

团体标准

CECS X-2025

装配式劲性柱钢梁框架结构 设计标准

Standard for design of assembly frame
structure with SRC column and steel beam

(征求意见稿)

2025-X-X 发布

2025-X-X 实施

中国工程建设标准化协会

发布

中国工程建设标准化协会标准

装配式劲性柱钢梁框架结构
设计标准

**Standard for design of assembly frame structure
with SRC column and steel beam
CECS X-2025**

批准机构：中国工程建设标准化协会
施行日期：2025 年 * 月 * 日

XXXXX 出版社
2025 年 * 月 *

前 言

劲性柱钢梁组合框架结构在《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 已有涉及，但没有具体展开，特别是没有考虑预制劲性柱的情况。编制组在已有工程实践的基础上，结合试验研究成果，认真总结经验，参考江苏省土木建筑学会团体标准《装配式劲性柱-钢梁框架结构设计规程》T/JSTJXH15-2022 等相关国内国际标准，并在广泛征求意见的基础上，编制了《装配式劲性柱钢梁框架结构设计标准》。

本标准主要技术内容是：1. 总则；2. 术语和符号；3. 材料；4. 基本规定；5. 结构分析；6. 预制劲性柱；7. 连接构造；8. 装配式楼承板；附录 A；附录 B；附录 C。

本标准由中国工程建设标准化协会归口管理，无锡同济钢构项目管理有限公司负责解释。各单位在执行过程中如有修改意见或建议，请反馈至无锡同济钢构项目管理有限公司（地址：无锡市滨湖区滴翠路 100 号 5-502，邮政编码：214072，联系电话：0510-85161761）。

本规程主编单位： 无锡同济钢构项目管理有限公司
启迪设计集团股份有限公司

本规程参编单位： 东南大学，内蒙古科技大学，同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司，江苏省建筑设计研究院股份有限公司，华昕设计集团有限公司，无锡轻大建筑设计研究院有限公司，中衡设计集团股份有限公司，江苏远瀚建筑设计有限公司，中国海诚工程科技股份有限公司，中机第一设计研究院有限公司，中国联合工程有限公司，江苏美城建筑规划设计院设计院有限公司，建华建材（中国）有限公司，江苏天舜金属材料集团有限公司

本规程主要起草人： 殷诗宝 张 敏 丁永红 杨丽梅 陆春华 丁新中
舒贻平 赵根田 邹 昀 金如元 徐 明 谈丽华

阮林旺 邹连海 周 昕 刘 烨 瞿 春 陈士军
胥智剑 张毅斌 周金政 琚青松

本规程主要审查人：

目次

1 总 则	1
2 术语和符号	2
2.1 术 语	2
2.2 符 号	2
3 材 料	4
3.1 钢 材	4
3.2 钢 筋	5
3.3 混 凝 土	5
4 基本规定	6
4.1 一般规定	6
4.2 房屋适用高度和高宽比	8
4.3 抗震等级	8
4.4 变形限值	9
5 结构分析	10
5.1 一般规定	10
5.2 地震作用	10
5.3 计算原则	12
6 预制劲性柱	14
6.1 一般构造规定	14
6.2 承载力计算	16
6.3 柱脚设计及构造	17
7 连接构造	22
7.1 梁柱连接节点形式	22

7.2 节点承载力计算	27
8 装配式楼承板	30
8.1 一般规定	30
8.2 结构计算	31
附录 A 钢-混凝土组合梁负弯矩区计算与构造	32
附录 B 预制劲性柱标准截面型号及参数	35
附录 C 装配式楼板设计选用标准	36
本规程用词说明	36
引用标准名录	37
条文说明	39
.....	47

Contents

1 General Provisions	1
2 Terms and Symbol	2
2.1 Terms	2
2.2 Symbols	2
3 Materials	4
3.1 Steel	4
3.2 Reinforcement	5
3.3 Concrete	5
4 Basic Requirements of Structural Design	6
4.1 General Requirements	6
4.2 Applicable Height and Aspect Ratio of Buildings	8
4.3 Seismic Grade	8
4.4 Deformation Limitation	9
5 Structural Analysis	10
5.1 General	10
5.2 Earthquake Action	10
5.3 Principle of Calculation	12
6 Prefabricated Stiffness Column	14
6.1 General Requirements	14
6.2 Steength Analysis	16
6.3 Column Basic Design and Detailings	17
7 Joint Detailing	22
7.1 Beam-Column Joints Types	22

7.2 Joint Analysis	27
8 Assembly Floor	30
8.1 General	30
8.2 Structural Analysis	31
Appendix A Analysis and Detailing of Negative Moment	32
Appendix B Section Size and Parameters of Prefabricated Stiffness Column ..	35
Appendix C Section Size and Parameters of YLB Assembly Floor	36
Explanation of Wording in this Standard	36
List of Quoted Standards	37
Addition:Explanation of Provisions	39
.....	47

1 总 则

1.1 为在结构设计中规范装配式劲性柱钢梁框架结构的合理应用,做到技术先进、安全适用、经济合理、施工便利及绿色环保,制定本标准。

1.2 本标准适用于抗震设防烈度6度至8度地区的多高层装配式劲性柱钢梁框架结构的设计。

1.3 装配式劲性柱钢梁框架结构的设计,除应符合本标准的规定外,尚应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、现行行业标准《高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程》CECS 230、《组合结构设计规范》JGJ 138 等现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 组合结构 composite structures

由组合结构构件组成的结构，以及由组合结构构件与钢构件、钢筋混凝土构件共同组成的结构。

2.1.2 劲性柱 steel reinforced concrete column (SRC column)

混凝土内配置型钢和钢筋的柱，亦称型钢混凝土柱。本标准所述均为工厂内制作的预制劲性柱。

2.1.3 装配式劲性柱钢梁框架结构 assembly frame structure with SRC column and steel beam

预制劲性柱和钢梁组合而成的框架结构。

2.1.4 装配式楼承板 assembly floor

施工时无需另设支撑及模板，由楼承板底板自承施工荷载，并在其上现场浇筑混凝土组合而成的楼承板。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

E_a — 型钢(钢管、钢板)弹性模量；

E_c — 混凝土弹性模量；

E_s — 钢筋弹性模量；

f_a 、 f_a — 型钢(钢管、钢板)抗拉、抗压强度设计值；

f_{ak} 、 f_{ak} — 型钢(钢管、钢板)抗拉、抗压强度标准值；

f_{av} — 型钢(钢管、钢板)的抗剪强度设计值；

f_{ck} 、 f_c — 混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_t — 混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f_y 、 f'_y — 钢筋抗拉、抗压强度设计值；

f_{yk} 、 f'_{yk} — 钢筋抗拉、抗压强度标准值；

2.2.2 作用和作用效应

M — 弯矩设计值；

N — 轴向力设计值；

V — 剪力设计值；

$w_{\max}$ — 最大裂缝宽度。

2.2.3 几何参数

A_c 、 A_a — 混凝土全截面、型钢全截面的面积；

c — 混凝土保护层厚度；

h — 混凝土截面高度；

h_w — 型钢腹板高度；

I_c — 混凝土截面惯性矩；

t_w — 型钢腹板厚度；

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 装配式劲性柱钢梁框架结构中的柱内型钢及钢梁等构件宜采用 Q355、Q390、Q420 钢及现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 中允许的更高级别的建筑用钢材，其他构件可以采用 Q235 及以上级别钢材，其质量等级均不宜低于 B 级，且应分别符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB / T 1591 和《碳素结构钢》GB / T 700 的规定。当采用较厚的钢板时，可选用材质、材性符合现行国家标准《建筑结构用钢板》GB / T 19879 的各牌号钢板，其质量等级不宜低于 B 级。当采用其他牌号的钢材时，尚应符合国家现行有关标准的规定。

3.1.2 钢材应具有屈服强度、抗拉强度、伸长率、冲击韧性和硫、磷含量等的合格保证，对焊接结构尚应具有碳当量的合格保证及冷弯试验的合格保证。钢材强度、物理性能等指标还应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《钢结构设计标准》GB50017 等有关规定。

3.1.3 钢板厚度大于或等于 40mm，且承受沿板厚方向拉力的焊接连接板件，钢板厚度方向截面收缩率，应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB / T 5313 中 Z15 级规定的容许值。

3.1.4 压型钢板采用 Q235 冷轧钢板或不应低于 S250GD+Z 牌号镀锌钢板，质量应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB / T 12755 及《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB / T 2518 中的有关规定。压型钢板应选用热浸镀锌钢板，双面镀锌量不应小于 120g/m²，镀锌层应符合现行国家标准《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB / T 2518 的规定。

3.1.5 钢材的焊接材料、焊缝等级及验收标准应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 有关规定。

3.1.6 钢构件连接使用的螺栓、锚栓、栓钉等材料应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 有关规定。

3.2 钢 筋

3.2.1 劲性柱纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRB600、T63 及以上强度等级的热轧钢筋；箍筋宜采用 HPB300、HRB400 等级的热轧钢筋，其强度标准值、设计值及其他各项指标均应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 及相应的产品标准的规定。

3.3 混 凝 土

3.3.1 预制劲性柱采用的混凝土强度等级不宜低于 C30，也不宜高于 C60；楼板现浇层部分的混凝土强度等级不宜低于 C30。上下柱连接处现场灌浆区域的灌浆料强度等级应高于上柱混凝土强度至少一个等级。

3.3.2 混凝土轴心抗压强度、轴心抗拉强度等各项指标均应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 的有关规定。

3.3.3 预制劲性柱外包裹混凝土最大骨料直径不宜大于 25mm。

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 装配式劲性柱钢梁框架结构包含无柱间支撑和有柱间支撑两种形式，其中框架柱为预制劲性柱，框架梁为钢梁，柱间支撑为钢支撑，楼板为装配式楼承板。

4.1.2 装配式劲性柱钢梁框架结构单体建筑最大伸缩缝区段长度不宜大于 90m，当结构计算考虑温度作用效应和混凝土收缩等影响并采取了可靠措施时可适当增加，但不应大于 150m。

现浇混凝土楼面长度大于 55m 时，应采取可靠的防止混凝土楼面开裂的措施。

4.1.3 装配式劲性柱钢梁框架结构房屋需要设置防震缝时，缝宽应不小于现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 规定的相应钢筋混凝土结构房屋的 1.2 倍，并应采取有效措施，避免设防地震作用下相邻房屋发生碰撞或挤压产生破坏。

4.1.4 乙类装配式劲性柱钢梁框架结构及高度大于 24m 的丙类装配式劲性柱钢梁框架结构，不应采用单跨框架结构；高度不大于 24m 的丙类装配式劲性柱钢梁框架结构不宜采用单跨框架结构。

4.1.5 装配式劲性柱钢梁框架结构中柱间钢支撑布置和结构设计，应符合下列要求：

1 钢支撑在两个方向的布置宜基本对称，尽量布置在结构的外侧边，结构对应的两外侧边宜同时布置。

2 钢支撑宜上下连续布置，当受使用功能影响无法连续布置时，宜在邻跨延续布置。

3 钢支撑宜采用中心支撑，可以为交叉支撑、“人”字支撑、及“V”型支撑等形式。

4 同向并列布置钢支撑的两条轴线之间的楼、屋盖的长宽比不宜大于 3；有较大开洞时，间距宜适当减小；超过时，应计入楼、屋盖平面内变形的影响。

5 钢支撑部分承担的楼层抗倾覆力矩不宜大于楼层总倾覆力矩的 60%，不应大于楼层总倾覆力矩的 75%，也不宜小于楼层总倾覆力矩的 25%。

6 受压钢支撑杆件的长细比不宜大于 $120 \cdot (235/f_{ay})^{1/2}$ ，受拉钢支撑杆件的长细比不宜大于 180。

7 支撑杆件的板件宽厚比及其他相关要求应满足现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T50011、《钢结构设计标准》GB50017 的有关规定。

4.1.6 装配式劲性柱钢梁框架结构中钢梁与劲性柱中心线宜重合。当钢梁中心线与劲性柱中心线之间偏心距大于柱宽的 1/4 时，应计入偏心的影响并采取相应的构造措施。

4.1.7 抗震设计时，装配式劲性柱钢梁框架结构的楼梯间应符合下列规定：

1 楼梯间的布置应尽量减小其造成的结构平面不规则。

2 宜优先采用钢楼梯，采用钢筋混凝土楼梯时宜采取措施减小对主体结构的影响。

3 楼梯结构应有足够的抗倒塌能力。

4.1.8 装配式劲性柱钢梁框架结构的外墙、内隔墙等非承重墙体宜优先采用轻质墙板或轻质墙体，也可采用砖墙。

4.1.9 对于抗震设防烈度为 8 度的高烈度设防地区，当抗震设计无法满足要求时，可以采用屈曲约束支撑等消能减震部件进行消能减震设计。

4.2 房屋适用高度和高宽比

4.2.1 装配式劲性柱钢梁框架结构根据抗震设防烈度不同，其最大适用高度应符合表 4.2.1 的规定。

表 4.2.1 装配式劲性柱钢梁框架结构房屋适用的最大高度 (m)

支撑设置	抗震设防烈度			
	6 度	7 度	8 度 (0.2g)	8 度 (0.3g)
无支撑	60	50	40	35
有支撑	95	85	70	55

注：1 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）；

2 平面和竖向均不规则的结构，其最大适用高度宜比表中数值降低 10%；

3 乙类建筑其最大适用高度宜比表中数值降低 10%；

4 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

4.2.2 装配式劲性柱钢梁框架结构的高宽比不宜超过表 4.2.2 的规定。

表 4.2.2 装配式劲性柱钢梁框架结构房屋适用的最大高宽比

抗震设防烈度			
6 度	7 度	8 度 (0.2g)	8 度 (0.3g)
5	5	4	4

4.3 抗震等级

4.3.1 抗震设计时，装配式劲性柱钢梁框架结构应根据抗震设防类别、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。丙类装配式劲性柱钢梁框架结构的抗震等级应按表 4.3.1 确定。

表 4.3.1 丙类装配式劲性柱钢梁框架结构构件的抗震等级

抗震设防烈度	6 度		7 度		8 度	
高度界限 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24

一般劲性框架柱	四	三	三	二	二	一
与支撑相连的劲性框架柱	三	三	二	二	一	一
钢支撑	三	三	二	二	一	一
一般钢框架梁	四	四	四	四	三	三
与支撑相连的钢框架梁	三	三	三	三	二	二

注：1 建筑场地为 I 类时，除 6 度外应允许按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；

- 2 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；
- 3 当屋面为轻钢屋面时的房屋高度的分界线应允许按表内高度增加 6m；
- 4 车间、仓库等工业类建筑的房屋高度分界线应允许按表内高度增加 6m；
- 5 钢梁及钢支撑应允许按照现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 中的抗震性能化设计的延性等级要求控制钢梁及钢支撑的翼缘外伸厚比及腹板高厚比。

4.3.2 乙类装配式劲性柱钢梁框架结构应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施；当抗震等级已经为一级时，应采取比一级更高的抗震措施。

4.4 变形限值

4.4.1 装配式劲性柱钢梁框架结构，在风荷载或多遇地震作用下，弹性层间位移角限值为 1/400；在罕遇地震作用下，弹塑性层间位移角限值为 1/50。

4.4.2 装配式劲性柱钢梁框架结构的最大挠度值，应按荷载效应的准永久值组合，并考虑荷载长期作用的影响进行计算，框架梁的最大挠度值不应大于 1/400；次梁的最大挠度值不应大于 1/250；楼承板的最大挠度值不应超过 1/200。

注：上述构件有起拱时，可将计算所得挠度值减去起拱值。

4.5 楼盖舒适度

4.5.1 民用类建筑，楼盖结构的第一阶竖向自振频率及竖向振动峰值加速度限值，参照现行行业标准《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T441 相关规定执行。

4.5.2 工业类厂房建筑，当楼盖有舒适度要求时，应根据其楼盖设备工艺要求、振动频率等进行专项设计，以此考虑对结构构件的影响。

5 结构分析

5.1 一般规定

5.1.1 装配式劲性柱钢梁框架结构分析计算模型应根据结构实际情况确定，所选的分析计算模型应能反映结构的实际受力状况。

5.1.2 装配式劲性柱钢梁框架结构分析计算模型应模拟不同材料、构件或体系进行组合时协同受力的特点。对于采用楼承板和钢梁的组合楼盖体系，应将混凝土楼板和钢梁视为共同受力的组合梁板结构，其中组合框架主梁应同时考虑竖向荷载、水平地震作用和水平风荷载等作用下楼板与钢梁之间的组合效应。组合梁的计算与构造应满足现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 中的相关规定，框架梁全长为组合梁时组合翼板的取值计算可以参照本标准附录 A 的相关规定。

5.2 地震作用

5.2.1 装配式劲性柱钢梁框架结构的地震作用，应符合下列规定：

1 一般情况下，应至少在结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向框架及支撑框架承担。

2 有斜交的框架结构，当相交角度大于 15° 时，应分别计算各斜交框架的水平地震作用。

3 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计算双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应计算单向水平地震作用下的扭转影响。

4 8 度时的大跨度、长悬臂结构，应计入竖向地震作用。

5.2.2 装配式劲性柱钢梁框架结构应根据不同情况，分别采用下列地震作用计算方法：

1 高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，以及近似于单质点体系的结构，可采用底部剪力法等简化方法。

2 除 1 款外的其他结构，宜采用振型分解反应谱法；对质量和刚度不对称、不均匀的结构，应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法。

3 特别不规则的结构，应采用弹性时程分析法进行多遇地震下的补充计算。当取三组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的包络值和振型分解反应谱法的较大值；当取七组及七组以上的加速度时程曲线输入时，计算结果可取时程法的平均值和振型分解反应谱法的较大值。

4 8 度时的大跨度、长悬臂结构构件竖向地震作用效应标准值可取该结构、构件重力荷载代表值的 10%，或者采用振型分解反应谱法进行分析计算。采用反应谱法分析计算时结构竖向地震影响系数最大值可按规定的水平地震影响系数最大值的 65% 采用，但特征周期可按设计分组第一组采用。

5.2.3 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墙体的刚度影响予以折减，抗震计算时可根据工程实际情况确定周期折减系数。

5.3 计算原则

5.3.1 装配式劲性柱钢梁框架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。

5.3.2 装配式劲性柱钢梁框架结构构件的承载力设计应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.3.2-1)$$

2 地震设计状况

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (5.3.2-2)$$

式中： S — 构件内力组合设计值，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定进行计算；

γ_0 — 构件的重要性系数，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；

R — 构件承载力设计值；

γ_{RE} — 承载力抗震调整系数，其值应按表 5.3.2 的规定采用。

表 5.3.2 承载力抗震调整系数

构件类型	劲性柱		钢梁		钢支撑	
受力状态	偏压轴压比	偏压轴压比不	强度	稳定性	强度	稳定性
	小于 0.15	小于 0.15				
γ_{RE}	0.75	0.80	0.75	0.80	0.75	0.80

5.3.3 在进行结构内力和变形计算时，装配式劲性柱钢梁框架结构劲性柱的刚度，按下列规定计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (5.3.3-1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (5.3.3-2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (5.3.3-3)$$

式中： EI 、 EA 、 GA — 劲性柱截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；
 $E_c I_c$ 、 $E_c A_c$ 、 $G_c A_c$ — 钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、
 抗剪刚度；

$E_a I_a$ 、 $E_a A_a$ 、 $G_a A_a$ — 型钢部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度。

5.3.4 装配式劲性柱钢梁框架结构在多遇地震作用下的结构阻尼比可取为 0.04；在罕遇地震作用下的结构阻尼比可取为 0.05；风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时，阻尼比可取为 0.02~0.04；结构舒适度验算时的阻尼比可取为 0.01~0.02。

5.3.5 当装配式劲性柱钢梁框架结构在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10%时，结构弹性计算时应考虑重力二阶效应对水平力作用下结构内力和位移的不利影响。

注：重力附加弯矩指任一楼层以上全部重力荷载与该楼层地震平均层间位移的乘积；初始弯矩指该楼层地震剪力与楼层层高的乘积。

6 预制劲性柱

6.1 一般构造规定

6.1.1 预制劲性柱最小边长不宜小于 450mm, 最大边长不宜大于 1000mm。型钢的混凝土保护层最小厚度不宜小于 150mm (图 6.1.1)。预制劲性柱最外层纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 的规定。

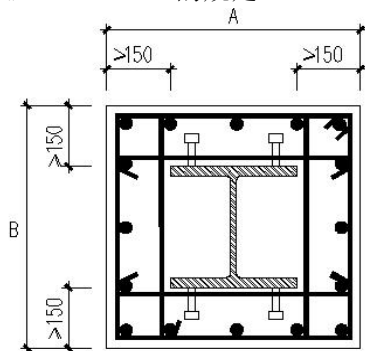


图 6.1.1 预制劲性柱的型钢截面配筋形式

6.1.2 预制劲性柱内型钢含钢率宜符合下列要求：

1. 一、二级抗震等级，不宜小于 4%；
2. 三、四级抗震等级，不宜小于 2.5%；
3. 型钢含钢率也不宜大于 15%。

三、四级抗震时，预制劲性柱内型钢宜采用实腹式轧制 H 型钢，正方形截面劲性柱宜按照附录 B 设置柱内型钢。

6.1.3 预制劲性柱中采用焊接 H 型钢时，翼缘与腹板在节点区上下各 600mm 范围内应采用熔透焊。劲性柱中型钢板宽厚比 (图 6.1.3) 应符合表 6.1.3 的规定。

表 6.1.3 预制劲性柱中焊接 H 型钢钢板宽厚比限值

钢号	柱	
	b_f/t_f	h_w/t_w
Q355	≤ 19	≤ 81
Q390	≤ 18	≤ 75
Q420	≤ 17	≤ 71

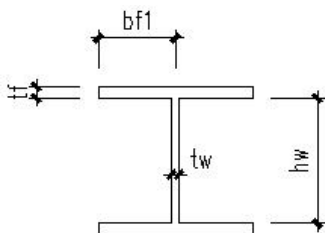


图 6.1.3 预制劲性柱中焊接 H 型钢示意图

6.1.4 预制劲性柱纵向受力钢筋的直径不宜小于 16mm，也不宜大于 25mm，其全部纵向受力钢筋的总配筋率不宜小于 0.8%，每一侧的配筋百分率不宜小于 0.2%；纵向受力钢筋与型钢的最小净距不宜小于 50mm；柱内纵向钢筋的净距不宜小于 50mm 且不宜大于 250mm。纵向受力钢筋的最小锚固长度、搭接长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 的规定。

6.1.5 考虑地震作用组合的预制劲性柱，应采用复合箍筋。外环箍应采用封闭箍筋，内环箍宜采用封闭箍筋；封闭箍筋或者拉筋的末端均应有 135° 弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径；当内部箍筋采用拉筋时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍筋。截面中纵向钢筋每隔一根在两个方向宜有箍筋或拉筋约束(图 6.1.5)。

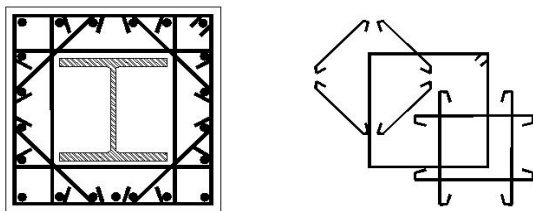


图 6.1.5 箍筋配置示意

6.1.6 考虑地震作用组合的预制劲性柱的箍筋体积配筋率及加密区配置要求等应按照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 第 6.4 节的有关规定执行。在符合箍筋体积配筋率计算和构造要求的情况下，考虑劲性柱内型钢的抗剪作用，对箍筋肢距可比照现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定作适当放松。

6.2 承载力计算

6.2.1 劲性柱的正截面及斜截面的承载力应满足地震作用组合下的相应内力设计值的要求。劲性柱正截面受压、受弯承载力及斜截面受剪承载力的计算以及劲性柱柱端弯矩、剪力等内力设计值的计算、调整和复核均应按照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 第 6.2 节有关规定执行。

6.2.2 劲性柱轴压比应按式（6.2.2）进行计算，且不宜大于表 6.2.2 规定的限值。

$$\mu_N = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (6.2.2)$$

式中： μ_N — 柱轴压比；

N — 考虑地震作用组合的劲性柱轴向压力设计值。

表 6.2.2 预制劲性框架柱的轴压比限值

抗震等级	一级	二级	三级	四级
轴压比限值	0.65	0.75	0.85	0.90

- 注： 1. 当剪跨比不大于 2 时，其轴压比限值应比表中数值减小 0.05；
 2. 当混凝土强度大于 C60 时，其轴压比限值应比表中数值减小 0.05；
 3. 当柱截面型钢含钢率 $< 4\%$ 时，其轴压比限值应按含钢率大小相应减小。

6.3 柱脚设计及构造

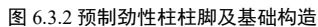
6.3.1 预制劲性柱的柱脚应满足劲性柱型钢的埋入式要求，当无地下室时，采用后浇混凝土基础短柱连接形式；当有地下室时，采用地下室预埋型钢连接形式。

6.3.2 当无地下室时，应先将基础承台部分浇筑施工完毕，并在其中预埋地脚螺栓以固定底层预制劲性柱中型钢，待二层楼面钢梁安装完成后，方可浇筑基础短柱部分混凝土(图 6.3.2)。

基础短柱外包截面尺寸比上部劲性柱外包截面尺寸每边突出不应小于 200，基础短柱高度 h 须不小于 2.5 倍型钢截面高度尺寸，且满足上部劲性柱钢筋的锚固长度。后浇基础短柱范围内的基础承台顶部接触面应处理成毛面。

基础短柱纵向钢筋及箍筋应按计算需要配置，箍筋应全高加密，并满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 及《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定。上部劲性柱伸进基础短柱内纵筋可不另行设置箍筋。

当基础短柱在两个垂直轴线方向上的混凝土截面惯性矩均不小于上部底层劲性柱同方向的混凝土截面惯性矩的 10 倍时，上部劲性柱底层计算高度可从基础短柱顶开始计算。



6.3.3 当有一层或多层地下室时，应在对应上部劲性柱位置的地下室钢筋混凝土柱或墙里预埋与上部底层劲性柱相同型号型钢，并向上伸至地下室顶板以上不小于 500mm，待地下室混凝土浇筑完成并达到设计强

度后，再将上部底层劲性柱与之连接(图 6.3.3.1 及图 6.3.3.2)。连接处长度应满足钢筋的绑扎搭接长度要求，且相互搭接的钢筋应在一端进行单面或者双面焊接连接，焊接长度满足相关规范要求，相邻钢筋焊接位置上下错开。连接处型钢按照等强度原则连接，翼缘对接焊接连接，腹板高强度螺栓连接。为施工安装方便，翼缘同时采用单夹板高强螺栓连接，螺栓个数及单夹板厚度应按照施工工况计算确定。连接处混凝土后浇，后浇混凝土强度等级不应低于上部劲性柱混凝土强度等级，且应比底部地下室混凝土强度等级提高一级。

地下室钢筋混凝土柱或墙里预埋的与上部劲性柱连接的型钢，其柱脚宜设置在一层地下室底板顶面。地下室所有柱、墙及板均按照普通钢筋混凝土结构计算，不考虑型钢的作用。地下室钢筋混凝土梁中纵向钢筋碰到型钢时，应采取在型钢上预留钢筋穿孔、型钢上焊接可焊接机械连接套筒以及型钢上焊接连接板等措施。

地下室顶板应满足作为上部结构嵌固端的相关设计要求。

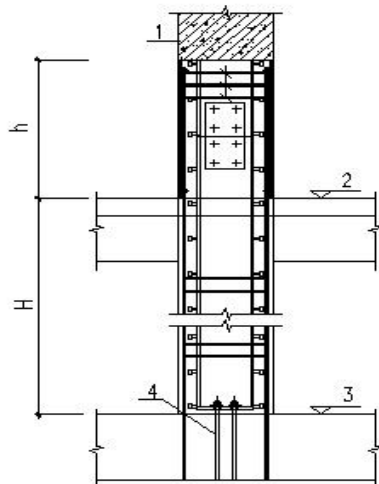


图 6.3.3.1 预制劲性柱型钢伸入地下一层连接构造

1-预制劲性柱；2-地下室顶板顶面标高；3-地下一层底板顶面标高；4-柱脚安装锚栓；H-地下一层层高； h-现浇连接段高度

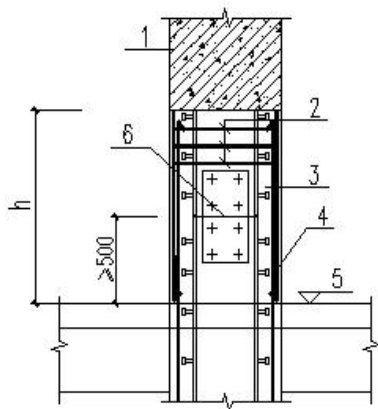


图 6.3.3.2 预制劲性柱在地下室顶板上部连接构造

1-预制劲性柱；2-加密区箍筋设置；3-后浇混凝土；4-上下纵筋焊接；5-地下室顶板顶面标高；6-型钢对接拼接；h-现浇连接段高度

6.3.4 底层预制劲性柱型钢底板厚度不应小于型钢翼缘厚度，且不宜小于 25mm。

6.3.5 连接底层预制劲性柱的地脚锚栓型号、数量以及锚固长度，应满足在不设支撑情况下安装上部结构的施工安全要求，且应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的相关要求。

6.3.6 预制劲性柱埋入基础短柱或地下室范围内的型钢翼缘部位应设置栓钉，栓钉直径不应小于 19mm，水平和竖向间距不宜大于 200mm，栓钉距型钢翼缘边缘不宜小于 50mm，且不宜大于 100mm(图 6.3.6)。

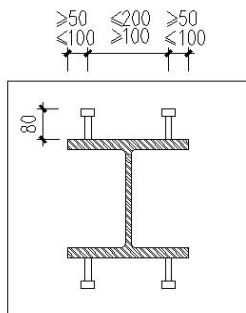


图 6.3.6 型钢埋入基础部分栓钉设置示意

6.3.7 预制劲性柱基础按照钢筋混凝土结构进行设计，并满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 及《建筑地基基础设计规范》GB50007 的各项规定。基础短柱按钢筋混凝土偏心受压柱进行计算，其计算正截面轴向压力设计值 N_b 、弯矩设计值 M_b 以及斜截面剪力设计值 V_b 按如下取值：

$$N_b = N \quad (6.3.7-1)$$

$$M_b = M + V \times h \quad (6.3.7-2)$$

$$V_b = V \quad (6.3.7-3)$$

N 、 M 、 V — 上部结构计算的柱底轴向压力、弯矩以及剪力的基本组合设计值并按规范乘了相关增大系数后的值；

h — 基础短柱高度。

7 连接构造

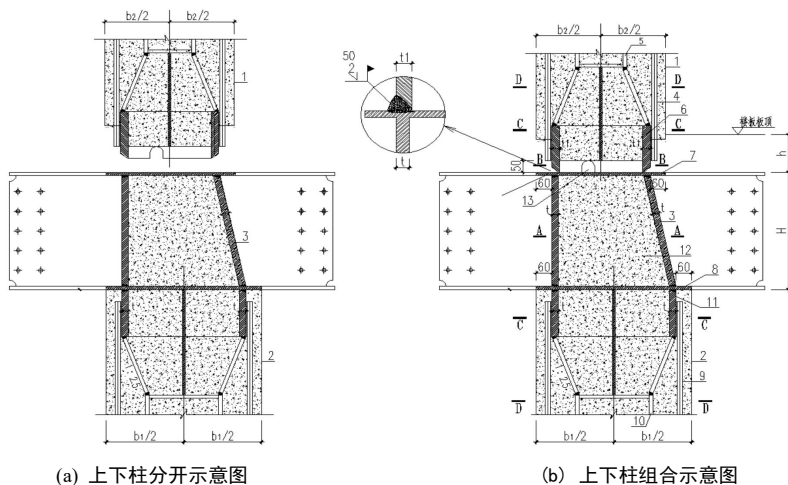
7.1 梁柱连接节点形式

7.1.1 装配式劲性柱-钢梁框架结构在节点核心区采用矩形钢管混凝土转换实现上下劲性柱柱段连接以及柱与钢梁的连接（图 7.1.1）。

矩形钢管混凝土节点核心区设置至少两道与钢梁上下翼缘连接的横隔板，最上面与最下面两块横隔板将节点核心区分成上中下三段，核心区中段钢管混凝土、核心区下段钢管混凝土以及下段劲性柱在工厂内预制成一体，构成下段预制劲性柱；核心区上段钢管混凝土与上段劲性柱在工厂内预制成一体，构成上段预制劲性柱；上下两段预制劲性柱在现场通过将上段矩形钢管与核心区中段矩形钢管上横隔板剖口等强焊接的方式进行对接，并将留空区域灌满灌浆料。

矩形钢管混凝土管壁厚度根据计算确定，为增强现场焊接的可靠性，上段矩形钢管壁厚度宜大于中段及下段管壁厚度。

劲性柱与钢梁的连接采用矩形钢管外伸钢梁头形成梁柱连接形式。



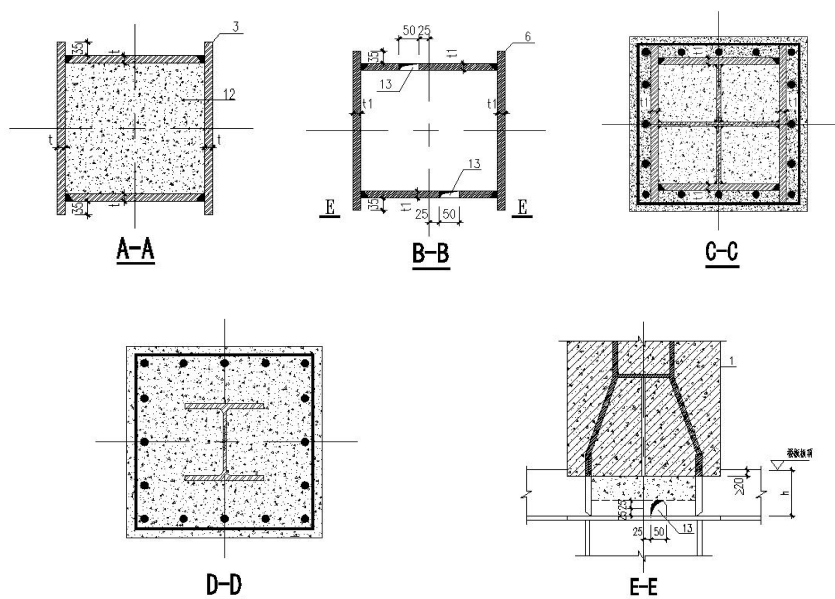


图 7.1.1 装配式劲性柱-钢梁框架结构梁柱连接节点

1-上段劲性柱；2-下段劲性柱；3-中段矩形钢管；4-上段劲性柱纵向钢筋；5-上段劲性柱型钢；6-上段矩形钢管；7-中段矩形钢管上封头板；8-中段矩形钢管下封头板；9-下段劲性柱纵向钢筋；10-下段劲性柱型钢；11-下段矩形钢管；12-中段矩形钢管内灌混凝土；13-上段矩形钢管灌浆孔。

7.1.2 装配式劲性柱-钢梁框架结构梁柱节点核心区相邻的矩形钢管壁侧面交接处应在工厂内剖口等强焊接为一体；各段矩形钢管壁端部应在工厂内剖口与横隔板等强焊接为一体；横隔板厚度应不小于与其连接的钢梁上下翼缘厚度，且最小厚度不小于 16 mm；劲性柱内纵向钢筋在工厂内与上下两段钢管壁双面焊接为一体，焊接长度不小于 $5d$ (图 7.1.2)；劲性柱外伸连接短钢梁上下翼缘与上下封头板工厂内剖口等强焊接连接，劲性柱外伸连接短钢梁腹板与中段矩形钢管壁在工厂内双面角焊缝连接。

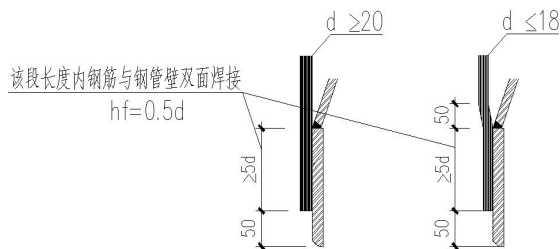


图 7.1.2 劲性柱纵向钢筋与上下段矩形钢管壁外侧焊接示意

7.1.3 劲性柱内型钢在靠近上下两端处翼缘向两侧外斜至与连接的矩形钢管壁剖口等强焊接为一体，型钢腹板随翼缘扩大至矩形钢管壁内侧，并通过双面角焊缝与矩形钢管焊接为一体。型钢在变截面处两侧设置加劲板，并在变截面区域另外两侧设置垂直于腹板的加劲板，加劲板厚度不小于 12mm（图 7.1.3）。

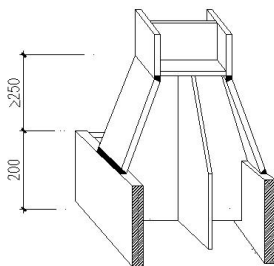


图 7.1.3 劲性柱内型钢上下两端与矩形钢管连接构造示意

7.1.4 中段矩形钢管壁上应开设圆形混凝土浇注孔及排气孔，浇注孔孔径 $D=80\text{mm}$ ，排气孔孔径 $D=20\text{mm}$ ，浇注孔边设补强板，补强板厚度不小于 12mm，补强板四周与矩形钢管壁角焊缝连接（图 7.1.4）。

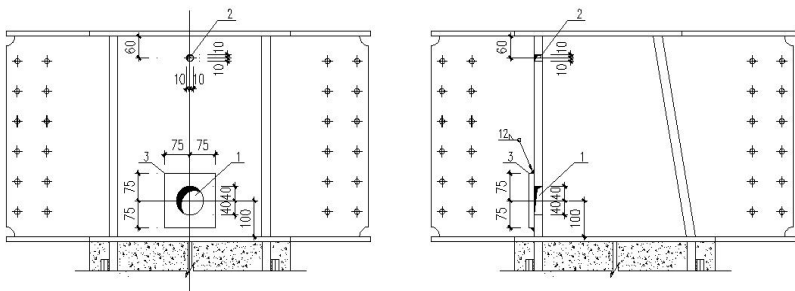


图 7.1.4 矩形钢管壁开浇注孔及排气孔示意

1-浇注孔；2-排气孔；3-补强板

7.1.5 梁柱偏心连接时，钢梁翼缘与加劲矩形钢管横隔板的夹角应采取 45 度水平加腋，加腋板厚度与封板厚度相同，加腋宽度与钢梁中心线偏移矩形钢管中心线的距离相同（图 7.1.5）。

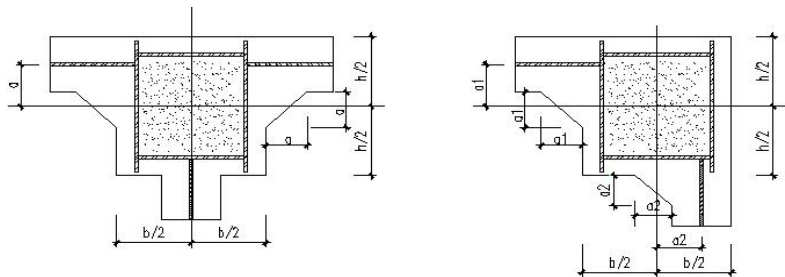


图 7.1.5 柱偏心连接节点大样

7.1.6 劲性柱两侧梁高相差不大于 200 时，可以采用外伸钢梁下翼缘向上折弯与梁连接；两侧梁高相差大于 200 时，应在中段矩形钢管中间另加横隔板，隔板厚度与所连接的钢梁下翼缘同厚。横隔板最多不超过 2 块，且横隔板中间宜开设直径不小于 200 的圆孔（图 7.1.6）。

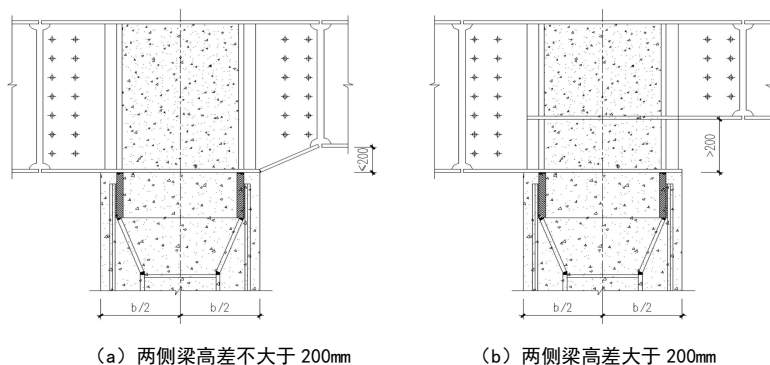


图 7.1.6 两侧梁高不相等时梁柱连接节点

7.1.7 梁柱连接核芯区上段矩形钢管留空区域应采用自流平灌浆料灌满，灌浆料抗压强度等级应比上柱混凝土大一个等级以上（图 7.1.7）。

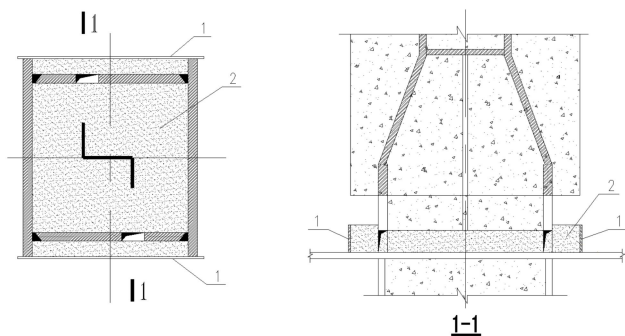


图 7.1.7 上下劲性柱段连接处留空区域灌浆示意

1-钢挡板；2-自流平灌浆料

7.1.8 梁柱连接核芯区矩形钢管外侧应按柱构件防火等级采取防火保护措施。

7.2 节点承载力计算

7.2.1 装配式劲性柱钢梁框架结构梁柱节点处抗压、抗弯及抗剪承载力应大于下部柱身的相应承载力，具体按本节 7.2.2~7.2.4 相关要求进行复核。

节点核芯区外伸钢梁头与钢梁连接的计算与构造应按照现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 等相关规定执行。

7.2.2 装配式劲性柱钢梁框架结构梁柱节点处矩形钢管混凝土组合截面的轴向抗压承载力 $N_{\max-j}$ 、下部劲性柱钢筋混凝土部分轴向抗压承载力 $N_{\max-c}$ 、下部劲性柱型钢部分轴向抗压承载力 $N_{\max-s}$ 应符合下式规定：

$$N_{\max-j} \geq \eta_N (N_{\max-c} + N_{\max-s}) \quad (7.2.2-1)$$

式中： η_N — 轴力增大系数，一、二级抗震等级时取 1.1，三、四级抗震等级时取 1.05；

$N_{\max-c}$ — 下部劲性柱截面面积与混凝土抗压强度设计值 f_c 的乘积，不考虑劲性柱中型钢及钢筋的作用；

$N_{\max-s}$ — 劲性柱中型钢的截面面积与型钢钢材抗压强度设计值 f'_a 的乘积。

$N_{\max-j}$ 按式 (7.2.2.2) 进行计算：

$$N_{\max-j} = f'_a A_a + f_c A_c \quad (7.2.2-2)$$

式中： f'_a — 矩形钢管钢材抗压强度设计值；

A_a — 矩形钢管截面面积；

f_c — 矩形钢管里的填充混凝土的抗压强度设计值；

A_c — 矩形钢管里的填充混凝土的截面面积。

7.2.3 装配式劲性柱钢梁框架结构梁柱节点处矩形钢管组合截面的抗弯承载力 $M_{\max-j}$ 、下部劲性柱钢筋混凝土部分抗弯承载力 $M_{\max-c}$ 、下部劲性柱型钢部分抗弯承载力 $M_{\max-s}$ 在同一方向上应符合下式规定：

$$M_{\max-j} \geq \eta_M (M_{\max-c} + M_{\max-s}) \quad (7.2.3-1)$$

式中： η_M — 弯矩增大系数，一、二级抗震等级时取 1.1，三、四级抗震等级时取 1.05；

$M_{\max-j}$ — 加劲矩形钢管截面抵抗矩与钢材抗拉强度设计值 f_a 的乘积；

$M_{\max-c}$ — 下部劲性柱钢筋混凝土截面抗弯承载力设计值，不考虑劲性柱中型钢作用，按照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 中纯受弯构件相关条款进行计算；

$M_{\max-s}$ — 劲性柱中型钢的截面抵抗矩与钢材抗拉强度设计值 f_a 的乘积。

7.2.4 装配式劲性柱钢梁框架结构梁柱节点处的矩形钢管组合截面的抗剪承载力 $V_{\max-j}$ 、下部劲性柱钢筋混凝土部分抗剪承载力 $V_{\max-c}$ 、下部劲性柱型钢部分抗剪承载力 $V_{\max-s}$ 在同一方向上应符合下式规定：

$$V_{\max-j} \geq \eta_V (V_{\max-c} + V_{\max-s}) \quad (7.2.4-1)$$

式中： η_V — 增大系数，一、二级抗震等级时取 1.1，三、四级抗震等级时取 1.05；

$V_{\max-c}$ — 下部劲性柱钢筋混凝土斜截面抗剪承载力设计值，不考虑劲性柱中型钢作用，按照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 中相关条款进行计算；

$V_{\max-s}$ — 劲性柱中型钢剪力方向的截面面积与钢材抗剪强度设计值 f_{av} 的乘积。

$V_{\max-j}$ 按式 (7.2.4.2) 计算：

$$V_{\max-j} = f_{av} t_w h_w \quad (7.2.4-2)$$

式中： f_{av} — 钢板的抗剪强度设计值；

t_w — 剪力方向矩形钢管壁的总厚度；

h_w — 剪力方向矩形钢管壁的截面高度。

7.2.5 装配式劲性柱钢梁框架结构考虑地震作用组合的框架梁柱连接节点的剪力设计值 V_j 应按照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 第 6.6.1 条有关规定进行计算，且应符合式（7.2.5）规定。

$$\gamma_{RE} V_j \leq V_{max-j} \quad (7.2.5)$$

式中： γ_{RE} — 承载力抗震调整系数，节点处取 0.85。

7.2.6 装配式劲性柱钢梁框架结构梁柱节点核心区矩形钢管混凝土的组合截面相关计算尺寸按图 7.2.6 计取，矩形钢管壁厚 t 应符合式（7.2.6）规定。

$$(h_{bl} + h_{cl}) / 90 \leq t \quad (7.2.6)$$

式中： h_{bl} — 矩形钢管两侧钢梁上下翼缘中间点距离（若两侧值不同则取两者中的大值）；

h_{cl} — 为矩形钢管两对边壁板厚度中间点的距离（若上下两端不同则取大值）。

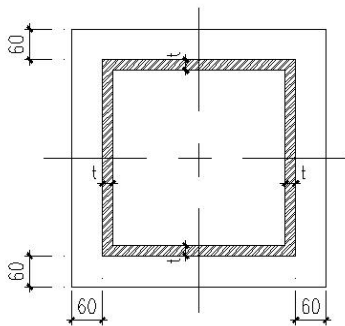


图 7.2.6 装配式劲性柱-钢梁框架结构梁柱节点核心区矩形钢管混凝土计算截面

8 装配式楼承板

8.1 一般规定

8.1.1 装配式劲性柱钢梁框架结构宜采用免支撑跨度大的钢结构装配式楼承板。按照楼承板有无预制混凝土分为叠合板和钢承板两种。叠合板宜采用与钢梁有可靠连接的叠合板,如压型钢板与混凝土组合叠合板等;钢承板宜采用波底钢筋桁架楼承板、平底钢筋桁架楼承板等(图 8.1.1)。各装配式楼承板设计选用标准参考附录 C。

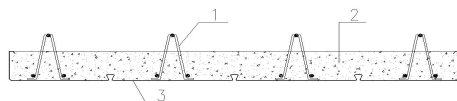


图 8.1.1a 压型钢板与混凝土组合叠合板

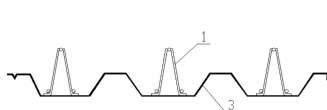


图 8.1.1b 波底钢筋桁架楼承板

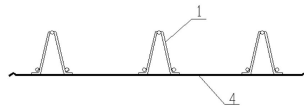


图 8.1.1c 平底钢筋桁架楼承板

图 8.1.1 装配式楼承板型号及示意

1-钢筋桁架; 2-混凝土; 3-压型钢板; 4-平底钢板;

8.1.2 在施工荷载工况下,楼承板的挠度限值为楼承板跨度的 $1/200$ 。

8.1.3 装配式楼承板底部压型钢板应采用镀锌钢板或者彩钢板,镀锌量不应小于双面 120g/m^2 ;当压型钢板仅作为浇筑混凝土的模板使用时,底板不需要涂刷防火涂料。

8.1.4 装配式楼承板应与钢梁通过焊接栓钉形成有效连接,焊接栓钉具体要求参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 及现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的有关条款执行。

8.1.5 叠合板现浇混凝土叠合层厚度及钢承板波峰顶部现浇混凝土厚度不宜小于 60mm，当有预埋管线时应适当加大；现浇混凝土强度等级不宜低于 C30。

8.2 结构计算

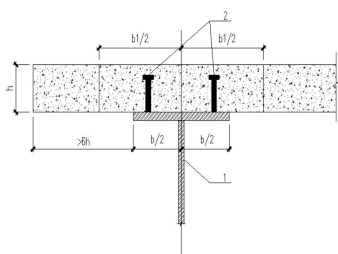
8.2.1 正常使用荷载工况下装配式楼承板一般按照单向连续板进行计算，平底钢筋桁架楼承板可以按照双向连续板进行计算，并满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 的有关规定。

8.2.2 在施工荷载工况下，装配式楼承板须按照单跨简支板或者多跨连续板的实际搁置情况复核挠度是否满足本规程 8.1.2 条要求。

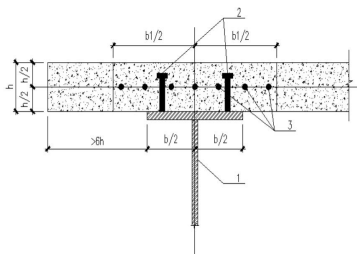
8.2.3 在施工荷载工况下，叠合板及钢承板的抗弯刚度、自重等指标具体参照相关产品标准；现场浇筑的混凝土自重按设计厚度进行计算；浇筑时施工活荷载标准值按 1.0kN/m^2 计取。

附录 A 钢-混凝土组合梁组合翼板的取值计算

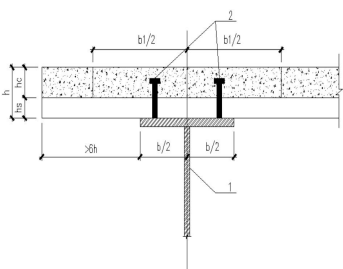
A.1 钢框架梁（含连续钢梁）顶部全长有钢筋混凝土楼板并通过剪力钉与钢梁连接、且楼板伸出钢梁两侧的宽度均不小于楼板厚度 h 的6倍时，宜沿钢梁全长定义为钢-混凝土组合梁。软件计算时同一跨度内正、负弯矩区的混凝土翼板的计算厚度 h_1 宜取同一值，计算宽度 b_1 也宜取同一值（图 A.1）。



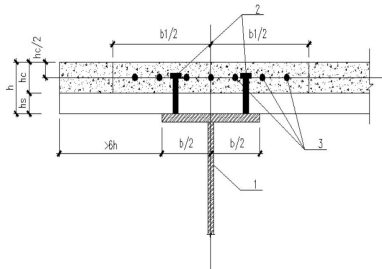
(1)



(2)



(3)



(4)

图 A.1 钢-混凝土组合梁计算断面示意

- (1) 钢梁顶部钢筋混凝土楼板为平板时, 钢-混凝土组合梁在正弯矩区计算断面示意;
- (2) 钢梁顶部钢筋混凝土楼板为平板时, 钢-混凝土组合梁在负弯矩区计算断面示意;
- (3) 钢梁顶部钢筋混凝土楼板带压型钢板时, 钢-混凝土组合梁在正弯矩区计算断面示意;
- (4) 钢梁顶部钢筋混凝土楼板带压型钢板时, 钢-混凝土组合梁在负弯矩区计算断面示意;

1-钢梁; 2-剪力钉; 3-转换受拉钢筋

A.2 钢梁顶部钢筋混凝土楼板为平板时, 钢-混凝土组合梁在正弯矩区的混凝土受压翼板的计算厚度 h_1 为混凝土楼板厚度 h ; 钢梁顶部钢筋混凝土楼板底部有压型钢板时, 钢-混凝土组合梁在正弯矩区的混凝土受压翼板的计算厚度 h_1 应取压型钢板波峰顶部以上的楼板有效厚度 h_c 。

A.3 钢-混凝土组合梁在正弯矩区的混凝土受压翼板的最大计算宽度 b_1 应通过下列公式 A.3-1,2,3 三式联解计算确定。正弯矩区的混凝土受压翼板计算断面面积的受压承载力设计值 N_1 应不大于钢梁正弯矩区段长度 l_a 内一半数量 n_1 的剪力钉抗剪承载力设计值 N_{vc} 的总和 V_1 (式 A.3-1)。 N_1 、 V_1 按式 (A.3-2) 及 (A.3-3) 进行计算:

$$N_1 \leq V_1 \quad (\text{A.3-1})$$

$$N_1 = h_1 b_1 f_c \quad (\text{A.3-2})$$

$$V_1 = n_1 N_{vc} \quad (\text{A.3-3})$$

式中: f_c — 楼板混凝土的抗压强度设计值;

N_{vc} — 单个剪力钉按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 计算并折减后的抗剪强度设计值。

A.4 钢-混凝土组合连续钢梁 (含钢框架梁) 在支座两侧的负弯矩区的混凝土翼板内应配置转换受拉钢筋, 受拉钢筋的受拉承载力设计值的总和 N_2 应不小于混凝土翼板的计算断面面积的受压承载力设计值 N_1 (式 A.4-1), 且不大于支座一侧负弯矩区段长度 l_b 内全部数量 n_2 的剪力钉抗剪承载力设计值的总和 V_2 (式 A.4-2)。 N_2 、 V_2 按式 (A.4-3) 及 (A.4-4) 进行计算:

$$N_1 \leq N_2 \quad (\text{A.4-1})$$

$$N_2 \leq V_2 \quad (\text{A.4-2})$$

$$N_2 = \Sigma A_s f_y \quad (\text{A.4-3})$$

$$V_2 = n_2 N_{vc} \quad (\text{A.4-4})$$

式中： ΣA_s —转换受拉钢筋总面积；

f_y —受拉钢筋抗拉设计值。

A.5 均布荷载作用下钢-混凝土组合梁正弯矩区段长度 l_a 宜为 $1/2L_0$ ，弯矩区段长度 l_b 宜为 $1/4L_0$ ， L_0 为钢梁净跨度（图 A.2）。

A.6 负弯矩区转换受拉钢筋应设置在翼板有效厚度 h_l 的中间位置，翼板范围内的板面、板底钢筋应按照楼板计算及构造相关要求正常配置。

A.7 钢框架梁端跨的最端部负弯矩区的转换受拉钢筋在柱外侧应采取有效锚固措施，或者该负弯矩区域不按钢-混凝土组合梁考虑。

A.8 按上述计算的钢-混凝土组合梁混凝土翼板的计算厚度 h_l 和计算宽度 b_l 输入结构计算软件，由结构软件进行整体计算。剪力钉的布置及其他构造措施应满足现行相关规范的要求。

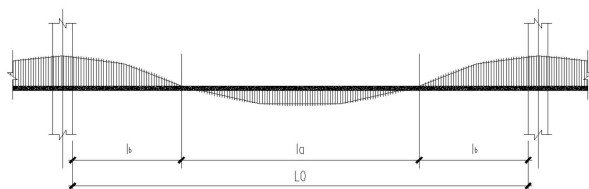


图 A.2 钢-混凝土组合梁正、负弯矩区段分区示意

附录 B 预制劲性柱标准截面型号及参数

B.1 为方便预制劲性柱的生产，节约社会资源，劲性柱内型钢宜采用标准轧制 H 型钢，设计时优先按表 B. 1 选用标准截面。标准截面为正方形（图 B.1），边长从 450mm 到 700mm，每间隔 50mm 为一个等级。

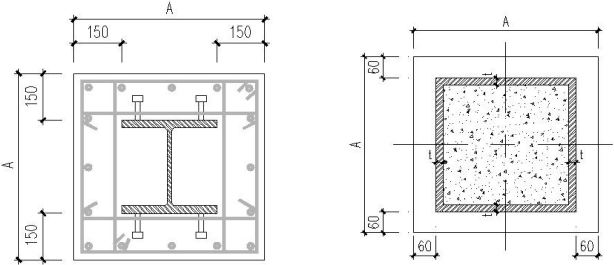


图 B. 1 预制劲性柱标准截面示意及相对应的加劲钢管标准截面示意

表 B. 1 预制劲性柱标准截面

标准截面型号	边长 A (mm)	轧制型钢规格	纵筋最小直径	加劲钢管最小壁
			d (mm)	厚 t (mm)
JXZ ₄₅₀	450	HW175*175	14	10
JXZ ₅₀₀	500	HW200*200	16	12
JXZ ₅₅₀	550	HW250*250	16	14
JXZ ₆₀₀	600	HW300*300	16	16
JXZ ₆₅₀	650	HW350*350	16	18
JXZ ₇₀₀	700	HW400*400	16	20

注：1. JXZ₄₅₀ 的型钢保护层厚度为 137.5mm。

附录 C 装配式楼板设计选用标准

C.1 平底钢筋桁架楼承板应按照《钢筋桁架楼承板》JG/T368-2012 标准选用，免支撑经济跨度 2.5m~3.6m。

C.2 波底钢筋桁架楼承板应按照《压型钢板钢筋桁架楼承板》CECS/T10293-2023 标准选用，免支撑经济跨度 3.6m~7.0m。

C.3 压型钢板轻质混凝土组合楼承板应按照《YLB 轻质叠合板》Q320211 SBV01 选用。免支撑经济跨度 3.6m~6.0m。

本规程用词说明

- 1 为便于在执行本规程条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:
 - 1) 表示很严格,非这样做不可的:
正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;
 - 2) 表示严格,在正常情况均应这样做的:
正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;
 - 3) 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:
正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;
 - 4) 表示有选择,在一定条件下可这样做的,采用“可”。
- 2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 2 《混凝土结构设计标准》GB /T50010
- 3 《建筑抗震设计标准》GB /T50011
- 4 《钢结构设计标准》GB 50017
- 5 《装配式混凝土建筑结构技术标准》GB/T 51231
- 6 《建筑地基基础设计规范》GB50007
- 7 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018
- 8 《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205
- 9 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 10 《碳素结构钢》GB / T 700
- 11 《气焊、焊条电弧焊、气体保护焊和高能束焊的推荐坡口》
GB / T 985.1
- 12 《埋弧焊的推荐坡口》GB / T 985.2
- 13 《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB / T 1228
- 14 《钢结构用高强度大六角头螺母》GB / T 1229
- 15 《钢结构用高强度垫圈》GB / T 1230
- 16 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》
GB / T 1231
- 17 《低合金高强度结构钢》GB / T 1591
- 18 《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB / T 2518
- 19 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB / T 3632
- 20 《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB / T 5117
- 21 《热强钢焊条》GB / T 5118
- 22 《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB / T 5293
- 23 《厚度方向性能钢板》GB / T 5313

- 24 《六角头螺栓-C 级》GB / T 5780
- 25 《六角头螺栓》GB / T 5782
- 26 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB / T 8110
- 27 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB / T 10433
- 28 《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB / T 12470
- 29 《建筑用压型钢板》GB / T 12755
- 30 《建筑结构用钢板》GB / T 19879
- 31 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 32 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 33 《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107
- 34 《钢筋机械连接用套筒》JG / T 163
- 35 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 36 《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1
- 37 《高强钢结构设计标准》JGJ/T483
- 38 《高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程》CECS 230: 2008
- 39 《钢骨混凝土结构技术规程》YB 9082-2006
- 40 《组合结构通用规范》GB55004
- 41 《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T441

中国工程建设标准化协会标准

装配式劲性柱钢梁框架结构

设计标准

CECS-2025

条文说明

1 总 则

1.1 本标准是综合现行的相关规范和标准，在确保安全的前提下，对由预制劲性柱、钢梁以及免支撑楼承板等构件组成的装配式劲性柱钢梁框架结构制定相应的设计规定。

1.2 9 度地震区无实际工程经验，可参考本标准经专家论证后进行设计。

1.3 本标准是以现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑抗震设计标准》GB/T50011，现行行业标准《高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程》CECS 230、《组合结构设计规范》JGJ138 以及《钢骨混凝土结构技术规程》YB 9082 等规范和标准为基础进行编制的。

2 术语和符号

2. 1 术 语

2.1.1 ~ 2.1.4 本节给出了组合结构中相关构件的含义。

2. 2 符 号

2.2.1 ~ 2.2.4 本规程符号全部参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 。

3 材 料

3. 1 钢 材

3.1.1 装配式劲性柱钢梁框架结构中的框架梁、柱、支撑等主结构构件宜采用 Q355 及以上级别钢材，其他次结构构件可以采用 Q235 钢材。有条件的情况下鼓励使用更高级别的钢材。

3.1.2~3.1.6 参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 及的现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的有关条款。

3. 2 钢 筋

3.2.1 劲性柱内纵向钢筋有条件的情况下鼓励使用更高强度级别的钢材，劲性柱截面更小，更经济合理。

3. 3 混 凝 土

3.3.1 预制劲性柱的混凝土在有条件的情况下鼓励使用更高强度级别的混凝土，劲性柱截面更小，更经济合理。混凝土强度等级不宜低于C30，也不宜超过C60。当混凝土强度超过C60时，应采取诸如使用耐高温添加剂、优化混凝土配合比等措施防止火灾高温下混凝土爆裂。

3.3.2 混凝土各项指标均应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010的相关规定采用。

3.3.3 为方便混凝土浇筑，限制混凝土骨料粒径大小。

4 结构设计基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 多高层装配式劲性柱钢梁框架结构同钢结构框架结构一样很方便设置柱间钢支撑，因利用柱间钢支撑作为抗侧构件更经济，故一般设置柱间钢支撑。支撑框架作为抗震第一道防线，会减轻非支撑框架的抗震作用，故支撑框架的抗震构造要求会相对高于非支撑框架，为此将装配式劲性柱钢梁框架结构分为有支撑框架和无支撑框架两种。

4.1.2 参照《全国民用建筑工程设计技术措施/结构（结构体系）》2009版第3.1.13条规定，多层钢结构建筑最大伸缩缝区段长度一般可为150m左右，当外墙为砖砌体墙体时一般可取60m~90m。本标准规定装配式劲性柱钢梁框架结构的单体建筑最大伸缩缝区段长度不宜大于90m。但楼板、屋面板现浇段长度应按照不大于55m设置施工后浇带，在有条件的情况下，楼板、屋面板顶面宜设置温度引导缝。

当装配式劲性柱钢梁框架结构单体建筑伸缩缝区段长度不大于60米时，结构计算可以不考虑温度作用。

当装配式劲性柱钢梁框架结构单体建筑伸缩缝区段长度大于60米但不大于90m时，应按照地区基本气温和保温做法不同，在钢梁设计时考虑适当的温度应力预留，长度方向楼板钢筋宜适当增加。

当装配式劲性柱钢梁框架结构单体建筑伸缩缝区段长度大于90m时，应根据规范要求，在结构计算时考虑温度作用，并考虑混凝土收缩的影响，加强长度方向楼板的钢筋。同时外墙、内隔墙等非承重墙体宜采用刚度较小的轻质墙体，并与主体结构间采用适合变形的连接构造措施，但最大伸缩缝区段不应大于150m。

4.1.3 根据现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T50011的规定，钢结构的防震缝间距为钢筋混凝土结构的1.5倍，即比钢筋混凝土结构多50%，钢结构的层间位移角限值为1/250，钢筋混凝土结构的层间位移

角限值1/550；装配式劲性柱钢梁框架结构的层间位移角限值为1/400，同比计算，装配式劲性柱钢梁框架结构的防震缝间距应比钢筋混凝土结构多 $(1/400-1/550) \times 50\% / (1/250-1/550)=15.63\%$ ，故将装配式劲性柱钢梁框架结构的防震缝间距定为钢筋混凝土结构的防震缝间距的1.2倍。

4.1.4 根据2008年汶川地震震害经验，现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T50011在2008年局部修订时，明确了控制单跨框架结构适用范围的要求。框架结构中某个主轴方向全部或绝大部分为单跨框架，也属于单跨框架结构；某个主轴方向有局部的单跨框架，可不作为单跨框架结构对待。

4.1.5 规定了装配式劲性柱钢梁框架结构的柱间钢支撑布置和设计要求，所列要求主要是参考了现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T50011中的多层及高层钢结构的相关规定；钢支撑的形式应根据建筑及结构的允许条件进行选用，除条文中所列形式之外，还可以采用“八”及“米”字型等形式。

柱间钢支撑所占楼层总抗倾覆力矩的比例考虑如果支撑占比太大，房屋的整体抗震安全会严重依赖于个别构件，因此设置了占总抗倾覆力矩比例的上限；考虑有效的钢支撑会显著降低工程造价的经济因素，钢支撑占楼层总抗倾覆力矩的比例不宜小于25%。

柱间钢支撑的计算和构造应允许按照现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017中的抗震性能化设计的相关规定执行。

4.1.6 钢梁中心线与劲性柱中心线之间有较大偏心距时，在地震作用下可能导致核芯区受剪面积不足，对柱带来不利的扭转效应，当偏心距超过1/4柱宽时，需进行具体分析并采取有效措施。

4.1.7 2008年汶川地震震害进一步表明，框架结构中若楼梯间布置不当会造成结构平面不规则，抗震设计时应尽量避免出现这种情况。

考虑到钢筋混凝土楼梯自身的刚度对结构地震作用和地震反应有着较大的影响，宜采取措施减小对主体结构的影响。发生强烈地震时，楼梯间是主要的紧急逃生竖向通道，其结构应有足够的抗倒塌能力，防

止楼梯破坏延误人员撤离和救援工作，从而造成严重伤亡。

4.1.8 装配式劲性柱钢梁框架结构和钢支撑框架结构自身为装配式结构，其外墙、内隔墙等非承重墙体采用轻质墙板或轻质墙体并与主体结构弹性连接可方便施工、缩短工期，减小对主体结构的不利影响。如采用砌体墙体，应采取措施防止砌体墙（尤其是砖砌体）对主体结构的不利影响。

4.2 房屋适用高度和高宽比

4.2.1 房屋结构形式的最大适用高度主要是考虑其经济性，每种结构形式均有其合理的经济性高度范围。装配式劲性柱钢梁框架结构在有条件的情况下尽量设置柱间支撑以达到其最优的经济合理性。本条中的有支撑情况下的最大适用高度是按不超过现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 6.1.1 条钢筋混凝土框架结构和框架-抗震墙结构二者最大适用高度的平均值确定的。无支撑情况下的最大适用高度是参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 相关条款确定的，当有条件设置支撑时应优先设置支撑。

4.2.2 装配式劲性柱钢梁框架结构无支撑情况时适用的最大高宽比参照现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 第 3.3.2 条钢筋混凝土框架结构执行。

装配式劲性柱钢梁钢框架结构有支撑情况时适用的最大高宽比按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 第 3.3.2 条钢筋混凝土框架结构和框架-抗震墙结构二者适用的最大高宽比的平均值采用。

4.3 抗震等级

4.3.1 丙类装配式劲性柱钢梁框架结构中一般劲性柱的抗震等级参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 第 4.3.8 条型钢混凝土框架结构执行。考虑到与支撑相连的框架柱的重要性，设防烈度 7 度及 8 度时，酌情提高一级。参考现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB50936、

现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中组合结构设计的相关规定,钢梁的抗震等级不宜与柱取相同等级,应低于柱的抗震等级。本表中装配式劲性柱钢梁框架结构中钢梁的抗震等级参考现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 第 8.1.3 条钢结构房屋的抗震等级执行,与支撑相连的钢梁相比一般钢梁提高一级采用,与支撑相连的劲性柱相比一般劲性柱做了提高,钢支撑的抗震等级与相连的劲性柱相适应。

参考现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 附录 H 中多高层钢结构建筑抗震等级房屋高度分界线为 40 米,现行行业标准《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS 230:2008 第 4.4.1 条中多高层混合框架结构抗震等级房屋高度分界线为 30 米,本标准将车间、仓库类工业建筑的抗震等级房屋高度分界线增加 6 米;考虑轻钢屋顶的地震作用相对较小,本标准将屋顶为轻形钢结构的建筑抗震等级房屋高度分界线也增加 6 米。

参考现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 及《钢结构设计标准》GB 50017 钢结构性能化设计的相关精神,钢框架梁的翼缘宽厚比、腹板高厚比的限值要求参照性能化设计更为合理。

考虑钢梁柔性的因素,参考现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 中多层钢结构抗震等级的规定,抗震等级也不考虑大跨度因素,但超过 18 米但小于 21 米跨度的框架,其两侧的劲性柱的含钢率建议不宜低于 3%,超过 21 米跨度的框架,其两侧的劲性柱的含钢率建议不宜低于 4%。

4.3.2 根据现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 第 3.0.3 条规定,乙类装配式劲性柱钢梁框架结构应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施。

当抗震等级已经为一级时,应采取比一级更高的抗震措施。对于比一级更高的抗震措施可采用现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中特一级构件的设计规定。

4.4 变形限值

4.4.1 在风荷载或多遇地震作用下，参照《全国民用建筑工程设计技术措施/结构（结构体系）》2009 版第 4.1.7 条规定，钢梁-钢管混凝土柱混合框架结构的弹性层间位移角限值为 $1/400$ ；现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB50936 第 4.3.6 条规定，实心钢管混凝土柱-钢梁组合楼盖的框架结构的弹性层间位移角限值为 $1/300$ ；现行协会标准《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS 230 第 4.1.7 条规定，钢梁-型钢混凝土柱混合框架结构的弹性层间位移角限值为 $1/400$ 。综合考虑以上标准取值规定，本标准将在风荷载或多遇地震作用下，装配式劲性柱钢梁框架结构弹性层间位移角限值取为 $1/400$ 。采用轻钢屋顶的工业建筑，顶层的弹性层间位移角限值可以放松至 $1/300$ 。

在罕遇地震作用下，装配式劲性柱钢梁框架结构弹塑性层间位移角限值为 $1/50$ 。因当前 PKPM 等国内相关计算软件没有开发劲性柱钢梁框架的弹塑性层间位移角的计算模块，在计算时弹塑性层间位移角时应允许采用同截面的钢筋混凝土柱替代。

4.4.2 参考现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 相关规定。

4.5 楼盖舒适度

4.5.1 民用类建筑，参考现行行业标准《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T441 相关规定。

4.5.2 工业类厂房建筑，一般不做楼盖舒适度计算；当业主或者使用方对楼盖有舒适度要求时，则应根据其楼盖设备工艺要求、振动频率等进行专项设计。

5 结构分析

5.1 一般规定

5.1.1 装配式劲性柱钢梁框架结构计算时应建立准确的力学模型，结构构件的布置、连接节点的情况以及荷载应与实际相符，需要简化输入的地方应根据实际情理进行精准简化。

5.1.2 本条系参考现行国家标准《组合结构通用规范》GB55004第4.2.1条。近年来，组合框架在多层及高层建筑中的应用十分广泛。试验研究表明，楼板的空间组合作用除可以明显增加组合框架梁在竖向荷载下的刚度和承载力外，对组合框架结构体系的整体抗侧刚度也有显著的提高作用。采用固定刚度放大系数在某些情况下会低估楼板对组合框架梁刚度的提高作用，从而可能低估结构整体抗侧刚度，低估结构承受的地震剪力。另外楼板对组合框架梁的刚度放大作用还会改变框架结构的整体变形特性，使结构剪切型变形的特征更为明显。故在结构分析中必须准确考虑组合框架主梁在竖向荷载和水平地震作用、水平风荷载等侧向作用下楼板与钢梁之间的组合效应。

压型钢板做楼板底板时，组合钢梁计算一般按部分抗剪连接，附录A提供的是该情况下的组合梁正弯矩区上翼缘受压翼板的宽度和厚度的取值计算以及负弯矩区上翼缘转换受拉钢筋的配置计算。

5.2 地震作用

5.2.1 明确装配式劲性柱钢梁框架结构的地震作用的计算原则：

- 1 某一方向水平地震作用主要由该方向框架及支撑框架承担。
- 2 考虑到地震可能来自任意方向，为此要求有斜交框架或钢支撑框架的结构，应考虑对各构件的最不利方向的水平地震作用，一般即与该构件平行的方向。明确相交角度大于 15° 时，应考虑该方向的水平地震作用。

3 不对称、不均匀的结构是“不规则结构”的一种。同一建筑单元同一平面内质量、刚度分布不对称的结构，或虽在本层平面内对称、但沿高度分布不对称的结构，具有明显的不规则性，需考虑扭转影响。扭转计算应同时“考虑双向水平地震作用下的扭转影响”。

4 大跨度指跨度大于 24m 的楼盖结构，长悬臂指悬臂长度大于 5m 的悬挑结构。对于该类结构，高层的民用建筑宜当在设防烈度 7 度（0.15g）及以上设防烈度时，计算竖向地震作用，工业建筑本标准执行。

5.2.2 不同的结构采用不同的分析方法在各国抗震规范中均有体现，底部剪力法和振型分解反应谱法仍是基本方法。当然，对质量和刚度不对称、不均匀的结构，应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法。

弹性时程分析法作为补充计算方法，对特别不规则的结构才要求采用。所谓“补充”，主要指对计算的底部剪力、楼层剪力和层间位移进行比较，当时程分析法计算结果大于振型分解反应谱法计算结果时，相关部位的构件内力和配筋应作相应的调整。

考虑到跨度大于 24m 的楼盖结构、悬臂长度大于 5m 的悬挑结构，需要采用时程分析法或振型分解反应谱法进行竖向地震的分析。本条给出了时程分析和振型分解反应谱计算时需要的数据。竖向反应谱采用水平反应谱的 65%，包括最大值和形状参数。但认为竖向反应谱的特征周期与水平反应谱相比，尤其在远震中距时，明显小于水平反应谱，故本条规定，设计特征周期均按第一组采用。

5.2.3 目前结构整体计算分析时，只考虑了主要结构构件（钢梁、劲性柱和钢支撑等）的刚度，没有考虑非承重结构构件的刚度，因而计算的结构自振周期较实际的偏长，按这一周期计算的地震力偏小。

为此，本条规定应考虑非承重墙体的刚度影响，对计算的自振周期予以折减，周期折减系数大小可根据非承重墙体材料、数量及分布等工程实际情况确定。

5.3 计算原则

5.3.1 明确装配式劲性柱钢梁框架结构两个极限状态的设计规定，与现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010、《建筑抗震设计标准》GB/T50011 一致。

5.3.2 装配式劲性柱钢梁框架结构的承载力设计，应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009、《混凝土结构设计标准》GB/T50010、《建筑抗震设计标准》GB/T50011 有关极限状态设计表达式的规定。

对装配式劲性柱-钢梁框架结构构件非抗震设计的重要性系数和抗震设计的承载力抗震调整系数作出规定，其取值与钢筋混凝土结构构件一致。

5.3.3 在进行弹性阶段的结构内力和变形计算中，装配式劲性柱钢梁框架结构中劲性柱除了需要换算截面抗弯刚度外，在考虑劲性柱的轴向变形、剪切变形时，还需要换算截面轴向刚度和抗剪刚度。计算中采用了钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度与型钢部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度相叠加的方法。

5.3.4 影响结构阻尼比的因素很多，准确确定结构的阻尼比是一件非常困难的事情。根据工程实测和试验研究结果表明，抗震设计时多遇地震作用下，钢结构的阻尼比可取为 0.02，钢筋混凝土结构的阻尼比可取为 0.05，装配式劲性柱钢梁框架结构的阻尼比介于两者之间，一般取为 0.04。罕遇地震作用下，装配式劲性柱钢梁框架结构的阻尼比可取为 0.05。

风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时，结构阻尼比取值一般比抗震设计时多遇地震作用下小，可取为 0.02~0.04；结构舒适度验算时的阻尼比可取为 0.01~0.02。

5.3.5 本条参照现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T50011 第 3.6.3 条执行。大部分装配式劲性柱钢梁框架结构的层高都较高，尤其是底层

层高往往很高,重力二阶效应明显,结构弹性计算时应考虑几何非线性,即考虑重力二阶效应的不利影响。

6 预制劲性柱

6.1 一般规定

6.1.1 为保证制作、运输以及吊装的可实施性,预制劲性柱截面边长不宜小于 450mm,每增加 50mm 为一个档次,最大不宜大于 1000mm;单个劲性柱构件重量超过 20 吨时应在设计阶段对构件吊装进行论证。

参照现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3—2010、《高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程》CECS 230: 2008 以及《型钢混凝土结构技术规程》YB 9082-2006 的相关规定,考虑本规程中所述劲性柱为工厂内预制,横置浇筑混凝土,比现场竖向浇筑方便,也更能保证浇筑质量,并且减少型钢保护层厚度更能发挥型钢的抗弯作用,故本规程规定预制劲性柱中型钢的混凝土保护层厚度最小为 150mm。

6.1.2 劲性柱构件的抗震延性性能主要取决于内部型钢、外部纵筋和箍筋的共同作用;型钢处于中间不利位置,为发挥型钢的抗弯作用,应提高型钢刚度对整个截面刚度的贡献,而不是型钢的截面面积,但为设计时把控简单,本标准仍沿用型钢含钢率这个指标,按抗震等级分级限值来保证劲性柱的抗震延性性能。但由于型钢与混凝土的粘结强度很小,型钢含钢率太大,型钢与外包混凝土不能有效共同工作,外包混凝土的强度和变形能力不能得到发挥,故型钢含钢率也不宜太大。参考其他标准及规范,一二级抗震等级框架较为合理含钢率为 4%~8%,对于非抗震和三,四级抗震等级较低的结构,型钢含钢率可以适当降低,但不应

低于 2.5%。为最大限度的节省社会资源，本规程涉及的预制劲性柱型钢优先采用轧制 H 型钢。

6.1.3 参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 执行。

6.1.4 参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 执行。

6.1.5 本条对考虑地震作用组合的劲性框架柱箍筋配置方式做了构造规定。考虑劲性柱内型钢的抗剪作用，除外环箍应采用封闭箍筋外，内部箍筋可采用拉筋，拉筋宜靠紧纵向钢筋并勾住封闭箍筋。一二级抗震时应配置不少于两道封闭箍筋。

6.1.6 考虑地震作用组合的劲性框架柱箍筋体积配箍率及加密区箍筋设置要求应满足参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 的相关设置规定。考虑劲性柱内型钢的抗剪作用，实际意义上减轻了箍筋的抗剪作用，箍筋肢距要求可以放松，内部箍筋中间肢距以紧靠型钢两侧设置为准，当型钢截面的长边宽度大于 300mm 时，四角增设斜拉筋以减小箍筋肢距过大的影响。

6.2 承载力计算

6.2.1 参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 执行。

6.2.2 劲性混凝土框架柱轴压比限值的规定，是保证框架柱具有较好的延性和耗能性能的必要条件，劲性柱含钢率较低时，其延性会相应降低，轴压比限值可较表 6.2.2 适当降低。当柱截面型钢含钢率 $3\% \leq \rho < 4\%$ 时，其轴压比限值应比表 6.2.2 中数值减小 0.05；当柱截面型钢含钢率 $2.5\% \leq \rho < 3\%$ 时，其轴压比限值应比表 6.2.2 中数值减小 0.1；当柱截面型钢含钢率小于 2.5% 时，按照等截面混凝土柱考虑轴压比限值。

6.3 柱脚设计及构造

6.3.1 本条规定了预制劲性柱柱脚的两种做法。当无地下室时，包含独立基础、桩基、条基以及筏板等基础形式，均应设置后浇的基础短柱；

当有地下室时,应在地下一层与上部劲性柱对应的柱或墙里预埋连接型钢。

6.3.2 参考现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 中高杯口基础相应条款,规定了后浇基础短柱的构造以及基础短柱顶成为上部底层劲性柱的嵌固端和计算高度的起始计算点的必要条件。当基础短柱顶有基础梁拉接或者与地面钢筋混凝土板有可靠连接时,本规程规定的基础短柱成为嵌固端的刚度要求可适当放宽。

6.3.3 为更进一步保证连接质量,地下室顶板以上型钢连接处上下钢筋除满足搭接长度外,应在其中一端进行单面焊接予以加强,焊接长度 10d,相邻钢筋焊接位置应上下错开。上下型钢翼缘设置临时高强度螺栓及单夹板连接,但应及时施焊,确保施工安全。

因上部为劲性柱框架结构,地下室为钢筋混凝土结构,故顶板应满足作为上部结构嵌固端的相关要求。

连接用预埋型钢为施工安装方便,宜伸至地下一层底板顶面,也可以伸入顶板以下不小于地下室一层层高的一半位置,且不小于 2.5 倍型钢长边尺寸。

6.3.4 参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 执行。

6.3.5 无地下室时底层柱脚处宜按 8 个 M30 地脚锚栓周围对称设置,确保 15 米之内的预制劲性柱不需要另行设置临时支撑及拉绳固定;因地脚螺栓仅为施工安装需要,锚栓锚固长度可适当放松。

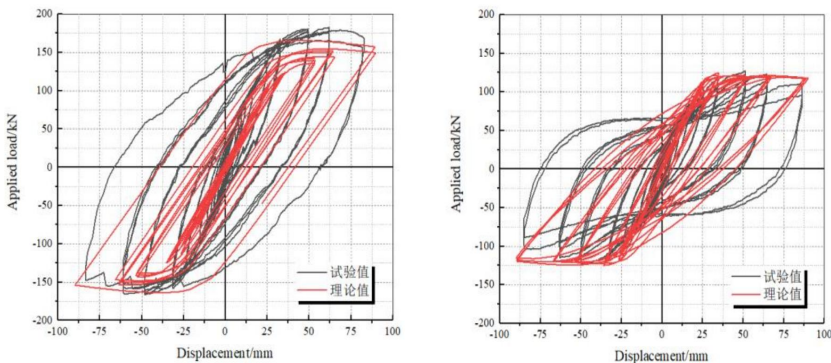
6.3.6 其他部位的栓钉设置参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 相关条款执行。

6.3.7 参照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T50010 的相关规定采用。因预制劲性柱基础短柱截面一般很大,属于小偏心受压构件,实际计算配筋一般都不超过构造配筋。

7 连接构造

7.1 梁柱连接节点形式

7.1.1 本标准中劲性柱与钢梁连接处钢梁高度范围内的柱段为钢管混凝土转换段，预制劲性柱上下段连接、钢梁与柱连接均是通过节点区钢管混凝土转换段进行连接的。该种连接方式施工现场简单方便，易于把控施工质量，并且节点的抗震耗能性能优于传统的节点做法。编制组通过低周反复有限元对比分析及足尺对比试验进行了相关验证。以下是两种节点的低周反复试验滞回曲线图。



预制劲性柱上下段是通过现场等强剖口焊接方式连接起来的，为了保证剖口焊缝的有效厚度不小于中段钢管壁厚度，最可靠的方法是加大剖口宽度，而剖口宽度同 upper 段钢管壁厚度相同。考虑各种不确定因素，厚度差值宜不小于 6mm，也不宜大于 12mm。

为安装方便、准确，上下段接头处设计时宜采取加定位耳板及定位螺栓等定位措施。

7.1.2 根据《钢结构设计手册》关于钢筋与钢板的焊接要求，节点核心区矩形钢管外侧钢筋与钢管壁的连接焊缝焊脚高度最大为 0.5 倍钢筋直径 d ，钢筋双侧满长度焊。

7.1.3 为现场焊接操作及受力需要，劲性柱中型钢在每段上下两端处翼缘须向外张弯折，故对相应的钢板厚度及加劲板设置做了进一步的构造要求。

7.1.4 节点核芯区矩形钢管内须填充混凝土，形成钢管混凝土。预制劲性柱在工厂内浇筑混凝土时，一般是按照型钢翼缘面朝上横向放置在模台上，故宜在与型钢翼缘同侧面的某一面中段矩形钢管壁上开设浇筑孔和排气孔。

7.1.5 ~ 7.1.6 不同情况下节点核芯区的不同构造做法及要求。

7.1.7 自流平灌浆料的强度等级不宜低于 C60，宜为微膨胀型。待与上段劲性柱剖口等强焊接施工完成后方可浇注，一侧为浇注孔，另一侧为观察孔，钢挡板高度不宜低于 70mm。

7.1.8 梁柱连接处矩形钢管外侧根据受荷情况、耐火等级要求的不同涂刷不同厚度的厚涂型防火涂料。参考现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB51249 的相关规定，考虑钢管混凝土中的混凝土吸热的有利影响，当柱耐火极限要求不超过 2.5 小时、厚涂型防火涂料的热传导系数不超过 0.1 W/m.K 时，防火涂料厚度一般按不小于 15mm 厚度执行。

7.2 节点承载力计算

7.2.1 装配式劲性柱钢梁框架结构在用软件进行整体计算时，梁柱节点核芯区按照下部劲性柱截面输入不变，并且根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 第 6.6 节的有关规定，计算出的节点正截面轴向压力设计值、弯矩设计值以及斜截面剪力设计值等内力设计值应小于相应的节点承载力。

因节点处实际为矩形钢管混凝土截面，故需要复核确保实际的节点承载力大于整体计算时所采用的与下部劲性柱相同截面的节点承载力，对此本规程第 7.2.2~7.2.4 做了详细规定。

根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 第 6.6.2 条规定，须根据节点剪力设计值复核节点处混凝土截面尺寸。因节点处实际为矩形钢管混凝土截面，故本标准取消了这一规定。

7.2.2 复核实际节点轴向抗压承载力大于整体计算时采用的与下部劲性柱相同截面的轴向抗压承载力，且根据不同的抗震等级规定抗压承载力的增大安全系数。

7.2.3 复核实际节点抗弯承载力大于整体计算时采用的与下部劲性柱相同截面的抗弯承载力，且根据不同的抗震等级规定抗弯承载力的增大安全系数。

7.2.4 复核实际节点抗剪承载力大于整体计算时采用的与下部劲性柱相同截面的抗剪承载力，且根据不同的抗震等级规定抗剪承载力的增大安全系数。

7.2.5 复核考虑地震作用的节点剪力设计值小于实际节点抗剪承载力。

7.2.6 参照现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T50011 第 8.2.5 条第 3 款，规定了节点核芯区矩形钢管壁的厚度构造要求。

8 装配式楼板

8.1 一般规定

8.1.1 构件少是装配式施工要体现工业化快捷优势最重要的因素。一般采取两个措施满足上述这个要求，一是柱子尽量少梁跨度尽量大，减少柱及主框架梁数量，二是使用免支撑长楼板，特别是占地面积比价大的项目，吊车要开进柱网中间工作，需要尽量减少次梁，甚至不能设置次梁，楼板就更加需要大跨度。

8.1.2 参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 执行。

8.1.3 参照现行行业标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755 以及《钢筋桁架楼承板》JG/T 368-2012 相关条款执行。底部压型钢板在使用工况下不参与结构作用，故不用涂刷防火涂料。

8.1.4 参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 以及现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ-138 执行。

8.1.5 参照现行国家标准《装配式混凝土建筑结构技术标准》GB/T 51231 以及现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 相关条款执行。

8.2 结构计算

8.2.1 钢承板混凝土全部现场现浇，叠合板顶部有一层整体现浇层，并且顶部配置有拉通的钢筋，正常使用工况下其受力性能等同于全部现浇的楼板，故在正常使用工况计算时两种板均应按照连续板进行计算，计算板厚为波谷底部到板顶部的全部厚度。

底部采用压型钢板的楼承板，在支承钢梁处楼板下部混凝土受压区因波峰有削弱，受压区高度会有所增加，故钢梁处板面负筋宜按计算结果适当放大。

8.2.2 施工工况下钢承板的挠度计算应在排版图的基础上分两跨及单跨两种情况进行计算，叠合板只有单跨一种情况。钢承板的理论计算基本与实际相符，叠合板一般以试验为准，或者依据各产品手册。

8.2.3 施工荷载参照现行行业标准《压型钢板钢筋桁架楼承板》T/CECS 10293-2023 相关条款，包含施工机具、人等荷载，折合到每平方米。