

ICS 91.080.40  
CCS P25

辽宁省地方标准

DB21

DB21/T xxx-2026  
备案号 Jxxx xxx-2026

# 装配式部分包覆钢-混凝土 组合结构技术规程

Technical specification for prefabricated partially  
encased composite structures of steel and concrete

(征求意见稿)

2026-xx-xx 发布

2026-xx-xx 实施

辽宁省住房和城乡建设厅  
辽宁省市场监督管理局

联合发布

辽宁省地方标准

装配式部分包覆钢-混凝土  
组合结构技术规程

Technical specification for prefabricated partially encased  
composite structures of steel and concrete

**DB21/T xxx-2026**

**备案号 Jxxx xxx-2026**

主编部门：辽宁省住房和城乡建设厅

批准部门：辽宁省住房和城乡建设厅

施行日期：2026 年 xx 月 xx 日

2026 沈阳



# 前 言

根据辽宁省住房和城乡建设厅《关于印发《2024年度辽宁省工程建设地方标准制修订计划》的通知》（辽住建科〔2024〕40号）的要求，由沈阳建筑大学设计集团有限公司会同有关单位组成标准编制组。在消化吸收国内外现有相关标准，总结装配式部分包覆钢—混凝土组合结构特点，并充分讨论和广泛征求意见的基础上，编制了本规程。

本规程共10章和2个附录，主要技术内容包括：总则、术语和符号、材料，结构设计基本规定、受弯构件设计、轴心受力及压弯构件设计、连接与节点设计、防护设计、生产与施工、施工验收。

请注意本规程的某些内容可能直接或间接涉及专利，本规程发布机构不承担识别这些专利的责任。

本规程由辽宁省住房和城乡建设厅负责管理，由沈阳建筑大学设计集团有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请将有关资料和建议寄送解释单位（地址：沈阳市沈河区建院街9-10号甲，邮编：110015），以供修订时参考。

主 编 单 位：沈阳建筑大学设计集团有限公司  
东跃建设有限公司

参 编 单 位：中国建筑东北设计研究院有限公司  
沈阳建筑大学  
同济大学  
辽宁省建筑设计研究院有限责任公司  
中建一局集团建设发展有限公司  
辽宁中远建筑设计有限公司

中国石化工程建设有限公司  
中石油华东设计院有限公司  
绿筑建筑设计（上海）有限公司  
中石化第十建设有限公司  
山东富煌华茂钢结构有限公司  
辽宁省市政工程设计研究院有限责任公司  
中铁九局集团有限公司  
锦州市建筑设计研究院有限公司  
辽宁筑程特种工程有限公司  
鞍钢建设集团有限公司营口钢结构分公司

主要起草人：姚大鹏 谢占宇 田绍先 彭晓烈 李琳琳  
董 雷 徐春一 史永彬 胜 利 孙 强  
曾 升 罗锐跃 吕 臻 杨 光 岳绍武  
刘加根 张 琰 王雨顺 田宇治 刘晓伟  
吴 迪 任海东 张妙竺 杨 佳 王 巍  
汤维维 郭易奇 程 雄 张俊歧 张 羽

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	4
3	材 料	9
3.1	钢材和钢筋	9
3.2	混 凝 土	10
3.3	连接材料	12
4	结构设计基本规定	13
4.1	一般规定	13
4.2	房屋适用高度和高宽比	16
4.3	结构变形和舒适度	17
4.4	设计原则与结构分析	19
4.5	抗震设计	21
4.6	一般构造	23
5	受弯构件设计	27
5.1	一般规定	27
5.2	承载力计算	30
5.3	挠度验算	41
5.4	裂缝验算	43
5.5	构造措施	46
6	轴心受力及压弯构件设计	50
6.1	一般规定	50
6.2	轴心受力构件截面承载力计算	50
6.3	轴心受力构件整体稳定计算	51

6.4	单向压弯构件承载力计算	53
6.5	双向压弯构件承载力计算	59
6.6	抗震措施	61
7	连接与节点设计	67
7.1	一般规定	67
7.2	梁与梁连接	68
7.3	柱竖向拼接	69
7.4	梁柱连接	71
7.5	柱脚	79
7.6	支撑连接	80
7.7	梁墙连接	80
8	防护设计	82
8.1	一般规定	82
8.2	防腐设计	82
8.3	防火设计	83
9	制作与施工	87
9.1	一般规定	87
9.2	制作	87
9.3	运输与存放	90
9.4	安装	90
10	施工验收	93
10.1	一般规定	93
10.2	构件验收	94
10.3	安装验收	96
附录 A	部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计	99
附录 B	验收表格	104
	本规程用词说明	108
	引用标准名录	109
	附：条文说明	110

# Contents

1	General Provisions . . . . .	1
2	Terms and Symbols . . . . .	2
	2.1 Terms . . . . .	2
	2.2 Symbols . . . . .	4
3	Materials . . . . .	9
	3.1 Structural Steel and Steel Reinforcement . . . . .	9
	3.2 Concrete . . . . .	10
	3.3 Connection Materials . . . . .	12
4	Basic Requirements of Structural Design . . . . .	13
	4.1 General Requirements . . . . .	13
	4.2 Height and Aspect Ratio Liminations . . . . .	16
	4.3 Liminations for Story Drift and Comfort . . . . .	17
	4.4 Principles of Design and Structural Analysis . . . . .	19
	4.5 Seismic Design . . . . .	21
	4.6 General Detailing . . . . .	24
5	Design of Flexural Members . . . . .	27
	5.1 General Requirements . . . . .	27
	5.2 Bearing Capacity Calculation . . . . .	30
	5.3 Checking of Deflection of Flexural Members . . . . .	41
	5.4 Checking of Cracks . . . . .	43
	5.5 Detailing Requirements . . . . .	46
6	Design of Axially Loaded and Beam-Column Members . . . . .	50
	6.1 General Requirements . . . . .	50
	6.2 Calculation of Overall Stability of Axially Loaded Members . . . . .	50
	6.3 Calculation of Beam-Column Members . . . . .	51
	6.4 Calculation of Uniaxial Compression-Bending Members . . . . .	53

6.5	Calculation of Biaxial Compression-Bending Members . . . . .	59
6.6	Detailing Requirements . . . . .	61
7	Design of Connection and Joints . . . . .	67
7.1	General Requirements . . . . .	67
7.2	Beam-Beam Splices and Joints . . . . .	68
7.3	Column-Column Splices and Joints . . . . .	69
7.4	Beam-Column Joints . . . . .	71
7.5	Column Footing . . . . .	79
7.6	Brace Joints . . . . .	80
7.7	Beam-Wall Joints . . . . .	80
8	Fire Prevention and Corrosion Protection . . . . .	82
8.1	General Requirements . . . . .	82
8.2	Corrosion Protection Design . . . . .	82
8.3	Fire-Resistance Design . . . . .	83
9	Fabrication and Construction . . . . .	87
9.1	General Requirements . . . . .	87
9.2	Fabrication . . . . .	87
9.3	Transportation and Storage . . . . .	90
9.4	Construction . . . . .	90
10	Construction Acceptance . . . . .	93
10.1	General Requirements . . . . .	93
10.2	Member Acceptance . . . . .	94
10.3	Erection Acceptance . . . . .	96
	Appendix A Partially Encased Honeycomb Beams . . . . .	99
	Appendix B Quality Acceptance Tables . . . . .	104
	Explanation of Wording in This Specification . . . . .	108
	List of Quoted Standards . . . . .	109
	Addition: Explanation of Provisions . . . . .	110

# 1 总 则

**1.0.1** 为规范装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的技术应用，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本规程。

**1.0.2** 本规程适用于辽宁省工业与民用建筑装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的设计、制作、施工与验收。

**1.0.3** 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的设计、制作、施工与验收，除应符合本规程外，尚应符合国家和辽宁省现行有关标准的规定。

## 2 术语和符号

### 2.1 术 语

#### 2.1.1 部分包覆钢-混凝土组合构件 partially encased composite steel-concrete members

开口截面主钢件外周轮廓间包覆混凝土，且混凝土与主钢件共同受力的结构构件。

#### 2.1.2 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构 prefabricated partially encased composite steel-concrete structures

全部或部分采用工厂预制的部分包覆钢-混凝土组合构件，通过可靠连接装配形成整体的结构。

#### 2.1.3 部分包覆钢-混凝土组合梁 partially encased composite steel-concrete beams

主要承受弯矩或弯矩-剪力的部分包覆钢-混凝土组合构件，包括无翼板的部分包覆钢-混凝土组合梁和有翼板的部分包覆钢-混凝土组合梁，分别简称矩形组合梁和 T 形组合梁。

#### 2.1.4 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁 partially encased castel-lated composite steel-concrete beams

主钢件采用腹板开孔的 H 形或工字形钢，在主钢件外周轮廓间包覆混凝土，且混凝土与蜂窝式主钢件共同承受弯矩或弯矩剪力共同作用的组合构件。

#### 2.1.5 部分包覆钢-混凝土组合柱 partially encased composite steel-concrete columns

主要承受轴力或轴力-弯矩的部分包覆钢-混凝土组合构件，包括框架柱、排架柱和两端铰接柱。

#### 2.1.6 异形截面部分包覆钢-混凝土组合柱 special-shaped partially-encased steel-concrete composite columns

截面形状不规则的部分包覆钢-混凝土组合柱，包括十字形、L

形和 T 形柱等。

**2.1.7 部分包覆钢-混凝土组合支撑 partially-encased steel-concrete composite bracings**

仅承受轴力且与框架结构协同抵抗侧向力的部分包覆钢-混凝土组合构件。

**2.1.8 部分包覆钢-混凝土组合框架 partially-encased steel-concrete composite frames**

由部分包覆钢-混凝土组合柱和部分包覆钢-混凝土组合梁组成的框架。

**2.1.9 主钢件 main steel component**

部分包覆钢-混凝土组合构件中的承载结构钢，由单个或若干个钢板、T 形、H 形或工字形钢组成，包括采用型钢或钢板焊接截面。

**2.1.10 连杆 link**

焊接于主钢件两翼缘间的连接钢筋、圆钢或钢板。

**2.1.11 厚实型截面 compact section**

无需设置连杆即能满足塑性承载能力要求的主钢件截面。

**2.1.12 薄柔型截面 non-compact section**

设置连杆方能满足塑性承载能力要求的主钢件截面。

## 2.2 符 号

### 2.2.1 材料性能

- $E_a$ ——钢材弹性模量；  
 $E_c$ ——混凝土弹性模量；  
 $E_{EQ}$ ——组合截面当量弹性模量；  
 $E_s$ ——钢筋弹性模量；  
 $EA$ ——部分包覆钢-混凝土组合构件截面轴向刚度；  
 $EI$ ——部分包覆钢-混凝土组合构件截面抗弯刚度；  
 $(EI)_e$ ——轴心受压构件等效截面抗弯刚度；  
 $f_a$ ——钢材抗拉强度设计值；  
 $f'_a$ ——钢材抗压强度设计值；  
 $f_{ac}$ ——折减后的主钢件腹板钢材抗压、抗拉强度设计值；  
 $f_{at}$ ——圆柱头焊钉极限抗拉强度设计值；  
 $f_{ay}$ ——钢材屈服强度；  
 $f_{au}$ ——钢材抗拉强度最小值；  
 $f_{av}$ ——钢材抗剪强度设计值；  
 $f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值；  
 $f_{ck}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值；  
 $f_{cw}$ ——梁主钢件腹部混凝土轴心抗压强度设计值；  
 $f_{EQ}$ ——组合截面当量强度；  
 $f_{rv}$ ——竖向加劲肋钢材抗剪强度设计值；  
 $f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值；  
 $f_{tk}$ ——混凝土轴心抗拉强度标准值；  
 $f_y$ ——钢筋抗拉强度设计值；  
 $f'_y$ ——钢筋抗压强度设计值；  
 $f_{yv}$ ——箍筋或横向钢筋抗拉强度设计值；  
 $G_a$ ——钢材剪切模量；  
 $G_c$ ——混凝土剪切模量；  
 $GA$ ——部分包覆钢-混凝土组合构件截面剪切刚度。

### 2.2.2 作用效应和承载力

- $M$ ——正弯矩设计值；
- $M'$ ——负弯矩设计值；
- $M_{cr}$ ——截面受弯承载力设计值；
- $M_j$ ——主次梁连接的弯矩设计值；
- $M_q$ ——按荷载准永久组合计算的弯矩值；
- $M_u$ ——截面受弯承载力设计值；
- $M_{u,r}$ ——部分抗剪连接时组合梁正截面受弯承载力；
- $M_{ux}$ 、 $M_{uy}$ ——受压构件绕  $x$  轴和  $y$  轴截面承载力设计值；
- $M_{cr}$ ——受弯构件的正截面开裂弯矩值；
- $N$ ——轴力设计值；
- $N_{a,y}$ 、 $N_{an,u}$ ——毛截面屈服承载力设计值、净截面断裂承载力设计值；
- $N_{Ex}$ 、 $N_{Ey}$ ——轴心受压构件绕  $x$  轴和  $y$  轴弹性稳定临界力；
- $N_m$ ——特征轴力；
- $N_u$ ——截面轴压承载力设计值；
- $N_v^c$ ——单个抗剪连接件的纵向抗剪承载力设计值；
- $R$ ——结构构件的抗力设计值；
- $S_d$ ——承载能力极限状态下作用组合的效应设计值；
- $V_b$ 、 $V_c$ 、 $V_j$ ——梁（框架梁）、柱及节点剪力设计值；
- $V_{ju}$ ——节点受剪承载力设计值；
- $V_s$ ——每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力；
- $V_u$ ——主钢件受剪承载力设计值；
- $V_{ux}$ 、 $V_{uy}$ ——截面上沿  $x$  轴方向、 $y$  轴方向主钢件受剪承载力设计值；
- $V_x$ 、 $V_y$ ——沿  $x$  轴方向、 $y$  轴方向剪力设计值；
- $\sigma_{sa}$ ——计入梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值；

$\sigma_{sq}$ ——开裂截面纵向受拉钢筋应力；

$w_{max}$ ——最大裂缝宽度。

### 2.2.3 几何参数

$A_a$ ——主钢件截面（毛截面）面积；

$A_{ac}$ ——梁主钢件受压区截面面积；

$A_{ac}$ 、 $A_{af}$ 、 $A_w$ ——主钢件受拉（或一个）翼缘截面面积、受压翼缘截面面积、腹板截面面积；

$A_{an}$ ——柱主钢件的净截面面积；

$A_c$ ——混凝土截面面积；

$A_{cf}$ ——混凝土翼板截面面积；

$A_{cw}$ ——梁主钢件腹部混凝土受压截面面积；

$A_s$ ——纵向受拉钢筋截面面积；

$A_s'$ ——纵向受压钢筋截面面积；负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积；

$A_{st}$ ——圆柱头栓钉钉杆截面面积；

$a_s$ ——受拉区钢筋合力点至混凝土受拉边缘的距离；

$a_s'$ ——受压区钢筋合力点至混凝土受压边缘的距离；

$b_0$ ——翼缘外伸部分宽度，或板托顶部宽度；

$b_c$ ——混凝土外轮廓宽度；

$b_e$ ——混凝土翼板的有效宽度；

$b_f$ ——主钢件翼缘宽度；

$c_s$ ——纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度；

$d_c$ ——梁主钢件截面形心到混凝土翼板截面形心的距离；

$d_e$ ——计入主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径；

$h$ ——T型组合梁截面总高度；

$h_0$ ——腹板计算高度，混凝土截面有效高度；

$h_{0s}$ ——纵向受拉钢筋截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；

$h_{of}$ ——主钢件受拉翼缘截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；  
 $h_{ow}$ ——主钢件受拉腹板截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；  
 $h_a$ ——主钢件截面高度；  
 $h_c$ ——T形组合梁混凝土翼板厚度；  
 $h_w$ ——主钢件腹板高度；  
 $i$ ——组合截面回转半径；  
 $I_a$ ——主钢件截面的惯性矩；  
 $I_c$ ——混凝土截面的惯性矩；  
 $I_{cf}$ ——混凝土翼板截面的惯性矩；  
 $I_{cr}$ ——部分包覆钢-混凝土组合梁开裂截面的换算截面惯性矩；  
 $I_{eq}$ ——部分包覆钢-混凝土组合梁截面的等效惯性矩；  
 $I_s$ ——钢筋截面的惯性矩；  
 $I_{ucr}$ ——部分包覆钢-混凝土组合梁未开裂截面的换算截面惯性矩；  
 $l$ ——部分包覆钢-混凝土组合梁的跨度；  
 $l_0$ ——构件计算跨度；轴心受压构件计算长度；  
 $l_e$ ——等效跨度；  
 $s_a$ ——沿构件长度方向上连杆的间距；  
 $S_{at}$ ——受拉区梁主钢件截面对组合截面塑性中和轴的面积矩；  
 $S_{ac}$ ——受压区梁主钢件截面对组合截面塑性中和轴的面积矩；  
 $t_f$ ——主钢件受拉翼缘厚度；拉、压翼缘等厚时的受压翼缘厚度；  
 $t_f'$ ——受压翼缘厚度；  
 $t_w$ ——主钢件或槽钢连接件腹板厚度；  
 $x$ ——混凝土受压区高度；

$\lambda$ ——构件长细比；

$\lambda_n$ ——构件正则化长细比。

#### 2.2.4 计算系数及其他

$B$ ——计入混凝土翼板与主钢件之间滑移效应的折减刚度；

$k$ ——抗剪连接件的刚度系数；

$n$ ——轴压比；

$\alpha_1$ ——受压区混凝土压应力影响系数；

$\alpha_E$ ——钢材与混凝土弹性模量的比值；

$\beta_{mx}$ 、 $\beta_{my}$ ——计算平面内稳定时，关于  $x$ 、 $y$  轴的等效弯矩系数；

$\beta_{tx}$ 、 $\beta_{ty}$ ——计算平面外稳定时，关于  $x$ 、 $y$  轴的等效弯矩系数；

$\gamma_0$ ——结构重要性系数；

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数；

$\delta$ ——钢贡献率；

$\varepsilon_k$ ——钢号修正系数；

$\xi$ ——刚度折减系数；

$\rho_{te}$ ——计入梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效配筋率；

$\varphi$ ——轴心受压构件的稳定系数；

$\psi$ ——计入梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数。

## 3 材 料

### 3.1 钢材和钢筋

**3.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件的钢材宜采用 Q235、Q355、Q390、Q420、Q355GJ、Q420GJ 钢，质量等级不宜低于 B 级，并应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591、《建筑结构用钢板》GB/T 19879 和《碳素结构钢》GB/T 700 的有关规定。

**3.1.2** 承重的部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件所用的钢材应具有屈服强度、抗拉强度、断后伸长率和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳当量的合格保证。焊接承重构件及重要的非焊接承重构件主钢件采用的钢材应具有冷弯试验的合格保证。

**3.1.3** 钢材的屈服强度、抗拉强度、强度设计值、弹性模量和剪切模量应按现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006 和《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定采用。

**3.1.4** 采用塑性设计的结构、进行弯矩调幅的构件及抗震设计中具有产生塑性铰要求的构件，所用钢材应符合下列规定：

- 1 屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
- 3 在罕遇地震作用下发生塑性变形的构件或节点部位的钢材，其屈服强度实测值与其标准值之比不应大于 1.35。

**3.1.5** 当部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件采用钢板厚度不小于 40mm，且沿板厚方向有拉力作用时，该部位板件钢材应具有厚度方向抗撕裂性能的合格保证，其沿厚度方向断面收缩率不应小于按现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 规定的允许值。

**3.1.6** 组合楼板中压型钢板的材质和材料性能应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755 的有关规定。

**3.1.7** 部分包覆钢-混凝土组合构件中钢筋的选用，钢筋的屈服强度标准值、极限强度标准值、抗拉强度设计值、抗压强度设计值和弹性模量取值，均应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定。

**3.1.8** 抗震等级为一、二、三级的框架和斜撑构件的纵向受力钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中混凝土结构构件抗震设计有关材料性能的规定。

**3.1.9** 焊接钢筋网片应符合现行行业标准《焊接钢筋网混凝土结构技术规程》JGJ 114 的有关规定。

## 3.2 混 凝 土

**3.2.1** 混凝土材料选用应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定。梁、柱构件采用的混凝土强度等级不应低于 C30，不宜高于 C70；楼板的混凝土强度等级不宜低于 C30。混凝土的最大骨料直径不宜大于 20mm。对浇筑难度较大或复杂节点部位，宜采用骨料更小、流动性更强的高性能混凝土。

**3.2.2** 部分包覆钢-混凝土组合梁可采用轻骨料混凝土，轻骨料混凝土的选用应符合现行行业标准《轻骨料混凝土应用技术标准》JGJ/T 12 的规定，轻骨料混凝土强度等级不应低于 LC30。

**3.2.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件的后浇连接区宜采用自密实混凝土或结构用水泥基灌浆料，梁的后浇连接区也可采用普通混凝土。自密实混凝土的选用应符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283 的有关规定。水泥基灌浆料的选用应符合现行国家标准《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448 的有关规定。

**3.2.4** 柱、支撑的后浇连接区的材料强度等级应比相应主体构件材料强度等级提高一级，梁的后浇连接区的材料强度等级不应低于相应主体构件材料强度等级。

**3.2.5** 部分包覆钢-混凝土组合构件后浇连接区的材料采用自密实混凝土或水泥基灌浆料时，应满足表 3.2.5-1 的要求，冬期施工时尚应满足表 3.2.5-2 的要求，并应符合下列规定：

1 当采用自密实混凝土材料时，材料应具备一定的微膨胀性，其主要性能应满足表 3.2.5-3 中 IV 类材料的性能要求；

2 当采用水泥基灌浆料时，其主要性能应满足表 3.2.5-3 中 I~IV 类材料的性能要求。

**表 3.2.5-1 部分包覆钢-混凝土构件后浇连接区材料选择**

主钢件外伸翼缘长度 (mm)	主钢件腹板高度 (mm)	
	$h \leq 200$	$h > 200$
$70 < b \leq 100$	I 类、II 类、III 类	I 类、II 类、III 类
$100 < b \leq 200$	I 类、II 类、III 类	IV 类
$b > 200$	IV 类	IV 类

**表 3.2.5-2 冬期施工时后浇连接区浇筑材料性能指标**

规定温度 (°C)	抗压强度比 (%)		
	$R_{-7}$	$R_{-7+28}$	$R_{-7+56}$
-5	$\geq 20$	$\geq 80$	$\geq 90$
-10	$\geq 12$		

注： $R_{-7}$ 表示负温养护 7d 的试件抗压强度值与标准养护 28d 的试件抗压强度值的比值； $R_{-7+28}$ 、 $R_{-7+56}$  分别表示负温养护 7d 转标准养护 28d 和负温养护 7d 转标准养护 56d 的试件抗压强度值与标准养护 28d 的试件抗压强度值的比值；施工时最低温度可比规定温度低 5°C。

**表 3.2.5-3 后浇连接区材料的主要性能指标**

类别		I 类	II 类	III 类	IV 类
最大骨料粒径 (mm)		$\leq 4.75$			$> 4.75$ 且 $\leq 25$
截锥流动度 (mm)	初始值	—	$\geq 340$	$\geq 290$	$\geq 650^*$
	30min	—	$\geq 310$	$\geq 260$	$\geq 550^*$
	初始值	$\leq 35$	—	—	—
	30min	$\leq 50$	—	—	—

表 3.2.5-3 续表

类别		I 类	II 类	III 类	IV 类
竖向膨胀率 (%)	3 <i>h</i>	0.1~3.5			
	24 <i>h</i> 与 3 <i>h</i> 之差值	0.02~0.5			
抗压强度 (MPa)	1 <i>d</i>	≥15	≥20		
	3 <i>d</i>	≥30	≥40		
	28 <i>d</i>	≥50	≥60		
氯离子含量 (%)		<0.1			
泌水率 (%)		0			

注：\*表示坍落扩展度数值。

### 3.3 连接材料

**3.3.1** 受力螺栓选用应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。螺栓连接的强度指标、高强度螺栓的预拉力设计值，及高强度螺栓连接的钢材摩擦面抗滑移系数，应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006 和《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

**3.3.2** 焊缝材料选用和强度指标应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006 和《钢结构设计标准》GB 50017 的规定；焊缝质量等级、检验方法应分别符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

**3.3.3** 圆柱头焊钉连接件的质量应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定，圆柱头焊钉的材料及力学性能应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定。

**3.3.4** 锚栓可采用现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 规定的 Q235 钢和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 规定的 Q355、Q390 或强度更高的钢材，其质量等级不宜低于 B 级。

## 4 结构设计基本规定

### 4.1 一般规定

**4.1.1** 框架结构、框架-支撑结构、框架-钢筋混凝土抗震墙结构、框架-钢板抗震墙结构、框架-钢筋混凝土核心筒结构的框架柱、框架梁、次梁和支撑构件可全部或部分采用部分包覆钢-混凝土组合构件；排架结构、门式刚架结构的柱、梁构件可采用部分包覆钢-混凝土组合构件。

**4.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件可为单 H 形截面，也可为两个或多个钢板、T 形和 H 形截面焊接组合，主钢件混凝土内可设纵筋、箍筋、抗剪件、连杆等钢配件(图 4.1.2-1 和图 4.1.2-2)。

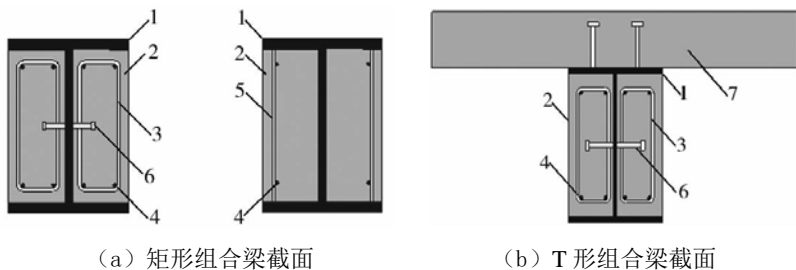
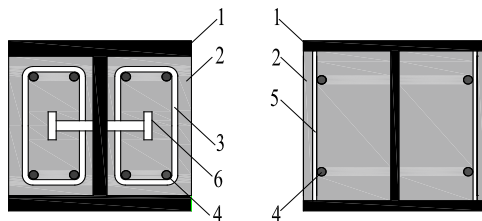
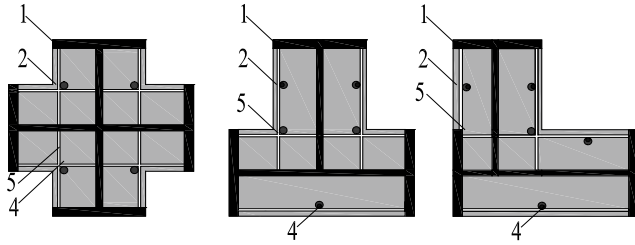


图 4.1.2-1 梁的截面形式示意图

1—开口截面主钢件；2—混凝土；3—箍筋；4—纵筋；5—连杆；  
6—抗剪件（栓钉）；7—楼板





(b) 异形组合柱截面

图 4.1.2-2 柱的截面形式示意图

1—开口截面主钢件；2—混凝土；3—箍筋；4—纵筋；5—连杆；6—抗剪件（焊钉）

#### 4.1.3 主钢件的截面分类与截面板件宽厚比限值应符合下列规定：

1 框架柱、梁等构件中主钢件截面按塑性发展能力分为三类，各类截面的板件宽厚比限值应符合表 4.1.3 的规定。

表 4.1.3 框架柱、梁主钢件截面分类和宽厚比限值

截面分类	构件设计要求	外伸翼缘 ( $b/t$ )	腹板 ( $h_0/t_w$ )	
			梁	柱
A	全截面达到塑性弯矩，且构件发生充分塑性转动	$9\epsilon_k$	$65\epsilon_k$	$35\epsilon_k$
B	截面达到塑性弯矩	$14\epsilon_k$	$124\epsilon_k$	$70\epsilon_k$
C	主钢件仅截面边缘达到钢材屈服强度	$20\epsilon_k$	250	250

注：1  $\epsilon_k$  为钢号修正系数， $\epsilon_k = \sqrt{235/f_{ay}}$ ， $f_{ay}$  为钢材的屈服强度，当翼缘和腹板的钢材牌号不同时，应取各自对应的屈服强度；

2  $b$  为工字形、H 形截面的翼缘外伸宽度， $t$  为翼缘厚度；

3  $h_0$  为工字形、H 形截面的腹板净高，对轧制截面，腹板净高不包括翼缘腹板过渡处圆弧段， $t_w$  为腹板厚度。

2 轴心受压柱中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不应大于表 4.1.3 中 B 类截面的规定；当柱子整体稳定承载力小于截面强度承载力的 75% 时，宽厚比不应大于表 4.1.3 中 C 类截面的规定。

3 支撑中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不宜大于表 4.1.3 中

A 类截面的规定；腹板的宽厚比不宜大于表 4.1.3 中 A 类截面柱的规定。

4 当主钢件受压翼缘通过连杆与另一侧翼缘牢固连接，且连杆间距  $s_a$ （钢筋或钢棒连杆取中心距，钢板条连杆取净距）与翼缘宽度  $b_f$  的比值不大于 0.25 时，表 4.1.3 中的宽厚比限值可放大 1.5 倍；当比值大于 0.25 且不大于 0.5 时，表 4.1.3 中的宽厚比限值可在 1.5 倍~1.0 倍间插值采用。

5 梁和框架柱构件沿全长弯矩分布不均匀时，满足本条第 4 款要求的  $s_a/b_f$  的范围应覆盖弯矩最大值相邻区域，当受集中荷载控制时，区域长度不应小于 0.125 倍的构件计算跨度，当受均布荷载控制时，区域长度不应小于 0.5 倍的构件计算跨度。

6 当 T 形组合梁的主钢件受压翼缘外侧面与钢筋混凝土板、钢筋桁架楼承板、压型钢板混凝土组合板等刚度较大的板件可靠连接或贴合连接，且其受弯中和轴位于混凝土板或与混凝土板相连的主钢件翼缘内时，表 4.1.3 中 B 类截面的宽厚比限值可采用表 4.1.3 中 C 类截面的宽厚比限值。

4.1.4 部分包覆钢-混凝土组合构件混凝土外轮廓宽度  $b_c$  宜与主钢件翼缘宽度  $b_f$  一致；当需缩进时， $b_c$  不应小于  $b_f$  的 0.8 倍（图 4.1.4）。

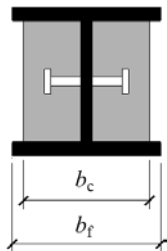


图 4.1.4 混凝土的外轮廓尺寸示意

4.1.5 部分包覆钢-混凝土组合结构的楼板可选用钢筋桁架楼承板、压型钢板组合楼板、预制混凝土叠合楼板等型式，楼板与主体结构应可靠连接。

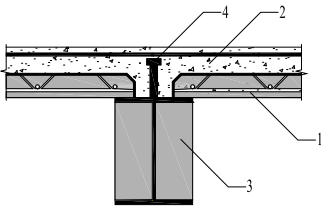


图 4.1.5-1 钢筋桁架混凝土  
叠合楼板示意

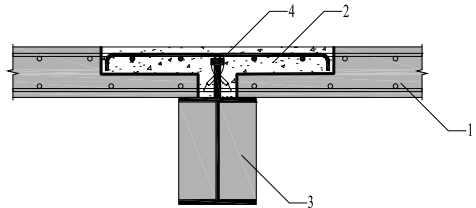


图 4.1.5-2 局部现浇整体式混凝土  
叠合楼板示意

1—预制区；2—后浇区；3—部分包覆钢-混凝土组合梁；4—抗剪连接件

**4.1.6** 部分包覆钢-混凝土组合构件的主钢件宜选用成品型材。

**4.1.7** 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构建筑宜采用信息模型 BIM 技术，实现全专业、全过程信息化管理。

## 4.2 房屋适用高度和高宽比

**4.2.1** 采用部分包覆钢-混凝土组合构件作为框架柱、框架梁或支撑的结构，其房屋最大适用高度应符合表 4.2.1 的规定，平面和竖向均不规则的结构，其最大适用高度应适当降低。

表 4.2.1 房屋的最大适用高度 (m)

结构类型	抗震设防烈度			
	6 度	7 度	8 度 (0.20g)	9 度
框架结构	60	50	40	24
框架-支撑结构	200	170	150	70
框架-钢筋混凝土抗震墙结构	130	120	100	50
框架-钢板抗震墙结构	200	170	150	70
框架-钢筋混凝土核心筒结构	220	190	150	70

注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板顶的高度，不包括局部突出屋顶部分；

2 采用异形部分包覆钢-混凝土组合柱的结构体系，其最大适用高度应进行折减，折减系数可取 0.8；

3 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** 部分包覆钢-混凝土组合结构的高宽比不宜超过表 4.2.2 的规定。

**表 4.2.2 结构适用的最大高宽比**

结构类型	抗震设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
框架结构	5	5	4	4
框架-支撑结构	6	6	5	4.5
框架-钢筋混凝土抗震墙结构	6.5	6.5	5.5	5
框架-钢板抗震墙结构	6.5	6.5	6	5.5
框架-钢筋混凝土核心筒结构	7	7	6	5.5

注：采用异形部分包覆钢-混凝土组合柱的结构，其适用的最大高宽比应进行折减，折减系数可取 0.9。

### 4.3 结构变形和舒适度

**4.3.1** 部分包覆钢-混凝土组合结构在风荷载或多遇地震作用下按弹性方法计算的楼层弹性层间位移角，及罕遇地震作用下结构薄弱层弹塑性层间位移角，不宜超过表 4.3.1 的限值。

**表 4.3.1 结构层间位移角限值**

结构类型	弹性层间位移角	弹塑性层间位移角
框架结构	1/400 (1/350)	1/50
框架-支撑结构 框架-钢板抗震墙结构	1/400	1/50
框架-钢筋混凝土抗震墙结构 框架-钢筋混凝土核心筒结构	1/800	1/100

注：表中括号内数值适用于外挂墙板、内嵌装配式墙板等变形适应能力较好的情况。

**4.3.2** 部分包覆钢-混凝土组合受弯构件的最大挠度，不应超过表 4.3.2 规定的挠度限值。如构件有预先设计起拱，可将计算所得的挠度值减去起拱值。

表 4.3.2 受弯构件的挠度限值

构件类型	跨度	挠度限值
楼盖、屋盖 及楼梯构件	$l_0 < 7\text{m}$	$l_0/200$ ( $l_0/250$ )
	$7\text{m} \leq l_0 < 9\text{m}$	$l_0/250$ ( $l_0/300$ )
	$l_0 \geq 9\text{m}$	$l_0/300$ ( $l_0/400$ )

注：1 表中  $l_0$  为构件的计算跨度；计算悬臂构件挠度限值时，其计算跨度按实际悬臂长度的 2 倍取用；

2 表中括号内的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。

4.3.3 部分包覆钢-混凝土组合构件的混凝土最大裂缝宽度不应大于表 4.3.3 规定的最大裂缝宽度限值。

表 4.3.3 混凝土最大裂缝宽度限值

环境类别	裂缝控制等级	混凝土最大裂缝宽度限值 $w_{\text{lim}}$ (mm)
—	三级	0.3 (0.4)
二 a、二 b、三 a、三 b		0.2

注：对年平均相对湿度小于 60% 的地区，一类环境下的部分包覆钢-混凝土组合构件，混凝土裂缝最大宽度限值可采用括号内的数值。

4.3.4 房屋高度不小于 150m 的部分包覆钢-混凝土组合结构高层民用建筑应满足风振舒适度要求，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度不应超过表 4.3.4 规定的加速度限值。

表 4.3.4 结构顶点风振加速度限值  $a_{\text{lim}}$

使用功能	加速度限值 $a_{\text{lim}}$ ( $\text{m/s}^2$ )
住宅、公寓	0.20
办公、旅馆	0.28
其他	0.30

4.3.5 部分包覆钢-混凝土组合结构的楼盖应具有适宜的舒适度，其舒适度验算应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 和《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441 的规定。

## 4.4 设计原则与结构分析

**4.4.1** 承重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。

**4.4.3** 结构的安全等级和设计工作年限应符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 和《工程结构通用规范》GB 55001 的有关规定。

**4.4.4** 按承载能力极限状态进行设计时，应采用作用效应的基本组合，必要时尚应采用作用效应的偶然组合，对地震设计状况应采用作用效应的地震组合；按正常使用极限状态进行设计时，应采用作用效应的标准组合，对组合梁，尚应采用作用效应的准永久组合，并考虑长期作用的影响。

**4.4.5** 荷载的标准值、分项系数、组合值系数等应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068、《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《工程结构通用规范》GB 55001 的有关规定。

**4.4.6** 部分包覆钢-混凝土组合结构构件、连接及节点的承载力设计应符合下列规定：

1 持久、短暂设计状况：

$$\gamma_0 S_d \leq R \quad (4.4.6-1)$$

2 地震设计状况：

$$\gamma_{RE} S_d \leq R \quad (4.4.6-2)$$

式中： $\gamma_0$ ——结构重要性系数：对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1，对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；

$S_d$ ——作用组合的效应设计值，承载能力极限状下应符合本规程第 4.4.4 条的规定；

$R$ ——结构或结构构件的抗力设计值；

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数，按表 4.4.6 采用，其他情况按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定取值。

表 4.4.6 承载力抗震调整系数

构件类型	梁		柱及支撑						核心区	
	受弯	受剪	偏压		轴压	轴拉	受剪	稳定		抗剪
			$n < 0.15$	$n \geq 0.15$						
$\gamma_{RE}$	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.75	0.75	0.80	0.80	

注： $n$ 为轴压比。

**4.4.7** 在竖向荷载、风荷载及多遇地震作用下，部分包覆钢-混凝土组合结构的内力和变形可采用弹性方法计算；罕遇地震作用下的弹塑性变形可采用弹塑性时程分析法或静力弹塑性分析法计算。

**4.4.8** 在进行结构整体内力分析和变形计算时，组合梁和柱构件的截面刚度可按下列公式计算：

$$EA = E_a A_a + E_c A_c \quad (4.4.8-1)$$

$$GA = G_a A_a + G_c A_c \quad (4.4.8-2)$$

$$EI = E_a I_a + E_c I_c \quad (4.4.8-3)$$

式中： $E_a$ 、 $E_c$ ——钢材弹性模量（ $N/mm^2$ ）、混凝土弹性模量（ $N/mm^2$ ）；

$G_a$ 、 $G_c$ ——钢材剪切模量（ $N/mm^2$ ）、混凝土剪切模量（ $N/mm^2$ ）；

$A_a$ 、 $A_c$ ——主钢件面积（ $mm^2$ ）、混凝土面积（ $mm^2$ ）；

$I_a$ 、 $I_c$ ——主钢件惯性矩（ $mm^4$ ）、混凝土惯性矩（ $mm^4$ ）；

$EA$ 、 $GA$ ——组合构件截面轴向刚度（ $N$ ）、抗剪刚度（ $N$ ）、

$EI$ ——组合构件截面抗弯刚度（ $N \cdot mm^2$ ）。

**4.4.9** 在进行结构弹性整体内力分析和变形计算时，可计入钢筋混凝土楼板对部分包覆钢-混凝土组合梁抗弯刚度的增大作用，对一侧有楼板的梁其抗弯刚度可取矩形截面的 1.2 倍；对两侧有楼板的梁其抗弯刚度可取矩形截面的 1.5 倍。弹塑性计算时，不应考虑楼板对梁刚度的增大作用。

## 4.5 抗震设计

4.5.1 部分包覆钢-混凝土组合结构的抗震设计，应根据设防类别、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规定。丙类建筑的抗震等级应按表 4.5.1 确定。

表 4.5.1 结构的抗震等级

结构类型		设防烈度									
		6 度		7 度			8 度		9 度		
框架结构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	
	框架	四	三	四	三	二	一	一			
	大跨度框架	三		二			一		一		
框架-钢筋混凝土抗震墙结构	房屋高度 (m)	≤60	>60	≤24	24~60	>60	≤24	24~60	>60	≤24	>24
	框架	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
	抗震墙	三		三	二	二	二	一		一	
框架-支撑结构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24
	框架	四	三	四	三	二	一	一	一	一	特一
	支撑框架	三	二	二	一	一	一	一	一	一	特一
	支撑	四		三			二		一	特一	
框架-核心筒结构	房屋高度 (m)	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100	≤70			
	框架	三	二	二	一	一	一	一			
	核心筒	二	二	二	一	一	特一	特一			

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

2 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；

3 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架；

4 高度不超过 60m 的框架-核心筒结构按框架-剪力墙的要求设计时，应按表中框架-剪力墙结构的规定确定其抗震等级；

5 当采用框架-钢板剪力墙结构时，框架的抗震等级可按框架-支撑结构中的框架确定，

剪力墙抗震等级可按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定确定。

- 6 特一级抗震等级的结构抗震设计，应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定。

#### 4.5.2 部分包覆钢-混凝土组合结构抗震计算的阻尼比应符合下列规定：

- 1 在多遇地震作用下的结构阻尼比可取为 0.04；房屋高度超过 200m 时，阻尼比可取为 0.03；
- 2 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；
- 3 结构舒适度验算时，阻尼比可取为 0.01~0.02。

#### 4.5.3 部分包覆钢-混凝土组合结构的整体稳定性应符合下列规定：

- 1 框架结构应符合下式要求：

$$D_i \geq 7 \sum_{j=1}^n G_j / h_i \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (4.5.3-1)$$

- 2 框架-支撑结构、框架-钢板剪力墙板结构、框架-钢筋混凝土剪力墙结构、框架-钢筋混凝土核心筒结构应符合下式要求：

$$EJ_d \geq 1.0H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (4.5.3-2)$$

式中：  $D_i$  —— 第  $i$  楼层抗侧刚度 (kN/mm)，可取该层剪力与层间位移的比值；

$G_i$ 、 $G_j$  —— 分别为第  $i$ 、 $j$  楼层重力荷载设计值 (kN)；

$h_i$  —— 第  $i$ 、 $j$  楼层层高 (mm)；

$H$  —— 房屋高度 (mm)；

$EJ_d$  —— 结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度 (kN·mm<sup>2</sup>)。

#### 4.5.4 部分包覆钢-混凝土组合结构房屋的防震缝设置应符合下列规定：

- 1 防震缝宽度应符合下列规定：
  - 1) 框架结构、框架-支撑结构、框架-钢板剪力墙结构房屋

的防震缝宽度,当高度不超过15m时不应小于130mm;高度超过15m时,6度、7度和8度分别每增加高度5m、4m和3m,宜加宽30mm;

- 2) 框架-剪力墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款第1)项规定数值的70%,且不宜小于100mm;
- 3) 防震缝两侧结构类型不同时,宜按需较宽防震缝的结构类型和较低房屋高度确定缝宽。

2 8度、9度设防烈度的框架结构房屋防震缝两侧结构层高相差较大时,可根据需要在缝两侧沿房屋全高各设置不少于两道垂直于防震缝的抗撞墙。抗撞墙的布置宜避免加大扭转效应,抗撞墙的长度可不大于1/2层高,抗震等级可同框架结构;框架构件的内力应按设置和不设置抗撞墙两种计算模型的不利情况取值。

3 当相邻结构基础存在较大沉降差时,宜增大防震缝的宽度。

4 防震缝宜沿房屋全高设置,地下室、基础可不设防震缝,但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接。

4.5.5 部分包覆钢-混凝土组合梁、柱中主钢件的截面分类应根据构件抗震等级按表4.5.5确定,表中截面分类和宽厚比限值应符合本规程第4.1.3条的规定。

表 4.5.5 梁、柱中主钢件受压翼缘外伸部分宽厚比

构件抗震等级	一级	二级	三、四级
截面分类	A	A、B	A、B、C

4.5.6 非结构构件、非结构构件与结构构件的连接应符合国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011和《非结构构件抗震设计规范》JGJ 339的有关规定。

4.5.7 建筑附属设备的抗震设计应符合现行国家标准《建筑机电工程抗震设计规范》GB 50981的有关规定。

## 4.6 一般构造

4.6.1 部分包覆钢-混凝土组合构件采用截面分类 A、截面分类 B

的厚实型主钢件截面时，截面高宽比宜为 0.2~5.0。

**4.6.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件采用截面分类 C 的薄柔型主钢件截面时，柱截面高宽比宜为 0.9~1.1，且应设置防止板件局部屈曲的连杆；梁截面高宽比宜为 0.25~4.0，矩形梁应设置防止板件局部屈曲的连杆，T 形梁正弯矩区段可不设连杆，负弯矩区段宜设连杆。主钢件外伸翼缘宽度不宜小于 70mm。

**4.6.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件采用厚实型主钢件截面时，包覆混凝土内纵筋、箍筋、连杆和腹板连接件的设置应符合下列规定：

1 包覆混凝土内应设纵向钢筋、箍筋、连杆、焊钉或穿孔拉筋。

2 设置箍筋时，箍筋可通过焊接在腹板上的直径大于 10mm 的焊钉连接；也可将箍筋焊接在腹板上；或箍筋穿过腹板焊接连接（图 4.6.3a~图 4.6.3c）。

3 腹板设置焊钉或穿孔拉筋时，焊钉或穿孔拉筋的纵向间距不应大于 400mm。翼缘内表面到腹板最近一排焊钉或穿孔拉筋的距离不应大于 200mm，沿腹板高度方向焊钉或穿孔拉筋之间的距离不应大于 250mm。当截面高度大于 400mm 且有两排或两排以上焊钉或穿孔拉筋时，可采用交错布置焊钉或穿孔拉筋的方式。

4 包覆混凝土内也可设置纵筋和连杆（图 4.6.3d），此时纵筋和连杆的设置应符合本规程第 4.6.4 条的规定。

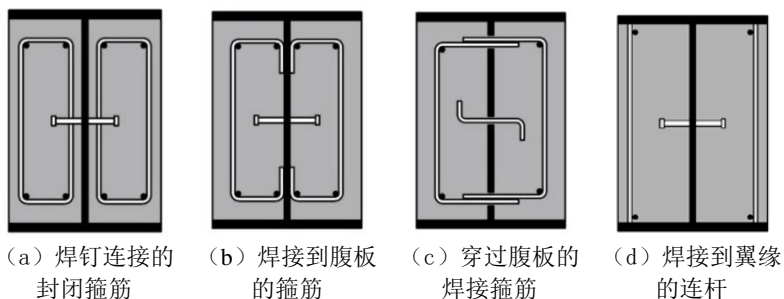


图 4.6.3 厚实型截面构造形式示意

**4.6.4** 部分包覆钢-混凝土组合构件采用薄柔型主钢件截面时，包覆混凝土内纵筋、连杆和焊钉的设置应符合下列规定：

1 包覆混凝土应设置纵向钢筋和连杆。截面高宽比不大于2时，可不设置焊钉（图4.6.4-1a）；截面高宽比大于2且不小于4时，宜设置焊钉（图4.6.4-1b）；截面高宽比大于4时，应设置焊钉（图4.6.4-1c）。

2 连杆可采用钢筋连杆、圆钢连杆和钢板连杆。钢筋连杆和圆钢连杆形式有I型、C型（图4.6.4-2）。

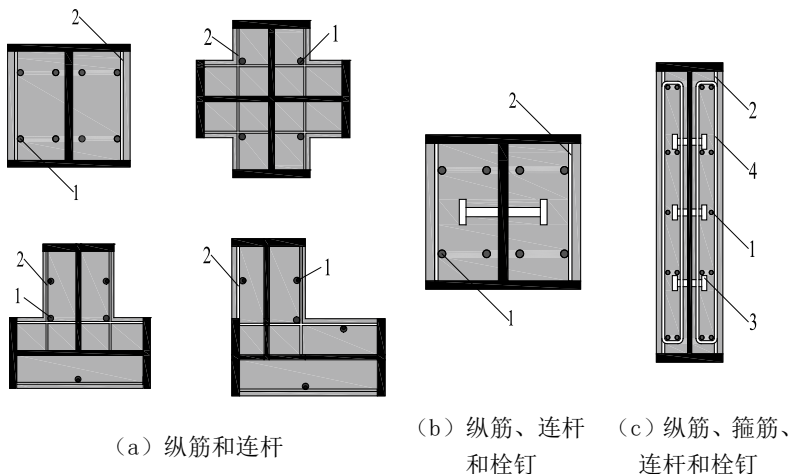


图4.6.4-1 薄柔型主钢件截面构造形式示意

1—纵向钢筋；2—连杆；3—焊钉；4—箍筋

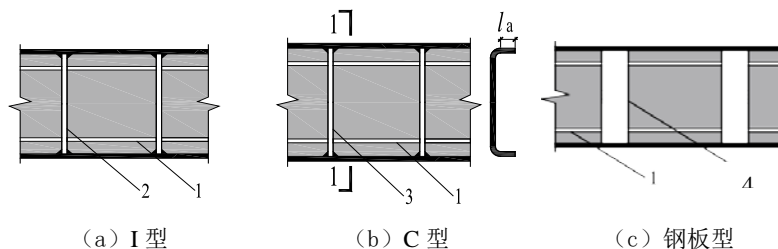


图4.6.4-2 连杆形式示意

1—纵向钢筋；2—I型连杆；3—C型连杆；4—钢板连杆

3 钢筋连杆和圆钢连杆直径不宜小于8mm，间距不宜小于70mm，连杆弯弧后水平长度 $l_a$ 不应小于5倍连杆直径，混凝土保

护层厚度不应小于 25mm。

4 钢板连杆厚度不宜小于 4mm，宽度不宜小于 25mm，净距不宜小于 70mm，混凝土保护层厚度不应小于 30mm。

5 连杆的位置宜避开主钢件腹板上浇筑孔的位置，不宜在孔中心区域。

6 连杆与主钢件翼缘应采用等强焊接连接，可采用角焊缝围焊、双面塞焊或搭接焊，连杆与主钢件的焊接应符合本规程第 5.5.5 条的规定。

7 腹板设置焊钉时，构造要求应符合本规程第 4.6.3 条的规定。

4.6.5 部分包覆钢-混凝土组合构件混凝土保护层厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定。当内排纵向钢筋与主钢件板件之间净距小于 25mm 和  $1.5d$  的较大值时，粘结力计算时应采用有效周长  $c$  (图 4.6.5)， $d$  为纵筋的最大直径。

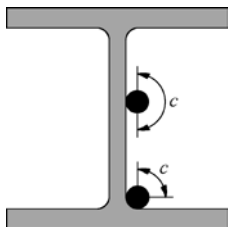


图 4.6.5 有效周长示意图

## 5 受弯构件设计

### 5.1 一般规定

**5.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合梁绕截面强轴弯曲时应符合本章的规定。梁的主钢件宜采用实腹工字钢梁，也可采用蜂窝形钢梁。

**5.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合梁的主钢件通过抗剪连接件与混凝土楼板可靠连接时，混凝土楼板可作为 T 形组合梁的有效截面（图 5.1.2）。

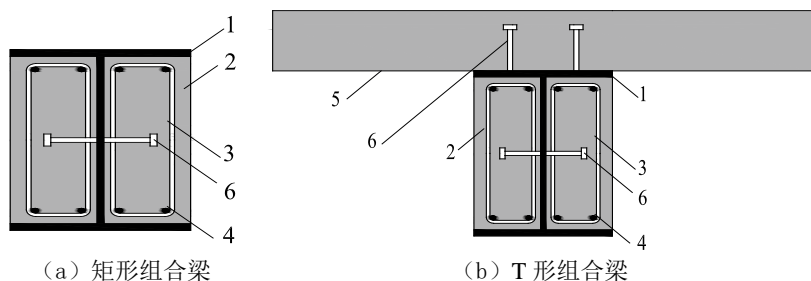


图 5.1.2 组合梁截面示意

1—H 形钢主钢件；2—填充混凝土；3—箍筋；4—纵筋；5—混凝土翼板；  
6—抗剪件（焊钉）

**5.1.3** 部分包覆钢-混凝土组合梁截面受弯承载力，当符合本规程第 4.1.3 条规定的截面分类 A、分类 B 的规定时，可采用全塑性理论按本规程第 5.2 节的规定计算。

**5.1.4** 部分包覆钢-混凝土组合梁截面受弯承载力，当符合本规程第 4.1.3 条规定的截面分类 C 的规定时，应采用下列方法之一计算：

- 1 采用非线性方法计算时，应符合下列规定：
  - 1) 组合截面应变应符合平截面假定；
  - 2) 钢材应力-应变曲线应采用理想弹塑性模型，弹性段应力应等于应变乘以弹性模量，并宜以强度设计值为上限；

受拉塑性极限应变可取 15 倍屈服应变；

- 3) 混凝土应力-应变曲线应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定；
  - 4) 钢筋应力-应变曲线应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定；
  - 5) 可忽略混凝土抗拉作用。
- 2 采用简化方法计算时，可按下列规定执行：
- 1) 当宽厚比不大于 14 时，可按全塑性方法计算截面塑性受弯承载力；
  - 2) 当宽厚比不小于 20 时，可按边缘屈服方法计算截面弹性受弯承载力；
  - 3) 宽厚比大于 14 且小于 20 时，可采用本款第 1) 项、第 2) 项所得的受弯承载力按实际宽厚比线性插值。

**5.1.5** T 形组合梁截面受弯承载力计算时，跨中与支座处混凝土翼板的有效宽度  $b_e$  应按下列式计算（图 5.1.5）：

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (5.1.5)$$

式中： $b_e$  —— 混凝土翼板的有效宽度（mm）；

$b_0$  —— 板托顶部宽度（mm），当板托倾角  $\alpha < 45^\circ$  时，应按  $\alpha = 45^\circ$  计算板托顶部的宽度；当无板托时，则取梁主钢件上翼缘的宽度；当混凝土板和钢梁不直接接触（如之间有压型钢板分隔）时，取栓钉的横向间距，仅有一列栓钉时取 0；

$b_1$ 、 $b_2$  —— 梁外侧和内侧的翼板计算宽度（mm），各取梁等效跨度  $l_e$  的 1/6 倍； $b_1$  尚不应超过翼板实际外伸宽度  $S_1$ ； $b_2$  尚不应超过相邻梁主钢件上翼缘或托板间净距  $S_0$  的 1/2 倍；

$l_e$  —— 等效跨度（mm），对简支 T 形组合梁，取梁计算跨度  $l$ ；对连续 T 形组合梁，中间跨正弯矩区取计算跨度  $l$  的 0.6 倍，边跨正弯矩区取计算跨度  $l$  的 0.8 倍，

支座负弯矩区取相邻两跨计算跨度之和的 0.2 倍。

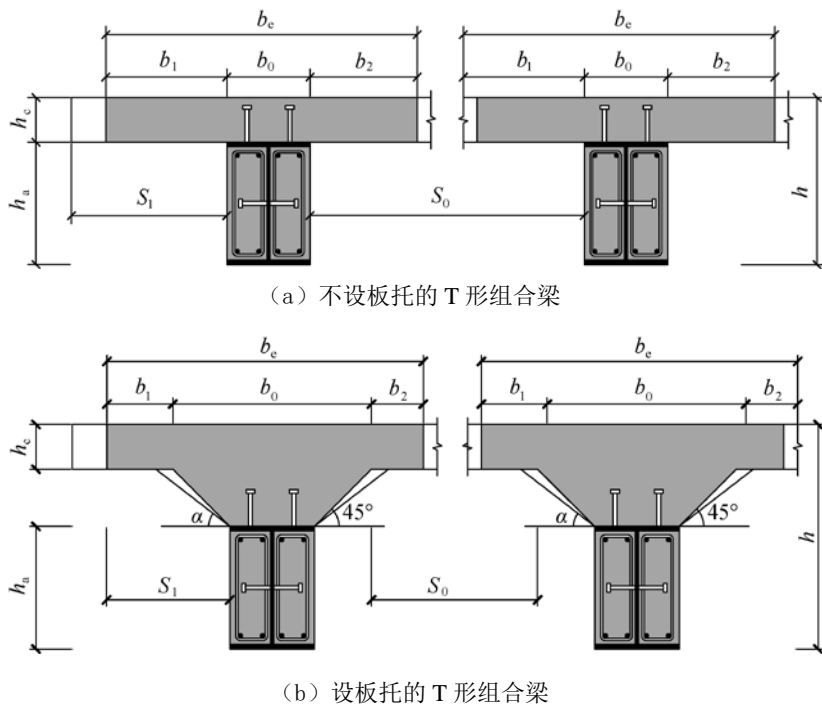


图 5.1.5 混凝土翼板有效宽度示意

**5.1.6** 梁按塑性分析方法进行计算时，连续梁和框架梁在竖向荷载作用下的内力可采用弹性分析，不计混凝土开裂。对弹性分析结果可采用弯矩调幅法计入负弯矩区混凝土开裂及截面塑性发展的影响，内力调幅不宜超过 30%。

**5.1.7** 在梁强度、挠度和裂缝宽度计算中，可忽略板托的作用。

**5.1.8** 梁截面受弯承载力计算时，梁端钢筋及混凝土翼板中受拉钢筋应采取有效锚固措施，保证受力钢筋达到抗拉或抗压设计强度。当不能满足有效锚固要求时，梁受弯承载力计算时不应计入该部分钢筋的作用。

**5.1.9** 当部分包覆钢-混凝土组合梁主钢件采用腹板开孔的蜂窝梁时，相关计算和构造应符合本规程附录 A 的规定。

## 5.2 承载力计算

5.2.1 无翼板矩形组合梁绕强轴正截面受弯承载力应按下列公式计算:

$$M \leq M_u \quad (5.2.1-1)$$

$$M_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{x^2}{2} + f_y A_s (h_a - x - 2t_f - a_s) \quad (5.2.1-2)$$

$$+ f'_y A'_s (x - a'_s) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac}$$

$$\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) x + f'_y A'_s + f'_a A_{ac} - f_y A_s \quad (5.2.1-3)$$

$$- f_a (A_a - A_{ac}) = 0$$

$$2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.1-4)$$

$$\xi_b = \frac{1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (5.2.1-5)$$

$$A_{ac} = t_w x + b_f t_f \quad (5.2.1-6)$$

式中:  $M$  —— 正弯矩设计值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

$M_u$  —— 截面受弯承载力设计值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

$f_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土轴心抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ), 取现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中轴心抗压强度设计值;

$x$  —— 组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离 ( $\text{mm}$ );

$b_f$ 、 $t_w$ 、 $t_f$  —— 梁主钢件翼缘宽度、腹板厚度、翼缘厚度 ( $\text{mm}$ );

$h_a$  —— 梁主钢件截面高度 ( $\text{mm}$ );

$\alpha_1$  —— 受压区混凝土压应力影响系数, 当混凝土强度等级不超过 C50 时,  $\alpha_1$  取 1.0, 当混凝土强度等级为 C80 时,  $\alpha_1$  取 0.94, 中间按线性内插法确定;

$f_y$ 、 $f'_y$  —— 钢筋抗拉、抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$f_a$ 、 $f'_a$  —— 梁主钢件抗拉、抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$A_s$ 、 $A'_s$  —— 受拉、受压钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$A_a$ 、 $A_{ac}$  —— 梁主钢件全截面、梁主钢件受压区截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

- $a_s$ 、 $a_s'$  —— 受拉区钢筋合力点至混凝土受拉边缘的距离、受压区钢筋合力点至混凝土受压边缘的距离 (mm)；
- $S_{at}$ 、 $S_{ac}$  —— 受拉区梁主钢件截面、受压区梁主钢件截面对组合截面塑性中和轴的面积矩 (mm<sup>3</sup>)；
- $h_0$  —— 混凝土截面有效高度 (mm)，即混凝土截面受压区的外边缘至梁主钢件受拉翼缘与受拉钢筋合力点的距离；
- $E_s$  —— 钢筋弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>)。

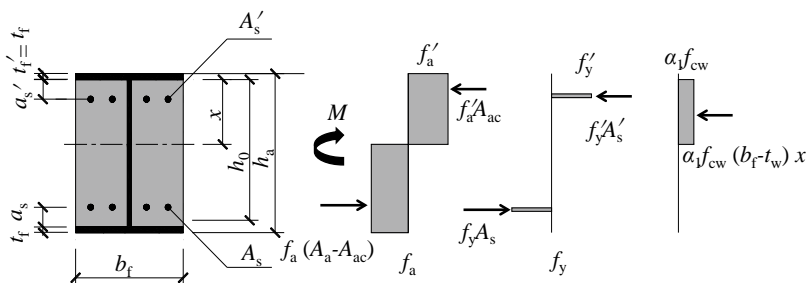


图 5.2.1 正弯矩作用下矩形组合梁正截面承载力计算

**5.2.2 完全抗剪连接的 T 形组合梁正截面受弯承载力计算应符合下列规定：**

**1 正弯矩作用区段：**

1) 当  $\alpha_1 f_c b_e h_c \geq f_a A_a + f_y A_s$ ，即塑性中和轴位于混凝土翼板内时（图 5.2.2-1），正截面受弯承载力应按下列公式计算：

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-1)$$

$$M_u = \frac{\alpha_1 f_c b_e x^2}{2} + f_a A_a (0.5 h_a + h_c - x) + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.2-2)$$

$$\alpha_1 f_c b_e x - f_a A_a - f_y A_s = 0 \quad (5.2.2-3)$$

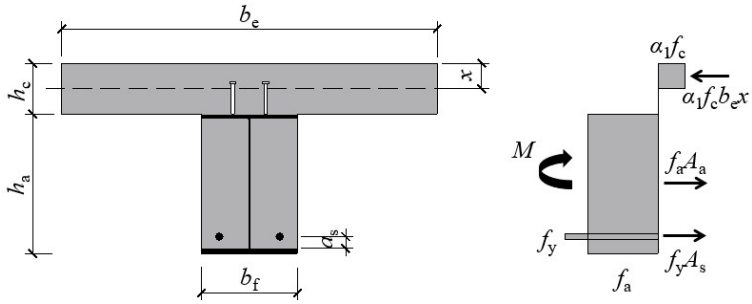


图 5.2.2-1 中和轴位于混凝土翼板内时的 T 形组合梁正截面承载力计算

2) 当  $f_a(A_a - A'_{af}) + f_y A_s - f'_a A'_{af} \leq \alpha_1 f_c b_e h_c < f_a A_a + f_y A_s$ , 即塑性中和轴位于梁主钢件上翼缘内时(图 5.2.2-2), 正截面受弯承载力应按下列公式计算:

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-4)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left( x - \frac{h_c}{2} \right) + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} \quad (5.2.2-5)$$

$$\alpha_1 f_c b_e h_c + f'_a A_{ac} - f_a (A_a - A_{ac}) - f_y A_s = 0 \quad (5.2.2-6)$$

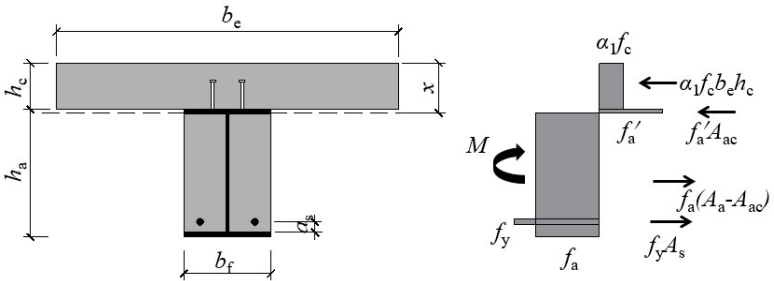


图 5.2.2-2 中和轴位于梁主钢件上翼缘时的 T 形组合梁正截面承载力计算

3) 当  $\alpha_1 f_c b_e h_c < f_a (A_a - A'_{af}) + f_y A_s - f'_a A'_{af}$ , 即塑性中和轴位于梁主钢件腹板内时(图 5.2.2-3), 正截面受弯承载力应按下列公式计算:

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-7)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left( x - \frac{h_c}{2} \right) + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{(x - h_c - t'_f)}{2} + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} \quad (5.2.2-8)$$

$$\alpha_1 f_c b_e h_c + f'_a A_{ac} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} - f_a (A_a - A_{ac}) - f_y A_s = 0 \quad (5.2.2-9)$$

$$A_{cw} = (b_f - t_w)(x - h_c - t'_f) \quad (5.2.2-10)$$

式中： $f_c$ ——翼板混凝土轴心抗压强度设计值（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）；  
 $h_c$ ——混凝土翼板厚度（ $\text{mm}$ ），不计托板、压型钢板肋高度；  
 $h_a$ ——梁主钢件的截面高度（ $\text{mm}$ ）；  
 $t'_f$ ——梁主钢件受压翼缘的厚度（ $\text{mm}$ ）；  
 $A_{af}'$ ——梁主钢件受压翼缘截面的面积（ $\text{mm}^2$ ）；  
 $A_{cw}$ ——梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积（ $\text{mm}^2$ ）。

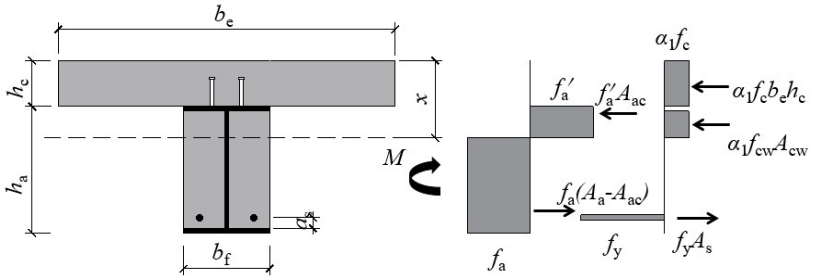


图 5.2.2-3 中和轴位于梁主钢件腹板时的 T 形组合梁正截面承载力计算

2 负弯矩作用区段，且  $f_y A'_s < f'_a (A_a - A_{af}) + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) h_w + f'_a A_s - f_a A_{af}$ ，即塑性中和轴位于梁主钢件腹板内时（图 5.2.2-4），正截面受弯承载力应按下列公式计算：

$$M' \leq M'_u \quad (5.2.2-11)$$

$$M'_u = f_y A'_s (h_c + h_a - x - t_f - a'_s) + f'_y A'_s (x - a_s) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} x / 2 + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} \quad (5.2.2-12)$$

$$f'_a A_{ac} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_y A'_s - f_y A'_s - f_a (A_a - A_{ac}) = 0 \quad (5.2.2-13)$$

$$A_{cw} = (b_f - t_w)x \quad (5.2.2-14)$$

式中:  $M'$  —— 负弯矩设计值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

$M_u'$  —— 截面受弯承载力设计值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

$A_s'$  —— 负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$A_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积 ( $\text{mm}^2$ );

$x$  —— 组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离 ( $\text{mm}$ )。

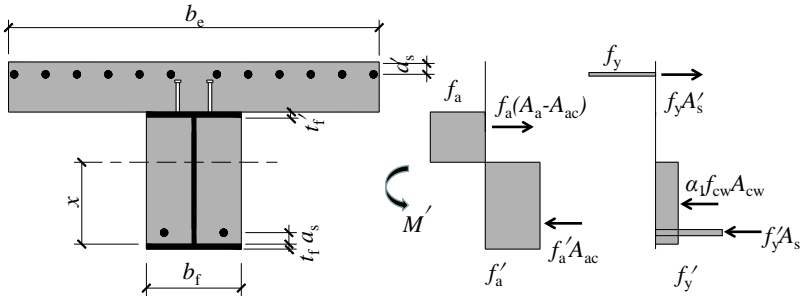


图 5.2.2-4 中和轴位于梁主钢件腹板时的 T 形组合梁正截面承载力计算 (负弯矩)

**5.2.3** 部分抗剪连接的有翼板 T 形组合梁正截面受弯承载力应按下列规定计算:

**1** 正弯矩作用区段正截面受弯承载力 (图 5.2.3) 应按下列公式计算:

$$M \leq M_{u,r} \quad (5.2.3-1)$$

$$M_{u,r} = \alpha_1 f_c b_e x_c \left( x - \frac{x_c}{2} \right) + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{(x - h_c - t'_f)}{2} + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} \quad (5.2.3-3)$$

$$\alpha_1 f_c b_e x_c + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_a A_{ac} - f_a (A_a - A_{ac}) - f_y A_s = 0 \quad (5.2.3-4)$$

$$\alpha_1 f_c b_e x_c = n_{st} N_V^c \quad (5.2.3-5)$$

式中:  $M_{u,r}$  —— 部分抗剪连接时组合截面受弯承载力 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

- $x_c$  —— 混凝土翼板受压区高度 (mm);
- $n_{st}$  —— 部分抗剪连接时, 最大正弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目;
- $N_V^c$  —— 一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力 (N), 应符合本规程第 5.2.8 条规定。

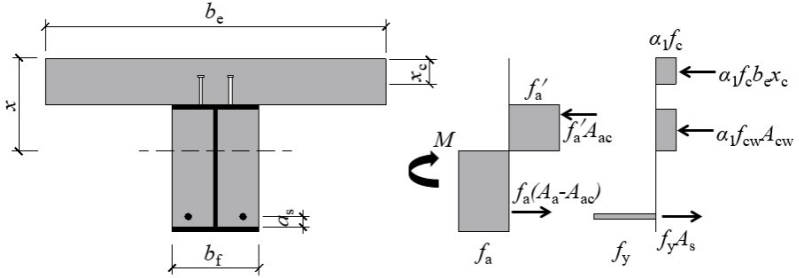


图 5.2.3 部分抗剪连接时 T 形组合梁正截面承载力计算

2 负弯矩作用区段正截面受弯承载力应按本规程式 (5.2.2-12) 计算, 计算中应将  $f_yA_s'$  改为  $f_yA_s'$  和  $n_{st}N_V^c$  两者的较小值,  $n_{st}$  为最大负弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目。

**5.2.4 T 形组合梁完全抗剪连接和部分抗剪连接时, 混凝土翼板与梁主钢件间设置的抗剪连接件数量应按下列公式确定:**

1 完全抗剪连接:

$$n_{st} \geq V_s / N_V^c \quad (5.2.4-1)$$

2 部分抗剪连接:

$$n_{st} \geq 0.5V_s / N_V^c \quad (5.2.4-2)$$

式中:  $V_s$  —— 每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力 (N), 应符合本规程第 5.2.5 条规定;

$N_V^c$  —— 一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力 (N), 应符合本规程第 5.2.8 条规定;

$n_{st}$  —— 完全或部分抗剪连接的组合梁在一个剪跨区的抗剪连接件数目。

**5.2.5** 采用柔性抗剪连接件时，抗剪连接件的计算应以弯矩绝对值最大点及支座为界限，划分为若干个区段（图 5.2.5），逐段进行布置。每个剪跨区段内主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力  $V_s$  应按下列公式确定：

1 正弯矩最大点到边支座区段，即  $m_1$  区段：

$$V_s = \min \{ f_a A_a + f_y A_s, \alpha_1 f_c b_e h_c \} \quad (5.2.5-1)$$

2 正弯矩最大点到中支座（负弯矩最大点）区段，即  $m_2$  和  $m_3$  区段：

$$V_s = \min \{ f_a A_a + f_y A_s, \alpha_1 f_c b_e h_c \} + f_y A'_s \quad (5.2.5-2)$$

式中：  $A_s$  —— 梁主钢件包覆混凝土中钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$A'_s$  —— 负弯矩区混凝土翼板中钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2$ )。

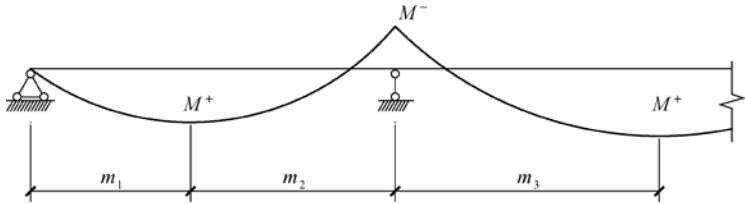


图 5.2.5 连续梁剪跨区划分示意

**5.2.6** 部分包覆钢-混凝土组合梁受剪承载力计算可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力，不计内填混凝土和箍筋的作用，宜按下列公式计算：

$$V_b \leq V_u \quad (5.2.6-1)$$

$$V_u = f_{av} h_w t_w \quad (5.2.6-2)$$

式中：  $V_b$  —— 梁剪力设计值 (N)；

$V_u$  —— 梁受剪承载力设计值 (N)；

$f_{av}$  —— 梁主钢件腹板的抗剪强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )。

**5.2.7** 采用塑性设计法计算梁正截面受弯承载力时，承受正弯矩的 T 形组合梁可不计弯矩和剪力的相互影响；承受正、负弯矩的矩形

组合梁、承受负弯矩的T形组合梁应计入弯矩与剪力间的相互影响，按下列规定对腹板抗压、抗拉强度设计值进行折减，采用 $f_{ae}$ 代替 $f_a$ ：

- 1 当剪力设计值  $V_b > 0.5V_u$  时，应按下列公式计算：

$$f_{ae} = (1 - \rho)f_a \quad (5.2.7-1)$$

$$\rho = (2V_b/V_u - 1)^2 \quad (5.2.7-2)$$

式中： $f_{ae}$ ——折减后的梁主钢件腹板抗压、抗拉强度设计值（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）；

$\rho$ ——折减系数。

- 2 当剪力设计值  $V_b \leq 0.5V_u$  时，可不对腹板强度设计值进行折减。

**5.2.8** T形组合梁混凝土翼板与梁主钢件之间的抗剪连接件宜采用圆柱头焊钉，也可采用槽钢（图 5.2.8）。组合梁腹部的抗剪连接件宜采用圆柱头焊钉。单个抗剪连接件的受剪承载力设计值计算应符合下列规定：

- 1 圆柱头焊钉连接件受剪承载力设计值应按下列式计算：

$$N_V^c = 0.43A_{st}\sqrt{E_c f_c} \leq 0.7f_{at}A_{st} \quad (5.2.8-1)$$

式中： $A_{st}$ ——圆柱头焊钉钉杆截面面积（ $\text{mm}^2$ ）；

$f_{at}$ ——圆柱头焊钉极限抗拉强度设计值（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ），应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定；

$E_c$ ——混凝土的弹性模量（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）。

- 2 槽钢连接件受剪承载力设计值应按下列式计算：

$$N_V^c = 0.26(t + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_c} \quad (5.2.8-2)$$

式中： $t$ ——槽钢翼缘的平均厚度（ $\text{mm}$ ）；

$t_w$ ——槽钢腹板的厚度（ $\text{mm}$ ）；

$l_c$ ——槽钢的长度（ $\text{mm}$ ）。

- 3 槽钢连接件通过肢尖肢背两条通长角焊缝与梁主钢件连接，

角焊缝应按承受槽钢连接件的受剪承载力设计值 $N_v^c$ 进行计算。

4 位于负弯矩区段的抗剪连接件，其受剪承载力设计值 $N_v^c$ 应乘以折减系数，中间支座两侧折减系数可取 0.9，悬臂部分折减系数可取 0.8。



图 5.2.8 组合梁抗剪连接件示意图

**5.2.9** 采用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁，圆柱头焊钉连接件的受剪承载力设计值应分别按下列两种情况予以降低（图 5.2.9）：

1 当压型钢板肋平行于梁主钢件布置（图 5.2.9a），且  $b_w/h_e < 1.5$  时，焊钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按下式计算：

$$\beta_v = 0.6 \frac{b_w}{h_e} \left( \frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \quad (5.2.9-1)$$

2 当压型钢板肋垂直于梁主钢件布置（图 5.2.9b）时，焊钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按下式计算：

$$\beta_v = \frac{0.7}{\sqrt{n_0}} \frac{b_w}{h_e} \left( \frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \quad (5.2.9-2)$$

式中： $\beta_v$ ——抗剪连接件承载力折减系数，不应大于表 5.2.9 中的上限值；

$b_w$ ——混凝土凸肋的平均宽度（mm），当肋的上部宽度小于下部宽度时（图 5.2.9c），取凸肋的上部宽度；

$h_e$ ——混凝土凸肋高度（mm），不大于 85mm，且  $h_e \leq b_w$ ；

$h_d$ ——焊钉高度（mm）；

$n_0$ ——梁截面处一个肋中布置的焊钉数，当多于 2 个时，按 2 个计算。

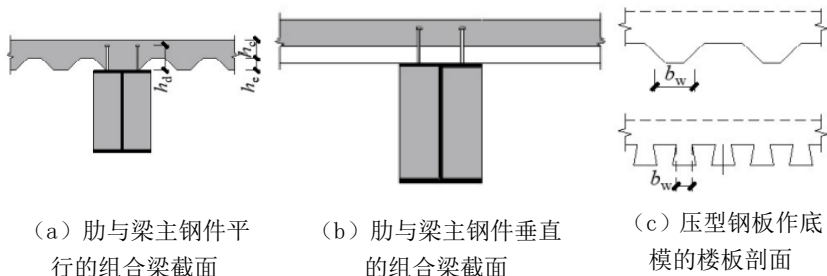


图 5.2.9 采用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁示意图

表 5.2.9 折减系数  $\beta_v$  的上限值

一个肋中焊钉数量	压型钢板厚度 (mm)	采用穿透焊技术焊接焊钉，直径 $\leq 20\text{mm}$	预先在压型钢板上穿孔，然后焊接焊钉，直径 $\leq 22\text{mm}$
$n_0 = 1$	$\leq 1.0$	0.85	0.75
	$> 1.0$	1.0	0.75
$n_0 = 2$	$\leq 1.0$	0.70	0.60
	$> 1.0$	0.80	0.60

**5.2.10** 按本规程式(5.2.4-1)、式(5.2.4-2)算得的抗剪连接件数量，可在对应的剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷载作用时，应将连接件个数  $n_{st}$  按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

**5.2.11** T 形组合梁由荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的剪力设计值应符合下列规定（图 5.2.11）：

1 a-a 界面剪力设计值应按下式计算：

$$V_{bl} = \max \left\{ \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_1}{b_e}, \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_2}{b_e} \right\} \quad (5.2.11-1)$$

2 b-b、c-c、d-d 界面剪力设计值应按下式计算：

$$V_{bl} = \frac{V_s}{m_i} \quad (5.2.11-2)$$

式中： $V_{bl}$ ——荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的剪力设计值

计值 (N/mm);

$V_s$  —— 每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力设计值 (N), 应符合本规程第 5.2.5 条的规定;

$m_i$  —— 剪跨区段长度 (mm), 应符合本规程第 5.2.5 条的规定;

$b_e$  —— 混凝土翼板的有效宽度 (mm), 应按本规程第 5.1.5 条的规定取跨中有效宽度;

$b_1$ 、 $b_2$  —— 混凝土翼板左、右侧挑出的宽度 (mm)

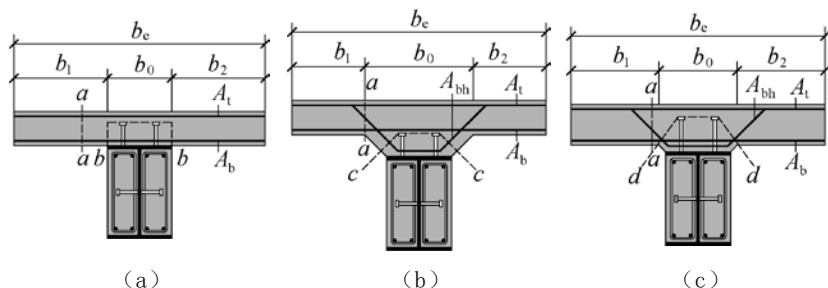


图 5.2.11 托板及翼板的纵向受剪界面及纵向剪力简化计算

$A_t$  —— 混凝土板顶部紧邻主钢件单位长度内抗弯钢筋面积总和 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ );

$A_b$  —— 混凝土板底部紧邻主钢件单位长度内抗弯钢筋面积总和 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ );

$A_{bh}$  —— 混凝土托板单位长度内弯起钢筋面积总和 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ).

**5.2.12 T 形组合梁单位纵向抗剪界面长度上的斜截面受剪承载力** 应按下列公式计算:

$$V_{bl} \leq 0.7f_t b_s + 0.8f_{yv} A_e \quad (5.2.12-1)$$

$$V_{bl} \leq 0.25f_c b_s \quad (5.2.12-2)$$

式中:  $f_t$  —— 混凝土轴心抗拉强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$b_s$  —— 垂直于纵向抗剪界面的长度 (mm), 按本规程图 5.2.11 所示的 a-a、b-b、c-c 及 d-d 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值;

$f_{yv}$  —— 横向钢筋抗拉强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$A_e$  —— 单位纵向抗剪界面长度上的横向钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )。对界面 a-a,  $A_e = A_b + A_t$ ; 对界面 b-b,  $A_e = 2A_b$ ; 对有板托的界面 c-c,  $A_e = 2A_{bh}$ ; 对有板托的界面 d-d,  $A_e = 2(A_b + A_{bh})$ 。

**5.2.13** 混凝土楼板单位纵向抗剪界面长度上的横向钢筋截面面积  $A_e$  宜按下列公式计算:

$$A_e > 0.75b_s / f_{yv} \quad (5.2.13)$$

### 5.3 挠度验算

**5.3.1** 部分包覆钢-混凝土组合梁挠度应分别按荷载的标准组合和准永久组合进行计算, 并应以其中较大值作为设计依据。

**5.3.2** 部分包覆钢-混凝土组合梁的挠度可根据构件的刚度按结构力学方法计算。挠度的限值应符合本规程第 4.3.2 条的规定。

**5.3.3** 计算梁的挠度变形时, 可假定各同号弯矩区段内的刚度相等。仅受正弯矩作用的 T 形组合梁的抗弯刚度应取计入滑移效应的折减刚度; 连续 T 形组合梁应按变截面刚度梁进行计算, 在距中间支座两侧各 0.15 倍梁跨度范围内, 按负弯矩作用确定截面等效刚度, 其余区段仍取折减刚度。

**5.3.4** 部分包覆钢-混凝土组合梁计入受拉混凝土开裂影响的截面等效惯性矩  $I_{eq}$  应按下式计算:

$$I_{eq} = (I_{ucr} + I_{cr})/2 \quad (5.3.4)$$

式中:  $I_{ucr}$  —— 组合梁未开裂的换算截面惯性矩 ( $\text{mm}^4$ ); 对荷载标准组合, 可将翼缘和主钢件腹部混凝土除以  $\alpha_E$  换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩; 对荷载准永久组合, 可除以  $2\alpha_E$  进行换算;  $\alpha_E$  为钢材与混凝土模量的比值;

$I_{cr}$  —— 组合梁开裂截面的换算截面惯性矩 ( $\text{mm}^4$ )。对荷载

标准组合，当正弯矩作用时，可将翼缘及主钢件腹部受压区混凝土除以  $\alpha_E$  换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩；当负弯矩作用时，应计入翼板内纵向钢筋的作用，可将截面腹部受压区混凝土除以  $\alpha_E$  换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩。对荷载准永久组合，可除以  $2\alpha_E$  进行换算。

**5.3.5** T形组合梁计入混凝土翼板与主钢件之间滑移效应的折减刚度可按下式计算：

$$B = \frac{E_a I_{eq}}{1 + \xi} \quad (5.3.5)$$

式中：  $E_a$  —— 梁主钢件的弹性模量 ( $N/mm^2$ )；

$I_{eq}$  —— 截面等效惯性矩 ( $mm^4$ )，按式 (5.3.4) 计算；

$\xi$  —— 刚度折减系数，按本规程第 5.3.6 条计算。

**5.3.6** 部分包覆钢-混凝土组合梁的刚度折减系数可按下列公式计算：

$$\xi = \eta \left[ 0.4 - \frac{3}{(jl)^2} \right] \quad (5.3.6-1)$$

$$\eta = \frac{36E_a d_c p A_0}{n_s k h l^2} \quad (5.3.6-2)$$

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s N_v^c A_1}{E_a I_0 p}} \quad (mm^{-1}) \quad (5.3.6-3)$$

$$A_0 = \frac{A_{cf} A_a}{\alpha_E A_a + A_{cf}} \quad (5.3.6-4)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (5.3.6-5)$$

$$I_0 = I_a + \frac{I_{cf}}{\alpha_E} \quad (5.3.6-6)$$

式中： $\xi$ ——刚度折减系数，当  $\xi \leq 0$  时，取  $\xi = 0$ ；

$A_{cf}$ ——混凝土翼板截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$A_a$ ——梁主钢件截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$I_a$ ——梁主钢件截面惯性矩 ( $\text{mm}^4$ )；

$I_{cf}$ ——混凝土翼板的截面惯性矩 ( $\text{mm}^4$ )；

$d_c$ ——梁主钢件截面形心到混凝土翼板截面形心的距离  
( $\text{mm}$ )；

$h$ ——部分包覆钢-混凝土组合梁截面高度 ( $\text{mm}$ )；

$l$ ——部分包覆钢-混凝土组合梁跨度 ( $\text{mm}$ )；

$k$ ——抗剪连接件刚度系数，取  $k = N_V^c$  ( $\text{N/mm}$ )；

$N_V^c$ ——抗剪连接件的承载力设计值 ( $\text{N}$ )；

$p$ ——抗剪连接件的纵向平均间距 ( $\text{mm}$ )；

$n_s$ ——抗剪连接件在一根梁上的列数；

$\alpha_E$ ——钢材与混凝土弹性模量的比值，当按荷载效应的准永久组合进行计算时， $\alpha_E$  应乘以 2。

**5.3.7** 对负弯矩作用的 T 形组合梁和正、负弯矩作用的矩形组合梁，应取  $\xi$  等于 0，并按本规程式 (5.3.4) 计算截面等效抗弯刚度  $E_a I_{eq}$ 。

## 5.4 裂缝验算

**5.4.1** 部分包覆钢-混凝土组合梁应验算裂缝宽度，最大裂缝宽度应按荷载准永久组合并计入长期作用影响的效应计算。

**5.4.2** 无翼板部分包覆钢-混凝土组合梁混凝土最大裂缝宽度应按下列公式计算 (图 5.4.2)：

$$\omega_{\max} = 1.9\psi \frac{\sigma_{sa}}{E_s} (1.9c_s + 0.08 \frac{d_e}{\rho_{te}}) \quad (5.4.2-1)$$

$$\psi = 1.1 \left( 1 - M_{cr} / M_q \right) \quad (5.4.2-2)$$

$$M_{cr} = 0.235 (b_c - t_w) h_w^2 f_{tk} \quad (5.4.2-3)$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_q}{\gamma_s (A_s h_{0s} + A_{af} h_{0f} + k_w A_{aw} h_{0w})} \quad (5.4.2-4)$$

$$d_e = \frac{4(A_s + A_{af} + k_w A_{aw})}{u} \quad (5.4.2-5)$$

$$u = n_r \pi d_s + (b_c - t_w + 2k_w h_w) \times 0.7 \quad (5.4.2-6)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_{af} + k_w A_{aw}}{0.5(b_c - t_w) h_w} \quad (5.4.2-7)$$

$$k_w = \frac{0.25h_a - t_f}{h_w} \quad (5.4.2-8)$$

- 式中：  
 $c_s$  —— 纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度 (mm)；  
 $\psi$  —— 计入梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数；  
 当  $\psi \leq 0.4$  时，取  $\psi = 0.4$ ，当  $\psi \geq 1.0$  时，取  $\psi = 1.0$ ；  
 $M_q$  —— 按荷载准永久组合计算的弯矩 (N·mm)；  
 $k_w$  —— 梁主钢件腹板影响系数，取 1/4 梁高范围中腹板高度与整个腹板高度的比值；  
 $d_e$ 、 $\rho_{te}$  —— 计入梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径 (mm)、有效配筋率；  
 $\gamma_s$  —— 力臂系数，取 0.87；  
 $\sigma_{sa}$  —— 计入梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值 (N/mm<sup>2</sup>)；  
 $M_{cr}$  —— 混凝土截面的抗裂弯矩 (N·mm)；  
 $f_{tk}$  —— 混凝土轴心抗拉强度标准值；  
 $A_{af}$ 、 $A_{aw}$ 、 $A_s$  —— 梁主钢件受拉翼缘面积、梁主钢件腹板截面面积、纵向受拉钢筋截面面积 (mm<sup>2</sup>)；  
 $b_f$ 、 $h_w$ 、 $t_w$  —— 梁主钢件翼缘宽度、腹板高度、腹板厚度 (mm)；  
 $h_{0s}$ 、 $h_{0f}$ 、 $h_{0w}$  —— 纵向受拉钢筋、梁主钢件受拉翼缘、受拉腹板  $k_w A_{aw}$  截面重心至混凝土截面受压边缘的距离 (mm)；  
 $n_r$  —— 纵向受拉钢筋的数量；

$u$  —— 等效周长 (mm)，取纵向受拉钢筋周长、梁主钢件受拉翼缘内侧边长的 0.7 倍及受拉区部分腹板长度的 0.7 倍之和；

$b_c$  —— 梁主钢件腹板两侧混凝土外轮廓宽度 (mm)。

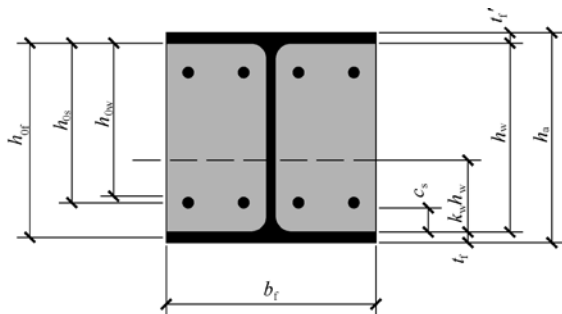


图 5.4.2 无翼板部分包覆钢-混凝土组合梁混凝土最大裂缝宽度计算参数示意

**5.4.3** T 形截面组合梁最大裂缝宽度可按不计翼缘作用的矩形截面组合梁计算，本规程式(5.4.2-4)中的力臂系数  $\gamma_s$  宜取为 0.92。

**5.4.4** T 形截面组合梁负弯矩区段混凝土最大裂缝宽度可按荷载准永久组合并计入长期作用影响的效应计算。最大裂缝宽度计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 对轴心受拉构件的规定，开裂截面翼板纵向受拉钢筋应力计算应符合本规程第 5.4.5 条的规定。

**5.4.5** T 形截面组合梁负弯矩区翼板开裂截面纵向受拉钢筋应力应按下式计算：

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q y_s}{I_{cr}} \quad (5.4.5)$$

式中： $\sigma_{sq}$  —— 开裂截面纵向受拉钢筋应力 (N/mm<sup>2</sup>)；

$I_{cr}$  —— 由翼板纵向受拉钢筋和矩形组合梁组成的开裂换算截面惯性矩 (mm<sup>4</sup>)；

$y_s$  —— 翼板纵向受拉钢筋截面重心至翼板纵向受拉钢筋

和矩形组合梁组成的开裂换算截面中和轴的距离 (mm)；

$M_q$  ——准永久荷载作用下支座负弯矩 ( $N \cdot mm$ )，可按未开裂截面由弹性计算得到。

## 5.5 构造措施

**5.5.1** 框架梁主钢件的腹板高度大于 450mm 时，应沿梁两侧高度方向设置纵向构造钢筋。纵向构造钢筋的间距不宜大于 200mm，其面积不应小于混凝土面积  $A_c$  的 0.1%，直径不宜小于 12mm。

**5.5.2** 包覆混凝土中纵向受力钢筋不宜超过两排，净距不宜小于 25mm 和  $1.5d$  的较大值 ( $d$  为纵向钢筋的最大直径)。单侧纵向钢筋配筋率不宜小于 0.2%。

**5.5.3** 梁的受拉钢筋可在端部和连接钢板焊接 (图 5.5.3)，也可采用可焊接机械连接套筒连接，并应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定。

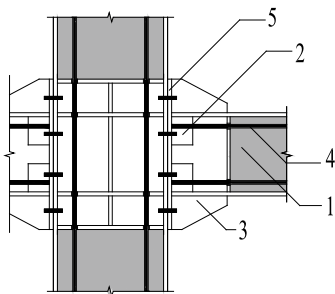


图 5.5.3 受拉钢筋端部连接构造示意

1—填充混凝土；2—连接钢板或套筒；3—加劲肋；4—纵向钢筋；5—端板

**5.5.4** 框架梁配置箍筋时应符合下列规定：

1 梁端应设置箍筋加密区，加密区长度、加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 5.5.4 的规定。

2 梁跨度小于梁主钢件截面高度 4 倍时，梁全跨应按加密区配置箍筋。

3 非加密区的箍筋直径宜与加密区相同，间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍，且不应大于 300mm。

4 非抗震设计时，箍筋直径不应小于 6mm，箍筋间距不应大于 250mm。

表 5.5.4 梁加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径

抗震等级	截面分类	箍筋加密区长度（取较大值）（mm）	加密区箍筋最大间距（mm）	箍筋最小直径（mm）
一级	A	$1.0h_a$ , 500	150	10
二级	A	$1.0h_a$ , 500	200	8
	B	$1.5h_a$ , 500	150	8
三级	A	$1.0h_a$ , 500	200	6
	B	$1.5h_a$ , 500	200	8
四级	A	$1.0h_a$ , 500	200	6
	B	$1.0h_a$ , 500	200	8
	C	$1.5h_a$ , 500	150	8

注： $h_a$ 为梁主钢件高。

### 5.5.5 框架梁配置连杆时应符合下列规定：

1 梁端应设置连杆加密区，加密区长度应取本规程表 5.5.4 中箍筋加密区长度和梁跨度的 1/6 中的较大值。

2 抗震等级为一级、二级时，加密区的连杆间距应使主钢件翼缘宽厚比符合本规程第 4.1.3 条截面分类 A 的规定，垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积应满足下式计算结果的要求，且连杆面积不宜小于  $78.5\text{mm}^2$ ；抗震等级为三级时，加密区的连杆间距应使主钢件翼缘宽厚比符合本规程第 4.1.3 条截面分类 B 的规定，垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积应满足下式计算结果的要求，且连杆面积不宜小于  $50\text{mm}^2$ ：

$$A_l \geq 0.14t_f^2 \varepsilon_k \frac{f_{ay}}{f_{ly}} \quad (5.5.5-1)$$

式中：  $A_1$  —— 连杆面积 ( $\text{mm}^2$ )；  
 $t_f$  —— 连杆拉结的主钢件翼缘厚度 ( $\text{mm}$ )；  
 $\varepsilon_k$  —— 主钢件翼缘的钢号修正系数；  
 $f_{ay}$ 、 $f_{ly}$  —— 主钢件翼缘钢材和连杆钢材的屈服强度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )。

**3** 按本条第 2 款设置的连杆，连杆与主钢件翼缘连接的角焊缝承载力设计值应符合下式的规定：

$$N_{LW} \geq 0.1t_f^2\varepsilon_k f_{ay} \quad (5.5.5-2)$$

式中：  $N_{LW}$  —— 连杆角焊缝承载力设计值 ( $\text{N}$ )。

**4** 直线式圆钢或钢筋连杆与主钢件翼缘的连接角焊缝不能满足本条第 3 款规定时，宜采用 C 型连杆，并应符合本规程第 4.6.4 条的规定。

**5** 非加密区的连杆间距不宜大于主钢件翼缘全宽的 1.5 倍和 500mm 两者的较小值。连杆面积宜与加密区相同。

**5.5.6** 梁主钢件翼缘板抗剪连接件的设置，应符合下列规定：

**1** 圆柱头焊钉连接件钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面高出翼板底部钢筋顶面不宜小于 30mm；

**2** 连接件沿梁跨度方向的最大间距不应大于混凝土翼板（包括托板）厚度的 3 倍，且不大于 300mm；

**3** 连接件的外侧边缘与梁主钢件翼缘边缘之间的距离不应小于 20mm；

**4** 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm；

**5** 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

**5.5.7** 圆柱头焊钉连接件除应符合本规程第 5.5.6 条的规定外，尚应符合下列规定：

**1** 当焊钉位置不正对梁主钢件腹板时，如梁主钢件上翼缘承受拉力，则焊钉钉杆直径不应大于梁主钢件上翼缘厚度的 1.5 倍；如梁主钢件上翼缘不承受拉力，则焊钉钉杆直径不应大于梁主钢件上

翼缘厚度的 2.5 倍；

2 焊钉长度不应小于杆径的 4 倍；

3 焊钉沿梁轴线方向的间距不应小于杆径的 6 倍；布置多排焊钉时，垂直于梁轴线方向的间距不应小于杆径的 4 倍；

4 用压型钢板作底模的组合梁，混凝土凸肋的最小宽度不应小于 50mm，焊钉的高度  $h_d$  应满足  $h_d \geq h_e + 30$  的要求， $h_e$  为混凝土凸肋高度。

**5.5.8** 槽钢连接件宜采用 Q235 钢，截面不宜大于 [12.6。

**5.5.9** 梁上开孔大小、位置及补强措施应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

## 6 轴心受力及压弯构件设计

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合柱、轴心受力及压弯构件，当主钢件截面符合本规程表4.1.3的截面分类A和截面分类B时，可按本章规定进行设计；当构件内力低于截面承载力设计值的75%时，也可用于主钢件截面分类C的构件。

**6.1.2** 柱和支撑主钢件贡献率  $\delta$  应符合下列公式的规定：

$$0.3 \leq \delta \leq 0.9 \quad (6.1.2-1)$$

$$\delta = \frac{f'_a A_a}{N_u} \quad (6.1.2-2)$$

式中： $A_a$ ——柱和支撑主钢件截面面积（ $\text{mm}^2$ ）；

$f'_a$ ——钢材抗压强度设计（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）；

$N_u$ ——柱和支撑截面受压承载力设计值（ $\text{N}$ ），按本规程式（6.2.3-2）计算。

**6.1.3** 主钢件面积与纵向钢筋面积之和不宜超过全截面面积的20%，主钢件面积不宜小

于全截面面积的4%，纵向钢筋配筋率不宜超过全截面面积的4%。

### 6.2 轴心受力构件截面承载力计算

**6.2.1** 轴心受拉构件的截面承载力应由组合截面中主钢件截面承载力决定；轴心受压构件的截面承载力应由组合截面承载力和构件整体稳定承载力的较小值决定。

**6.2.2** 当端部连接处主钢件的各板件都由连接件直接传力时，除采用高强度螺栓摩擦型连接者外，轴心受拉构件截面承载力计算应符合下列公式的规定：

$$N \leq N_{a,y} \quad (6.2.2-1)$$

$$N \leq N_{an,u} \quad (6.2.2-2)$$

$$N_{a,y} = f_a A_a \quad (6.2.2-3)$$

$$N_{an,u} = 0.7 f_{au} A_{an} \quad (6.2.2-4)$$

式中：  $N$  —— 轴向拉力设计值 (N)；

$N_{a,y}$  —— 毛截面屈服承载力设计值 (N)；

$N_{an,u}$  —— 净截面断裂承载力设计值 (N)；

$A_a$  —— 组合截面中柱主钢件毛截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$A_{an}$  —— 组合截面中柱主钢件净截面面积 ( $\text{mm}^2$ )，当构件多个截面有孔时，取最不利的截面；

$f_a$  —— 钢材抗拉强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )；

$f_{au}$  —— 钢材抗拉强度最小值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )。

**6.2.3** 当端部连接处组成截面的各板件都由连接件直接传力时，轴心受压构件截面承载力计算应符合下列公式的规定：

$$N \leq N_u \quad (6.2.3-1)$$

$$N_u = f'_a A_a + f_c A_c + f'_y A_s \quad (6.2.3-2)$$

式中：  $N$ 、 $N_u$  —— 轴向压力设计值、截面受压承载力设计值 (N)；

$A_a$ 、 $A_c$ 、 $A_s$  —— 柱主钢件、混凝土、钢筋的截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$f'_a$ 、 $f'_y$  —— 钢材、钢筋的抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )；

$f'_a$ 、 $f'_y$  均不大于  $400 \text{ N}/\text{mm}^2$ ；

$f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )。

### 6.3 轴心受力构件整体稳定计算

**6.3.1** 轴心受压构件的整体稳定计算应符合下式规定：

$$N \leq \varphi N_u \quad (6.3.1)$$

式中：  $N$ 、 $N_u$  —— 轴向压力设计值、截面受压承载力设计值 (N)；

$\varphi$  —— 轴心受压构件的稳定系数，取截面两主轴稳定系数  $\varphi_x$ 、 $\varphi_y$  中的较小值。

**6.3.2** 组合截面回转半径应按下列公式计算：

$$i = \sqrt{\frac{E_a I_a + E_c I_c}{E_a A_a + E_c A_c}} \quad (6.3.2)$$

式中： $i$ ——组合截面回转半径（mm）。

**6.3.3** 构件正则化长细比  $\lambda_n$  应按下列公式计算：

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{EQ}}{E_{EQ}}} \quad (6.3.3-1)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (6.3.3-2)$$

$$f_{EQ} = \frac{f_{ay} A_a + f_{ck} A_c}{A_a + A_c} \quad (6.3.3-3)$$

$$E_{EQ} = \frac{E_a A_a + E_c A_c}{A_a + A_c} \quad (6.3.3-4)$$

式中： $l_0$ ——轴心受压构件计算长度（mm）；

$\lambda$ ——构件长细比；

$f_{EQ}$ ——组合截面当量强度（N/mm<sup>2</sup>）；

$E_{EQ}$ ——组合截面当量弹性模量（N/mm<sup>2</sup>）；

$f_{ay}$ ——钢材屈服强度（N/mm<sup>2</sup>）；

$f_{eq}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值（N/mm<sup>2</sup>）。

**6.3.4** 轴心受压构件的稳定系数应按下列公式计算：

$$\text{当 } \lambda_n \leq 0.382 \text{ 时：} \quad \varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2 \quad (6.3.4-1)$$

当  $\lambda_n > 0.382$  时：

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} [\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2 - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2}] \quad (6.3.4-2)$$

式中： $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$ ——系数，按表 6.3.4 取值，计算异形柱时，均按强轴取值。

表 6.3.4 轴压稳定系数公式的参数取值

失稳方向	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$
强轴	0.550	0.986	0.240
弱轴	0.420	0.830	0.595

**6.3.5** 轴心受力构件和框架柱的计算长度应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。确定框架柱的柱端约束时，应按本规程式(4.4.8-3)计算相应的组合梁、组合柱截面抗弯刚度。

## 6.4 单向压弯构件承载力计算

**6.4.1** 单向压弯构件的截面承载力计算应符合下列规定：

1 当绕对称轴受力时，可采用图 6.4.1-1 和图 6.4.1-2 所示的简化相关曲线，按下列公式计算：

$$M \leq M_u \quad (0 \leq N < N_m) \quad (6.4.1-1)$$

$$\frac{N - N_m}{N_u - N_m} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (N_m < N \leq N_u) \quad (6.4.1-2)$$

式中： $N$  —— 轴力设计值 (N)；

$M$  —— 弯矩设计值 (N·mm)，绕不同弯曲轴分别取  $M_x$  或  $M_y$ ；

$N_m$  —— 受压构件特征轴力 (N)，取  $\alpha_1 f_c A_c$ ；

$N_u$  —— 截面受压承载力设计值 (N)，按本规程第6.2.3条计算；

$M_u$  —— 截面受弯承载力设计值 (N·mm)，绕不同弯曲轴，分别取  $M_{ux}$  或  $M_{uy}$ ，按本规程第6.4.2条计算。

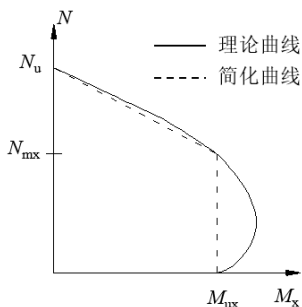


图6.4.1-1 轴力 $N$ -绕强轴弯矩 $M_x$

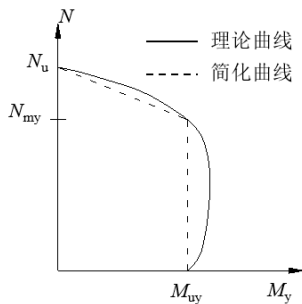


图6.4.1-2 轴力 $N$ -绕弱轴弯矩 $M_y$

2 当异形截面柱绕非对称轴受力时，可采用图 6.4.1-3 所示的简化相关曲线，按下列公式计算：

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (6.4.1-3)$$

式中： $N$ ——异形柱轴力设计值（N）；

$M$ ——异形柱弯矩设计值（N·mm），绕不同弯曲轴分别取  $M_x$  或  $M_y$ ；

$N_u$ ——异形柱截面受压承载力设计值（N），按本规程第6.2.3条计算；

$M_u$ ——异形柱受弯承载力设计值（N·mm），按本规程第6.4.2条计算。

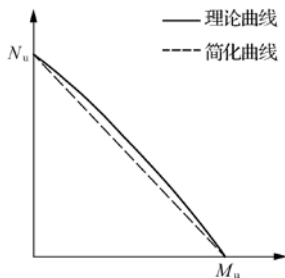


图6.4.1-3 轴力 $N$ -绕非对称轴弯矩 $M$

### 6.4.2 单向压弯构件截面受弯承载力设计值应符合下列规定：

1 规则截面绕强轴截面受弯承载力设计值 $M_{ux}$ ，应符合本规程第5.2.1条的规定；绕弱轴截面受弯承载力设计值 $M_{uy}$ ，应符合下列公式的规定：

1) 当 $\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w) / 2 \geq f_a h_a t_w$ ，塑性中和轴位于一侧混凝土内时（图6.4.2-1）：

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x^2 / 2 + f'_y A'_s (x - a'_s) + f_y A_s (b_f - x - a_s) + 2f_a t_f x (b_f - x) + f_a [4s_m t_f + t_w (h_a - 2t_f)] (b_f / 2 - x) \quad (6.4.2-1)$$

$$\alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x + f'_y A'_s - f_y A_s - 4f_a s_m t_f - f_a (h_a - 2t_f) t_w = 0 \quad (6.4.2-2)$$

$$2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (6.4.2-3)$$

式中： $s_m$  ——计算参数（mm），取中和轴到截面中心轴的距离；

$h_0$  ——受拉钢筋面积重心到受压混凝土边缘的距离（mm）。

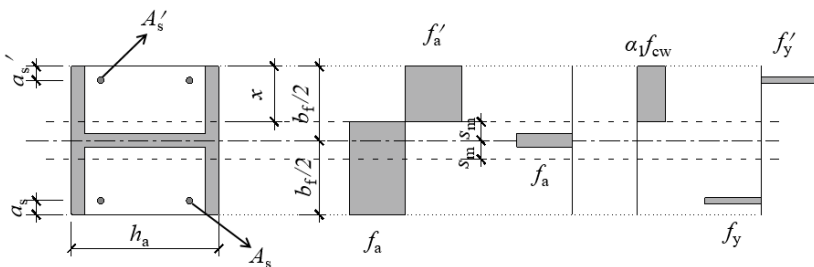


图6.4.2-1 绕弱轴截面受弯承载力计算（中和轴在混凝土内）

2) 当 $\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w) / 2 < f_a h_a t_w$ ，塑性中和轴位于主钢件腹板内时（图6.4.2-2）：

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) \frac{(b_f - t_w)}{2} \left[ x - \frac{(b_f - t_w)}{4} \right] + f_y A_s (b_f - x - a_s) + f_a t_f (b_f^2 - t_w^2) / 2 + f_a h_a \left( \frac{t_w^2}{4} - s_m^2 \right) + 2f_a h_a s_m^2 + f'_y A'_s (x - a'_s) \quad (6.4.2-4)$$

$$\alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f)(b_f - t_w)/2 + f'_y A'_s - f_y A_s - 2f_a h_a s_m = 0 \quad (6.4.2-5)$$

$$2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (6.4.2-6)$$

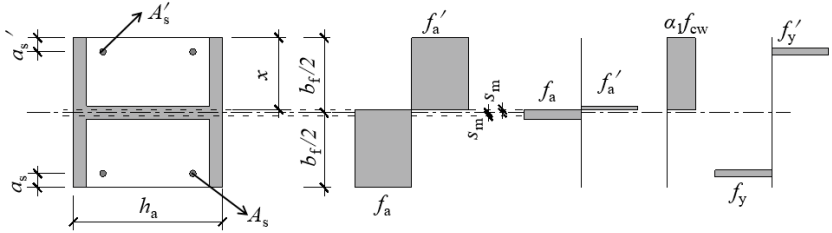


图6.4.2-2 绕弱轴截面受弯承载力计算（中和轴在腹板内）

2 异形柱截面受弯承载力设计值  $M_{ux}$ 、 $M_{uy}$  应符合下列规定：

- 1) 将异形柱截面划分为有限个混凝土单元、钢筋单元及型钢单元，近似取单元内的应变和应力为均匀分布，合力点在单元重心处（图 6.4.2-3）；
- 2) 混凝土单元的轴心抗压强度、钢筋单元及型钢单元的屈服强度，应按国家现行标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定取用。
- 3) 正截面承载力可按下列公式计算：

$$\sum f_{ci} A_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk} = 0 \quad (6.4.2-7)$$

$$M_{uxx} = \sum f_{ci} A_{ci} (X_{ci} - X_0) + \sum f_{aj} A_{aj} (X_{aj} - X_0) + \sum f_{yk} A_{yk} (X_{yk} - X_0) \quad (6.4.2-8)$$

$$M_{usy} = \sum f_{ci} A_{ci} (Y_{ci} - Y_0) + \sum f_{aj} A_{aj} (Y_{aj} - Y_0) + \sum f_{yk} A_{yk} (Y_{yk} - Y_0) \quad (6.4.2-9)$$

$$X_0 = \frac{\sum f_{ci} A_{ci} X_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} X_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk} X_{yk}}{\sum f_{ci} A_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk}} \quad (6.4.2-10)$$

$$Y_0 = \frac{\sum f_{ci} A_{ci} Y_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} Y_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk} Y_{yk}}{\sum f_{ci} A_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk}} \quad (6.4.2-11)$$

式中： $X_0$ 、 $Y_0$ ——异形柱截面中心的坐标；

$M_{ux}$ 、 $M_{uy}$ ——异形柱绕  $x$  轴、 $y$  轴的截面受弯承载力设计值；

- $f_{ci}$ 、 $A_{ci}$ ——第  $i$  个混凝土单元的轴心抗压强度、面积；  
 $f_{aj}$ 、 $A_{aj}$ ——第  $j$  个型钢单元的屈服强度、面积；  
 $f_{yk}$ 、 $A_{yk}$ ——第  $k$  个钢筋单元的屈服强度、面积；  
 $X_{ci}$ 、 $Y_{ci}$ ——第  $i$  个混凝土单元的中心坐标；  
 $X_{aj}$ 、 $Y_{aj}$ ——第  $j$  个型钢单元的中心坐标；  
 $X_{yk}$ 、 $Y_{yk}$ ——第  $k$  个钢筋单元的中心坐标。

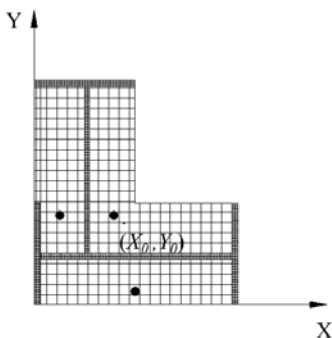


图 6.4.2-3 异形柱截面受弯承载力计算

### 6.4.3 单向压弯构件受剪承载力计算应符合下列规定：

#### 1 受剪承载力应符合下列公式的规定：

$$V_c \leq V_u \quad (6.4.3-1)$$

$$V_u = f_{av} A_w \quad (6.4.3-2)$$

式中： $V_c$ ——柱剪力设计值（N）；

$V_u$ ——主钢件受剪承载力设计值（N）；

$f_{av}$ ——钢材的抗剪强度设计值（N/mm<sup>2</sup>）；

$A_w$ ——主钢件受剪板件（板件宽度平行于剪力方向）的面积（mm<sup>2</sup>），当为 H 形截面腹板时，取翼缘间的净高和厚度的乘积计算。

2 绕强轴受弯时，如按本规程式（6.4.3-1）计算得到的剪力设计值大于  $0.5V_u$ ，则按本规程第 6.4.1 条计算截面受弯承载力  $M_u$  时，主钢件腹板设计强度应乘以折减系数  $(1-\rho)$ ，其中  $\rho = (2V_c / V_u - 1)^2$ 。

3 异形柱受剪承载力按本条第 1 款和第 2 款计算, 式中  $A_w$  取宽度平行于剪力方向的主钢件受剪板件面积 ( $\text{mm}^2$ )。

#### 6.4.4 单向压弯构件的整体稳定承载力计算应符合下列规定:

1 单向压弯构件平面内整体稳定应符合下式规定:

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux}(1 - \varphi_x N/N_{Ex})} \leq 1 \quad (6.4.4-1)$$

式中:  $\varphi_x$  —— 轴心受压构件绕  $x$  轴整体稳定系数, 应符合本规程第 6.3.4 条的规定;

$N_{Ex}$  —— 轴心受压构件绕  $x$  轴的弹性稳定临界力 (N), 按本规程第 6.4.5 条规定计算;

$\beta_{mx}$  —— 等效弯矩系数, 按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定取值。

2 单向压弯构件平面外整体稳定应符合下式规定:

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1 \quad (6.4.4-2)$$

式中:  $\varphi_y$  —— 轴心受压构件绕  $y$  轴整体稳定系数, 应符合本规程第 6.3.4 条的规定;

$\beta_{tx}$  —— 等效弯矩系数, 按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定取值。

#### 6.4.5 轴心受压构件绕 $x$ 轴的弹性稳定临界力应符合下列公式规定:

$$N_{Ex} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_0^2} \quad (6.4.5-1)$$

$$(EI)_e = E_a I_a + E_s I_s + k_e E_c I_c \quad (6.4.5-2)$$

式中:  $l_0$  —— 轴心受压构件计算长度 (mm), 应符合本规程第 6.3.5 条的规定;

$(EI)_e$  —— 构件等效抗弯刚度 ( $\text{N} \cdot \text{mm}^2$ );

$E_a$ 、 $E_s$ 、 $E_c$  —— 钢材、钢筋、混凝土的弹性模量 ( $\text{N} \cdot \text{mm}^2$ );

$I_a$ 、 $I_s$ 、 $I_c$ ——柱主钢件、钢筋、混凝土的截面惯性矩 ( $\text{mm}^4$ );  
 $k_e$ ——折减系数, 取 0.5。

## 6.5 双向压弯构件承载力计算

**6.5.1** 双向压弯构件的截面承载力计算应符合下列规定:

1 双轴对称截面双向压弯承载力计算应符合下列公式的规定:

$$\frac{(N_u - N_{mx})M_x}{(N_u - N)M_{ux}} + \frac{(N_u - N_{my})M_y}{(N_u - N)M_{uy}} \leq 1 \quad (N_{mx} < N < N_u)$$

(6.5.1-1)

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (0 < N < N_{mx})$$

(6.5.1-2)

式中:  $N$ ——截面上的轴力设计值 (N);

$M_x$ 、 $M_y$ ——绕  $x$  轴的弯矩设计值、绕  $y$  轴的弯矩设计值 (N·mm);

$N_u$ ——截面受压承载力设计值 (N), 按本规程第 6.2.3 条的规定计算;

$N_{mx}$ 、 $N_{my}$ ——绕  $x$  轴和  $y$  轴的特征轴力 (N), 应符合本规程第 6.4.1 条第 1 款的规定;

$M_{ux}$ 、 $M_{uy}$ ——绕  $x$  轴和绕  $y$  轴的受弯承载力设计值 (N·mm), 应符合本规程第 6.4.2 条的规定。

2 单轴对称截面双向压弯承载力计算应符合下列公式的规定 ( $x$  轴为对称轴):

$$\frac{(N_u - N_{mx})M_x}{(N_u - N)M_{ux}} + \frac{N_u M_y}{(N_u - N)M_{uy}} \leq 1 \quad (N_{mx} < N < N_u)$$

(6.5.1-3)

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{N_u M_y}{(N_u - N)M_{uy}} \leq 1 \quad (0 < N < N_{mx})$$

(6.5.1-4)

3 非对称截面双向压弯承载力计算应符合下列公式的规定:

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1$$

(6.5.1-5)

#### 4 截面双向受剪承载力应符合下列规定:

- 1) 截面双向受剪承载力计算可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力, 忽略内填混凝土和箍筋的作用, 应符合下列公式的规定:

$$V_y \leq V_{uy} \quad (6.5.1-6)$$

$$V_x \leq V_{ux} \quad (6.5.1-7)$$

$$V_{uy} = f_{av} A_{ay} \quad (6.5.1-8)$$

$$V_{ux} = f_{av} A_{ax} \quad (6.5.1-9)$$

式中:  $V_x$ 、 $V_y$  ——截面上沿  $x$  轴(主钢件翼缘板面方向)和  $y$  轴(主钢件腹板面方向)的剪力设计值(N);

$V_{ux}$ 、 $V_{uy}$  ——截面上沿  $x$  轴(主钢件翼缘板面方向)和  $y$  轴(主钢件腹板面方向)的受剪承载力设计值(N);

$A_{ax}$ 、 $A_{ay}$  ——主钢件板件宽度平行于  $x$  轴和  $y$  轴方向的板件面积( $\text{mm}^2$ ), 当为 H 形或异形截面腹板时, 取翼缘间的净高和厚度的乘积计算;

$f_{av}$  ——钢材的抗剪强度设计值( $\text{N}/\text{mm}^2$ ), 当翼缘与腹板的钢材牌号不同时, 分别取对应的抗剪强度设计值。

- 2) 如  $V_y$  大于  $0.5V_{uy}$  或  $V_x$  大于  $0.1V_{ux}$ , 则按本规程第 6.4.2 条计算截面受弯承载力  $M_{ux}$  和  $M_{uy}$  时, 主钢件翼缘板和腹板的设计强度应分别乘以折减系数  $(1-\rho_x)$  和  $(1-\rho_y)$ , 其中  $\rho_x = (2V_y / V_{uy} - 1)^2$ ,  $\rho_y = (2V_x / V_{ux} - 1)^2$ 。

**6.5.2** 双向压弯构件的整体稳定承载力计算应符合下列公式的规定:

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux}(1 - \varphi_x N / N_{Ex})} + \frac{\beta_{ty} M_y}{0.85 M_{uy}} \leq 1 \quad (6.5.2-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{M_{uy}(1 - \varphi_y N / N_{Ey})} \leq 1 \quad (6.5.2-2)$$

式中： $\varphi_x$ 、 $\varphi_y$ ——轴心受压构件整体稳定系数，应符合本规程第 6.3.4 条的规定；

$N_{Ex}$ 、 $N_{Ey}$ ——弹性稳定临界力（N）， $N_{Ex}$  应符合本规程 6.4.5 条规定，计算  $N_{Ey}$  时取弱轴方向的计算长度和等效抗弯刚度作相应代换；

$\beta_{mx}$ 、 $\beta_{my}$ ——绕  $x$  轴或  $y$  轴单向压弯时的弯矩等效系数，应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定；

$\beta_{tx}$ 、 $\beta_{ty}$ ——绕  $x$  轴或  $y$  轴单向压弯时的平面外稳定弯矩等效系数，应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

## 6.6 抗震措施

**6.6.1** 按地震作用组合设计时，框架柱的轴压比应按下式计算，且不宜大于表 6.6.1 规定的限值：

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (6.6.1)$$

式中： $N$ ——地震组合下框架柱承受的最大轴压力设计值（N）；

$A_c$ ——框架柱混凝土的截面面积（ $\text{mm}^2$ ）；

$A_a$ ——框架柱主钢件的截面面积（ $\text{mm}^2$ ）。

表 6.6.1 框架柱的轴压比限值

结构类型	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
框架结构、框架-支撑结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-剪力墙结构	0.70	0.80	0.90	0.95
框架-钢板剪力墙结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-核心筒结构	0.70	0.80	0.90	—

注：1 剪跨比不大于 2 的柱的轴压比限值应比表中限值减小 0.05；

- 2 当混凝土强度等级采用 C65~C70 时, 轴压比限值应比表中限值减小 0.05;  
 3 “—” 表示不采用。

**6.6.2** 采用地震作用组合计算的框架节点上、下柱端内力设计值应符合下列规定:

1 节点上、下柱端的弯矩设计值应符合下列规定:

1) 框架结构应按下式计算:

$$\text{一级框架} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_{\text{bua}} \quad (6.6.2-1)$$

$$\text{二级框架} \quad \sum M_c = 1.5 \sum M_b \quad (6.6.2-2)$$

$$\text{三级框架} \quad \sum M_c = 1.3 \sum M_b \quad (6.6.2-3)$$

$$\text{四级框架} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (6.6.2-4)$$

2) 其他结构体系中的框架结构应按下列公式计算:

$$\text{一级框架} \quad \sum M_c = 1.4 \sum M_b \quad (6.6.2-5)$$

$$\text{二级框架} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (6.6.2-6)$$

$$\text{三、四级框架} \quad \sum M_c = 1.1 \sum M_b \quad (6.6.2-7)$$

式中:  $\sum M_c$  —— 采用地震组合计算的节点上、下柱端的弯矩设计值之和 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ); 柱端弯矩设计值可取调整后的弯矩设计值之和按弹性分析的弯矩比例进行分配;

$\sum M_{\text{bua}}$  —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋(计入梁纵向钢筋及框架梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋, 当上述钢筋未能可靠锚固时则不计)和实配主钢件截面积、材料强度标准值, 且计入承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力之和的较大值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

$\sum M_b$  —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向地震组合计算的两端弯矩设计值之和的较大值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ); 一级抗震等级, 当两端弯矩均为负弯矩时, 绝对值较小的弯矩值应取 0。

2 按地震作用组合的框架结构底层柱下端截面的弯矩设计值，对一、二、三、四级抗震等级应分别乘以弯矩增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。底层柱纵向钢筋宜按上、下端的不利情况配置。

3 顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱，柱端弯矩设计值可取地震组合下的弯矩设计值。

4 节点上、下柱端的轴向力设计值，应取地震组合下各自的轴向力设计值。

**6.6.3** 按地震作用组合计算的框架柱剪力设计值应符合下列规定：

1 框架结构应按下式计算：

$$\text{一级抗震等级} \quad V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (6.6.3-1)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-2)$$

$$\text{三级抗震等级} \quad V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-3)$$

$$\text{四级抗震等级} \quad V_c = 1.05 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-4)$$

2 其他结构体系中的框架结构应按下列公式计算：

$$\text{一级抗震等级} \quad V_c = 1.3 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-5)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-6)$$

$$\text{三、四级抗震等级} \quad V_c = 1.05 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-7)$$

式中：  $V_c$  —— 框架柱剪力设计值 (N)；

$M_{cua}^t$ 、 $M_{cua}^b$  —— 框架柱上、下端顺时针或逆时针方向按实配钢筋（但不计柱端未能有效锚固的钢筋）和主钢件截面面积、材料强度标准值，且计入承载力抗震调整系数

的正截面受弯承载力所对应的弯矩值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );  
 $M_c^t$ 、 $M_c^b$  ——按地震组合,且经调整后的柱上、下端弯矩设计值  
 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );  
 $H_n$  ——框架柱的净高 ( $\text{mm}$ )。

**6.6.4** 部分包覆钢-混凝土组合柱应采用配筋混凝土包覆,柱的纵向钢筋宜符合下列规定:

- 1 抗震设计时宜采用对称配筋;
- 2 纵向钢筋直径不宜小于 10mm;一、二、三级抗震设计时,纵向钢筋间距不宜大于 250mm;四级抗震设计时,纵向钢筋间距不宜大于 300mm;
- 3 柱纵向钢筋净距均不应小于 50mm;全部纵向钢筋的最小配筋率不应小于 0.5%。

**6.6.5** 框架柱配置箍筋时应符合下列规定:

- 1 按地震作用组合设计的框架柱应设置箍筋加密区。加密区的箍筋最大间距和最小直径应符合表 6.6.5 的规定。
- 2 非加密区的箍筋直径宜与加密区相同,间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍且不应大于 300mm。

**表 6.6.5 加密区箍筋最大间距和最小直径**

抗震等级	截面分类	加密区箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	A	150	10
二级	A	200	8
	B	150 (柱根 100)	8
三级	A	200	8
	B	150 (柱根 100)	8
四级	A	200	6
	B	200 (柱根 150)	8
	C	150 (柱根 100)	8

注: 1 柱根系指地下室的顶面或无地下室的基础顶面箍筋加密区;

- 2 箍筋宜采用封闭箍或与主钢件焊接；
- 3 两端铰接柱设计时，箍筋直径不应小于 6mm，箍筋间距不应大于 300mm。

### 6.6.6 框架柱配置连杆时应符合下列规定：

1 厚实型截面和薄柔型截面柱端加密区连杆最大间距和最小直径应符合本规程表 6.6.5 的规定。扁钢连杆面积可按最小直径的圆面积等效。

2 薄柔型截面柱连杆间距尚应使主钢件翼缘宽厚比符合本规程第 4.1.3 条截面分类的规定，垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积及焊缝承载力设计值应符合本规程第 5.5.5 条第 2 款、第 3 款规定。

3 非加密区的连杆面积宜与加密区相同，连杆间距不宜大于加密区间距的 2 倍、主钢件翼缘全宽的 1.5 倍和 300mm 三者的较小值。

4 两端铰接柱设计时，连杆直径不应小于 6mm，箍筋间距不应大于 300mm。

### 6.6.7 按地震作用组合设计的框架柱的箍筋或连杆加密区应为下列范围：

1 柱上、下两端，取截面长边长度、柱净高 1/6 和 500mm 的最大值；

2 底层柱的下端不小于 1/3 柱净高的范围；

3 刚性地面上、下各 500mm 的范围；

### 6.6.8 按地震作用组合设计的框架柱配置箍筋或连杆时，箍筋或连杆加密区体积配箍率应符合下式规定：

1 当采用箍筋时应符合下式规定：

$$\rho_v \geq 0.7\lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (6.6.8-1)$$

2 当采用连杆时应符合下式规定：

$$\rho_v \geq 0.6\lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (6.6.8-2)$$

式中： $\rho_v$  —— 框架柱箍筋加密区的相应体积配箍率；

$f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )；当强度等级低于 C35 时，按 C35 取值；

$f_{yv}$  —— 箍筋的抗拉强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )；

$\lambda_v$  —— 箍筋和连杆的最小配筋特征值，按表 6.6.8 采用。

表 6.6.8 框架柱箍筋加密区箍筋和连杆最小配筋特征值  $\lambda_v$

抗震等级	箍筋形式	轴压比							
		$\leq 0.3$	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95
一级	普通箍、连杆	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	—	—	—
	复合箍+栓杆	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	—	—	—
二级	普通箍、连杆	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	—	—
	复合箍+栓杆	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	—	—
三级	普通箍、连杆	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	—
	复合箍+栓杆	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	—
四级	普通箍、连杆	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19
	复合箍+栓杆	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17

- 注： 1 一、二、三、四级抗震等级柱的箍筋加密区的体积配箍率，当采用箍筋时分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4%和 0.4%；当采用连杆时分别不应小于 0.6%、0.5%、0.3%和 0.3%；
- 2 当混凝土强度等级高于 C60 时，如轴压比不大于 0.6，柱加密区的最小配筋特征值直接表中数值增大 0.01；如轴压比大于 0.6，直接表中数值增大 0.02；
- 3 扁钢连杆取面积等效的换算直径；
- 4 “—”表示不采用等于或大于对应的轴压比。

**6.6.9** 按地震作用组合设计的框架柱非加密区，箍筋或连杆体积配箍率不宜小于加密区的 1/2；间距不宜大于加密区的 2 倍和框架柱截面的短边长度。一级、二级抗震等级，间距尚不应大于纵筋直径的 10 倍；三级、四级抗震等级，间距尚不应大于纵筋直径的 15 倍。

**6.6.10** 按地震组合设计的剪跨比不大于 2 的框架柱，箍筋或连杆间距不应大于 100mm 并沿全高加密，体积配箍率不应小于 0.8%。

## 7 连接与节点设计

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合结构节点设计应根据结构的重要性与受力特点、荷载情况和工作环境等因素，选用适当的形式、材料与加工工艺，主钢件之间宜采用栓焊混合连接或全螺栓连接。

**7.1.2** 节点设计应满足承载能力极限状态要求，防止节点因强度破坏、板件局部失稳、焊缝及其周边开裂等引起的失效。

**7.1.3** 节点构造应符合结构计算假定，并应传力可靠、减小应力集中。当构件在节点偏心相交时，尚应计入局部弯矩的影响。

**7.1.4** 梁柱节点区柱段部位和柱拼接区的纵向受力钢筋应连续，并应后浇混凝土。梁柱节点的梁端区、梁拼接区和主次梁连接区的纵向受力钢筋宜连续，并宜后浇混凝土。

**7.1.5** 梁柱节点的梁端区、梁拼接区和主次梁连接区无混凝土后浇时，主钢件的强度、局部稳定、刚度、抗震性能和构造措施应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《工程结构通用规范》GB 55001 的有关规定，并满足防腐和防火保护要求。

**7.1.6** 节点连接的极限承载力应大于相连构件的屈服承载力。按地震作用组合设计的连接，极限承载力计算应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定。

**7.1.7** 构造复杂的节点应通过有限元分析确定节点承载力，并宜通过试验进行验证。

**7.1.8** 节点构造应便于制作、运输、安装和维护，并应采取防腐与防火措施。

## 7.2 梁与梁连接

**7.2.1** 同轴梁段现场拼接时，主钢件可采用翼缘焊接连接、腹板螺栓连接[图 7.2.1(a)]或翼缘、腹板均为螺栓连接[图 7.2.1(b)]。梁段主钢件宜在连接板外侧设置永久或临时挡板，挡板与腹板连接板间距不宜小于纵向钢筋直径的 5 倍。

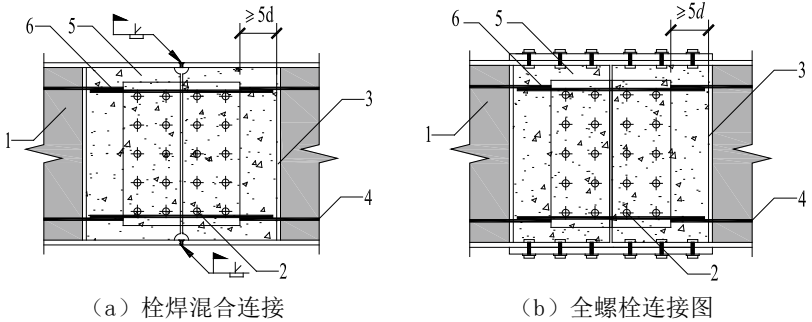


图7.2.1 梁拼接连接示意

1—预制包覆混凝土；2—高强度螺栓；3—挡板；4—纵筋；5—后浇混凝土；  
6—双面焊  $5d$ 、单面焊  $10d$  ( $d$  为纵筋直径)

**7.2.2** 同轴梁段拼接位置宜避开受弯较大截面。连接承载力设计值不应小于拼接处梁的内力设计值，且不得小于梁截面塑性承载力的 50%。

**7.2.3** 主次梁连接节点采用铰接连接时（图 7.2.3），连接强度计算应符合下列规定：

1 除应计入次梁传递的剪力设计值外，尚宜计入次梁端部弯曲约束产生的弯矩，弯矩设计值可按下式计算：

$$M_j = V_b a \quad (7.2.3)$$

式中： $M_j$ ——主次梁连接的弯矩设计值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )；

$V_b$ ——次梁端部剪力设计值 ( $\text{N}$ )；

$a$ ——次梁连接板的合力中心到主梁翼缘侧边的水平距离 ( $\text{mm}$ )。

2 当采用受力性能等同于现浇混凝土的楼板将主次梁连成整

体时，可不计算端部弯曲约束产生的弯矩影响。

**3** 连接强度应包括螺栓群强度、连接板与主梁的焊缝强度以及连接板拉剪强度。连接强度设计应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

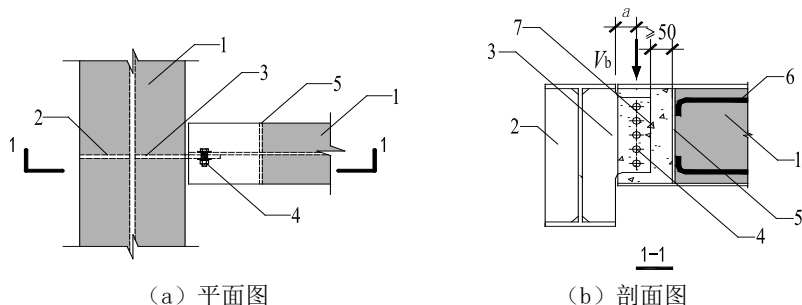


图7.2.3 主次梁铰接连接示意

1—预制包覆混凝土；2—加劲板；3—连接板；4—高强度螺栓；  
5—挡板；6—纵向钢筋；7—后浇混凝土

### 7.3 柱竖向拼接

**7.3.1** 框架柱现场安装的拼缝位置距下层框架梁顶面上方距离可取 1.3m 和柱净高一半二者的较小值。当柱子截面外包尺寸有变化时，变化过渡段内不宜设置现场拼接接头。

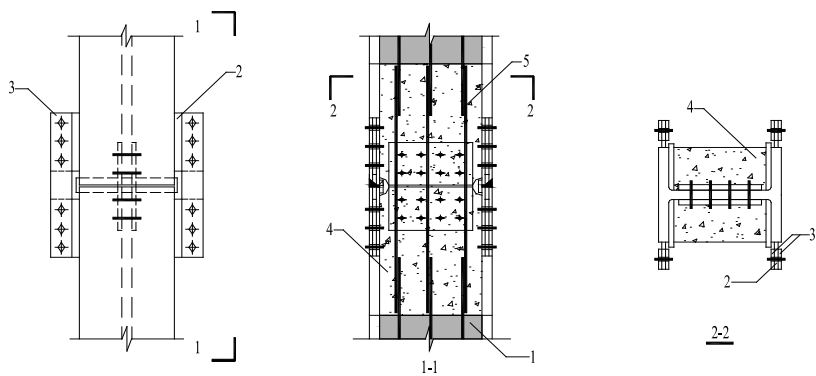
**7.3.2** 上下柱拼接接头可采用主钢件栓焊混合连接或全螺栓连接，也可采用全焊接连接（图 7.3.2）。柱拼接缝两侧的纵向钢筋可采用机械连接或焊接连接。当采用搭接焊接时，单面焊接长度不应小于  $10d$ ，且不宜小于 200mm，双面焊接长度不应小于  $5d$ ，且不宜小于 100mm， $d$  为纵向钢筋直径。

**7.3.3** 拼接连接的计算应符合下列规定：

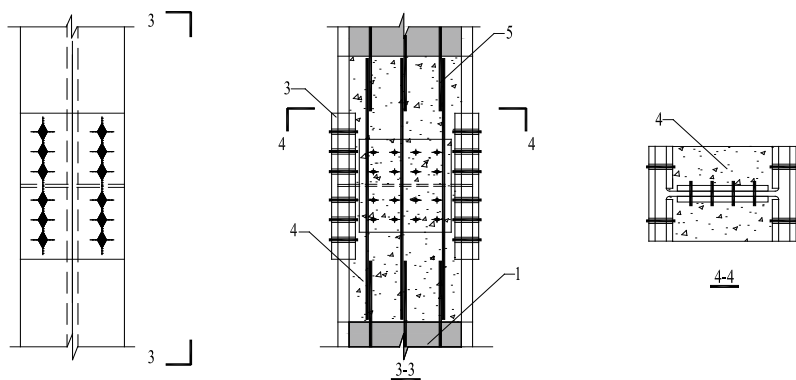
**1** 当柱两端的弯矩曲率异号，或柱两端弯矩曲率同号但弯矩相差大于 20% 时，拼接连接的承载力设计值不应小于连接处柱的内力设计值的 1.2 倍，且不得小于柱截面承载力设计值的 50%；

**2** 当柱两端的弯矩曲率同号且弯矩值相差不大于 20% 时，拼接

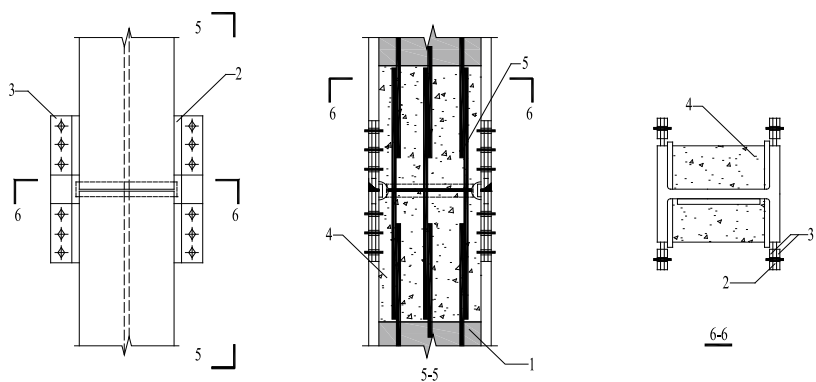
连接的承载力设计值不应小于柱的截面承载力设计值。



(a) 栓焊连接



(b) 全螺栓连接



(c) 全焊连接

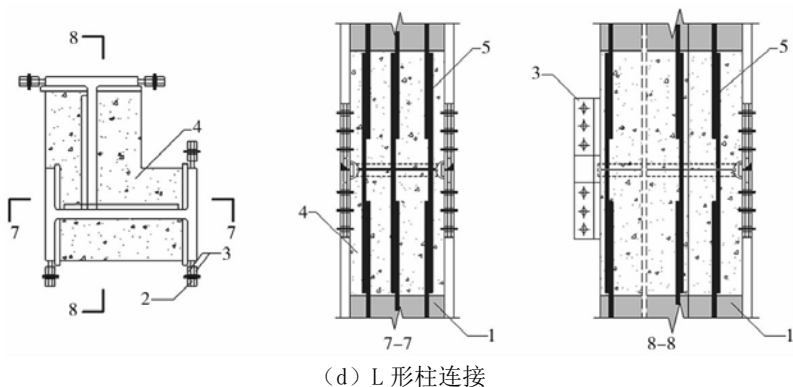


图 7.3.2 柱现场拼接连接示意

1—预制包覆混凝土；2—耳板；3—连接板；4—后浇混凝土；  
5—双面焊  $5d$ 、单面焊  $10d$  ( $d$ 为纵筋直径)

## 7.4 梁 柱 连 接

**7.4.1** 梁与柱的连接宜采用柱贯通型。梁柱连接可采用铰接节点（图 7.4.1-1、图 7.4.1-2）或刚接节点（图 7.4.1-3、图 7.4.1-4），并应符合下列规定：

**1** 铰接节点应将梁主钢件的腹板与柱的主钢件连接；刚接节点应使梁主钢件的翼缘和腹板均与柱的主钢件连接。

**2** 刚接节点采用柱边伸出钢悬臂梁段时，悬臂梁段与柱主钢件、悬臂梁段与梁主钢件翼缘应采用坡口全熔透焊缝连接，焊缝质量等级应为一级（工地拼接焊缝质量等级可为二级）。

**3** 柱的纵向钢筋在节点区应连续布置；梁的纵向钢筋应采用可靠措施锚固在梁端板或端部附近的钢档板上。

**4** 节点连接后，宜按设计要求采用后浇混凝土填充节点区域，并配置相应的拉杆、焊钉或纵向钢筋。当按节点空腔不填充混凝土设计时，节点区主钢件承载力设计值应不低于部分包覆钢-混凝土组合构件，其防火防腐涂装等级应与部分包覆钢-混凝土组合构件相同。

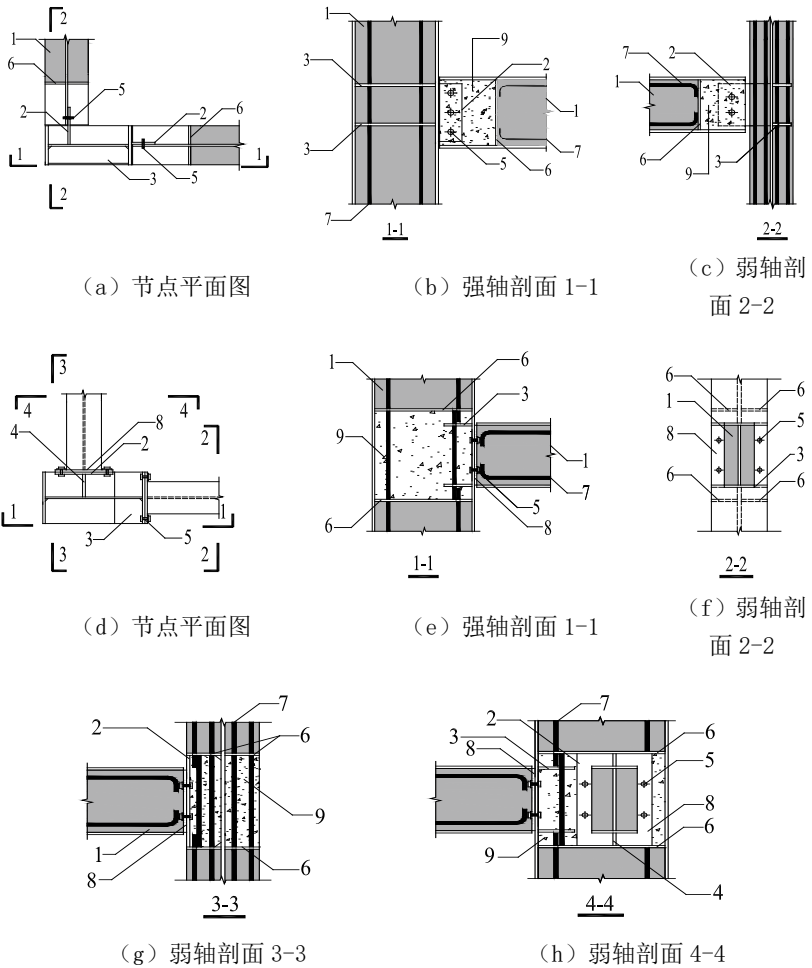


图 7.4.1-1 矩形柱梁柱铰接示意

1—包覆混凝土；2—连接板；3—横向加劲板；4—竖向加劲板；5—高强度螺栓；  
6—挡板；7—纵向钢筋；8—端板；9—后浇混凝土

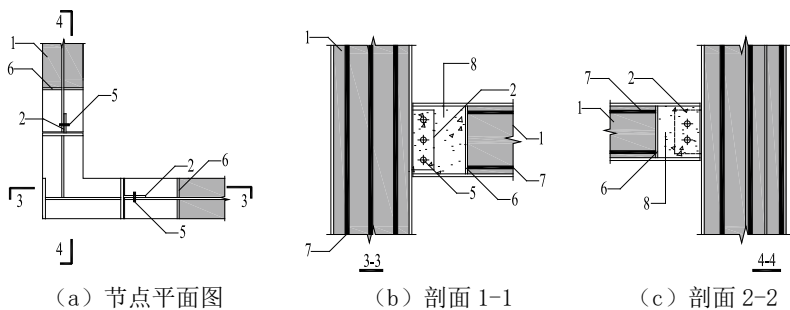


图 7.4.1-2 异形柱梁柱铰接示意

1—包覆混凝土；2—连接板；3—横向加劲板；4—竖向加劲板；  
5—高强度螺栓；6—挡板；7—纵向钢筋；8—后浇混凝土

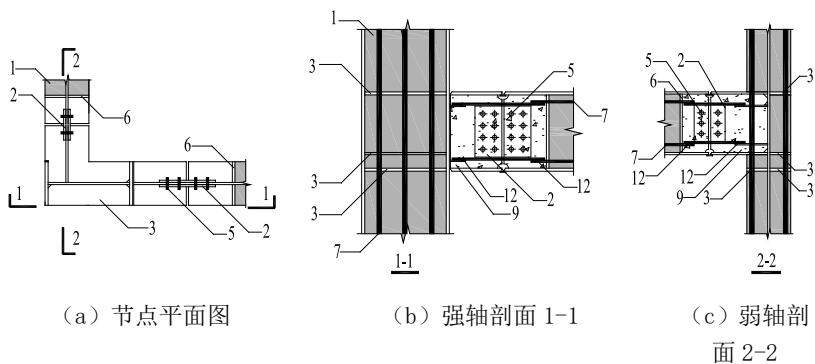
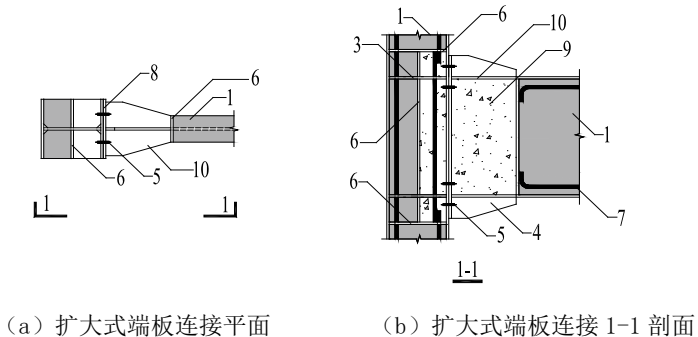


图 7.4.1-3 矩形柱梁柱刚接示意（悬臂梁段）



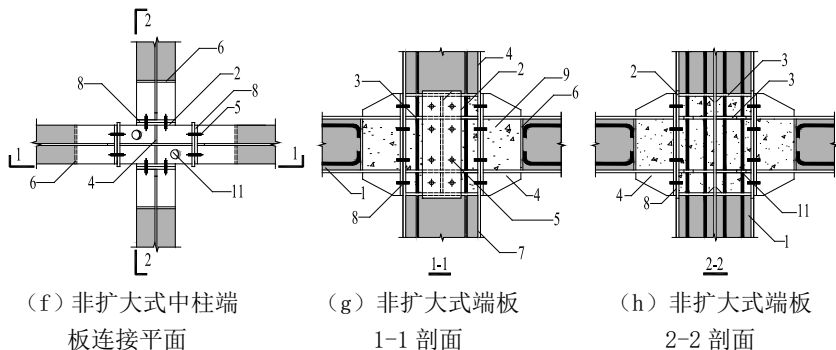
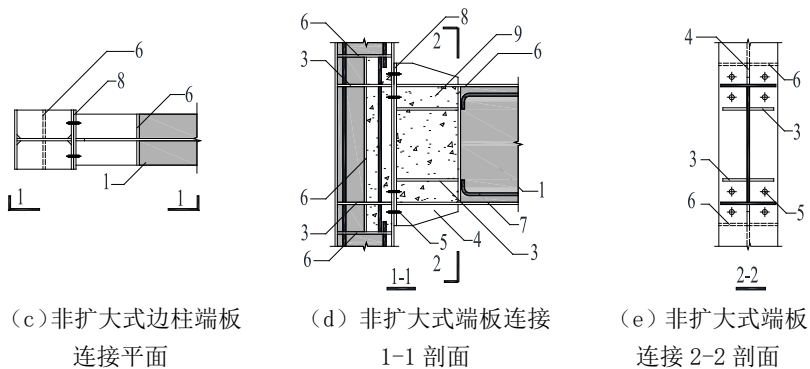


图 7.4.1-4 矩形柱梁柱刚接示意(端板式)

1—包覆混凝土；2—连接板；3—横向加劲板；4—竖向加劲板；5—高强度螺栓；  
6—挡板；7—纵向钢筋；8—端板；9—后浇混凝土；10—扩大端；11—灌浆孔；  
12—双面焊  $5d$ 、单面焊  $10d$  ( $d$  为纵筋直径)

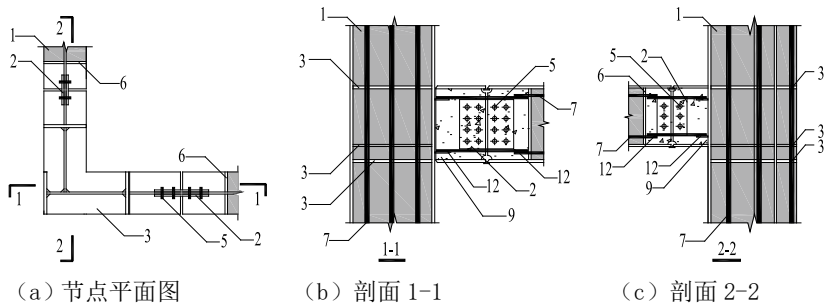


图 7.4.1-5 异形柱梁柱刚接示意

- 1—包覆混凝土；2—连接板；3—横向加劲板；4—竖向加劲板；5—高强度螺栓；  
6—挡板；7—纵向钢筋；8—端板；9—后浇混凝土；10—扩大端；11—灌浆孔；  
12—双面焊  $5d$ 、单面焊  $10d$  ( $d$  为纵筋直径)

**7.4.2** 梁柱铰接节点的强度计算应符合本规程第 7.2.3 条的规定；梁柱刚接节点的强度计算应包括受弯承载力计算、受剪承载力计算及节点核心区受剪承载力计算。

**7.4.3** 梁柱刚接节点采用全焊连接时，节点承载力设计值应符合下列规定：

**1** 节点受弯承载力设计值由梁翼缘和腹板与柱连接的焊缝群截面模量和焊缝强度设计值确定，焊缝的受剪承载力由梁腹板与柱连接的焊缝面积和焊缝强度设计值确定。对接焊缝、角焊缝的计算厚度及焊缝强度设计值应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

**2** 框架梁轴线平行于柱主钢件腹板时（图 7.4.3 中水平梁），节点区受剪承载力设计值应按下式计算：

$$V_{ju} = \sqrt{1 - n^2} f_{av}(h_c - t_{fc})t_{wc} + 0.3 f_c(b_c - t_{wc})(h_c - 2t_{fc}) \quad (7.4.3-1)$$

**3** 框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板，设置端部连接板时 [图 7.4.3(a) 中竖向梁]，节点区受剪承载力设计值应按下式计算：

$$V_{ju} = f_{r1v} b_c t_{r1} + 0.3 f_c(b_{r2} - t_{r1})(b_c - t_{wc}) \quad (7.4.3-2)$$

**4** 框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板，无端部连接板时 [图 7.4.3(b) 中竖向梁]，节点区受剪承载力设计值应按下式计算：

$$V_{ju} = f_{r1v} b_c t_{r1} + 0.1 f_c(b_{r2} - t_{r1})(b_c - t_{wc}) \quad (7.4.3-2)$$

式中： $V_{ju}$  —— 节点受剪承载力设计值 (N)；

$n$  —— 柱的轴压比；

$h_c$ 、 $b_c$  —— 柱主钢件截面高度、柱包覆混凝土外轮廓宽度 (mm)；

$t_{fc}$ 、 $t_{wc}$  —— 翼缘厚度、腹板厚度 (mm)；

$f_{av}$ 、 $f_c$  —— 柱主钢件腹板的钢材抗剪强度设计值和混凝土抗

压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$f_{r1v}$  —— 竖向加劲肋的钢材抗剪强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$t_{r1}$ 、 $b_{r2}$ 、 $t_{r2}$  —— 竖向加劲肋厚度、连接面板宽度和厚度 ( $\text{mm}$ )。

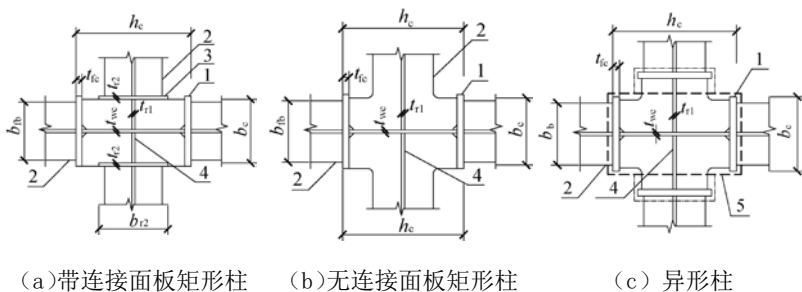


图 7.4.3 节点区受剪计算参数示意

1—柱；2—梁；3—连接板；4—竖向加劲肋；5—异形柱简化截面

**7.4.4** 梁柱刚接节点采用栓焊连接时，节点承载力设计值应符合下列规定：

1 节点受弯承载力设计值可由梁主钢件翼缘与柱主钢件连接的焊缝面积和焊缝强度设计值及梁主钢件腹板与柱主钢件连接的螺栓受剪承载力设计值确定。焊缝计算厚度、强度设计值及螺栓承载力设计值应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

2 节点区受剪承载力设计值应按本规程第 7.4.3 条规定计算。

**7.4.5** 梁柱刚接节点采用端板式高强度螺栓连接时，节点承载力设计值应符合下列规定：

1 节点受弯承载力设计值应分别计算端板与主钢件的连接焊缝承载力设计值、端板受弯承载力设计值和螺栓群受弯承载力设计值。

2 端板受弯承载力设计值和螺栓群受弯承载力设计值应符合现行国家标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022 的有关规定。

3 节点区受剪承载力设计值应按本规程第 7.4.3 条规定计算。

**7.4.6** 框架梁与异形柱连接时 [图 7.4.3 (c)], 节点承载力设计值可仅考虑连接翼缘、与之平行且等宽的翼缘或腹板和中间区域混凝土的贡献, 可基于简化矩形柱截面按本规程第 7.4.3~7.4.5 条计算节点承载力。

**7.4.7** 采用全焊连接或栓焊混合连接的梁柱刚接节点, 柱主钢件对应于梁主钢件翼缘部位应设置横向加劲肋, 并应符合下列规定:

1 横向加劲肋的厚度不宜小于梁主钢件翼缘厚度, 总宽度不宜小于梁主钢件翼缘的宽度。

2 按非支承边计算的板件宽厚比不应超过  $15\varepsilon_k$ , 横向加劲肋的上表面宜与梁主钢件翼缘的上表面对齐, 并应以对接焊缝与柱翼缘连接。

3 当梁主钢件与柱主钢件非翼缘侧连接, 即梁轴线与柱主钢件腹板平面垂直时, 横向加劲肋与柱主钢件腹板的连接宜采用对接焊缝。

**7.4.8** 采用端板连接的梁柱刚接节点, 端板宜采用外伸式加劲端板。端板的厚度不宜小于螺栓直径。柱主钢件对应于梁主钢件翼缘部位应设置横向加劲肋, 横向加劲肋的构造要求应符合本规程第 7.4.7 条的规定。

**7.4.9** 钢梁与部分包覆钢-混凝土组合柱的连接节点, 可按本节规定进行节点计算和构造设计。

**7.4.10** 考虑地震作用组合时, 框架梁柱连接节点设计应符合下列规定:

1 连接的极限承载力应大于相连构件的屈服承载力, 连接极限承载力计算应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定。

2 框架梁柱节点按刚性设计且采用高强度螺栓连接时, 弹性设计阶段应采用摩擦型连接设计, 极限承载力验算可按承压型连接设计。

**7.4.11** 考虑地震作用组合时, 框架梁柱连接节点的剪力设计值应符合下列规定:

1 一级抗震等级的框架结构和9度设防烈度一级抗震等级的各类框架，应按下列公式计算：

$$\begin{array}{l} \text{顶层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.15 \frac{M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r}{Z} \quad (7.4.11-1)$$

$$\begin{array}{l} \text{其他层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.15 \frac{M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.11-2)$$

2 二级抗震等级的框架结构，应按下列公式计算：

$$\begin{array}{l} \text{顶层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.25 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (7.4.11-3)$$

$$\begin{array}{l} \text{其他层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.25 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.11-4)$$

3 其他各类框架应符合下列规定：

1) 一级抗震等级：

$$\begin{array}{l} \text{顶层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.25 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (7.4.11-5)$$

$$\begin{array}{l} \text{其他层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.25 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.11-6)$$

2) 二级抗震等级：

$$\begin{array}{l} \text{顶层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.1 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (7.4.11-7)$$

$$\begin{array}{l} \text{其他层中间节点} \\ \text{和端节点} \end{array} \quad V_j = 1.1 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.11-8)$$

式中：  $V_j$  —— 框架梁柱节点的剪力设计值 (N)；

$M_{\text{bua}}^l$ 、 $M_{\text{bua}}^r$  —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋（计入梁纵向钢筋及框架梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋，当上述钢筋未能可靠锚固时则不计）和实配主钢件截面积、材料强度标准值、且计

入承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力对应的弯矩值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

$M_b^l$ 、 $M_b^r$  —— 节点两侧框架梁的梁端弯矩设计值 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ );

$H_c$  —— 节点上柱和下柱反弯点之间的距离 ( $\text{mm}$ );

$Z$  —— 对框架梁, 取主钢件上翼缘与梁上部纵向受力钢筋合力点与主钢件下翼缘与梁下部纵向受力钢筋合力点之间的距离 ( $\text{mm}$ )。

#### 7.4.12 框架梁与柱的连接构造应符合下列规定:

1 梁主钢件翼缘与柱主钢件翼缘采用焊接连接时, 应采用全焊透坡口焊缝, 抗震等级为一、二级时, 应检验焊缝的 V 形切口冲击韧性, 其夏比冲击韧性在  $-20^\circ\text{C}$  时不应低于 27J;

2 柱主钢件的横向加劲肋的强度应与梁主钢件翼缘相同。

3 梁主钢件腹板与柱主钢件的连接板宜采用高强度螺栓摩擦型连接; 经工艺试验合格能确保现场施工质量时, 可采用气体保护焊进行焊接; 腹板角部应设置焊接孔, 焊接孔形应使其端部与梁主钢件翼缘和柱主钢件翼缘间的全焊透坡口焊缝完全隔开。

4 腹板连接板与柱主钢件的焊接, 当板厚不大于 16mm 时应采用双面角焊缝, 焊缝有效厚度应满足等强度要求, 且不小于 5mm; 当板厚大于 16mm 时应采用 K 形坡口对接焊缝, 焊缝宜采用气体保护焊, 且板端应绕焊。

7.4.13 框架梁柱采用刚接节点时, 在梁主钢件翼缘上下各 500mm 的范围内, 框架柱主钢件翼缘与腹板间的连接焊缝应采用全焊透坡口焊缝。当柱主钢件截面宽度大于 600mm 时, 应在梁主钢件翼缘上下各 600mm 的范围内采用全焊透坡口焊缝。

## 7.5 柱 脚

7.5.1 柱脚可采用外露式柱脚、外包式柱脚或埋入式柱脚 (图 7.5.1), 并应符合下列规定:

1 外露式柱脚可用于低层和多层建筑。外包式柱脚可用于有地下室的高层民用建筑。

2 当柱脚位于上部结构计算嵌固端时，宜采用埋入式柱脚节点。

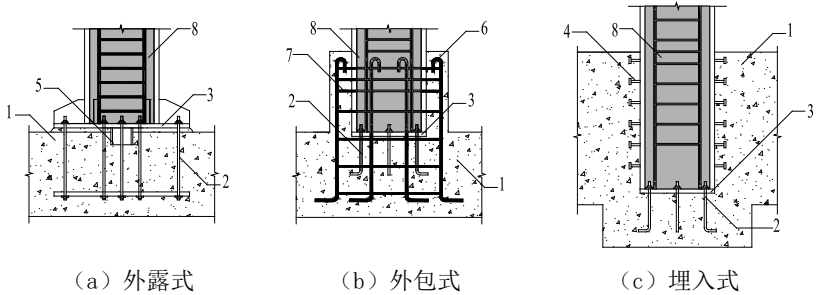


图7.5.1 柱脚构造示意

1—基础，2—锚栓；3—底板；4—栓钉；5—抗剪键；6—纵筋；7—箍筋；8—组合柱

**7.5.2** 外露式柱脚应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定进行计算和构造设计。外包式和埋入式柱脚应按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定进行计算和构造设计。设计时轴力、弯矩、剪力应取柱底部的相应内力设计值。

**7.5.3** 刚性柱脚宜采用埋入式，也可采用外包式；低层建筑及抗震设防烈度为 6 度、7 度的多层建筑也可采用外露式柱脚。

## 7.6 支撑连接

**7.6.1** 当设置中心支撑时，中心支撑与框架的连接和支撑拼接应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定进行承载力计算和构造设计。

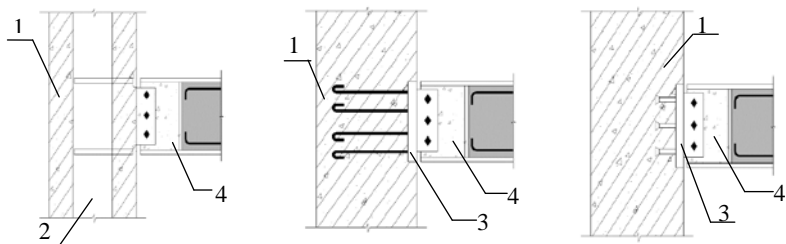
**7.6.2** 由部分包覆钢-混凝土组合柱与钢梁组成的框架-支撑结构中，当设置偏心支撑时，偏心支撑与消能梁段的连接应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 中的构造要求。

## 7.7 梁墙连接

**7.7.1** 梁与混凝土剪力墙的平面内连接，可采用铰接或刚接；与混

凝土剪力墙的平面外连接，宜采用铰接。

**7.7.2** 梁宜与混凝土剪力墙铰接。当梁为框架梁或受力较大的次梁时，宜采用图 7.7.2a 形式，在混凝土剪力墙内预埋型钢柱，梁与钢柱上伸出的牛腿可采用高强螺栓连接。当混凝土剪力墙内无法埋置钢柱时，框架梁或受力较大的次梁可按图 7.7.2 (b) 与剪力墙内的预埋件连接，锚筋长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定。当梁为受力较小的次梁时可采用图 7.7.2 (c) 形式，预埋件上仅设置栓钉。



(a) 预埋型钢柱连接      (b) 锚筋预埋件连接      (c) 栓钉预埋件连接

图 7.7.2 梁与混凝土墙的铰接连接示意图

1—剪力墙；2—墙内预埋型钢；3—预埋件；4—梁

**7.7.3** 梁与混凝土墙采用铰接连接方式、且梁不承受拉力时，预埋件应进行单独设计验算。

## 8 防护设计

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 构件的设计耐火极限应根据建筑的耐火等级，按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的有关规定确定。

**8.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件中主钢件的防腐蚀设计应根据环境条件、结构重要性、防护层耐久性年限、施工条件和维护管理条件等因素选择防腐涂料和防腐配套，并应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《钢结构工程施工规范》GB 50755 和《建筑防腐蚀工程施工及验收规范》GB 50212 的规定，当应用于工业建筑时，尚应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046 的规定。

### 8.2 防腐设计

**8.2.1** 防腐涂装前，主钢件表面应进行除锈处理，除锈等级应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定》GB/T 8923 的有关规定外，尚应符合下列规定：

- 1 采用喷射清理时，除锈等级不应低于 Sa2；
- 2 采用手工和动力工具清理时，除锈等级不应低于 St3。

**8.2.2** 主钢件与混凝土的直接接触面，不应进行防腐涂覆。

**8.2.3** 主钢件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 100mm。焊接完毕后，对非混凝土包覆的主钢件重新进行表面处理和涂装。

**8.2.4** 主钢件的除锈和防腐涂装工作应在其制作质量检验、检测合格并完成连杆焊接后，方可进行，并应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB

50205 国家现行有关标准的规定。

**8.2.5** 主钢件除锈宜在室内进行，钢材表面除锈方法和除锈等级应符合设计要求，工厂中被混凝土包覆的部位应除去浮锈。

**8.2.6** 主钢件除锈后除端部节点区域外，非混凝土包覆的部位应进行防腐涂装，防腐涂装部位的防腐涂料品种和厚度应符合设计文件要求，涂装工艺应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 及涂料产品说明书的有关规定，节点区应做好有效保护措施。

**8.2.7** 当部分包覆钢-混凝土组合构件中的混凝土采取现场预制时，主钢件出厂前混凝土包覆的部位宜进行底漆涂装或采取其它防锈蚀措施。

**8.2.8** 柱脚在地面以下的部分应采用强度等级不高于 C30 的混凝土包裹，保护层厚度不应小于 50mm，包裹的混凝土高出室外地面不应小于 150mm，室内地面不应小于 50mm，并宜采取措施防止水分残留。

**8.2.9** 构件油漆补涂应符合下列规定：

1 表面涂有工厂底漆的构件，因焊接、火焰校正、暴晒和擦伤等原因造成重新锈蚀或附有白锌盐时，应经表面处理后再按原涂装规定进行补漆；

2 运输、安装过程的涂层碰损、焊接烧伤等，应根据原涂装规定进行补涂。

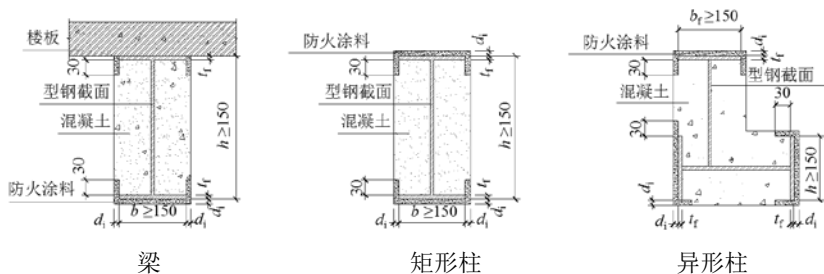
### 8.3 防火设计

**8.3.1** 构件防火保护设计应符合现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的规定。对构件进行防火保护设计时，可利用主钢件上包覆混凝土的防火保护作用。

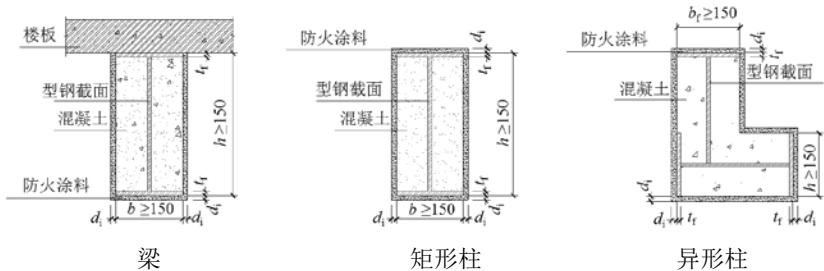
**8.3.2** 构件的耐火性能不满足要求时，应对构件裸露的主钢件部分进行防火保护。构件防火保护可采用下列措施之一或其中几种的复合或组合：

1 喷涂或抹涂防火涂料；

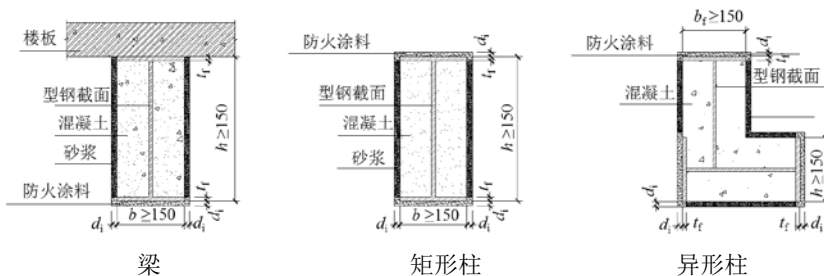
- 2 包覆防火板；
  - 3 包覆柔性毡状隔热材料；
  - 4 外包混凝土、金属网抹砂浆、金属网石膏基抹灰或砌筑砌体；
  - 5 通过现浇楼板混凝土下沉或局部下沉来包裹T形梁主钢件上翼缘。
- 翼缘。



(a) 部分保护



(b) 全部保护



(c) 混合保护 (砂浆中应布置金属网)

图 8.3.2 构件防火保护构造

(型钢翼缘厚度  $t_f \geq 6.0$  mm)

**8.3.3** 构件的耐火性能不符合要求时，应对构件进行防火保护。防火保护层的材料应符合下列规定：

- 1 设计工作环境下应具有良好的耐久、耐候性能；
- 2 火灾下应保持完整，不开裂、不脱落；
- 3 应能适应被保护构件在火灾下的变形；
- 4 防火保护层的最小等效热阻  $R_f$  应符合表 8.3.3 的规定；
- 5 型钢翼缘厚度  $t_f$  不应小于 6.0mm。

**表 8.3.3 防火保护层最小热阻**

构件类型	防火保护构造形式	耐火极限要求 ( $h$ )	最小等效热阻 $R_f$ ( $m^2 \cdot K/W$ )
梁	部分保护	1.5	0.06
		2.0	0.10
	全保护	1.5	0.05
		2.0	0.07
	混合保护 ( $d_s \geq 30\text{mm}$ )	1.5	0.10 ( $150 \leq b \leq 200$ ) 0.08 ( $b > 200$ )
		2.0	0.25 ( $150 \leq b \leq 200$ ) 0.10 ( $b > 200$ )
柱	部分保护	2.0	0.08
		2.5	0.14
		3.0 ( $t_f \geq 8.0\text{mm}$ )	0.16
	全保护	2.0	0.06
		2.5	0.08
		3.0	0.10
	混合保护	2.0	0.15 ( $b \geq 200$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ )
		2.5	0.30 ( $200 \leq b \leq 300$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ ) 0.30 ( $b > 300$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ )
		3.0	0.30 ( $200 \leq b \leq 300$ 且 $d_s \geq 40\text{mm}$ ) 0.30 ( $b > 300$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ )

**8.3.4** 构件的防火保护层构造措施除应符合现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的有关规定外，尚应符合下列规定：

1 采用非膨胀型防火涂料时，涂层厚度不应小于 15mm，粘结强度不应小于 0.04Mpa；当保护层大于 25mm 时，应设置与钢构件连接的镀锌钢丝网或其他防止保护层脱落的有效措施。

2 采用膨胀型防火涂料时，涂层厚度不应小于 1.5mm，粘结强度不应小于 0.15Mpa；装饰面层不应限制涂料的膨胀。

3 采用水泥砂浆或混合砂浆时，宜在涂层表面涂刷聚合物界面剂，并设置与钢构件连接的镀锌钢丝网或其他防止保护层脱落的有效措施。

4 采用防火板时，防火板底面、防火板间应采用防火材料填缝；防火板、固定防火板的连接构件及粘结剂应为不燃材料；粘结剂在高温下应能保持一定的强度。

**8.3.5** 防火保护材料供应商应提供材料的等效热传导系数或等效热阻、比热和密度等性能参数，并提供证明材料。

**8.3.6** 部分包覆钢-混凝土组合结构中构件主钢件防火涂料的粘结强度、抗压强度应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定；试验方法应符合现行国家标准《建筑构件耐火试验方法 第 1 部分：通用要求》GB/T 9978.1，《建筑构件耐火试验方法 第 6 部分：梁的特殊要求》GB/T 9978.6 或《建筑构件耐火试验方法 第 7 部分：柱的特殊要求》GB/T 9978.7 的有关规定。

## 9 制作与施工

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 构件加工制作前应由有设计资质的单位进行深化设计。深化设计宜采用 BIM 技术并提供构件的加工制作深化图纸。

**9.1.2** 构件加工前，加工人员应熟悉设计文件和构件加工图，做好各道工序的工艺准备，并结合加工的实际编制加工工艺文件。

**9.1.3** 构件组装前，组装人员应熟悉构件加工图、组装工艺及有关技术文件的要求，组装用零部件的材质、规格、外观、尺寸、数量等均应符合设计要求。

**9.1.4** 构件加工前应与建筑专业和设备专业进行管线预埋复核，构件上的开孔及预埋应在加工时完成。

**9.1.5** 构件组装的尺寸偏差，应符合设计文件和现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。

### 9.2 制作

**9.2.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件钢结构部分的制作应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定；混凝土部分的制作应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

**9.2.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件中混凝土部分的制作宜采取工厂或现场专用场地预制的方式。

**9.2.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件中预制混凝土浇筑可采取双面或多面分次浇筑成型以及双面或多面一次浇筑成型的方式。采取一次浇筑成型的方式时，混凝土应振捣密实，应在主钢件的腹板上开

设洞口，并宜设置排气孔。构件同一区格内的混凝土应一次浇筑完成。

**9.2.4** 主钢件腹板上开设的混凝土浇筑孔宜为圆形，浇筑孔的孔径和孔间距除应满足设计文件的要求外，尚应符合下列规定：

1 开孔位置宜选在受力较小处，不应在距构件端部 1.0 倍截面高度范围内开设，孔间距宜为孔径的 3 倍~4 倍；

2 浇筑孔应满足混凝土浇筑要求，孔径不应小于 50mm；当主钢件上设置加劲板时，浇筑孔边缘距加劲板不应小于 50mm；

4 柱开孔产生的腹板截面损失率不宜大于 20%；当腹板截面损失率大于 20%时，应进行计算并采取补强措施。

4 梁开孔直径不应大于构件截面高度的 1/2；当孔径大于构件高度 1/3 时，应进行计算并采取补强措施；

**9.2.5** 连杆的焊接宜采用自动化焊接设备。

**9.2.6** 部分包覆钢-混凝土组合构件在混凝土浇筑前应进行构件的隐蔽工程验收，可按本规程附录 B 进行验收记录，并留存相关资料，验收项目应包括下列内容：

1 内置连接板、钢筋和连杆钢材的牌号、规格、数量、位置、间距等；

2 钢筋的连接方式、接头位置、接头质量、接头面积百分率、搭接长度等；

3 预埋件、预埋线盒及管线、预留孔洞的规格、数量、位置及固定措施等；

4 连杆的焊接质量；

5 钢筋和连杆的混凝土保护层厚度。

**9.2.7** 部分包覆钢-混凝土组合构件中混凝土的浇筑应符合下列规定：

1 混凝土浇筑前，外露钢骨表面及预埋件、预留钢筋的外露部分宜采取防污染措施；

2 混凝土倾落高度不宜大于 600mm，并应均匀摊铺；

3 混凝土浇筑应连续进行；

4 对一次浇筑双面或多面成型的混凝土，宜采用振动模台与振动棒相结合的振捣方式；

5 对分次浇筑双面或多面成型的混凝土，若混凝土不属于同一批次，应分别预留每一批次的混凝土试块并测试试块强度，强度差值应在 5MPa 以内；

6 混凝土从搅拌机卸出到浇筑完毕的延续时间，气温高于 25℃ 时不宜超过 60min，气温不高于 25℃ 时不宜超过 90min。

**9.2.8** 部分包覆钢-混凝土组合构件中混凝土的养护应符合下列规定：

1 应根据预制构件特点和生产任务量选择自然养护、自然养护加养护剂或加热养护方式；

2 混凝土浇筑完毕或压面工序完成后应及时覆盖保湿，脱模前不得揭开；

3 涂刷养护剂应在混凝土终凝后进行；

4 加热养护可选择蒸汽加热、电加热或模具加热等方式；

5 加热养护制度应通过试验确定，宜采用加热养护温度自动控制装置。宜在常温下预养护 2h~6h，升、降温速度不宜超过 20℃/h，最高养护温度不宜超过 70℃。预制构件脱模时的表面温度与环境温度的差值不宜超过 25℃；

6 采用蒸汽加热养护时，应有防止未被混凝土包裹钢表面腐蚀的保障措施。

**9.2.9** 设计文件未规定时，构件脱模、起吊、翻转时的混凝土强度等级不应小于 15N/mm<sup>2</sup>，且应达到设计强度的 50%；构件出厂时的混凝土强度等级不应低于设计强度等级的 75%。

**9.2.10** 对构造复杂的部分包覆钢-混凝土组合构件，在制作前宜进行工艺性试验。

**9.2.11** 高层结构的复杂构件在制作单位出厂前宜进行预拼装。

**9.2.12** 部分包覆钢-混凝土组合构件制作应执行首件验收制度，首件验收合格后方可批量生产。

## 9.3 运输与存放

**9.3.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件的最大运输尺寸和重量应结合运输工具、运输条件和国家有关规定综合确定。

**9.3.2** 应制定预制构件的成品保护、堆放和运输专项方案，其内容应包括运输时间、次序、堆放场地、运输路线、固定要求、堆放支垫及成品保护措施等。

**9.3.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件的运输、堆放应符合下列规定：

- 1 堆放场地应平整、坚实；
- 2 构件支垫应坚实，垫块在构件下的位置宜与制作、起吊位置一致；
- 3 应采取防止构件产生裂缝的措施，梁、柱构件宜采用强轴高度方向运输或堆放；
- 4 重叠堆放构件时，每层构件间的垫块应上下对齐，堆垛层数应根据构件、垫块的承载力确定，并应根据需要采取防止堆垛倾覆的措施。

## 9.4 安 装

**9.4.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件的安装应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的规定；现场后浇部位的施工应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的规定。

**9.4.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件安装前应编制专项施工方案，方案应包括下列内容：

- 1 根据构件重量确定起重设备型号及布置位置；
- 2 构件的安装工艺、流程及安装精度控制措施；
- 3 构件预制时预留的节点区域现场后浇混凝土或灌浆的施工  
方案；
- 4 构件临时固定方案及安装误差纠偏方案。

**9.4.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件安装前应进行施工验算，施工验算应包括下列内容：

- 1 构件吊装过程中的变形验算和预制混凝土开裂验算；
  - 2 吊装及安装耳板的承载力验算；
  - 3 吊装用吊具的相关验算；
  - 4 构件临时固定措施的安全验算。
- 5 施工阶段对结构竖向构件在节点浇筑前钢结构承载力的验算。

**9.4.4** 部分包覆钢-混凝土组合构件安装应根据结构特点按照合理顺序进行，并应形成稳固的空间刚度单元，必要时应增加临时支承结构或采取临时措施确保施工安全。

**9.4.5** 部分包覆钢-混凝土组合构件预留的节点后浇区域在现场补浇之前，应进行隐蔽工程验收，并应符合下列规定：

- 1 主钢件焊缝连接、现场补焊的连杆的加工及焊接应符合设计文件及现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的有关规定；
- 2 高强度螺栓连接应符合设计文件及现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

**9.4.6** 部分包覆钢-混凝土组合柱的竖向拼接区域和梁的两端拼接区域，应先浇筑柱的竖向拼接区域，再浇筑梁的两端拼接区域。拼接区域后浇时间应依据主体结构的施工验算确定。

**9.4.7** 部分包覆钢-混凝土组合构件后浇节点的材料应具备自密实、微膨胀性、高流动性，扩展度试验初始值不宜小于 300mm，强度等级不应低于构件中混凝土的强度等级。

**9.4.8** 部分包覆钢-混凝土组合构件连接或拼接区域后浇施工时，宜采用标准化模具，模具应表面平整，并应具有足够刚度。

**9.4.9** 部分包覆钢-混凝土组合构件后浇混凝土检测，应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

**9.4.10** 部分包覆钢-混凝土组合构件后浇混凝土经检测存在质量缺陷的部位应立即修复，修复用材料宜选用水泥基灌浆料。

**9.4.11** 项目施工全过程中，应采取防止构件上附件、预埋件、吊件损伤的保护措施。

# 10 施 工 验 收

## 10.1 一 般 规 定

**10.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合结构应进行分部工程验收、分项工程验收、隐蔽工程验收和后浇节点验收。型钢混凝土子分部工程中的分项工程验收，应符合现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定。

**10.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件与现场焊接、螺栓等连接用材料的进场验收，应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定。

**10.1.3** 部分包覆钢-混凝土组合结构的外观质量除设计有专门规定外，应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 中钢构件外形尺寸允许偏差的有关规定和现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中关于现浇混凝土结构的有关规定。

**10.1.4** 部分包覆钢-混凝土组合结构的制作和安装工程，可按楼层或施工段等划分为一个或若干个检验批。

**10.1.5** 部分包覆钢-混凝土组合结构检验批合格质量标准应符合下列规定：

**1** 主控项目应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中合格质量标准的规定。

**2** 一般项目检验结果应有 80% 及以上的检验点符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中合格质量标准的规定，且允许

偏差项目中最大偏差值不应超过允许偏差限值的 1.2 倍。

**3** 质量检查记录、质量证明文件等资料应完整。

**10.1.6** 部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件防腐蚀涂装工程，应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205、《建筑防腐蚀工程施工规范》GB 50212 和《建筑防腐蚀工程施工质量验收标准》GB 50224 的有关规定进行验收。

**10.1.7** 部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件防火涂料的厚度应满足设计要求。防火涂料的粘结强度、抗压强度应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定；防火涂料的厚度应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 中关于耐火极限的设计规定。

**10.1.8** 部分包覆钢-混凝土组合结构验收时，除应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定提供文件和记录外，尚应提供下列文件和记录：

- 1 工程设计文件、预制构件制作和安装的深化设计图；
- 2 构件、主要材料及配件的质量证明文件、进场验收记录、抽样复验报告；
- 3 构件安装施工记录；
- 4 后浇混凝土部位的隐蔽工程检查验收文件；
- 5 后浇混凝土强度等级检测报告；
- 6 结构质量验收文件。

**10.1.9** 部分包覆钢-混凝土组合构件结构性能检验除设计有专门要求外，进场时可不做结构性能检验。

## 10.2 构件验收

### (I) 主控项目

**10.2.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件质量应符合本规程、国家标准

的规定和设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查质量证明文件、技术文件或质量验收记录。

**10.2.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件的外观质量不应有严重缺陷，且不应有影响结构性能和安装、使用功能的尺寸偏差。构件外观质量判定应按现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 执行。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，尺量；检查处理记录。

**10.2.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件上的预留插筋、预埋管线等的规格和数量以及预留孔、预留洞的数量应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

## （II）一般项目

**10.2.4** 部分包覆钢-混凝土组合构件应有标识。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

**10.2.5** 部分包覆钢-混凝土组合构件的外观质量不应有一般缺陷。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查处理记录。

**10.2.6** 部分包覆钢-混凝土组合构件的尺寸偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定；预留插筋、预埋管线等的规格和数量及预留孔、预留洞的尺寸偏差应符合表 10.2.6 的规定。

检查数量：同一类型的构件，每批应抽查构件数量的 10%，且不应少于 3 个。

检验方法：尺量。

表 10.2.6 尺寸的允许偏差及检验方法

项目		允许偏差 (mm)	检验方法
预留孔	中心线位置	5	尺量
	孔尺寸	±5	
预留洞	中心线位置	10	尺量
	孔尺寸	±10	
预留插筋	中心线位置	5	尺量
	外露长度	+10, -5	
预埋件	预埋板中心线位置	5	尺量
	预埋板与混凝土面平面高差	0, -5	
	预埋螺栓中心线位置	2	
	预埋螺栓外露长度	+10, -5	

### 10.3 安装验收

#### (I) 主控项目

**10.3.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件采用焊接连接时,钢材焊接的焊缝尺寸应符合设计文件的要求,焊缝质量应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

检查数量:按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定执行。

检验方法:检查施工记录及检验报告。

**10.3.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件采用螺栓连接时,螺栓的材质、规格、拧紧力矩应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

检查数量:按《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

检验方法:检查质量证明文件、施工记录及检验报告。

**10.3.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件钢筋采用焊接连接时，其接头质量应符合现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的规定。

检查数量：按现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的规定执行。

检验方法：检查质量证明文件及检验报告。

**10.3.4** 部分包覆钢-混凝土组合结构中，节点区后浇混凝土的选用及强度、收缩性指标应满足设计文件的要求。

检查数量：

1 当采用混凝土时应按现行国家标准《混凝土工程施工质量验收规范》GB 50204 执行。

2 当采用灌浆料时，其强度应满足设计要求，用于检验灌浆料的试件应在灌注地点随机抽取，每一楼层取样不得少于一组，每次取样至少留置一组试件。

检验方法：检查质量证明文件、施工记录、灌浆记录、混凝土强度试验报告及相关检验报告。

**10.3.5** 部分包覆钢-混凝土组合结构分项工程的外观质量不应有严重缺陷，构件外观质量判定应按现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 执行，且不得有影响结构性能和使用功能的尺寸偏差，构件安装的允许偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，量测；检查处理记录。

## (II) 一般项目

**10.3.6** 部分包覆钢-混凝土组合结构工程的外观质量不应有一般缺陷。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查处理记录。

**10.3.7** 部分包覆钢-混凝土组合构件安装的允许尺寸偏差应符合

《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

检查数量：同一类型的构件,每批应抽查构件数量的 10%，且不应少于 3 个。

检验方法：丈量。

**10.3.8** 部分包覆钢-混凝土组合梁和柱的安装偏差及检验方法，应符合表 10.3.8 的规定。

检查数量：按检验批抽样不应少于 10 个点，且不应少于 10 个构件。

检验方法：用钢尺和拉线等辅助量具实测。

**表 10.3.8** 预制梁、柱安装允许偏差及检验方法

项目		允许偏差 (mm)	检验方法
柱轴线位置		5	基准线尺测
柱标高		±5	水准仪或拉线、尺测
柱垂直度	H≤6m	H/1000 且≤5	经纬仪或吊线、尺测
	H>6m	H/1000 且≤10	
	柱全高	35	
梁轴线位置		5	基准线尺测
梁标高		±5	水准仪或拉线尺测
梁倾斜度		5	经纬仪或吊线、尺测
梁相邻构件平整度		±2	塞尺测量

## 附录 A 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计

**A.0.1** 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁主钢件采用腹板开孔的蜂窝形截面，开孔形状宜为六边形或圆形（图 A.0.1），开孔位置应避免开受剪力作用较大的支座端。

**A.0.2** 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁蜂窝形主钢件可由 H 型钢剖分后重新组合焊接加工制作而成（图 A.0.2），或由 H 型钢腹板切割成孔或冲孔而成，也可由钢板切割或冲孔后作为腹板在与钢翼缘板焊接而成。

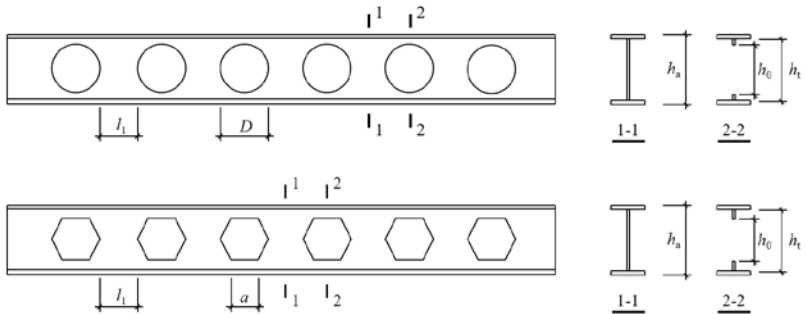


图 A.0.1 蜂窝梁主钢件示意图（六边形和圆孔）

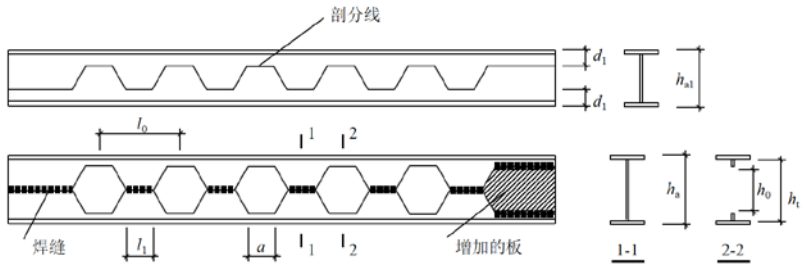


图 A.0.2 蜂窝梁主钢件示意图（组合焊接）

**A.0.3** 无翼板部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的正截面受弯承载力

计算应符合下列规定：

1 主钢件未削弱截面（图 A.0.2 中 1-1 截面）和削弱截面（图 A.0.2 中 2-2 截面）的受弯承载力应分别计算。

2 主钢件未削弱截面（图 A.0.2 中 1-1 截面）受弯承载力应按本规程第 5.2.1 条计算。

3 主钢件削弱最大的截面（图 A.0.2 中 2-2 截面）受弯承载力应按本规程第 5.2.1 条计算，计算时，应采用  $A_{ac1}$  替换  $A_{ac}$ ， $S_{ac1}$  替换  $S_{ac}$ ， $S_{at1}$  替换  $S_{at}$ 。 $A_a$ 、 $A_{ac1}$ 、 $S_{ac1}$ 、 $S_{at1}$  应按下列公式计算：

$$A_a = 2(t_w(d_1 - t_f) + b_f t_f) \quad (\text{A.0.3-1})$$

$$A_{ac1} = t_w(d_1 - t_f) + b_f t_f \quad (\text{A.0.3-2})$$

$$S_{ac1} = t_w(d_1 - t_f) \left( x - \frac{d_1 - t_f}{2} \right) + b_f t_f \left( x + \frac{t_f}{2} \right) \quad (\text{A.0.3-3})$$

$$S_{at1} = t_w(d_1 - t_f) \left( h_w - x - \frac{d_1 - t_f}{2} \right) + b_f t_f \left( h_w - x + \frac{t_f}{2} \right) \quad (\text{A.0.3-4})$$

式中： $A_a$ ——削弱最大处的钢件截面面积（ $\text{mm}^2$ ）；

$A_{ac1}$ ——削弱最大处上部钢件的截面面积（ $\text{mm}^2$ ）；

$S_{ac1}$ 、 $S_{at1}$ ——削弱最大处上部钢件、下部钢件对组合截面塑性中和轴的面积矩（ $\text{mm}^3$ ）；

$h_w$ ——蜂窝主钢件的腹板高度（ $\text{mm}$ ）；

$d_1$ ——蜂窝梁主钢件削弱最大截面处的上、下部分截面净高度（ $\text{mm}$ ）。

**A.0.4** 完全抗剪有翼板部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的正截面受弯承载力计算应符合下列规定：

1 主钢件未削弱截面和削弱截面的正截面受弯承载力应分别计算。

2 主钢件未削弱截面正弯矩承载力和负弯矩承载力与实腹梁计算相同，按本规程第 5.2.2 条计算。

3 主钢件削弱最大的截面正弯矩承载力计算应符合下列规定：

- 1) 当塑性中和轴位于混凝土翼板内、钢梁上翼缘内、上部主钢件腹板内时，正截面受弯承载力的计算方法与实腹梁相同，可分别按本规程式(5.2.2-2)、(5.2.2-5)、(5.2.2-8)计算。
- 2) 当  $\alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) (d_1 - t'_f) \leq f_a A_{at1} + f_y A_s - f_a A_{ac1}$ ，即塑性中和轴位于主钢件开孔处时，正截面受弯承载力应按下列公式计算（图 A.0.4-1）：

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left( x - \frac{h_c}{2} \right) + f_a S_{at1} + f'_a S_{ac1} \quad (\text{A.0.4-1})$$

$$+ \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{x - h_c - t'_f}{2} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s)$$

$$\alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_a A_{ac1} - f_a A_{at1} - f_y A_s = 0 \quad (\text{A.0.4-2})$$

$$A_{cw} = (b_f - t_w) (x - h_c - t'_f) \quad (\text{A.0.4-3})$$

式中： $A_{cw}$ ——梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积（ $\text{mm}^2$ ）；

$t'_f$ 、 $t_f$ ——梁主钢件受压翼缘、受拉翼缘的厚度（ $\text{mm}$ ）；

$A_{ac1}$ 、 $A_{at1}$ ——削弱最大处上部钢件、下部钢件的截面面积（ $\text{mm}^2$ ）。

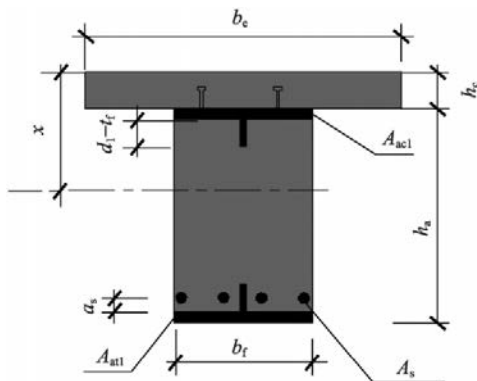


图 A.0.4-1 承受正弯矩 T 形截面蜂窝梁（中和轴位于开孔处）

4 主钢件削弱最大的截面负弯矩承载力计算，当塑性中和轴位于主钢件开孔处时，正截面受弯承载力应按下列公式计算（图 A.0.4-2）：

$$M'_u = f_y A'_s (h_c + h_a - x - t_f - a'_s) + f'_a A_{at1} + f_a S_{ac1} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{x}{2} + f'_y A_s (x - a_s) \quad (\text{A.0.4-4})$$

$$\alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_a A_{at1} + f'_y A_s - f_a A_{ac1} - f_y A'_s = 0 \quad (\text{A.0.4-5})$$

式中： $A_{cw}$ ——梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积（ $\text{mm}^2$ ）；

$S_{ac1}$ 、 $S_{at1}$ ——削弱最大处上部钢件、下部钢件对组合截面塑性中和轴的面积矩（ $\text{mm}^3$ ）；

$A_{ac1}$ 、 $A_{at1}$ ——削弱最大处上部钢件、下部钢件的截面面积（ $\text{mm}^2$ ）。

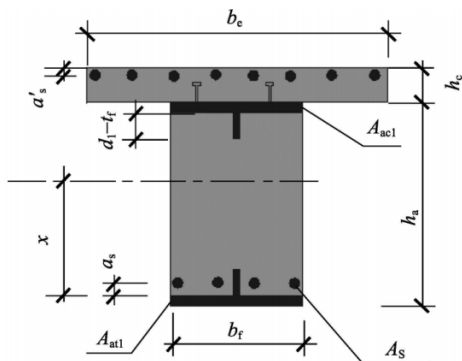


图 A.0.4-2 承受负弯矩 T 形截面蜂窝梁（中和轴位于开孔处）

**A.0.5** 部分抗剪有翼板部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的正截面受弯承载力计算应符合下列规定：

1 正弯矩的受弯承载力计算应按本规程第 A.0.4 条计算，其中混凝土翼板厚度  $h_c$  应改为有效厚度  $x_c$ ，并按下式计算：

$$x_c = \min \left( \frac{n_{st} N_V^c}{\alpha_1 f_c b_e}, h_c \right) \quad (\text{A.0.5})$$

式中： $x_c$ ——混凝土翼板的有效厚度（ $\text{mm}$ ）；

$N_V^c$ ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力，应符合本规程第 5.2.8 条的规定（ $\text{N}$ ）；

$n_{st}$ ——部分抗剪连接时最大正弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目。

2 负弯矩的受弯承载力计算应按本规程第 A.0.4 条计算,其中有效受拉钢筋拉力  $f_y A_s'$  应改为有效拉力  $\min(f_y A_s', n_{st} N_V^c)$ 。

**A.0.6** 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的受剪承载力应对未削弱截面和削弱截面分别计算,计算可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力,不计填充混凝土和箍筋的作用,并应符合下列规定:

1 未削弱截面的受剪承载力计算与实腹工字钢相同,可按本规程第 5.2.6 条计算;

2 主钢件削弱最大截面处的受剪承载力应按下式计算:

$$V_u = 2f_{av}d_1t_w \quad (\text{A.0.6})$$

式中:  $f_{av}$  ——梁主钢件腹板的抗剪强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$d_1$  ——蜂窝梁主钢件削弱最大截面处的上、下部分截面净高度 ( $\text{mm}$ )。

**A.0.7** 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的构造要求应符合下列规定:

1 蜂窝主钢件翼缘宽厚比和腹板高厚比限值应符合本规程第 4.1.3 条的规定;

2 两端距离支座(或与梁连接的柱翼缘边)1.5 倍梁截面高度范围内不宜开设孔洞;

3 相邻孔洞的净间距不宜小于六边形孔洞边长(或圆形孔洞半径),孔洞的高度不宜超过蜂窝钢截面总高度的 75%;

4 孔洞高度和间距宜满足预制组合梁施工时无需翻转构件,混凝土可一次浇筑成型的要求;

5 当蜂窝主钢件采用剖分后重新组合而成时,重组后的截面高度和原截面高度之比 ( $h_a/h_d$ ) 宜为 1.4~1.6;

6 当蜂窝孔洞兼做设备管道孔时,应在混凝土开孔处设置加强钢筋,其构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定。

## 附录 B 验收表格

### B.0.1 隐蔽工程检验记录

编号：

单位(子单位) 工程名称		分项工程名称	
验收部位		施工图号	
验收 内 容			
施工 单 位 检 查 结 果	班组长：  项目专业技术负责人：  项目专业质量检查员：  <div style="text-align: right;">年 月 日</div>		
监理 单 位 验 收 结 论	专业监理工程师：  <div style="text-align: right;">年 月 日</div>		

### B.0.2 后浇节点检验批质量验收记录表

编号：

单位（子单位）工程名称		分部（子分部）工程名称		分项工程名称		
施工单位		项目负责人		检验批容量		
分包单位		分包单位项目负责人		检验批部位		
施工依据		《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 《钢结构工程施工规范》GB 50755		验收依据 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205		
施工依据			设计要求及规范规定	最小/实际抽样数量	检查记录	检查结果
主控项目	1	钢筋连接、安装	受力钢筋的牌号、规格和数量	GB 50204 第5.5.1条		
			受力钢筋安装位置、锚固方式	GB 50204 第5.5.2条		
			钢筋的连接方式	GB 50666 第5.4.1条		
			机械连接和焊接接头的力学性能、弯曲性能	GB 50666 第5.4.2条		
	2	钢筋连接	焊接材料品种、规格	GB 50755 第5.3.1条		

			焊接材料复检	GB 50755 第5.3.2条			
			内部缺陷	GB 50205 第5.2.4条			
			组合焊缝尺寸	GB 50205 第5.2.6条			
			焊缝表面缺陷	GB 50205 第5.2.7条			
主控项目	3	螺栓连接	高强螺栓品种、规格	GB 50755 第5.4.1条			
			受力钢筋安装位置、锚固方式	GB 50755 第5.4.2条			
			抗滑移系数试验	GB 50205 第6.3.1条 或第 6.3.2条			
			终拧扭矩	GB 50205 第6.3.3条 或第 6.3.4条			
一般项目	1	钢筋连接、安装	受力钢筋沿长度方向净尺寸/mm	±10			
			弯起钢筋的弯折位置/mm	±10			
			箍筋外廓尺寸/mm	±10			
	2	焊接连接	焊缝外观质量	GB 50205 第5.2.7条			

			焊缝尺寸偏差	GB 50205 第5.2.8条			
			焊缝感观	GB 50205 第6.6.1条			
	3	螺栓 连接	连接外观质量	GB 50205 第6.3.6条			
			摩擦面外观	GB 50205 第6.3.7条			
			扩孔	GB 50205 第6.3.8条			
施工单位 检查结果						专业工长：  项目专业质量 检查员：  年 月 日	
监理单位 验收结论						专业监理工程师：  年 月 日	

## 本规程用词说明

1 为便于在执行规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行时的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引用标准名录

- 1 《碳素结构钢》GB/T 700
- 2 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 3 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
- 4 《涂覆涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定》GB/T 8923
- 5 《建筑构件耐火试验方法第1部分：通用要求》GB/T 9978.1
- 6 《建筑构件耐火试验方法第6部分：梁的特殊要求》GB/T 9978.6
- 7 《建筑构件耐火试验方法第7部分：柱的特殊要求》GB/T 9978.7
- 8 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
- 9 《建筑用压型钢板》GB/T 12755
- 10 《建筑结构用钢板》GB/T 19879
- 11 《建筑模数协调标准》GB/T 50002
- 12 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 13 《混凝土结构设计标准》GB/T 50010
- 14 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011
- 15 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 16 《钢结构设计标准》GB 50017
- 16 《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046
- 17 《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068
- 18 《工程结构设计基本术语标准》GB/T 50083
- 19 《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153
- 20 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 21 《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205
- 22 《建筑防腐蚀工程施工规范》GB 50212
- 23 《建筑防腐蚀工程施工质量验收标准》GB 50224
- 24 《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300

- 25 《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448
- 26 《建筑施工组织设计规范》GB/T 50502
- 27 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 28 《混凝土结构工程施工规范》GB 50666
- 29 《钢结构工程施工规范》GB 50755
- 30 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022
- 31 《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231
- 32 《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249
- 33 《工程结构通用规范》GB 55001
- 34 《钢结构通用规范》GB 55006
- 35 《混凝土结构通用规范》GB 55008
- 36 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 37 《轻骨料混凝土应用技术标准》JGJ/T 12
- 38 《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18
- 39 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 40 《焊接钢筋网混凝土结构技术规程》JGJ 114
- 41 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 42 《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283
- 43 《非结构构件抗震设计规范》JGJ 339
- 44 《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441

辽宁省地方标准

装配式部分包覆钢-混凝土组合  
结构技术规程

**DB 21/T xxxx—2026**

**Jxxxxx—2026**

条文说明

## 编制说明

根据辽宁省住房和城乡建设厅《关于印发《2024年度辽宁省工程建设地方标准制修订计划》的通知》（辽住建科〔2024〕40号）的要求，由沈阳建筑大学设计集团有限公司会同有关单位，认真总结研究成果和实践经验，经广泛调查研究，并在多次征求意见的基础上，编制本规程。

本规程编制过程中，编制组进行了广泛的调查研究，查阅了大量相关文献，认真总结了装配式部分包覆钢-混凝土组合结构建设实践中的经验和教训，开展了多项相关专题研究工作，并与国家相关标准进行了协调，完成本规程的编制。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定，《装配式部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程》编制组按章、节、条顺序编制了本规程的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明，但条文说明不具备与规程正文同等的效力，仅供使用者作为理解和把握规程规定的参考。

# 目 次

1	总则	115
2	术语和符号	116
2.1	术语	116
2.2	符号	116
3	材 料	117
3.1	钢材和钢筋	117
3.2	混凝土	117
4	结构设计基本规定	120
4.1	一般规定	120
4.2	房屋适用高度和高宽比	125
4.3	结构变形和舒适度	126
4.4	设计原则与结构分析	128
4.5	抗震设计	129
4.6	一般构造	130
5	受弯构件设计	133
5.1	一般规定	133
5.2	承载力计算	134
5.3	挠 度 验 算	138
5.4	裂 缝 验 算	139
5.5	构 造 措 施	140
6	轴心受力及压弯构件设计	142
6.1	一般规定	142
6.2	轴心受力构件截面承载力计算	142
6.3	轴心受力构件整体稳定计算	143
6.4	单向压弯构件承载力计算	144

6.5	双向压弯构件承载力计算.....	149
6.6	抗震措施.....	150
7	连接与节点设计.....	152
7.1	一般规定.....	152
7.2	梁与梁连接.....	152
7.3	柱竖向拼接.....	153
7.4	梁柱连接.....	154
8	防护设计.....	157
8.1	一般规定.....	157
8.2	防腐设计.....	157
8.3	防火设计.....	157
9	制作与施工.....	160
9.1	一般规定.....	160
9.2	制作.....	160
9.3	运输与存放.....	161
9.4	安装.....	161
10	施工验收.....	162
10.1	一般规定.....	162

# 1 总 则

**1.0.1** 本条是建筑工程中合理应用装配式部分包覆钢-混凝土组合结构应遵循的总方针。

**1.0.2** 部分包覆钢-混凝土组合结构的梁、柱构件可以全部或部分在工厂或现场预制，预制构件的吊装和连接方式与钢构件类似，现场只需少量补填或完全不填混凝土，因而可以达到较高的预制化、装配化水平。部分包覆钢-混凝土组合构件利用了钢与混凝土的组合作用，具有良好的经济性。构件可以用于新建结构，也可用于既有钢结构的改建。构筑物若采用部分包覆钢-混凝土组合构件，则构件和节点的设计可参照本规程有关规定。

由于对部分包覆钢-混凝土组合构件的高周疲劳尚未有充分研究结果能够指导工程实践，故本规程暂不适用于需要高周疲劳计算的构件，即直接承受动力荷载重复作用且结构使用期间应力循环次数大于 50000 的情况。

## 2 术语和符号

### 2.1 术 语

**2.1.1~2.1.12** 本节给出了部分包覆钢-混凝土组合构件（柱、梁、支撑）和部分包覆钢-混凝土组合框架等术语的含义和简称，在不引起混淆时，为表述简洁，采用简称。

部分包覆钢-混凝土组合构件有别于型钢混凝土构件和钢管混凝土构件，为此给出了组合构件截面中钢骨的专有名词“主钢件”以示区别。连杆是这类构件中特有的组件，在术语中特加说明。

### 2.2 符 号

**2.2.1~2.2.4** 符号是根据现行国家标准《工程结构设计基本术语标准》GB/T 50083 的有关规定制定的，并尽可能保持同其他现行标准的协调性。

## 3 材 料

### 3.1 钢材和钢筋

**3.1.2** 本条规定了承重结构的钢材应具有力学性能和化学成分等合格保证的项目。非焊接的重要结构（如吊车梁、吊车桁架、有振动设备或有大吨位吊车厂房的屋架、托架，大跨度重型桁架等）以及需要弯曲成型的构件等，亦都要求具有冷弯试验合格的保证。

**3.1.4** 结构设计包括抗震设计中，如构件需经受较大塑性变形时，结构钢材的选用应满足本条规定。

**3.1.5** 在钢结构制造中，由于钢材质量和焊接构造等原因，当构件沿厚度方向产生较大应变时，厚板容易出现层状撕裂，对沿厚度方向受拉的接头更为不利。为此，需要时应采用厚度方向性能钢板。防止板材产生层状撕裂的节点、选材和工艺措施可参照现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661。

**3.1.6** 现行国家标准《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB / T 2518 不仅给出了钢板热镀锌技术条件，还给出了镀锌钢板牌号，本规程推荐目前工程中常用的 S250(S250GD + Z、S250GD + ZF)，S350(S350GD + Z、S350GD + ZF)，S550(S550GD + Z、S550GD + ZF)牌号钢作为压型钢板的基板。

**3.1.7** 对受力较大构件，当有可靠设计依据时，可优先采用 500MPa 及以上强度等级的高强钢筋。

### 3.2 混 凝 土

**3.2.1** 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的设计原则，鉴于部分包覆钢-混凝土组合构件含钢率较高，故当要求计入混凝土对承载力的贡献（如部分包覆钢-混凝土组合柱）时，混凝土强度等级不宜过低。

本规程构件截面强度计算是基于材料达到极限变形假定的，也即要求主钢件和混凝土材料在承载能力极限状态下分别能达到其屈服强度和轴心抗压强度。因为达到轴心受压强度后，混凝土承载能力将下降，如这一状态发生在主钢件屈服之前，极限分析假定将与实际情况产生一定偏差。计算数据比较（见表 1）说明，当主钢件的钢材牌号在 Q235~Q420 范围内时，匹配的混凝土强度等级为 C20~C70，则能满足这一要求。国内外已完成的构件试验大多在上述材料范围内，试验结果均表明试件可以达到基于极限变形假定所计算的承载力。但当采用高强度钢材 Q460 时，需要注意可能出现混凝土压碎时钢材没有屈服的情况。

表 1 混凝土和钢材应变比较

混凝土强度	C20~C50	C55	C60	C65	C70
$\varepsilon_0$	0.00200	0.00202	0.00205	0.00208	0.0021
钢材牌号	Q235	Q355	Q390	Q420	Q460
$\varepsilon_y$	0.0011	0.0017	0.0019	0.0020	0.0022

注：混凝土应变  $\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5 \times (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5}$ ，钢材应变  $\varepsilon_y = f_{ay} / E_a$

**3.2.2** 部分包覆钢-混凝土组合梁中的混凝土对构件承载力的贡献主要在于其抑制了主钢件板件的局部屈曲，提高了梁的整体稳定性和刚度，因此可以采用低强度的轻质混凝土，以减少跨度较大的组合梁的自重、降低起吊重量等。

**3.2.4** 为保证部分包覆钢-混凝土组合构件后浇连接区的性能，对后浇连接区材料进行了分类，根据类别规定了材料的性能要求。

**3.2.5** 本规程按灌浆连接尺寸大小选用不同类型的灌浆材料，以保证其具有足够的流动性，满足连接灌浆的质量要求。

灌浆料最重要的三项性能指标是流动性、竖向膨胀率和抗压强度。本规程表 3.2.5-3 性能指标均应按产品要求的最大用水量检验。

### 1 截锥流动度

本规程按流动度对材料进行分类，以突出该指标的重要性，也便于设计选型。

自密实混凝土（砂浆）及水泥基灌浆料区别于其他水泥基材料的典型特征之一是该类材料具有好的流动性，依靠自身重力的作用，能够流进所要灌注的空隙，不需振捣能够密实填充。对于大型设备灌浆，或狭窄间隙灌浆，对流动性的要求更高。因此，流动度的大小是该类材料是否具有可使用性的前提，顺利灌浆是施工操作的第一步。假如流动性不够，浆体不能顺利流满所要填充的空间，如果从另一侧进行补灌显然会形成窝气，带来工程隐患。

工程经验表明，水泥基灌浆料需具有较好的流动性保持能力，确保拌合料经过一定时间后仍具有一定的截锥流动度，以便顺利灌注。结合国内外施工经验，本规程规定 30min 截锥流动度保留值。对于IV类水泥基灌浆料，参照现行国家标准《普通混凝土拌合物性能试验方法标准》GB / T 50080 和对自密实混凝土（砂浆）的相关性能要求，采用坍落扩展度表征流动性。

## 2 竖向膨胀率

此类灌浆料的另一个重要特性是该类材料具有膨胀性，以能够密实填充所灌注的空间，增大有效承载面，起到有效承载的作用。水泥基灌浆料拌合后具有很大截锥流动度，如前期没有膨胀，必然存在收缩，包括塑性收缩和沉降收缩，即使后期的膨胀能够补偿前期的收缩，这种早期浆体的收缩对于灌浆的密实性有负面影响，容易引入空气，降低有效承载面；如果后期的膨胀不能补偿前期的收缩，将直接导致空鼓，灌浆层丧失承载功能。可见早期膨胀是一项重要特性，对克服塑性收缩，使得灌浆层更加密实，增大有效承载面，确保灌浆质量有重要意义。在硬化过程中，仍需要适当的膨胀，以进一步密实填充，并且在硬化材料中产生一定的膨胀应力，有利于补偿后期的收缩。

## 3 其他性能指标

由于本材料直接与构件钢骨接触，因此对氯离子含量有要求，应小于 0.1%。对于设备灌浆及混凝土补强加固，均要求无泌水。如果材料存在泌水，则接触面会出现大量气泡孔穴，或表面水泥浆富集，有效承载面很低，导致承载能力降低，因此规定泌水率为 0。

## 4 结构设计基本规定

### 4.1 一般规定

**4.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件可以单独形成框架等结构体系，也可与钢构件、钢筋混凝土构件或其他形式的钢-混凝土组合构件形成结构体系。

本规程中涉及的结构体系中，以框架柱、梁均采用部分包覆钢-混凝土组合构件的情况为主，给出了较为具体的规定。部分采用部分包覆钢-混凝土组合构件，即仅有柱或梁采用，其他采用钢构件或钢筋混凝土构件的情况，部分包覆钢-混凝土组合构件设计可采用本规程的有关规定，其他构件的设计应满足对应标准的要求。但连接和节点的构造类型较多，本规程尚不能完全覆盖；有关结构体系设计的整体指标，也需经过论证或研究，尚不能在本规程中规定。这些情况，需要设计人员在调研基础上针对个案具体解决，积累一定经验后作为普遍性规定予以明确。

**4.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件主要由 H 形钢等开口截面主钢件和混凝土组成。从 20 世纪 80 年代起，欧洲工程界着手研究部分包覆钢-混凝土组合构件的力学性能并已广泛用于多层以及高层建筑结构，部分包覆钢-混凝土组合构件设计与构造要求已纳入欧洲规范 EN1994-1-1: 2004，常用的构件一般由 H 形截面的型钢或焊接钢、混凝土、箍筋、纵筋与栓钉组成，箍筋分布在腹板两侧，栓钉连接在腹板上；有的截面构造则不设置栓钉，而使用穿过腹板的箍筋。20 世纪 90 年代后期，加拿大 Canam 公司研发推广了较大翼缘宽厚比的薄柔截面焊接主钢件，在翼缘之间设置连杆（Link）来提高其局部稳定性。

部分包覆钢-混凝土组合构件与型钢混凝土构件的截面构成类似，承载机理相近，因此欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 对两者的极

限承载力采取了相同的计算假定与方法。但部分包覆钢-混凝土组合构件与型钢混凝土构件截面形式的最大区别在于主钢件的部分材料位于截面外周，对构件的弯曲刚度和受弯承载力的贡献远远高于型钢混凝土中的钢筋，另一方面，纵筋布置在主钢件的内侧，离中和轴距离较近，对构件弯曲刚度和受弯承载力的贡献较小。这一材料布置形成了不同于型钢混凝土的受力特点，例如外周钢板件的局部稳定性不同于型钢混凝土构件，纵筋的作用减少。自 20 世纪 90 年代以来欧美研究者进行的相关试验，已充分支持了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的合理性和适用性；2000 年以来我国研究者也进行了一系列试验，为本规程的编制提供了依据。研究表明，与钢筋存在于内核的型钢混凝土构件相比，在截面外包尺寸和含钢率相同的件下，部分包覆钢-混凝土组合构件的抗弯刚度与承载力都高于型钢混凝土构件。研究还表明，不设置栓钉或其他抗剪连接件的试件也能保证钢-混凝土共同受力，达到并超过塑性极限状态对应的理论承载力。实际工程应用这些构件时，在层高和柱跨之间构件的长度有限、且两端都有实际存在的限制混凝土纵向变形的约束，加上其他构造措施，都能使钢-混凝土协同变形和受力。

主钢件可以为单 H 形截面，也可以为两个或多个钢板、T 形和 H 形截面焊接组合。除本规程图 4.1.2 中规定的构件截面之外，采用其他截面形式时（图 1），有关的计算规定还需进一步研制。

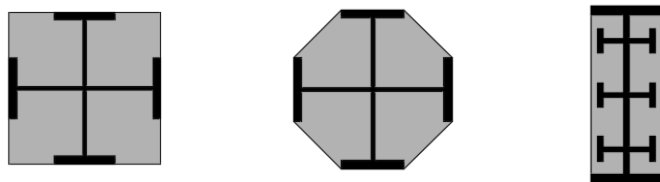


图 1 主钢件的截面形式

主钢件可以采用型钢，也可以采用焊接截面。焊接截面可以采用宽厚比较大的板件，起到节省钢材的作用；但采用型钢有利于标准化、模数化的设计，也能获得较高的综合效益。

当构件采用较大截面尺寸时（例如中高层建筑框架柱），可以在混凝土中设置纵筋、箍筋和栓钉等钢配件，这种情况下，主钢件大多为厚实截面；当构件采用较小截面尺寸或设计荷载较小时（例如低多层建筑框架柱、楼面梁等），可以采用薄柔截面，在混凝土中设置纵筋、连杆等钢配件，连杆主要用于提高 H 形钢翼缘的板件稳定性。为便于施工，厚实型主钢件内也可设置连杆代替箍筋和栓钉。

部分包覆钢-混凝土组合支撑截面形式可参考矩形组合柱截面。

本规程仅列出了各种设计规定都已相对成熟的采用 H 形钢作为主钢件的截面形式，当采用本规程尚未规定的截面形式或节点形式时，应有充分的计算分析依据和必要的试验依据。

**4.1.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件的塑性承载能力和变形能力发展与可能达到的程度与主钢件板件宽厚比密切相关。确定梁柱构件设计原则、选择计算方法时，应当依据主钢件的板件宽厚比及与之有关的截面分类。

**1** 本款规定了梁和框架柱中主钢件的截面分类及相应的宽厚比限值。主钢件受压翼缘的局部稳定临界应力高于纯钢构件受压翼缘的局部稳定临界应力。基于能量方法所做的理论分析表明，板件失稳临界应力与屈服强度相等时的外伸部分宽厚比可达  $35\epsilon_k$ （李炜：《部分组合钢-混凝土梁试验研究》，2015），故相较于纯钢构件，受压翼缘的宽厚比限制可以放宽。表 4.1.3 采取了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 中对部分包覆钢-混凝土组合构件受压翼缘的规定。其中，A 类截面是对于构件段形成塑性铰的要求，此时，混凝土已处于压溃状态，钢翼缘视为无面外约束板件，故与普通钢构件的宽厚比规定一致；其他分类则计入了混凝土对钢翼缘板件的面外约束作用。虽然钢翼缘板件局部失稳的临界宽厚比为  $35\epsilon_k$ ，工程设计时无第 4 款所规定的措施则按最大宽厚比不超过  $20\epsilon_k$  加以限制，以计入板件初始变形等不利影响。事实上，板件宽厚比还受加工制作因素的约束，宽厚比过大的板件在主钢件焊接时容易产生较大变形，是不适宜采用的。

**2** 主钢件腹板受到两侧混凝土的约束，局部失稳受到抑制。但鉴于极限状态下混凝土受损后对腹板的约束作用降低，仍需对其高厚比予以适当限制。本款关于梁主钢件腹板的高厚比限值参考了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 规定的原则，A 类截面对应的腹板宽厚比限值，原则上与国家标准《钢结构设计标准》GB 50017-2017 中 S1 级一致，但根据既有试验数据做了适当调整，而不要求进行应力分布参数的计算；对应 B 类截面，采用了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 规定，因混凝土约束的原因，故腹板宽厚比限值与钢构件腹板的 S4 级相当，其中对于柱子腹板也采用了不计应力分布参数的简化处理方法；C 类截面的腹板宽厚比则与 S5 级的钢构件腹板相当。在框架结构抗震设计中，根据“强柱弱梁”要求，除柱脚部分外，主钢件达到 B 类截面的塑性承载力即能满足要求，按本款规定设计截面仍能得到良好的经济性。但对柱脚部位等如要求具备塑性较能力，腹板宽厚比应符合 A 类截面的要求。

**3** 本款基于轴心受压柱与压弯框架柱不同的性能要求，即不需要形成充分的塑性转动能力，其受压翼缘宽厚比满足本条第 1 款 B 类截面即可保证截面的轴压极限承载力。当该构件稳定承载力小于截面承载力的 75% 时，钢材为弹性，故要求满足 C 类截面即可。

**4** 本款参考了欧洲规范 1998-1: 2004 第 7.6.5 条第 (4) 款的规定内容，并经过多项滞回试验结果予以确认 (图 2)。本款规定事实上允许采用超出表 4.1.3 宽厚比限值的主钢件，一定条件下可能取得更高的材料利用效率。

**5** 本款对连杆布置范围提出要求。基于连杆可有效约束受压翼缘外伸部分在塑性阶段的局部失稳，故可仅要求覆盖构件最大弯矩附近区域。当弯矩分布较为均匀时，弯矩超过构件上最大弯矩 80% 的范围内均宜满足连杆设置的要求，以保证受压翼缘塑性承载和变形能力。

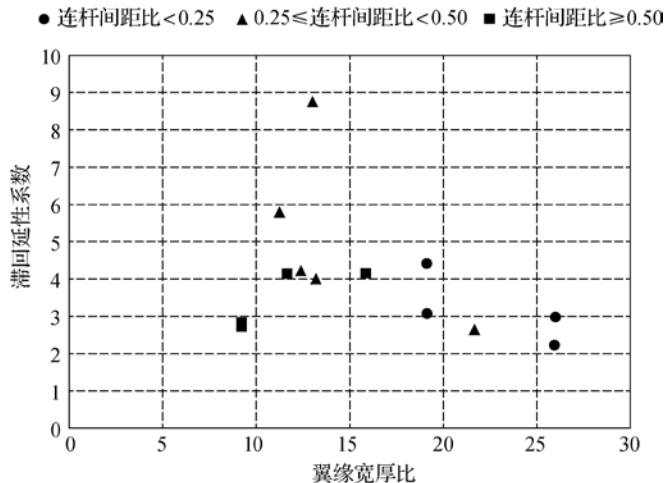


图 2 压弯滞回试验结果

6 “贴合连接”指受压翼缘外侧有板件阻止翼缘鼓曲变形，而并非板件成为部分包覆钢-混凝土组合构件的组成部分。

4.1.4 欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 表 5.2 显示，主钢件翼缘内侧混凝土包覆宽度不应小于对应翼缘宽度的 80%。当混凝土宽度小于翼缘宽度时，应注意对钢板无包覆范围采取相应的结构防火措施。

4.1.5 预制混凝土叠合楼板可选用钢筋桁架混凝土叠合楼板（见图 3）、局部现浇整体式混凝土叠合楼板（见图 4）等。

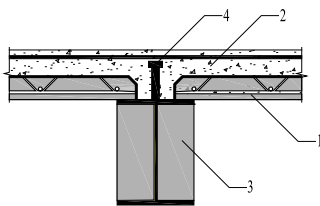


图 3 钢筋桁架混凝土叠合楼板示意

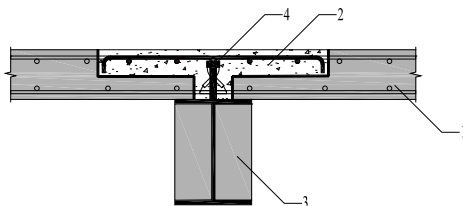


图 4 局部现浇整体式混凝土叠合楼板示意

1—预制区；2—后浇区；3—部分包覆钢-混凝土组合梁；4—抗剪连接件

**4.1.6** 装配式钢结构建筑的发展亟需提高构件的标准化，亟需加强型钢生产企业与设计单位、施工企业的信息沟通和协同作业。采用型钢构件作为标准化构件，从源头上推进这些标准化构件在设计、生产、施工环节的应用，以标准化、社会化生产代替定制化、小规模加工方式，是钢结构住宅转变建造方式的重要基础之一。

## 4.2 房屋适用高度和高宽比

**4.2.1** 表 4.2.1 中部分包覆钢-混凝土组合框架结构、框架-钢筋混凝土剪力墙结构和框架-钢筋混凝土核心筒结构的规定与行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 4.3.5 条中对应型钢混凝土框架（柱）的规定一致。其原因是部分包覆钢-混凝土组合结构的力学性能与型钢混凝土构件相比性能更有优势，前者边缘部分始终有钢材参与工作，在正常使用状态下能更有效的防止裂缝开展，在极限状态下前者钢材外包轮廓范围内的受压混凝土在完全压溃前也能较充分地发挥作用，故按型钢混凝土结构取值是合理的。

框架-支撑结构通常采用钢支撑或部分包覆钢-混凝土组合支撑，比起钢筋混凝土剪力墙具有更大变形能力，参考行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 第 3.2.2 条对钢框架-中心支撑结构的规定，采用适用高度至少减小 20m 的措施以对高度采取较严格的限制。本规程所称的框架-支撑结构，当采用部分包覆钢-混凝土组合柱和梁时，应采用中心支撑结构（因尚无与偏心支撑相连的部分包覆组合梁试验与理论研究）；当结构采用部分包覆钢-混凝土组合柱和钢梁时，可采用中心支撑结构或偏心支撑结构。偏心支撑结构的适用高度可参照表 4.2.1 的中心支撑结构，偏心支撑的耗能梁等的设计应按有关规范的规定采用。

表 4.2.1 中部分包覆钢-混凝土组合框架-钢板剪力墙结构的规定，系根据钢板剪力墙的延性性能与支撑相近或更优的情况，取与框架-支撑结构的规定相同。

本条尚不能全部覆盖可以应用部分包覆组合柱、梁的结构体系。

对于采用异形部分包覆钢-混凝土组合柱的结构体系，其结构的最大适用高度应按表 4.2.1 进行折减。对其他结构体系的适用高度，需根据工程经验与其他规范、标准的要求研究制定。

列出 9 度的最大高度限值是因为乙类建筑需提高一度取值。

**4.2.2** 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。参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 3.3.2 条，建筑结构适用的最大高宽比与结构体系及抗震设防烈度有关；参考《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 第 3.2.3 条，高宽比仅与抗震设防烈度有关。由于部分包覆钢-混凝土组合框架结构刚度、整体稳定、承载能力等优于钢筋混凝土框架，故本条在高宽比取值上遵循不超过钢结构但适当高于钢筋混凝土结构的原则。对于采用异形部分包覆钢-混凝土组合柱的结构体系，其结构的最大适用高宽比按照表 4.2.2 进行折减，折减系数可为 0.9。

### 4.3 结构变形和舒适度

**4.3.1** 《钢结构设计标准》GB 50017-2017 规定钢框架弹性层间位移角不宜超过  $1/250$ ，《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010 与之相同。《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 规定弹性计算，风荷载或多遇地震作用下的层间位移角：框架结构不宜大于  $1/550$ ，框架-剪力墙、框架-核心筒结构不宜大于  $1/800$ ，弹塑性位移角应小于  $1/50$  和  $1/100$ ，《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010 与之相同；《组合结构设计规范》JGJ 138 规定多高层组合结构层间位移应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定。考虑到现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 未有对组合结构的详细规定，根据试验结果，规定了本规程的位移限值。大量试验研究表明，部分包覆钢-混凝土组合受弯构件和压弯构件受力-变形曲线的特征与纯钢构件相近。这一特征不仅不同于钢筋混凝土构件，也有别于型钢混凝土构件。因为与后者相比，部分包覆

钢-混凝土组合构件的主钢件的大部分材料布置在截面外侧，导致承载能力高且塑性变形能力大。因此，对以部分包覆钢-混凝土组合构件作为主要抗侧力构件的框架结构或以钢构件（支撑、剪力墙）与部分包覆钢-混凝土组合构件共同作为抗侧力主体的结构，弹性层间位移角限值应严于钢框架，弹塑性层间位移角限值则可与钢框架一致；以钢筋混凝土剪力墙、钢筋混凝土核心筒与部分包覆钢-混凝土组合框架共同作为抗侧主体的结构，则按钢筋混凝土结构对待，与国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 一致。

采用部分包覆钢-混凝土组合柱和钢框架梁的房屋结构，层间位移角限值按表 4.3.1 的规定。对于采用异形部分包覆钢-混凝土组合柱的结构体系，其结构层间位移角限值可参考表 4.3.1 取值。

**4.3.2** 《钢结构设计标准》GB 50017-2017 规定受弯构件挠度：主梁不宜超过  $1/400(1/500)$ ；其他梁和楼梯梁不宜超过  $1/250(1/300)$ ，括号外对应永久荷载+可变荷载标准值，括号内对应可变荷载标准值。《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010 规定：梁跨  $l_0 < 7\text{m}$  时，屋盖、楼盖及楼梯构件挠度限不应超过  $l_0/200 (l_0/250)$ ，梁跨  $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$  时不应超过为  $l_0/250 (l_0/300)$ ，梁跨  $l_0 > 9\text{m}$  时不应超过  $l_0/300 (l_0/400)$ ，括弧内为对挠度有较高要求的构件。《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 规定：梁跨  $l_0 < 7\text{m}$  时，型钢混凝土梁及组合楼板挠度限值不应超过  $l_0/200 (l_0/250)$ ，梁跨  $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$  时不应超过  $l_0/250 (l_0/300)$ ，梁跨  $l_0 > 9\text{m}$  时不应超过  $l_0/300 (l_0/400)$ ，括弧内为对挠度有较高要求的构件，此规定与《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010 一致，钢与混凝土组合梁（不分跨度）：主梁不应超过  $l_0/300 (l_0/400)$ ，次梁不应超过  $l_0/250 (l_0/300)$ 。根据以上规定，本规程按构件力学行为最为接近的型钢混凝土梁及组合楼板处理，即按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定采用。

## 4.4 设计原则与结构分析

**4.4.3** 建筑结构安全等级按现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 和《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 的有关规定划分为一级、二级和三级。对一般工业与民用建筑部分包覆钢-混凝土组合结构，安全等级可取为二级。

**4.4.4** 荷载效应的组合原则根据现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 的有关规定制订。对荷载效应的偶然组合，统一标准只做出原则性的规定，具体的设计表达式及各种系数应符合相关规范的有关规定。对于正常使用极限状态，一般只采取荷载效应的标准组合，当有可靠依据和实践经验时，亦可采取荷载效应的频遇组合。对部分包覆钢-混凝土组合梁，因需要计入混凝土在长期荷载作用下的徐变影响，故除应采取荷载效应的标准组合外，尚应采取准永久组合。部分包覆钢-混凝土组合结构的极限状态设计规定与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 一致。

**4.4.6** 构件的承载力设计，基于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 有关极限状态设计表达式的规定，本规程部分包覆钢-混凝土组合构件的承载力抗震调整系数按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定执行。

**4.4.8** 本条适用于结构整体弹性分析时采用的截面刚度计算。截面刚度计算中参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，采用了主钢件截面刚度和混凝土的截面刚度叠加的方法。在弹性范围内用叠加方法计算截面刚度简单可行、符合实际情况。

现行团体标准《矩形钢管结构设计规程》CECS 159 中规定，弯曲刚度计算要计入混凝土开裂影响，采用 0.8 折减系数，即  $EI_1 = E_a I_a + 0.8 E_c I_c$ 。

大量计算表明，折减抗弯刚度  $EI_1 = E_a I_a + 0.8 E_c I_c$  和全抗弯刚度  $EI = E_a I_a + E_c I_c$  之比，对于宽翼缘构件，强轴为 0.91 至 0.95，弱轴

为 0.85 至 0.89；对于中翼缘构件，强轴为 0.88 至 0.92，弱轴为 0.83 至 0.86；对于窄翼缘构件，强轴为 0.88 至 0.91，弱轴为 0.82 至 0.85。

按上述两种刚度对典型框架试算发现，竖向荷载作用下，框架梁弯矩变化不超过 3%，框架柱弯矩变化不超过 5%。比较周期、底部剪力、最大水平侧移及层间位移角可知，周期和底部剪力变化不超过 5%，最大水平侧移及层间位移角变化不超过 6%。

通常工程设计中的构件内力和结构变形是根据弹性分析获得或基于弹性计算结果予以调整，因此使用本条规定能够满足工程设计的一般要求。构件设计计算时其刚度需要进行适当折减的场合，在有关构件设计的条文中予以规定。结构进入弹塑性后，截面刚度不能按本条规定计算，因此在非线性分析中，可根据理论假定、试验结果、数值模拟等建立的非弹性刚度计算，本规程对此不予规定。

**4.4.9** 参考行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 第 6.1.3 条，当梁端局部区段为纯钢件时，局部区段梁的抗弯刚度，对边框架可仅取主钢件抗弯刚度的 1.2 倍；对中框架可仅取主钢件抗弯刚度的 1.5 倍。

## 4.5 抗震设计

**4.5.1** 对于采用部分包覆钢-混凝土组合构件的框架结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构的抗震等级的规定与《组合结构设计规范》JGJ 138 第 4.3.8 条相一致。框架-支撑结构抗震等级按《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 附录 G 第 G.1.2 条要求采用。框架-剪力墙结构按钢筋混凝土剪力墙和钢板剪力墙区分为两类。对于采用异形部分包覆钢-混凝土组合柱的结构体系，其结构抗震等级可参考表 4.5.1 取值。

**4.5.2** 部分包覆钢-混凝土组合结构抗震计算时的阻尼比取值可参考《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定。实际情况中存在组合构件与混凝土构件、钢构件

共同组成结构体系的情况，目前尚无充分的分析研究确定其阻尼比的取值，采用本条规定进行设计时，宜由设计人员根据工程具体情况分析确定。

**4.5.3** 结构的刚度和重力荷载之比，简称刚重比，主要是控制在风荷载或水平地震作用下，重力荷载产生的二阶效应不致过大，以免引起结构的失稳、倒塌。由于部分包覆钢-混凝土组合框架结构刚度、整体稳定、承载能力等优于钢筋混凝土框架，参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 5.4.4 条，以及《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 第 3.2.3 条，刚重比取两者的平均值。

**4.5.4** 根据本规程第 4.3.1 条，部分包覆钢-混凝土结构框架小震作用下的容许结构变形相对钢筋混凝土结构框架予以放大的规定，第 1 款、第 2 款参考国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010 第 6.1.4 条对混凝土框架结构和其他结构的规定但放大 1.2 倍，第 3 款~第 4 款参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 3.4.10 条的规定。

**4.5.5** 本条所规定的主钢件截面分类要求，包括了本规程第 4.1.2 条中设置连杆后达到宽厚比限值的情况。根据理论分析和试验结果，对不同抗震等级下截面分类进行了适当放宽。

## 4.6 一般构造

**4.6.1** 截面分类 A、截面分类 B 属于厚实型主钢件截面，厚实型主钢件截面的板件宽厚比能确保构件在达到塑性极限受弯承载力前不发生局部屈曲，因此可以采用简便的全塑性方法来计算截面承载力。截面高宽比取值范围是参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 第 6.7.3.1 (4) 制定。本条高宽比的含义为：平行弯曲轴的截面外包尺寸为宽，垂直弯曲轴的截面外包尺寸为高。

**4.6.2** 截面分类 C 属于薄柔型主钢件截面，当作为承受轴力为主的组合柱时，宽翼缘截面有良好的受力性能和一定的经济性，高宽比

取 0.9~1.1 的规定是参考加拿大钢结构设计规范 CSA S16 - 09 第 18.3.1 (d) 制定, 高宽比的含义同本规程第 4.6.1 条。为了防止翼缘局部屈曲, 应通过连杆来施加约束。对于矩形组合梁, 可以采用非线性方法计算部分塑性的截面受弯承载力。T 形组合梁因有混凝土翼板约束, 故受压翼缘不会发生局部屈曲。

对框架柱, 截面高宽比在 0.9~4 范围内, 可按柱子进行截面设计。对于高宽比大于 4 的压弯构件, 宜按部分包覆钢-混凝土组合剪力墙进行设计, 在有试验依据的条件下, 可参照本规程关于柱的设计方法。对轴压柱和支撑构件, 因考虑弱轴方向稳定性, 故不受本条规定限制。

**4.6.3** 厚实型主钢件截面都能满足截面塑性发展的要求, 故可以采用图 4.6.3 (a) - (d) 无连杆的配筋形式。腹板空腔内包覆的混凝土能防止腹板屈曲, 避免受压翼缘向腹板侧失稳, 因此必须确保达到极限破坏前混凝土不会从空腔内崩落, 构造上应配置纵筋、箍筋和在腹板上设连接件 (栓钉或穿孔钢筋)。国内外试验研究证明, 上下翼缘可不设置焊钉等抗剪件, 以方便施工。此外, 厚实型主钢件截面内也可采用图 4.6.3 (d) 设置连杆的配筋形式。

**4.6.4** 由焊接宽翼缘 H 形钢组成的薄柔型主钢件截面, 由于薄柔型主钢件截面的翼缘会发生局部屈曲而导致截面塑性发展不充分, 如设计要求达到塑性承载力, 需采用钢筋连杆或钢板连杆连接上下翼缘, 使其截面满足截面分类 A、截面分类 B 的要求。图 4.6.4-1、图 4.6.4-2 为本规程建议的截面构造和连杆形式。除此之外, 有可靠依据的情况下也可采用钢筋网等连杆形式。

混凝土保护层厚度是保证部分包覆钢-混凝土组合构件腹部沿钢筋 (圆钢) 连杆或钢板连杆不出现竖向裂缝的措施之一。考虑到钢板连杆和混凝土的粘结性能较弱, 故混凝土保护层厚度取 30mm。

为保证连杆对混凝土的有效约束, 减缓柱翼缘的局部屈曲, 连杆与翼缘的焊接有最低强度要求, 且需保证连杆间距和截面积要求。本条参考了加拿大钢结构规范 CSA S16-09。

I 型连杆与主钢件翼缘内表面围焊; C 型连杆与主钢件翼缘内

表面焊接，当采用双面焊接时，焊缝长度不小于  $5d$ ；当采用单面焊接时，焊缝长度不小于  $10d$ 。钢板型连杆与主钢件翼缘内表面单面角焊缝连接。部分包覆钢-混凝土组合构件连杆采用双面焊时，弯折部位焊缝宜圆滑过渡。

**4.6.5** 保护层厚度与混凝土结构的耐久性有关，故需满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定。实际工程中，当梁截面宽度较小时，靠近主钢件腹板的内排钢筋与腹板很难满足净距要求，参考欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 可予以放宽。净距不满足要求时需考虑对粘结力计算的不利影响，采用有效周长。

## 5 受弯构件设计

### 5.1 一般规定

**5.1.3** 本条给出部分包覆钢-混凝土组合构件按全塑性理论计算截面受弯承载力的截面分类适用范围。对符合本规程第 4.1.3 条规定的截面分类 A、截面分类 B 的构件以及通过设置连杆达到相应截面分类要求的构件（本规程第 4.1.3 条第 4、5 款），均适用于本条规定。

**5.1.4** 全塑性受弯承载力计算方法适用于截面分类 A 和截面分类 B 的构件，非线性设计方法可适用于 C 类截面的构件计算。当受压翼缘宽厚比为 14 时，截面应力分布达到全塑性分布，当受压翼缘宽厚比为 20 时，截面应力分布满足边缘屈服条件，当宽厚比介于两者之间时，截面应力分布为部分塑性。因此在其他条件不变的前提下，随着翼缘宽厚比增大，截面受弯承载力降低。鉴于翼缘宽厚比在 14~20 范围内变化时，截面应力为部分塑性分布，翼缘宽厚与弯矩比的曲线呈现为外凸曲线，为简化计算，可按翼缘宽厚比线性插值求得截面极限受弯承载力。

**5.1.5** 本条规定参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017，对于部分包覆组合梁，一般不宜采用带板托的组合梁。

**5.1.6** 欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 建议，当采用非开裂分析时，对于截面分类 A 组合梁，调幅系数不超过 40%，截面分类 B 组合梁调幅系数不超过 30%。符合塑性设计要求的截面基本满足截面分类 A 要求，且全部满足截面分类 B 要求。试验研究表明，腹部包覆的混凝土可以有效地限制主钢件受压区的局部屈曲，使得部分包覆组合梁负弯矩区的塑性发展比普通组合梁更加充分。故本规程取 30% 的内力调幅系数限值是偏于安全的。

**5.1.8** 实际工程中，当框架梁支座截面腹部空腔内纵向钢筋和混凝

土翼缘板受拉钢筋不能满足受拉钢筋锚固要求时，负弯矩作用下截面受弯承载力计算不能计入受拉钢筋的作用。

## 5.2 承载力计算

**5.2.1** 国内外的试验研究表明，矩形组合梁可以按全塑性理论来计算受弯承载力。基本假定如下：

(1) 主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接，相对滑移很小，可忽略不计；

(2) 极限状态下混凝土压应力呈矩形分布，达到轴心抗压强度，忽略受拉区混凝土的作用；

(3) 主钢件在受拉或受压区的应力都均匀分布，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值；

(4) 主钢件腹部纵向钢筋受拉或受压，钢筋应力达到屈服强度。分析表明，混凝土矩形应力高度系数 $\beta_1$ 取值对受弯承载力影响不超过 2% ，故取  $\beta_1 = 1.0$  。

**5.2.2** 完全抗剪连接 T 形组合梁是指主钢件与混凝土翼板之间、主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接，可以保证组合梁的抗弯能力充分发挥。抗剪连接件的数量按计算配置。根据国内外的试验研究，T 形组合梁也可以按全塑性理论来计算抗弯承载力。

在计算正弯矩区塑性承载力时假定：

(1) 主钢件与混凝土翼缘板之间，主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接，相对滑移很小，可忽略不计；

(2) 极限状态下混凝土压应力呈矩形分布，达到轴心抗压强度，忽略受拉区混凝土的作用；

(3) 主钢件在受拉或受压区的应力都均匀分布，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值；

(4) 主钢件腹部下排纵向钢筋均匀受拉，钢筋应力达到屈服强度，忽略上排纵向钢筋的作用。

在负弯矩区塑性承载力计算时假定：

(1) 主钢件与混凝土翼缘板之间，主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接，相对滑移很小，可忽略不计；

(2) 极限状态下混凝土压应力呈矩形分布，达到轴心抗压强度，并忽略受拉区混凝土的作用；

(3) 主钢件在受拉或受压区的应力都均匀分布，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值；

(4) 极限状态下，主钢件、混凝土翼板内钢筋及主钢件腹部配置在下翼缘附近的钢筋均达到屈服强度，考虑到通常情况下主钢件上腹部的钢筋离中和轴较近，忽略上腹部所配置的钢筋作用。

带压型钢板的混凝土翼板的计算厚度取压型钢板顶面以上混凝土厚度 $h_c$ ，见图 5。

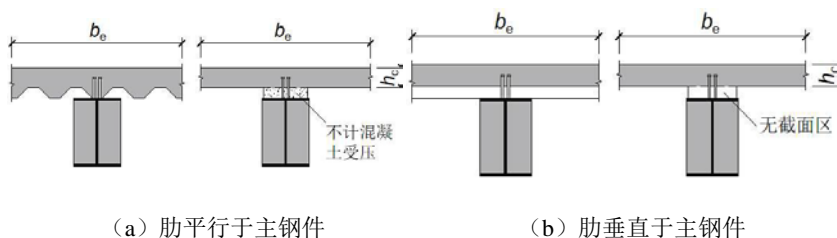


图 5 带压型钢板的 T 形组合梁截面简化示意

**5.2.4** 对于采用柔性抗剪连接件的部分包覆钢-混凝土组合梁，因连接件具有很好的剪力重分布能力，故每个剪跨内的连接件可假定为均匀受力。

**5.2.5** 部分包覆钢-混凝土组合梁在计算纵向剪力 $V_s$ 时，应考虑腹部纵向钢筋的作用。

**5.2.6** 由主钢件腹板承担竖向剪力通常都能满足要求，为简化设计，可仅计算主钢件腹板的受剪承载力。当按本条规定不能满足竖向受剪承载力的要求时，参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的规定，可计入腹部钢筋混凝土对受剪承载力的贡献。根据欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的建议，可以采用剪力分配法进行设计。总的

设计剪力 $V_d$ 可以分解成 $V_{ad}$ 和 $V_{csd}$ 两部分， $V_{ad}$ 由主钢件截面承担， $V_{csd}$ 由腹部的钢筋混凝土截面承担，即须满足：

$$V_{ad} \leq V_{au} \quad (1)$$

$$V_{csd} \leq V_{csu} \quad (2)$$

式中： $V_{au}$ ——主钢件的受剪承载力，按本规程第 5.2.6 条的  $V_u$  计算；

$V_{csu}$ ——主钢件腹部钢筋混凝土构件的受剪承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中的受剪构件进行计算。

$V_{ad}$  和  $V_{csd}$  可以按主钢件截面和腹部钢筋混凝土截面受弯承载力的比例进行分配，即：

$$V_{ad} = V_d \frac{M_{au}}{M_u} \quad (3)$$

$$V_{csd} = V_d \frac{M_{rcu}}{M_u} \quad (4)$$

$$M_u = M_{au} + M_{rcu} \quad (5)$$

式中： $M_{au}$ ——主钢件截面的塑性受弯承载力，按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 计算；

$M_{rcu}$ ——腹部钢筋混凝土构件的正截面受弯承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中的受弯构件进行计算。

如主钢件腹部混凝土中配置了开口箍筋，开口箍筋必须焊接在主钢件腹板上，否则不计其对受剪承载力的贡献。

**5.2.7** 本条参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的规定，对于正弯矩区梁截面可忽略弯矩和剪力的相互影响，对于负弯矩区梁截面，通过对主钢件腹板强度的折减来计入剪力和弯矩的相互作用。

**5.2.8** Olgaard, Sluttr 和 Fisher 在 1971 年经过试验研究和理论分析，对于高度和直径的比值大于 4 的圆柱头焊钉连接件，提出了如下计算公式：

$$N_v^c = 0.5A_{st}\sqrt{E_c f_c} \quad (6)$$

Olgaard 等人的公式由于形式简单，量纲统一，适用性强（既适用普通混凝土，又适用于轻混凝土），且与试验结果吻合较好，因而被世界各国规范广泛引用。我国规范公式就是在上式的基础上，经可靠度修正后乘以 0.85 的系数得到的。试验表明，公式（6）的上限值的平均值大约为焊钉连接件的极限抗拉强度（ $f_{at}A_{st}$ ），现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 考虑可靠度后取  $0.7f_{at}A_{st}$ ，是偏于安全的。

位于负弯矩区的焊钉由于受周围混凝土受拉或者开裂的影响，导致其周围混凝土对连接件的约束程度降低，故应对焊钉抗剪承载力予以折减，折减系数取值部位见图 6。

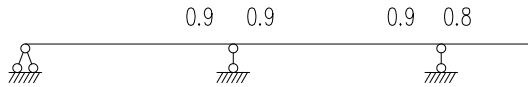


图 6 负弯矩区焊钉抗剪承载力折减系数取值示意

**5.2.9** 试验研究表明，当压型钢板肋垂直于主钢件布置时，公式（5.2.9-2）中的系数按《钢结构设计标准》GB 50017-2017 的有关规定取 0.85 在许多情况下是不安全的，按该公式计算的结果与试验值比较离散性很大。欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 根据对试验结果的计算对比，并通过可靠度分析，对公式的系数进行了折减，并对上限值进行了限制。为了保证焊接质量，采用穿透焊接技术的栓钉连接件，栓钉直径不宜大于 20mm，采用事先在压型钢板上穿孔，然后进行焊接的连接件，栓钉直径不宜大于 22mm。本条规定参照了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的相关要求。注意当  $b_w/h_w$  不小于 1.5 时，式（5.2.9-1）的  $\beta_v$  取 1.0，即不必折减。

**5.2.10** 本条规定适用于柔性连接件。采用焊钉等柔性抗剪连接件的组合梁有很好的剪力重分布能力，因此可按塑性极限平衡方法在每个剪跨区段内均匀布置连接件，但应注意各区段内混凝土翼板隔

离体的平衡。当剪力有较大突变时，考虑到抗剪连接件变形能力的限制，应采用弹性设计方法，在剪力分布大的区段集中布置连接件。

**5.2.11** 试验研究表明，部分包覆钢-混凝土组合梁可能沿着一个既定的纵向界面发生纵向抗剪破坏，图 5.2.11 给出了组合梁纵向抗剪最不利界面，**a-a** 抗剪界面长度为混凝土板厚度；**b-b** 抗剪截面长度为焊钉外缘尺寸的包络长度；**c-c** 抗剪界面长度取焊钉顶部外边缘连线长度加上距承托两侧斜边轮廓线的垂线长度；当垂线的垂足在斜边轮廓线顶点之外时，取焊钉顶部外边缘连线长度加上斜边轮廓线顶点至最外侧栓钉顶点的连线长度的 2 倍，见 **d-d** 抗剪界面长度。

**5.2.12** 部分包覆钢-混凝土组合梁纵向抗剪能力主要与混凝土翼板尺寸及其横向钢筋配筋率有关。欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 在 Mattock 等人关于混凝土板剪力传递计算理论的基础上，给出了混凝土翼板纵向抗剪强度的计算公式。试验研究表明，混凝土强度对混凝土板的纵向抗剪能力有一定的影响。本条规定参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，在欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的基础上，计入了混凝土强度对梁纵向抗剪强度的影响。

**5.2.13** 本条间接规定给出了梁横向钢筋最小配筋率，目的是防止梁在受力过程中发生纵向剪切破坏。

### 5.3 挠度验算

**5.3.1** 本条规定参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017，挠度验算属于正常使用极限状态，荷载组合要采用标准值组合和准永久值组合，取两种组合做包络计算，结果偏于安全。计算表明，当翼板混凝土面积比例较大时，可能由准永久组合控制。

**5.3.3** 本条规定参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138。

**5.3.4、5.3.5** 本二条规定参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004，等效惯性矩采用未开裂截面和开裂截面的惯性矩平均值计算。大量试算表明，用此等效刚度得到的计算挠度值与试验结果吻合良好且偏于

安全。注意计算换算截面惯性矩  $I_0$  时，可将主钢件腹部混凝土换算为主钢件腹板，换算厚度为  $(b_f - t_w) / \alpha_E$ 。

刚度折减系数  $\zeta$  参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 或现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的公式计算，对于 T 形组合梁，需要计入楼板与翼缘之间的滑移；对于矩形组合梁，由于不存在翼缘，故可取  $\zeta = 0$ 。

对不同跨度、荷载、配钢率 ( $A_a/A$ )、配筋率 ( $A_s/A$ ) 及高跨比 ( $1/15 \sim 1/20$ ) 的梁，取允许挠度为跨度的  $1/200$  进行试算，一般情况下，梁的极限状态由截面受弯承载力控制，挠度不起控制作用。

## 5.4 裂缝验算

**5.4.1** 参照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010，普通钢筋混凝土最大裂缝宽度按荷载准永久组合并考虑长期作用影响进行计算。

**5.4.2** 本条规定在借鉴现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 规定的基础上，鉴于主钢件受拉翼缘仅内侧与混凝土接触，故受拉翼缘对混凝土裂缝的约束作用应该比型钢混凝土中的钢骨弱，故计算有效周长  $u$  时，仅采用主钢件腹板两侧混凝土宽度之和  $b_c - t_w$ 。试验结果表明，用此方法得到的计算结果与试验数据符合较好。

**5.4.3** 其他条件相同情况下，翼板的存在会增加力臂高度，减小受拉钢筋的应力。试验结果表明，力臂系数可按  $\gamma_s = 1 - 0.4\sqrt{\alpha_E \rho} / (1 + 2\gamma_f')$  计算，取  $\alpha_E = 6 \sim 8$ ， $\rho = 0.2\% \sim 2.0\%$ ，翼板宽度为主钢件宽度的 2 倍，翼板厚度为主钢件高度的  $1/8$ ，得到  $\gamma_s = 0.965 \sim 0.872$ ，平均值为 0.919；翼板宽度为主钢件宽度的 6 倍，翼板厚度为主钢件高度的  $1/2$ ，得到， $\gamma_s = 0.993 \sim 0.973$ ，平均值为 0.983；故偏安全取  $\gamma_s = 0.92$ 。

**5.4.4** 本条参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，但明确应按荷载效应的准永久组合并考虑长期作用影响，而不是荷载

效应的标准组合并考虑长期作用影响,和现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 协调一致。

**5.4.5** 荷载效应准永久组合作用下,可忽略混凝土裂缝影响,近似按弹性分析计算内力,且不计入支座弯矩调幅。求组合截面惯性矩  $I_{cr}$  时,仅计入翼板内有可靠锚固措施的钢筋。

## 5.5 构造措施

**5.5.1** 本条规定参考《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 5.5.3 条制定。

**5.5.2** 主钢件腹板空腔尺寸有限,钢筋太密会影响混凝土浇捣,故限制钢筋排数不大于两排,并控制钢筋间的最小间距。但钢筋太少预制时容易产生裂缝,因此规定了最小配筋率。

**5.5.4** 部分包覆钢-混凝土组合梁箍筋加密的目的是保证整个受力过程中,包覆混凝土不崩落,始终约束住钢翼缘和腹板不发生局部屈曲,并不特别需要混凝土自身的耗能或塑性铰转动,这和钢筋混凝土梁或型钢混凝土梁有很大的区别。此外由于部分包覆钢-混凝土组合梁主钢件翼缘承担大部分弯矩,且主要依靠主钢件腹板抗剪,故部分包覆钢-混凝土组合梁延性性能优于钢筋混凝土梁或型钢混凝土梁。鉴于截面分类 A、截面分类 B 属于厚实型主钢件,钢翼缘和腹板不会发生局部屈曲,截面塑性能充分转动或达到全截面塑性,因此,在参考国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的基础上,降低包覆混凝土的箍筋加密要求,减小了加密区长度、箍筋最大间距及箍筋最小直径的要求。

**5.5.5** 当主钢件翼缘宽厚比较大时,连杆是避免其早期失稳、从而保证构件塑性变形能力的重要措施,因此连杆应有必要的承载力,包括与主钢件翼缘的拉接焊缝承载力。公式(5.5.5-1)来源如下:假设翼缘塑性失稳时板件承载力可超过材料屈服强度(取为屈服强度的1.5倍,对应抗震等级为一级、二级的要求)或达到屈服强度(对应抗震等级为三级的要求),而能否超过或达到屈服强度与翼

缘板宽厚比有关，此时防止翼缘板面外失稳的支承力应达翼缘板面内受力的1/60倍，再假设腹板可分担翼缘板面外支承力的60%，依据以上受力需求推得条文的连杆面积公式。连杆面积公式计算结果仅适用于连杆垂直翼缘板面的情况，当采用X型连杆时，截面面积应按连杆倾角予以放大。同时也规定了当连杆为钢棒时的最小面积，以防止计算结果偏小。但当连杆采用钢板时，还需满足施焊工艺要求和最小焊缝尺寸及长度要求，并确保最小面积大于本条规定。

连杆的拉接焊缝承载力可按焊缝极限强度计算，故式(5.5.5-2)采用在式(5.5.5-1)左端项乘以0.7倍系数的方式计算焊缝所需承载力设计值，系数0.7大于焊缝强度设计值与焊缝极限强度的比值(0.38~0.41)，具有必要的安全储备。

**5.5.6、5.5.7** 参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 制定了抗剪连接件构造规定。

## 6 轴心受力及压弯构件设计

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 本条规定了本章适用的构件范围，包括具有压弯受力特征的框架柱、轴压受力特征的两端铰接柱以及轴压或轴拉受力特征的支撑构件。本章关于框架柱（单向压弯构件、双向压弯构件）的截面承载力计算公式，系基于塑性极限分析推导而来，因此适用于主钢件符合截面分类A和分类B的构件；但当构件内力水平较低（如不足截面承载力设计值75%）时，也可用于主钢件符合截面分类C的构件。

**6.1.2** 通常主钢件配钢率  $\rho_a=6\% \sim 15\%$ ，纵筋配筋率  $\rho_s=0.5\% \sim 5\%$ ，取混凝土强度等级 C20~C60，钢材强度等级 Q235~Q420，为简化计算，不计纵向钢筋作用，计算钢贡献率在 0.333~0.875 之间，故取 0.3~0.9。主钢件贡献率计算公式如下： $\delta \approx f_a A_a / (f_a A_a + f_c A_c)$ 。

**6.1.3** 主钢件面积过少，构件不能体现出钢结构强度高延性好的优势，也会对节点施工装配性能带来不利影响；反之则不能充分利用混凝土达到减少用钢量、节约造价的目的。在参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004的基础上作了主钢件配钢率的规定。纵筋配筋率的限值则是参照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 关于柱最大配筋率的规定而制定的。

### 6.2 轴心受力构件截面承载力计算

**6.2.2** 本条为轴心受拉构件的截面承载力计算要求。由于受拉构件的混凝土强度难以发挥作用，所以轴心受拉构件截面承载力计算时不计钢筋混凝土的抗拉作用，以组成构件截面的钢材毛截面达到屈服

强度和钢材净截面达到抗拉强度为承载能力极限状态。本条沿用《钢结构设计标准》GB 50017的规定。采用高强度螺栓摩擦型连接的相应部位，可参照纯钢构件在此情况下的计算方法。

**6.2.3** 本条为轴心受压构件的截面承载力计算规定。焊接普通H型钢部分包覆钢-混凝土组合短柱轴压试验与有限元结果表明，柱在达到极限承载力之前，钢与混凝土能够很好地协同工作，这种组合短柱最终的破坏模式主要是混凝土压碎，横向连杆间翼缘发生局部屈曲。基于叠加原理，建立了柱轴压截面承载力计算公式。国内外学者44个试验对比可见，试验结果与理论计算结果之比，平均值1.060，标准差0.111，吻合良好。但当构件端部仅部分连接时，连接部位的强度计算应考虑局部传力的影响，截面承载力设计值可按直接传力面积的承载力与全截面承载力之比予以折减。

### 6.3 轴心受力构件整体稳定计算

**6.3.1~6.3.4** 为轴心受压构件的整体稳定性计算规定。条文中关于稳定系数取值的规定，系按主钢件为双轴对称单一H形截面（包括轧制、冷成型或焊接钢截面）的轴心受压构件的试验和数值计算结果确定的。参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，整体稳定计算时按组合截面计算截面回转半径。按组合截面计算的回转半径与纯钢截面的回转半径关系大致为：强轴 $i_x=0.967i_{x\text{钢}}$ ，弱轴 $i_y=1.068i_{y\text{钢}}$ 。计算稳定系数时，采用正则化长细比，公式推导如下：

$$\begin{aligned}\lambda_n &= \sqrt{\frac{N_{uk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{\pi^2(E_aI_a + E_cI_c)/l_0^2}} = \frac{l_0}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{E_aI_a + E_cI_c}} \\ &= \frac{l_0}{\pi} \sqrt{\frac{(f_{ay}A_a + f_{ck}A_c)/(E_aA_a + E_cA_c)}{(E_aI_a + E_cI_c)/(E_aA_a + E_cA_c)}} = \frac{l_0}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{E_aA_a + E_cA_c}} \\ &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{(f_{ay}A_a + f_{ck}A_c)/(A_a + A_c)}{(E_aA_a + E_cA_c)/(A_a + A_c)}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{EQ}}{E_{EQ}}}\end{aligned}$$

式中：当量强度  $f_{EQ} = \frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{A_a + A_c}$ ；当量弹性模量  $E_{EQ} = \frac{E_aA_a + E_cA_c}{A_a + A_c}$ 。

通过有限元数值计算结果与试验结果对比，经过参数统计回归得到稳定系数计算公式（6.3.4-1）、公式（6.3.4-2），公式形式与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017规定的相同，但公式分段点及系数  $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$  不同。

通过有限元计算回归，得到对截面强轴和弱轴的稳定系数见表 6.3.4。国内外学者 22 个构件试验对比表明，公式计算结果与绕弱轴失稳的试验结果之比，平均值为 1.182，标准差为 0.136，吻合良好。因这些数据中正则化长细比未超过 1.0，故补充了有限元模型计算，计算结果表明，有限元计算与本规程公式计算结果之比，平均值为 1.039，标准差为 0.031，吻合良好。此外，目前收集到的试验数据均只有绕弱轴失稳的结果，故补充了绕强轴失稳的有限元模型计算数据与本规程公式的比较，平均值为 1.031，标准差为 0.015。异形柱截面公式计算结果与绕弱轴失稳的试验结果对比，平均值为 1.090，标准差为 0.074。总体来看吻合良好。

## 6.4 单向压弯构件承载力计算

**6.4.1、6.4.2** 截面压弯承载力按极限状态分析得到的  $N-M$  相关曲线为抛物线形，欧洲规范 EN1994-1-1：2004 将其简化为三折线型 abcd，a 点对应于轴心受压，b 点轴向承载力为 c 点的 2 倍，c 点对应于受弯承载力最大点，d 点对应于纯弯，见图 6。分析表明，在大多数情况下  $N_u$  下方曲线外凸程度不大，即 bcd 所围三角形面积较小。本规程为便于应用并与双向压弯截面承载力计算公式相衔接，将其进一步简化为二折线 abd。国内外学者 42 个绕强轴构件试验表明，试验结果与式理论公式计算结果之比，对公式（6.4.1-1），平均值 1.443，标准差 0.168；对公式（6.4.1-2），平均值 1.510，标准差 0.395。国内外学者 49 个绕弱轴构件试验表明，试验结果与理论公式计算结果之比，对公式（6.4.1-2），平均值 1.543，标准差 0.379。异形截

面柱绕对称轴单向压弯承载力对公式 (6.4.1-3)，平均值1.384，标准差0.289；对公式6.4.2-7~9，平均值1.325，标准差0.154。公式计算结果偏于安全。

由于双向压弯承载力计算需要，本节给出了绕弱轴正截面受弯承载力计算公式。

异形截面部分包覆钢-混凝土组合柱绕对称轴单向压弯受力时，其压弯曲线和矩形柱类似，压弯承载力计算公式也与绕对称轴柱承载力计算公式相同。异形截面柱绕非对称轴单向压弯受力时，其理论  $N-M$  曲线可能为抛物线型（图6），也可能为近似直线型。为简化计算，统一简化为直线型  $N-M$  曲线计算。

由于双向压弯承载力计算需要，本条给出了绕弱轴正截面受弯承载力计算公式。

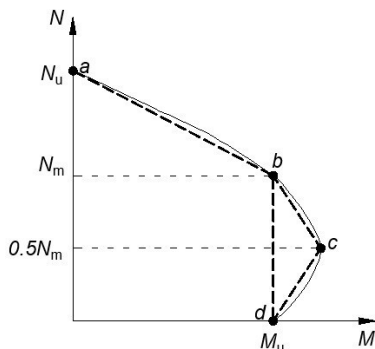


图6 抛物线型  $N-M$  相关曲线简化示意图

**6.4.3** 为简化计算，给出了仅由主钢件腹板受剪的承载力计算公式。如要计入腹部钢筋混凝土的受剪承载力，可参照本规程第5.2.6条文说明计算。当柱子承受的剪力大于截面受剪承载力的50%时，由于正应力和剪应力共同作用时承载力会下降，故对腹板应力强度予以折减，腹板应力图式见图7。

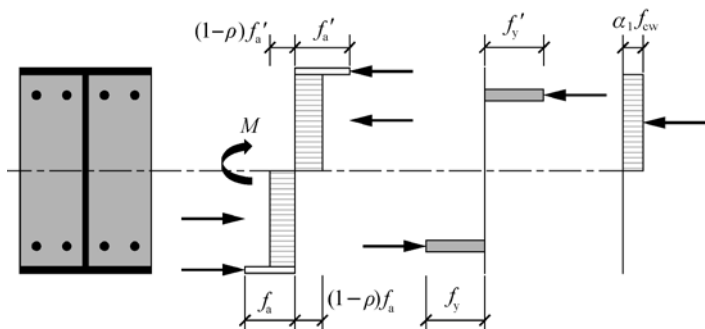
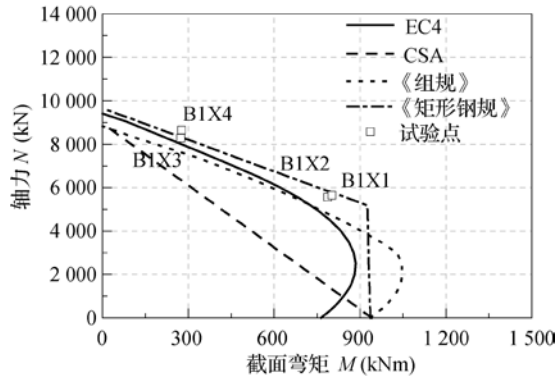


图7 剪力对压弯承载力的影响示意图

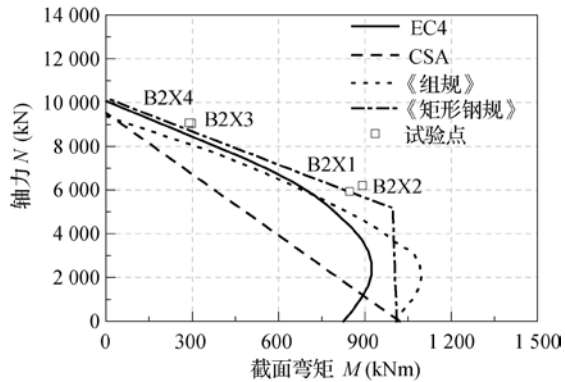
**6.4.4** 对单向压弯构件稳定承载力计算，不同规范采用的方法不尽相同。

**1** 单向压弯构件平面内稳定承载力计算时，欧洲规范 EN1994-1-1: 2004采用单项弯矩公式，轴力影响隐含在分母项弯矩中；加拿大钢结构设计规范CSA S16-09采用轴力和弯矩相关公式，轴力和弯矩为线性组合；现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159采用国家标准《钢结构设计规范》GB 50017-2003的计算方法，但在弯矩项前乘以钢贡献率 $\delta$ ，并限制弯矩不大于正截面受弯承载力；现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138参考现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的设计思路，根据截面达到极限状态时的应力分布，通过轴向力和弯矩的平衡条件，计入偏心距增大系数，联合求解截面压弯承载力。图8中比较了这四种规范的计算方法，对比表明加拿大规范较保守。

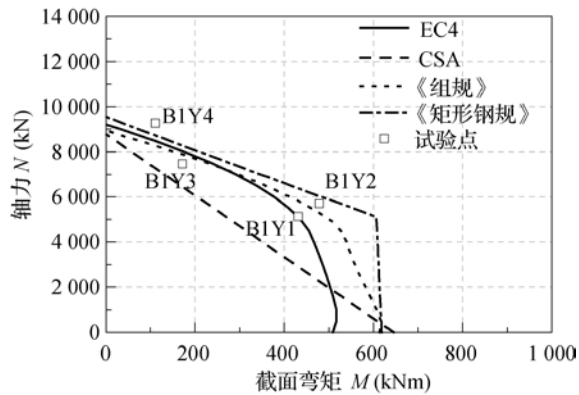
借鉴现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的计算公式的形式，本条提出轴力-弯矩相关计算公式。国内外学者13个绕强轴构件试验表明，试验结果与式理论公式计算结果之比平均值1.483，标准差0.263；国内外学者21个绕弱轴构件试验表明，试验结果与式理论公式计算结果之比，平均值1.531，标准差0.398。本规程公式与加拿大规范公式接近，计算结果偏于安全。



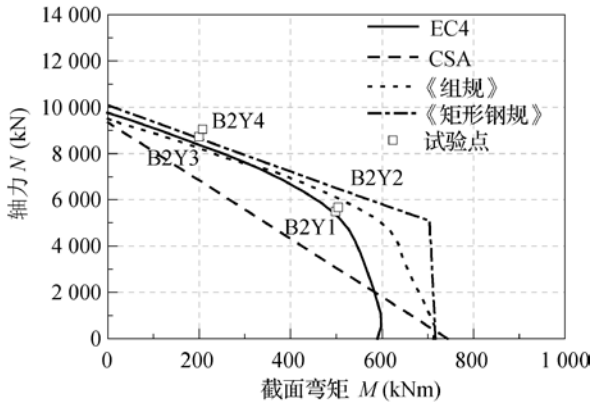
(a) 强轴压弯



(b) 强轴压弯



(c) 弱轴压弯



(d) 弱轴压弯

图8 不同设计标准采用的压弯整体稳定计算公式比较示意图

2 本款的平面外整体稳定公式采用了现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的形式。由于目前尚未见到公开发表的单向压弯部分包覆钢-混凝土组合构件平面外稳定试验数据，本规程编制中，采用根据平面内压弯试验校准过的有限元模型进行了数值研究。所计算的试件模型在单向压弯平面外具有中等以上长细比，平面内则赋予不同的偏心率，并通过加强平面内的构件端部约束、施加平面外初弯曲等方式，使得试件模型发生平面外整体失稳破坏并成为极限承载力的控制模式。将计算得到的极限状态时的轴力和弯矩代入规程规定的构件平面外整体稳定计算公式，即式(6.4.4-2)，有限元数值计算结果与规程理论公式比较，平均值1.256，标准差0.083。异形柱截面单向压弯稳定试验值和理论值对比，平均值1.483，标准差0.115。结果说明设计公式偏安全，从均值和标准差看，公式的精度也在可接受范围内。

6.4.5 由于极限状态时沿柱高度部分混凝土截面达到塑性，故计算轴压弹性稳定临界力时采用等效抗弯刚度( $EI$ )<sub>e</sub>，混凝土弹性模量乘以折减系数0.5。

## 6.5 双向压弯构件承载力计算

**6.5.1** 双向压弯构件截面承载力相关曲面为空间外凸曲面，见图9 (a)。实际工程应用中可简化为空间平面。由于本规程6.4.1条中绕非对称轴单向压弯截面承载力曲线简化为直线，为了和单向压弯构件受弯承载力曲线协调，双向压弯构件相关曲线包络面分为三种情况，双轴对称截面包络面由本节公式(6.5.1-1)所示的空间斜平面和公式(6.5.1-2)所示的垂直平面所组成，见图9 (b)；单轴对称截面包络面由本节公式(6.5.1-3)所示的空间斜平面和公式(6.5.1-4)所示的空间斜平面所组成；非对称截面包络面由本节公式(6.5.1-5)所示的空间斜平面组成。当 $M_y$ 等于零时，退化为强轴单向压弯截面承载力曲线；当 $M_x$ 等于零时，即为弱轴单向压弯截面承载力曲线。国内学者17个构件试验表明，试验结果与式理论公式计算结果之比如下：式(6.5.1-1)平均值2.063，标准差0.449；式(6.5.1-2)平均值1.415，标准差0.705。理论计算公式偏安全，离散度略大。

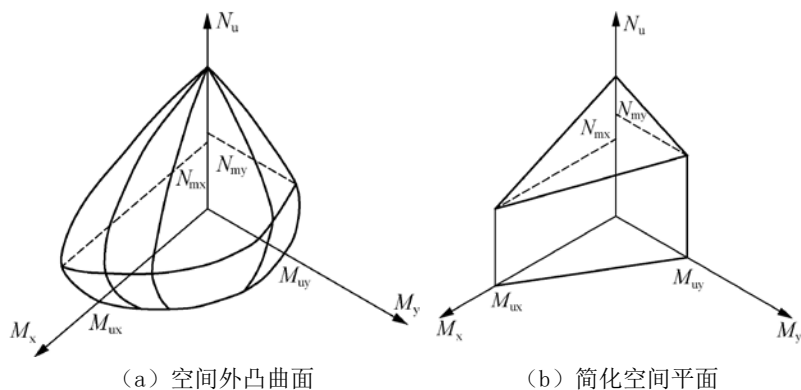


图9 双向压弯构件截面受弯承载力 $N-M_x-M_y$ 相关曲线

截面的双向受剪承载力计算同样可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力而忽略内填混凝土和箍筋的作用，且按两个方向分别验算。但当剪力较大时，如 $V_y > 0.5V_{uy}$ 时，腹板设计强度 $f_a$ 需

要折减；如 $V_x > 0.1V_{ux}$ 时，翼缘板（此时与 $V_x$ 平行）设计强度 $f_a$ 需要折减，取0.1的原因是因为翼缘板同时兼具抗弯和抗剪作用，正应力和剪应力都较大，屈服强度降低较严重。

**6.5.2** 欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 采用双向弯矩相关公式的线性组合，轴力影响隐含在分母项的弯矩中；加拿大规范 CSA S16-09 为轴力及双向弯矩相关公式的线性组合。现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 采用轴力和双向弯矩相关公式，其中主要弯矩项乘以钢贡献率予以调整；现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 参考现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的设计思路，采用叠加原理，在型钢混凝土柱单向偏压承载力计算的基础上，用尼克勤公式得到截面压弯承载力。本条借鉴现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 计算公式的形式，采用轴力和双向弯矩相关公式计算构件整体稳定承载力，平面外弯矩作用项加以简化。目前，尚无关于部分包覆钢-混凝土组合柱双向压弯稳定的试验数据。

## 6.6 抗震措施

**6.6.1** 本条主要内容根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关要求制定。当柱子主钢件为截面分类 C 时，过大轴压比不利于地震往复作用下的构件局部稳定性，宜使重力荷载作用下柱子的轴心压力标准值不超过主钢件轴力屈服承载力（钢材抗压强度取屈服强度）。

**6.6.2** 本条主要内容根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关要求制定。当框架梁采用钢梁时，如柱轴力符合  $N_2 \leq \varphi N_u$  时（ $N_2$  为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值），不要求进行强柱弱梁计算。

**6.6.3** 本条规定借鉴行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 5.2.2 条，将梁端剪力增大系数做了适当减小。“一级抗震等级的框架结构”的剪力增大系数未予降低。

**6.6.4** 鉴于压弯作用下混凝土易于剥落，故不宜采用无筋包覆混凝土。

**6.6.5** 与部分包覆钢-混凝土组合梁类似，部分包覆钢-混凝土组合柱箍筋加密在参考《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的基础上，降低包覆混凝土的箍筋加密要求，减小了加密区长度、箍筋最大间距及箍筋最小直径的要求。

**6.6.8** 钢筋混凝土框架柱保证加密区合理的体积配箍率的目的是为了约束混凝土，提高混凝土变形能力和强度。型钢混凝土柱基于截面内型钢对混凝土有一定的约束作用，已将体积配箍率的要求调低了 15%，即在钢筋混凝土柱体积配箍率的基础上乘以 0.85 的折减系数。由于部分包覆钢-混凝土组合柱混凝土被主钢件三面包围，薄柔型截面连杆与翼缘牢固焊接，因此混凝土约束条件比型钢混凝土更有利。此外，部分包覆钢-混凝土组合柱承载力中混凝土贡献一般不超过 40%，承载力和塑性铰转动能力主要依靠主钢件提供，混凝土主要作用是不崩落，能阻止主钢件翼缘和腹板局部屈曲，故降低了体积配箍率的要求，对箍筋和连杆分别乘以折减系数 0.7 和 0.6，并且降低了连杆连接时的最小体积配箍率限值。

## 7 连接与节点设计

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件的优点之一，是其构件在安装现场可以如同钢结构那样实现装配式连接，优先采用螺栓连接有助于减少工地施焊的质量控制难点、提高安装效率，这一要求需在节点设计阶段予以充分考虑。

**7.1.3~7.1.5** 节点构造对制作、运输、安装和维护的便捷性与经济性密切关联，应在设计阶段予以充分考虑。本章节点构造主要针对混凝土预制的部分包覆钢-混凝土组合构件，混凝土现浇的部分包覆钢-混凝土组合构件可参考并做相应调整。

### 7.2 梁与梁连接

**7.2.1** 本条规定针对组合梁段预制后进行现场拼接的情况。虽然主钢件的连接可以采用全焊接方式，但从提高现场装配化程度考虑，本条仅规定了栓焊连接和全螺栓连接两种构造形式。

在拼接接头处，纵向钢筋的锚固，可采用在主钢件拼接部位补设短纵筋焊接连接；也可设置弯钩焊接于挡板，再设置连接短钢板焊于挡板和腹板上，用于焊接纵筋；还可采用在端板上打孔、钢筋穿过后用套筒锚固的方式，但其需要加工钢筋端部螺纹，实际上减小了钢筋的有效截面。事实上，由于部分包覆钢-混凝土组合梁中纵筋距离截面上下边缘较远，纵筋对截面抗弯刚度和承载力的贡献都较小，一般不会超过10%。当将截面受弯承载力计算公式中的纵筋面积取为零，不考虑纵向钢筋的受拉作用时，拼接截面纵筋不贯通也能满足对构件弯曲刚度和截面受弯承载力的要求。

**7.2.3** 本条为主次梁铰接连接的构造和计算。当次梁截面高度不足

以布置数量充足的螺栓时，可布置多列螺栓。腹板螺栓限制梁端的完全自由转动，产生一定的约束弯矩，计算连接强度（包括螺栓群强度、连接板与主梁的焊缝强度以及连接板拉剪强度）时，宜计入约束弯矩的作用。当连接上方有受力性能等同于现浇混凝土楼板使之连成整体的情况，参照现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

### 7.3 柱竖向拼接

**7.3.1** 为提高现场安装效率、避免复杂构造处理，应尽量减少柱子现场拼接接头的总量。柱子需要拼接时，接头宜布置在等截面段内，以降低拼接构造的复杂程度。

**7.3.2** 本条基于提高装配率、降低现场焊接工作量的考虑，对主钢件推荐使用栓焊连接和全螺栓连接的方式，但根据施工条件等需要，也可使用全焊接连接。

柱子拼接段要求纵筋连续，构造应尽量采取施工性能较好、连接质量易于控制的方式。

**7.3.3** 对层高范围内存在反弯点的框架柱，最大内力截面一般在柱端，按本规程第 7.3.1 条设置的拼接接头，一般处于弯矩较小的范围内，因此计算连接强度时可按本条第 1 款采用内力设计值。当框架结构整体变形呈现弯曲型特征时，可能出现层高范围内弯矩相差不大的情况，此时计算连接强度时的承载力设计值需按本条第 2 款规定执行。为保障组合柱对接区美观性，对于柱柱对接耳板和连接板，也可以使用如下做法（图 10）：

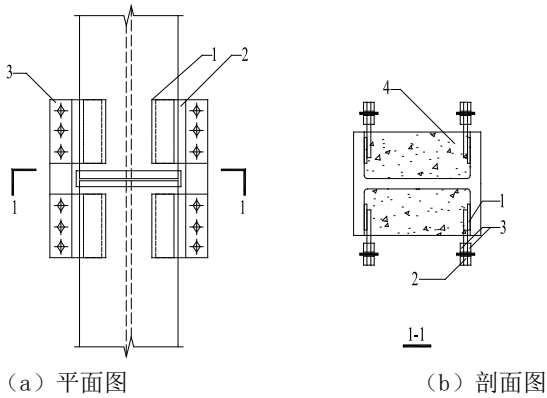


图10 柱柱对接耳板和连接板示意

1—过渡板；2—耳板；3—连接板；4—后浇混凝土

## 7.4 梁柱连接

**7.4.1** 梁柱节点按抗弯性质可区分为铰接节点和刚接节点，两者均可用于框架结构。

部分包覆钢-混凝土组合结构梁柱节点的构造形式与梁柱连接面位于柱主钢件的翼缘一侧还是腹板一侧有关。本条附图给出了典型的节点构造形式，其他适宜的节点形式也可采用。

梁连接于主钢件腹板一侧时，可采用铰接节点；当设计为刚接节点时，宜在柱主钢件腹板上设置竖向加劲板和连接板，形成局部双H型钢的方式。图7.4.1-1~4中表示了用单H型钢作为主钢件的框架柱的两种情况。

节点构造涉及柱纵筋与梁的纵筋在节点区的布置。柱纵筋应在节点区应连续布置，可采用在主钢件横向加劲板开孔穿筋形成贯通，也可通过钢筋端部弯折焊接在节点区域锚板上形成贯通，实际构造宜结合节点区域的空间尺寸选取适当的构造形式。

梁的纵筋不要求一定贯穿节点域，T形组合梁中楼板内的纵筋可采用钢结构或组合结构中楼板纵筋的处理方法。

当梁端设置端板且采用全螺栓连接时，若螺栓可布置在梁截

面轮廓线外侧[图7.4.1-1(f)、(h)和图7.4.1-3(e)、(g)],则梁内纵筋可通长布置到端板,通过直接焊接或加焊锚板焊接等方式锚固在端板上,梁构件的混凝土可全部预制。除这种情况外,一般需在梁上设置钢挡板,梁内纵筋止于挡板位置并锚固在挡板上[图7.4.1-1(b)、(c)和图7.4.1-4(b)、(d)、(g)、(h)]。

纵筋未锚固到梁端时,梁端截面承载力略有降低。对铰接梁而言,无须采取其他措施;对刚接梁,当纵筋对梁的抗弯承载力贡献较小时也无须采取其他措施,如纵筋提供的抗弯承载力不能忽视时,可在梁端部区间予以适当加强,如增厚梁端部位主钢件翼缘或腹板厚度(贴板方式)、主钢件翼缘适当加宽、增设纵向加劲肋等,或在梁端截面受弯承载力计算时,不计入纵筋的作用。

当柱设置短伸臂与梁连接时,柱身节点区间的混凝土可一并预制。其余部位宜在现场完成主钢件连接后用混凝土予以包覆;如不采用现场补浇局部混凝土的措施,则应满足强度和防火防腐的等效处理要求。

当框架柱-梁节点通过端板螺栓连接时,如为多节间框架结构,则构件的制作误差和安装误差较难消除,故钢梁制作时长度应考虑负公差,安装时可用薄钢板作为填板进行调节。

**7.4.3~7.4.6** 公式(7.4.3-1)系根据理论分析和试验检验得到的简化计算公式,节点区受剪承载力由柱子主钢件腹板的受剪承载力和节点区混凝土的斜压承载力组成,偏安全的略去了横向加劲肋和主钢件翼缘的框架效应对受剪承载力的贡献。公式推导和试验检验可参考传光红等“部分包覆式组合结构框架装配节点静力试验及受剪承载力计算”(《建筑结构学报》,38(8):83-92,2017.08)。

公式(7.4.3-2)系根据类比方法,由(7.4.3-1)转化得到的公式。异形柱受剪承载力偏安全的略去了与钢梁垂直肢翼缘等的贡献,按照等效简化柱考虑,可参照公式(7.4.3-1)和公式(7.4.3-2)计算。

**7.4.10~7.4.13** 这四条规定主要根据国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《钢结构设计标准》GB 50017和《组合结构

设计规范》JGJ 138的有关要求制定。本规程未予具体规定或引用的内容如主钢件连接的防断裂措施等，参照相应标准在设计中予以考虑。

## 8 防护设计

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 对不同耐火等级的建筑中的结构构件的设计耐火极限进行了规定。在进行构件保护设计时,可同时参照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 第 3.1 节,确定部分包覆钢-混凝土构件的防火设计要求。

### 8.2 防腐设计

**8.2.1** 涂装前,主钢件表面除锈等级应符合设计要求。当设计无要求时,裹入混凝土内的主钢件表面可不做相应处理,但应去除浮锈。

**8.2.2** 主钢件内侧与混凝土直接接触面不应涂装底漆。涂装底漆会削弱钢与混凝土间的相互作用,对构件受力性能具有一定损害。

**8.2.3** 本条规定参考了现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的防腐蚀规定。

**8.2.5** 外露的钢骨表面除锈等级应符合设计要求。当设计无要求时,裹入混凝土内的钢骨表面可不处理。

### 8.3 防火设计

**8.3.1** 进行构件防火设计分析时,火灾升温曲线可以参照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249确定。

可采用有限元方法计算部分包覆钢-混凝土构件在火灾下的温度分布,也可参照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249的方法计算标准升温条件下构件截面中型钢部分的温度,在计算型钢部分的温度时,将外包的混凝土与防火保护均作为型钢的防火保护层考虑,构件截面中钢筋混凝土部分温度可参照钢筋混凝

土构件在标准升温条件下截面温度分布查表得到，具体可参照广东省标准《建筑混凝土构件耐火设计技术规程》DBJ/T 15-81第3.3节及附录B。

高温下钢材、混凝土的材料特性可参照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249的有关规定确定。

火灾下部分包覆钢-混凝土构件的承载力可根据以下步骤得到：

(1) 根据主钢件部分的温度，确定高温下型钢钢材的设计强度；

(2) 根据混凝土部分的温度分布，确定各部分混凝土与钢筋在高温下的力学特性参数；

(3) 采用高温下的材料特性参数，可按照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249的相关条文，计算高温下构件的承载力。

**8.3.2、8.3.3** 部分包覆钢-混凝土构件主钢件的腹板一般都被混凝土包裹，翼缘的内侧表面也有混凝土包裹，只有翼缘外侧表面和翼缘厚度方向的侧面暴露，编制组对采取不同防火包裹方式的部分包覆钢-混凝土构件进行了ISO834标准火灾条件下的构件升温试验研究，试件的翼缘外表面分别采用防火涂料或50mm加气混凝土块进行保护，由于翼缘厚度方向侧面尺寸很小，故对不同的试件分别采用防火涂料（翼缘外表面均采用防火涂料时）、钢丝网水泥砂浆或厚度方向无防火保护三种方式。试验结果表明，主钢件裸露部分被完全包裹（不论是采用防火涂料、还是加气混凝土块或砂浆）的部分包覆钢-混凝土组合试件，受火3.0h后主钢件截面最高温度均小于550℃，在550℃时，结构钢的设计强度为常温下的58%。而此时构件截面绝大部分区域的温度实际上远小于550℃，因此，此时构件的承载力一般大于火灾时构件的偶然工况组合效应，满足抗火承载力要求，但具体的保护层厚度需要通过分析设计确定。当部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件翼缘厚度方向的裸露部分不进行防火保护时，在受火2.0h后，主钢件翼缘的温度就超过了750℃，此时，结构钢的设计强度小于常温下的15%，受火3.0h小时后，主钢件截

面大部分区域的温度就超过了900°C，此时结构钢的设计强度只有常温下的5%左右，基本不能满足火灾下的承载要求。

因此，部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件裸露部分必须完全用防火保护材料包裹，对于翼缘厚度方向的侧面保护。结合部分包覆钢-混凝土组合构件的特点，通过对标准火灾作用下不同截面尺寸的部分包覆钢-混凝土组合梁、柱在不同受火时间下的截面温度分析，建议采用本条中提出的三种构造方式进行防护保护，防火保护层等效热阻不小于表8.3.3中的规定值，根据厂家提供的防火保护材料参数，对于非膨胀型防火涂料、防火板等厚度在火灾中不会大幅变化的防火保护材料，防火保护层的厚度 $d_i$ 根据下式确定：

$$d_i \geq R_i \times \lambda_i$$

对膨胀型防火涂料，根据厂家提供的材料特性检测报告，选择对应等效热阻 $R_i$ 不小于表8.3.3中热阻值对应的厚度作为膨胀型防火涂料的厚度最小值。

混合保护时，腹板侧砂浆的厚度不能小于30mm，否则构件的耐火极限很难满足要求，如砂浆的厚度确需小于30mm，防火保护层的厚度应依据现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249，采用承载力验算方法进行设计确定。

## 9 制作与施工

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合结构应具有加工制作的深化图纸，采用 BIM 技术进行深化设计，提供构件的加工制作深化图纸，经设计单位确认是否满足设计意图。管线预埋，翼缘开孔需满足设计要求。严禁施工现场对翼缘进行二次开槽切割。

### 9.2 制作

**9.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件中的混凝土可采取工厂或现场专用场地预制的方式，也可采取主钢件安装后现场支模浇筑的方式。基于提高工业化程度、取得总体最优效益的考虑，推荐采用预制方式，并宜优先选用型钢作为主钢件。

**9.2.4** 采用在腹板开孔方式对腹板两侧同时进行浇筑的方法时，应按板件开洞后的净截面进行构件验算。当采用本条内容进行腹板开浇筑孔设计时，可不采取额外措施对腹板进行补强或补充局部板件验算。主钢件腹板上开设的混凝土浇筑孔径可参照如下：

- (1) 当主钢件腹板高度为300mm时，孔径不宜大于120mm；
- (2) 当主钢件腹板高度为350mm时，孔径不宜大于150mm；
- (3) 当主钢件腹板高度为400mm时，孔径不宜大于180mm。

当采用开洞卷边截面形式时，主钢件腹板上宜开设正六边形孔，具体孔洞构造要求应符合下列规定：

(1) 两端距离支座（或与梁连接的柱翼缘）1.5倍梁截面高度范围内不宜开孔；

(2) 相邻孔洞的净间距不宜小于六边形孔洞边长，孔洞的高度不宜超过蜂窝钢截面总高度的2/3；

(3) 孔洞的高度和间距宜满足预制组合梁施工时混凝土一次浇筑成型的要求；

(4 当蜂窝主钢件采用剖分后重新组合而成时，剖分后的截面高度和原截面高度之比宜为1.4~1.6；

**5** 当蜂窝孔洞兼做设备管道孔时，应在混凝土开孔处设置加强钢筋，按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定进行设计。

**9.2.9** 采用轻质混凝土的构件，如设计无要求，则构件脱模、起吊、翻转、出厂时的混凝土强度等级不应低于设计强度等级的75%。此外，在浇筑混凝土时，建议在混凝土初凝即将完成时，再进行一次抹面。如采用翻面二次浇筑，要保证第一次浇筑的混凝土有足够的强度。

### **9.3 运输与存放**

**9.3.1** 建筑部品和钢构件的最大运输尺寸包括部品和构件的外形尺寸或外包装尺寸，运输时长度、宽度、高度和重量不得超过公路、铁路或海运的有关规定。

### **9.4 安 装**

**9.4.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件的安装应进行变形验算和裂缝宽度，保证预制混凝土部分不因吊装发生开裂等风险，从而验证吊装方案是否合理。

**9.4.5** 连接区域后浇混凝土或灌浆之前，无混凝土包覆截面仅计入主钢件承重，施工验算时主钢件的正应力不宜大于 $0.4f_y$ 。

## 10 施 工 验 收

### 10.1 一 般 规 定

**10.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合结构应按型钢混凝土结构子分部工程，除应符合本规程外，尚应符合国家现行标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的规定。

**10.1.8** 条文对部分包覆钢-混凝土组合结构验收合格后，做好验收记录和资料存档备案做了规定，该项工作是今后工程档案所需的重要内容之一。