因素: 第一, 要使作用力通过加强管均匀地传递到混凝土截面上; 第二, 杆端在进行高温焊接时, 不损伤内部混凝土。通过试验和产品质量检验, 要保证加强管能把内力均匀地传给混凝土, 其长度应为混凝土厚度的 2 倍。根据钢管在进行 1/2 环焊时, 在距焊缝中心 40mm 处, 钢管表面的温度已降至 300℃ 以下, 对内部混凝土强度无任何影响。因此, 建议混凝土挡浆板离杆端的距离不宜小于 50mm, 已足够安全。

一般情况下, 加强管的外伸长度建议按下式确定:

$$S = d + 2\delta_c + c \geq 150\text{mm} \quad (73)$$

式中: d ——焊缝损伤影响区, $d \geq 50\text{mm}$;

δ_c ——混凝土管厚度 (mm), $\delta_c \leq 40\text{mm}$;

c——其他构造要求。

采用内加强管时，当混凝土厚度较大时，承压挡浆板的内孔小，内加强管与外钢管相连的焊缝焊接困难，质量难以保证，采取把加强管下端切成锯齿形，用加长焊缝长度来补偿。

7.3.4 套接连接的规定

套接连接都用于空心构件。套接段的长度一般不宜小于 $1.5D$ 。但可根据塔架结构的不同用途，可适当增减。例如，用于送电线路的直线塔上，套接长度可取 $L_t \geq 1.3D$ ，对受力较大的转角塔，可加大到 $L_t \geq 1.7D$ ；这样可减小使用过程中塔架结构的变形。

套接管的抗弯承载力应大于该截面处钢管混凝土构件的极限抗弯承载力。它和加强管满足抗弯极限承载力的要求相同，参见本规范公式 (7.3.3-2)。但和本规范公式 (7.3.3-2) 计算加强管时的区别在于：计算加强管时，是加强管的厚度加主管的厚度之和，因此，本规范公式 (7.3.3-2) 中要减去主管的厚度 t_0 。在计算套接管时，只是套接管的厚度，因而不必减去主管的厚度。

7.3.5~7.3.8 剪力板螺栓和法兰盘螺栓连接常用于空心钢管混凝土杆塔结构，是一般钢结构的设计方法。螺栓连接不仅安装方便，而且，还可大大缩短施工周期。

一般都采用法兰盘螺栓连接，如本规范图 7.3.6-1 所示。法兰盘螺栓连接分设有加劲肋的法兰（刚性法兰）和无加劲肋的法兰（柔性法兰）二种。其连接构造和计算方法，基本上是按照《架空输电线路杆塔结构设计技术规定》DL/T 5154 中的有关规定提出的，只对其中法兰盘螺栓的计算公式进行了简化。在实际工程中，尚有多种内法兰的连接方式。设有外法兰的空心钢管混凝土构件的加强管的长度，要求超过加劲肋的高度，且不宜小于 100mm，以承受由加劲肋顶部产生的局部压应力。

对承受较大荷载，螺栓排列有困难时，且连接部位要求平整不外凸时，可采用剪力板螺栓连接（本规范图 7.3.5），它是在

上、下柱柱端分别焊一个由连接板、剪力螺栓（沿圆周均匀布置）和内短钢管所组成的一对阴阳螺栓连接接头，到现场用螺栓相连。剪力板螺栓连接的构造和计算同普通钢结构。

7.3.9 空心钢管混凝土柱梁节点尽量采用外加强环的连接方式，是为防止梁侧推力导致内部混凝土脱落和钢管的屈曲。

7.4 柱脚节点

7.4.1 多、高层建筑无地下室时，钢管混凝土柱多采用埋入式柱脚，当设置地下室且钢管混凝土框架柱伸至地下至少两层时，也可采用外包式柱脚或端承式柱脚。

7.4.2 偏心受压的钢管混凝土柱非埋入式柱脚，应满足钢管底板下截面受剪承载力的要求，其受剪承载力由柱脚钢管底板下轴压力产生的水平摩擦力和钢底内贯通的钢筋混凝土直剪承载力共同承受。钢柱脚板的摩擦力取 0.4 倍的轴压力，因贯通的混凝土内没有构造钢筋的要求，其直剪强度取 $1.5 f_t$ 。当摩擦力和混凝土直剪承载力不足以抵抗柱脚的水平剪力时，应设置抗剪连接件。

7.4.3~7.4.5 端承式柱脚下的环形底板可以避免钢管直接压在混凝土上造成混凝土局部破坏，因此对环形底板的厚度和宽度做了规定。柱脚钢管底板的尺寸应满足埋置部位混凝土局部承压承载力要求。参照《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关局部承压承载力计算方法，建立了本规范规定的相关计算公式。

7.4.6 锚栓式柱脚主要为单向受力，可用于塔架结构或者工业厂房柱中。

7.4.7 柱脚同基础相连处受力复杂，为保证安全可靠采用此措施。

8 防火设计

8.0.1 标准火灾升温曲线下构件的钢管混凝土构件无保护层耐火时间的计算按照附录第 E.0.4 条计算得到,防火计算需要反复迭代或试算,由于公式形式相对复杂,考虑到火灾下钢管软化较快,因此,进一步简化,在计算组合强度时不考虑套箍作用,则最终火灾下的承载力折减系数可以表示为:

$$k_{sc} = \frac{N_u^T}{N_u^0} = \frac{\varphi_T N_0^T}{\varphi N_0} = \frac{\varphi_T}{\varphi} \frac{A_c \bar{f}_c^T + A_s f^T}{A_c f_c + A_s f} \quad (74)$$

其中,常温和高温下的稳定系数公式中对应的组合强度也不考虑套箍作用。根据上式可知:当承载力折减系数 k_{sc} 等于荷载比 n_f 时,此时对应的时间即为构件的耐火时间,通过对承载力折减系数的分析发现:

1 柱高在 1m~5m 范围内,高度对承载力折减系数的影响较小,在此都按 4m 来计算;

2 其他条件相同时,钢材的强度提高会提高构件的耐火性能,反之,混凝土的强度提高会降低构件的耐火性能;偏于安全,简化计算中取钢材为 Q420,混凝土为 C30;

3 钢管的厚度对承载力有一定的影响,但是影响有限,根据常见取值范围,偏于安全取 10mm;

4 外径、空心率和荷载比对构件的承载力折减影响非常明显,应考虑。

为了方便设计,基于上面的分析和假定,通过迭代插值得到不同外径、空心率和荷载比下的构件耐火时间取值表,具体见本规范表 8.0.1。

8.0.2 当防火材料为非膨胀型涂料时,取常用涂料导热系数 $\lambda = 0.116 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ 时,根据附录第 E.0.6 条公式计算可得表

8.0.2-1、表 8.0.2-2。当涂料导热系数同上述值相差很大时，应按照附录第 E.0.6 条公式计算。

8.0.3 当防火保护层为水泥砂浆时，水泥砂浆的热工参数系数取：

1 密度 $\rho_s = 2150 \text{ kg/m}^3$ ；

2 导热系数

$$k_s = 1.87 - (3.55 \times 10^{-3})T + (2.66 \times 10^{-6})T^2 \quad (75)$$

[kcal/(m · h · °C)]

3 比热容

$$c_s = 0.124 + (3.65 \times 10^{-4})T - (1.01 \times 10^{-7})T^2 \quad (76)$$

[kcal/(kg · °C)]

(建筑物综合防火设计，1994：761 - 762)，根据附录第 E.0.6 条公式计算可得表 8.0.3-1、表 8.0.3-2。

由于产品或构造工艺、原材料的性能差别，建议设计时可参考上述方式进行保护层厚度设计。为真实体现使用产品、施工工艺或构造之间的差异，应有典型构件的耐火试验结果为设计、验收依据。当实验报告所采用的构件截面或形式与实际工程不同时，应采用本文的方法对防火保护构件的耐火性能进行评估，评估结果作为设计或验收依据，以保证防火保护的可靠性。可参考的标准有《钢结构防火涂料》GB 14907 - 2002、《建筑构件用防火保护材料通用要求》GA/T 110 - 2013。

8.0.4 当温度超过 100℃ 时，核心混凝土中的自由水和分解水会发生蒸发现象。为了保证钢管和混凝土之间良好的共同工作，以及结构的安全性，应设置排气孔。对于长柱，仅在楼层位置设置排气孔不能保证充分排气，排气孔纵向间距不宜超过 6m。

9 制作与施工

9.1 钢管的制作

9.1.2 设计文件是加工制作的直接依据。对于设计文件中没有明确要求的，应符合现行相关国家标准和现行行业标准的规定。加工工艺设计应结合生产厂的设备、技术条件来制定。主要原材料应符合本规范和现行国家标准和行业标准的规定。

9.1.3 钢管加工精度应满足本规范要求。本规范特别强调空心钢管构件的椭圆度和弯曲度，钢管椭圆度直接影响离心浇筑混凝土壁厚的均匀性，钢管弯曲变形对构件受压承载力有直接影响，因此应严格限制。

9.1.4 焊接收缩量 and 加工余量的预留，主要是为了对制作过程中的偏差进行预控，应保证产品成型后的构件尺寸要求。

9.1.5 直缝焊接钢管应尽可能减少纵缝数量。纵缝的数量取决于钢板板材的宽度，对于大管径的钢管，可能有多道纵缝。考虑焊接会对钢材性能产生影响，因此规定等直径钢管相邻纵缝间距不宜少于 300mm。

9.1.6 当钢管采用卷制方式加工成型时，由于钢板宽度的尺寸限值，对于制作单元较长的构件可允许适当增加接头。深化图纸设计时接头位置尽量靠近反弯点，原则上接头数量不宜超过 4 个。现场焊接为了保证焊缝质量，都应进行超声波检验。对接焊缝一般宜两面施焊或单面施焊后再补焊缝根；若受条件限制只能单面施焊时，则应在剖口处留足间隙，用二氧化碳气体保护焊打底，100%进行超声波检验。当钢管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$ 时，超声波检测对接焊缝的可靠性较差，若应单面施焊时，接缝处应留足间隙，并在管内加设环形垫圈，以保证施焊时焊条熔液不向管内流淌；或两端分别设置环形垫圈。垫圈的板厚不宜小于主管厚度的

30%，并不得小于 3mm。其伸入主管的宽度不宜小于 50mm。

9.2 钢管的除锈、防腐涂装

9.2.1 本规范的构件防腐涂装工艺是常用的方式，设计人员可根据具体工程情况进行涂装设计。防腐涂装的热镀锌、喷涂锌、涂漆等工艺、技术规范及涂层质量检测标准等都应符合相应的现行国家标准和行业标准。建议防腐施工都应在混凝土浇筑前进行，尤其是空心钢管混凝土，因为混凝土离心浇筑后进行防腐施工除锈时，容易造成钢板热膨胀，致使钢板与混凝土产生间隙，养护后会有局部“空鼓声”。

9.2.2、9.2.3 热镀锌防腐涂装对工件经酸洗除锈后，浸入 500℃左右热浸镀锌熔池数分钟，使工件沾满锌液，再提出工件浸入常温水中冷却形成热镀锌层。热镀锌防腐涂装的问题是：构件尺寸受熔池限制，浸入温度高时，对长的薄壁工件易产生变形，酸洗除锈残存酸液会腐蚀镀锌层，镀层缺陷难以修复。热镀锌防腐的防护寿命在 10 年～15 年左右。热镀锌防腐只能在工厂施工。对于空心钢管混凝土构件的钢管，当钢管壁厚大于 12mm 时，可在离心浇筑混凝土前采用热镀锌工艺。

所提防腐方法是该产品工厂化生产的主要方法。

9.2.4 喷涂锌可以现场施工，甚至可以高空作业。镀层厚度可控，对工件热影响很小，缺陷易修复，防护寿命在 30 年～50 年左右。应注意下列要求：

1 喷涂锌防护设计、施工、验收的现行规范依据。

2 喷砂工艺的选择可根据具体情况确定，工厂生产可选择喷河砂、喷铁砂、流水抛丸等多种方式。现场受条件影响时，可以选用人工喷河砂或设备磨削的方式。工件基体表面应达到除锈等级要求。

3 喷涂锌材料无论锌丝还是粉末，应具有高纯度，才能保证锌涂层质量。

4 对喷砂后的时间间隔及环境的约束是为了保证基体表面

的质量,从而保证喷涂锌层的结合能力。当基体表面出现二次污染时,应重新处理。

5 喷涂锌的环境条件要求是保证喷涂锌层质量的前提,应保证基本的环境条件要求。

6 薄壁钢管在喷砂时会发热,容易产生变形。因此,应考虑工装或调整喷砂流量的合理性,减少因发热造成的钢管变形。

7 锌涂层厚度与构件的防护年限有关。锌涂层越厚,防护年限越长,但喷涂锌时易脱皮;锌涂层越薄,防腐年限越短,但喷涂锌结合力强。锌涂层厚度的要求应考虑环境、用途等因素确定。锌涂层厚度的要求是根据环境介质对结构的腐蚀性而按 50 年防护寿命规定的。锌涂层厚度最低不得小于 $100\mu\text{m}$,否则喷涂锌就丧失意义。

8 封闭漆一般选用渗透力强的油漆,能更好地渗入喷锌后的微细孔中,起到隔离封闭作用,封闭漆可以提高防护能力 3 年~5 年。

9.2.5 油漆防腐涂装根据使用环境和工程要求确定其材料及工艺,工艺的编排应根据防护设计要求确定。

9.3 实心钢管混凝土浇筑与安装施工

9.3.1 实心钢管混凝土构件都在现场进行混凝土的浇灌。当管内零部件较少时,宜优先采用自密实混凝土,不需振捣,施工方便简捷,节省时间。其次是采用分段浇灌并振捣。

泵送顶升浇筑法,由混凝土泵车将混凝土连续不断地自下而上挤压入钢管内,无需振捣,钢管直径不宜小于泵直径的 2 倍。适用于低层建筑和单层工业厂房柱,这时,钢管柱内不应有隔板等零部件,否则,将提高混凝土的泵送压力,易发生事故。

从管顶向下浇筑适用于钢管直径大于 350mm,高度不小于 4m 的情况。对于高度不足 4m 的区段,应用内部振动器振实。一次抛落的混凝土量可在 $0.35\text{m}^3 \sim 0.7\text{m}^3$ 左右,用料斗装填,料斗的下口尺寸应比钢管内径小 100mm~200mm,以便混凝土

下落时,管内空气得以顺利排出。

9.3.2、9.3.3 按现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666-2011 执行。

9.3.6 海砂混凝土用于钢筋混凝土构件时,海砂中的盐对钢筋起锈蚀作用影响较大。钢管混凝土构件中的核心混凝土和钢筋混凝土的工作环境不同,主要在钢管混凝土封闭的环境中缺少使钢材发生腐蚀的氧气和水分,研究证明:在使用年限内钢管混凝土封闭的环境中海砂对钢管内壁的腐蚀很小,可以忽略不计;且海砂对钢管内壁的少量锈蚀产生微小体积膨胀,能增加对管内混凝土的紧箍效应。但应对构件密封,防止雨水和空气侵入,造成钢管严重锈蚀现象的发生。

9.4 空心钢管混凝土构件制作

9.4.1 氯盐对钢管有腐蚀作用,易造成构件强度的损失,因此禁止使用。《混凝土结构设计规范》GB 50010 对混凝土中氯离子最大含量进行了规定,现行行业标准《水运工程混凝土试验规程》JTJ 270 中提供了混凝土中氯离子含量的快速测定方法。但实心且封闭性良好的钢管混凝土构件可采用海砂混凝土。

9.4.2 只有外加钢模离心工艺,转速可达到 1200 转/min~1600 转/min,其余方式只能达到 600 转/min~700 转/min,混凝土密实度达不到要求;拔稍杆型不采用钢模,不能保证其同心度;同时外加钢模可以保护钢管防腐层不受破坏。

9.4.3 养护方式优先使用蒸汽养护,如条件限制,可采用自然养护。

9.4.4、9.4.5 混凝土厚度的允许偏差及混凝土强度等级应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定。试件制作可采取同步取样、人工振捣和平台振捣等方法。

9.4.6 构件的检验是产品出厂前的最后检验,构件最终质量检验资料一般应保存 3 年。

9.4.7 构件永久标志便于构件质量的追溯，标志位置可按企业标准执行。例如：电力塔架标志可在构件的下端以上 200mm 处。产品临时标志应考虑方便施工等因素，可标志工程名称、规格代号。例如：电力杆塔呼 15 米双回 240 转 60 度上段。

9.4.8 堆放的要求是为了避免重力弯曲和受压损伤。在构件混凝土强度还没有达到混凝土的设计强度的情况下，堆放不当极易造成质量事故。产品的绑扎、吊运，应保护涂层不受损坏。

9.5 钢管混凝土结构的施工

9.5.1 对钢管混凝土结构施工的建筑企业资质要求，可按国家现行规定具备相应的承包钢结构（或电力工程）的施工资质执行。

9.5.2、9.5.3 是对钢管混凝土结构的施工与相关其他建筑结构规范保持一致的要求。

附录 B 钢管混凝土构件抗压强度设计值

表 B. 0. 1~B. 0. 6 中第一、二、三组钢材均取同一值。

附录 C 钢梁-钢管混凝土柱外加强 环连接节点设计

加强环式连接有关加强环板的计算主要是根据“高层建筑组合结构框架梁柱节点分析与设计”研究成果提出的。

附录 D 钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的 环梁节点配筋计算方法

D.0.1 RC 梁-钢管混凝土柱环梁节点的承载力试验进行了 7 批,共 48 个试件及 1 个 2 层 2 跨框架 (18 个节点),节点形式包括“十”字形、“一”字形、“—”字形、“L”字形和单肢形,其中有部分带楼板。根据试验目的不同,加载形式包括单调加载、低周往复加载及 2 层 2 跨的 RC 梁-钢管混凝土柱框架的拟动力试验和单调推覆试验 (表 3)。大量试验结果表明,环梁节点具有可靠的受力性能。基于 RC 梁-圆钢管混凝土柱节点试验破坏面的极限平衡条件,得到节点环梁承载力的设计方法。该方法综合考虑了环梁环筋和箍筋的相互作用及钢管混凝土柱、框架梁、环梁截面尺寸的影响,同时,在对节点进行详细的有限元分析的基础上,考虑了楼板的作用,并以试验结果对计算公式作了校正。对环梁环筋和箍筋的配置有特别要求时,可按本条计算,首先需要确定合适的剪环比;一般情况下可按第 D.0.2 条的简化方法设计环梁,依节点的实际情况确定考虑或不考虑楼板的作用。

表 3 环梁节点主要试验情况

批次	类型	个数	比例	地点	钢管直径 (mm)
1	静载	11	1:3	广州交通研究所	200, 300
2	静载	2	原型	华南理工大学	800
3	低周往复	4	1:3	清华大学	550 800
4	低周往复	6	拟原型	同济大学	1000
5	拟动力、单调推覆	18	2 层 2 跨框架	清华大学	500
6	静载	24	1:2	同济大学	400~600
7	静载	1	原型	广州翠湖山庄工地	1600

D.0.2 当忽略环梁、框架梁及钢管混凝土柱截面尺寸等的影响,且假定 $M_k = 0.87f_y A_{sk} h_{k0}$, $L_r = 0.87h_{r0}$, 取合适的剪环比 λ 及环筋计算系数,即可得到节点环梁承载力简化计算方法。由框架梁端截面的实配钢筋,可得到环梁的配筋。当有楼板且楼板厚度较大时,可考虑楼板的作用。如设置了抗剪环,可按本附录中条文验算节点环梁与钢管混凝土柱连接界面的受剪承载力。

D.0.3 钢筋混凝土框架梁-钢管混凝土柱环梁节点的设计方法,得到钢筋混凝土无梁楼盖与圆钢管混凝土柱的环梁节点的配筋计算方法。

附录 E 钢管混凝土构件防火计算方法

E.0.1 火灾标准升温曲线

本规范采用的升温曲线为国家标准《建筑构件耐火试验方法 第1部分：通用要求》GB/T 9978.1-2008 中第 6.6.1 条规定的升温曲线，也是国际标准 ISO 834 推荐的升温曲线。

E.0.2 高温下材料的特性

高温下，钢材和混凝土的强度会随着温度的升高而下降，目前采用较多的是国外 T. T. Lie 的实验数据。由于其采用的是高温下钢材和混凝土的强度和弹性模量，用分段函数或表格的形式给出；为了方便采用计算，构造新的函数对其重新回归，最终得本规范公式 (E.0.2-1) ~ (E.0.2-4)，热工参数采用 T. T. Lie 的成果。

E.0.3 标准升温曲线下构件的温度场计算

钢管混凝土防火设计是通过基于平均温度概念的方法，由理论、实验和数值分析，给出了钢管和混凝土的平均温度计算公式。多边形的平均温度计算，基于平均温度控制方程推导，将等效成具有同样面积的圆形截面计算，其中：

钢管的等效厚度 \bar{d}_s (单位为“mm”)，按面积等效成圆形的厚度可以按下式计算：

$$\bar{d}_s = \sqrt{\frac{A_c + A_k + A_s}{\pi}} - \sqrt{\frac{A_c + A_k}{\pi}} \quad (77)$$

混凝土的等效厚度 L_e (单位为 mm)，按面积等效成圆形的厚度可以按下式计算：

$$L_e = \sqrt{\frac{A_c + A_k}{\pi}} - \sqrt{\frac{A_k}{\pi}} \quad (78)$$

E.0.4 标准火灾升温曲线下构件的抗压承载力

由于钢管很薄且导热性好，因此可以认为钢管的温度处处相等。对于混凝土，由于存在温度梯度，通过研究发现可以采用混凝土的平均温度来统一衡量混凝土的强度变化。同时，火灾下钢管强度降低较快，因此忽略火灾下的套箍作用，则强度的折减系数 k_{sc}^T 等于高温下的强度叠加值比上常温下的强度叠加值，见本规范公式 (E.0.4-2)。则火灾下的组合强度等于强度折减系数乘上常温下的组合强度，即：

$$f_{sc}^T = k_{sc}^T f_{sc} \quad (79)$$

$$k_{sc}^T = \frac{A_c \bar{f}_c^T + A_s f^T}{A_c f_c + A_s f} \quad (80)$$

当混凝土的折减系数简化为线性变化时，可采用平均温度计算材料的强度折减，考虑温度的不均匀性，混凝土的平均温度按图 17 中的小值计算，即：

$$\bar{f}_c^T = f_c \times \begin{cases} 1 - \frac{\bar{T}_c - 20}{918} & 20 < \bar{T}_c \leq 938 \\ 0 & \bar{T}_c > 938 \end{cases} \quad (81)$$

火灾下构件的强度承载力设计值按下式计算：

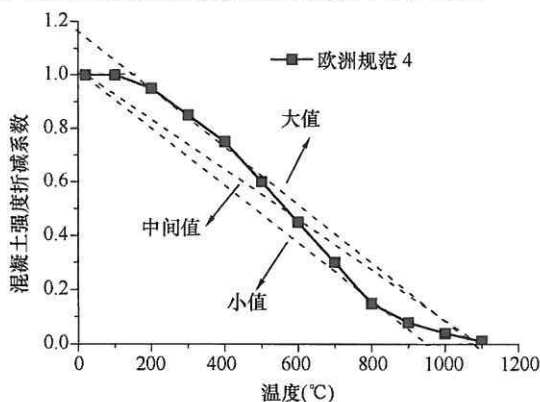


图 17 钢管混凝土强度折减系数（稳定系数）
随温度的变化曲线

$$N_0^T = f_{sc}^T A_{sc} \quad (82)$$

火灾下构件的稳定承载力设计值按下式计算：

$$N_u^T = \varphi_T N_0^T \quad (83)$$

式中： φ_T —— t 时刻，钢管混凝土构件的稳定系数，按本规范公式（E.0.4-6）计算。

在常温下，影响构件的稳定系数的主要因素有两个，一个是正则长细比，另一个是等效初始偏心。对于正则长细比，根据统一理论的思想，可以将不同时刻的钢管混凝土看成是一种单一材料组成的构件，对应的参数按不同时间点的材料性质来确定，计算公式和常温相同。对于等效初始偏心系数，由于高温的影响，在这里考虑到高温对残余应力的影响，稳定系数按类似钢结构的“b”类截面考虑。

高温下的稳定系数同样根据静力公式扩展而来，高温下的稳定系数计算公式如下：

$$\varphi_T = \frac{1}{2 (\bar{\lambda}_{sc}^T)^2} [(\bar{\lambda}_{sc}^T)^2 + 0.25 \bar{\lambda}_{sc}^T + 1 - \sqrt{[(\bar{\lambda}_{sc}^T)^2 + 0.25 \bar{\lambda}_{sc}^T + 1]^2 - 4 (\bar{\lambda}_{sc}^T)^2}] \quad (84)$$

式中： $\bar{\lambda}_{sc}^T$ ——高温下的正则长细比， $\bar{\lambda}_{sc}^T = \frac{\lambda_{sc}}{\pi \sqrt{\frac{f_{sc}^T}{E_{sc}^T}}}$ ；

λ_{sc} ——构件的长细比；

f_{sc}^T —— t 时刻，钢管混凝土构件的强度设计值，按本规范公式（E.0.4-1）计算；

E_{sc}^T —— t 时刻，钢管混凝土构件的弹性模量，按本规范（E.0.4-7）计算。

E.0.5 空心钢管混凝土中空部分注水构件的耐火时间

空心钢管混凝土柱可利用管内无混凝土的空心部分，火灾时

自动注水, 以使构件降温, 保护柱子不被破坏。表 4 为不同火荷载比下, 空心注水构件的耐火时间有限元结果。从表中可以看出, 在火荷载比较大的情况下, 如: H-CFST-1 (火荷载比大于 0.3), H-CFST-2 (火荷载比大于 0.4), 注水对提高构件耐火时间的作用非常有限, 可不考虑注水的影响, 按不注水钢管混凝土构件计算耐火时间。而当荷载比较小时, 注水能很显著地提高构件的耐火时间, 一般能达到 3h (180min) 以上, 如火荷载比为 0.1 时, 注水构件的耐火时间超过 4h, 按 3h (180min) 取值。因此可以看出注水对耐火时间的提高主要针对大空心率构件和小火荷载比的情况。

表 4 不同火荷载比下空心注水构件的耐火时间
(min) 有限元结果

耐火时间 (min)		构件类型					
		H-CFST-1			H-CFST-2		
		无水	固定水	流动水	无水	固定水	流动水
火 荷 载 比	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.90	5.0	5.0	5.0	6.3	6.3	6.5
	0.77	8.9	8.9	8.8	10.9	10.8	10.8
	0.50	18.0	18.0	18.0	20.0	22.8	24.2
	0.40	28.0	28.6	28.0	26.6	30.3	31.6
	0.30	39.2	40.7	42.0	32.9	45.5	49.6
	0.22	45.9	52.6	55.4	39.8	65.0	71.2
	0.10	96.1	>240	>240	67.3	>240	>240

注: 火荷载比为 1 时, 即为极限荷载, 认为耐火时间为 0.0。

表 5 为几个空心构件的火灾实验结果汇总。无防火保护层时, 其耐火时间都不到 3h。

表 5 防火实验结果汇总

形状	编号	外径 D (mm)	钢壁厚 t (mm)	空心率 ψ	柱高 L (mm)	钢材 强度 f_y (MPa)	混凝土 强度 f_u (MPa)	荷载比	耐火 时间 (min)	钢管 温度 ($^{\circ}\text{C}$)
空 心	C1-F	219	3.8	0.30	2440	291.5	53.3	0.29	43	789
	C3-F	219	3.8	0.54	2440	291.5	53.3	0.29	34	756
	C1-F-W	219	3.8	0.29	2440	291.5	53.3	0.25	45	790
	C3-F-W	219	3.8	0.44	2440	291.5	53.3	0.22	60	928

E. 0.6 当防火材料为非膨胀型涂料时:

防火材料主要是阻挡或延缓外部热流向构件内部的传热,从而起到滞后构件升温的作用,延长构件的耐火时间。根据已有文献的实验现象,发现带保护层的构件的升温过程 and 没有保护层的构件类似。

当钢管温度相同时,有保护层构件所用的时间 t'_e 和没有保护层的构件所用的时间 t'_0 , 存在下面的关系:

$$t'_e = \left(\frac{1}{34.1} \frac{d}{\lambda} + 1 \right) t'_0 \quad (85)$$

当混凝土的平均温度相同时,有保护层构件所用的时间 t''_e 和没有保护层的构件所用的时间 t''_0 , 存在下面的关系:

$$t''_e = \left(\frac{1}{10.8} \frac{d}{\lambda} + 1 \right) t''_0 \quad (86)$$

对于同一构件,当 $t'_0 = t''_0 = t$ 时, $t'_e < t''_e$ 。即在相同的荷载条件下,带保护层的钢管混凝土构件的耐火时间在 t'_e 和 t''_e 之间。取构件耐火时间为:

$$t_e = \frac{t'_e + t''_e}{2} = \left(\frac{1}{16.4} \frac{d}{\lambda} + 1 \right) t \quad (87)$$

因此,非膨胀型涂料厚度可以按下面的公式计算:

$$d = 16.4 \times \lambda \left(\frac{t_e}{t_{sc}} - 1 \right), t < t_e \quad (88)$$

式中: d ——保护层厚度 (mm);

λ ——保护层的导热系数 [$\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$], 如 $\lambda = 0.1 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$;

t_{sc} ——没有保护层时, 构件的耐火时间 (min)。可以根据本规范第 E.0.4 条反算到;

t_e ——加保护层后希望达到的耐火时间 (min)。

当构件在没有涂防火涂料时耐火时间大于期望达到的耐火时间时, 可以不进行防火保护。

当防火保护层为水泥砂浆时:

在不带保护层温度场求解算例的基础上, 增加保护层厚度这个参数, 采用水泥砂浆作为保护层, 热工参数见 (建筑物综合防火设计, 1994: 761 - 762)。根据研究有: 当钢管温度相同时, 有保护层构件所用的时间 t'_e 和没有保护层的构件所用的时间 t'_0 , 存在下面的关系:

$$t'_e = \left(\frac{d}{5.1} + 1 \right) t'_0 \quad (89)$$

当混凝土的平均温度相同时, 有保护层构件所用的时间 t'_e 和没有保护层的构件所用的时间 t'_0 , 存在下面的关系:

$$t'_e = \left(\frac{d}{19.0} + 1 \right) t'_0 \quad (90)$$

对于同一构件, 当 $t'_0 = t'_0 = t_0$ 时, $t'_e < t'_e$ 。在相同的荷载条件下, 带保护层的钢管混凝土构件的耐火时间在 t'_e 和 t'_e 之间, 则取耐火时间为

$$t_e = \frac{t'_e + t'_e}{2} = \left(\frac{1}{8.0} \frac{d}{\lambda} + 1 \right) t \quad (91)$$

因此, 水泥砂浆的厚度可以按下面的公式计算 (计算中已计入水泥砂浆的导热系数):

$$d = 8.0 \left(\frac{t_e}{t_{\text{sc}}} - 1 \right), t < t_e \quad (92)$$

式中: d ——保护层厚度 (mm);

t_{sc} ——没有保护层时, 构件耐火时间 (min);

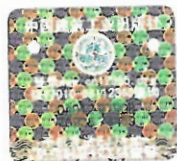
t_e ——涂保护层后希望达到的耐火时间 (min)。

当构件在没涂水泥砂浆的情况下的耐火时间大于期望达到的耐火时间时,可以不进行防火保护。

由于产品或构造工艺、原材料的性能差别,建议设计时可参考上述方式进行保护层厚度设计,但应有典型构件的耐火试验结果为设计、验收依据,以便真实体现使用产品、施工工艺或构造之间的差异。当验证实验报告所采用的构件截面或形式与实际工程不同时,应选用适当的方法对有关防火保护构件的耐火性能进行评估,评估结果作为设计或验收依据。以保证防火保护的可靠性。可参考的标准有《钢结构防火涂料》GB 14907-2002、《建筑构件用防火保护材料通用要求》GA/T 110-2013。



1 5 1 1 2 2 3 9 3 9



统一书号: 15112 · 23939
定 价: 31.00 元