

**CECS XXX: 202X**

**中国工程建设标准化协会标准**

**装配式多腔钢管混凝土异形柱**

**结构技术规程**

**Technical specification for fabricated multi-cell concrete filled steel tubular**

**structures with special-shaped columns**

（征求意见稿）

**前** **言**

本标准编制组经广泛调查研究，开展基础试验研究，认真总结实际工程经验，参考国内外相关规范标准，并在广泛征求意见的基础上，编制了本标准。

本标准的主要技术内容包括：1.总则；2.术语和符号；3.材料；4.基本规定；5.多腔钢管混凝土异形柱构件设计；6.U形钢-混凝土组合梁构件设计；7.节点设计与连接构造；8.钢构件防护；9.制作与施工。

本标准由中国工程建设标准化协会负责管理，由重庆大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送重庆大学土木工程学院（地址：重庆市沙坪坝区重庆大学B区第二综合教学楼1616）

|  |  |
| --- | --- |
| 主编单位： | 重庆大学 |

目 次

[1 总 则 1](#_Toc153883025)

[2 术语和符号 2](#_Toc153883026)

[2.1 术语 2](#_Toc153883027)

[2.2 符号 3](#_Toc153883028)

[3 材 料 6](#_Toc153883029)

[3.1 钢 材 6](#_Toc153883030)

[3.2 混凝土和钢筋 7](#_Toc153883031)

[3.3 连接材料 8](#_Toc153883032)

[4 基本规定 9](#_Toc153883033)

[4.1 一般规定 9](#_Toc153883034)

[4.2 结构设计规定 11](#_Toc153883035)

[4.3 构件设计规定 18](#_Toc153883036)

[5 多腔钢管混凝土异形柱构件设计 21](#_Toc153883037)

[5.1 刚度计算 21](#_Toc153883038)

[5.2 受压承载力计算 21](#_Toc153883039)

[5.3 受弯承载力计算 23](#_Toc153883040)

[5.4 受剪承载力计算 30](#_Toc153883041)

[5.5 压-弯-剪承载力计算 31](#_Toc153883042)

[6 U形钢混凝土组合梁设计 41](#_Toc153883043)

[6.1 一般规定 41](#_Toc153883044)

[6.2 刚度和承载力 45](#_Toc153883045)

[6.3 抗剪连接件 56](#_Toc153883046)

[6.4 负弯矩区裂缝宽度 59](#_Toc153883047)

[6.5 构造措施 62](#_Toc153883048)

[7 节点设计和连接构造 63](#_Toc153883049)

[7.1 一般规定 63](#_Toc153883050)

[7.2 梁-柱节点设计 65](#_Toc153883051)

[7.3 主次梁连接节点设计 70](#_Toc153883052)

[7.4 柱-柱连接节点设计 72](#_Toc153883053)

[7.5 柱脚节点设计 73](#_Toc153883054)

[7.6 梁-楼板连接节点设计 76](#_Toc153883055)

[8 钢构件防护 78](#_Toc153883056)

[8.1 防火设计 78](#_Toc153883057)

[8.2 防腐设计 89](#_Toc153883058)

[9 制作与施工 92](#_Toc153883059)

[9.1 一般规定 92](#_Toc153883060)

[9.2 钢构件的制作 92](#_Toc153883061)

[9.3 混凝土浇筑 94](#_Toc153883062)

[9.4 施工与验收 95](#_Toc153883063)

**Contents**

[1 General Provisions 1](#_Toc153883025)

[2 Terms and Symbols 2](#_Toc153883026)

[2.1 Terms 2](#_Toc153883027)

[2.2 Symbols 3](#_Toc153883028)

[3 Material 6](#_Toc153883029)

[3.1 Structural Steel 6](#_Toc153883030)

[3.2 Steel Reinforcement and Concrete 7](#_Toc153883031)

[3.3 Connections 8](#_Toc153883032)

[4 General Requirements 9](#_Toc153883033)

[4.1 General 9](#_Toc153883034)

[4.2 Structural Design 11](#_Toc153883035)

[4.3 Components Design 18](#_Toc153883036)

[5 Design of Components 21](#_Toc153883037)

[5.1 Stiffness 21](#_Toc153883038)

[5.2 Compressive Bearing Capacity 21](#_Toc153883039)

[5.3 Flexural Capacity 23](#_Toc153883040)

[5.4 Shear Capacity 30](#_Toc153883041)

[5.5 Compressive - Flexural - Shear Capacity 31](#_Toc153883042)

[6 Design of U-shaped steel-concrete composite beam 41](#_Toc153883043)

[6.1 General 41](#_Toc153883044)

[6.2 Stiffness and Capacity 45](#_Toc153883045)

[6.3 Shear Connector 56](#_Toc153883046)

[6.4 Crack Width in the Negative Moment Zone 59](#_Toc153883047)

[6.5 Design and Detailings of Components 62](#_Toc153883048)

[7 Design of Connections and Joints 63](#_Toc153883049)

[7.1 General 63](#_Toc153883050)

[7.2 Beam-Colunm Joint 65](#_Toc153883051)

[7.3 Beam-Girder Connections 70](#_Toc153883052)

[7.4 Column-Column Connections 72](#_Toc153883053)

[7.5 Column Base Joints 73](#_Toc153883054)

[7.6 Beam- Floor Connections 76](#_Toc153883055)

[8 Protection of steel Components 78](#_Toc153883056)

[8.1 Fire Protection Planning 78](#_Toc153883057)

[8.2 Anti-corrosion Design 89](#_Toc153883058)

[9 Construction and Quality Acceptance 92](#_Toc153883059)

[9.1 General 92](#_Toc153883060)

[9.2 Manufacture of Steel Components 92](#_Toc153883061)

[9.3 Pouring of Concrete 94](#_Toc153883062)

[9.4 Construction and Quality Acceptance 95](#_Toc153883063)

1 总 则

1.0.1 为在多腔钢管混凝土异形柱结构的设计、制作安装及验收过程中做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本标准。

【条文说明】本条是多腔钢管混凝土异形柱结构设计、制作安装及验收过程中必须遵循的基本原则。

1.0.2 本标准适用于多腔钢管混凝土异形柱结构的设计、制作安装及验收。

1.0.3 多腔钢管混凝土异形柱结构的设计、制作安装及验收，除应符合本标准外，尚应符合现行国家有关标准的规定。

【条文说明】多腔室钢管混凝土异形柱加工制作企业制定的企业验收标准不能低于本标准及相关现行国家标准和行业标准。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 钢管混凝土异形柱 special-shaped concrete-filled steel tubular column

在T形、L形、Z形和十字形等异形钢管内浇筑混凝土形成的组合结构柱。

2.1.2 多腔钢管混凝土异形柱 special-shaped multi-cell concrete-filled steel tubular column

在钢管混凝土异形柱内用内隔板分隔成多个腔室形式的钢管混凝土异形柱。

2.1.3 含钢率 steel ratio

钢管混凝土异形柱截面中钢板面积与混凝土面积之比。

2.1.4异形柱柱肢 special-shaped column limb

异形柱由两个正交的分肢组成，每一个分肢称为异形柱的柱肢。

2.1.5 竖向肋板节点 connection with vertical stiffener

通过竖向肋板连接梁柱的一种节点形式。

2.1.6 U形板节点 connection with U-shaped plate

通过U形钢板连接梁柱的一种节点形式。

2.1.7 U形钢-混凝土组合梁 U-shaped steel-concrete composite beam

由外包U形钢混凝土腹板和混凝土翼板通过抗剪连接件形成整体受力的梁。

2.1.8 组合梁抗剪连接件 shear connector of composite beam

在钢-混凝土组合梁中，为保证翼板和腹板协同工作，在交界面设置的起到抵抗剪切滑移和掀起作用的部件。

2.1.9 柱肢宽厚比 ratio of section width to section thickness of column limb

钢管混凝土异形柱的柱肢宽度与柱肢厚度的比值。

2.1.12 耐火极限 fire resistance

构件按标准升温曲线进行耐火试验，从受火开始到失去支持能力或完整性被破坏所经历的时间，用小时表示。

2.1.13 防火保护层厚度 the thickness of the fire protection layer

为延长构件耐火极限在构件表面刷涂防火涂料的厚度。

2.1.14 标准升温曲线 the standard temperature rising curve

国际标准化组织（ISO）规定的火灾下温度随时间变化的曲线。

2.2 符号

2.2.1 计算指标

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *E*s | —— | 钢板的弹性模量； |
| *E*c | —— | 混凝土的弹性模量； |
| *f*s | —— | 钢板的抗拉、抗压和抗弯强度设计值； |
| *f*c | —— | 混凝土的轴心抗压强度设计值； |
| *f*y | —— | 钢板的屈服强度标准值； |
| *f*u | —— | 钢板的抗拉强度设计值； |
| *f*v | —— | 钢板的抗剪强度设计值； |
| *G*s | —— | 钢材的剪变模量； |
| *G*c | —— | 钢管内混凝土的剪变模量； |
| *M* | —— | 钢管混凝土异形柱的弯矩设计值； |
| *M*b | —— | 钢管混凝土异形柱承载力相关曲线上B点抗弯承载力设计值； |
| *M*c | —— | 钢管混凝土异形柱承载力相关曲线上C点抗弯承载力设计值； |
| *M*u | —— | 钢管混凝土异形柱的抗弯承载力设计值； |
| *N* | —— | 钢管混凝土异形柱的轴压力设计值； |
| *N*0 | —— | 钢管混凝土异形柱的简单叠加受压强度承载力设计值； |
| *N*b | —— | 钢管混凝土异形柱承载力相关曲线上B点轴压承载力设计值； |
| *N*c | —— | 钢管混凝土异形柱承载力相关曲线上C点轴压承载力设计值； |
| *N*u,cr | —— | 钢管混凝土异形柱轴心平面外受压稳定承载力； |
| *N*u | —— | 钢管混凝土异形柱的轴心受压承载力设计值； |
| *P*vy | —— | 竖向肋板节点屈服承载力； |
| *V* | —— | 钢管混凝土异形柱的剪力设计值； |
| *V*c | —— | 混凝土抗剪承载力； |
| *V*n | —— | 轴压力N作用下抗剪承载力的提高值； |
| *V*s | —— | 钢管抗剪承载力； |
| *V*u | —— | 钢管混凝土异形柱的抗剪承载力设计值； |
| *υ* | —— | 钢材的泊松比； |

2.2.2 几何参数

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *A* | —— | 钢管混凝土异形柱的截面面积； |
| *A*c | —— | 钢管混凝土异形柱截面的混凝土面积； |
| *A*s | —— | 钢管混凝土异形柱截面的钢板面积； |
| *A*sw | —— | 平行于钢管混凝土异形柱受力平面的钢板面积； |
| *EA* | —— | 钢管混凝土异形柱的截面轴压刚度； |
| *E*c*A*c | —— | 钢管混凝土异形柱混凝土部分的截面轴压刚度； |
| *E*s*A*s | —— | 钢管混凝土异形柱钢板部分的截面轴压刚度； |
| *EI* | —— | 钢管混凝土异形柱的截面弯曲刚度； |
| *E*c*I*c | —— | 钢管混凝土异形柱混凝土部分的截面弯曲刚度； |
| *E*s*I*s | —— | 钢管混凝土异形柱钢板部分的截面弯曲刚度； |
| *GA* | —— | 钢管混凝土异形柱的截面剪切刚度； |
| *G*c*A*c | —— | 钢管混凝土异形柱混凝土部分的截面剪切刚度； |
| *G*s*A*s | —— | 钢管混凝土异形柱钢板部分的截面剪切刚度； |
| *H* | —— | 钢管混凝土异形柱的高度； |
| *I*s | —— | 钢管的截面惯性矩； |
| *I*c | —— | 钢管内混凝土的截面惯性矩； |
| *L* | —— | 钢管混凝土异形柱的宽度； |
| *t* | —— | 钢管混凝土异形柱的钢管厚度； |
| *t*w | —— | 钢管混凝土异形柱的柱肢厚度； |
| *λ* | —— | 钢管混凝土异形柱的长细比； |
| *λ*0 | —— | 强度破坏界限长细比； |
| *λ*p | —— | 弹塑性失稳界限长细比。 |
|  |  |  |

2.2.3 计算系数及其他

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *n* | —— | 柱轴压比； |
| *n*0 | —— | 等效轴压比； |
| *α*sc | —— | 钢管混凝土异形柱的含钢率； |
| *θ* | —— | 钢管混凝土异形柱的套箍系数； |
| *φ* | —— | 钢管混凝土异形柱轴心受压稳定系数； |
| *ψ*T | —— | 钢管混凝土异形柱结构的计算自振周期折减系数； |
|  | —— | 结构重要性系数； |
| *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； |
| *ζ*h | —— | 与节点域高宽比*h*/*B*h相关的函数； |
| *ζ*c | —— | 套箍作用影响系数； |
| *ζ*f | —— | 正交柱肢影响系数。 |

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1钢材宜采用Q235钢和Q355钢，且级别不应低于B级，钢材质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700与《低合金高强度结构钢》GB/T 1591的有关规定，同时应符合下列规定：

1 当选用Q235钢材时，钢材材质应为镇静钢；

2 对考虑屈曲后强度的钢板，宜采用Q235GJ钢和Q355GJ钢，钢材质量应符合现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879的有关规定；

3 当有可靠依据时，可选用高屈服强度钢。

【条文说明】根据钢管混凝土异形柱的性能和工程实例，建议采用Q235和Q345钢。对性能要求更高时，可以采用综合性能良好的建筑结构用钢板（GJ钢）。当有可靠依据时，也可采用低屈服强度钢，钢材质量应符合现行国家标准《建筑用低屈服强度钢板》GB/T 28905的规定。

3.1.2 当采用符合耐大气腐蚀性能的热轧和冷轧的钢板、钢带和型钢时，钢材质量及设计用强度指标应符合现行国家标准《耐候结构钢》GB/T 4171的有关规定。

3.1.3 钢材性能应具有屈服强度、抗拉强度、断后伸长率、冷弯性能、冲击韧性、厚度方向抗层状撕裂性能和碳、硫、磷等含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳当量的合格保证。

【条文说明】钢管混凝土异形柱结构中钢材是主要承重部分，钢材性能应符合屈服强度、抗拉强度、伸长率、冲击韧性以及硫、磷等含量的合格保证。为了保证钢材的可焊性，焊接结构的碳含量和冷弯性能应具有合格保证。

3.1.4 钢管混凝土异形柱结构用钢材的设计强度指标，应根据钢材牌号、厚度或直径按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定采用。

3.1.5 建筑结构用钢板的设计强度指标，应根据钢材牌号、厚度或直径按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定采用。

3.1.6 钢管混凝土异形柱结构用无缝钢管的设计强度指标应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定采用。

【条文说明】本条文参考GB50017-2017《钢结构设计规范》中4.4.3条新增条文，由于现行国家标准《结构用无缝钢管》GB/T8162中，钢管壁厚的分组、材料的屈服强度、抗拉强度均与现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB 1591有所不同，表3.1.6 的强度设计值是由钢管材料标准中的屈服强度除以相应的抗力分项系数得出的。

3.1.7 钢材的物理性能指标应按表3.1.7采用。

表3.1.7 钢材物理性能指标

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 弹性模量*E*  （N/mm2） | 剪变模量*G*  （N/mm2） | 线膨胀系数*α*  （以每℃计） | 质量密度*ρ*  （kg/m3） |
| 206×103 | 79×103 | 12×10-6 | 7850 |

3.2 混凝土和钢筋

3.2.1 混凝土和钢筋的设计强度指标应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

3.2.2 钢管混凝土异形柱的混凝土强度等级不应低于C30。当采用C70以上混凝土时，应有相关试验研究依据或工程应用经验。

【条文说明】由于钢管混凝土异形柱的力学性能与普通方钢管混凝土柱相近，本条文参考目前钢管混凝土构件现场浇灌混凝土的常用强度等级。实心钢管混凝土构件延性较好，可采用高强混凝土，以提高强度并减小截面面积。当混凝土强度超过C70时，设计时应有可靠依据。

3.2.3 组合梁、组合楼板用的混凝土强度等级不应低于C25。

3.2.4 钢管混凝土构件中可采用再生骨料混凝土。再生骨料混凝土的配合比设计、施工和验收应符合现行行业标准《再生骨料应用技术规程》JGJ/T240的规定。

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

3.2.5 钢管混凝土异形柱构件中可采用自密实混凝土。自密实混凝土的配合比设计、施工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。

3.2.6 钢管混凝土异形柱构件中混凝土最大骨料粒径不宜大于25mm。对浇筑难度较大或复杂节点部位，宜采用骨料更小、流动性更强的混凝土。

3.3 连接材料

3.3.1 钢管混凝土异形柱结构中所用焊接材料应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定。

3.3.2 钢管混凝土异形柱结构紧固件材料应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定。

3.3.3 钢管混凝土异形柱结构中的焊接节点，若无加劲其板材的屈强比不宜大于0.8；与受拉构件焊接连接的钢板，当壁厚大于25mm且沿厚度方向承受较大拉应力时，应采取措施防止层状撕裂。

【条文说明】本条对无加劲的直接焊接的相贯节点部位钢管提出材料方面的规定。无加劲钢管的主要破坏模式之一是贯通钢管管壁局部弯曲导致的塑性破坏，若无一定的塑性性能保证，相关的计算方法并不适用。因目前国内外在钢管节点的试验研究中，其钢材的屈服强度仅限于355N/mm2及其以下，屈强比均不大于0.8。同时根据欧洲钢结构设计规范EC3: Designofstee structares的规定，主管管壁厚度不应超过25mm，除非采取措施能充分保证钢板厚度方向的性能。当主管壁厚超过25mm时，节点施焊时应采取焊前预热等措施降低焊接残余应力，防止出现层状撕裂，或采用具有厚度方向性能要求的Z向钢。

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1钢管混凝土异形柱结构的安全等级、可靠指标和设计工作年限应符合现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001的有关规定。

4.1.2钢管混凝土异形柱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。按承载能力极限状态设计时，应考虑荷载效应的基本组合，必要时还应考虑荷载效应的偶然组合；按正常使用极限状态设计时，应考虑荷载效应的标准组合。

【条文说明】荷载效应的组合原则是根据现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001和《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068的规定，结合组合结构的特点提出来的，对不同设计状况的不同设计状态及相应的作用组合进行规定。对于正常使用极限状态，钢结构一般只考虑荷载效应的标准组合，当有可靠依据和实践经验时，亦可考虑荷载效应的频遇组合。当需考虑混凝土在长期荷载作用下的蠕变影响，除应考虑荷载效应的标准组合外，尚应考虑准永久组合。

4.1.3荷载和效应的组合应按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001、《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《建筑结构荷载规范》GB 50009和《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定执行。

4.1.4结构的楼（屋）面活荷载、雪荷载、覆冰荷载、风荷载、施工荷载、检修荷载、温度作用、偶然作用等应按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001的有关规定采用，地震作用应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定进行计算。

4.1.5采用钢管混凝土异形柱结构的多层和高层建筑结构在荷载和地震作用下的内力和位移计算、舒适度要求、结构整体稳定验算、以及结构抗震性能设计优化、抗连续倒塌等应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《组合结构通用规范》GB 55004、《建筑结构荷载规范》GB 50009的有关规定。

【条文说明】钢-混凝土组合结构多、高层建筑的设计计算，除了基本的内力、位移计算外，尚应进行稳定性验算和风荷载作用组合下的舒适度验算，必要时进行风洞试验；对于超高或复杂建筑，还应进行结构抗震性能设计、抗连续倒塌设计；以上设计验算均应符合现行国家标准的相关规定；结构的计算和设计优化还应符合《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《组合结构设计规范》JGJ 138、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的有关规定。

4.1.6 钢管混凝土异形柱结构宜采用规则的结构设计方案。抗震设计的异形柱结构应符合抗震概念设计的要求，不应采用特别不规则的结构设计方案。抗震设计时，对不规则异形柱结构的定义和设计要求，除应符合现行国家标准外，其抗震设计尚应符合下列要求：

1 扭转不规则时，楼层竖向构件的最大水平位移和最大层间位移与该楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的比值不应大于1.45；

2 侧向刚度不规则时，刚度小的楼层地震剪力应乘以不小于1.15的增大系数；

3 楼层承载力突变时，其薄弱层对应于地震作用标准值的地震剪力应乘以1.25的增大系数；楼层受剪承载力不应小于相邻上一楼层的 65%；

4 竖向抗侧力构件不连续时，该构件传递给水平转换构件的地震内力应乘以 1.25～1.50 的增大系数；

5 受力复杂部位的钢管混凝土异形柱，宜采用肢端设矩形钢管混凝土暗柱的异形柱或一般框架柱。

4.1.7 钢管混凝土异形柱结构的平面布置应符合下列要求：

1 异形柱结构的一个独立单元内，结构的平面形状宜简单、规则、对称，减少偏心，刚度和承载力分布宜均匀；

2 异形柱结构的框架纵、横柱网轴线宜分别对齐拉通；异形柱截面肢厚中心线宜与框架梁及剪力墙中心线对齐；

3 异形柱框架-剪力墙结构中剪力墙的最大间距不宜超过表4.1.7的限值（取表中两个数值的较小值），当剪力墙之间的楼盖、屋盖有较大开洞时，剪力墙间距应比表中限值适当减小。当剪力墙间距超过限值时，在结构计算中应计入楼盖、屋盖平面内变形的影响。

表4.1.7 钢管混凝土异形柱框架-剪力墙结构的剪力墙最大间距（m）

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 楼盖、屋盖类型 | 非抗震设计 | 抗震设计 | | | | |
| 6度 | 7度 | | 8度 | |
| 0.05g | 0.10g | 0.15g | 0.20g | 0.30g |
| 现浇 | 4.5*B*，55 | 4.0*B*，50 | 3.5*B*，40 | 3.0*B*，40 | 2.5*B*，35 | 2.0*B*，25 |
| 装配整体 | 3.0*B*，45 | － | － | － | － | － |

注：1 表中 *B* 为楼盖宽度(m)；

2 现浇层厚度不小于 60mm 的叠合楼板可作为现浇板考虑。

【条文说明】本标准根据剪力墙结构的特点及抗震设计原则，对结构平面布置所遵循的一般原则加以规定。本条参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010第3.4.5条和第3.4.6条的规定。

本条对结构平面布置所遵循的一般原则加以规定。一般的震害规律表明，若柱网轴线不对齐，形成不完整的框架结构，地震中因扭转效应和传力路线中断等原因可能造成结构的严重震害，因此在设计中宜尽量使纵、横柱网轴线对齐拉通。在结构设计中利用楼梯间、电梯井位置合理布置柱子，对电梯设备运行、结构抗震、抗风均有好处，但若柱子布置不合理，将导致平面不规则，加剧扭转效应，反而会对抗震带来不利影响，故这里强调布置柱子应符合受力需要。

4.1.8 钢管混凝土异形柱结构的竖向布置应符合下列规定：

1 建筑的立面和竖向剖面宜规则、均匀，避免过大的外挑和内收；

2 结构的侧向刚度沿竖向宜相近或均匀变化，避免侧向刚度和承载力沿竖向的突变；高层钢管混凝土异形柱框架-剪力墙结构相邻楼层的侧向刚度变化应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 99中3.3.10条对于框架-延性墙板结构的规定。

3 钢管混凝土异形柱框架-剪力墙结构体系的剪力墙应上下对齐、连续贯通房屋全高。

4.1.9高层民用建筑宜不设防震缝；体型复杂、平立面不规则的建筑，应根据不规则程度、地基基础等因素，确定是否设防震缝，防震缝应留有足够的宽度，其上部结构应完全分开；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。钢管混凝土异形柱结构的防震缝最小宽度按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011相关规定执行，不应小于钢筋混凝土框架结构缝宽的1.5倍。当设置伸缩缝和沉降缝时，其宽度应符合防震缝的要求。

[条文说明]：本条参考现行《建筑抗震设计规范》GB50011中6.1.4条和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99中3.3.4、3.3.5条的规定。

4.2 结构设计规定

4.2.1 钢管混凝土异形柱结构可采用框架结构和框架-剪力墙结构。根据建筑布置及结构受力的需要，异形柱结构中的框架柱，可全部采用异形柱，也可部分采用矩形柱。

【条文说明】本条列举了一些常用的钢管混凝土异形柱结构体系。框架结构指框架柱采用钢管混凝土异形柱，梁采用钢梁、钢-混凝土组合梁的结构。在框架-剪力墙结构中，柱主要采用钢管混凝土异形柱，剪力墙采用钢板剪力墙或钢板组合剪力墙。

工程实际应用的主要是以T形、L形和Z形截面的钢管混凝土异形柱构成的框架结构和框架-剪力墙结构体系。

本标准适用于钢管混凝土异形柱框架结构体系，包括全部由异形柱作为竖向受力构件组成的结构，也包括由于结构受力需要而部分采用矩形柱的情形。钢管混凝土异形柱和一般矩形柱应分别按各自有关规范规定进行设计。

4.2.2抗震设防的钢管混凝土异形柱结构应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223确定其抗震设防类别及抗震设防标准。

【条文说明】建筑工程的抗震设防分类，是根据建筑遭遇地震破坏后，可能造成人员伤亡、直接和间接经济损失、社会影响程度以及建筑在抗震救灾中的作用等因素，对各类建筑所作的抗震设防类别划分，具体分为特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类，分别简称甲类、乙类、丙类和丁类。

4.2.3对受压为主的多腔钢管混凝土异形柱构件，钢板截面边长和壁厚之比*B*/*t*不应大于60。对受弯为主的多腔钢管混凝土异形柱构件，钢板截面边长和壁厚之比*B*/t不应大于135。

【条文说明】本条规定是保证管壁局部稳定的要求。参考《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 第4.1.6条对矩形截面的规定。

4.2.4钢管混凝土异形柱除应进行使用阶段的承载力验算外，尚应进行施工阶段的承载力验算。在混凝土达到设计强度之前，钢管轴心应力不宜大于钢管屈服强度设计值的60％，并应满足稳定性要求。

【条文说明】在高层建筑中，一般可先安装空钢管，然后一次性向管内浇灌混凝土或连续施工浇筑混凝土。这时钢管中存在初应力，将影响柱的稳定承载力。为了控制此影响在5％以内，经分析，应控制初应力不超过钢材受压强度设计值的60％。混凝土的湿密度在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009中未作规定，可以参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009给出的素混凝土自重22kN/m3～24kN/m3取用。

4.2.5钢管混凝土异形柱构件的承载力应按下列公式验算：

    无地震作用组合

|  |  |
| --- | --- |
|  | (4.2.6-1) |

    有地震作用组合

|  |  |
| --- | --- |
|  | (4.2.6-2) |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 式中： |  | ——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； |
|  |  | ——构件承载力抗震调整系数。 |

【条文说明】钢管混凝土异形柱结构的荷载效应组合、内力和位移计算、抗风抗震验算、内力调整、抗震措施及设计内力的确定等均按照现行国家相关标准进行，其中钢管混凝土异形柱构件部分尚应满足本标准有关抗震措施的要求。

4.2.6 抗震设计时，钢管混凝土异形柱结构各构件的抗震调整系数应按表4.2.6采用。

表4.2.6 承载力抗震调整系数*γ*RE

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 正截面承载力验算 | | 斜截面承载力验算 | 节点板件、连接焊缝、连接螺栓 | |
| 钢管混凝土异形柱 | 钢-混凝土组合梁 | 强度验算 | 稳定验算 |
| 0.80 | 0.75 | 0.85 | 0.75 | 0.80 |

【条文说明】构件承载力调整系数主要参照现行《建筑抗震设计规范》GB 50011确定。框架-剪力墙中的剪力墙按斜截面承载力验算取值。

4.2.7 钢管混凝土异形柱结构乙类和丙类建筑的最大适用高度应符合表4.2.7的规定。对平面和竖向均不规则的结构，表中最大适用高度宜适当降低；对甲类建筑，宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的规定；当房屋高度超过表中数值时，结构设计应进行专门研究和论证，并应采取有效措施。

表4.2.7钢管混凝土异形柱结构的最大适用高度*H* (m)

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构体系 | 抗震设计 | | | |
| 6度 | 7度 | 8度 | |
| 0.2g | 0.3g |
| 框架结构 | 50 | 36 | 24 | 不适用 |
| 框架-剪力墙 | 100 | 80 | 60 | 50 |

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

【条文说明】钢管混凝土异形柱结构体系的最大适用高度参考现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936中的相关规定，取值比钢管混凝土结构体系保守。同时参考现行行业标准《混凝土异形柱结构技术规程》JGJ 149中对混凝土异形柱结构体系最大适用高度的规定，考虑到钢管混凝土异形柱结构抗震性能的提高，最大适用高度取值适当提高。

4.2.8钢管混凝土异形柱结构适用的最大高宽比不宜超过表4.2.8的限值。

表4.2.8钢管混凝土异形柱结构适用的最大高宽比

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构体系 | 抗震设计 | | | | |
| 6度 | 7度 | | 8度 | |
| 0.05g | 0.10g | 0.15g | 0.20g | 0.30g |
| 框架结构 | 4 | 3.5 | 3 | 2.5 | 不适用 |
| 框架-剪力墙 | 5 | 4.5 | 4 | 3.5 | 3 |

【条文说明】高层民用建筑的高宽比，是对结构刚度、整体稳定、承载能力和经济合理性的宏观控制；在结构设计满足本标准规定的承载力、稳定、抗倾覆、变形和舒适度等基本要求后，仅从结构安全角度讲高宽比限值不是必须满足的，主要影响结构设计的经济性。本标准取值参考现行行业标准《混凝土异形柱结构技术规程》JGJ 149中的相关规定。

4.2.9钢管混凝土异形柱结构丙类建筑的抗震等级应按表4.2.9确定，相应的计算和构造措施要求应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011和《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936的有关规定。框架中的钢-混凝土组合梁、钢板剪力墙的抗震等级可按钢结构构件确定；当接近或等于高度分界时，可结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；对乙类建筑及Ⅲ、Ⅳ类场地且设计基本地震加速度为0.15g和0.30g地区的丙类建筑，当高度超过对应的适用高度时，应采用特一级的抗震构造措施。

表4.2.9钢管混凝土异形柱结构房屋的抗震等级

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构类型 | | 烈度 | | | | | | |
| 6 | | 7 | | | 8 | |
| 框架 | 高度（m） | ≤24 | ＞24 | ≤24 | ＞24 | | ≤20 | ＞20 |
| 框架 | 四 | 三 | 三 | 二 | | 二 | 一 |
| 框架-  剪力墙 | 高度（m） | ≤50 | ＞50 | ≤24 | ＞24且 ≤50 | ＞50 | ≤24 | ＞24 |
| 框架 | 四 | 三 | 四 | 三 | 二 | 二 | 一 |
| 剪力墙 | 三 | 二 | 三 | 二 | | 二 | 一 |

注：表中“一、二、三、四”即“抗震等级为一、二、三、四级”的简称。

【条文说明】不同的抗震等级，体现不同的抗震要求。因此，当构件的承载力明显提高时，允许降低其抗震等级。

对于7度（0.15g）和8度（0.30g）设防且处于III、IV类场地的高层民用建筑钢结构，宜分别按8 度和9度确定抗震等级。甲、乙类设防的高层民用建筑钢结构，其抗震等级的确定按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定处理。

4.2.10 钢管混凝土异形柱房屋结构在风荷载或多遇地震标准值作用下，按弹性方法计算的最大楼层层间位移与层高之比△*u*/*h*不宜大于表4.2.10-1的规定：

表4.2.10-1 钢管混凝土异形柱结构弹性层间位移与层高之比△*u/h* 限值

|  |  |
| --- | --- |
| 结构类型 | △*u* /h限值 |
| 框架 | 1/300 |
| 框架-剪力墙 | 1/800 |

钢管混凝土异形柱房屋结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性层间位移与层高比△*u***p** /*h*，不宜大于表4.2.10-2中的限值。

表4.2.10-2钢管混凝土异形柱结构弹塑性位移与层高之比△*u*p/*h*限值

|  |  |
| --- | --- |
| 结构类型 | △*u***p** /h限值 |
| 框架 | 1/50（1/60） |
| 框架-剪力墙 | 1/100（1/110） |

注：表中括号内的数字用于底部抽柱带转换层的钢管混凝土异形柱结构。

【条文说明】结合现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936的规定，综合试验研究和实际工程经验，对钢管混凝土异形柱结构给出了两个层间位移角限值。

4.2.11采用钢梁的钢管混凝土异形柱结构在多遇地震作用下的阻尼比可按表4.2.11取值，并应依据实际情况确定，在罕遇地震作用下的结构阻尼比可取0.050。

表4.2.11多遇地震下钢管混凝土异形柱结构阻尼比

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 结构类型 | 结构高度 | |
| *H*≤50m | 50m＜*H*≤100m |
| 框架 | 0.040 | 0.035 |
| 框架-剪力墙 | 0.040 | 0.040 |
| 注：当采用钢筋混凝土梁时，相应的结构阻尼比可按表中数值增加0.005。 | | |

【条文说明】结合现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936的第4.3.9条，在多遇地震下，钢管混凝土结构阻尼比一般取0.04，随结构高度增大，阻尼比减少。采用钢筋混凝土梁时结构阻尼比大于采用钢梁结构阻尼比。

4.2.12抗震设计时，钢管混凝土异形柱的轴压比应按下式计算，并不宜大于表4.2.12的限值：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （4.2.12） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*μ*N | ——轴压比； |
| *N* | ——考虑地震组合的柱轴力设计值(N)； |
| *A*c | ——钢管内混凝土截面面积(mm2)； |
| *f*c | ——混凝土的轴心抗压强度设计值(MPa)； |
| *f* | ——钢管的抗压强度设计值(MPa)； |
| *A*s | ——钢管的截面面积(mm2)。 |

表4.2.12钢管混凝土异形柱轴压比限值

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构体系 | 抗震等级 | | | |
| 一级 | 二级 | 三级 | 四级 |
| 框架结构 | 0.55 | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| 框架-剪力墙结构 | 0.60 | 0.70 | 0.80 | 0.90 |

【条文说明】轴压比限值在混凝土异形柱的基础上略有提高，但略低于方钢管混凝土柱。

4.2.13 钢管混凝土异形柱结构体系应通过技术、经济和使用条件的综合分析比较确定，除应符合现行国家标准对钢管混凝土柱结构的有关要求外，还应符合下列规定：

1 抗震设计时，钢管混凝土异形柱结构不应采用多塔、连体和错层等复杂结构形式，也不应采用单跨框架结构；

2 钢管混凝土异形柱结构的楼梯间、电梯井应根据建筑布置及结构抗侧向作用的需要，合理地布置剪力墙或一般框架柱。

4.2.14 抗震设计的钢管混凝土异形柱框架-剪力墙结构，应根据水平力作用下结构底层框架部分承受的地震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，应按剪力墙结构进行设计，其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计;  
 2 当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，应按框架-剪力墙结构进行设计;

3 当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，应按框架-剪力墙结构进行设计，其适用的最大高度可比框架结构适当增加，框架部分的抗震等级和轴压比限值宜按框架结构的规定采用;  
 4 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩80%时，应按框架-剪力墙结构进行设计，其适用的最大高度宜按框架结构采用，框架部分的抗震等级和轴压比限值应按框架结构的规定采用。

4.2.15 钢管混凝土异形柱结构的地震作用计算，应符合下列规定：

1一般情况下，应允许在结构两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担，7 度(0.15g)及 8 度(0.20g，0.3g)时尚应进行与主轴成 45°方向的补充验算；

2 在计算单向水平地震作用时应计入扭转影响；对扭转不规则的结构，水平地震作用计算应计入双向水平地震作用下的扭转影响。

4.2.16 钢管混凝土异形柱结构地震作用计算宜采用振型分解反应谱法，不规则的钢管混凝土异形柱结构的地震作用计算应采用扭转耦联振型分解反应谱法。

4.2.17在竖向荷载、风荷载或多遇地震作用下，钢管混凝土异形柱结构的内力和位移可按弹性方法计算。框架梁及连梁等构件可考虑在竖向荷载作用下梁端局部塑性变形引起的内力重分布。

4.2.18钢管混凝土异形柱结构的分析模型应符合结构的实际受力状况，异形柱结构的内力和位移分析应采用空间分析模型，可选择空间杆系模型、空间杆-薄壁杆系模型、空间杆-墙板元模型或其他分析模型。规则结构初步设计时，也可采用平面结构空间协同模型估算。

钢管混凝土异形柱结构按空间分析模型计算时，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 柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形；

3 剪力墙的弯曲、剪切、轴向、扭转、翘曲变形。

4.2.19钢管混凝土异形柱结构内力与位移计算时，可假定楼板在其自身平面内为无限刚性，并应在设计中采取措施保证楼板平面内的整体刚度。对楼板大洞口的不规则类型，计算时应考虑楼板平面内的变形，或对采用楼板平面内无限刚性假定的计算结果进行适当调整。

4.2.20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体对结构整体刚度的影响予以折减。钢管混凝土异形柱结构的计算自振周期折减系数*ψ*T可按下列规定取值：

1 框架结构可取 0.60～0.75；

2 框架-剪力墙结构可取 0.70～0.85。

4.2.21 当钢管混凝土异形柱结构的地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下一层与首层的侧向刚度比不宜小于2，地下一层及以下不应采用异形柱，地下一层结构的抗震等级应与上部结构相同，地下一层以下抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，但不应低于四级。作为上部结构嵌固部位的地下室楼层的顶楼盖应采用梁板结构，楼板厚度不宜小于180mm，混凝土强度等级不宜小于C30，且应采用双层双向配筋，每层每个方向的配筋率不宜小于0.25%。

【条文说明】本条参考《建筑抗震设计规范》GB50011第6.1.14条规定。

4.3 构件设计规定

4.3.1 钢管混凝土异形柱的截面形式，以T形、L形和Z形和十字形为主。柱肢截面的肢高肢厚比应为2~4。

【条文说明】异形柱代替传统的矩形柱作为竖向支撑构件而形成结构体系，异形柱结构中柱肢与墙等厚，避免柱楞占用室内房间，提高室内布置灵活性，增大室内使用面积，改善室内美观。肢厚比参考《混凝土异形柱结构技术规程》JGJ149中，关于异形柱的柱肢截面肢高肢厚比不大于4。

4.3.2 民用建筑采用钢管混凝土异形柱时，框架梁宜采用工字钢（H型钢）-混凝土组合梁或U形钢-混凝土组合梁。

【条文说明】钢管混凝土异形柱框架结构中，梁采用钢-混凝土组合梁或U形钢-混凝土组合梁时，梁柱节点简单可靠，也有利于现场整体吊拼装和机械化施工，因此推荐采用。

4.3.3 钢管混凝土异形柱与钢-混凝土组合梁或U形钢-混凝土组合梁的连接可采用外环板、U形板和竖向肋板。

【条文说明】钢管混凝土异形柱梁柱节点是钢结构的主要连接形式之一，其要求应满足钢结构节点的一般规定和本标准第7章的规定。

4.3.4 采用钢管混凝土异形柱的多层和高层建筑，当无地下室或有一层地下室时，钢管混凝土异形柱应并采用埋入式柱脚；当有至少两层地下室时，钢管混凝土异形柱伸至地下至少两层，宜采用埋入式柱脚，也可采用非埋入式柱脚。

【条文说明】鉴于日本阪神地震关于非埋入式柱脚、特别是在地面以上的非埋入式柱脚在地震中容易破坏的经验教训，钢管混凝土异形柱无地下室或有一层地下室时应采用埋入式柱脚。当埋入地下至少两层时，地震作用较小，为施工简便，也可采用外包式、钢筋搭接式等非埋入式柱脚。

4.3.5多腔钢管混凝土异形柱在设计加工时，宜满足以下构造要求：

1 多腔钢管混凝土异形柱宜采用多个方钢管和钢板焊接形成，可采用以下几种加工方式。

|  |  |
| --- | --- |
| 无缝方钢管  U形钢板  角焊缝 | 无缝方钢管  角焊缝 |
| 十字形柱钢管拼接形式 | |
| 无缝方钢管  U形钢板  角焊缝 | 无缝方钢管  U形钢板  角焊缝 |
| T形柱钢管拼接形式 | |
| 无缝方钢管  U形钢板  角焊缝 | 角焊缝  无缝方钢管  U形钢板  L形钢板 |
| L形柱钢管拼接形式 | |
| 图4.3.6多腔钢管混凝土异形柱 | |

2钢管混凝土异形柱构件中，钢管各边长不宜小于150mm，壁厚不宜小于4.0mm。

【条文说明】对钢管混凝土异形柱构件钢管的最小尺寸和壁厚的要求，是考虑焊接质量和管内混凝土浇灌质量确定的。

3 钢管可采用冷成型的无缝钢管、直缝钢管、螺旋缝焊接管及热轧管，也可采用冷弯型钢或热轧钢板、型钢焊接成型的钢管。连接可采用高频焊、自动或半自动焊和手工对接焊缝。

【条文说明】直缝钢管是指焊缝与钢管纵向平行的钢管。直缝钢管是通过高频焊接机组将一定规格的长条形钢带卷制并采用直缝焊接而成。高频焊接是一种感应焊（或压力接触焊），它无需焊缝填充料，无焊接飞溅，焊接热影响区窄，焊接成型美观，焊接机械性能良好等优点。

4钢管内浇筑混凝土时，应采取有效措施保证混凝土的密实性。

【条文说明】混凝土可采用自密实混凝土。浇筑方式可采用自下而上的压力泵送方式或者自上而下的自密实混凝土高抛工艺。

5钢管混凝土异形柱宜考虑混凝土徐变对稳定承载力的不利影响。

【条文说明】混凝土徐变主要发生在前3个月内，之后徐变放缓；徐变的产生会造成内力重分布现象，导致钢管和混凝土应力的改变，构件的稳定承载力下降，考虑混凝土徐变的影响，构件承载力最大可折减10％。

4.3.6 钢管混凝土异形柱结构的填充墙与隔墙应符合下列要求：

1 填充墙与隔墙应优先采用轻质墙体材料，根据不同条件选用非承重砌体或墙板；

2 墙体厚度应与异形柱柱肢厚度协调一致，墙身应满足保温、隔热、节能、隔声、防水和防火等要求；

3 填充墙和隔墙的布置、材料强度和连接构造应符合现行国家标准的有关规定。

【条文说明】钢管混凝土异形柱结构的填充墙和隔墙的墙体材料应优先采用轻质墙体材料。这不仅可以改善建筑的保温、隔热性能，节约能源消耗，而且减轻了结构自重，有利于减小结构的地震作用，节约基础建设投资。同时采用工业废料制作的轻质墙体，有利于利用废料和环境保护。

5 多腔钢管混凝土异形柱构件设计

5.1 刚度计算

5.1.1 结构内力和变形分析时，钢管混凝土异形柱的刚度可按下列公式计算：

|  |  |
| --- | --- |
| *EI* = *E*s*I*s + *E*c*I*c | (5.1.1-1) |
| *EA= E*s*A*s + *E*c*A*c | (5.1.1-2) |
| *GA* =*G*s*A*s + *G*c*A*c | (5.1.1-3) |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*EI* | —— 钢管混凝土异形柱的截面弯曲刚度（N·mm2）； |
| *EA* | —— 钢管混凝土异形柱的截面轴压刚度（N）； |
| *GA* | —— 钢管混凝土异形柱的截面剪切刚度（N）； |
| *E*s*I*s | —— 钢管混凝土异形柱钢管部分的截面弯曲刚度（N·mm2）； |
| *E*s*A*s | —— 钢管混凝土异形柱钢管部分的截面轴压刚度（N）； |
| *G*s*A*s | —— 钢管混凝土异形柱钢管部分的截面剪切刚度（N）； |
| *E*c*I*c | —— 钢管混凝土异形柱混凝土部分的截面弯曲刚度（N·mm2）； |
| *E*c*A*c | —— 钢管混凝土异形柱混凝土部分的截面轴压刚度（N）； |
| *G*c*A*c | —— 钢管混凝土异形柱混凝土部分的截面剪切刚度（N）。 |

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

5.2 受压承载力计算

5.2.1 钢管混凝土异形柱轴心受压承载力设计值采用下列公式计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (5.2.1-1) |
|  | (5.2.1-2) |
|  | (5.2.1-3) |
|  | (5.2.1-4) |
|  | (5.2.1-5) |
|  | (5.2.1-6) |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*N*0 | —— 钢管混凝土异形柱的简单叠加受压强度承载力设计值（N）； |
| *f* | —— 钢材的抗压强度设计值（N/mm2）； |
| *f*c | —— 混凝土的抗压强度设计值（N/mm2）； |
| *f*y | —— 钢材的抗压强度标准值（N/mm2）； |
| *f*ck | —— 混凝土的抗压强度标准值（N/mm2）； |
| *θ* | —— 钢管混凝土异形柱的套箍系数； |
| *α*sc | —— 钢管混凝土异形柱的含钢率； |
| *η* | —— 承载力提高系数； |
| *B*、*C* | —— 影响系数。 |

【条文说明】叠加理论是将钢管和混凝土两部分的承载力分别计算，然后进行简单叠加作为钢管混凝土异形柱的承载力，没有充分考虑钢管和混凝土的相互作用。本条在简单叠加的基础上，考虑由加劲钢管的约束作用所带来的承载力提高系数*η*，认为该提高系数*η*与套箍系数*θ*有关。

5.2.2 钢管混凝土异形柱轴压稳定承载力设计值采用下式计算：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *N*u,cr=*φN*u | | (5.2.2-1) |
|  | | (5.2.2-2) |
|  | | (5.2.2-3) |
|  | | (5.2.2-4) |
| 式中：*N*u,cr | ——钢管混凝土异形柱轴心受压平面外稳定承载力（N）； | |
| *N*u | ——钢管混凝土异形柱轴心受压承载力设计值（N），按式5.2.1计算； | |
| *φ* | ——钢管混凝土异形柱轴心受压的稳定系数； | |
| *λ*0 | —— 强度破坏界限长细比； | |
| *λ*p | —— 弹塑性失稳界限长细比。 | |

【条文说明】本条参考现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 中轴压稳定承载力计算方法。提出钢管混凝土异形柱轴心受压稳定系数*φ*，该稳定系数采用分段函数形式表达。

5.3 受弯承载力计算

5.3.1 对钢管混凝土异形柱受弯承载力的计算，当中和轴平行翼缘柱肢，且翼缘柱肢位于受压区时，可按以下情况进行计算：

|  |
| --- |
| *L0*  *t*w  *H*  *F*  *F*  *F* |
| 图5.3.1-1翼缘柱肢受压时的加载示意图 |

1当*h*≤*t*w时，钢管混凝土异形柱截面应力分布简化为图5.3.1-1（a）、（b），受弯承载力设计值按式（5.3.1-1）计算：

|  |
| --- |
|  |
| （a） T形钢管混凝土柱 |
|  |
| （b）L形钢管混凝土柱 |
| 图5.3.1-1钢管混凝土异形柱截面应力分布 (翼缘柱肢位于受压区：*h*≤*t*w) |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (5.3.1-1) |
| 式中： | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  | 。 | |

2当*h*＞*t*w时，钢管混凝土异形柱截面应力分布简化为图5.3.1 -2（a）、（b），受弯承载力设计值按式（5.3.1-2）计算：

|  |
| --- |
|  |
| （a）T形钢管混凝土柱 |
|  |
| （b）L形钢管混凝土柱 |
| 图5.3.1-2 钢管混凝土异形柱截面应力分布 (翼缘柱肢位于受压区：*h*≥*t*w) |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (5.3.1-2) |
| 式中： | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |

5.3.2对钢管混凝土异形柱受弯承载力的计算，当中和轴平行翼缘柱肢，且翼缘柱肢位于受拉区时，可按以下情况进行计算：

|  |
| --- |
| *H*  *B*  *L0*  *F*  *F*  *F* |
| 图5.3.2-1翼缘柱肢受拉时的加载示意图 |

1当*h*≤*t*w时，钢管混凝土异形柱截面应力分布简化为图5.3.2-1（a）、（b），受弯承载力设计值按式（5.3.2-1）计算：

|  |
| --- |
|  |
| （a）T形钢管混凝土柱 |
|  |
| （b）L形钢管混凝土柱 |
| 图5.3.2-1 钢管混凝土异形柱截面应力分布 (翼缘柱肢位于受拉区：*h*≤*H*-*t*w) |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (5.3.2-1) |
| 式中： | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |

2当*h*＞*H*-*t*w时，钢管混凝土异形柱截面应力分布简化为图5.2.3-6（a）、（b），受弯承载力设计值按式（5.2.3-4）计算：

|  |
| --- |
|  |
| （a）T形钢管混凝土柱 |
|  |
| （b）L形钢管混凝土柱 |
| 图5.3.2-2 钢管混凝土异形柱截面应力分布 (翼缘柱肢位于受拉区：*h*≥*H*-*t*w) |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (5.3.2-2) |
| 式中： | ； | |
|  | ； | |
|  | ; | |
|  | ； | |
|  |  | |

5.3.3对钢管混凝土异形柱受弯承载力的计算，当中和轴平行于腹板柱肢时，可按以下情况进行计算：

|  |
| --- |
| *B*  *H*  *L*0  *F*  *F*  *F* |
| 图5.3.3-1中和轴平行于腹板柱肢的加载示意图 |

1当*b*≤0.5(*B*-*t*w)时，钢管混凝土异形柱截面应力分布简化为图5.3.3-2（以T形截面为例，L形与T形简化过程相同），受弯承载力设计值按式（5.3.3-1）计算：

|  |
| --- |
|  |
| 图5.3.3-2 T形钢管混凝土柱截面应力简化分布 (中和轴平行于腹板柱肢：*b*≤0.5(*B*-*t*w)) |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (5.3.3-1) |
| 式中： | ; | |
|  | ; | |
|  | ; | |
|  | ; | |
|  |  | |

2当*b*＞0.5(*B*-*t*w)时，钢管混凝土异形柱截面应力分布简化为图5.3.3-3（以T形截面为例，L形与T形简化过程相同），受弯承载力设计值按式（5.3.3-2）计算：

|  |
| --- |
|  |
| 图5.3.3-3 T形钢管混凝土柱截面应力简化分布 (中和轴平行于腹板柱肢：*b*＞0.5(*B*-*t*w)) |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | (5.3.3-2) |
| 式中： | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  | ； | |
|  |  | |

【条文说明】现行美国规范《Specification for Structural Steel Buildings》ANSI/ AISC360 在计算组合构件的压弯承载力时，给出了两种计算方法，一种是全截面塑性方法，另一种是应变协调法（类似于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中钢筋混凝土构件的正截面承载力计算方法）。现行欧洲规范《Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures-Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings》 BS EN 1994-1-1: 2004 在计算组合构件的压弯承载力时，采用的都是全截面塑性方法。这里不采用应变协调法的原因有下列几点：①用应变协调法很难给出显式计算公式，计算非常复杂；②由于钢管对混凝土的约束作用，混凝土的变形能力远高于现行国家标准《混凝土结构设计规程》GB 50010 规定的极限压应变0.0038；③钢管对构件的承载力贡献很大，如果采用混凝土的极限应变来控制截面的受弯承载力，过于保守。

5.4 受剪承载力计算

5.4.1 钢管混凝土异形柱的抗剪承载力*V*u由下式计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.4.1） |
| 式中：*V*s —— 钢管抗剪承载力；  *V*c —— 混凝土抗剪承载力；  *V*n —— 轴压力*N*作用下抗剪承载力的提高值。 | |

5.4.2钢管混凝土异形柱结构中，钢管抗剪承载力*V*s计算方法如下：

1 当剪跨比*λ*=0时，钢管处于纯剪状态，钢管的抗剪承载力*V*s可按式（5.4.2-1）计算，其中*A*s为沿受力方向的腹板柱肢钢管面积。

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.4.2-1） |
| 式中：*A*s ——沿受力方向的腹板柱肢钢管面积。 | |

2 当剪跨比*λ*≥0.5时，钢管主要发生受弯破坏，钢管的抗剪承载力*V*s可按式（5.4.2-2）计算，其中*α*=*t*w/*H*，(1+3*α*)/(6(1+*α*)*λ*)≤0.6。

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.4.2-2） |
| 式中：*α*=*t*w/*H*，且(1+3*α*)/(6(1+*α*)*λ*)≤0.6。 | |

3 当剪跨比0<*λ*<0.5时，钢管为弯剪破坏，钢管的抗剪承载力*V*s由式（5.4.2-3）计算。

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.4.2-3） |

5.4.3钢管混凝土异形柱结构中，混凝土抗剪承载力*V*c计算方法如下：

1 当剪跨比*λ*<0.5时，

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.4.3-1） |

2 当剪跨比*λ*≥0.5时，

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.4.3-2） |

式中，*A*c=(*H*-2*t*)(*t*w-2*t*)，为腹板柱肢混凝土面积；*f*t为混凝土轴心抗拉强度设计值。

5.4.4 钢管混凝土异形柱结构中，轴压力作用下的抗剪承载力提高值*V*n计算方法如下：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | （5.4.4） |
| 注：当轴压比*n*大于0.3时，取轴压力*N*=0.3(*A*s*f*+ *A*c*f*c)。 | | |

5.5 压-弯-剪承载力计算

5.5.1 钢管混凝土异形柱压-弯承载力设计值

钢管混凝土异形柱单向压-弯复合受力的*N*-*M*承载力相关曲线为：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 当， |  | （5.5.1） |
| 当, |  |
| 当， |  |
| *M*  *N*  0  数值程序计算曲线  标准简化曲线  A  D  B  C | | |
| 图5.5.1典型钢管混凝土异形柱截面*N*-*M*相关曲线 | | |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*N*u | —— 钢管混凝土异形柱轴心受压承载力设计值（N）； |
| *M*u | —— 钢管混凝土异形柱抗弯承载力设计值（N·mm）； |
| *N*b | —— 钢管混凝土异形柱承载力*N*-*M*相关曲线上B点的轴压承载力设计值（N），*N*b =2 *N*c； |
| *M*b | —— 钢管混凝土异形柱承载力*N*-*M*相关曲线上B点的抗弯承载力设计值（N·mm），*M*b = *M*u； |
| *N*c | —— 钢管混凝土异形柱承载力*N*-*M*相关曲线上C点的轴压承载力设计值（N）； |
| *M*c | —— 钢管混凝土异形柱承载力*N*-*M*相关曲线上C点的抗弯承载力设计值（N·mm）。 |

5.5.2 钢管混凝土异形柱单向压-弯复合受力的*N*-*M*承载力相关曲线中，C点对应的截面应力简化分布如图5.5.2所示，不同受力方向下的*N*c和*M*c计算方法如下：

1 当钢管混凝土异形柱翼缘柱肢位于受压区时：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (5.5.2-1) |

|  |  |
| --- | --- |
| 其中： |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |

2 当钢管混凝土异形柱翼缘柱肢位于受拉区时：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.5.2-2） |

|  |  |
| --- | --- |
| 其中： |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |

3 当钢管混凝土异形柱截面中和轴平行腹板柱肢时：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.5.2-3） |

|  |  |
| --- | --- |
| 其中： |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |

|  |
| --- |
|  |
|  |
| (a) 翼缘柱肢位于受压区 |
|  |
|  |
| (b) 翼缘柱肢位于受拉区 |
|  |
| (c) 中和轴平行腹板柱肢 |
| 图5.5.2钢管混凝土异形柱截面在*N*-*M*承载力相关曲线上C点的简化应力分布 |

5.5.3钢管混凝土异形柱双向压-弯复合受力的*N*-*M*承载力相关曲线为：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （5.5.3） |
| 其中：x、y分别为相互垂直的两个特征方向；*M*x*、M*y为截面弯矩；*M*0x *、M*0y为特征方向相应轴力下的抗弯承载力；*α*1、*α*2为系数，取值见表5.5.3-1和表5.5.3-2。 | |

表5.5.3-1 T形钢管混凝土柱双向压弯承载力系数*α*1和*α*2

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 加载角度0-90° | *n* | | 0.1 | | 0.2 | | 0.3 | | 0.4 | |
| *B/tw* | *H/tw* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 4.0 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.8 | 1.5 | 2.1 | 1.5 |
| 2.0 | 3.0 | 1.0 | 2.9 | 1.1 | 2.9 | 1.2 | 2.9 | 1.7 | 2.9 |
| 2.0 | 2.0 | 1.72 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.4 | 2.0 | 3.4 | 2.0 |
| 2.5 | 4.0 | 2.5 | 1.5 | 2.5 | 0.9 | 2.5 | 1.1 | 2.5 | 2.0 |
| 3.0 | 2.0 | 1.9 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 1.9 | 2.9 | 1.9 | 4.1 |
| 3.0 | 3.0 | 1.6 | 2.0 | 2.6 | 2.0 | 4.0 | 2.0 | 6.2 | 2.0 |
| 3.0 | 4.0 | 2.5 | 1.1 | 2.5 | 1.5 | 2.5 | 3.0 | 2.5 | 8.5 |
| 3.5 | 4.0 | 1.2 | 2.2 | 1.4 | 2.2 | 2.4 | 2.2 | 4.8 | 2.2 |
| 4.0 | 4.0 | 1.8 | 2.0 | 1.8 | 2.0 | 3.2 | 2.0 | 4.8 | 2.0 |
| 4.0 | 3.5 | 1.8 | 1.2 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 3.6 | 1.8 | 6.2 |
| 4.0 | 3.0 | 1.8 | 3.6 | 2.8 | 3.6 | 3.8 | 3.6 | 4.8 | 3.6 |
| 4.0 | 2.5 | 1.6 | 1.2 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 4.0 | 1.6 | 8.0 |
| 4.0 | 2.0 | 1.5 | 4.5 | 2.0 | 4.5 | 2.0 | 4.5 | 3.0 | 4.5 |
| *n* | | 0.5 | | 0.6 | | 0.7 | | 0.8 | |
| *B/t*w | *H/t*w | α1 | α2 | α1 | α2 | α1 | α2 | α1 | α2 |
| 2.0 | 4.0 | 2.5 | 1.5 | 4 | 1.5 | 4 | 1.5 | 4 | 1.5 |
| 2.0 | 3.0 | 1.9 | 2.9 | 2.3 | 2.9 | 3.7 | 2.9 | 3.9 | 2.9 |
| 2.0 | 2.0 | 4.6 | 2.0 | 5.6 | 2.0 | 6.8 | 2.0 | 7.6 | 2.0 |
| 2.5 | 4.0 | 2.5 | 4.5 | 2.5 | 6.0 | 2.5 | 10.0 | 2.5 | 2.5 |
| 3.0 | 2.0 | 1.9 | 6.1 | 1.9 | 6.6 | 1.9 | 7.5 | 1.9 | 8.5 |
| 3.0 | 3.0 | 11.0 | 2.0 | 14.0 | 2.0 | 15.2 | 2.0 | 15.2 | 2.0 |
| 3.0 | 4.0 | 2.5 | 12.5 | 2.5 | 12.5 | 2.5 | 12.5 | 2.5 | 12.5 |
| 3.5 | 4.0 | 9.6 | 2.2 | 9.6 | 2.2 | 9.6 | 2.2 | 9.6 | 2.2 |
| 4.0 | 4.0 | 11.0 | 2.0 | 14.0 | 2.0 | 15.2 | 2.0 | 15.2 | 2.0 |
| 4.0 | 3.5 | 1.8 | 13.2 | 1.8 | 13.2 | 1.8 | 13.2 | 1.8 | 13.2 |
| 4.0 | 3.0 | 4.8 | 3.6 | 4.8 | 3.6 | 4.8 | 3.6 | 4.8 | 3.6 |
| 4.0 | 2.5 | 1.6 | 8.0 | 1.6 | 10.0 | 1.6 | 12.0 | 1.6 | 12.0 |
| 4.0 | 2.0 | 2.5 | 4.5 | 2.0 | 4.5 | 1.5 | 4.5 | 1.5 | 4.5 |
| 加载角度负90°-0 | *n* | | 0.1 | | 0.2 | | 0.3 | | 0.4 | |
| *B/t*w | *H/t*w | α1 | α2 | α1 | α2 | α1 | α2 | α1 | α2 |
| 2.0 | 4.0 | 1.5 | 3.0 | 1.5 | 2.5 | 1.5 | 2.0 | 1.5 | 1.6 |
| 2.0 | 3.0 | 1.4 | 2.8 | 1.4 | 2.6 | 1.4 | 2.1 | 1.4 | 1.8 |
| 2.0 | 2.0 | 2.5 | 1.8 | 2.2 | 1.8 | 1.68 | 1.8 | 1.5 | 1.8 |
| 2.5 | 4.0 | 1.1 | 4.5 | 1.1 | 2.5 | 1.1 | 2.0 | 1.1 | 1.7 |
| 3.0 | 2.0 | 2.0 | 2.6 | 2.0 | 2.4 | 2.0 | 2.1 | 2.5 | 1.3 |
| 3.0 | 3.0 | 3.4 | 1.8 | 2.3 | 1.8 | 1.64 | 1.8 | 1.48 | 1.8 |
| 3.0 | 4.0 | 1.5 | 5.0 | 1.5 | 2.5 | 1.5 | 2.0 | 1.5 | 1.5 |
| 3.5 | 4.0 | 1.6 | 1.8 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | 1.1 | 1.6 | .0.9 |
| 4.0 | 4.0. | 6.0 | 1.8 | 4.2 | 1.8 | 3.0 | 1.8 | 1.92 | 1.8 |
| 4.0 | 3.5 | 2.0 | 4.5 | 2.0 | 3.5 | 2.0 | 2.5 | 2.0 | 1.5 |
| 4.0 | 3.0 | 0.9 | 1.9 | 0.9 | 1.5 | 0.9 | 1.1 | 0.9 | 0.9 |
| 4.0 | 2.5 | 1.5 | 3.0 | 1.5 | 3.0 | 1.5 | 3.0 | 1.5 | 2.4 |
| 4.0 | 2.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 |
| *n* | | 0.5 | | 0.6 | | 0.7 | | 0.8 | |
| *B/t*w | *H/t*w | α1 | α2 | α1 | α2 | α1 | α2 | α1 | α2 |
| 2.0 | 4.0 | 1.5 | 1.4 | 1.5 | 1.3 | 1.5 | 1.3 | 1.5 | 1.3 |
| 2.0 | 3.0 | 1.4 | 1.3 | 1.4 | 1.1 | 1.4 | 1.1 | 1.4 | 0.8 |
| 2.0 | 2.0 | 1.26 | 1.8 | 1.12 | 1.8 | 1.0 | 1.8 | 1.0 | 1.8 |
| 2.5 | 4.0 | 2.5 | 4.5 | 2.5 | 6.0 | 2.5 | 10.0 | 2.5 | 2.5 |
| 3.0 | 2.0 | 2.5 | 0.9 | 2.5 | 0.7 | 2.5 | 0.6 | 2.5 | 0.4 |
| 3.0 | 3.0 | 1.12 | 1.8 | 0.9 | 1.8 | 0.8 | 1.8 | 0.8 | 1.8 |
| 3.0 | 4.0 | 1.5 | 1.3 | 1.5 | 1.3 | 1.5 | 1.1 | 1.5 | 1.1 |
| 3.5 | 4.0 | 1.6 | 0.8 | 1.6 | 0.6 | 1.6 | 0.5 | 1.6 | 0.5 |
| 4.0 | 4.0 | 1.4 | 1.8 | 0.9 | 1.8 | 0.8 | 1.8 | 0.6 | 1.8 |
| 4.0 | 3.5 | 2.0 | 0.9 | 2.0 | 0.7 | 2.0 | 0.5 | 2.0 | 0.3 |
| 4.0 | 3.0 | 0.9 | 0.7 | 0.9 | 0.6 | 0.9 | 0.4 | 0.9 | 0.4 |
| 4.0 | 2.5 | 1.5 | 1.8 | 1.5 | 1.3 | 1.5 | 1.1 | 1.1 | 1.1 |
| 4.0 | 2.0 | 2.5 | 4.5 | 2.0 | 4.5 | 1.5 | 4.5 | 1.5 | 4.5 |

表5.5.3-2 L形钢管混凝土柱双向压弯承载力系数*α*1和*α*2

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 加载角度0-90° | *n* | | 0.1 | | 0.2 | | 0.3 | | 0.4 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 2.2 | 1.8 | 2.0 | 1.8 | 1.72 | 1.8 | 1.6 | 1.8 |
| 2.0 | 3.0 | 4.0 | 2.5 | 4.4 | 2.5 | 3.7 | 2.5 | 4.3 | 2.5 |
| 2.0 | 4.0 | 3.0 | 3.0 | 2.2 | 3.0 | 2.0 | 3.0 | 2.2 | 3.0 |
| 3.0 | 3.0 | 1.86 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.5 | 1.8 | 1.0 | 1.8 |
| 3.0 | 4.0 | 3.5 | 2.1 | 3.5 | 2.4 | 3.5 | 3.2 | 3.5 | 3.8 |
| 4.0 | 4.0 | 1.7 | 1.8 | 1.2 | 1.8 | 1.0 | 1.8 | 1.0 | 1.6 |
| *n* | | 0.5 | | 0.6 | | 0.7 | | 0.8 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 1.4 | 1.8 | 1.3 | 1.8 | 1.3 | 1.8 | 1.3 | 1.8 |
| 2.0 | 3.0 | 4.7 | 2.5 | 5.9 | 2.5 | 5.2 | 2.5 | 3.5 | 2.5 |
| 2.0 | 4.0 | 2.5 | 3.0 | 2.7 | 3.0 | 4.2 | 3.0 | 4.0 | 3.0 |
| 3.0 | 3.0 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.5 | 1.0 | 1.4 |
| 3.0 | 4.0 | 3.5 | 4.5 | 3.5 | 3.6 | 3.5 | 3.8 | 3.5 | 2.2 |
| 4.0 | 4.0 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.4 | 1.0 | 1.4 |
| 加载角度90°-180° | *n* | | 0.1 | | 0.2 | | 0.3 | | 0.4 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 2.2 | 1.8 | 2.0 | 1.8 | 1.72 | 1.8 | 1.6 | 1.8 |
| 2.0 | 3.0 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.5 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.5 |
| 2.0 | 4.0 | 1.3 | 2.0 | 1.3 | 1.8 | 1.3 | 1.2 | 1.3 | 1.5 |
| 3.0 | 3.0 | 1.86 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.5 | 1.8 | 1.0 | 1.8 |
| 3.0 | 4.0 | 0.5 | 1.5 | 0.6 | 1.5 | 0.83 | 1.5 | 1.2 | 1.5 |
| 4.0 | 4.0 | 1.7 | 1.8 | 1.2 | 1.8 | 1.0 | 1.8 | 1.0 | 1.6 |
| *n* | | 0.5 | | 0.6 | | 0.7 | | 0.8 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 1.4 | 1.8 | 1.3 | 1.8 | 1.3 | 1.8 | 1.3 | 1.8 |
| 2.0 | 3.0 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.8 | 1.0 | 3.0 | 1.0 | 2.8 |
| 2.0 | 4.0 | 1.3 | 2.2 | 1.3 | 2.5 | 1.3 | 2.3 | 1.3 | 2.4 |
| 3.0 | 3.0 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.5 | 1.0 | 1.4 |
| 3.0 | 4.0 | 1.7 | 1.5 | 2.5 | 1.5 | 3.2 | 1.5 | 4.1 | 1.5 |
| 4.0 | 4.0 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.4 | 1.0 | 1.4 |
| 加载角度180°-270° | *n* | | 0.1 | | 0.2 | | 0.3 | | 0.4 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.2 | 2.0 | 2.5 | 2.0 | 3.2 | 2.0 |
| 2.0 | 3.0 | 4.0 | 9.0 | 4.0 | 8.0 | 4.0 | 7.0 | 4.0 | 3.5 |
| 2.0 | 4.0 | 1.5 | 4.5 | 1.4 | 4.5 | 1.7 | 4.5 | 2.8 | 4.5 |
| 3.0 | 3.0 | 1.4 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 3.0 | 2.0 | 4.0 | 2.0 |
| 3.0 | 4.0 | 3.3 | 4.0 | 4.0 | 4.0 | 3.1 | 4.0 | 2.5 | 4.0 |
| 4.0 | 4.0 | 1.3 | 2.0 | 1.6 | 2.0 | 2.6 | 2.0 | 3.8 | 2.0 |
| *n* | | 0.5 | | 0.6 | | 0.7 | | 0.8 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 4.0 | 2.0 | 4.2 | 2.0 | 4.0 | 2.0 | 2.6 | 2.0 |
| 2.0 | 3.0 | 4.0 | 2.5 | 4.0 | 2.0 | 4.0 | 2.0 | 4.0 | 2.0 |
| 2.0 | 4.0 | 4.1 | 4.5 | 2.9 | 4.5 | 1.3 | 4.5 | 3.0 | 4.5 |
| 3.0 | 3.0 | 5.4 | 2.0 | 8.8 | 2.0 | 9.8 | 2.0 | 6.8 | 2.0 |
| 3.0 | 4.0 | 2.6 | 4.0 | 2.9 | 4.0 | 4.1 | 4.0 | 0.2 | 4.0 |
| 4.0 | 4.0 | 5.6 | 2.0 | 8.8 | 2.0 | 9.8 | 2.0 | 6.8 | 2.0 |
| 加载角度270°-0 | *n* | | 0.1 | | 0.2 | | 0.3 | | 0.4 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.2 | 2.0 | 2.5 | 2.0 | 3.2 | 2.0 |
| 2.0 | 3.0 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.2 | 1.1 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 2.0 | 4.0 | 1.0 | 1.9 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.6 |
| 3.0 | 3.0 | 1.4 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 3.0 | 2.0 | 4.0 | 2.0 |
| 3.0 | 4.0 | 0.8 | 1.8 | 0.8 | 1.4 | 0.8 | 1.2 | 0.8 | 1.0 |
| 4.0 | 4.0 | 1.3 | 2.0 | 1.6 | 2.0 | 2.6 | 2.0 | 3.8 | 2.0 |
| *n* | | 0.5 | | 0.6 | | 0.7 | | 0.8 | |
| *B/t*w | *H/t*w | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* | *α1* | *α2* |
| 2.0 | 2.0 | 4.0 | 2.0 | 4.2 | 2.0 | 4.0 | 2.0 | 2.6 | 2.0 |
| 2.0 | 3.0 | 1.1 | 0.8 | 1.1 | 0.6 | 1.1 | 0.4 | 1.1 | 0.3 |
| 2.0 | 4.0 | 1.0 | 1.8 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.8 | 1.0 | 0.6 |
| 3.0 | 3.0 | 5.4 | 2.0 | 8.8 | 2.0 | 9.8 | 2.0 | 6.8 | 2.0 |
| 3.0 | 4.0 | 0.8 | 0.7 | 0.8 | 0.4 | 0.8 | 0.3 | 0.8 | 0.1 |
| 4.0 | 4.0 | 5.6 | 2.0 | 8.8 | 2.0 | 9.8 | 2.0 | 6.8 | 2.0 |

【条文说明】本条用于计算轴压力和弯矩共同作用下钢管混凝土异形柱的承载力验算。回归得到钢管混凝土异形柱承载力相关公式。该设计公式采用三段式，分为翼缘受压和受拉两种情况，将数值计算的承载力相关公式进行简化。

5.5.4 钢管混凝土异形柱承受压、弯、剪共同作用时，构件的承载力应按下列公式计算：

|  |  |
| --- | --- |
| 1当时 | |
|  | （5.5.4-1） |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 2当时 | | |
|  | | （5.5.4-2） |
|  | | （5.5.4-3） |
| 式中：*N*、*M*与*V* | ——作用于构件的轴心压力、弯矩和剪力设计值； | |
| *β*m | ——等效弯矩系数，应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的规定执行； | |
| *N*u | ——钢管混凝土异形柱构件的轴压稳定承载力设计值，应按本标准第5.2.1条计算； | |
| *M*u | ——钢管混凝土异形柱构件的受弯承载力设计值，应按本标准第5.2.3条计算； | |
| *V*u | ——钢管混凝土异形柱构件的受剪承载力设计值，应按本标准第5.2.5条计算； | |
| *N*E' | ——根据现行国家规范《钢管混凝土结构技术规范》GB50936的第5.3.1条执行。 | |

6 U形钢混凝土组合梁设计

6.1 一般规定

6.1.1 U形钢-混凝土组合梁一般可采用现浇混凝土板、混凝土叠合板或压型钢板混凝土组合板等；抗剪连接件可采用外翻翼缘焊接栓钉抗剪连接件、内翻翼缘钢筋桁架增强系统及腹板嵌入式混凝土榫抗剪连接件等。

【条文说明】U形钢-混凝土组合梁是将U形钢及内部混凝土作为腹板并与混凝土翼板之间通过抗剪连接件连接成整体受力的梁。U形钢-混凝土组合梁主要由以下部分组成：薄钢板冷弯成U形，混凝土翼板和翼-腹界面抗剪构造组成。其中，U形钢及内部填充混凝土组成梁腹板；混凝土翼板可采用现浇混凝土板、混凝土叠合板或压型钢板混凝土组合板等；翼-腹界面抗剪构造形式可采用外翻翼缘焊接栓钉抗剪连接件、抗剪钢筋连接件及腹板嵌入式抗剪连接件。

|  |
| --- |
|  |
|  |
| 梁截面 U形钢（俯视图） |
| 带有抗剪钢筋连接件（钢筋桁架和倒U形插筋）的U形钢-混凝土组合梁 |
|  |
|  |
| 腹板嵌入式U形钢-混凝土组合梁 |

6.1.2 在进行U形钢-混凝土组合梁截面承载力验算时，跨中及中间支座处混凝土翼板的有效宽度*b*e（图6.1.2）应按下式计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.1.2） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*b*e | ——混凝土翼板的有效宽度（mm）； |
| *b*0 | ——组合梁腹板宽度（mm）； |
| *b*1、*b*2 | ——梁外侧和内侧的翼板计算宽度，各取梁等效跨度*l*e的1/6；*b*1不应超过翼板实际外伸宽度*S*l；*b*2不应超过相邻U形钢间净距*S*0的1/2。 |
| *l*e | ——等效跨度，对于简支组合梁，取为简支组合梁的净跨度*l*；对于连续组合梁，中间跨正弯矩区取为0.6*l*，边跨正弯矩区取为0.8*l*，支座负弯矩区取为相邻两跨跨度之和的0.2倍。 |

|  |
| --- |
|  |
| 图6.1.2 组合梁混凝土翼板的有效宽度 |

【条文说明】与混凝土结构类似，组合梁混凝土板同样存在剪力滞后效应。目前各国规范均采用有效宽度的方法考虑混凝土板剪力滞后效应的影响，本标准给出的组合梁混凝土翼板的有效宽度，参考现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017和《混凝土结构设计标准》GB50010的相关规定。

6.1.4 组合梁进行正常使用极限状态验算时，应符合下列规定：

1 组合梁的挠度应按弹性方法进行计算，弯曲刚度宜按本标准第6.2.1条的规定计算。对于连续组合梁，在距中间支座两侧各0.15*l*（*l*为梁的跨度）范围内，不应计入受拉区混凝土对刚度的影响，但宜计入翼板有效宽度*b*e范围内纵向钢筋的作用。

2 连续组合梁应按本标准第6.5节的规定验算负弯矩区段混凝土最大裂缝宽度，其负弯矩内力可按不考虑混凝土开裂的弹性分析方法计算并进行调幅。

3 对于露天环境下使用的组合梁以及直接受热源辐射作用的组合梁，应考虑温度效应的影响。钢梁和混凝土翼板间的计算温度差应按实际情况采用。

4 混凝土收缩产生的内力及变形可按组合梁混凝土板与U形钢之间的温差-15℃计算。

5 考虑混凝土徐变影响时，可将钢与混凝土的弹性模量比放大一倍考虑。

【条文说明】 组合梁的正常使用极限状态验算包括挠度和负弯矩区裂缝宽度验算，应采用弹性分析方法，并考虑混凝土板剪力滞后、混凝土开裂、混凝土收缩徐变、温度效应等因素的影响。

在计算组合梁的挠度时，可假定钢和混凝土都是理想的弹塑性体，从而将混凝土翼板的有效截面除以钢与混凝土弹性模量的比值 αE，换算为钢截面（为使混凝土翼板的形心位置不变，将翼板的有效宽度除以αE即可），再求出整个梁截面的换算截面刚度*EI*eq。

连续组合梁除需验算变形外，还应验算负弯矩区混凝土翼板的裂缝宽度。验算裂缝宽度首先需要进行内力分析,得到支座负弯矩截面的内力值，由于支座负弯矩区混凝土板的开裂连续组合梁在正常使用阶段会出现明显的内力重分布现象，为方便设计，可以采用弯矩调幅法来计算连续组合梁的支座负弯矩值，即先按未开裂弹性分析得到支座负弯矩，然后对该支座负弯矩进行折减，折减幅度即为调幅系数，调幅系数的取值建议根据已有的试验数据确定，具体可见本标准第6.4条。

钢材与混凝土材料的温度线膨胀系数几乎相等（约为1.0×10-5~1.2×10-5）。当二者温度同时提高或降低时，其温度变形基本协调，可以忽略由此引起的温度应力。但是，由于钢材的导热系数是混凝土的50倍左右，当外界环境温度剧烈变化时，钢材的温度很快就接近环境温度，而混凝土的温度则变化较慢，两种材料间的温度差将会在组合梁内产生自平衡应力，即为温度应力。混凝土在空气中凝固和硬化的过程中会发生水分散发和体积收缩。影响混凝土收缩变形的主要因素有组成成分、养护条件、使用环境以及构件的形状和尺寸等。混凝土徐变会影响组合梁的长期性能，可采用有效弹性模量法进行计算。当计算考虑混凝土徐变影响的组合梁长期挠度时，应采用荷载准永久值组合，混凝土弹性模型折减为原来的50%，即钢与混凝土弹性模量的比值取为原来的2倍。而在荷载标准组合下计算裂缝的公式中已经考虑了荷载长期作用的影响,因此无需在组合梁负弯矩区裂缝宽度验算中另行考虑混凝土徐变的影响因素。

6.1.5 组合梁施工时，混凝土硬结前的材料重量和施工荷载应由U形钢承受，U形钢应根据实际临时支撑的情况验算其强度、稳定性和变形。计算组合梁挠度时，应将施工阶段的挠度和使用阶段续加荷载产生的挠度相叠加，当U形钢下有临时支撑时，应考虑拆除临时支撑时引起的附加变形。

【条文说明】组合梁的受力状态与施工条件有关，主要体现在两个方面：第一，混凝土未达到强度前，需要对U形钢进行施工阶段验算；第二，正常使用极限状态验算需要考虑施工方法和顺序的影响，包括变形和裂缝宽度验算。对于不直接承受动力荷载以及板件宽厚比满足塑性调幅设计法要求的组合梁，由于采用塑性调幅设计法，组合梁的承载力极限状态验算不必考虑施工方法和顺序的影响。而对于其他采用弹性设计方法的组合梁，其承载力极限状态验算也需考虑施工方法和顺序的影响。具体而言，可按施工时钢梁下有无临支撑分别考虑：

对于施工时钢梁下无临时支撑的组合梁，应分两个阶段进行计算;第一阶段在混凝土翼板强度达到75%以前，组合梁的自重以及作用在其上的全部施工荷载由钢梁单独承受，此时按一般钢梁计算其强度、挠度和稳定性，但按弹性计算的钢梁强度和梁的挠度均应留有余地，梁的跨中挠度除不应超过25mm，以防止梁下凹段增加混凝土的用量和自重：第二阶段当混凝土翼板的强度达到 75%以后，所增加的荷载全部由组合梁承受，在验算组合梁的挠度以及按弹性分析方法计算组合梁的强度时，应将第一阶段和第二阶段计算所得的挠度或应力相叠加，在验算组合梁的裂缝宽度时，支座负弯矩值仅考虑第二阶段形成组合截面之后产生的弯矩值，在第二阶段计算中，可不考虑钢梁的整体稳定性，而组合梁按塑性分析法计算强度时，则不必考虑应力叠加，可不分阶段按照组合梁一次承受全部荷载讲行计算。

对于施工时钢梁下设临时支撑的组合梁，则应按实际支承情况验算钢梁的强度、稳定及变形，并且在计算使用阶段组合梁承受的续加荷载产生的变形和弹性应力时，应把临时支承点的反力反向作为续加荷载。如果组合梁的设计是变形控制时，可考虑将钢梁起拱等措施对于塑性分析，有无临时支承对组合梁的极限抗弯承载力均无影响，故在计算极限抗弯承载力时，可以不分施工阶段，按组合梁一次承受全部荷载进行计算。同样，验算连续组合梁的裂缝宽度时,支座负弯矩值仅考虑形成组合截面之后施工阶段荷载及正常使用续加荷载产生的弯矩值,因此为了有效控制连续组合梁的负弯矩区裂缝宽度,可以先浇注正弯矩区混凝土待混凝土强度达到75%后，拆除临时支承，然后再浇注负弯矩区混凝土，此时临时支承点的反力产生的反向续加荷载就无需计入用于验算裂缝宽度的支座负弯矩值。

6.1.6 组合梁承载能力按塑性分析方法进行计算时，连续组合梁和框架组合梁在竖向荷载作用下的内力可采用不考虑混凝土开裂的模型进行弹性分析，并对梁端负弯矩进行调幅，其调幅系数不宜超过20%。

【条文说明】尽管连续组合梁负弯矩区是混凝土受拉而钢梁受压，但组合梁具有良好的内力重分布性能，故仍然具有很好的经济效益。负弯矩区可以利用混凝土板钢筋和钢梁共同抵抗弯矩，通过弯矩调幅后可使连续组合梁的结构高度进一步减小。欧洲组合结构设计规范EC4建议，当采用非开裂分析时，对于第一类截面，调幅系数可取40%，第二类截面30%，第三类截面20%，第四类截面10%，而原规范给出的符合塑性调幅设计法要求的截面基本满足第一类截面要求，且全部满足第二类截面要求。因此原规范规定的不超过15%的调幅系数比欧洲钢结构设计规范EC3：Design of steel structures保守得多，根据连续组合梁的试验结果，15%也低估了连续组合梁良好的内力重分布性能，影响了连续组合梁经济效益的发挥由于发展组合梁塑性不仅需要钢结构的特殊规定，同时混凝土楼板也应满足相应的要求，本次修订将连续组合梁承载能力验算时的弯矩调幅系数上限定为20%。

6.2 刚度和承载力

6.2.1 完全抗剪连接U形钢-混凝土组合梁的受弯承载力应符合下列规定：

1 正弯矩作用区段

1）当*b*e*h*c*f*c>*A*s*f*ys+*A*rb*f*yr时，塑性中和轴位于混凝土翼板内（图6.2.1-1）：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.2.1-1） |
|  | （6.2.1-2） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*M* | ——正弯矩设计值（N • mm）； |
| *x* | ——混凝土翼板受压区高度（mm）； |
| *f*c | ——混凝土抗压强度设计值（N/mm2）； |
| *y*1 | ——受拉区截面应力的合力至混凝土受压区截面应力的合力间的距离（mm）； |
| *A*s | ——U形钢的截面面积（mm2）； |
| *f*ys | ——U形钢屈服强度设计值（N/mm2）； |
| *A*rb | ——梁底纵筋的截面面积（mm2）； |
| *f*yr | ——梁底纵筋屈服强度设计值（N/mm2）。 |

*b*e

|  |
| --- |
| *h*c  *F*t  *y*1  *F*c |
| 图6.2.1-1塑性中和轴在混凝土翼板内时的组合梁截面及应力图形 |

2) 当*b*e*h*c*f*c<*A*s*f*ys+*A*rb*f*yr时，中和轴位于组合梁腹板内（图6.2.1-2）：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.2.1-3） |
|  | （6.2.1-4） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*y*2 | ——受拉区截面应力的合力至受压区截面应力的合力间的距离（mm）； |
| *t* | ——U形钢板厚度（mm）。 |

|  |
| --- |
| *F*t  *F*c  *b*e  *h*c  *y*2 |
| 图6.2.1-2塑性中和轴在组合梁腹板内时的组合梁截面及应力图形 |

2负弯矩作用区段

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.2.1-5） |
|  | （6.2.1-6） |
|  | （6.2.1-7） |

考虑混凝土贡献

|  |  |
| --- | --- |
| 式中： | ——负弯矩设计值（mm）； |
| *S*1，*S*2 | ——U形钢在组合梁截面塑性中和轴以上和以下区域对该轴的面积矩（mm3）； |
| *A*c | ——U形钢受压区截面面积（mm2）； |
| *A*rp | ——翼板纵筋截面面积（mm2）； |
| *f*yp | ——翼板纵筋屈服强度设计值（N/mm2）； |
| *y*3 | ——翼板纵筋截面形心至组合梁塑性中和轴的距离（mm）； |
| *y*4 | ——梁底纵筋截面形心至组合梁塑性中和轴的距离（mm）。 |

*y*4

|  |
| --- |
| *b*e    *f*yp  *h*c  *y*3  *F*tp |
| 图6.2.1-3负弯矩作用时组合梁截面及应力图形 |

【条文说明】 完全抗剪连接组合梁是指混凝土翼板与钢梁之间抗剪连接件的数量足以充分发挥组合梁截面的抗弯能力。组合梁设计可按简单塑性理论形成塑性铰的假定来计算组合梁的抗弯承载能力。即：

1 位于塑性中和轴一侧的受拉混凝土因为开裂而不参加工作，混凝土受压区假定为均匀受压，并达到轴心抗压强度设计值；

2 根据塑性中和轴的位置，钢梁可能全部受拉或部分受压部分受拉，但都假定为均匀受力，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值。此外，忽略钢筋混凝土翼板受压区中钢筋的作用。用塑性设计法计算组合梁最终承载力时，可不考虑施工过程中有无支承及混凝土的徐变、收缩与温度作用的影响。

3由于距离中和轴较近，忽略内翻翼缘或嵌入混凝土部分钢板对受弯承载力的影响，计算时做简化处理。

6.2.2组合梁斜截面受剪承载力包含以下四个部分：U形钢腹板抗剪承载力*V*sw、混凝土垂直肢抗剪承载力*V*cw、混凝土板外伸翼缘抗剪承载力*V*cf和销栓作用产生的抗剪承载力*V*d。组合梁的斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.2.2-1） |
|  | （6.2.2-2） |
|  | （6.2.2-3） |
|  | （6.2.2-4） |
|  | （6.2.2-5） |
|  | （6.2.2-6） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*λ* | ——计算剪跨比，当*λ* < 1.0时取1.0，当λ > 2.5时取2.5； |
| *f*t | ——混凝土的抗拉强度设计值，取*f*t=0.395*f*cu0.55； |
| *α* | ——翼板有效抗剪宽度系数，当α > 1时，取α = 1； |
| *η*d | ——考虑U形钢底板及梁底纵筋抗剪不利位置及界面接触非理想状态的销栓作用折减系数，建议取为0.6；在试件整体性较差的情况下，如钢-混凝土界面发生滑移或分离，该系数应根据实际情况取值，最小可取为0。 |

|  |
| --- |
|  |
| 图6.2.2组合梁抗剪承载力组合 |

6.2.3组合梁的抗弯刚度可按下列公式确定：

1正弯矩作用下组合梁的抗弯刚度可按下列公式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | |
| 图6.2.3-1 组合梁抗弯刚度示意图 | | |
|  | | （6.2.3-1） |
|  | | （6.2.3-2） |
|  | | （6.2.3-3） |
|  | | （6.2.3-4） |
|  | | （6.2.3-5） |
|  | | （6.2.3-6） |
|  | | （6.2.3-7） |
|  | | （6.2.3-8） |
| 式中：*B*tr | —— 采用换算截面法计算的混凝土翼板等效换算截面宽度； | |
| *α*E | —— 钢与混凝土弹性模量比，即*α*E = *E*s/*E*c； | |
| *I*cf | —— 混凝土翼板对换算截面形心的惯性矩； | |
| *. I*rb | —— 梁底纵筋对换算截面形心的惯性矩； | |
| *I*sw | —— U形钢腹板对换算截面形心的惯性矩； | |
| *I*sd | —— U形钢底板对换算截面形心的惯性矩； | |
| *A*cf，*y*cf | —— 混凝土翼板换算截面面积及板形心到梁底距离； | |
| *A*rb，*y*rb | —— 梁底纵筋截面面积及梁底纵筋形心到梁底距离； | |
| *A*sw，*y*sw | —— U形钢腹板截面面积及钢腹板形心到梁底距离；； | |
| *A*sd，*y*sd | —— U形钢底板截面面积及钢底板形心到梁底距离； | |
| *λ*s | —— 考虑初始缺陷的抗弯刚度折减系数。建议取值0.59； | |
| *B*s1 | —— 组合梁正弯矩区的抗弯刚度。 | |

【条文说明】 计算组合梁抗弯刚度时，做以下基本假定（1）忽略梁-板界面的滑移与掀起； （2）截面变形后满足平截面假定； （3）忽略混凝土腹板抗弯贡献；（4）忽略内翻上翼缘的抗弯贡献；（5）忽略混凝土板内钢筋的贡献。*λ*s的取值是考虑了初始缺陷如焊接残余应力、实际边界条件等。将*I*cf、*I*rb、*I*sw和*I*sd进行简单代数叠加得到的截面惯性矩小于试验实测截面惯性矩*I*1,ex，通过线性拟合得到关系式*I*1,ex = 0.59 *I*’1，即建议*λ*s = 0.59。

2负弯矩作用下组合梁的初始抗弯刚度和二次刚度可按下列公式确定：

（1）初始抗弯刚度*B*s1：

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | | （6.2.3-9） | |
|  | | （6.2.3-10） | |
|  | | （6.2.3-11） | |
|  | | （6.2.3-12） | |
|  | | （6.2.3-13） | |
|  | | （6.2.3-14） | |
| 式中：*y*1 | —— 负弯矩区组合梁初始刚度计算截面形心； | |
| *A*rh1, *y*rh1 | —— 楼板内顶层纵筋截面面积及顶层纵筋形心到梁底距离； | |
| *A*rh2, *y*rh2 | —— 楼板内底层纵筋截面面积及顶层纵筋形心到梁底距离； | |
| *A*rb, *y*rb | —— 梁底纵筋截面面积及梁底纵筋形心到梁底距离； | |
| *A*sf, *y*sw | —— U形钢内翻上翼缘截面面积及翼缘形心到梁底距离； | |
| *A*sw, *y*sw | —— U形钢腹板截面面积及腹板形心到梁底距离； | |
| *A*sd, *y*sd | —— U形钢底板截面面积及底板形心到梁底距离； | |
| *A*cf, *y*cf | —— 混凝土板的截面面积及板形心到梁底距离； | |
| *A*cw, *y*cw | —— 混凝土腹板截面面积及梁腹板形心到梁底距离； | |
| *I*r1、*I*s1、*I*c1 | —— 纵筋部分、U钢部分、混凝土部分的惯性矩； | |
| *λ*s | —— 考虑初始缺陷的抗弯刚度折减系数，建议取值*λ*s = 0.62； | |
| *B*s1 | —— 组合梁负弯矩区初始抗弯刚度。 | |

（2）二次刚度*B*s2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | | （6.2.3-16） | |
|  | | （6.2.3-17） | |
|  | | （6.2.3-18） | |
|  | | （6.2.3-19） | |
|  | | （6.2.3-20） | |
|  | | （6.2.3-21） | |
| 式中：*y*1 | —— 负弯矩区组合梁二次刚度计算截面形心； | |
| *I*r2、*I*s2、*I*c2 | —— 纵筋部分、U形钢部分、混凝土部分的惯性矩； | |
| *B*s2 | —— 组合梁负弯矩区二次抗弯刚度。 | |

6.2.4 内翻翼缘U形钢-混凝土组合梁的初始抗扭刚度、开裂扭矩及抗扭承载力的计算可按下列公式确定：

1初始抗扭刚度*K*1可按下列公式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （6.2.4-1） |
|  | | （6.2.4-2） |
|  | | （6.2.4-3） |
|  | | （6.2.4-4） |
|  | | （6.2.4-5） |
| 式中：*K*1 | —— 组合梁初始抗扭刚度； | |
| *G*c | —— 混凝土剪切模量，且有*G*c = *E*c/[2(1+*ν*c)]，其中*ν*c为混凝土泊松比，可取为0.2； | |
| *K*1,b | —— 混凝土板的抗扭刚度； | |
| *K*1,cw | —— 混凝土腹板的抗扭刚度； | |
| *J*b与*J*ec | —— 混凝土板与混凝土腹板的扭转惯性矩； | |
| *λ*r | —— 考虑钢筋桁架作用的刚度折减系数，当钢筋桁架不存在时，无法形成U形钢-钢筋桁架闭口箱形截面，可取为0.7；当钢筋桁架存在时，可形成U形钢-钢筋桁架闭口箱形截面，则取为1.0，即不折减； | |
| *G*s | —— 钢板剪切模量，且有*G*s = *E*s/2(1+*ν*s)，其中*ν*s为钢板泊松比，可取为0.3； | |
| *J*U | —— U形钢-钢筋桁架闭口箱形截面的扭转惯性矩； | |
| *A*u | —— U形钢-钢筋桁架闭口箱形截面围合面积； | |
| *u*u | —— U形钢-钢筋桁架闭口箱形截面围合周长。 | |

2 开裂扭矩*T*cr,cal可按下列公式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （6.2.4-6） |
|  | | （6.2.4-7） |
|  | | （6.2.4-8） |
|  | | （6.2.4-9） |
|  | | （6.2.4-10） |
| 式中：*T*cr,cal | —— 开裂扭矩 | |
| *T*cr,c | —— 为混凝土部分抗扭承载力 | |
| *T*cr,U | —— U形钢部分抗扭承载力 | |
| *W*tp | —— T形混凝土梁截面的塑性扭转截面模量 | |
| *ψ* | —— 试件整个截面扭率计算值 | |

3抗扭承载力*T*u,b可按下列公式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （6.2.4-11） |
|  | | （6.2.4-12） |
|  | | （6.2.4-13） |
| 式中：*T*u,b | —— 抗扭承载力； | |
| *A*rt | —— 横向钢筋截面积； | |
| *A*cor | —— 横向钢筋围合面积； | |
| *s*rt | —— 横向钢筋间距； | |
| *ψ* | —— 混凝土板抗扭承载力及其割线刚度可得到共同扭率； | |
| *T*u,U | —— U形钢-钢筋桁架等效闭口箱型截面的抗扭承载力。 | |

6.2.5 腹板嵌入式U形钢-混凝土组合梁的初始抗扭刚度、开裂扭矩及抗扭承载力的计算可按下列公式确定：

1初始抗扭刚度*K*0可按下列公式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （6.2.5-1） |
|  | | （6.2.5-2） |
|  | | （6.2.5-3） |
|  | | （6.2.5-4） |
| 式中：*φ* | —— 扭转刚度折减系数，取0.8； | |
| *G*c | —— 混凝土剪切模量，*G*c=*E*c/2(1+*ν*c)，*ν*c为混凝土泊松比，取为0.2； | |
| *J*f*，J*w | —— 混凝土翼板与混凝土腹板的扭转惯性矩； | |
| *ꞵ* | —— 矩形截面抗扭惯性矩系数，取值见表6.2.3. | |

表6.2.3 矩形截面弹性抗扭惯性矩系数表

Table 4. Coefficient of elastic torsional moment of inertia

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *h*/*b* | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 4.0 | 6.0 | 8.0 | 10 | ∞ |
| *ꞵ* | 0.141 | 0.196 | 0.229 | 0.249 | 0.263 | 0.281 | 0.299 | 0.307 | 0.312 | 0.333 |

注：*h*为矩形截面长边，*b*为矩形截面短边。

2开裂扭矩*T*cr计算可按下列公式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （6.2.5-5） |
|  | | （6.2.5-6） |
|  | | （6.2.5-7） |
|  | | （6.2.5-8） |
|  | | （6.2.5-9） |
| 式中：*T*cr | —— 组合梁开裂扭矩； | |
| *T*cr,c | ——组合梁开裂时混凝土承担的扭矩； | |
| *T*cr,U | ——组合梁开裂时U形钢承担的扭矩； | |
| *W*t | —— T形截面扭转截面模量； | |
| *f*tk | —— 混凝土轴心抗拉强度标准值； | |
| *ψ* | —— 试件开裂时对应扭率。 | |
|  |  | |

3抗扭承载力*T*u可按下列公式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （6.2.5-10） |
|  | | （6.2.5-11） |
|  | | （6.2.5-12） |
|  | | （6.2.5-13） |
|  | |  |
| 式中：*T*u | —— 组合梁抗扭承载力 | |
| *T*u,f | —— 混凝土翼板形成的空间桁架的抗扭承载力 | |
| *T*u,U | —— 外包U形钢板闭口箱型截面的抗扭承载力 | |
| *A*sv | —— 单根横向分布钢筋截面面积； | |
| *A*cor | —— 横向封闭钢筋内边缘围成面积； | |
| *s*v | —— 横向分布钢筋间距； | |
| *f*yv | —— 横向分布钢筋屈服强度设计值。 | |
| *ξ* | —— 翼板厚调整系数，。 | |

6.3 抗剪连接件

6.3.1组合梁的抗剪连接件可采用抗剪钢筋连接件（钢筋桁架和倒U形插筋）、腹板嵌入式抗剪连接件或有可靠依据的其他类型连接件。

6.3.2采用钢筋桁架的内翻翼缘U形钢-混凝土组合梁的翼板-腹板界面纵向受剪承载力FvR主要由三部分组成：插筋的抗剪作用Fvr、混凝土的抗剪作用Fvc（考虑插筋的抗掀起作用对Fvc的贡献）、钢筋桁架的咬合作用Fvo。

|  |
| --- |
|  |
| 图6.3.2抗剪钢筋连接件（钢筋桁架和倒U形插筋） |

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.3.1-1） |
|  | （6.3.1-2） |
|  | （6.3.1-3） |
|  | （6.3.1-4） |
|  | （6.3.1-5） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*A*ri | ——单肢插筋的横截面积（mm2）； |
| *n*U | ——插筋肢数； |
| *f*ur | ——插筋极限抗拉强度（N/mm2）； |
| *f*yr | ——插筋屈服强度（N/mm2）； |
| *γ*r | ——插筋强屈比（*f*ur/*f*yr），取1.27； |
| *A*vc | ——混凝土剪切面的面积，取为*A*vc=*l*λ(*b*-2*b*f) （mm2）； |
| *f*vc | ——翼板-腹板界面混凝土抗剪强度（N/mm2）； |
| *λ*o | ——考虑钢筋桁架斜置时的折减系数，当钢筋桁架倾斜放置时取0.6，当钢筋桁架平行放置时取1.0； |
| *A*cc | ——钢筋桁架单个杆件的纵向投影面积，且*A*cc=*Φ*r(*b*-*b*f) （mm2）； |
| *n*tr | ——钢筋桁架肢数，向下取整。 |

6.3.3 U形钢-混凝土组合梁翼板-腹板界面纵向抗剪连接程度*β*应按下列公式计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.3.3-1） |
|  | （6.3.3-3） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*F*vR | ——组合梁翼板-腹板界面纵向抗剪承载力（N）； |
| *F*tt | ——梁腹板抗拉承载力（N）。 |

【条文说明】当抗剪连接度*β*≥1时，即为组合梁满足完全抗剪连接。

6.3.4 腹板嵌入式U形钢-混凝土组合梁翼板-腹板界面纵向抗剪承载设计值应按下式计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.3.4-1） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*n*r | ——剪跨区域需要的连接件个数； |
| *n*f | ——剪跨区域布置的连接件个数； |
| *N*v,c | ——混凝土对组合梁纵向抗剪的贡献； |
| *N*v | ——单个连接件承载力； |
| *α* | ——混凝土榫影响系数，取值见表6.3.4。 |

|  |
| --- |
|  |
| 6.3.4-1嵌入式混凝土榫示意图 |

表6.3.4混凝土榫影响系数*α*取值

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 连接件板厚*t*（mm） | 连接件间距*d*es（mm） | 混凝土榫影响系数*α* |
| 12 | 300 | 20.786 |
| 10 | 300 | 17.376 |
| 8 | 240 | 14.596 |
| 8 | 170 | 12.845 |

【条文说明】腹板嵌入式抗剪连接件的纵向抗剪主要由燕尾形凹槽处混凝土与穿入钢筋形成的混凝土榫构造提供。

6.3.5腹板嵌入式U形钢-混凝土组合梁翼板-腹板界面纵向抗剪连接程度*β*应按下式计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.3.4-2） |
|  | （6.3. 4-3） |
|  | （6.3. 4-4） |
|  | （6.3. 4-5） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*n*r | ——剪跨区域需要的连接件个数； |
| *n*f | ——剪跨区域布置的连接件个数； |
| *N*v,c | ——混凝土对组合梁纵向抗剪的贡献。 |

【条文说明】当抗剪连接度*β*≥1时，即为组合梁满足完全抗剪连接。

6.3.6当采用圆柱头焊钉或槽钢作为连接件时，连接件纵向抗剪承载力设计值可参考现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017中相关规定。

【条文说明】抗剪连接件起抗剪和抗拔作用，一般情况下，连接件的抗拔要求自然满足，不需要专门验算。在负弯矩区，为了释放混凝土板的拉应力，也可以采用只有抗拔作用而无抗剪作用的特殊连接件。

6.4 负弯矩区裂缝宽度

6.4.1 组合梁负弯矩区段混凝土在正常使用极限状态下考虑长期作用影响的最大裂缝宽度*w*max应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的规定按轴心受拉构件进行计算，其值不得大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010所规定的限值。

【条文说明】混凝土的抗拉强度很低，因此对于没有施加预应力的连续组合梁，负弯矩区的混土翼板很容易开裂，且往往贯通混凝土翼板的上、下表面，但下表面裂缝宽度一般均小于上表面，计算时可不予验算。引起组合梁翼板开裂的因素很多，如材料质量、施工工艺、环境条件以及荷载作用等。混凝土翼板开裂后会降低结构的刚度，并影响其外观及耐久性，如板顶面的裂缝容易渗入水分或其他腐蚀性物质，加速钢筋的锈蚀和混凝土的就化等。因此应对正常使用条件下的连续组合梁的裂缝宽度进行验算,其最大裂缝宽度不得超讨现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的限值。

相关研究结果表明,组合梁负弯矩区混凝土翼板的受力状况与钢筋混凝土轴心受拉构件相似，因此可采用现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关公式计算组合梁负弯矩区的最大裂缝宽度。在验算混凝土裂缝时，可仅按荷载的标准组合进行计算，因为在荷载标准组合下计算裂缝的公式中己考虑了荷载长期作用的影响。

6.4.2 腹板嵌入式外包U形钢-混凝土组合梁的裂缝宽度*ω*max可按下式确定：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （6.4.2-1） |
|  | （6.4.2-2） |
|  | （6.4.2-3） |
|  | （6.4.2-4） |
|  | （6.4.2-5） |
|  | （6.4.2-6） |
|  | （6.4.2-7） |
|  | （6.4.2-8） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*ω*max | ——翼板混凝土最大裂缝宽度； |
| *Ψ* | ——钢筋应变不均匀系数；当*Ψ* < 0.2时，取*Ψ* = 0.2；当*Ψ* > 1.0时，取*Ψ* = 1.0； |
| *σ*sa | ——U形钢受拉腹板、翼板受拉钢筋的等效钢筋应力值； |
| *c*s | ——最外层翼板纵筋的混凝土保护层厚度，mm；当cs＞65mm时，取cs = 65mm； |
| *d*e | ——U形钢受拉腹板、翼板受拉钢筋的等效钢筋直径； |
| *ρ*te | ——U形钢受拉腹板、翼板受拉钢筋的等效钢筋配筋率； |
| *M*cr | ——组合梁截面开裂弯矩； |
| *M*q | ——根据荷载效应的准永久值计算的弯矩值； |
| *B* | ——混凝土翼板宽度； |
| *H* | ——组合梁高度； |
| *f*t,k | ——混凝土抗拉强度标准值； |
| *A*yp | ——混凝土翼板纵筋截面面积； |
| *n*yp | ——混凝土翼板纵筋数目； |
| *d*yp | ——混凝土翼板纵筋直径； |
| *d*yp | ——混凝土翼板纵筋截面形心至梁底的距离； |
| *A*sw | ——U形钢腹板的截面面积； |
| *d*aw | ——U形钢受拉腹板截面形心至梁底的距离； |
| *u* | ——翼板纵向受拉钢筋和U形钢受拉腹板周长之和； |
| *k* | ——U形钢腹板影响系数，取U形钢受拉腹板高度与整个腹板高度的比值；当*k* < 0.25时，*k* = 0.25；当*k* > 0.5时，*k* = 0.5； |
| *h*tw | ——U形钢腹板受拉部分高度； |
| *h*b | ——U形钢腹板高度。 |

6.4.3 对于新型U形钢-混凝土组合梁，组合梁的综合力比*R*为混凝土翼板的纵筋提供的最大抗拉承载力与U形钢及混凝土梁腹板提供的最大抗压承载力之比，按下式计算。为保证负弯矩区内钢板的稳定性和构件的延性，综合力比R的取值建议为0.2 ≤ R ≤ 0.4。

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （6.4.3） |
| 式中：*A*rh | —— 板内纵筋面积； | |
| *A*U | —— U型钢截面积； | |
| *A*cw | —— 腹板混凝土截面积。 | |

6.5 构造措施

6.5.1 钢-混凝土组合梁的截面尺寸应符合下列规定：

1为了防止U形钢内翻翼缘对翼-腹界面混凝土的过度削弱，建议内翻翼缘宽度*b*f不应大于*b*/5；同时为了保证翼缘冷弯及钢筋桁架焊接的施工便利性和内翻翼缘对内部混凝土的约束性，*b*f不应小于max{15mm, *b*/7.5}。

2梁底纵筋应起到抗火的二道防线作用。建议在梁底配置数量不小于2根的通长纵筋，且配筋率不应小于钢筋混凝土梁受弯构件的最小配筋率，保护层厚度不应低于20mm。

6.5.2 对于新型U形钢-混凝土组合梁的钢筋桁架内嵌于混凝土中，为了防止桁架杆件与板底钢筋碰撞，杆件的直径不大于2*a*/3，为保证点焊质量，杆件直径不低于2t。为降低焊接点密集度，钢筋桁架相邻单元夹角不宜小于45°，为保证U形钢截面抗扭稳定性，钢筋桁架相邻单元夹角不宜大于90°。

6.5.3对于腹板嵌入式外包U形钢-混凝土组合梁，U形钢壁厚宜在4~6mm范围内。混凝土强度对组合梁性能无明显影响，选用C30~C60强度等级混凝土即可。

6.5.4 对于腹板嵌入式外包U形钢-混凝土组合梁，为保证组合梁的完全抗剪连接，嵌入式连接件宽度应在100~150mm范围内，嵌入连接件高度宜取50mm。

7 节点设计和连接构造

7.1 一般规定

7.1.1钢管混凝土异形柱与组合梁连接的受剪承载力应符合下列规定：

无地震作用组合时

|  |  |
| --- | --- |
|  | (7.1.1-1) |

有地震作用组合时

|  |  |
| --- | --- |
|  | (7.1.1-2) |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*V*b | ——验算连接受剪承载力采用的剪力设计值，可取按相关规范调整后的梁端组合的剪力设计值； |
| *V*u | ——连接的受剪承载力，可按本规范第7.2节计算； |
| *γ*RE | ——连接的受剪承载力抗震调整系数。 |

7.1.2钢管混凝土异形柱与组合梁连接的受弯承载力应符合下列规定：

无地震作用组合时

|  |  |
| --- | --- |
|  | (7.1.2-1) |

有地震作用组合时

|  |  |
| --- | --- |
|  | (7.1.2-2) |

式中：

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*M*b | ——验算连接受弯承载力采用的弯矩设计值，可取按相关规范调整后的梁端组合的弯矩设计值； |
| *M*u | ——连接的受弯承载力设计值； |
| *γ*RE | ——连接的受弯承 载力抗震调整系数。 |

【条文说明】7.1.1、7.1.2这两条规定了采用钢筋混凝土楼屋盖时，梁与钢管混凝土柱连接的受剪承载力和受弯承载力应分别不小于被连接构件端截面的组合剪力设计值和弯矩设计值，这里采用的用于连接设计的剪力和弯矩设计值应该是根据相关规范根据不同抗震等级要求调整后的设计值。

7.1.3多腔钢管混凝土异形柱结构体系可采用工字型钢-混凝土组合梁或外包U形钢-混凝土组合梁。

7.1.4 钢梁与钢管混凝土柱的刚接连接应符合下列规定：

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

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

3 地震设计状况时，尚应按下列公式验算连接的极限承载力：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.1.3-1） |
|  | （7.1.3-2） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*M*u | ——连接的极限受弯承载力设计值(N·mm)，应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99执行； |
| *V*u | ——连接的极限受剪承载力设计值(N)，应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99执行； |
| *M*p | ——梁端截面的塑性受弯承载力(N·mm)，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017执行； |
| *V*GB | ——梁在重力荷载代表值（9度时尚应包括竖向地震作用标准值）作用下，应按简支梁分析的梁端截面剪力设计值(N)； |
| *l*n | ——梁的净跨(mm)； |
| *η*n | ——连接系数，可按表7.1.3采用。 |

表7.1.3 钢梁与钢管混凝土异形柱刚接连接抗震设计的连接系数

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 母材牌号 | 焊接 | 螺栓连接 |
| Q235 | 1.40 | 1.45 |
| Q345 | 1.30 | 1.35 |
| Q345GJ | 1.25 | 1.30 |

【条文说明】钢梁与钢管混凝土柱的刚接连接，应按弹性进行设计；抗震时，还应进行连接的极限承载力验算，以实现“强连接、弱构件”的设计概念。研究表明，钢梁与钢柱刚性连接时，除梁翼缘与柱的连接承担弯矩外，腹板连接的上下受弯区也可承担弯矩，腹板中部的连接承担剪力。这样计算合理一些，但给设计增加麻烦，因此，本规范没有考虑腹板连接承担弯矩的作用。

7.1.5 采用钢筋混凝土楼盖时，梁、板受力钢筋不宜直接焊接于钢管壁上。

【条文说明】梁、板的纵向受力钢筋若直接焊接有钢管壁上，将使钢管壁产生额外的复杂应力和变形，影响钢管对混凝土的约束作用。

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

【条文说明】为保证管内混凝土的浇筑质量，应尽可能避免零部件穿过钢管。

7.1.7 钢管混凝土异形柱承受竖向荷载时，节点及连接设计计算应考虑竖向荷载的影响。

7.2 梁-柱节点设计

7.2.1 多腔钢管混凝土异形柱-H型钢梁框架竖向肋板节点承载力设计

1. 钢管混凝土异形柱-H型钢梁之间采用竖向肋板进行连接，构造形式如图7.2.1所示，竖向肋板节点连接件设计承载力*P*vy采用公式7.2.1-1~6进行计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| （a）节点平面图 | （b）节点立面图 |
| 图7.2.1钢管混凝土异形柱-H型钢组合梁框架竖向肋板节点连接形式 | |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | （7.2.1-1） |
|  | | （7.2.1-2） |
|  | | （7.2.1-3） |
|  | | （7.2.1-4） |
|  | | （7.2.1-5） |
|  | | （7.2.1-6） |
| 式中：*P*V2 | —— 竖向肋板连接件承载力设计值； | |
| *P*V2 | —— 竖向肋板节点正面柱钢管承载力设计值； | |
| *P*V3 | —— 竖向肋板节点侧面柱钢管承载力设计值； | |
| *h*1 | —— 竖向肋板翼缘外高度； | |
| *h*2 | —— 竖向肋板翼缘内高度； | |
| *t*c | —— 柱钢管厚度； | |
| *t*v | —— 竖向肋板厚度； | |
| *t*f | —— 梁翼缘厚度； | |
| *f*yv | —— 竖向肋板屈服强度设计值； | |
| *f*yc | —— 柱钢管屈服强度设计值； | |
| *b* | —— 柱单腔室宽度； | |
| *n* | —— 柱轴压比。 | |

2.竖向肋板节点构造应满足以下要求：竖向肋板厚度应不小于梁翼缘厚度；竖向肋板在翼缘外高度*h*1应大于0.5倍梁翼缘宽度，翼缘内高度*h*2应大于0.2倍梁翼缘宽度；竖向肋板应延伸至异形柱阴角位置，保证与侧面柱钢板的连接长度；为保证梁翼缘荷载充分传递给竖向肋板，竖向肋板与梁翼缘间连接长度*l*1应满足：

|  |
| --- |
| （7.2.1-7） |

7.2.2 多腔钢管混凝土异形柱-H型钢梁框架U形板节点承载力设计

1. 钢管混凝土异形柱-H型钢梁之间采用U形板进行连接，构造形式如图7.2.2所示，U形板节点设计承载力采用式（7.2.2-1~7）计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| （a）节点平面图 | （b）节点立面图 |
| 图7.2.2 钢管混凝土异形柱-H型钢组合梁框架U形板节点连接形式 | |

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.2.2-1） |
|  | （7.2.2-2） |
|  | （7.2.2-3） |
|  | （7.2.2-4） |
|  |  |

式中，

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.2.2-5） |
|  | （7.2.2-6） |
|  | （7.2.2-7） |

|  |  |
| --- | --- |
| *P*U1 | U形板自身在屈服状态时的承载力设计值； |
| *P*U2 | 正面柱钢管屈服状态时的承载力设计值； |
| *P*U3 | 侧面柱钢管屈服状态时的承载力设计值； |
| *b*1 | U形板在柱钢管外宽度； |
| *b*2 | U形板在柱钢管内宽度； |
| *t*c | 柱钢管厚度； |
| *t*u | U形板厚度； |
| *t*f | 梁翼缘厚度； |
| *f*yu | U形板屈服强度设计值； |
| *f*yc | 柱钢管屈服强度设计值； |
| *b* | 柱单腔室宽度； |
| *n* | 柱轴压比； |
| *η* | 拉剪折减系数。 |

2.U形板节点构造应满足以下要求： U形板需延伸至异形柱截面阴角位置，与侧面钢板的连接长度至少大于1倍柱肢宽度；U形板厚度应不小于梁翼缘厚度；U形板薄弱截面宽度应不小于0.7倍梁翼缘宽度，即*b*1+*b*2≥0.7*b*f；为避免应力集中，U形板与梁翼缘交界处需光滑过渡，且扩展角度不应大于45°；为保证节点刚度，柱单腔室钢板宽厚比不宜大于50；柱单腔室边长应不小于150mm，以便混凝土浇筑； U形板与柱钢管应采用全熔透焊缝连接； U形板连接件承载力应不小于梁翼缘全截面塑性承载力的1.3倍，即：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.2.2-8） |

【条文说明】U形板节点连接构造参考《钢管混凝土结构技术规范》，环板虽然未闭合，刚度及承载力低于环板式节点，但仍可满足规范要求。

7.2.3 多腔钢管混凝土异形柱-U形钢混凝土组合梁框架竖向肋板节点承载力

1. 多腔钢管混凝土异形柱-U形钢混凝土组合梁框架采用竖向肋板进行连接，竖向肋板节点采用图7.2.3-1所示的构造形式；竖向肋板节点受弯承载力采用下式计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| （a）节点平面图 | （b）节点立面图 |
| 图7.2.3-1多腔钢管混凝土异形柱-U形钢混凝土组合梁框架竖向肋板节点 | |

（1）正弯矩区

（a）若中和轴在混凝土板内，则上竖向肋板受压面积为*A*vc，忽略肋板受拉区，连接受弯承载力为：

|  |  |
| --- | --- |
|  | |
| （7.2.3-1） | |
|  | （7.2.3-2） |

（b）若中和轴在梁腹板内，则连接受弯承载力为：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.2.3-3） |
|  | （7.2.3-4） |

（2）负弯矩区

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.2.3-5） |
|  | （（7.2.3-6） |

|  |  |
| --- | --- |
| 其中：*f*yv | 梁腹板的屈服强度设计值； |
| *f*yr | 竖向肋板屈服强度设计值； |
| *h*1 | 竖向肋板翼缘外高度； |
| *h*2 | 竖向肋板翼缘内高度； |
| *h*w | U形梁高度； |
| *h*f | 梁腹板宽度； |
| *x*c | 组合梁相对受压区高度； |
| *h*0 | 梁截面有效高度。 |

2. 竖向肋板节点构造要求

（1）竖向肋板的长度需符合7.2.1中的构造要求；

（2）竖向肋板厚度*t*v需大于等于梁翼缘厚度*t*b；

（3）竖向肋板翼缘外高度*h*1宜大于0.6倍梁翼缘宽度，翼缘内高度宜*h*2大于0.2倍梁翼缘宽度；

（4）为保证梁翼缘荷载充分传递给竖向肋板，竖向肋板与翼缘间连接长度*l*1宜大于1.5倍梁宽。

7.2.4多腔钢管混凝土异形柱框架节点核心区抗剪承载力设计

多腔钢管混凝土异形柱框架节点核心区抗剪承载力采用式（7.2.4-1~6）计算：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.2.4-1） |
|  | （7.2.4-2） |
|  | （7.2.4-3） |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*ξ*h | 与节点域高宽比*h*/*B*h相关的函数，见公式（7.2.4-2）； |
| *ξ*c | 套箍作用影响系数，见公式（7.2.4-3）； |
| *ξ*f | 正交柱肢影响系数，对于翼缘柱肢和腹板柱肢的高度和厚度相等的等肢柱，用公式（7.2.4-4）计算，对于不等肢柱且*ζ*f大于1时，采用表7.2.4的*ζ*f,ef代替*ζ*f； |
| *n*0 | 等效轴压比，当*n*小于0.2时*n*0等于*n*，当*n*大于0.2时*n*0等于0.2； |
| *H*c | 节点上柱和下柱反弯点之间的距离； |
| *H* | 梁端拉、压合力间距离，即上下翼缘竖向肋板形心间距离； |
| ∑*M*bua | 节点左、右两侧梁端逆时针或顺时针方向正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和。 |

|  |  |
| --- | --- |
|  | （7.2.4-4） |
|  | （7.2.4-5） |
|  | （7.2.4-6） |

表7.2.4 有效翼缘影响系数*ζ*f,ef

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 截面特征 | *B*c≥*B*h和*b*h≥*b*c | *B*c≥*B*h和*b*h<*b*c | *B*c<*B*h和*b*h≥*b*c | *B*c<*B*h和*b*h<*b*c |
| *ζ*f,ef |  |  |  |  |

【条文说明】本条的目的为保证框架节点在梁端出现塑性铰后，节点核心区不发

生剪切破坏，即实现“强节点弱构件”。

7.3 主次梁连接节点设计

7.3.1 当结构采用U形钢混凝土组合梁时，主次梁的连接宜采用铰接连接。

7.3.2 当采用内翻翼缘U形钢-混凝土组合梁时，主次梁的铰接连接构造可采用图7.3.2所示的构造：在主次梁交界处，连接板平行于次梁腹板放置，端部焊接在主梁腹板上，连接板通过螺栓与次梁连接；为方便施工，次梁部分上翼缘可先切割拆除，待连接施工结束后恢复。

|  |  |
| --- | --- |
| 角焊缝  翼缘拆除部分  主梁  次梁  **1**  **1** | 主梁  次梁 |
| （a）主次梁铰接构造 | （b）1-1截面 |
| 图7.3.2内翻翼缘U形钢-混凝土组合梁的主次梁铰接构造示意 | |

【条文说明】当采用内翻翼缘U形钢组合梁时，内翻翼缘相邻间距不满足螺栓安装时，可按图示将螺栓连接处的内翻翼缘先割除，待螺栓安装完成后，再恢复割除的内翻翼缘。

7.3.3 当采用腹板嵌入式U形钢-混凝土组合梁时，主次梁的铰接连接构造可采用图7.3.3所示的构造，构造连接要求与第7.3.2条保持一致。

|  |  |
| --- | --- |
| 角焊缝  翼缘拆除部分  主梁  次梁  **2**  **2** | 主梁  次梁  嵌入式连接件 |
| （a）主次梁铰接构造 | （b）2-2截面 |
| 图7.3.2腹板嵌入式U形钢-混凝土组合梁的主次梁铰接构造示意 | |

7.4 柱-柱连接节点设计

7.3.1 根据构造和运输要求，框架柱可按1-2个楼层高度下料分段制作，分段接头宜设在楼面以上1.0~1.3m处。

7.3.2 柱钢管的对接拼接宜符合下列规定：

1）对内壁齐平的对接拼接，当两钢管壁厚相差不大于 4mm 时，可直接拼接；当两钢管壁厚相差大于 4mm 时，较厚钢管的外壁应加工成斜坡，斜坡坡度不应大于 1:2.5。

2）对外壁齐平的对接拼接，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加该公称壁厚的0.1倍，且不应大于3mm；当两钢管的壁厚相差较大而不满足以上规定时，应采用有厚度差的内衬板或将较厚钢管的内壁加工成斜坡，斜坡坡度不应大于 1:2.5。

3）当较厚钢管的管壁加工成斜坡时，拼接处两钢管端部管壁厚度宜相等或相差不大于 4mm，内衬板的厚度不宜小于 6mm。

7.3.3多腔钢管混凝土柱上、下层的连接，可采用柱钢板内侧的衬板定位并进行焊接（图7.3.3）。可将衬板与钢板在工厂点焊连接，在施工现场再将上、下层钢板采用对接焊缝连接，焊缝应为全熔透对接焊缝。柱钢板连接的衬板沿竖向的高度不宜小于钢管壁厚的5倍且不宜大于钢管壁厚的10倍，横向长度可根据施工现场条件确定。

|  |
| --- |
| 2  2  1  3 |
| 1-柱钢板，2-对接焊缝，3-衬板 |
| 图7.3.3 采用内衬板的柱-柱连接构造图 |

7.5 柱脚节点设计

Ⅰ 一般规定

7.5.1 钢管混凝土异形柱的柱脚可以根据不同的受力特点采用埋入式柱脚或PBL-纵筋搭接式柱脚。偏心受压柱宜采用埋入式柱脚，也可以采用PBL-纵筋搭接式柱脚；偏心受拉柱应采用埋入式柱脚。

7.5.2 无地下室或仅有一层地下室的钢管混凝土异形柱的埋入式柱脚，其在基础底板（承台）中的埋置深度除应符合本标准7.5.4条规定外，尚不应小于钢管混凝土异形柱两个主轴受力方向上截面高度较大值的2.0倍。

【条文说明】无地下室或仅有一层地下室的建筑其侧向刚度较小，为确保钢管混凝土异形柱柱端的嵌固作用，本条对其最小埋置深度进行了规定。

7.5.3 基础底板（承台）的局部受压承载力和受冲切承载力应符合现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 中的相关规定，其他有关承载力和构造要求的相关规定可参考现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007。

Ⅱ 埋入式柱脚

7.5.4钢管混凝土异形柱埋入式柱脚的埋置深度应符合下式规定：

 （7.5.4）

式中：*h*B — 钢管混凝土异形柱埋置深度；

*M* — 埋入式柱脚翼缘柱肢受压时的弯矩设计值；

*f*c — 基础混凝土抗压强度设计值；

*b* — 钢管混凝土异形柱垂直于计算弯曲平面方向的翼缘柱肢宽度。

【条文说明】钢管混凝土异形柱埋入式柱脚的抗震性能试验表明，钢管埋深为1.0倍截面高度时，基础发生冲切破坏，表明该埋置深度不能满足柱端的嵌固作用；钢管埋深为2.0倍截面高度时，其破坏模式为钢管混凝土异形柱压弯破坏，即可满足柱端的嵌固作用。考虑截面的不对称性，选取翼缘受压时的承载力作为设计弯矩进行计算，得到其最小埋置深度约为，基于安全方面的考虑，将其计算公式确定为式（7.5.4）。

7.5.5 钢管混凝土异形柱埋入式柱脚的钢管底板厚度不应小于柱脚钢管的厚度，且不宜小于25mm。

【条文说明】试验表明，有无钢管底板对柱脚节点的承载力影响不大，但无底板时，钢管可能会使得基础底板发生冲切破坏，因此建议采用有钢管底板的形式。

7.5.6 钢管混凝土异形柱埋入式柱脚节点的埋深范围内钢管外壁应设置栓钉，栓钉直径不宜小于19mm，间距不宜大于200mm，栓钉离侧边不宜小于50mm且不宜大于100mm。

【条文说明】研究表明，栓钉传递弯矩和剪力的作用不大，但对于偏心受拉柱，由于栓钉受剪能传递界面剪力，因此本条参考《组合结构设计规范》（JGJ 138-2016），规定了栓钉的设置要求。

Ⅲ 搭接式柱脚

7.5.7 对于有装配式施工要求的建筑，也可采用由PBL连接件和搭接纵筋组成的PBL-纵筋搭接式柱脚（图7.5.7），柱内力由PBL连接件和搭接纵筋传递至基础。搭接纵筋和PBL连接件应沿柱肢截面均匀布置，PBL连接件与钢管采用焊接连接，焊缝位于钢管中间，搭接纵筋宜采用HRB400级及以上钢筋。

|  |
| --- |
| 图示  描述已自动生成 |
| 1—搭接纵筋；2—PBL连接件；3—柱身钢管；4—基础顶面 |
| 图7.5.7 PBL-纵筋搭接式柱脚 |

【条文说明】PBL-纵筋搭接式柱脚中PBL连接件和搭接纵筋应均匀布置，使PBL连接件可以将力均匀地传递给搭接纵筋。搭接纵筋由于要与钢管等强，钢筋强度等级过低则会使得搭接纵筋的截面积过大而无法满足构造要求，因此建议使用等级为HRB400及以上钢筋。

7.5.8 当钢管混凝土异形柱为偏心受压柱时，其PBL-纵筋搭接式柱脚在柱底面处的PBL连接件和搭接纵筋配置，应符合下式规定：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (7.5.8-1) |
|  | (7.5.8-2) |

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：, | 分别为受拉和受压搭接纵筋的屈服强度设计值； |
| , | 分别为受拉和受压PBL连接件的屈服强度设计值； |
|  | 钢管内混凝土的抗压强度设计值； |
| ,, | 分别为搭接纵筋、PBL连接件和受压混凝土的截面面积； |
| , | 分别为第*i*根受拉和受压搭接纵筋形心距截面中和轴的距离； |
| , | 分别为第*i*个受拉和受压PBL连接件形心距截面中和轴的距离； |
|  | 受压混凝土中心距截面中和轴的距离。 |

【条文说明】当PBL连接件构造符合现行《钢-混凝土组合桥梁设计规范》GB/T 50917时，连接件数量按本标准第7.5.9条设计并沿柱肢截面均匀布置时，PBL-纵筋搭接式柱脚的承载力可按柱底钢管割缝处截面达到全截面塑性进行设计。

7.5.9 搭接式柱脚中PBL连接件数量和单孔承载力按照式（7.5.9）进行计算。

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | (7.5.9-1) |
|  | | (7.5.9-2) |
| 式中：*N* | 搭接纵筋的总抗拉承载力； | | |
| *N*P | PBL连接件单孔承载力； | | |
| *n*p | 单个PBL的开孔数目； | | |
| *α* | 开孔处混凝土局部受压强度的提高系数，取6.1； | | |
| *d* | PBL连接件开孔直径； | | |
| *f*td | 混凝土轴心抗拉强度设计值。 | | |

【条文说明】单个PBL连接件承载力按照现行国家标准《钢-混凝土组合桥梁设计规范》GB/T 50917进行设计，PBL连接件数量根据搭接钢筋的抗拉承载力计算确定。

7.5.10 PBL连接件的构造应符合现行国家标准《钢-混凝土组合桥梁设计规范》GB/T 50917中的相关规定。PBL连接件长度由开孔直径和开孔间距确定，按照式（7.5.10）计算，开孔间距应大于开孔直径的2.25倍，其在柱钢管和基础中的搭接长度应分别取为总长度的3/8和5/8。

 (7.5.10)

|  |  |
| --- | --- |
| 式中：*l* | PBL连接件的长度； |
| *N* | PBL连接件开孔数目； |
| *s* | PBL连接件开孔间距。 |

|  |
| --- |
|  |
| 图7.5.10 PBL连接件尺寸 |

【条文说明】PBL连接件与钢管之间的焊缝应采用双面角焊缝；根据试验结果，PBL连接件在钢管和基础中的搭接长度取PBL连接件长度的3/8和5/8时，可使PBL连接件在基础内有良好锚固。

7.5.11 纵筋的搭接长度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中关于钢筋搭接和锚固长度的相关规定进行计算。搭接纵筋的净间距不应小于50mm，搭接纵筋与钢管之间的净间距不应小于25mm；搭接纵筋的箍筋间距不应大于300mm，且不应大于15*d*，*d*为搭接纵筋的最小直径；搭接纵筋的最小直径不应小于20mm。

【条文说明】考虑到混凝土浇筑的密实性问题，本条文要求钢筋与钢管之间的净间距不应小于25mm，若不能满足此要求时，可以考虑在满足承载力的前提下选用直径较小的钢筋，或者选用细石混凝土进行浇筑。

7.6 梁-楼板连接节点设计

7.6.1钢管混凝土异形柱结构的楼板可采用现浇楼板、钢筋桁架楼承板或压型钢板组合楼板。

【条文说明】当采用现浇楼板时，模板施工应符合现行行业标准《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162的相关规定；当采用钢筋桁架楼承板时，楼承板施工应符合现行行业标准《钢筋桁架楼承板》JG/T 368的相关规定；楼板及梁柱的浇筑应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的相关规定。

7.6.2对于腹板嵌入式U形钢-混凝土组合梁，采用钢筋桁架楼承板时，可在腹板外壁焊接支撑角钢，根据施工荷载验算角钢承载力，楼板预制部分在角钢处的搭放长度应不小于30mm，连接构造如图7.6.2所示。

|  |
| --- |
|  |
| 图7.6.2 腹板嵌入式U形钢混凝土组合梁-钢筋桁架楼承板连接构造 |

【条文说明】支撑角钢宜通长布置或根据楼板预制部分宽度等间距布置；当楼承板靠近组合梁附近的设置底部支撑时，可省略底部角钢。

7.6.3 对于带有抗剪钢筋连接件的U形钢混凝土组合梁，采用钢筋桁架楼层板时，倒U形插筋深入腹板混凝土的长度应大于1.2倍翼板厚度；倒U形插筋顶部与翼板上层分布钢筋进行绑扎固定；倒U形插筋可采用180°或135°弯钩。楼板预制部分在内翻翼缘处的搭放长度应不小于30mm，连接构造如图7.6.3所示。

|  |
| --- |
|  |
| 图7.6.3带抗剪钢筋连接件的U形钢混凝土组合梁-钢筋桁架楼承板连接构造 |

8 钢构件防护

8.1 防火设计

8.1.1 钢管混凝土异形柱和组合梁的设计耐火极限不应低于现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的规定。

8.1.2装配式多腔钢管混凝土异形柱结构可用于多层民用建筑和高层民用建筑。高层民用建筑根据其建筑高度、使用功能和楼层的建筑面积可分为一类和二类。民用建筑的分类应符合表8.1.2的规定。

**表8.1.2 民用建筑的分类**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 名称 | 高层民用建筑 | | 多层民用建筑 |
| 一类 | 二类 |
| 住宅建筑 | 建筑高度大于54m的住宅建筑  （包括设置商业服务网点的住宅建筑） | 建筑高度大于27m，但不大于54m的住宅建筑  （包括设置商业服务网点的住宅建筑） | 建筑高度不大于27m的住宅建筑  （包括设置商业服务网点的住宅建筑） |
| 公共建筑 | 1.建筑高度大于50m的公共建筑；  2.重要公共建筑 | 除一类高层公共建筑外的其他高层公共建筑 | 建筑高度不大于24m的其他公共建筑 |

【条文说明】本条对民用建筑根据其建筑高度、功能、火灾危险性和扑救难易程度等进行了分类，将民用建筑分为住宅建筑和公共建筑两大类，并进一步按照建筑高度分为高层民用建筑和多层民用建筑。

对于住宅建筑，以27m作为区分多层和高层住宅建筑的标准；对于高层住宅以54m划分一类和二类。对于公共建筑，以24m作为区分多层和高层公共建筑的标准。在高层建筑中将性质重要、火灾危险性大、疏散和扑救难度大的建筑定为一类。裙房与高层建筑主体是一个整体，其防火设计要求应与高层建筑主体一致。宿舍、公寓的防火设计按照公共建筑的要求确定。

8.1.3民用建筑的耐火等级应根据其建筑高度、使用功能、重要性和火灾扑救难度等确定，并符合下列规定：1）地下或半地下建筑和一类高层建筑的耐火等级不应低于一级；2）二类高层建筑、多层民用建筑和重要公共建筑的耐火等级不应低于二级。

【条文说明】本条为强制性条文，规定了一些性质重要、火灾扑救难度大、火灾危险性大的民用建筑的最低耐火等级要求。1）地下、半地下建筑发生火灾后，热量不易散失，温度高、烟雾大，燃烧时间长，疏散和扑救难度大，故对其耐火等级要求高。一类高层民用建筑发生火灾，疏散和扑救都很困难，容易造成人员伤亡或财产损失，因此要求达到一级耐火等级。2）重要公共建筑对某一地区的政治、经济和生产生活以及居民的正常生活有重大影响，需尽量减少火灾对建筑结构的危害，以便灾后尽快恢复使用功能，故规定重要公共建筑应采用一、二级耐火等级。

8.1.4 采用装配式多腔钢管混凝土异形柱结构的民用建筑耐火等级可分为一、二、三、四级。不同耐火等级建筑的相应构件的燃烧性能和耐火极限不应低于表8.1.4的规定。多腔钢管混凝土异形柱采用柱的耐火等级和耐火极限，H型钢-混凝土组合梁和U形钢-混凝土组合梁采用梁的耐火等级和耐火极限。

**表8.1.4 不同耐火等级建筑相应构件的燃烧性能和耐火极限（h）**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 构件类型 | 耐火等级 | | | |
| 一级 | 二级 | 三级 | 四级 |
| 承重墙 | 不燃性  3.00 | 不燃性  2.50 | 不燃性  2.00 | 难燃性  0.50 |
| 柱 | 不燃性  3.00 | 不燃性  2.50 | 不燃性  2.00 | 不燃性  0.50 |
| 梁 | 不燃性  2.00 | 不燃性  1.50 | 不燃性  1.00 | 难燃性  0.50 |
| 楼板 | 不燃性  1.50 | 不燃性  1.00 | 不燃性  0.50 | 可燃性 |
| 屋面板 | 不燃性  1.50 | 不燃性  1.00 | 不燃性  0.50 | 可燃性 |

【条文说明】民用建筑的耐火等级分级是为了便于根据建筑自身结构的防火性能来确定该建筑的其他防火要求。为保证火灾下钢管混凝土异形柱建筑结构的安全性，需保证独立柱构件的设计耐火极限不低于标准的规定值。实际情况中建筑形式多样，火灾荷载及其分布也有较大差异，因此对于特定的钢管混凝土异形柱建筑结构，需根据实际火灾情况、荷载布置和消防设施等，经理论分析和验证后进行耐火等级的确定。

建筑整体的耐火性能是保证建筑结构在火灾下不发生较大破坏的根本，而独立结构构件的耐火性能是确定建筑整体耐火性能的基础，对于不同位置、不同建筑构造、不同受火条件下的柱构件，所要求的耐火等级有所区别。根据现行国家标准《建筑设计防火规范》（GB 50016）的规定，柱构件一级、二级、三级和四级耐火等级对应的耐火极限分别为3小时、2.5小时、2小时和0.5小时。

8.1.5钢管混凝土异形柱和组合梁应进行防火保护设计，可采用喷涂防火涂料、包覆防火板、包覆隔热材料、涂抹砂浆，复合保护等防火措施。

【条文说明】结构的防火措施应遵循以下原则：结构构件受火后发生允许变形时防火保护不发生结构性破坏与失效；施工方便且不影响前序和后续施工；具有良好的耐久、耐候性能。

外包防火材料是大部分结构工程常用的防火保护方法，其中喷涂防火涂料是应用最多的结构防火保护手段。防火涂料分为膨胀型和非膨胀型防火涂料，两者各有特点需根据具体结构具体使用。由于钢管混凝土异形柱截面特殊，在进行防火保护措施施工时，应注意加厚焊缝位置、阴角位置、与周围构件连接位置的防火涂料。各防火保护措施的具体材料参数、施工制作及安装可参考现行国家标准《建筑钢结构防火设计规范》（GB 51249）的规定。

8.1.6钢管混凝土异形柱无防火保护时的耐火极限可按表8.1.6取值。

**表8.1.6 钢管混凝土异形柱构件的耐火极限*t*（min）**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 等效外径（mm） | 荷载比 | | | | | |
| 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
| 200 | 33 | 26 | 22 | 18 | 14 | 11 |
| 400 | 50 | 35 | 27 | 21 | 16 | 12 |
| 600 | 96 | 50 | 33 | 25 | 19 | 14 |
| 800 | 219 | 86 | 44 | 29 | 21 | 15 |
| 1000 | ＞240 | 168 | 63 | 35 | 24 | 16 |
| 1200 | ＞240 | ＞240 | 102 | 43 | 26 | 18 |
| 1400 | ＞240 | ＞240 | 183 | 57 | 30 | 19 |
| 1600 | ＞240 | ＞240 | ＞240 | 88 | 35 | 21 |
| 1800 | ＞240 | ＞240 | ＞240 | 166 | 44 | 23 |
| 2000 | ＞240 | ＞240 | ＞240 | ＞240 | 61 | 26 |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 注： | 1 | 荷载比为构件荷载设计值与构件承载力设计值之比; |
|  | 2 | 等效外径等于按面积等效成圆形截面的钢管外径。 |

8.1.7当防火涂料材料为非膨胀型涂料时，钢管混凝土异形柱防火涂料厚度可按表8.1.7-1、表8.1.7-2取值。

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 等效外径（mm） | 荷载比 | | | | | |
| 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
| 200 | 7 | 9 | 11 | 14 | 18 | 24 |
| 400 | 4 | 6 | 9 | 12 | 15 | 21 |
| 600 | 1 | 4 | 7 | 10 | 13 | 19 |
| 800 | 0 | 1 | 5 | 8 | 12 | 17 |
| 1000 | 0 | 0 | 3 | 6 | 10 | 15 |
| 1200 | 0 | 0 | 1 | 5 | 9 | 14 |
| 1400 | 0 | 0 | 0 | 3 | 8 | 13 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 1 | 6 | 12 |
| 1800 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 10 |
| 2000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 9 |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 注： | 1 | 等效外径等于按面积等效成圆形截面的钢管外径； |
|  | 2 | 防火涂料导热系数λ = 0.116W/(m·℃)； |
|  | 3 | 若防火涂料厚度小于设计、施工或成品规定最小厚度，按后者取值。 |

**表8.1.7-2 耐火等级为3h (180min) 时非膨胀型防火涂料厚度*d* (mm) 取值**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 等效外径（mm） | 荷载比 | | | | | |
| 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
| 200 | 9 | 11 | 14 | 17 | 22 | 29 |
| 400 | 5 | 8 | 11 | 14 | 19 | 26 |
| 600 | 2 | 5 | 8 | 12 | 16 | 23 |
| 800 | 0 | 2 | 6 | 10 | 14 | 21 |
| 1000 | 0 | 0 | 4 | 8 | 13 | 19 |
| 1200 | 0 | 0 | 1 | 6 | 11 | 17 |
| 1400 | 0 | 0 | 0 | 4 | 10 | 16 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 2 | 8 | 14 |
| 1800 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 13 |
| 2000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 | 11 |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 注： | 1 | 等效外径等于按面积等效成圆形截面的钢管外径； |
|  | 2 | 防火涂料导热系数λ = 0.116W/(m·℃)； |
|  | 3 | 若防火涂料厚度小于设计、施工或成品规定最小厚度，按后者取值。 |

8.1.8每个楼层的柱钢管壁均应设置直径不小于12mm的排气孔，其位置宜位于与楼板相交位置上方及下方100mm处，并应沿柱身反对称布设。

【条文说明】当温度超过100℃时核心混凝土中的自由水和分解水会出现蒸发现象。为了保证钢管与混凝土之间的协同工作以及结构的安全性，应设置排气孔。对于长柱仅在楼顶位置设置排气孔不能保证充分排气，排气孔的纵向间距不应超过6m。

8.1.9 采用防火涂料时，多腔钢管混凝土异形柱结构中的柱-柱连接节点、梁-柱连接节点、主次梁连接节点、柱脚连接节点等处的涂层厚度不应小于相邻构件的涂层厚度。

8.1.10 设计文件中应注明多腔钢管混凝土异形柱的设计耐火等级、设计耐火极限、防火保护措施及其防火保护材料的性能要求等设计信息。

【条文说明】防火保护材料的性能要求主要为：防火保护材料的等效热传导系数或防火保护层的等效热阻、防火保护层的厚度、防火保护的构造、防火保护材料的使用年限等。当工程实际使用的防火保护方法或保护材料与设计文件不一致时，应由设计单位确认并出具修改文件。

8.1.11 H形钢-混凝土组合梁的耐火极限应根据现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》（GB 51249）中的承载力法进行计算。

【条文说明】火灾下H型钢-混凝土组合梁的承载力，与常温下一样可按塑性计算，但应考虑温度对混凝土强度、钢材强度的影响。在少数情况下，组合梁在负弯矩作用下，塑性中和轴可能在钢梁上翼缘内，对此可基于受力平衡原理计算火灾下组合梁的负弯矩承载力。

8.1.12 对于火灾下H形钢-混凝土梁的防火设计，根据现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》（GB 51249）中的抗火方法进行防火保护层厚度设计。

【条文说明】火灾下H形钢-混凝土梁的防火保护采用临界温度法计算，根据组合梁的临界温度*T*d、无防火保护的钢梁腹板与下翼缘组成的倒T形构件在设计耐火极限内的最高温度*T*m确定，其中组合梁的临界温度按照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》（GB 51249）中第8.3.6条进行取值，最高温度按照上述规范的第6.2.1条计算。当临界温度*T*d小于或者等于最高温度*T*m时，组合梁应采取防火保护措施，防火保护层设计厚度按照上述规范的第7.2.8条和第7.2.9条计算确定，钢梁的上翼缘、腹板和下翼缘的防火保护层厚度应相同。当临界温度*T*d大于最高温度*T*m时，组合梁可不采取防火保护措施。

8.1.13 火灾下U形钢-混凝土组合梁可按塑性理论计算其高温承载力。火灾下U形钢-混凝土组合梁的耐火极限可按高温承载力法计算。

【条文说明】火灾下U形钢-混凝土组合梁的温度场计算是其高温抗弯承载力的计算基础。参考现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》（GB50936）中计算公式来确定U形钢的温度。考虑防火保护层厚度和U形钢厚度，U形钢、混凝土板底的温度计算公式为（8.1~8.6）。公式适用范围为U形钢厚度0~24mm，防火保护层厚度0~20mm。

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | | | （8.1） |
| *A*=1200 | | | | （8.2） |
| *B*=0.337+11 *h*w | | | | （8.3） |
| C=0.96+19.6 *h*w | | | | （8.4） |
| *D*=1.36+730 *t*p | | | | （8.5） |
| *E*=1.05-2.4 *t*p | | | | （8.6） |
| 式中： | *T*u | — | U形钢温度，℃； |  |
|  | *t* | — | 升温时间，h； |  |
|  | *h*w | — | U形钢厚度，m; |  |
|  | *t*p | — | 组合梁防火保护层厚度，m. |  |

U形钢-混凝土组合梁的受火表面吸收热量后，通过热传导将热量传递至构件内部。若某一方向传递热量远高于其他方向，则为一维传热，若某两个方向传热较为接近，则为二维传热。其中单面受火板为一维热传导区域，三面受火梁的下半部分为为二维热传导区域，上半部分为一维热传导区域，见图8.1.12-1。同时提出了一维传热和二维传热的温度简化计算公式，见公式（8.7）和（8.8）。将U形钢-混凝土组合梁截面进行热传导区域的划分。其中直接受火的混凝土板为一维热传导区域，混凝土板中部对应U形钢部分由于下边、侧边传热均匀，因此为二维热传导区域。组合梁内混凝土下半部分为二维热传导区域，上半部分由于侧边直接受火为一维热传导区域。

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 表格  描述已自动生成 | 图示  描述已自动生成 |  |
| （a）单面受火板 | （b）三面受火梁 | （c）三面受火组合梁 |
| 图 8.1.12-1热传导区域划分 | | |

一维传热区域温度计算公式：

|  |  |
| --- | --- |
| *T*z=c1 *η*z (*atn*) | （8.7） |
| *η*z=0.155 *ln* (*t*/*z*1.5)-0.348 *z*0.5-0.371 | （8.8） |

二维传热区域温度计算公式：

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| *Ty*z=c2 [-1.481 (*η*y *η*z) + 0.985 (*η*y+*η*z) + 0.017](*atn*) | | | | （8.9） |
| 式中： | *T*z | — | 一维传热区域混凝土温度，℃； |  |
|  | *t* | — | 升温时间，h； |  |
|  | *Ty*z | — | 二维传热区域混凝土温度，℃； |  |
|  | *ηz* | — | 沿z轴的热量传递系数； |  |
|  | *η*y | — | 沿y轴的热量传递系数； |  |
|  | *z* | — | 沿z轴至受火面的距离； |  |
|  | *y* | — | 沿y轴至受火面的距离； |  |
|  | *atn* | — | ISO-834标准升温曲线时，*a*=935，*n*=0.168； |  |
|  | *c*1 | — | 与混凝土类型有关的系数； |  |
|  | *c*2 | — | 与混凝土类型有关的系数。 |  |

直接受火的混凝土板与U形钢内混凝土上半部分均为一维传热区域，但火灾下混凝土板顶会向空气传递热量，而梁内混凝土无法直接向外部传递热量，因此这两部分的温度计算有所区别。混凝土板和梁内混凝土上半部分的温度计算公式以U形钢温度为基础，见公式（8.10~8.12）。

U形钢-混凝土组合梁一维传热区域的温度计算公式：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | *T*z=*T*s *η*z | （8.10） |
| 混凝土板部分： | *η*z=0.143 *ln* (*t*/*z*1.5)-0.706 *z*0.5-0.190 | （8.11） |
| U形钢内混凝土： | *η*z=0.175 *ln* (*t*/*z*1.5)-0.03 *z*0.5-0.49 | （8.12） |

混凝土板中间对应U形钢的部分为二维热传导区域，不直接受火同时向外部传递热量。升温2小时后温度仍低于450℃，其混凝土强度与常温下基本一致，因此不考虑该部分混凝土的温度影响。U形钢内混凝土下半部分的温度计算见公式（8.13）。而抗火钢筋处于二维热传导区域，其温度与附近混凝土的温度相同，考虑到钢筋温度受钢筋直径的影响见公式（8.13）。

U形钢-混凝土组合梁二维传热区域的温度计算公式：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | *T*xy=*T*s *η*xy | （8.13） |
| U形钢内混凝土： | *η*xy=0.985 (*η*x+*η*y)-1.03 *η*x *η*y | （8.14） |
| U形钢内抗火钢筋： | *T*xy,R = *T*xy (1-0.01 *d*R) | （8.15） |

现行国家标准《建筑设计防火规范》（GB50016）中给出工字钢-混凝土组合梁的高温抗弯承载力计算方法，通过U形钢-混凝土组合梁的温度场计算其高温抗弯承载力。高温下U形钢-混凝土组合梁抗弯承载力的组成包括U形钢、抗火钢筋、混凝土板等，考虑到板内分布钢筋、梁内混凝土和板内受拉区混凝土的贡献较小，在计算组合梁高温抗弯承载力时仅考虑U形钢、抗火钢筋和混凝土板内受压区混凝土影响。

其中U形钢和抗火钢筋的温度可通过公式（8.1）和公式（8.15）计算，为准确计算高温下混凝土板的受力，分别计算500℃、600℃、700℃、800℃等温线的位置，并以此得出500℃~600℃、600℃~700℃、700℃~800℃的等温带位置见公式（8.16~8.19）：

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| *h*500℃ = 2.7 *t* + 18 | | | | （8.16） |
| *h*600℃ = 4.125 *t* + 13.75 | | | | （8.17） |
| *h*700℃ = 5.25 *t* + 22.5 | | | | （8.18） |
| *h*800℃ = 7.5 *t* + 25 | | | | （8.19） |
| 式中： | *h*500℃ | — | 混凝土板500℃等温线位置（距板底距离），mm； |  |
|  | *h*600℃ | — | 混凝土板600℃等温线位置（距板底距离），mm； |  |
|  | *h*700℃ | — | 混凝土板700℃等温线位置（距板底距离），mm； |  |
|  | *h*800℃ | — | 混凝土板800℃等温线位置（距板底距离），mm； |  |
|  | *t* | — | 升温时间，min。 |  |

通过不同等温线之间的距离得到不同温度带下的混凝土强度折减，由此可计算升温时刻下受压区混凝土的承载力贡献，与升温时刻下U形钢、抗火钢筋的屈服强度和混凝土板的等效强度相结合，可按照塑性理论计算高温下U形钢-混凝土组合梁的正弯矩区抗弯承载力，假定① 组合梁翼缘-腹板界面无滑移；② 忽略内翻上翼缘、混凝土分布钢筋及混凝土抗拉的贡献；③ 受压受拉区材料应力图等效为矩形。计算模型如8.1.12-2所示。

|  |  |
| --- | --- |
|  | 图表  中度可信度描述已自动生成 |
| （a）中和轴在混凝土板内 | （b）中和轴在U形钢内 |
| 图8.1.12-2 高温下正弯矩抗弯承载力计算模型 | |

图中字母含义及其计算公式如下：

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| *F*c,max= *B*b*h*b *f*c,k (*T*) | | | | （8.20） |
| *F*t,max= 2*h*w *t*w *f*ys (*T*) +*bt*w *f*ys (*T*)+*A*rb *f*yr (*T*) | | | | （8.21） |
| 式中： | *F*c,max | — | 受压区混凝土提供的最大压力，N； |  |
|  | *F*t,max | — | U形钢、抗火钢筋提供的最大拉力，N； |  |
|  | *B*b | — | 混凝土板宽，mm； |  |
|  | *h*b | — | 混凝土板厚，mm； |  |
|  | *h*w | — | 组合梁腹板高度，mm； |  |
|  | *t*w | — | U形钢腹板厚度，mm； |  |
|  | *b* | — | 组合梁腹板宽度，mm； |  |
|  | *A*rb | — | 抗火钢筋面积，mm2: |  |
|  | *f*c,k (*T*) | — | 高温下混凝土抗压强度，MPa； |  |
|  | *f*ys (*T*) | — | 高温下U形钢屈服强度，MPa； |  |
|  | *f*yr (*T*) | — | 高温下抗火钢筋屈服强度，MPa。 |  |

图中*F*cc为混凝土提供的受压区合力，*F*tt为U形钢与抗火钢筋共同提供的受拉区合力，若*F*c,max > *F*t,max，说明中和轴位于混凝土板内，则受力平衡可得：

|  |  |
| --- | --- |
| *F*tt = *F*cc = *F*t,max = 2*h*w *t*w *f*ys (*T*) +*bt*w *f*ys (*T*)+*A*rb *f*yr (*T*) | （8.22） |

计算得到受压区高度为：

|  |  |
| --- | --- |
| *d*h = *F*cc /*B*b *f*c,k (*T*) | （8.23） |

进而可得拉、压区合力作用点之间的距离：

|  |  |
| --- | --- |
| 符号dh | （8.24） |

由此可得U形钢混凝土组合梁的高温抗弯承载力*M*u(*T*)为：

|  |  |
| --- | --- |
| *M*u(*T*)= *F*cc *d*ct | （8.25） |

若*F*c,max < *F*t,max，说明中和轴位于U形钢内，偏于安全计算将U形钢受压区和梁内混凝土受压区忽略计算，则受力平衡可得：

|  |  |
| --- | --- |
| *F*tt = *F*cc = *F*c,max = *Bh*b *f*c,k (*T*) | （8.26） |

则U形钢受拉区高度*h*wt为：

|  |  |
| --- | --- |
| *h*wt = (*F*cc - *bt*w *f*ys (*T*) - *A*rb *f*yr (*T*))/2*t*w | （8.27） |

进而可得拉、压区合力作用点之间的距离：

|  |  |
| --- | --- |
|  | （8.28） |

由此可根据公式（8.25）计算高温下U形钢混凝土组合梁的正弯矩区抗弯承载力*M*u(T)。

8.1.14 当防火涂料材料为非膨胀型涂料时，U形钢-混凝土组合梁防火涂料厚度可按表8.1.14-1、表8.1.14-2和表8.1.14-3取值。其防火保护构造可参考现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》（GB 51249）中的规定。

**表8.1.14-1 耐火等级2h非膨胀型防火涂料厚度*d* (mm)（U形钢厚3mm）**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 荷载比 | 抗火钢筋直径（mm） | | | | |
| 0 | 5 | 10 | 15 | 20 |
| 0.3 | 9 | 7 | 6 | 5 | 4 |
| 0.4 | 10 | 8 | 7 | 6 | 5 |
| 0.5 | 11 | 9 | 8 | 7 | 6 |
| 0.6 | 12 | 10 | 9 | 8 | 7 |
| 0.7 | 13 | 11 | 10 | 9 | 8 |
| 0.8 | 15 | 13 | 12 | 11 | 10 |

**表8.1.14-2 耐火等级2h非膨胀型防火涂料厚度*d* (mm)（U形钢厚6mm）**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 荷载比 | 抗火钢筋直径（mm） | | | | |
| 0 | 5 | 10 | 15 | 20 |
| 0.3 | 8 | 6 | 5 | 4 | 3 |
| 0.4 | 9 | 7 | 6 | 5 | 4 |
| 0.5 | 10 | 8 | 7 | 6 | 5 |
| 0.6 | 11 | 9 | 8 | 7 | 6 |
| 0.7 | 12 | 10 | 9 | 8 | 7 |
| 0.8 | 14 | 12 | 11 | 10 | 9 |

**表8.1.14-3 耐火等级2h非膨胀型防火涂料厚度*d* (mm)（U形钢厚9mm）**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 荷载比 | 抗火钢筋直径（mm） | | | | |
| 0 | 5 | 10 | 15 | 20 |
| 0.3 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 |
| 0.4 | 8 | 6 | 5 | 4 | 3 |
| 0.5 | 9 | 7 | 6 | 5 | 4 |
| 0.6 | 10 | 8 | 7 | 6 | 5 |
| 0.7 | 11 | 9 | 8 | 7 | 6 |
| 0.8 | 13 | 11 | 10 | 9 | 8 |

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 注： | 1 | 防火涂料导热系数*λ* = 0.116W/(m·℃)； |
|  | 2 | 若防火涂料厚度小于设计、施工或成品规定最小厚度，按后者取值； |
|  | 3 | 若取值参数不在表中，可采用线性差值方法设计防火涂料厚度。 |

8.1.15 防火涂料涂层的厚度不得小于设计厚度，非膨胀型防火涂料涂层最薄处的厚度不得小于设计厚度的85%；平均厚度的允许偏差应为设计厚度的±10%，且不应大于±2mm；膨胀型防火涂料涂层最薄处厚度的允许偏差应为设计厚度的±5%，且不应大于±0.2mm。

【条文说明】本条规定了防火涂料涂层厚度的允许偏差，涂层厚度对防火保护效果影响重大，应从严要求。膨胀型防火涂料涂层厚度小，施工时要严格控制，因此以涂层最小厚度作为控制。

8.1.16 防火涂料施工前钢板表面的除锈应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理》（GB/T 8923）的规定。防火涂料涂装应分层施工，应在前一道涂层干燥或固化后进行后一道涂层施工。防火涂料涂装时的环境温度和相对湿度应符合涂料产品说明书的要求。

【条文说明】按照钢结构防火涂料施工方案的规定，防火涂料施工前应对基材表面按要求进行除锈、防锈处理，务求全面彻底，防火涂料施工前还对基材表面作尘土，油污等杂质清除，采用高压气体或用[高压水枪](https://baike.baidu.com/item/%E9%AB%98%E5%8E%8B%E6%B0%B4%E6%9E%AA/10216627?fromModule=lemma_inlink)进行表面除尘清理，待基材表面无水后进行除尘、除杂物、油污等检查合格后方可施工。

钢结构防火涂料施工前应充分搅拌均匀，方可施工使用。施工第一遍后，等表干后18~24h进行第二遍施工，以后各遍施工的涂层厚度应根据需求控制，直至达到规定厚度。每次施工时间间隔为18~24小时以上，施工环境温度为0~40℃。基材温度为5~45℃。[空气相对湿度](https://baike.baidu.com/item/%E7%A9%BA%E6%B0%94%E7%9B%B8%E5%AF%B9%E6%B9%BF%E5%BA%A6/8550293?fromModule=lemma_inlink)不大于90%，施工现场应保证空气流通，风速不大于5m/s，室外作业或施工构件表面结露时不宜施工。

涂层表面如有明显的乳突、凹坑，应用抹刀修平。喷涂前应进行试喷并制作样板，通过试喷确定喷涂气压、喷距、喷枪移动速度等工艺的最优参数，并经监理用标准样板比对确认后，方可进行大面积喷涂。喷涂时喷枪要垂直于被喷钢构件表面，喷距6~10毫米，保持在0.4~0.6MP，喷枪运行速度要保持稳定，不能在同一位置久留，避免造成涂料堆积和流淌。喷涂过程中，配料及往喷涂机内加料均要连续进行，不得停留。底层涂料表面干燥后（底层涂料施工24小时后），方可进行面层涂料的喷涂，对于明显凹凸不平处，应用抹刀进行抹平处理，以确保涂层表面均匀光洁。

8.1.17 防火涂料施工前应喷涂底层料，以保证防火涂料与钢板表面的粘结。喷涂底层料是为了提高涂料与钢梁基层的粘结强度，应在底层的浆料中添加少量的水性胶粘剂。

8.2 防腐设计

8.2.1 钢管的防腐设计及施工应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《钢结构工程施工规范》GB 50755的有关规定。

【条文说明】钢结构腐蚀是一个电化学过程，腐蚀速度与环境腐蚀条件、钢材质量、钢结构构造等有关，其所处的环境中水气含量和电解质含量越高，腐蚀速度越快。防腐蚀方案的实施与施工条件有关，因此选择防腐蚀方案的时候应考虑施工条件，避免可能会造成施工困难的防腐蚀方案。一般钢结构防腐蚀设计年限不宜低于5年；重要结构不宜低于15年，应权衡设计使用年限中一次投入和维护费用的高低选择合理的防腐蚀设计年限。由于钢结构防腐蚀设计年限通常低于建筑物设计年限，建筑物寿命期内通常需要对钢结构防腐蚀措施进行维修，因此选择防腐蚀方案的时候，应考虑维修条件，维修困难的钢结构应加强防腐蚀方案。同一结构不同部位的钢结构可采用不同的防腐蚀设计年限。

8.2.2 钢板表面原始锈蚀等级和除锈等级应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理》GB/T 8923 的规定。除锈前应将钢板表面的焊渣、毛刺、块锈、油污等清除干净。表面采用喷射或抛射除锈，除锈等级不应低于Sa21/2 级。局部难以进行喷射或抛射除锈时，可采用手动或动力工具除锈，除锈等级应达到St3级。

【条文说明】表面处理质量对涂层质量具有重要影响，是涂层过早破坏的主要影响因素，对金属热喷涂层和其他防腐蚀覆盖层与基体的结合力也有极其重要的作用。因此，规定在涂装之前应进行表面处理。粗糙度的增加可加大金属表面积，提高涂膜的附着力，但如果过大，当涂料厚度不足时，轮廓峰顶处常会成为早期腐蚀的起点。现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 中规定了各底涂层对应的表面粗糙度：热喷锌／铝为60μm～l00μm, 无机富锌为50μm～80μm ，环氧富锌为30μm～75μm ，不便喷砂部位为30μm～75μm。

8.2.3 钢板表面除锈后，应及时涂刷底漆。表面除锈处理与涂装的间隔时间不宜超过4h，在车间内作业或湿度较低的晴天不应超过8h。不同涂层间的施工应有适当的重涂间隔时间，最大及最小重涂间隔时间应符合涂料性能要求。

【条文说明】除锈部位与阶段：内部为焊接部位除锈，在焊接前实施；外表面除锈在产品焊接完成后工厂进行。

8.2.4 耐候钢构件在制作过程中可不进行表面防腐处理，但在结构全部组焊完成后，应进行喷砂清理，使表面除锈等级达到Sa2级，并不应残留施工过程中的任何杂物，并应在喷砂后使用淡水进行浇水，使构件形成统一、稳定的锈蚀层，达到防护效果。

【条文说明】耐候钢即耐大气腐蚀钢，是在钢中加入少量合金元素，如铜、铬、镍等，使其在工业大气中形成致密的氧化层，即金属基体的保护层，以提高钢材的耐候性能，同时保持钢材具有良好的焊接性能。焊接结构用耐候钢具有优良的焊接性能和低温韧性，主要用于大型焊接结构，也可制作螺栓连接和铆接结构。

8.2.5 耐候钢表面锈层稳定化处理后，可批覆环保罩面。

【条文说明】在大气环境下，耐候钢表面也需要采用涂料防腐。耐候钢表面的钝化层增强了与涂料附着力。另外，耐候钢的锈层结构致密，不易脱落，腐蚀速率减缓。故涂装后的耐候钢与普通钢材相比，有优越的耐蚀性，适宜在室外环境使用。批覆环保罩面可提高锈层稳定性。

8.2.6 钢管混凝土异形柱涂装时的环境温度和相对湿度，应符合涂料产品性能要求。

8.2.7 钢管混凝土异形柱防腐采用金属热喷涂时，喷涂方式及施工应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的有关规定。

【条文说明】金属热喷涂主要有喷锌和喷铝两种，作为钢板的底层，具有很好的耐腐蚀性。在大气环境中喷铝层和喷锌层是最长效的保护系统的首要选择。

8.2.8 工地焊接部位的焊缝两侧宜留出暂不涂装区，宽度可为焊缝两侧各l00mm。焊缝两侧也可涂刷不影响焊接性能的车间底漆。焊接完毕后，对焊缝热影响区应按原涂装要求重新进行表面清理和涂装。

【条文说明】焊缝及焊接热影响区是防腐蚀保护的薄弱环节之一，为保证防腐的质量，在焊缝两侧先预留出一定宽度，在工厂制作时暂不涂装或涂刷不影响焊接性能的车间底漆。

8.2.9对长期有高温、高湿作用的局部环境，应采取隔护、通风、排湿等措施。围护结构的设计构造应避免钢板表面因热桥影响引起的结露或积潮。

【条文说明】钢板的锈蚀与所处环境关联较大，潮湿环境会极大地促使锈蚀的发生，尤其是湿度反复变化的条件下影响更大。宜采用通风、降湿等措施，保持使用环境常态为温度较小状态，以减少钢板的锈蚀。防腐蚀设计年限通常低于建筑物设计年限，对于维修较困难的部位，也应加强防护。

9 制作与施工

9.1 一般规定

9.1.1 钢管混凝土异形柱结构中钢构件的制作安装和验收应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755、《钢结构焊接规范》GB50661和《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205的有关规定。结构体系中的钢筋工程、模板工程和混凝土工程应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666的有关规定。

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

【条文说明】设计文件是加工制作的直接依据。对于设计文件中没有明确要求的，应符合现行相关国家标准和现行行业标准的规定。加工工艺设计应结合生产厂的设备、技术条件来制定。

9.1.3 钢管混凝土异形柱、U形钢-混凝土组合梁等构件应根据施工工况验算施工阶段的承载力和变形。

9.2 钢构件的制作

9.2.1当钢管采用切割焊接拼装时，宜采用激光或等离子切割工艺；焊接工艺和焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661的相关规定。

【条文说明】

1 组装前应对钢管混凝土异形柱柱身布置的加劲肋进行划线，用油漆记号笔、钢印号表达清楚。钢管混凝土异形柱单元组装的尺寸偏差，应控制在工艺文件和组装偏差允许范围内。

2 组装用的平台和胎架应符合构件装配的精度要求，具有足够的强度和刚度，经验收合格后方可使用。

3 将钢管混凝土异形柱结构的钢构件、焊接并矫正合格后，进行整体安装。

4 组装焊接钢管混凝土异形柱应预放焊接收缩量，并对各部件进行合理的焊接收缩分配，宜进行工艺性试验确定焊接收缩量。组装焊接应在钢构件拼装检验合格后进行。

9.2.2 多腔钢管混凝土异形柱宜采用若干无缝方钢管和U形钢板拼焊形成。

【条文说明】拼装加工方式详见本标准4.3.6节

9.2.3多腔室异形柱钢管的焊接，可根据具体尺寸设计合适的焊接工装夹具，焊接时宜预先点焊定位，选择合适焊接顺序以减少焊接变形；宜采用自动焊接机进行焊接，保证焊接质量；待焊接温度降为常温后拆卸夹具。

9.2.4 钢管混凝土异形柱构件加工外形尺寸的允许偏差应符合表9.2.4的规定。

表 9.2.4 钢管混凝土异形柱构件加工外形尺寸的允许偏差

|  |  |
| --- | --- |
| 项 目 | 允许偏差（mm） |
| 柱高度 | ±4.0 |
| 柱肢宽度，柱肢厚度 | ±3.0 |
| 柱钢板平面内对角线 | ±4.0 |
| 钢管内钢板连接处平整度 | ±2.0 |
| 构件弯曲矢高 | ±5.0 |

【条文说明】根据项目实施的工程经验，综合考虑含钢管混凝土异形柱项目实施中构件外形尺寸的质量指标对工程质量的影响程度，将钢管混凝土异形柱构件整体尺寸控制设定为主控项目。柱高度测点为柱肢腔体各角点，柱宽度测点为沿柱高度平均取4组测点

9.2.5当U形钢组合梁采用腹板嵌入式抗剪连接件时，U形钢及其燕尾形连接件可采用线切割（激光切割）整体加工成型。

9.2.6对于新型U形钢-混凝土组合梁的钢筋加强系统的倒U形插筋的设计应满足完全抗剪连接要求。倒U形插筋在支模完毕后插入U形钢内，插筋间距与板内横向钢筋间距一致。将倒U形插筋悬挂于板内纵筋上，并紧靠横向钢筋绑扎。若倒U形插筋伸入梁腹板的肢长满足受拉钢筋最小锚固长度要求max{200mm,35*Φ*U}，则可不设置弯钩。

9.2.7当U形钢组合梁采用钢筋桁架和倒U形插筋作为抗剪连接件时，钢筋桁架搭接至内翻翼缘的宽度不应小于1.5倍的钢筋直径；倒U形钢筋可采用135°或180°弯钩。钢筋桁架焊接施工及倒U形钢筋的弯折加工应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204中钢筋加工相关规定。

9.2.8 U形钢构件加工外形尺寸的允许偏差应符合表9.2.7的规定

表 9.2.7构件加工外形尺寸的允许偏差

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 项 目 | | 允许偏差（mm） |
| U形钢梁 | 截面尺寸 | ±2.0 |
| 长度 | ±4.0 |
| 弯曲矢高 | ±5.0 |
| 连接处断面平整度 | ±2.0 |
| U形钢板  （柱构件） | 截面尺寸 | ±2.0 |
| 长度 | ±4.0 |
| 弯曲矢高 | ±5.0 |

9.2.9构件出厂前，应根据构件规格、尺寸进行合理编号；装卸车及吊装时，应采用牢固的绑扎方式，吊点设置宜选择保证钢管变形最小的位置；装卸搬运应有序、合理、及时、准确。构件运输过程中，宜采用专用胎架，应保证绑扎牢固；构件的支点、两端伸出长度及绑扎方法均应保证构件不产生过大变形；对于易变形部位，应采取加固或包装等措施，保证构件变形在可控范围之内。

9.2.10 构件进场后，宜集中堆放，且应符合下列规定：

1 应根据柱钢管和梁U形钢安装进度编制零部件进场计划；

2 钢管单元进场后应及时清理内部积水、污物；

3 零部件应按安装逆顺序堆放，中间加垫木，并交错堆放；

4 零部件堆放时，编号、标识应外露。

【条文说明】对于钢管混凝土异形柱，在组装成钢管单元时，易形成封闭或半封闭腔体，在钢管单元进场后，为避免内部锈蚀，应及时清理内部积水和污物。

9.3 混凝土浇筑

9.3.1 钢管混凝土异形柱结构的混凝土浇筑应符合下列规定：

1宜采用自密实混凝土浇筑；

2混凝土宜采取减少收缩的技术措施；

3钢管截面较小时，应在钢管壁适当位置留有足够的排气孔，排气孔孔径不应小于20mm；浇筑混凝土应加强排气孔观察，并应确认浆体流出和浇筑密实后再封堵排气孔；

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

5混凝土从管顶向下浇筑时应符合下列规定：

1）输送管端内径或斗容器下料口内径应小于柱肢厚度且每边应留有不小于50mm的间隙；

2）应控制浇筑速度和单次下料量，并应分层浇筑至设计标高；

3）混凝土浇筑完毕后应对管口进行临时封闭；

6立式手工浇筑法应符合下列规定：

1）当柱肢厚度大于200mm时，可采用内部振动器（振捣棒等），每次振捣时间宜在15s~30s，一次浇筑的高度不宜大于振动器的有效工作范围，且不宜大于2m；

2）当柱肢厚度小于200mm时，可采用附着在钢管上的外部振动器进行振捣，外部振动器的位置应随混凝土的浇筑进展调整振捣。

【条文说明】按现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB50666执行。

9.3.2自密实混凝土浇筑应符合下列规定：

1应根据结构部位、构件形状、结构配筋等确定合适的浇筑方案；

2自密实混凝土粗骨料最大粒径不宜大于20mm；

3浇筑应能使混凝土充填到钢筋、加劲肋、预理件周边及模板内各部位；

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

【条文说明】按现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB50666执行。

9.3.3管内混凝土的浇筑质量，可采用敲击钢管的方法进行初步检查，当有异常，可采用超声波进行检测。对浇筑不密实的部位，可采用钻孔压浆法进行补强，然后将钻孔进行补焊封固。

9.3.4 为防止柱钢管在浇筑混凝土时发生横向膨胀变形，宜对柱钢管设置面外支撑。

9.4 施工与验收

9.4.1 构件的焊接应符合下列规定：

1焊接前应根据焊接工艺所规定的焊接方法、焊接程序和技术措施，结合钢板厚度及构件部位特点确定具体焊接参数，保证焊接质量。

2焊接前应把焊接部位的铁锈、污垢、积水等清除干净，焊条、焊剂应讲行烘干处理。

3钢板对接焊接或沿截面围焊时，不得在同一位置起弧灭弧，而应盖过起弧处一段距离后方能灭弧，不得在母材的非焊接部位和焊缝端部起弧或灭弧。

4焊接完毕后应清除焊缝表面的熔渣及两侧飞溅物，并检查焊缝外观质量。

5对接焊缝施焊时，必须根据具体情况采用适宜的焊接措施（如预留空隙、垫衬板单面焊及双面焊等方法），以保证焊透。

6电阻点焊的各项工艺参数 （如通电时间、焊接电流、电极压力等）的选择应保证焊点抗剪强度试验合格，在施焊过程中，各项参数均应保持相对稳定，焊件接触面应紧密贴合。

7电阻点焊宜采用圆锥形的电极头，其直径应不小于5（*t*为焊件中较薄板件的厚度），施焊过程中，直径的变动幅度不得大于1/5。

【条文说明】为了减小钢管混凝土异形柱在焊接过程中的收缩变形，在焊接前需要在焊缝两侧设置临时连接板固定，待焊接完成并在焊缝冷却至环境温度后将连接板割除。安装临时连接板根据现场焊接形式与临时连接位置灵活布置，但要确保临时连接的可靠性。横焊缝临时连接板宜布设在钢管混凝土异形柱端柱处。立焊缝临时连接板宜布设在钢管混凝土异形柱上下两端，并留出足够的操作空间。直接作为条文。

9.4.2异形柱构件安装应符合下列要求：

1结构安装前应对构件的质量进行检查。构件的变形、缺陷超出允许偏差时，应进行处理。

2结构吊装时，应采取适当措施，防止产生永久性变形，并应垫好绳扣与构件的接触部位。异形柱钢管单元吊装就位后应采取临时固定措施。

3 构件组装应在合适的工作平台及装配胎模上进行，工作平台及胎模应测平，并加以固定。构件的几何尺寸应依据焊缝等收缩变形情况，预放收缩余量。

4不得利用已安装就位的异形柱构件起吊其他重物；不得在主要受力部位加焊其他物件。

【条文说明】首单元钢管混凝土异形柱安装时，可拉设双向缆风绳进行临时固定，缆风绳沿墙体方向成对布设，缆风绳上端直接与柱钢管吊装耳板连接，下端可设置倒链与预埋地锚相连。

为保证就位的钢管混凝土异形柱的稳定性，在各单元之间拉设临时支撑；板间临时支撑分为角撑和对撑。支撑加设应综合考虑钢管混凝土异形柱受力特点、结构形式及与土建施工的位置关系等因素灵活布置。

9.4.3钢管混凝土异形柱安装允许偏差应符合表9.4.3的规定。

表9.4.3 钢管混凝土异形柱安装允许偏差

|  |  |
| --- | --- |
| 项目 | 允许偏差（mm） |
| 定位轴线 | 2.0 |
| 单层垂直度 | *h*/250，且不应大于15.0 |
| 立柱中心线与基础中心线 | ±5mm3mm |
| 立柱顶面标高与设计标高 | ±10mm |

注：*h*为钢管混凝土异形柱的垂直高度。

【条文说明】钢管混凝土异形柱在安装过程中，应控制单层柱钢管的垂直度、轴线偏差及上下两层钢管混凝土异形柱同轴线位置的垂直度。 检查数量：按柱数量抽查10%，且不应少于3个单元。检验方法：用全站仪或激光经纬仪和钢尺检查。

9.4.4 钢管混凝土异形柱结构的梁柱构件拼接安装允许偏差应符合表9.4.4的规定。

表9.4.4 梁柱构件的拼接安装允许偏差

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 项目 | | 允许偏差（mm） |
| 梁柱轴线 | | 2.0 |
| 拼接截面 | 焊接截面缝隙 | 3.0 |
| 螺栓连接预留孔轴线 | 2.0 |