

甘肃省工程建设标准

备案号:J11395—2009

钢管混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete-filled
steel tubular structures

DB62/T25-3041-2009

2009-4-13 发布

2009-6-1 实施

甘肃省建设厅 联合发布
甘肃省质量技术监督局

甘肃省工程建设标准

钢管混凝土结构技术规程

DB62/T25-3041-2009

主编单位：兰州理工大学
兰州市城市建设设计院

批准部门：甘肃省建设厅
甘肃省质量技术监督局

施行日期：2009年6月1日

2009 兰州

甘肃省建设厅 文件 甘肃省质量技术监督局

甘建标[2009]138号

关于批准发布《钢管混凝土结构 技术规程》为甘肃省地方标准的通知

各市、州建设局(建委)、质量技术监督局,省直有关厅局,省标准化研究院,各勘察、设计、施工、监理单位,施工图审查机构:

由兰州理工大学、兰州市城市建设设计院共同主编完成的《钢管混凝土结构技术规程》,业经甘肃省建设厅、甘肃省质量技术监督局共同审定,现批准为甘肃省地方标准,编号为DB62/T25—3041—2009,自2009年6月1日起实施。

本规程由甘肃省工程建设标准管理办公室出版发行并负责管理。

甘肃省建设厅
甘肃省质量技术监督局
二〇〇九年四月十三日

主题词:批准 地方标准 通知

抄送:国家质检总局办公厅、国家标准化管理委员会、住房和城乡
建设部标准定额司

甘肃省建设厅 校对:孙玉生

2009年4月13日印

前　　言

本规程是根据甘肃省建设厅文件甘建标[2007]95号文“关于下达《2007年甘肃省工程建设标准及标准设计编制计划》的通知”的要求,由兰州理工大学与兰州市城市建设设计院会同有关单位编制而成。本规程的编制吸收近年来有关单位在钢管混凝土研究领域取得的最新科研成果,总结了钢管混凝土的工程实践及设计经验,充分参考和借鉴国内外相关规范和规程,并广泛征求意见、反复修改,最后经省建设厅组织专家审查定稿。由甘肃省建设厅和甘肃省质量技术监督局批准为甘肃省地方标准,经国家标准化管理委员会和建设部备案,规程编号为DB62/T25-3041-2009。

本规程的主要技术内容是:1、总则;2、术语和符号;3、材料;4、基本设计要求;5、构件承载力计算;6、结构体系与计算;7、节点和连接;8、抗火设计;9、施工与验收。

本规程由甘肃省工程建设标准管理办公室出版并负责管理,由兰州理工大学和兰州市城市建设设计院负责解释。在实施过程中如发现需要修改和补充之处,请将意见和有关资料寄送甘肃省工程建设标准管理办公室。(地址:兰州市静宁路305号10楼,邮编:730030,电话:4806673)

主编单位:兰州理工大学

兰州市城市建设设计院

参编单位:甘肃省建设科技专家委员会

甘肃省土木建筑学会

兰州大学

甘肃省建筑设计研究院

甘肃省交通规划勘察设计院有限责任公司

甘肃省第七建设集团股份有限公司

甘肃省工程建设标准管理办公室

主要起草人: 阮文易 王文达 朱彦鹏 马国纲 史艳莉
刘界鹏 刘 涛 张敬书 秦 庚 邓 辉
杨宗义 陈志亮 王 祥 樊 江 崔瑞芳
杜 翔

主要审查人: 莫 庸 李德荣 吕元光 毛华业 金建民
陈 斌 王秀丽 赵建昌 黄 锐

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)
4	基本设计规定	(9)
4.1	一般规定	(9)
4.2	构造要求	(11)
4.3	设计指标	(11)
5	构件承载力计算	(22)
5.1	一般规定	(22)
5.2	轴心受力构件承载力计算	(22)
5.3	受弯、压弯和拉弯构件承载力计算	(26)
5.4	复合受剪和受扭构件的承载力计算	(29)
5.5	局部受压构件承载力计算	(32)
6	结构体系与计算	(35)
6.1	结构体系	(35)
6.2	结构分析基本要求	(37)
6.3	计算参数	(38)
6.4	抗震计算	(42)
6.5	结构位移限值	(43)
7	节点和连接	(44)
8	抗火设计	(65)

8.1	结构抗火计算	(65)
8.2	结构防火保护构造	(67)
9	施工与验收	(74)
9.1	一般规定	(74)
9.2	构件的制作、施工	(75)
9.3	混凝土施工	(76)
9.4	验收	(77)
附录 A	稳定系数 φ 值表	(79)
附录 B	防火保护层厚度表	(95)
附录 C	火灾下钢管混凝土柱承载力系数表	(103)
附录 D	火灾后钢管混凝土柱剩余承载力计算	(105)
本规程用词说明	(109)	
本规程引用标准名录	(110)	
附:条文说明		

1 总 则

1.0.1 为满足建筑工程的需要，使钢管混凝土结构设计、施工和验收做到技术先进、安全适用、经济合理、确保质量，特制定本规程。

1.0.2 本规程适用于本省工业与民用建筑工程及构筑物的钢管混凝土结构的设计、施工与验收，且结构不直接承受动力荷载。

1.0.3 本规程限用于圆形和矩形钢管内浇筑素混凝土的钢管混凝土结构。

1.0.4 本规程的设计原则根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 的规定制定。

1.0.5 本规程使用的符号、计量单位和基本术语按现行国家标准《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 的规定采用。

1.0.6 钢管混凝土的结构设计和施工验收除满足本规程外，尚应遵守其他现行国家标准及行业标准的有关规定。钢管混凝土结构使用的材料应符合国家现行的产品标准要求。

1.0.7 特殊环境下及有特殊设计要求的钢管混凝土结构设计与施工，尚应符合专门规范的有关规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 钢管混凝土构件 concrete-filled steel tubular member
在圆形或矩形钢管内浇筑素混凝土且共同受力的构件。

2.1.2 钢管混凝土结构 concrete-filled steel tubular structure
以钢管混凝土为主要受力构件的结构。

2.1.3 约束效应系数 constraining coefficient
反映钢管混凝土组合截面的几何特征和组成材料的物理特

性的综合参数，标准值用 ξ 表示， $\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$ ，设计值用 ξ_0 表示，

$$\xi_0 = \frac{A_s f}{A_c f_c}$$

2.1.4 组合轴压强度 composite compressive strength
钢管混凝土组合截面所能承受的最大名义压应力。

2.1.5 组合轴压弹性模量 composite compressive modulus of elasticity

钢管混凝土组合截面在单向受压，且其纵向名义应力与应变近似呈线性关系时，截面上名义正应力与对应的正应变的比值。

2.1.6 组合弹性抗弯刚度 composite bending stiffness of elasticity
钢管混凝土构件的曲率与截面弯矩近似呈线性关系时，截面弯矩与曲率的比值。

2.1.7 组合弹性剪切模量 composite shear modulus of elasticity
钢管混凝土组合截面在受纯剪，且其切向名义应力与应变近似呈线性关系时，截面上名义切应力与对应的切应变的比值。

2.1.8 组合弹性剪切刚度 composite shear stiffness of elasticity
钢管混凝土构件的扭转角与截面扭矩近似呈线性关系时，截面扭矩与扭转角的比值。

2.1.9 加强环板 stiffener ring plate

为构造钢管混凝土刚性节点而设置的环向节点板。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

M ——弯矩设计值；

M_c ——柱中心线处的梁支座弯矩设计值；

N ——轴力设计值；

V ——剪力设计值；

T ——扭矩设计值。

2.2.2 计算指标

EA ——钢管混凝土组合轴压刚度；

EI ——钢管混凝土组合弹性抗弯刚度；

E_c ——混凝土的弹性模量；

E_s ——钢材的弹性模量；

E_{sc} ——钢管混凝土的组合轴压弹性模量；

N_E ——欧拉临界力；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_{ck}, f_c ——混凝土的轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{jv} ——焊缝抗剪强度设计值；

f_{scy}, f_{sc} ——钢管混凝土的组合轴压强度标准值、设计值；

f_t ——混凝土的轴心抗拉强度设计值；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

f_y ——钢材的屈服强度；

G_c ——混凝土的剪切模量；

G_s ——钢材的剪切模量；

GA ——钢管混凝土的组合弹性剪切刚度；

G_{sc} ——钢管混凝土的组合弹性剪切模量；

τ_{scy}, τ_{sc} ——钢管混凝土的组合剪切强度标准值、设计值。

2.2.3 几何参数

A_c ——钢管内混凝土的截面面积；

A_L ——混凝土局部受压面积；
 A_s ——钢管的截面面积；
 A_{sc} ——钢管混凝土构件的组合截面面积 ($A_{sc}=A_s+A_c$)；
 a ——钢管混凝土柱防火保护层厚度 (mm)；
 b_e ——与加强环板共同工作的钢管壁的有效宽度；
 b_j ——角焊缝包入的宽度；
 C ——钢管混凝土柱截面周长 (对于圆形截面钢管混凝土,
 $C=\pi D$, 其中, D 为钢管截面外直径, 以 mm 计; 对于矩形截面钢管混凝土, $C=2D+2B$, 其中, D 和 B 分别为截面长边和短边边长, 以 mm 计);
 h_f ——焊缝高度；
 h_j ——腹板或肋板高度；
 I_c ——混凝土截面惯性矩；
 I_s ——钢管截面惯性矩；
 I_{sc} ——钢管混凝土组合截面惯性矩；
 L_0 ——构件的计算长度；
 L_j ——焊缝长度；
 t ——耐火极限 (以 h 计) 或钢板的厚度 (以 mm 计)；
 W_{sc} ——钢管混凝土组合截面弹性抵抗矩；
 W_{scr} ——钢管混凝土组合截面扭转抵抗矩；
 θ ——夹角；
 n_r ——相对刚度半径。

2.2.4 计算系数及其他

α_s ——截面的含钢率 ($\alpha_s=A_s/A_c$)；
 β ——钢管初应力系数或加强环板同时受垂直双向拉力的
 比值；
 β_m ——等效弯矩系数；
 β_L ——局压面积比；
 γ_m ——构件截面抗弯塑性发展系数；
 φ ——轴心受压稳定系数；
 λ ——长细比；

k_{cr} ——长期荷载作用影响系数；
 γ ——钢管混凝土抗剪强度承载力计算系数；
 κ ——钢管混凝土抗扭强度承载力计算系数；
 k_{LC} ——钢管混凝土局部受压强度折减系数；
 k_p ——钢管初应力影响系数；
 k_r ——火灾后构件承载力影响系数；
 k_t ——火灾下构件承载力影响系数。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 钢管混凝土的管材应根据结构的重要性、荷载特征、应力状态、材料厚度、连接方式、环境条件等因素合理选取牌号和质量等级。钢管用钢材宜采用 Q235 等级 B、C、D 的碳素结构钢，以及 Q345，Q390，Q420 等级 B、C、D 的低合金高强度结构钢。其质量标准应分别符合国家现行标准《碳素结构钢》GB/T700 和《低合金高强度结构钢》GB/T1591 的规定。当确有可靠依据时，可采用其它牌号的钢材，并应符合相应有关标准的规定和要求。用于加工钢管的钢板板材尚应具有冷弯试验的合格保证。

3.1.2 圆钢管宜采用螺旋焊接管或直缝焊接管，也可采用无缝管，矩形钢管宜采用直缝焊接管或冷弯型钢钢管。焊缝必须采用对接焊缝并符合二级质量检验标准。

3.1.3 对焊接承重结构，当采用可防止层状撕裂的 Z 向钢时，其材质应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB5313 的规定。

3.1.4 钢材的强度设计值和物理性能指标，应按照现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 中的有关规定采用。

3.1.5 用于钢管混凝土结构的连接材料的力学性能指标，应满足有关现行国家标准的要求。

3.2 混 凝 土

3.2.1 混凝土可采用普通混凝土和高强高性能混凝土，水灰比应控制在 0.45 及以下。

3.2.2 混凝土的强度等级不宜低于 C30 级，可参照下列材料组合：Q235 钢配 C30 或 C40 级混凝土；Q345 钢配 C40、C50 或 C60 级混凝土；Q390 和 Q420 钢配 C50 或 C60 级及以上等级的混凝土。

当钢管混凝土用作地震区的多层、高层和超高层框架结构柱时，对于圆钢管混凝土构件截面的约束效应系数标准值 $\xi (= A_s f_y / A_c f_{ck})$ 不应小于 0.6，对于矩形钢管混凝土， ξ 值不应

小于 1。

3.2.3 混凝土的强度等级、力学性能和质量标准应分别符合现行国家标准的规定。

3.2.4 钢管混凝土中混凝土的收缩可按式(3.2.4-1)计算。

$$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} \cdot (\varepsilon_{sh})_u \quad (3.2.4-1)$$

式中, t —混凝土的干燥时间(天);

$(\varepsilon_{sh})_u$ —混凝土的收缩应变终值(10^{-6}), 按下式计算:

$$(\varepsilon_{sh})_u = 780 \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_a \cdot \gamma_u \quad (3.2.4-2)$$

式中, γ_{cp} 、 γ_λ 、 γ_{vs} 、 γ_s 、 γ_ψ 、 γ_c 、 γ_a 和 γ_u 为考虑各种因素影响的修正系数, 具体含义如下:

γ_{cp} —干燥前养护时间影响系数, 按表 3.2.4 确定;

γ_λ —环境湿度影响修正系数, 和相对湿度 λ 有关, 由于钢管混凝土中的混凝土受到其外包钢管的包裹, 环境湿度较大, λ 按 90% 选取, 按下式计算; 当 $40 \leq \lambda \leq 80$ 时, $\gamma_\lambda = 1.4 - 0.0102 \cdot \lambda$; 当 $80 \leq \lambda \leq 100$ 时, $\gamma_\lambda = 3.0 - 0.03 \cdot \lambda$; 当 $\lambda < 40$ 时, $\gamma_\lambda = 1$;

γ_{vs} —构件尺寸对水分散失引起干燥的影响修正系数, 为构件体积与表面积之比(V/S , 单位为 mm) 的函数:

$$\gamma_{vs} = 1.2 \cdot \exp(-0.00472 \cdot V/S) \quad (3.2.4-3)$$

γ_s —混凝土塌落度(s , 单位为 mm) 修正系数:

$$\gamma_s = 0.89 + 0.00161 \cdot s \quad (3.2.4-4)$$

对于高性能混凝土, $\gamma_s \leq 1$ 。

γ_ψ —细骨料影响修正系数, 当 $\psi \leq 50\%$ 时, $\gamma_\psi = 0.3 + 0.014\psi$; 当 $\psi > 50\%$ 时, $\gamma_\psi = 0.9 + 0.002\psi$ 。其中 ψ 为细骨料占骨料总量的百分数。

γ_c —水泥用量(美立方米混凝土中水泥用量 c , 单位为 kg) 影响修正系数:

$$\gamma_c = 0.75 + 0.00061 \cdot c \quad (3.2.4-5)$$

γ_a —混凝土含气量影响修正系数：

$$\gamma_a = 0.95 + 0.008 \cdot \alpha \quad (3.2.4-6)$$

式中， α 为混凝土体积含气量的百分数。

γ_u —尺寸效应影响系数，按下式计算：

$$\gamma_u = 0.0002 \cdot D_{size} + 0.63 \quad (3.2.4-7)$$

其中， D_{size} 为构件横截面尺寸。对于圆钢管混凝土， $D_{size}=D$ ；对于矩形钢管混凝土， $D_{size}=(D+B)/2$ ； $100\text{mm} \leq D_{size} \leq 1200\text{mm}$ ， D_{size} 需以 mm 为单位代入。

表 3.2.4 干燥前养护时间影响系数 γ_{cp}

湿养护的天数(d)	1	3	7	14	28	90
γ_{cp}	1.2	1.1	1.0	0.93	0.86	0.75

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.1 钢管混凝土结构设计必须贯彻执行国家技术经济政策，充分考虑工程情况、材料供应、构件运输、安装和施工的具体条件，合理选用结构方案，做到安全、经济和适用，同时注意结构的抗腐蚀和抗火性能。钢管混凝土结构的安全等级和结构设计使用年限按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 确定。

4.1.2 结构构件应根据承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求，进行下列计算和验算：

1 承载力及稳定：所有结构构件均应进行承载力和稳定计算，必要时尚应进行结构的倾覆和滑移验算。

2 变形：对正常使用极限状态的结构构件，应进行变形验算。

4.1.3 结构构件的承载力（包括压屈及失稳）计算和倾覆、滑移验算均应采用荷载的基本组合或偶然组合。正常使用极限状态的变形验算应采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合。预制构件尚应按制作、运输及安装的荷载设计值进行施工阶段的验算，预制构件自身吊装的验算，应将构件自重乘以动力系数 1.5。有抗震设防要求的结构尚应进行结构构件抗震的承载力验算。

4.1.4 钢管混凝土宜用作轴心受压或小偏心受压的构件，当大偏心受压采用单根构件经济上不合理时，宜采用格构式构件。

4.1.5 厂房柱和构架柱常用截面形式有单肢、双肢、三肢和四肢等，设计时应根据厂房规模、结构形式、荷载情况和使用要求确定。

4.1.6 钢管混凝土的抗震和抗风计算参数，在无明确规定时，可按钢筋混凝土结构取值。

4.1.7 采用先安装空钢管结构后浇灌管内混凝土的方法施工钢管混凝土结构时，应按施工阶段的荷载验算空钢管结构的强度和稳定性；在浇灌混凝土时，由施工阶段荷载引起的钢管初始最大压

应力值不宜超过 $0.35f$ ，若超过 $0.35f$ ，应考虑钢管初应力对钢管混凝土构件承载力的影响。具体方法是在一次加载方法计算获得承载力的基础上乘以钢管初应力影响系数 k_p 。 k_p 的计算公式如下：

$$k_p = 1 - f(\lambda) \cdot f(e/r) \cdot \beta \quad (4.1.7-1)$$

式中： $f(\lambda)$ 为考虑构件长细比 (λ) 影响的函数，可按下式确定：

1 对于圆钢管混凝土：

$$f(\lambda) = \begin{cases} 0.17\lambda_0 - 0.02 & (\lambda_0 \leq 1) \\ -0.13\lambda_0^2 + 0.35\lambda_0 - 0.07 & (\lambda_0 > 1) \end{cases} \quad (4.1.7-2)$$

2 对于矩形钢管混凝土：

$$f(\lambda) = \begin{cases} 0.14\lambda_0 + 0.02 & (\lambda_0 \leq 1) \\ -0.15\lambda_0^2 + 0.42\lambda_0 - 0.11 & (\lambda_0 > 1) \end{cases} \quad (4.1.7-3)$$

其中， $\lambda_0 = \lambda/80$ 。

$f(e/r)$ 为考虑构件荷载偏心率 (e/r) 影响的函数，可按下式确定：

1 对于圆钢管混凝土：

$$f(e/r) = \begin{cases} 0.75(e/r)^2 - 0.05(e/r) + 0.9 & (e/r \leq 0.4) \\ -0.15(e/r) + 1.06 & (e/r > 0.4) \end{cases} \quad (4.1.7-4)$$

2 对于矩形钢管混凝土：

$$f(e/r) = \begin{cases} 1.35(e/r)^2 - 0.04(e/r) + 0.8 & (e/r \leq 0.4) \\ -0.2(e/r) + 1.08 & (e/r > 0.4) \end{cases} \quad (4.1.7-5)$$

β 为钢管初应力系数，可按下式确定：

$$\beta = \frac{\sigma_o}{\varphi_s f} \quad (4.1.7-6)$$

式中， σ_o 为钢管中的初始应力； φ_s 为空钢管的稳定系数，按《钢结构设计规范》GB50017 取值。

4.1.8 当考虑长期荷载作用的影响时，应将钢管混凝土构件的极限承载力设计值乘以长期荷载作用影响系数 k_{cr} ，即

1 对于圆钢管混凝土构件：

$$k_{\text{cr}} = \begin{cases} l^{2.5m} \cdot (0.2m^2 - 0.4m + 1) \cdot [1 + 0.3m \cdot (1-n)] & (m \leq 0.4) \\ l \cdot (0.2m^2 - 0.4m + 1) \cdot (1 + \frac{1-n}{7.5 + 5.5 \cdot m^2}) & (0.4 < m \leq 1.2) \\ 0.808l \cdot (1 + \frac{1-n}{7.5 + 5.5 \cdot m^2}) & (m > 1.2) \end{cases} \quad (4.1.8-1)$$

式中: $l = \xi^{0.05}$; $m = \lambda/100$; $n = (1 + e/r)^{-2}$, e 为荷载偏心距, $r = D/2$.

2 对于矩形钢管混凝土构件:

$$k_{\text{cr}} = \begin{cases} l^m \cdot (1 - 0.25m) \cdot [1 + 0.13m \cdot (1-n)] & (m \leq 0.4) \\ l^m \cdot (0.13m^2 - 0.3m + 1) \cdot (1 + \frac{1-n}{15 + 25 \cdot m^2}) & (0.4 < m \leq 1.2) \\ 0.83l^{1.2} \cdot (1 + \frac{1-n}{15 + 25 \cdot m^2}) & (m > 1.2) \end{cases} \quad (4.1.8-2)$$

式中: $l = \xi^{0.08}$; $m = \lambda/100$; $n = (1 + e/r)^{-2}$, e 为荷载偏心距。对于绕强轴弯曲的情况, $r = D/2$; 对于绕弱轴弯曲的情况, $r = B/2$.

4.2 构造要求

4.2.1 钢管的外直径或最小外边长不宜小于 100mm, 钢管的壁厚不宜小于 4 mm。钢管的外直径或最大外边长与壁厚之比不得大于无混凝土时相应限值的 1.5 倍。

4.2.2 对于矩形截面钢管混凝土构件, 其钢管截面长边边长与短边边长之比 (D/B) 不宜大于 2。矩形钢管混凝土构件截面最大边尺寸不小于 800mm 时, 宜在内壁焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施。

4.2.3 钢管混凝土构件的容许长细比可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 中的有关规定确定。

4.3 设计指标

4.3.1 钢管混凝土组合轴压强度设计值 f_{sc} 按下式计算:

1 对于圆钢管混凝土:

$$f_{sc} = (1.14 + 1.02\xi_0) \cdot f_c \quad (4.3.1-1)$$

2 对于矩形钢管混凝土：

$$f_{sc} = (1.18 + 0.85\xi_0) \cdot f_c \quad (4.3.1-2)$$

式中 f_c — 混凝土的轴心抗压强度设计值；

f — 钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

ξ_0 — 构件截面的约束效应系数设计值 ($=\alpha_s \cdot f/f_c$)；

α_s — 构件截面含钢率 ($=A_s/A_c$)；

A_s 、 A_c — 分别为钢管和混凝土的横截面面积；

采用第一组钢材的 f_{sc} 值由式(4.3.1-1)或(4.3.1-2)计算。采用第二、三组钢材的 f_{sc} 值应按式(4.3.1-1)或(4.3.1-2)的计算值乘换算系数 k_1 后确定。对 Q235 和 Q345 钢, $k_1=0.96$; 对 Q390 和 Q420 钢, $k_1=0.94$ 。钢材的分组按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的规定确定。

4.3.2 钢管混凝土轴压刚度按下式计算：

$$EA = E_{sc} A_{sc} \quad (4.3.2)$$

式中： E_{sc} 为钢管混凝土组合轴压弹性模量（采用第一组钢材时的计算值见表 4.3.2）。采用第二、三组钢材的 EA 值应按式(4.3.2)的计算值乘换算系数 k_1 后确定。

表 4.3.2-1 圆钢管混凝土（第一组钢材）的组合弹性模量 E_{sc} (MPa)

钢材		Q235					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α	0.04	28938	35738	41422	47614	53704	59489
	0.05	31072	37873	43557	49748	55838	61623
	0.06	33206	40007	45691	51882	57972	63758
	0.07	35340	42141	47825	54016	60106	65892
	0.08	37475	44275	49959	56150	62240	68026
	0.09	39609	46409	52093	58285	64375	70160
	0.10	41743	48543	54227	60419	66509	72294
	0.11	43877	50677	56361	62553	68643	74428
	0.12	46011	52812	58496	64687	70777	76562
	0.13	48145	54946	60630	66821	72911	78697
	0.14	50279	57080	62764	68955	75045	80831
	0.15	52414	59214	64898	71089	77179	82965
	0.16	54548	61348	67032	73224	79314	85099
	0.17	56682	63482	69166	75358	81448	87233
	0.18	58816	65617	71301	77492	83582	89367
	0.19	60950	67751	73435	79626	85716	91502
	0.20	63084	69885	75569	81760	87850	93636
钢材		Q345					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α	0.04	25398	30642	35026	39801	44497	48959
	0.05	27814	33059	37442	42217	46913	51375
	0.06	30230	35475	39858	44633	49330	53791
	0.07	32647	37891	42274	47049	51746	56207
	0.08	35063	40307	44691	49465	54162	58624
	0.09	37479	42724	47107	51882	56578	61040
	0.10	39895	45140	49523	54298	58994	63456
	0.11	42312	47556	51939	56714	61411	65872
	0.12	44728	49972	54356	59130	63827	68288
	0.13	47144	52388	56772	61547	66243	70705
	0.14	49560	54805	59188	63963	68659	73121
	0.15	51976	57221	61604	66379	71075	75537
	0.16	54393	59637	64020	68795	73492	77953
	0.17	56809	62053	66437	71211	75908	80370
	0.18	59225	64469	68853	73628	78324	82786
	0.19	61641	66886	71269	76044	80740	85202
	0.20	64057	69302	73685	78460	83157	87618

(续表 4.3.2-1)

钢材		Q390					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	24709	29570	33633	38058	42411	46546
	0.05	27241	32101	36164	40590	44943	49078
	0.06	29772	34633	38696	43121	47474	51610
	0.07	32304	37165	41227	45653	50006	54141
	0.08	34835	39696	43759	48184	52537	56673
	0.09	37367	42228	46291	50716	55069	59204
	0.10	39899	44759	48822	53248	57601	61736
	0.11	42430	47291	51354	55779	60132	64268
	0.12	44962	49823	53885	58311	62664	66799
	0.13	47493	52354	56417	60842	65195	69331
	0.14	50025	54886	58949	63374	67727	71862
	0.15	52557	57417	61480	65906	70259	74394
	0.16	55088	59949	64012	68437	72790	76926
	0.17	57620	62481	66543	70969	75322	79457
	0.18	60151	65012	69075	73500	77853	81989
	0.19	62683	67544	71607	76032	80385	84520
	0.20	65215	70075	74138	78564	82917	87052
钢材		Q420					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	24386	29037	32924	37159	41324	45280
	0.05	26995	31646	35533	39767	43932	47889
	0.06	29604	34254	38142	42376	46541	50497
	0.07	32212	36863	40750	44984	49149	53106
	0.08	34821	39471	43359	47593	51758	55714
	0.09	37429	42080	45967	50201	54366	58323
	0.10	40038	44688	48576	52810	56975	60931
	0.11	42646	47297	51184	55418	59583	63540
	0.12	45255	49905	53793	58027	62192	66148
	0.13	47863	52514	56401	60636	64800	68757
	0.14	50472	55123	59010	63244	67409	71366
	0.15	53080	57731	61618	65853	70017	73974
	0.16	55689	60340	64227	68461	72626	76583
	0.17	58297	62948	66835	71070	75235	79191
	0.18	60906	65557	69444	73678	77843	81800
	0.19	63514	68165	72052	76287	80452	84408
	0.20	66123	70774	74661	78895	83060	87017

注：表内中间值可采用插值法求得。

表 4.3.2-2 矩形钢管混凝土(第一组钢材)的组合弹性模量 E_{sc} (MPa)

钢材		Q235					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	28231	35270	41153	47562	53866	59854
	0.05	30009	37049	42932	49341	55644	61633
	0.06	31788	38827	44710	51119	57423	63411
	0.07	33566	40605	46489	52898	59201	65190
	0.08	35345	42384	48267	54676	60980	66968
	0.09	37123	44162	50046	56454	62758	68747
	0.10	38902	45941	51824	58233	64537	70525
	0.11	40680	47719	53603	60011	66315	72303
	0.12	42459	49498	55381	61790	68093	74082
	0.13	44237	51276	57160	63568	69872	75860
	0.14	46016	53055	58938	65347	71650	77639
	0.15	47794	54833	60717	67125	73429	79417
	0.16	49573	56612	62495	68904	75207	81196
	0.17	51351	58390	64273	70682	76986	82974
	0.18	53129	60169	66052	72461	78764	84753
	0.19	54908	61947	67830	74239	80543	86531
	0.20	56686	63725	69609	76018	82321	88310
钢材		Q345					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	24339	29768	34305	39247	44108	48727
	0.05	26353	31781	36318	41261	46122	50740
	0.06	28366	33795	38332	43274	48135	52754
	0.07	30380	35808	40345	45288	50149	54767
	0.08	32393	37822	42359	47301	52162	56781
	0.09	34407	39835	44372	49315	54176	58794
	0.10	36420	41849	46386	51328	56190	60808
	0.11	38434	43862	48399	53342	58203	62821
	0.12	40447	45876	50413	55355	60217	64835
	0.13	42461	47889	52427	57369	62230	66848
	0.14	44474	49903	54440	59382	64244	68862
	0.15	46488	51916	56454	61396	66257	70875
	0.16	48501	53930	58467	63409	68271	72889
	0.17	50515	55943	60481	65423	70284	74902
	0.18	52528	57957	62494	67436	72298	76916
	0.19	54542	59970	64508	69450	74311	78929
	0.20	56555	61984	66521	71463	76325	80943

(续表 4.3.2-2)

钢材		Q390					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	23533	28564	32770	37350	41856	46137
	0.05	25643	30674	34879	39460	43966	48246
	0.06	27752	32784	36989	41570	46075	50356
	0.07	29862	34893	39099	43679	48185	52466
	0.08	31972	37003	41208	45789	50295	54575
	0.09	34081	39113	43318	47899	52404	56685
	0.10	36191	41222	45428	50008	54514	58795
	0.11	38301	43332	47537	52118	56624	60904
	0.12	40410	45442	49647	54228	58733	63014
	0.13	42520	47551	51757	56337	60843	65124
	0.14	44630	49661	53866	58447	62953	67233
	0.15	46739	51771	55976	60557	65062	69343
	0.16	48849	53880	58086	62666	67172	71453
	0.17	50959	55990	60195	64776	69282	73562
	0.18	53068	58100	62305	66886	71391	75672
	0.19	55178	60209	64415	68995	73501	77782
	0.20	57288	62319	66524	71105	75611	79891
钢材		Q420					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	23137	27951	31975	36357	40668	44764
	0.05	25311	30125	34148	38531	42842	46938
	0.06	27485	32299	36322	40705	45016	49111
	0.07	29658	34472	38496	42879	47190	51285
	0.08	31832	36646	40670	45053	49364	53459
	0.09	34006	38820	42843	47226	51537	55633
	0.10	36180	40994	45017	49400	53711	57807
	0.11	38353	43167	47191	51574	55885	59980
	0.12	40527	45341	49365	53748	58059	62154
	0.13	42701	47515	51539	55921	60232	64328
	0.14	44875	49689	53712	58095	62406	66502
	0.15	47049	51862	55886	60269	64580	68675
	0.16	49222	54036	58060	62443	66754	70849
	0.17	51396	56210	60234	64617	68928	73023
	0.18	53570	58384	62407	66790	71101	75197
	0.19	55744	60558	64581	68964	73275	77371
	0.20	57917	62731	66755	71138	75449	79544

注：表内中间值可采用插值法求得。

4.3.3 钢管混凝土组合弹性抗弯刚度的计算公式为：

$$EI = E_s I_s + \alpha \cdot E_c I_c \quad (4.3.3)$$

式中： E_s 、 E_c 为钢材和混凝土的弹性模量，分别按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 和《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定确定； I_s 、 I_c 分别为钢管和混凝土的截面惯性矩；系数 α 的确定方法是：对于圆钢管混凝土， $\alpha = 0.8$ ；对于矩形钢管混凝土， $\alpha = 0.6$ 。

4.3.4 钢管混凝土组合抗剪强度设计值 τ_{sc} 按下式计算：

1 对于圆钢管混凝土：

$$\tau_{sc} = (0.422 + 0.313\alpha_s^{2.33}) \cdot \zeta_0^{0.134} \cdot f_{sc} \quad (4.3.4-1)$$

2 对于矩形钢管混凝土：

$$\tau_{sc} = (0.455 + 0.313\alpha_s^{2.33}) \cdot \zeta_0^{0.25} \cdot f_{sc} \quad (4.3.4-2)$$

采用第一组钢材的 τ_{sc} 值由式(4.3.4-1)或(4.3.4-2)计算。采用第二、三组钢材的 τ_{sc} 值应按式(4.3.4-1)或(4.3.4-2)的计算值乘换算系数 k_1 后确定。对 Q235 和 Q345 钢， $k_1=0.96$ ；对 Q390 和 Q420 钢， $k_1=0.94$ 。

4.3.5 钢管混凝土组合弹性剪切刚度的计算公式为：

$$GA = G_{sc} A_{sc} \quad (4.3.5)$$

式中： G_{sc} 为钢管混凝土的组合剪切弹性模量（采用第一组钢材时的计算值见表 4.3.5）。采用第二、三组钢材的 GA 值应按式(4.3.5)的计算值乘换算系数 k_1 后确定。

表 4.3.5-1 圆钢管混凝土（第一组钢材）的组合弹性剪切模量 G_{sc} (MPa)

钢材		Q235					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	8600	10075	11247	12497	13689	14785
	0.05	9517	11003	12189	13457	14669	15784
	0.06	10426	11915	13107	14387	15612	16741
	0.07	11332	12819	14012	15298	16532	17670
	0.08	12240	13719	14910	16199	17438	18582
	0.09	13152	14618	15804	17093	18335	19483
	0.10	14068	15520	16698	17984	19226	20376
	0.11	14990	16424	17593	18875	20116	21266
	0.12	15919	17333	18492	19767	21005	22154
	0.13	16856	18248	19394	20662	21895	23042
	0.14	17800	19169	20301	21560	22788	23931
	0.15	18752	20097	21214	22464	23685	24824
	0.16	19713	21032	22134	23373	24586	25720
	0.17	20684	21975	23061	24288	25494	26622
	0.18	21664	22927	23995	25210	26407	27529
	0.19	22654	23888	24938	26140	27328	28443
	0.20	23655	24859	25890	27078	28256	29364
钢材		Q345					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	7953	9116	10052	11059	12027	12921
	0.05	8949	10106	11041	12053	13028	13932
	0.06	9940	11083	12013	13024	14001	14908
	0.07	10931	12054	12974	13980	14955	15863
	0.08	11923	13023	13929	14927	15897	16802
	0.09	12917	13990	14881	15868	16831	17732
	0.10	13915	14959	15832	16806	17761	18655
	0.11	14916	15929	16783	17743	18687	19573
	0.12	15922	16901	17735	18679	19611	20489
	0.13	16932	17877	18688	19615	20535	21403
	0.14	17946	18855	19644	20553	21460	22317
	0.15	18965	19838	20603	21494	22385	23231
	0.16	19990	20824	21565	22436	23313	24147
	0.17	21020	21815	22531	23382	24243	25065
	0.18	22055	22811	23502	24332	25176	25985
	0.19	23097	23812	24476	25285	26113	26909
	0.20	24145	24818	25456	26243	27054	27836

(续表 4.3.5-1)

钢材		Q390					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_s	0.04	7793	8865	9730	10665	11564	12398
	0.05	8799	9856	10715	11648	12550	13387
	0.06	9796	10831	11679	12605	13504	14340
	0.07	10787	11796	12629	13545	14436	15268
	0.08	11775	12754	13568	14471	15353	16178
	0.09	12760	13706	14500	15387	16257	17074
	0.10	13743	14654	15425	16295	17152	17958
	0.11	14723	15597	16345	17196	18038	18833
	0.12	15701	16537	17261	18091	18918	19700
	0.13	16678	17474	18172	18982	19792	20560
	0.14	17652	18409	19081	19868	20660	21415
	0.15	18625	19341	19986	20751	21525	22265
	0.16	19597	20270	20888	21630	22385	23110
	0.17	20567	21198	21787	22506	23243	23952
	0.18	21536	22124	22685	23380	24097	24790
	0.19	22503	23048	23581	24251	24948	25625
	0.20	23470	23971	24474	25120	25797	26457
钢材		Q420					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_s	0.04	7701	8718	9541	10432	11291	12088
	0.05	8706	9702	10516	11401	12258	13056
	0.06	9697	10668	11466	12341	13191	13984
	0.07	10679	11619	12398	13258	14098	14884
	0.08	11652	12557	13315	14159	14986	15762
	0.09	12617	13485	14219	15044	15857	16621
	0.10	13574	14404	15113	15917	16713	17464
	0.11	14523	15313	15996	16778	17556	18293
	0.12	15465	16213	16869	17628	18388	19110
	0.13	16398	17105	17733	18469	19209	19915
	0.14	17324	17988	18588	19299	20020	20709
	0.15	18243	18863	19434	20120	20821	21493
	0.16	19153	19730	20271	20933	21612	22267
	0.17	20056	20589	21101	21737	22395	23032
	0.18	20951	21440	21922	22532	23169	23788
	0.19	21839	22283	22735	23319	23935	24536
	0.20	22719	23118	23540	24099	24692	25275

注：表内中间值可采用插值法求得。

表 4.3.5-2 矩形钢管混凝土（第一组钢材）的组合弹性剪切模量 G_{sc} (MPa)

钢材		Q235					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	8389	9943	11174	12484	13730	14875
	0.05	9191	10764	12014	13347	14618	15787
	0.06	9980	11564	12826	14175	15464	16650
	0.07	10764	12352	13620	14982	16283	17482
	0.08	11545	13133	14405	15774	17085	18293
	0.09	12327	13910	15183	16556	17874	19090
	0.10	13111	14687	15958	17334	18656	19878
	0.11	13898	15465	16732	18108	19433	20659
	0.12	14690	16246	17507	18882	20208	21436
	0.13	15487	17029	18284	19656	20982	22211
	0.14	16290	17817	19064	20432	21757	22986
	0.15	17099	18610	19847	21211	22534	23762
	0.16	17915	19408	20636	21994	23314	24541
	0.17	18739	20213	21429	22781	24097	25322
	0.18	19570	21024	22229	23573	24885	26108
	0.19	20409	21842	23035	24371	25678	26898
	0.20	21256	22668	23848	12484	26477	27693
钢材		Q345					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	7621	8856	9846	10906	11922	12860
	0.05	8479	9715	10710	11780	12808	13760
	0.06	9327	10558	11553	12627	13662	14621
	0.07	10172	11392	12382	13456	14493	15456
	0.08	11015	12220	13202	14273	15310	16274
	0.09	11858	13045	14017	15083	16117	17080
	0.10	12703	13868	14829	15887	16916	17876
	0.11	13549	14692	15639	16688	17711	18667
	0.12	14398	15516	16448	17486	18502	19453
	0.13	15250	16341	17258	18284	19291	20236
	0.14	16104	17169	18068	19082	20080	21017
	0.15	16963	17999	18880	19880	20868	21798
	0.16	17825	18831	19695	20680	21657	22578
	0.17	18691	19667	20511	21482	22447	23360
	0.18	19562	20507	21331	22286	23239	24143
	0.19	20437	21350	22154	23093	24034	24928
	0.20	21317	22198	22981	23903	24831	25715

(续表 4.3.5-2)

钢材		Q390					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	7422	8563	9481	10466	11413	12289
	0.05	8283	9417	10334	11324	12277	13160
	0.06	9131	10253	11164	12152	13106	13992
	0.07	9972	11075	11976	12959	13910	14796
	0.08	10807	11889	12777	13751	14697	15579
	0.09	11638	12695	13569	14532	15470	16347
	0.10	12466	13496	14353	15303	16232	17102
	0.11	13290	14292	15131	16067	16986	17847
	0.12	14112	15083	15903	16824	17731	18583
	0.13	14931	15871	16671	17576	18470	19313
	0.14	15748	16656	17436	18323	19204	20035
	0.15	16564	17439	18196	19066	19933	20753
	0.16	17377	18218	18954	19806	20658	21466
	0.17	18189	18996	19709	20542	21379	22175
	0.18	19000	19771	20462	21275	22097	22880
	0.19	19809	20545	21212	22006	22812	23582
	0.20	20617	21318	21961	22735	23524	24281
钢材		Q420					
混凝土		C30	C40	C50	C60	C70	C80
α_4	0.04	7306	8391	9266	10207	11112	11950
	0.05	8162	9236	10106	11047	11954	12797
	0.06	9003	10059	10919	11854	12759	13601
	0.07	9833	10865	11712	12638	13536	14374
	0.08	10652	11659	12489	13403	14293	15124
	0.09	11463	12441	13253	14153	15032	15854
	0.10	12266	13213	14006	14889	15756	16568
	0.11	13061	13976	14748	15614	16467	17268
	0.12	13849	14730	15480	16328	17166	17956
	0.13	14630	15476	16204	17033	17855	18632
	0.14	15403	16215	16919	17728	18534	19298
	0.15	16170	16945	17626	18414	19204	19953
	0.16	16929	17669	18325	19093	19865	20600
	0.17	17682	18385	19016	19763	20518	21238
	0.18	18428	19094	19701	20426	21162	21868
	0.19	19167	19796	20378	21081	21800	22490
	0.20	19899	20491	21048	21729	22429	23105

E: 表内中间值可采用插值法求得。

5 构件承载力计算

5.1 一般规定

5.1.1 本章适用于承受静力荷载或间接承受动力荷载作用的钢管混凝土构件的设计和计算。

5.2 轴心受力构件承载力计算

5.2.1 单肢钢管混凝土轴心受力构件的承载力按下式计算：

1 当轴心受压时：

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

$$N_u = f_{sc} A_{sc} \quad (5.2.1-1b)$$

式中： φ —轴心受压构件稳定系数，见附录 A，其中， λ 为构件长细比；

N_u —钢管混凝土轴心受压构件的强度承载力；

A_{sc} —钢管混凝土构件的组合截面面积。

轴心受压构件稳定系数也可按下式计算：

$$\varphi = \begin{cases} 1 & (\lambda \leq \lambda_o) \\ a\lambda^2 + b\lambda + c & (\lambda_o < \lambda \leq \lambda_p) \\ d/(\lambda + 35)^2 & (\lambda > \lambda_p) \end{cases} \quad (5.2.1-2)$$

式中： a, b, c, d 均为系数， $a = \frac{1 + (35 + 2 \cdot \lambda_p - \lambda_o) \cdot e}{(\lambda_p - \lambda_o)^2}$ ；

$$b = e - 2 \cdot a \cdot \lambda_p; \quad c = 1 - a \cdot \lambda_o^2 - b \cdot \lambda_o; \quad e = \frac{-d}{(\lambda_p + 35)^3};$$

对于圆钢管混凝土：

$$d = [13000 + 4657 \cdot \ln(\frac{235}{f_y})] \cdot (\frac{25}{f_{sc} + 5})^{0.3} \cdot (\frac{\alpha_s}{0.1})^{0.05};$$

对于矩形钢管混凝土：

$$d = [13500 + 4810 \cdot \ln(\frac{235}{f_y})] \cdot (\frac{25}{f_{ck} + 5})^{0.3} \cdot (\frac{\alpha_s}{0.1})^{0.05};$$

λ_p 和 λ_o 分别为构件弹性失稳和弹塑性失稳的界限长细比：

对于圆形钢管混凝土：

$$\lambda_p = 1743 / \sqrt{f_y};$$

$$\lambda_o = \pi \sqrt{(420\xi + 550) / [(1.02\xi + 1.14) \cdot f_{ck}]}$$

对于矩形钢管混凝土：

$$\lambda_p = 1811 / \sqrt{f_y};$$

$$\lambda_o = \pi \sqrt{(220\xi + 450) / [(0.85\xi + 1.18) \cdot f_{ck}]}$$

构件的长细比按下式计算：

对于圆钢管混凝土：

$$\lambda = 4L_0 / D \quad (5.2.1-3a)$$

对于矩形钢管混凝土绕强轴弯曲：

$$\lambda = 2\sqrt{3}L_0 / D \quad (5.2.1-3b)$$

对于矩形钢管混凝土绕弱轴弯曲：

$$\lambda = 2\sqrt{3}L_0 / B \quad (5.2.1-3c)$$

式中： L_0 — 构件的计算长度；

D — 圆钢管外直径或矩形钢管长边边长；

B — 矩形钢管短边边长。

2 当轴心受拉时：

$$N \leq 1.1fA_s \quad (5.2.1-4)$$

当钢管截面有削弱时，式(5.2.1-4)中的钢管截面积应采用净截面面积。

5.2.2 格构式钢管混凝土轴心受压构件承载力按公式(5.2.1-1)计算，其受压稳定系数 φ 值根据构件的换算长细比查附录 A，构件换算长细比由表 5.2.2 给出。

表 5.2.2 格构式构件的换算长细比

项目	截面型式	腹杆类别	计算公式	符号意义
双肢柱		平腹杆 斜腹杆	$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 17\lambda_l^2}$ $\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_y^2 + 67.5 A_s / A_w}$	λ_y 和 λ_x 是整个构件对 Y-Y 轴和 X-X 轴的长细比; λ_l 是单肢一个节间的长细比;
三肢柱		斜腹杆	$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 200 A_s / A_w}$ $\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{200}{A_w(1.5 - \cos^2 \theta)}}$	A_s 是一根柱肢的钢管面积; A_w 是一根腹杆空钢管的截面面积。
四肢柱		斜腹杆	$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 135 A_s / A_w}$ $\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + 135 A_s / A_w}$	A_s 是一根柱肢的钢管面积; A_w 是一根腹杆空钢管的截面面积。

注：平腹杆双肢柱的构造应符合第 6.3.7 条的规定。

当四肢柱内外柱肢截面不相同时，按下式计算换算长细比。

$$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 13.5 - \frac{2.5 \sum_{i=1}^m (EA_{si})}{EA_w}} \quad (5.2.2-1)$$

$$\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + 13.5 \frac{2.5 \sum_{i=1}^m (EA_{si})}{EA_w}} \quad (5.2.2-2)$$

当三肢柱内外柱肢截面不相同时，按下式计算换算长细比。

$$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 27 \frac{2.5 \sum_{i=1}^m (EA_{si})}{EA_w}} \quad (5.2.2-3)$$

式中： $2.5 \sum_{i=1}^m (EA_{si})$ — 四根或三根柱肢的截面换算刚度之和；

EA_w — 一根腹杆空钢管的截面刚度；

A_{si} — 各柱肢钢管截面面积。

构件长细比：

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{I_y / \sum A_{sc}}} ; \quad \lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{I_x / \sum A_{sc}}} \quad (5.2.2-4)$$

单柱肢长细比：

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\sqrt{I_{sc} / \sum A_{sc}}} \quad (5.2.2-5)$$

$$I_y = \sum_{i=1}^m (I_{sc} + a^2 A_{sc}) \quad I_x = \sum_{i=1}^m (I_{sc} + b^2 A_{sc}) \quad (5.2.2-6)$$

式中： A_{sc} — 一根柱肢的截面面积；

I_{sc} — 一根圆钢管混凝土柱肢的截面惯性矩， $I_{sc} = \pi D^4 / 64$ ；

a 和 b — 分别是柱肢中心到虚轴 $y-y$ 和 $x-x$ 的距离；

l_1 — 柱肢节间距离；

m — 柱肢数。

5.2.3 格构式钢管混凝土轴心受压构件除按公式(5.2.1-1)验算整体稳定承载力外，尚应验算单柱肢稳定承载力。当单柱肢长细比 λ_1 符合下列条件时，可不验算单柱肢稳定承载力。

平腹杆格构式构件： $\lambda_1 \leq 40$ 及 $\lambda_1 \leq 0.5 \lambda_{max}$ ；

斜腹杆格构式构件: $\lambda \leq 0.7 \lambda_{\max}$;

λ_{\max} 是构件在 x-x 和 y-y 方向换算长细比的较大值。

5.2.4 平腹杆格构式钢管混凝土轴心受压构件每根腹杆所受剪力按下式计算:

$$V = \sum A_{sc} f_{sc} / 85 \quad (5.2.4)$$

式中: A_{sc} —柱肢截面面积。

5.3 受弯、压弯和拉弯构件承载力计算

5.3.1 钢管混凝土受弯构件的承载力要求:

$$M \leq M_u \quad (5.3.1-1)$$

$$M_u = \gamma_m W_{sc} f_{sc} \quad (5.3.1-2)$$

式中: M —所计算构件段范围内的最大弯矩设计值;

M_u —构件的极限弯矩;

γ_m —构件截面抗弯塑性发展系数;

对于圆钢管混凝土: $\gamma_m = 1.1 + 0.48 \ln(\xi + 0.1)$;

对于矩形钢管混凝土: $\gamma_m = 1.04 + 0.48 \ln(\xi + 0.1)$;

W_{sc} —钢管混凝土构件截面抗弯模量;

对于圆钢管混凝土, $W_{sc} = \pi \cdot D^3 / 32$;

对于矩形钢管混凝土, 当绕强轴弯曲时: $W_{sc} = BD^2 / 6$;

当绕弱轴弯曲时: $W_{sc} = B^2 D / 6$ 。

5.3.2 矩形钢管混凝土双向受弯构件的承载力要求:

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}} \right)^{1.8} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^{1.8} \leq 1 \quad (5.3.2)$$

式中: M_x, M_y —所计算构件段范围内的最大弯矩设计值;

M_{ux}, M_{uy} —构件绕强轴和弱轴的极限弯矩值, 可按式
(5.3.1-2)计算。

5.3.3 钢管混凝土构件在一个平面内承受压弯荷载共同作用时，强度承载力按下列公式计算。

1 当 $N/N_u \geq 2\eta_0$ 时

$$\frac{N}{N_u} + \frac{a \cdot \beta_m \cdot M}{M_u} \leq 1 \quad (5.3.3-1)$$

2 当 $N/N_u < 2\eta_0$ 时

$$\frac{-b \cdot N^2}{N_u^2} - \frac{c \cdot N}{N_u} + \frac{\beta_m \cdot M}{M_u} \leq 1 \quad (5.3.3-2)$$

式中： $a = 1 - 2 \cdot \eta_0$ ；

$$b = \frac{1 - \zeta_0}{\eta_0^2};$$

$$c = \frac{2 \cdot (\zeta_0 - 1)}{\eta_0};$$

对于圆钢管混凝土：

$$\zeta_0 = 0.18\xi^{-1.15} + 1$$

$$\eta_0 = \begin{cases} 0.5 - 0.2445 \cdot \xi & (\xi \leq 0.4) \\ 0.1 + 0.14 \cdot \xi^{-0.84} & (\xi > 0.4) \end{cases}$$

对于矩形钢管混凝土：

$$\zeta_0 = 1 + 0.14\xi^{-1.3}$$

$$\eta_0 = \begin{cases} 0.5 - 0.3175 \cdot \xi & (\xi \leq 0.4) \\ 0.1 + 0.13 \cdot \xi^{-0.81} & (\xi > 0.4) \end{cases}$$

5.3.4 钢管混凝土构件在一个平面内承受压弯荷载共同作用时，稳定承载力按下列公式计算。

1 当 $N/N_u \geq 2\varphi^3\eta_0$ 时

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_u} + \left(\frac{a}{d}\right) \cdot \frac{\beta_m \cdot M}{M_u} \leq 1 \quad (5.3.4-1)$$

2 当 $N/N_u < 2\varphi^3\eta_0$ 时

$$\frac{-b \cdot N^2}{N_u^2} - \frac{c \cdot N}{N_u} + \left(\frac{1}{d}\right) \frac{\beta_m \cdot M}{M_u} \leq 1 \quad (5.3.4-2)$$

式中: $a = 1 - 2\varphi^2 \cdot \eta_o$;

$$b = \frac{1 - \zeta_o}{\varphi^3 \cdot \eta_o^2};$$

$$c = \frac{2 \cdot (\zeta_o - 1)}{\eta_o};$$

$$\text{对于圆钢管混凝土: } d = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{N}{N_E}\right);$$

$$\text{对于矩形钢管混凝土: } d = 1 - 0.25 \cdot \left(\frac{N}{N_E}\right);$$

M — 所计算构件段范围内的最大弯矩;

N_E — 欧拉临界力, $N_E = \pi^2 \cdot E_{sc} \cdot A_{sc} / \lambda^2$;

β_m — 等效弯矩系数, 按《钢结构设计规范》GB50017 的规定取值;

φ — 弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数, 由附录 A 给出。

另外, 对于绕强轴弯曲的矩形钢管混凝土压弯构件, 除了按式(5.3.4-1)和(5.3.4-2)验算弯矩作用平面内的稳定性, 还需按下式验算弯矩作用平面外的稳定性:

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_u} + \frac{\beta_m M}{1.4 \cdot M_u} \leq 1 \quad (5.3.4-3)$$

式中:

M — 所计算构件段范围内的最大弯矩;

β_m — 等效弯矩系数, 按《钢结构设计规范》GB50017 的规定取值;

φ — 弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数, 由附录 A 给出。

5.3.5 钢管混凝土拉弯构件的承载力按下式计算：

$$\frac{N}{1.1fA_s} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (5.3.5)$$

5.3.6 对于承受双向压弯及双向拉弯的矩形钢管混凝土构件，可把式(5.3.3-1) (5.3.3-2) (5.3.4-1)(5.3.4-2)中的“ $\frac{M}{M_u}$ ”项以

“ $\left[\left(\frac{M_x}{M_{ux}} \right)^{1.8} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^{1.8} \right]^{1/1.8}$ ”代入进行验算。其中， M_{ux} ， M_{uy} —构件绕强轴和弱轴的极限弯矩值，可按式(5.3.1-2)计算。

5.3.7 格构式钢管混凝土构件承受压、弯及共同作用时，按下式验算弯矩作用平面内的整体稳定承载力：

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_u} + \frac{\beta_m M}{W_{sc}(1 - \varphi N / N_E) f_{sc}} \leq 1 \quad (5.3.7)$$

式中： φ — 按换算长细比查得的验算平面内的轴心受压构件稳定系数，由附录 A 给出；

A_{sc}, W_{sc} — 格构式柱截面总面积和总抵抗矩；

$$N_E = \pi^2 \cdot E_{sc} \cdot A_{sc} / \lambda^2, \lambda \text{为换算长细比。}$$

对斜腹杆格构式柱的单肢，可按桁架的弦杆计算。对平腹杆格构式柱的单肢，尚应考虑由剪力引起的局部弯矩影响，按偏压构件计算。

腹杆所受剪力取实际剪力和按公式(5.2.4)计算剪力中的较大值。

5.4 复合受剪和受扭构件的承载力计算

5.4.1 钢管混凝土受剪构件的承载力要求：

$$V \leq V_u \quad (5.4.1-1)$$

$$V_u = \gamma_v \cdot A_{sc} \cdot \tau_{sc} \quad (5.4.1-2)$$

式中： V_u — 钢管混凝土纯剪构件抗剪的强度承载力；

γ_v —钢管混凝土抗剪强度承载力计算系数；

对于圆钢管混凝土： $\gamma_v = 0.97 + 0.2 \ln(\xi)$ ；

对于矩形钢管混凝土： $\gamma_v = 0.954 + 0.162 \ln(\xi)$ ；

A_{sc} —钢管混凝土构件的组合截面面积；

τ_{sc} —钢管混凝土的组合剪切强度设计值。

5.4.2 钢管混凝土受扭构件的承载力要求：

$$T \leq T_u \quad (5.4.2-1)$$

$$T_u = \gamma_t W_{sct} \tau_{sc} \quad (5.4.2-2)$$

式中： T_u —钢管混凝土构件抗扭强度承载力，

γ_t —钢管混凝土抗扭强度承载力计算系数；

对于圆钢管混凝土： $\gamma_t = 1.294 + 0.267 \ln(\xi)$ ；

对于矩形钢管混凝土： $\gamma_t = 1.431 + 0.242 \ln(\xi)$ ；

W_{sct} —钢管混凝土构件截面扭转抵抗矩；

对于圆钢管混凝土， $W_{sct} = \frac{\pi D^3}{16}$ ；

对于矩形钢管混凝土， $W_{sct} = 0.208BD^2$ ；

τ_{sc} —钢管混凝土的组合剪切强度设计值。

5.4.3 钢管混凝土受压扭构件的承载力要求：

1 强度承载力：

对于圆钢管混凝土和矩形钢管混凝土压扭构件，压扭相关方程均可采用如下表达式：

$$\left(\frac{N}{N_u}\right)^{2.4} + \left(\frac{T}{T_u}\right)^2 \leq 1 \quad (5.4.3-1)$$

式中， N_u 和 T_u 分别为钢管混凝土轴压强度和纯扭构件的极限承载力，分别按式(5.2.1-1b)和式(5.4.2-2)进行计算。

2 稳定承载力:

$$\left(\frac{N}{\varphi N_u}\right)^{2.4} + \left(\frac{T}{T_u}\right)^2 \leq 1 \quad (5.4.3-2)$$

式中, φ 为钢管混凝土轴压稳定系数, 由附录 A 给出, 或由式 (5.2.1-2) 计算。

5.4.4 钢管混凝土受压弯扭构件的承载力要求:

当 $N/N_u \geq 2\varphi^3\eta_0^{2.4}\sqrt{1-(T/T_u)^2}$ 时

$$\left(\frac{1}{\varphi} \cdot \frac{N}{N_u} + \frac{a}{d} \cdot \frac{M}{M_u}\right)^{2.4} + \left(\frac{T}{T_u}\right)^2 \leq 1 \quad (5.4.4-1)$$

当 $N/N_u < 2\varphi^3\eta_0^{2.4}\sqrt{1-(T/T_u)^2}$ 时

$$[-b \cdot \left(\frac{N}{N_u}\right)^2 - c \cdot \left(\frac{N}{N_u}\right) + \frac{1}{d} \cdot \frac{M}{M_u}]^{2.4} + \left(\frac{T}{T_u}\right)^2 \leq 1 \quad (5.4.4-2)$$

式中:

$$a = 1 - 2\varphi^2 \cdot \eta_0 ; \quad (5.4.4-3a)$$

$$b = \frac{1 - \zeta_e}{\varphi^3 \cdot \eta_e^2} ; \quad (5.4.4-3b)$$

$$c = \frac{2 \cdot (\zeta_e - 1)}{\eta_e} ; \quad (5.4.4-3c)$$

$$d = \begin{cases} 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{N}{N_E}\right) & (\text{圆钢管混凝土}) \\ 1 - 0.25 \cdot \left(\frac{N}{N_E}\right) & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases} \quad (5.4.4-3d)$$

$$\eta_e = \sqrt[2.4]{1 - \beta^2} \cdot \eta_o ;$$

$$\zeta_e = \sqrt[2.4]{1 - \beta^2} \cdot \zeta_o ;$$

$$\beta = \frac{T}{T_u} ;$$

$$N_E = \pi^2 \cdot E_{sc} \cdot A_{sc} / \lambda^2;$$

对于圆钢管混凝土：

$$\zeta_o = 0.18\xi^{-1.15} + 1;$$

$$\eta_o = \begin{cases} 0.5 - 0.245 \cdot \xi & (\xi \leq 0.4) \\ 0.1 + 0.14 \cdot \xi^{-0.84} & (\xi > 0.4) \end{cases};$$

对于矩形钢管混凝土：

$$\zeta_o = 1 + 0.14\xi^{-1.3};$$

$$\eta_o = \begin{cases} 0.5 - 0.318 \cdot \xi & (\xi \leq 0.4) \\ 0.1 + 0.13 \cdot \xi^{-0.81} & (\xi > 0.4) \end{cases}.$$

5.4.5 钢管混凝土受压弯剪构件的承载力要求：

当 $N/N_u \geq 2\varphi^3\eta_0 \sqrt{1 - (\frac{V}{V_u})^2}$ 时

$$(\frac{1}{\varphi} \cdot \frac{N}{N_u} + \frac{a}{d} \cdot \frac{M}{M_u})^{2.4} + (\frac{V}{V_u})^2 \leq 1 \quad (5.4.5-1)$$

当 $N/N_u < 2\varphi^3\eta_0 \sqrt{1 - (\frac{V}{V_u})^2}$ 时

$$[-b \cdot (\frac{N}{N_u})^2 - c \cdot (\frac{N}{N_u}) + \frac{1}{d} \cdot \frac{M}{M_u}]^{2.4} + (\frac{V}{V_u})^2 \leq 1 \quad (5.4.5-2)$$

式中系数 a 、 b 、 c 、 d 的确定方法见式(5.4.4-3)。

5.5 局部受压构件承载力计算

5.5.1 无端板钢管混凝土局部受压构件的承载力要求：

$$N_L \leq N_{uL} \quad (5.5.1-1)$$

$$N_{uL} = K_{LC} \cdot N_u \quad (5.5.1-2)$$

式中： N_{uL} ——钢管混凝土的局压承载力；

N_u ——钢管混凝土轴压承载力；

K_{LC} —钢管混凝土局压承载力折减系数。

圆钢管混凝土：

$$K_{LC} = A \cdot \beta_L + B \cdot \beta_L^{0.5} + C \quad (5.5.1-3)$$

式中： $A = (-0.18 \cdot \xi^3 + 1.95 \cdot \xi^2 - 6.89 \cdot \xi + 6.94) \cdot 10^{-2}$ ；

$$B = (1.36 \cdot \xi^3 - 13.92 \cdot \xi^2 + 45.77 \cdot \xi - 60.55) \cdot 10^{-2}$$
；

$$C = (-\xi^3 + 10 \cdot \xi^2 - 33.2 \cdot \xi + 150) \cdot 10^{-2}$$
。

β_L —局压面积比， $\beta_L = A_c / A_L$ ， A_c 为核心混凝土横截面面积， A_L 为局压荷载作用面积。

矩形钢管混凝土：

$$K_{LC} = A \cdot \beta_L^{-0.5} + B \quad (5.5.1-4)$$

式中： $A = (-1.38 \cdot \xi + 105) \cdot 10^{-2}$ ； $B = (1.5 \cdot \xi - 5.2) \cdot 10^{-2}$ 。

5.5.2 带端板钢管混凝土局部受压构件的承载力要求：

计算公式同(5.5.1-1)、(5.5.1-2)，式中 K_{LC} 计算公式如下：

圆钢管混凝土：

$$K_{LC} = (A \cdot \beta_L + B \cdot \beta_L^{0.5} + C) \cdot (D \cdot n_r^2 + E \cdot n_r + 1) \quad (5.5.2-1)$$

式中： $A = (-0.17 \cdot \xi^3 + 1.9 \cdot \xi^2 - 6.84 \cdot \xi + 7) \cdot 10^{-2}$ ；

$$B = (1.35 \cdot \xi^3 - 14 \cdot \xi^2 + 46 \cdot \xi - 60.8) \cdot 10^{-2}$$
；

$$C = (-1.08 \cdot \xi^3 + 10.95 \cdot \xi^2 - 35.1 \cdot \xi + 150.9) \cdot 10^{-2}$$
；

$$D = (-0.53 \cdot \beta_L - 54 \cdot \beta_L^{0.5} + 46) \cdot 10^{-2}$$
；

$$E = (6 \cdot \beta_L + 62 \cdot \beta_L^{0.5} - 67) \cdot 10^{-2}$$
。

n_r —相对刚度半径，且 $0 \leq n_r \leq 1$ ；

$$n_r = \frac{\gamma_0}{r} = \frac{\left(\frac{D_w}{k}\right)^{\frac{1}{4}}}{\frac{D}{2}} \quad (5.5.2-2)$$

式中: r_0 —刚度半径, $r_0 = \left(\frac{D_w}{k}\right)^{\frac{1}{4}}$;

D_w —钢管混凝土端板的抗弯刚度, $D_w = \frac{E_s \cdot t_a^3}{12 \cdot (1 - \mu_s^2)}$; t_a

为钢管混凝土端板厚度, E_s 、 μ_s 分别为端板的弹性模量和泊松比;

k —端板下钢管混凝土刚度系数, $k = \frac{E}{L_k}$;

r —端板半径, $r = \frac{D}{2}$; D 为圆钢管截面外直径。

方形钢管混凝土:

$$K_{LC} = (A \cdot \beta_L^{-1} + B \cdot \beta_L^{-0.5} + C) \cdot (D \cdot n_r + 1) \quad (5.5.2-3)$$

式中: $A = (35.45 \cdot \xi + 26.29) \cdot 10^{-2}$;

$B = (-40.62 \cdot \xi + 74.58) \cdot 10^{-2}$;

$C = (5.2 \cdot \xi - 0.93) \cdot 10^{-2}$;

$D = (103.2 \cdot \beta_L^{0.5} - 53.11) \cdot 10^{-2}$ 。

n_r —相对刚度半径, 采用式 5.5.2-2 计算, 且

$0 \leq n_r \leq 2.5$; $r = \frac{B}{2}$, B 为方形截面边长。

6 结构体系与计算

6.1 结构体系

6.1.1 钢管混凝土结构可用于多、高层建筑的框架体系、框架-支撑体系、框架-混凝土剪力墙、框架筒体、筒中筒、巨型框架体系和交错桁架体系。其中框架-混凝土剪力墙、框架筒体、筒中筒结构体系宜采用双重抗侧力结构体系。

6.1.2 钢管混凝土结构框架梁可采用钢-混凝土组合梁，也可采用钢筋混凝土梁和型钢混凝土梁。

6.1.3 钢管混凝土结构房屋的最大适用高度应符合表 6.1.3 的规定。对平面和竖向特别不规则的结构或 IV 类场地上的结构，最大适用高度应适当降低。

表 6.1.3 钢管混凝土结构房屋的最大适用高度(m)

结构类型		抗震设防烈度			
		6	7	8	9
钢管混凝土柱-钢梁框架		55	45	35	25
钢管混凝土柱-钢骨混凝土梁框架		50	40	30	-
钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架		60	50	40	30
双重 抗侧 力 结 构 体 系	钢管混凝土框架-钢筋混凝土 剪力墙	150	130	110	40
	钢管混凝土框架-钢骨混凝土 剪力墙	170	150	120	50
	钢管混凝土框架-钢筋混凝土 核心筒	200	160	120	50
	钢管混凝土框架-钢骨混凝土 核心筒	220	180	130	50
	钢管混凝土外框筒-钢筋 混凝土内筒	260	210	160	80
	钢管混凝土外框筒-钢骨 混凝土内筒	280	230	170	90

注：筒中筒的筒体为钢管混凝土结构组成的筒体。

6.1.4 钢管混凝土结构建筑房屋的最大高宽比应符合表 6.1.4 的规

定。

表 6.1.4 钢管混凝土结构房屋适用的最大高宽比

结 构 体 系	抗震设防烈度			
	6、7 度	8 度 (0.20g)	8 度 (0.30g)	9 度
钢管混凝土框架	5	4.5	4	3.5
钢管混凝土框架-钢支撑	6	5.5	5	4.5
钢管混凝土框架-混凝土剪力墙	7	6.5	6	5.5
钢管混凝土框架-混凝土核心筒	7.5	7	6.5	6
钢管混凝土框筒、筒中筒	7.5	7	6.5	6

注：筒中筒的筒体为钢管混凝土结构组成的筒体。

6.1.5 钢管混凝土结构与其他构件组成的结构体系，其布置宜规则，楼层刚度分布宜均匀。结构布置应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的要求，并应使结构受力明确，满足对承载力、稳定性和刚度的设计要求。

6.1.6 钢管混凝土结构中钢筋混凝土和钢骨混凝土构件的抗震等级应根据烈度、结构类型和房屋高度确定，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按表 6.1.6 确定。甲类、乙类建筑的抗震等级可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 确定烈度后按表 6.1.6 确定。钢管混凝土柱和钢梁不分抗震等级。

表 6.1.6 钢管混凝土结构的抗震等级

结构体系		烈度										
		6		7		8		9				
钢管混凝土框架	高度 (m)	≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤25				
钢管混凝土框架-钢支撑	框架	四	三	三	二	二	一	一				
钢管混凝土框架-钢 筋混凝土剪力墙	高度 (m)	≤60	60~130	>130	≤60	60~120	>120	≤60	60~100	>100	≤60	
钢管混凝土框架-钢 骨混凝土剪力墙	墙	四	三	二	三	二	一	二	一	特一	一	
钢管混凝土框架-钢 筋混凝土筒	高度 (m)	≤150		>150		≤130		>130		≤100	>100	≤80
钢管混凝土框架-钢 骨混凝土筒	核心筒	二		一		二		一		一	特一	一
双 重 抗 侧 力 体 系	筒中筒	高度 (m)	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120	≥120	≥120	≤90	
	内筒	三		二		二		一		一	特一	一

- 注：1 表中所指“特一、一、二、三、四级”即“抗震等级为特一、一、二、三、四级”的简称；
2 建筑场地为Ⅰ类时，除6度外可按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；
3 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；
4 “内筒”是指表6.1.6中所列各种筒中筒结构中的内筒。

6.2 结构分析基本要求

6.2.1 钢管混凝土结构应根据实际情况进行重力荷载、风荷载和地震作用下的效应分析。结构按承载能力极限状态计算和按正常使用极限状态验算时，应按国家现行有关标准规定的作用(荷载)对结构的整体进行作用(荷载)效应分析；必要时，尚应对结构中受力状况特殊的部分进行更详细的结构分析。结构可能遭遇火灾、爆炸、撞击等偶然作用时，尚应按国家现行有关标准的要求进行相应的结构分析。

6.2.2 在重力荷载、风荷载和多遇地震作用下，结构内力和变形可按弹性方法进行计算。抗震设计时，对特别不规则或具有明显薄弱部位，可能导致地震时严重破坏的建筑结构，应进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。

6.2.3 对体形复杂或受力状况特殊的结构或其部分，可采用试验方法对结构的正常使用极限状态和承载能力极限状态进行分析或复核。

6.2.4 钢管混凝土结构应进行施工阶段（混凝土浇筑前和混凝土硬结前）的结构分析与验算，此时混凝土不承担荷载。钢管混凝土构件尚应按空钢管进行施工阶段的承载力、稳定性和变形验算，施工阶段的钢管混凝土构件的验算，按第4.1.7条相关规定。

6.2.5 利用计算机程序进行钢管混凝土结构分析时，应符合下列要求：

1 所采用的计算软件应经考核、验证和正式鉴定，其技术条件应符合本规程及现行国家标准的规定。

2 复杂结构和特别不规则结构，应采用至少两个不同力学模

型的结构分析软件进行整体计算。

3 结构分析中所采用的各种简化和近似假定，应有理论或试验的依据，或经工程实践验证。计算结果的准确程度应符合工程设计的要求。

4 结构分析所需的各种几何尺寸，以及所采用的计算图形、边界条件、作用的取值与组合、材料性能的计算指标、初始应力和变形状况等，应符合结构的实际工作状况，并应具有相应的构造保证措施。

5 所有计算结果应经分析判断，确认其合理有效后方可用于工程设计。

6.2.6 结构分析模型应根据结构实际情况确定，所选取的分析模型以及必要的简化计算处理，应能较准确的反映结构的实际工作状况。

6.2.7 结构内力和位移计算时，可假设楼板在自身平面内为无限刚性，相应的设计应采取必要的措施，以保证楼板平面内的整体刚度。对整体性较差或存在大洞口、凹凸不规则、楼板局部不连续等不规则类型布置，会产生较明显的面内变形时，结构分析应考虑楼板的平面内变形，按照弹性楼板进行计算。

6.3 计算参数

6.3.1 对框架柱和排架阶形柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的有关规定确定。

6.3.2 钢管混凝土结构在抗震计算的阻尼比在罕遇地震下采用 0.05，其它情况下取值为 0.035-0.04。

6.3.3 钢管混凝土构件的轴压刚度、组合弹性抗弯刚度、组合弹性剪切刚度分别按照本规程 4.3.2、4.3.3、4.3.5 条规定确定。

6.3.4 对框(排)架结构进行作用效应分析时，可按下式计算其抗弯刚度。

$$B_f = \gamma \cdot (E_s I_s + \alpha \cdot E_c I_c) \quad (6.3.4)$$

式中： γ — 柱刚度折减系数；当为单肢柱时， $\gamma=1$ ；当为格构式柱时， γ 值分别按 6.3.5 或 6.3.6 的规定计算。系数 α 的确定

方法见 4.3.3 条。

6.3.5 当斜腹杆格构式柱用于框(排)架柱时, 其刚度折减系数可按下式计算:

$$\gamma = \frac{1}{1 + m \frac{\frac{E_{sc} A_{sc}}{EA_w}}{n^2}} \quad (6.3.5-1)$$

对双肢柱或四肢柱:

$$m = 4.23 \frac{C_1}{n^2} \quad (6.3.5-2)$$

对三肢柱:

$$m = \frac{2.82}{n^2} C_1 \cos^2 \theta \quad (6.3.5-3)$$

$$C_1 = \frac{1}{1 + k_4^3 (1/k_5 - 1)} \quad (6.3.5-4)$$

$$k_4 = \frac{H_t}{H} \quad (6.3.5-5)$$

$$k_5 = \frac{I_t}{I_d} \quad (6.3.5-6)$$

式中 $E_{sc} A_{sc}$ — 一根受压柱肢的截面刚度;

EA_w — 一根腹杆空钢管的截面刚度;

n — 节间数(见图 6.3.5);

θ — 柱肢平面夹角的一半(见图 6.3.5);

H_t, H — 上柱与柱总高;

I_t, I_d — 上, 下柱截面惯性矩。

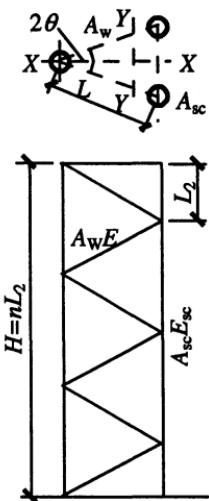


图 6.3.5 斜腹杆格构式柱

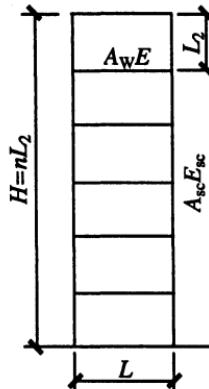


图 6.3.6 平腹杆格构式柱

6.3.6 当平腹杆格构式柱用于框(排)架柱时, 可将组合柱视为多层框架(见图 6.3.6), 参与结构整体计算。

平腹杆格构式柱的刚度折减系数也可按下式计算:

$$\gamma = \frac{1}{1 + C_1 \left[\frac{L^2}{16n^2} \frac{A_{sc}}{I_{sc}} + \frac{(n-1)}{8n^2} \frac{A_{sc} L^2 l_1}{H I_w} \right]} \quad (6.3.6)$$

式中 L —柱肢中心距;

l_1 —柱肢净间距;

I_w —一根腹杆截面惯性矩;

I_{sc} —一根柱肢截面惯性矩;

A_{sc} —一根柱肢截面面积;

其它符号同 6.3.5。

6.3.7 承受偏心压力的格构式柱宜采用斜腹杆形式; 当柱肢间距较小或有使用要求时, 可采用平腹杆形式。格构式柱的构造要求应符合下列规定:

1 斜腹杆格构式柱:

1) 斜腹杆与柱肢轴线间夹角宜为 $40^\circ \sim 60^\circ$ 的范围;

2) 杆件轴线宜交于节点中心;或腹杆轴线交点与柱肢轴线距离不宜大于 $d/4$, 当大于 $d/4$ 时, 应考虑其偏心影响, d 为圆钢管外直径。

3) 腹杆端部净距不宜小于 50mm (见图 6.3.7)。

2 平腹杆格构式柱:

1) 腹杆中心距离不应大于柱肢中心距的四倍;

2) 腹杆空钢管面积不宜小于一个柱肢钢管面积的 $1/4$;

3) 腹杆的长细比不宜大于单个柱肢长细比的 $1/2$ 。

3 腹杆采用空钢管。

4. 腹杆和柱肢应直接焊接, 柱肢上不得开孔。柱肢与腹杆连接的其他构造要求, 焊缝计算及柱肢在连接处的抗拉承载力计算(抗压承载力可不计算)按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的有关规定进行。

6.3.8 对三肢和四肢格构式柱, 在受有较大水平力处和运送单元的端部应设置横隔, 横隔的间距不得大于柱截面较大宽度的 9 倍和 8m。

6.3.9 单肢框架柱的顶层柱及排架阶形柱可采用与钢板焊接的组合截面形式, 见图 6.3.9。

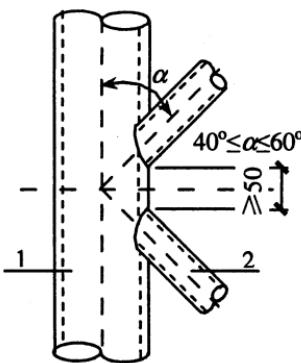
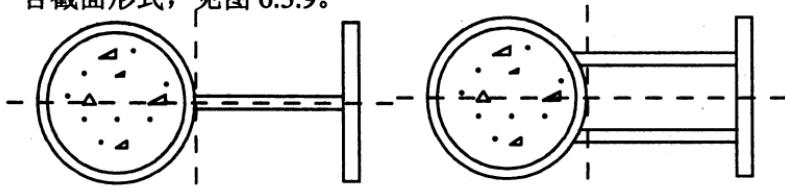


图 6.3.7 斜腹杆节点
1—柱肢 2—斜腹杆



(a) 单腹板

(b) 双腹板

图 6.3.9-1 圆钢管混凝土组合截面形式

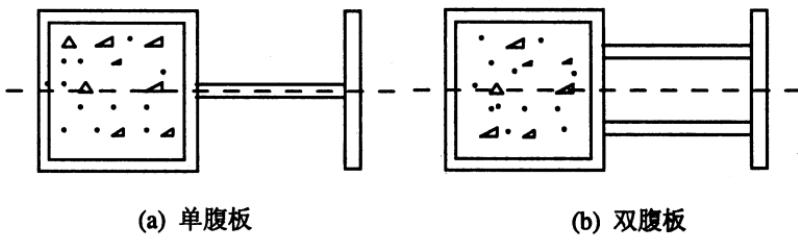


图 6.3.9-2 矩形钢管混凝土组合截面形式

6.3.10 在桁(网)架中，受压弦杆可选用钢管混凝土杆件，其他杆件可采用空钢管。杆件之间可直接焊接或用节点板(球)连接。

6.3.11 在钢管混凝土的管壁上可加焊支、吊架等配件。当在管壁上支承重量较大的支、吊架时，宜采用加强环形式，并按公式(7.0.7-1)验算管壁强度。

6.4 抗震计算

6.4.1 在进行结构的动力弹塑性时程分析时，可在试验的基础上选取钢管混凝土构件的恢复力模型。

6.4.2 对于钢管混凝土柱，其弯矩-曲率和荷载-位移恢复力模型可采用三线型模型，并考虑刚度退化。

6.4.3 钢管混凝土框架在进行动力弹塑性时程分析时，单层单跨钢管混凝土柱-钢梁框架计算单元的荷载-位移恢复力模型可采用三线型模型，并考虑刚度退化。

6.4.4 带边框混凝土剪力墙可由现浇钢筋混凝土剪力墙与钢管混凝土柱和钢筋混凝土梁或钢-混凝土组合梁组成，同时承受水平和竖向荷载的作用。结构分析时，钢管混凝土柱可等刚度代换为混凝土柱，作为剪力墙的翼缘参与结构整体分析，边框梁作为构造措施可不考虑参与内力分析。抗震设计时，带边框混凝土剪力墙的钢管混凝土柱当用作角柱且仅单方向与剪力墙连接时，其弯矩、剪力设计值应乘以 1.3 增大系数，底层角柱应乘以 1.5 增大系数。

6.5 结构位移限值

6.5.1 钢管混凝土结构在风荷载及多遇地震作用下，按弹性方法计算的最大层间位移角不宜超过表 6.5.1 的规定。

表 6.5.1 弹性层间位移角限值

结构类型	钢管混凝土框架		其他结构	
	钢梁	钢筋混凝土梁 钢骨混凝土梁	$H \leq 150\text{ m}$	$H \geq 250\text{ m}$
层间位移角限值	1/400	1/500	1/800	1/500

注： H 指房屋高度， H 介于 150~250m 时，层间位移角限值可采用线性插值。

6.5.2 钢管混凝土结构在罕遇地震作用下，按弹塑性方法计算的最大层间位移角不宜超过表 6.5.2 的规定。

表 6.5.2 弹塑性层间位移角限值

结构体系	框架	框架-剪力墙	筒中筒
层间位移角限值	1/60	1/110~1/120	1/130~1/140

6.5.3 高度超过 150m 的高层建筑结构应具有良好的使用条件，满足舒适度的要求，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定的 10 年一遇的风荷载取值计算或专门风洞试验确定的顺风向与横风向结构顶点最大加速度 α_w 和最大扭转角加速度 α_{tr} ，均不应超过表 6.5.3 规定的最大加速度限值 α_{max} 。

表 6.5.3 结构最大加速度限值

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

7 节点和连接

7.0.1 钢管混凝土结构节点和连接的设计，应满足强度、刚度、稳定性和抗震的要求，符合强柱弱梁、强节点强锚固的原则，保证力的传递，使钢管和管中混凝土能共同工作，便于制作、安装和管中混凝土的浇灌施工。

7.0.2 框架结构的梁柱刚性节点，宜采用加强环节点形式。当钢管直径较大时，也可采用内加强环。

1 当横梁为工字形截面钢梁或钢-混凝土组合梁时，节点构造见图 7.0.2-1~7.0.2-5。节点计算可按国家标准《钢结构设计规范》GB50017 进行。

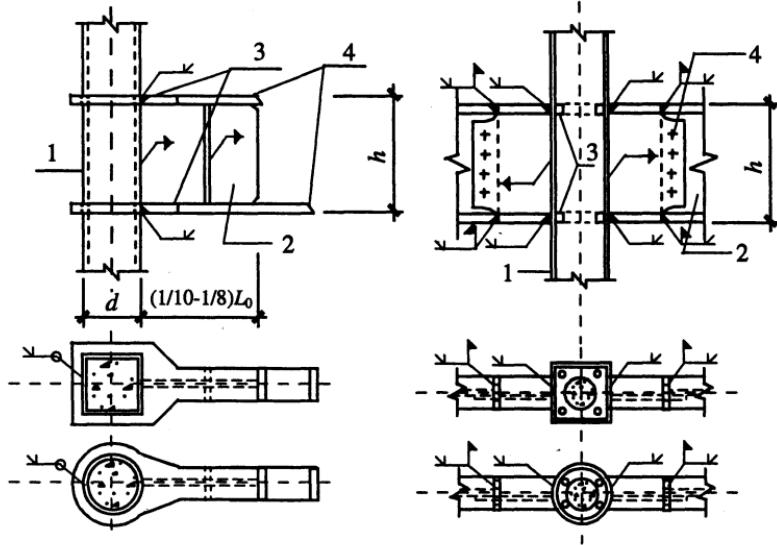


图 7.0.2-1 钢梁节点

1—柱肢 2—梁端
3—上、下加强环 4—坡口

图 7.0.2-2 钢梁节点

1—柱肢 2—梁端
3—内加强环 4—高强螺栓

2 当横梁为预制钢筋混凝土梁时，节点形式见图 7.0.2-6 和

图 7.0.2-7。加强环板应能承受梁端弯矩及轴向力引起的拉力，钢牛腿(或腹板)应能承受梁端剪力。加强环板应与梁端预埋钢板或梁内主筋直接焊接。

3 当横梁为现浇钢筋混凝土梁时，可根据具体情况，或采用连续双梁，或将梁端局部加宽，使纵向钢筋连续绕过钢管的构造来实现(图 7.0.2-8)。梁端加宽的斜度不大于 1/6。在开始加宽处须增设附加箍筋将纵向钢筋包住；或采用图 7.0.2-9 所示的承重销式节点，将钢筋混凝土梁的受力主筋焊接于承重销的翼缘上，然后将梁端箍筋沿承重梢布置，再浇筑混凝土形成由钢管混凝土柱和钢筋混凝土梁构成的承重销式刚性节点。

4 格构式柱的刚性节点，应采用可靠措施保证节点的整体刚度。双肢柱节点处，应在两侧加焊贴板封闭。当柱肢相距较大或梁较高时，宜设中间加劲肋，见图 7.0.2-10。

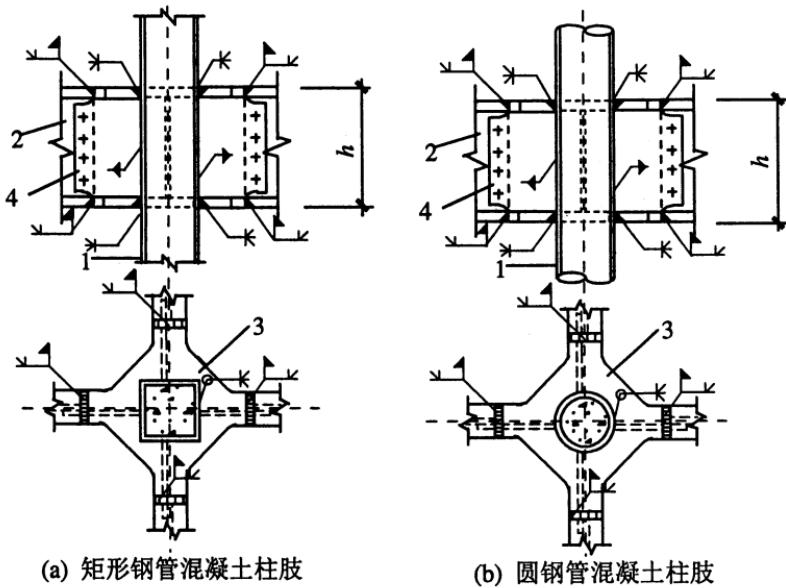


图 7.0.2-3 钢梁节点
1—柱肢 2—梁端 3—上、下加强环 4—高强螺栓连接

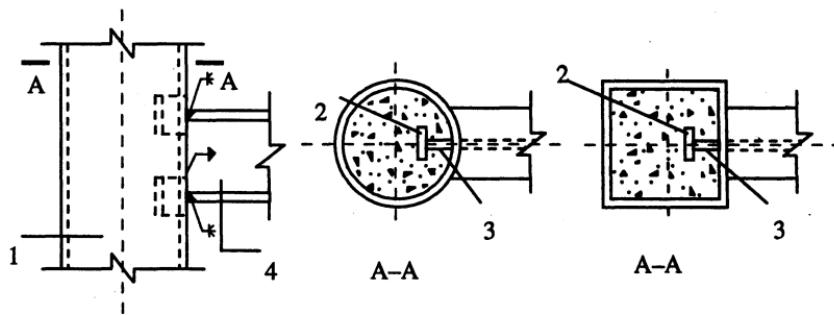


图 7.0.2-4 锚定式刚接节点
 1—柱肢 2—横板 3—锚固件竖板 4—钢梁

为提高这种锚固节点部分的整体刚度，可在梁的翼缘平面内，在梁与梁间加钢板以形成外加强环，如图 7.0.2-5 所示。

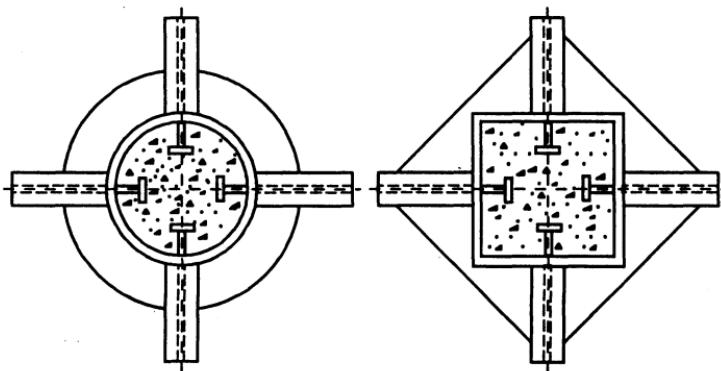


图 7.0.2-5 加钢板形成加强环

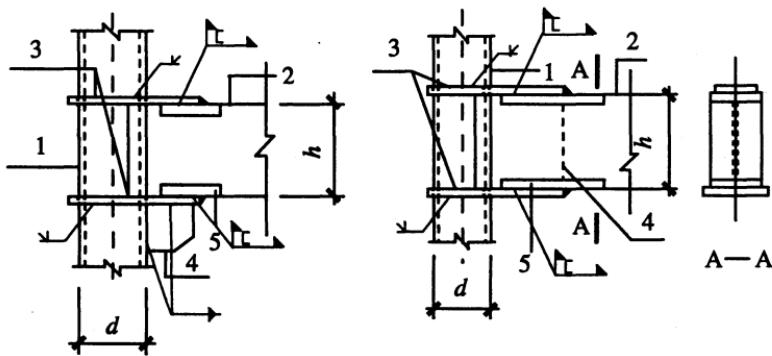
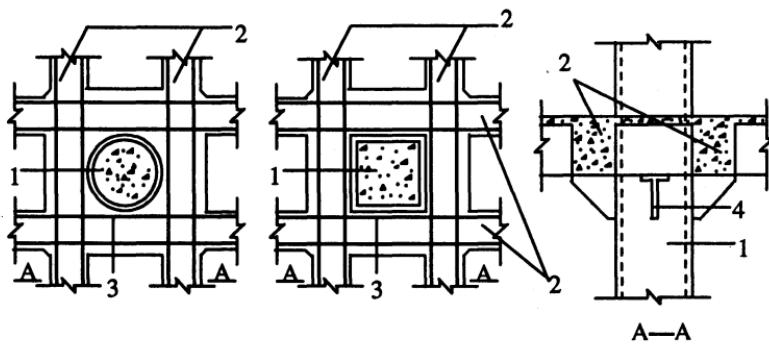
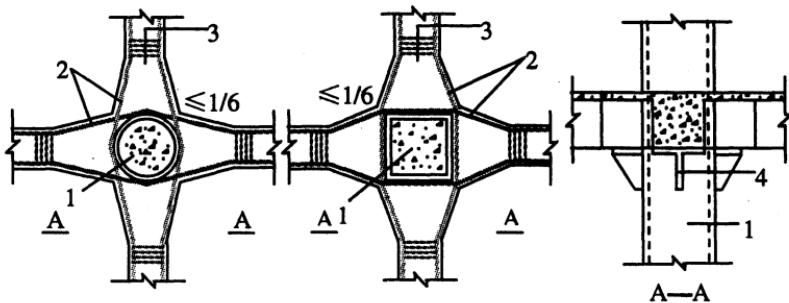


图 7.0.2-6 预制混凝土梁(明牛腿)节点 图 7.0.2-7 预制混凝土梁(暗牛腿)节点
 1—柱肢 2—钢筋混凝土梁 1—柱肢 2—钢筋混凝土梁
 3—上、下加强环 3—上、下加强环 4—明牛腿 4—暗牛腿腹板
 5—梁端预埋钢板 5—梁端预埋钢板



(a) 双梁节点
 1—柱肢 2—钢筋混凝土双梁 3—纵向钢筋 4—明牛腿



(b) 变宽度梁节点

图 7.0.2-8 现浇混凝土梁节点

1—柱肢 2—钢筋 3—箍筋 4—明牛腿

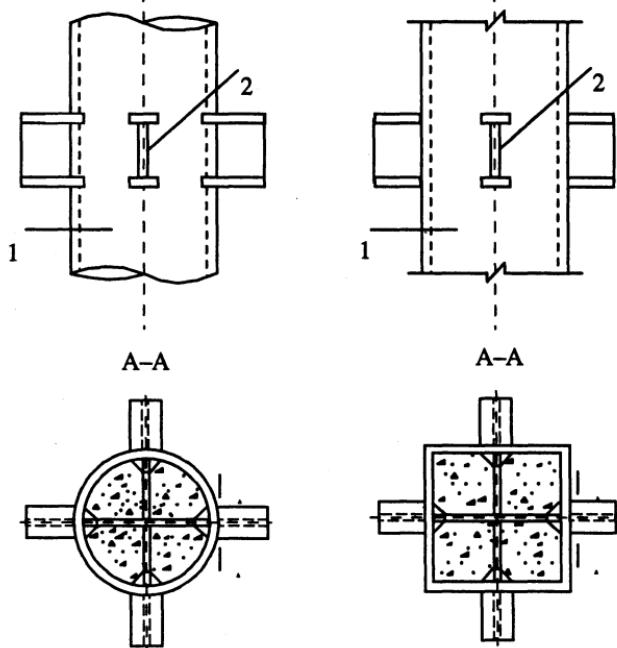


图 7.0.2-9 承重销刚接节点

1—柱肢 2—承重销

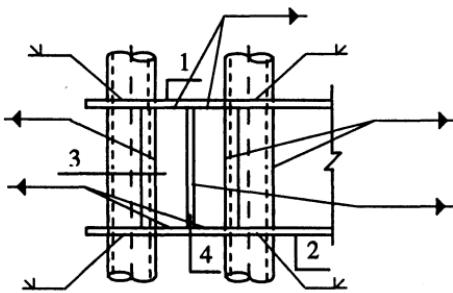


图 7.0.2-10 双肢柱节点
1—上加强环 2—下加强环 3—贴板 4—中间加劲肋

7.0.3 排架结构的梁柱铰接节点，应能可靠传递剪力和轴向力。

铰接节点可采用明牛腿铰节点形式(见图 7.0.3-1)，或节点板铰节点形式(见图 7.0.3-2)。

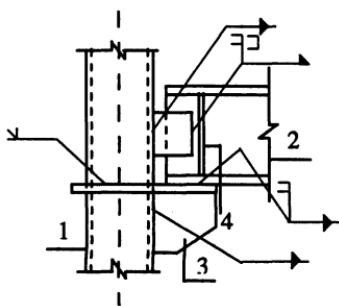


图 7.0.3-1 明牛腿铰节点
1—柱肢 2—钢梁 3—牛腿
4—加劲肋

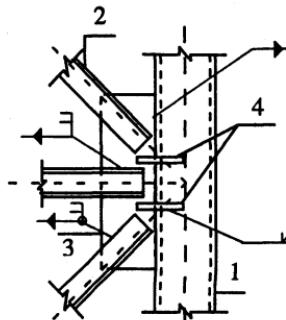


图 7.0.3-2 板式铰节点
1—柱肢 2—型钢支撑
3—节点板 4—加劲板

明牛腿节点可用于排架梁柱连接，板式节点可用于柱间支撑连接。

节点计算可按国家标准《钢结构设计规范》GB50017 进行，

并应满足 7.0.7 条的规定。柱间支撑也可采用与柱肢直接焊接的钢管。

7.0.4 设有吊车的厂房阶形柱的变截面处构造见图 7.0.4。

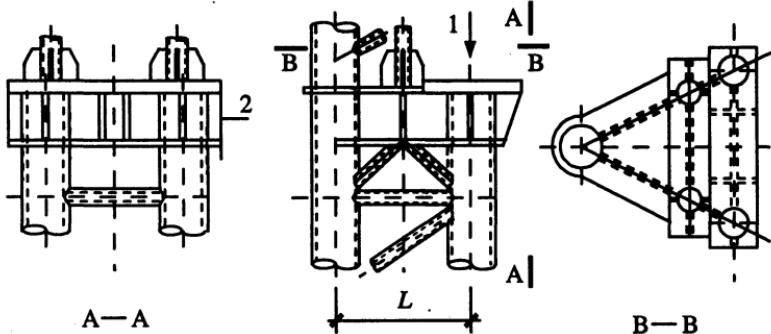


图 7.0.4 阶形柱变截面处构造
1— 吊车荷载 2— 肩梁

承受吊车梁支座压力的肩梁不宜插入柱肢上端，可与钢管以角焊缝连接，靠角焊缝传递压力，按下式计算：

$$N \leq 0.7 h_f f_{jv} \sum l_j \quad (7.0.4)$$

式中 h_f — 角焊缝焊脚高度；

$\sum l_j$ — 角焊缝总计算长度；

f_{jv} — 角焊缝抗剪强度设计值。

7.0.5 柱顶直接承受压力的钢管混凝土柱，柱顶板宜加厚，厚度不小于 16mm，并应设置肩梁板和加劲肋，顶板应留有φ50 的压浆孔（见图 7.0.5-1、2）。

柱顶荷载宜作用于截面形心处。肩梁、隔板焊缝按公式(7.0.4)计算。

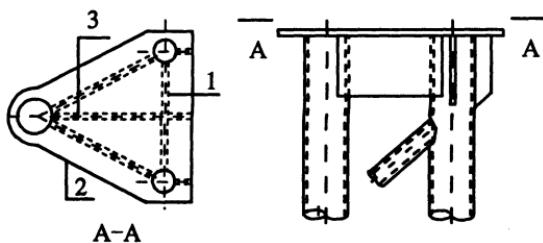


图 7.0.5-1 格构式柱头构造
1—肩梁 2—平台板 3—中隔板

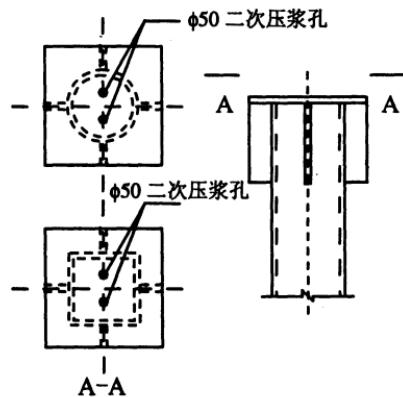


图 7.0.5-2 单肢柱柱头构造

7.0.6 圆钢管混凝土结构的刚性节点加强环板的平面类型一般有4种，见图 7.0.6-1。

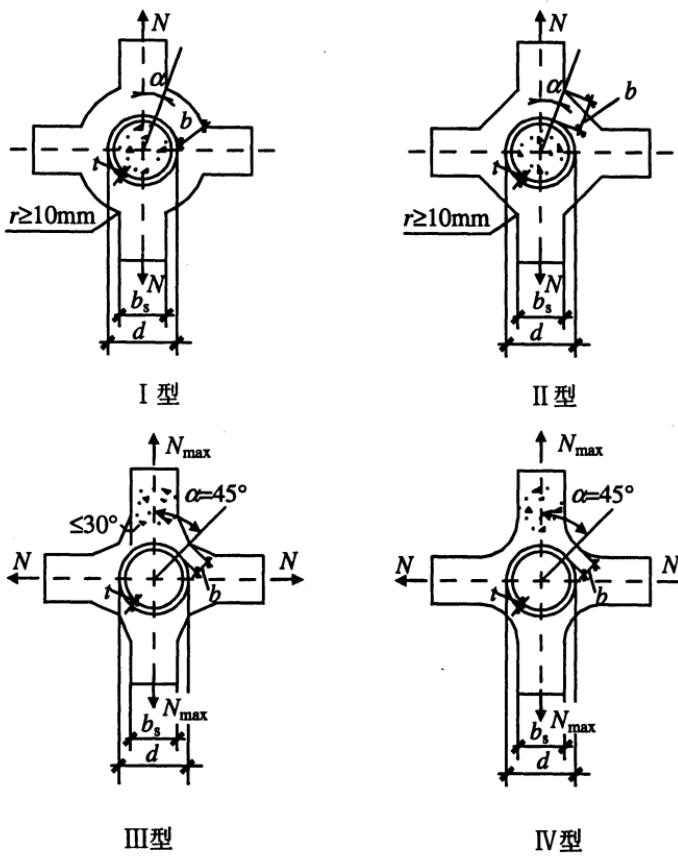
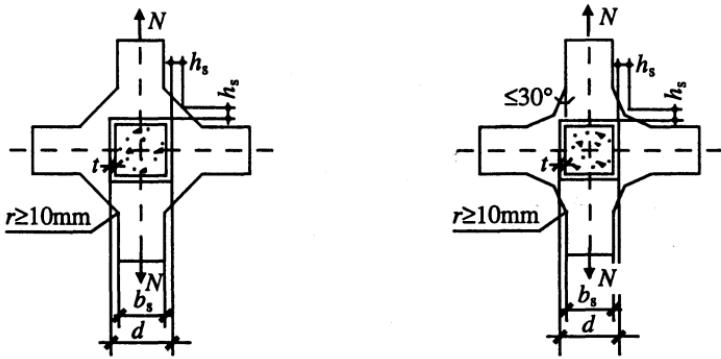


图 7.0.6-1 圆钢管混凝土加强环板的类型

矩形钢管混凝土的刚性节点加强环板的平面类型一般有 2 种，见图 7.0.6-2。



V型

VI型

图 7.0.6-2 矩形钢管混凝土加强环板的类型

加强环板在梁方向受拉力 N 作用时, N 按下式计算:

$$N = \frac{M}{h} + N_b \quad (7.0.6-1)$$

$$M = M_c - \frac{V \cdot d}{3}, \text{ 且 } M \geq 0.7 \cdot M_c \quad (7.0.6-2)$$

式中: M —梁端弯矩设计值;

N_b —梁轴向力对一个环板产生的拉力;

h —梁端截面高度;

M_c —柱中心线处的梁支座弯矩设计值;

V —对应于 M_c 柱轴线处梁端剪力;

d —圆钢管直径或矩形钢管垂直于弯曲轴的边长。

1 加强环板宽度 b_s 和厚度 t_1 的计算

1) 连接混凝土梁的上环板宽度 b_s 宜比梁宽小 20mm~40mm; 下环板宽宜比梁宽大 20mm~40mm; 连接钢梁的环板宽度 b_s 宜与梁翼缘等宽。

2) 连接混凝土梁的钢板厚度 t_1 , 按下式计算, 并应验算焊缝强度:

$$t_1 = \frac{A_s f}{b_s f_1} \quad (7.0.6-3)$$

式中: A_s —梁端全部负弯矩钢筋面积;

f —梁端负弯矩钢筋抗拉强度设计值;

f_1 —加强环板钢材抗拉强度设计值。

连接钢梁的环板厚度 t_1 , 按梁翼缘板的轴心拉力确定。

2 加强环板控制截面宽度 b 计算

1) I 型和 II 型加强环板, 按下式计算:

$$b \geq A \cdot \frac{N}{t_1 f_1} - B \cdot b_e \frac{tf}{t_1 f_1} \quad (7.0.6-4)$$

$$A = \frac{0.93}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (7.0.6-5)$$

$$B = \frac{1.74 \sin \alpha}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (7.0.6-6)$$

$$b_e = (0.63 + 0.88 \frac{b_s}{d}) \sqrt{dt} + t_1 \quad (7.0.6-7)$$

式中: α —拉力 N 作用方向与计算截面的夹角;

b_s —柱肢管壁参加加强环工作的有效宽度(见图 7.0.6-3);

t —柱肢管壁厚度;

f —柱肢钢材强度设计值;

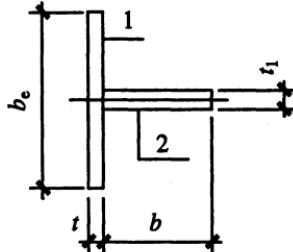


图 7.0.6-3 圆形柱肢管壁的有效宽度

1—管壁 2—加强环板

2) III型和IV型加强环板, 按下式计算:

$$b \geq (1.44 + \beta) \frac{0.392 N_{x,\max}}{t_1 f_1} - 0.864 b_e \frac{tf}{t_1 f_1} \quad (7.0.6-8)$$

$$\beta = \frac{N_y}{N_{x,\max}} \leq 1 \quad (7.0.6-9)$$

式中 β —加强环同时受垂直双向拉力的比值, 当加强环单向受拉时, $\beta=0$;

$N_{x,\max}$ —x 方向由最不利效应组合产生的最大拉力;

N_y —y 方向与 $N_{x,\max}$ 同时作用的拉力;

3) V型加强环板, 其 h_s 的选择应满足下式:

$$\frac{4}{\sqrt{3}} h_s t_1 f_1 + 2(4t + t_1)tf \geq N \quad (7.0.6-10)$$

VI型加强环板, 其 h_s 除应满足式(7.0.6-10)外, 还应满足下式:

$$2.62 \left(\frac{t}{d} \right)^{2/3} \left(\frac{t_1}{t+h_s} \right)^{2/3} \left(\frac{t+h_s}{d} \right) d^2 \frac{f_1}{0.58} \geq N \quad (7.0.6-11)$$

3 加强环板的构造要求如下:

1) $0.25 \leq b/d \leq 0.75$;

2) 圆钢管混凝土: $0.1 \leq b/d \leq 0.35$, $b/t_1 \leq 10$;

矩形钢管混凝土: 对于V型加强环板, $h_s/d \geq 0.15t_1/t_1$; 对于VI型加强环板, $h_s/d \geq 0.1t_b/t_1$, t_b 为和环板连接的钢梁翼缘厚度。

节点部分柱段长度为由上下加强环板算起各不小于柱肢的直径或柱截面最小边长。

7.0.7 梁柱节点的钢梁腹板或钢牛腿肋板处的管壁剪应力(见图7.0.7)应按下式进行验算。

$$\tau = 0.6 \frac{V_{\max}}{h_j t} \lg \left(\frac{2r_c}{b_j} \right) \leq f_v \quad (7.0.7-1)$$

$$b_j = t_w + 2h_f \quad (7.0.7-2)$$

式中 V_{\max} —梁端腹板或一个牛腿肋板承受的最大剪力;

- h_j — 腹板或肋板高度;
 r_c — 截面尺寸, 对于圆钢管混凝土, $r_c=D/2-t$, 对于矩形钢管混凝土, 当焊缝位于短边时, $r_c=B/2-t$, 当焊缝位于长边时, $r_c=D/2-t$;
 b_j — 角焊缝包入的宽度;
 t_w — 腹(肋)板厚度;
 h_f — 角焊缝的焊脚尺寸。

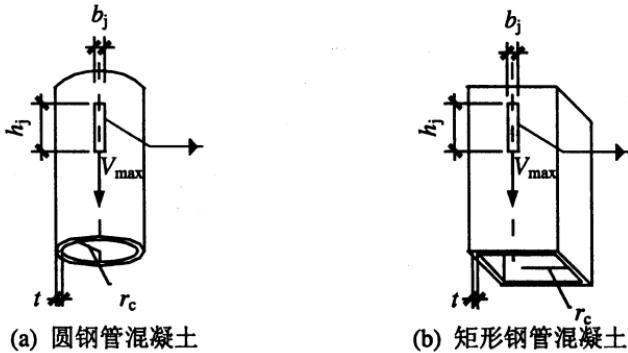


图 7.0.7 管壁应力计算简图

7.0.8 位于地震区的框架节点设计, 应符合下列要求:

1 采用 III~VI 型钢梁加强环节点或带内隔板节点;

2 采用混凝土梁节点时, 梁端截面设计应符合《建筑抗震设计规范》GB50011 和《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关要求。

3 加强环板的抗震验算可参考国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 对钢结构的有关规定进行。

4 节点应符合下列规定:

- 1) 加强环板的加工应保证外形曲线光滑, 无裂纹、刻痕;
- 2) 节点管段与柱管间的水平焊缝应与母材等强;
- 3) 加强环板与钢梁翼缘的对接焊接, 应采用剖口焊。

5 可能产生塑性铰的最大应力区内, 避免布置焊接焊缝。

7.0.9 柱与基础的连接分为铰接和固接两种形式。

1 铰接柱脚可按照国家标准《钢结构设计规范》GB50017 进

行设计。

2 刚接柱脚分杯口式和锚固式两种。

1) 采用杯口式柱脚，基础杯口的设计同钢筋混凝土。柱肢插入深度 h 应符合如下规定：

当圆钢管外径或矩形钢管边长 $d \leq 400\text{mm}$ 时， h 取 $(2\sim 3)d$ ； $d \geq 1000\text{mm}$ 时， h 取 $(1\sim 2)d$ ； $400\text{mm} < d < 1000\text{mm}$ 时， h 取中间值。

当柱肢出现拉力时，应按下式验算混凝土的抗剪强度(见图 7.0.9-1)：

$$N \leq C h f_t \quad (7.0.9)$$

式中 f_t — 混凝土抗拉强度设计值；

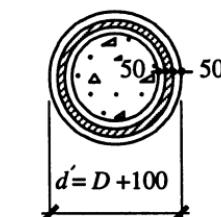
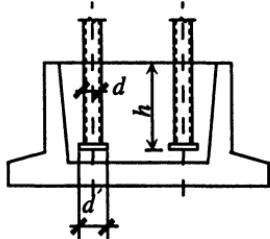
C — 周长，对于圆钢管混凝土， $C = \pi d'$ ，对于矩形钢管混凝土， $C = 2(b' + d')$ ，见图 7.0.9-2；

h — 柱肢插入杯口深度。

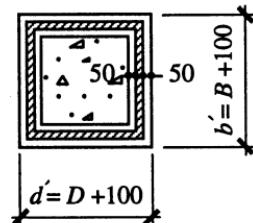
2) 采用钢板或钢靴锚固式柱脚，其设计可按照国家标准《钢结构设计规范》GB50017 和《高层民用建筑钢结构设计规程》JGJ99 进行。

埋入土中部分的柱肢，应以混凝土包覆，厚度不小于 50mm ，高出地面不小于 200mm 。

当不满足式(7.0.9)的要求时，宜优先采用在钢管外壁加焊栓钉或短粗锚筋的措施。



(a) 圆钢管混凝土



(a) 矩形钢管混凝土

图 7.0.9-1 插入式柱脚

图 7.0.9-2 柱脚环板

7.0.10 钢管混凝土柱肢常用的对接形式见图 7.0.10。

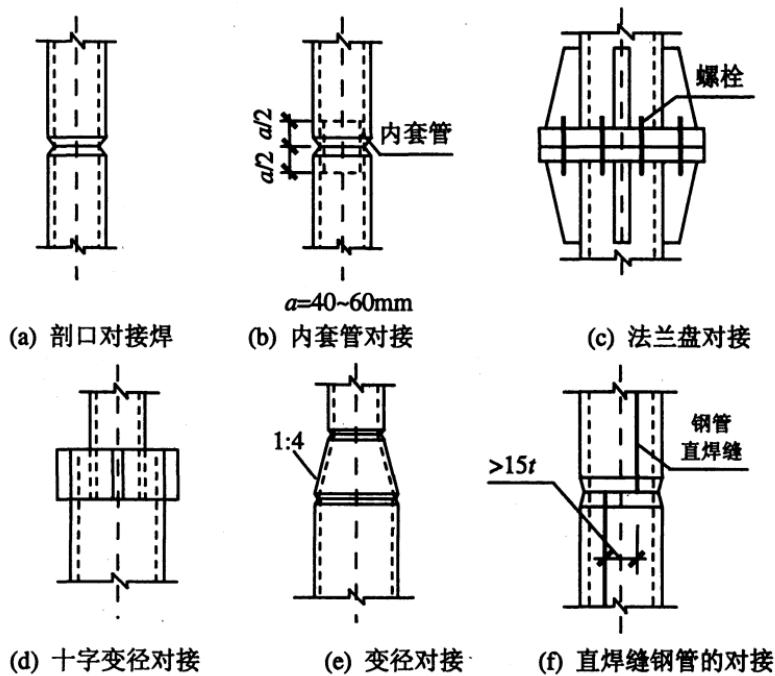
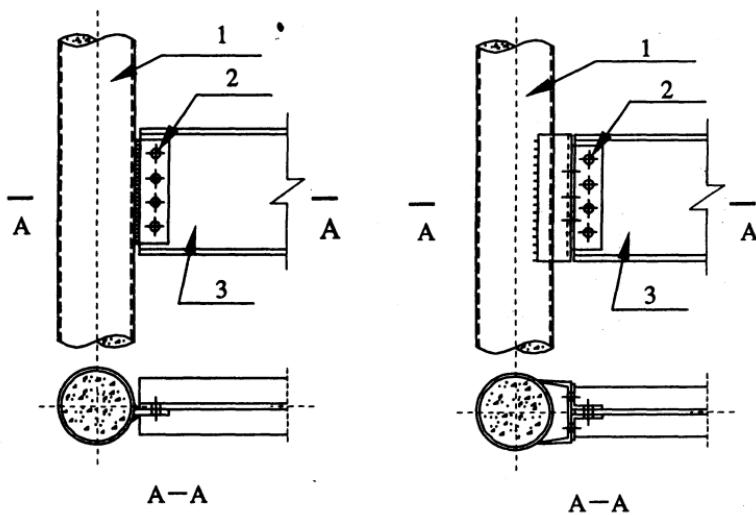


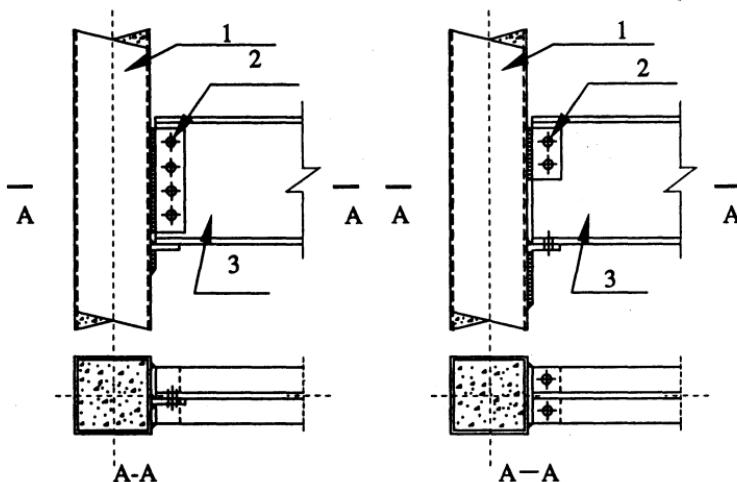
图 7.0.10 常用的对接形式

7.0.11 钢管混凝土梁柱铰接节点尚可采用如下形式(图 7.0.11):



(a) 圆钢管混凝土梁柱节点

1—钢管混凝土 2—连接螺栓 3—钢梁

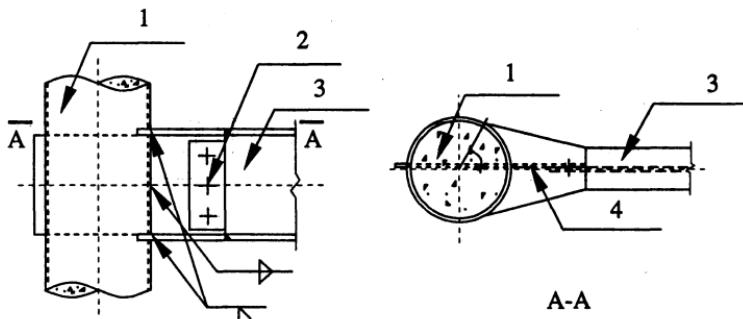


(b) 矩形钢管混凝土梁柱节点

1—钢管混凝土 2—连接螺栓 3—钢梁

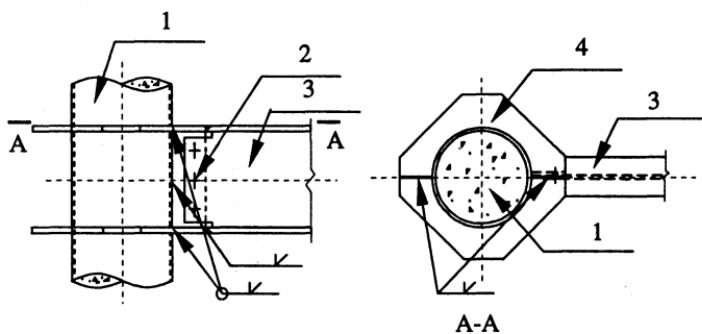
图 7.0.11 铰接节点形式

7.0.12 钢管混凝土梁柱刚接节点尚可采用如下形式(图 7.0.12)：



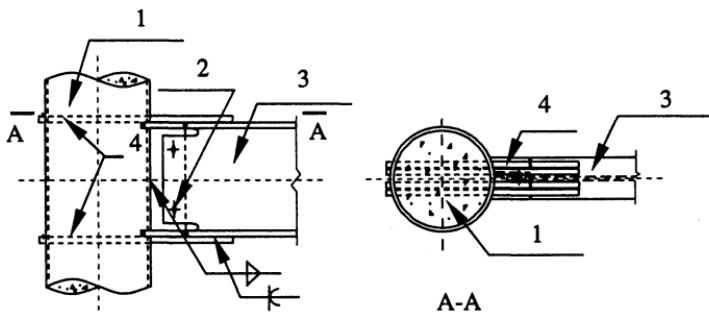
(a) 穿心腹板式节点

1—钢管混凝土 2—高强螺栓 3—工字型钢梁 4—穿心腹板

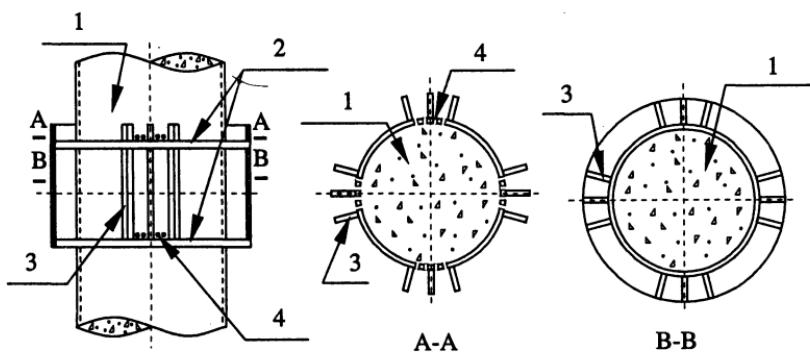


(b) 外加强环板式节点

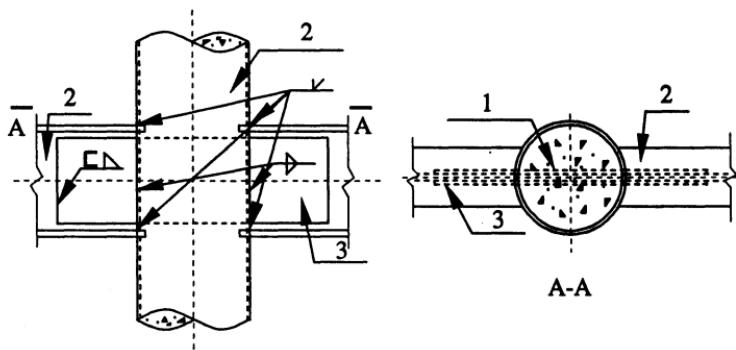
1—钢管混凝土 2—高强螺栓 3—工字型钢梁 4—外加强环板



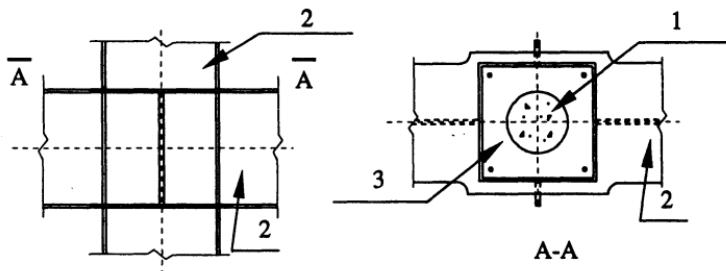
(c) 翼缘板焊接-腹板栓接穿心钢筋节点
1—钢管混凝土 2—安装螺栓 3—工字型钢梁 4—钢筋



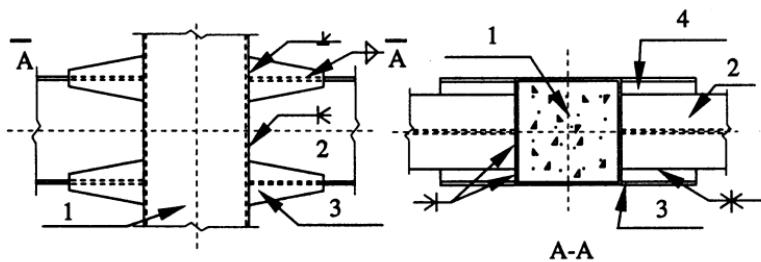
(d) 钢筋贯通式节点
1—钢管混凝土 2—外加强环板 3—加劲肋 4—穿钢筋孔



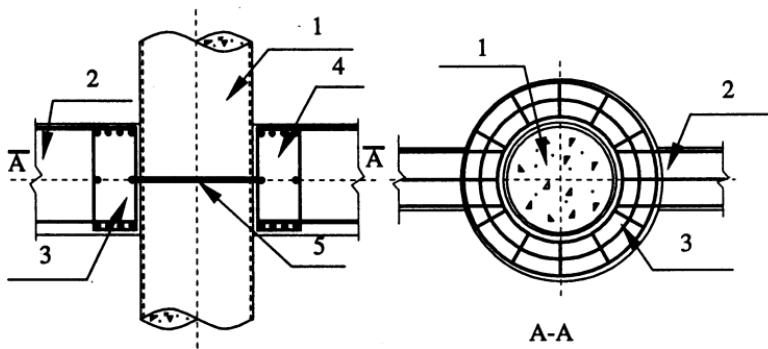
(e) 穿心抗剪腹板节点
1—钢管混凝土 2—钢梁 3—剪力板



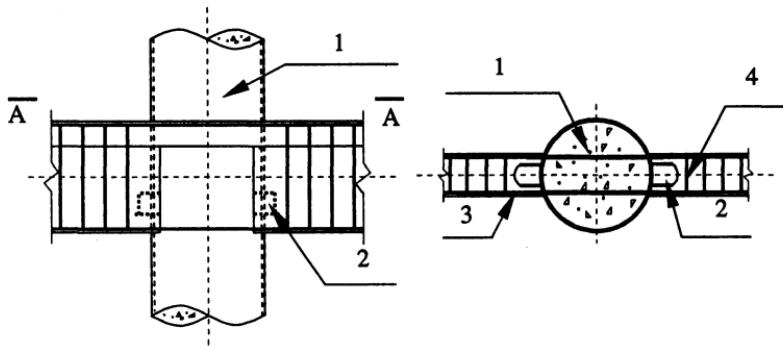
(f) 矩形钢管穿心环板加肋中柱节点
1—钢管混凝土 2—钢梁 3—内加强环板



(g) T形外加劲板型节点
1—钢管混凝土 2—钢梁 3—竖向加劲肋 4—水平加劲肋



(h) 环梁节点
1—钢管混凝土 2—钢筋混凝土框架梁
3—钢筋混凝土环梁 4—剪力环 5—抗剪销



(i) 穿心钢筋暗牛腿节点

1—钢管混凝土 2—暗牛腿 3—纵筋 4—箍筋

图 7.0.12 钢管混凝土刚接节点形式

8 抗火设计

8.1 结构抗火计算

8.1.1 钢管混凝土柱防火应根据设计要求对其钢管采用喷涂防火涂料或其它有效外包覆防火措施，其耐火等级及耐火极限应满足国家有关消防规范的要求。

钢管混凝土柱在现行国家规定的升温曲线条件下的防火保护层厚度 a 可按下式计算：

1 当采用金属网抹 M5 普通水泥砂浆时：

对于圆形截面钢管混凝土：

$$a = k_1 \cdot k_2 \cdot C^{-(0.396-0.0045\lambda)} \quad (\text{mm}) \quad (8.1.1-1)$$

式中： $k_1 = 135 - 1.12\lambda$ ； $k_2 = 1.85t - 0.5t^2 + 0.07t^3$ ；

对于矩形截面钢管混凝土：

$$a = (220.8t + 123.8) \cdot C^{-(0.3075-3.25 \times 10^{-4}\lambda)} \quad (\text{mm}) \quad (8.1.1-2)$$

2 当采用符合我国 CECS24: 90 规范的厚涂型钢结构防火涂料时：

对于圆形截面钢管混凝土：

$$a = (19.2t + 9.6) \cdot C^{-(0.28-0.0019\lambda)} \quad (\text{mm}) \quad (8.1.1-3)$$

对于矩形截面钢管混凝土：

$$a = (149.6t + 22) \cdot C^{-(0.42+0.0017\lambda-2 \times 10^{-5}\lambda^2)} \quad (\text{mm}) \quad (8.1.1-4)$$

式(8.1.1-1~8.1.1-4)中的系数 t 为耐火极限，以小时计； C 为柱截面周长(对于圆形截面钢管混凝土， $C=628\sim6280\text{mm}$ ，即外直径 $D=200\sim2000\text{mm}$ ；对于矩形截面钢管混凝土， $C=800\sim8000\text{mm}$ ，即短边边长 $B=200\sim2000\text{mm}$)； $\lambda=10\sim80$ 。

钢管混凝土柱防火保护层厚度也可见附录 B。

8.1.2 为使裸钢管混凝土满足耐火极限要求，应限制其火灾荷载比，且火灾荷载比限值不应超过火灾下承载力影响系数 k_t 。 k_t 按下式计算：

1 对于圆形截面钢管混凝土柱：

$$k_t = \begin{cases} \frac{1}{1+a \cdot t_0^{2.5}} & t_0 \leq t_1 \\ \frac{1}{b \cdot t_0 + c} & t_1 < t_0 \leq t_2 \\ k \cdot t_0 + d & t_0 > t_2 \end{cases} \quad (8.1.2-1)$$

式中: $a = (-0.13\lambda_0^3 + 0.92\lambda_0^2 - 0.39\lambda_0 + 0.74) \cdot (-2.85C_0 + 19.45)$;

$$b = C_0^{-0.46} \cdot (-1.59\lambda_0^2 + 13.0\lambda_0 - 3.0);$$

$$c = 1 + a \cdot t_1^{2.5} - b \cdot t_1;$$

$$d = \frac{1}{b \cdot t_2 + c} - k \cdot t_2;$$

$$k = (0.02\lambda_0^3 - 0.31\lambda_0^2 + 1.46\lambda_0 + 0.03) \cdot (0.0034C_0^3 - 0.0465C_0^2 + 0.21C_0 - 0.33);$$

$$t_1 = (7.2 \times 10^{-3}C_0^2 - 0.02C_0 + 0.27) \cdot (-1.31 \times 10^{-2}\lambda_0^3 + 0.17\lambda_0^2 - 0.72\lambda_0 + 1.49);$$

$$t_2 = (0.01C_0^2 - 0.03C_0 + 0.39) \cdot (-0.03\lambda_0^3 + 0.31\lambda_0^2 - 1.12\lambda_0 + 1.89);$$

$$t_0 = t/100; \quad C_0 = C/1256; \quad \lambda_0 = \lambda/40.$$

2 对于矩形截面钢管混凝土柱:

$$k_t = \begin{cases} \frac{1}{1+a \cdot t_0^{2.5}} & t_0 \leq t_1 \\ \frac{1}{b \cdot t_0^2 + c} & t_1 < t_0 \leq t_2 \\ k \cdot t_0 + d & t_0 > t_2 \end{cases} \quad (8.1.2-2)$$

$$\text{其中, } a = (0.05\lambda_0^3 - 0.28\lambda_0^2 + 0.33\lambda_0 + 0.93) \cdot (-2.56C_0 + 16.08);$$

$$b = (-0.19\lambda_0^3 + 1.48\lambda_0^2 - 0.95\lambda_0 + 0.86) \cdot (-0.19C_0^2 + 0.15C_0 + 9.05);$$

$$c = 1 + (a - b) \cdot t_1^2; \quad d = \frac{1}{b \cdot t_2^2 + c} - k \cdot t_2; \quad k = 0.0336\lambda_0^2 - 0.2\lambda_0 + 0.0744;$$

$$t_1 = 0.38 \cdot (0.02\lambda_0^3 - 0.13\lambda_0^2 + 0.05\lambda_0 + 0.95);$$

$$t_2 = (0.03C_0^2 - 0.13C_0 + 0.71) \cdot (0.03\lambda_0^2 - 0.29\lambda_0 + 1.21);$$

$$t_0 = t/100 \quad C_0 = C/1600 \quad \lambda_0 = \lambda/40.$$

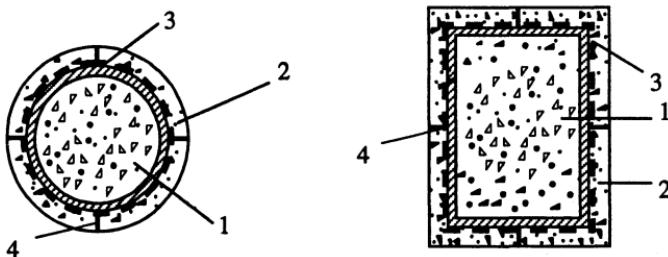
式(8.1.2-1)和(8.1.2-2)的适用范围是： $f_y=235\text{MPa}\sim420\text{MPa}$ 、
 C30~C80 混凝土、 $\alpha_s=0.04\sim0.20$ 、 $\lambda=10\sim80$ 、 $e/r=0\sim3.0$ 、 $t\leq3\text{h}$ 、
 对于圆形截面钢管混凝土， $C=628\sim6280\text{mm}$ ，即外直径
 $D=200\sim2000\text{mm}$ 、对于矩形截面钢管混凝土， $C=800\sim8000\text{mm}$ ，
 即短边边长 $B=200\sim2000\text{mm}$ 。

火灾下承载力影响系数 k_t 也可按附录 C 查得。

8.1.3 经受标准火灾作用后钢管混凝土柱的剩余承载力系数可按附录 D 查得。

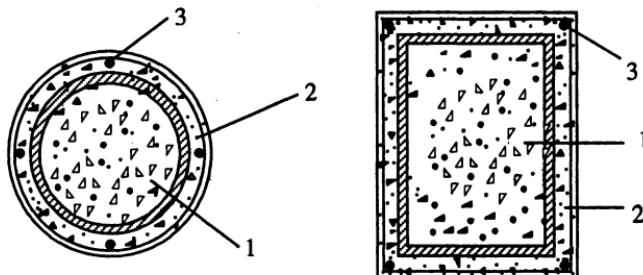
8.2 结构防火保护构造

8.2.1 金属网抹水泥砂浆的钢管混凝土柱防火保护构造如图 8.2.1-1 所示，外包混凝土的钢管混凝土柱防火保护构造如图 8.2.1-2 所示，防火涂料的防火保护构造如图 8.2.1-3 所示。

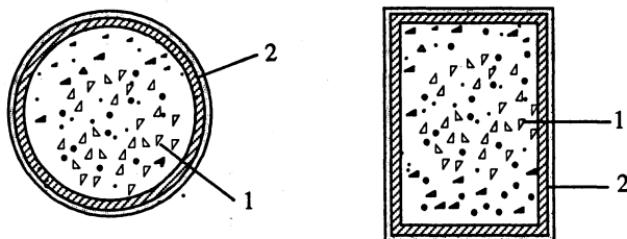


1-钢管混凝土柱；2-砂浆保护层；3-金属网；4-定位钢筋

图 8.2.1-1 采用金属网抹水泥砂浆的钢管混凝土柱防火保护构造



1-钢管混凝土柱 2-混凝土保护层 3-构造钢筋
 图 8.2.1-2 采用外包混凝土的钢管混凝土柱防火保护构造
 (外包混凝土防火保护应配构造钢筋)

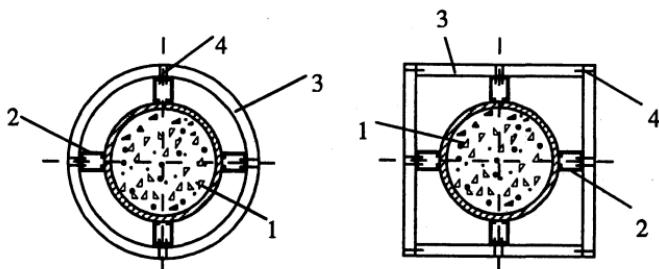


1-钢管混凝土柱; 2-防火涂料

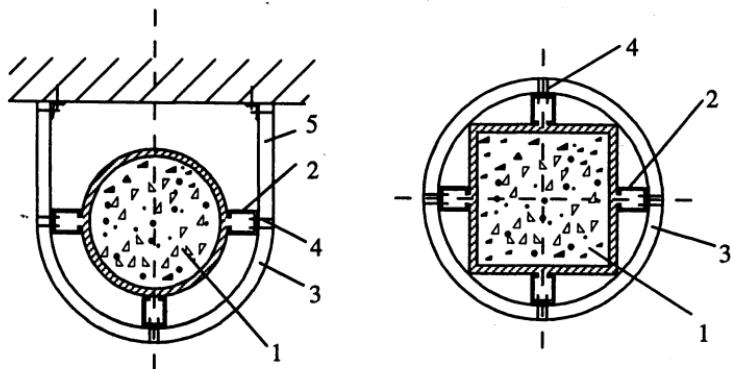
图 8.2.1-3 采用防火涂料的钢管混凝土柱防火保护构造

8.2.2 在选用防火板作为钢管混凝土构件的防火保护材料时, 如图 8.2.2 所示, 需符合以下要求:

- 1 防火板的包覆构造必须根据构件形状, 构件所处部位, 在满足耐火性能的条件下, 充分考虑牢固稳定, 进行包覆构造设计;
- 2 固定防火板的龙骨及粘结剂应为不燃材料, 龙骨材料应能便于和构件, 防火板连接, 粘接剂应能在高温下仍能保持一定的强度, 保证结构的稳定和完整;
- 3 防火板的燃烧性能和物理化学性能应符合有关规范的规定。



(a) 圆钢管混凝土柱柱包圆弧形防火板 (b)圆钢管混凝土柱柱包矩形防火板
 1-圆钢管混凝土柱; 2-钢龙骨; 3-弧形防火板; 4-自攻螺钉
 支撑件; 3-防火板; 4-钢钉



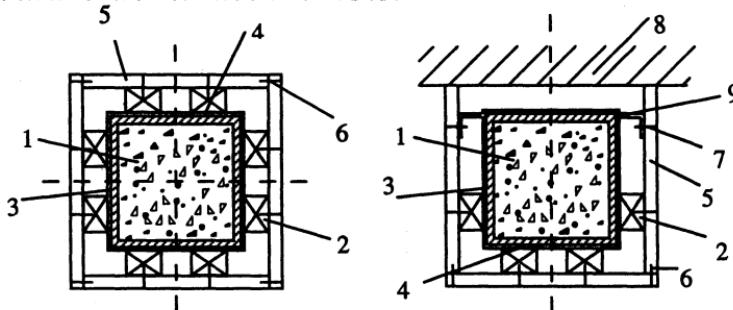
(c) 靠墙圆钢管混凝土柱包弧形防火板
 1-圆钢管混凝土柱; 2-钢龙骨;
 3-弧形防火板; 4-自攻螺钉; 5-防火板
 (d) 矩形钢管混凝土柱包圆弧形防火板
 1-矩形钢管混凝土柱; 2-钢龙骨或防火板支撑件;
 3-圆弧形防火板; 4-自攻螺钉

图 8.2.2 钢管混凝土柱用钢龙骨固定的防火板构造

8.2.3 当钢管混凝土构件采用复合防火保护时, 如图 8.2.3 所示, 应符合下列要求:

1 须根据构件形状及所处部位, 在满足耐火性能的条件下, 充分考虑结构的牢固稳定, 进行包覆构造设计;

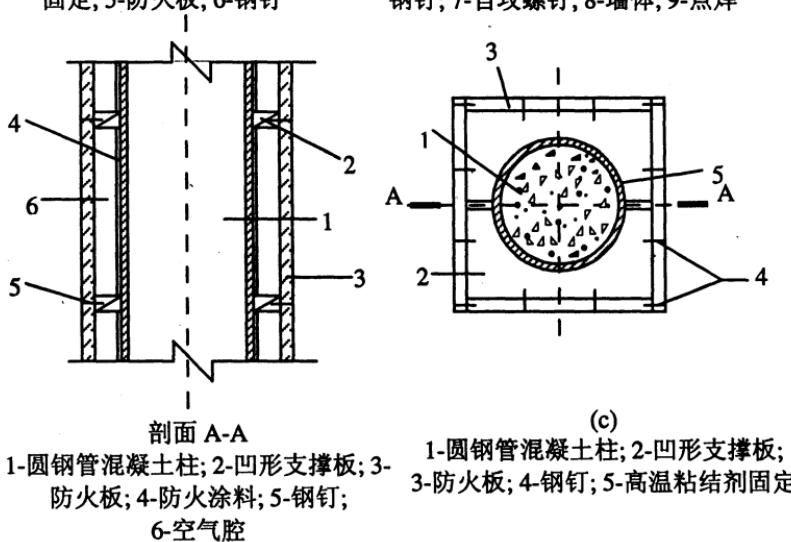
2 在包覆构造设计时, 应充分考虑外层包覆施工时, 不应对内层防火层造成结构破坏的损伤。



(a)

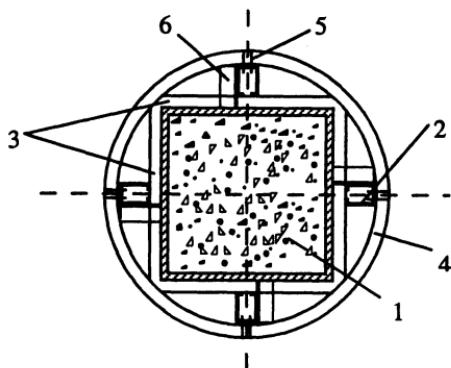
(b)

1-矩形钢管混凝土柱; 2-防火板
1-矩形钢管混凝土柱; 2-防火板龙骨; 3-防
3-防火涂料; 4-高温粘结剂 固定; 5-防火板;
固定; 6-钢钉 钢钉; 7-自攻螺钉; 8-墙体; 9-点焊



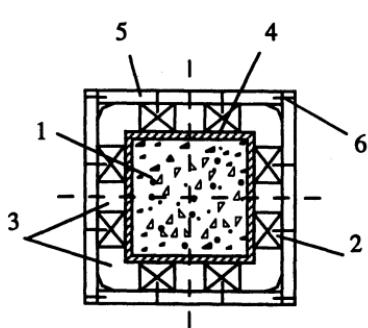
剖面 A-A

1-圆钢管混凝土柱; 2-凹形支撑板; 3-
1-圆钢管混凝土柱; 2-凹形支撑板;
防火板; 4-防火涂料; 5-钢钉; 3-防火板;
6-空气腔 4-钢钉; 5-高温粘结剂固定



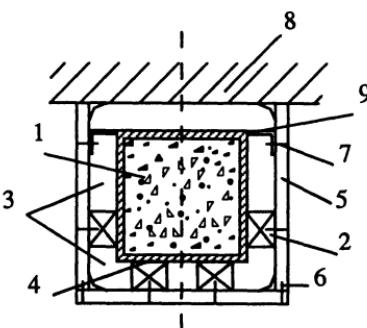
(d)

1-矩形钢管混凝土柱; 2-钢龙骨或防火板支撑件; 3-柔性毡状隔热材料; 4—圆弧形防火板; 5-自攻螺钉; 6-支撑固定件(点焊)



(e)

1-矩形钢管混凝土柱; 2-防火板龙骨; 3-柔性毡状隔热材料; 4—高温粘结剂固定; 5-防火板; 6-



(f)

1-矩形钢管混凝土柱; 2-防火板龙骨; 3-柔性毡状隔热材料; 4—高温粘结剂固定; 5-防火板; 6-钢钉; 7-自攻螺钉; 8-墙体; 9-

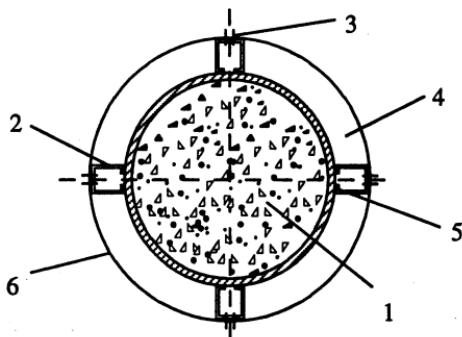
图 8.2.3 采用复合防火保护的钢管混凝土柱构造图

8.2.4 当钢管混凝土构件采用柔性毡状隔热材料防火保护时，如图 8.2.4 所示，应符合下列要求：

1 本方法仅适用于平时不受机械伤害和不易被人为破坏，而且应免受水湿的部位；

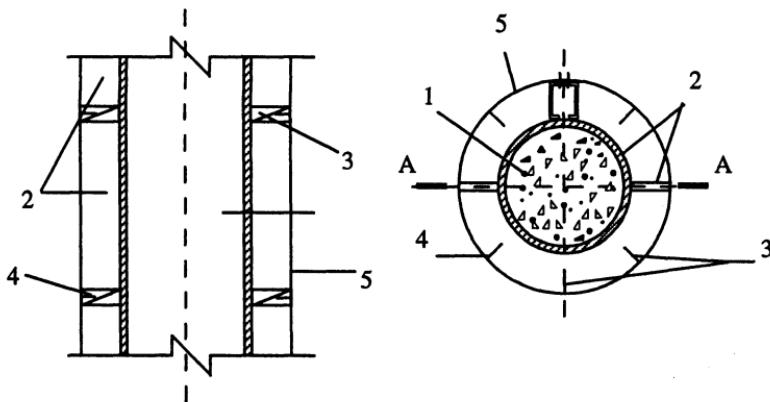
2 包覆构造的外层应设金属保护壳；

包覆构造应满足在材料自重下，不应使毡状材料发生体积压缩不均的现象。金属保护壳应固定在支撑构件上，支撑构件应固定在钢构件上，支撑构件为不燃材料。



(a) 用钢龙骨支撑

1-圆钢管混凝土柱；2-钢龙骨或防火板龙骨；3-自攻螺钉；4-包裹柔性毡状隔热材料；5-点焊或高温粘结剂固定；6-金属保护板



剖面 A-A

1-圆钢管混凝土柱; 2-粘状隔热材料; 1-圆钢管混凝土柱; 2-高温粘结剂或钢龙
3-弧形防火支撑板; 4-钢钉; 骨固定; 3-钢钉; 4-弧形防火支撑板;
5-金属保护板 5-金属保护板

(b) 用圆弧形防火板支撑

图 8.2.4 柔性毡状隔热材料防火构造图

8.2.5 为保证火灾发生时核心混凝土中水蒸气的排放，每个楼层的柱均应设置直径为 20mm 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，并沿柱身反对称布设。

9 施工与验收

9.1 一般规定

9.1.1 钢管混凝土结构的制作与施工除符合本规程的规定外，尚应遵守现行国家标准的有关规定。

9.1.2 钢管结构制作和安装的施工单位应具有相应的资质，施工单位应根据批准的施工图设计文件编制施工详图。当需要修改时，应按有关规定办理设计变更手续。

9.1.3 钢管结构在制作前，应根据施工图设计文件和施工详图的要求编制制作工艺。制作工艺至少应包括：制作所依据的标准，施工操作要点，成品质量保证措施等。

9.1.4 钢管结构的施工单位应根据设计要求对构造复杂的构件进行工艺试验评定，并根据试验评定制定相应的施工工艺或方案。

9.1.5 钢管混凝土结构采用的钢材、连接材料及混凝土材料应符合本规程第4章的规定和设计的要求。在结构施工中，当需以屈服强度不同的钢材代替原设计中的主要钢材时，应按照钢材等承载力计算的原则进行验算。

9.1.6 钢管管内混凝土浇灌应在钢构件安装并经有关单位验收合格后进行。

9.1.7 钢管结构的防腐应按照现行钢结构的有关规定进行处理。钢管混凝土柱防火涂料涂装前，柱表面除锈及防锈底漆涂装应符合设计要求和国家现行有关标准规定。

9.1.8 钢管混凝土柱防火涂料的粘结强度、抗压强度等性能指标应符合国家标准《钢结构防火涂料》GB14907 和中国工程建设标准化协会标准《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS24: 90 的规定。检验方法应符合现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 规定。

9.2 构件的制作、施工

9.2.1 钢管构件应根据施工详图进行放样。放样与号料应预留焊接收缩量和切割、端铣等加工余量。对于高层框架柱尚应预留弹性压缩量，弹性压缩量可由制作单位通过计算并据已有工程经验确定。

9.2.2 螺旋焊接或直缝焊接圆管，以及采用板材焊接的矩形钢管，其焊缝宜采用坡口熔透焊缝。焊接管焊缝的坡口形式和尺寸，应符合国家标准《气焊、手工电弧焊及气体保护焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》GB/T 985 和《埋弧焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》GB/T 986 的规定。

9.2.3 需边缘加工的零件，宜采用精密切割；焊接坡口加工宜采用自动切割、半自动切割、坡口机、刨边机等方法进行，并应用样板控制坡口角度和尺寸。

9.2.4 钢管构件组装前，各零部件应经检查合格，组装的允许偏差应符合国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的规定。

9.2.5 钢管构件的焊接（包括施工现场焊接）应严格按照所编工艺文件规定的焊接方法、工艺参数、施焊顺序进行，并应符合设计文件和现行国家行业标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ81 规定。

9.2.6 钢管构件的除锈和涂装应在制作检验合格后进行。构件表面的除锈方法和除锈等级应符合设计规定，其质量要求应符合现行国家标准《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB/T 8923 的规定。

9.2.7 钢管构件制作完成后，应按照施工图和现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的规定进行验收，其外形尺寸的允许偏差应符合规范 GB50205 的规定。

9.2.8 钢管构件制作完毕后应仔细清除钢管内的杂物，钢管内表面必须保持干净，不得有油渍等污物，应采取有效措施保持管内清洁。

9.2.9 制作完毕后的钢管构件，应采取适当保护措施，防止钢管

内表面锈蚀。

9.2.10 钢管构件在吊装时应控制吊装荷载作用下的变形，吊点的设置应根据钢管构件本身的承载力和稳定性经验算后确定。必要时，应采取临时加固措施。

9.2.11 吊装钢管构件时，应将其管口包封，防止异物落入管内。当采用预制钢管混凝土构件时，应待管内混凝土强度达到设计值的 50% 以后，方可进行吊装。

9.2.12 钢管构件吊装就位后，应立即进行校正，采取可靠固定措施以保证构件的稳定性。

9.2.13 钢管采用现场焊接拼接时，应采取可靠的施焊工艺，尽可能减少焊接残余应力和残余变形。

9.2.14 钢管构件的吊装质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的规定。

9.3 混凝土施工

9.3.1 用于钢管中的混凝土强度等级，力学性能指标和质量标准应符合本规程“3 材料”的规定和设计要求。

9.3.2 钢管内混凝土的浇筑方式宜采用泵送顶升浇灌法，也可采用高位抛落免振捣法或手工逐段浇捣法，钢管底部应留清扫口。

9.3.3 泵送顶升浇灌法：在钢管柱适当的位置安装一个带有防回流装置的进料支管，直接与泵车的输送管相连，将混凝土连续不断地自下而上灌入钢管，无需振捣。钢管的尺寸宜大于或等于进料支管的两倍。对泵送顶升浇灌的柱下部入口处的管壁应进行强度验算。泵送混凝土前应用清水冲洗钢管内壁。

9.3.4 高位抛落免振捣法：利用混凝土下落时产生的动能达到振实混凝土的目的，适用于管截面最小边长或管径大于 350mm，高度不小于 4m 的情况。对于抛落高度低于 4m 的区段，应用内部振捣器振实，一次抛落的混凝土量宜在 0.7m^3 左右，用料斗装填，料斗的下口尺寸应比钢管截面最小边长或管径小 100~200mm，以便于管内空气的排出，应保证混凝土无泌水和离析现象。

9.3.5 手工逐段浇捣法：混凝土自钢管上口灌入，用振捣器捣实，

管截面最小边长或管径大于 350mm 时，采用内部振捣器进行振捣，每次振捣时间不少于 30 秒，一次浇灌高度不宜大于 1.5m。当管截面最小边长或管径小于 350mm 时，可采用附着在钢管外部的振捣器进行振捣，外部振捣的位置应随混凝土浇灌进展加以调整。手工逐段浇捣法一次浇灌的高度不应大于振捣器的有效工作范围和 2~3m 柱长。

9.3.6 混凝土的配合比，除应满足强度指标外，尚应注意混凝土坍落度的选择。混凝土配合比应根据混凝土设计等级计算，并通过试验后确定。对于泵送顶升浇灌法，混凝土的配合比尚应满足可泵性要求。

9.3.7 钢管内混凝土浇灌工作，宜连续进行，若间歇时，时间不应超过混凝土的终凝时间，需留施工缝时，应将管口封闭，防止水、油和异物等落入。

9.3.8 每次浇灌混凝土前（包括施工缝），应先浇灌一层厚度为 100~200 mm 的与混凝土等级相同的水泥砂浆，以免自由下落的混凝土骨料产生弹跳现象。

9.3.9 当混凝土浇灌到钢管顶端时，可以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在管端，随即进行点焊，待混凝土强度达到设计值的 50% 以后，再将横隔板或封顶板按设计要求进行补焊，也可将混凝土浇灌到稍低于管口的位置，待混凝土强度达到设计值的 50% 后再用相同等级的水泥砂浆添至管口，并按上述方法将横隔板或封顶板一次封焊到位。

9.3.10 钢管混凝土结构内部混凝土浇灌质量一般可采用敲击钢管的方法来检查其密实度，对于重要构件或部位应采用超声波或 γ 射线探伤等措施进行检测。混凝土不密实的部位，应采用局部钻孔压浆法进行补强，并将钻孔补焊封固。

9.4 验收

9.4.1 钢管混凝土结构工程的质量验收应按现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300、《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 中的有关规定执行。

9.4.2 钢管混凝土子分部工程验收资料：

- 1 设计变更文件及原材料代用证件。**
- 2 原材料出厂质量合格证件及性能检测报告。**
- 3 焊接材料产品证明书、焊接工艺文件及烘焙记录。**
- 4 焊工合格证书及施焊范围。**
- 5 焊缝超声波探伤或射线探伤检测报告及记录。**
- 6 连接节点检查记录。**
- 7 钢筋接头试验报告。**
- 8 混凝土工程施工记录。**
- 9 混凝土试件性能试验报告。**
- 10 隐蔽工程验收记录。**
- 11 各检验批验收记录。**
- 12 工程重大质量、技术问题的技术资料、处理方案和验收记录。**
- 13 竣工图及相关设计文件。**
- 14 其它文件和记录。**

9.4.3 钢管混凝土柱防火保护工程消防验收由建设单位组织设计、施工、监理单位及公安消防机构，依据《消防法》等有关消防技术标准进行专项验收。

9.4.4 消防验收时，建设单位应提供下列资料：

- 1 公安消防机构的审批文件、竣工图及相关文件；**
- 2 《建筑工程消防验收申请表》；**
- 3 消防监理单位的《监理报告》；**
- 4 隐蔽工程验收记录、现场施工质量记录；**
- 5 产品质量合格证明文件；**
- 6 抽检产品粘结强度、抗压强度检测报告及材料的燃烧性能检测报告等相关文件。**

附录 A 稳定系数 φ 值表

表 A-1 圆钢管混凝土稳定系数 φ 值

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q235	C30	0.04	1.000	0.972	0.923	0.875	0.828	0.783	0.739	0.696	0.654	0.614
		0.08	1.000	0.975	0.930	0.886	0.843	0.800	0.758	0.716	0.675	0.635
		0.12	1.000	0.977	0.935	0.893	0.852	0.810	0.769	0.729	0.688	0.648
		0.16	1.000	0.978	0.938	0.898	0.858	0.818	0.778	0.738	0.697	0.657
		0.20	1.000	0.980	0.941	0.902	0.863	0.824	0.784	0.745	0.704	0.664
	C40	0.04	1.000	0.957	0.901	0.847	0.795	0.746	0.699	0.655	0.613	0.573
		0.08	1.000	0.960	0.908	0.858	0.809	0.762	0.717	0.674	0.632	0.593
		0.12	1.000	0.962	0.913	0.864	0.818	0.772	0.728	0.685	0.644	0.604
		0.16	1.000	0.964	0.916	0.869	0.824	0.779	0.736	0.694	0.653	0.613
		0.20	1.000	0.966	0.919	0.874	0.829	0.785	0.742	0.700	0.660	0.620
	C50	0.04	1.000	0.946	0.886	0.828	0.773	0.722	0.674	0.628	0.586	0.547
		0.08	1.000	0.950	0.893	0.839	0.787	0.738	0.691	0.646	0.605	0.565
		0.12	1.000	0.952	0.898	0.845	0.795	0.747	0.701	0.657	0.616	0.577
		0.16	1.000	0.954	0.901	0.850	0.801	0.754	0.709	0.665	0.624	0.585
		0.20	1.000	0.956	0.904	0.854	0.806	0.760	0.715	0.672	0.631	0.591
	C60	0.04	1.000	0.936	0.872	0.811	0.754	0.700	0.651	0.604	0.562	0.523
		0.08	1.000	0.940	0.879	0.821	0.767	0.715	0.667	0.622	0.580	0.541
		0.12	1.000	0.942	0.884	0.828	0.775	0.725	0.677	0.633	0.591	0.552
		0.16	1.000	0.944	0.887	0.833	0.781	0.731	0.684	0.640	0.599	0.559
		0.20	1.000	0.946	0.890	0.837	0.785	0.737	0.690	0.646	0.605	0.565
	C70	0.04	0.999	0.928	0.860	0.797	0.738	0.683	0.632	0.585	0.542	0.504
		0.08	0.999	0.932	0.868	0.807	0.750	0.697	0.648	0.602	0.560	0.521
		0.12	1.000	0.934	0.872	0.814	0.758	0.706	0.657	0.612	0.570	0.531
		0.16	1.000	0.936	0.876	0.818	0.764	0.713	0.665	0.619	0.578	0.539
		0.20	1.000	0.939	0.879	0.822	0.769	0.718	0.670	0.625	0.583	0.545
	C80	0.04	0.995	0.921	0.851	0.785	0.724	0.668	0.616	0.569	0.526	0.488
		0.08	0.995	0.925	0.858	0.795	0.737	0.682	0.632	0.585	0.543	0.505
		0.12	0.996	0.927	0.863	0.802	0.744	0.691	0.641	0.595	0.553	0.515
		0.16	0.996	0.929	0.866	0.806	0.750	0.697	0.648	0.603	0.560	0.522
		0.20	0.997	0.932	0.869	0.810	0.755	0.702	0.654	0.608	0.566	0.528

(续表 A-1)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q235	C30	0.04	0.575	0.516	0.456	0.405	0.362	0.326	0.295	0.268	0.245	0.225
		0.08	0.595	0.534	0.472	0.419	0.375	0.338	0.306	0.278	0.254	0.233
		0.12	0.608	0.545	0.481	0.428	0.383	0.345	0.312	0.283	0.259	0.237
		0.16	0.616	0.553	0.488	0.434	0.388	0.350	0.316	0.288	0.263	0.241
		0.20	0.623	0.560	0.494	0.439	0.393	0.354	0.320	0.291	0.266	0.243
	C40	0.04	0.536	0.481	0.424	0.377	0.338	0.304	0.275	0.250	0.228	0.209
		0.08	0.555	0.498	0.439	0.391	0.349	0.315	0.285	0.259	0.236	0.217
		0.12	0.566	0.508	0.448	0.399	0.357	0.321	0.290	0.264	0.241	0.221
		0.16	0.574	0.515	0.455	0.404	0.362	0.326	0.295	0.268	0.245	0.224
		0.20	0.581	0.521	0.460	0.409	0.366	0.329	0.298	0.271	0.247	0.227
	C50	0.04	0.510	0.458	0.404	0.359	0.322	0.289	0.262	0.238	0.217	0.199
		0.08	0.528	0.474	0.418	0.372	0.333	0.300	0.271	0.246	0.225	0.206
		0.12	0.539	0.484	0.427	0.380	0.340	0.306	0.277	0.252	0.230	0.211
		0.16	0.547	0.491	0.433	0.385	0.345	0.310	0.281	0.255	0.233	0.214
		0.20	0.553	0.496	0.438	0.389	0.348	0.314	0.284	0.258	0.236	0.216
	C60	0.04	0.488	0.438	0.386	0.343	0.307	0.277	0.250	0.228	0.208	0.190
		0.08	0.505	0.453	0.400	0.356	0.318	0.286	0.259	0.236	0.215	0.197
		0.12	0.515	0.462	0.408	0.363	0.325	0.292	0.264	0.240	0.219	0.201
		0.16	0.523	0.469	0.414	0.368	0.329	0.296	0.268	0.244	0.223	0.204
		0.20	0.529	0.474	0.419	0.372	0.333	0.300	0.271	0.247	0.225	0.206
	C70	0.04	0.469	0.421	0.372	0.330	0.296	0.266	0.241	0.219	0.200	0.183
		0.08	0.486	0.436	0.385	0.342	0.306	0.275	0.249	0.227	0.207	0.190
		0.12	0.496	0.445	0.393	0.349	0.312	0.281	0.254	0.231	0.211	0.194
		0.16	0.503	0.451	0.398	0.354	0.317	0.285	0.258	0.235	0.214	0.196
		0.20	0.509	0.456	0.403	0.358	0.320	0.288	0.261	0.237	0.217	0.199
	C80	0.04	0.454	0.408	0.360	0.320	0.286	0.258	0.233	0.212	0.193	0.177
		0.08	0.470	0.422	0.372	0.331	0.296	0.267	0.241	0.219	0.200	0.184
		0.12	0.480	0.431	0.380	0.338	0.302	0.272	0.246	0.224	0.204	0.187
		0.16	0.487	0.437	0.385	0.343	0.307	0.276	0.250	0.227	0.207	0.190
		0.20	0.492	0.442	0.390	0.347	0.310	0.279	0.253	0.230	0.210	0.192

(续表 A-1)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q345	C30	0.04	1.000	0.977	0.937	0.895	0.851	0.806	0.760	0.713	0.664	0.587
		0.08	1.000	0.981	0.947	0.910	0.870	0.828	0.784	0.737	0.687	0.608
		0.12	1.000	0.984	0.953	0.919	0.882	0.842	0.798	0.751	0.701	0.620
		0.16	1.000	0.986	0.958	0.926	0.891	0.851	0.808	0.762	0.711	0.629
		0.20	1.000	0.988	0.962	0.932	0.897	0.859	0.816	0.770	0.719	0.636
	C40	0.04	1.000	0.961	0.911	0.860	0.811	0.762	0.713	0.666	0.618	0.547
		0.08	1.000	0.966	0.921	0.875	0.829	0.782	0.736	0.688	0.640	0.566
		0.12	1.000	0.969	0.927	0.884	0.840	0.795	0.749	0.702	0.653	0.578
		0.16	1.000	0.972	0.932	0.891	0.848	0.804	0.759	0.711	0.663	0.586
		0.20	1.000	0.974	0.936	0.896	0.855	0.811	0.766	0.719	0.670	0.593
	C50	0.04	1.000	0.950	0.893	0.837	0.784	0.733	0.683	0.635	0.589	0.521
		0.08	1.000	0.954	0.903	0.852	0.802	0.753	0.704	0.657	0.610	0.539
		0.12	1.000	0.958	0.909	0.861	0.812	0.765	0.717	0.669	0.622	0.550
		0.16	1.000	0.961	0.914	0.867	0.820	0.773	0.726	0.679	0.631	0.558
		0.20	1.000	0.963	0.918	0.873	0.827	0.780	0.733	0.686	0.638	0.564
	C60	0.04	1.000	0.938	0.876	0.817	0.760	0.707	0.656	0.608	0.563	0.498
		0.08	1.000	0.943	0.886	0.831	0.777	0.726	0.676	0.629	0.583	0.515
		0.12	1.000	0.947	0.892	0.839	0.788	0.737	0.688	0.641	0.595	0.526
		0.16	1.000	0.950	0.897	0.846	0.795	0.746	0.697	0.650	0.603	0.533
		0.20	1.000	0.952	0.901	0.851	0.801	0.752	0.704	0.657	0.610	0.539
	C70	0.04	0.998	0.928	0.862	0.799	0.740	0.685	0.634	0.586	0.542	0.479
		0.08	0.998	0.934	0.872	0.813	0.757	0.704	0.653	0.606	0.561	0.496
		0.12	0.999	0.937	0.878	0.821	0.767	0.715	0.665	0.617	0.572	0.506
		0.16	1.000	0.940	0.883	0.828	0.774	0.723	0.674	0.626	0.581	0.513
		0.20	1.000	0.943	0.887	0.833	0.780	0.729	0.680	0.633	0.587	0.519
	C80	0.04	0.994	0.920	0.850	0.785	0.724	0.668	0.616	0.568	0.524	0.463
		0.08	0.994	0.926	0.860	0.799	0.740	0.686	0.634	0.587	0.543	0.480
		0.12	0.995	0.929	0.866	0.807	0.750	0.696	0.646	0.598	0.554	0.490
		0.16	0.996	0.932	0.871	0.813	0.757	0.704	0.654	0.607	0.562	0.497
		0.20	0.997	0.935	0.875	0.818	0.763	0.711	0.661	0.613	0.568	0.502

(续表 A-1)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q345	C30	0.04	0.509	0.445	0.393	0.349	0.313	0.281	0.255	0.231	0.211	0.194
		0.08	0.527	0.461	0.407	0.362	0.324	0.291	0.264	0.240	0.219	0.201
		0.12	0.538	0.470	0.415	0.369	0.330	0.297	0.269	0.244	0.223	0.205
		0.16	0.545	0.477	0.421	0.374	0.335	0.302	0.273	0.248	0.226	0.208
		0.20	0.551	0.483	0.426	0.379	0.339	0.305	0.276	0.251	0.229	0.210
	C40	0.04	0.474	0.415	0.366	0.325	0.291	0.262	0.237	0.216	0.197	0.180
		0.08	0.491	0.429	0.379	0.337	0.301	0.271	0.245	0.223	0.204	0.187
		0.12	0.501	0.438	0.387	0.344	0.308	0.277	0.250	0.228	0.208	0.191
		0.16	0.508	0.445	0.392	0.349	0.312	0.281	0.254	0.231	0.211	0.193
		0.20	0.514	0.449	0.397	0.353	0.316	0.284	0.257	0.234	0.213	0.196
	C50	0.04	0.451	0.395	0.349	0.310	0.277	0.250	0.226	0.205	0.187	0.172
		0.08	0.467	0.409	0.361	0.321	0.287	0.258	0.234	0.213	0.194	0.178
		0.12	0.477	0.417	0.368	0.327	0.293	0.264	0.239	0.217	0.198	0.182
		0.16	0.484	0.423	0.374	0.332	0.297	0.268	0.242	0.220	0.201	0.184
		0.20	0.489	0.428	0.378	0.336	0.301	0.271	0.245	0.223	0.203	0.186
	C60	0.04	0.431	0.378	0.333	0.296	0.265	0.239	0.216	0.196	0.179	0.164
		0.08	0.447	0.391	0.345	0.307	0.274	0.247	0.223	0.203	0.185	0.170
		0.12	0.456	0.399	0.352	0.313	0.280	0.252	0.228	0.207	0.189	0.174
		0.16	0.462	0.405	0.357	0.317	0.284	0.256	0.231	0.210	0.192	0.176
		0.20	0.468	0.409	0.361	0.321	0.287	0.259	0.234	0.213	0.194	0.178
	C70	0.04	0.415	0.363	0.320	0.285	0.255	0.229	0.208	0.189	0.172	0.158
		0.08	0.430	0.376	0.332	0.295	0.264	0.238	0.215	0.195	0.178	0.164
		0.12	0.438	0.384	0.339	0.301	0.269	0.242	0.219	0.199	0.182	0.167
		0.16	0.445	0.389	0.343	0.305	0.273	0.246	0.223	0.202	0.185	0.169
		0.20	0.450	0.394	0.347	0.309	0.276	0.249	0.225	0.205	0.187	0.171
	C80	0.04	0.402	0.351	0.310	0.276	0.247	0.222	0.201	0.183	0.167	0.153
		0.08	0.416	0.364	0.321	0.285	0.255	0.230	0.208	0.189	0.173	0.158
		0.12	0.424	0.371	0.328	0.291	0.261	0.235	0.212	0.193	0.176	0.162
		0.16	0.430	0.377	0.332	0.296	0.264	0.238	0.215	0.196	0.179	0.164
		0.20	0.435	0.381	0.336	0.299	0.267	0.241	0.218	0.198	0.181	0.166

(续表 A-1)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q390	C30	0.04	1.000	0.979	0.941	0.900	0.857	0.812	0.763	0.712	0.650	0.557
		0.08	1.000	0.983	0.952	0.917	0.878	0.835	0.788	0.737	0.673	0.577
		0.12	1.000	0.986	0.959	0.927	0.891	0.849	0.803	0.752	0.686	0.589
		0.16	1.000	0.989	0.964	0.935	0.900	0.860	0.814	0.763	0.696	0.597
		0.20	1.000	0.991	0.969	0.941	0.907	0.868	0.822	0.771	0.704	0.604
	C40	0.04	1.000	0.963	0.913	0.864	0.815	0.765	0.715	0.664	0.605	0.519
		0.08	1.000	0.968	0.925	0.880	0.834	0.787	0.738	0.687	0.627	0.537
		0.12	1.000	0.971	0.932	0.890	0.846	0.800	0.752	0.701	0.639	0.548
		0.16	1.000	0.974	0.937	0.897	0.855	0.810	0.762	0.711	0.649	0.556
		0.20	1.000	0.977	0.941	0.903	0.862	0.817	0.770	0.719	0.656	0.562
	C50	0.04	1.000	0.950	0.895	0.840	0.786	0.734	0.683	0.633	0.576	0.494
		0.08	1.000	0.956	0.906	0.855	0.805	0.755	0.705	0.655	0.597	0.512
		0.12	1.000	0.960	0.913	0.865	0.817	0.768	0.718	0.668	0.609	0.522
		0.16	1.000	0.963	0.918	0.872	0.825	0.777	0.728	0.678	0.618	0.530
		0.20	1.000	0.965	0.922	0.878	0.832	0.785	0.736	0.685	0.625	0.536
	C60	0.04	1.000	0.939	0.877	0.818	0.761	0.707	0.655	0.606	0.551	0.472
		0.08	1.000	0.944	0.888	0.833	0.779	0.727	0.676	0.627	0.570	0.489
		0.12	1.000	0.948	0.895	0.842	0.790	0.739	0.689	0.639	0.582	0.499
		0.16	1.000	0.951	0.900	0.849	0.798	0.748	0.698	0.648	0.590	0.506
		0.20	1.000	0.954	0.905	0.855	0.805	0.755	0.705	0.656	0.597	0.512
	C70	0.04	0.998	0.928	0.862	0.799	0.740	0.684	0.632	0.583	0.530	0.454
		0.08	0.998	0.934	0.873	0.814	0.758	0.704	0.652	0.603	0.549	0.470
		0.12	0.999	0.938	0.880	0.823	0.768	0.716	0.665	0.615	0.560	0.480
		0.16	1.000	0.942	0.885	0.830	0.776	0.724	0.673	0.624	0.568	0.487
		0.20	1.000	0.945	0.890	0.836	0.783	0.731	0.680	0.631	0.574	0.492
	C80	0.04	0.994	0.920	0.850	0.784	0.723	0.666	0.613	0.565	0.513	0.440
		0.08	0.994	0.926	0.860	0.799	0.740	0.685	0.633	0.584	0.531	0.455
		0.12	0.995	0.930	0.867	0.808	0.751	0.696	0.645	0.596	0.542	0.465
		0.16	0.996	0.933	0.872	0.814	0.758	0.705	0.653	0.604	0.550	0.471
		0.20	0.997	0.936	0.877	0.820	0.764	0.711	0.660	0.611	0.556	0.477

(续表 A-1)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q390	C30	0.04	0.483	0.423	0.373	0.332	0.297	0.267	0.242	0.220	0.201	0.184
		0.08	0.500	0.437	0.386	0.343	0.307	0.276	0.250	0.227	0.208	0.190
		0.12	0.510	0.446	0.394	0.350	0.313	0.282	0.255	0.232	0.212	0.194
		0.16	0.518	0.453	0.400	0.355	0.318	0.286	0.259	0.235	0.215	0.197
		0.20	0.523	0.458	0.404	0.359	0.321	0.289	0.262	0.238	0.217	0.199
	C40	0.04	0.450	0.394	0.347	0.309	0.276	0.249	0.225	0.205	0.187	0.171
		0.08	0.466	0.407	0.360	0.320	0.286	0.257	0.233	0.212	0.193	0.177
		0.12	0.475	0.416	0.367	0.326	0.292	0.263	0.238	0.216	0.197	0.181
		0.16	0.482	0.422	0.372	0.331	0.296	0.267	0.241	0.219	0.200	0.184
		0.20	0.487	0.427	0.376	0.335	0.299	0.270	0.244	0.222	0.202	0.186
	C50	0.04	0.428	0.375	0.331	0.294	0.263	0.237	0.214	0.195	0.178	0.163
		0.08	0.444	0.388	0.343	0.304	0.272	0.245	0.222	0.202	0.184	0.169
		0.12	0.453	0.396	0.350	0.311	0.278	0.250	0.226	0.206	0.188	0.172
		0.16	0.459	0.402	0.355	0.315	0.282	0.254	0.230	0.209	0.191	0.175
		0.20	0.464	0.406	0.359	0.319	0.285	0.257	0.232	0.211	0.193	0.177
	C60	0.04	0.409	0.358	0.316	0.281	0.252	0.226	0.205	0.186	0.170	0.156
		0.08	0.424	0.371	0.327	0.291	0.260	0.234	0.212	0.193	0.176	0.161
		0.12	0.433	0.379	0.334	0.297	0.266	0.239	0.216	0.197	0.180	0.165
		0.16	0.439	0.384	0.339	0.301	0.270	0.243	0.220	0.200	0.182	0.167
		0.20	0.444	0.388	0.343	0.305	0.273	0.245	0.222	0.202	0.184	0.169
	C70	0.04	0.394	0.345	0.304	0.270	0.242	0.218	0.197	0.179	0.164	0.150
		0.08	0.408	0.357	0.315	0.280	0.250	0.225	0.204	0.185	0.169	0.155
		0.12	0.416	0.364	0.321	0.286	0.256	0.230	0.208	0.189	0.173	0.158
		0.16	0.422	0.369	0.326	0.290	0.259	0.233	0.211	0.192	0.175	0.161
		0.20	0.427	0.374	0.330	0.293	0.262	0.236	0.214	0.194	0.177	0.163
	C80	0.04	0.381	0.334	0.294	0.262	0.234	0.211	0.191	0.173	0.158	0.145
		0.08	0.395	0.345	0.305	0.271	0.242	0.218	0.197	0.179	0.164	0.150
		0.12	0.403	0.352	0.311	0.276	0.247	0.223	0.201	0.183	0.167	0.153
		0.16	0.409	0.358	0.316	0.280	0.251	0.226	0.204	0.186	0.170	0.156
		0.20	0.413	0.362	0.319	0.284	0.254	0.228	0.207	0.188	0.172	0.157

(续表 A-1)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q420	C30	0.04	1.000	0.980	0.943	0.904	0.860	0.814	0.764	0.710	0.629	0.539
		0.08	1.000	0.985	0.955	0.921	0.882	0.838	0.789	0.735	0.651	0.558
		0.12	1.000	0.988	0.963	0.932	0.895	0.853	0.804	0.750	0.664	0.569
		0.16	1.000	0.990	0.968	0.940	0.905	0.863	0.815	0.761	0.674	0.578
		0.20	1.000	0.992	0.973	0.946	0.912	0.872	0.824	0.769	0.681	0.584
	C40	0.04	1.000	0.963	0.915	0.866	0.816	0.765	0.714	0.662	0.586	0.502
		0.08	1.000	0.969	0.927	0.883	0.837	0.788	0.738	0.685	0.606	0.520
		0.12	1.000	0.973	0.934	0.893	0.849	0.802	0.752	0.699	0.619	0.530
		0.16	1.000	0.976	0.940	0.901	0.858	0.812	0.762	0.709	0.628	0.538
		0.20	1.000	0.978	0.945	0.907	0.865	0.820	0.770	0.717	0.635	0.544
	C50	0.04	1.000	0.951	0.895	0.841	0.787	0.734	0.682	0.631	0.558	0.478
		0.08	1.000	0.957	0.907	0.857	0.807	0.756	0.704	0.653	0.577	0.495
		0.12	1.000	0.961	0.915	0.867	0.819	0.769	0.718	0.666	0.589	0.505
		0.16	1.000	0.964	0.920	0.875	0.827	0.778	0.728	0.675	0.598	0.513
		0.20	1.000	0.967	0.925	0.881	0.834	0.786	0.736	0.683	0.605	0.518
	C60	0.04	1.000	0.939	0.877	0.818	0.761	0.706	0.653	0.603	0.533	0.457
		0.08	1.000	0.945	0.889	0.834	0.780	0.727	0.675	0.624	0.552	0.473
		0.12	1.000	0.949	0.896	0.844	0.791	0.739	0.688	0.637	0.563	0.483
		0.16	1.000	0.952	0.902	0.851	0.800	0.749	0.697	0.646	0.571	0.490
		0.20	1.000	0.955	0.906	0.857	0.806	0.756	0.705	0.653	0.578	0.495
	C70	0.04	0.998	0.928	0.862	0.799	0.739	0.683	0.630	0.580	0.513	0.440
		0.08	0.998	0.934	0.873	0.814	0.757	0.703	0.651	0.600	0.531	0.455
		0.12	0.998	0.939	0.880	0.824	0.769	0.715	0.663	0.613	0.542	0.464
		0.16	0.999	0.942	0.886	0.831	0.777	0.724	0.672	0.621	0.550	0.471
		0.20	1.000	0.945	0.891	0.837	0.783	0.731	0.679	0.628	0.556	0.476
	C80	0.04	0.994	0.919	0.849	0.783	0.721	0.664	0.611	0.561	0.496	0.425
		0.08	0.994	0.925	0.860	0.798	0.739	0.683	0.631	0.581	0.514	0.441
		0.12	0.995	0.930	0.867	0.808	0.750	0.695	0.643	0.593	0.524	0.450
		0.16	0.996	0.933	0.873	0.814	0.758	0.704	0.652	0.601	0.532	0.456
		0.20	0.997	0.937	0.877	0.820	0.765	0.711	0.659	0.608	0.538	0.461

(续表 A-1)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q420	C30	0.04	0.467	0.409	0.361	0.321	0.287	0.258	0.234	0.213	0.194	0.178
		0.08	0.484	0.423	0.374	0.332	0.297	0.267	0.242	0.220	0.201	0.184
		0.12	0.494	0.432	0.381	0.339	0.303	0.273	0.247	0.225	0.205	0.188
		0.16	0.501	0.438	0.387	0.344	0.308	0.277	0.251	0.228	0.208	0.191
		0.20	0.506	0.443	0.391	0.348	0.311	0.280	0.253	0.230	0.210	0.193
	C40	0.04	0.435	0.381	0.336	0.299	0.267	0.241	0.218	0.198	0.181	0.166
		0.08	0.451	0.394	0.348	0.309	0.277	0.249	0.225	0.205	0.187	0.172
		0.12	0.460	0.402	0.355	0.316	0.282	0.254	0.230	0.209	0.191	0.175
		0.16	0.466	0.408	0.360	0.320	0.287	0.258	0.233	0.212	0.194	0.178
		0.20	0.472	0.413	0.364	0.324	0.290	0.261	0.236	0.215	0.196	0.180
	C50	0.04	0.415	0.363	0.320	0.285	0.255	0.229	0.207	0.189	0.172	0.158
		0.08	0.429	0.376	0.331	0.295	0.264	0.237	0.215	0.195	0.178	0.163
		0.12	0.438	0.383	0.338	0.301	0.269	0.242	0.219	0.199	0.182	0.167
		0.16	0.444	0.389	0.343	0.305	0.273	0.246	0.222	0.202	0.185	0.169
		0.20	0.449	0.393	0.347	0.308	0.276	0.248	0.225	0.204	0.187	0.171
	C60	0.04	0.396	0.347	0.306	0.272	0.243	0.219	0.198	0.180	0.165	0.151
		0.08	0.410	0.359	0.317	0.282	0.252	0.227	0.205	0.187	0.170	0.156
		0.12	0.419	0.366	0.323	0.287	0.257	0.231	0.209	0.190	0.174	0.159
		0.16	0.425	0.372	0.328	0.291	0.261	0.235	0.212	0.193	0.176	0.162
		0.20	0.429	0.376	0.332	0.295	0.264	0.237	0.215	0.195	0.178	0.163
	C70	0.04	0.381	0.334	0.294	0.262	0.234	0.211	0.191	0.173	0.158	0.145
		0.08	0.395	0.345	0.305	0.271	0.242	0.218	0.197	0.179	0.164	0.150
		0.12	0.403	0.352	0.311	0.276	0.247	0.223	0.201	0.183	0.167	0.153
		0.16	0.408	0.357	0.315	0.280	0.251	0.226	0.204	0.186	0.170	0.156
		0.20	0.413	0.361	0.319	0.284	0.254	0.228	0.207	0.188	0.172	0.157
	C80	0.04	0.369	0.323	0.285	0.253	0.227	0.204	0.185	0.168	0.153	0.140
		0.08	0.382	0.334	0.295	0.262	0.235	0.211	0.191	0.174	0.159	0.145
		0.12	0.390	0.341	0.301	0.268	0.239	0.215	0.195	0.177	0.162	0.148
		0.16	0.395	0.346	0.305	0.271	0.243	0.219	0.198	0.180	0.164	0.150
		0.20	0.400	0.350	0.309	0.274	0.246	0.221	0.200	0.182	0.166	0.152

注：表内中间值可采用插值法求得。

表 A-2 矩形钢管混凝土稳定系数 φ 值

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q235	C30	0.04	1.000	0.965	0.917	0.870	0.824	0.780	0.737	0.696	0.655	0.617
		0.08	1.000	0.967	0.924	0.881	0.838	0.797	0.756	0.715	0.676	0.637
		0.12	1.000	0.969	0.928	0.887	0.847	0.806	0.767	0.727	0.688	0.650
		0.16	1.000	0.970	0.931	0.892	0.853	0.814	0.775	0.736	0.697	0.659
		0.20	1.000	0.972	0.934	0.896	0.858	0.819	0.781	0.743	0.704	0.666
	C40	0.04	1.000	0.950	0.896	0.843	0.793	0.745	0.699	0.656	0.615	0.576
		0.08	1.000	0.953	0.902	0.853	0.806	0.760	0.716	0.674	0.634	0.595
		0.12	1.000	0.955	0.907	0.860	0.814	0.770	0.727	0.685	0.645	0.607
		0.16	1.000	0.957	0.910	0.864	0.820	0.776	0.734	0.694	0.654	0.615
		0.20	1.000	0.958	0.912	0.868	0.824	0.782	0.740	0.700	0.660	0.622
	C50	0.04	1.000	0.940	0.881	0.825	0.772	0.722	0.674	0.630	0.588	0.550
		0.08	1.000	0.943	0.888	0.835	0.785	0.737	0.691	0.648	0.607	0.568
		0.12	1.000	0.945	0.892	0.841	0.792	0.746	0.701	0.658	0.618	0.579
		0.16	1.000	0.947	0.895	0.846	0.798	0.752	0.708	0.666	0.626	0.587
		0.20	1.000	0.948	0.898	0.849	0.803	0.757	0.714	0.672	0.632	0.594
	C60	0.04	0.996	0.931	0.868	0.809	0.753	0.701	0.652	0.607	0.565	0.527
		0.08	0.996	0.934	0.875	0.819	0.766	0.715	0.668	0.624	0.582	0.544
		0.12	0.996	0.936	0.879	0.825	0.773	0.724	0.678	0.634	0.593	0.555
		0.16	0.996	0.938	0.882	0.829	0.778	0.730	0.685	0.641	0.601	0.562
		0.20	0.996	0.939	0.885	0.833	0.783	0.735	0.690	0.647	0.607	0.568
	C70	0.04	0.992	0.923	0.857	0.795	0.738	0.684	0.634	0.588	0.546	0.507
		0.08	0.992	0.926	0.864	0.805	0.750	0.698	0.649	0.604	0.563	0.524
		0.12	0.992	0.928	0.868	0.811	0.757	0.706	0.659	0.614	0.573	0.535
		0.16	0.992	0.930	0.871	0.815	0.762	0.712	0.665	0.621	0.580	0.542
		0.20	0.993	0.932	0.874	0.819	0.767	0.717	0.671	0.627	0.586	0.548
	C80	0.04	0.988	0.916	0.848	0.784	0.725	0.670	0.619	0.572	0.530	0.492
		0.08	0.988	0.920	0.855	0.794	0.737	0.684	0.634	0.588	0.546	0.508
		0.12	0.988	0.922	0.859	0.800	0.744	0.692	0.643	0.598	0.556	0.518
		0.16	0.989	0.924	0.862	0.804	0.749	0.698	0.650	0.605	0.563	0.525
		0.20	0.989	0.925	0.865	0.808	0.753	0.703	0.655	0.610	0.569	0.531

(续表 A-2)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q235	C30	0.04	0.579	0.536	0.473	0.421	0.376	0.339	0.306	0.279	0.254	0.233
		0.08	0.599	0.555	0.490	0.435	0.390	0.351	0.317	0.288	0.263	0.241
		0.12	0.611	0.566	0.500	0.444	0.398	0.358	0.324	0.294	0.269	0.246
		0.16	0.620	0.575	0.507	0.451	0.403	0.363	0.328	0.299	0.273	0.250
		0.20	0.627	0.581	0.513	0.456	0.408	0.367	0.332	0.302	0.276	0.253
	C40	0.04	0.540	0.499	0.441	0.392	0.351	0.316	0.285	0.260	0.237	0.217
		0.08	0.558	0.517	0.456	0.406	0.363	0.327	0.296	0.269	0.245	0.225
		0.12	0.570	0.528	0.466	0.414	0.370	0.333	0.302	0.274	0.250	0.230
		0.16	0.578	0.535	0.472	0.420	0.376	0.338	0.306	0.278	0.254	0.233
		0.20	0.584	0.541	0.478	0.425	0.380	0.342	0.309	0.281	0.257	0.235
	C50	0.04	0.514	0.476	0.420	0.373	0.334	0.301	0.272	0.247	0.226	0.207
		0.08	0.532	0.492	0.435	0.386	0.346	0.311	0.282	0.256	0.234	0.214
		0.12	0.543	0.503	0.443	0.394	0.353	0.318	0.287	0.261	0.238	0.219
		0.16	0.551	0.510	0.450	0.400	0.358	0.322	0.291	0.265	0.242	0.222
		0.20	0.557	0.516	0.455	0.404	0.362	0.326	0.295	0.268	0.245	0.224
	C60	0.04	0.492	0.455	0.401	0.357	0.319	0.287	0.260	0.236	0.216	0.198
		0.08	0.509	0.471	0.415	0.369	0.330	0.297	0.269	0.245	0.223	0.205
		0.12	0.519	0.480	0.424	0.377	0.337	0.303	0.275	0.250	0.228	0.209
		0.16	0.526	0.487	0.430	0.382	0.342	0.308	0.279	0.253	0.231	0.212
		0.20	0.532	0.493	0.435	0.386	0.346	0.311	0.282	0.256	0.234	0.214
	C70	0.04	0.473	0.437	0.386	0.343	0.307	0.276	0.250	0.227	0.208	0.190
		0.08	0.490	0.453	0.400	0.355	0.318	0.286	0.259	0.235	0.215	0.197
		0.12	0.500	0.462	0.408	0.362	0.324	0.292	0.264	0.240	0.219	0.201
		0.16	0.507	0.469	0.414	0.368	0.329	0.296	0.268	0.244	0.222	0.204
		0.20	0.512	0.474	0.418	0.372	0.333	0.299	0.271	0.246	0.225	0.206
	C80	0.04	0.458	0.423	0.373	0.332	0.297	0.267	0.242	0.220	0.201	0.184
		0.08	0.474	0.438	0.387	0.344	0.308	0.277	0.250	0.228	0.208	0.191
		0.12	0.484	0.447	0.395	0.351	0.314	0.283	0.256	0.232	0.212	0.195
		0.16	0.491	0.454	0.400	0.356	0.318	0.287	0.259	0.236	0.215	0.197
		0.20	0.496	0.459	0.405	0.360	0.322	0.290	0.262	0.238	0.218	0.200

(续表 A-2)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q345	C30	0.04	1.000	0.971	0.931	0.890	0.848	0.805	0.761	0.715	0.669	0.610
		0.08	1.000	0.975	0.941	0.905	0.867	0.826	0.784	0.739	0.692	0.632
		0.12	1.000	0.978	0.947	0.914	0.878	0.839	0.798	0.753	0.706	0.644
		0.16	1.000	0.980	0.952	0.921	0.886	0.849	0.808	0.764	0.716	0.654
		0.20	1.000	0.982	0.956	0.926	0.893	0.856	0.816	0.772	0.724	0.661
	C40	0.04	1.000	0.955	0.906	0.857	0.809	0.762	0.715	0.669	0.623	0.568
		0.08	1.000	0.960	0.916	0.871	0.827	0.782	0.736	0.691	0.645	0.588
		0.12	1.000	0.963	0.922	0.880	0.837	0.794	0.749	0.704	0.658	0.600
		0.16	1.000	0.965	0.926	0.886	0.845	0.803	0.759	0.714	0.668	0.609
		0.20	1.000	0.967	0.930	0.891	0.851	0.810	0.766	0.721	0.675	0.616
	C50	0.04	1.000	0.944	0.889	0.835	0.783	0.733	0.685	0.639	0.594	0.541
		0.08	1.000	0.948	0.898	0.849	0.800	0.753	0.706	0.660	0.615	0.560
		0.12	1.000	0.952	0.904	0.857	0.810	0.764	0.718	0.673	0.627	0.572
		0.16	1.000	0.954	0.909	0.863	0.818	0.773	0.727	0.682	0.636	0.580
		0.20	1.000	0.956	0.912	0.868	0.824	0.779	0.734	0.689	0.643	0.587
	C60	0.04	0.995	0.933	0.873	0.815	0.760	0.708	0.659	0.612	0.568	0.517
		0.08	0.995	0.938	0.882	0.828	0.777	0.727	0.678	0.632	0.588	0.536
		0.12	0.995	0.941	0.888	0.836	0.786	0.738	0.690	0.644	0.600	0.546
		0.16	0.995	0.943	0.892	0.842	0.794	0.746	0.699	0.653	0.608	0.554
		0.20	0.996	0.946	0.896	0.847	0.799	0.752	0.706	0.660	0.615	0.561
	C70	0.04	0.991	0.924	0.859	0.798	0.741	0.687	0.637	0.590	0.547	0.498
		0.08	0.991	0.929	0.869	0.811	0.757	0.705	0.656	0.610	0.566	0.515
		0.12	0.991	0.932	0.874	0.819	0.767	0.716	0.667	0.621	0.577	0.526
		0.16	0.992	0.934	0.879	0.825	0.774	0.724	0.676	0.630	0.586	0.533
		0.20	0.993	0.937	0.883	0.830	0.779	0.730	0.682	0.636	0.592	0.539
	C80	0.04	0.987	0.916	0.848	0.785	0.726	0.670	0.619	0.572	0.529	0.482
		0.08	0.987	0.921	0.857	0.797	0.741	0.688	0.638	0.591	0.548	0.499
		0.12	0.988	0.924	0.863	0.805	0.750	0.698	0.649	0.602	0.559	0.509
		0.16	0.988	0.927	0.868	0.811	0.757	0.706	0.657	0.611	0.567	0.516
		0.20	0.989	0.929	0.871	0.816	0.762	0.712	0.663	0.617	0.573	0.522

(续表 A-2)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q345	C30	0.04	0.529	0.463	0.408	0.363	0.325	0.292	0.265	0.241	0.220	0.201
		0.08	0.547	0.479	0.423	0.376	0.336	0.303	0.274	0.249	0.227	0.208
		0.12	0.559	0.489	0.431	0.384	0.343	0.309	0.279	0.254	0.232	0.213
		0.16	0.567	0.496	0.438	0.389	0.348	0.313	0.284	0.258	0.235	0.216
		0.20	0.573	0.502	0.443	0.393	0.352	0.317	0.287	0.261	0.238	0.218
	C40	0.04	0.493	0.431	0.380	0.338	0.303	0.272	0.246	0.224	0.205	0.188
		0.08	0.510	0.446	0.394	0.350	0.313	0.282	0.255	0.232	0.212	0.194
		0.12	0.520	0.455	0.402	0.357	0.320	0.288	0.260	0.237	0.216	0.198
		0.16	0.528	0.462	0.408	0.362	0.324	0.292	0.264	0.240	0.219	0.201
		0.20	0.534	0.467	0.412	0.366	0.328	0.295	0.267	0.243	0.222	0.203
	C50	0.04	0.469	0.411	0.362	0.322	0.288	0.259	0.235	0.213	0.195	0.179
		0.08	0.486	0.425	0.375	0.333	0.298	0.269	0.243	0.221	0.202	0.185
		0.12	0.496	0.434	0.383	0.340	0.304	0.274	0.248	0.225	0.206	0.189
		0.16	0.503	0.440	0.388	0.345	0.309	0.278	0.252	0.229	0.209	0.191
		0.20	0.508	0.445	0.393	0.349	0.312	0.281	0.254	0.231	0.211	0.194
	C60	0.04	0.448	0.392	0.346	0.308	0.275	0.248	0.224	0.204	0.186	0.171
		0.08	0.464	0.406	0.358	0.319	0.285	0.257	0.232	0.211	0.193	0.177
		0.12	0.474	0.415	0.366	0.325	0.291	0.262	0.237	0.215	0.197	0.180
		0.16	0.481	0.421	0.371	0.330	0.295	0.266	0.240	0.219	0.200	0.183
		0.20	0.486	0.425	0.375	0.334	0.299	0.269	0.243	0.221	0.202	0.185
	C70	0.04	0.431	0.377	0.333	0.296	0.265	0.238	0.216	0.196	0.179	0.164
		0.08	0.447	0.391	0.345	0.307	0.274	0.247	0.223	0.203	0.185	0.170
		0.12	0.456	0.399	0.352	0.313	0.280	0.252	0.228	0.207	0.189	0.173
		0.16	0.462	0.405	0.357	0.317	0.284	0.256	0.231	0.210	0.192	0.176
		0.20	0.467	0.409	0.361	0.321	0.287	0.258	0.234	0.213	0.194	0.178
	C80	0.04	0.417	0.365	0.322	0.287	0.256	0.231	0.209	0.190	0.173	0.159
		0.08	0.432	0.378	0.334	0.297	0.265	0.239	0.216	0.197	0.179	0.165
		0.12	0.441	0.386	0.341	0.303	0.271	0.244	0.221	0.201	0.183	0.168
		0.16	0.447	0.392	0.346	0.307	0.275	0.247	0.224	0.204	0.186	0.170
		0.20	0.452	0.396	0.349	0.311	0.278	0.250	0.226	0.206	0.188	0.172

(续表 A-2)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q390	C30	0.04	1.000	0.973	0.936	0.897	0.855	0.811	0.765	0.717	0.666	0.579
		0.08	1.000	0.978	0.947	0.913	0.875	0.834	0.789	0.741	0.690	0.600
		0.12	1.000	0.981	0.954	0.923	0.887	0.848	0.804	0.756	0.704	0.612
		0.16	1.000	0.984	0.959	0.930	0.896	0.858	0.814	0.767	0.714	0.621
		0.20	1.000	0.986	0.963	0.936	0.903	0.866	0.823	0.775	0.722	0.628
	C40	0.04	1.000	0.957	0.909	0.861	0.813	0.765	0.717	0.669	0.621	0.539
		0.08	1.000	0.962	0.920	0.877	0.832	0.787	0.740	0.692	0.643	0.559
		0.12	1.000	0.965	0.927	0.886	0.844	0.800	0.754	0.706	0.656	0.570
		0.16	1.000	0.968	0.932	0.893	0.852	0.809	0.763	0.715	0.665	0.578
		0.20	1.000	0.971	0.936	0.899	0.859	0.816	0.771	0.723	0.673	0.585
	C50	0.04	0.999	0.945	0.891	0.838	0.786	0.736	0.686	0.638	0.591	0.514
		0.08	0.999	0.950	0.901	0.853	0.804	0.756	0.708	0.660	0.612	0.532
		0.12	0.999	0.954	0.908	0.862	0.815	0.768	0.721	0.673	0.625	0.543
		0.16	0.999	0.957	0.913	0.869	0.823	0.777	0.730	0.682	0.634	0.551
		0.20	1.000	0.959	0.917	0.874	0.830	0.784	0.738	0.690	0.641	0.557
	C60	0.04	0.995	0.934	0.874	0.817	0.762	0.709	0.659	0.611	0.565	0.491
		0.08	0.995	0.939	0.884	0.831	0.779	0.728	0.679	0.631	0.585	0.508
		0.12	0.995	0.942	0.891	0.840	0.790	0.740	0.692	0.644	0.597	0.519
		0.16	0.995	0.945	0.896	0.846	0.797	0.749	0.701	0.653	0.606	0.526
		0.20	0.996	0.948	0.900	0.852	0.804	0.756	0.708	0.660	0.612	0.532
	C70	0.04	0.991	0.924	0.860	0.799	0.741	0.687	0.636	0.588	0.544	0.472
		0.08	0.991	0.929	0.870	0.813	0.758	0.706	0.656	0.608	0.563	0.489
		0.12	0.991	0.933	0.876	0.822	0.769	0.717	0.668	0.620	0.574	0.499
		0.16	0.992	0.936	0.881	0.828	0.776	0.726	0.677	0.629	0.583	0.506
		0.20	0.992	0.938	0.885	0.833	0.782	0.732	0.683	0.636	0.589	0.512
	C80	0.04	0.987	0.915	0.848	0.784	0.725	0.669	0.617	0.570	0.526	0.457
		0.08	0.987	0.921	0.858	0.798	0.741	0.687	0.637	0.589	0.545	0.473
		0.12	0.987	0.925	0.864	0.806	0.751	0.698	0.648	0.601	0.556	0.483
		0.16	0.988	0.927	0.869	0.813	0.758	0.707	0.657	0.609	0.564	0.490
		0.20	0.989	0.930	0.873	0.818	0.764	0.713	0.663	0.616	0.570	0.496

(续表 A-2)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q390	C30	0.04	0.502	0.439	0.388	0.345	0.308	0.278	0.251	0.228	0.209	0.191
		0.08	0.520	0.455	0.401	0.357	0.319	0.287	0.260	0.236	0.216	0.198
		0.12	0.530	0.464	0.410	0.364	0.326	0.293	0.265	0.241	0.220	0.202
		0.16	0.538	0.471	0.416	0.369	0.331	0.298	0.269	0.245	0.223	0.205
		0.20	0.544	0.476	0.420	0.374	0.334	0.301	0.272	0.247	0.226	0.207
	C40	0.04	0.468	0.409	0.361	0.321	0.287	0.259	0.234	0.213	0.194	0.178
		0.08	0.484	0.424	0.374	0.332	0.297	0.268	0.242	0.220	0.201	0.184
		0.12	0.494	0.432	0.382	0.339	0.304	0.273	0.247	0.225	0.205	0.188
		0.16	0.501	0.439	0.387	0.344	0.308	0.277	0.251	0.228	0.208	0.191
		0.20	0.507	0.444	0.391	0.348	0.311	0.280	0.254	0.231	0.210	0.193
	C50	0.04	0.445	0.390	0.344	0.306	0.274	0.246	0.223	0.203	0.185	0.170
		0.08	0.461	0.404	0.356	0.317	0.283	0.255	0.231	0.210	0.192	0.176
		0.12	0.471	0.412	0.363	0.323	0.289	0.260	0.235	0.214	0.195	0.179
		0.16	0.477	0.418	0.369	0.328	0.293	0.264	0.239	0.217	0.198	0.182
		0.20	0.483	0.422	0.373	0.331	0.297	0.267	0.242	0.220	0.200	0.184
	C60	0.04	0.426	0.373	0.329	0.292	0.262	0.235	0.213	0.194	0.177	0.162
		0.08	0.441	0.386	0.340	0.303	0.271	0.244	0.220	0.200	0.183	0.168
		0.12	0.450	0.394	0.347	0.309	0.276	0.249	0.225	0.205	0.187	0.171
		0.16	0.456	0.399	0.352	0.313	0.280	0.252	0.228	0.208	0.189	0.174
		0.20	0.461	0.404	0.356	0.317	0.283	0.255	0.231	0.210	0.192	0.176
	C70	0.04	0.410	0.358	0.316	0.281	0.252	0.226	0.205	0.186	0.170	0.156
		0.08	0.424	0.371	0.327	0.291	0.260	0.234	0.212	0.193	0.176	0.161
		0.12	0.433	0.379	0.334	0.297	0.266	0.239	0.216	0.197	0.180	0.165
		0.16	0.439	0.384	0.339	0.301	0.270	0.243	0.220	0.200	0.182	0.167
		0.20	0.444	0.388	0.343	0.305	0.273	0.245	0.222	0.202	0.184	0.169
	C80	0.04	0.396	0.347	0.306	0.272	0.243	0.219	0.198	0.180	0.165	0.151
		0.08	0.410	0.359	0.317	0.282	0.252	0.227	0.205	0.187	0.170	0.156
		0.12	0.419	0.366	0.323	0.287	0.257	0.232	0.209	0.190	0.174	0.159
		0.16	0.425	0.372	0.328	0.292	0.261	0.235	0.213	0.193	0.176	0.162
		0.20	0.430	0.376	0.332	0.295	0.264	0.238	0.215	0.195	0.178	0.164

(续表 A-2)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Q420	C30	0.04	1.000	0.975	0.939	0.900	0.858	0.814	0.766	0.716	0.654	0.561
		0.08	1.000	0.980	0.951	0.917	0.880	0.837	0.791	0.741	0.677	0.580
		0.12	1.000	0.983	0.958	0.928	0.892	0.852	0.806	0.755	0.691	0.592
		0.16	1.000	0.986	0.964	0.935	0.902	0.862	0.817	0.766	0.701	0.601
		0.20	1.000	0.988	0.968	0.941	0.909	0.870	0.826	0.775	0.709	0.607
	C40	0.04	1.000	0.958	0.911	0.863	0.815	0.767	0.717	0.667	0.609	0.522
		0.08	1.000	0.963	0.922	0.880	0.835	0.789	0.741	0.691	0.630	0.541
		0.12	1.000	0.967	0.930	0.890	0.847	0.802	0.755	0.704	0.643	0.552
		0.16	1.000	0.970	0.935	0.897	0.856	0.812	0.765	0.714	0.653	0.560
		0.20	1.000	0.972	0.939	0.903	0.863	0.820	0.773	0.722	0.660	0.566
	C50	0.04	0.999	0.946	0.892	0.839	0.787	0.736	0.686	0.636	0.580	0.497
		0.08	0.999	0.951	0.903	0.855	0.806	0.757	0.708	0.658	0.601	0.515
		0.12	0.999	0.955	0.910	0.864	0.818	0.770	0.721	0.672	0.613	0.525
		0.16	0.999	0.958	0.915	0.872	0.826	0.779	0.731	0.681	0.622	0.533
		0.20	1.000	0.961	0.920	0.877	0.833	0.787	0.738	0.689	0.629	0.539
	C60	0.04	0.992	0.925	0.861	0.800	0.742	0.686	0.634	0.584	0.516	0.443
		0.08	0.995	0.940	0.885	0.832	0.780	0.729	0.679	0.630	0.574	0.492
		0.12	0.995	0.943	0.892	0.841	0.791	0.741	0.691	0.642	0.586	0.502
		0.16	0.995	0.946	0.897	0.848	0.799	0.750	0.701	0.651	0.594	0.509
		0.20	0.996	0.949	0.902	0.854	0.806	0.757	0.708	0.659	0.601	0.515
	C70	0.04	0.991	0.924	0.860	0.799	0.741	0.686	0.634	0.586	0.533	0.457
		0.08	0.991	0.929	0.870	0.813	0.758	0.706	0.655	0.606	0.552	0.473
		0.12	0.991	0.933	0.877	0.822	0.769	0.717	0.667	0.618	0.563	0.483
		0.16	0.992	0.936	0.882	0.829	0.777	0.726	0.676	0.627	0.572	0.490
		0.20	0.992	0.939	0.886	0.834	0.783	0.733	0.683	0.634	0.578	0.496
	C80	0.04	0.987	0.915	0.847	0.783	0.724	0.667	0.615	0.567	0.516	0.442
		0.08	0.987	0.921	0.858	0.798	0.741	0.686	0.635	0.587	0.534	0.458
		0.12	0.987	0.925	0.865	0.807	0.751	0.698	0.647	0.599	0.545	0.467
		0.16	0.988	0.928	0.870	0.813	0.759	0.706	0.656	0.607	0.553	0.474
		0.20	0.989	0.930	0.874	0.818	0.765	0.713	0.663	0.614	0.559	0.480

(续表 A-2)

钢材	混凝土	α_s	λ									
			110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Q420	C30	0.04	0.486	0.425	0.375	0.334	0.298	0.269	0.243	0.221	0.202	0.185
		0.08	0.503	0.440	0.388	0.345	0.309	0.278	0.252	0.229	0.209	0.191
		0.12	0.513	0.449	0.396	0.352	0.315	0.284	0.257	0.233	0.213	0.195
		0.16	0.521	0.456	0.402	0.358	0.320	0.288	0.261	0.237	0.216	0.198
		0.20	0.527	0.461	0.407	0.362	0.323	0.291	0.263	0.240	0.219	0.200
	C40	0.04	0.453	0.396	0.350	0.311	0.278	0.250	0.226	0.206	0.188	0.172
		0.08	0.469	0.410	0.362	0.322	0.288	0.259	0.234	0.213	0.195	0.178
		0.12	0.478	0.418	0.369	0.328	0.294	0.264	0.239	0.217	0.199	0.182
		0.16	0.485	0.424	0.375	0.333	0.298	0.268	0.243	0.221	0.201	0.185
		0.20	0.490	0.429	0.379	0.337	0.301	0.271	0.245	0.223	0.204	0.187
	C50	0.04	0.431	0.377	0.333	0.296	0.265	0.238	0.216	0.196	0.179	0.164
		0.08	0.446	0.391	0.345	0.306	0.274	0.247	0.223	0.203	0.185	0.170
		0.12	0.455	0.399	0.352	0.313	0.280	0.252	0.228	0.207	0.189	0.173
		0.16	0.462	0.404	0.357	0.317	0.284	0.255	0.231	0.210	0.192	0.176
		0.20	0.467	0.409	0.361	0.321	0.287	0.258	0.234	0.213	0.194	0.178
	C60	0.04	0.384	0.336	0.296	0.264	0.236	0.212	0.192	0.175	0.159	0.146
		0.08	0.427	0.373	0.329	0.293	0.262	0.236	0.213	0.194	0.177	0.162
		0.12	0.435	0.381	0.336	0.299	0.267	0.241	0.218	0.198	0.181	0.166
		0.16	0.442	0.386	0.341	0.303	0.271	0.244	0.221	0.201	0.183	0.168
		0.20	0.446	0.391	0.345	0.307	0.274	0.247	0.223	0.203	0.185	0.170
	C70	0.04	0.396	0.347	0.306	0.272	0.243	0.219	0.198	0.180	0.165	0.151
		0.08	0.410	0.359	0.317	0.282	0.252	0.227	0.205	0.187	0.170	0.156
		0.12	0.419	0.366	0.323	0.287	0.257	0.232	0.209	0.190	0.174	0.159
		0.16	0.425	0.372	0.328	0.292	0.261	0.235	0.213	0.193	0.176	0.162
		0.20	0.430	0.376	0.332	0.295	0.264	0.237	0.215	0.195	0.178	0.164
	C80	0.04	0.384	0.336	0.296	0.263	0.236	0.212	0.192	0.174	0.159	0.146
		0.08	0.397	0.348	0.307	0.273	0.244	0.220	0.199	0.181	0.165	0.151
		0.12	0.405	0.355	0.313	0.278	0.249	0.224	0.203	0.184	0.168	0.154
		0.16	0.411	0.360	0.317	0.282	0.253	0.227	0.206	0.187	0.171	0.157
		0.20	0.416	0.364	0.321	0.285	0.255	0.230	0.208	0.189	0.173	0.158

注：表内中间值可采用插值法求得。

附录 B 防火保护层厚度表

表 B 钢管混凝土柱防火保护层厚度.

构件名称				结构厚度或截面最小尺寸 (mm)	耐火极限 (h)	燃烧性能
$\lambda=20$	$\lambda=40$	$\lambda=60$	$\lambda=80$			
有保护层的钢管混凝土圆形截面柱用金属网抹 M5 普通水泥砂浆作保护层, 其厚度 a (mm) 为:						
22	32	43	51	$D=200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
30	42	57	68		1.5	不燃烧体
35	51	68	81		2.0	不燃烧体
41	58	78	93		2.5	不燃烧体
46	66	89	106		3.0	不燃烧体
20	29	41	50	$D=300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
26	39	54	67		1.5	不燃烧体
31	46	65	80		2.0	不燃烧体
36	53	74	92		2.5	不燃烧体
41	60	84	104		3.0	不燃烧体
18	27	39	50	$D=400\text{mm}$	1.0	不燃烧体
24	36	52	66		1.5	不燃烧体
29	44	62	79		2.0	不燃烧体
33	50	72	91		2.5	不燃烧体
37	57	81	103		3.0	不燃烧体
17	26	38	49	$D=500\text{mm}$	1.0	不燃烧体
22	35	51	66		1.5	不燃烧体
27	42	61	79		2.0	不燃烧体
31	48	70	90		2.5	不燃烧体
35	54	79	102		3.0	不燃烧体
16	25	37	49	$D=600\text{mm}$	1.0	不燃烧体
21	33	49	65		1.5	不燃烧体
25	40	59	78		2.0	不燃烧体
29	46	68	90		2.5	不燃烧体
33	52	77	102		3.0	不燃烧体
15	24	37	49	$D=700\text{mm}$	1.0	不燃烧体
20	32	48	65		1.5	不燃烧体
24	39	58	78		2.0	不燃烧体
28	44	67	89		2.5	不燃烧体
31	50	76	101		3.0	不燃烧体

(续表 B)

15	24	36	49	$D=800\text{mm}$	1.0	不燃烧体
19	31	48	65		1.5	不燃烧体
23	38	57	77		2.0	不燃烧体
27	43	66	89		2.5	不燃烧体
30	49	74	101		3.0	不燃烧体
14	23	35	48	$D=900\text{mm}$	1.0	不燃烧体
19	31	47	64		1.5	不燃烧体
22	37	56	77		2.0	不燃烧体
26	42	65	88		2.5	不燃烧体
29	48	73	100		3.0	不燃烧体
14	22	35	48	$D=1000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
18	30	46	64		1.5	不燃烧体
22	36	56	77		2.0	不燃烧体
25	41	64	88		2.5	不燃烧体
28	47	72	100		3.0	不燃烧体
13	22	34	48	$D=1100\text{mm}$	1.0	不燃烧体
18	29	46	64		1.5	不燃烧体
21	35	55	77		2.0	不燃烧体
24	40	63	88		2.5	不燃烧体
27	46	71	100		3.0	不燃烧体
13	22	34	48	$D=1200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
17	29	45	64		1.5	不燃烧体
20	34	54	76		2.0	不燃烧体
24	40	62	88		2.5	不燃烧体
27	45	71	99		3.0	不燃烧体
13	21	34	48	$D=1300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
17	28	45	63		1.5	不燃烧体
20	34	54	76		2.0	不燃烧体
23	39	62	87		2.5	不燃烧体
26	44	70	99		3.0	不燃烧体
12	21	33	48	$1400\text{mm} \leq D \leq 2000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
16	28	44	63		1.5	不燃烧体
20	33	53	76		2.0	不燃烧体
22	38	61	87		2.5	不燃烧体
25	43	69	99		3.0	不燃烧体

注：表内中间值可用插值法求得。

(续表 B)

构件名称				结构厚度或截面最小尺寸 (mm)	耐火极限 (h)	燃烧性能
$\lambda=20$	$\lambda=40$	$\lambda=60$	$\lambda=80$			
有保护层的钢管混凝土圆形截面柱 用厚涂型钢结构防火涂料作保护层, 其厚度 a (mm) 为:						
6	8	10	13	$D=200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
8	11	13	17		1.5	不燃烧体
10	13	17	21		2.0	不燃烧体
12	16	20	25		2.5	不燃烧体
14	18	23	30		3.0	不燃烧体
6	7	9	12	$D=300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
8	10	13	16		1.5	不燃烧体
9	12	16	20		2.0	不燃烧体
11	14	19	24		2.5	不燃烧体
13	17	22	28		3.0	不燃烧体
5	7	9	12	$D=400\text{mm}$	1.0	不燃烧体
7	9	12	16		1.5	不燃烧体
9	11	15	19		2.0	不燃烧体
10	14	18	23		2.5	不燃烧体
12	16	21	27		3.0	不燃烧体
5	7	9	11	$D=500\text{mm}$	1.0	不燃烧体
7	9	12	15		1.5	不燃烧体
8	11	14	19		2.0	不燃烧体
10	13	17	23		2.5	不燃烧体
12	15	20	26		3.0	不燃烧体
5	6	8	11	$D=600\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	8	11	15		1.5	不燃烧体
8	11	14	18		2.0	不燃烧体
9	13	17	22		2.5	不燃烧体
11	15	19	26		3.0	不燃烧体
5	6	8	11	$D=700\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	8	11	15		1.5	不燃烧体
8	10	14	18		2.0	不燃烧体
9	12	16	22		2.5	不燃烧体
11	14	19	25		3.0	不燃烧体

(续表 B)

5	6	8	11	$D=800\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	8	11	14		1.5	不燃烧体
7	10	13	18		2.0	不燃烧体
9	12	16	21		2.5	不燃烧体
10	14	19	25		3.0	不燃烧体
4	6	8	11	$D=900\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	8	10	14		1.5	不燃烧体
7	10	13	18		2.0	不燃烧体
9	12	16	21		2.5	不燃烧体
10	14	18	25		3.0	不燃烧体
4	6	8	10	$D=1000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	8	10	14		1.5	不燃烧体
7	9	13	17		2.0	不燃烧体
8	11	16	21		2.5	不燃烧体
10	13	18	24		3.0	不燃烧体
4	6	8	10	$D=1100\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	7	10	14		1.5	不燃烧体
7	9	13	17		2.0	不燃烧体
8	11	15	20		2.5	不燃烧体
10	13	18	24		3.0	不燃烧体
4	6	8	10	$D=1200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
5	7	10	14		1.5	不燃烧体
7	9	12	17		2.0	不燃烧体
8	11	15	20		2.5	不燃烧体
9	12	17	24		3.0	不燃烧体
4	5	7	10	$D=1300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
5	7	10	13		1.5	不燃烧体
7	9	12	17		2.0	不燃烧体
8	11	15	20		2.5	不燃烧体
9	13	17	23		3.0	不燃烧体
4	5	7	10	$1400\text{mm} \leq D \leq 2000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
5	7	10	13		1.5	不燃烧体
6	9	12	17		2.0	不燃烧体
8	11	15	20		2.5	不燃烧体
9	12	17	23		3.0	不燃烧体

注：表内中间值可用插值法求得。

(续表 B)

构件名称				结构厚度或截面 最小尺寸 (mm)	耐火 极限 (h)	燃烧性能
$\lambda=20$	$\lambda=40$	$\lambda=60$	$\lambda=80$			
有保护层的钢管混凝土矩形截面柱 用金属网抹 M5 普通水泥砂浆作保护层，其 厚度 a (mm) 为：						
47	49	51	54	$B=200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
62	65	68	71		1.5	不燃烧体
78	81	85	88		2.0	不燃烧体
93	97	101	106		2.5	不燃烧体
108	113	118	123		3.0	不燃烧体
42	44	46	48	$B=300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
55	58	60	63		1.5	不燃烧体
69	72	75	79		2.0	不燃烧体
82	86	90	94		2.5	不燃烧体
96	100	105	110		3.0	不燃烧体
38	40	42	44	$B=400\text{mm}$	1.0	不燃烧体
51	53	56	58		1.5	不燃烧体
63	66	69	73		2.0	不燃烧体
75	79	83	87		2.5	不燃烧体
88	92	96	101		3.0	不燃烧体
36	38	39	41	$B=500\text{mm}$	1.0	不燃烧体
47	50	52	55		1.5	不燃烧体
59	62	65	68		2.0	不燃烧体
70	74	78	82		2.5	不燃烧体
82	86	90	95		3.0	不燃烧体
34	36	37	39	$B=600\text{mm}$	1.0	不燃烧体
45	47	50	52		1.5	不燃烧体
56	59	62	65		2.0	不燃烧体
67	70	74	78		2.5	不燃烧体
78	82	86	90		3.0	不燃烧体
32	34	36	38	$B=700\text{mm}$	1.0	不燃烧体
43	45	47	50		1.5	不燃烧体
53	56	59	62		2.0	不燃烧体
64	67	71	74		2.5	不燃烧体
74	78	82	86		3.0	不燃烧体

(续表 B)

31	33	34	36	$B=800\text{mm}$	1.0	不燃烧体
41	43	46	48		1.5	不燃烧体
51	54	57	60		2.0	不燃烧体
61	64	68	72		2.5	不燃烧体
71	75	79	83		3.0	不燃烧体
30	32	33	35	$B=900\text{mm}$	1.0	不燃烧体
40	42	44	46		1.5	不燃烧体
49	52	55	58		2.0	不燃烧体
59	62	66	69		2.5	不燃烧体
69	72	76	81		3.0	不燃烧体
29	31	32	34	$B=1000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
38	40	43	45		1.5	不燃烧体
48	50	53	56		2.0	不燃烧体
57	60	64	67		2.5	不燃烧体
67	70	74	78		3.0	不燃烧体
28	30	31	33	$B=1100\text{mm}$	1.0	不燃烧体
37	39	42	44		1.5	不燃烧体
46	49	52	55		2.0	不燃烧体
56	59	62	65		2.5	不燃烧体
65	68	72	76		3.0	不燃烧体
27	29	31	32	$B=1200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
36	38	41	43		1.5	不燃烧体
45	48	50	53		2.0	不燃烧体
54	57	60	64		2.5	不燃烧体
63	67	70	74		3.0	不燃烧体
27	28	30	32	$B=1300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
35	37	40	42		1.5	不燃烧体
44	47	49	52		2.0	不燃烧体
53	56	59	62		2.5	不燃烧体
61	65	69	73		3.0	不燃烧体
26	28	29	31	$1400\text{mm} \leq B \leq 2000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
35	37	39	41		1.5	不燃烧体
43	46	48	51		2.0	不燃烧体
52	55	58	61		2.5	不燃烧体
60	64	67	71		3.0	不燃烧体

注：表内中间值可用插值法求得。

(续表 B)

构件名称				结构厚度或截面 最小尺寸 (mm)	耐火 极限 (h)	燃烧性能
$\lambda=20$	$\lambda=40$	$\lambda=60$	$\lambda=80$			
有保护层的钢管混凝土矩形截面柱 用厚涂型钢结构防火涂料作保护层, 其厚度 a (mm) 为:						
9	8	9	10	$B=200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
13	12	12	14		1.5	不燃烧体
16	15	16	19		2.0	不燃烧体
20	19	20	23		2.5	不燃烧体
24	24	24	27		3.0	不燃烧体
7	7	7	8	$B=300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
11	10	10	12		1.5	不燃烧体
14	13	13	16		2.0	不燃烧体
17	16	16	19		2.5	不燃烧体
20	19	20	23		3.0	不燃烧体
7	6	6	7	$B=400\text{mm}$	1.0	不燃烧体
9	9	9	11		1.5	不燃烧体
12	11	12	14		2.0	不燃烧体
15	14	15	17		2.5	不燃烧体
18	16	17	20		3.0	不燃烧体
6	6	6	7	$B=500\text{mm}$	1.0	不燃烧体
9	8	8	10		1.5	不燃烧体
11	10	11	13		2.0	不燃烧体
14	13	13	16		2.5	不燃烧体
16	15	16	18		3.0	不燃烧体
6	5	5	6	$B=600\text{mm}$	1.0	不燃烧体
8	7	8	9		1.5	不燃烧体
10	9	10	12		2.0	不燃烧体
13	12	12	14		2.5	不燃烧体
15	14	16	17		3.0	不燃烧体
5	5	5	6	$B=700\text{mm}$	1.0	不燃烧体
7	7	7	8		1.5	不燃烧体
10	9	9	11		2.0	不燃烧体
12	11	11	13		2.5	不燃烧体
14	13	13	16		3.0	不燃烧体

(续表 B)

5	5	5	6	$B=800\text{mm}$	1.0	不燃烧体
7	6	7	8		1.5	不燃烧体
9	8	9	10		2.0	不燃烧体
11	10	11	13		2.5	不燃烧体
13	12	13	15		3.0	不燃烧体
5	4	5	5.	$B=900\text{mm}$	1.0	不燃烧体
7	6	6	8		1.5	不燃烧体
9	8	8	10		2.0	不燃烧体
10	10	10	12		2.5	不燃烧体
12	11	12	14		3.0	不燃烧体
4	4	4	5	$B=1000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	6	6	7		1.5	不燃烧体
8	8	8	9		2.0	不燃烧体
10	9	10	12		2.5	不燃烧体
12	11	11	14		3.0	不燃烧体
4	4	4	5	$B=1100\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	6	6	7		1.5	不燃烧体
8	7	8	9		2.0	不燃烧体
10	9	9	11		2.5	不燃烧体
11	10	11	13		3.0	不燃烧体
4	4	4	5	$B=1200\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	5	6	7		1.5	不燃烧体
8	7	7	9		2.0	不燃烧体
9	9	9	11		2.5	不燃烧体
11	10	11	13		3.0	不燃烧体
4	4	4	5	$B=1300\text{mm}$	1.0	不燃烧体
6	5	5	7		1.5	不燃烧体
7	7	7	8		2.0	不燃烧体
9	8	8	10		2.5	不燃烧体
11	10	10	12		3.0	不燃烧体
4	4	4	4	$1400\text{mm} \leq B \leq 2000\text{mm}$	1.0	不燃烧体
5	5	5	6		1.5	不燃烧体
7	6	7	8		2.0	不燃烧体
9	8	8	10		2.5	不燃烧体
10	9	10	12		3.0	不燃烧体

注：表内中间值可用插值法求得。

附录 C 火灾下钢管混凝土柱承载力系数表

表 C-1 火灾下圆钢管混凝土柱承载力系数

λ	C (mm)	受火时间 (小时)											
		0.25	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	2.75	3.0
20	942	0.90	0.61	0.46	0.40	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24
	1884	0.91	0.64	0.51	0.47	0.45	0.44	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39	0.38
	2826	0.92	0.67	0.55	0.50	0.50	0.49	0.49	0.48	0.48	0.47	0.46	0.46
	3768	0.93	0.71	0.58	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50
	4710	0.95	0.75	0.61	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52	0.52
	5652	0.96	0.80	0.64	0.56	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
	6280	0.97	0.84	0.67	0.59	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.53	0.53
40	942	0.85	0.47	0.32	0.28	0.25	0.21	0.18	0.14	0.11	0.07	0.03	0
	1884	0.87	0.52	0.39	0.37	0.35	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23	0.21
	2826	0.89	0.57	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39	0.38	0.37	0.36	0.35	0.34
	3768	0.90	0.61	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.43	0.42	0.42	0.41
	4710	0.92	0.66	0.47	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.44	0.44	0.44
	5652	0.94	0.73	0.50	0.47	0.46	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.44
	6280	0.95	0.77	0.54	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.45
60	942	0.79	0.33	0.28	0.23	0.18	0.14	0.09	0.04	0	0	0	0
	1884	0.81	0.39	0.36	0.34	0.31	0.29	0.26	0.24	0.21	0.18	0.16	0.13
	2826	0.83	0.43	0.42	0.40	0.39	0.38	0.36	0.35	0.34	0.33	0.31	0.30
	3768	0.85	0.47	0.44	0.44	0.43	0.43	0.42	0.41	0.41	0.40	0.39	0.39
	4710	0.88	0.52	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.44	0.43	0.43	0.42	0.42
	5652	0.91	0.58	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.43	0.43
	6280	0.93	0.64	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.44	0.43	0.43
80	942	0.72	0.31	0.26	0.20	0.15	0.09	0.04	0	0	0	0	0
	1884	0.74	0.39	0.36	0.33	0.30	0.27	0.24	0.21	0.18	0.15	0.12	0.09
	2826	0.77	0.43	0.42	0.40	0.39	0.37	0.36	0.34	0.33	0.31	0.30	0.28
	3768	0.80	0.46	0.45	0.44	0.44	0.43	0.42	0.41	0.41	0.40	0.39	0.38
	4710	0.83	0.47	0.47	0.46	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.43	0.42
	5652	0.87	0.48	0.47	0.47	0.46	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.43
	6280	0.89	0.51	0.47	0.47	0.46	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.43

注：表内中间值可用插值法求得。

表 C-2 火灾下矩形钢管混凝土柱承载力系数

λ	C (mm)	受火时间 (小时)											
		0.25	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	2.75	3.0
20	1200	0.75	0.43	0.30	0.23	0.20	0.19	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18
	2400	0.78	0.47	0.32	0.24	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21
	3600	0.81	0.51	0.35	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25	0.24	0.24	0.24
	4800	0.84	0.56	0.39	0.29	0.27	0.27	0.27	0.26	0.26	0.26	0.26	0.25
	6000	0.87	0.62	0.45	0.33	0.27	0.27	0.27	0.27	0.26	0.26	0.26	0.26
	7200	0.90	0.70	0.52	0.38	0.29	0.27	0.27	0.27	0.26	0.26	0.26	0.26
	8000	0.93	0.77	0.59	0.44	0.33	0.27	0.27	0.27	0.27	0.26	0.26	0.26
	1200	0.75	0.43	0.28	0.19	0.17	0.16	0.15	0.13	0.12	0.11	0.09	0.08
40	2400	0.78	0.47	0.30	0.22	0.21	0.19	0.18	0.16	0.15	0.14	0.12	0.11
	3600	0.81	0.51	0.32	0.24	0.23	0.22	0.20	0.19	0.17	0.16	0.15	0.13
	4800	0.84	0.56	0.36	0.26	0.24	0.23	0.21	0.20	0.19	0.17	0.16	0.15
	6000	0.87	0.62	0.40	0.26	0.24	0.23	0.21	0.20	0.19	0.17	0.16	0.15
	7200	0.90	0.70	0.46	0.31	0.24	0.23	0.21	0.20	0.19	0.17	0.16	0.15
	8000	0.93	0.77	0.52	0.35	0.24	0.23	0.22	0.20	0.19	0.18	0.17	0.16
	1200	0.77	0.45	0.23	0.16	0.14	0.11	0.19	0.07	0.05	0.02	0	0
	2400	0.79	0.49	0.24	0.19	0.17	0.14	0.12	0.10	0.08	0.05	0.03	0.01
60	3600	0.82	0.53	0.26	0.21	0.19	0.17	0.14	0.12	0.10	0.08	0.05	0.03
	4800	0.85	0.58	0.28	0.22	0.19	0.17	0.15	0.13	0.10	0.08	0.06	0.04
	6000	0.88	0.64	0.31	0.22	0.19	0.17	0.15	0.13	0.11	0.08	0.06	0.05
	7200	0.91	0.72	0.36	0.23	0.20	0.17	0.16	0.13	0.11	0.08	0.06	0.05
	8000	0.93	0.78	0.40	0.24	0.20	0.17	0.16	0.14	0.12	0.09	0.07	0.06
	1200	0.78	0.40	0.17	0.13	0.10	0.07	0.04	0.01	0	0	0	0
	2400	0.81	0.42	0.18	0.16	0.13	0.10	0.07	0.04	0.01	0	0	0
	3600	0.83	0.45	0.20	0.17	0.15	0.12	0.09	0.06	0.03	0	0	0
80	4800	0.86	0.49	0.21	0.18	0.15	0.12	0.09	0.06	0.03	0	0	0
	6000	0.89	0.53	0.22	0.18	0.15	0.12	0.09	0.06	0.03	0	0	0
	7200	0.92	0.59	0.26	0.18	0.16	0.13	0.10	0.06	0.04	0	0	0
	8000	0.94	0.64	0.29	0.19	0.16	0.13	0.10	0.06	0.05	0	0	0

注：表内中间值可用插值法求得。

附录 D 火灾后钢管混凝土柱剩余承载力计算

火灾后钢管混凝土柱的承载力评估, 可按表D确定钢管混凝土柱的剩余承载力系数 k_r , 按下式确定钢管混凝土柱的剩余承载力:

$$N_u(t) = k_r \cdot N_u \quad (D-1)$$

其中, N_u 和 $N_u(t)$ 分别为钢管混凝土柱在常温下和火灾后的极限承载力, N_u 按式(5.2.1-1)或(5.3.4-1)和(5.3.4-2)计算, 计算时式中的小于等于号取为等号。

表 D-1 火灾后圆钢管混凝土柱剩余承载力系数

λ	C (mm)	保护层厚度(mm)											
		0						5					
		受火时间(小时)											
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
20	942	0.89	0.75	0.66	0.58	0.52	0.47	1.00	0.99	0.97	0.95	0.90	0.89
	1884	0.93	0.83	0.76	0.71	0.67	0.65	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.92
	2826	0.94	0.85	0.79	0.74	0.71	0.68	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.96
	3768	0.95	0.87	0.82	0.77	0.73	0.71	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97
	4710	0.97	0.89	0.84	0.80	0.76	0.74	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97
	5652	0.98	0.91	0.87	0.82	0.79	0.78	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98
	6280	0.98	0.93	0.88	0.84	0.81	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99
40	942	0.88	0.73	0.63	0.55	0.49	0.44	0.99	0.97	0.94	0.92	0.90	0.89
	1884	0.92	0.80	0.73	0.67	0.64	0.61	1.00	0.99	0.97	0.96	0.92	0.90
	2826	0.93	0.83	0.76	0.70	0.66	0.64	1.00	0.99	0.98	0.98	0.95	0.94
	3768	0.94	0.85	0.78	0.73	0.69	0.67	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.95
	4710	0.95	0.87	0.80	0.75	0.72	0.70	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.96
	5652	0.96	0.89	0.83	0.78	0.75	0.73	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97
	6280	0.97	0.90	0.84	0.80	0.76	0.75	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98
60	942	0.87	0.71	0.60	0.52	0.46	0.41	0.98	0.95	0.90	0.90	0.81	0.80
	1884	0.90	0.78	0.69	0.64	0.60	0.58	0.99	0.97	0.95	0.94	0.88	0.87
	2826	0.92	0.80	0.72	0.66	0.62	0.60	0.99	0.98	0.97	0.96	0.92	0.90
	3768	0.93	0.82	0.74	0.69	0.65	0.63	1.00	0.99	0.98	0.98	0.95	0.93
	4710	0.94	0.84	0.77	0.71	0.67	0.66	1.00	0.99	1.00	0.98	0.99	0.96
	5652	0.95	0.86	0.79	0.74	0.70	0.68	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97
	6280	0.96	0.87	0.80	0.75	0.72	0.70	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98

	942	0.87	0.70	0.58	0.48	0.41	0.35	0.97	0.95	0.90	0.91	0.83	0.80	0.98	0.98	0.95
80	1884	0.90	0.77	0.67	0.59	0.53	0.49	0.99	0.97	0.95	0.95	0.88	0.86	0.99	0.98	0.97
	2826	0.92	0.79	0.69	0.62	0.56	0.51	0.99	0.98	0.97	0.97	0.92	0.90	1.00	0.99	0.98
	3768	0.93	0.81	0.71	0.64	0.58	0.53	1.00	0.99	0.98	0.98	0.95	0.92	1.00	0.99	0.99
	4710	0.94	0.82	0.74	0.66	0.60	0.55	1.00	0.99	0.98	0.98	0.96	0.94	1.00	1.00	0.99
	5652	0.95	0.84	0.76	0.68	0.62	0.58	1.00	0.99	0.99	0.99	0.96	0.95	1.00	1.00	0.99
	6280	0.96	0.86	0.77	0.70	0.64	0.59	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.96	1.00	1.00	1.00

(续表 D-1)

λ	C (mm)	保护层厚度(mm)														
		10			15				20							
		受火时间(小时)														
		2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
20	942	0.99	0.98	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99
	1884	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	2826	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	3768	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	4710	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	5652	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40	6280	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	942	0.96	0.95	0.94	1.00	0.99	0.98	0.99	0.97	0.96	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97
	1884	0.99	0.97	0.96	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98
	2826	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99
	3768	1.00	0.99	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	4710	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60	5652	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	6280	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	942	0.94	0.91	0.90	0.99	0.98	0.97	0.98	0.94	0.93	0.99	0.98	0.98	0.98	0.96	0.95
	1884	0.98	0.95	0.94	1.00	0.99	0.98	0.99	0.97	0.96	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.96
	2826	0.97	0.97	0.96	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97
	3768	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98
80	4710	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99
	5652	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99
	6280	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99

注：本表只适用于厚涂型钢结构防火涂料，对于中间值可用插值法求得。

表 D-2 火灾后矩形钢管混凝土柱剩余承载力系数

λ	C (mm)	保护层厚度(mm)														
		0					5									
		受火时间(小时)														
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5
20	1200	0.91	0.72	0.62	0.53	0.47	0.43	1.00	0.99	0.95	0.95	0.82	0.80	1.00	1.00	0.99
	2400	0.95	0.79	0.72	0.66	0.61	0.59	1.00	0.99	0.99	0.97	0.93	0.91	1.00	1.00	1.00
	3600	0.96	0.81	0.74	0.68	0.64	0.62	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.96	1.00	1.00	1.00
	4800	0.97	0.83	0.76	0.71	0.67	0.65	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	1.00
	6000	0.98	0.85	0.79	0.73	0.70	0.68	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	1.00	1.00	1.00
	7200	0.99	0.87	0.81	0.76	0.72	0.71	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	1.00
	8000	1.00	0.89	0.83	0.78	0.74	0.72	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00
	1200	0.89	0.70	0.59	0.51	0.44	0.40	0.99	0.97	0.91	0.92	0.80	0.78	0.99	0.99	0.96
40	2400	0.93	0.77	0.68	0.62	0.58	0.56	0.99	0.99	0.97	0.96	0.90	0.88	1.00	0.99	0.99
	3600	0.95	0.79	0.71	0.65	0.61	0.59	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	1.00	1.00	0.99
	4800	0.96	0.81	0.73	0.67	0.63	0.61	1.00	1.00	0.99	0.99	0.96	0.94	1.00	1.00	0.99
	6000	0.97	0.83	0.75	0.69	0.66	0.64	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.95	1.00	1.00	0.99
	7200	0.98	0.85	0.78	0.72	0.68	0.66	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.96	1.00	1.00	1.00
	8000	0.99	0.86	0.79	0.73	0.70	0.68	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	1.00	1.00	1.00
	1200	0.88	0.67	0.56	0.48	0.42	0.38	0.97	0.95	0.87	0.85	0.74	0.76	0.98	0.97	0.94
	2400	0.92	0.74	0.65	0.59	0.54	0.52	0.99	0.97	0.94	0.92	0.86	0.82	0.99	0.98	0.97
60	3600	0.93	0.76	0.67	0.61	0.57	0.55	0.99	0.98	0.97	0.96	0.91	0.90	0.99	0.99	0.98
	4800	0.94	0.78	0.70	0.63	0.59	0.57	0.99	0.99	0.97	0.98	0.94	0.92	0.99	0.99	0.99
	6000	0.96	0.80	0.72	0.66	0.62	0.60	0.99	0.99	0.98	0.98	0.96	0.94	1.00	1.00	0.99
	7200	0.97	0.82	0.74	0.68	0.64	0.62	0.99	0.99	0.99	0.99	0.97	0.96	1.00	1.00	0.99
	8000	0.97	0.83	0.75	0.69	0.65	0.64	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	1.00
	1200	0.88	0.66	0.54	0.44	0.37	0.32	0.97	0.95	0.88	0.84	0.74	0.73	0.98	0.98	0.94
	2400	0.92	0.73	0.63	0.55	0.48	0.44	0.99	0.97	0.95	0.93	0.87	0.81	0.99	0.98	0.97
	3600	0.93	0.75	0.65	0.57	0.51	0.46	0.99	0.98	0.97	0.95	0.92	0.88	0.99	0.99	0.98
80	4800	0.94	0.77	0.67	0.59	0.53	0.48	0.99	0.99	0.97	0.95	0.94	0.90	0.99	0.99	0.99
	6000	0.96	0.79	0.69	0.61	0.55	0.50	0.99	0.99	0.98	0.96	0.95	0.92	1.00	1.00	0.99
	7200	0.97	0.81	0.71	0.63	0.57	0.52	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	1.00	1.00	0.99
	8000	0.97	0.82	0.73	0.65	0.58	0.54	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	1.00	1.00	1.00

(续表 D-2)

λ	C (mm)	保护层厚度(mm)														
		10			15			20			受火时间(小时)					
		2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
20	1200	0.96	0.95	0.94	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	2400	1.00	0.99	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	3600	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	4800	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	6000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	7200	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	8000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1200	0.98	0.90	0.89	0.99	0.99	0.98	0.97	0.95	0.93	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
40	2400	0.99	0.97	0.96	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.96
	3600	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	0.99	0.98	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98
	4800	1.00	0.99	0.98	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99
	6000	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99
	7200	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	8000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1200	0.92	0.86	0.85	0.99	0.98	0.95	0.94	0.91	0.90	0.99	0.98	0.97	0.96	0.93	0.92
	2400	0.96	0.94	0.92	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.93
60	3600	0.97	0.96	0.94	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	1.00	1.00	0.99	0.98	0.98	0.96
	4800	0.98	0.97	0.96	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98
	6000	0.99	0.98	0.96	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99
	7200	0.99	0.98	0.97	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99
	8000	1.00	0.99	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99
	1200	0.93	0.87	0.86	0.99	0.98	0.96	0.95	0.92	0.90	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.91
	2400	0.96	0.95	0.92	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94
	3600	0.97	0.97	0.96	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.96	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.96
80	4800	0.99	0.98	0.97	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98
	6000	0.99	0.98	0.98	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99
	7200	0.99	0.98	0.98	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99
	8000	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

注：本表只适用于厚涂型钢结构防火涂料，对于中间值可用插值法求得。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况均应这样做的用词：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中必须按指定的标准、规范或其它有关规定执行的，其用语是“应按……规定确定”或“应符合……规定”；非必须按照所指定的标准、规范或规定执行的，其用语是“参照...”

本规程引用标准名录

本规程参考和引用了下列标准：

- GB5313 《厚度方向性能钢板》
GB14907 《钢结构防火涂料》
GB50009 《建筑结构荷载规范》
GB50010 《混凝土结构设计规范》
GB50011 《建筑抗震设计规范》
GB50016 《建筑设计防火规范》
GB50017 《钢结构设计规范》
GB50018 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》
GB50045 《高层民用建筑设计防火规范》
GB50068 《建筑结构可靠度设计统一标准》
GB50204 《混凝土工程施工质量验收规范》
GB50205 《钢结构工程施工质量验收规范》
GB50300 《建筑工程施工质量验收统一标准》
GBJ107 《混凝土强度检验评定标准》
GB/T700 《碳素结构钢》
GB/T985 《气焊、手工电弧焊及气体保护焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》
GB/T986 《埋弧焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》
GB/T1591 《低合金高强度结构钢》
GB/T8923 《涂料前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》
GB/T9978 《建筑构件耐火试验方法》
GB/T50083 《建筑结构设计术语和符号标准》
JGJ3 《高层建筑混凝土结构技术规程》
JGJ81 《建筑钢结构焊接技术规程》
JGJ99 《高层民用建筑钢结构技术规程》
JCJ01 《钢管混凝土结构设计与施工规程》
CECS24 《钢结构防火涂料应用技术规范》
CECS28 《钢管混凝土结构设计与施工规程》

- CECS159 《矩形钢管混凝土结构技术规程》
CECS200 《建筑钢结构防火设计规范》
CECS230 《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》
DL/T 5085 《钢-混凝土组合结构设计规程》
DBJ13-51-2003 《钢管混凝土结构技术规程》
DBJ13-61-2004 《钢-混凝土混合结构技术规程》
DB36/J001-2007 《钢管混凝土结构技术规程》

甘肃省工程建设标准

钢管混凝土结构技术规程

DB62/T25-3041-2009

条文说明

目 次

1 总则	(1)
2 术语和符号	(2)
3 材料	(3)
4 基本设计规定	(5)
5 构件承载力计算	(11)
6 结构体系与计算	(14)
7 节点和连接	(29)
8 抗火设计	(34)
9 施工与验收	(38)
附录 D 火灾后钢管混凝土柱剩余承载力计算.....	(40)

1 总则

1.0.1 本条说明了编程本规程的目的。

1.0.2 本条给出了本规程的适用范围。我省地理位置狭长，多数建筑场地位于抗震设防高烈度区，使用钢管混凝土结构具有更好的适用性。

1.0.3 钢管混凝土构件由于截面形状的不同，其力学性能和设计方法不同。本条限定了本规程中钢管混凝土构件的截面形状。另外，国外有在钢管混凝土中配置钢筋的做法，而本规程中的设计方法仅限钢管中填充素混凝土的情况。

1.0.4 本条文规定了本规程的设计原则。

1.0.5 本条文给出了本规程中符号、计量单位和技术术语的规定依据。

1.0.6 钢管混凝土结构作为一种组合结构形式，其设计和施工除满足本规程外，尚应依据其他相应国家或行业标准等进行。

1.0.7 在特殊环境下的钢管混凝土结构应进行专门研究。本规程中的钢管混凝土仅适用于一般使用环境中的建筑工程。另外，对于有特殊要求的结构，也应进行专门研究，且符合相应的专门规范。

2 术语和符号

(本章无条文说明)

3 材料

3.1 钢材

3.1.1 钢管混凝土构件主要用作各种柱子，结合柱子要求和现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的有关规定提出了对钢材的要求。因钢管由冷弯卷制而成，所以要求冷弯 180° 的保证。

3.1.2 圆钢管混凝土结构常用螺旋焊接管和直缝焊接管，而以前者较好，因易达到焊接与母材等强度的要求。无缝钢管价格高且壁过厚，因而不宜采用。当螺旋焊接管的常用规格不能满足要求时，可采用钢板卷制成的直缝焊接钢管，应采用对接坡口焊缝，不允许采用钢板搭接的角焊缝。焊缝应达到二级质量检验标准，且和母材等强度。

3.1.3 钢结构在制造过程中，由于钢材质量和焊接构造等因素，厚板容易出现层状撕裂，这对沿厚度方向受拉的接头来说很不利。因此，需要采用厚度方向性能钢板。现行《建筑抗震设计规范》GB50011 和《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ81 中规定，厚度大于 40mm 时应采用厚度方向性能的钢板。

3.1.4 本规程中钢管混凝土结构中的钢材的力学性能设计指标和物理指标，均应按照现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的相关规定取值。本规程不再专门列出。

3.2 混凝土

3.2.1 由于钢管本身是封闭的，多余水分不能排出，因而水灰比不宜过大。采用流动性混凝土或塑性混凝土主要决定于采用的浇灌工艺。

良好的混凝土密实度是保证钢管和核心混凝土之间共同工作的重要前提。高强混凝土、自密实高性能混凝土是已应用比较成熟但尚处在发展阶段的新技术。研究结果表明，在钢管混凝土中采用自密实高性能混凝土时，只要按有关规定严格控制其质量，钢管自密实混凝土能够满足对钢管混凝土的设计要求。

3.2.2 对于目前建筑工程中常用的钢材，采用 C30 以上强度等级的混凝土比较合理。在常用含钢率情况下，Q235 钢和 Q345 钢宜配 C30~C50 或 C60 混凝土，Q390 钢和 Q420 钢宜配 C60 及以上的混凝土，且约束效应系数不宜大于 4，也不宜小于 0.3。

对钢管混凝土的理论分析和实验研究的结果都表明，由于钢管对其核心混凝土的约束作用，使混凝土材料本身性质得到改善，即强度得以提高，塑性和韧性性能大为改善。同时，由于混凝土的存在可以延缓或阻止钢管发生内凹的局部屈曲；在这种情况下，不仅钢管和混凝土材料本身的性质对钢管混凝土性能的影响很大，而且二者几何特性和物理特性参数如何“匹配”，也将对钢管混凝土构件力学性能起着非常重要的影响。研究结果表明，可以以约束效应系数作为衡量这种相互作用的基本参数。约束效应系数越大，则构件的延性越好，反之则越差。当钢管混凝土用作地震区的结构柱时，为了保证钢管混凝土构件具有良好的延性，提出此限值。

3.2.3 本规程中钢管混凝土结构中的混凝土的力学性能设计指标和物理指标，均应按照现行国家标准的相关规定取值。本规程不再专门列出。

3.2.4 本条文具体可参见韩林海著《钢管混凝土结构-理论与实践（第二版）》（科学出版社，2007）有关内容。

4 基本设计要求

4.1 一般规定

4.1.1~4.1.3 此三条规定了钢管混凝土结构的一般设计原则。

4.1.4 本条指出钢管混凝土结构的一般应用范围及截面形式的选择。当柱构件在受到较大弯矩的时候，除采用格构式柱外，其截面也可采用由内外两层钢管同心放置、并在二者的夹层中填充混凝土而形成的中空夹层钢管混凝土（参见：陶忠，于清. 新型组合结构柱-试验、理论与方法. 北京：科学出版社，2006）。

4.1.5 由于厂房框架柱多为承载力高的偏压构件，采用格构式柱，使柱肢处于轴压或小偏压状态，可以充分发挥钢管混凝土的优越性。边列和山墙柱可采用三肢柱，框架柱也可采用双肢柱。

4.1.6 钢管混凝土柱的延性和耗能性能比钢筋混凝土柱更好，在没有进行更多的专门研究之前，其抗风和抗震计算参数暂按钢筋混凝土取值应该是偏于安全的。

4.1.7 在验算施工阶段空钢管结构时，不考虑地震组合。根据施工阶段的荷载计算空钢管柱子的应力，这种初始应力对钢管混凝土柱的最终强度承载力影响不大。但由于初应力的存在会使组合性能的弹塑性阶段提前，改变弹塑性阶段的组合切线模量，从而影响构件的稳定承载力。根据几十个构件的试验结果分析和大量的理论计算，为了保证结构的安全可靠，应控制截面的平均初始压应力不应超过 $0.35f$ 。若超过该限值，则需要考虑钢管初应力对钢管构件正常使用阶段承载力的影响（参见：韩林海，尧国皇. 钢管初应力对钢管混凝土压弯构件承载力的影响研究，土木工程学报，2003, 36(4): 9-18）。

4.1.8 在永久荷载作用下，由于管内混凝土发生徐变和收缩变形，产生内力重分布现象，导致钢材和管中混凝土应力改变，二者的模量发生变化，因而使构件的临界应力下降。下降率和永久荷载的大小、约束效应系数、构件长细比和荷载偏心率有关。在工程常用范围内，根据分析结果提出长期荷载作用影响系数 k_{cr} （参见：

a) 韩林海, 刘威. 长期荷载作用对圆钢管混凝土压弯构件力学性能影响的研究. 土木工程学报, 2002, 35(2): 8-19. b) 韩林海, 陶忠, 刘威, 陈宝春. 长期荷载作用对方钢管混凝土柱承载力的影响. 中国公路学报, 2001, 14(3): 57-66. c) 韩林海, 陶忠, 刘威, 陈宝春. 长期荷载作用下方钢管混凝土轴心受压柱的变形特性. 中国公路学报, 2001, 14(2): 52-57.)。

4.2 构造要求

4.2.1 最小管径和最小壁厚的规定是为了保证混凝土浇灌质量、钢管焊接质量以及构件受力性能而确定的。研究结果表明, 钢管混凝土管壁的稳定性, 由于存在内填混凝土而有所提高, 钢管的外直径或最大外边长与壁厚之比不得大于无混凝土时相应限值的 1.5 倍。对于格构式柱, 缀材采用的钢管不灌混凝土。

在有可靠依据的情况下, 实际结构也可根据实际需要适当采用薄壁钢管。但当管壁进一步趋于减薄, 此时钢材的材料强度将不能充分发挥, 且构件延性下降。为此, 可采用抵消这种影响的一些构造措施, 如采用约束拉杆、角部隅撑和设置纵向加劲肋等 (参见: 陶忠, 于清. 新型组合结构柱-试验、理论与方法. 北京: 科学出版社, 2006)。

4.2.2 为了保证矩形钢管和核心混凝土之间有效的共同工作, 根据目前有关研究成果的适用范围, 提出此条件。由于目前尚缺少研究成果, 对于栓钉、加劲肋的计算还不能提供详细的计算方法。

4.2.3 根据已有的工程经验, 钢管混凝土构件的容许长细比按现行《钢结构设计规范》GB50017 对有关钢构件的有关规定确定是可行的。

4.3 设计指标

4.3.1 采用数值分析方法可以计算获得钢管混凝土轴压时纵向压力 N 和纵向应变 ε 间的关系曲线。这是代表整个钢管混凝土整体的荷载—应变关系, 将轴向荷载 N 除以全截面面积 A_{sc} [对于圆钢管混凝土: $A_{sc} = \pi r_0^2$ (r_0 是钢管外半径); 对于矩形钢管混凝土:

$A_{sc}=B \cdot D$], 即得截面上的名义应力 $\bar{\sigma}=N/A_{sc}$, 此关系也就是钢管混凝土组合应力-应变关系。

经与大量实测曲线比较, 吻合程度很好。

此荷载-应变关系的各阶段都获得了数学表达式。由此得到了弹性阶段的组合弹性模量 E_{sc} 、弹塑性阶段的组合切线模量 E_{sct} 和强化阶段的组合强化模量 E_{sch} 。定义由弹塑性阶段转入强化阶段的点为组合强度标准值 f_{scy} , f_{scy} 的表达式如下:

1 对于圆钢管混凝土:

$$f_{scy} = (1.14 + 1.02\zeta) \cdot f_{ck} \quad (4.3.1-3)$$

2 对于矩形钢管混凝土:

$$f_{scy} = (1.18 + 0.85\zeta) \cdot f_{ck} \quad (4.3.1-4)$$

引入钢材和混凝土的材料分项系数后, 即得钢管混凝土轴心受压强度设计值 f_{sc} (N/mm^2) 的计算公式。

规程给出的 f_{sc} 计算公式是按第一组钢材得出的。当采用第二、三组钢材时, 由于钢材的屈服点与第一组钢材的不同, 故应对第一组钢材计算获得的 f_{sc} 值进行修正。为了简化设计工作, 修正系数偏安全地取定值。本规程中的钢材分组分别对应于《钢结构设计规范》GB50017 中强度指标规定中的按钢材厚度分组中第一至第三部分厚度分组。

在采用 f_{sc} 为设计钢管混凝土构件的强度指标时, 对轴心受压构件的强度进行了可靠性分析。

在收集和整理了近千个试件的试验结果, 按不同钢号、混凝土强度等级、含钢率和荷载比的情况进行分析和计算以后表明, 采用本规定的计算方法所确定的钢管混凝土基本构件的抗力满足现行《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 中规定对延性破坏构件的可靠性要求。

钢管混凝土构件处于温度变化的环境中时, 其组合强度将受温度变化的影响。当温度升高时, 钢材和混凝土的强度和弹性模量都随温度的升高而下降, 通过试验和分析可得到强度的下降

率。当温度下降时，构件承载力将有所提高，设计时可不考虑其影响。

根据哈尔滨工业大学的研究成果，并考虑到构件设计时，温度对承载力的影响按附加组合计算，其组合强度设计值可提高10%。温度对构件承载力影响的折减系数 k_t 按以下规定取值：

80℃时， $k_t = 0.97$ ；100℃时， $k_t = 0.92$ ；150℃时， $k_t = 0.85$ ；中间值可采用插入法求得。当温度超过150℃时，对强度影响过大，应采取隔热防护措施。

本规程条文中并未列入考虑环境温度影响的计算，遇此情况，可参考上列数据考虑。温度影响计算一律以+20℃为基准。

4.3.2 从钢管混凝土轴压应力-应变关系曲线可导出组合轴压弹性模量、切线模量和强化模量，公式如下：

1 组合弹性模量：

$$E_{sc} = f_{scp}/\varepsilon_{scp} \quad (4.3.2-1)$$

1) 对圆钢管混凝土：

$$\text{比例极限: } f_{scp} = [0.192(f_y/235) + 0.488]f_{scy} \quad (4.3.2-2)$$

$$\text{比例极限应变: } \varepsilon_{scp} = 3.25 \times 10^{-6} f_y \quad (4.3.2-3)$$

2) 对矩形钢管混凝土：

比例极限：

$$f_{scp} = [0.263(f_y/235) + 0.365(20/f_{ck}) + 0.104]f_{scy} \quad (4.3.2-4)$$

比例极限应变：

$$\varepsilon_{scp} = 3.01 \times 10^{-6} f_y \quad (4.3.2-5)$$

2 切线模量：

$$E_{sct} = \frac{(A_1 f_{scy} - B_1 \bar{\sigma}) \bar{\sigma}}{(f_{scy} - f_{scp}) f_{scp}} E_{sc} \quad (4.3.2-6)$$

式中： $A_1 = 1 - \frac{E_{sch}}{E_{sc}} \left(\frac{f_{scp}}{f_{scy}}\right)^2$ ； $B_1 = 1 - \frac{E_{sch}}{E_{sc}} \left(\frac{f_{scp}}{f_{scy}}\right)$ ；

平均应力: $\bar{\sigma} = N / A_{sc}$

3 强化阶段模量:

对于圆钢管混凝土:

$$E_{sch} = 420\xi + 550 \quad (4.3.2-7)$$

对于矩形钢管混凝土:

$$E_{sch} = 220\xi + 450 \quad (4.3.2-8)$$

4.3.3 钢管混凝土框架柱的抗弯刚度, 目前国内外各规程的规定不尽相同。考虑到构件受弯时混凝土开裂的可能, 对混凝土部分的抗弯刚度宜适当折减。研究结果还表明, 圆形钢管对其核心混凝土的约束效果要优于矩形钢管, 对其混凝土部分的抗弯刚度的折减可略小。

4.3.4 采用数值分析方法可以计算获得钢管混凝土受纯剪切时的名义剪应力 ($\tau = T / W_{sct}$ 或 V / A_{sc}) 和剪应变 (γ) 间的关系曲线, 此为钢管混凝土的组合应力-应变关系。

基于理论分析和实验研究, 可确定出钢管混凝土组合抗剪强度标准值 τ_{scy} 的计算公式如下:

1 对于圆钢管混凝土:

$$\tau_{scy} = (0.422 + 0.313\alpha_s^{2.33}) \cdot \xi^{0.134} \cdot f_{scy} \quad (4.3.4-3)$$

2 对于矩形钢管混凝土:

$$\tau_{scy} = (0.455 + 0.313\alpha_s^{2.33}) \cdot \xi^{0.25} \cdot f_{scy} \quad (4.3.4-4)$$

4.3.5 从钢管混凝土名义剪应力 ($\tau = T / W_{sct}$ 或 V / A_{sc}) 和剪应变 (γ) 关系曲线可推导出钢管混凝土组合弹性剪切弹性模量 G_{sc} 的计算公式如下:

$$G_{sc} = \frac{\tau_{scp}}{\gamma_{scp}} \quad (4.3.5-2)$$

式中: τ_{scp} 和 γ_{scp} 分别为名义抗剪比例极限及其对应的剪应变

$$\tau_{scp} = \left\{ [0.149 \frac{f_y}{235}] + 0.324 - [0.842 \frac{f_y}{235}]^2 - 1.775 \frac{f_y}{235} + 0.933 \alpha_s^{0.933} \right\} \cdot \left(\frac{30}{f_{cu}} \right)^{0.032} \cdot \tau_{scy} \quad (4.3.5-3)$$

$$\gamma_{scp} = 0.595 \frac{f_y}{E_s} + \frac{0.07(f_{cu} - 30)}{E_c} \quad (4.3.5-4)$$

5 构件承载力计算

5.1 一般规定

5.1.1 本节规定的钢管混凝土构件的设计和计算无论从理论推导还是实验分析，都是建立在静力荷载或非直接承受荷载作用的基础上的。对钢管混凝土的抗震验算可参考现行《建筑抗震设计规范》GB50011 对钢结构的有关规定进行。

5.2 轴心受力构件承载力计算

5.2.1 轴心受力构件的计算

1 轴心受压构件

考虑初始弯曲 $L_0/1000$ ，按偏心受压构件的方法计算钢管混凝土构件轴心受压时的临界应力 $\bar{\sigma}_{cr}$ ，与大量试验结果吻合良好。这样，就得到了稳定系数 $\varphi = \bar{\sigma}_{cr} / f_{scy}$ 。经回归分析， φ 值可按公式(5.2.1-2)计算。

2 轴心受拉构件

钢管混凝土轴心受拉时，钢管径向将发生收缩，但受到管内混凝土的阻碍，因而钢管处于纵向和环向受拉、径向受压的复杂应力状态，由于径向压力不大，简化为双向受拉工作。管内混凝土由于纵向开裂而处于双向受压应力状态。

和轴心受压时分析类似，通过数值分析得到钢管混凝土轴心受拉时，名义平均拉应力和纵向拉应变的关系曲线。以关系曲线转入塑性阶段时的应力为钢管混凝土抗拉组合强度标准值 f_{scy}^t 。为简化计算，可按下式计算：

$$f_{scy}^t = \frac{(1.121\alpha_s - 0.167\alpha_s^2)}{1 + \alpha_s} f_y \quad (5.2.1-1)$$

抗拉承载力： $N_t = f_{scy}^t A_{sc} = (1.121 - 0.167\alpha_s) f_y A_s$ ，当 α_s 为

0.04~0.20 时; $(1.121 - 0.167\alpha_s)$ 为 1.114~1.086。可近似取为 1.1, 则 $N_t = 1.1 f_y A_s$, 写成设计公式: $N \leq 1.1 f A_s$ 。式中: f 和 A_s 分别是钢材的抗拉强度设计值和钢管的截面面积。

5.2.2 格构式轴心受压构件临界状态时, 缀材的变形不能忽略。尤其是采用平腹杆格构式钢管混凝土轴心受压构件, 平腹杆的刚度远比柱肢刚度小。因而计入缀材剪切变形的影响, 推导了构件的换算长细比(参见钟善桐著《钢管混凝土结构》, 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994)。公式中直接采用柱肢的钢管面积, 方便了设计。同时还提供了三肢柱和四肢柱当截面不对称时的计算公式。对于格构式构件的柱肢, 目前工程中一般都采用圆钢管混凝土的形式。

5.2.3, 5.2.4 格构式轴心受压构件保证单肢稳定的规定及假想剪力的计算是直接采用现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的规定列入的。

5.3 受弯、压弯和拉弯构件承载力计算

5.3.1 和 5.3.2 对于单向受弯构件考虑截面的塑性发展, 对于双向受弯构件考虑两个方向弯矩之间的相互作用。

5.3.3~5.3.5 通过数值计算分析, 计算得到了轴力、弯矩(N, M)共同作用下的 $N/N_u - M/M_u$ 相关曲面。在 $N/N_u - M/M_u$ 的相关关系中有平衡点, 位于 $N / (f_{scy} A_{sc}) = 2\phi^3 \eta_0$ 处, 导出压弯荷载共同作用下承载力的验算公式(5.3.4-1)~(5.3.4-2)。当 $\lambda=0$ 时, $\phi=1$, 且不计及附加挠度影响系数, 对于圆钢管混凝土为 $1/(1-0.4N/N_E)$, 对于矩形钢管混凝土为 $1/(1-0.25N/N_E)$, 则分别得到强度验算公式(5.3.3-1)和(5.3.3-2)。

由于矩形钢管混凝土压弯构件在两个主轴方向的长细比不一定相同, 因此有必要进行弯矩作用平面外的稳定计算。目前弯矩作用平面外失稳尚缺乏充足的实验资料, 有待今后继续研究。

5.3.6 对于矩形钢管混凝土双向压弯构件考虑轴力和两个方向弯矩之间的相互作用，将单轴压弯构件承载力验算公式加以推广可得到其承载力验算公式。

5.3.7 相关公式考虑了截面塑性发展，当不考虑塑性发展时，结果可直接用于格构式柱，即公式(5.3.7)。

5.4 复合受剪和受扭构件的承载力计算

5.4.1~5.4.5 采用有限元法建立了钢管混凝土构件在压、弯、扭、剪及其复合受力状态下力学性能的分析模型。对纯扭、横向受剪、压扭、弯扭、压弯扭、压弯剪和压弯扭剪构件的荷载-变形关系曲线进行了全过程分析，研究了各阶段钢管和核心混凝土截面的应力状态及其相互作用，探讨了不同加载路径情况对钢管混凝土构件力学特性的影响规律。研究结果表明，加载路径对钢管混凝土构件承载力极限状态影响不大。

最终在参数分析结果的基础上推导了钢管混凝土构件在不同受力状态下的承载力实用计算方法（参见：1）韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版). 北京：科学出版社, 2007；2）尧国皇. 钢管混凝土构件在复杂受力状态下的工作机理研究. 福州：福州大学博士学位论文, 2006）

5.5 局部受压构件承载力计算

5.5.1 和 5.5.2 根据参数分析的结果，综合各参数的影响规律，在含钢率 0.04~0.2、钢材 Q235~Q420、混凝土 C30~C80 的参数范围内，分别推导无端板和带端板钢管混凝土局压承载力折减系数 k_{LC} 的计算公式（参见：刘威, 韩林海. 钢管混凝土受轴向局压荷载时的工作机理研究. 土木工程学报, 2006, 39(6): 19-27）。

6 结构体系与计算

6.1 结构体系

6.1.1~6.1.6 参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011、《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS230 及有关混合结构的地方标准。

6.2 结构分析基本要求

6.2.1~6.2.7 参考了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011、《钢结构设计规范》GB50017、《混凝土结构设计规范》GB50010、《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS230 及有关混合结构的地方标准。

6.3 计算参数

6.3.1 对框架柱和单层工业厂房阶形柱的计算长度，由于本规程采用了组合模量，故采用现行《钢结构设计规范》GB50017 的规定。

6.3.2 钢管混凝土结构中的剪力墙或核心筒为混凝土结构，框架为钢管混凝土柱，混合结构以混凝土为主，参考现有研究成果、《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS230 及有关混合结构的地方标准，规定了本条文中的阻尼比取值。

6.3.4 刚度折减系数 γ 则是考虑缀材变形对刚度的影响和上柱的影响。

6.3.5 假设斜腹杆组合柱为理想铰接桁架，由斜腹杆组合柱和等效实腹柱的水平位移相等条件，并计入上柱对下柱刚度的影响，推导出斜腹杆的刚度折减系数。

6.3.6 对平腹杆组合柱，平腹杆一般使用空钢管，线刚度往往小于柱肢，由于其剪切变形的影响，大大降低了组合柱的抗弯刚度，所以在结构计算中，宜将组合柱视为多层框架和结构一起联解。

为简化计算并便于为基础设计提供柱脚内力，根据分析，提出平腹杆组合柱刚度折减系数计算公式。该式分母中的第三项即

为腹杆变形项，此项对 γ 的影响在15~20%左右，不容忽视。

6.3.7 斜腹杆组合柱的换算长细比是假设腹杆倾角为40°~60°，按格构柱抗弯刚度折减值得得的，所以实际构件的腹杆角度亦应限定在这个范围内。平腹杆柱的构造规定，是为了从构造上保证腹杆有一定的线刚度，不致使格构式柱的抗弯刚度低得太多，在换算长细比的推导过程中，作了条文中规定的限制。

6.3.8 参照现行《钢结构设计规范》GB50017的有关规定。

6.3.9 由于单肢柱框架的顶层柱和排架阶形柱的上柱，往往垂直力较小而偏心距大，采用组合截面较合理，也便于施工。

6.3.10 根据哈尔滨工业大学和中建三局科研所合作进行的焊接对钢管混凝土结构轴心受压构件工作性能影响的实验研究（参见钟善桐著《钢管混凝土结构》，哈尔滨：黑龙江科学技术出版社，1994），后施焊会造成核心混凝土强度指标下降，但对构件承载力的降低不超过2.5%；由焊接造成柱挠曲产生的偏心很小，可忽略其对偏心承载力的影响。在设计荷载下施焊，柱刚度变化也很小，对结构的工作性能无明显影响。但应注意不宜在同一构件上多点同时施焊，且焊接电流不宜过大。

6.3.11 当在管壁上支承重量较大的支、吊架时，采用加强环是为了有效地把荷载均匀地传给柱身。

6.4 抗震计算

6.4.1 构件的恢复力模型是进行结构弹塑性动力时程分析的基础。恢复力模型一般可在实验研究的基础上获得，或通过对实验结果的理论模拟并进行一定程度的简化，得到实用的简化恢复力模型，如6.4.2条所示。

6.4.2 钢管混凝土柱的弯矩-曲率和荷载-位移恢复力模型可参见《钢管混凝土结构-理论与实践(第二版)》（韩林海著，北京：科学出版社，2007）。

1 圆钢管混凝土弯矩-曲率滞回模型

在如下参数范围内，即 $n=0.0-0.8$ ， $\alpha=0.03-0.2$ ， $f_y=200-500\text{N/mm}^2$ ， $f_{cu}=30-90\text{N/mm}^2$ ，圆钢管混凝土构件的 $M-\phi$ 滞回模型可采用图6.4.2-1所示的三线型模型，模型中有五个参

数需要确定：弹性阶段刚度(K_e)，屈服弯矩(M_y)，A点对应的弯矩(M_s)，屈服曲率(ϕ_y)和第三段刚度(K_p)，各参数的计算方法如下：

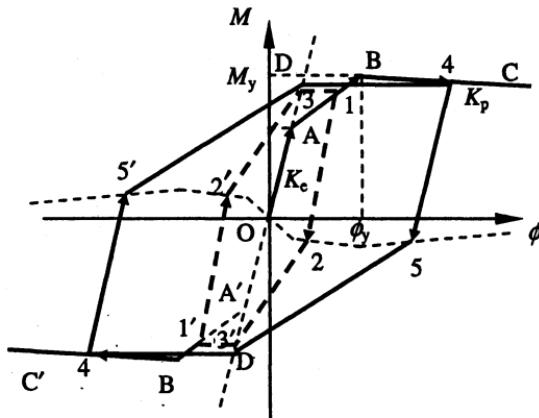


图 6.4.2-1 圆钢管混凝土 $M-\phi$ 滞回模型

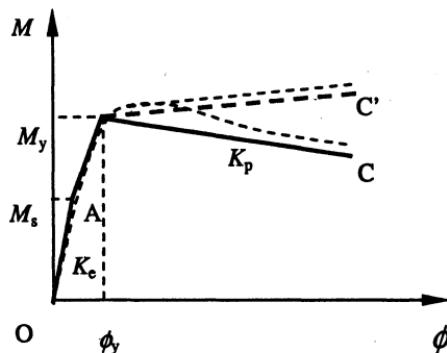


图 6.4.2-2 圆钢管混凝土屈服弯矩定义

1) 弹性段刚度(K_e)

弹性段刚度 K_e 可近似采用 EC4(2004)建议的公式，即

$$K_e = E_s \cdot I_s + 0.6 E_t \cdot I_c$$

2) 屈服弯矩(M_y)

圆钢管混凝土 $M-\phi$ 关系曲线的特点是：当轴压比较小时，曲线有强化现象，而在其他情况下，曲线可能出现下降段，此时其 M_y 的取值即为峰值点处的弯矩值，如图 6.4.2-2 所示。圆钢管混凝土构件 $M-\phi$ 关系曲线上的屈服弯矩主要与含钢率 (α)、混凝土强度 (f_{cu}) 和轴压比 (n) 有关，表达式如下：

$$M_y = \frac{A_1 \cdot c + B_1}{(A_1 + B_1) \cdot (p \cdot n + q)} \cdot M_{yu} \quad (6.4.2-1)$$

式中， $A_1 = \begin{cases} -0.137 & (b \leq 1) \\ 0.118 \cdot b - 0.255 & (b > 1) \end{cases}$ ；

$$B_1 = \begin{cases} -0.468 \cdot b^2 + 0.8 \cdot b + 0.874 & (b \leq 1) \\ 1.306 - 0.1 \cdot b & (b > 1) \end{cases}$$

$$p = \begin{cases} 0.566 - 0.789 \cdot b & (b \leq 1) \\ -0.11 \cdot b - 0.113 & (b > 1) \end{cases}$$

$$q = \begin{cases} 1.195 - 0.34 \cdot b & (b \leq 0.5) \\ 1.025 & (b > 0.5) \end{cases}$$

$b = \alpha/0.1$; $c = f_{cu}/60$, f_{cu} 需以 N/mm² 为单位代入; M_{yu} 为圆钢管混凝土构件的极限弯矩。

3) A 点对应的弯矩(M_s)

A 点对应的弯矩 M_s 的表达式如下：

$$M_s = 0.6M_y \quad (6.4.2-2)$$

4) 曲率(ϕ_y)

屈服弯矩(M_y)对应的曲率(ϕ_y)主要与 f_{cu} 和 n 有关，计算公式如下：

$$\phi_y = 0.0135 \cdot (c+1) \cdot (1.51-n) \quad (6.4.2-3)$$

5) 第三段刚度(K_p)

计算结果表明，圆钢管混凝土压弯构件弯矩-曲率关系曲线的第三段刚度 K_p 分为大于零（正刚度）和小于零（负刚度）两种情况。参数分析结果表明，影响 K_p 的主要参数包括约束效应系数 (ξ)、轴压比 (n) 和混凝土强度 (f_{cu})。通过对数值结果的回归分析， K_p 的表达式如下：

$$K_p = \alpha_{do} \cdot K_e \quad (6.4.2-4)$$

式中, $\alpha_{do} = \alpha_d / 1000$, 系数 α_d 的确定方法如下:

当约束效应系数 $\xi > 1.1$ 时:

$$\alpha_d = \begin{cases} 2.2 \cdot \xi + 7.9 & (n \leq 0.4) \\ (7.7 \cdot \xi + 11.9) \cdot n - 0.88 \cdot \xi + 3.14 & (n > 0.4) \end{cases} \quad (6.4.2-5a)$$

当约束效应系数 $\xi \leq 1.1$ 时:

$$\alpha_d = \begin{cases} A \cdot n + B & (n \leq n_o) \\ C \cdot n + D & (n > n_o) \end{cases} \quad (6.4.2-5b)$$

其中, $n_o = (0.245 \cdot \xi + 0.203) \cdot c^{-0.513}$;

$$A = 12.8 \cdot c \cdot (\ln \xi - 1) + 5.4 \cdot \ln \xi - 11.5;$$

$$B = c \cdot (0.6 - 1.1 \cdot \ln \xi) - 0.7 \cdot \ln \xi + 10.3;$$

$$C = (68.5 \cdot \ln \xi - 32.6) \cdot \ln c + 46.8 \cdot \xi - 67.3;$$

$$D = 7.8 \cdot \xi^{-0.8078} \cdot \ln c - 10.2 \cdot \xi + 20.$$

6) 模型软化段

图 6.4.2-1 所示的 $M - \phi$ 模型中, 当从 1 点或 4 点卸载时, 卸载线将按弹性刚度 K_e 进行卸载, 并反向加载至 2 点或 5 点, 2 点和 5 点纵坐标荷载值分别取 1 点和 4 点纵坐标弯矩值 0.2 倍; 继续反向加载, 模型进入软化段 2'3' 或 5'D', 点 3' 和 D' 均在 OA 线的延长线上, 其纵坐标值分别与 1(或 3) 点和 4(或 D) 点相同。随后, 加载路径沿 3'1'2'3 或 D'4'5'D 进行, 软化段 2'3 和 5'D 的确定办法分别与 23' 和 5D' 类似。

2 矩形钢管混凝土弯矩-曲率滞回模型

对于矩形钢管混凝土构件的弯矩-曲率滞回模型, 经对大量计算结果的分析, 发现在如下参数范围内, 即 $n=0-0.8$, $\alpha=0.03-0.2$, $f_y=200-500N/mm^2$, $f_{cu}=30-90N/mm^2$, $\beta=1-2$, 模型可简化为图 6.4.2-3 所示。此模型有四个参数需要确定: 弹性阶段的刚度(K_e),

屈服弯矩(M_y)、B点对应的弯矩(M_B)和曲率(ϕ_B)。

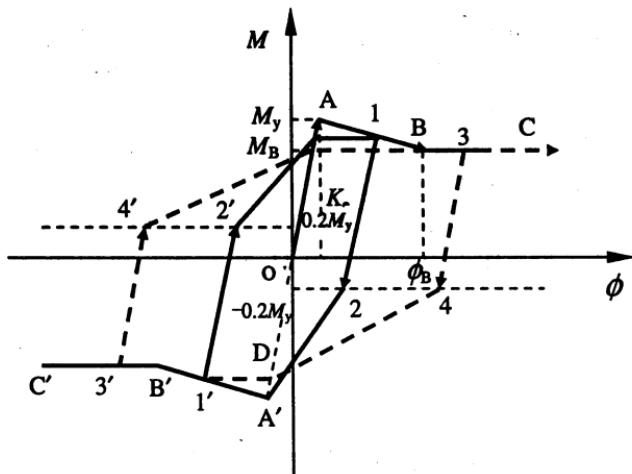


图 6.4.2-3 矩形钢管混凝土 $M-\phi$ 滞回模型

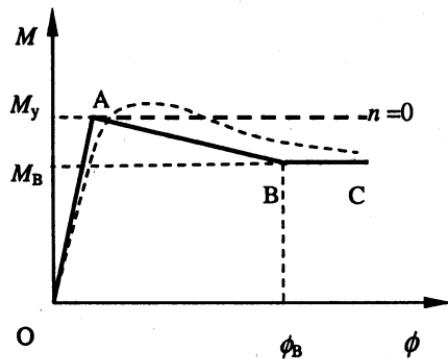


图 6.4.2-4 矩形钢管混凝土屈服弯矩定义

1) 弹性段刚度(K_e)

弹性段刚度 K_e 可近似采用 AIJ(1997)建议的公式，即

$$K_e = E_s \cdot I_s + 0.2E_c \cdot I_c.$$

2) A点屈服弯矩(M_y)

对于矩形钢管混凝土压弯构件，其弯矩-曲率关系曲线仅在轴压比较小的情况下才有较明显的强化现象，通常情况下，曲线上都存在着下降段，此时其 M_{yu} 的取值即为峰值点处的弯矩值，如图 6.4.2-4 所示。矩形钢管混凝土屈服弯矩 M_y 可表示为

$$M_y = M_{yu} \quad (6.4.2-6)$$

式中， M_{yu} 为矩形钢管混凝土受弯构件极限弯矩。

3) B 点弯矩、曲率(M_B , ϕ_B)

通过对矩形钢管混凝土往复荷载作用下弯矩-曲率关系骨架曲线的计算，发现 B 点对应的弯矩 M_B 和曲率 ϕ_B 可用如下表达式计算：

$$M_B = M_y \cdot (1 - n)^{k_0} \quad (6.4.2-7)$$

$$\phi_B = 20 \cdot \phi_e \cdot (2 - n) \quad (6.4.2-8)$$

式中， $k_0 = (\xi + 0.4)^{-2}$ ，绕强轴 x-x 弯曲时，

$\phi_e = 0.544 \cdot f_y / (E_s \cdot D)$ ；绕弱轴 y-y 弯曲时，

$\phi_e = 0.544 \cdot f_y / (E_s \cdot B)$ 。

由式(6.4.2-7)可以看出，当轴压比 n 为 0 时，模型中 B 点弯矩取值 M_B 和屈服弯矩 M_y 相等，此时骨架曲线将不存在下降段，如图 6.4.2-4 所示；同时还可以看出，随着轴压比的增大和约束效应系数的减小， M_B 的取值趋于减小，模型下降段的下降幅度趋于明显。

4) 模型软化段

在矩形钢管混凝土弯矩-曲率滞回模型中，当从图 6.4.2-3 中的 1 点或 3 点卸载时，卸载线将按弹性刚度 K_e 进行卸载，并反向加载至 2 点或 4 点，2 点和 4 点纵坐标弯矩值取 $-0.2M_y$ 。继续反向加载，模型进入软化段，如果从 2 点进行加卸载历程上首次反向加载，模型沿 $2A'$ 进行反向加载。继续反向加载，加载路径沿骨架线 $A'B'C$ 进行；如果加卸载过程中上次反方向加载超过 A' 点，达到 $1'$ 点，其弯矩值为 M_1 ，则模型从 4 点沿直线 $4D$ 进行， D 点为 OA 直线上弯矩值和 M_1 相等的点，然后沿水平线 $D1'$ 点达到骨架线上 $1'$ 点，再沿骨架线继续反向加载。当模型反向加载再

正向卸载并加载时，模型的加卸载准则和正向加载的情况类似。

3 圆钢管混凝土荷载-位移滞回模型

经对大量计算结果的分析，发现在如下参数范围，即 $n=0.0-0.8$, $\alpha=0.03-0.2$, $\lambda=10-80$, $f_y=200-500\text{N/mm}^2$, $f_{cu}=30-90\text{N/mm}^2$, $\zeta=0.2-4$ ，圆钢管混凝土构件的荷载-位移滞回模型可采用图 6.4.2-5 所示的三线型模型，其中，A 点为骨架线弹性阶段的终点，B 点为骨架线峰值点，其水平荷载值为 P_y ，A 点的水平荷载大小取 $0.6P_y$ 。模型中尚需考虑再加载时的软化问题，模型参数包括：弹性阶段的刚度(K_a)、B 点位移(Δ_p)和最大水平荷载(P_y)以及第三段刚度(K_T)。

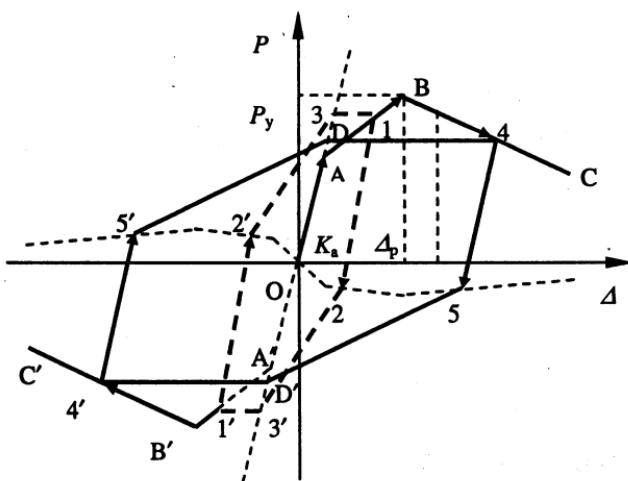


图 6.4.2-5 钢管混凝土 $P - \Delta$ 滞回模型示意图

1) 弹性刚度(K_a)

由于轴压比对压弯构件弹性阶段的刚度影响很小，所以，圆钢管混凝土压弯构件在弹性阶段的刚度可按与其相对应的纯弯构件刚度计算方法，圆钢管混凝土弹性阶段刚度 K_a 的表达式如下：

$$K_a = 3K_e / L_1^3 \quad (6.4.2-9)$$

式中, K_e 为弹性阶段刚度; $L_1=L/2$ 。

2) B 点位移(Δ_p)

计算结果表明: B 点位移(Δ_p)主要与钢材屈服极限 (f_y), 长细比 (λ) 及轴压比 (n) 有关, 具体表达式如下:

$$\Delta_p = \frac{6.74 \cdot [(\ln r)^2 - 1.08 \cdot \ln r + 3.33] \cdot f_1(n) \cdot P_y}{(8.7 - s)} \cdot \frac{P_y}{K_a} \quad (6.4.2-10)$$

式中, $s=f_y/345$, f_y 需以 N/mm² 为单位代入; $r=\lambda/40$;

$$f_1(n) = \begin{cases} 1.336 \cdot n^2 - 0.044 \cdot n + 0.804 & (0 \leq n \leq 0.5) \\ 1.126 - 0.02 \cdot n & (0.5 < n < 1) \end{cases}$$

3) 最大水平荷载(P_y)

P_y 的数值主要与轴压比 (n) 和约束效应系数 (ξ) 有关, 即

$$P_y = \begin{cases} 1.05 \cdot a \cdot M_y / L_1 & (1 < \xi \leq 4) \\ a \cdot (0.2 \cdot \xi + 0.85) \cdot M_y / L_1 & (0.2 \leq \xi \leq 1) \end{cases} \quad (6.4.2-11)$$

$$\text{式中, } a = \begin{cases} 0.96 - 0.002 \cdot \xi & (0 \leq n \leq 0.3) \\ (1.4 - 0.34 \cdot \xi) \cdot n + 0.1 \cdot \xi + 0.54 & (0.3 < n < 1) \end{cases};$$

M_y 为构件在一定轴压比 n 情况下的抗弯承载力, 可按式(5.3.3-1)确定; $L_1=L/2$ 。

4) BC 段刚度 (K_T)

BC 段段刚度 K_d 的表达式如下:

$$K_T = \frac{0.03 \cdot f_2(n) \cdot f(r, \alpha) \cdot K_a}{(c^2 - 3.39 \cdot c + 5.41)} \quad (6.4.2-12)$$

$$\text{式中, } c = f_{cu} / 60; \quad f_2(n) = \begin{cases} 3.043 \cdot n - 0.21 & (0 \leq n \leq 0.7) \\ 0.5 \cdot n + 1.57 & (0.7 < n < 1) \end{cases};$$

$$f(r, \alpha) = \begin{cases} (8 \cdot \alpha - 8.6) \cdot r + 6 \cdot \alpha + 0.9 & (r \leq 1) \\ (15 \cdot \alpha - 13.8) \cdot r + 6.1 - \alpha & (r > 1) \end{cases}$$

5) 模型软化段

在圆钢管混凝土构件荷载-位移滞回模型中，当从图 6.4.2-5 中的 1 点或 4 点卸载时，卸载线将按弹性刚度 K_a 进行卸载，并反向加载至 2 点或 5 点，2 点和 5 点纵坐标荷载值分别取 1 点和 4 点纵坐标荷载值的 0.2 倍；继续反向加载，模型进入软化段 2'3' 或 5'D'，点 3' 和 D' 均在 OA 线的延长线上，其纵坐标值分别与 1(或 3) 点和 4(或 D) 点相同。随后，加载路径沿 3'1'2'3 或 D'4'5'D 进行，软化段 2'3' 和 5'D' 的确定办法分别与 23' 和 5D' 类似。

4 矩形钢管混凝土荷载-位移滞回模型

对于矩形钢管混凝土，经对大量计算结果的分析，发现在如下参数范围内，即 $n=0-0.8$ ， $\alpha=0.03-0.2$ ， $\lambda=10-80$ ， $f_y=200-500\text{N/mm}^2$ ， $f_{cu}=30-90\text{N/mm}^2$ ， $\beta=1-2$ ， $\zeta=0.2-4$ ，可用类似于如图 6.4.2-5 所示的模型，其中 A 点为骨架线弹性阶段的终点，B 点为骨架线峰值点，其极限荷载为 P_y ，A 点的水平荷载大小取 $0.6P_y$ 。模型中尚需考虑再加载时的软化问题，模型参数包括：弹性阶段的刚度 K_a 、B 点位移 Δ_p 和极限荷载 P_y 以及下降段刚度 K_d 。

1) 弹性阶段刚度(K_a)

由于轴压比对压弯构件弹性阶段的刚度影响很小，所以，矩形钢管混凝土压弯构件在弹性阶段的刚度可按与其相对应的纯弯构件刚度计算方法，矩形钢管混凝土弹性阶段刚度 K_a 可按照式 (6.4.2-9) 计算， L 为柱计算长度。

2) 极限荷载(P_y)及其对应的位移(Δ_p)

根据对计算结果的分析，导得极限荷载 P_y 及其对应位移 Δ_p 的表达式分别如下：

$$P_y = \begin{cases} (2.5n^2 - 0.75n + 1) \cdot M_y / L_1 & 0 \leq n \leq 0.4 \\ (0.63n + 0.848) \cdot M_y / L_1 & 0.4 < n < 1 \end{cases} \quad (6.4.2-13)$$

其中， $L_1=L/2$ 。

$$\Delta_p = \frac{(1.7 + n + 0.5\zeta) \cdot P_y}{K_a} \quad (6.4.2-14)$$

3) 下降段刚度(K_T)

数值计算结果表明, 矩形钢管混凝土 P - Δ 滞回模型下降段刚度 K_T 可表示为:

$$K_T = \frac{-9.83 \cdot n^{1.2} \cdot \lambda^{0.75} \cdot f_y}{E_s \cdot \zeta} \cdot K_a \quad (6.4.2-15)$$

当构件轴压比(n)较小或约束效应系数(ζ)较大时, K_T 的绝对值较小, 图 6.4.2-5 所示曲线的 BC 段将趋于平缓。

4) 模型软化段

对于矩形钢管混凝土, 图 6.4.2-5 所示的矩形钢管混凝土 P - Δ 滞回模型的卸载段具有如下特点: 当从 1 点或 4 点卸载时, 卸载线将按弹性刚度 K_a 进行卸载, 并反向加载至 2 点或 5 点, 2 点和 5 点纵坐标荷载值分别取 1 点和 4 点纵坐标荷载值 0.2 倍; 继续反向加载, 模型进入软化段 2'3' 或 5D', 点 3' 和 D' 均在 OA 线的延长线上, 其纵坐标值分别与 1(或 3)点和 4(或 D)点相同。随后, 加载路径沿 3'1'2'3 或 D'4'5'D 进行, 软化段 2'3 和 5'D 的确定办法分别与 23' 和 5D' 类似。

6.4.3 单层单跨钢管混凝土柱-钢梁框架计算单元的荷载-位移恢复力模型 可参见: 王文达, 韩林海, 钢管混凝土框架实用荷载-位移恢复力模型研究, 工程力学, 2008 年 11 期, p62-69。

在如下参数范围内, 即 $n=0\sim0.6$, $\alpha=0.05\sim0.2$, $\lambda=10\sim80$, $f_y=200\sim500 \text{ N/mm}^2$, $f_{cu}=30\sim90 \text{ N/mm}^2$, $\zeta=0.2\sim4$, 钢管混凝土柱-钢梁框架的 P - Δ 滞回模型可采用图 6.4.3 所示的三线型模型, 其中, 滞回模型中骨架曲线的特征参数为: 弹性阶段刚度(K_a)、B 点位移(Δ_p)和最大水平荷载(P_m)及第三段刚度(K_T), 各参数的确定方法如下:

1 弹性阶段刚度 K_a :

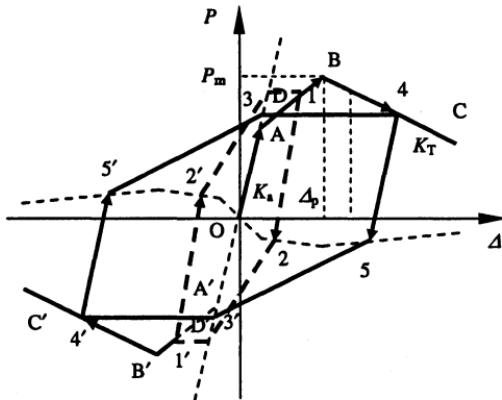


图 6.4.3 钢管混凝土框架 P - Δ 滞回曲线模型

$$K_a = 2 \left(\frac{12i_c}{L_c^2} - \frac{6nN_u}{5L_c} \right) - 2 \frac{\left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10} \right)^2}{\frac{4i_c + 3i_b}{15} - \frac{2nN_u L_c}{15}} \quad (6.4.3-1)$$

其中的有关参数为： i_b 为梁线刚度， i_c 为柱线刚度， n 为柱轴压比， N_u 为柱轴压承载力， L_c 为框架柱高度。其中框架柱的弹性抗弯刚度，对于圆钢管混凝土框架柱 $EI_c = E_s I_s + 0.6 E_c J_c$ ；对于矩形钢管混凝土框架柱 $EI_c = E_s I_s + 0.2 E_c J_c$ 。其中， E_c 和 E_s 分别为混凝土与钢管的弹性模量， I_c 和 I_s 分别为核心混凝土与外钢管的截面惯性矩。

2 最大水平荷载 $P_m = 2P_c$ ，其中 P_c 为相应框架柱水平承载力，可按照 5.3.3 和 5.3.4 条确定，但注意此时框架柱的计算长度系数可按下式取值，其中 i_b 和 i_c 含义同前：

$$\mu = \sqrt{\frac{3.75i_b/i_c + 4}{3.75i_b/i_c + 1}} \quad (6.4.3-2)$$

3 B 点位移 Δ_p 由下式确定：

$$\Delta_p = \Delta_A + \frac{\left(4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15} + 3i_b\right) k_m M_{pc}}{\left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10}\right)} + \frac{4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15}}{\left(\frac{12i_c}{L_c^2} - \frac{6nN_u}{5L_c}\right)\left(4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15}\right) - \left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10}\right)^2} \times \left(\frac{M_{pc} - M_{lc}}{L_c}\right) \quad (6.4.3-3)$$

上式中的 M_{lc} 由式(6.4.3-4)确定, M_{pc} 为钢管混凝土框架柱抗弯极限承载力, 由 5.3.1 条确定, Δ_A 则由式(6.4.3-5)确定, 其余参数含义同前。

$$M_{lc} = \left(-\frac{6i_c}{L_c} + \frac{nN_u}{10}\right) \cdot \frac{(4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15} + 3i_b)}{\left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10}\right)} \cdot \frac{k_m M_{pc}}{3i_b} + \left(2i_c + \frac{nN_u L_c}{30}\right) \cdot \frac{k_m M_{pc}}{3i_b} \quad (6.4.3-4)$$

$$\Delta_A = P_A / K_a = 0.6 P_m / K_a \quad (6.4.3-5)$$

4 第三段刚度 K_T 由下式确定:

$$K_T = 2 \left(p \left(\frac{12EI_c}{L_c^3} - \frac{6nN_u}{5L_c} \right) - \frac{p \left(\frac{6EI_c}{L_c^2} - \frac{nN_u}{10} \right)^2}{\frac{4EI_c}{L_c} - \frac{2nN_u L_c}{15}} - (1-p) \frac{nN_u}{L_c} \right) \quad (6.4.3-6)$$

式中 EI_c 为柱抗弯刚度, L_c 、 n 、 N_u 含义同前, p 为钢管混凝土柱弯矩-曲率模型中的强化段模量系数, 如图 6.4.2-1 或 6.4.2-3 所示, 确定方法如下:

对于圆钢管混凝土, 式中, $p = \alpha_d / 1000$, 系数 α_d 的确定方法如下:

当约束效应系数 $\zeta > 1.1$ 时:

$$\alpha_d = \begin{cases} 2.2 \cdot \zeta + 7.9 & (n \leq 0.4) \\ (7.7 \cdot \zeta + 11.9) \cdot n - 0.88 \cdot \zeta + 3.14 & (n > 0.4) \end{cases} \quad (6.4.3-7a)$$

当约束效应系数 $\zeta \leq 1.1$ 时:

$$\alpha_d = \begin{cases} A \cdot n + B & (n \leq n_0) \\ C \cdot n + D & (n > n_0) \end{cases} \quad (6.4.3-7b)$$

其中, $n_0 = (0.245 \cdot \zeta + 0.203) \cdot c^{-0.513}$; $c = f_{cu}/60$, f_{cu} 需以 MPa 为单位

代入; n 为轴压比。 $A=128 \cdot c \cdot (\ln \xi - 1) + 5.4 \cdot \ln \xi - 11.5$;

$$B=c \cdot (0.6 - 1.1 \cdot \ln \xi) - 0.7 \cdot \ln \xi + 103;$$

$$C=(68.5 \cdot \ln \xi - 326) \cdot \ln c + 46.8 \cdot \xi - 67.3;$$

$$D=7.8 \cdot \xi^{-0.81} \cdot \ln c - 10.2 \cdot \xi + 20.$$

对于矩形钢管混凝土, $p=(M_B - M_{yu})/(\phi_B - M_{yu}/K_e)$, 其中, M_{yu} 为矩形钢管混凝土构件的极限弯矩, K_e 为矩形钢管混凝土构件的弹性抗弯刚度, $K_e=E_s I_s + 0.2 E_c I_c$, 各参数意义同前。 M_B 和 ϕ_B 分别为:

$$M_B=M_{yu} \cdot (1-n)^{k_0} \quad (6.4.3-8a)$$

$$\phi_B = 20 \cdot \phi_e \cdot (2-n) \quad (6.4.3-8b)$$

式中, $k_0=(\xi+0.4)^{-2}$, $\phi_e=0.544 \cdot f_y/(E_s \cdot B)$, f_y 为钢管强度, 以 MPa 代入, E_s 为钢材弹性模量, 以 N/mm² 代入, B 为钢管边长, 以 mm 代入。

5 模型软化段

模型中需考虑再加载时的软化问题, 在钢管混凝土柱-钢梁平面框架 P-Δ 带回模型中, 当从图 6.4.3 中的 1 点或 4 点卸载时, 卸载线将按弹性刚度 K_a 进行卸载, 并反向加载至 2 点或 5 点, 2 点和 5 点纵坐标荷载值分别取 1 点和 4 点纵坐标荷载值的 0.2 倍; 继续反向加载, 模型进入软化段 23' 或 5D', 点 3' 和 D' 均在 OA 线的延长线上, 其纵坐标值分别与 1(或 3) 点和 4(或 D) 点相同。随后, 加载路径沿 3'1'2'3 或 D'4'5'D 进行, 软化段 2'3 和 5'D 的确定办法分别与 23' 和 5D' 类似。

6.4.4 本条文所指的带边框混凝土剪力墙, 是指用钢管混凝土柱代替一般钢筋混凝土柱的带边框剪力墙结构。目前, 这种型式在国内已有一些工程应用, 但积累经验尚不多, 当结构需要较高的刚度和抗变形能力时, 不失为一种理想的结构型式。鉴于目前对此类结构尚无针对性的软件, 结构分析时可将钢管混凝土柱等刚度(抗侧刚度) 代换成混凝土构件, 从结构动力特性看, 二者基本接近, 故计算结果与实际也较接近。

6.5 结构位移限值

6.5.1~6.5.2 参考《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS230 及有关混合结构的地方标准，结合我省地震设防烈度，规定了本条文中的弹性及弹塑性层间位移角限值。

6.5.3 高层建筑在风荷载作用下会产生振动，当振动的加速度过大时会使楼内的人感到不适，甚至不能忍受，一般用验算顶点加速度的方法来控制人的舒适感。

7 节点和连接

7.0.1 本条指明了在钢管混凝土结构中的节点和连接构造的基本要求。

7.0.2 根据实验研究成果和工程实践的经验，梁柱刚性节点采用加强环形式安全可靠，便于混凝土浇灌施工。实践证明，加强环能和管柱共同工作，能可靠地将梁的内力传给柱肢。而且由于加强环的存在，管壁受力均匀，防止了局部应力集中，改善了节点受力性能，同时也增强了节点和构件在水平方向的刚性。

1 横梁为工字形焊接钢梁时，梁端上下翼缘板在接近管柱时逐渐加宽，再与管柱连接处将柱围住，形成加强环。梁端的弯矩和轴力由上下加强环承担，剪力靠腹板通过焊缝传给柱肢。为便于现场装配连接，将梁端连同加强环与管柱段一起加工焊好，形成小段钢梁。现场施工时，二者只要做等强焊接即可。为便于施工，腹板可采用高强螺栓连接，按该处梁的剪力计算。

2 横梁为钢筋混凝土梁时，本规定推荐的形式，经节点模型试验及工程实践证明，受力明确，可保证刚接而且便于施工。明牛腿节点在梁端内力作用下，上加强环承拉，牛腿承剪。节点也可采用暗牛腿(腹板)形式，传力方式与**1**相同。实验结果表明，对于采用暗牛腿的钢筋混凝土双梁节点，应考虑其在往复荷载作用下节点连接处共同工作性能的可靠性问题(参见文献：王文达，地铁工程中典型关键钢管混凝土结构节点的力学性能研究，清华大学博士后研究报告，2009)。承重销节点的实验结果表明，承重销的破坏荷载为设计荷载的2.2~2.5倍，节点为弯曲破坏，受力安全可靠。但当钢管的管径较小时不宜采用此节点，因为承重销腹板在管内的焊接比较困难。

本规程只推荐了目前常用的一些节点形式，对其它形式只要有可靠的依据和使用经验也可采用。

3 构格式组合柱梁节点，应采取措施保证节点的刚度和几何不变性。

在钟善桐著《高层钢管混凝土结构》（黑龙江科学技术出版社，2000年）一书中还介绍了其它形式的节点，可在实际工程中参考使用。

7.0.3 节点构造和计算基本同钢结构。应注意对地震区抗震支撑的板式节点的应力验算，防止剪应力集度过大，造成管壁的撕裂。根据工程经验，可加设加强肋板来加强节点分散应力。

7.0.4 参照已有工程设计经验。

7.0.5 对由柱顶承受集中荷载的柱，要保证钢管和管中混凝土共同受力，应采取两个措施：一是加厚柱顶板、增设肩梁和加劲肋，保证柱头刚度；二是柱头盖板留设注浆孔，进行压浆保证管中混凝土与柱顶板紧密接触。对双肢柱当集中力作用在两肢之间时，可采用穿过也可不穿过钢管的肩梁，将力传给柱肢。柱顶构造由加强环、肩梁和加劲肋组成刚性节点。这种节点根据试验结果以及荆门电厂670 t/h炉架的实际工程经验（肩梁不穿过钢管），证明其能保证钢管和混凝土共同工作。

7.0.6 刚性节点加强环板的类型可分为6种型式，I、II和V型具有外形简单，便于制作的优点；III、IV和VI型外形曲线光滑，受力好，这6种型式都是工程中常用的型式，因而也作为本规程的推荐形式。

目前国内外对加强环板的受力分析研究，均限于环板承受单向拉力，没有考虑柱轴压力的影响，更没有进行柱承压的同时环板双向承拉的性能研究。为了建立符合我国国情、采用我国材料指标，既能满足环板单向承拉又能满足柱段受轴压、环板双向承拉的设计承载力设计公式，山西电力勘测设计院和苏州混凝土水泥制品研究院，在国内外已有的研究成果基础上，进行了新的实验研究，并提出了补充和修正。

加强环板的设计计算，应满足以下两个条件：①梁端等强过渡并符合构造要求；②环板的设计承载力安全，可靠。环板的承载力受最大应力断面控制，但是不同型式的环板，控制断面位置不同。实验表明，对I、II型环板，不论是单向还是双向受拉，最大应力点均出现在角隅的外边缘处；对III、IV型环板，当单向受拉时，最大应力是与力呈30°角环板外缘的环向应力；当双

向受拉时，由于应力的叠加，在与力方向呈 45° 断面最小处的外缘环向拉应力最大，首先屈服。

根据以上分析研究，本规定在对AIJ(1997)公式进行补充，并经简单变换后，提出了以控制断面宽度 b 来满足环板设计承载力要求的公式(7.0.6-4)和(7.0.6-8)。对III、IV型环板的计算公式(7.0.6-8)中引入了双向拉力比值 β 。经与实验结果和国内已有计算公式相比，本规定公式用于设计是可行的和偏于安全的。

7.0.7 梁柱刚接节点试验表明，当梁端竖向剪力增至临界值时，梁端 $1d$ (d 为圆钢管外径或矩形钢管边长)范围内的管壁可能产生局部鼓曲，致使节点刚度减小。为此，除采用梁端加腋等措施分散剪力，降低剪应力集度外，还应控制此范围内的剪应力值，以保证管壁不发生局部屈曲。根据剪力传递机理的试验研究成果，提出本条公式。此公式已用于工程实践。

7.0.8 由于钢管混凝土柱具有较高的强度和良好的延性性质，用作抗震结构的柱是相当理想的。所以，节点的设计成为钢管混凝土框架结构抗震设计的关键。在框架结构中，不论是钢梁节点还是钢筋混凝土梁节点，只要满足计算和梁端构造上的要求，与钢筋混凝土框架节点相比，在低周反复荷载作用下，滞回特性、延性系数和强度储备均高得多，而且节点核心区不会破坏，梁端塑性铰位置易于控制。因此，采用钢管混凝土柱和钢梁或钢筋混凝土梁加强环节点组成的框架，更便于实现“强柱弱梁，节点更强”的抗震设计要求。

试验研究表明，对混凝土梁节点，在保证梁内主筋与环板可靠焊接锚固的前提下，梁端配筋设计满足《混凝土结构设计规范》GB50010的要求，也可达到“强剪弱弯”的目的，表现出良好的抗震能力。

III、IV型加强环板，由于其外形曲线光滑，无明显应力集中点，因而更适于承受反复荷载作用。此外，重视节点环板的加工和焊接质量，也是减少残余应力和缺陷的影响，避免应力集中所必需的。

7.0.9 在工程中应优先使用插入杯口式柱脚，不仅传力直接，而且节约钢材。如采用钢板锚固式柱脚，比插入式柱脚多耗钢材

50%左右。

7.0.10 柱肢的对接本条推荐六种形式，无论哪种形式都必须保证对接件的轴线对中。六种形式中，(a)、(e)节约钢材，外形好，适合工厂对接；(b)、(d)构件对位容易，适合现场操作；(c)没有焊接，适合室外小直径架构柱肢或预制柱肢连接，但较费钢材；(f)适合大直径直缝焊管连接。当然还有其他的连接方式，本条未作推荐。

7.0.11 和 7.0.12 参考了下列文献和已有的工程经验。

- [1] British Steel. SHS Design Manual for Concrete Filled Columns, Part 1, Structural Design. British steel (now Corus), TD 296, 1992
- [2] Schneider SP and Alostaz YM. Experimental Behavior Connections to Concrete-Filled Steel Tubes. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 45(3): 321-352
- [3] Beutel J, Thambiratnam D and Perera N. Monotonic Behaviour of Composite Column to Beam Connections. Engineering Structures, 2001, 23(9): 1152-1161
- [4] Beutel J, Thambiratnam D and Perera N. Cyclic Behaviour of Concrete Filled Steel Tubular Column to Steel Beam Connections. Engineering Structures, 2002, 24(1): 29-38
- [5] 陈洪涛, 吴时适, 肖永福, 张金龙, 吕明翔. 钢管混凝土框架钢筋贯通式刚性节点的实验研究. 哈尔滨建筑大学学报, 1999, 32(2): 21-25
- [6] Chiew SP, Lie S T and Dai CW. Moment Resistance of Steel I-Beam to CFT Column Connections. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(10): 1164-1172
- [7] Fujimoto T, Inai E, Kai M, Mori K, Mori O and Nishiyama I. Behavior Beam-to-Column Connection of CFT Column System [C]. The 12th WCEE, 2000, No. 2197, 1-8
- [8] Kang CH, Shin KJ, Oh YS and Moon TS. Hysteresis Behavior of CFT Column to H-Beam Connections with External T-Stiffeners and Penetrated Elements. Engineering Structures, 2001, 23(9): 1194-1201
- [9] Koester BD, Yura JA and Jirsa JO. Behavior of Moment Connections Between Concrete-Filled Steel Tube Columns and Wide Flange Steel Beams Subjected to Seismic Loads [C]. The 12th WCEE, 2000, No. 1759, 1-7
- [10] 方小丹, 李少云, 陈爱军. 新型钢管混凝土柱节点的实验研究. 建筑结构学报, 1999, 20(5): 2-15
- [11] 方小丹, 李少云, 钱稼茹, 杨润强. 钢管混凝土柱-环梁节点抗震性能的实验研究. 建筑结构学报, 2002, 23(6): 10-18

[12] 蔡健, 杨春, 苏恒强. 穿心钢筋暗牛腿式钢管混凝土柱节点实验研究. 工业建筑, 2000, 30(3): 61-64

工程中采用穿心式钢管混凝土节点时应严格控制施工质量，以防出现安全隐患。

8 抗火设计

8.1 结构抗火计算

8.1.1 当钢管混凝土柱被应用于高层建筑或工业厂房等结构中时，对其进行合理的防火设计是非常重要和必要的。在英、德、加拿大、韩国、卢森堡和澳大利亚等国，从六十年代开始，国外研究者们就开始对钢管混凝土柱在火灾下的力学性能进行了大量理论分析和试验研究。但许多国外研究者进行的都是火灾荷载比（即火灾作用下，作用在柱上的荷载与其极限承载力的比值）相对较小的情况，且许多国家在进行钢管混凝土柱的防火设计时，由于考虑到劳动力较为昂贵等因素，大都采用在核心混凝土中配置专门考虑防火的钢筋或钢纤维，或通过降低作用在柱子上的荷载以使构件达到所要求的耐火极限。

我国主要采用在钢管中填充素混凝土的钢管混凝土。由于进行钢管混凝土柱耐火极限试验研究时费用昂贵，以往我国在这方面的研究工作相对较少，且尚未制定该类结构抗火设计方面的规定，不但制约了该类结构的推广，而且对于已建成结构的耐火极限也缺乏必要的科学依据。在已建成的结构中，有的按照钢筋混凝土的要求外包以混凝土，有的则按钢结构的要求涂以防火涂料。这样做虽也可能保证防火要求和结构的安全性，但大都偏于保守而造成浪费，且缺乏科学性和统一性。

国内韩林海等研究者对钢管混凝土柱的耐火极限和防火设计方法进行了系统的理论分析和试验研究（详参见：韩林海著《钢管混凝土结构-理论与实践》（第二版），北京：科学出版社，2007），系统研究了柱长细比、截面尺寸、材料强度、荷载偏心率以及保护层厚度等因素对耐火极限的影响。研究成果首先于 1999 年在我国 76 层、高度为 291.6 米的广东深圳赛格广场大厦圆钢管混凝土柱防火保护设计中应用，较按钢结构设计方法相比，该工程取得了节省约 4/5 防火涂料用量的经济效益。后来又在国家计委产业化重点项目杭州瑞丰国际商务大厦方钢管混凝土柱及武汉证

券大厦矩形钢管混凝土柱的防火保护设计中应用，并已为国家标准《建筑设计防火规范》GB50016-2006 和中国工程建设标准化协会标准《建筑钢结构防火技术规范》CECS200:2006 采用。本条文的计算公式是基于韩林海等学者的研究成果给出的。

本条文提供的公式是计算火灾荷载比为 0.77 时钢管混凝土柱在一定耐火极限时对应的保护层厚度。保护层采用厚涂型钢结构防火涂料或金属网（例如钢丝网）抹 M5 普通水泥砂浆，防火保护层性能应符合国家标准《钢结构防火涂料》GB14907 和中国工程建设标准化协会标准《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS24:90 的有关规定。

理论分析结果表明，火灾荷载比对钢管混凝土柱的耐火极限和防火保护层厚度影响很大。基于数值计算结果及课题组前期的研究成果，提出了按规范 ISO-834 或 GB9978-1999 规定的标准升温曲线升温作用下考虑火灾荷载比影响的钢管混凝土柱防火保护层厚度的实用计算方法，计算结果与数值计算和实验结果均基本吻合。具体表达式如下：

1 保护层为水泥砂浆时

1) 对于圆钢管混凝土：

$$a = k_{LR} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot C^{-(0.396-0.0045\lambda)} \quad (8.1.1-5)$$

式中， $k_1 = 135 - 1.12\lambda$ ； $k_2 = 1.85t - 0.5t^2 + 0.07t^3$ ；

2) 对于矩形钢管混凝土：

$$a = k_{LR} \cdot (220.8t + 123.8) \cdot C^{-(0.3075-3.25 \times 10^{-4}\lambda)} \quad (8.1.1-6)$$

式中， $k_{LR} = \begin{cases} p \cdot n + q & (k_t < n < 0.77) \\ 1/(r-s \cdot n) & (n \geq 0.77) \\ \omega \cdot (n-k_t)/(1-k_t) & (k_t \geq 0.77) \end{cases}$ ；

$p = 1/(0.77 - k_t)$ ； $q = k_t / (k_t - 0.77)$ ；对于圆钢管混凝土， $r = 3.618 - 0.154 \cdot t$ ； $s = 3.4 - 0.2 \cdot t$ ； $\omega = 2.5 \cdot t + 2.3$ ；对于矩形钢管混凝土， $r = 3.464 - 0.154 \cdot t$ ； $s = 3.2 - 0.2 \cdot t$ ； $\omega = 5.7 \cdot t$ 。

2 保护层为厚涂型钢结构防火涂料时

1) 对于圆钢管混凝土：

$$a = k_{LR} \cdot (19.2t + 9.6) \cdot C^{-(0.28 - 0.0019\lambda)} \quad (8.1.1-7)$$

2) 对于矩形钢管混凝土:

$$a = k_{LR} \cdot (149.6t + 22) \cdot C^{-(0.42 + 0.0017\lambda - 2 \times 10^{-5}\lambda^2)} \quad (8.1.1-8)$$

式中 , $k_{LR} = \begin{cases} p \cdot n + q & (k_t < n < 0.77) \\ 1/(3.695 - 3.5 \cdot n) & (n \geq 0.77) \\ \omega \cdot (n - k_t)/(1 - k_t) & (k_t \geq 0.77) \end{cases}$;

$p = 1/(0.77 - k_t)$, $q = k_t/(k_t - 0.77)$; 对于圆钢管混凝土, $\omega = 7.2 \cdot t$;
对于矩形钢管混凝土, $\omega = 10 \cdot t$ 。

式(8.1.1-5)~式(8.1.1-8)中, k_{LR} 为考虑火灾荷载比(n)影响的系数, k_t 为火灾下构件承载力影响系数, 表达式见式(8.1.2-1)和式(8.1.2-2), 耐火极限 t 以 h 计; 截面周长 C 以 mm 计。公式(8.1.1-5)~(8.1.1-8)表明, 当火灾荷载比小于等于承载力影响系数 k_t 时, 构件不需进行防火保护; 当火灾荷载比大于承载力影响系数 k_t 时, 可按式(8.1.1-5)~式(8.1.1-8)计算构件所需的防火保护层厚度。

式(8.1.1-5)~式(8.1.1-8)的适用范围是: $k_{LR}=0\sim 1$ 、 $f_y=235\text{MPa}\sim 420\text{MPa}$ 、C30~C80 混凝土、 $\alpha_s=0.04\sim 0.20$ 、 $\lambda=10\sim 80$ 、 $e/r=0\sim 3.0$ 、 $t\leq 3\text{h}$ 、对于圆形截面钢管混凝土, $C=628\sim 6280\text{mm}$, 即外直径 $D=200\sim 2000\text{mm}$ 、对于矩形截面钢管混凝土, $C=800\sim 8000\text{mm}$, 即短边边长 $B=200\sim 2000\text{mm}$ 。

8.1.2 研究结果表明, 火灾作用对裸钢管混凝土构件的承载力有较大的影响, 且影响火灾下承载力系数 k_t 的因素主要是构件截面周长(C)、长细比(λ)、受火时间(t) (参见: 韩林海, 徐蕾, 冯九斌, 杨有福. 钢管混凝土柱耐火极限和防火设计实用方法研究. 土木工程学报, 2002, Vol.35, No.6, pp.7-15)。

为了便于实际应用, 通过对工程常用参数情况下的 k_t 数值计算结果进行分析, 可以归纳出按 ISO-834 规定的标准火灾曲线作用下钢管混凝土柱 k_t 的计算公式(8.1.2-1 和 8.1.2-2)。

只要给定钢管混凝土构件的横截面尺寸、长细比和火灾持续时间(t), 即可利用式(8.1.2-1)或式(8.1.2-2)方便地计算出构件的承载力影响系数 k_t , 进而利用下式确定出火灾作用下构件的承载力:

$$N_u(t) = k_t \cdot N_u \quad (8.1.2)$$

其中， N_u 和 $N_u(t)$ 分别为钢管混凝土柱在常温下和火灾下的极限承载力， N_u 按式(5.2.1-1)或(5.3.4-1)和(5.3.4-2)计算，计算时式中的小于等于号取为等号。

同样，对应一定的设计荷载，利用简化公式(8.1.2-1)或式(8.1.2-2)也可以计算出构件承载力与该设计荷载相等时的火灾持续时间(t)，该时间即为钢管混凝土柱的耐火极限。

8.1.3 经受火灾作用后钢管混凝土柱的承载力将会出现降低。给定钢管混凝土构件的横截面周长、长细比、偏心率、保护层厚度和火灾持续时间，可由附录 D 查得火灾后承载力影响系数 $k_r(t)$ ，进而利用下式确定出标准火灾作用后构件的剩余承载力：

$$N_{ur}(t) = k_r(t) \cdot N_u \quad (8.1.3)$$

对于火灾后承载力降低较多的柱构件，可采用增大截面法进行加固，如在原柱外套一直径更大的钢管，并在其中灌注混凝土。对于火灾影响较小的柱构件，可采用包裹纤维增强复合材料对其进行加固。

8.2 结构防火保护构造

8.2.1~8.2.4 此部分条文主要参考实际工程实践中的防火保护做法及欧洲国家所采用的钢管混凝土柱防火保护构造。

8.2.5 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。

9 施工与验收

9.1 一般规定

9.1.1 本章是作为特定要求钢结构工程的制作与施工标准，故在执行本规程时，还应遵守现行相关的国家标准和行业标准。

9.1.2 由制作单位根据已批准的设计文件编制施工详图，可较好地把制作条件安装技术与原设计文件结合起来，使设计更趋完善。

9.1.3 钢管混凝土构件常用作各种柱子，构造较为复杂，应根据工程特点，结合制作厂的条件编制制作工艺。制作工艺应包括：制作所依据的标准，制作厂的质量保证体系，成品的质量保证体系和为保证成品达到规定的要求而制定的措施。工艺中还应包括：生产场地的布置，采用的加工、焊接设备和工艺装备及检测设备，焊工和检验人员资质证明，各类检查项目表格，生产进度计划表及运输计划表等。

9.1.4 钢管结构和制作单位应在必要时对构造复杂的构件进行工艺试验。主要考虑到复杂构件的加工工艺参数必须从工艺试验中取得，如加工、装配、焊接的变形控制、尺寸精度的控制，通过试验，可以获得合理的工艺参数，用以指导构件的批量生产，保证构件制作质量。

9.1.5 这样做可以防止不必要的浪费，杜绝不安全隐患。

9.1.6 为了保证正常施工和结构安全，浇灌钢管内的混凝土宜在钢构件安装并验收合格后进行。钢管管内混凝土浇灌宜在钢构件安装完毕并经验收合格后进行，是考虑到先行浇灌混凝土会使结构调整发生困难，甚至无法调整。

9.1.7 为了保证结构的安全性，钢管混凝土柱防火涂料涂装前应对其表面进行除锈及防锈处理。

9.1.8 该条文说明了对钢管混凝土柱防火涂料性能的基本要求。

9.2 构件的制作、施工

本节条文根据现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 和现行国家行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的相关内容制订。

9.3 混凝土施工

本节条文给出的泵送顶升浇灌、导管法及手工逐段浇捣等三种混凝土浇筑方法是目前国内钢管混凝土工程施工中较为成熟的方法。其中以泵送顶升浇灌法的质量最易控制。随着施工技术的发展，在工程实践中矩形钢管混凝土施工的工艺将会有所不同，但无论采用哪种工艺，都不仅要保证混凝土强度，还要保证混凝土的密实度。

9.4 验收

本节条文根据现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300、《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 的相关内容制订。

附录D 火灾后钢管混凝土柱剩余承载力计算

参数分析结果表明，火灾作用对钢管混凝土柱的火灾后承载力有较大影响，且影响因素主要是构件截面周长(C)、长细比(λ)、受火时间(t)和防火保护层厚度(a) (当防火涂料热工性能等一定时)

(参见：韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践. 北京：科学出版社，2007)。

为了便于实际应用，通过对工程常用参数情况下的 k_t 数值计算结果进行分析，可回归出按 ISO-834 规定的标准火灾曲线作用后钢管混凝土构件的 k_t 计算式如下：

对于圆钢管混凝土：

$$k_t = \begin{cases} (1 + 0.15t_0 - 2t_0^2 + 2t_0^3) \cdot f(C_0) \cdot f(\lambda_0) & t_0 \leq 0.6 \\ (1 - 0.39t_0 + 0.095t_0^2) \cdot f(C_0) \cdot f(\lambda_0) & t_0 > 0.6 \end{cases} \quad (D-1)$$

对于矩形钢管混凝土：

$$k_t = \begin{cases} (1 - 0.036t_0 - 0.59t_0^2) \cdot f(C_0) \cdot f(\lambda_0) & t_0 \leq 0.6 \\ (1 - 0.46t_0 + 0.117t_0^2) \cdot f(C_0) \cdot f(\lambda_0) & t_0 > 0.6 \end{cases} \quad (D-2)$$

式(D-1)和式(D-2)中，函数 $f(C_0)$ 可表示为：

$$f(D_0) = \begin{cases} a \cdot C_0^2 + b \cdot C_0 + c & C_0 \leq 1 \\ d \cdot (C_0 - 1) + 1 & C_0 > 1 \end{cases} \quad (D-3)$$

式(D-3)中，系数

$$a = -0.73t_0 + 0.087; b = 1.41t_0 - 0.14; c = -0.68t_0 + 1.05; d = 0.039 \ln t_0 + 0.07$$

。

式(D-1)和式(D-2)中，函数 $f(\lambda_0)$ 可表示为：

$$f(\lambda_0) = \begin{cases} e \cdot \lambda_0 + f & \lambda_0 \leq 1.875 \\ g \cdot \lambda_0 + h & \lambda_0 > 1.875 \end{cases} \quad (D-4)$$

式(D-4)中，系数 $e=0.05t_0^2-0.17t_0+0.018;$
 $f=-0.05t_0^2+0.18t_0+0.98;$ $g=-0.06t_0^2+0.25t_0-0.039;$
 $h=0.1t_0^2-0.58t_0+1.09。$

$t_0 = t/100$, $\lambda_0 = \lambda/40$, 对于圆钢管混凝土, $C_0 = C/1884$;
对于矩形钢管混凝土 $C_0 = C/2400$ 。上述各式中, t 以分钟(min)
计, C 以 mm 计。

公式的适用范围是: $f_y=235\text{MPa}\sim420\text{MPa}$ 、C30~C80 混凝土、
 $\alpha_s=0.04\sim0.20$ 、 $\lambda=10\sim80$ 、 $e/r=0\sim3.0$ 、受火时间 $t\leq3\text{h}$ 、对于圆形
截面钢管混凝土, $C=628\sim6280\text{mm}$, 即外直径 $D=200\sim2000\text{mm}$ 、
对于矩形截面钢管混凝土, $C=800\sim8000\text{mm}$, 即短边边长
 $B=200\sim2000\text{mm}$ 。

可见, 只要给定钢管混凝土构件和火灾持续时间(t), 即可利
用式(D-1)或式(D-2)方便地计算出构件的承载力影响系数 k_r , 进
而利用下式确定出火灾作用后构件的残余承载力:

$$N_u(t) = k_r \cdot N_u \quad (\text{D-5})$$

其中, N_u 和 $N_u(t)$ 分别为钢管混凝土柱在常温下和火灾后的极限
承载力, N_u 按式(5.2.1-1)或(5.3.4-1)和(5.3.4-2)计算, 计算时式中的
小于等于号取为等号。

上述方法的计算结果和实验结果吻合较好, 且总体上稍偏于
安全。