



CECS 159 : 2004

中国工程建设标准化协会标准

矩形钢管混凝土结构技术规程

Technical specification for structures with
concrete-filled rectangular steel tube members

中国计划出版社

中国工程建设标准化协会标准

矩形钢管混凝土结构技术规程

Technical specification for structures with
concrete-filled rectangular steel tube members

CECS 159 : 2004

主编单位: 同 济 大 学

浙江杭萧钢构股份有限公司

批准单位: 中国工程建设标准化协会

施行日期: 2 0 0 4 年 8 月 1 日

中 国 计 划 出 版 社

2004 北 京

中国工程建设标准化协会标准
矩形钢管混凝土结构技术规程
CECS 159 : 2004

☆

同 济 大 学 主 编
浙江杭萧钢构股份有限公司

中国计划出版社出版

(地址:北京市西城区木樨地北里甲 11 号国宏大厦 C 座 4 层)

(邮政编码:100038 电话:63906433 63906381)

新华书店北京发行所发行

廊坊市海涛印刷有限公司印刷

850×1168 毫米 1/32 3.75 印张 96 千字

2004 年 7 月第一版 2004 年 7 月第一次印刷

印数 1—8100 册

☆

统一书号:1580058·588

定价:25.00 元

前 言

根据中国工程建设标准化协会(2000)建标协字第 15 号文《关于印发中国工程建设标准化协会 2000 年第一批推荐性标准制、修订计划的通知》的要求,制定本规程。

矩形钢管混凝土结构由于兼有钢结构及混凝土结构的优点,能够降低工程造价、缩短工期、节约材料、减少能耗,应用前景良好,我国已越来越多地在工程中采用。为了对其设计、施工等技术要求作出配套的规定,以促进其进一步发展,本规程在总结国内外设计、施工、管理经验和科研成果的基础上,对矩形钢管混凝土结构的材料、设计基本规定、结构体系与结构分析、构件及节点设计、耐火设计、施工等作出了规定。

根据国家计委计标[1986]1649 号文《关于请中国工程建设标准化委员会负责组织推荐性工程建设标准试点工作的通知》,现批准协会标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》,编号为 CECS159:2004,推荐给建设工程的设计、施工、使用单位采用。

本规程第 4.1.2、4.1.6、4.3.1、4.3.2、4.3.4 条和第 4.1.5 条第 1 款(黑体字部分)为直接涉及人身、财产安全的重要条文,必须严格执行;其余为推荐性条文。

本规程由中国工程建设标准化协会轻型钢结构专业委员会 CECS/TC28 归口管理,由同济大学土木学院(上海四平路 1239 号,邮编:200092)负责解释。在使用过程中如发现需要修改或补充之处,请将意见和资料径寄解释单位。

主 编 单 位:同济大学

浙江杭萧钢构股份有限公司

参 编 单 位:长安大学

中国建筑标准设计研究院

西安建筑科技大学

上海机电设计研究院

福州大学

哈尔滨工业大学

中南建筑设计院

主要起草人:沈祖炎(以下按姓氏笔画为序)

吕西林 何保康 张素梅 陈以一 陈国津

单银木 周绪红 秦效启 夏汉强 黄奎生

韩林海 翟新民 蔡益燕 魏潮文

中国工程建设标准化协会

2004 年 4 月 30 日

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	(7)
3.1	钢材	(7)
3.2	连接材料	(7)
3.3	混凝土	(8)
4	基本设计规定	(9)
4.1	一般规定	(9)
4.2	结构变形	(10)
4.3	设计指标	(11)
4.4	构造要求	(13)
5	结构体系和结构分析	(16)
5.1	结构体系	(16)
5.2	结构分析	(17)
6	承重构件设计	(20)
6.1	轴心受力构件的计算	(20)
6.2	压弯、拉弯构件的计算	(21)
6.3	框架柱的设计要求	(24)
7	节点设计	(27)
7.1	梁柱连接	(27)
7.2	柱子拼接	(35)
7.3	柱脚	(38)

8	抗侧力构件设计	(42)
8.1	支撑	(42)
8.2	钢板剪力墙	(46)
8.3	内藏钢板支撑剪力墙	(46)
8.4	带竖缝混凝土剪力墙板	(47)
8.5	带框混凝土剪力墙	(47)
9	桁架设计	(49)
9.1	一般规定	(49)
9.2	矩形钢管混凝土桁架	(49)
9.3	钢管桁架与混凝土板的组合桁架	(55)
10	耐火设计	(57)
10.1	一般规定	(57)
10.2	作用和作用效应组合	(57)
10.3	耐火极限	(57)
10.4	无防火涂层柱的耐火计算	(58)
10.5	有防火保护柱的防火涂层厚度	(58)
11	施 工	(60)
11.1	一般规定	(60)
11.2	矩形钢管构件的制作和施工	(60)
11.3	混凝土施工	(62)
附录 A	轴心受压构件的稳定系数 φ	(64)
	本规程用词说明	(65)
	附:条文说明	(67)

1 总 则

1.0.1 为了使矩形钢管混凝土结构的设计及施工贯彻执行国家的技术经济政策,做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量,制定本规程。

1.0.2 本规程适用于工业与民用房屋和一般构筑物的矩形钢管混凝土结构的设计及施工。

注:本规程未考虑直接承受动力荷载的承重结构的特殊要求。

1.0.3 本规程的设计原则是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068制定的。

1.0.4 矩形钢管混凝土结构按本规程设计和施工时,除本规程有明确规定者外,荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定采用;设计应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018、《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求;材料和施工质量验收应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204的要求。

1.0.5 对有特殊设计要求和在特殊环境条件下的矩形钢管混凝土结构设计,尚应符合国家现行有关标准的要求。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 矩形钢管混凝土构件 Concrete-filled rectangular steel tube member

在矩形钢管内浇筑混凝土并由钢管和管内混凝土共同承担荷载的构件。

2.1.2 矩形钢管混凝土结构 Structure with concrete-filled rectangular steel tube member

主要由矩形钢管混凝土构件组成的结构。

2.1.3 管内混凝土 Concrete in the tube

浇筑在矩形钢管内的混凝土。

2.1.4 抗侧力结构 Structure resisting lateral force

抵抗作用在建筑物上水平力的结构。水平力系由风荷载或地震作用产生。

2.1.5 混凝土的工作承担系数 Percentage of load-carrying capacity shared by concrete

在矩形钢管混凝土轴心受压构件中,管内混凝土的抗压承载力占全部截面抗压承载力的百分数。

2.1.6 钢-混凝土组合梁 Steel-concrete composite beam

由混凝土翼板与钢梁通过连接件组合而成的能整体受力的梁。

2.1.7 钢管局部失稳 Local buckling of steel tube

在压应力作用下矩形钢管管壁的局部失稳。此时,钢管构件未发生整体失稳。

2.1.8 轴心受压承载力 Load-carrying capacity in compression

轴心受压构件全截面屈服时能够承受的最大压力。

2.1.9 受弯承载力 Load-carrying capacity in bending
受弯构件全截面屈服时能够承受的最大弯矩。

2.2 符 号

2.2.1 作用、作用效应和抗力

M ——弯矩设计值；

M_u ——截面受弯承载力设计值；

M_{uk} ——框架柱的全塑性受弯承载力标准值；

M_{un} ——净截面受弯承载力设计值；

M_{uk}^b ——框架梁的全塑性受弯承载力标准值；

M_u^j ——节点的受弯承载力设计值；

N ——轴心压(拉)力设计值；

N_u ——截面受压承载力设计值；

N_{uk} ——截面受压承载力标准值；

N_{un} ——净截面受压承载力设计值；

N_E ——欧拉临界力；

N_f ——火灾时作用于柱子的轴向力设计值；

N_{uf} ——火灾时柱子承载力设计值；

R ——承载力设计值；

S ——不考虑地震作用时的荷载效应组合设计值；

S_E ——考虑多遇地震作用时,荷载和地震作用效应组合的设计值；

V ——剪力设计值；

V_j ——环梁与柱结合面处剪力设计值；

V_{js} ——环梁与柱结合面的直剪承载力设计值；

V_{jb} ——环梁与柱结合面处肋钢筋上混凝土的局部承压力设计值；

V_{su} ——矩形环梁的受剪承载力设计值；

V_u^j ——节点的受剪承载力设计值。

2.2.2 材料性能

E_c ——混凝土的弹性模量；

E_s ——钢材的弹性模量；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

f_{ce} ——钢材的端面承压强度设计值；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值；

f_t ——混凝土的抗拉强度设计值；

f_y ——钢材的屈服强度；

f_{ck} ——混凝土的抗压强度标准值；

f_{cu} ——混凝土的 150mm 立方体试块强度；

f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值；

f_w ——焊缝的抗拉强度设计值；

f_i ——内隔板钢材的抗拉强度设计值；

G ——钢材的剪变模量；

t_f ——构件的设计耐火极限；

α ——钢材的线膨胀系数；

ρ ——钢材的质量密度。

2.2.3 几何参数

A_c ——管内混凝土的截面面积；

A_{cs} ——结合面混凝土的直剪面积；

A_l ——局部受压面积；

A_s ——钢管的截面面积；

A_{sn} ——钢管的净截面面积；

A_{sb} ——环梁外侧弯起钢筋的面积；

A_{sv} ——柱宽或 3 倍框架梁宽二者之小者范围内的箍筋面积；

a_c ——钢管角部的有效焊缝厚度；

b, h ——矩形钢管截面的边长;
 b_c, h_c ——管内混凝土截面的边长;
 b_b ——钢梁截面的宽度;
 b_0, b_1, b_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面宽度;
 d ——肋钢筋直径, 肋钢板的挑出宽度;
 d_n ——管内混凝土受压区高度;
 e ——偏心距;
 h_b ——钢梁截面的高度;
 h_0, h_1, h_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面高度;
 I_s ——钢管截面的惯性矩;
 I_c ——管内混凝土截面的惯性矩;
 l ——肋钢筋、肋钢板的长度;
 l_0 ——轴心受压构件的计算长度;
 r_0 ——矩形钢管混凝土轴心受压构件截面的当量回转半径;
 t ——厚度;
 t_0, t_1, t_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的壁厚;
 t_{bf} ——梁翼缘厚度;
 t_j ——内、外隔板厚度;
 λ ——长细比;
 λ_0 ——相对长细比;
 θ_1, θ_2 ——分别为受压腹杆、受拉腹杆与弦杆间的夹角。

2.2.4 计算系数

k_s ——矩形钢管混凝土横向局部承压系数;
 α_c ——受压构件中混凝土的工作承担系数;
 β ——等效弯矩系数;
 β_c ——混凝土强度影响系数;
 β_1 ——管内混凝土局部受压强度提高系数;
 β_m ——弯矩放大系数;

β ——剪力放大系数；

φ ——轴心受压构件的稳定系数；

γ ——系数；

γ_0 ——结构重要性系数；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

η ——设计强度的降低系数；

η_c ——强柱系数；

η_m ——环梁的弯矩放大系数；

η_v ——环梁的剪力放大系数。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 矩形钢管混凝土构件的钢管,可采用牌号为 Q235、Q345、Q390 和 Q420 的钢材,其质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。当有可靠根据时,可采用其他牌号的钢材。

3.1.2 矩形钢管混凝土承重构件的钢管材料,应根据结构的重要性、荷载特征、应力状态、钢材厚度、连接方式、环境条件等因素合理选取牌号和质量等级。Q235A 级钢不应用于焊接结构。各类牌号的 A 级钢不宜用于高层钢结构。

3.1.3 矩形钢管可采用冷成型的直缝或螺旋缝焊接管或热轧管,也可用冷弯型钢或热轧钢板、型钢焊接成型的矩形管。焊缝可采用高频焊、自动或半自动焊和手工对接焊缝。

3.1.4 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》GB/T 5313 的规定。

3.1.5 结构中钢筋混凝土构件的钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。普通钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB335 级钢筋,也可采用 HPB235 级和 RRB400 级钢筋。

3.2 连接材料

3.2.1 用于矩形钢管混凝土构件的焊接材料应符合下列要求:

1 手工焊接用的焊条,应符合现行国家标准《碳钢焊条》GB/T 5117 或《低合金钢焊条》GB/T 5118 的规定。选择的焊条型号应与被焊钢材的力学性能相适应。

2 自动或半自动焊接用的焊丝和焊剂应与被焊钢材相适应,

并应符合现行有关标准的规定。

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

4 当两种不同钢材相焊接时,宜采用与强度较低的一种钢材相适应的焊条或焊丝。

3.2.2 用于矩形钢管混凝土构件的连接紧固件应符合下列规定:

1 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓—C级》GB/T 5780和《六角头螺栓—A级和B级》GB/T 5782 的规定。

2 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230、《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632、《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副技术条件》GB/T 3633 的规定。高强度螺栓的预拉力和摩擦面的抗滑移系数应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 选用。

3 栓钉应符合现行国家标准《圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。用于栓钉的钢材屈服强度不应低于 235N/mm^2 。

4 用于连接薄钢板或其他金属板件的自攻螺钉应符合现行国家标准《自钻自攻螺钉》GB/T 15856.1~15856.4、GB/T 3098.11 或《自攻螺栓》GB/T 5282~5285 的规定。

3.3 混 凝 土

3.3.1 矩形钢管中的混凝土强度等级不应低于 C30 级。对 Q235 钢管,宜配 C30 或 C40 级混凝土;对 Q345 钢管,宜配 C40 或不低于 C50 级的混凝土;对 Q390、Q420 钢管,宜配不低于 C50 级的混凝土。

3.3.2 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《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土强度检验评定标准》GB 50107 的规定。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.1 本规程采用以概率理论为基础的极限状态设计法,采用分项系数设计表达式进行计算。

4.1.2 设计矩形钢管混凝土结构时,荷载组合、荷载标准值、荷载分项系数、荷载组合值系数等除本规程有规定者外,应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用;在抗震设防区还应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

4.1.3 矩形钢管材料的强度设计值应为材料强度标准值除以抗力分项系数。抗力分项系数,当采用热轧成型或由热轧钢板、型钢焊接组成的矩形钢管时,应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用;当采用冷成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管时,应按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的规定采用。

4.1.4 对冷成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管,当钢管截面板件尺寸符合本规程第 4.4.3 条规定即全截面有效时,可根据现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 中第 4.2.2 和 4.2.3 条的规定,选取考虑冷弯效应后的强度设计值。

4.1.5 矩形钢管混凝土结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

1 当按承载能力极限状态设计时应考虑荷载效应的基本组合,必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。荷载和材料强度均采用设计值。结构的承载能力应包括构件和连接的强度、结构和构件的稳定性。处于抗震设防地区的结构,尚应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和其他有关标准的规定进行结构构件

和连接的抗震承载力计算。

承载力计算应满足下列公式的要求：

$$\text{当不考虑地震作用时} \quad \gamma_0 S \leq R \quad (4.1.5-1)$$

$$\text{当考虑多遇地震作用时} \quad S_E \leq R/\gamma_{RE} \quad (4.1.5-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定选取,对一般工业与民用建筑矩形钢管混凝土结构的安全等级取二级,设计使用年限取 50 年;

S ——不考虑地震作用时,荷载效应组合的设计值;

S_E ——考虑多遇地震作用时,荷载和地震作用效应组合的设计值;

R ——承载力设计值;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数,对矩形钢管混凝土构件,按表 4.1.5 的规定选用。

表 4.1.5 承载力抗震调整系数

构件名称	梁	柱	支撑	节点板件	连接焊缝	连接螺栓
γ_{RE}	0.75	0.80	0.80	0.85	0.9	0.85

注:当仅计算竖向地震作用时,承载力抗震调整系数 γ_{RE} 宜取 1.0。

2 正常使用极限状态设计应考虑荷载效应的标准组合,采用荷载标准值、组合值和变形容许值进行计算;对于钢—混凝土组合梁尚应考虑荷载效应的准永久组合。

4.1.6 矩形钢管混凝土构件尚应按空矩形钢管进行施工阶段的强度、稳定性和变形验算。施工阶段的荷载主要为湿混凝土的重力和实际可能作用的施工荷载。

4.1.7 矩形钢管柱在施工阶段的轴向应力不应大于其抗压强度设计值的 60%,并应满足强度和稳定性的要求。

4.2 结构变形

4.2.1 不同类型受弯构件的变形,应符合下列规定:

1 钢筋混凝土受弯构件的最大挠度、裂缝控制及裂缝宽度计算及其限值,应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

2 钢结构受弯构件的最大挠度计算及其容许值,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定。

3 钢-混凝土组合梁、压型钢板混凝土组合楼板的最大挠度、负弯矩区裂缝宽度计算及其容许值,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。

4.2.2 多、高层矩形钢管混凝土框架结构或主要抗侧力结构为钢结构的多、高层矩形钢管混凝土结构房屋,在风荷载作用下的层间相对位移与层高之比值不宜大于 $1/400$ 。当采用有较高变形限制的非结构构件和装饰材料时,层间相对位移与层高之比值宜适当减小;当无隔墙时,则可适当增大。

4.2.3 多、高层矩形钢管混凝土框架结构或主要抗侧力结构为钢结构的多、高层矩形钢管混凝土结构房屋,在地震作用下的层间相对位移与层高之比值不宜大于下列数值:

- 1 在多遇地震作用下(按弹性计算) $1/300$;
- 2 在罕遇地震作用下(按弹塑性计算) $1/50$ 。

当采用有较高变形限制的非结构构件和装饰材料时,在多遇地震作用下的层间相对位移与层高之比值宜适当减小。

4.2.4 当多、高层矩形钢管混凝土结构的主要抗侧力结构为钢筋混凝土结构时,其层间相对位移与层高之比值应按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定确定。

4.3 设计指标

4.3.1 热轧成型或由热轧钢板、型钢焊接组成的矩形钢管的钢材强度设计值应按表 4.3.1 采用。

表 4.3.1 热轧成型钢材的强度设计值(N/mm²)。

钢 材		抗拉、抗压和抗弯	抗剪	端面承压(刨平顶紧)
牌 号	厚度或直径 (mm)	f	f_v	f_{ce}
Q235 钢	≤ 16	215	125	325
	$> 16 \sim 40$	205	120	
	$> 40 \sim 60$	200	115	
	$> 60 \sim 100$	190	110	
Q345 钢	≤ 16	310	180	400
	$> 16 \sim 35$	295	170	
	$> 35 \sim 50$	265	155	
	$> 50 \sim 100$	250	145	
Q390 钢	≤ 16	350	205	415
	$> 16 \sim 35$	335	190	
	$> 35 \sim 50$	315	180	
	$> 50 \sim 100$	295	170	
Q420 钢	≤ 16	380	220	440
	$> 16 \sim 35$	360	210	
	$> 35 \sim 50$	340	195	
	$> 50 \sim 100$	325	185	

4.3.2 冷成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管的钢材强度设计值应按表 4.3.2 采用。

表 4.3.2 冷成型钢材的强度设计值(N/mm²)

钢材牌号	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压(刨平顶紧) f_{ce}
Q235	205	120	310
Q345	300	175	400

注：表中数值适用于板厚 $t \leq 6\text{mm}$ 。

4.3.3 钢材的物理性能指标应按表 4.3.3 采用。

表 4.3.3 钢材的物理性能

弹性模量 E_s (N/mm^2)	剪变模量 G (N/mm^2)	线膨胀系数 α (以每 $^{\circ}\text{C}$ 计)	质量密度 ρ (kg/m^3)
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

4.3.4 混凝土的强度设计值、强度标准值和弹性模量应按表 4.3.4 采用。

表 4.3.4 混凝土强度指标和弹性模量(N/mm^2)

混凝土 强度等级		C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
设计 值	轴心抗压 f_c	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
	轴心抗拉 f_t	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22
标准 值	轴心抗压 f_{ck}	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
	轴心抗拉 f_{tk}	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11
弹性模量 E_c ($\times 10^4$)		3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

4.4 构造要求

4.4.1 矩形钢管混凝土构件的截面最小边尺寸不宜小于 100mm, 钢管壁厚不宜小于 4mm, 截面的高宽比 h/b 不宜大于 2。当有可靠依据时, 上列限值可适当放宽。当矩形钢管混凝土构件

截面最大边尺寸不小于 800mm 时,宜采取在柱子内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施。

4.4.2 矩形钢管混凝土受压构件中混凝土的工作承担系数 α_c 应控制在 0.1~0.7 之间。 α_c 可按下式计算:

$$\alpha_c = \frac{f_c A_c}{f A_s + f_c A_c} \quad (4.4.2)$$

式中 f, f_c ——钢材、混凝土的抗压强度设计值;

A_s, A_c ——钢管、管内混凝土的截面面积。

4.4.3 矩形钢管混凝土构件钢管管壁板件的宽厚比 $b/t, h/t$ (图 4.4.3), 应不大于表 4.4.3 的规定。

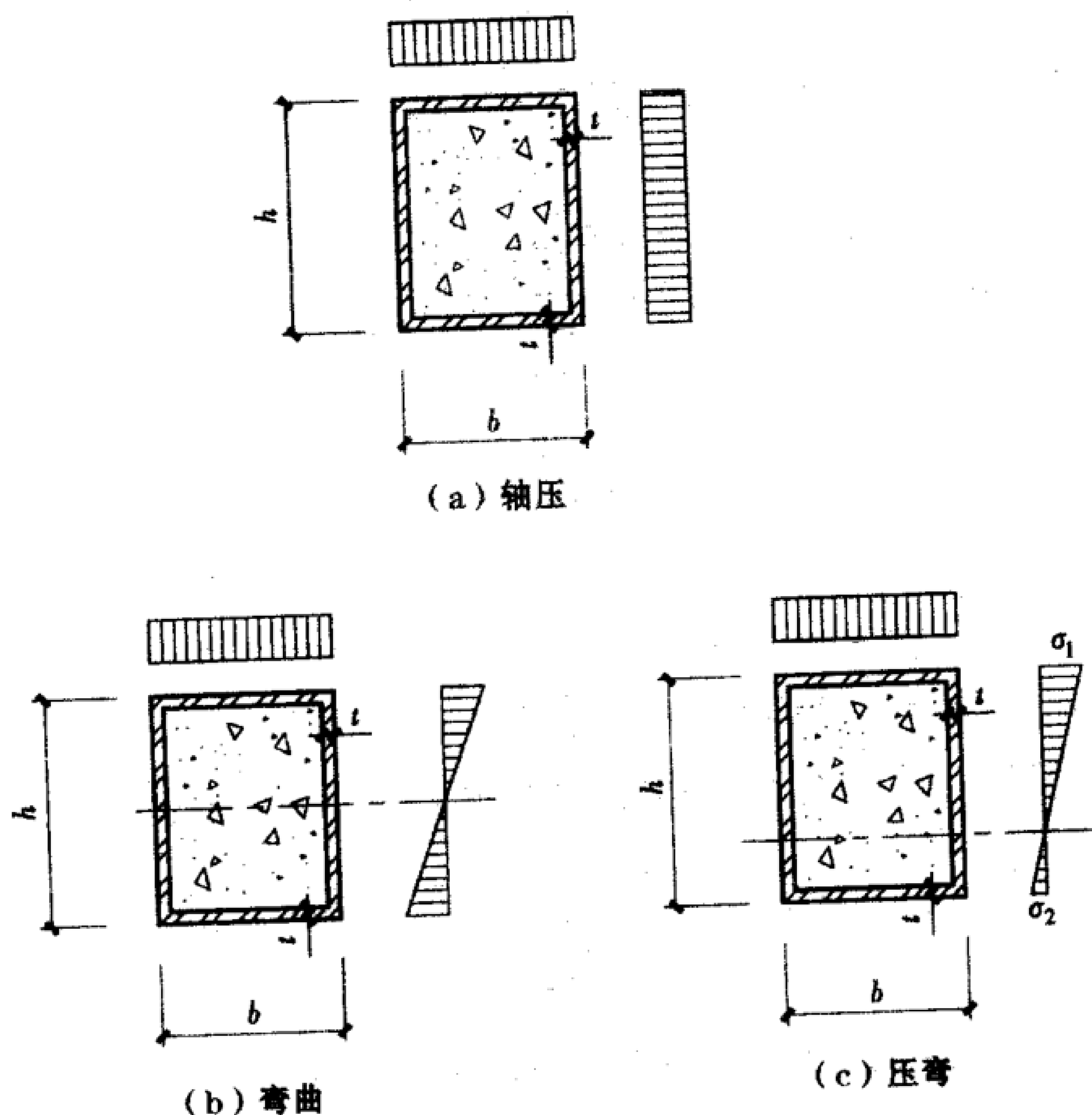


图 4.4.3 矩形钢管截面板件应力分布示意

表 4.4.3 矩形钢管管壁板件宽厚比 b/t 、 h/t 的限值

构件类型	b/t	h/t
轴压(图 4.4.3-a)	60ϵ	60ϵ
弯曲(图 4.4.3-b)	60ϵ	150ϵ
压弯(图 4.4.3-c)	60ϵ	当 $1 \geq \psi > 0$ 时 $30(0.9\psi^2 - 1.7\psi + 2.8)\epsilon$ 当 $0 \geq \psi \geq -1$ 时 $30(0.74\psi^2 - 1.44\psi + 2.8)\epsilon$

注:1 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$; f_y ——钢材的屈服强度,对 Q235 钢 $f_y = 235\text{N/mm}^2$,对 Q345 钢 $f_y = 345\text{N/mm}^2$,对 Q390 钢 $f_y = 390\text{N/mm}^2$,对 Q420 钢 $f_y = 420\text{N/mm}^2$ 。

2 $\psi = \sigma_2/\sigma_1$; σ_1 、 σ_2 ——分别为板件最外边缘的最大、最小应力(N/mm^2),压应力为正,拉应力为负。

3 当施工阶段验算时,表 4.4.3 中的限值应除以 1.5,但 $\epsilon = \sqrt{235/1.1\sigma_0}$, σ_0 应按第 4.1.6 条的规定,取施工阶段荷载作用下的板件实际应力设计值,压弯时 σ_0 取 σ_1 。

4.4.4 矩形钢管混凝土构件的长细比容许值,可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

4.4.5 在每层钢管混凝土柱下部的钢管壁上应对称开两个排气孔,孔径为 20mm。

5 结构体系和结构分析

5.1 结构体系

5.1.1 矩形钢管混凝土可用于多、高层建筑的框架体系、框架-支撑体系、框架-剪力墙体系、框架筒体体系、巨型框架体系和交错桁架体系等的框架柱构件。

5.1.2 矩形钢管混凝土结构可与钢结构、型钢混凝土结构、钢筋混凝土结构和圆形钢管混凝土结构同时使用。

5.1.3 矩形钢管混凝土结构的适用最大高度应符合表 5.1.3 的规定。对平面和竖向均不规则的结构或Ⅳ类场地上的结构,适用的最大高度应适当降低。

表 5.1.3 矩形钢管混凝土结构适用的最大高度(m)

结构体系	非抗震	抗震设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
框架	150	110		90	50
框架-钢支撑(嵌入式剪力墙)	260	220		200	140
框架-混凝土剪力墙、框架-混凝土核心筒	240	220	190	150	70
框筒、筒中筒	360	300		260	180

注:筒中筒的筒体为由钢结构或矩形钢管混凝土结构组成的筒体。

5.1.4 矩形钢管混凝土结构民用房屋适用的最大高宽比,不宜大于表 5.1.4 的规定。

表 5.1.4 矩形钢管混凝土结构民用房屋适用的最大高宽比

结构体系	非抗震	抗震设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
框架、框架-钢支撑(嵌入式剪力墙)	7	6.5		6	5.5
框架-混凝土剪力墙、框架-混凝土核心筒	8	7		6	4
框筒、筒中筒	8	7		6	5.5

注:筒中筒的筒体为由钢结构或矩形钢管混凝土结构组成的筒体。

5.1.5 矩形钢管混凝土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》GB 50011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。

5.1.6 在采用框架-混凝土核心筒的结构体系中,周边矩形钢管混凝土柱框架的梁与柱连接,在抗震设防烈度为7度及以上地区应采用刚接;在6度地区,可采用部分铰接;在非抗震设防地区,允许全部采用铰接。

5.1.7 矩形钢管混凝土用于多、高层建筑结构的框架时,框架梁宜采用钢梁或钢-混凝土组合梁,也可采用钢筋混凝土梁、钢桁架、矩形钢管混凝土桁架或组合桁架;抗侧力构件可采用钢支撑、带竖缝钢筋混凝土剪力墙、内藏钢支撑混凝土剪力墙、钢板剪力墙或钢筋混凝土剪力墙。楼盖可采用钢-混凝土组合梁或非组合梁,楼板可采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板或非组合楼板,也可采用装配-整体式钢筋混凝土楼板、预制板或其他轻型楼板。采用装配整体式钢筋混凝土楼板、预制板或其他轻型楼板时,应将楼板预埋件与钢梁焊接,或采取其他保证楼盖整体性的措施。

5.1.8 采用框架-支撑结构体系时,支撑在竖向宜连续布置。必要时,可设置结构加强层。

5.1.9 采用框架-混凝土剪力墙结构体系时,混凝土剪力墙宜采用带翼墙或有端柱的剪力墙。

5.1.10 采用矩形钢管混凝土框架柱的多层建筑,矩形钢管混凝土柱宜采用埋入式柱脚;当设置地下室且框架柱伸至地下一层时,或按7度及以下抗震设防时,也可采用外包式柱脚或外露式柱脚;当有根据时,也可采用其他型式的柱脚。

5.2 结构分析

5.2.1 矩形钢管混凝土结构分析应符合下列规定:

1 抗震设计时,在多遇地震作用下,矩形钢管混凝土结构与

混凝土结构的混合结构的阻尼比可取 0.04;其他情况下的阻尼比可取 0.035;在罕遇地震下,阻尼比可取 0.05。

2 内力和变形计算时,应按第 5.2.2 条规定的刚度对结构进行弹性分析。

3 对钢-混凝土组合构件,进行混凝土硬结后承载力计算时,可不计入混凝土的抗拉强度;但结构分析时,构件刚度计算可计入混凝土受拉区,并按等截面构件计算。当进行框架弹性分析时,压型钢板组合楼盖中梁的惯性矩宜按下列规定取用:对两侧有楼板的梁,取 $1.5I_b$;对仅一侧有楼板的梁,取 $1.2I_b$, I_b 为钢梁的截面惯性矩。

4 当钢-混凝土组合梁按塑性理论设计时,可考虑连续梁跨间的内力重分布,进行弯矩调幅。计算时,可将混凝土截面按弹性模量比换算为等效的钢截面。

5 钢-混凝土组合结构应进行施工阶段(混凝土浇筑前和混凝土硬结前)的结构分析和验算。此时,不考虑混凝土的承载作用,应按钢结构进行设计。

5.2.2 矩形钢管混凝土构件的刚度,可按下列规定取值:

轴向刚度

$$EA = E_s A_s + E_c A_c$$

弯曲刚度

$$EI = E_s I_s + 0.8 E_c I_c$$

式中 I_s ——钢管截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩;

I_c ——管内混凝土截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩;

E_s 、 E_c ——钢材、混凝土的弹性模量。

5.2.3 在抗震设防烈度为 7 度及以上的地区,采用矩形钢管混凝土柱框架与抗侧力构件(支撑框架、剪力墙等)组成的双重结构体系,其框架部分按计算所得的地震剪力应乘以调整系数,使其值达到不小于结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分地震剪力最大

值 1.8 倍二者中的较小值。

5.2.4 抗震设计时,框架角柱的组合弯矩设计值、剪力设计值应乘以不小于 1.1 的增大系数。

6 承重构件设计

6.1 轴心受力构件的计算

6.1.1 矩形钢管混凝土轴心受压构件的承载力应满足下式的要求:

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma} N_u \quad (6.1.1-1)$$

$$N_u = f A_s + f_c A_c \quad (6.1.1-2)$$

式中 N ——轴心压力设计值;

N_u ——轴心受压时截面受压承载力设计值;

γ ——系数,无地震作用组合时, $\gamma = \gamma_0$;有地震作用组合时, $\gamma = \gamma_{RE}$; γ_0 和 γ_{RE} 按第 4.1.5 条取用。

当钢管截面有削弱时,其净截面承载力应满足下式的要求:

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma} N_{un} \quad (6.1.1-3)$$

$$N_{un} = f A_{sn} + f_c A_c \quad (6.1.1-4)$$

式中 N_{un} ——轴心受压时净截面受压承载力设计值;

A_{sn} ——钢管的净截面面积。

6.1.2 轴心受压构件的稳定性应满足下式的要求:

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma} \varphi N_u \quad (6.1.2-1)$$

$$\text{当 } \lambda_0 \leqslant 0.215 \text{ 时, } \varphi = 1 - 0.65 \lambda_0^2 \quad (6.1.2-2)$$

$$\text{当 } \lambda_0 > 0.215 \text{ 时, } \varphi = \frac{1}{2 \lambda_0^2} [(0.965 + 0.300 \lambda_0 + \lambda_0^2) - \sqrt{(0.965 + 0.300 \lambda_0 + \lambda_0^2)^2 - 4 \lambda_0^2}] \quad (6.1.2-3)$$

式中 φ ——轴心受压构件的稳定系数,其值可从附录 A 查得;

λ_0 ——相对长细比,按第 6.1.3 条计算。

6.1.3 轴心受压构件的相对长细比应按下式计算：

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (6.1.3-1)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0} \quad (6.1.3-2)$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}} \quad (6.1.3-3)$$

式中 f_y ——钢材的屈服强度,其值按表 4.4.3 注取用;

λ ——矩形钢管混凝土轴心受压构件的长细比;

l_0 ——轴心受压构件的计算长度;

r_0 ——矩形钢管混凝土轴心受压构件截面的当量回转半径。

6.1.4 矩形钢管混凝土轴心受拉构件的承载力应满足下式要求：

$$N \leq \frac{1}{\gamma} A_{sn} f \quad (6.1.4)$$

式中 N ——轴心拉力设计值;

f ——钢材的抗拉强度设计值。

6.2 压弯、拉弯构件的计算

6.2.1 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件,其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{N_{un}} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.1-1)$$

同时应满足下式的要求：

$$\frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.1-2)$$

$$M_{un} = [0.5 A_{sn} (h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)] f \quad (6.2.1-3)$$

$$d_n = \frac{A_s - 2bt}{(b - 2t) \frac{f_c}{f} + 4t} \quad (6.2.1-4)$$

式中 N ——轴心压力设计值；

M ——弯矩设计值；

α_c ——混凝土工作承担系数，按式(4.2.2)计算；

M_{ux} ——只有弯矩作用时净截面的受弯承载力设计值；

f ——钢材抗弯强度设计值；

b, h ——分别为矩形钢管截面平行、垂直于弯曲轴的边长；

t ——钢管壁厚；

d_n ——管内混凝土受压区高度。

6.2.2 弯矩作用在一个主平面内(绕 x 轴)和矩形钢管混凝土压弯构件，其弯矩作用平面内的稳定性应满足下式的要求：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.2-1)$$

$$M_{ux} = [0.5 A_s (h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)] f \quad (6.2.2-2)$$

$$N'_{Ex} = \frac{N_{Ex}}{1.1} \quad (6.2.2-3)$$

$$N_{Ex} = N_u \frac{\pi^2 E_s}{\lambda_x^2 f} \quad (6.2.2-4)$$

并应满足下式的要求：

$$\frac{\beta M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.2-5)$$

同时，弯矩作用平面外的稳定性应满足下式的要求：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta M_x}{1.4 M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.2-6)$$

式中 φ_x, φ_y ——分别为弯矩作用平面内、弯矩作用平面外的轴心受压稳定系数，按式(6.1.2-2、6.1.2-3)计算，或从附录 A 查得；

N_{Ex} ——欧拉临界力；

M_{ux} ——只有弯矩 M_x 作用时截面的受弯承载力设计值；

β ——等效弯矩系数。

6.2.3 等效弯矩系数应根据稳定性的计算方向按下列规定采用：

- 1 在计算方向内有侧移的框架柱和悬臂构件, $\beta=1.0$;
- 2 在计算方向内无侧移的框架柱和两端支承的构件:

(1) 无横向荷载作用时: $\beta=0.65+0.35 \frac{M_2}{M_1}$, M_1 和 M_2 为端弯矩, 使构件产生相同曲率时取同号, 使构件产生反向曲率时取异号, $|M_1| \geq |M_2|$;

(2) 有端弯矩和横向荷载作用时:

使构件产生同向曲率时, $\beta=1.0$;

使构件产生反向曲率时, $\beta=0.85$;

(3) 无端弯矩但有横向荷载作用时, $\beta=1.0$ 。

6.2.4 弯矩作用在一个主面内的矩形钢管混凝土拉弯构件, 其承载力应满足下式的要求:

$$\frac{N}{fA_{su}} + \frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.4)$$

6.2.5 弯矩作用在两个主面内的双轴压弯矩形钢管混凝土构件, 其承载力应满足下式的要求:

$$\frac{N}{N_{un}} + (1-\alpha_c) \frac{M_x}{M_{unx}} + (1-\alpha_c) \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.5-1)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.5-2)$$

式中 M_x 、 M_y ——分别为绕主轴 x 、 y 轴作用的弯矩设计值;

M_{unx} 、 M_{uny} ——分别为绕 x 、 y 轴的净截面受弯承载力设计值,

按式(6.2.1-3)计算。

6.2.6 双轴压弯矩形钢管混凝土构件绕主轴 x 轴的稳定性, 应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + (1-\alpha_c) \frac{\beta_x M_x}{(1-0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4 M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-1)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{\beta_x M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4 M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-2)$$

绕主轴 y 轴的稳定性,应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_y M_y}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}) M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-3)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}) M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-4)$$

式中 φ_x, φ_y ——分别为绕主轴 x 轴、绕主轴 y 轴的轴心受压稳定系数,可按式(6.1.2-2)计算,或从附录 A 查得;

β_x, β_y ——分别为在计算稳定的方向对 M_x, M_y 的弯矩等效系数,其值由第 6.2.3 条确定;

M_{ux}, M_{uy} ——分别为绕 x, y 轴的受弯承载力设计值,按式(6.2.2-2)计算。

6.2.7 弯矩作用在两个主平面内的双轴拉弯矩形钢管混凝土构件,其承载力应满足下式的要求:

$$\frac{N}{f A_{sn}} + \frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.7)$$

6.3 框架柱的设计要求

6.3.1 矩形钢管混凝土框架柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

6.3.2 当矩形钢管混凝土构件用作抗震设防区的多层和高层框架结构柱时,矩形钢管混凝土柱的混凝土工作承担系数 α_c 应符合下式的要求:

$$\alpha_c \leq [\alpha_c] \quad (6.3.2)$$

式中 $[\alpha_c]$ ——考虑柱具有一定延性的混凝土工作承担系数的限值,按表 6.3.2 确定。

表 6.3.2 混凝土工作承担系数限值 $[\alpha_c]$

长细比 λ	轴 压 比(N/N_u)	
	≤ 0.6	> 0.6
≤ 20	0.50	0.47
30	0.45	0.42
40	0.40	0.37

注:当 λ 值在 20~30、30~40 之间时, $[\alpha_c]$ 可按线性插值取值。

6.3.3 对抗震设防的框架柱,在框架的任一节点处,宜同时满足式(6.3.3-1)和式(6.3.3-2)的要求:

$$\sum (1 - \frac{N}{N_{uk}}) \frac{M_{uk}}{1 - \alpha_c} \geq \eta_c \sum M_{uk}^b \tag{6.3.3-1}$$

$$\sum M_{uk} \geq \eta_c \sum M_{uk}^b \tag{6.3.3-2}$$

$$N_{uk} = f_y A_s + f_{ck} A_c \tag{6.3.3-3}$$

$$M_{uk} = [0.5 A_s (h - 2t - d_{nk}) + bt(t + d_{nk})] f_y \tag{6.3.3-4}$$

- 式中 N ——按多遇地震作用组合的柱轴力设计值;
- N_{uk} ——矩形钢管混凝土柱轴心受压时,截面受压承载力标准值;
- f_{ck} ——框架柱管内混凝土的抗压强度标准值,按表 4.3.4 采用;
- η_c ——强柱系数,一般取 1.0,对于超过 6 层的框架,8 度设防时取 1.2,9 度设防时取 1.3;
- M_{uk}^b ——计算平面内交汇于节点的框架梁的全塑性受弯承载力标准值;
- M_{uk} ——计算平面内交汇于节点的框架柱的全塑性受弯承载力标准值;
- $b、h$ ——分别为矩形钢管截面平行、垂直于弯曲轴的边长;
- d_{nk} ——框架柱管内混凝土受压区高度,按(6.2.1-4)式计

算,其中 f_c 用 f_{ck} 、 f 用 f_y 替代。

6.3.4 矩形钢管混凝土柱的剪力可假定由钢管管壁承受,其剪切强度应同时满足下式要求:

$$V_x \leqslant 2t(b-2t)f_v \quad (6.3.4-1)$$

$$V_y \leqslant 2t(h-2t)f_v \quad (6.3.4-2)$$

式中 V_x 、 V_y ——矩形钢管混凝土柱中沿主轴 x 轴、主轴 y 轴的最大剪力设计值;

b ——矩形钢管沿主轴 x 轴方向的边长;

h ——矩形钢管沿主轴 y 轴方向的边长;

f_v ——钢材的抗剪强度设计值。

7 节点设计

7.1 梁柱连接

7.1.1 节点的形式应构造简单、整体性好、传力明确、安全可靠、节约材料和施工方便。节点设计应做到构造合理,使节点具有必要的延性,能保证焊接质量,并避免出现应力集中和过大约束应力。

7.1.2 矩形钢管混凝土柱与钢梁的连接可采用下列型式:

1 带短梁内隔板式连接。矩形钢管内设隔板,柱外预焊短钢梁;钢梁的缘与柱边预设短钢梁的翼缘焊接,钢梁的腹板与短钢梁的腹板用双夹板高强度螺栓摩擦型连接(图 7.1.2-1)。

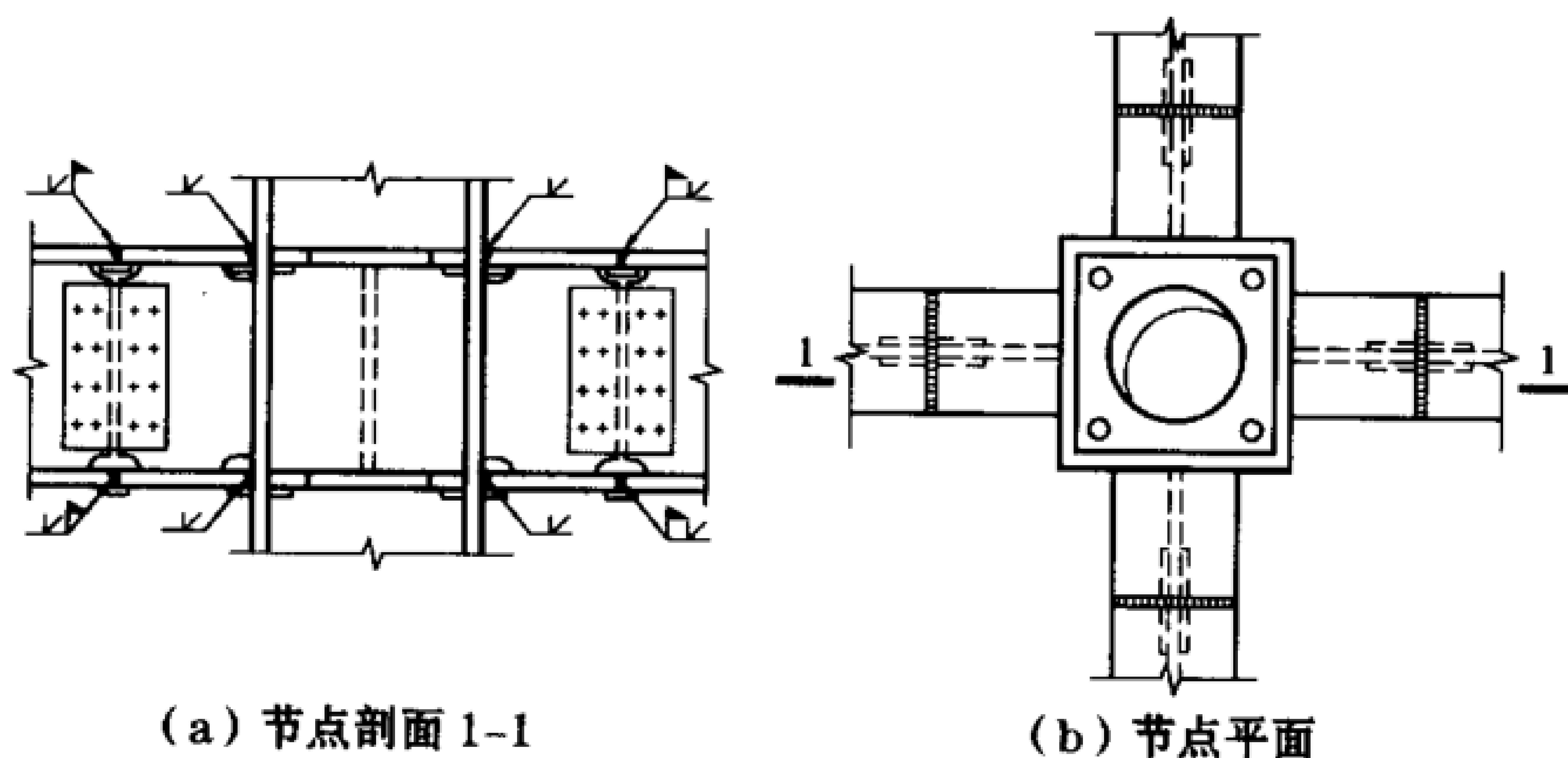


图 7.1.2-1 带短梁内隔板式梁柱连接

2 外伸内隔板式连接。矩形钢管内设隔板,隔板贯通钢管壁,钢管与隔板焊接;钢梁腹板与柱钢管壁通过连接板采用高强度螺栓摩擦型连接;钢梁翼缘与外伸的内隔板焊接(图 7.1.2-2)。

3 外隔板式连接。钢梁腹板与柱外预设的连接件采用高强度螺栓摩擦型连接;柱外设水平外隔板,钢梁翼缘与外隔板焊接(图 7.1.2-3)。

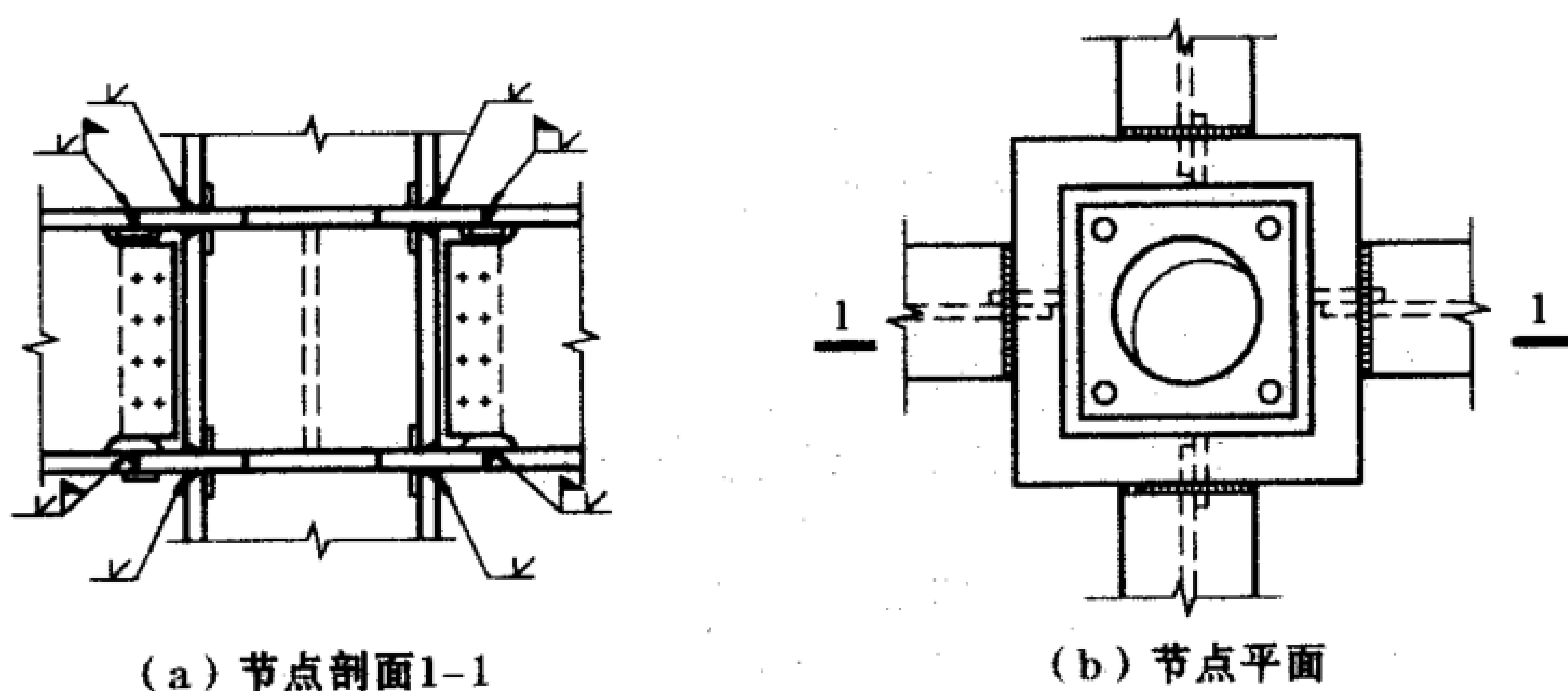


图 7.1.2-2 外伸内隔板式梁柱连接

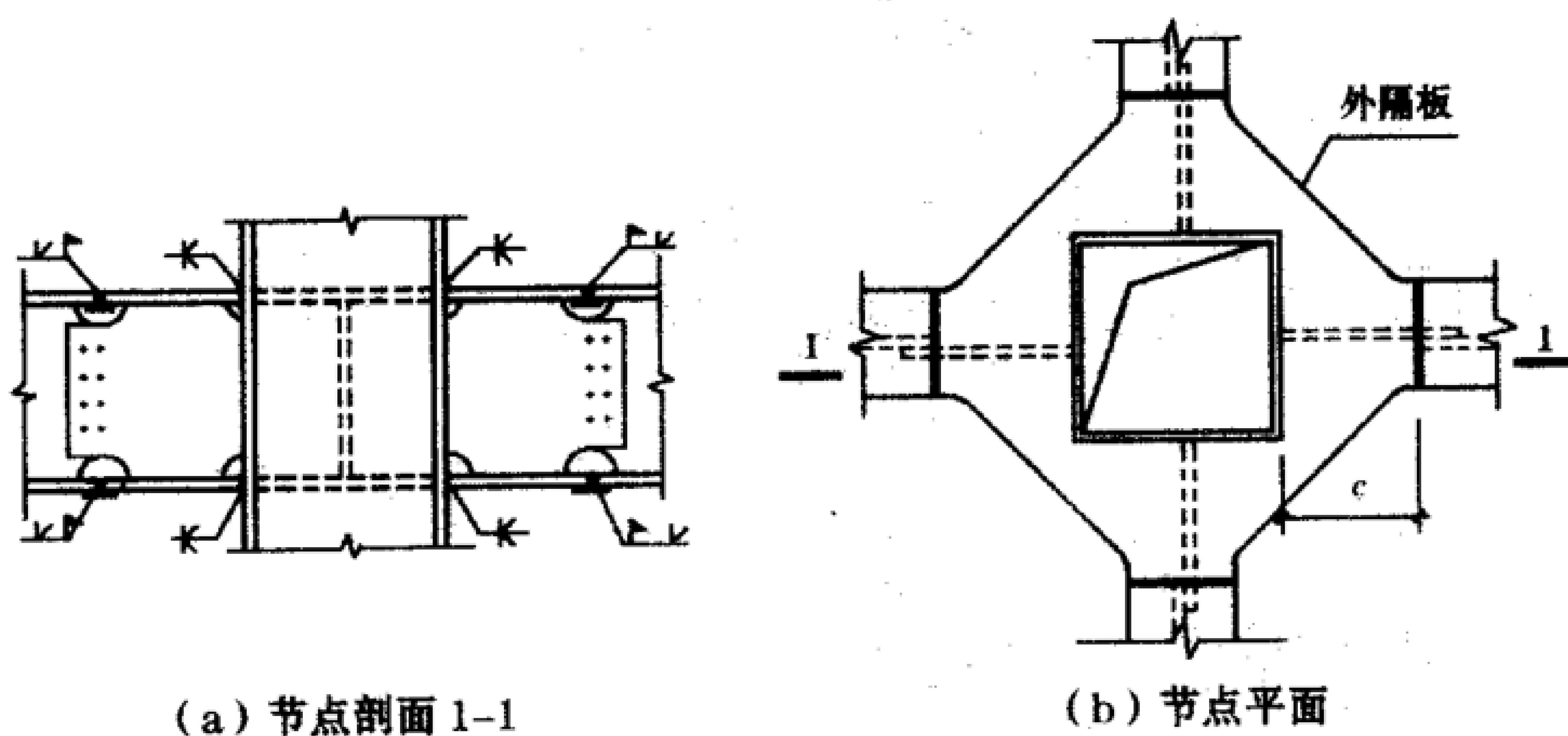


图 7.1.2-3 外隔板式梁柱连接

4 内隔板式连接。钢梁腹板与柱钢管壁通过连接板采用高强度螺栓摩擦型连接;矩形钢管混凝土柱内设隔板,钢梁翼缘与柱钢管壁焊接(图 7.1.2-4)。

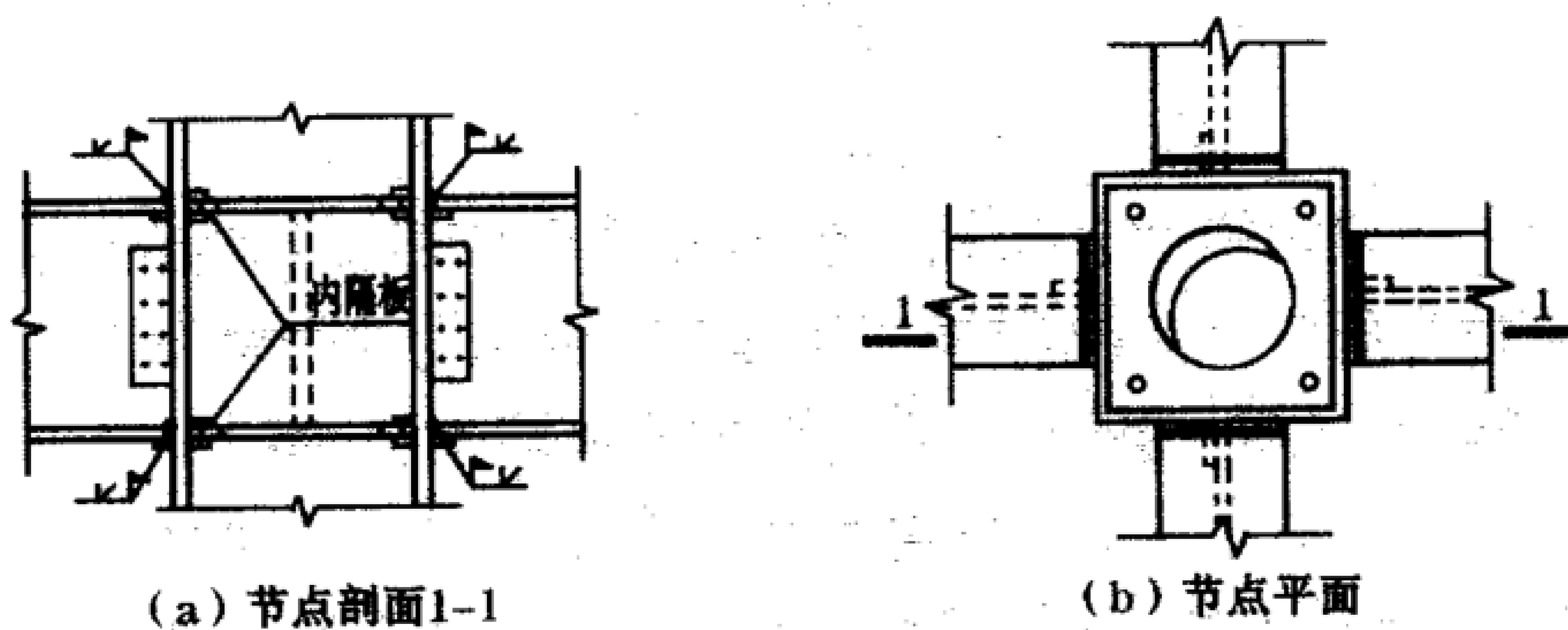


图 7.1.2-4 内隔板式梁柱连接

5 当为 8 度设防Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度设防时,柱与钢梁的刚性连接宜采用能将塑性铰外移的骨形连接。

6 当钢梁与柱为铰接连接时,钢梁翼缘与钢管可不焊接。腹板连接采用内隔板式连接型式。

7.1.3 矩形钢管混凝土柱与现浇钢筋混凝土梁的连接可采用下列型式:

1 环梁-钢承重销式连接。在钢管外壁焊半穿心钢牛腿,柱外设八角形钢筋混凝土环梁;梁端纵筋锚入钢筋混凝土环梁传递弯矩(图 7.1.3-1)。

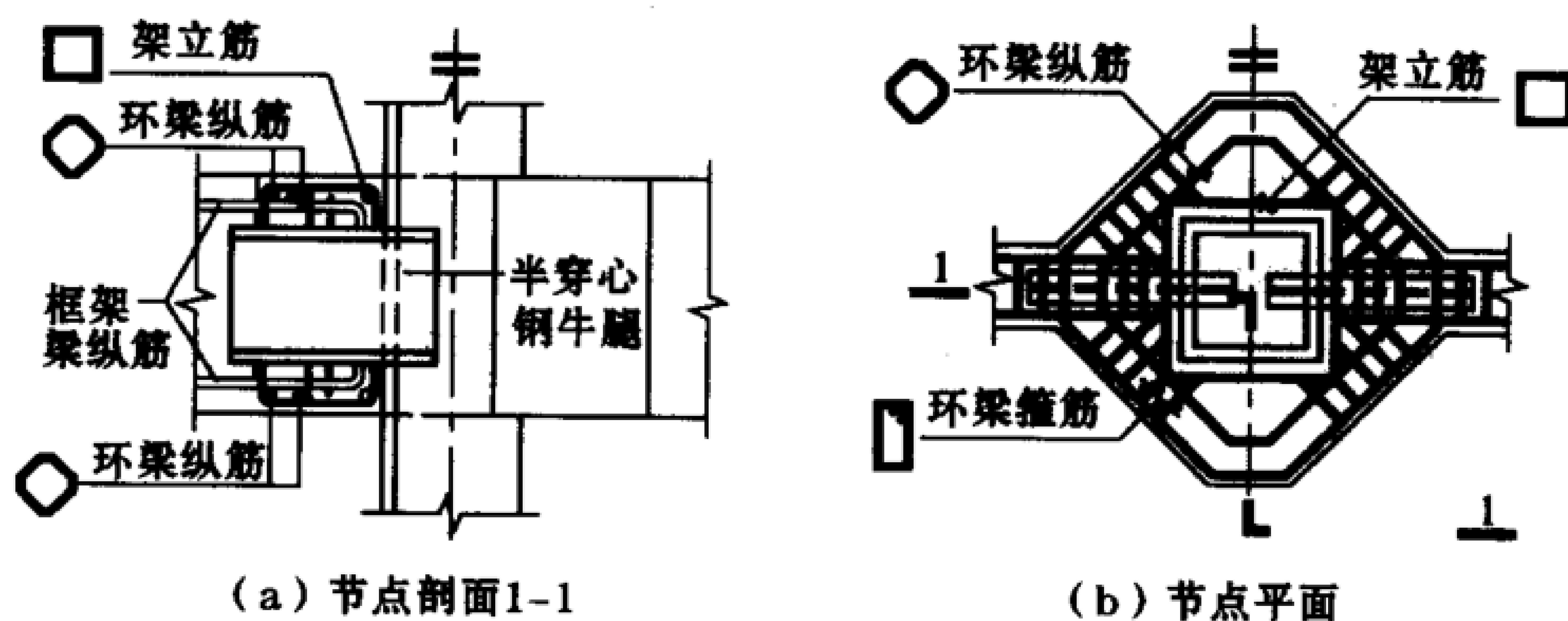


图 7.1.3-1 环梁-钢承重销式连接节点

2 穿筋式连接。柱外设矩形钢筋混凝土环梁,在钢管外壁焊水平肋钢筋(或水平肋板),通过环梁和肋钢筋(或肋板)传递梁端剪力;框架梁纵筋通过预留孔穿越钢管传递弯矩(图 7.1.3-2)。

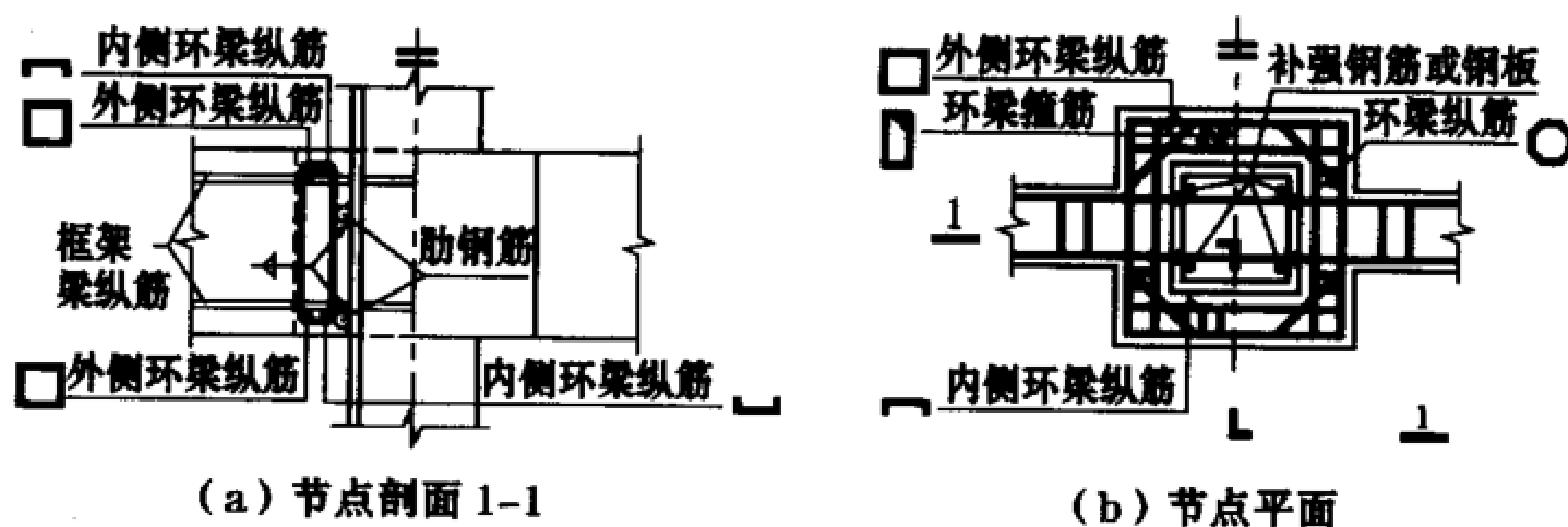


图 7.1.3-2 穿筋式节点

7.1.4 抗震设计时,钢梁与柱的连接除应按地震组合内力进行强度验算外,尚应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011

第 8.2.8 条第 1 款的要求。对于钢筋混凝土梁与矩形钢管混凝土柱的连接节点(图 7.1.3-1、图 7.1.3-2),在柱边处按实际配筋计算所得的抗弯承载力与该处设计弯矩之比值不应小于梁端处相应比值的 η_m 倍;柱边处的抗剪承载力应不小于梁两端出现塑性铰时梁中剪力的 η_v 倍。 η_m 和 η_v 可按表 7.1.4 采用。

表 7.1.4 η_m 、 η_v 的值

抗震等级	一	二	三、四
η_m	1.30	1.2	1.1
η_v	1.35	1.2	1.1

注:本表中,框架的抗震等级按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 表 6.1.2 确定,对高层建筑尚应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定。

7.1.5 带内隔板的矩形钢管混凝土柱与钢梁的刚性焊接节点,除应验算连接焊缝和高强度螺栓的强度外,尚应按下列规定验算节点的强度(图 7.1.5):

1 节点抗剪承载力应符合(7.1.5-1)式的要求:

$$\beta_v V \leq \frac{1}{\gamma} V_u^i \tag{7.1.5-1}$$

$$V_u^i = \frac{2N_y h_c + 4M_{uw} + 4M_{uj} + 0.5N_{cv} h_c}{h_b} \tag{7.1.5-2}$$

$$N_y = \min \left(\frac{a_c h_b f_w}{\sqrt{3}}, \frac{t h_b f}{\sqrt{3}} \right) \tag{7.1.5-3}$$

$$M_{uw} = \frac{h_b^2 t [1 - \cos(\sqrt{3} h_c / h_b)] f}{6} \tag{7.1.5-4}$$

$$M_{uj} = \frac{1}{4} b_c t_j^2 f_j \tag{7.1.5-5}$$

$$N_{cv} = \frac{2b_c h_c f_c}{4 + (\frac{h_c}{h_b})^2} \tag{7.1.5-6}$$

$$V = \frac{2M_c - V_b h_c}{h_b} \tag{7.1.5-7}$$

式中 V ——节点所承受的剪力设计值；

β_v ——剪力放大系数,抗震设计时取 1.3,非抗震设计时取 1.0；

V_u^j ——节点受剪承载力设计值；

M_c ——节点上、下柱弯矩设计值的平均值,弯矩对节点顺时针作用时为正；

V_b ——节点左、右梁端剪力设计值的平均值,剪力对节点中心逆时针作用时为正；

t, t_j ——柱钢管壁、内隔板厚度；

f_w, f, f_j ——焊缝、钢柱管壁、内隔板钢材的抗拉强度设计值；

b_c, h_c ——管内混凝土截面的宽度和高度；

h_b ——钢梁截面的高度；

a_c ——钢管角部的有效焊缝厚度。

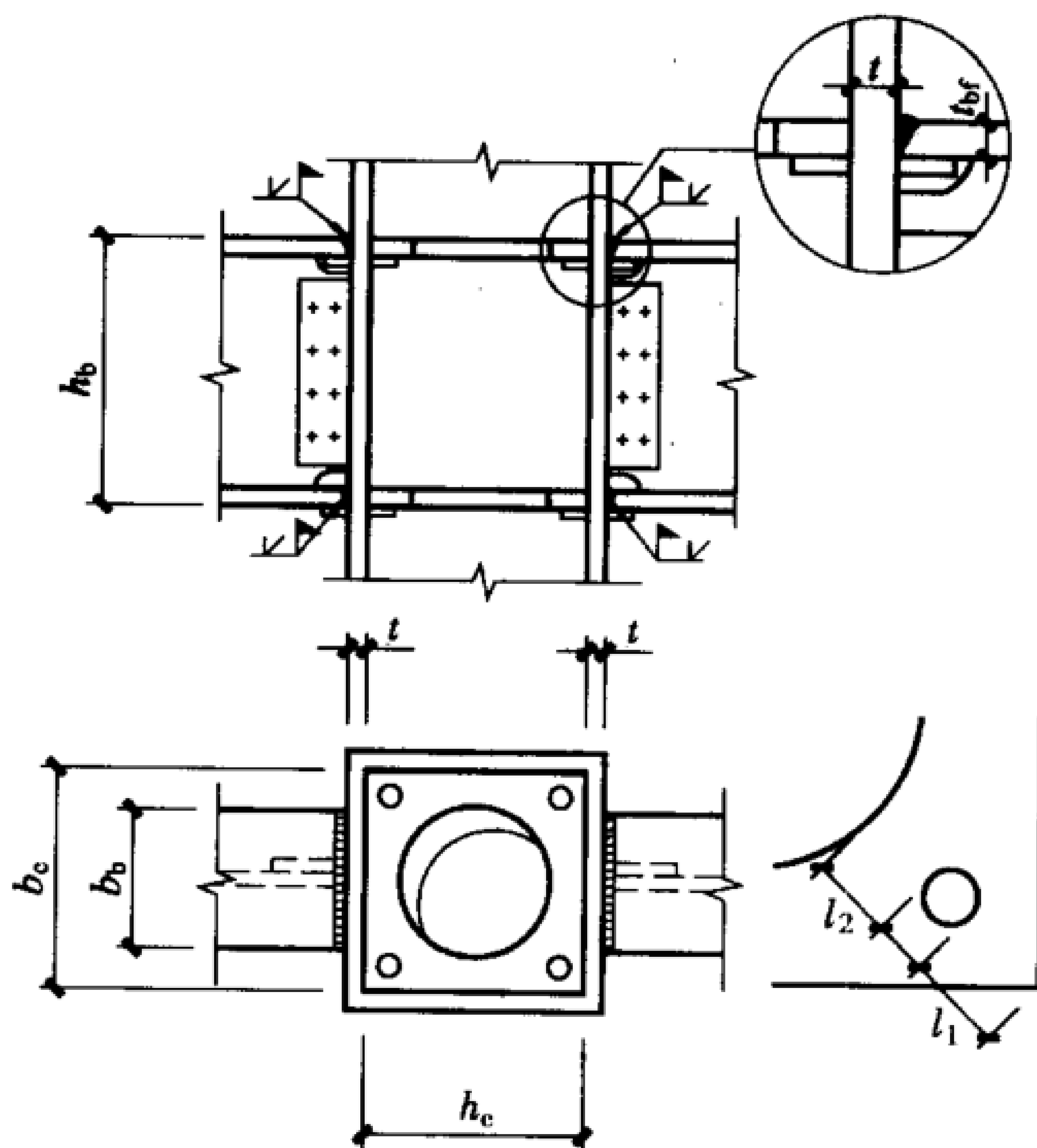


图 7.1.5 带内隔板的刚性节点

2 节点的抗弯强度应符合式(7.1.5-8)的要求：

$$\beta_m M \leq \frac{1}{\gamma} M_u^j \quad (7.1.5-8)$$

$$M_u = \left[\frac{(4x + 2t_{bf})(M_u + M_a)}{0.5(b - b_b)} + \frac{4bM_u}{x} + \sqrt{2}t_j f_j (l_2 + 0.5l_1) \right] (h_b - t_{bf}) \quad (7.1.5-9)$$

$$M_u = 0.25ft^2 \quad (7.1.5-10)$$

$$M_a = \min(M_u, 0.25f_w a_c^2) \quad (7.1.5-11)$$

$$x = \sqrt{0.25(b - b_b)b} \quad (7.1.5-12)$$

式中 M ——节点处梁端弯矩设计值；

β_m ——弯矩放大系数，抗震设计时，取 1.2；非抗震设计时，取 1.0；

M_u ——节点的受弯承载力设计值；

x ——由 $\partial M_u / \partial x = 0$ 确定的值；

b, b_b ——柱宽、梁宽；

t_{bf} ——梁翼缘厚度；

l_1, l_2 ——内隔板上气孔到边缘的距离(图 7.1.5)。

7.1.6 当采用环梁-钢承重销式连接时(图 7.1.3-1)，垂直于梁轴的柱截面宽度(b)不宜小于框架梁宽度的 1.8 倍。钢牛腿的里端进入钢管内的长度不应小于 $h/4$ (h 为平行于梁轴线的柱边长)，外端宜进入框架梁端。钢牛腿高度应尽可能大，但不应影响环梁和框架梁浇筑混凝土。

7.1.7 矩形钢管混凝土柱与现浇钢筋混凝土梁采用穿筋式连接时(图 7.1.3-2)，应按下列规定进行设计：

1 环梁的抗剪强度应符合式(7.1.7-1)的要求(图 7.1.7)：

$$\eta_v V \leq \frac{1}{\gamma} V_{su} \quad (7.1.7-1)$$

$$V_{su} = 2f_b A_{sb} \sin\theta + f_s A_{sv} \quad (7.1.7-2)$$

式中 V_{su} ——矩形环梁的受剪承载力设计值；

A_{sb}, f_b ——弯起钢筋(置于环梁外侧)的截面面积及其抗拉强度设计值；

V ——梁端剪力设计值；

η_v ——剪力放大系数,抗震设计时按表 7.1.4 取值,非抗震设计时取 1.0;

A_{sv} 、 f_s ——柱宽或 3 倍框架梁宽二者之小者范围内的箍筋截面面积及其抗拉强度设计值;

θ ——弯起钢筋与水平面的夹角。

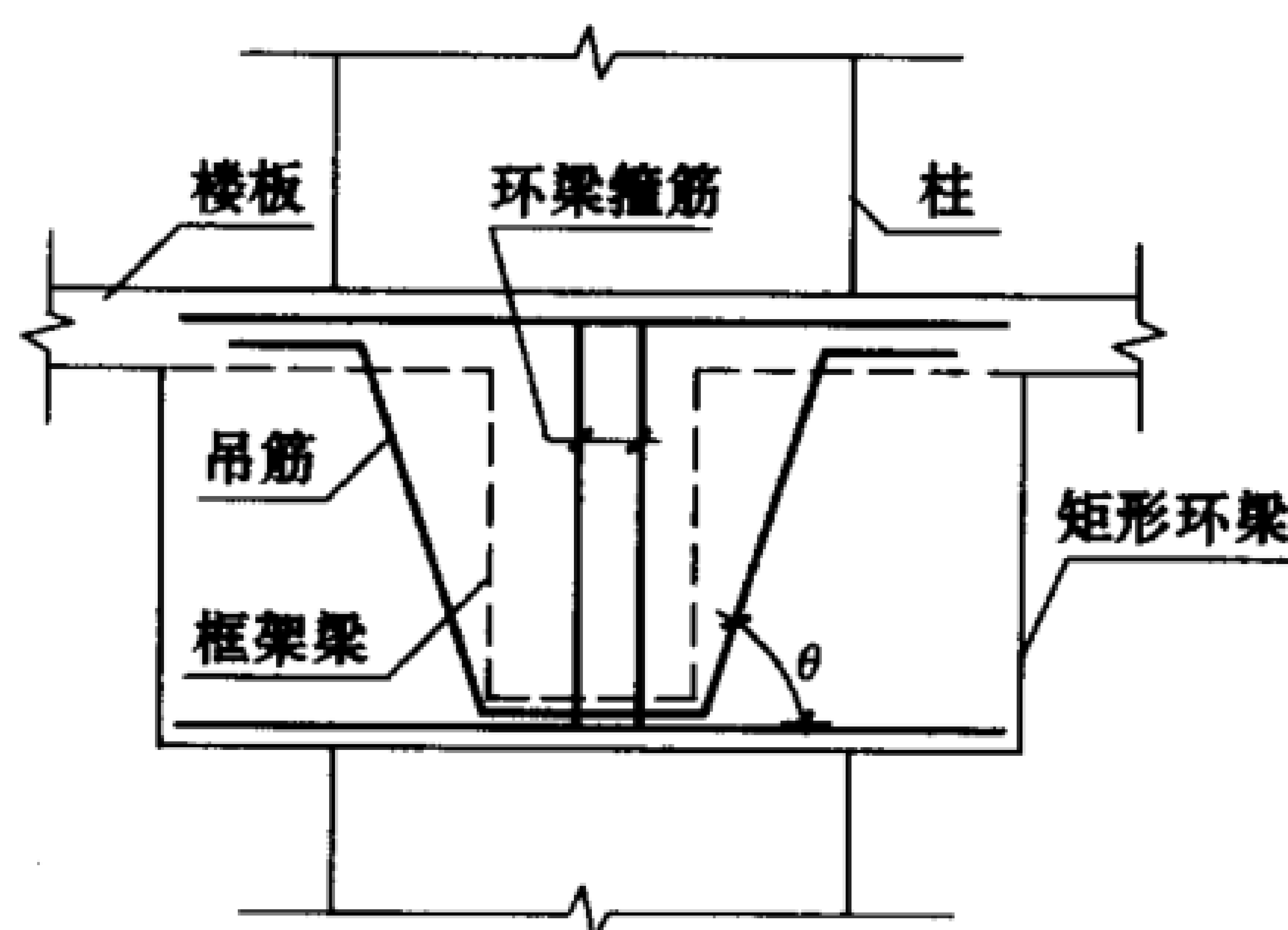


图 7.1.7 穿筋式节点抗剪构造

2 钢管与矩形钢筋混凝土环梁间结合面的承载力验算,应包括肋钢筋的焊缝强度、混凝土的直剪承载力、混凝土的局部承压三个方面。

验算肋钢筋焊缝强度时,焊缝在剪力作用下按纯剪切考虑,可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定计算。

验算结合面混凝土直剪承载力时,混凝土直剪强度设计值可取 $1.5f_t$,结合面直剪承载力可按式验算:

$$\eta_v V_j \leq \frac{1}{\gamma} V_{js} \quad (7.1.7-3)$$

$$V_{js} = 1.5 f_t A_{cs} \quad (7.1.7-4)$$

式中 V_j ——环梁与柱结合面上的剪力设计值;

V_{js} ——环梁与柱结合面的直剪承载力设计值;

A_{cs} ——结合面混凝土的直剪面积;

f_t ——混凝土的抗拉强度设计值。

验算结合面肋钢筋上混凝土的受压承载力时,局部承压混凝土

土的垂直抗压强度可取 $1.5f_c$, 局压承载力可按下式验算:

$$\eta_v V_j \leq \frac{1}{\gamma} V_{jb} \quad (7.1.7-5)$$

$$V_{jb} = 1.5f_c l d \quad (7.1.7-6)$$

式中 V_{jb} ——环梁与柱结合面处肋钢筋上混凝土的局部承压力设计值;

l ——肋钢筋或肋钢板的长度;

d ——肋钢筋直径或肋钢板的挑出宽度。

7.1.8 节点设计时宜尽量减少现场焊接。当确实需要现场焊接时,焊缝质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205相应级别的要求。当焊缝用作传递拉力时,宜采用全熔透焊缝,且要求焊缝至少与连接件等强。焊缝应避免交叉,减少应力集中。

7.1.9 当现浇钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时,梁钢筋的锚固和箍筋加密区应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定。

7.1.10 当钢管混凝土柱钢筋混凝土梁采用穿筋式节点时,孔径宜取 $1.2d$ (d 为梁的纵筋直径),最大不应超过 $2d$;不得在现场采用气割扩孔,避免造成刻槽,产生严重的应力集中;柱钢管壁开孔后,应在钢管内壁采取相应补强措施;贯穿钢管的钢筋之间净距不应小于 1.5 倍柱中混凝土骨料的最大粒径及 40mm。

7.1.11 当采用在钢管壁上焊接肋钢筋(或钢板)来传递结合面剪力时,肋钢筋的直径(或肋钢板的挑出宽度)应由式(7.1.7-5)确定,且应与环梁混凝土粗骨料的最大粒径相当,可取 20~30mm。最少应设置中部、下部两道肋钢筋;抗震设计时,至少应设上、中、下三道肋钢筋。

7.1.12 抗震设计中,当梁与矩形钢管混凝土柱刚接,且钢管为四块钢板焊接时,钢管角部的拼接焊缝在框架梁上、下 600mm 范围内应采用全熔透焊缝,其余部位可采用部分熔透焊缝。当钢梁的

上下翼缘与柱外短梁、隔板或柱面焊接连接时,应采用全熔透坡口焊缝,并在梁上下翼缘的底面设置焊接衬板。为便于设置衬板和施焊,梁腹板端头上下应切割成弧形缺口,缺口半径可采用35mm。抗震设计时,对采用与柱面直接连接的刚接节点,梁下翼缘焊接用的衬板在翼缘施焊完毕后,应在底面与柱用角焊缝沿衬板全长焊接,或将衬板割除再补焊焊根。当柱钢管壁较薄时,在节点处应予加强,以利于与钢梁焊接。

7.1.13 矩形钢管混凝土柱的内隔板厚度应满足板件的宽厚比限值,且不小于钢梁翼缘的厚度。钢管外隔板的挑出宽度 c (图 7.1.2-3) 应满足下式要求:

$$100\text{mm} \leq c \leq 15t_j \sqrt{235/f_y} \quad (7.1.13)$$

式中 t_j ——隔板厚度;

f_y ——外隔板材料的屈服强度。

7.1.14 矩形钢管混凝土柱内隔板与柱的焊接应采用坡口全熔透焊。钢管内隔板上应设置混凝土浇筑孔,其孔径不应小于200mm;内隔板四角应设透气孔,其孔径宜为25mm(图 7.1.14)。

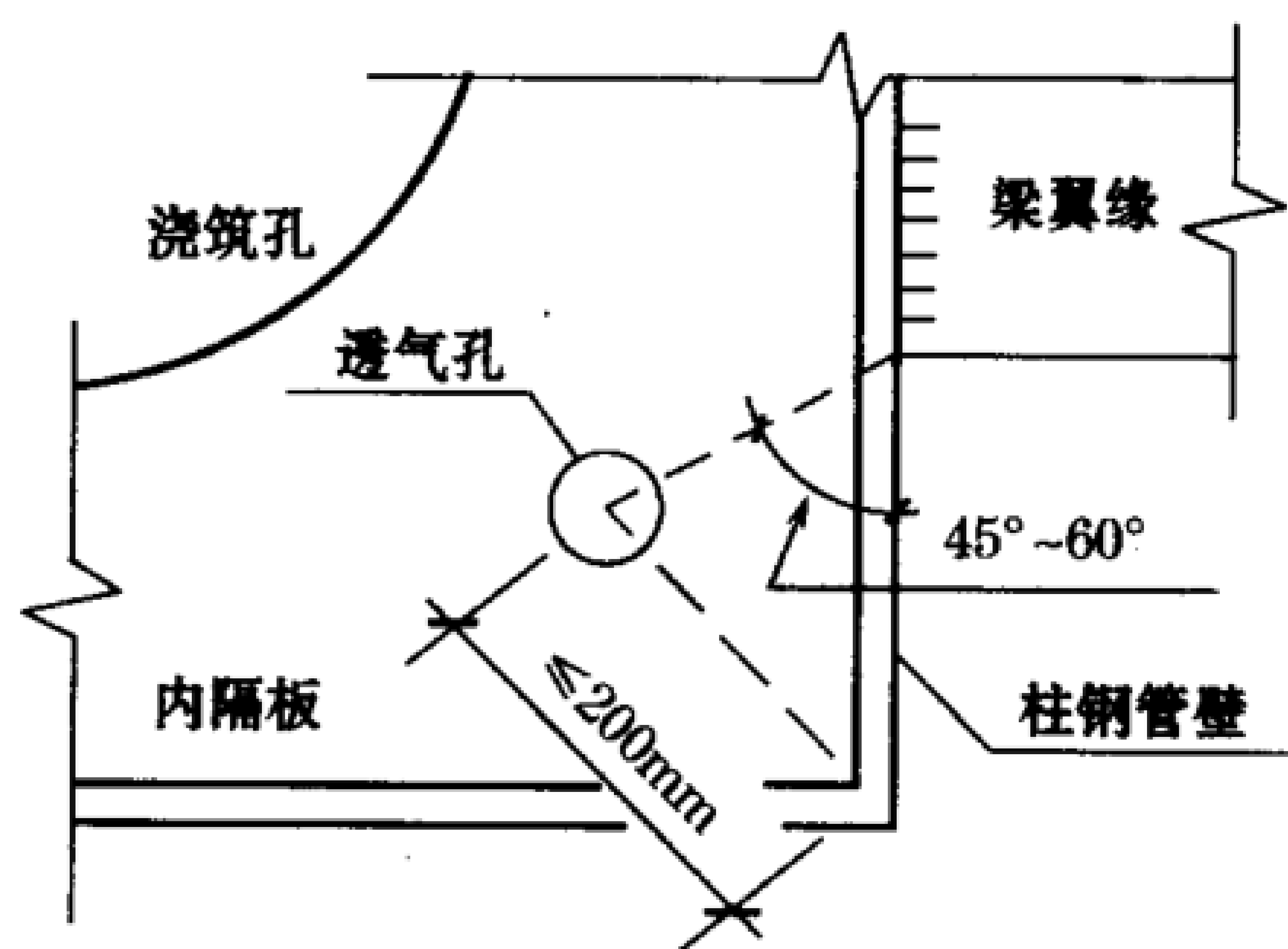


图 7.1.14 内隔板透气孔位置

7.2 柱子拼接

7.2.1 根据构造和运输要求,框架柱可按多个楼层下料分段制

作,分段接头宜设在楼面以上 1.0~1.3m 处。

7.2.2 柱段的对接拼接可采用下列方式:

1 不同壁厚钢管的工厂焊接

对内壁平齐的对接拼接,当两钢管壁厚相差不大于 4mm 时,可按图 7.2.2-1a 的方式焊接;当两钢管壁厚相差大于 4mm 时,较厚钢管的管壁应按图 7.2.2-1b 所示加工成斜坡后连接。

对外壁平齐的对接拼接,当较薄钢管的公称壁厚不大于 5mm 时,两钢管壁厚相差应小于 1.5mm;当较薄钢管的公称壁厚大于 5mm 时,壁厚相差不应大于 1mm 加公称壁厚的 0.1 倍,且不大于 3mm;当两钢管的壁厚相差较大而不满足以上规定时,应采用图 7.2.2-1c 所示的有厚度差的内衬板,或按图 7.2.2-1d 所示将较厚钢管内壁加工成有一定坡度的过渡段。当采用图 7.2.2-1b、d 所示连接方式时,下柱顶端管壁厚度宜与上柱底端管壁厚度相等或相差不大于 4mm。

内衬板的厚度不宜小于 5mm。

2 钢管的现场焊接

钢管在现场焊接时宜采用图 7.2.2-2 所示的连接方式。下节柱的上端应设置开孔隔板或环状隔板,隔板顶面与柱口平齐或略低。接口应采用坡口全熔透焊接,管内应设衬管或衬板。

7.2.3 当两钢管混凝土柱的截面宽度或高度明显不同时,可采用下列方式拼接;

1 在连接处,当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 不大于 25mm,可采用顶板拼接方式(图 7.2.3-1a)。此时,顶板厚度应满足下列要求:

$$t \geq s - t_1 + t_2, \text{ 且不小于 } 16\text{mm} \quad (7.2.3)$$

式中 t ——顶板厚度;

t_1 、 t_2 ——下节柱、上节柱的壁厚,且 $t_1 \geq t_2$ 。

2 当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 大于 25mm 但不大于 50mm 时,可采用上节柱外壁加劲拼接方式(图 7.2.3-1b)。

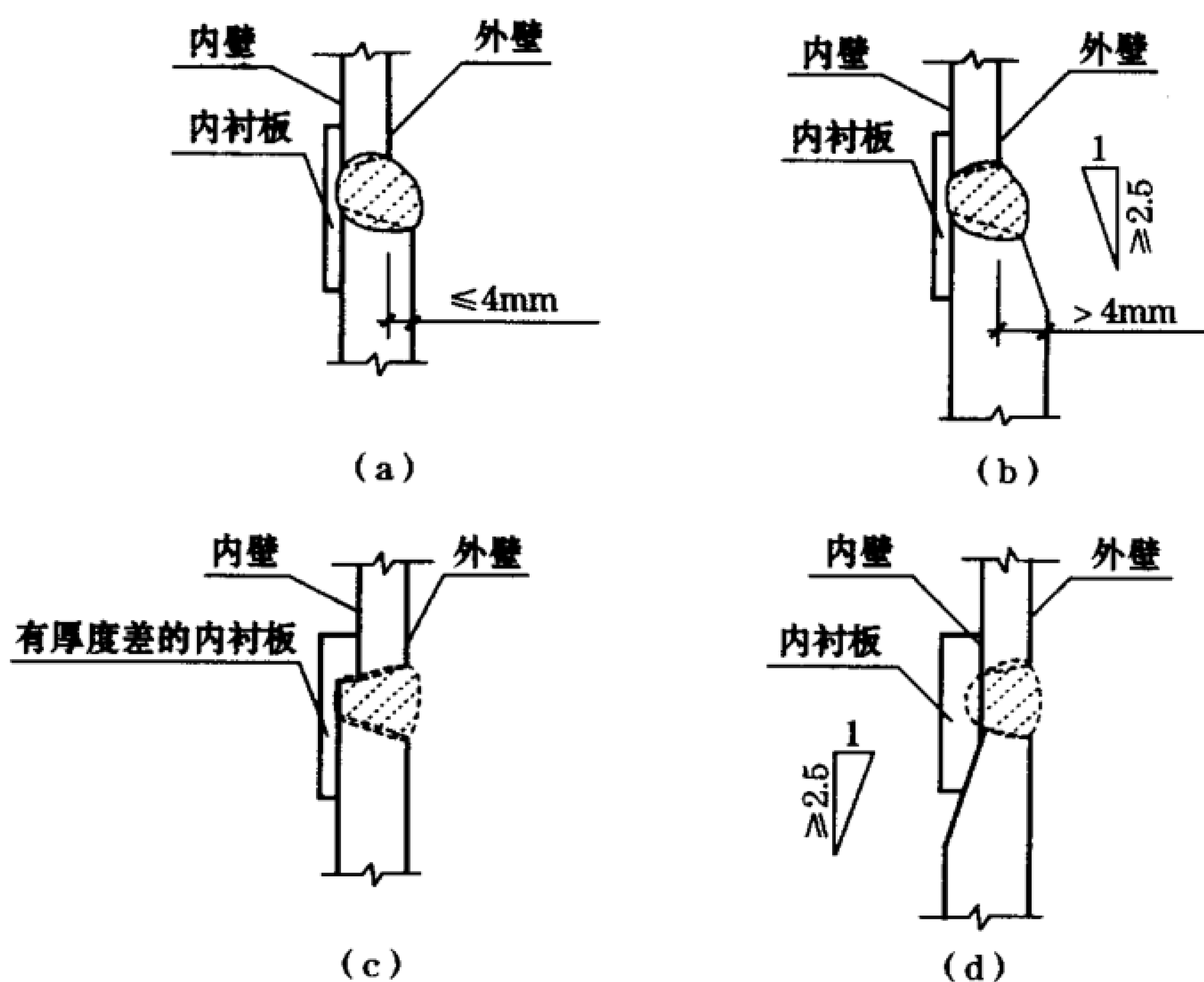


图 7.2.2-1 不同壁厚钢管的工厂焊接

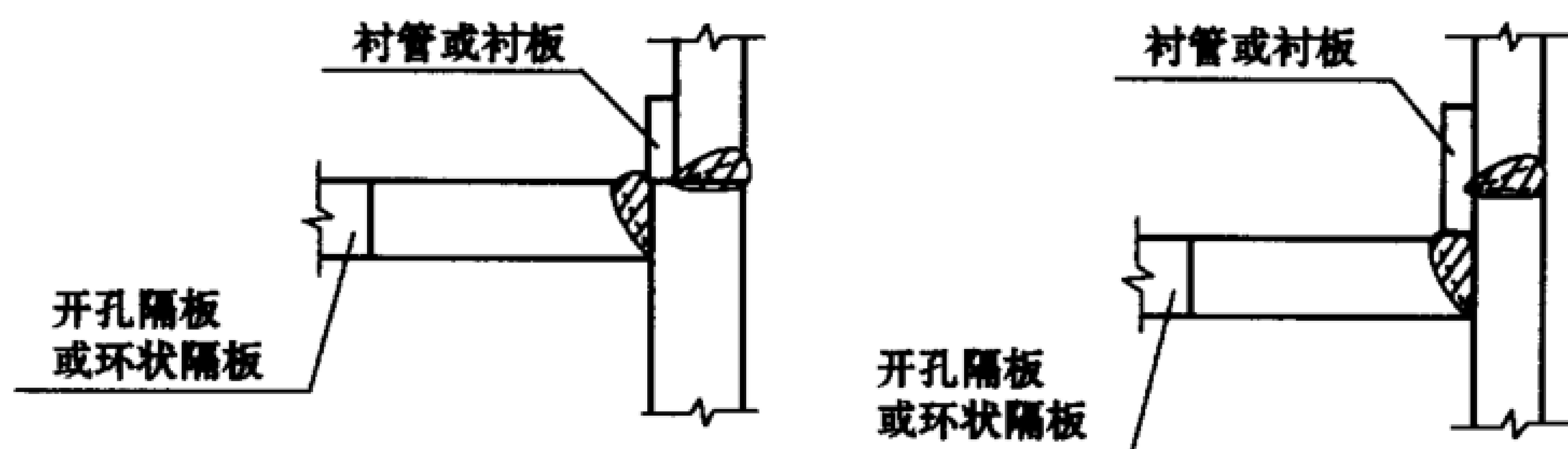


图 7.2.2-2 钢管的现场焊接

此时,顶板厚度不宜小于柱下段壁厚加 2mm。

3 当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 大于 50mm 时,钢管宜采用台锥形拼接方式(图 7.2.3-2a,图 7.2.3-2b)。在下节柱顶面和台锥形拼接钢管顶面应设开孔隔板。当台锥形拼接钢管位于梁柱接头部位时,可采用图 7.2.3-2c 所示的方式处理,其拼接钢管两端宜突出梁翼缘外侧各 150mm,并在梁翼缘高度处设置开

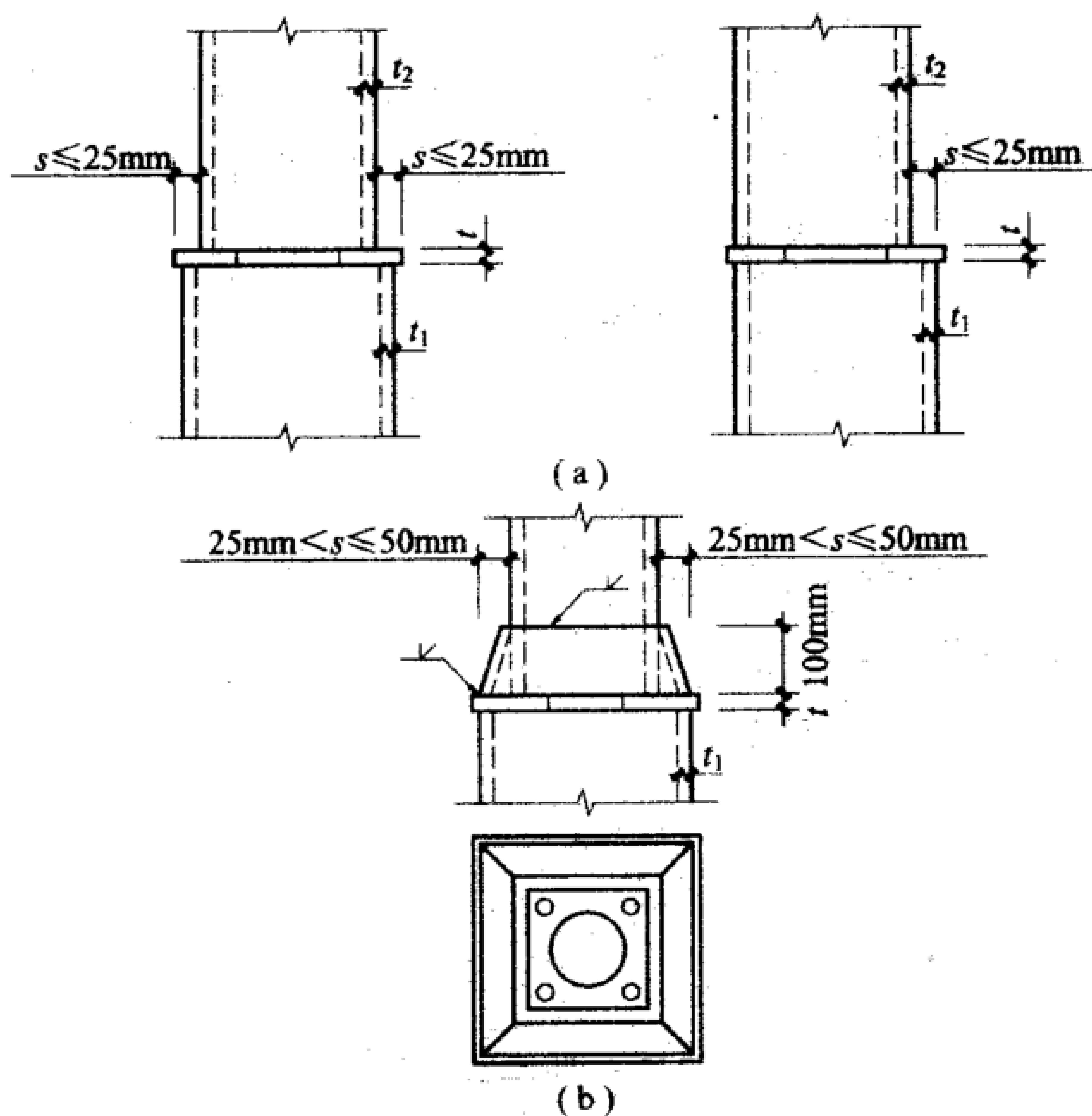


图 7.2.3-1 钢管柱的顶板拼接方式

孔隔板;并可采用图 7.2.3-2d 所示的方式处理,在拼接钢管两端设置开孔外伸隔板。

7.3 柱 脚

7.3.1 当高层建筑设有地下室时,可采用外包混凝土式柱脚。当仅有一层地下室时,柱底板可位于基础顶面(图 7.3.1-1);当有多层地下室时,柱至少应向地下室延伸一层,柱底板可位于下层地下室梁的顶面(图 7.3.1-2)。柱底板采用预埋锚柱连接。地下室中的钢管混凝土柱全部采用钢筋混凝土外包,在外包部分的柱身上应设置栓钉,保证外包混凝土与柱共同工作。柱脚部位的轴拉力应由预埋锚栓承受,弯矩应由混凝土承压部分和锚栓共同承受。

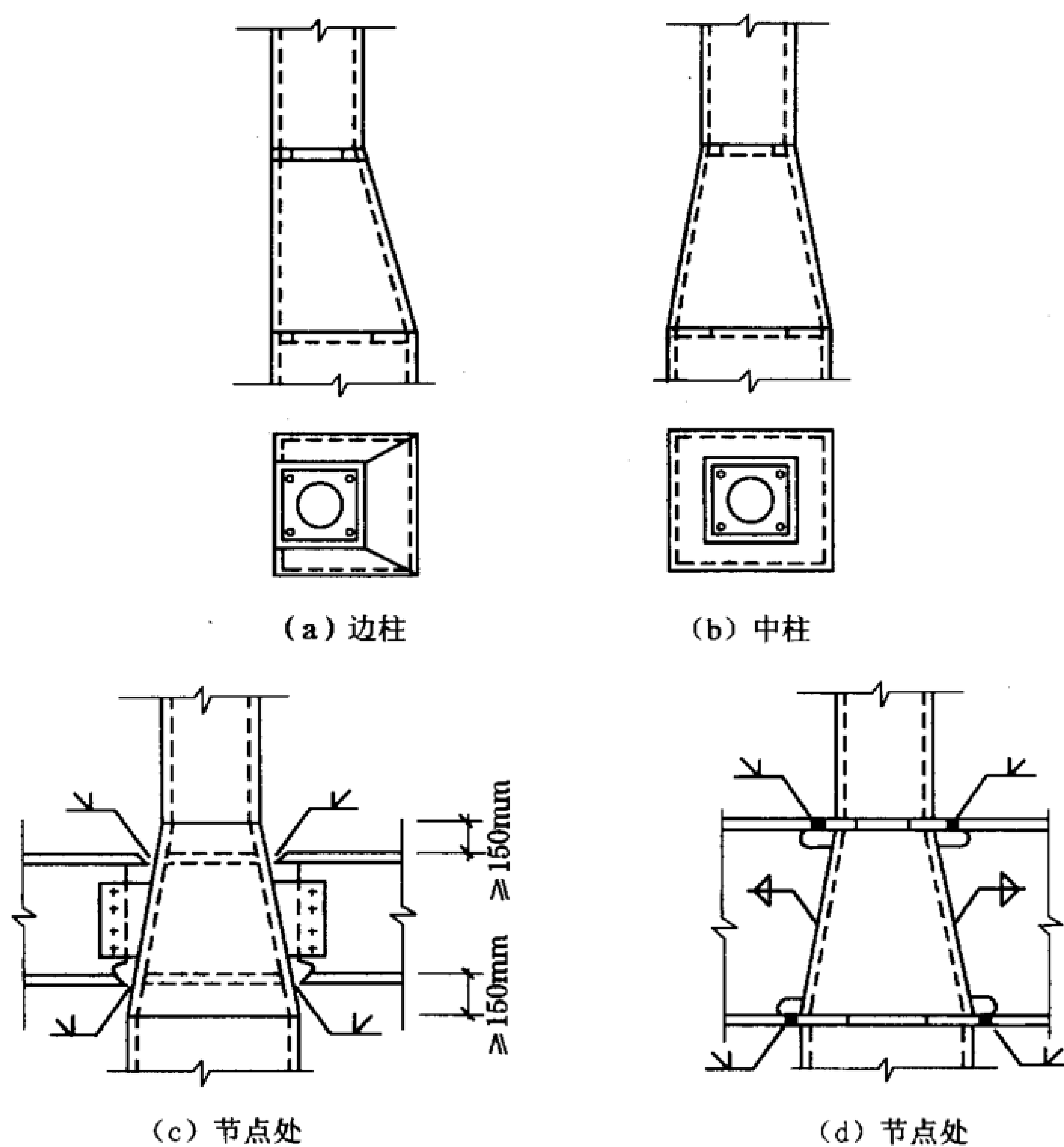


图 7.2.3-2 钢管柱的台锥形拼接方式

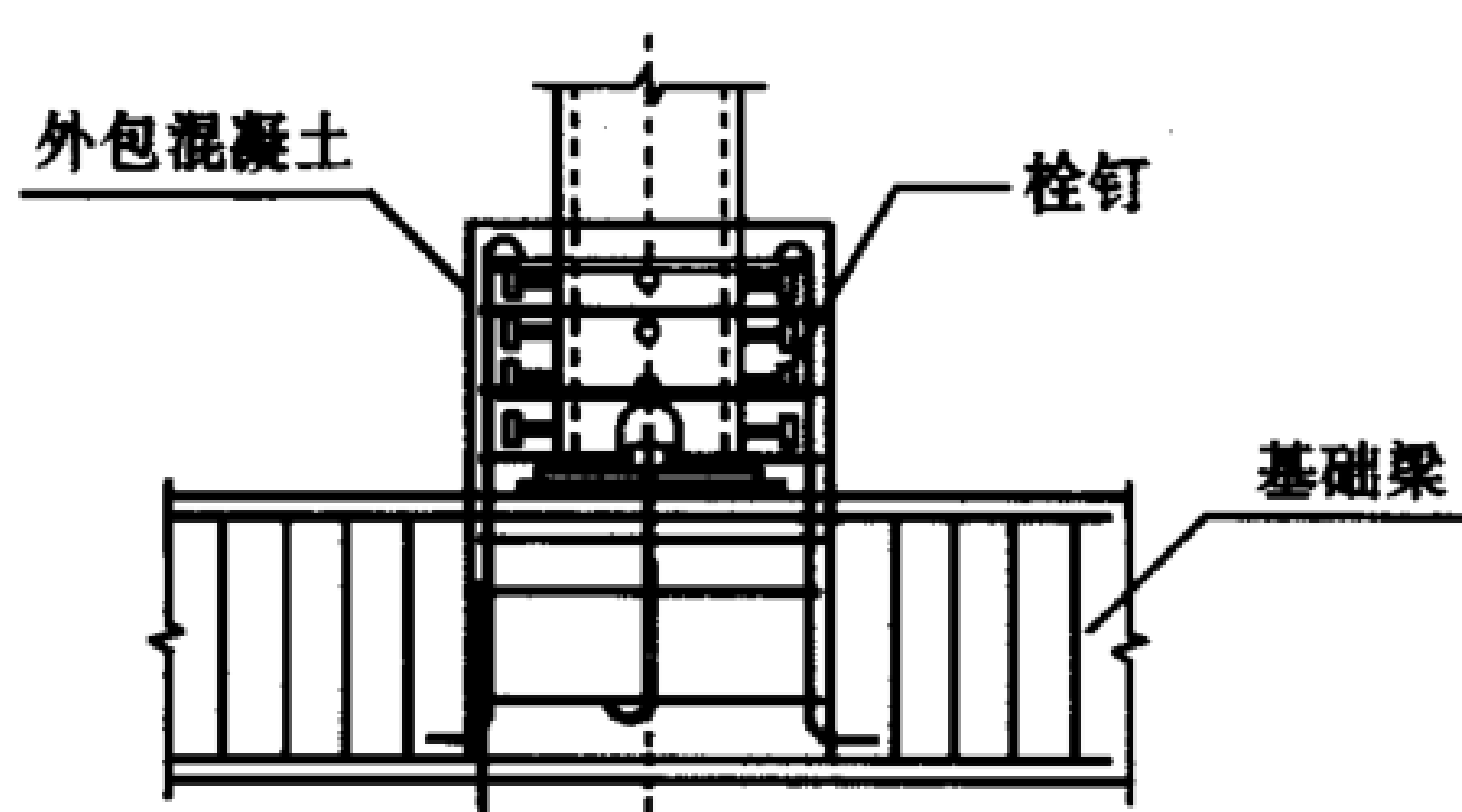


图 7.3.1-1 外包式柱脚

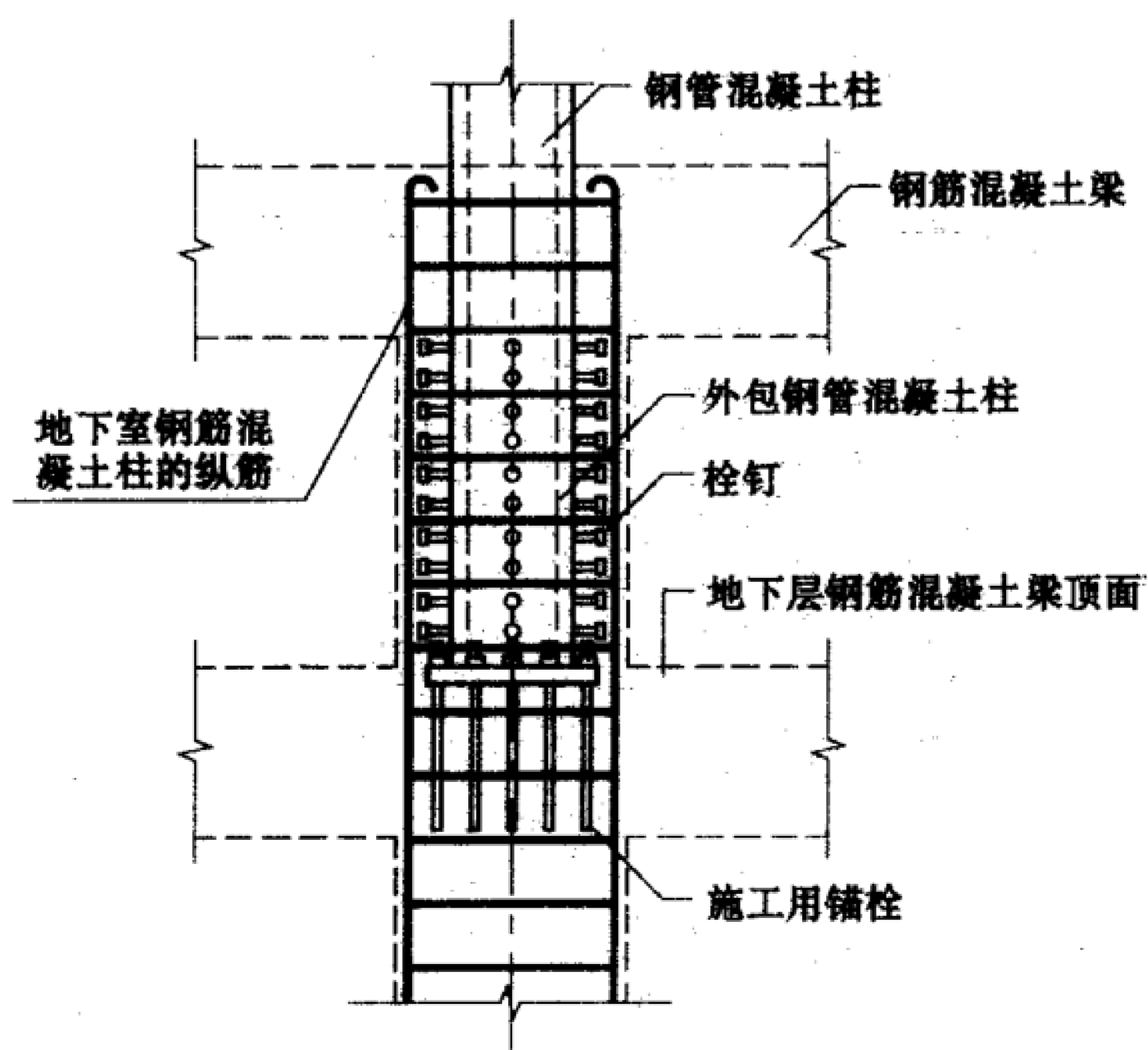


图 7.3.1-2 延伸到地下室的柱脚

7.3.2 埋入式柱脚底板埋入基础的深度宜为柱截面高度的 2 至 3 倍。柱脚底板应采用预埋锚栓连接,必要时可在埋入部分的柱身上设置抗剪键传递柱子承受的拉力(图 7.3.2)。灌入的混凝土应采用微膨胀细石混凝土,其强度等级应高于基础混凝土。

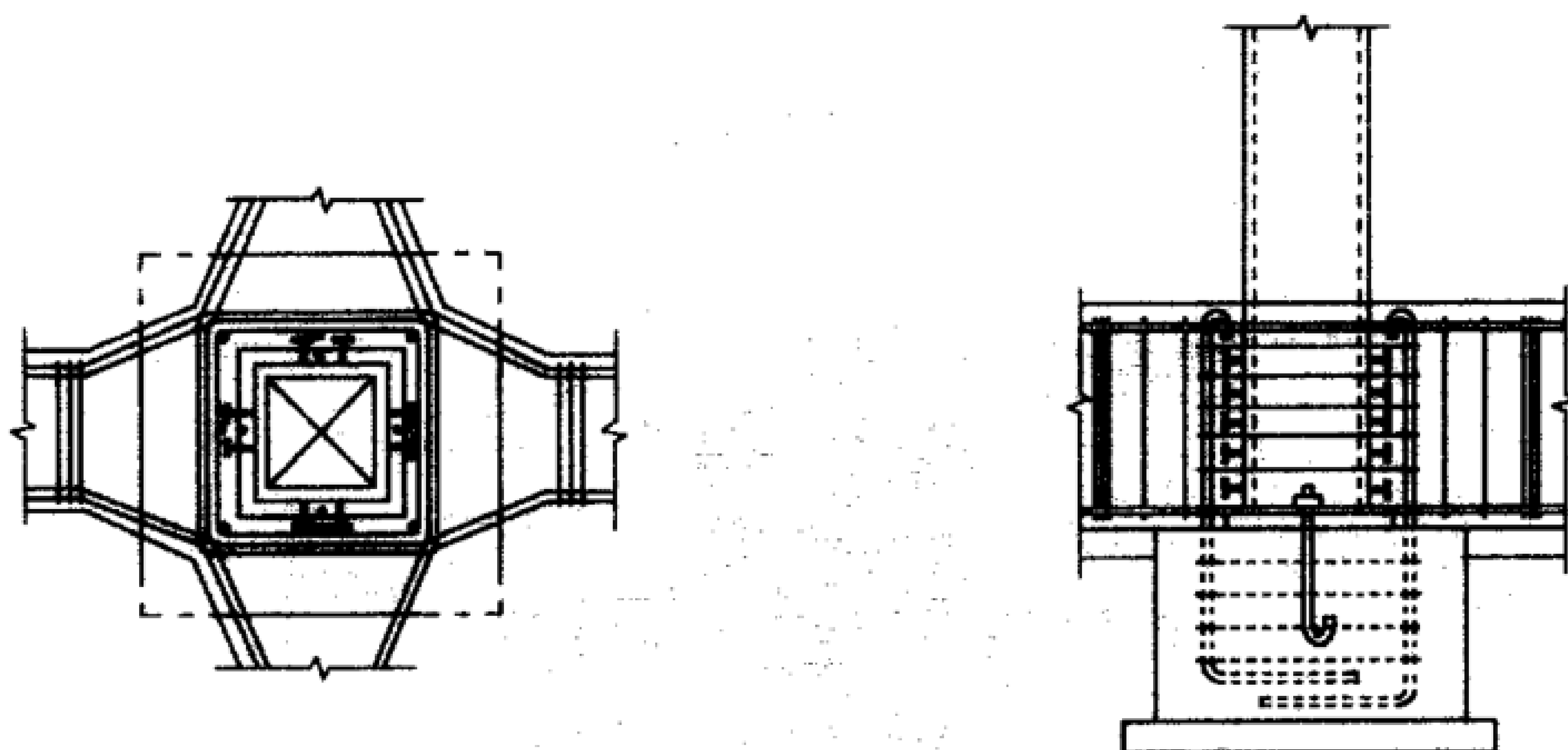


图 7.3.2 埋入式柱脚

7.3.3 外露式柱脚(图 7.3.3)应满足下列构造要求:

- 1 锚栓应有足够的锚固长度,防止柱脚在轴拉力或弯矩作用下将锚栓从基础中拔出。锚栓应采用双重螺帽拧紧或采用其他措施防止松动。
- 2 底板除满足强度要求外,尚应具有足够的面外刚度。
- 3 底板应与基础顶面应密切接触。
- 4 柱底剪力可由底板与混凝土间的摩擦传递,摩擦系数可取 0.4。当基础顶面预埋钢板时,柱底板与预埋钢板间应采取剪力传递措施。当剪力大于摩擦力或柱脚受拉时,宜采用抗剪键传递剪力。

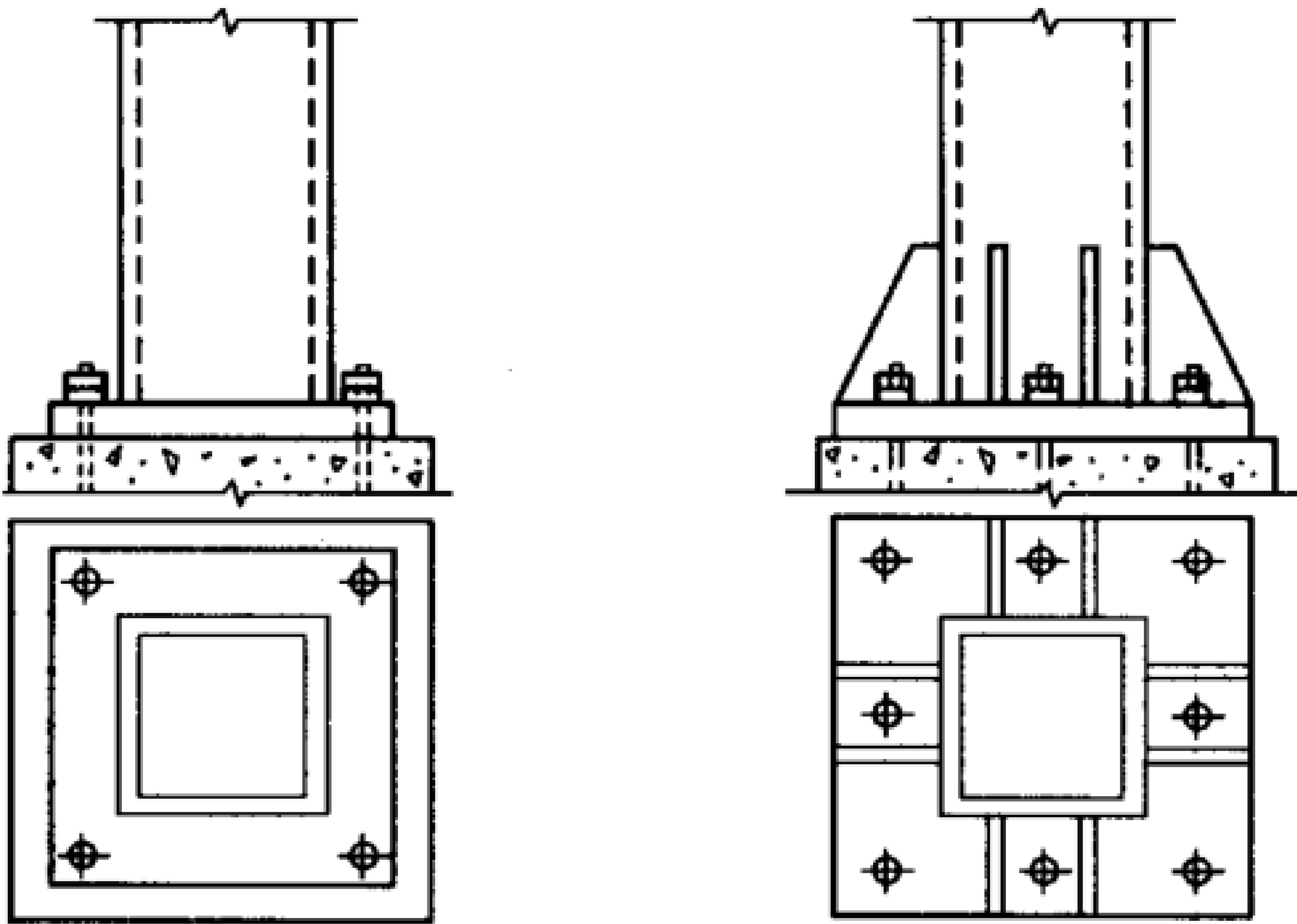


图 7.3.3 外露式柱脚

7.3.4 外包式、埋入式柱脚可按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定计算。

8 抗侧力构件设计

8.1 支 撑

8.1.1 对由矩形钢管混凝土柱、钢梁和钢支撑组成的框架-支撑结构体系,结构的抗侧力构件可采用图 8.1.1-1(a)~(d)所示的中心支撑和图 8.1.1-2(a)~(d)所示的偏心支撑。对抗震设防的结构,不得采用图 8.1.1-1(e)所示的 K 形支撑。

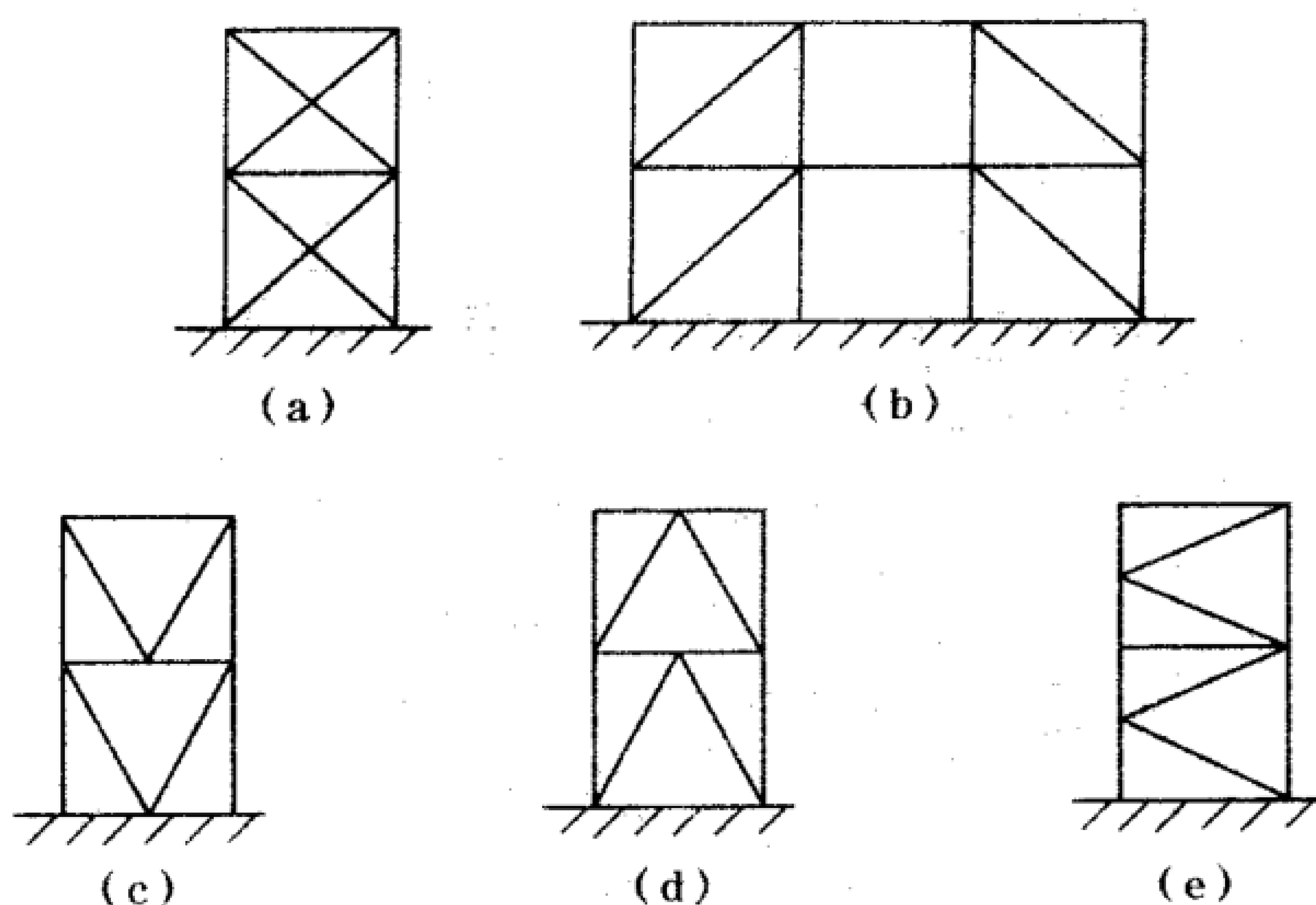


图 8.1.1-1 中心支撑类型

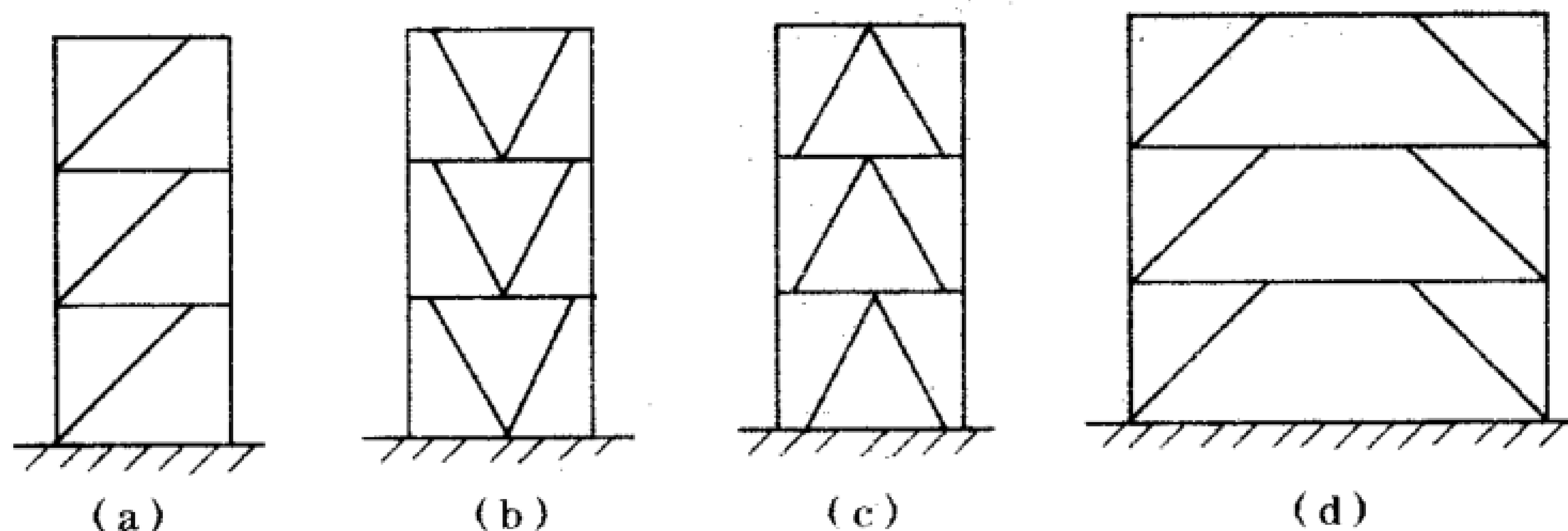


图 8.1.1-2 偏心支撑类型

8.1.2 位于非抗震设防地区或 6、7 度抗震设防地区的抗侧力结

构可采用中心支撑。位于 8、9 度抗震设防地区的抗侧力结构宜采用偏心支撑；当有充分依据且条件许可时，可采用带有消能装置的消能支撑。当首层的弹性承载力为其余各层承载力的 1.5 倍及以上时，首层可采用中心支撑。

8.1.3 中心支撑应按下列规定设计：

1 对单层或多层矩形钢管混凝土结构，当柱距和层高较大时，可采用按受拉杆件设计的十字交叉式（图 8.1.1-1a）或二组对称布置单斜杆式（图 8.1.1-1b）的柔性中心支撑。此时，斜杆的长细比 λ ，非抗震设计时不应大于 $300 \sqrt{235/f_y}$ ；6、7 度抗震设计时，不应大于 $200 \sqrt{235/f_y}$ ；8、9 度抗震设计时，不应大于 $150 \sqrt{235/f_y}$ 。当支撑按受压杆件设计时，其长细比 λ ，非抗震设计时不应大于 $200 \sqrt{235/f_y}$ ；6、7 度抗震设计时，不应大于 $150 \sqrt{235/f_y}$ ；8、9 度抗震设计时，不应大于 $120 \sqrt{235/f_y}$ 。当高层建筑采用中心支撑时，抗震设计应采用刚性斜杆，其长细比 λ ，6、7 度抗震设计时，不应大于 $120 \sqrt{235/f_y}$ ；8 度抗震设计时，不宜大于 $90 \sqrt{235/f_y}$ ；9 度抗震设计时，不宜大于 $60 \sqrt{235/f_y}$ ；非抗震设计时，宜采用刚性斜杆，长细比不宜大于 $150 \sqrt{235/f_y}$ 。

2 柔性支撑假定只能承受拉力而不能承受压力；刚性支撑既能承受拉力又能承受压力。

3 刚性支撑斜杆的板件宽厚比应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定采用。

4 支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面（包括组合截面或缀板连接的双肢组合截面）时，应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。

5 在多遇地震效应组合作用下，十字交叉和单斜杆中心支撑的斜杆内力应乘以 1.3 的增大系数；V 形和人字形中心支撑的斜杆内力应乘以 1.5 的增大系数。

6 高层建筑设计中，支撑斜杆的内力应考虑矩形钢管混凝土柱在

竖向荷载作用下产生轴向压缩变形所带来的影响,对人字形和 V 形支撑斜杆,尚应考虑支撑跨梁传来的楼面竖向荷载对其内力的影响。

7 与支撑共同组成支撑系统的横梁,在与支撑的连接处应保持连续。在计算人字形或 V 形支撑体系的横梁截面时,尚应满足在不考虑支撑支点作用的情况下,简支梁跨中承受竖向集中荷载时所具有的承载力。

8 除高强度螺栓摩擦型连接的连接处外,中心支撑斜杆的强度,应按下式计算:

$$\frac{N}{A_n} \leq \frac{f}{\gamma} \quad (8.1.3-1)$$

式中 N ——支撑斜杆轴心拉力或压力设计值;

A_n ——支撑斜杆净截面面积。

当斜杆两端为高强度螺栓摩擦型连接时,节点处斜杆的强度应按下式计算:

$$(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}) \frac{N}{A_n} \leq \frac{f}{\gamma} \quad (8.1.3-2)$$

式中 n ——节点连接处高强度螺栓的数目;

n_1 ——杆件计算截面(指垂直于杆件线的最外列螺栓处的截面)上高强度螺栓的数目。

9 中心支撑斜杆的受压稳定性应按下式计算:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq \eta \frac{f}{\gamma} \quad (8.1.3-3)$$

$$\eta = \frac{1}{1 + 0.35\lambda_0} \quad (8.1.3-4)$$

式中 η ——在循环荷载作用下(主要指地震作用)杆件设计强度的降低系数(非抗震设计时 $\eta=1$);

λ_0 ——相对长细比,按式(6.1.2-3)计算;

φ ——按支撑斜杆长细比确定的轴心受压构件的稳定系数,按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定取用。

8.1.4 中心支撑的节点设计应符合下列要求:

1 支撑的重心线应通过梁与柱轴线的交点,否则应考虑节点偏心产生的附加弯矩的影响。

2 对抗震设防的高层结构,中心支撑宜采用热轧 H 型钢或焊接工字形截面;8、9 度采用焊接工字形截面时,其翼缘与腹板的焊接宜采用全熔透连续焊缝。

3 支撑斜杆与梁柱节点的连接可采用刚接(焊接或栓接),也可采用纯铰接的构造型式。根据节点板的传力方式,在柱、梁内的相应位置应设置环板、锚板或加劲肋等(图 8.1.4a~d)。

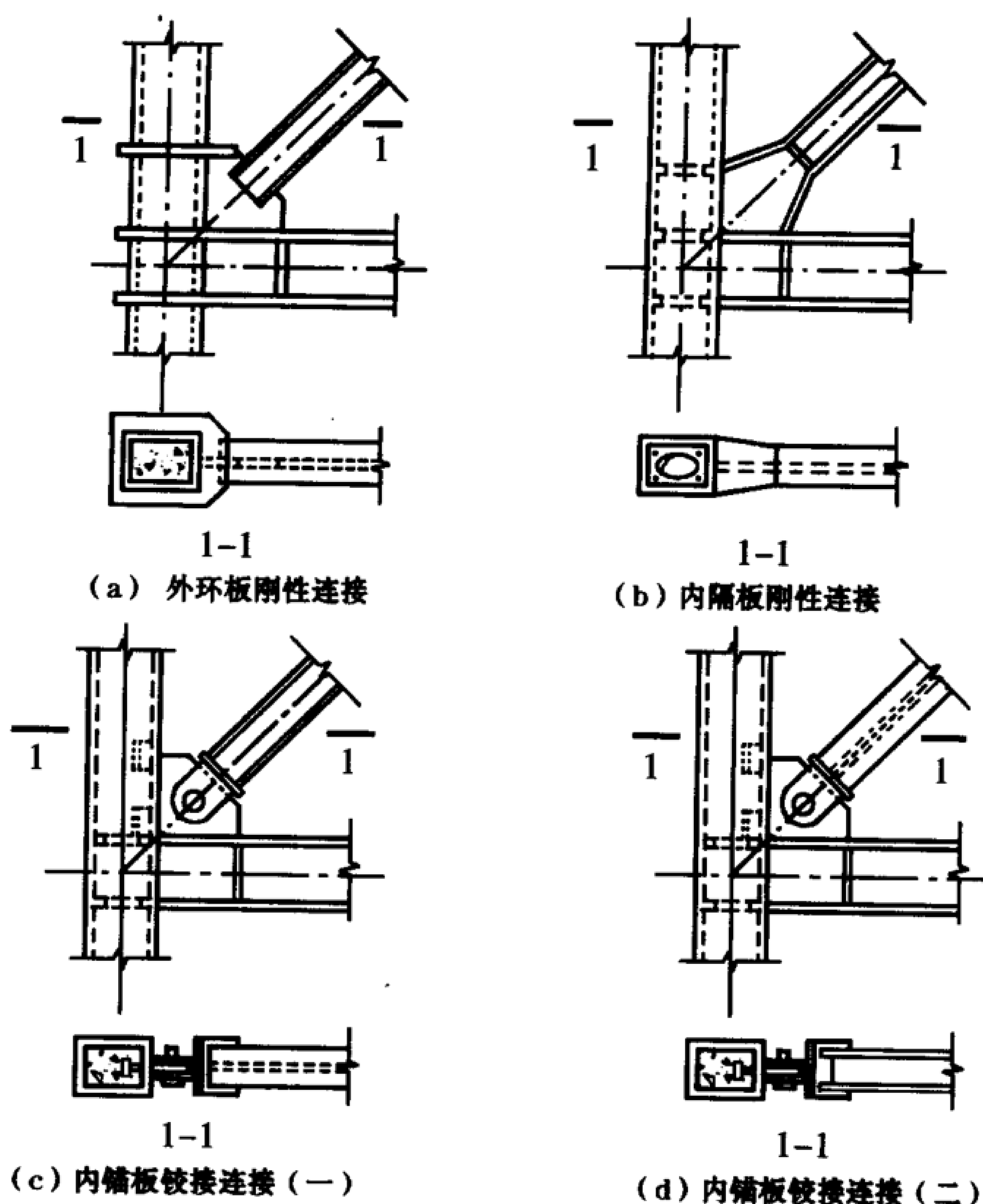


图 8.1.4 支撑斜杆与梁柱节点的连接

4 抗震设计时,支撑节点连接的极限承载力应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 8.2.8 条的要求。节点的连接计算和构造应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定执行。

8.1.5 偏心支撑的设计可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定执行。

8.2 钢板剪力墙

8.2.1 钢板剪力墙的计算,应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

8.2.2 钢板剪力墙的周边应与主体结构的梁柱有可靠连接,且连接构造宜使剪力墙只承担水平荷载产生的剪力,而不承受竖向荷载。连接方式可采用高强度螺栓连接或焊接连接(图 8.2.2)。

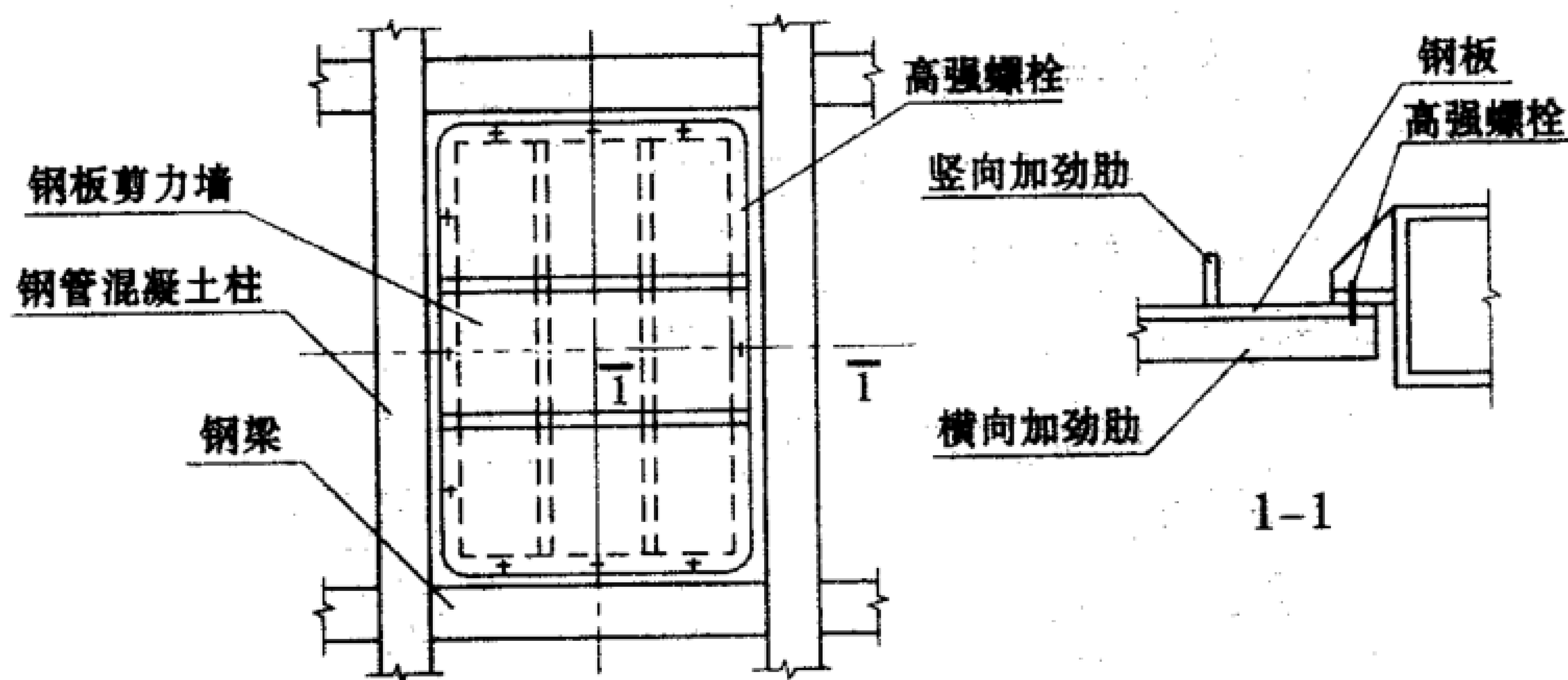


图 8.2.2 钢板剪力墙与梁柱的连接

8.3 内藏钢板支撑剪力墙

8.3.1 内藏钢板支撑剪力墙的设计,应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

8.4 带竖缝混凝土剪力墙板

8.4.1 带竖缝混凝土剪力墙板的设计,应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的有关规定执行。

8.5 带框混凝土剪力墙

8.5.1 带框混凝土剪力墙可由现浇钢筋混凝土剪力墙与矩形钢管混凝土柱和混凝土梁组成,同时承受水平和竖向荷载的作用。

8.5.2 结构分析时,矩形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。

8.5.3 带框混凝土剪力墙的承载力计算可采用下列假定:

1 作用于带框混凝土剪力墙的整体弯矩,可全部由钢管混凝土柱中产生的轴向拉力和轴向压力承担,不考虑柱和剪力墙的局部弯矩;

2 作用于带框混凝土剪力墙的水平剪力,可全部由剪力墙承担;

3 作用于带框混凝土剪力墙的竖向荷载,应分别由钢管混凝土柱和剪力墙按实际情况分担。

8.5.4 抗震设计时,带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,其内力设计值应乘以 1.3 增大系数,底层角柱应乘以 1.5 增大系数。

8.5.5 钢管混凝土柱应按本规程第 6 章的要求进行强度及稳定性计算,柱的稳定系数 φ ,在剪力墙平面内可取 $\varphi=1$;在剪力墙平面外应按第 6 章的要求取用。

8.5.6 钢筋混凝土剪力墙应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行正截面承载力和斜截面承载力等计算,并进行平面外正截面受弯承载力校核(偏心距按不小于墙厚的 1/10 考虑)。

8.5.7 带框混凝土剪力墙的构造应符合下列要求：

1 混凝土剪力墙的厚度，非抗震设计时，不应小于 140mm，且不应小于墙净高的 1/25；抗震设计时，不应小于 160mm，且不应小于墙净高的 1/20。混凝土的强度等级不应低于 C20。

2 边框构件的截面尺寸，梁宽 $b_1 \geq 2b_w$ ，梁高 $h_1 \geq 1.5b_1$ ；柱宽 $b \geq 2.5b_w$ ，柱截面高度 $h \geq b$ ， b_w 为剪力墙厚度。

3 当因设计需要不设置边框明梁时，可改设暗梁。暗梁高度与对明梁的要求相同。无论采用明梁或暗梁，其配筋均应满足普通框架梁的构造要求。

4 剪力墙水平和竖向分布钢筋的配筋率，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

5 混凝土剪力墙与钢管混凝土柱之间应有可靠连接。

9 桁架设计

9.1 一般规定

9.1.1 矩形钢管混凝土桁架可由矩形钢管混凝土弦杆和矩形钢管腹杆组成,腹杆与弦杆可采用焊缝直接连接。组合桁架可由钢管桁架和通过连接件与受压弦杆相连接的混凝土板组成。

9.1.2 矩形钢管混凝土桁架和组合桁架适用于托架梁、桁架梁、屋架、交错桁架和转换层桁架等结构。

9.1.3 在施工阶段,湿混凝土的重量和施工荷载由钢桁架承受时,应采取可靠措施保证桁架的稳定性,并对桁架进行强度和变形计算。

9.2 矩形钢管混凝土桁架

9.2.1 矩形钢管混凝土桁架高跨比,应根据建筑净空要求、荷载、材料等因素决定,可取 $1/15 \sim 1/10$ 。

9.2.2 矩形钢管混凝土桁架中矩形钢管混凝土杆件应按本规程第6章的规定进行设计,空管截面杆件和节点应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定进行设计。

9.2.3 矩形钢管混凝土桁架中,杆件的计算长度可按下列方法确定:

1 弦杆在桁架平面内的计算长度 $l_{0x} = l_x$, l_x 为弦杆节点间的几何长度;

2 弦杆在桁架平面外的计算长度 $l_{0y} = l_y$, l_y 为弦杆侧向支撑点的间距;

3 腹杆在任意平面的计算长度 $l_0 = 0.75l$, l 为腹杆节点间的几何长度。

9.2.4 对矩形钢管混凝土桁架,当腹杆轴线交点与弦杆轴线的偏心距 e (图 9.2.4)满足 $-0.55 \leq e/h_0 \leq 0.25$ 条件时,可忽略偏心的影响,按铰接模型计算桁架杆件的内力,式中 h_0 为弦杆截面高度(图 9.2.8-1)。否则,必须考虑节点处由于偏心距 e 产生的附加弯矩的影响,按节点处相连杆件的相对刚度来分配附加弯矩,或按图 9.2.4 所示简化模型计算桁架杆件的内力。

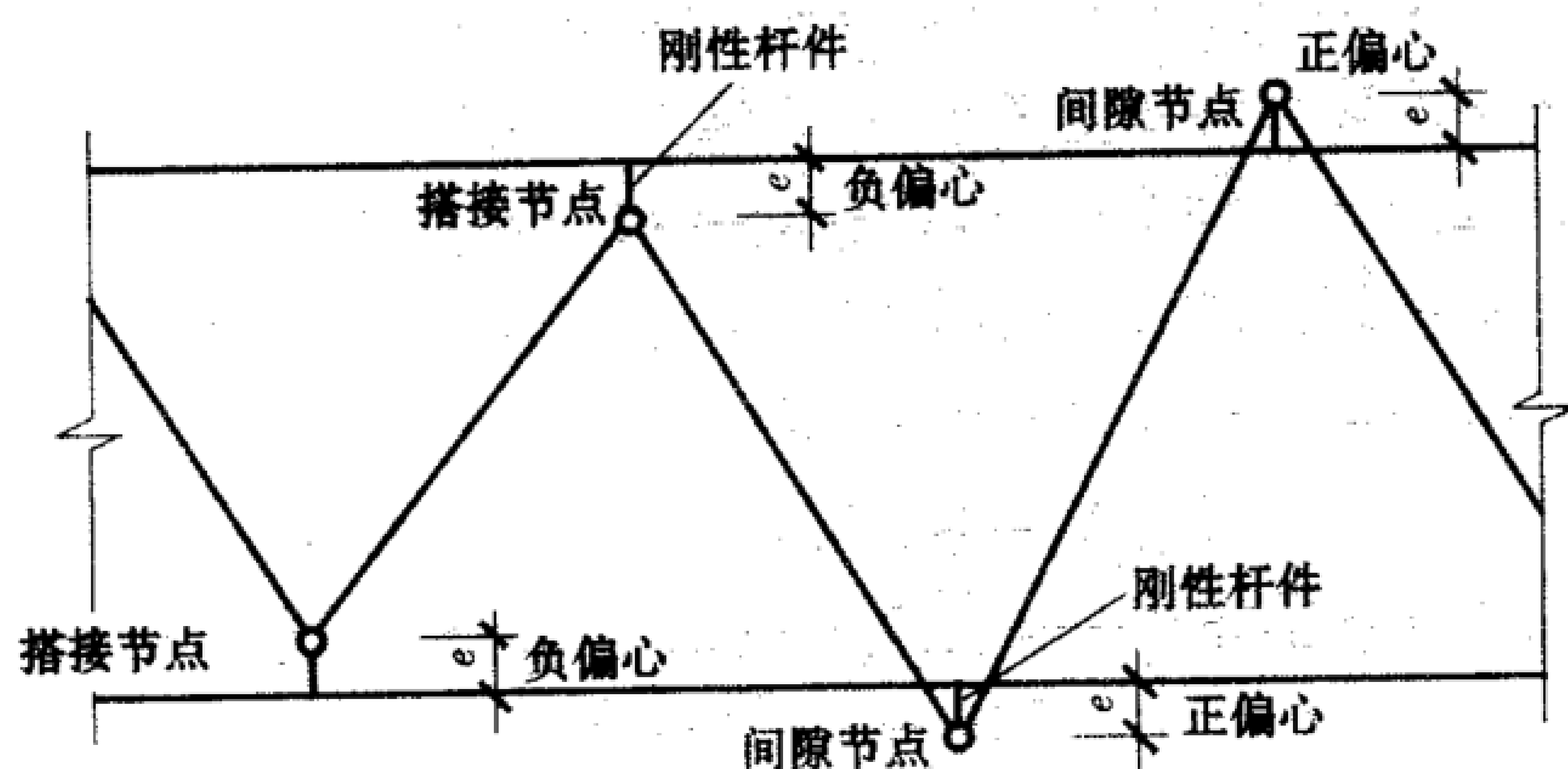


图 9.2.4 考虑节点偏心的桁架杆件内力计算简化模型

9.2.5 矩形钢管混凝土桁架杆件的构造应符合下列要求：

- 1 钢管的最小壁厚和最小截面尺寸应满足第 4.4.1 条规定的构造要求。
- 2 弦杆钢管管壁的宽厚比应满足第 4.4.3 条的规定,弦杆钢管壁厚不宜小于腹杆钢管壁厚。

3 腹杆钢管宽厚比不宜大于 $35 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$,也不宜小于 $15 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

4 较大腹杆宽度不应大于较小腹杆宽度的 1.5 倍。

5 腹杆与弦杆的宽度比 β 应在下列范围:对于 T、Y 或 X 型节点 $0.25 \leq \beta \leq 1.0$;对于 K 型节点或 N 型节点 $0.35 \leq \beta \leq 1.0$ 。

6 杆件轴线间的夹角不宜小于 30° 。

9.2.6 矩形钢管混凝土桁架节点的构造应符合下列要求：

- 1 在弦杆与腹杆的连接处,不得将腹杆穿入弦杆内。
- 2 K型节点或N型节点宜采用腹杆间的间隙 $g > 0$ 的间隙接头, g 应满足:

$0.5[b_0 - (b_1 + b_2)/2] \leq g \leq 1.5[b_0 - (b_1 + b_2)/2]$ 和 $g \geq t_1 + t_2$
 式中 b_0 、 b_1 、 b_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面宽度;

t_1 、 t_2 ——分别为受压腹杆和受拉腹杆的壁厚。

- 3 当 K 型节点或 N 型节点采用搭接接头时,宜采用图 9.2.6-1 所示的构造方案,图中 t_p 不宜小于管壁较厚的腹杆壁厚的 2 倍。

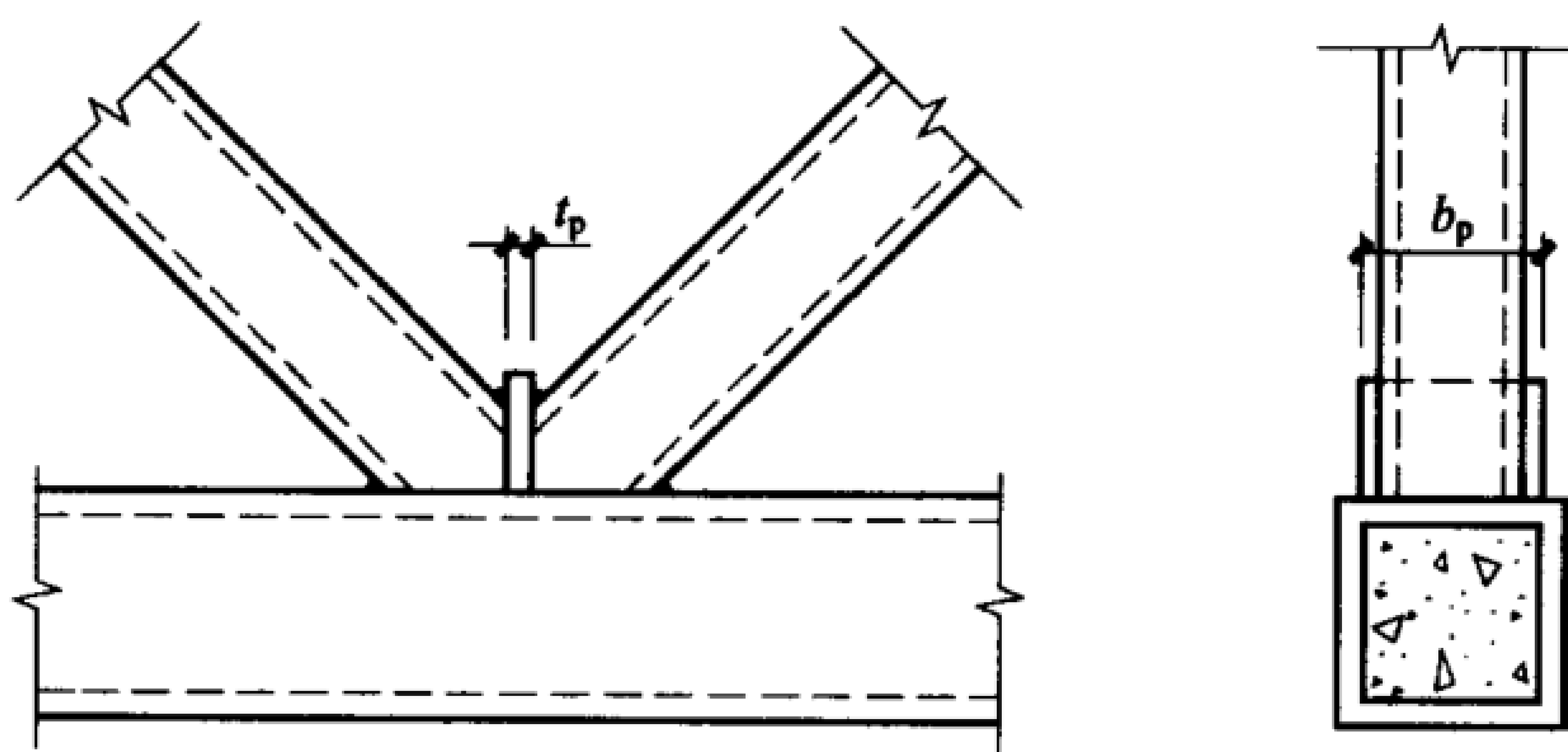


图 9.2.6-1 搭接接头构造

- 4 当受拉腹杆的轴向力较大,节点抗拉承载力不满足要求时,可按图 9.2.6-2 所示采用钢板加强的措施。加强钢板的尺寸应符合下列要求:

$$l_p \geq 1.5 \left(\frac{h_1}{\sin \theta_1} + g + \frac{h_2}{\sin \theta_2} \right), t_p \geq 2t_2 \quad (9.2.6)$$

式中 l_p 、 t_p ——分别为加强钢板的长度和厚度;

h_1 、 h_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面高度;

θ_1 、 θ_2 ——分别为受压腹杆、受拉腹杆与弦杆间的夹角。

- 5 腹杆与弦杆间的连接焊缝应沿腹杆四周连接焊接,并平滑过渡。

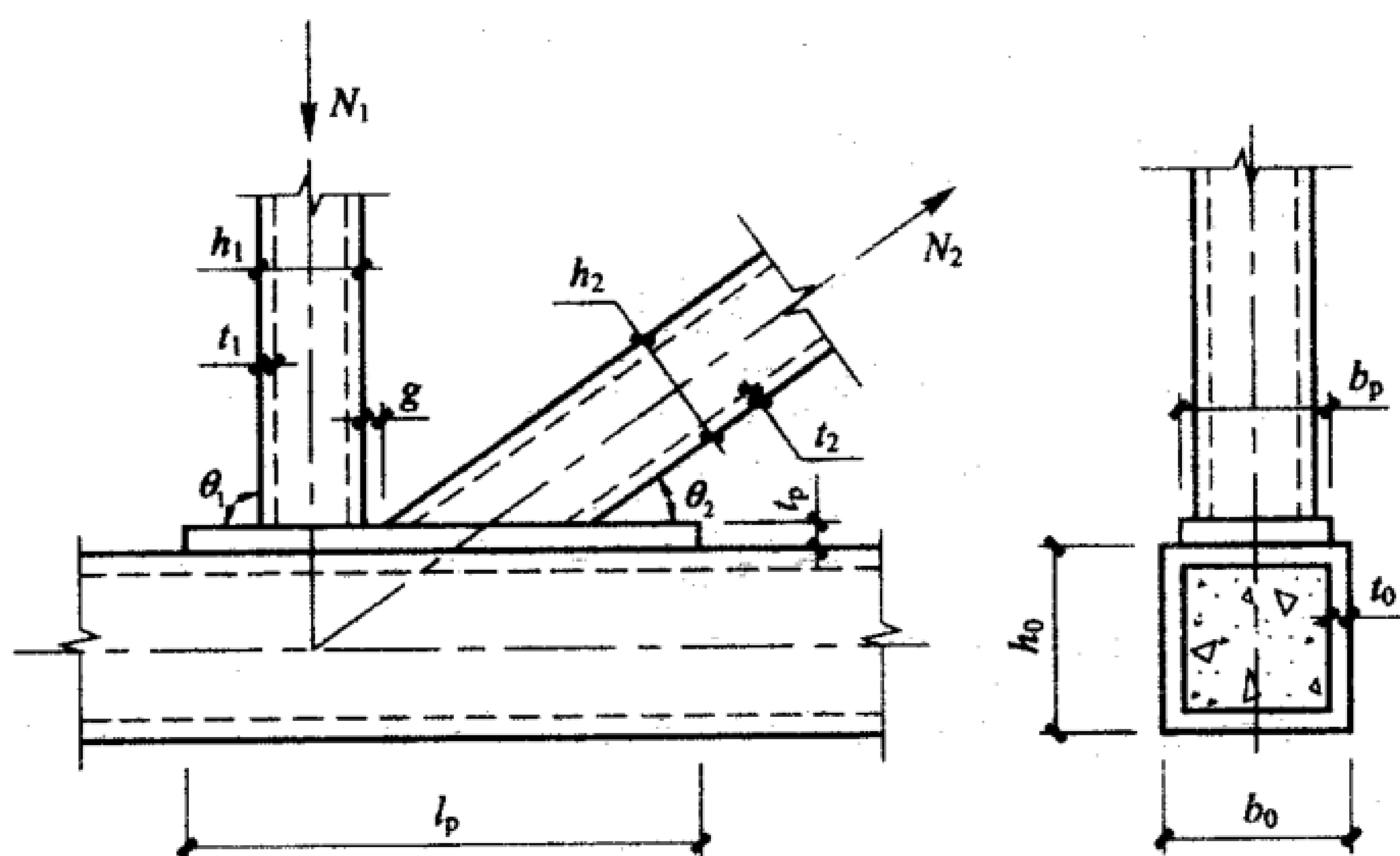


图 9.2.6-2 翼缘焊接钢板的节点加强措施

6 腹杆与弦杆的连接焊缝宜采用角焊缝,也可部分采用角焊缝,部分采用对接焊缝;腹杆管壁与弦杆管壁之间夹角不小于 120° 的连接焊缝宜采用对接焊缝或带坡口的角焊缝。

7 腹杆与弦杆间连接焊缝的焊脚尺寸 h_f 不宜大于腹杆壁厚的 2 倍,也不宜小于腹杆壁厚的 1.1 倍。

8 当腹杆与弦杆的宽度相等,采用图 9.2.6-3 所示喇叭型坡口焊缝时,可按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 第 6.1.2 条的规定进行焊缝强度计算。

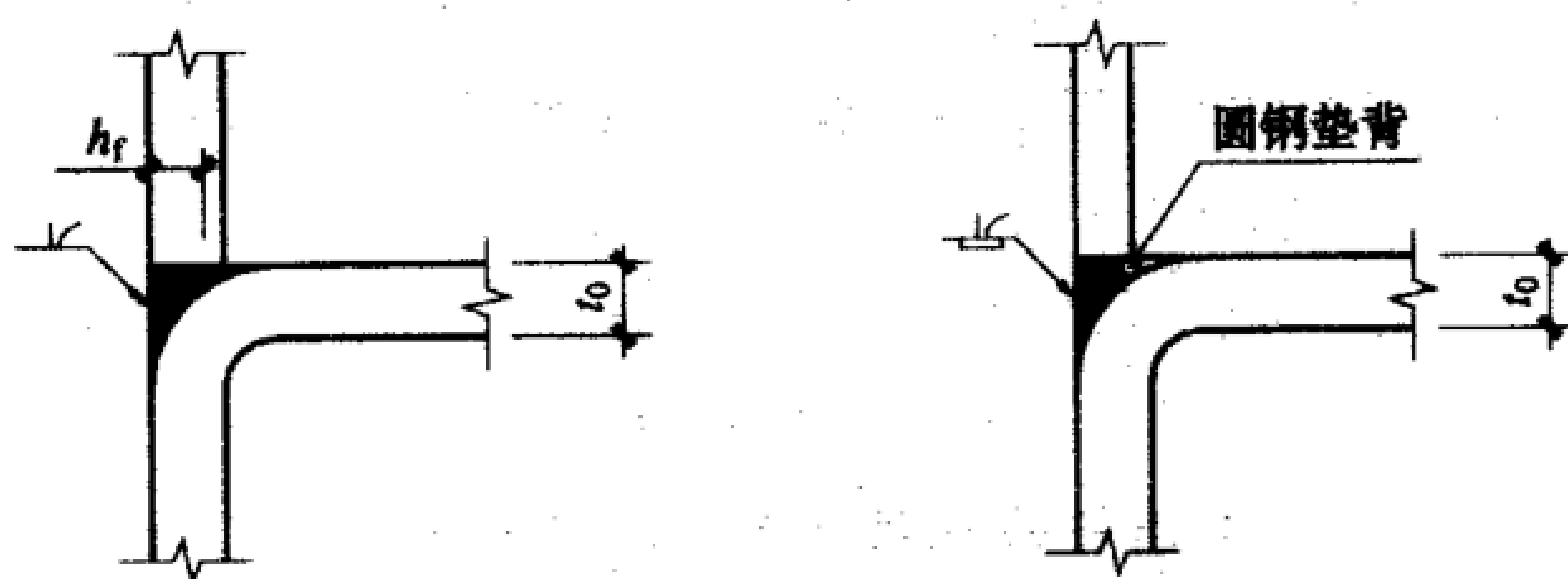


图 9.2.6-3 喇叭型坡口焊缝

9.2.7 腹杆与弦杆的连接焊缝可根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定按角焊缝计算。角焊缝的计算厚度取 $0.7h_f$,受压腹杆的连接焊缝的计算长度取焊缝的实际长度,受拉

腹杆的连接焊缝的计算长度取焊缝的有效长度(图 9.2.7)。有效长度 l_e 按下列公式计算:

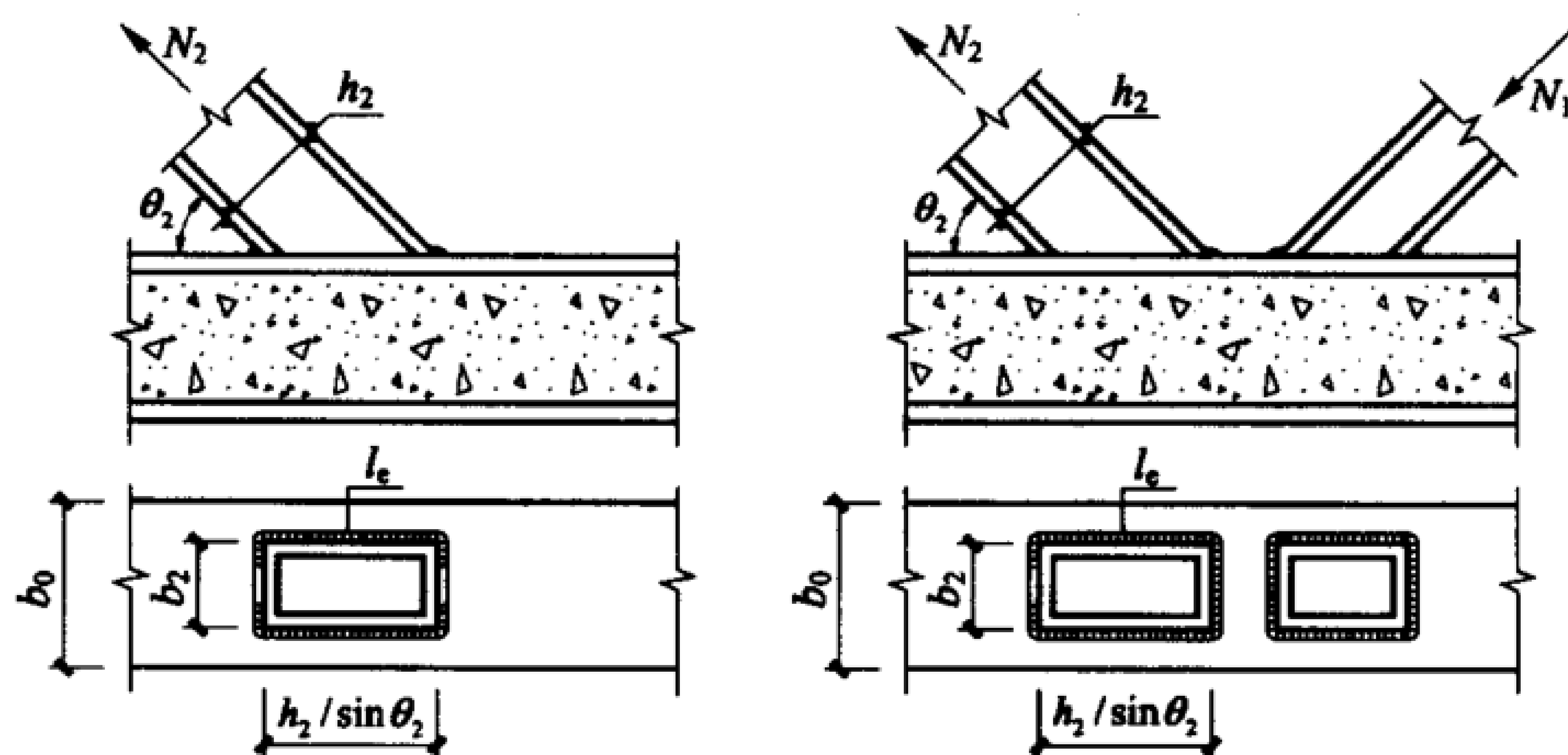


图 9.2.7 受拉腹杆钢管连接焊缝的有效长度

1 T、Y、X 型节点

$$\text{当 } 30^\circ \leq \theta_2 \leq 50^\circ \text{ 时, } l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2 \quad (9.2.7-1)$$

$$\text{当 } 50^\circ < \theta_2 < 60^\circ \text{ 时, } l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2 (60 - \theta_2) / 10 \quad (9.2.7-2)$$

$$\text{当 } 60^\circ \leq \theta_2 \leq 90^\circ \text{ 时, } l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 \quad (9.2.7-3)$$

2 K、N 型间隙节点

$$\text{当 } 30^\circ \leq \theta_2 \leq 50^\circ \text{ 时, } l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + 2b_2 \quad (9.2.7-4)$$

$$\text{当 } 50^\circ < \theta_2 < 60^\circ \text{ 时, } l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2 (70 - \theta_2) / 10 \quad (9.2.7-5)$$

$$\text{当 } 60^\circ \leq \theta_2 \leq 90^\circ \text{ 时, } l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2 \quad (9.2.7-6)$$

9.2.8 矩形钢管混凝土桁架节点(图 9.2.8-1)处的承载力设计值不得小于腹杆所受的轴向力设计值。

1 T、Y、X 型节点

(1)受压腹杆的节点承载力设计值 N_{u1} 可按下式计算:

$$N_{u1} = (1 + k_s) \beta_c \beta_1 f_c A_1 \quad (9.2.8-1)$$

$$k_s = \frac{3f_y (\beta_c \beta_1 h_1 / h_0)^2}{\nu_c f_{ck} (h_0 / t_0)^2} \quad (9.2.8-2)$$

$$A_1 = b_1 h_1 / \sin \theta_1 \quad (9.2.8-3)$$

$$\beta_c = \frac{200 - f_{cu}}{150}, \text{ 且 } \beta_c \leq 1 \quad (9.2.8-4)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} \quad (9.2.8-5)$$

式中 k_s ——矩形钢管混凝土横向局部承压系数；
 A_1 ——局部受压面积；
 A_b ——局部受压的计算底面积，按图 9.2.8-2 所示取值；
 β_c ——混凝土强度影响系数；
 β_1 ——管内混凝土局部受压强度提高系数；
 f_{cu} ——边长 150mm 立方体混凝土试块强度；
 ν_c ——混凝土的泊松比，取 0.23；
 t_0 ——弦杆的壁厚。

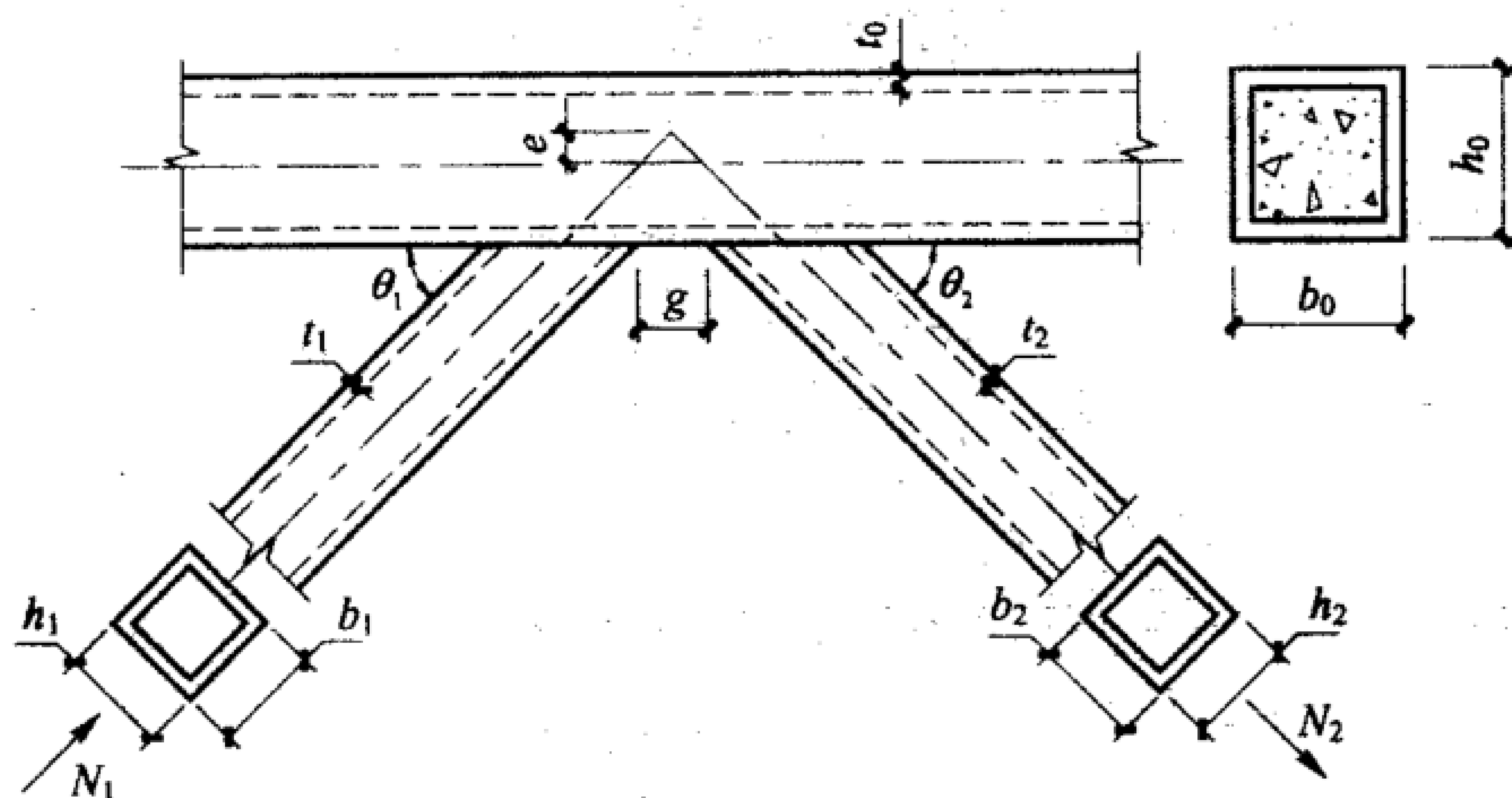


图 9.2.8-1 矩形钢管混凝土桁架节点

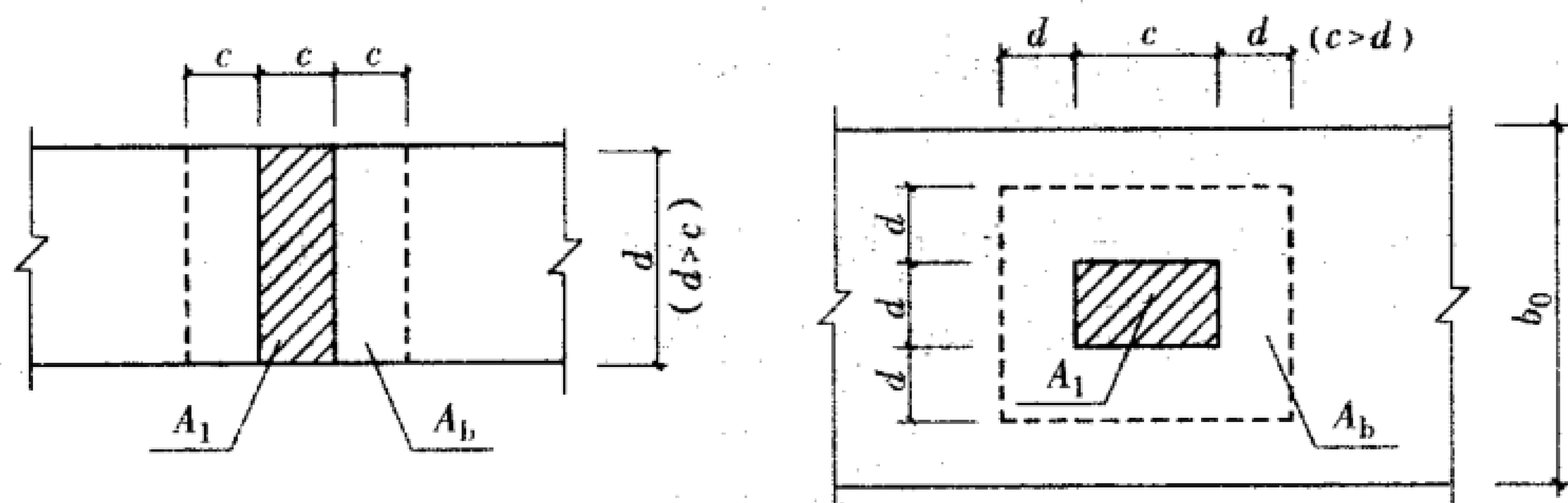


图 9.2.8-2 局部受压计算底面积

(2)受拉腹杆节点承载力设计值 N_{u2} 可按下式计算:

当 $\beta \leq 0.85$ 时,

$$N_{u2} = \frac{ft_0^2}{(1-\beta)\sin\theta_2} \left[\frac{2h_2}{b_0\sin\theta_2} + 4(1-\beta)^{0.5} \right] \quad (9.2.8-6)$$

当 $0.85 \leq \beta < 1$ 时, N_{u2} 取式(9.2.8-7)和式(9.2.8-8)的较小值:

$$N_{u2} = f_2 t_2 (2h_2 - 4t_2 + b_2 + b_e) \quad (9.2.8-7)$$

$$N_{u2} = \frac{\sqrt{3}}{3} f t_0 (2h_2 / \sin\theta_2 + b_2 + b_{ep}) / \sin\theta_2 \quad (9.2.8-8)$$

$$b_e = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_y t_0}{f_{y2}/t_2} b_2 \leq b_2 \quad (9.2.8-9)$$

$$b_{ep} = \frac{10}{b_0/t_0} b_2 \leq b_2 \quad (9.2.8-10)$$

$$\beta = \frac{b_2}{b_0} \quad (9.2.8-11)$$

式中 f_y, f ——弦杆钢材的屈服强度、抗拉强度设计值;

f_{y2}, f_2 ——受拉腹杆钢材的屈服强度、抗拉强度设计值。

2 K、N型间隙节点

受压腹杆节点承载力设计值 N_{u1} 可按式(9.2.8-1)计算;受拉腹杆节点承载力设计值 N_{u2} 可按下列方法确定:

当 $\beta < 0.85$ 且 $g \geq 0.5b_0 \sqrt{1-\beta}$ 时, N_{u2} 可按式(9.2.8-6)计算。

当 $0.85 \leq \beta \leq 1$ 或 $\beta < 0.85$ 但 $g < 0.5b_0 \sqrt{1-\beta}$ 时, N_{u2} 可按式(9.2.8-7)或式(9.2.8-8)计算,取较小值。

9.3 钢管桁架与混凝土板的组合桁架

9.3.1 当考虑钢管桁架受压弦杆与混凝土板的组合效应按组合桁架计算时,可忽略受压弦杆的截面面积。

9.3.2 钢管桁架杆件的最大长细比应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的有关规定。

9.3.3 组合桁架的最大挠度宜小于其跨度的 $1/500$ 。

9.3.4 抗剪连接件应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的规定进行设计。

10 耐火设计

10.1 一般规定

10.1.1 本章的规定适用于以矩形钢管混凝土柱为主要承载结构的、按现行有关防火规范的规定耐火等级为三级以上的,不施加防火涂层和施加防火涂层的矩形钢管混凝土柱的柱身。

10.1.2 当采用不施加防火涂层的矩形钢管混凝土柱进行结构耐火设计时,原则上同一层建筑应有两个以上防火分区,或同一层内设有部分带防火保护的柱。

10.1.3 矩形钢管混凝土柱的防火涂层宜采用厚涂型钢结构防火涂料或金属网抹 M5 水泥砂浆。当有可靠依据时,亦可采用其他方法进行防火保护。

10.2 作用和作用效应组合

10.2.1 当进行耐火设计时,可仅考虑永久荷载、可变荷载和火灾变温的作用。永久荷载应采用标准值;可变荷载应采用组合值;钢梁的温度变化可按火灾温度、构件尺寸和构件表面的防火涂层特性确定。

10.2.2 对承载能力极限状态,应采用荷载效应的偶然组合进行设计。

10.3 耐火极限

10.3.1 各类构件的耐火极限应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016、《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045 的规定采用。

10.4 无防火涂层柱的耐火计算

10.4.1 当进行耐火设计时,应验算结构在火作用下的整体稳定性、火灾层的稳定性及出火区域内柱子的承载力。

10.4.2 验算结构的整体稳定性时,可假定出火区域内的柱头、柱脚为铰接,混凝土取常温下的强度和弹性模量;出火区域的钢梁应考虑温度变化对强度和弹性模量的影响。

10.4.3 验算火灾层结构的稳定性时,应将出火区柱承担的水平力转移到非出火区的柱,并验算其稳定性。

10.4.4 出火区柱身的轴心受压承载力应按式(10.4.4)验算:

$$N_f \leq N_{uf} \quad (10.4.4)$$

式中 N_f ——火灾时作用于柱子的轴向力设计值;

N_{uf} ——火灾时柱子的承载力设计值,按本规程第 10.4.5 条计算。

10.4.5 火灾时出火区域内的柱子,当截面边长不小于 200mm 时,其承载力设计值应按下列规定计算:

1 对无侧移框架的柱

$$N_{uf} = 3.64 A_c f_c (1/t_f)^{0.367} \quad (10.4.5-1)$$

式中 t_f ——构件的设计耐火极限(min)。

2 对有侧移框架的柱,且层间位移小于 1/50 层高时

$$N_{uf} = 1.13 A_c f_c (1/t_f)^{0.176} \quad (10.4.5-2)$$

10.5 有防火保护柱的防火涂层厚度

10.5.1 当采用金属网抹 M5 砂浆或厚涂型钢结构防火涂料时,长细比 $\lambda \leq 60$ 的矩形钢管混凝土柱的防火保护层厚度可分别按表 10.5.1-1 和表 10.5.1-2 确定。

表 10.5.1-1 金属网抹 M5 水泥砂浆防火保护层厚度

保护层厚度(mm)	截面最小尺寸(mm)	耐火极限(h)	燃烧性能
50	200	1.00	不燃烧体
35	600	1.00	不燃烧体
40		1.17	不燃烧体
50		1.50	不燃烧体
30	1000	1.00	不燃烧体
40		1.50	不燃烧体
50		2.00	不燃烧体
30	1400	1.00	不燃烧体
40		1.65	不燃烧体
50		2.25	不燃烧体

注：当水泥砂浆强度等级高于 M5 时，亦可按本表取值。

表 10.5.1-2 厚涂钢结构防火涂料保护层厚度

保护层厚度(mm)	截面最小尺寸(mm)	耐火极限(h)	燃烧性能
9	200	1.00	不燃烧性
12		1.50	不燃烧性
15		2.00	不燃烧性
20		2.50	不燃烧性
25		3.00	不燃烧性
5	600	1.00	不燃烧性
8		1.50	不燃烧性
10		2.00	不燃烧性
12		2.50	不燃烧性
15		3.00	不燃烧性
5	1000	1.00	不燃烧性
6		1.50	不燃烧性
8		2.00	不燃烧性
10		2.50	不燃烧性
11		3.00	不燃烧性
4	1400	1.00	不燃烧性
5		1.50	不燃烧性
7		2.00	不燃烧性
8		2.50	不燃烧性
10		3.00	不燃烧性

11 施 工

11.1 一 般 规 定

11.1.1 矩形钢管混凝土结构的制作和施工,除符合本规程的规定外,尚应遵守现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

11.1.2 矩形钢管结构的制作单位应根据已批准的技术设计文件编制施工详图,且经原设计单位批准。当需要修改时,制作单位应向原设计单位申报,经同意并签署文件后方能生效。

11.1.3 矩形钢管结构在制作前,应根据设计文件和施工详图的要求编制制作工艺文件。其内容至少应包括:制作所依据的标准,制作厂的质量保证体系,成品的质量保证和为保证成品达到规定的要求而制定的措施。

11.1.4 矩形钢管结构的制作单位,在必要时应对构造复杂的构件进行工艺试验。

11.1.5 矩形钢管混凝土结构采用的钢材、焊接材料、连接材料和混凝土材料的性能,应符合本规程第 3 章的规定。

11.2 矩形钢管构件的制作和施工

11.2.1 矩形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 and 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,弹性压缩量的取值可由制作单位和设计单位协商确定。

11.2.2 需进行边缘加工的零件,宜采用精密切割;焊接坡口宜采用自动切割、半自动切割、坡口机、刨边机等加工,并应采用样板控制坡口角度和尺寸。

11.2.3 在矩形钢管构件组装前,各零、部件应经检查合格。组装的允许偏差应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的规定采用。

11.2.4 矩形钢管构件的焊接(包括施工现场焊接)应严格按照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行业标准《建筑钢结构焊接规程》JGJ 81 的规定。

11.2.5 矩形钢管构件的除锈和涂装应在制作质量检验合格后进行。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 8923 的规定。

11.2.6 矩形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》GB 50205 的规定进行验收,其外形尺寸的允许偏差应符合上述规范的规定。

11.2.7 矩形钢管构件制作完毕后应仔细清除钢管内的杂物,并应采取措施保持管内清洁。

11.2.8 矩形钢管构件在吊装时应控制吊装荷载作用下的变形。吊点的设置应根据矩形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。

11.2.9 矩形钢管构件在运输、吊装以及吊装完毕浇筑混凝土之前,应将其管口包封,防止异物和雨水落入管内。当采用预制矩形钢管混凝土构件时,应待管内混凝土强度达到设计值的 50% 后,方可进行吊装。

11.2.10 矩形钢管构件吊装就位后应立即进行校正,并采取可靠的固定措施以保证其稳定性。

11.2.11 矩形钢管采用现场焊接拼接时,应对施焊工艺进行控制,尽可能减少焊接残余应力和残余变形。

11.2.12 矩形钢管构件的安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》GB 50205 和现行行业标准《高层民用建

筑钢结构技术规程》JGJ 99的规定。

11.3 混凝土施工

11.3.1 矩形钢管管内混凝土浇筑之前,应将管内异物、积水清除干净。管内混凝土浇筑应在钢构件安装完毕并验收合格后进行。

11.3.2 矩形钢管内混凝土的浇筑宜采用导管浇筑法,也可采用泵送顶升浇筑法或手工逐段浇筑法;矩形钢管管内混凝土浇筑施工前应根据设计要求进行混凝土配合比设计和必要的浇筑工艺试验,并在此基础上制定浇筑工艺和各项技术措施。

11.3.3 当采用导管浇筑法时,应在矩形钢管柱内插入上端装有混凝土料斗的钢制导管,自下而上边退边完成管内混凝土浇筑。浇筑前,导管下口离矩形钢管底部的距离不宜小于 300mm。导管与柱内水平隔板浇筑孔的侧隙不宜小于 50mm,以便于插入振捣棒。对边长小于 400mm 的矩形钢管柱,宜采用外壁附着式振捣器进行振捣。

11.3.4 当采用泵送顶升浇筑法时,应在矩形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,将混凝土连续地自下而上灌入钢管,无需振捣。进料支管宜小于矩形钢管尺寸的二分之一。对泵送顶升浇筑的多层超高柱下部入口处的管壁以及矩形钢管柱纵向焊缝,必要时应进行强度验算。

11.3.5 当采用手工逐段浇筑法时,混凝土自钢管上口灌入,用振捣器捣实。当管截面最小边长大于 350mm 时,可采用内部振捣器振捣,每次振捣时间不应少于 30s,一次浇灌高度不宜大于 1.5m。当管截面最小边长小于 350mm 时,可采用附着在钢管外部的振捣器振捣,外部振捣器的位置应随混凝土的浇筑高度加以调整。

11.3.6 钢管混凝土柱中的混凝土宜采用无收缩混凝土。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的设计强度等级计算,并通过试验确

定。对于泵送顶升浇筑法,混凝土配合比尚应满足可泵性要求。

11.3.7 矩形钢管内的混凝土宜连续浇筑。当必须间歇时,间歇时间不得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。

11.3.8 当留施工缝时,在浇筑混凝土前,应先浇灌一层厚度为100~200mm的与混凝土强度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。

11.3.9 矩形钢管混凝土结构内混凝土的浇筑质量,可采用敲击钢管法来检查其密实度;对于重要构件或部位,应采用超声波法进行检测。对于混凝土不密实的部位,应采用局部钻孔压浆法进行补强,然后将钻孔补焊封固。

附录 A 轴心受压构件的稳定系数 φ

表 A 轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.830	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.339	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123	—	—	—	—	—	—	—	—	—

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1)表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”,

反面词采用“严禁”。

2)表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,

反面词采用“不应”或“不得”。

3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”或“可”,

反面词采用“不宜”;

2 条文中指定应按其他有关标准执行时,写法为“应按……执行”或“应符合……的规定”。非必须按所指定的标准执行时,写法为“可参照……执行。”

中国工程建设标准化协会标准

矩形钢管混凝土结构技术规程

CECS 159 : 2004

条 文 说 明

目 次

1	总 则	(71)
3	材 料	(72)
3.1	钢材	(72)
3.2	连接材料	(74)
3.3	混凝土	(74)
4	基本设计规定	(75)
4.1	一般规定	(75)
4.2	结构变形	(76)
4.3	设计指标	(77)
4.4	构造要求	(77)
5	结构体系和结构分析	(80)
5.1	结构体系	(80)
5.2	结构分析	(82)
6	承重构件设计	(83)
6.1	轴心受力构件的计算	(83)
6.2	压弯、拉弯构件的计算	(84)
6.3	框架柱的设计要求	(87)
7	节点设计	(88)
7.1	梁柱连接	(88)
7.2	柱子拼接	(97)
7.3	柱脚	(97)
8	抗侧力构件设计	(99)
8.1	支撑	(99)
8.5	带框混凝土剪力墙	(101)

9	桁架设计	(103)
9.1	一般规定	(103)
9.2	矩形钢管混凝土桁架	(103)
9.3	钢管桁架与混凝土板的组合桁架	(106)
10	耐火设计	(107)
10.1	一般规定	(107)
10.2	作用和作用效应组合	(108)
10.4	无防火涂层柱的耐火计算	(108)
10.5	有防火保护柱的防火涂层厚度	(111)
11	施 工	(114)
11.1	一般规定	(114)
11.2	矩形钢管构件的制作和施工	(114)
11.3	混凝土施工	(115)

1 总 则

1.0.4 本规程所采用的符号和术语是根据现行国家标准《建筑设计术语和符号标准》GB/T 50083 制定的。

本规程中许多参数(如荷载、材料等)引用了国家现行有关标准的规定,因此,除本规程有明确规定者外,在设计时还必须遵守国家现行有关的标准。

杨强跃、金天德、刘永健按本规程进行了工程试设计。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 本规程规定矩形钢管混凝土构件的钢管可采用 Q235、Q345、Q390 和 Q420 四种牌号的钢材,这是依据现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的规定和我国多年来钢管混凝土结构实践经验提出的。根据现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB50018 的规定,冷弯型钢构件主要采用 Q235 和 Q345 两种牌号钢材。因此,冷弯成型的矩形钢管目前主要采用上述两种钢材。条文还规定“当有可靠依据时,可采用其他牌号的钢材”,所谓“可靠依据”是指所取用的钢材,其力学性能和化学成分应符合我国有关建筑结构用钢标准的要求。

3.1.2 建筑结构用钢除了应具有合格的力学性能指标外,还应对一些化学成分含量加以限制,以确保构件的可焊性等加工和维护要求。因此,设计者应根据结构的重要性、荷载特征、应力状态、钢材厚度、连接和加工方法,以及环境条件等不同情况,合理地选用钢材的牌号和级别。

根据现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定,每一牌号的钢材按其质量又分为不同等级,如 Q235 分为 A、B、C、D 四个等级, Q345、Q390 和 Q420 钢分为 A、B、C、D、E 五个等级。各类牌号的 A 级钢不提供任一温度量级的冲击韧性试验,且只有当用户提出要求时才进行冷弯试验。Q235A 级钢还不保证焊接要求的含碳量。Q235 的 B、C、D 级和 Q345、Q390、Q420 的 B、C、D、E 级钢之间除所含化学成分限量不同外,各级钢材分别保证在 $+20^{\circ}\text{C}$ 、 0°C 、 -20°C 和 -40°C 时应具有的冲击韧性要求。对在 -40°C 以下要求保证冲击

韧性的钢材,则应选取相应钢材牌号的 E 级钢。

用于承重结构的钢管材料应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格保证,对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证,对于一些重要的结构和直接承受动力作用的结构还应有冷弯试验合格和冲击韧性的要求。因此,各类牌号的 A 级钢一般不宜用于直接承受动力作用的结构、要求保证冲击韧性性能的结构和高层结构,Q235A 级钢还不能用于焊接结构。

条文中未给出矩形钢管混凝土结构钢材抗拉强度和屈服强度的比值,但一般强屈比不应小于 1.2。用于抗震结构的钢材的伸长率应大于 20%,以保证构件具有足够的塑性变形能力。

3.1.3 国内生产高频焊接直缝矩形管比较多,但也有一些钢厂生产螺旋焊缝圆变方矩形管的,故本条列入了螺旋焊缝生产工艺的矩形管。热轧矩形钢管目前国内尚未生产,但国外的有关标准中均已列入并已生产和应用,例如:国际标准 ISO657/14[40] Hot Formed Structural Hollow Sections 中列有热轧方管(SHS)截面 $20\text{mm} \times 20\text{mm} \sim 400\text{mm} \times 400\text{mm}$,热轧矩形管(RHS)截面 $50\text{mm} \times 30\text{mm} \sim 500\text{mm} \times 300\text{mm}$,壁厚 $2.6 \sim 25\text{mm}$;欧洲标准 EN10212-2 Hot Finished Structural Hollow Section 中列有方管(SHS)截面 $20\text{mm} \times 20\text{mm} \sim 400\text{mm} \times 400\text{mm}$,矩形管(RHS)截面 $50\text{mm} \times 25\text{mm} \sim 500\text{mm} \times 300\text{mm}$,壁厚 $2.5 \sim 20\text{mm}$;此外,英国规范也列有热轧方钢管(SHS),规格: $350\text{mm} \times 350\text{mm} \sim 700\text{mm} \times 700\text{mm}$,壁厚 $12 \sim 40\text{mm}$ 。随着我国加入 WTO,国外先进的生产工艺可能会很快引进国内,故本条文中也列入了热轧矩形钢管。

对于采用一条直缝和螺旋焊缝冷弯成型的矩形管,焊缝强度宜与母材等强。

3.1.4 在钢结构制造过程中,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是很不利的。因此,需要采用厚度方向性能钢板。关于如何防止层状撕裂以及确定厚度方向所需的断面收缩率 φ_z 等问题,可参照原国家

机械工业委员会重型机械局企业标准《焊接设计规范》JB/ZZ 5—86 或其他有关标准进行处理。

我国建筑抗震设计规范和建筑钢结构焊接技术规程中均规定,厚度大于 40mm 时应采用厚度方向性能钢板。

3.2 连接材料

3.2.1 当焊接两种不同强度等级的钢材时,宜选用与被焊钢材强度较低一种钢材相匹配的焊条或焊丝。这是因为若焊缝金属强度比主体金属强度高,焊缝接头质量难以保证,容易产生裂缝。采用强度较低的焊缝材料,既可得到与被焊钢材等强的焊缝接头,还可提高焊缝的塑性和韧性。

3.2.2 矩形钢管混凝土结构采用栓钉的用材和规格应符合现行国家标准《圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。用于栓钉的钢材屈服强度不应小于 235N/mm^2 ,抗拉强度不应小于 400N/mm^2 。栓钉的实际力学性能,应依据栓钉制造厂生产的符合国家标准的产品规格的设计指标取用。栓钉的直径宜选用 19~22mm,其长度不应小于 4 倍钉径。

3.3 混凝土

3.3.1 根据钢管混凝土结构的工程实践经验,混凝土的强度等级不宜低于 C30 级。按照常用的钢管和混凝土面积比值范围,采用 Q235 钢管配置 C30~C40 级混凝土, Q345 钢管配置 C40 或 C50 级及以上混凝土, Q390、Q420 钢管配置 C50 级及以上的混凝土较为匹配、合理。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.3 同一种牌号钢材的强度设计值,现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 对有些指标的规定略有不同。因此,本规程规定,凡是由热轧成型或由热轧钢板、型钢组成的矩形钢管按 GB 50017 规范取用;由冷成型或由冷弯型钢组成的矩形钢管按 GB 50018 规范的规定取用。

4.1.4 钢板经过冷成型加工后,钢板弯角部分的强度将有不同程度的提高,但其塑性性能略有降低,这种现象称之为冷弯效应。因此,冷成型的矩形钢管四个弯角部分的钢材强度将高于钢管平板部分,弯角部分冷弯提高后的强度值以及矩形钢管考虑冷弯效应后整个截面加权平均强度设计值的计算公式,可参考现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 附录 C 的规定采用。国内外设计实践表明,矩形钢管按考虑冷弯效应后的强度设计值设计,比不考虑冷弯效应的设计可节省钢材约 10%~15%。GB 50018 规范第 4.2.2 条规定,考虑冷弯效应的构件截面必须全截面有效。要确保全截面有效,应限制截面板件的宽厚比,本规程第 4.4.3 条给出了全截面有效的宽厚比限值。

4.1.5 采用矩形钢管混凝土结构的建筑处于抗震设防地区时,均应按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行地震作用下的承载能力验算。本条还提出应按照其他有关标准是指:凡结构体系的主要抗侧力结构为钢筋混凝土结构时,应按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的规定;主要抗侧力结构为钢结构时,应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。

承载力抗震调整系数 γ_{RE} 一般在 0.7~1.0 之间。现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 没有给出钢管混凝土结构构件的 γ_{RE} 值,本条表 4.1.5 给出的钢管混凝土结构承载能力抗震调整系数 γ_{RE} 基本上是参照钢结构的系数制定的。

4.1.6 本条中施工阶段验算时混凝土的湿重,在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中未作规定,设计者可根据经验参照《建筑结构荷载规范》给出的素混凝土自重 22~24kN/m³ 取用。施工阶段如设置施工支撑,一般不作验算。

4.1.7 在施工阶段验算时,矩形钢管的局部稳定性应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 验算。由于此时的应力一般都较小,因此规范中宽厚比计算公式中的 f , 应该用 1.1σ 代替, σ 为验算板件中的最大压应力。

4.2 结构变形

4.2.1 对钢管混凝土结构中受弯构件的变形,可根据不同类型的构件分别参照现行国家标准《钢筋混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计规范》GB 50017 和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 等的有关规定进行验算。

4.2.2~4.2.3 本规程对多、高层矩形钢管混凝土框架结构或主要抗侧力结构为钢结构的多、高层矩形钢管混凝土结构房屋,在风荷载或地震作用下的层间相对位移与层高比值限值的规定,主要是参照现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99、现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定,并考虑了矩形钢管混凝土结构的抗震性能。本规程对层间相对位移与层高比值的规定为:在风荷载作用下不宜大于 1/400,在多遇地震作用下不宜大于 1/300,在罕遇地震作用下不宜大于 1/50。

4.3 设计指标

4.3.2 本条提供的冷成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管的钢材强度设计值(表 4.3.2)取自现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018。由于该规范规定截面板厚 $t \leq 6\text{mm}$, 所以, 对板厚 $t \leq 6\text{mm}$ 的冷成型矩形钢管的钢材强度设计值可按表 4.3.2 取用; 对板厚 $t > 6\text{mm}$ 的冷成型矩形钢管的钢材强度设计值, 可参照《钢结构设计规范》GB 50017 的规定取用。

4.4 构造要求

4.4.1 为了方便向钢管内浇筑混凝土, 本规程规定矩形钢管的截面最小边尺寸不应小于 100mm 。规程还规定钢管壁厚不宜小于 4mm , 这是为了避免钢管在浇筑混凝土时出现局部外鼓现象。如果浇筑混凝土工艺能确保管内混凝土施工质量和不发生钢管管壁外鼓现象, 上列限值尚可适当放宽。此外, 当矩形钢管混凝土构件截面最大边长不小于 800mm 时, 为确保钢管和混凝土共同作用, 宜在柱内壁上采取焊接栓钉、纵向加劲板等构造措施。由于目前这方面的资料很少, 本规程中难以提出栓钉、加劲板等构造措施的具体尺寸和设置要求, 设计时可借鉴已有的工程经验处理。当有可靠依据时, 管内需要设置栓钉的柱截面最大边长尺寸尚可适当放宽。

4.4.3 矩形钢管混凝土钢管板件的宽厚比 b/t 和 h/t (图 4.4.3) 不宜过大, 因为板件的局部屈曲承载力是与板件宽厚比平方成反比, 若板件宽厚比过大, 则板件将在远低于钢材强度设计值之前发生局部屈曲。由于矩形钢管板组相互制约和板件的薄膜效应, 板件出现局部屈曲并不意味板件承载能力耗尽, 还可利用板件的屈曲后强度, 但要利用板件的屈曲后强度, 通常板件只能取其部分有效截面作为计算截面。

本规程第 6 章所有的构件计算和规定, 都是在矩形钢管全截

面有效的前提下建立的。因此,矩形钢管混凝土构件的钢管截面板件的宽厚比 b/t 、 h/t 必须给予限制,以确保构件在丧失整体承载能力之前,钢管不出现局部屈曲,全截面有效。本规程表 4.4.3 给出了矩形钢管板件在各种受力状态下的宽厚比 b/t 、 h/t 的限值。若设计的构件符合表 4.4.3 的规定,则矩形钢管混凝土的钢管板件可保证全截面有效。

表 4.4.3 给出的板件宽厚比限值是根据 Winter 有效宽度 b_e 计算公式确定的。令 Winter 公式中 $b_e = b$ 即全截面有效,可得到板件宽厚比限值的通式为:

$$(b/t)_{\lim} \approx 19.1 \sqrt{k} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (\text{E4.4.3-1})$$

式中, k 为空钢管板件稳定系数,如:四边简支板,均匀受压 $k=4.0$,纯弯曲 $k=23.9$,非均匀受压板件稳定系数 k 与应力梯度 $\psi = \sigma_2/\sigma_1$,有关(σ_2/σ_1 分别为板件最外边缘的最大和最小应力,并取压力为正、拉力为负),设计规范 GB 50018 给出了非均匀受压板件稳定系数的计算公式为:

$$\text{当 } 1 \geq \psi \geq 0 \text{ 时, } k = 7.8 - 8.15\psi + 4.35\psi^2 \quad (\text{E4.4.3-2})$$

$$\text{当 } 0 \geq \psi \geq -1 \text{ 时, } k = 7.8 - 6.29\psi + 9.78\psi^2 \quad (\text{E4.4.3-3})$$

将上述各种受力状态板件的稳定系数 k 代入式(E4.4.3-1)中,即可得到空钢管板件全截面有效的限值。

矩形钢管内充实混凝土后,对钢管板件的局部屈曲稳定性能有很大的提高,这也是钢管混凝土构件的有利性能之一。日本学者做的大批矩形钢管混凝土构件试验证实,矩形钢管填充混凝土后,钢管板件局部屈曲稳定性能比空钢管大 1.5 倍。本规程表 4.4.3 中给出的限值是按空钢管求出的结果乘以 1.5 倍得出的,经与有限条法理论分析结果对比,此规定是可靠的,并略偏安全。

需要说明的是:用 Winter 有效宽度计算公式只是计算矩形钢管板件的平直段部分,矩形管四个弯角的曲线部分高度($r=2 \sim 5t$)总是有效的截面,因此,本规程表 4.4.3 给出的限值中也加上

了弯角所包含的高度。此外,为方便计算,表 4.4.3 给出的非均匀受压板件限值表达式,是将 \sqrt{k} 值取为二次近似逼近式给出的,其误差约为 2%左右,且偏于安全。

还应指出的是:在施工阶段,矩形钢管混凝土构件不应计入管内混凝土对管壁局部稳定性的增强效应,对此,在表 4.4.3 的注 3 中作了说明,但公式中材料强度换算系数 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ 中的 f_y ,应取截面板件在施工荷载作用下的实际应力 $1.1\sigma_0$,对压弯板件 σ_0 取板件最外边缘的最大应力 σ_1 。若按施工阶段验算得到的空钢管的 b/t 和 h/t 小于钢管混凝土的限值(表 4.4.3)时,宜采取措施调整施工工艺,减小施工荷载,尽可能取用钢管混凝土的 b/t 和 h/t 限值(表 4.4.3),以确保矩形钢管混凝土构件截面设计的经济合理性。否则,钢管的 b/t 和 h/t 应满足施工阶段空钢管不发生局部屈曲的要求。

4.4.5 钢管侧壁开孔的主要作用是:浇筑混凝土时排气,保证混凝土密实、清除施工缝处的浮浆、溢水等。另外在发生火灾时,钢管内混凝土会有水蒸汽产生,该孔有排除水蒸汽的作用,以防钢管爆裂。

5 结构体系和结构分析

5.1 结构体系

5.1.1 矩形钢管混凝土与空钢管相比,可显著提高受压承载力,但当管尺寸较小时,承载力的提高与混凝土施工费用相比,优越性相对降低,故一般宜用于尺寸较大的框架柱构件。

5.1.2 矩形钢管混凝土构件属组合构件,在多、高层建筑中,组合柱与钢柱或(和)钢筋混凝土柱同时使用是常见的。矩形钢管混凝土柱与圆形钢管混凝土柱相比,能较好地满足建筑上的要求,但方钢管柱在荷载作用下,对其中混凝土的约束作用比圆钢管小,在同样荷载下要求采用较大柱截面。在有些工程中,将大直径圆钢管混凝土柱置于建筑物的大厅,以满足特定的建筑要求;或将大直径圆钢管混凝土柱置于建筑的核心部位,发挥它承载力高的特点,代替混凝土剪力墙作为受剪构件,同时,将矩形钢管混凝土柱设在建筑物的周边,发挥其构件连接方便、在建筑上容易协调的特点,使得不同形式的钢管混凝土柱各得其所。

5.1.3 表 5.1.3 系参照有关标准拟定。矩形钢管混凝土框架有良好的延性,其适用高度可不低于钢结构的适用高度。对矩形钢管混凝土框架与混凝土抗侧力结构组成的混合结构的适用高度不低于型钢混凝土框架与混凝土抗侧力结构组成的混合结构的适用高度。

5.1.5 矩形钢管混凝土和其他构件组成的结构体系,与其他类型的结构一样,应符合结构抗震设计的一般要求,即在平面上结构布置宜整齐规则,力求满足对平面布置规则性的要求;在竖向,结构的质量和刚度宜分布均匀,力求满足对竖向规则性的要求,以减小地震对建筑物的不利影响。

5.1.6 在抗震设防区,结构体系宜有多道抗震设防线,本条规定即体现这一要求,并根据设防烈度的不同,提出不同的要求。

5.1.7 矩形钢管混凝土柱用于多、高层建筑时,可采用不同形式的梁构件。钢梁具有与钢管混凝土柱连接方便、重量轻等优点,钢-混凝土组合梁与组合柱普遍同时使用,这两种形式的梁宜优先考虑。大跨时可考虑采用钢桁架、矩形钢管混凝土桁架或组合桁架。混凝土梁造价虽然低于钢梁,但混凝土梁的钢筋穿柱及其连接固定,在构造上带来很多困难,且施工较复杂,还可能因钢筋密集影响混凝土浇筑质量,宜逐步减少应用,梁跨度较大时更不宜采用。以钢管混凝土柱组成框架时;根据抗力水平和刚度要求,可配置支撑、剪力墙等抗侧力构件。楼板一般宜采用压型钢板组合楼板,在保证楼盖结构整体性和施工方便等方面具有明显优点。视条件也可采用预制板、带现浇层的叠合板或现浇混凝土板。

5.1.8 支撑可采用钢管、角钢或 H 型钢制成,支撑与钢管混凝土柱的连接常采用节点板连接。支撑与框架的连接,可采用铰接或刚接。当多、高层建筑设支撑、剪力墙后仍不满足层间位移要求时,可设置结构加强层。但加强层上下端内力出现突变,在强震区不宜采用。支撑和剪力墙在竖向宜连续布置,使结构在竖向的刚度分布均匀。

5.1.9 带翼墙或端柱的剪力墙有较好的侧向刚度。由于暗柱的平面外刚度有时难以保证,故通常宜采用带翼墙或端柱的剪力墙。当有根据时,也可采用暗柱作边缘构件。剪力墙与其边缘构件之间应具有可靠连接。

5.1.10 低层建筑一般不设地下室,而多层建筑常设地下室。当设置地下室时,支撑桁架或剪力墙等抗侧力构件应延伸至基础,框架柱应至少伸至地下一层,并考虑必要的埋深,以保证连接可靠。

鉴于外包式柱脚在阪神地震中显示性能不佳,根据现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定,不宜用于 8 度及以上地区的建筑。外露式柱脚可用于非抗震建筑。

5.2 结构分析

5.2.1 本条对矩形钢管混凝土结构的分析作出了规定。

1、2 矩形钢管混凝土柱在弹性阶段的刚度,应按本规程第5.2.2条的规定确定。在多遇地震下,组合结构的阻尼比,日本用0.03,也有用0.04的,本规程取0.035;混合结构的阻尼比取0.04与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3的取值相同。在罕遇地震下,阻尼比取0.05,与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的取值相同。

3 由于混凝土抗拉强度较低,组合结构的承载力计算中不计入混凝土的抗拉强度。结构分析时,内力与构件刚度有关,混凝土受拉区对构件刚度是有贡献的,故刚度计算时应考虑受拉区混凝土,按等截面构件计算。

4 考虑弯矩调幅时,连续梁按等截面梁计算,将混凝土设计截面按弹性模量折算成等效钢截面。按变截面梁计算时,不考虑弯矩调幅。

5.2.2 本条关于钢管混凝土结构在正常使用极限状态下换算刚度计算的规定,是综合参考了现行中国工程建设标准化协会标准《高强度混凝土结构技术规程》CECS 104和《钢管混凝土结构设计与施工规程》CECS 28的规定,并考虑抗震设计的特点确定的。

5.2.3 这一规定体现了二道设防的原则,是抗震设计的重要要求。在抗震分析时,可通过框架部分的楼层剪力调整系数来实现。

5.2.4 本条采用了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定。

6 承重构件设计

6.1 轴心受力构件的计算

6.1.1 根据钢管和混凝土共同工作的机制,可得到轴心受压构件的承载力设计值计算公式为:

$$N_u = \alpha(fA_s + f_c A_c) \quad (\text{E6.1.1})$$

式中, α 是与钢管对混凝土的约束效应和混凝土徐变对承载力影响等因素有关的系数。前者对混凝土的强度有所提高,后者则相反。考虑到 α 的影响因素比较复杂,且对矩形钢管混凝土轴心受压构件承载力的提高有限,对于管壁较薄的构件更是如此,为了方便,本规程取 $\alpha=1$ (这一方法也为美国 AISC、日本、英国等国家规范所采用),即得到本规程的公式(6.1.1-2)。

各种矩形钢管混凝土构件公式计算值和试验值的比较汇总于表 E6.1.1。表中前三项,计算值与试验值之比小于 1 表示按公式计算偏于安全,大于 1 表示偏于不安全;表中后两项,计算值与试验值之比大于 1 表示按公式计算偏于安全,小于 1 表示偏于不安全。统计结果表明本规程的计算方法是可取的。

表 E6.1.1 公式计算值与试验值的比值

序号	计算公式	试件数量 n	最小值	最大值	平均值 (\bar{X})	方差 (σ^2)
1	轴压强度公式	91	0.6455	1.1700	0.8966	0.0095
2	轴压稳定公式	98	0.7926	1.4478	0.9568	0.0104
3	纯弯强度公式	28	0.7406	0.9813	0.9024	0.0050
4	压弯强度公式	81	0.8130	1.8979	1.1262	0.0411
5	压弯稳定公式	46	0.7018	1.2340	1.0085	0.0171

6.1.2 根据试验资料,矩形钢管混凝土轴心受压构件的受力较接

近于钢构件,因此采用与钢结构类似的计算公式(6.1.2-1)。公式中的轴心受压稳定系数也近似地采用现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中的 b 曲线。构件的长细比则按考虑钢管和管内混凝土共同工作后的公式计算。

6.1.3 当量回转半径 r_0 计算公式(6.1.3-3)的推导过程如下:矩形

钢管混凝土柱的欧拉力 $N_E = \frac{\pi^2(E_s I_s + E_c I_c)}{l_0^2} = (A_s f + A_c f_c) \cdot$

$\frac{\pi^2 E_s}{\lambda^2 f} = N_u \frac{\pi^2 E_s}{\lambda^2 f}$, 即公式(6.2.2-4)。式中, $\lambda = \frac{l_0}{r_0}$, $r_0 =$

$\sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}}$, 即公式(6.1.3-2)和公式(6.1.3-3)。

6.1.4 由于混凝土的抗拉强度相对于钢材很小,在计算矩形钢管混凝土轴心受拉构件时,可不计入混凝土的作用,只考虑由矩形钢管抵抗所有的拉力,由此可得到本规程矩形钢管混凝土的抗拉承载力计算公式(6.1.4)。

6.2 压弯、拉弯构件的计算

6.2.1 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件的强度,可以根据极限状态理论进行分析。矩形钢管混凝土压弯构件在破坏时,假定钢管壁没有局部屈曲,钢管应力达到屈服点,受压区混凝土应力达到极限强度,受拉区混凝土退出工作(图 E.6.2.1-1)。由极限状态理论可以推导出钢管混凝土压弯构件的 $N-M$ 相关公式。该式为二次函数,曲线呈抛物线型(图 E6.2.1-2 中实线)。为便于设计,将其简化为两段折线型(图 E6.2.1-2 中的虚线)。

在简化 $N-M$ 相关线中,折线的转折点是將 M_u 代入实际相关曲线中得到的。简化曲线为:

$$\text{当 } \frac{N}{N_u} < \alpha_c \text{ 时, } \quad \frac{M}{M_u} = 1 \quad (\text{E6.2.1-1})$$

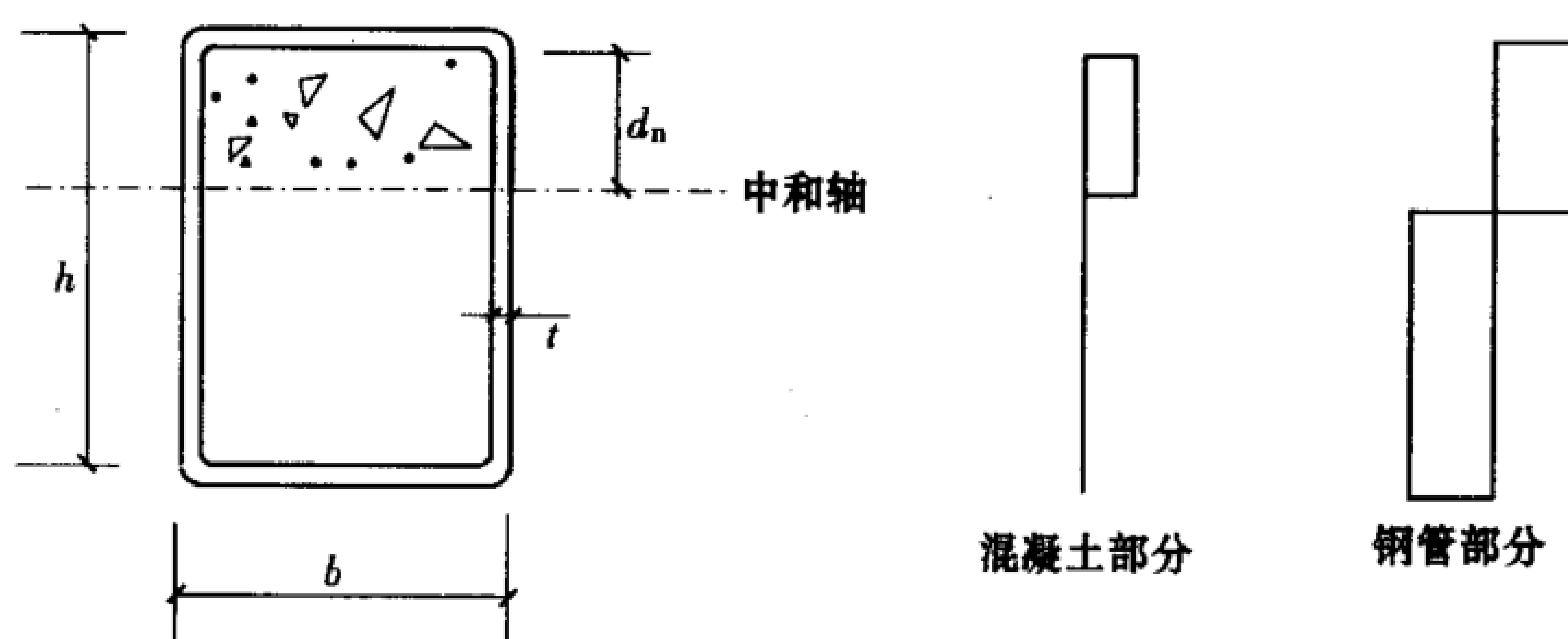


图 E6. 2. 1-1 极限状态下的截面应力分布

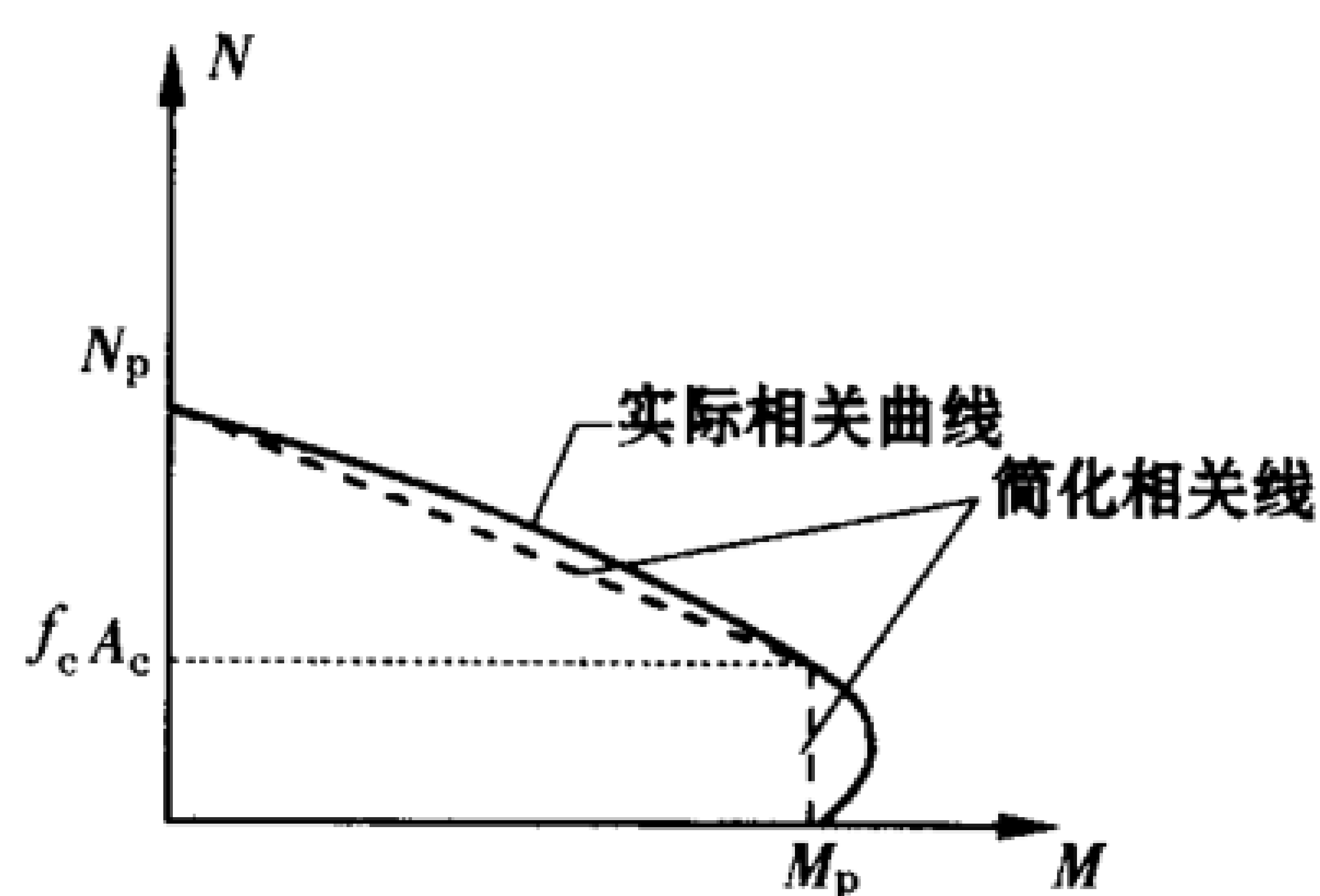


图 E6. 2. 1-2 $N-M$ 相关曲线

$$\text{当 } \frac{N}{N_u} \geq \alpha_c \text{ 时, } \quad \frac{N}{N_u} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{M_u} = 1 \quad (\text{E6. 2. 1-2})$$

式中, α_c 为混凝土工作系数, 即第 4. 4. 2 条式 (4. 4. 2)。将上面两式合并, 即为规程中的计算公式 (6. 2. 1-1) 和式 (6. 2. 1-2)。

公式中的 M_u 为只有弯矩作用时, 截面的受弯承载力设计值, 可由塑性理论求得。在推导中略去混凝土的抗拉强度 (图 E6. 2. 1-1), 得到下式:

$$M_u = [0.5 A_s (h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)] f \quad (\text{E6. 2. 1-3})$$

$$d_n = \frac{A_s - 2bt}{(b - 2t) \frac{f_c}{f} + 4t} \quad (\text{E6. 2. 1-4})$$

式中 h, b ——分别为矩形钢管截面垂直、平行于弯曲轴的边长;

t ——钢管壁厚；

d_n ——管内混凝土受压区高度。

由于压弯构件的强度验算应采用净截面计算，考虑这一因素后即得式(6.2.1-1)~式(6.2.1-4)。

压弯构件强度的公式计算值和试验值的比较见附表 E6.1.1。

6.2.2 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件的稳定性分析，是在矩形钢管混凝土压弯构件的强度分析的基础上，结合轴心受压构件的稳定性分析，比照我国现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的设计方法得出的。公式中的 β 是等效弯矩系数，取值与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 相同；公式分母中的 $(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}})$ 是考虑在弹塑性阶段轴力 N 引起弯矩增大的影响。与试验结果对比后，表明这种方法简明，物理意义清楚，对于实际工程设计是适用的。

公式计算值与试验值的比较见表 E6.1.1。

由于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性计算。由于目前弯矩作用在平面外的失稳缺乏试验资料，无法与公式计算进行比较，有待今后在这方面继续做些工作。

6.2.4 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土拉弯构件的计算公式中不考虑混凝土的抗拉强度，认为拉应力只由钢管承当，混凝土只受压。运用极限状态理论可得，在极限状态下钢管混凝土拉弯构件的 $N-M$ 相关曲线，即本规程式(6.2.4)。

由于目前关于钢管混凝土拉弯构件承载力的试验很少，不能对公式计算结果进行比较，有待今后在这方面再做工作。

6.2.5 弯矩作用在两个主平面内的双轴压弯构件的强度计算公式(6.2.5-1)和(6.2.5-2)是在单轴压弯构件强度计算的基础上加以推广而得的。

6.2.6 双轴压弯矩形钢管混凝土构件的稳定计算公式(6.2.6-1)

和(6.2.6-2)是根据单轴压弯构件结合双轴压弯构件的受力特点得出的。

由于目前关于钢管混凝土双轴压弯构件承载力的试验很少,不能对公式计算结果进行分析比较,有待今后在这方面做工作。

6.2.7 双轴拉弯矩形钢管混凝土构件的强度计算公式(6.2.7)是由弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土拉弯构件计算公式推广而得的。

6.3 框架柱的设计要求

6.3.2 当矩形钢管混凝土构件用作抗震设防区的多层和高层框架结构的柱子时,为了保证结构具有一定的抗震性能,矩形钢管混凝土柱必须具有较好的延性。韩林海《钢管混凝土结构》一书指出:矩形钢管混凝土柱的延性和轴压比、长细比、含钢率、钢材屈服强度、混凝土抗压强度等因素有关。本规程根据其研究结果,采用限制混凝土工作承担系数 α_c 的方法来保证钢管混凝土柱的延性,从而得到表 6.3.2。

6.3.3 对抗震设防的框架,强柱弱梁是抗震设计的基本要求,因此在公式中引入了强柱系数。强柱系数的取值考虑了不同的抗震设防要求。

6.3.4 矩形钢管混凝土柱中的剪力会加速塑性铰的形成。参照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的设计方法,将最大剪力的界限规定为与剪力同向的钢管管壁截面的剪切屈服承载力。另外,钢管内混凝土对约束钢管的剪切变形也有一定的作用,因其作用与混凝土强度等级、矩形钢管混凝土柱的构造等因素有关,比较复杂,故本规程不考虑混凝土的抗剪作用。

7 节点设计

7.1 梁柱连接

7.1.2 当水平构件为钢梁时,纯钢结构的做法可以用于矩形钢管混凝土结构中(图 7.1.2-1~图 7.1.2-4)。常用的钢梁和柱刚性连接的形式有:全部焊接、栓焊混合连接、全部用高强度螺栓连接。全部焊接适合于工厂连接,不适用于工地连接;全部用高强度螺栓连接费用太高;我国大多数采用栓焊混合的现场连接形式。

图 7.1.2-1~图 7.1.2-4 的连接节点为示意图,设计时应视具体情况进行细部设计。

8 度设防Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度设防时,柱与钢梁的刚性连接宜采用能将塑性铰外移的骨形连接,其具体措施参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

高层钢结构中,柱与梁的典型刚性连接是梁腹板用高强度螺栓连接,梁翼缘用焊接。这种接头的施工顺序为,先拧紧腹板上的螺栓,再焊接梁翼缘板的焊缝(或称“先栓后焊”)。当钢梁与柱铰连接时,钢梁翼缘与柱翼缘或外隔板无须焊接或螺栓连接。

当柱截面较大设置内隔板不影响管内混凝土的浇筑质量时,宜采用内隔板式梁柱连接,否则宜采用外隔板式梁柱连接。

7.1.3 对现浇钢筋混凝土梁和矩形钢管混凝土柱之间的连接,应用和研究均较少。这里推荐两种连接型式:环梁-钢承重销式连接和穿筋式连接。

对环梁-钢承重销式连接,弯矩通过钢筋混凝土环梁传递给柱,剪力主要通过钢承重销传递。承重销有穿心、不穿心和半穿心等三种。穿心承重销性能最好,但施工很麻烦。不穿心承重销施工简单但传递弯矩能力较差,受荷转动时承重销与钢管壁间会出

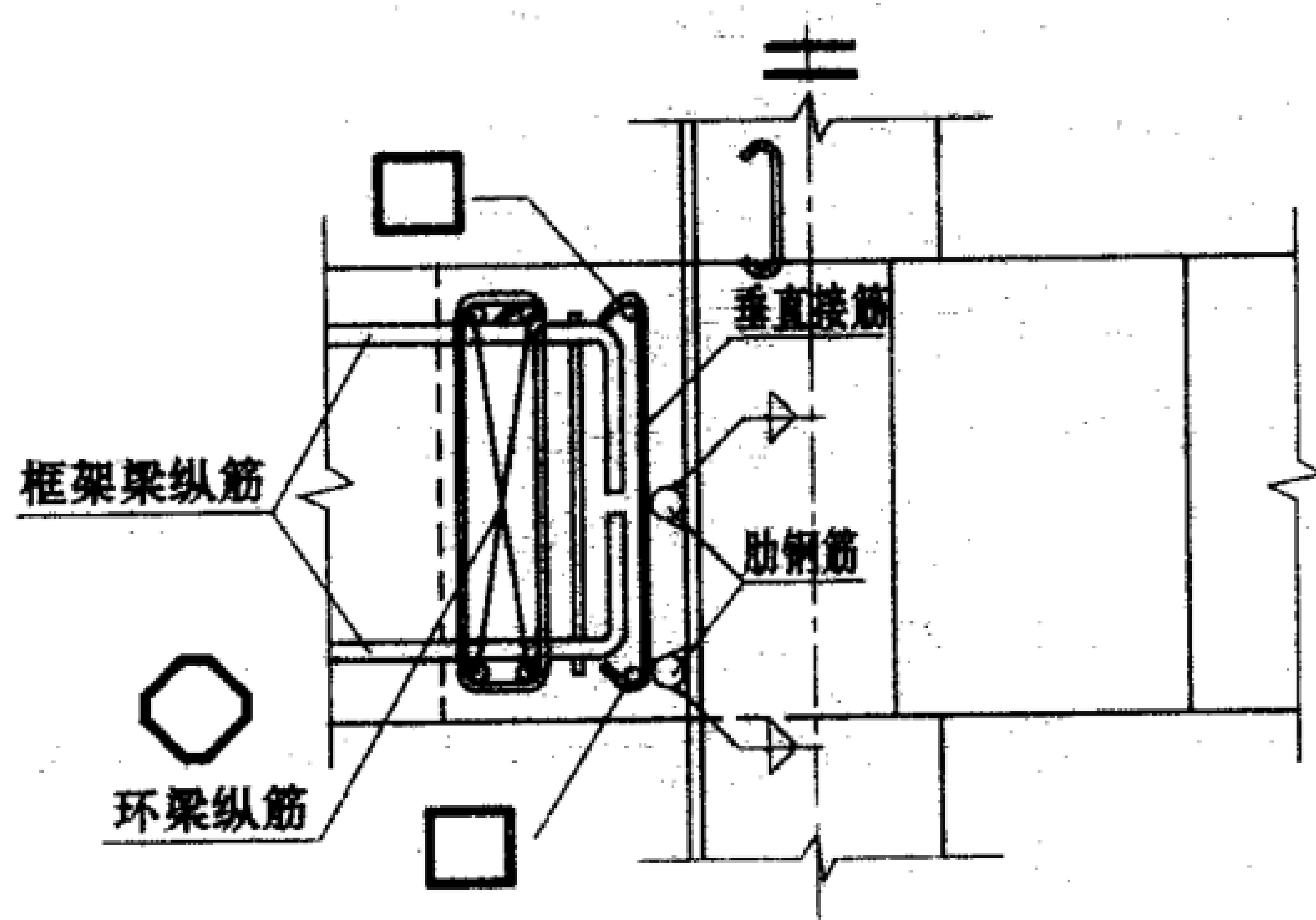
现较大的应力集中,甚至会造成钢管壁撕裂。半穿心承重销的性能虽比不上穿心式,但因承重销锚入钢管混凝土柱中一定长度而具有一定的传递弯矩能力,减少了应力集中,施工也不复杂。

采用半穿心钢承重销传递剪力时,承重销可以采用工字钢或双槽形钢。承重销除了为传递剪力而提供足够的承压面积外,还应进入框架梁端一定的长度,一般不宜小于2倍钢牛腿截面高度,以使其能传递一部分梁端弯矩,形成所谓的剪弯钢牛腿。

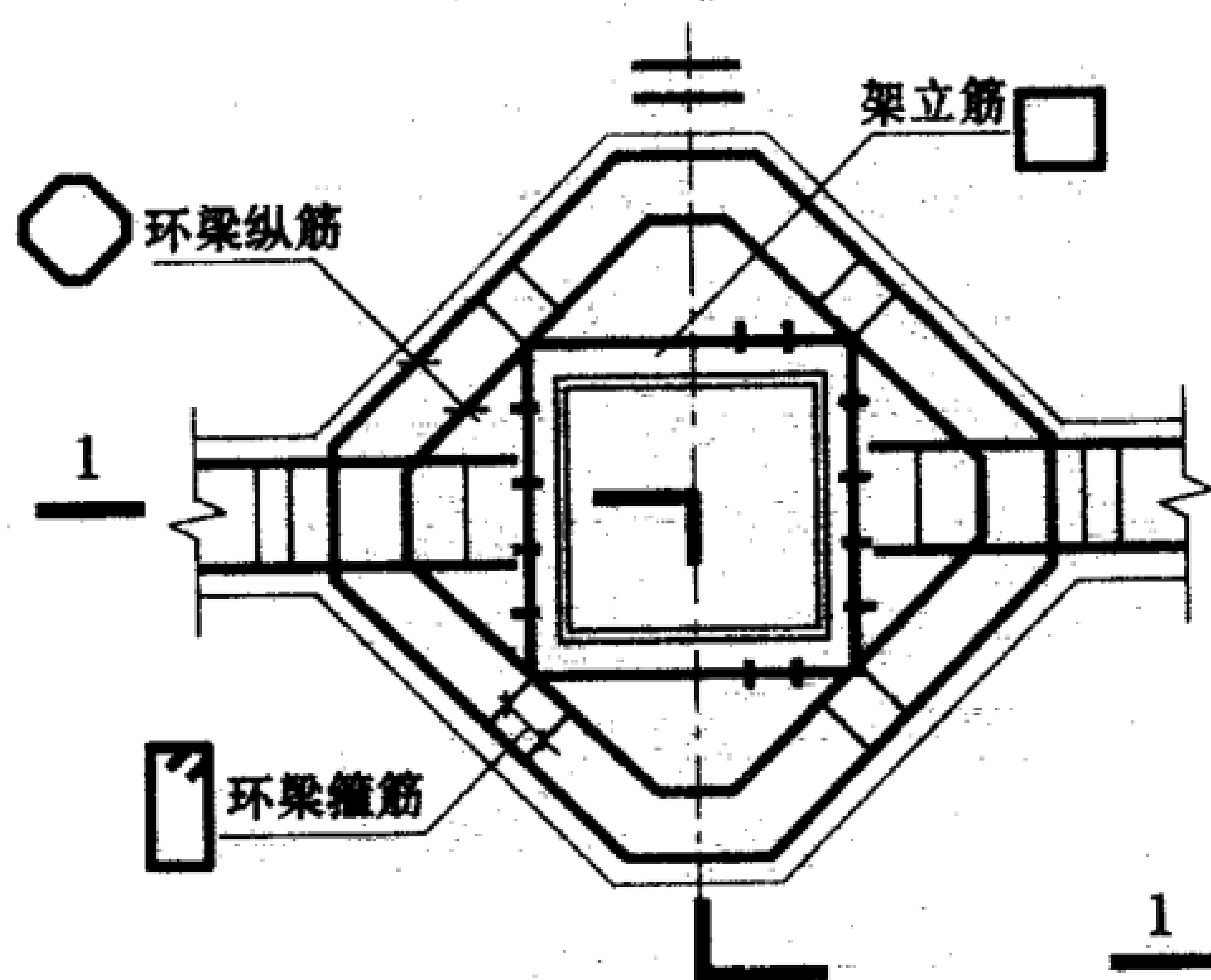
现浇混凝土梁和矩形钢管混凝土柱的连接,在抗震设计时,宜采用环梁-钢承重销式连接。

穿筋式连接的剪力传递是在钢管上预设水平肋钢筋或肋钢板,通过钢管柱外的矩形钢筋混凝土环梁与肋钢筋间的相互作用,将剪力传递至钢管(图7.1.3-2a)。结合面的抗剪试验表明,在环梁的周向约束足够的情况下,这种剪力传递方式是可靠的。穿筋式节点(图7.1.3-2)的梁端弯矩传递主要通过穿越钢管的框架梁纵筋,但矩形环梁对柱边受弯承载力也有一定的贡献。设计时,要求满足“强环梁,弱框架”,使框架梁端先于柱边处抗弯屈服,保证矩形环梁受到有效的周边约束,从而保证结合面的剪力传递能力。为降低施工难度,穿越钢管的钢筋可采用并股双钢筋的形式。

也有研究和设计人员提出了一种外置式钢筋混凝土环梁连接节点,以实现钢筋混凝土梁与矩形钢管混凝土柱的连接(图E7.1.3)。该连接型式的组成为:八角形钢筋混凝土环梁用于传递弯矩、钢管四壁设拉筋用于抗冲切作用,两者组成环梁钢筋笼;其结合面同穿筋式节点。框架梁端纵筋弯折锚入环梁内,梁端弯矩通过八角形钢筋混凝土环梁传递。剪力通过环梁混凝土与焊在钢管上的肋钢筋间的相互作用来传递。这种连接型式通过环梁混凝土作用于柱身的压应力形成力偶来传递梁端弯矩,其主要不足之处是正常使用状态下连接节点的刚度偏小。这种连接型式,可用于7度及7度以下地震区和不进行抗震设防的地区,例如,在广州地区的钢管混凝土高层建筑中已有成功应用的经验;目前尚不



(a) 节点剖面1-1

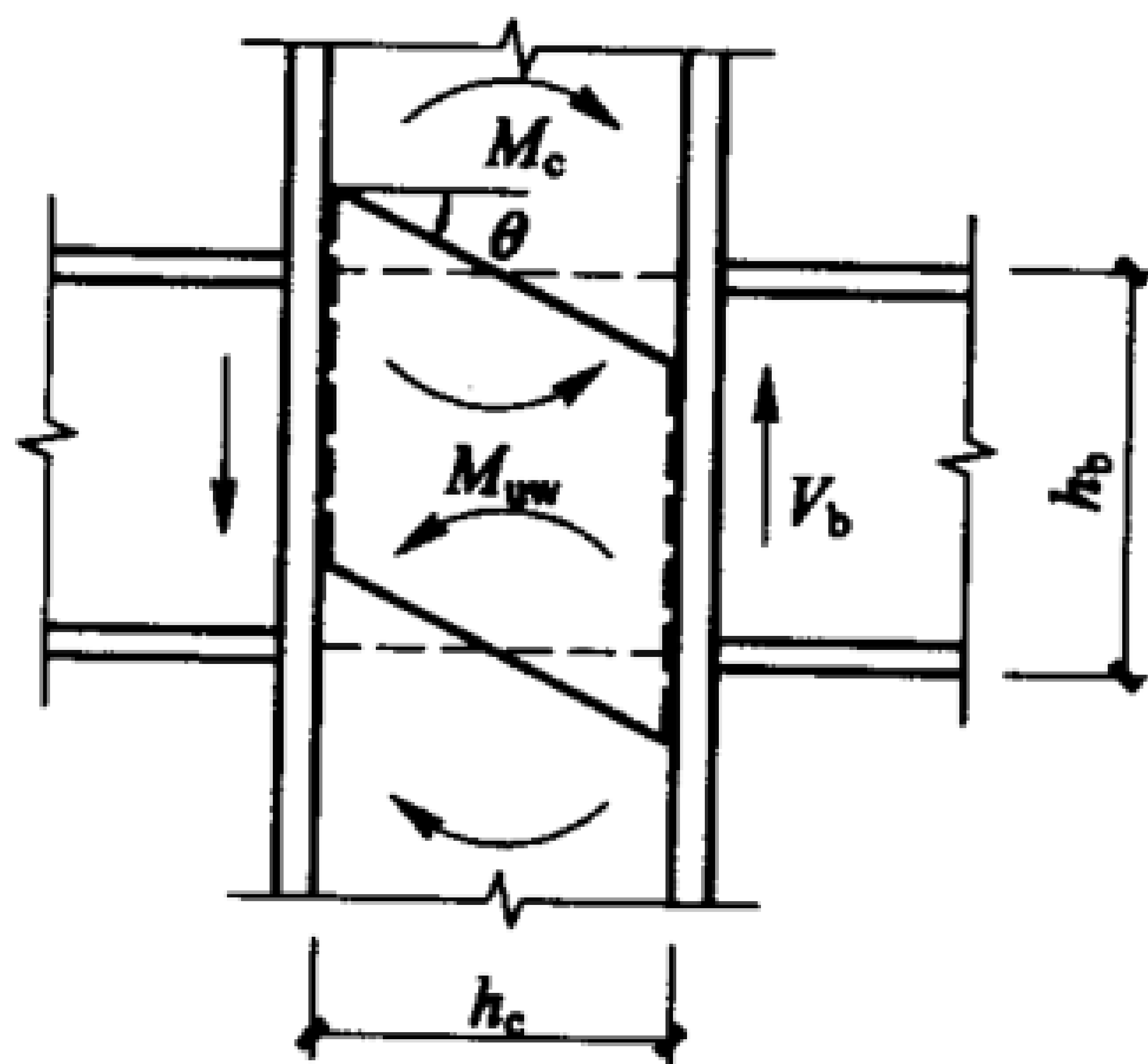


(b) 节点平面

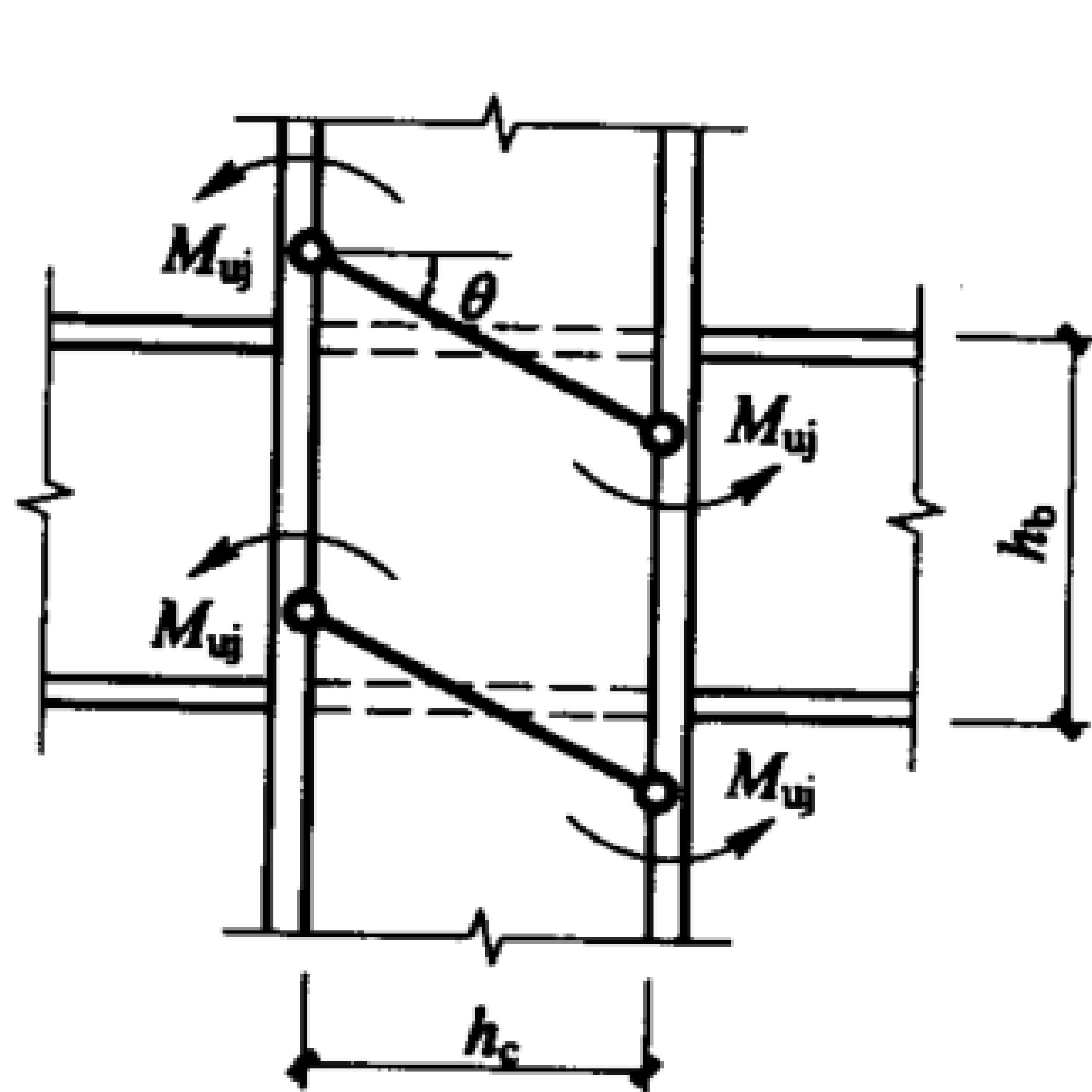
图 E7.1.3 矩形钢管混凝土柱与外置式钢筋混凝土环梁的连接节点
宜用于高烈度抗震设防地区。

7.1.4 本条的要求体现了强节点弱杆件的原则。钢梁与矩形钢管混凝土柱连接节点极限承载力的验算公式,可参阅现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 第 8.1.3 条,但在梁的受剪承载力计算时,应叠加由重力荷载代表值作用下按简支梁分析的梁端截面剪力标准值;在 9 度时高层建筑还应包括竖向地震作用标准值的作用。当梁翼缘用全熔透焊缝与柱连接并采用引弧

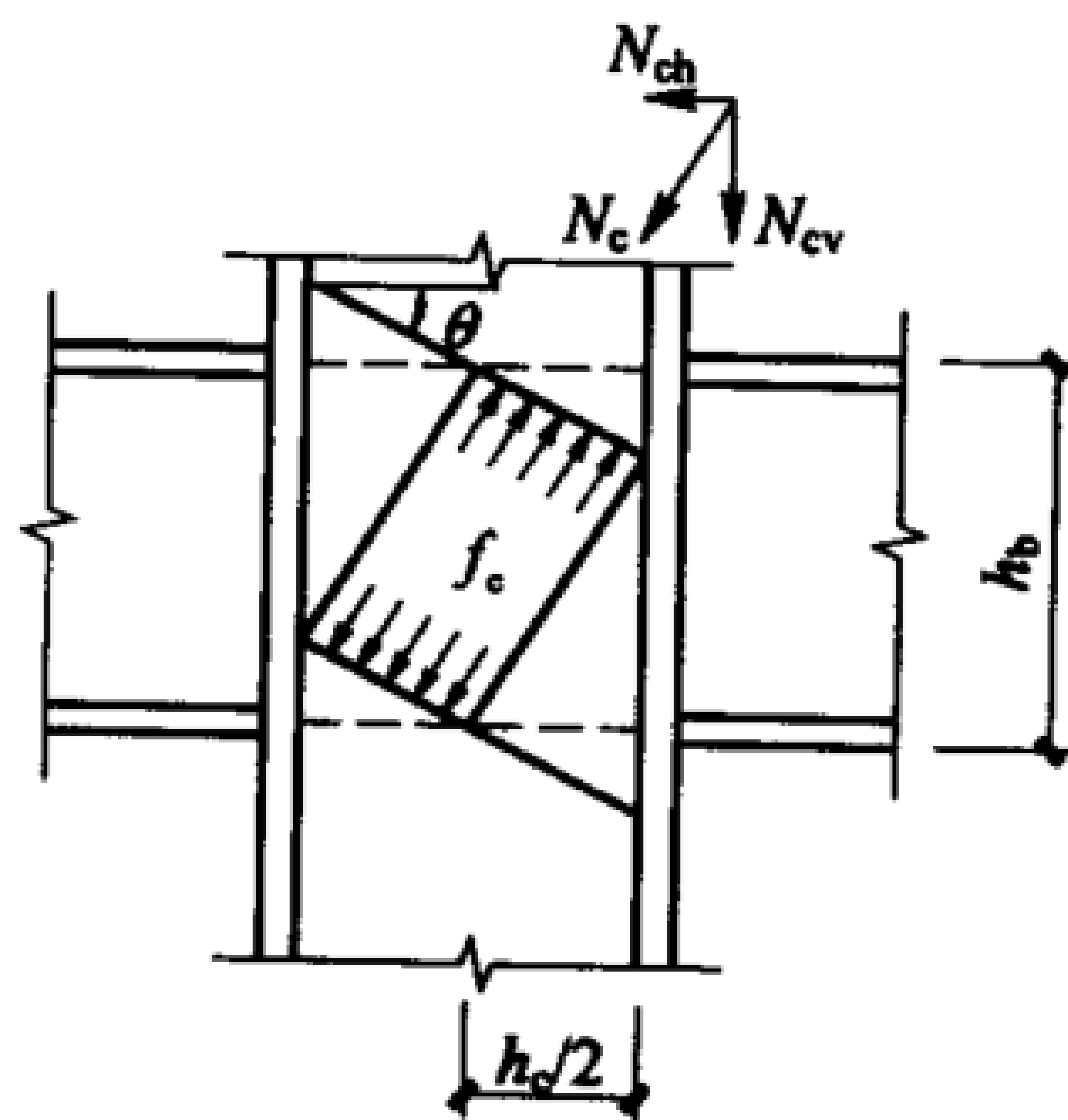
板和引出板时,可不验算连接的受弯承载力,此时焊缝质量等级应符合一、二级。



(a) 柱腹板和角割焊缝



(b) 内隔板



(c) 内填混凝土

图 E7.1.5-1 矩形钢管混凝土柱节点的屈服机制

7.1.5 带内隔板的矩形钢管混凝土柱与钢梁的刚性焊接节点的抗剪强度计算公式中分别考虑了柱焊缝(柱腹板)、内隔板和混凝土斜压受力对节点的抗剪贡献。设节点的屈服机制如图E7.1.5-1所示,根据虚功原理可得:

$$Vh_b\theta = 2M_c\theta - V_bh_c\theta = 2N_yh_c\theta + 4M_{uw}\theta + 4M_{uj}\theta + N_{cv}h_c\theta/2 \quad (\text{E7.1.5-1})$$

$$N_y = \min\left(\frac{a_c h_b f_w}{\sqrt{3}}, \frac{th_b f}{\sqrt{3}}\right) \quad (\text{E7.1.5-2})$$

$$M_{uw} = h_b^2 t [1 - \cos(\sqrt{3}h_c/h_b)] f_y / 6 \quad (\text{E7.1.5-3})$$

$$M_{uj} = b_c t_j^2 f_{jy} / 4 \quad (E7.1.5-4)$$

$$N_{cv} = 2b_c h_c f_c / (h_c / h_b)^2 \quad (E7.1.5-5)$$

因此,节点的屈服承载力为:

$$V_{jy} = (2N_y h_c + 4M_{uw} + 4M_{uj} + N_{cv} h_c / 2) / h_b \quad (E7.1.5-6)$$

该公式计算值和试验值的对比见表 E7.1.5-1。

表 E7.1.5-1 节点的剪切屈服承载力计算值和试验值的比较

试件 编号	弯矩 方向	试验值 V_{uy}^o (kN)	计算值 V_{uy}^c (kN)	V_{uy}^o / V_{uy}^c	试验者
YG2	+	388	368	1.05	Lu Xilin, Yu Yong (2000 年)
YG3	+	391	391	1.00	
YG4	+	367	318	1.15	
YG5	+	383	341	1.12	
SPNO. 4	+	2697	2504	1.08	Satoshi Sasaki (1995 年)
	-	2668		1.07	
SPNO. 5	+	2434	2222	1.08	
	-	2373		1.05	
SPNO. 6	+	2844	2826	1.01	
	-	2824		1.00	
NO. 1	+	2275	2087	1.09	Masaru Teraoka, Koji morita (1994 年)
	-	2452		1.17	
NO. 2	+	1638	1354	1.21	
	-	1618		1.19	
NO. 4	+	2128	2087	1.02	
	-	2197		1.05	

节点抗弯强度计算公式是通过节点板的拉伸试验,按照图

E7.1.5-2 所示的屈服机制,根据虚功原理得到的。在推导中分别考虑了柱翼缘和内隔板的抗弯作用。

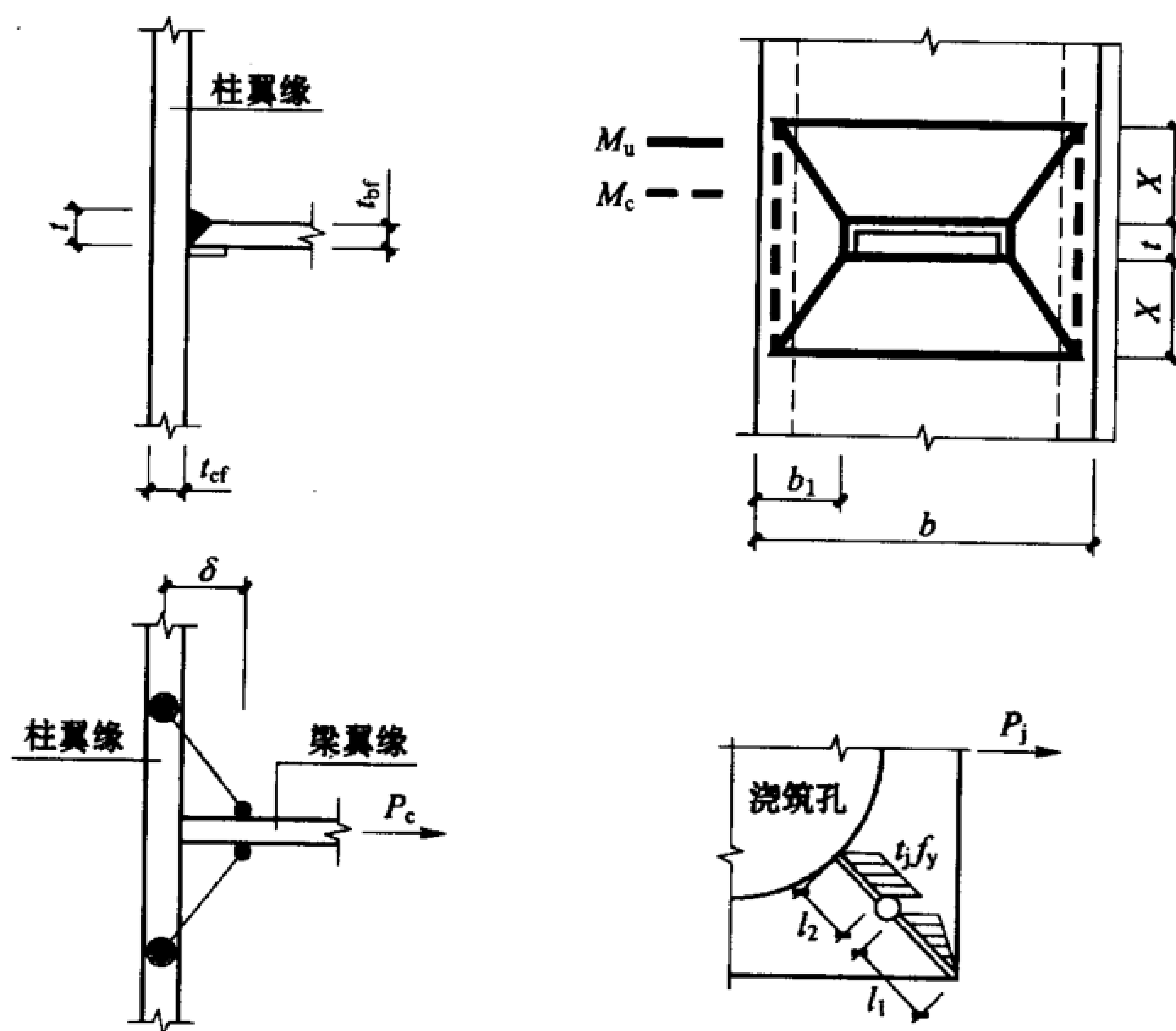


图 E7.1.5-2 内隔板拉伸试验的屈服机制
柱翼缘的作用:

$$P_c = (4x + 2t)(M_u + M_a)/b_1 + 4bM_u/x$$

式中 $M_u = f_y t_{cf}^2/4$, 为柱翼缘单位长度的屈服弯矩;

$$M_a = \min(M_u, f_w a_c^2/4);$$

$$x \text{ 由 } \partial P_c / \partial x = 0 \text{ 确定, } x = \sqrt{b_1 b/2}.$$

内隔板的作用:

$$P_j = \sqrt{2} t_j f_{jy} (l_2 + l_1/2)$$

则总承载力为两者之和,即:

$$P_u = P_c + P_j$$

该公式计算值和试验结果的对比见表 E7. 1. 5-2、表 E7. 1. 5-3。

表 E7. 1. 5-2 节点拉伸屈服荷载试验值与计算值的比较
(余勇、吕西林, 1999 年)

NO	试验值 P_u^o (kN)	计算值 P_u^c (kN)	计算值 P_u (kN)	P_u^o/P_u^c	P_u^o/P_u
X2	217	209	153	1.04	1.42
X3	272	265	219	1.03	1.24
X4	239	247	187	0.97	1.28
X5	312	303	252	1.03	1.24

注： P_u^o 为试验屈服荷载； P_u^c 为以实测材料强度按公式计算得到的屈服荷载； P_u 为以材料设计强度按公式计算得到的屈服荷载。

表 E7. 1. 5-3 梁柱连接抗弯屈服承载力试验值与计算值的比较

试件 编号	弯矩 方向	试验值 Q_{uy}^o (kN)	计算值 Q_{uy}^c (kN)	Q_{uy}^o/Q_{uy}^c	计算值 Q_{uy} (kN)	Q_{uy}^o/Q_{uy}	试验者
SPNO. 4	+	368	398	0.92	362	1.01	Satoshi Sasaki (1995 年)
	-	383		0.96		1.06	
SPNO. 5	+	343	386	0.89	351	0.98	
	-	343		0.89		0.98	
SPNO. 6	+	422	427	0.98	388	1.08	
	-	387		0.91		1.00	
SPNO. 1	+	363	378	0.96	344	1.06	Masaru Teraoka, Koji Morita (1994 年)
	-	353		0.93		1.02	
SPNO. 2	+	279	271	1.03	246	1.13	
	-	279		1.03		1.13	
SPNO. 3	+	232	340	0.95	309	1.05	
	-	314		0.92		1.01	

续表 E7.1.5-3

试件 编号	弯矩 方向	试验值 Q_{uy}^o (kN)	计算值 Q_{uy}^c (kN)	Q_{uy}^o/Q_{uy}^c	计算值 Q_{uy} (kN)	Q_{uy}^o/Q_{uy}	试验者
NO. 1	+	412	448	0.98	407	1.08	Masaru Teraoka, Koji Morita (1991 年)
	-	383	403	0.95	366	1.05	
NO. 2	+	319	298	1.07	271	1.18	
	-	280	268	1.04	244	1.14	
NO. 4	+	378	384	0.88	349	0.97	
	-	343	341	1.00	310	1.10	

注： Q_{uy}^o 为试验屈服荷载； Q_{uy}^c 为以实测材料强度按公式计算而得的屈服荷载； Q_{uy} 为以材料设计强度（取实际强度 0.91 倍，按我国钢材材料分项系数）计算而得的屈服荷载。

7.1.6 设计环梁-承重销型式连接时，环梁抗弯（即柱边处）可按等效梁来计算，等效纵筋拉力可由环梁纵筋的拉力按力的矢量合成法得到（图 E7.1.6-1 示）。

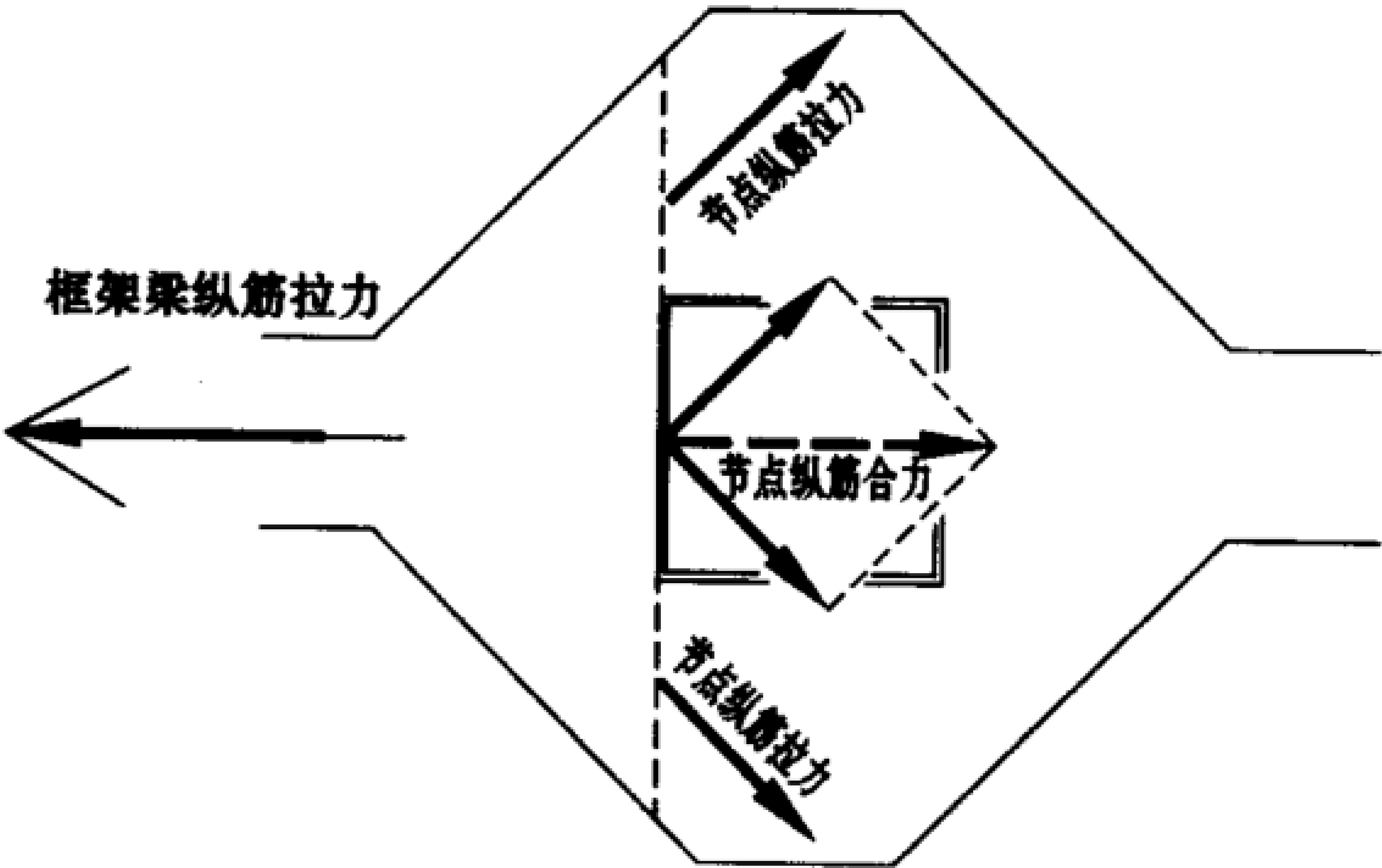


图 E7.1.6-1 环梁抗弯时的简单传力机制

7.1.7 设计穿筋式连接，验算柱边的抗弯强度时应计入矩形环梁的抗弯作用，并要求强震下框架梁端先于柱边抗弯失效。环梁受到有效的周向约束是结合面剪力能有效传递的必要条件。肋钢筋上局部承压混凝土受到三轴约束，其垂直承压强度获得较大的提

高。当结合面剪力较大,肋钢筋处混凝土的局部承压不能满足抗剪要求时,可将底肋钢筋改成角钢,但角钢的挑出长度不宜大于50mm。当按公式计算的直剪承载力不能满足要求时,应增加环梁的截面高度。结合面的直剪承载力验算时,其直剪强度为拉区和压区的平均值。

7.1.8 从已有的几次地震(如美国 Northridge、日本 Kobe 地震等)看来,钢结构的焊接是引起梁柱连接脆性断裂的主要原因。这是因为焊接会影响钢材材性,此外焊缝本身质量也具有较大的离散性。现场焊接难度较大,应尽可能在工厂焊接,减少工地焊接。

7.1.10 因为在钢管外壁已焊有传递剪力的肋钢筋或肋钢板,因此将补强钢板焊于钢管内壁。

7.1.11 肋钢筋的直径即局部承压混凝土的宽度,应保证其上的局部承压混凝土有足够的承载力;此外,肋钢筋直径不宜过大,以保证其对钢管壁近于纯剪作用。

7.1.12 当梁与钢管混凝土柱刚接,且钢管为四块厚板焊成时,角部焊缝可采用 V 型坡口部分熔透焊缝,其有效熔深不宜小于板厚的 $1/3$,且保证浇筑混凝土时焊缝不开裂。但主梁上下各 600mm 的范围内应与母材等强,采用全熔透焊缝。

当钢梁的上下翼缘采用焊接与预设短梁、隔板或柱面直接连接时,应采用全熔透坡口焊缝。当与柱面直接连接时,应注意翼缘与柱管壁厚之比不宜过大,一般不大于 2。柱管壁防止层状撕裂的措施可参阅现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 第 10.6.14 条的规定。

7.1.13 本条是为了防止内隔板在管内未填充混凝土时出现失稳破坏。

7.1.14 内隔板的浇筑孔直径应足够大,以方便施工。四角设透气孔以保证节点处混凝土的浇筑质量。透气孔的位置取决于两方面:一方面距离角点不宜太远,以起到足够的透气效果;另一方面使内隔板在屈服状态下能满足简单传力机制。

7.2 柱子拼接

7.2.2 本条规定的对接拼接适用于钢管的直径或壁厚虽有差别,但相连柱段的管壁仍能有部分对接的情况。

由于内衬板只起焊接垫板作用,厚度不需太大。图 7.2.2-1(c)中有高差的内衬板,其较薄部分不宜小于 4mm。

7.2.3 当相连柱段的管壁不能实现对接要求时,可视钢管外壁尺寸之间的差别采用不同的拼接方式。采用单块顶板连接时,由于限定上、下柱外壁间距离最大不超过 25mm,且通常工程中上柱段壁厚小于下柱段壁厚,因此顶板厚度不会超过 25mm;按本条规定,即使管内混凝土未达到设计强度,因上部竖向荷载往下传递时的应力扩散角接近 45° ,可以不对顶板作计算。采用顶板加劲方式拼接两柱段时,如加劲肋与下段柱内壁的焊接要求不易实现,可以设一拼接段,即在下段柱顶部设一个两端有贯通式隔板的节段,这种节段也可与梁连接。或采用图 7.2.3-2c 的外壁加劲方式。采用外壁加劲方式时,斜置加劲板厚度取与上段柱管壁同厚。

采用图 7.2.3-2 方式进行柱段拼接时,如横隔板不与梁相接,可按本条的规定采用而不另计算,但应注意施焊时防止发生层状撕裂;当与梁连接时,其厚度应按第 7.1 节中的有关规定计算。

7.3 柱 脚

7.3.2 埋入式柱脚的埋入深度如不够,可能会因柱脚弯矩引起周边混凝土局部压溃,使得转动约束减小,对有抗震要求的结构难以保证柱端抗弯约束大于柱子受弯承载力。埋入式柱脚的埋置深度,根据现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JBJ99,对小型柱取 2 倍柱截面高度,对大截面柱和箱型柱取 3 倍柱截面高度。现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 500011 规定单层厂房的埋入式柱脚埋深为 2 倍柱截面高度。

7.3.3 根据日本的震害调查资料,出现了外露式柱脚锚栓在地震

过程中被拉出基础的破坏情况。因此,在抗震设防区采用外露式柱脚时,锚固长度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定执行;对 9 度及 9 度以上抗震设防地区,在无充分研究根据时,宜避免采用这种形式的柱脚。

8 抗侧力构件设计

8.1 支 撑

8.1.1 钢支撑型式的结构抗侧力构件,一般适用于钢结构。当用钢管混凝土柱代替钢柱后,采用的支撑型式与钢柱应基本相同。当结构有较高的防火要求时,支撑斜杆亦可采用钢管混凝土杆件。但有抗震要求时,K形支撑同样不适用于钢管混凝土结构。采用偏心支撑时,框架横梁应为钢梁。

8.1.2 中心支撑虽有较好的抗侧力刚度,但在地震作用下,它的耗能性能较差(特别是柔性支撑),且随着反复荷载作用次数的增加,支撑杆件反复受压屈曲,其刚度和抗力(主要指受压承载力)均明显降低。偏心支撑既具有较好的耗能特性,又有较好的延性,且由于耗能主要由耗能梁段变形来完成,可保护支撑斜杆不发生屈曲,使之始终保持平直状态,避免因反复屈曲而产生承载力降低,从而提高了整个结构体系的抗震可靠度,故在高烈度设防区(指8度及以上)宜采用偏心支撑。有时为使底层的层间变形控制在较小范围内,亦可采用抗侧力刚度较大的中心支撑,但其底层的弹性承载力应为其余各层承载力的1.5倍以上。

偏心支撑虽有较好的抗震性能,但国外最新的震害表明,偏心支撑在遭破坏后,由于耗能段变形严重,其修复工作不仅难度大,且费用昂贵。因此,目前国内外正在试制较为经济适用的装有消能器的消能支撑。从消能机理看,消能器可分为速度相关型和位移相关型两种。消能减震支撑由支撑杆和消能器(或阻尼器)组成,即在原设有支撑的位置上可以根据需要设置消能减震支撑。在地震作用下,消能减震支撑中阻尼器吸收了一部分地震能量,减少了主体结构构件的内力和变形,提高了结构的整体安全性和可

靠性。一旦消能减震支撑在地震后受损,更换简单,成本也低。但鉴于我国目前对消能器的试验和工程应用还较少,因此,这一体系的大规模应用,目前尚无可能。但对特殊工程,当确需采用消能减震支撑体系时,可通过深入调研,在有充分依据的情况下,进行消能减震支撑的设计(具体可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 执行)。对于采用消能减震支撑的结构,当有可靠依据时,可适当降低抗震设防要求。

8.1.3 单层排架或多层框架结构,当柱距和层高较大时,为减少用钢量,可采用接受拉构件设计的柔性中心支撑。其容许长细比 λ ,在现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 规定的基础上,按是否有抗震要求作了适当调整。对高层建筑,由于变形限制较严,而柔性支撑只传递拉力,不传递压力,将使结构的整体抗侧力能力大为降低,而且当结构处在较大重力荷载作用时,柱的弹性压缩变形会使支撑斜杆受到附加压力,严重者,在结构不受水平力作用时已处于接近临界的失稳状态,加之柔性支撑在地震作用下消能特性较差,故应采用既能承受拉力,又能承受压力的刚性斜杆。在地震作用下,支撑的消能性能主要取决于受压杆的长细比,故根据不同的地震设防烈度对支撑杆件的 λ 作了不同的限制。长细比限值和组成杆件的板件宽厚比限值,基本上与现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 保持一致。

对高层建筑,由于竖向荷载较大,钢管混凝土柱所产生的压缩变形对支撑斜杆产生的压缩不可忽视,其附加压应力 $\Delta\sigma_{br}$ 可按下式计算:

对十字交叉支撑的斜杆:

$$\Delta\sigma_{br} = \frac{\sigma_c}{\left(\frac{l_{br}}{H}\right)^2 + \frac{H}{l_{br}} \cdot \frac{A_{br}}{A_c} + 2 \frac{l_b^3}{l_{br} H^2} \cdot \frac{A_{br}}{A_b}} \quad (\text{E8.1.3-1})$$

对人字形和 V 形支撑的斜杆:

$$\Delta\sigma_{br} = \frac{\sigma_c}{\left(\frac{l_{br}}{H}\right)^2 + \frac{l_b^3}{24l_{br}} \cdot \frac{A_{br}}{I_b}} \quad (\text{E8.1.3-2})$$

式中 σ_c ——钢管混凝土柱按等轴向刚度转换成钢柱,在斜杆端部连接固定后,该楼层以上各层增加的恒、活荷载产生的柱压应力;

l_{br} ——支撑斜杆长度;

l_b 、 I_b 、 H ——分别为支撑跨梁的长度、支撑跨梁截面绕水平主轴的惯性矩、楼层高度;

A_{br} 、 A_c 、 A_b ——分别为计算楼层的支撑斜杆、支撑跨的柱(等刚度代换后的钢柱)和梁的截面面积。

中心支撑的斜杆计算内容包括强度和稳定性。稳定性计算中,考虑到在地震作用时斜杆反复受压、拉,且受压屈曲后变形增长较多,当转为受拉时不能完全拉直,造成再次受压时承载力降低,即出现退化现象。长细比越大,退化程度越严重,在公式中是以 η 来考虑它的影响。

8.1.4 图 8.1.4(c)、(d)中,当采用双板铰接时,支撑安装较为困难,施工时可先拼接一块板,待支撑安装就位后,再拼接第二块板,该板与柱的连接采用单面焊。当承载力满足设计要求时,铰接板也可采用单块板的形式。

8.5 带框混凝土剪力墙

8.5.1~8.5.2 本节所指的带框混凝土剪力墙,是指用钢管混凝土柱代替一般钢筋混凝土柱的带框剪力墙结构。目前,这种型式在国内采用较少,积累经验不多,但当结构需要较好的刚度和抗变形能力时,不失为一种较理想的结构型式。鉴于目前对此类结构尚无针对性的计算分析软件,结构分析时可将钢管混凝土柱等刚度(抗推刚度)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。

8.5.3 带框混凝土剪力墙在水平力作用下,柱与剪力墙均参与抵抗弯矩,但考虑到剪力墙本身较薄,分布筋直径又较小,为计算简便起见,条文规定,不考虑剪力墙本身的抗弯能力,而仅作为一种强度安全贮备。弯矩均由边框柱的拉、压轴向力承担。框架梁(明梁或暗梁)也不考虑参与内力分析,仅作为加强措施,作为剪力墙的横向加劲肋。试验表明,取消边框梁,剪力墙承载力将下降10%左右。

8.5.7 混凝土剪力墙与钢管混凝土柱之间的连接主要应满足受剪承载力的要求。可根据实际情况采用不同形式的连接,图 E8.5.7 为连接形式之一。

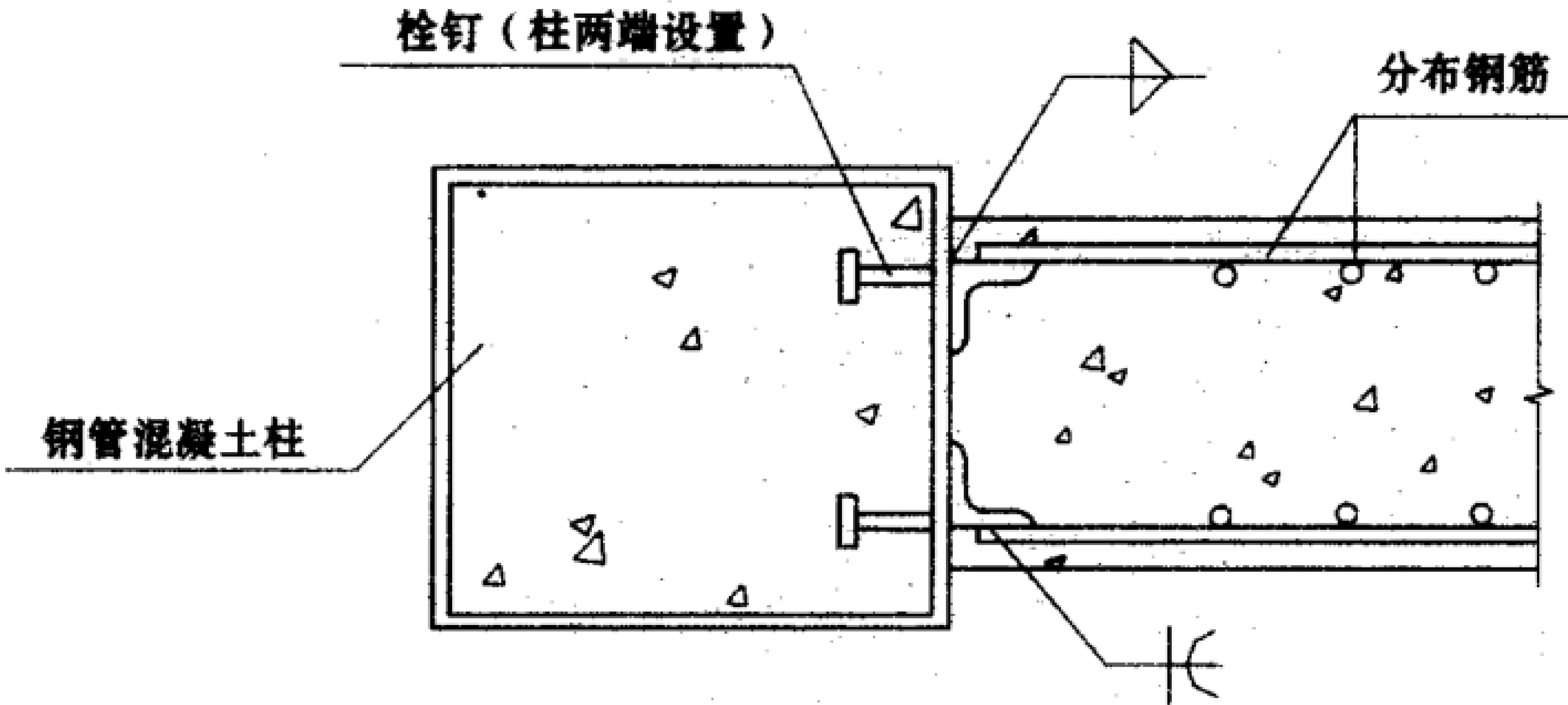


图 E8.5.7 剪力墙钢筋锚固

9 桁架设计

9.1 一般规定

9.1.2 矩形钢管混凝土桁架是一种新型结构,具有整体刚度大、节点承载力高等优点,能够承受较大的横向荷载。

9.1.3 在施工阶段混凝土未达到设计强度,湿混凝土重量和施工荷载可由钢桁架承受,因此需对钢桁架进行强度和变形验算,并保证桁架的整体稳定。

9.2 矩形钢管混凝土桁架

9.2.1 本条的规定是参照 J. A. Packer 等《空心管结构连接设计指南》(1997 年)制订。

9.2.2 矩形钢管混凝土桁架中杆件的计算长度是参照《空心管结构连接设计指南》对矩形钢管桁架杆件计算长度的规定确定。但考虑到弦杆内填混凝土后弦杆刚度提高,腹杆对弦杆的约束效应相应降低,因此弦杆计算长度系数仍取 1.0。

9.2.4 国际管结构发展与研究委员会(CIDECT)和美国 AISC《空心钢管结构设计规程》(2000 年)均规定,当 $-0.55 \leq e/h_0 \leq 0.25$ 时,可忽略偏心的影响。M. Saidani(1998 年)采用杆系计算模型,计算了节点相对偏心($e/h_0=0$ 、0.5 和 -0.5)对矩形钢管桁架内力分布的影响,其结果表明:节点偏心对弦杆轴力影响较小,节点正负偏心产生弦杆轴力的误差在 1% 以内;但对腹杆轴力影响较大,正负偏心造成腹杆轴力的误差可以达到 8%~15%,其中,正偏心低估了腹杆的轴力,而负偏心则高估了腹杆的轴力。由于这一规定是根据杆系模型计算结果确定的,因此同样适用于矩形钢管混凝土桁架,故建议交汇杆件轴线偏心 e 应满足 $-0.55 \leq$

$$e/h_0 \leq 0.25。$$

9.2.5 本条内容是根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 第 10 章(钢管结构)中相关内容和美国 AISC《空心钢管结构设计规程》制定的。

9.2.6 本条内容主要根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 第 10 章、美国 AISC《空心钢管结构设计规程》和《空心管结构连接设计指南》中相关内容制定的。

2 采用间隙接头时,杆件加工、定位和焊接均较容易,有利于保证焊缝尺寸和焊接质量。

3 当 K 型节点或 N 型节点采用搭接接头时,采用图 9.2.6-1 所示的搭接接头构造方案便于定位和焊接。

4 矩形钢管混凝土桁架节点抗压承载力高,通常不会发生钢管侧壁的局部屈曲破坏,但与受拉腹杆相连接的弦杆钢管翼缘板有可能产生较大的鼓起变形,造成节点抗拉承载力不足,此时,可采用在弦杆钢管翼缘板上焊接钢板的加强方法。式(9.2.6)是根据《空心管结构连接设计指南》中对矩形钢管节点相应加强方法的构造要求制定的。

7 焊缝最小尺寸的规定是为了保证腹杆的截面效率,参照 EUROCODE 3:《钢结构设计》(1992)、AISC《空心钢管结构设计规程》和 J. A. Packer 和 Catherine E. Cassidy 的试验研究成果(1995 年)制订的。

8 当腹杆与弦杆的宽度相等时,采用喇叭型坡口焊缝质量不易保证。

9.2.7 腹杆与弦杆的连接焊缝,沿全周可部分采用角焊缝,部分采用对接焊缝。全周均按角焊缝计算是偏于安全的。角焊缝的计算厚度沿腹杆钢管周长是变化的,取平均计算厚度 $0.7h_f$ 。但对于受拉腹杆的连接焊缝,应考虑与弦杆相垂直的横向焊缝传递荷载的有效性,焊缝的计算长度取焊缝的有效长度。节点焊缝的有效长度的规定是根据 J. A. Packer 的试验研究成果和 AISC《空心

钢管结构设计规程》制订的。

9.2.8 矩形钢管混凝土桁架节点承载力计算主要是根据 J. A. Packer 的试验结果和湖南大学对矩形钢管混凝土节点的试验结果(2003 年)制订的。

矩形钢管混凝土节点形式的划分与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 第 10 章对钢管节点形式的划分方法相同。对于 K、N 型间隙节点,当 $g \geq 0.5b_0 \sqrt{1-\beta}$ 时节点承载力按 T 型或 Y 型节点计算。

图 E9.2.8-1 和图 E9.2.8-2 为 J. A. Packer 的和湖南大学的矩形钢管混凝土节点试验数据与节点承载力计算值的比较。

受压腹杆节点承载力试验值均大于或接近于承载力公式计算值,图 E9.2.8-1 中承载力试验值与公式计算值之比的平均值为 1.25,变异系数为 0.16。

受拉腹杆节点承载力试验值均大于承载力公式计算值,其中 K 型节点受拉腹杆破坏荷载试验值与承载力公式计算值之比的平均值为 1.21,变异系数为 0.13;T、X 型受拉节点破坏荷载较承载力公式计算值高出较多,试验值与公式计算值之比的平均值为

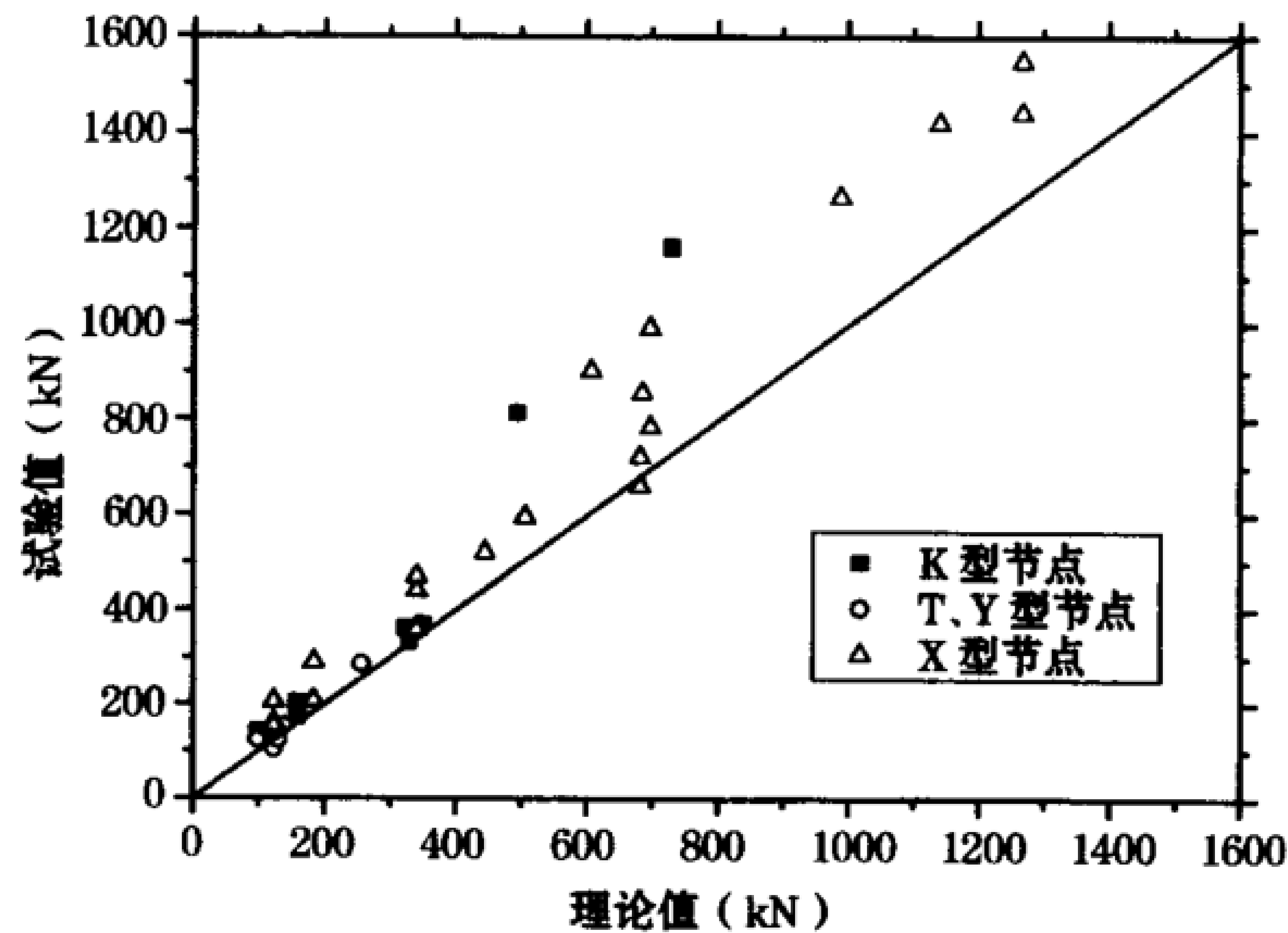


图 E9.2.8-1 受压腹杆节点试验值与计算公式比较

4.50, 变异系数为 0.28。考虑到受拉节点变形较大, 节点承载力应由节点变形控制, 根据 J. A. Packer 的建议, 采用相应破坏模式的空钢管节点的计算公式偏于保守。但是, 为便于计算, 并考虑到内填混凝土提高了节点的刚度, 当 $0.85 \leq \beta < 1$ 时, T、Y、X 型受拉腹杆节点与 K、N 型受拉腹杆节点采用了相同的承载力计算公式。

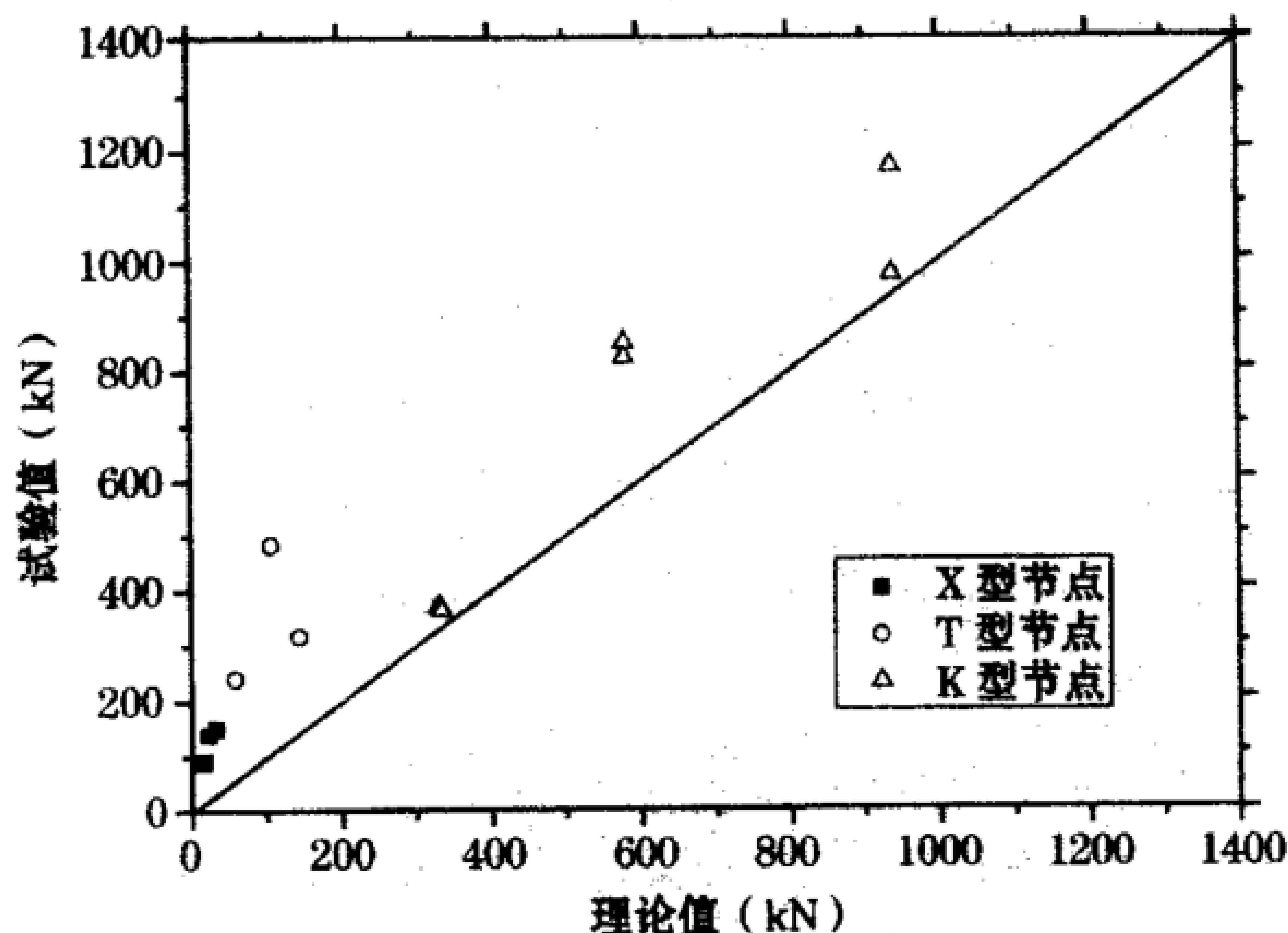


图 E9.2.8-2 受拉腹杆节点试验值与计算公式比较

9.3 钢管桁架与混凝土板的组合桁架

9.3.1 因为桁架受压弦杆对于整个组合截面的受弯承载力贡献有限, 根据国外实验资料, 当组合桁架达到其极限受弯承载力时, 钢管桁架受压弦杆中的轴力并不大。

9.3.3 根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017, 对于工作平台主梁的最大挠度取 $1/400$, 美国钢托架委员会的规程规定, 组合桁架最大挠度不应超过 $1/480$, 故本规范取 $1/500$ 。

10 耐火设计

10.1 一般规定

10.1.1 钢结构防火设计有截流法和疏导法。截流法采用喷涂、包封、屏蔽等措施,使钢构件在火灾时的温度保持在临界温度以下,疏导法主要是采用水冷却法。无论采用上述何种方法都给工程设计和施工带来一定的麻烦,且增加造价。

近年来工程界在探求一种不用防火保护或减少防火保护层厚度的设计方法,其具有代表性的方法有:

1 采用室外裸露钢结构,不使结构直接承受火灾。如德国柏林建筑机械公司本部大楼,将主体结构柱放在室外,而不加防火保护。

2 采用水冷却,取消钢结构外部防火保护。如英国伦敦某办公楼,采用外露式不锈钢桁架结构,设计耐火极限为 1h,采用水冷却法实现防火要求。法国巴黎某展示厅,外露的支撑桁架无防火保护,柱采用水冷却法。

3 采用组合结构,取消防火保护。如法国巴黎大学校舍,外部的柱采用无保护钢管混凝土柱。德国柏林工科大学校舍,结构为钢管混凝土柱、H 型钢梁,H 型钢梁上下翼缘间填混凝土,无防火保护。

以上事实说明,无保护钢管混凝土结构用于耐火建筑的设计是可行的,且最便于设计和施工。1994 年日本已将无保护钢管混凝土结构用于耐火极限为 2h 的建筑,并且正在扩大其应用范围。1997 年日本社团法人,新都市ハウシソブ协会制定的《钢管混凝土结构设计指针・同解说》中已将无保护钢管混凝土结构的耐火设计作为一章列入。本规程耐火设计一章是在借鉴国外工程经验

的基础上,吸收国外规范的有关内容编制的。

10.1.2 钢管混凝土柱在火灾作用下,刚度下降,整个结构内力将产生重分布。为确保结构的稳定性,要求同一层建筑应有二个以上的防火分区。若同一层建筑面积较少,设计成二个以上的防火分区有困难时,同一建筑层面内,部分柱子应加防火保护。

10.2 作用和作用效应组合

10.2.1 火灾时,对按现行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》CECS 24 进行防火涂层设计的钢梁,其温度变化可取 350°C 。

10.2.2 荷载效应的偶然组合按现行国家标准执行。

10.4 无防火涂层柱的耐火计算

10.4.1 在出火区域内,钢管混凝土柱的外包钢管将退出工作,钢梁在高温作用下将伸长,因此将引起火灾室以外结构内力的变化。从稳定性出发,应验算在火灾作用下结构整体稳定性、火灾层的稳定性和构件稳定性。

10.4.2 整体结构的稳定性验算时,考虑到在火作用下钢管混凝土柱的外包钢管将退出工作,故假定柱子不能负担弯矩,仅能承担轴向压力,并认为此时柱头、柱脚与钢梁的连接为铰接。钢梁一般具有防火保护,力学分析时,火灾室钢梁应按实际承受的温度采用相应的屈服强度和弹性模量。高温下的屈服强度可按下式计算:

$$\frac{f_{yT}}{f_{y20}} = \begin{cases} 1.0 & (T_s \leq 300^{\circ}\text{C}) \\ \frac{750 - T_s}{450} & (300^{\circ}\text{C} < T_s \leq 750^{\circ}\text{C}) \\ 0 & (T_s > 750^{\circ}\text{C}) \end{cases} \quad (\text{E10.4.2-1})$$

式中 f_{y20} ——钢材在 20°C (室温)时的屈服强度标准值;

T_s ——钢材的温度;

f_{yT} ——钢材在高温 T_s 时的屈服强度标准值。

高温下的弹性模量可按下式计算：

$$E_{ST} = E_s / (1 + 3.8 \times 10^{-9} \times T_s^3) \quad (\text{E10.4.2-2})$$

式中 E_{ST} ——钢材在高温 T_s 时的弹性模量；

E_s ——钢材的弹性模量。

对火灾室以外的结构，可忽略火的影响，取常温下的强度和弹性模量进行计算。

局部结构的稳定性验算时，火作用对远离火灾室的结构影响较小，在作近似分析时，可取局部结构进行验算。局部结构与计算简图见图 E10.4.2-1。梁上线荷载为 w ，按简单塑性铰理论形成破坏机构时，梁柱的极限弯矩应满足下式的条件：

$$\alpha w l^2 / 8 = (M_{pc} + M_{pb}) \quad (\text{E10.4.2-3})$$

式中 α ——荷载系数；

M_{pc} ——上柱柱脚的塑性极限弯矩；

M_{pb} ——钢梁的塑性极限弯矩。

当 $\alpha > 1$ 时，局部结构不会破坏。

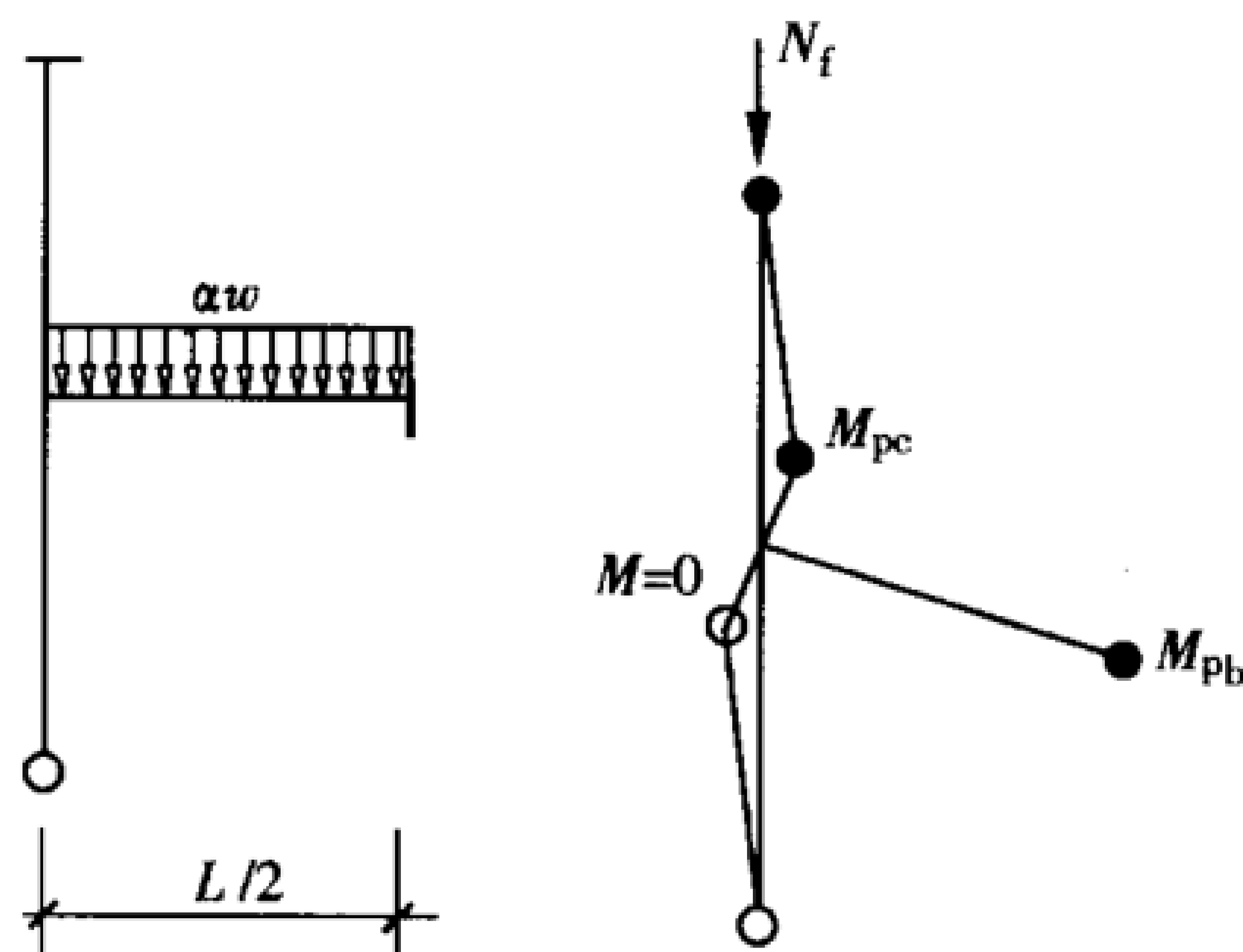


图 E10.4.2-1 局部结构与计算简图

单构件验算时(图 E10.4.2-2)，火灾室的梁上线荷载为 w ，按简单塑性铰理论形成破坏机构时，梁的极限弯矩应满足下式的条件：

$$\alpha w l^2 / 8 = (M_{pb1} + M_{pb2}) \quad (\text{E10.4.2-4})$$

式中 M_{pb1} ——梁端在高温下的塑性极限弯矩；

M_{pb2} ——梁跨中在高温下的塑性极限弯矩。

当 $\alpha > 1$ 时，梁不会破坏。

火灾室柱的验算见第 10.4.4 条。

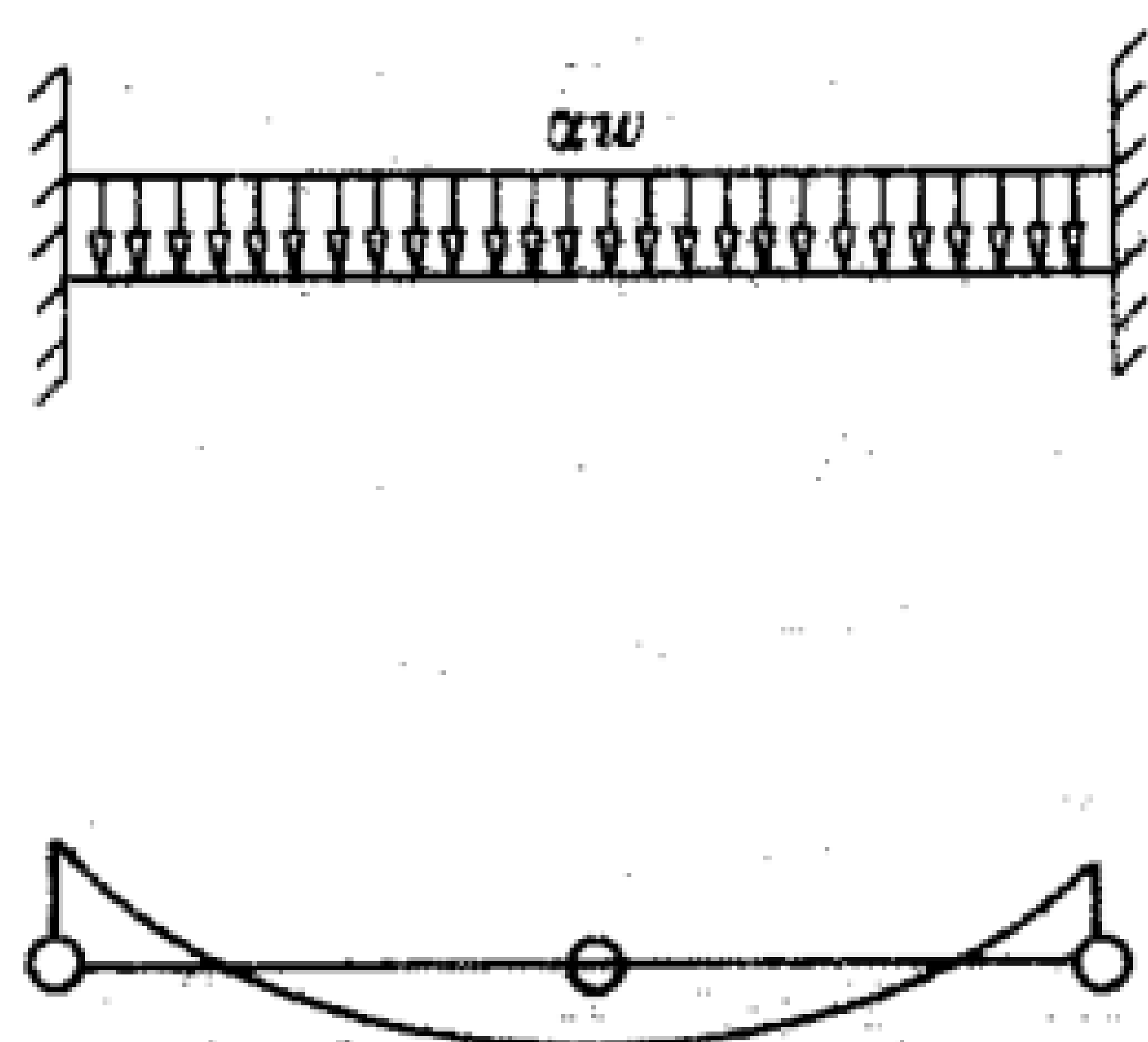


图 E10.4.2-2 火灾室的梁

10.4.3 火灾室柱在火作用下假定柱头、柱脚为铰接。当钢梁伸长时，要维持柱的稳定性，在柱顶需作用有水平力（图 E10.4.3），此力应由同层非火灾区的柱或火灾区有保护涂层的柱来提供。

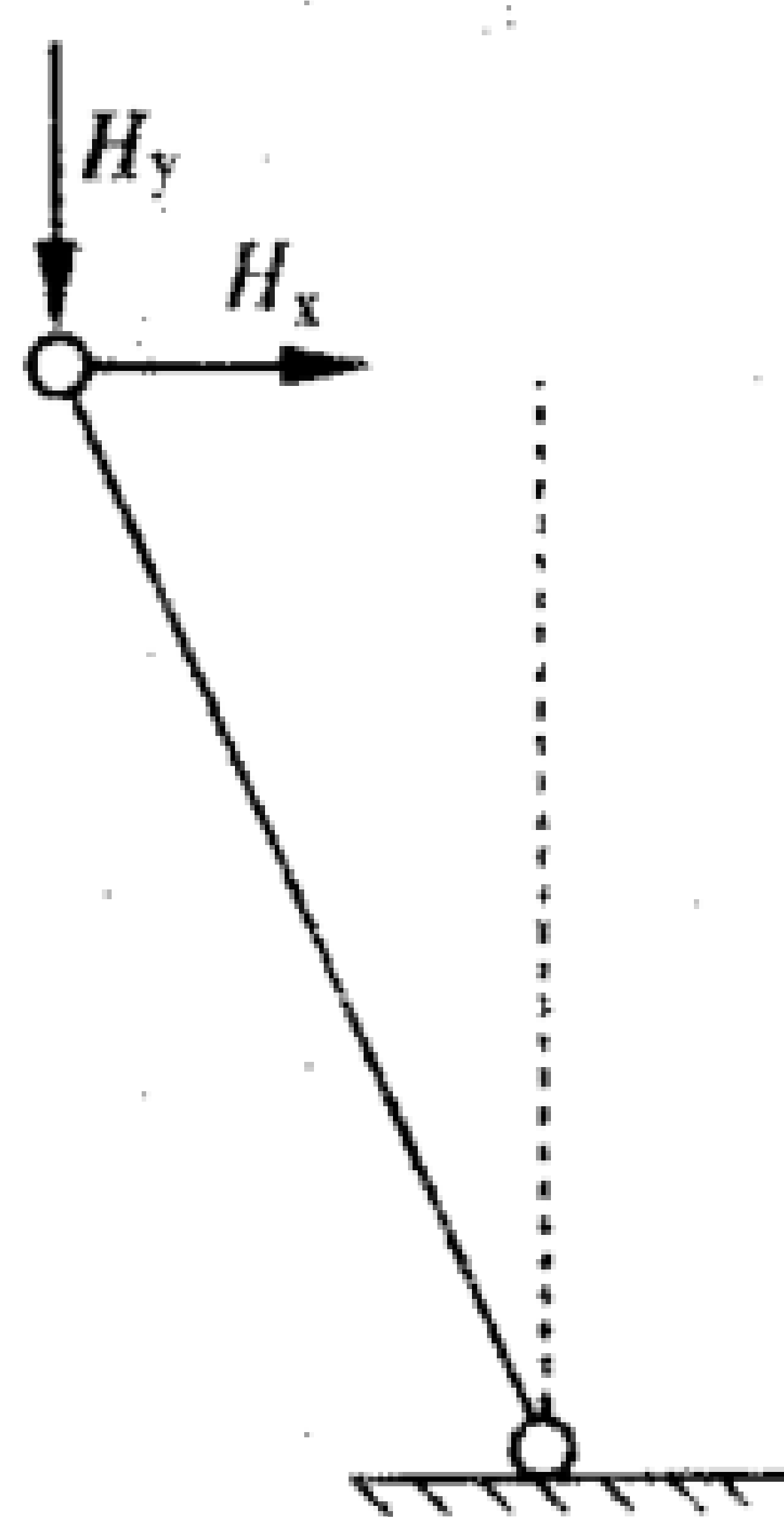


图 E10.4.3 火作用下柱的受力简图

10.4.5 日本学者领木敏郎、古平章夫、中材信行、吉野茂等进行过矩形钢管混凝土柱的轴心受压和偏心受压火灾实验。根据他们的实验，提出了无侧移框架和有侧移框架矩形钢管混凝土柱的耐火承载力设计表达式：

$$\text{无侧移框架柱} \quad N_f^u = 2.177 A_c f_c' (1/t_f)^{0.367} \quad (\text{E10.4.5-1})$$

$$\text{有侧移框架柱} \quad N_f^u = 0.673 A_c f_c' (1/t_f)^{0.176} \quad (\text{E10.4.5-2})$$

式中 N_f^0 ——火灾时柱子承载力设计值(N);
 A_c ——管内混凝土的截面面积(mm²);
 f'_c ——圆柱体混凝土抗压强度标准值(N/mm²)
 t_f ——耐火时间(min)。

按日本建筑学会《铁筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針・同解説》中关于混凝土强度指标取值的说明,其保证率为95%。150mm×300mm圆柱体保证率为95%的强度 f'_c 与我国现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中 150mm×150mm 立方体保证率为95%的强度 f_{cu}^0 的换算关系为0.8,即:

$$f'_c/f_{cu}^0=0.79\approx0.8$$

棱柱体试件的强度 f_c^0 与边长为150mm立方体试件相比:

$$f_c^0=0.95\times0.8f_{cu}^0=0.76f_{cu}^0$$

取试件修正系数0.88,则混凝土轴压强度平均值为:

$$f_c^0=0.88\times0.76f_{cu}^0=0.67f_{cu}^0$$

于是有 $f_c^0=0.67f'_c/0.8$

从而得 $f'_c=1.194f_c^0$

取材料分项系数 $\gamma=1.4$,则 f'_c 与设计强度 f_c 的关系为:

$$f'_c=1.194\times1.4f_c=1.672f_c$$

将上式代入式(E10.4.5-1)和式(E10.4.5-2)即得:

无侧移框架柱 $N_{uf}=3.6A_c f_c (1/t_f)^{0.367}$

有侧移框架柱 $N_{uf}=1.13A_c f_c (1/t_f)^{0.176}$

当抗侧力构件的水平刚度不小于5倍框架水平刚度时,可以认为是无侧移框架,不满足此条件即认为是有侧移框架。

钢管混凝土柱的防火能力与截面尺寸有关,试验时试件的最小截面尺寸为200mm×200mm,为此加上一个应用截面限值。

10.5 有防火保护柱的防火涂层厚度

10.5.1 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且必要的。在英、德、加

拿大、韩、卢森堡和澳大利亚等国,从二十世纪六十年代开始,研究者们就对钢管混凝土柱在火作用下的力学性能进行了大量理论分析和试验研究,例如,Klingsch(1985,1991);Hass(1991);Caron(1988);Lie和Irwin(1990);Lie(1994);Okada等(1991);Kim等(2000);Wang(1999);Kodur(1999);Kodur和Sultan(2000)等。但上述研究者进行的都是轴压比较小的情况。上述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,或通过降低柱子的轴压比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,我国以往在这方面的研究工作相对较少,目前尚未制定该类结构抗火设计方面的规定。这不但制约了该类结构的推广,而且对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。这样做虽然也可能保证防火要求和结构安全性,但是大都因偏于保守而造成浪费,且缺乏科学性和统一性。因此,深入研究钢管混凝土柱的耐火性能,合理确定其防火设计方法是十分迫切的。韩林海第(2001~2003年)对圆钢管混凝土柱的耐火极限和防火设计方法进行了较系统的理论分析和试验研究,研究成果已在我国76层、高度为291.6m的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。

在上述研究成果的基础上,韩林海等对矩形钢管混凝土柱在ISO—834和GB 9978—88规定的标准升温曲线下的耐火极限进行了理论分析和试验研究,可合理确定出带保护层或不带保护层钢管混凝土柱的耐火极限,有关的研究成果已在原国家计委产业化重点项目杭州瑞丰商业大厦的方钢管混凝土柱防火设计中应用。本条的规定即是按此法计算获得的矩形钢管混凝土柱在一定

耐火极限时的保护层厚度。保护层采用厚涂型钢结构防火涂料时,涂料性能应符合协会标准《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS 24 中的有关规定。

当有充分依据时,也可采用薄涂型钢结构防火涂料。

11 施 工

11.1 一 般 规 定

11.1.1 本章是关于特定钢结构工程制作与施工的规定,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。

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

11.1.3 矩形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,焊工和检验人员的资质,各类检查项目表格,生产进度计划表及运输计划表等。

11.1.4 矩形钢管结构的制作单位在必要时应对构造复杂的构件进行工艺试验。复杂构件的加工工艺参数,如加工、装配、焊接的变形控制、尺寸的精度控制等,应从工艺试验中取得,用于指导构件的批量生产,以保证构件的制作质量。

11.2 矩形钢管构件的制作和施工

本节的条文基本上是根据现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的相关内容制订。

11.2.9 在工程实践中,受现场混凝土浇筑施工条件的限制,或矩形钢管混凝土构件数量较少等因素,会出现预制矩形钢管混凝土

构件的情况。为了保证在吊运过程中矩形钢管混凝土构件不受损坏,在构件吊运前管内混凝土应具有一定的强度。本条规定的强度比一般钢筋混凝土构件低,主要考虑到钢管混凝土构件比钢筋混凝土构件轻,且钢管又能承受大部分自重的缘故。

11.3 混凝土施工

11.3.1 矩形钢管内的混凝土浇筑宜在钢构件安装完毕并验收合格后进行,这是考虑到如先行浇筑混凝土会使结构调整发生困难,甚至无法调整。

11.3.2 本条给出的泵送顶升浇筑、导管法及手工逐段浇筑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。其中以泵送顶升浇筑法的质量最易控制。随着施工技术的发展,在工程实践中矩形钢管混凝土的施工工艺将会有所不同,但无论采用哪种工艺,都要保证混凝土的强度,还要保证混凝土的密实度。

11.3.3 采用导管法浇筑混凝土时,日本《钢管混凝土结构设计指针·同解说》规定:浇筑过程中导管下口宜置于混凝土中 1000mm 深处,边上提边浇筑。鉴于我国大多数施工单位缺乏机械提升设备,因此在条文中没有强调,但有条件时应采用这种方法浇筑。

11.3.7 当混凝土浇筑到钢管顶端时,可以待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。也可将混凝土浇筑到稍低于管口的位置,待混凝土强度达到设计值的 50% 后再用相同强度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。

11.3.9 矩形钢管混凝土构件由于核心混凝土被外围钢管所包覆,因此混凝土浇筑质量的控制存在一定难度。目前一般采用敲击法通过听声音来判断密实度。对一些重要构件和部位则可以采用超声波来检测。由于超声波通过时的声速、振幅、波形等超声参

数与管内混凝土的密实度、均匀性和局部缺陷密切相关,因而可应用超声波来检测管内混凝土的质量。具体做法是先对混凝土的强度和缺陷进行标定,获得超声波通过时的超声参数,以此作为标准与钢管混凝土实测结果进行比较,从而确定管内混凝土的质量状况。

www.bzxz.net

免费标准下载网