



CECS ***:201x

中国工程建设协会标准

钢管混凝土束组合结构技术标准

Technical Standard for structures with concrete-filled multicellular
steel tube members

(征求意见稿)

中国 XX 出版社

中国工程建设协会标准

钢管混凝土束组合结构技术标准

Technical Standard for structures with concrete-filled multicellular
steel tube members

CECS **: 201x

主编单位：

批准单位：

施行日期：201X年XX月XX日

中国XX出版社

201X年 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发〈2017 年第二批工程建设协会标准制订、修订计划〉的通知》（建标协字〔2017〕031 号）的要求，编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关外国国内标准，并在广泛征求意见的基础上，制定本标准。

钢管混凝土束组合结构充分利用了钢结构和混凝土结构的优点，建筑平面布局更灵活、户内使用空间更佳，降低工程综合成本、缩短工期、节约材料、应用前景广阔，我国已越来越多地在工程中采用。

本规定共分 9 章，主要内容包括：总则、术语和符号、基本规定、结构体系、结构计算分析、钢管混凝土束剪力墙构件设计、节点设计、防护设计、施工和验收。

本标准由中国工程建设标准化协会钢结构专业委员会归口管理，由杭萧钢构股份有限公司负责具体技术内容的解释，在实际执行中如发现需要修改或补充之处，请将意见和有关资料寄送至浙江省杭州市上城区中河中路 258 号瑞丰商务大厦五楼，邮编 310003。

主编单位：杭萧钢构股份有限公司

参编单位：浙江大学

清华大学

同济大学

天津大学

山东建筑大学

中国建筑标准设计研究院

中国建筑设计院有限公司

中南建筑设计院股份有限公司

中国建筑西南设计研究院有限公司

华东建筑设计研究院有限公司

江苏省建筑设计研究院有限公司

浙江省建筑设计研究院

山东省建筑设计研究院

华南理工大学建筑设计研究院

浙江大学建筑设计研究院有限公司

中冶京诚工程技术有限公司

河北大地建设科技有限公司

主要起草人：童根树 王立军 方小丹 郁银泉 范 重 李 霆 陈志华 韩林海
李国强 周学军 周建龙 金如元 杨学林 肖志斌 郝贵强 李当生
刘宜丰 单银木

主要审查人：

前 言 3

1 总 则	1
2 术语和符号	2
2.1 术语	2
2.2 符号	3
3 基本规定	5
3.1 一般规定	5
3.2 材料	6
3.3 构件承载力设计	7
3.4 水平位移限值和舒适度要求	8
3.5 抗震等级	8
4 结构体系	10
4.1 钢管混凝土束剪力墙结构	10
4.2 框架-钢管混凝土束剪力墙结构	11
4.3 框架-钢管混凝土束核心筒结构	13
4.4 混合剪力墙结构	14
5 结构计算分析	16
5.1 一般规定	16
5.2 弹性分析	17
5.3 弹塑性分析	18
6 钢管混凝土束剪力墙构件设计	19
6.1 一般规定	19
6.2 承载力计算	20
6.3 构造要求	27
7 节点设计	32
7.1 一般规定	32
7.2 钢管混凝土束剪力墙的拼接节点	32
7.3 钢管混凝土束剪力墙的墙脚节点	34
7.4 钢梁与钢管混凝土束剪力墙的连接节点	37
7.5 楼板与钢管混凝土束剪力墙的连接节点	47

8 防护设计	49
8.1 防腐保护设计	49
8.2 防火保护设计	51
9 制作和施工	60
9.1 钢管束构件制作	60
9.2 钢管束构件安装	60
9.3 钢管束内混凝土浇筑	61
10 验收	63
10.1 一般规定	63
10.2 原材料及成品进场	63
10.3 零部件加工工程	65
10.4 焊接工程	70
10.5 安装工程	73
10.6 钢管束内混凝土工程	78
附录 A 钢管混凝土束材料恢复力模型	80

1 总 则

1.0.1 为在多、高层民用建筑工程中规范钢管混凝土束组合结构的应用，做到安全适用、技术先进、经济合理、保证质量，制定本标准。

【说明：钢管混凝土束组合结构技术成熟以来，已经在浙江、内蒙、湖北、江苏、河北、河南、新疆、山东、宁夏、重庆、天津、安徽、山西、广东、陕西等地建有多幢多、高层民用建筑示范工程，取得了显著的经济效益，也为钢管混凝土束组合结构的设计、施工积累了经验。同时，进行了大量的试验研究，包括钢管束内混凝土浇筑试验，钢管束拼接和焊接工艺试验，钢管束制作设备试验，钢管混凝土束剪力墙抗震性能试验、钢管混凝土束构件轴压和稳定性能试验，上、下钢构混凝土束墙体对接轴压试验，钢管束内混凝土推出试验，各种钢管混凝土束剪力墙与钢梁刚接节点抗震性能试验，钢管混凝土束剪力墙面外与钢梁铰接节点承载力试验、钢管混凝土束组合构件的抗火试验等，并进行了大量的数值分析。这些工程经验和试验研究成果为标准制定提供了依据】

1.0.2 本标准适用于多、高层民用建筑钢管混凝土束组合结构的设计及施工。

1.0.3 多、高层民用建筑钢管混凝土束组合结构，当其房屋高度、规则性、结构类型等超过本标准的要求或抗震设防标准等有特殊要求时，可采用结构抗震性能化设计方法进行补充分析和论证。

1.0.4 多、高层民用建筑钢管混凝土束组合结构的设计、施工与验收，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 钢管束 Multicellular steel tube(MCST)

由若干钢带冷弯而成的 U 型钢或 U 型钢与矩形钢管、钢板拼装组成的具有多个竖向空腔的结构单元，形式有一字形、L 形、T 形、工字形、十字形等。

2.1.2 钢管混凝土束组合构件 Concrete-filled multicellular steel tube member(CF-MCST).

由钢管束与混凝土组合，能够整体受力的结构构件。

2.1.3 钢管混凝土束剪力墙 Shear wall formed by concrete-filled multicellular steel tube

由钢管束与内填混凝土组合而成的剪力墙，属钢管混凝土束组合构件中的一种构件形式。

2.1.4 钢管混凝土束剪力墙结构 Shear wall structure consisting of CF-MCSTs and steel beams

钢管混凝土束剪力墙与钢梁组成的承受竖向和水平作用的结构，属钢管混凝土束组合结构中的一种结构体系。

2.1.5 框架-钢管混凝土束剪力墙结构 Frame—CF-MCST shear wall structure

由钢管混凝土框架和钢管混凝土束剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构，属钢管混凝土束组合结构中的一种结构体系。

2.1.6 框架-钢管混凝土束核心筒结构 Frame—CF-MCST core wall structure

由钢管混凝土束剪力墙围成的核心筒与外围的钢管混凝土框架组成的筒体结构，属钢管混凝土束组合结构中的一种结构体系。

2.1.7 混合剪力墙结构 Mixed shear wall structure

同一楼层处，由钢管混凝土束剪力墙与钢筋混凝土剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.8 钢管束壁板宽厚比 Width-thickness ratio of a plate element in each cell of multicellular steel tube.

指钢管束竖向空腔长边壁板的净长与壁板厚度之比。

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

在钢管混凝土束轴心受压构件中，管内混凝土抗压承载力占全部截面抗压承载力的百分数。

2.2 符号

2.2.1 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_c —混凝土的抗压强度设计值；

f_{ck} —混凝土的抗压强度标准值；

f_t —混凝土的抗拉强度设计值；

f_y —钢材的屈服强度；

f_u —钢材的抗拉强度最小值；

f_f^w —角焊缝的抗拉、抗剪、抗压强度设计值；

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。

2.2.2 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；

N —轴心拉（压）力设计值；

N_u —截面受压承载力设计值；

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。

2.2.3 几何参数

b, h —墙厚，墙肢长度；

I_s —钢管束外围钢管的截面惯性矩；

t —钢板的厚度；

2.2.4 计算系数及其他

β_c —混凝土强度影响系数；

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。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 多、高层民用建筑可采用钢管混凝土束剪力墙结构、框架-钢管混凝土束剪力墙结构、框架-钢管混凝土束核心筒结构，也可采用混合剪力墙结构。

【说明：本标准仅对这些已经通过实际工程检验的结构体系的设计进行基本规定。除此之外的钢管混凝土束组合结构的设计工作，应通过试验验证或组织专家评审按照有关法规及规程进行实施。】

3.1.2 多、高层民用建筑钢管混凝土束组合结构应有明确的竖向及水平传力路径，其平面和竖向布置及规则性要求，应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的有关规定。

3.1.3 钢管混凝土束组合结构的最大适用高度应符合表 3.1.3 的规定。平面和竖向均不规则的结构，其最大适用高度宜适当降低。

表 3.1.3 钢管混凝土束组合结构的最大适用高度 (m)

结构体系	抗震设防烈度				
	6 度或 7 度 (0.10g)	7 度 (0.15g)	8 度 (0.2g)	8 度 (0.3g)	9 度
钢管混凝土束剪力墙结构	180	150	130	110	80
框架-钢管混凝土束剪力墙结构					
框架-钢管混凝土束核心筒结构	260	220	180	150	100

注：1 甲类建筑，6、7、8 度时直接按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求，9 度时应专门研究；

2 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

3 当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

4 乙类建筑可按本地区抗震设防烈度确定其适用的最大高度。

【说明：各类钢管混凝土束组合结构体系的最大适用高度主要是参考目前我国的《建筑抗震设计规范》（GB 50011）、《高层民用建筑钢结构技术规程》（JGJ 99）等标准制定的。框架的支撑结构有支撑型和剪力墙型两类。钢管混凝土束组合结构体系延性好，类似于框架-支撑结构体系。考虑到钢管混凝土束组合结构体系使用经验还需要进一步积累，在钢框架-支撑结构体系的基础上，对使用高度进行了适当降低。】

3.1.4 钢管混凝土束组合结构的高宽比不宜超过表 3.1.4 的规定。

表 3.1.4 钢管混凝土束组合结构的最大适用高宽比

烈度	6度、7度	8度	9度
最大高宽比	7	6	5

注： 1 计算高宽比的高度一般从室外地面算起；

2 当塔形建筑底部有大底盘时，计算高宽比的高度从大底盘顶部算起。

3.1.5 钢管混凝土束组合结构体系中的楼盖结构应具有良好的水平刚度和整体性。高度超过 50m 的框架-钢管混凝土束剪力墙结构、框架-钢管混凝土束核心筒结构，应采用现浇钢筋混凝土楼板或钢筋桁架楼承板现浇混凝土楼板；房屋的顶层、结构转换层、大底盘顶层、平面复杂或开洞较大的楼层、作为上部结构嵌固部位的地下室楼层，应采用现浇钢筋混凝土楼板；6、7 度抗震设计且房屋高度不超过 50m 时，可采用装配整体式钢筋混凝土楼板，也可采用装配式楼板或其它轻型楼盖，但应采取其它措施保证楼板的整体性和连接的可靠性。

【说明：本条直接引用《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 第 8.1.8 条第 2 款和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 第 3.3.8 条第 2 款的规定。钢筋桁架楼承板属于免支模式的现浇混凝土楼板。】

3.1.6 高层建筑钢管混凝土束组合结构宜设置地下室。上部钢管混凝土束剪力墙宜向下延伸至基础。

【说明：钢管混凝土束剪力墙若下部转换为钢筋混凝土剪力墙，剪力墙内配筋和钢管束底部预埋锚筋之间的间距小，混凝土浇筑质量不易保证，故钢管混凝土束剪力墙宜延伸至基础。】

3.1.7 钢管混凝土束组合结构宜不设防震缝；当在适当部位设置防震缝时，宜形成多个较规则的抗侧力结构单元。钢管混凝土束组合结构防震缝设置应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的相关规定。

【说明：本条直接引用《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 第 3.3.5 条，防震缝的宽度不应小于钢筋混凝土框架结构缝宽的 1.5 倍。】

3.1.8 多、高层民用建筑钢管混凝土束组合结构应注重概念设计，综合考虑建筑的使用功能、环境条件、材料供应、制作安装、施工条件因素，择优选用抗震和抗风性能好且经济合理的结构体系、构件形式、连接构造和平立面布置。应保证结构的整体抗震性能，使结构具有必要的承载能力、刚度和延性。

3.2 材料

3.2.1 钢材的选用应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定，高层建筑结构钢材的选用尚应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的有关规定。设计文件中应完整地注明对钢材的技术要求。

3.2.2 钢管束钢材牌号宜采用 Q235 钢、Q345 钢，其质量等级应不低于 B 级，并应分别符合现行国家标准《碳

素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T1591 的规定，当有可靠依据时也可采用其它牌号的钢材。

3.2.3 冷弯成型的 U 型钢应符合现行行业标准《建筑结构用冷弯薄壁型钢》JG/T380 中产品的规定。

矩形钢管可采用冷弯成型的直缝或热轧管，也可采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。当采用冷弯成型的矩形钢管时应满足《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T178 中 I 级产品的规定。

制作 U 型钢的钢带应满足现行国家标准《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》GB/T709，宜满足 B 类厚度偏差要求。

【说明：本条直接引用了《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 第 3.1.2 条中对可用于高层民用建筑钢结构的冷弯型钢要求。对制作钢带的质量要求主要考虑控制钢带厚度误差。】

3.2.4 冷弯成型的 U 型钢或矩形钢管，其力学性能指标应按现行国家标准《冷弯型钢结构技术规范》GB50018 的规定采用。

【说明：3.2.3 《冷弯型钢结构技术规范》GB50018-2002 第 4.1.4 条：冷弯薄壁型钢结构的抗力分项系数取 1.165（大于《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 和《钢结构设计标准》GB50017 取值）。】

3.2.5 钢管混凝土柱和钢管束内混凝土强度等级不应低于 C30 级。钢管和钢管束内混凝土宜采用自密实混凝土，也可采用普通混凝土。自密实混凝土的配合比设计、施工、质量检验和验收应符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T283 的规定。当采用 C80 以上高强混凝土时，应有可靠的依据。

3.3 构件承载力设计

3.3.1 钢管混凝土束组合结构构件的承载力应按下列公式验算：

$$\text{持久设计状况、短暂设计状况} \quad \gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.3.1-1)$$

$$\text{地震设计状况} \quad S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.3.1-2)$$

式中：

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

S_d —作用组合的效应设计值；

R_d —构件承载力设计值；

γ_{RE} —构件承载力抗震调整系数；

3.3.2 钢管混凝土束组合结构中，钢筋混凝土构件、钢构件及钢管混凝土柱的承载力抗震调整系数应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的相关规定。钢管混凝土束剪力墙的承载力抗震调整系数，正截面承载力验算时取 0.8，抗剪承载力验算时取 0.85。当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件的承载力抗震调整系数均应取 1.0。

【说明：本条直接引用了《钢管混凝土结构技术规范》JGJ50936 第 4.2.4 条正截面承载力验算取 0.8，斜截面承载力验算取 0.85。】

3.4 水平位移限值和舒适度要求

3.4.1 按照弹性方法计算时，钢管混凝土束组合结构在风荷载作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比不宜大于 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宜适当减小；当非结构构件和装饰材料采用延性材料或柔性连接时，则可适当增大。

3.4.2 钢管混凝土束组合结构在地震作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比不宜大于下列数值：

- 1 在多遇地震作用下（按弹性计算）：1/350；
- 2 在罕遇地震作用下（按弹塑性计算）：1/70；

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宜适当减小。

3.4.3 钢管混凝土束组合结构的楼盖结构舒适度验算及风振舒适度验算应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的相关规定。

3.5 抗震等级

3.5.1 各抗震设防类别的结构，其抗震措施应符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 和《建筑抗震设计规范》GB50011 的相关规定。

3.5.2 钢管混凝土束组合结构构件应根据抗震设防分类、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑钢管混凝土束组合结构构件的抗震等级应按表 3.5.2 确定。

表 3.5.2 钢管混凝土束组合结构的抗震等级

结构类型		烈度							
		6 度		7 度			8 度		9 度
框架- 钢管 混凝土束剪 力墙	高度 (m)	--	≤ 24	25~80	>80	≤ 24	25~80	>80	≤80
	框架	四	四	三	二	三	二	一	—
	钢管混凝土束剪力墙	四	四	三		三	二		—
钢管混凝土 束剪力墙	钢管混凝土束剪力墙	四		三			二		—
框架-钢管混 凝束核心筒	高度 (m)	≤150	>15 0	≤130	>130	≤100		>100	≤100
	框架	四	三	三	二	二		一	—
	钢管混凝土束核心筒	三		三	二	二		一	—

注：1 本标准中“一、二、三、四级”即“抗震等级为一、二、三、四级”的简称；

2 接近或等于高度分界时，应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级；

3 当某个部位各构件的承载力均满足 2 倍地震作用组合下的内力要求时，7~9 度的构件抗震等级应允许按降低一度确定；

4 地下室结构的抗震构造措施的抗震等级可比地面以上结构适当降低。除地下一层的抗震等级与上部结构相同外，地下二层及以下可逐层降低一级。

5 两端与墙肢连接钢梁的抗震等级与钢管混凝土束剪力墙、钢管混凝土束核心筒的抗震等级相同。

【说明：钢梁一端与墙肢连接，另一端与其他构件连接，宜按抗震等级高的选择。】

4 结构体系

4.1 钢管混凝土束剪力墙结构

4.1.1 钢管混凝土束剪力墙结构中，钢管混凝土束剪力墙（以下简称“剪力墙”）的布置应符合下列规定：

- 1 平面布置宜简单、规则，剪力墙应双向布置。两个方向的侧向刚度不宜相差过大；
- 2 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边、楼电梯间、分户墙、平面凹凸变化较大部位的凸角处；
- 3 纵横剪力墙宜组成 L 形、T 形和 [形等形式；
- 4 单片剪力墙底部承担的水平剪力不应超过结构底部总水平剪力的 30%；
- 5 剪力墙宜自下到上连续布置，避免刚度突变；
- 6 门窗洞口宜上下对齐，成列布置，形成明确的墙肢和连梁；宜避免造成墙肢宽度相差悬殊的洞口设置。

4.1.2 钢管混凝土束剪力墙结构底部加强部位的范围，应符合下列规定：

1 底部加强部位的高度，应从地下室顶板算起。

2 房屋高度大于 24m 时，底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的 1/10 二者的较大值；房屋高度不大于 24m 时，底部加强部位可取底部一层。

3 当结构计算嵌固端位于地下一层的底板或以下时，底部加强部位尚宜向下延伸到计算嵌固端。

【说明：结构底部墙肢在罕遇地震作用下可能出现塑性铰，本条直接引用了《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的相关规定。并通过以下抗震措施，进一步加强该区域：1.提高墙肢剪力调整要求；2.对一级墙肢非加强区增加弯矩调整要求；3.轴压比较大的钢管混凝土束剪力墙边缘腔体进行壁板宽厚比加严。】

4.1.3 钢管混凝土束剪力墙结构中，不宜布置一字形剪力墙。当无法避免时，一字墙的构件设计应符合本标准中的相关规定。

【说明：一字形剪力墙的面外稳定性较差，应尽量避免，无法避免时需提高其设计要求】

4.1.4 一级剪力墙的底部加强部位以上部位，墙肢的组合弯矩设计值和组合剪力设计值应乘以增大系数，弯矩增大系数可取为 1.2，剪力增大系数可取为 1.3。

4.1.5 底部加强部位剪力墙截面的剪力设计值，一、二、三级时应按式（4.1.5-1）调整，9 度一级剪力墙应按式（4.1.5-2）调整；二、三级的其它部位及四级时可不调整。

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (4.1.5-1)$$

$$V = 1.1(M_{wua} / M_w) V_w \quad (4.1.5-2)$$

式中：

V —底部加强部位剪力墙截面剪力设计值；

V_w —底部加强部位剪力墙截面考虑地震作用组合的剪力计算值；

M_{wua} —剪力墙抗震受弯承载力，应考虑承载力抗震调整系数 γ_{RE} 、采用材料强度标准值和组合的轴力设计值；

M_w —底部加强部位剪力墙底截面弯矩的组合计算值；

η_{vw} —剪力增大系数，一级取 1.6，二级取 1.4，三级取 1.2；

4.1.6 钢梁与钢管混凝土束剪力墙在墙肢方向的铰接连接，应符合如下规定：

1 外围的钢管混凝土束剪力墙和钢梁应刚接，内部的钢梁与墙肢可铰接；

2 整楼地震作用应乘以 1.2 的放大系数，且梁端剪力设计值应增加该梁塑性弯矩设计值除以净跨，作为调整后的剪力设计值。

3 适用高度为表 3.1.3 给出高度的 50%；

【说明：与延性支撑-铰接框架类似，钢管混凝土束剪力墙之间采用铰接后，延性性能较差，其适用高度应适当降低。同时，适用高度降低一半，以控制墙肢的轴压比，进一步保证结构延性性能。采用铰接后，钢梁作为第一道防线的能力不足，因此地震作用放大 20%，以减小对钢管混凝土束剪力墙的塑性变形要求。】

4.2 框架-钢管混凝土束剪力墙结构

4.2.1 框架-钢管混凝土束剪力墙（以下简称剪力墙）结构，可采用下列形式：

- 1 框架与剪力墙（单片墙、联肢墙或较小井筒）分开布置；
- 2 在单片抗侧力结构内连续分别布置框架和剪力墙；
- 3 上述两种形式的混合。

【说明：框架是指由钢管混凝土柱和钢梁组成。在框架结构中内嵌钢管混凝土束剪力墙时，剪力墙每层均需断开与钢梁焊接，施工复杂，不建议采用。】

4.2.2 框架-钢管混凝土束剪力墙结构应根据在规定的水平力作用下结构底层框架部分承受的倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值，确定相应的设计方法，并应符合下列规定：

1 框架部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总地震倾覆力矩的 10%时，按钢管混凝土束剪力墙结构设计，其中的框架部分应按框架-钢管混凝土束剪力墙结构的框架进行设计；

2 框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 10%但不大于 50%时，按框架-钢管混凝土束剪力墙结构设计；

3 框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%但不大于 80%时，按框架-钢管混凝土束剪力墙结构设计，其最大适用高度可比现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 中的框架结构适当增加，框架部分的抗震等级宜按现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 中的框架结构采用；

4 框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 80%时，按框架-钢管混凝土束剪力墙结构设计，其最大适用高度宜按现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 中的框架结构采用，框架部分的抗震等级应按现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 中的框架结构采用。

4.2.3 框架-钢管混凝土束剪力墙结构，对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定：

1 满足式（4.2.3）要求的楼层，其框架总剪力不必调整；不满足式（4.1.3）要求的楼层，其框架总剪力应按 $0.25V_0$ 和 $1.8V_{fmax}$ 二者的较小值采用：

$$V_f \geq 0.25V_0 \quad (4.2.3)$$

式中： V_0 —对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值的结构底层总剪力；对框

架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段底层结构对应于地震作用标准值的总剪力；

V_f —对应于地震作用标准值且未经调整的各层（或某一段内各层）框架承担的地震总剪力；

V_{fmax} —对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值；

2 各层框架所承担的地震总剪力按本条第 1 款调整后，应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值可不调整；

3 按振型分解反应谱法计算地震作用时，本条第 1 款所规定的调整可在振型组合之后、并满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中关于楼层最小地震剪力系数的前提下进行。

4.2.4 长方形平面或平面有一部分较长的建筑中，其剪力墙布置宜符合下列规定：

1 横向剪力墙沿长方向的间距宜小于表 4.2.4 的限值，当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时，剪力墙的间距应适当减小；

2 纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两端。

表 4.2.4 剪力墙最大间距（m）

楼盖形式	抗震设防烈度		
	6 度、7 度	8 度	9 度

	(取较小值)	(取较小值)	(取较小值)
现浇	4.0B, 50	3.0B, 40	2.0B, 30
装配整体	3.0B, 40	2.0B, 30	——

注： 1 表中 B 为剪力墙之间的楼盖宽度；

2 现浇层厚度大于 60mm 的叠合板可作为现浇板考虑；

3 当房屋端部未布置剪力墙时，第一片剪力墙与房屋端部的距离，不宜大于表中剪力墙间距的 1/2。

【说明：本条直接引用了《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 第 8.1.8 条对混凝土剪力墙间距的要求。】

4.2.5 框架-钢管混凝土束剪力墙应设计成双向抗侧力体系；抗震设计时，结构两主轴方向均应布置剪力墙。

4.3 框架-钢管混凝土束核心筒结构

4.3.1 对高度不超过 60m 的框架-钢管混凝土束核心筒结构，可按框架-钢管混凝土束剪力墙结构设计。

4.3.2 核心筒的设计应符合下列规定：

1 墙肢宜均匀、对称布置；

2 筒体角部附近不宜开洞，当不可避免时，筒角内壁至洞口的距离不应小于 400mm 和开洞墙截面厚度的较大值；

4.3.3 核心筒外墙不宜在水平方向连续开洞，洞间墙肢的截面高度不宜小于 1.2m。

4.3.4 筒体结构的框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力标准值应符合下列规定：

1 框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不宜小于结构底部总地震剪力标准值的 10%；

2 当框架部分分配的地震剪力标准值的最大值小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的 15%；此时，各层核心筒墙体的地震剪力标准值宜乘以增大系数 1.1，但可不大于结构底部总地震剪力标准值，墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用，已为一级时需要采取比一级更有效的抗震构造措施。

3 当框架部分分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的 25%，但其最大值不小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，应按结构底部总地震剪力标准值的 25% 和框架部分楼层地震剪力标准值中最大值的 1.8 倍二者的较小值进行调整。

按本条第 2 款或第 3 款调整框架柱的地震剪力后，框架柱端弯矩及与之相连的框架梁端弯矩、剪力应进行相应调整。

有加强层时，本条框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不应包括加强层及其上、下层的框架剪力。

4.3.5 核心筒宜贯通建筑物全高。核心筒的宽度不宜小于筒体总高的 1/12，当筒体结构设置角筒、剪力墙或

增强结构整体刚度的构件时，核心筒的宽度可适当减小。

4.3.6 框架-钢管混凝土束核心筒结构的周边柱之间必须设置框架梁。

【说明：4.3.1-4.3.6 条直接引用了《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的框架-核心筒的相关要求。】

4.3.7 核心筒钢连梁宜设计成剪切屈服型。

【说明：剪切屈服型的钢连梁，其腹板在整个长度内均可屈服耗能，优于弯曲屈服型，应优先采用。】

4.4 混合剪力墙结构

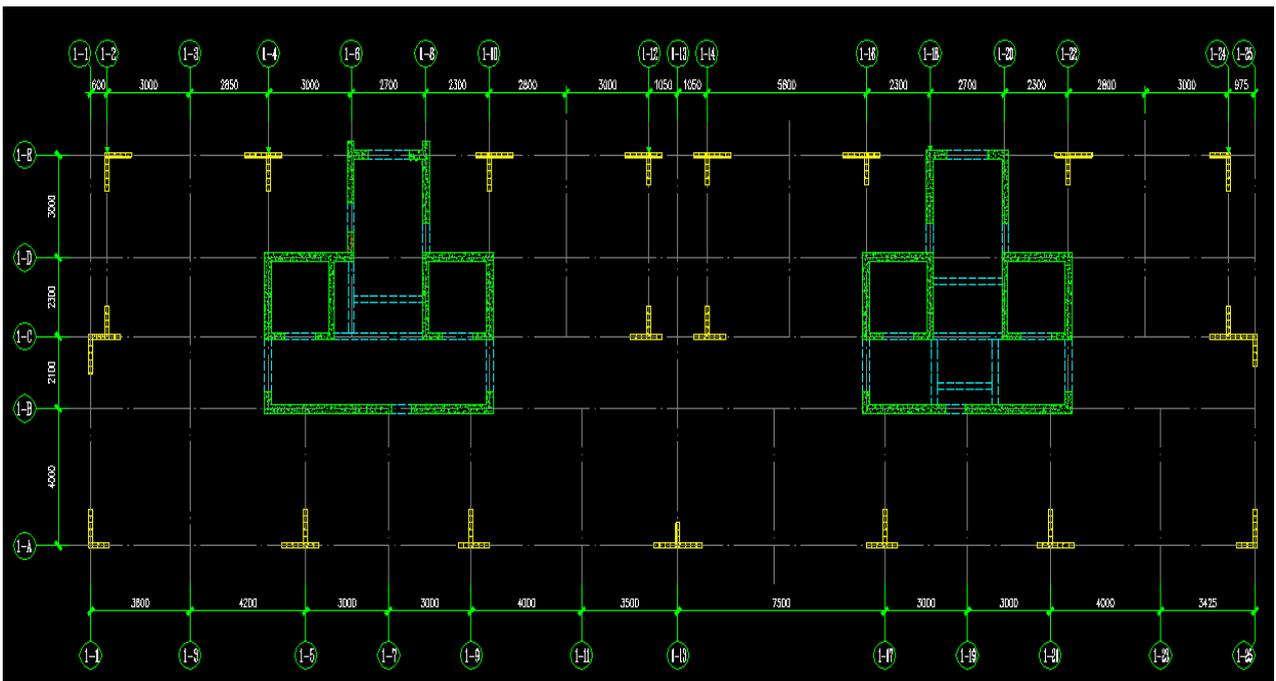
4.4.1 混合剪力墙结构适用于抗震设防烈度为 6 度至 7 度（0.1g）地区的多高层建筑。其最大适用高度不宜超过 100m。平面和竖向均不规则的结构，其最大适用高度宜适当降低。

【说明：混合剪力墙结构已经在设防烈度为 6 度至 7 度（0.1g）地区试用，但未在高烈度区使用，同时考虑混凝土剪力墙与钢管混凝土束剪力墙之间性能差异，对其使用范围和高度进行了限制。】

4.4.2 混合剪力墙结构，平面布置应符合下列规定：

- 1 钢筋混凝土剪力墙结构部分应集中布置并能形成可以独立施工的的稳定体系；
- 2 钢筋混凝土剪力墙与钢管混凝土束剪力墙宜分开布置。

【说明：4.4.2 从施工和受力考核，混合剪力墙结构在平面布置时应分别将混凝土剪力墙与钢管混凝土束剪力墙各自集中布置，类似于框架-剪力墙结构布置形式，以减少相互施工影响，同时受力形式也较简单。典型的平面布置如下图所示，绿色部分为混凝土剪力墙，集中布置在中间；黄色部分为钢管混凝土束剪力墙，分散布置在周边】



4.4.3 高层混合剪力墙结构中，钢管混凝土束剪力墙部分按刚度分配计算得的地震各层剪力应不小于结构总地震剪力的 25%。

【说明：4.4.3 混合混凝土剪力墙结构主要应用于低烈度抗震设防区域，也宜按照双重抗侧力体系进行多道抗震防线的概念设计。双重抗侧力体系的性能目标为：第一重抗侧力体系首先进入屈服，耗散地震输入能量，起到结构“保险丝”的作用；第二重抗侧力体系起到结构大震不倒的作用，利用合理的刚度和承载力分布，保证其在大震下具有独立抗侧的能力。通过对钢管混凝土束剪力墙部分按刚度分配得的地震剪力要求，达到要求各层结构布置中钢管混凝土束剪力墙布置数量的要求。避免出现绝大多数构件是混凝土剪力墙构件，或绝大多数是钢管混凝土束剪力墙构件】

4.4.4 混合剪力墙结构按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比不宜大于 1/800。

【说明：混合结构中钢管混凝土束剪力墙的延性良好（比钢管混凝土柱的延性差，但不低于钢筋混凝土柱的延性），但混凝土剪力墙的延性较差，因此混合结构的水平位移限值按钢筋混凝土框架-剪力墙结构取值】

4.4.5 混合剪力墙结构中，按钢管混凝土束剪力墙结构确定钢管混凝土束剪力墙的抗震等级；按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中框架-钢筋混凝土剪力墙结构确定钢筋混凝土剪力墙的抗震等级。

【说明：混凝土的剪力墙的抗震等级不低于钢管混凝土剪力墙的抗震等级，钢管混凝土束剪力墙的延性良好，因此混合结构中的钢筋混凝土剪力墙的抗震等级按照钢筋混凝土框架-剪力墙结构取值】

4.4.6 楼面钢梁与钢筋混凝土剪力墙面内及钢筋混凝土柱宜刚接，此时应在交接处的钢筋混凝土柱或墙内设置型钢，并应符合现行国家标准《组合结构设计规范》的相关规定。当楼面钢梁与钢筋混凝土结构铰接时，可在钢筋混凝土结构中设置预埋件。

4.4.7 混合剪力墙结构防震缝设置、风振舒适度验算、重力二阶效应的考虑及整体稳定性应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中的相关规定。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.1 荷载、地震作用及荷载效应组合应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 和《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定进行计算。

5.1.2 在竖向荷载、风荷载以及多遇地震作用下，结构的内力和变形可采用弹性方法计算；在罕遇地震作用下结构的弹塑性变形可采用弹塑性时程分析法或静力弹塑性分析法计算。

5.1.3 计算结构内力与变形时，可假定楼盖在其自身平面内为无限刚性，设计时应采取相应的措施保证楼盖平面内的整体刚度。当楼盖可能产生较明显的面内变形时，计算时应考虑楼盖平面内的实际刚度，考虑楼盖的面内变形影响。

5.1.4 弹性分析时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，同时构造上应保证钢梁与楼板有可靠连接；可计入钢筋混凝土楼板对钢梁惯性矩的增大作用，梁两侧均有楼板时，梁的刚度可取钢梁惯性矩的 1.5 倍；仅一侧有楼板时，梁的惯性矩可取钢梁惯性矩的 1.2 倍；弹塑性分析时，不考虑楼板与钢梁的共同作用。

【说明：本条直接引用《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 第 6.1.3 条中考虑混凝土楼板对钢梁惯性矩的贡献。计算地震内力时，通过提高钢连梁承载力难于满足计算要求（钢梁截面越增大，刚度越大，内力越大越难于计算满足）时，必要时，为保证结构具有合理的屈服机制使钢连梁先破坏，可以采用惯性矩折减系数法，将此处钢连梁惯性矩仅放大不超过 1.2 倍来考虑，并采用减少栓钉数量等其他措施来保证】

5.1.5 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期，应考虑非承重填充墙的刚度影响予以折减。当非承重墙体为轻质墙板或外挂墙板时，自振周期的折减系数可取 0.9。在结构承载力和刚度计算时不应计入非结构构件的有利作用。

5.1.6 对钢管混凝土束剪力墙结构、框架-钢管混凝土束剪力墙结构、框架-钢管束混凝土束核心筒结构，结构的整体稳定性应符合下列规定：

$$EJ_d \geq 1.0H^2 \sum_1^n G_i \quad (5.1.6)$$

式中：

EJ_d —结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度 ($\text{kN} \cdot \text{mm}^2$)，可按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度；

H —房屋高度 (mm)；

G_i —第 i 楼层重力荷载设计值 (kN)，取 1.2 倍的永久荷载标准值与 1.4 倍的楼面可变荷载标准值

的组合值。

5.1.7 罕遇地震作用下进行结构的弹塑性变形计算时，可不计入风荷载的效应。

5.2 弹性分析

5.2.1 结构弹性计算模型应根据结构实际情况确定，应能较准确地反映结构中各构件的实际受力情况，并应考虑重力二阶效应的影响。当采用二阶弹性分析方法时，假想水平荷载可按照《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 取值。

5.2.2 结构弹性分析时，应考虑下列变形：

1 梁的弯曲、剪切、扭转变形，必要时考虑轴向变形；

2 柱、墙的弯曲、剪切、扭转、轴向变形；

3 钢结构梁、柱节点域剪切变形对结构侧移的影响，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的相关要求予以考虑。

5.2.3 结构弹性阶段的内力和位移计算时，钢管混凝土束剪力墙的截面刚度取值应符合下列规定：

$$\text{组合轴向刚度： } EA = E_s A_s + E_c A_c \quad (5.2.3-1)$$

$$\text{组合抗弯刚度： } EI = E_s I_s + E_c I_c \quad (5.2.3-2)$$

$$\text{组合剪切刚度： } GA = G_s A_s + G_c A_c \quad (5.2.3-3)$$

式中：

E_s 、 E_c ——钢材、混凝土的弹性模量；

G_s 、 G_c ——钢材、混凝土的剪变模量；

I_s 、 I_c ——组合构件外围钢管、内部区域的截面惯性矩；

A_s 、 A_c ——组合构件外围钢管、内部区域的截面面积；

【说明：现行国家、行业标准对于钢-混凝土组合构件的计算刚度均取钢部分的刚度与混凝土部分的刚度之和，本标准亦采用相同原则。】

5.2.4 钢管混凝土束组合结构的阻尼比应按以下原则采用：

1 多遇地震作用下，房屋高度不大于 50m 时可取 0.04；房屋高度大于 50m 且小于 200m 时可取 0.035；房屋高度不小于 200m 时宜取 0.03；

2 风荷载作用下内力和变形计算时，阻尼比可取 0.02~0.03，风振舒适度验算时，阻尼比可取 0.01~0.015。

5.2.5 对结构分析软件的计算结果，应进行分析判断，确认其合理、有效后方可作为工程设计依据。体型复杂、结构布置复杂的高层建筑结构，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。

5.3 弹塑性分析

5.3.1 结构弹塑性分析时，应考虑梁的弹塑性弯曲变形、柱在轴力和弯矩作用下的弹塑性变形以及钢管混凝土束剪力墙的弹塑性剪切变形。

5.3.2 钢柱、钢梁的恢复力模型和骨架曲线可采用二折线模型，其滞回模型可不考虑刚度退化；钢管混凝土束剪力墙可采用纤维模型或分层壳模型，其材料的恢复力模型可按本标准附录 A 的规定采用。

5.3.3 罕遇地震作用下进行结构弹塑性计算时，结构的阻尼比可取 0.05。

5.3.4 采用静力弹塑性分析方法进行结构弹塑性分析时，应符合下列规定：

1 可在结构的各主轴方向分别施加单向水平力；水平力可作用在各层楼盖的质心位置，不考虑偶然偏心的影响。

2 结构的每个主轴方向宜采用不少于两种水平力分布模式，其中一种宜与振型分解反应谱法得到的水平力分布模式相同。

5.3.5 采用弹塑性时程分析方法进行结构弹塑性分析时，应符合下列规定：

1 一般情况下，可采用单向水平地震输入，对体型复杂或特别不规则的结构，宜采用双向或三向水平地震输入；

2 地震波的选取应符合《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。

6 钢管混凝土束剪力墙构件设计

6.1 一般规定

6.1.1 钢管混凝土束剪力墙中的钢管束可采用冷弯 U 型钢或矩形钢管拼装形成,也可局部采用钢板(图 6.1.1)的连接构造。

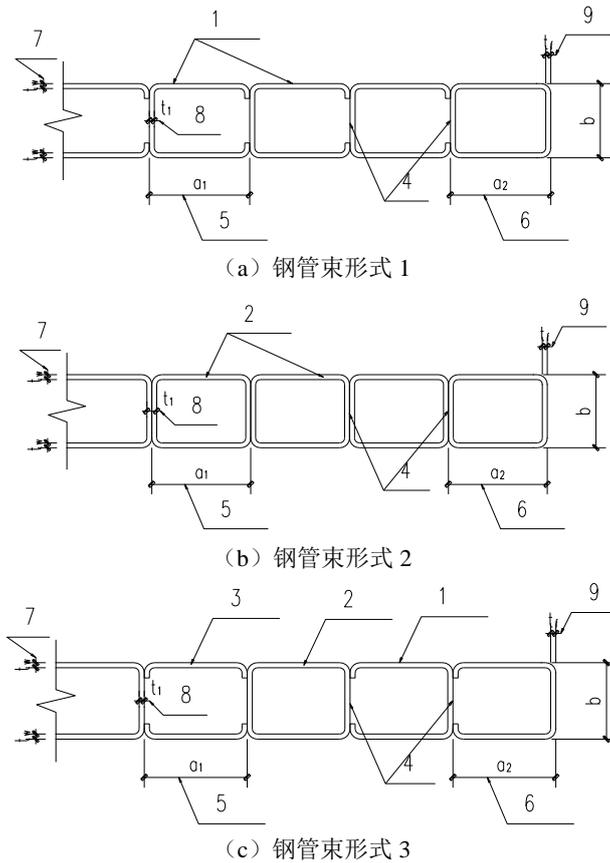


图 6.1.1 钢管束形式

- 1——冷弯 U 型钢; 2——冷弯矩形管; 3——钢板;
4——竖隔板; 5——中间腔长度; 6——边缘腔长度;
7——腹板厚度; 8——竖隔板厚度; 9——翼缘厚度;

6.1.2 当钢管束中单个空腔截面最大边尺寸不小于 800mm 时,宜在该腔内壁上焊接栓钉、竖向加劲肋等措施以加强与混凝土的协同作用。

【说明:《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS159: 2004 第 4.4.1 条的要求,主要是为保证钢管束全截面有效,并确保钢与混凝土共同作用。】

6.1.3 L 形、T 形、十字形墙各肢中,截面高度与厚度之比的最大值应大于 4。

6.1.4 钢管混凝土束剪力墙的厚度不应小于层高以及无支长度的 1/30。L 形、T 形、十字形等异形墙体厚度不应小于 130mm,且不宜大于 500mm。当采用一字墙时,其厚度不宜小于 150mm。

【说明：130mm 厚（4mm 的钢板）钢管混凝土束剪力墙与一、二级钢筋混凝土剪力墙厚度不宜小于层高的 1/20 稳定性接近的原则，确定钢筋混凝土束剪力墙构造厚度要求。一般情况下，冷弯钢管的截面尺寸不大于 500mm，对于冷弯成型的钢管混凝土束剪力墙的厚度也不宜超过。】

6.1.5 L 形、T 形、[形、工形等截面的钢管混凝土束剪力墙，可取每片一字形墙肢，根据其内力和边界条件分别验算其强度和稳定性。

【说明：根据理论分析和混凝土剪力墙计算经验，将异形墙肢截面简化为各个一字形截面进行验算，虽然理论上有所欠缺，但具体工程实践中，通过各墙肢控制应力比等措施可以保证结构安全。】

6.2 承载力计算

6.2.1 弯矩作用在一个主平面内（绕 x 轴）的一字形钢管混凝土束剪力墙压弯墙肢，其承载力应满足下式要求：

$$\frac{N}{N_u} + (1 - \alpha_c) \frac{M_x}{M_{ux}} \leq 1 / \gamma \quad (6.2.1-1)$$

同时应满足下式要求：

$$\frac{M_x}{M_{ux}} \leq 1 / \gamma \quad (6.2.1-2)$$

其中：

端部未加强时：

$$N_u = fA_s + f_c A_c \quad (6.2.1-3)$$

$$M_{ux} = 0.8[0.5A_s(h - 2t_s - d_{nx}) + bt_s(t_s + d_{nx})]f \quad (6.2.1-4)$$

$$d_{nx} = \frac{A_s - 2bt_s}{(b - 2t_s)\frac{f_c}{f} + 4t_s} \quad (6.2.1-5)$$

受拉侧端部加强时：

$$N_u = fA_s + f_c A_c + (f - f_c)A_{s1} \quad (6.2.1-6)$$

$$M_{ux} = 0.8[0.5A_s(h - 2t_s - d_{nx}) + bt_s(t_s + d_{nx})]f + 0.8fA_{s1}(h - 0.5d_{nx} - t_s - d_1) \quad (6.2.1-7)$$

$$d_{nx} = \frac{A_s - 2bt_s + A_{s1}}{(b - 2t_s)\frac{f_c}{f} + 4t_s} \quad (6.2.1-8)$$

受压侧端部加强时：

$$N_u = fA_s + f_c A_c + (f - f_c)A_{s1} \quad (6.2.1-9)$$

$$M_{ux} = 0.8[0.5A_s(h - 2t_s - d_{nx}) + bt_s(t_s + d_{nx})]f + 0.8fA_{s1}(0.5d_{nx} + t_{s1} - d_1) \quad (6.2.1-10)$$

$$d_{nx} = \frac{A_s - 2bt_s - A_{s1}}{(b - 2t_s)\frac{f_c}{f} + 4t_s} \quad (6.2.1-11)$$

两侧端部加强时：

$$N_u = fA_s + f_c A_c + 2(f - f_c)A_{s1} \quad (6.2.1-12)$$

$$M_{ux} = 0.8[0.5A_s(h - 2t_s - d_{nx}) + bt_s(t_s + d_{nx})]f + 0.8fA_{s1}(h - 2d_1) \quad (6.2.1-13)$$

$$d_{nx} = \frac{A_s - 2bt_s}{(b - 2t_s)\frac{f_c}{f} + 4t_s} \quad (6.2.1-14)$$

$$\alpha_c = \frac{f_c A_c}{fA_s + f_c A_c} \quad (6.2.1-15)$$

$$A_{s1} = (t_{s1} - t_s)(2l_s + b - 2t_{s1} - 2t_s) \quad (6.2.1-16)$$

$$d_1 = \frac{(t_{s1}^2 - t_s^2)(0.5b - t_s) + (l_s^2 - t_{s1}^2)(t_{s1} - t_s)}{A_{s1}} \quad (6.2.1-17)$$

式中：

γ —系数，无地震作用组合时， $\gamma = \gamma_0$ ；地震作用组合时， $\gamma = \gamma_{RE}$ ，按第 3.7.1 条、3.7.2 条取用；

N ——轴心压力设计值；

N_u ——轴心受压时的受压承载力设计值，在钢管束上局部开孔削弱部位，应取净截面计算；

M_x ——墙肢平面内的弯矩设计值；

α_c ——混凝土工作承担系数；

M_{ux} ——只有弯矩作用时墙肢平面内的受弯承载力设计值，在钢管束上局部开孔削弱部位，应取净截面计算；

f ——钢材抗弯强度设计值，在钢管束上局部开孔削弱部位，应取 $f = 0.7f_u$ ， f_u 为钢材抗拉强度最小值；

b 、 h ——分别为墙肢截面的厚度和长度；

t_s ——钢管束壁板厚度；

d_{nx} ——沿墙肢平面内方向，钢管束内混凝土受压区高度；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值；

A_s ——钢管束外围钢管的截面面积；

A_{s1} ——钢管束端部加强增加的钢管面积；

d_1 ——钢管束端部加强增加的钢管面积形心到截面边缘的距离；

t_{s1} ——钢管束端部加强区的钢管壁厚；

l_s ——钢管束端部加强区沿墙肢的长度 6.2.2 弯矩作用在一个主平面内（绕 x 轴）的一字形钢管混凝土束剪力墙压弯墙肢，其平面内的稳定性应满足下式要求：

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

并应满足下式要求：

$$\frac{M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} \leq 1 / \gamma \quad (6.2.2-2)$$

其中：

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

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

式中：

φ_x ——墙肢平面内的轴心受压稳定系数，根据 6.2.5 条确定的墙肢平面内的正则化长细比，按式(6.2.4-1、6.2.4-2)计算；

λ_x ——墙肢平面内的长细比，按式(6.2.5-2)计算；

N_{Ex} ——欧拉临界力；

N_u ——轴心受压时全截面受压承载力设计值，取毛截面特性按式（6.2.1-4）计算；

M_{ux} ——只有弯矩作用时墙肢平面内的全截面受弯承载力设计值，取毛截面特性按式（6.2.1-5）计算；

E_s ——钢材的弹性模量；

6.2.3 弯矩作用在一个主平面内（绕 x 轴）的一字形钢管混凝土束剪力墙压弯墙肢，其平面外的稳定性应满

足下式要求:

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{lx} M_x}{1.4 M_{ux}} \leq 1 / \gamma \quad (6.2.3)$$

φ_y —墙肢平面外的的轴心受压稳定系数,根据 6.2.5 条确定的墙肢平面外的正则化长细比,按式(6.2.4-1、

6.2.4-2)计算;

6.2.4 轴心受压构件的稳定系数应按下列式计算:

当 $\lambda_0 \leq 0.215$ 时:

$$\varphi = 1 - 0.65 \lambda_0^2 \quad (6.2.4-1)$$

当 $\lambda_0 > 0.215$ 时:

$$\varphi = \frac{1}{2 \lambda_0^2} [(0.965 + 0.300 \lambda_0 + \lambda_0^2) - \sqrt{(0.965 + 0.300 \lambda_0 + \lambda_0^2)^2 - 4 \lambda_0^2}] \quad (6.2.4-2)$$

式中:

φ —轴心受压构件在所计算方向上的稳定系数;

λ_0 —轴心受压构件在所计算方向上的正则化长细比,按 6.2.5 计算;

6.2.5 轴心受压构件的正则化长细比应按下列式计算:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (6.2.5-1)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0} \quad (6.2.5-2)$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}} \quad (6.2.5-3)$$

式中:

λ_0 —轴心受压构件在所计算方向上的正则化长细比;

f_y —钢材的屈服强度;

λ —轴心受压构件在所计算方向上的长细比;

l_0 —轴心受压构件在所计算方向上的计算长度,为该方向上支承点之间的距离,一般取所在楼层的层

高；

r_0 —轴心受压构件在所计算方向上的截面当量回转半径；

I_s —组合构件中，外围钢管在所计算方向上对组合构件形心轴的惯性矩；

I_c —组合构件中，除外围钢管以外的内部区域在所计算方向上对组合构件形心轴的惯性矩；

A_c —组合构件中，除外围钢管以外的内部区域的截面面积；

E_c —混凝土的弹性模量；

6.2.6 L形、T形、[形、工形等截面的钢管混凝土束剪力墙压弯墙肢，其平面内的稳定性可按各墙肢计算；平面外的稳定性应符合下列要求：当墙肢的正则化宽厚比 λ_p 不大于表6.2.6的限值时，可不需要验算墙肢平面外的稳定性；当墙肢的正则化宽厚比 λ_p 大于表6.2.6的限值时，需要按6.2.7条验算墙肢平面外的稳定性。 λ_p 应根据6.2.9条取受压状态下的屈曲系数 k ，按6.2.8条计算。

表 6.2.6 三边、四边支承墙肢正则化宽厚比限值

墙肢类型	抗震等级		
	四级	三级	一、二级
三边支承墙肢	0.5	0.45	0.4
四边支承墙肢	0.5	0.45	0.4

注：三边支承墙肢指L形、T形、[形、工形截面的翼缘墙肢以及T形截面的腹板墙肢。四边支承墙肢指[形和工形截面的腹板墙肢。

6.2.7 当三边支承或四边支承的钢管混凝土束剪力墙压弯墙肢需要验算墙肢平面外的稳定性时，按下式进行计算：

四边支承墙肢：

$$\frac{N}{\varphi_N N_u} + \left(\frac{M_x}{\varphi_M M_{ux}} \right)^2 + \frac{0.85M_y}{M_{uy}} \leq 1/\gamma \quad (6.2.7-1)$$

三边支承墙肢：

$$\frac{N}{\varphi_N N_u} + \frac{M_x}{\varphi_M M_{ux}} + \frac{0.85M_y}{M_{uy}} \leq 1/\gamma \quad (6.2.7-2)$$

其中：

$$\varphi_N = \frac{1}{1 - 0.5^2 + \lambda_{pN}^2} \leq 1 \quad (6.2.7-3)$$

$$\varphi_M = \frac{1}{1 - 0.5^2 + \lambda_{pM}^2} \leq 1 \quad (6.2.7-4)$$

$$M_{uy} = [0.5A_s(b - 2t_w - d_{ny}) + ht_w(2t_w - t_f + d_{ny})]f \quad (6.2.7-5)$$

$$d_{ny} = \frac{A_s - 2ht_w}{(h - 2t_f)\frac{f_c}{f} + 4t_f} \quad (6.2.7-6)$$

式中：

M_y — 墙肢平面外的弯矩设计值；

M_{uy} — 只有弯矩作用时墙肢平面外的全截面受弯承载力设计值；

d_{ny} — 沿墙肢平面外方向，钢管束内混凝土受压区高度；

φ_N — 纯压荷载作用下墙肢稳定系数；

φ_M — 纯弯荷载作用下墙肢稳定系数；

λ_{pN} — 纯压荷载作用下墙肢正则化宽厚比，根据 6.2.9 条取受压状态下的屈曲系数 k ，按 6.2.8 条计算；

λ_{pM} — 纯弯荷载作用下墙肢正则化宽厚比，根据 6.2.9 条取受弯状态下的屈曲系数 k ，按 6.2.8 条计算；

6.2.8 钢管混凝土束剪力墙的墙肢正则化宽厚比 λ_p 按下式进行计算：

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{N_{uk}}{N_{cr}}} \quad (6.2.8-1)$$

其中：

$$N_{uk} = f_y A_s + f_{ck} A_c \quad (6.2.8-2)$$

$$N_{cr} = \frac{k\pi^2 D}{h_b} \quad (6.2.8-3)$$

$$D = \frac{E_c(b - 2t_w)^3}{12(1 - \mu_c^2)} + \frac{E_s t_w (b - t_w)^2}{2(1 - \mu_s^2)} \quad (6.2.8-4)$$

式中：

N_{uk} — 墙肢的轴心受压承载力标准值；

N_{cr} — 墙肢轴心受压时的临界压力；

f_{ck} 、 f_y ——混凝土、钢材的抗压强度标准值；

D ——墙肢平面外单位长度的抗弯刚度；

h_b ——墙肢的稳定计算长度，对翼缘墙肢为 b_{f1} 或 b_{f2} ，对腹板墙肢为 b_w （图 6.2.8）；

μ_s 、 μ_c ——钢材、混凝土的泊松比；

k ——屈曲系数，按 6.2.9 条确定。

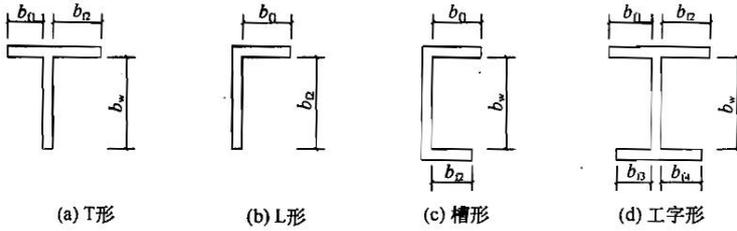


图 6.2.8 钢管束混凝土剪力墙腹板墙肢和翼缘墙肢的宽度示意

6.2.9 根据墙肢类型和受力情况，屈曲系数 k 按下式进行计算：

三边支承墙肢：

$$\text{受压：} \quad k = 0.4255 + \frac{h_b^2}{h_s^2} \quad (6.2.9-1)$$

$$\text{受弯：} \quad k = 2 \times \left(0.4255 + \frac{h_b^2}{h_s^2} \right) \quad (6.2.9-2)$$

四边支承墙肢：

受压：

$$\text{当 } \frac{h_s}{h_b} \leq 1 \text{ 时：} \quad k = 2 + \frac{h_b^2}{h_s^2} + \frac{h_s^2}{h_b^2} \quad (6.2.9-3)$$

$$\text{当 } \frac{h_s}{h_b} > 1 \text{ 时：} \quad k = 4 \quad (6.2.9-4)$$

受弯：

$$k = 23.9 \quad (6.2.9-5)$$

式中：

h_s ——墙肢平面外的计算高度，取平面外上下支承边的间距；

6.2.10 钢管混凝土束剪力墙拉弯墙肢，其承载力应满足下式要求：

$$\frac{N_t}{fA_{sln}} + \frac{M_x}{M_{unx}} \leq 1/\gamma \quad (6.2.10)$$

式中：

N_t —轴心拉力设计值；

6.2.11 钢管混凝土束剪力墙的剪力可假定由钢管束管壁承受，其抗剪承载力应满足下式要求：

$$V \leq 0.5 f_v A_{mw} / \gamma \quad (6.2.11)$$

式中：

V —墙肢的剪力设计值；

A_{mw} —墙肢中与受力方向平行的钢板净截面面积；

f_v —钢板抗剪强度设计值。

【说明：6.2.11 墙肢抗剪承载力仅考虑与受力方向一致的钢板抗剪承载力，不考虑混凝土的抗剪承载力。同时，参考欧洲规范 Eurocode 4 第 6.2.2.4 条，将剪力设计值控制在截面抗剪承载力的 50% 以内，不需要考虑弯剪耦合作用】

6.3 构造要求

6.3.1 钢管混凝土束剪力墙的墙肢可采用翼墙或端柱作为其平面外的支承边，但需符合以下规定：

1 翼墙或端柱在被支承墙肢平面外方向应以框架梁或连梁作为支承点并应进行稳定性验算，且该方向上的正则化长细比 λ_0 不应大于 0.215， λ_0 可按 6.2.5 条计算；

2 翼墙长度不小于其厚度的 4 倍或端柱边长不小于墙肢厚度的 2 倍；

当不能满足上述条件时，视为无翼墙或无端柱。

【说明：6.3.1 作为墙肢支承边的翼墙或端柱，其自身在出平面的稳定性应有保障，当 λ_0 不大于 0.215 时，其稳定系数大于 0.97。端柱的边长与墙肢厚度之比的下限，参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 第 7.2.15 条对钢筋混凝土剪力墙端柱的要求。两条均应满足，一个楼层的墙体满足条件 2 就自然满足条件 1，但是穿层墙体还需要按照条件 1 进行复核。】

6.3.2 钢管混凝土束剪力墙的混凝土工作承担系数 α_c 不宜超过表 6.3.2 中的限值：

表 6.3.2 混凝土工作承担系数限值

长细比 λ	轴压比
---------------	-----

	≤0.4	0.5	0.6
≤20	0.7	0.6	0.5
30	0.65	0.55	0.45
40	0.6	0.5	0.4
50	0.55	0.45	0.35
≥60	0.5	0.4	0.3

注： 1 表中长细比取墙肢两个方向较大的长细比。

2 当长细比在整数之间时，混凝土工作承担系数可按线性插值取值。

$$\lambda = \lambda_{pN} \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

3 三边、四边支承的墙肢，其长细比可按下式计算：

6.3.3 钢管混凝土束剪力墙的轴压比不宜超过表 6.3.3 中的限值。

表 6.3.3 钢管混凝土束剪力墙轴压比限值

抗震等级	一级	二级、三级	四级
轴压比限值	0.5	0.55	0.6

注： 墙肢轴压比是指重力荷载代表值作用下墙肢承受的轴压力设计值与墙肢的全截面抗压强度设计值之比。

6.3.4 一字形钢管混凝土束剪力墙的设计应符合下列规定：

1 轴压比限值应比表 6.3.3 相应减少 0.1；

2 在设防烈度地震作用下，正截面承载力按截面“屈服承载力设计”；

3 一字墙的长细比 λ 可按式 (6.2.5-2) 计算，其不应大于 $80\sqrt{235/f_y}$ 。

【条文说明：本条参考《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 第 4.1.7 条，对房屋框架柱的限值，即《抗规》对二级框架柱的要求】

6.3.5 钢管混凝土束剪力墙中的钢管束壁板厚度不应小于 4mm，且应符合表 6.3.5 的规定：

表 6.3.5 钢管束壁板宽厚比限值

抗震等级	四级	二级、三级		一级
		轴压比 ≥ 0.3：边缘腔； 轴压比 ≥ 0.5 且墙肢截面长度 ≤ 1m：所有腔；	其他情况 或部位	
-----	≤ 60	≤ 50	≤ 60	≤ 50

注： 表中数值适用于 Q235，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

【说明：边缘腔是指钢管混凝土束墙肢最边缘的端部钢管。例如一字形墙体两端的两个钢管、L 形墙体端部

的两个钢管，T形墙体端部的三个钢管。 仅对L形、T形墙体的各个墙肢中墙肢截面长度不小于1m的墙肢加强，而非对所有墙肢】

6.3.6 钢管束腔与腔之间的喇叭形拼装焊缝的熔深应不小于3mm，焊缝质量等级不低于三级，且应满足下式要求：

$$\frac{A_{si}f_y + A_{ci}f_{ck}}{2H_i h_e} \leq f_f^w \quad (6.3.6)$$

式中：

A_{si} ——计算截面外侧钢截面的面积；

A_{ci} ——计算截面外侧混凝土截面的面积；

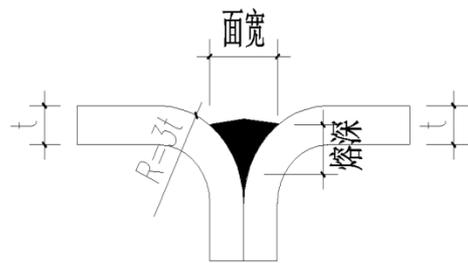
h_e ——焊缝计算高度；

H_i ——计算截面至反弯点之间的距离，可取计算截面以上三层层高。

【说明：对杭萧钢构前期研发阶段工艺试验实测和各个杭萧加盟合作方焊缝的实测，统计了不同板厚的上千条焊缝数据显示：在钢板弯角半径为3t的情况下，焊缝表面宽度与焊缝熔深有一定关系，对于厚度为4和5mm的钢板，焊缝面宽不小于板厚即可达到熔深不小于钢板厚度；对于厚度为6和8mm的钢板，焊缝面宽不小于板厚减去1mm即可达到熔深不小于钢板厚度，焊缝表面宽度可以作为检查指标之一。】



实际焊缝



焊缝示意图

6.3.7 钢管束上应尽量避免开设洞口，当无法避免时宜开圆形洞口，洞口宜设在墙肢长度方向的中间部位。

当洞口符合以下要求时，结构整体计算中可不考虑其影响：在整个墙肢的宽度和高度范围内，洞口边与墙肢两端的净距及洞口与洞口之间的净距不小于洞口的直径或最大边长；在每层层高范围内，洞口立面面积不大于墙肢立面面积的15%。

当墙上局部开设的单个洞口边长或直径不大于500mm时，可在洞口处用贴板或套管补强（图6.3.7），贴板、套管及其与钢管束的连接应经计算确定，其承载力设计值不小于削弱部分构件的竖向承载力设计值。孔口的尺寸和位置应避免形成不利于混凝土浇灌的较小空腔。

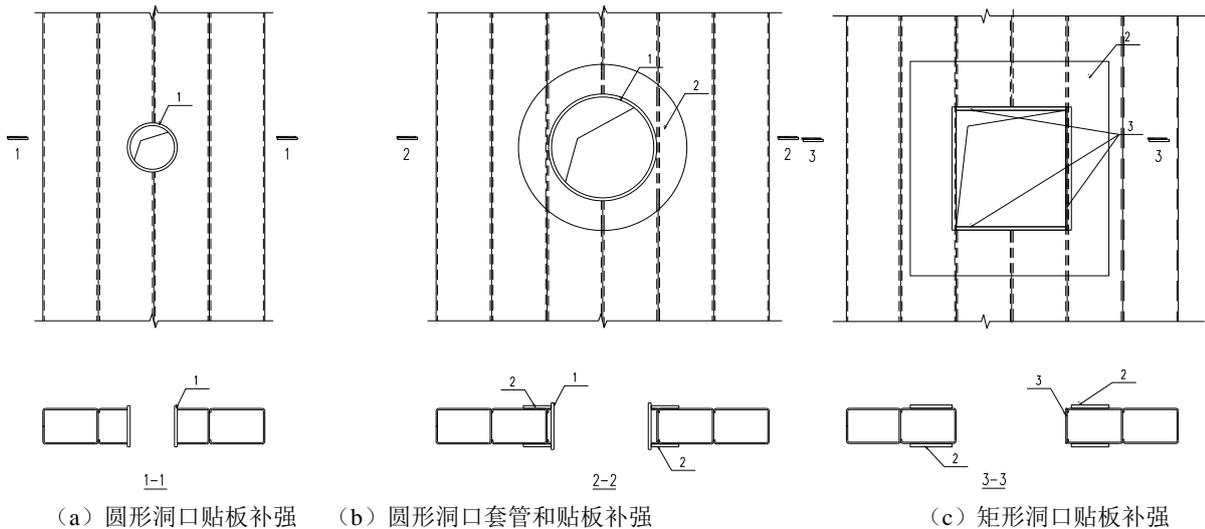


图 6.3.7 钢管束洞口补强

1——套管；2——贴板；3——封边板；

【说明：6.3.7 整体计算不考虑其影响的洞口要求参考了钢筋混凝土整体墙的开孔要求，之所以将开洞比例的计算基数设定为层高范围，是为了避免局部楼层开洞过于集中造成削弱严重的情况。】

6.3.8 钢连梁的设计应符合下列要求：

- 1 钢连梁的设计除应符合相关现行国家、行业标准对于钢梁的规定外，尚应符合本条规定。
- 2 钢连梁当满足式(6.3.8-1)的要求时，为剪切屈服型钢连梁，此时应满足本条 3~5 款的构造要求。

$$2M_p / a > 0.58A_w f_y \quad (6.3.8-1)$$

$$M_p = f_y W_p \quad (6.3.8-2)$$

式中：

A_w ——梁的腹板截面面积；

f_y ——钢材的屈服强度；式(6.3.8-1)中，取腹板厚度与钢材材质确定；式(6.3.8-2)中，取翼缘厚度与钢材材质确定；

M_p ——梁的全塑性抗弯承载力；

W_p ——梁的塑形截面模量；

a ——梁的净跨

3 剪切屈服型钢连梁的钢材屈服强度不应大于 345MPa，屈强比不应大于 0.8，且屈服强度波动范围不应大于 100MPa，其板件的宽厚比不大于表 6.3.8 的限值：

表 6.3.8 钢连梁的板件宽厚比限值

板件名称	宽厚比限值
翼缘外伸部分	8
腹板	90

注：表中数值适用于 Q235，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235 / f_y}$ 。

4 剪切屈服型钢连梁的腹板不得贴焊补强板，也不得开洞；

5 剪切屈服型钢连梁应按间距不大于 $(30t_w - h/5)$ 在其腹板上设置中间加劲肋。中间加劲肋应与梁腹板等高。当 $h \leq 640\text{mm}$ 时，可配置单侧加劲肋；当 $h > 640\text{mm}$ 时，应在两侧配置加劲肋。一侧加劲肋的宽度不应小于 $0.5b_f - t_w$ ，厚度不应小于 t_w 和 10mm 。

注： t_w 为梁腹板厚度， b_f 为梁翼缘宽度， h 为梁高。

7 节点设计

7.1 一般规定

7.1.1 钢管混凝土束组合结构中，钢构件及钢筋混凝土构件的连接设计应符合相关现行国家、行业标准的规定。钢管混凝土束剪力墙及钢连梁的连接设计尚应符合本章规定。

7.1.2 抗侧力构件连接的承载力设计值应不小于构件的承载力设计值，且连接的极限承载力应大于构件的塑性承载力。

7.1.3 焊缝应结合连接所在部位的重要性、焊缝形式、工作环境及应力状态等情况确定其质量等级。梁、柱的相关连接焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017、《钢结构焊接规范》GB50661的规定，对于高层建筑尚应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的规定。钢连梁与钢管混凝土束剪力墙的连接焊缝质量等级可参照钢框架梁与钢柱的连接焊缝确定。上下节钢管束壁板的拼接、墙脚处壁板与底板的连接，其焊缝应全熔透，焊缝质量等级为一级；焊缝的坡口形式和尺寸，宜根据板厚和施工条件按现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661的要求选用。

7.1.4 钢结构承重构件的螺栓连接，应采用高强度螺栓摩擦型连接。考虑罕遇地震时连接滑移，螺栓孔与孔壁接触，极限承载力按承压型连接计算。高强度螺栓连接受拉或受剪时的极限承载力，应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的规定进行计算。

7.2 钢管混凝土束剪力墙的拼接节点

7.2.1 单根矩形管、U型钢或单块钢板当长度不够时允许在组装成钢管束前进行工厂拼接，但同一钢管束中的相邻两根矩形管、U型钢或钢板的拼接接头位置宜错开不小于两倍墙厚。

【说明：7.2.1 若矩形管、U型钢组成钢管束后再拼接，内部竖隔板无法连接，形成截面削弱。因此要求工厂拼接时先对单根矩形管、U型钢进行拼接，再组装成钢管束。】

7.2.2 钢管束的对接接头不应设在错层处，且上下墙外壁之间的间距 S 不应大于 50mm。当接头上下墙厚相同时，可采用图 7.2.2-1 的方式，其中隔板厚度不宜小于下节钢管束壁厚+2mm，也不宜小于 16mm；当接头上下墙外壁之间的间距 S 符合 $0 < S \leq 25\text{mm}$ 时，可采用图 7.2.2-2 的方式，其中隔板厚度应满足式 (7.2.2) 的要求；当接头上下墙外壁之间的间距 S 符合 $25 < S \leq 50\text{mm}$ 时，可采用图 7.2.2-3 的方式，其中隔板厚度不宜小于下节钢管束壁厚+2mm，也不宜小于 16mm，支承板厚度应满足每延米范围内其抗拉承载力设计值不小于钢管束抗拉承载力设计值的 1/2，也不应小于 8mm。对接接头上下，应在竖隔板对应位置于钢管束壁板外侧贴板加强，并应符合 7.2.3 条的要求。

$$t \geq S - t_1 + t_2, \text{ 且不小于 } 16\text{mm} \quad (7.2.2)$$

式中:

- t ——隔板厚度;
- S ——接头上下墙外壁之间的间距;
- t_1 ——接头上方钢管束壁板厚度;
- t_2 ——接头下方钢管束壁板厚度;

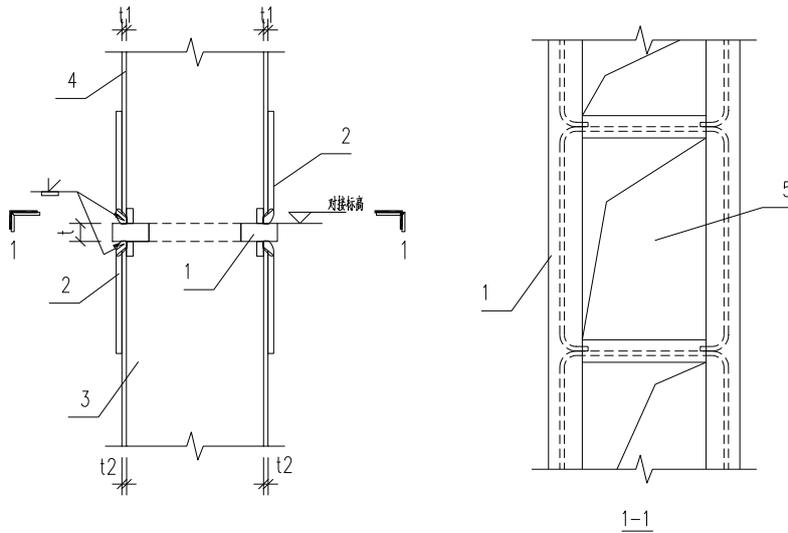


图 7.2.2-1 钢管束对接做法 ($S=0$)

- 1——端板; 2——竖隔板处贴板; 3——下节钢管束; 4——上节钢管束; 5——灌浆孔;

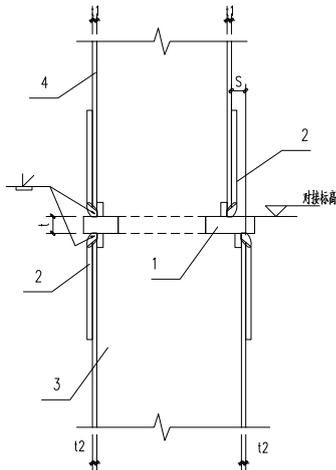


图 7.2.2-2 钢管束对接做法
($0 < S \leq 25\text{mm}$)

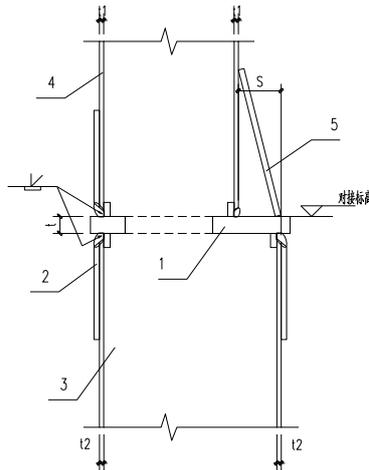


图 7.2.2-3 钢管束对接做法
($25 < S \leq 50\text{mm}$)

- 1——端板; 2——竖隔板处贴板; 3——下节钢管束; 4——上节钢管束; 5——通长支承板;

7.2.3 钢管束壁板外侧贴板应符合下列要求: 贴板应在墙两侧对称设置; 上下钢管束内部竖隔板宜对齐并与贴板对中; 当上下钢管束内部竖隔板间距不同而无法对齐时, 若错开较多, 外侧的贴板可各自独立设置,

并与贴板对中，若错开较少，可合并设置（图 7.2.3）。

贴板与上下钢管束的搭接长度 L 分别不小于墙厚，且 $L \geq 2b_2$ ， $L \geq b_1 + b_2$ 。单侧贴板及其与钢管束壁板的搭接角焊缝的承载力设计值应不小于竖隔板抗拉承载力设计值的 1/2，其承载力极限值尚应不小于竖隔板抗拉屈服承载力的 1/2 乘以连接系数，当贴板材质为 Q235 或 Q345 时，连接系数分别取 1.25 或 1.2。贴板与端板应采用全熔透焊缝，焊缝质量等级为一级。

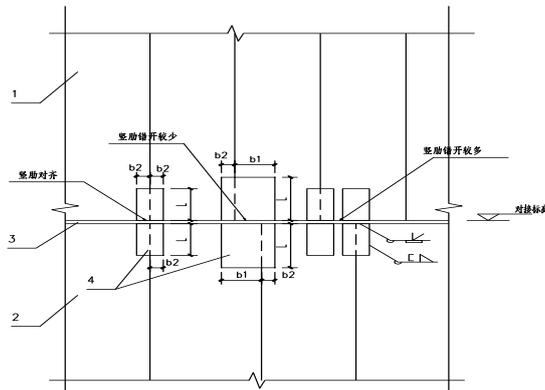


图 7.2.3 钢管束对接处的贴板加强做法

1——上节钢管束；2——下节钢管束；3——端板；4——贴板；

7.2.4 钢管混凝土束剪力墙的现场拼接处，也可在顶板位置放置两根钢筋进行补强。钢筋抗拉承载能力之和与隔板抗拉承载力相等。钢筋长度取受拉钢筋基本锚固长度的 2 倍。

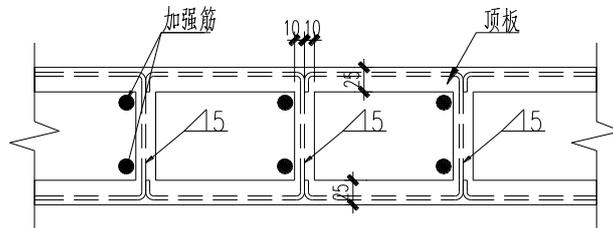


图 7.2.4 钢管混凝土束剪力墙的现场拼接加强方式

【说明：采用 7.2.3 条贴板加强有困难时，也可采用本条插筋补强。】

7.3 钢管混凝土束剪力墙的墙脚节点

7.3.1 钢管混凝土束剪力墙与基础的连接，应保证连接的抗弯承载力设计值不小于构件的抗弯承载力设计值。若无地下室或嵌固端以下仅有一层地下室，连接的极限抗弯承载力尚应大于构件的塑性抗弯承载力。

【说明：7.3.1 本条基于第 7.1.2 条的规定，认为无地下室或仅有一层地下室时，强震作用下墙底可能会出现塑性铰，需按构件的塑性抗弯承载力验算连接的极限抗弯承载力；其余情况考虑到为了保证墙脚连接的刚度，规定按照构件的抗弯承载力设计值验算连接的抗弯承载力设计值。】

7.3.2 钢管混凝土束剪力墙与基础连接处，可将钢管束分离为中间钢筋和端部型钢并锚入基础（图 7.3.2）。

当剪力墙墙体厚度小于 180mm 时，应采用 1-1 节点形式；当剪力墙墙体厚度不小于 180mm 时，应采用 2-2 节点形式。并应符合以下规定：

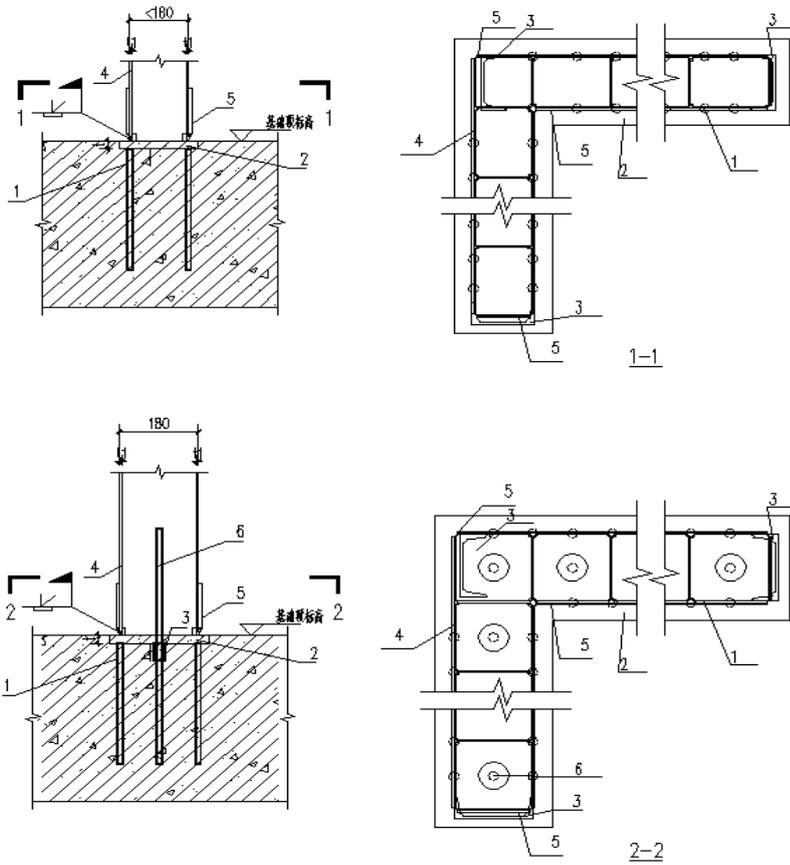


图 7.3.2 墙脚节点

1——分离钢筋；2——底板；3——端部型钢；4——钢管束；5——通长贴板；6——插筋；

1 当按构件的承载力设计值验算连接的承载力设计值时，按下式验算：

$$f_r A_r + \text{型钢承载力} \geq f A_{sln} \quad (7.3.2-1)$$

式中：

f_r ——分离钢筋、插筋的抗拉强度设计值；

f ——钢管束的抗拉强度设计值；

A_r ——分离钢筋、插筋的截面面积和；

A_{sln} ——钢管束的净截面面积；

2 当按构件的塑性承载力验算连接的极限承载力时，按下式验算：

$$f_{ur} A_r + \text{型钢承载力} \geq 1.2 f_y A_{s1} \quad (7.3.2-2)$$

式中：

f_{wr} ——分离钢筋、插筋的极限抗拉强度；

f_y ——钢管束的抗拉强度标准值；

A_{s1} ——钢管束的毛截面面积；

3 基础混凝土的局部承压承载力，按下式验算：

$$0.85\beta_L f_{cj} A_L \geq N_{u1} \quad (7.3.2-3)$$

式中：

β_L ——混凝土局部受压强度提高系数，取 1.732；

A_L ——混凝土局部受压面积，取钢管混凝土束单个腔长度与底板宽度的乘积；

f_{cj} ——基础混凝土抗压强度设计值；

N_{u1} ——钢管混凝土束单个腔的抗压承载力设计值；

4 墙体剪力可由底板与混凝土间的摩擦传递，摩擦系数可取为 0.4。当剪力大于摩擦力时，可由抗剪钢板或型钢传递，并按下式验算：

$$\frac{1}{\gamma} f_{vp} A_p \geq V - 0.4N \quad (7.3.2-8)$$

式中：

A_p ——抗剪钢板、型钢的截面面积；

f_{vp} ——抗剪钢板、型钢的抗剪承载力设计值；

V ——经 5.2.2 条调整后的墙底剪力设计值；

N ——与剪力设计值 V 同一荷载组合下的墙底轴力设计值，当轴力为拉力时取 $N=0$ ；

5 构造要求：

- 1) 分离钢筋、插筋宜采用 HRB400 钢筋，不应采用冷加工钢筋；钢筋直径宜为 18~28mm，钢筋的间距不应小于 3d，且应利于基础顶部钢筋避开。分离钢筋中心宜与钢管束壁板对齐。
- 2) 底板宜采用 Q235、Q345 级钢，底板边缘至墙体边缘不小于 2d，底板厚度宜大于 $c/8$ (c 为分离钢筋沿墙长方向的最大间距)，且不宜小于钢筋直径 d 。
- 3) 分离钢筋与底板应采用 T 形焊接，当分离钢筋直径不大于 20mm 时宜采用压力埋弧焊；当分离钢筋

直径大于 20mm 时宜采用穿孔塞焊，并在底板底部与钢筋围焊。插筋锚入钢管混凝土束剪力墙内的长度不小于 40d。焊缝的强度设计值应不小于钢筋的强度。

4) 抗剪钢板或型钢埋入基础内的深度不小于 150mm，抗剪钢板不应切断基础上层水平钢筋。

5) 钢管束与底板连接处，应于四周外侧贴板加强，贴板厚度不小于钢管束壁板厚度和 8mm，贴板高度不小于 $1.3b$ ， b 为墙肢厚度。贴板与钢管束壁板采用塞焊连成整体，塞焊的孔径、中心间距、焊缝高度除应符合《钢结构焊接规范》GB50661 的构造要求外，其中心间距尚不应大于贴板厚度的 $21\sqrt{235/f_y}$ 倍。

【条文说明：7.3.2 计算假定为：在轴力 N 作用下，当墙肢达到抗弯承载力时，受拉区钢管束壁板达到屈服强度，产生的拉力由壁板下方均匀设置的分离钢筋和型钢承受；受压区钢管束壁板达到屈服强度，钢管束内混凝土达到抗压强度标准值，产生的压力由基础混凝土承受。因此钢管束壁板下方均匀设置的分离钢筋应满足式 (7.3.2-1) 或式 (7.3.2-2) 的要求。墙肢受压区下方的基础混凝土的局部承压承载力应满足式 (7.3.2-3) 的要求，式 (7.3.2-3) 按不配间接钢筋的情况参照《混凝土结构设计规范》D.5.1 条确定。】

7.4 钢梁与钢管混凝土束剪力墙的连接节点

7.4.1 钢梁与钢管混凝土束剪力墙的刚接连接，应保证连接的抗弯承载力设计值不小于构件的抗弯承载力设计值；连接的极限抗弯承载力尚应大于构件的塑性抗弯承载力。

【条文说明：7.4.1 本条基于第 7.1.2 条的规定，认为强震作用下梁端可能会出现塑性铰，除按照构件的抗弯承载力设计值验算连接的抗弯承载力设计值外，尚需按构件的塑形抗弯承载力验算连接的极限抗弯承载力。】

7.4.2 钢梁与钢管混凝土束剪力墙的刚接连接，可采用侧板式刚接或端板式刚接两种形式。

7.4.3 当钢梁与钢管混凝土束剪力墙的刚接连接采用侧板式刚接的形式时（图 7.4.3），钢管混凝土束剪力墙上宜设置牛腿，牛腿与钢管束工厂焊接连接，钢梁与牛腿现场对接。钢梁与牛腿现场对接连接的承载力应按相关现行国家、行业标准进行设计，牛腿与钢管束的连接应符合以下规定：

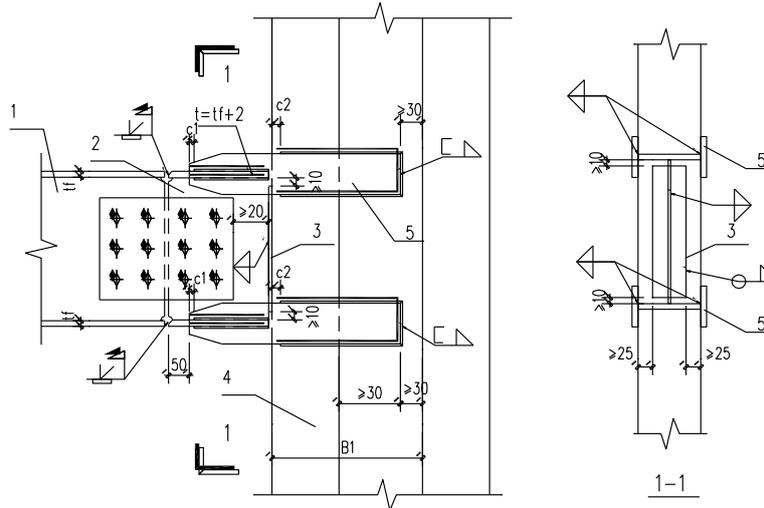


图 7.4.3 梁墙侧板式刚接节点

1——钢梁；2——牛腿；3——牛腿端板；4——钢管束；
5——翼缘连接板；

1) 当按构件的承载力设计值验算连接的承载力设计值时，按下式验算：

1) 翼缘连接板承载力

$$2A_d f_d \geq N_f \quad (7.4.3-1)$$

其中：

$$N_f = M_e / h_b \quad (7.4.3-2)$$

式中：

- A_d ——单块翼缘连接板的截面面积；
- f_d ——翼缘连接板的抗拉承载力设计值；
- N_f ——钢梁达到抗弯承载力设计值时，翼缘连接板的轴力；
- M_e ——钢梁抗弯承载力设计值；
- h_b ——钢梁上下翼缘中心的距离；

2) 翼缘连接板与牛腿翼缘之间角焊缝的承载力

$$4h_{e1} L_1 f_{f1}^w \geq N_f \quad (7.4.3-3)$$

式中：

- h_{e1} ——翼缘连接板与牛腿翼缘之间角焊缝的计算厚度；
 - L_1 ——翼缘连接板与牛腿翼缘之间每条角焊缝的计算长度；
 - f_{f1}^w ——翼缘连接板与牛腿翼缘之间角焊缝的抗剪承载力设计值；
- 3) 翼缘连接板与钢管束之间角焊缝的承载力

$$4h_{e2}L_2f_{f2}^w + 2*1.22 h_{e2}h_d f_{f2}^w \geq N_f \quad (7.4.3-4)$$

式中：

h_{e2} ——翼缘连接板与钢管束之间角焊缝的计算厚度；

L_2 ——翼缘连接板与钢管束之间每条侧面角焊缝的计算长度；

h_d ——翼缘连接板与钢管束之间每条端面角焊缝的计算长度，即翼缘连接板的宽度；

f_{f2}^w ——翼缘连接板与钢管束之间角焊缝的抗剪承载力设计值；

4) 弯矩作用下钢管束壁板的承载力

$$4t_s L_2 f_v + 2 t_s h_d f \geq N_f \quad (7.4.3-5)$$

式中：

t_s ——钢管束壁板厚度；

f_v ——钢管束钢板抗剪强度设计值；

f ——钢管束钢板抗拉强度设计值；

5) 牛腿腹板与牛腿端板之间角焊缝的承载力

$$2h_{e3}L_3f_{f3}^w \geq V \quad (7.4.3-6)$$

式中：

h_{e3} ——牛腿腹板与牛腿端板之间角焊缝的计算厚度；

L_3 ——牛腿腹板与牛腿端板之间每条角焊缝的计算长度；

f_{f3}^w ——牛腿腹板与牛腿端板之间角焊缝的抗剪承载力设计值；

V ——梁端剪力设计值，且不小于梁抗剪承载力设计值的 1/2；

6) 牛腿端板与钢管束之间角焊缝的承载力

$$2h_{e4}L_4f_{f4}^w + 2*1.22 h_{e4}b_n f_{f4}^w \geq V \quad (7.4.3-7)$$

式中：

h_{e4} ——牛腿端板与钢管束之间角焊缝的计算厚度；

L_4 ——牛腿端板与钢管束之间每条侧面角焊缝的计算长度；

f_{f4}^w ——牛腿端板与钢管束之间角焊缝的抗剪承载力设计值；

b_n ——牛腿端板的宽度；

7) 剪力作用下钢管束壁板的承载力

$$2t_s L_4 f_v + 2t_s b_n f \geq V \quad (7.4.3-8)$$

2 当按构件的屈服承载力验算连接的极限承载力时，按下式验算：

1) 翼缘连接板承载力

$$2A_d f_{du} \geq N_{fp} \quad (7.4.3-9)$$

其中:

$$N_{fp} = \eta_j M_p / h_b \quad (7.4.3-10)$$

式中:

- f_{du} ——翼缘连接板的抗拉强度最小值;
 N_{fp} ——钢梁达到全塑性抗弯承载力时, 翼缘连接板的轴力;
 M_p ——钢梁全塑性抗弯承载力;
 η_j ——连接系数, 当钢梁材质为 Q235 时, 取 1.4; 当钢梁材质为 Q345 时, 取 1.3;

2) 翼缘连接板与牛腿翼缘之间角焊缝的承载力

$$4h_{e1} L_1 (0.58f_{u1}) \geq N_{fp} \quad (7.4.3-11)$$

式中:

- f_{u1} ——翼缘连接板钢材的抗拉强度最小值或牛腿翼缘钢材的抗拉强度最小值, 取较小者;

3) 翼缘连接板与钢管束之间角焊缝的承载力

$$4h_{e2} L_2 (0.58f_{u2}) + 2 * 1.22 h_{e2} h_d (0.58f_{u2}) \geq N_{fp} \quad (7.4.3-12)$$

式中:

- f_{u2} ——翼缘连接板钢材的抗拉强度最小值或钢管束壁板钢材的抗拉强度最小值, 取较小者;

4) 钢管束壁板的承载力

$$4t_s L_2 (0.58f_u) + 2 t_s h_d f_u \geq N_{fp} \quad (7.4.3-13)$$

式中:

- f_u ——钢管束壁板钢材的抗拉强度最小值;

5) 牛腿腹板与牛腿端板之间角焊缝的承载力

$$2h_{e3} L_3 (0.58f_{u3}) \geq V_p \quad (7.4.3-14)$$

其中:

$$V_p = 1.2(2M_p / L_n) + V_{Gb} \text{ 或 } V_p = 1.2(0.58A_w f_y) \text{ 取较小值} \quad (7.4.3-15)$$

式中:

- f_{u3} ——牛腿腹板钢材的抗拉强度最小值或牛腿端板钢材的抗拉强度最小值, 取较小者;

- V_p ——梁端抗弯屈服或抗剪屈服时的剪力；
- L_n ——梁净跨；
- V_{Gb} ——在重力荷载代表值（9度时高层建筑尚应包括竖向地震作用标准值）作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；
- A_w ——梁腹板截面面积；
- f_y ——梁腹板钢材的屈服强度；

6) 牛腿端板与钢管束之间角焊缝的承载力

$$2h_{e4}L_4(0.58f_{u4}) + 2 \times 1.22 h_{e4}b_n(0.58f_{u4}) \geq V_p \quad (7.4.3-16)$$

式中：

- f_{u4} ——牛腿端板钢材的抗拉强度最小值或钢管束壁板钢材的抗拉强度最小值，取较小者；

7) 剪力作用下钢管束壁板的承载力

$$2t_sL_4(0.58f_u) + t_s b_n f_u \geq V_p \quad (7.4.3-17)$$

3 构造要求：

- 1) 钢梁翼缘的宽度不宜大于钢管混凝土束剪力墙厚度；
- 2) 牛腿翼缘厚度 t_f 宜比钢梁翼缘厚度大 2mm；牛腿腹板与钢梁腹板厚度相同；牛腿端部与翼缘连接板端部距离宜为 50mm。
- 3) 牛腿端板厚度宜比钢梁腹板厚度大 2mm，其宽度宜至少比墙体厚度小 50mm，其高度宜比牛腿腹板高度至少小 20mm。
- 4) 翼缘连接板厚度不宜大于墙体钢板厚度 3.5 倍；其宽度不宜大于 150mm，不应小于 80mm；其与墙体的搭接长度应不小于紧邻墙体边缘的一个腔的长度+30mm，不大于紧邻墙体边缘的三个腔的长度。其在墙体上的端部与墙体喇叭形拼接焊缝中心线的距离应不小于 30mm。翼缘连接板中心线宜与牛腿翼缘中心线对齐。
- 5) 焊缝：牛腿翼缘与翼缘连接板采用双面角焊缝连接，焊缝长度不宜大于 250mm；焊缝应在搭接翼缘连接板的外边缘处提前终止，间距 c_1 不小于焊角高度。翼缘连接板与墙体钢板采用三面围焊角焊缝连接，焊缝应在墙体边缘提前终止，间距 c_2 为 15mm。牛腿腹板与牛腿端板采用双面角焊缝连接。牛腿端板与墙体钢板采用周围角焊缝连接，角焊缝尺寸不应大于牛腿端板厚度。墙体钢板上的连接角焊缝尺寸不应大于 $1.5t_{\min}$ ， t_{\min} 较小钢板厚度。上述焊缝外观质量等级均不低于二级。

【说明：7.3.3 V_p 的计算参照《建筑抗震设计规范》8.2.8 条，同时根据钢连梁的设计要求，可能发生梁端剪切屈服先于弯曲屈服的情况，因此在《建筑抗震设计规范》8.2.8 条的基础上增加了剪切屈服控制的梁端

【受剪承载力的计算。】

7.4.4 当钢梁与钢管混凝土束剪力墙的刚接连接采用端板式刚接的形式时（图 7.4.4），钢梁与端板连接的承载力应按相关现行国家、行业标准进行设计，端板及翼缘连接板与钢管束的连接应符合以下规定：

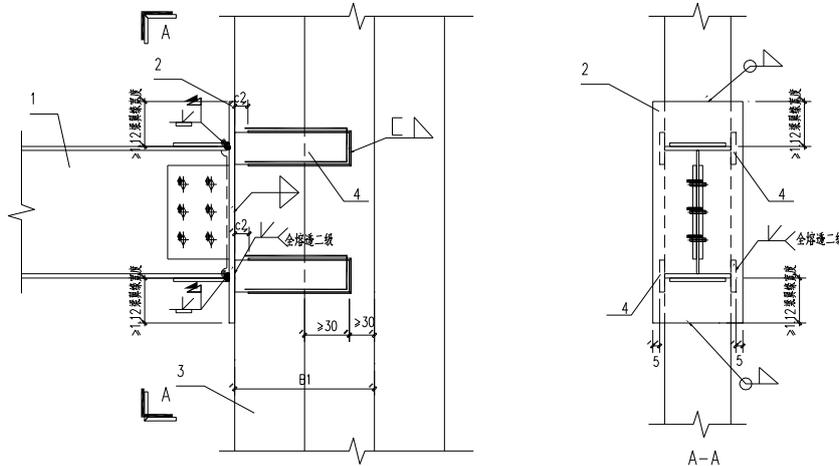


图 7.4.4 梁墙端板式刚接节点

1——钢梁；2——端板；3——钢管束；
4——翼缘连接板；

1 当按构件的承载力设计值验算连接的承载力设计值时，按下式验算：

1) 端板的承载力

$$t_p \geq \psi \sqrt{\frac{A_r f_b}{f_p}} \quad (7.4.4-1)$$

其中：

$$\psi = \sqrt{\frac{1 + \xi / \tau}{2\sqrt{2} + 2\xi + 1 / \xi}} \leq 0.63 \quad (7.4.4-2)$$

$$\tau = \frac{t_{fb}}{t_{wb}} \quad (7.4.4-3)$$

$$\xi = \frac{h_w}{2b_f} \quad (7.4.4-4)$$

式中：

- t_p ——端板厚度；
- t_{fb} ——钢梁翼缘厚度；
- t_{wb} ——钢梁腹板厚度；
- h_w ——钢梁腹板高度；

- b_f ——钢梁翼缘宽度；
 A_f ——钢梁翼缘截面面积；
 f_b ——钢梁翼缘钢材的抗拉强度设计值；
 f_p ——端板钢材的抗拉强度设计值；

2) 端板与钢管束之间角焊缝的承载力

$$2h_e L f_f^w + 2 * 1.22 h_e b_p f_f^w \geq V \quad (7.4.4-5)$$

式中：

- h_e ——端板与钢管束之间角焊缝的计算厚度；
 L ——端板与钢管束之间每条侧面角焊缝的计算长度，应考虑翼缘连接板高度范围内端板与钢管束之间可能无法施焊的影响；
 f_f^w ——端板与钢管束之间角焊缝的抗剪承载力设计值；
 b_p ——端板与钢管束之间每条端面角焊缝的计算长度；
 V ——梁端剪力设计值，且不小于梁抗剪承载力设计值的 1/2；

3) 翼缘连接板及其与钢管束之间角焊缝的承载力、弯矩和剪力作用下钢管束壁板的承载力按第 7.4.3 条 1 款进行计算。

2 当按构件的屈服承载力验算连接的极限承载力时，按下式验算：

1) 端板的承载力

$$t_p \geq \psi \sqrt{\frac{3\eta_j A_f f_{yb}}{2f_{yp} + f_{up}}} \quad (7.4.4-6)$$

式中：

- f_{yb} ——钢梁翼缘钢材的屈服强度；
 f_{yp} ——端板钢材的屈服强度；
 f_{up} ——端板钢材的抗拉强度最小值；
 η_j ——连接系数，当钢梁材质为 Q235 时，取 1.4；当钢梁材质为 Q345 时，取 1.3；

2) 端板与钢管束之间角焊缝的承载力

$$2h_e L (0.58 f_{up}) + 2 * 1.22 h_e b_p (0.58 f_{up}) \geq V_p \quad (7.4.4-7)$$

其中：

$$V_p = 1.2 (2M_p / L_n) + V_{Gb} \text{ 或 } V_p = 1.2 (0.58 A_w f_y) \text{ 取较小值} \quad (7.4.4-8)$$

式中：

- V_p ——梁端抗弯屈服或抗剪屈服时的剪力；

L_n ——梁净跨；

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

A_w ——梁腹板截面面积；

f_y ——梁腹板钢材的屈服强度；

3) 翼缘连接板及其与钢管束之间角焊缝的承载力、弯矩和剪力作用下钢管束壁板的承载力按第 7.4.3 条 2 款进行计算。

3 构造要求：

1) 翼缘连接板：其厚度不宜大于墙体钢板厚度 3.5 倍；其宽度宜为钢梁翼缘厚度加 5 倍的端部厚度，且不小于 100mm；其长度应不小于紧邻墙体边缘的一个钢管长度+30mm，不大于紧邻墙体边缘的三个钢管长度。其在墙体上的端部与墙体喇叭形拼接焊缝中心线的距离应不小于 30mm。翼缘连接板中心线宜与钢梁翼缘中心线宜对齐。

2) 端板：其应从钢梁上、下翼缘外表面向外伸出各不小于 $1.12b_f$ ， b_f 为钢梁翼缘宽度。其宽度不小于 2 倍翼缘连接板厚度、墙体厚度与 10mm 之和。端板在与钢梁翼缘连接部位上、下各 3 倍厚度范围内应进行探伤，不应有夹渣、分层等缺陷。

3) 焊缝：端板与翼缘连接板采用坡口熔透焊缝连接；端板与墙体钢板采用角焊缝进行围焊，焊脚尺寸不应大于 $1.5t_{min}$ ， t_{min} 为较小钢板厚度；翼缘连接板与墙体钢板采用三面围焊角焊缝连接，焊缝应在墙体边缘提前终止，间距 c_2 为 15mm。上述熔透焊缝质量等级不低于二级，角焊缝外观质量等级不低于二级。

4) 抗震设计时，应在钢梁上增加盖板，保证框架梁塑性铰外移。

7.4.5 当钢梁与钢管混凝土束剪力墙铰接时，可采用 L 形或 T 形连接件形式连接（图 7.4.5），梁腹板与连接件连接的承载力应按相关现行国家、行业标准进行设计，连接件与钢管束连接的承载力可参照第 7.4.3 条第 1 款第 5)、6)、7) 项进行。

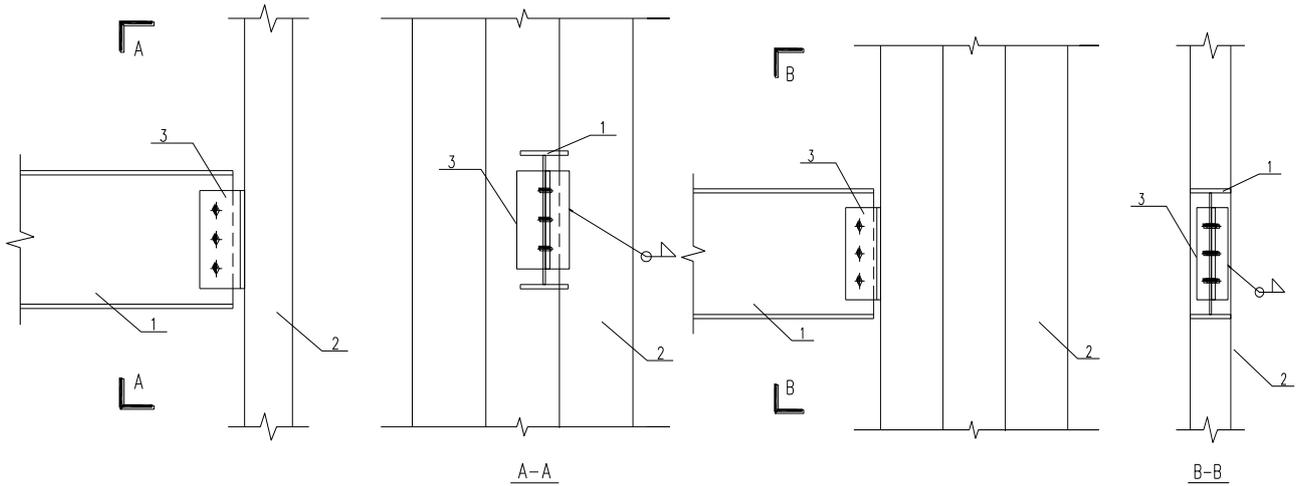


图 7.4.5 梁墙铰接节点

1——钢梁；2——钢管束；3——连接件；

7.4.6 侧板式刚接和端板式刚接在墙顶的做法如图 7.4.6，相关设计要求除应符合第 7.4.3 条、7.4.4 条的规定外，尚应符合下列规定：

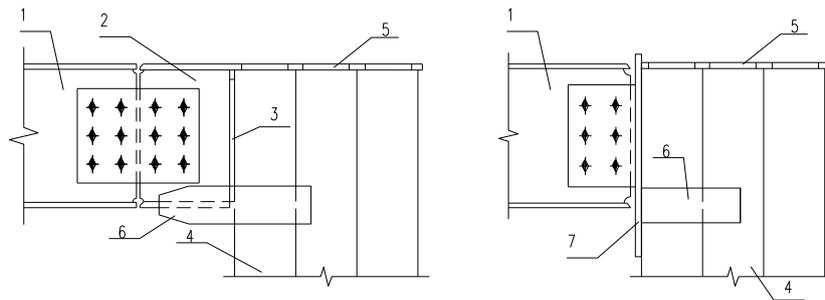


图 7.4.6 墙顶处梁墙刚接节点

1——钢梁；2——牛腿；3——牛腿端板；4——钢管束；

5——顶板；6——梁翼缘连接板；7——端板；

在有效传力长度范围内，顶板的净截面抗拉承载力应不小于梁翼缘截面的抗拉承载力；在有效传力长度范围外，顶板厚度可取钢管束壁板厚度+2mm，且不小于 16mm。有效传力长度按下式确定：

1 当按构件的承载力设计值验算连接的承载力设计值时：

$$2t_s L_w f_v \geq N_f \quad (7.4.6-1)$$

式中：

L_w ——有效传力长度；

t_s ——钢管束壁板厚度；

f_v ——钢管束壁板钢材抗剪强度设计值；

N_f 按照 (7.4.3-2) 式计算

2 当按构件的屈服承载力验算连接的极限承载力时:

$$2t_s L_w (0.58f_u) \geq N_{fp} \quad (7.4.6-2)$$

式中:

f_u ——钢管束壁板钢材抗拉强度最小值;

N_{fp} 按照 (7.4.3-10) 式计算

7.4.7 当梁与墙的连接采用本标准 7.4 节所述的侧板式或端板式刚接节点时, 不宜在 L 型剪力墙的转角处设置两个方向的刚接梁。必须在 L 型剪力墙的转角处设置两个方向的刚接梁时, 可在梁翼缘对应处设置一定长度的水平贯通隔板 (图 7.4.7a), 隔板在灌浆孔中心处的净截面抗拉承载力不应小于梁翼缘截面的抗拉承载力, 隔板长度应参照式 (7.4.6-1) 和式 (7.4.6-2) 并考虑实际的焊缝数量计算确定; 若墙厚较小, 不具备设置水平隔板的条件, 可在 L 型剪力墙的转角处增设钢管混凝土柱, 并在梁翼缘对应处设置水平贯通隔板或内隔板 (图 7.4.7b)。

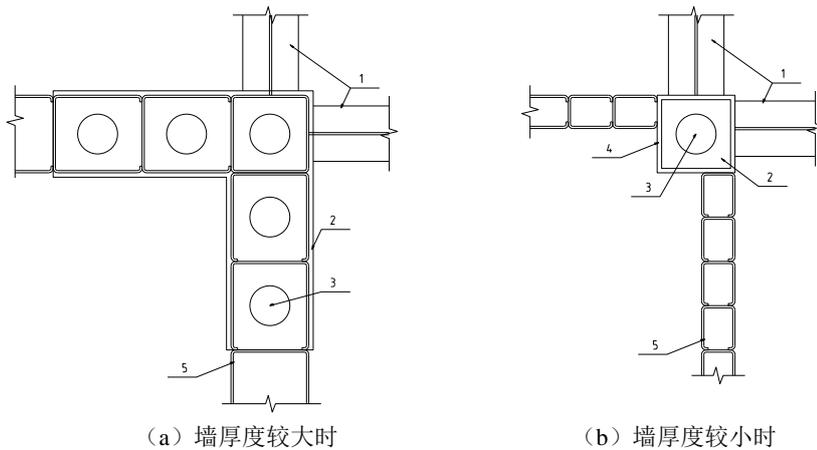


图 7.4.7 L 形墙转角处两方向刚接梁形式

1——刚接梁; 2——水平隔板; 3——灌浆孔;

4——钢管混凝土柱; 5——钢管束;

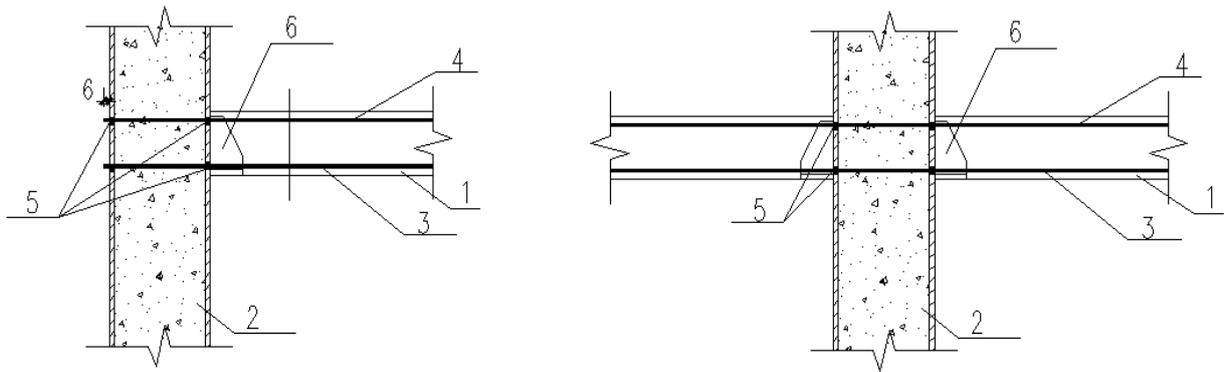
【说明: 当梁与墙的连接采用侧板式或端板式节点时, L 型剪力墙的转角处若设置两个方向的刚接梁会导致节点处理复杂, 应尽量避免。若必须设置两个方向的刚接梁, 宜设置水平隔板传递梁翼缘拉压力。】

7.4.8 当钢梁与厚度不小于 300mm 的钢管混凝土束剪力墙的刚接时, 应以钢梁与钢管混凝土柱连接的形式, 将钢梁与钢管束边缘腔体进行连接。

7.5 楼板与钢管混凝土束剪力墙的连接节点

7.5.1 钢管混凝土束剪力墙作为现浇楼板边支座时，应按简支边考虑楼板的计算边界条件。

7.5.2 现浇钢筋混凝土楼板或钢筋桁架组合楼板与钢管混凝土束剪力墙的连接做法如图 7.5.2，并符合下列规定：



(a) 钢管混凝土束剪力墙作为楼板边支座 (b) 钢管混凝土束剪力墙作为楼板中间支座

图 7.5.2 现浇楼板与墙连接节点

1——现浇楼板；2——钢管混凝土束剪力墙；3——下层支座钢筋；
4——上层支座钢筋；5——钢管束上预开孔；6——T 型抗剪件；

1 下层支座钢筋的配筋量不小于楼板同方向跨中下层钢筋的计算配筋量，钢筋强度等级相同。下层支座钢筋宜伸过墙体厚度，非受力要求时，其深入楼板内长度不小于 $25d$ 且不应小于 200mm ， d 为钢筋直径。

【说明：通常情况下楼板的下层支座钢筋均为非受力钢筋并处于受压状态，但应采取防止楼板开裂。楼板混凝土强度为 C30，钢筋为 HRB400 级，基本锚固长度为 $35d$ 且不小于 200mm ，受压时为基本锚固长度的 0.7 倍，即 $24.5d$ ，取为 $25d$ 且。宜应采用直径为 10 或 12 的钢筋穿过墙肢厚度，伸入楼板内的长度为 250 或 300mm 。）

2 钢管混凝土束剪力墙作为楼板边支座时[图 7.5.1 (a)]，上层支座钢筋直径不宜小于 8mm ，间距不宜大于 200mm ，且宜伸过墙体厚度。采用分离式配筋时，上层支座钢筋伸入楼板内长度宜为 $35d$ 和不少于 $L/4$ (L 为双向板短边方向的计算跨度或单向板受力方向的计算跨度)，并应长、短钢筋间隔布置。

【说明：钢管混凝土束剪力墙作为现浇楼板边支座时，应按简支边计算楼板，上层支座钢筋也为非受力钢筋。考虑到施工方便和楼板抗裂缝要求，采用两种长度伸入楼板内，并长、短间隔布置，以利于施工。）

3 墙作为楼板中间支座时[图 7.5.1 (b)]，上层支座钢筋的配筋量应按连续板中间支座处的负弯矩计算确定。墙两侧上层支座钢筋应连续。当采用分离式配筋时，上层支座钢筋伸入楼板内的长度应根据负弯矩图确定，并满足钢筋的锚固要求；当采用钢筋桁架楼承板时，沿钢筋桁架方向的上层支座钢筋可与钢筋桁

架面筋搭接。

4 支座处应设置 T 形抗剪件，其高度不宜小于楼板厚度的 $\frac{2}{3}$ ，其宽度不应小于 35mm，当支承钢筋桁架楼承板时，其宽度不应小于桁架下弦钢筋直径的 5 倍及 50mm。抗剪件腹板间距不宜大于 600mm。

8 防护设计

8.1 防腐保护设计

8.1.1 钢管混凝土束组合构件的防腐设计和施工应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017、《色漆和清漆 防护体系对钢结构的防腐蚀保护》GB/T30790 和《钢结构工程施工规范》GB50755 的有关规定。

8.1.2 在钢结构设计文件中应注明防腐蚀方案，并注明使用单位在使用过程中对钢结构防腐蚀进行定期检查和维修的要求，建议制订防腐蚀维护计划。

【说明：钢结构标准 18.2.7 条。】

8.1.3 钢材表面原始锈蚀等级和钢材除锈等级标准应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定》GB/T 8923 的规定。

1 表面原始锈蚀等级为 D 级的钢材不应用作结构钢；

2 喷砂或抛丸用的磨料等表面处理材料应符合防腐蚀产品对表面清洁度和粗糙度的要求，并符合环保要求。

【说明：《钢结构设计标准》GB50017 第 18.2.5 条】

8.1.4 钢管混凝土束组合结构民用建筑的腐蚀性等级可按表 8.2.4 确定。

表 8.1.4 大气腐蚀腐蚀性等级和典型环境环境示例

腐蚀性等级	低碳钢的单位面积质量 损失/厚度损失 (经过第一年暴露后)		温和气候下典型的环境示例	
	质量损失	厚度损失 um	外部	内部
C1 很低	≤10	≤1.3	-----	清洁大气环境下的保温建筑物，例如办公室、商店、学校、旅馆
C2 低	>10 且 ≤200	>1.3 且 ≤25	低污染水平的大气，大多数乡村地区	可能发生凝露的不保温建筑物，例如参考、体育馆
C3 中等	>200 且 ≤400	>25 且 ≤50	城市和工业大气，中度二氧化硫污染，低盐度的沿海地区	高湿度和存在一定空气污染的生产场所，例如食品加工厂、酿酒厂、牛奶场
C4 高	>400 且 ≤650	>50 且 ≤80	工业区和盐度的沿海地区	化工厂、游泳池、沿海船舶和造船厂

注：原则上在腐蚀性等级 C1 下的构件不需要防腐蚀保护。但如用于腐蚀性等级 C1 下的钢构件未进行涂装，且运输、临时贮存或安装过程中长期处于暴露条件下，腐蚀就会发生。因此，C1 等级宜按 C2 等级进行防腐蚀设计。

8.1.5 防腐蚀设计文件应提出表面处理的质量要求，并对表面除锈等级和表面粗糙度作出明确规定。除锈等级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》GB8923 的有关规定外，除锈等级不应低于 Sa2.5。

8.1.6 钢管混凝土束组合结构防腐蚀设计宜采用防腐蚀涂料，特殊情况下可采用阴极保护措施或耐候钢。

8.1.7 在有机富锌或无机富锌底涂料上，宜采用环氧云铁或环氧铁红的涂料。腐蚀性等级不小于四级时，室外构件的底涂料中金属锌的含量不小于 70%。

8.1.8 卫生间、开水房、厨房等经常用水房间内的钢管混凝土束剪力墙墙面除按防腐蚀设计进行防腐蚀外，墙面应设置厚度不小于 30mm 的水泥砂浆进行防护。卫生间和开水房墙面的水泥砂浆表面宜按建筑设计要求设置防水层，并应在楼层墙脚部分设置混凝土楼板翻边，翻边高度不小于 100mm。

【说明：《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046 的 4.2.5 条中、弱腐蚀条件下，钢筋混凝土墙体构件钢筋混凝土最小保护层最小厚度为 30mm。卫生间、厨房等部位即使更换业主，通常也不再进行二次装修，为进一步提高此处防腐蚀耐久性和质量，卫生间、开水房、厨房等有水房间通过涂料和水泥砂浆进行两层防腐蚀保护。】

8.1.9 钢管混凝土束剪力墙外墙的外表面按室外构件的要求确定防腐涂层厚度。当外墙外表面有防火层或保温装饰层，不应涂刷面漆。

8.1.10 钢管混凝土束组合结构的防腐蚀维护管理应包括下列内容：

- 1 应根据定期检查情况，判断钢结构和防腐蚀保护层的状态；
- 2 应根据检查的结果对钢结构的防腐蚀效果做出判断，确定更新或修复的范围。

8.1.12 钢管混凝土束剪力墙当需要承受面外的土压力、水压力或人防荷载或直接埋置土壤时，可在钢管混凝土束剪力墙两侧外包钢筋混凝土，每侧外包厚度不小于 100mm。

8.1.13 底层钢管束剪力墙外墙的外侧应细石混凝土、水泥砂浆等措施进行包覆，包裹高度宜伸出室外地面不小于 150mm。采用水泥砂浆包覆时，保护厚度不小于 30mm。

【说明：将钢管混凝土束剪力墙与室外地面直接接触处采用细石混凝土、水泥砂浆等材料进行保护，以防止此处发生腐蚀。】

8.2 防火保护设计

8.2.1 钢管混凝土束剪力墙的耐火极限宜按柱的耐火极限确定；采取防火保护措施后，构件的耐火极限应满足现行国家标准《建筑设计防火规范》GB50016 要求。当钢管混凝土束剪力墙的耐火极限满足现行国家标准《建筑设计防火规范》GB50016 要求时，可不采取防火保护措施。连接节点的防火保护层厚度不得小于被连接构件保护层厚度的较大值。

【说明：本条直接引用了《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 第 11.1.1 条和第 11.1.9 条。钢板剪力墙的受力特性决定了不同类型的钢板剪力墙耐火极限要求。钢板剪力墙主要作用是抗侧力，当不承受竖向荷载时，耐火极限可按梁的要求。当设计中钢板剪力墙承受了竖向荷载，耐火极限要求可按柱的要求。因为钢管混凝土束剪力墙承担了竖向荷载，因此宜按柱的要求。】

8.2.2 采取防火措施后，钢管混凝土束组合构件的耐火极限可通过耐火试验或抗火计算确定。采用耐火试验方法确定耐火极限时，应符合现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T9978 的规定。

8.2.3 钢管混凝土束剪力墙可采用喷涂防火涂料、外包不燃材料等防火保护措施。外包不燃材料可采用浇筑 C20 混凝土或砌筑砌体（加气混凝土板、陶粒空心砌砖块、粘土砖）、轻质防火厚板、柔性毡状材料（岩棉毡等）、金属网抹轻质底层抹灰石膏、金属网抹 M5 砂浆等其他隔热材料。

【说明：本条直接引用了《钢板剪力墙技术规程》JGJ/T380 第 10.1.2 条，《建筑钢结构防火技术规程》CECS200:2006 第 4.5.1 条和 9.1.1 条。防火隔热材料应不炸裂，不产生穿透裂缝。采用外包普通混凝土防火保护构造时，为了防止在高温下混凝土爆裂，宜加构造钢筋。】

8.2.4 钢管混凝土束组合构件应按下列规定采取防火保护措施。钢管混凝土束组合构件的耐火极限可根据其火灾下的荷载比 n_f 、墙厚 b 、以及几何长细比 λ_g 计算。其中，火灾下的荷载比 n_f 应按本规范第 8.2.5 条计算。

8.2.5 钢管混凝土束组合构件在火灾下的荷载比应按下式计算：

$$n_f = \frac{N_f}{N_{uk,f}} \quad (8.2.5)$$

式中： n_f ——钢管混凝土束组合构件火灾下的荷载比；

N_f ——火灾下钢管混凝土束组合构件的轴心压力值；

$N_{uk,f}$ ——常温下钢管混凝土束组合构件的轴心受压承载力。

【说明：火灾下钢管混凝土束组合构件的轴心压力应覆盖最不利工况，对应的承载力应考虑弯矩、剪力等的影响。】

8.2.6 标准火灾下受火时间不大于 3.0h、双面受火无防火保护的钢管混凝土束组合构件，其火灾下的承载力系数可按式(8.2.6)计算，也可查表 8.2.6 确定其对应荷载比下的耐火极限。其中，墙体两面受火，且承载力

指其在火灾下保持稳定性的能力。

$$t_R = 0.0006\bar{n}_f \times \bar{\lambda}_g \times \bar{b} \quad (8.2.6-1)$$

$$\bar{n}_f = 164.286n_f^2 - 279.286n_f + 125.857 \quad (8.2.6-2)$$

$$\bar{\lambda}_g = -0.0044\lambda_g^2 - 0.197\lambda_g + 55.930 \quad (8.2.6-3)$$

$$\bar{b} = 0.113b + 24.857 \quad (8.2.6-4)$$

式中： t_R ——耐火极限（min）；

n_f ——钢管混凝土束组合构件火灾下的荷载比，由式 8.2.5 计算；

λ_g ——绕弱轴方向的几何长细比， $\lambda_g = 2\sqrt{3}l_e/b$ ，其中， l_e 为构件的计算长度；

b ——钢管混凝土束组合构件的组合墙体厚度或称腔体高度（mm）；

\bar{n}_f 、 $\bar{\lambda}_g$ 、 \bar{b} ——计算参数。

表 8.2.6 无防火保护下钢管混凝土束组合构件的耐火极限

长细比	高宽比	腔体高度	腔体宽度	耐火极限 t_R (min)				
				荷载比 n				
λ_g	d/b	b (mm)	d (mm)	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
20	1.0	100	100	76	56	42	29	21
		130	130	95	67	47	33	23
		150	150	107	74	50	34	24
		200	200	148	93	60	41	25
		250	250	180	103	68	44	27
		300	300	224	113	76	48	29
	1.6	100	160	78	58	42	28	19
		130	208	94	66	48	31	21
		150	240	104	72	51	33	22
		200	320	141	81	53	35	23
		250	400	171	91	60	36	24
		300	480	204	100	65	39	25
40	1.0	100	100	65	49	38	28	19
		130	130	79	54	41	29	21
		150	150	87	58	43	30	21
		200	200	105	67	50	33	23
		250	250	123	78	55	36	25
		300	300	148	89	59	38	27
	1.6	100	160	67	50	37	25	17
		130	208	79	57	41	28	19
		150	240	87	61	44	28	20

		200	320	103	63	46	30	20
		250	400	118	73	47	31	22
		300	480	136	82	50	32	24
60	1.0	100	100	52	40	29	21	16
		130	130	58	45	32	22	17
		150	150	61	48	33	23	17
		200	200	73	54	37	24	18
		250	250	88	62	41	27	21
		300	300	105	70	47	31	24
	1.6	100	160	55	43	31	22	15
		130	208	64	50	35	24	17
		150	240	70	54	38	24	18
		200	320	76	54	35	25	18
		250	400	87	61	37	26	20
		300	480	99	66	43	29	22
80	1.0	100	100	41	31	22	15	10
		130	130	43	33	22	16	11
		150	150	44	33	22	16	11
		200	200	48	35	24	17	12
		250	250	52	38	26	19	14
		300	300	58	40	28	21	16
	1.6	100	160	46	37	26	20	13
		130	208	52	41	28	21	14
		150	240	55	43	29	22	14
		200	320	64	46	31	23	14
		250	400	70	49	32	24	15
		300	480	74	50	33	25	15

【说明：几何长细比主要反应了几何非线性对构件耐火性能的影响，不涉及材料性能。表中的腔体指单个 U 型钢管包围的区域。研究表明，虽然钢管混凝土束组合构件的形式多样，其耐火极限可由其中的基本组成单元，即单个腔体的参数确定。】

8.2.7 标准火灾下双面受火的无防火保护钢管混凝土束组合构件，其火灾下的承载力系数 k_T 可按式(8.2.7)计算，也可查表 8.2.7 确定；对于非标准火灾，式(8.9.9)中的受火时间 t 应取等效曝火时间。

$$k_T = \begin{cases} 0.850 - \Delta, & \Delta < 0.850 \\ 0, & \Delta > 0.850 \end{cases} \quad (8.2.7-1)$$

$$\Delta = \begin{cases} \sqrt{0.723 - 6.087 \times 10^{-3} \times (125.857 - \bar{t})}, & \bar{t} > 7.634 \\ 0, & \bar{t} < 7.634 \end{cases} \quad (8.2.7-2)$$

$$\bar{t} = \frac{t}{0.0006 \lambda_g \times b} \quad (8.2.7-3)$$

$$\bar{\lambda}_g = -0.0044 \lambda_g^2 - 0.197 \lambda_g + 55.930 \quad (8.2.7-4)$$

$$\bar{b} = 0.113b + 24.857 \quad (8.2.7-5)$$

式中： k_T ——火灾下钢管混凝土束组合构件的承载力系数；

t ——受火时间 (min)；

n_f ——钢管混凝土束组合构件火灾下的荷载比，由式 8.2.6 计算；

λ_g ——绕弱轴方向的几何长细比， $\lambda_g = 2\sqrt{3}l_e/b$ ，其中， l_e 为构件的计算长度；

b ——钢管混凝土束组合构件的组合墙体厚度或称腔体高度 (mm)；

Δ 、 \bar{t} 、 $\bar{\lambda}_g$ 、 \bar{b} ——计算参数。

表 8.2.7-1 标准火灾双面受火下钢管混凝土束组合构件的承载力系数

长细比	墙体厚度	承载力系数 k_T					
		受火时间 (h)					
λ_g	b (mm)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
20	100	0.50	0.31	0.17	0.06	0.00	0.00
	130	0.52	0.33	0.20	0.10	0.00	0.00
	150	0.53	0.35	0.22	0.12	0.02	0.00
	200	0.56	0.39	0.27	0.17	0.08	0.00
	250	0.58	0.42	0.30	0.21	0.12	0.05
	300	0.60	0.45	0.33	0.24	0.16	0.09
40	100	0.45	0.24	0.09	0.00	0.00	0.00
	130	0.47	0.27	0.12	0.01	0.00	0.00
	150	0.48	0.29	0.15	0.03	0.00	0.00
	200	0.51	0.33	0.20	0.09	0.00	0.00
	250	0.54	0.36	0.24	0.13	0.04	0.00
	300	0.56	0.39	0.27	0.17	0.08	0.00
60	100	0.35	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	130	0.37	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00
	150	0.39	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00
	200	0.42	0.21	0.05	0.00	0.00	0.00
	250	0.45	0.25	0.10	0.00	0.00	0.00
	300	0.48	0.28	0.14	0.02	0.00	0.00
80	100	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	130	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	150	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	200	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	250	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	300	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

【说明：由于推导公式所覆盖的算例中荷载范围有限，实际工程中若构件的火灾荷载比大于 0.85，则不适

用该公式进行计算。】

8.2.8 标准火灾下耐火极限 3.0h 的钢管混凝土束组合构件，其防火保护层的设计厚度可查表 8.2.8-1 和表 8.2.8-2 确定。其中，防火保护层所使用的材料包括金属网抹 M5 水泥砂浆、B06 蒸压加气混凝土砌块，以及岩棉板。在确定带保护层钢管混凝土束组合构件的耐火极限时，应综合考虑其火灾下的完整性、绝热性和稳定性。钢管混凝土束组合构件在火灾下焊缝不易开裂，其完整性可视为自动满足；防火保护层的厚度应取表 8.2.8-1 和表 8.2.8-2 中的较小值。

表 8.2.8-1 稳定性要求下双面受火钢管混凝土束组合构件防火保护层厚度

长细比 λ_g	高宽比 d/b	腔体 高度 b (mm)	腔体 宽度 d (mm)	防火保护层最小厚度 (mm)								
				水泥砂浆			加气混凝土			岩棉		
				$n=0.2$	$n=0.4$	$n=0.6$	$n=0.2$	$n=0.4$	$n=0.6$	$n=0.2$	$n=0.4$	$n=0.6$
20	1.0	100	100	20	35	55	6	14	24	2	3	6
		130	130	14	30	49	5	12	22	1	3	6
		150	150	10	27	45	4	11	21	1	3	6
		200	200	3	20	39	1	8	18	1	3	5
		250	250	1	17	36	1	7	17	1	3	5
		300	300	0	15	33	0	6	15	0	2	5
	1.6	100	160	19	36	60	6	14	25	2	4	7
		130	208	14	31	54	5	12	24	1	3	6
		150	240	11	28	51	4	11	23	1	3	6
		200	320	4	24	47	2	10	22	1	3	6
		250	400	1	22	44	1	9	20	1	3	6
		300	480	0	18	40	0	8	19	0	2	5
40	1.0	100	100	27	39	57	9	15	25	3	5	8
		130	130	21	36	55	7	14	24	2	3	6
		150	150	17	34	54	6	14	24	2	3	6
		200	200	12	29	48	4	12	22	2	3	6
		250	250	9	25	41	3	10	19	1	3	5
		300	300	6	23	38	2	9	18	1	3	5
	1.6	100	160	26	43	69	8	17	29	3	5	8
		130	208	20	39	67	7	15	28	2	4	8
		150	240	17	36	66	6	14	27	2	4	8
		200	320	13	33	58	4	13	25	2	3	7

		250	400	10	30	53	3	12	23	1	3	6
		300	480	7	29	48	2	11	21	1	3	6
60	1.0	100	100	41	55	80	13	22	34	4	5	9
		130	130	36	51	75	11	20	32	4	5	9
		150	150	33	48	72	10	19	31	3	5	9
		200	200	26	44	66	8	18	28	3	5	7
		250	250	19	38	55	6	15	24	2	4	7
		300	300	13	31	47	4	12	22	2	4	6
	1.6	100	160	39	52	87	12	20	36	4	5	10
		130	208	34	48	82	11	19	34	4	5	9
		150	240	30	46	79	10	18	32	3	5	9
		200	320	25	42	75	8	17	31	3	5	9
		250	400	19	39	66	6	16	28	2	4	8
		300	480	15	34	59	5	13	25	2	4	7
80	1.0	100	100	46	68	118	16	30	47	5	8	13
		130	130	44	66	116	15	29	46	4	7	13
		150	150	43	64	114	14	28	46	4	7	13
		200	200	39	60	100	12	26	41	4	7	11
		250	250	35	55	86	11	23	36	4	6	10
		300	300	30	51	77	9	21	33	3	5	9
	1.6	100	160	41	56	93	13	23	38	4	6	11
		130	208	36	53	87	11	21	35	3	5	10
		150	240	32	50	82	10	20	33	3	5	9
		200	320	26	45	78	8	19	32	3	5	9
		250	400	22	43	72	7	17	30	3	5	8
		300	480	20	41	68	7	16	29	2	4	8

表 8.2.8-2 绝热性要求下单面受火钢管混凝土束组合构件防火保护层厚度

腔体高度	防火保护层最小厚度 (mm)					
	加气混凝土		岩棉		水泥砂浆	
<i>b</i>	最高	平均	最高	平均	最高	平均
100	15	14	7	6	45	39
130	11	10	5	4	31	27
150	8	8	4	3	22	19
200	0	0	0	0	0	0
250	0	0	0	0	0	0
300	0	0	0	0	0	0

8.2.9 当使用防火涂料作为防火保护层时, 标准火灾下耐火极限 2.0h、2.5h 以及 3.0h 的钢管混凝土束组合构

件，其防火保护层的设计厚度可查表 8.2.9-1 和表 8.2.9-2 确定。防火保护层的厚度应取表 8.2.9-1 和表 8.2.9-2 中的较大值。

表 8.2.9-1 稳定性要求下双面受火钢管混凝土束组合构件防火保护层厚度（防火涂料）

长细比	高宽比	腔体高度	腔体宽度	防火保护层最小厚度 (mm)								
				$t_R=2.0h$			$t_R=2.5h$			$t_R=3.0h$		
λ_g	d/b	b (mm)	d (mm)	$n_f=0.2$	$n_f=0.4$	$n_f=0.6$	$n_f=0.2$	$n_f=0.4$	$n_f=0.6$	$n_f=0.2$	$n_f=0.4$	$n_f=0.6$
20	1	100	100	2	5	11	3	7	13	4	8	16
		130	130	1	4	10	2	6	12	3	7	14
		150	150	1	4	9	2	5	12	2	7	14
		200	200	0	3	9	1	4	11	1	5	13
		250	250	0	2	8	0	3	11	1	4	12
		300	300	0	2	8	0	3	10	0	4	12
	1.6	100	160	2	5	12	3	7	14	4	8	17
		130	208	1	4	11	2	6	13	3	7	16
		150	240	1	4	10	2	5	13	2	7	15
		200	320	0	4	10	1	5	12	1	6	14
		250	400	0	3	9	0	4	12	1	5	14
		300	480	0	3	9	0	4	11	0	5	13
40	1	100	100	3	6	12	4	8	14	5	9	17
		130	130	2	5	11	3	7	13	4	9	16
		150	150	1	5	11	2	6	13	3	8	16
		200	200	1	4	10	2	8	12	2	7	14
		250	250	0	3	9	1	5	11	2	6	13
		300	300	0	3	8	1	4	11	1	5	12
	1.6	100	160	3	6	13	4	8	16	5	10	19
		130	208	2	5	12	3	7	14	4	9	17
		150	240	1	5	11	2	6	14	3	8	16
		200	320	1	4	11	2	6	14	2	7	16
		250	400	0	4	10	1	6	13	2	7	15
		300	480	0	4	9	1	5	12	1	7	14
60	1	100	100	4	8	14	5	10	17	7	13	20
		130	130	3	7	13	5	9	16	6	11	19
		150	150	3	7	13	4	9	16	6	11	19
		200	200	2	6	12	3	8	15	4	10	18
		250	250	1	5	11	2	7	13	3	9	16
		300	300	1	4	9	2	6	12	2	7	14
	1.6	100	160	4	7	15	5	10	18	6	12	21
		130	208	3	6	13	4	8	16	5	10	19
		150	240	2	6	12	3	8	15	5	10	18

		200	320	2	6	12	3	8	15	4	10	18
		250	400	1	6	11	2	7	14	3	9	16
		300	480	1	5	10	2	6	13	3	8	15
80	1	100	100	6	11	21	7	14	25	9	17	30
		130	130	5	11	19	7	14	23	9	17	27
		150	150	5	11	19	7	14	23	9	17	27
		200	200	4	11	18	6	14	22	8	17	25
		250	250	4	9	16	5	12	19	7	14	22
		300	300	3	8	14	5	11	17	6	13	20
	1.6	100	160	5	9	17	6	12	20	8	14	24
		130	208	4	8	16	5	11	19	7	13	22
		150	240	4	8	16	5	10	19	6	13	22
		200	320	3	7	16	4	10	19	5	12	22
		250	400	2	7	15	3	9	18	5	11	21
		300	480	2	7	15	3	9	18	4	11	21

表 8.3.2-9 绝热性要求下双面受火钢管混凝土束组合构件防火保护层厚度（防火涂料）

腔体高度 b	防火保护层最小厚度 (mm)					
	$t_R=2.0h$		$t_R=2.5h$		$t_R=3.0h$	
(mm)	最高	平均	最高	平均	最高	平均
100	8	7	9	8	10	9
130	6	3	8	6	9	7
150	2	0	4	2	6	2

8.2.10 设置防火保护层时应采取合适的构造措施，其中：

1 当使用水泥砂浆作为防火保护层时，应在砂浆内布置金属网。沿厚度方向每隔 25mm 左右设置一层金属网，金属网应与钢管混凝土束墙体可靠连接。

2 当使用加气混凝土作为防火保护层时，砌块底面及砌块之间应用砂浆填缝，并由射钉贯穿固定。

3 当使用岩棉板作为防火保护层时，将岩棉板贴靠在钢管表面后，宜布置龙骨（镀锌钢板）进行卡固。

8.3.11 钢管混凝土束组合构件应在每个楼层设置直径为 14mm 的排气孔，第一段的与基础连接的第一段的底部，还应在离底板不大于 250mm 处增设一排排气孔。排气孔宜在墙与楼板相交位置的上、下方 100mm 处，每个腔体各布置 1 个，并应沿墙身反对称布置。当楼层高度大于 6m 时，应增设排气孔，且排气孔沿墙高度方向间距不宜大于 6m。

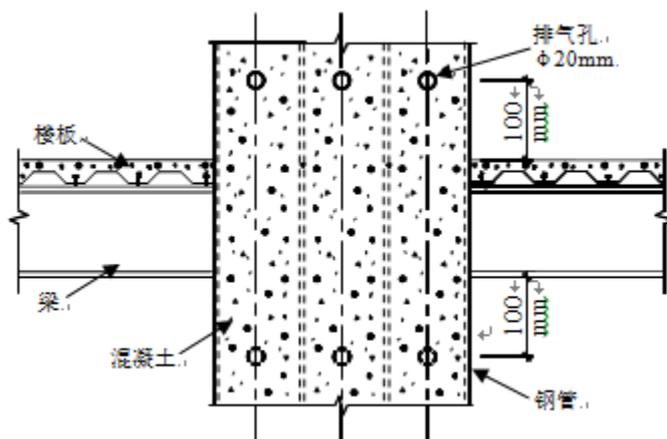


图 8.2.10 排气孔的构造

8.2.12 当采用金属网抹抹轻质底层抹灰石膏时，钢管混凝土束剪力墙保护层厚度宜为 35mm；对于钢梁，宜按图 8.2.11 进行防火保护。

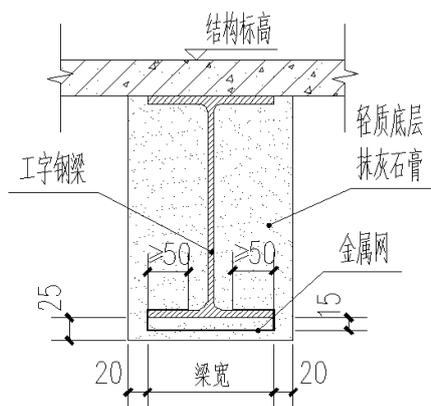


图 8.2.12 钢梁的轻质底层抹灰石膏防火做法

【说明：根据耐火试验获得。杭萧钢构有限公司于 2016 年 8 月到 2017 年 4 月期间在国家固定灭火系统和耐火构件质量监督检验中心进行了 2 个足尺的钢管混凝土束组合构件，采用轻质底层抹灰石膏进行防火保护，保护层厚度为 35mm，测得的耐火极限在 180 分钟和 210 分钟以上。同时也进行了 1 个工字钢梁的耐火极限试验，耐火极限在 150 分钟以上。同济大学出具的《新型防火浆料（石膏混合料）开发隔热性能测试分析报告》表明，采用石膏混合料加挂网的防火保护层能够满足火灾下的完整性要求。】

8.2.13 当采用其他防火隔热材料作为钢管混凝土束剪力墙防火层时，生产厂家除应提供强度、耐候性参数外，尚应提供导热系数或等效导热系数、密度和比热容等参数。

【说明：本条直接引用 《建筑钢结构防火技术规程》CECS200:2006 第 4.5.1 条。】

9 制作和施工

9.1 钢管束构件制作

9.1.1 钢管混凝土束组合结构中所采用的钢板、钢带、矩形管及焊接材料等的品种、规格、性能等应符合国家现行产品标准和设计要求。

9.1.2 钢管束制作前应根据设计文件、施工方案文件和工厂技术条件等编制加工工艺文件。加工工艺文件应重点明确以下内容：

- 1 须明确保证焊接质量的措施；
- 2 须考虑减少薄钢板焊接变形措施；
- 3 应考虑控制出厂构件几何尺寸的保证措施；
- 4 应重点明确结构防腐施工工艺及要求；
- 5 应明确构件出厂运输及成品保护措施。

9.1.3 钢管束在制作前应根据设计文件绘制钢结构施工详图，并应经原设计单位确认。施工详图应根据施工方案（施工组织设计）的要求、制作厂的生产条件、现场施工条件等确定钢管束构件的出厂分段或工地拼装节点位置。

【条文说明：本条强调了施工图深化设计文件的审查程序，把好工程设计关，使深化设计更易于操作，趋于完善合理。】

9.1.4 U型钢等钢部件拼接或对接时所采用的焊缝质量等级应符合设计要求。当设计没有要求时，应采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝。超声波探伤的质量等级、缺陷分级、探伤比例按照《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 中表 5.2.4 和《钢结构超声波探伤及质量分级法》JG/T203 执行。

9.2 钢管束构件安装

9.2.1 施工前，施工单位应编制专项施工方案，并需经监理（建设）单位审批。当冬季、雨季、高温施工时，应制定季节性施工技术措施。编制钢管束构件安装专项施工方案时，须考虑受大风或其它水平荷载影响采取稳定可靠的固定措施，安装时须严格按照专项方案要求实施。

9.2.2 安装现场应设置专门的构件堆场，并应采取防止构件变形及表面污染的保护措施。

9.2.3 钢管束吊装前须清理干净待吊装段钢管束及其下段连接钢管束腔内杂物等。

9.2.4 构件吊装作业时，全过程应平稳进行，不得碰撞、歪扭、快起和急停。应控制吊装时的构件变形，在

构件吊装就位后宜同步进行校正。

9.2.5 安装时，每节钢管束构件的定位轴线应从地面控制轴线直接引上，不得从下层的轴线引上。竖向投测宜每50~80米设一转点。结构的楼层标高可按相对标高或设计标高进行控制。

9.2.6 安装时应符合设计结构特点，按照合理顺序进行，当天安装完成的结构应形成稳固的空间刚度单元，必要时应增加临时支撑结构或临时措施。

9.2.7 钢管束的焊接须在主体结构校正完成后进行，焊接及检验须按设计文件和施工方案及相关标准规范的要求进行。

9.2.8 钢管束安装焊接经检验合格后，须及时补漆。补漆前必须对基底进行清理，具体要求应按施工方案执行。

9.3 钢管束内混凝土浇筑

9.3.1 钢管束内混凝土宜采用自密实混凝土，并采取减少收缩的技术措施，其中粗骨料最大公称粒径不应大于20mm，扩展度宜控制在550~655mm。施工前应进行配合比设计，并应进行现场浇筑工艺试验，浇筑方法应与结构形式相适应。

【说明：本条对钢管束内混凝土的相关要求做了基本规定。自密实混凝土施工工艺目前已经很成熟，适用于钢管混凝土束组合结构中束内混凝土的施工。由于项目条件的不同，为保证束内混凝土的浇筑质量，应结合各方面的条件进行现场浇筑工艺试验，确定好施工工艺参数后方可大面积进行施工。】

9.3.2 钢管束内混凝土浇筑应待本节钢结构构件全部施工完成后进行。

9.3.3 每节钢管束构件内混凝土应连续浇筑，浇筑面距钢管束顶端300~500mm。当必须间歇时，间歇时间不得超过混凝土的初凝时间。结构最后一节钢管束浇筑完毕后，间隔24小时后应检查，当发现混凝土下沉时，应进行补浆。

9.3.4 钢管束内的混凝土强度，应按现行国家标准《混凝土强度检验评定标准》GB50107的规定分批检验评定。

9.3.5 钢管束内混凝土应根据国家现行标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204、《混凝土强度检验评定标准》GBJ107的规定留置标准养护混凝土强度试块。用于检查混凝土强度的试件，应在混凝土的浇筑地点随机抽取。取样与试件留置应符合以下规定：

- 1 每一钢管束段、同一配合比的混凝土，取样不得少于一次；
- 2 当一节钢管束段内混凝土用量超过100立方米时，同配合比的混凝土每100立方米取样次数不得少于1次；
- 3 每次取样应至少留置一组标准养护试件，同条件养护试件的留置组数应根据实际需要确定。

9.3.5 钢管束内混凝土的冬期施工应符合国家现行标准《建筑工程冬期施工规程》JGJ 104 和施工技术方案的规定。

9.3.6 钢管束内混凝土的浇筑应从束顶部向下浇筑，不可采用顶升法施工。最大倾落高度不宜大于 9m；当倾落高度大于 9m 时，宜采用必要的辅助装置进行浇筑。

【说明：由于钢管束浇筑混凝土的抛落高度较高，为了防止离析对自密实混凝土的扩展度和粗骨料粒径做了指标推荐，具体的自密实混凝土性能指标应结合工程实际条件和当地混凝土供应商情况通过试验制定和调整。】

9.3.7 混凝土浇筑完毕后应对钢管束管口进行临时封闭，以防止雨水或杂物落入束内。

【说明：混凝土浇筑完成后，钢管束顶须进行封闭处理，主要目的是防止杂物、雨水等落入钢管束内而影响后续施工或质量。】

10 验收

10.1 一般规定

10.1.1 钢管混凝土束组合结构中，钢构件的制作、安装及束内混凝土的施工除应符合现行国家、行业标准和设计文件的规定外，还应符合本节的相关规定。

【条文说明：钢管混凝土束组合结构中既含有钢结构又含有混凝土，除执行相关规范外，特殊的加工和施工要求须符合本章规定。主要的施工规范有《钢结构工程施工规范》GB50755、《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205、《钢结构焊接规范》GB50661、《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204、《混凝土结构工程施工规范》GB50666、《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T283等。】

10.1.2 焊接技术人员应接受过专门的焊接技术培训，且有一年以上焊接生产或施工实践经验；焊工应按所从事钢结构的钢材种类、焊接节点形式、焊接方法、焊接位置等要求进行技术资格考试，并取得相应的资格证书，其施焊范围不得超越资格证书的规定。

【条文说明：焊接工程是所有钢结构工程施工中重要的一环，本条对焊接作业相关人员的资格做了规定，是保证构件焊接质量的基本条件，并借以加强对各类人员的管理。具体的相关要求可参考《钢结构焊接规范》GB50661的相关规定。】

10.1.3 钢管混凝土束组合结构工程施工质量验收，应在施工单位自行检验评定合格的基础上，由监理（建设）单位组织验收。其程序应按现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300的规定进行验收。

10.1.4 钢管混凝土束组合结构是钢结构工程子分部的一部分，其分项工程的划分参照《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300及《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205的规定。各分项工程中钢管混凝土束组合结构内容应按本标准的相关规定进行检查验收，其余检查项参照现行国家规范标准执行。

10.1.5 钢管混凝土束组合结构各分项工程可按楼层或施工段划分为一个或若干个检验批。

10.2 原材料及成品进场

I 主控项目

10.2.1 钢板、钢带、矩形管及焊接材料的品种、规格、性能等应符合国家现行产品标准和设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查质量合格证明文件，中文标志及出厂检验报告等。

10.2.2 钢材进厂后应按照《钢结构工程施工规范》GB50755第5.2.3条~第5.2.5条的规定进行抽样复验，其复验结果应符合国家现行标准和设计要求。

检查数量：按照《钢结构工程施工规范》GB 50755 第 5.2.5 条的规定频次进行抽样复验。

检验方法：见证取样、送样，检查复验报告。

10.2.3 成品矩形钢管进场后应按照《钢结构工程施工规范》GB 50755 第 5.2.3 条~第 5.2.5 条的规定对原材料进行抽样复验，其复验结果应符合国家现行标准和设计要求。

检查数量：按照《钢结构工程施工规范》GB 50755 第 5.2.5 条的规定频次进行抽样复验。

检验方法：见证取样、送样，检查复验报告。

10.2.4 焊接材料应按照《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 及《钢结构工程施工规范》GB 50755 的规定进行抽样复验，其复验结果应符合国家现行标准和设计要求。

检查数量：按照《钢结构施工规范》GB50755 第 5.3.2 条规定的频次。

检验方法：见证取样、送样，检查复验报告。

II 一般项目

10.2.5 钢板和钢带的厚度及允许偏差应符合现行国家标准《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》（GB/T709）产品标准要求，钢管束原材料应按较高精度（PT.B）选取。

检查数量：每批同一品种、规格的钢板抽检 10%（每批钢卷均 100%检查），且不少于 3 张（卷），每张（卷）检测 5 处。

检验方法：用游标卡尺量测或超声波测厚仪量测。

10.2.6 开卷后钢带的宽度允许偏差+2mm。

检查数量：每一品种、规格的钢板检测 5 处。

检验方法：钢尺量测。

10.2.7 钢板不平度应符合其产品标准的要求。

检查数量：每一品种、规格的钢板抽检 10%，且不少于 3 张，每张检测 3 处。

检验方法：拉线、钢尺和游标卡尺。

10.2.8 用于制作 U 型钢的钢卷板镰刀弯除应符合其产品标准的要求外，尚应满足下列规定：钢卷展开后任意长度段内两边的纵向弯曲度应 $\leq L/1000$ ，且 $\leq 10\text{mm}$ 。

检查数量：每一批次钢卷板抽检 10%，且不少于 3 张，每张检测 3 处。

检验方法：拉线、钢尺量测。

10.2.8 钢材的表面外观质量除应符合国家现行有关标准的规定外，尚应符合下列规定：

1 当钢材的表面有锈蚀、麻点或划痕等缺陷时，其深度不得大于该钢材厚度负允许偏差值的 1/2；

2 钢材表面锈蚀等级应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定 第 1 部分 未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1 规定的 C

级及 C 级以上；

3 钢材端部或断口处不应有分层、夹渣等缺陷。

检查数量：全数检查。

检验方法：尺量检查、观察检查。

10.2.9 矩形钢管截面尺寸、厚度及允许偏差应符合其产品标准的要求。

检查数量：每批同一品种、规格的钢管抽检 10%，且不少于 3 根，每根检测 3 处。

检验方法：用钢尺、游标卡尺及超声波测厚仪量测。

10.2.10 矩形钢管的表面外观质量除应符合其产品标准的规定外，尚应符合本标准 10.1.1.4 条规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查。

10.3 零部件加工工程

I 主控项目

10.3.1 碳素结构钢在环境温度低于-16℃，低合金结构钢在环境温度低于-12℃时，不应进行冷矫正和冷弯曲。

检验数量：全数检查。

检验方法：检查制作工艺报告和施工记录。

10.3.2 U 型钢等钢部件拼接或对接时所采用的焊缝质量等级应符合设计要求。当设计没有要求时，应采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝。超声波探伤的质量等级、缺陷分级、探伤比例按照《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 中表 5.2.4 和《钢结构超声波探伤及质量分级法》JG/T203 执行。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查超声波探伤报告。

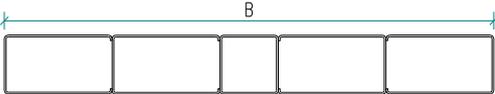
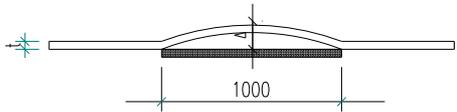
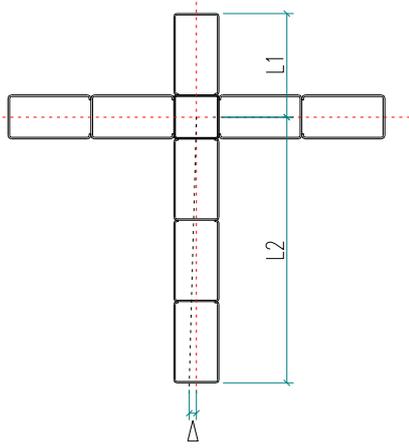
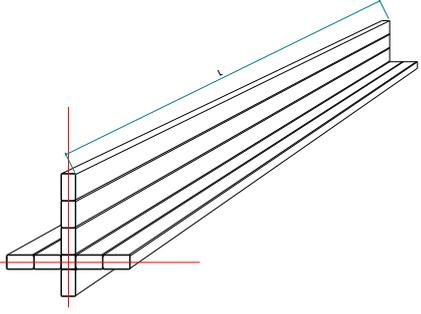
10.3.3 钢管束构件焊后允许偏差应符合表 10.3.3 的规定。

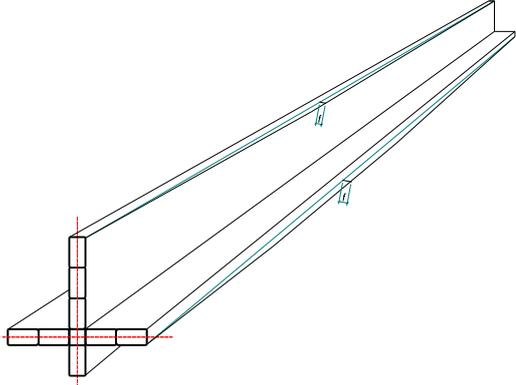
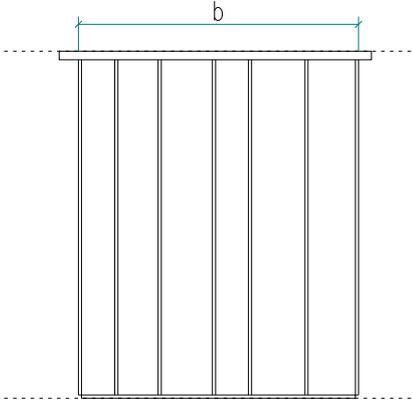
检查数量：按批次抽查 10%，且不少于 3 件。

检查方法：见表 10.3.3。

表 10.3.3 钢管束构件组焊后允许偏差 (mm)

项目	允许偏差		检验方法	图例
连接处平	≤1m	2.0	用钢直尺检查	

项目	允许偏差		检验方法	图例
整度 Δ	$>1m$	3.0		
非连接处 平整度 Δ	-	5.0	用钢直尺检查	
宽度测量	-3, +5		用钢尺检查	
局部平面 度 Δ	长度方向每米不大于 3.0		用 1m 直尺和塞 尺检查	
截面垂直 度 Δ	$L \leq 500$	2.0	用靠模加钢尺 检查	
	$500 < L \leq 1000$	3.0		
	$L > 1000$	5.0		
总长 L	-3~0		用钢尺检查	

项目	允许偏差	检验方法	图例
焊后直线度（侧弯 f ）	$L/1000$ ；且不大于 10	用钢尺、拉线检查	
端部对轴线垂直度 Δ	$b/500$ ；且不大于 2.0	用钢直尺检查	

项目	允许偏差	检验方法	图例
连接板楼层间距 L	± 3.0	用钢尺检查	

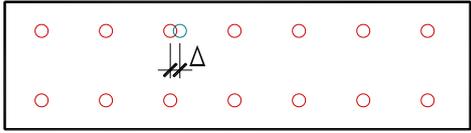
10.3.4 预埋件尺寸的制作允许偏差应符合表 10.3.4 的规定。

检查数量：抽查数量 10%，且不应少于 3 个。

检验方法：用钢尺量测。

表 10.3.4 预埋件尺寸的允许偏差(mm)

项目	允许偏差	图例
预埋件外形尺寸	± 10.0	
锚筋长度	± 10.0	

锚筋位置	2.0	
------	-----	--

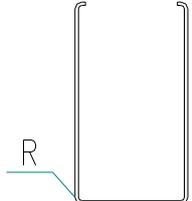
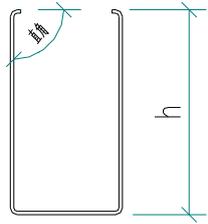
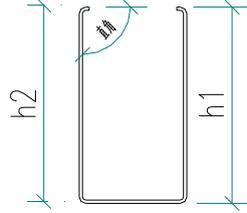
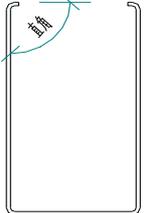
II 一般项目

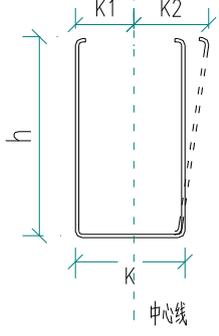
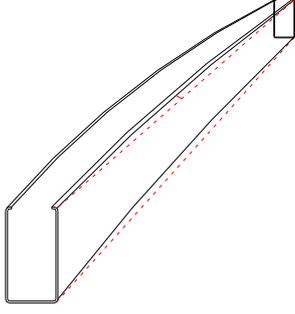
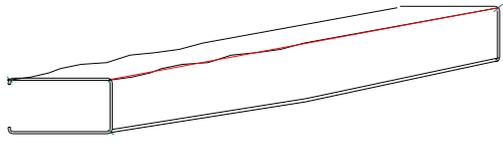
10.3.5 U型钢成型后的允许偏差，应符合表 10.3.5 的规定。

检验数量：按批次抽查 10%，且不少于 3 件。

检验方法：见表 10.3.5。

表 10.3.5 U型钢成型偏差 (mm)

项目	允许偏差	检验方法	图例
折弯角外圆弧 半径 R	外径 R 等于 2.4~3.0t (t 为板厚)	用 R 量具及 钢尺检查	
翼板高度 h	-0.5~1.0	用钢尺、游标 卡尺检查	
两翼板高度差	$ h_1 - h_2 \leq 1$	用钢尺、游标 卡尺检查	
开口内折边段 夹角	-5° ~0	量规检查	

项目	允许偏差	检验方法	图例
翼板单侧张口 宽度 K1、K2	$b/2 < K1、K2$ \leq $b/2 + 1.5\% \cdot h$	用钢尺检查	
腹板宽度 b	± 1.0	用钢尺检查	
弯曲度 (直线度)	每米弯曲 0.5; 总长偏 差 $L/1250$, 且不大于 8mm;	拉线加钢尺 检查	
平面凹凸度	每米 2.0	用 1 米钢直 尺加塞尺检 查	

10.4 焊接工程

I 主控项目

10.4.1 焊接材料与母材的匹配应符合设计文件的要求及现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定。

焊接材料在使用前，应按其产品说明书及焊接工艺文件的规定进行烘焙和存放。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查质量证明书和烘焙记录。

10.4.2 焊工必须经考试合格并取得合格证书，焊工必须在其考试合格项目及其认可范围内施焊。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查焊工合格证及其认可范围、有效期。

10.4.3 施工单位应参照现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 及《钢结构工程施工规范》GB50755 的相关规定进行焊接工艺评定，根据评定报告确定焊接工艺，编写焊接工艺规程并应遵照执行。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查焊接工艺评定报告、焊接工艺规程和焊接作业记录。

10.4.4 设计要求全熔透的一、二级焊缝应按照国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205、《钢结构焊接规范》GB50661、《钢结构超声波探伤及质量分级法》JG/T203 的要求进行无损检测，其结果应符合国家现行标准和设计要求。

检查数量：按规范要求执行。

检验方法：检查超声波探伤记录。

10.4.5 T 形接头、十字形接头、角接接头等要求焊透的对接与角接组合焊缝，其加强焊脚尺寸应符合《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的要求。

检查数量：资料全数检查；同类焊缝抽查 10%，且不应少于 3 条。

检验方法：观察检查，用焊缝量规抽查测量。

10.4.6 焊缝表面不得有裂纹、焊瘤等缺陷。一级、二级焊缝不得有表面气孔、夹渣、弧坑裂纹、电弧擦伤等缺陷。且一级焊缝不得有咬边、未焊满、根部收缩等缺陷。

检查数量：每批同类构件抽查 10%，且不应少于 3 件；被抽查构件中，每一类型焊缝按条数抽查 5%，且不应少于 1 条；每条检查 1 处，总抽查数不应少于 10 处。

检验方法：观察检查或使用放大镜、焊缝量规和钢尺检查，当存在疑义时，采用渗透或磁粉探伤检查。

II 一般项目

10.4.7 焊缝外观质量应符合表 10.4.7 的规定。

表 10.4.7 焊缝外观质量标准 (mm)

项目	允许偏差		
	一级	二级	三级
缺陷类型			
未焊满 (指不足设计要求)	不允许	$\leq 0.2+0.02t$ ，且 ≤ 1.0	$\leq 0.2+0.04t$ ，且 ≤ 2.0
		每 100mm 焊缝内缺陷总长 ≤ 25.0	

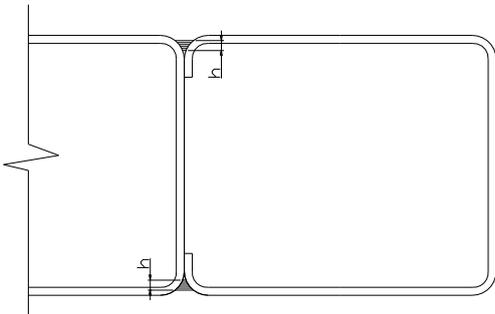
根部收缩	不允许	$\leq 0.2+0.02t$, 且 ≤ 1.0	$\leq 0.2+0.04t$, 且 ≤ 2.0
	长度不限		
咬边	不允许	$\leq 0.05t$, 且 ≤ 0.5 ; 连续长度 ≤ 100.0 , 且焊缝两侧咬边总长 $\leq 10\%$ 焊缝全长	$\leq 0.1t$ 且 ≤ 1.0 , 长度不限
弧坑裂纹	不允许		允许存在个别长度 ≤ 5.0 的弧坑裂纹
电弧擦伤	不允许		允许存在个别电弧擦伤
接头不良	不允许	缺口深度 $0.05t$, 且 ≤ 0.5	缺口深度 $0.1t$, 且 ≤ 1.0
		每 1000.0 焊缝不应超过 1 处	
表面夹渣	不允许		深 $\leq 0.2t$ 长 $\leq 0.5t$, 且 ≤ 20.0
表面气孔	不允许		每 50 焊缝长度内允许直径 $\leq 0.4t$, 且 ≤ 3.0 的气孔 2 个, 孔距 ≥ 6 倍孔径
注: 表内 t 为连接处较薄的板厚			

检查数量: 每批同类构件抽查 10%, 且不应少于 3 件; 被抽查构件中, 每一类型焊缝按条数抽查 5%, 且不应少于 1 条; 每条抽查 1 处, 总抽查数不应少于 10 处。

检验方法: 观察检查或使用放大镜、焊缝量规和钢尺检查。

10.4.8 钢管束纵向焊缝尺寸允许偏差应符合表 10.4.8 的规定。

表 10.4.1.8 钢管束纵向焊缝尺寸允许偏差

项目	图例	允许偏差 (mm)
U 型钢连接焊缝 有效厚度 h		0~1

检查数量: 每批同类构件抽查 10%, 且不应少于 3 件; 被抽查构件中, 每种焊缝按条数各抽查 5%, 但不应少于 1 条; 每条检查 2 处, 总抽查数不应少于 10 处。

检验方法: 观察检查、焊缝量规及超声波检查。

10.4.9 焊成凹形的角焊缝,焊缝金属与母材间应平缓过渡;加工成凹形的角焊缝,不得在其表面留下切痕。

检查数量: 每批同类构件抽查 10%, 且不应少于 3 件。

检验方法: 观察检查。

10.4.10 焊缝感观应达到: 外形均匀、成型较好, 焊道与焊道、焊道与基本金属间过渡较平滑, 焊渣和飞溅物基本清除干净。

检查数量: 每批同类构件抽查 10%, 且不应少于 3 件; 被抽查构件中, 每种焊缝按数量各抽查 5%, 总抽查数不应少于 5 处。

检验方法: 观察检查。

10.5 安装工程

I 主控项目

10.5.1 钢管束构件进场应进行验收, 其加工制作质量应符合设计要求和合同约定及本标准的相关要求。

检查数量: 按批次抽取10%进行检查, 并不少于3件。

检验方法: 检查构件出厂验收记录、尺量检查、观察检查。

10.5.2 钢管束构件进场应按安装工序配套核查构件、配件的数量。

检查数量: 全数检查。

检验方法: 按照安装工序清单清点构件、配件的数量。

10.5.3 钢管束构件上的连接板、吊装耳板、加劲肋、钢筋孔的规格、位置和数量应符合设计要求。

检查数量: 同批构件抽查10%, 且不少于3件。

检验方法: 尺量检查、观察检查及检查出厂验收记录。

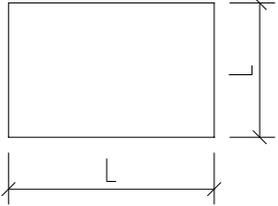
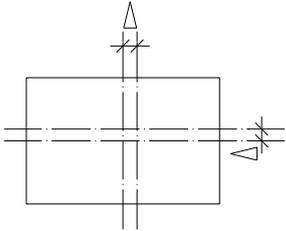
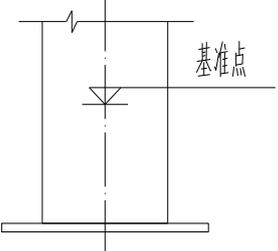
10.5.4 建筑物的定位轴线、基础上钢管束构件的定位轴线和标高应符合设计要求。当设计无要求时, 应符合表10.5.4的规定。

检查数量: 按钢管束构件基础数抽查10%, 且不少于3处。

检验方法: 采用经纬仪、水准仪、全站仪和钢尺实测。

表 10.5.4 建筑物定位轴线、基础上钢管束构件的定位轴线和标高的允许偏差 (mm)

项目	允许偏差	图例
----	------	----

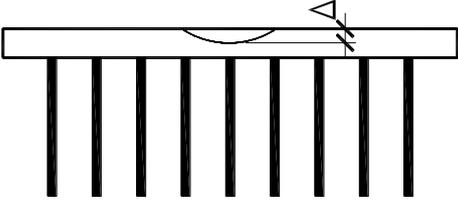
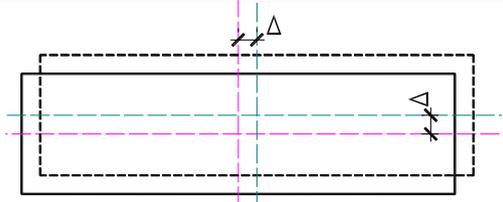
建筑物定位轴线	$L/20000$, 且不应大于 3.0	
基础上钢管束混凝土构件的定位轴线	1.0	
基础上钢管束混凝土构件的底标高	± 2.0	

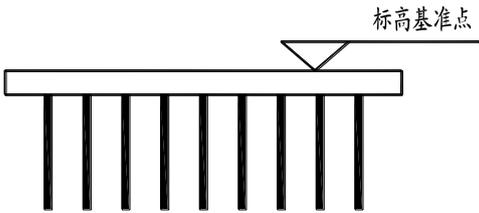
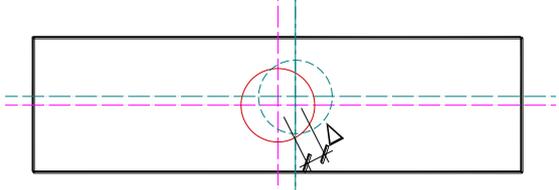
10.5.5 钢管束构件预埋件的安装允许偏差应符合表 10.5.5 的规定。

检查数量：按数量抽查 10%，且不少于 3 个。

检验方法：用经纬仪、水准仪、全站仪、水平尺和钢尺检查。

表 10.5.5 预埋件安装的允许偏差 (mm)

项 目	允许偏差	图 例
平整度	每米内不大于 3.0	
预埋件定位	5.0	

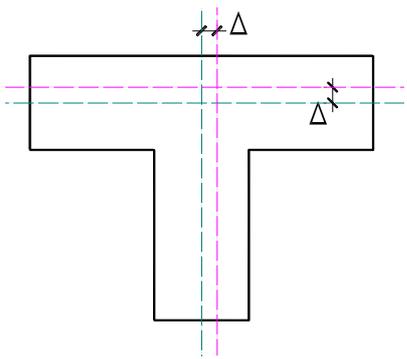
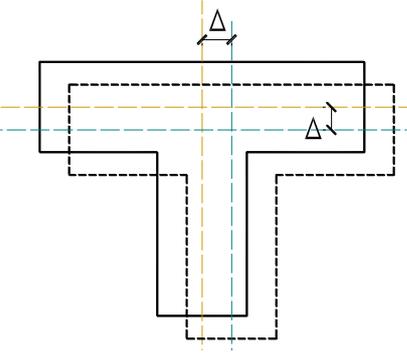
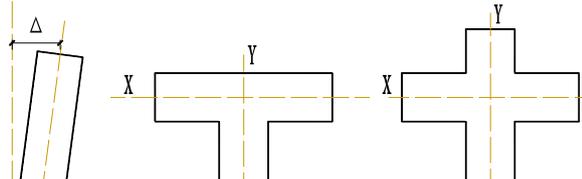
预埋件标高	± 3.0	
预留孔中心偏移	10.0	

10.5.6 钢管束构件安装的允许偏差应符合表 10.5.6 的规定。

检查数量：按构件数量抽查 10% 且不应少于 3 根。

检验方法：用水准仪、全站仪、激光经纬仪和钢尺实测。

表 10.5.6 钢管束构件安装的允许偏差

项目	允许偏差 (mm)	图例
钢管束构件定位轴线	1.0	
首节钢管束构件轴线对定位轴线的偏差	3.0	
单节钢管束构件的垂直度	X 向: $h/1000$, 且不大于 10.0	

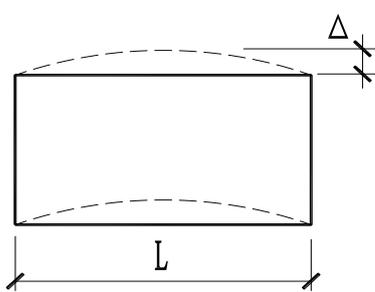
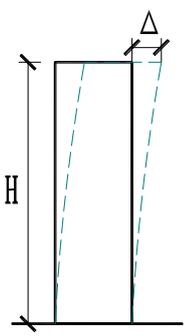
	Y 向: $h/1000$, 且不大于 10.0	
--	------------------------------	--

10.5.7 钢管混凝土束组合结构主体结构整体垂直度和整体平面弯曲的允许偏差应符合表 10.5.7 的规定。

检查数量: 对主要立面全部检查。对每个所检查的立面, 除两列角部构件外, 尚应至少选取一列中间构件。

检验方法: 对于整体垂直度可采用激光经纬仪、全站仪测量, 也可根据各节钢管束混凝土构件的垂直度允许偏差累计(代数和)计算。对于整体平面弯曲, 可按产生的允许偏差累计(代数和)计算。

表 10.5.7 整体垂直度和整体平面弯曲的允许偏差(mm)

项目	允许偏差 (mm)	图例
主体结构整体平面弯曲	$L/1500$, 且不应大于 25.0	
主体结构整体垂直度	$H/2500+10$, 且不应大于 50.0	

II 一般项目

10.5.8 钢管束构件不应有运输、堆放造成的变形、脱漆等现象。

检查数量: 同批构件抽查10%, 且不少于3件。

检验方法: 尺量检查、观察检查。

10.5.9 钢管束构件表面应干净, 主要表面不应有疤痕、泥沙等污垢。

检查数量: 按数量抽查 10%, 且不应少于 3 件。

检验方法: 观察检查。

10.5.10 钢管束等主要构件的中心线及标高基准点等标记应齐全。

检查数量: 按数量抽查 10%, 且不应少于 3 件。

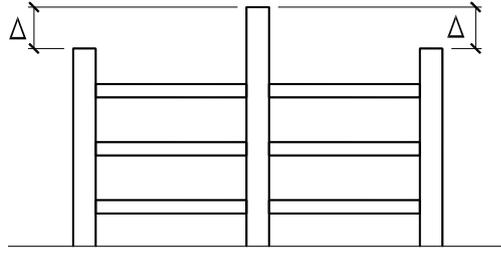
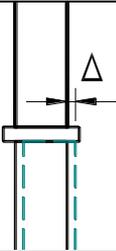
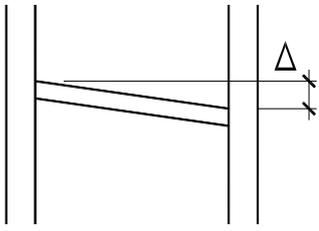
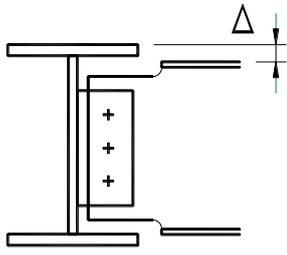
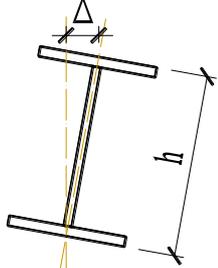
检验方法：观察检查。

10.5.11 钢构件安装的允许偏差应符合表 10.5.11 的规定。

检查数量：按同类构件或节点数抽查 10%，其中钢管束构件和梁各不应少于 3 件，主梁与次梁连接节点不应少于 3 个，支承压型金属板的钢梁长度不应少于 5m。

检验方法：用水准仪、全站仪、激光经纬仪、直尺和钢尺检查。

表 10.5.11 钢构件安装的允许偏差

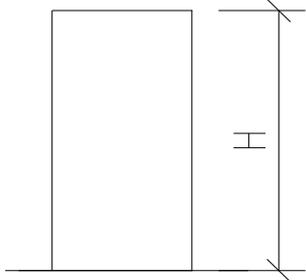
项目	允许偏差 (mm)	图例
同一层各钢管束构件顶标高差 Δ	± 5.0	
上、下钢管束构件对接处的错口 Δ	2.0	
同一根梁两端顶面的高差 Δ	1/1000, 且不大于 10.0	
主梁与次梁表面的高差 Δ	± 2.0	
梁的跨中垂直度	h/500	

10.5.12 主体结构总高度的允许偏差应符合表 10.5.12 的规定。

检查数量：按标准钢管束构件列数抽查 10%，且不应少于 4 列。

检验方法：采用全站仪、水准仪和钢尺实测。

表 10.5.12 钢管混凝土束组合结构主体总高度的允许偏差(mm)

项 目	允许偏差	图例
用相对标高 控制安装	$\pm \Sigma (\Delta h + \Delta z + \Delta w)$	
用设计标高 控制安装	H/1000, 且不应大于 30.0; -H/1000, 且不应小于-30.0	
注：1、 Δh 为每节钢管束构件长度的制造允许偏差； 2、 Δz 为每节钢管束构件长度受荷载后的压缩值； 3、 Δw 为每节钢管束构件接头焊缝的收缩值。		

10.6 钢管束内混凝土工程

I 主控项目

10.6.1 钢管束内混凝土的强度等级应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查试件强度试验报告。

10.6.2 每节钢管束构件内混凝土应连续浇筑，当必须间歇时，间歇时间不得超过混凝土的初凝时间。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查、检查施工记录。

10.6.3 钢管束内混凝土浇筑应密实。

检查数量：全数检查。

检验方法：敲击进行检查。

【说明：钢管束构件内混凝土的密实性指标，通过敲击检查方式，是方便可行的检查办法。敲击检查密实性也是在混凝土浇筑施工过程中采取的主要控制手段。初步检查如有异常，可采用超声波或钻孔等方法进行检测。对不密实部位，应采用钻孔压浆法进行补强，然后将钻孔补焊封固。】

10.6.4 钢管束内的插筋规格、数量、性能应符合设计要求及现行国家有关标准的规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查、钢尺量测。

II 一般项目

10.6.5 钢管束内混凝土浇筑面与对接接口距离应不小于300mm，以防钢管束焊接时高温影响束内混凝土质量。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查、尺量检查，检查施工记录。

10.6.6 钢管束内的混凝土浇筑方法及浇灌孔、排气孔的留置应符合设计及专项施工方案的要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查、检查施工记录。

10.6.7 钢管束内混凝土浇筑前，应对钢管束安装质量检查确认，并应清理钢管束内水及腔内杂物；混凝土浇筑后应对管口进行临时封闭。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查、检查施工记录。

附录 A 钢管混凝土束材料恢复力模型

A.0.1 钢管混凝土的核心混凝土的受压应力（ σ ）-应变（ ε ）关系应按下列式计算：

$$y = \begin{cases} 2 \cdot x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (\text{A. 0. 1-1})$$

其中：

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad (\text{A. 0. 1-2})$$

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (\text{A. 0. 1-3})$$

$$\sigma_0 = [1 + (-0.0135 \cdot \xi^2 + 0.1 \cdot \xi) \cdot (\frac{24}{f_c'})^{0.45}] \cdot f_c' \quad (\text{A. 0. 1-4})$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + [1330 + 760 \cdot (\frac{f_c'}{24} - 1)] \cdot \xi^{0.2} \quad (\mu\varepsilon) \quad (\text{A. 0. 1-5})$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 \cdot f_c' \quad (\mu\varepsilon) \quad (\text{A. 0. 1-6})$$

$$\eta = 1.6 + 1.5/x$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f_c')^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f_c')^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi} \cdot (\xi-2)^2} & (\xi > 3.0) \end{cases} \quad (\text{A. 0. 1-7})$$

$$\alpha = A_s/A_c \quad (\text{A. 0. 1-8})$$

$$\xi = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}} \quad (\text{A. 0. 1-9})$$

上式适用范围为： $\xi = 0.2 \sim 5$ ， $f_y = 200 \sim 700\text{MPa}$ ， $f_{cu} = 30 \sim 120\text{MPa}$ ， $\alpha = 0.03 \sim 0.2$ ，其截面高宽比 $D/B = 1 \sim 2$ 。

式中：

α —— 钢管混凝土截面含钢率；

ξ —— 钢管混凝土约束效应系数；

f_c' —— 混凝土圆柱体轴心抗压强度，与立方体强度、棱柱体强度可按表 1.1 转换，中间值可进行线性差值；

【条文说明：A. 0. 1 钢管混凝土轴心受压时核心混凝土的受力特点是：其所承受的侧压力是被动的。受荷初期，混凝土总体上处于单向受压状态。随着混凝土纵向变形的增加，其横向变形系数会不断增大，当超过钢材的横向变形系数，则在钢管和及其核心混凝土之间产生相互作用力，此时混凝土会处于三向受压的应

力状态。如果钢管可对其核心混凝土提供足够的约束作用，则随着变形的增加，混凝土的应力-应变关系曲线不会出现下降段；反之，如果钢管不能对其核心混凝土提供足够的约束力，则混凝土的应力-应变关系将会出现下降段，且下降段下降的趋势会随约束作用的减弱而逐渐增强。

通过对国内外钢管混凝土轴压短试件实验结果的整理和分析，发现在一定参数范围内，钢管混凝土中核心混凝土的应力-应变关系曲线的特性除了和混凝土本身有关系外，主要和约束效应系数 ξ 有关。主要表现在： ξ 值越大，受力过程中，钢管对其核心混凝土提供的约束作用越强，随着变形的增加，混凝土应力-应变关系曲线下降段出现得越晚，甚至不出现下降段；反之， ξ 值越小，钢管对其核心混凝土的约束作用将越小，则混凝土的应力-应变关系曲线的下降段将出现得越早，且下降段的下降趋势随 ξ 值的减小而逐渐增强。基于上述理解，提出了考虑混凝土强度和约束效应系数 ξ 等因素的核心混凝土应力应变关系。

图 1.1 所示为钢管混凝土的核心混凝土典型的 σ - ε 关系曲线。当 $\xi > \xi_0$ 时，混凝土应力达到 σ_0 之后， σ - ε 关系仍然不出现下降段；当 $\xi \approx \xi_0$ 时，混凝土应力达到 σ_0 之后， σ - ε 关系趋于平缓；而当 $\xi < \xi_0$ 时，混凝土应力达到 σ_0 之后， σ - ε 关系会出现下降段。通过对实验结果的分析 and 整理，发现对于圆钢管混凝土， $\xi_0 \approx 1.12$ ；对于方、矩形钢管混凝土， $\xi_0 \approx 4.5$ 。

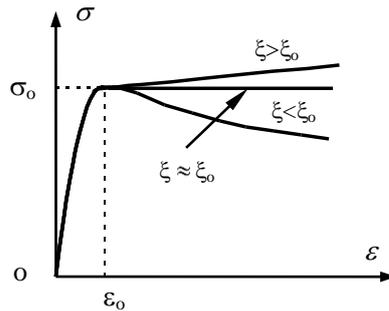


图 1.1 核心混凝土应力-应变关系

A.0.2 钢管混凝土的核心混凝土的受拉应力 (σ)-应变 (ε) 关系应按下列式计算:

$$y = \begin{cases} 1.2x - 0.2x^6 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{0.31\sigma_p^2(x-1)^{1.7} + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (\text{A. 0. 2-1})$$

其中:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_p} \quad (\text{A. 0. 2-2})$$

$$y = \frac{\sigma_c}{\sigma_p} \quad (\text{A. 0. 2-3})$$

$$\sigma_p = 0.26(1.25 f_c')^{2/3} \quad (\text{A. 0. 2-4})$$

$$\varepsilon_p = 43.1 \sigma_p (\mu\varepsilon) \quad (\text{A. 0. 2-5})$$

式中：

σ_p ——峰值拉应力；

ε_p ——峰值拉应力时的应变；

A.0.3 混凝土应力-应变滞回关系的加、卸载准则（图 A. 0. 3）应满足下列要求：

1 受压卸载、再加载准则

当压应变小于等于 $0.55 \varepsilon_0$ 时按弹性刚度加卸载；当应变大于 $0.55 \varepsilon_0$ 时，按“焦点法”计算加卸载路径，卸载至 $\sigma = 0$ 时的残余应变为 ε_B ：

$$\varepsilon_B = \frac{\sigma_0 \varepsilon_A - \sigma_A \varepsilon_1}{\sigma_0 + \sigma_A} \quad (\text{A. 0. 3-1})$$

其中， $\varepsilon_1 = 0.5 \varepsilon_0$ 。

卸载至 B 点再加载过程中 C 点的纵坐标值 σ_C 为

$$\sigma_C = \frac{0.75 \sigma_0}{0.75 \varepsilon_1 + \varepsilon_B} (\varepsilon_A - \varepsilon_B) \quad (\text{A. 0. 3-2})$$

卸载过程中 D 点坐标值 ε_D 和 σ_D 的表达式分别为

$$\varepsilon_D = \frac{D_1 \cdot \varepsilon_A - D_2 \cdot \varepsilon_B - \sigma_C}{D_1 - D_2} \quad (\text{A. 0. 3-3})$$

$$\sigma_D = D_2 \cdot (\varepsilon_D - \varepsilon_B) \quad (\text{A. 0. 3-4})$$

其中， $D_1 = (3\sigma_0 + \sigma_C) / (3\varepsilon_1 + \varepsilon_A)$ ； $D_2 = 0.2\sigma_0 / (0.2\varepsilon_1 + \varepsilon_B)$ 。

自骨架线上卸载沿 D-B 进行，如卸载超过 B 点后再加载时，再加载线将沿折线 B-C-E 进行，E 为骨架线上应变等于 $1.15 \varepsilon_A$ 时对应的点。对于卸载至 B 点后再反向加载，当应变历史上出现的最大拉应变 $\varepsilon \leq \varepsilon_p$ ，即受拉混凝土尚未发生开裂时，则应力应变将沿直线 BF 发展，F(ε_p , σ_p) 为骨架线上峰值拉应力的对应点；当应变历史上出现的最大拉应变 $\varepsilon > \varepsilon_p$ 时，则应力应变将沿直线 BG 发展，G(ε_G , σ_G) 为骨架线上最大拉应变的对应点。

2 受拉卸载、再加载准则

当拉应变 ε 小于等于 ε_p 时按弹性刚度加卸载；当拉应变 ε 大于 ε_p 时，采用曲线方程来描述卸载、再加载路径。设自下降段上 G 点卸载，考虑裂面效应，卸载首先按直线卸至 H 点，H 点为开始产生裂面效应的起始点，其应变值为

$$\varepsilon_H = \sigma_G \left(0.1 + \frac{0.9 \varepsilon_0}{\varepsilon_0 + |\varepsilon_G|} \right) \quad (\text{A. 0. 3-5})$$

当再加载至 I 点或 I' 点(再加载曲线和应力轴的交点)时, 对应 $\varepsilon = 0$ 的接触压应力 σ_{con} 为

$$\sigma_{\text{con}} = 0.3\sigma_{\text{W}} \left(2 + \frac{|\varepsilon_{\text{H}}|/\varepsilon_0 - 4}{|\varepsilon_{\text{H}}|/\varepsilon_0 + 2} \right) \quad (\text{A. 0. 3-6})$$

式中, 当应力应变历史上出现的最大压应变 $\varepsilon \leq \varepsilon_0$ 时, $\sigma_{\text{W}} = \sigma_0$, 此时卸载、再加载沿 G-I-J 进行; 当最大压应变 $\varepsilon > \varepsilon_0$ 时 $\sigma_{\text{W}} = \sigma_{\text{A}}$, 此时卸载、再加载沿 G-I'-C-E 进行。

以上描述的受拉卸载、再加载准则, 其中 GI 和 GI' 段方程为

$$\sigma = \sigma_{\text{con}} \left(1 - \frac{2\varepsilon}{|\varepsilon_{\text{H}}| + \varepsilon} \right) \quad (\varepsilon_{\text{H}} \leq \varepsilon < 0) \quad (\text{A. 0. 3-7})$$

IJ 段方程为

$$\sigma = \sigma_{\text{con}} (1 - \varepsilon/\varepsilon_0) + \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0 + \varepsilon} \sigma_0 \quad (0 \leq \varepsilon < \varepsilon_0) \quad (\text{A. 0. 3-8})$$

I'C 段方程为

$$\sigma = \sigma_{\text{con}} (1 - \varepsilon/\varepsilon_{\text{A}}) + \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{\text{A}} + \varepsilon} \sigma_{\text{C}} \quad (0 \leq \varepsilon < \varepsilon_{\text{A}}) \quad (\text{A. 0. 3-9})$$

如在 GI 曲线上任一点卸载, 则卸载路径为卸载点和 G 点的连线。

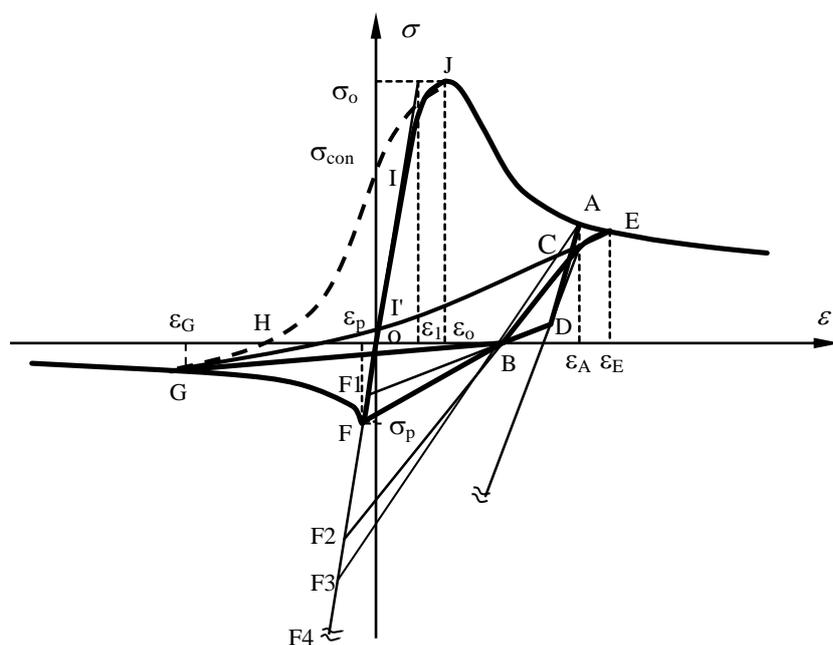


图 A.0.3 混凝土应力-应变滞回关系曲线示意图

【条文说明：A.0.3 混凝土应力-应变滞回关系的骨架线基本上接近于其单向加载时的应力-应变关系曲线。在分析钢筋混凝土结构受往复循环荷载作用下的力学性能时, 常用混凝土单向加载时的应力-应变曲线代替其应力-应变滞回关系的骨架线。

以核心混凝土单向加载时的应力-应变关系曲线代替其滞回关系的骨架线, 即在受压区, 对于圆钢管混

混凝土按式(1.1)确定，对于方、矩形钢管混凝土按式(1.2)确定；在受拉区，混凝土的应力-应变关系按式(1.3)确定。混凝土由受压卸载、再反向加载时，卸载、再加载路径采用和普通混凝土类似的焦点法确定，以便在模型中考虑一定的卸载刚度退化和软化现象；当混凝土由受拉卸载、再反向加载时，卸载、再加载路径可采用统一的曲线方程形式来表达。混凝土加卸载关系如图 A.0.3 所示。

1 受压卸载、再加载准则

混凝土受压卸载时，当压应变小于等于 $0.55\varepsilon_0$ 时按弹性刚度卸载、再加载；当应变大于 $0.55\varepsilon_0$ 时，按“焦点法”考虑刚度退化现象来确定卸载、再加载途径， ε_0 为混凝土骨架线峰值点处应变， σ_0 为 ε_0 对应的应力。焦点 F_1 、 F_2 、 F_3 及 F_4 位于过原点的骨架曲线切线上，其 σ 轴坐标分别为： $0.2\sigma_0$ 、 $0.75\sigma_0$ 、 σ_0 和 $3\sigma_0$ 。设自骨架曲线上 $A(\varepsilon_A, \sigma_A)$ 点开始卸载(滕智明和邹离湘，1996)，卸载线沿 A-D-B 进行，点 $B(\varepsilon_B, 0)$ 为 AF_3 连线与 ε 轴的交点；点 D 为直线 CF_4 与 BF_1 延线的交点，点 C 为直线 BF_2 延线上应变等于 ε_A 的点。 ε_B 为自卸载点卸载至 $\sigma=0$ 时的残余应变。如卸载超过 B 点后再加载时，再加载线将沿折线 B-C-E 进行，E 为骨架线上应变等于 $1.15\varepsilon_A$ 时对应的点。对于卸载至 B 点后再反向加载，当应变历史上出现的最大拉应变 $\varepsilon \leq \varepsilon_p$ ，即受拉混凝土尚未发生开裂时，则应力应变将沿直线 BF 发展， $F(\varepsilon_p, \sigma_p)$ 为骨架线上峰值拉应力的对应点；当应变历史上出现的最大拉应变 $\varepsilon > \varepsilon_p$ 时，则应力应变将沿直线 BG 发展， $G(\varepsilon_G, \sigma_G)$ 为骨架线上最大拉应变的对应点。

2 受拉卸载、再加载准则

混凝土受拉卸载时，当卸载点应变 $\varepsilon \leq \varepsilon_p$ 时混凝土未开裂，按弹性刚度卸载再反向加载； $\varepsilon > \varepsilon_p$ 时，采用曲线方程来描述卸载、再加载路径。设自下降段上 G 点卸载，考虑裂面效应，卸载首先按直线卸至 H 点，H 点为开始产生裂面效应的起始点。】

A.0.4 钢管应力-应变滞回关系的加、卸载准则（图 A.0.4）应满足下列要求：

钢管单调加载的骨架线选用双折线模型，强化段的模量取值为 $0.01E_s$ ， E_s 为钢材的弹性模量。当应变小于等于屈服应变 ε_y 时，按弹性刚度 E_s 加卸载；如果钢材在进入强化段 ab 前卸载，则不考虑 Bausinger 效应；反之，如果钢材在强化段 ab 卸载，则需考虑 Bausinger 效应。加、卸载过程中的软化段，软化段段 de 和 d'e' 的模量 (E_b) 可按如下公式计算：

$$E_b = \begin{cases} \frac{f_y - |\sigma_d|}{|\varepsilon_d + \varepsilon_y|} & (1.65\varepsilon_y < |\varepsilon_d| \leq 6.11\varepsilon_y) \\ 0.1E_s & (|\varepsilon_d| > 6.11\varepsilon_y) \end{cases} \quad (\text{A. 0. 4-1})$$

式中， σ_d 和 ε_d 分别为软化段起始点 d 和 d' 点的应力和应变值。d 点和 d' 点分别位于与 ab 和 a'b' 线平行的直线上。当软化段与骨架线相交时，继续按骨架线加载。

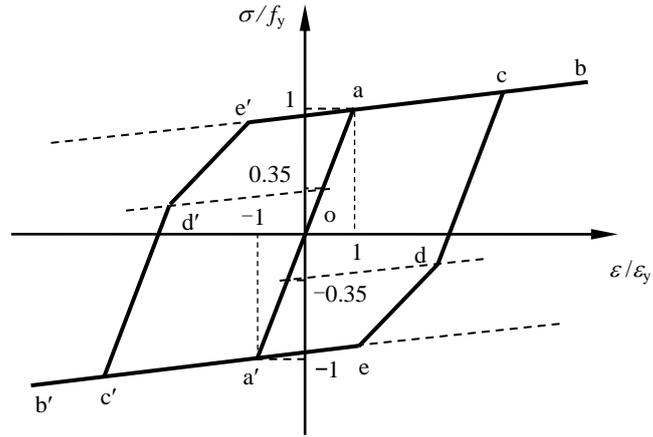


图 A.0.4 钢材的应力-应变关系模型示意图

【条文说明：钢材的应力-应变滞回关系骨架线由两段组成，即弹性段(oa)和强化段(ab)，其中，强化段的模量取值为 $0.01E_s$ ， E_s 为钢材的弹性模量。加卸载刚度采用初始弹性模量 E_s 。如果钢材在进入强化段 ab 前卸载，则不考虑 Bausinger 效应；反之，如果钢材在强化段 ab 卸载，则需考虑 Bausinger 效应。钢材加卸载关系如图 A.0.4 所示。卸载至 d 点时进入软化段，当沿软化段加载至与骨架线相交时，继续按骨架线加载。】