

CECS 43 : 92

中国工程建设标准化协会标准

# 钢筋混凝土装配整体式 框架节点与连接设计规程

SPECIFICATION FOR QUALITY CONTROL  
OF CONCRETE AND PRECAST  
CONCRETE COMPONENTS

中国建筑资讯网  
www.chinaec.com

1992 北 京

中国工程建设标准化协会标准

钢筋混凝土装配  
整体式框架节点与连接设计规程

DESIGN SPECIFICATION FOR JOINTS AND  
CONNECTIONS OF PRECAST MONOLITHIC  
REINFORCED CONCRETE FRAMES

CECS 43 : 92

主编单位：北京市建筑设计研究院

副主编单位：东南大学土木工程系

批准单位：中国工程建设标准化协会

批准日期：1992年11月9日

# 前 言

本规程是根据(88)建标字第10号文的通知,由钢筋混凝土结构标准技术委员会主持,具体由北京市建筑设计研究院会同东南大学,西安冶金建筑学院等单位共同编制而成。其中有关牛腿式柱与梁连接采用了冶金部建筑研究总院及有色冶金设计研究总院等单位的研究成果。

在本规程编制过程中,编制组总结我国近年来在钢筋混凝土装配整体式框架节点与连接方面的科研成果和工程实践经验,广泛征求了有关单位的意见,最后由钢筋混凝土结构标准技术委员会组织专家审查定稿。

本规程分四章和两个附录。主要是对钢筋混凝土装配整体式框架节点和连接的设计原则,计算方法和构造要求作了系统化的规定。

本规程在执行过程中,希望各单位认真总结经验,注意积累资料,如发现有需要修改或补充之处,请将意见寄交北京市建筑设计研究院(北京南礼士路62号,邮政编码100045)以便今后修订时参考。

中国工程建设标准化协会

1992年11月9日

# 目 次

## 主要符号

1	总则	1
2	节点与连接设计的一般规定	3
2.1	渗计原则	3
2.2	承载力计算的一般规定	3
2.3	房屋结构设计的要求	7
2.4	材料和施工的要求	8
3	柱与柱连接	10
3.1	榫式柱连接	10
3.2	浆锚式柱连接	12
3.3	插入式柱连接	13
4	柱与梁连接	16
4.1	明牛腿式节点	16
4.2	齿槽式节点	19
4.3	暗牛腿式节点	21
4.4	整浇式节点	24
4.5	现浇柱预制梁节点	28
4.6	叠压浆锚式节点	30
附录 A	框架节点与连接的抗震试验方法	33
附录 B	本规程用词说明	43
附加说明		44

# 主要符号

- $A$  —— 构件截面面积；
- $A_b$  —— 局部受压时的计算底面积；
- $A_c$  —— 柱榫头底部截面面积；
- $A_{cor}$  —— 混凝土核芯面积；
- $A_l$  —— 局部受压面积；
- $A_s$ 、 $A_s'$  —— 受拉钢筋及受压钢筋的截面面积；
- $A_{sh}$ 、 $A_{sv}$  —— 同一截面有效受剪面积内各肢水平箍筋及竖向箍筋的全部截面面积；
- $a$  —— 梁端反力作用点至构件边缘的水平距离；
- $a_s$ 、 $a_s'$  —— 纵向受拉钢筋合力点及受压钢筋合力点至截面近边的距离；
- $b$  —— 矩形截面宽度；
- $b_b$  —— 梁截面宽度；
- $b_{b1}$  —— 预制梁截面宽度；
- $b_c$  —— 柱截面宽度；
- $b_j$  —— 节点核芯区有效宽度；
- C20 —— 表示立方体强度标准值为  $20\text{N}/\text{mm}^2$  的混凝土强度等级；
- $d$  —— 钢筋直径；
- $e$  —— 轴向力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；
- $e_0$  —— 轴向力作用点至截面重心的距离；
- $f_c$ 、 $f_{cm}$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值及弯曲抗压强度设计值；
- $f_t$ 、 $f_{tk}$  —— 混凝土轴心抗拉强度设计值及标准值；
- $f_y$ 、 $f_y'$  —— 受拉钢筋及受压钢筋强度设计值；

- $f_{yv}$ ——箍筋抗拉强度设计值；
- $h$ 、 $h_0$ ——截面高度及截面有效高度；
- $h_b$ 、 $h_{b0}$ ——梁截面高度及梁截面有效高度；
- $h_c$ 、 $h_{c0}$ ——柱截面高度及柱截面有效高度；
- $h_{b1}$ ——预制梁截面高度；
- $h_j$ ——节点核芯区截面高度；
- $H_c$ ——柱的计算高度；
- $I$ ——截面惯性矩；
- $l_a$ ——纵向受拉钢筋的最小锚固长度；
- $l_{aE}$ ——考虑抗震要求的纵向钢筋最小锚固长度；
- $\Delta l_a$ ——附加锚固长度；
- $M$ ——弯矩设计值；
- $M_b$ 、 $M_c$ ——梁端及柱端弯矩设计值；
- $N$ ——轴向力设计值；
- $N_1$ ——施工吊装阶段轴向力设计值；
- $n$ ——钢筋根数，齿槽数，循环次数；
- $s$ ——箍筋间距，焊接网片间距；
- $V$ ——剪力设计值；
- $V_1$ ——施工吊装阶段剪力设计值；
- $V_2$ ——使用阶段剪力设计值；
- $V_j$ ——节点核芯区考虑地震作用组合的剪力设计值；
- $W_x$ —— $x$  轴的截面抵抗矩；
- $\alpha$ ——混凝土强度折减系数，支座弯矩调幅系数；
- $\beta$ ——混凝土局部受压时的强度提高系数；
- $\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数；
- $\mu_u$ ——位移延性系数；
- $\mu_\Phi$ ——曲率延性系数；
- $\rho$ ——纵向受拉钢筋配筋率；
- $\rho_v$ ——间接钢筋或箍筋的体积配筋率。

# 1 总 则

**1.0.1** 为在钢筋混凝土装配整体式框架结构设计中做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，特制定本规程。

**1.0.2** 本规程适用于非地震区及抗震设防烈度为 6~8 度地区的丙类及丙类以下的钢筋混凝土装配整体式房屋。

装配整体式房屋框架节点与连结的类别应根据房屋高度和框架抗震等级，按表 1.0.2 的规定选用。节点与连接的渗计应符合相应的计算和构造措施要求。

装配整体式房屋高度、框架抗震等级及节点与连接类别选用表 表 1.0.2

结构类型		设 防 烈 度					
		6		7		8	
框架结构	房屋高度 (m)	≤20	≤40	≤20	≤35	≤20	≤30
	抗震等级	三	三	三	二	二	二
	节点类别	3	1, 2	3	1, 2	1, 2	1
框剪结构	房屋高度 (m)	≤20	≤60	≤20	≤55	≤20	≤50
	抗震等级	三	三	三	三	三	二
	节点类别	3	1, 2	3	1, 2	3	1, 2

注：①丁类建筑可按设防烈度降低一度考虑，但设防烈度为 6 度时不应降低。

②框剪结构中应采用现浇剪力墙，其抗震等级应符合现行国家标准的有关规定。

③当具有充分依据并在设计中采取可靠措施时，表中房屋高度可以适当调整。

④非抗震设计的房屋高度可参照本表中 6 度的规定。

**1.0.3** 本规程规定的装配整体式框架注与柱、柱与梁的刚性节点与连接分为三个类别，可按表 1.0.3 的规定选用。对重要结构的节点与连接的设计应通过试验确定，试验方法应按附录一规定

进行。

注：对经过试验验证或有可靠依据时，也可采用其他型式的刚性节点与连接。

装配整体式框架节点与连接的类别

表 1.0.3

名称		类别	适用条件
柱 与 柱	榫式柱连接	1	柱截面不宜小于 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ；宜采用长柱
	浆锚式柱连接	3	柱截面不宜大于 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ；柱中纵向受力钢筋总根数不宜多于 4 根；不宜用于框剪结构及砖填充墙框架结构
	插入式柱连接	2	柱截面不应小于 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ；不宜用于框剪结构及砖填充墙框架结构
柱 与 梁	明牛腿式节点	1	宜采用长柱
	齿槽式节点	2	宜采用长柱
	暗牛腿式节点	2	暗牛腿采用型钢；宜采用长柱
	整浇式节点 (A 型)	2	柱截面不宜大于 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ ；梁底纵向受力钢筋不宜多于 3 根；柱内每侧纵向受力钢筋不宜多于 3 根。
	整浇式节点 (B 型)	2	梁底纵向受力钢筋不宜多于 2 根而直径不宜大于 $25\text{mm}$ ；柱截面不宜大于 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ ；柱内每侧纵向受力钢筋不多于 3 根
	现浇柱预制梁节点 (A 型)	1	梁底纵向受力钢筋不宜多于 4 根
	现浇柱预制梁节点 (B 型)	2	梁底纵向受力钢筋不宜多于 2 根且直径不宜大于 $25\text{mm}$
	叠压浆锚式节点	3	柱截面不宜大于 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ；柱内纵向受力钢筋总根数不宜多于 4 根

注：表中长柱指长度等于或大于二层层高的预制混凝土柱。

1.0.4 当渗计框架节点与连接时，除满足本规程外尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89、《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89、《钢筋混凝土工程施工及验收规范》等有关规定的要求。



## 2 节点与连接渗计的一般规定

### 2.1 渗计原则

2.1.1 装配整体式框架节点与连接的设计，应遵守以下原则：

(1) 装配整体式框架节点与连接的承载力和延性不宜低于现浇结构的节点，且承载力不应低于相邻近的梁端和柱端承载力；

(2) 装配整体式框架节点与连接应分别进行施工吊装阶段和使用阶段各种作用效应，不利组合下承载力、稳定性和刚度的计算或验算；此时尚应考虑施工安装偏差、钢筋焊接应力和连接处局部削弱所引起的应力集中等的不利影响；

(3) 应符合耐久性和防火的要求；

(4) 构件分段要便于预制、吊装、就位和调整；节点钢筋及预埋件不宜过多；连接后应能尽快承受荷载。

### 2.2 承载力计算的一般规定

2.2.1 装配整体式节点与连接应根据其构造和受力特点进行施工吊装阶段承载力验算和使用阶段承载力计算。内容可包括：施工吊装阶段的受压、局部受压、斜截面抗裂，连接处形成整体后使用阶段的受弯、受压和接缝受剪等。

2.2.2 节点与连接承载力计算应采用下列设计表达式：

非抗震设计

$${}_0S \leq R \quad (2.2.2-1)$$

抗震设计

$$S_E \leq \frac{R_E}{R_E} \quad (2.2.2-2)$$

式中  ${}_0$ ——结构构件的重要性系数，按《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 第 3.2.3 条的规定选用；

$S$ ——内力组合设计值；按国家标准《建筑结构荷载规范》GBJ 9—87 的规定进行计算；

$S_E$ ——考虑地震作用组合的内力设计值，按国家标准《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 的规定进行计算；

$R$ 、 $R_E$ ——非抗震设计、抗震设计的构件承载力设计值；

$R_E$ ——承载力抗震调整系数，根据不同受力状态，应按表 2.2.2 采用。

注：本规程的内力设计值 ( $N$ 、 $M$ 、 $V$ ) 等为已乘重要性系数  $\gamma_0$  后的值 (非抗震设计)。

承载力抗震调整系数

表 2.2.2

受 力 状 态	$R_E$
受 弯	0.75
偏 心 受 压	0.80
斜 截 面 受 剪	0.85
垂 直 接 缝 受 剪	1.0
牛 腿	1.0

注：轴压比小于 0.15 的偏心受压柱，取  $R_E=0.75$ 。

2.2.3 当采用焊接钢筋网片提高施工吊装阶段局部受压承载力时，其局部受压承载力应按下列公式计算：

$$N_1 \leq (\beta f_c + 2\rho_v \beta_{cor} f_y) A_l \quad (2.2.3-1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (2.2.3-2)$$

$$\beta_{cor} = \sqrt{\frac{A_{cor}}{A_l}} \quad (2.2.3-3)$$

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} S} \quad (2.2.3-4)$$

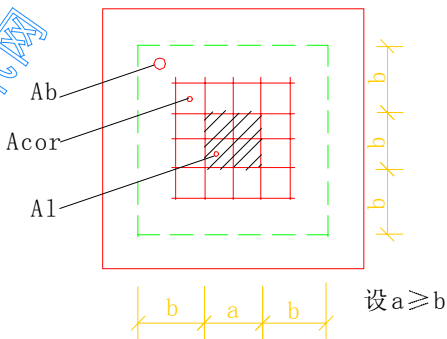


图 2.2.3 局部受压计算底面积  $A_b$

式中  $N_1$ ——施工吊装阶段轴向压力设计值，包括相应范围内预制混凝土构件自重、后浇混凝土自重和施工活

荷载产生的轴向压力；

$\beta$ ——混凝土局部受压时的强度提高系数；

$f_c$ ——预制构件混凝土轴心抗压强度设计值；

$\rho_v$ ——钢筋网片体积配筋率；

$\beta_{cor}$ ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数；

$f_y$ ——网片钢筋抗拉强度设计值；

$A_l$ ——局部受压面积；

$A_b$ ——局部受压时的计算底面积，根据局部受压面积与计算底面积同心、对称的原则确定（图 2.2.3）；

$A_{cor}$ ——配置焊接钢筋网片范围内的混凝土核芯面积，且  
 $A_{cor} \leq A_b$ ；

$l_1$ 、 $l_2$ ——方格网片两个方向的长度；

$n_1$ 、 $A_{s1}$ ——方格网片沿  $l_1$  方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积；

$n_2$ 、 $A_{s2}$ ——方格网片沿  $l_2$  方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积；

$s$ ——方格网片的间距。

2.2.4 抗震等级为二级的框架节点的节点核芯区受剪承载力应按下列公式计算：

(1) 节点核芯区剪力设计值

中间层节点

$$V_j = \frac{1.05 \sum M_b}{h_{b0} - a_s'} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - x_b} \right) \quad (2.2.4-1)$$

顶层节点

$$V_j = \frac{1.05 \sum M_b}{h_{b0} - a_s'} \quad (2.2.4-2)$$

式中  $V_j$ ——节点核芯区考虑地震作用组合的剪力设计值；

$\sum M_b$ ——节点左、右两侧顺时针或反时针方向考虑地震作用组合的梁端弯矩设计值之和，当梁端下部  $M_b < 0$  时，取  $M_b = 0$ ；

$h_b$ 、 $h_{b0}$ ——梁截面高度、梁截面有效高度，节点两侧梁高不同时，取其平均值；

$a'_s$ ——梁受压钢筋合力点至截面近边的距离；

$H_c$ ——柱的计算高度，可取节点上、下柱反弯点之间的距离。

(2) 节点核心区受剪承载力，应满足下列公式要求：

$$V_j \leq \frac{1}{RE} (0.3f_c b_j h_j) \quad (2.2.4-3)$$

$$V_j \leq \frac{1}{RE} \left[ 0.1 \left( 1 + \frac{N}{f_c b_c h_c} \right) f_c b_j h_j \right] + f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \quad (2.2.4-4)$$

式中  $RE$ ——承载力抗震调整系数，取 0.85；

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值；

$b_j$ ——节点核芯的水平截面有效宽度，当梁宽不小于柱宽的二分之一时可取柱截面宽度，否则应取  $(b_b + 0.5h_c)$  和  $b_c$  二者中的较小值；

$h_j$ ——节点核芯的截面高度，可采用计算方向的柱截面高度；

$N$ ——节点上柱底部轴向压力设计值，其值应取考虑地震作用组合中的小值，且不应大于  $0.5f_c b_c h_c$ ；

$b_c$ ——柱截面宽度；

$h_c$ ——验算方向的柱截面高度；

$f_{yv}$ ——节点箍筋的抗拉强度设计值；

$A_{sh}$ ——节点核心区验算方向同一截面有效受剪面积内各肢水平箍筋的全部截面面积；

$s$ ——箍筋间距。

**2.2.5** 抗震等级为三级及非抗震设计的节点可不进行节点核心区受剪承载力计算，但应符合表 2.2.6 中最小体积配箍率的要求。

**2.2.6** 抗震设计与非抗震设计的柱端节点加密区及核心区最小体积配箍率不宜小于表 2.2.6 的规定。

抗震等级	柱端轴压比			节点核心区
	<0.4	0.4~0.6	>0.6	
二	0.6~0.8	0.8~1.2	1.2~1.6	0.8
三	0.6	0.6~0.8	0.8~1.2	0.6
非抗震设计	0.6	0.6	0.6	0.6

注：①适用于普通箍或复合箍；普通箍筋系指单个矩形箍筋；复合箍系指由矩形箍筋与菱形箍筋、或与多边形箍筋、或与拉筋组成的箍筋；

②箍筋体积配箍率为柱核心区面积范围内单位混凝土体积中所含的箍筋体积；计算体积配箍率时，对复合箍筋中箍筋相重叠的部分不宜计入；

③当柱端加密区箍筋采用复合井字箍且肢距不大于 200mm、箍筋直径不小于 10mm 时，配箍率可采用表中较低值；当采用Ⅰ级钢作箍筋且混凝土强度等级不高于 C40 时，柱端最小配箍率可乘以 0.85 的系数，但不得低于 0.6；

④当混凝土强度等级高于 C40 时，或Ⅳ类场地上较高的高层建筑，柱端配箍率宜取表中相应项目的较大值；

⑤轴压比指包括地震作用组合在内的轴向压力设计值与混凝土轴心抗压强度设计值和柱全截面面积乘积的比值。

## 2.3 房屋结构渗计的要求

2.3.1 装配整体式框架形成整体后，对竖向荷载效应组合的渗计值作用剪力下产生的梁端负弯矩应乘以表 2.3.1 规定的调幅系数  $\alpha$ 。

梁端弯矩调幅系数  $\alpha$

表 2.3.1

节点型式	$\alpha$
现浇柱预制梁节点	0.75
明牛腿式节点	0.75
整浇式节点	0.70
暗牛腿式节点	0.70
齿槽式节点	0.70
叠压浆锚式节点	0.65

2.3.2 多遇地震作用下，装配整体式框架层间位移  $\Delta u_{e,p}$  可按下列

列公式计算，并应满足位移角限值要求。

$$\Delta u_{e,p} = \alpha \cdot \Delta u_e \quad (2.3.2)$$

式中  $\Delta u_e$ ——现浇框架结构的层间弹性位移，应按《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 第 4.5.1 条规定进行计算；

$\alpha$ ——位移增大系数，对于装配整体式框架，取 1.2；对于框剪结构中的装配整体式框架，取 1.1。

**2.3.3** 抗震等级为二级的框架结构的底层柱底截面，其考虑地震作用组合的弯矩设时值，应乘以增大系数 1.25；框剪结构的框架柱，可不乘增大系数。

**2.3.4** 装配整体式框架梁与框架柱或框架柱与剪力墙的中线宜重合。

## 2.4 材料和施工的要求

**2.4.1** 预制构件的混凝土强度等级不应低于 C20。用于现场后浇的混凝土强度等级应比预制构件的混凝土强度等级提高二级。捻装用的细石混凝土强度不应低于柱混凝土强度，水灰比不宜大于 0.3，并宜采用无收缩快硬硅酸盐水泥配制。

**2.4.2** 用于坐浆的砂浆强度不得低于预制构件强度。用于浆锚和浇灌接缝的砂浆应采用无收缩快硬硅酸盐水泥配制，砂浆强度等级不宜低于 M50。

**2.4.3** 纵向受力钢筋宜采用 II、III 级钢筋，钢筋直径不宜大于 32mm。箍筋宜用 I、II 级钢筋及冷拉 I 级钢筋；当混凝土强度等级高于 C30 时，箍筋宜用 II 级或冷拉 I 级钢筋。焊接钢筋网片宜用冷拉 I 级钢筋。预埋件和型钢宜用 3 号钢。焊接用焊条对 I 级钢用 E43 型，对 II 级钢用 E50 型。

**2.4.4** 预制混凝土构件的尺寸，伸出的受力钢筋、预埋件和预留孔的位置及长度，必须严格按照设计要求，预制柱长度不应有正偏差。

**2.4.5** 梁端、柱端伸出的纵向受力钢筋不得有对焊接头，制作预制混凝土构件时应采取可靠措施保证外露的钢筋位置准确。

预制构件吊装前应对所有伸出的受力钢筋位置进行检查；矫

正时不得采用强扳方法，而应采用氧乙炔火焰预热逐渐矫正。

**2.4.6** 当采用焊接返接时，应对不同钢筋材质进行焊接工艺性能试验。施工中应采取措施减小焊接应力及焊接变形，保证焊接质量，避免由于连续施焊引起预制构件开裂。

**2.4.7** 与后浇混凝土结合的预制混凝土构件表面均应保持粗糙，不得粘有脱模剂和其他杂物。

后浇混凝土浇筑前，应清除连接处缝隙中杂物，用水充分润湿，但不得有积水。应保证齿槽和暗牛腿处后浇混凝土的振捣和捻缝的密实，加强养护。冬季施工应采取有效的保温措施。

**2.4.8** 节点与连接处的后浇混凝土强度应达到  $10\text{N}/\text{mm}^2$  后方可继续吊装。榫式柱连接后浇混凝土未浇之前可进行娥层连续吊装、但不宜多于三层，且应按混凝土实际强度进行局部受压和结构整体稳定性验算。

## 3 柱与柱连接

### 3.1 榫式柱连接

**3.1.1** 榫式柱连接适用于一般多层工业和民用房屋。柱截面尺寸不宜小于  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，榫头下端截面面积不应小于  $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ 。榫式柱连接的位置宜设在楼面以上  $1.0\text{m}$  处。

**3.1.2** 榫式柱连接（图 3.1.2）应符合下列构造要求：

(1) 榫头高度不应小于  $500\text{mm}$ ，也不宜小于 25 倍柱纵向受力钢筋直径；榫头的上部宜做成平角；后浇混凝土时应在上部留  $30\text{mm}$  的缝隙，后捻干硬性细石混凝土；

(2) 柱纵向受力钢筋宜采用剖口焊连接；当钢筋根数较少或施工条件限制时，也可采用绑条焊或搭接焊等；焊口位置宜在接头中部；

(3) 榫头内纵向受力钢筋不应少于 4 根，直径不应小于  $10\text{mm}$ ；配筋率不宜小于榫头上部截面面积的 1%；榫头内箍筋直径不宜小于  $8\text{mm}$  间距不宜大于  $100\text{mm}$ ；必要时，榫头底部可预埋钢板，与下柱点焊连接；

(4) 下柱顶部的钢筋网片按局部受压计算确定；当为非局部受压控制时，应不少于 3 片，钢筋直径不宜小于  $8\text{mm}$ ，网孔不宜大于  $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ ；

(5) 连接处柱的纵向受力钢筋每侧多于 3 根时，应设置复合箍；连接处的体积配箍率应满足表 2.2.6 的要求。

**3.1.3** 榫式柱连接在施工吊装阶段应按下列规定进行承载力验算：

(1) 上柱榫头（图 3.1.3 中 1—1 截面）受压承载力，应符合下列公式要求：

当榫头内不设置钢筋网片时



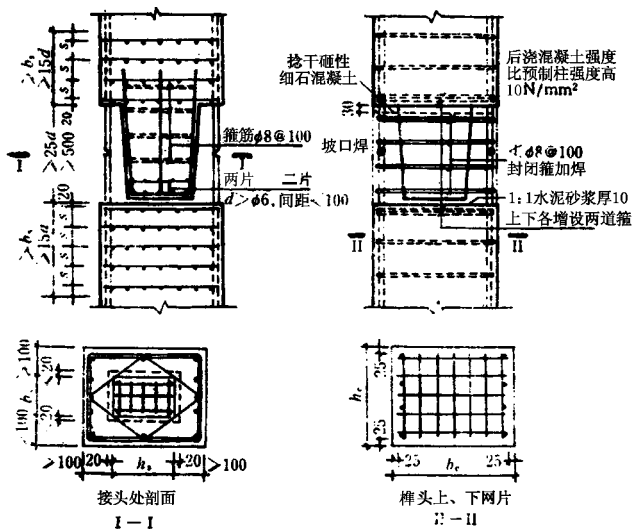


图 3.1.2 榫式柱连接

$$N_1 \leq f_c A_c + f_y' A_s' \quad (3.1.3-1)$$

当榫头内渗置钢筋网片时

$$N_1 \leq (f_c + 2\rho_v f_y) A_{cor} + f_y' A_s' \quad (3.1.3-2)$$

式中  $N_1$ ——施工吊装阶段作用于上柱榫头底部截面的轴向压力渗计值；

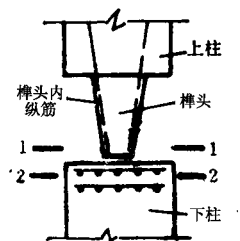


图 3.1.3 榫式柱连接  
施工吊装阶段验算截面

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度渗计值；  
 $A_c$ ——榫头底部截面面积；  
 $f_y'$ ——榫头内纵向钢筋抗压强度设计值；  
 $A_s'$ ——榫头内纵向受压钢筋的总截面面积；  
 $A_{cor}$ ——榫头下端的核芯截面面积；  
 $\rho_v$ ——榫头内钢筋网片体积配箍率，按式 (2.2.3-4) 计算。

(2) 下柱柱端 (图 3.1.3 中 2-2 截面) 局部受压承载力，

可按第 2.2.3 条的有关公式进行计算。

## 3.2 浆锚式柱连接

3.2.1 浆锚式柱连接适用于抗震等级为三级的民用房屋受压构件，不得用于受拉构件。柱截面尺寸不宜大于  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 。

柱纵向受力钢筋总根数不宜多于 4 根。浆锚式柱连接的位置宜设在楼面以上 1.0m 处。

3.2.2 浆锚式柱连接（图 3.2.2）应符合下列构造要求：

(1) 柱混凝土强度等级不宜低于 C30；浆锚及水平接缝的砂浆宜用无收缩快硬硅酸盐水泥配制，一天强度不宜低于  $25\text{N}/\text{mm}^2$ ，28d 龄期的强度不宜低于  $50\text{N}/\text{mm}^2$ ；

(2) 当柱中的纵向受力钢筋采用月牙纹钢筋时，其在浆锚孔内的搭接长度对非抗震设计不应小于  $25d$ ，对抗震设计不应小于  $30d$ ， $d$  为浆锚插筋直径；

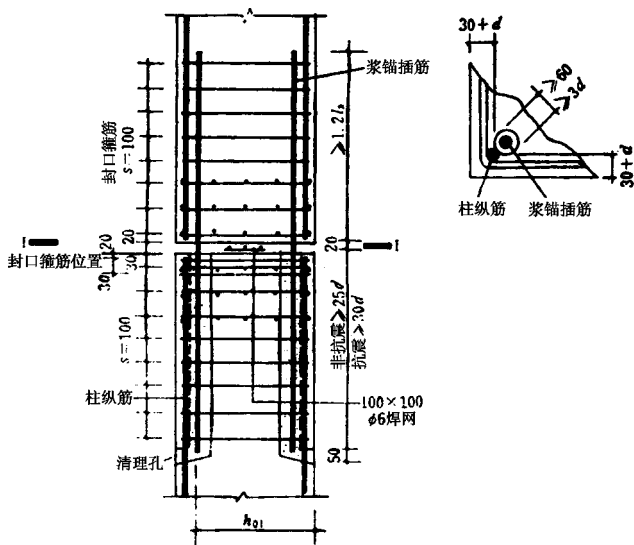


图 3.2.2 浆锚式连接

(3) 浆锚预留孔的直径应大于浆锚插筋直径的 3 倍并不应小于 60mm；预留孔孔壁应保持粗糙或设构造齿槽；预留孔长度应比浆锚插筋下端长 50mm；预留孔的位置必须符合设计要求；

(4) 当浆锚插筋直径不大于 20mm 时，在上、下柱端浆锚插筋范围内应分别渗置 5 道直径不小于 8mm 的封闭箍筋，其间距不宜大于 100mm；箍筋末端应改成 135°弯钩，弯钩端头延伸长度不应小于 10d，d 为箍筋直径；

(5) 上、下柱端应按构造要求设置钢筋网片，且不宜少于 3 片。

**3.2.3** 浆锚式柱连接正截面受压承载力应按《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 偏心受压构件进行验算（图 3.2.2 中 1-1 截面），此时应取该截面的轴向压力及弯矩设计值，柱截面有效高度应取浆锚插筋处的  $h_{01}$  计算。

### 3.3 摇入式柱连接

**3.3.1** 插入式柱连接适用于工业厂房。接头位置宜设在柱子中部且柱中轴向压力对截面重心的偏心距  $e_0$  不大于  $0.35h_0$  的部位。柱截面尺寸不应小于  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 。

**3.3.2** 插入式柱连接（图 3.3.2）应符合下列构造要求：

(1) 上柱榫头长度  $l_k$  不宜小于柱截面高度，且不应小于 450mm；

(2) 下柱杯壁厚  $t_b$  度可取 80~100mm；杯口竖缝  $c$  可取 20mm；水平接缝  $\alpha$  不宜大于 15mm；水平接缝  $d$  可取 20mm；

(3) 榫头内纵向受力钢筋与上、下柱体内纵向受力钢筋的搭接长度宜满足《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的有关规定；

(4) 接头处上、下柱体内应配置封闭加焊箍筋，其中三道封口箍筋应采用直径不小于 12mm、间距不大于 50mm；其它加密的封闭箍筋宜采用直径不小于 10mm、间距不大于 100mm；杯壁箍筋应为 4 肢箍；

(5) 榫头与杯壁的竖向侧面上应各渗三道构造齿槽，齿深及齿高可取 20~25mm。

**3.3.3** 插入式柱连接使用阶段正截面受压承载力应按《混凝土结构渗计规范》GBJ 10—89 偏心受压构件进行验算，此时应取该截面的轴向压力及弯矩设计值，截面有效高度应取榫头纵向受拉钢筋处的  $\bar{x}$  (图 3.3.3) 计算。

柱轴向压力偏心距  $e_{01}$  可按下列公式计算：

$$e_{01} = \frac{M}{N} - \frac{t_h + c}{2} \quad (3.3.3)$$

式中  $t_h$ ——杯壁厚度；

$c$ ——竖缝宽度；

$N$ 、 $M$ ——插入式柱连接处组合的轴向压力及弯矩设计值。

计算偏心距离增大系数时，应取柱体截面尺寸，并按《混

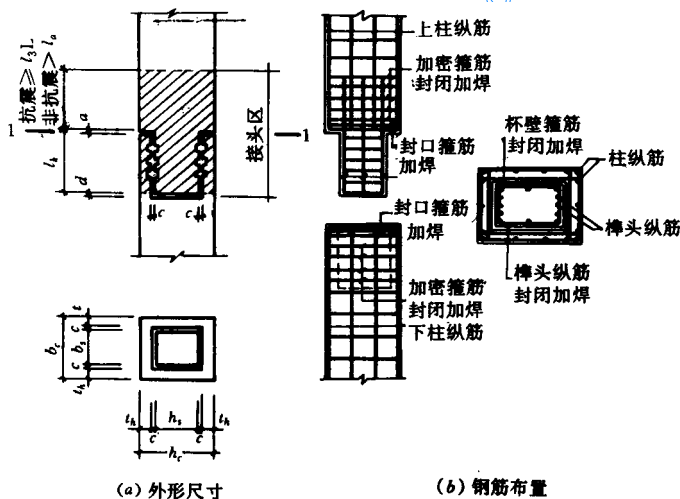


图 3.3.2 插入式柱连接

《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 第 4.1.20 条的规定计算，但应将计算值乘以系数 1.05。

### 3.3.4 插入式柱连接施工中应满足下列要求：

- (1) 柱子模板宜通长整根预制，并应双向定准中心线；
- (2) 制作柱子杯口时，可先铺底层混凝土，再放置杯口内阴模；杯口混凝土必须振捣密实；
- (3) 吊装上柱时，应在下柱杯口上渗置小垫块，调整柱子高度及垂直度；吊装就位灌浆后，应设临时支撑；

(4) 接缝灌浆可采用压力灌浆和自重挤浆两种方法：压力灌浆的压力应保持在  $0.2 \sim 0.5 \text{N/mm}^2$ ，压力灌浆孔应与杯口底同高，在图 3.3.2 的 1—1 截面处进行临时封缝，每面应留一排气孔；自重挤浆的砂浆体积应为接缝空隙体积的 1.5~2.0 倍，吊装时应对准上、下柱两个方向的轧线一次就位；

(5) 接缝砂浆宜用无收缩快硬硅酸盐水泥配制，砂浆强度等级应比柱体混凝土强度等级提高两级，强度达到  $20 \text{N/mm}^2$  后方可进行上层柱的吊装。

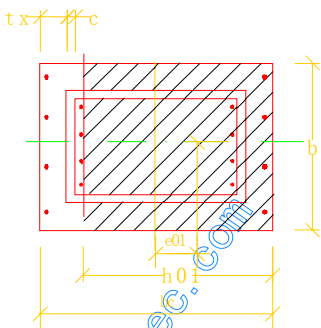


图 3.3.3 插入式柱连接处截面有效高度

## 4 柱与梁连接

### 4.1 明牛腿式节点

4.1.1 明牛腿式节点适用于装配整体式多层工业厂房和民用房屋。明牛腿式节点宜用于长柱。

4.1.2 明牛腿式节点(图 4.1.2)应符合下列构造要求:

(1) 柱截面尺寸不宜小于  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ; 梁截面宽度不宜小于  $200\text{mm}$ , 且不宜小于柱截面宽度的  $1/2$ ;

(2) 明牛腿的尺寸除按第 4.1.5 条第一款通过计算确定外, 牛腿的挑出长度尚应根据梁端预埋件焊缝计算长度和梁柱间的接缝宽度加以确定, 且不得小于  $250\text{mm}$ ; 牛腿底面与水平面的倾斜角不应大于  $45^\circ$ ; 牛腿外边缘高度不宜小于牛腿高度的  $1/3$ , 且不应小于  $200\text{mm}$ ;

(3) 在梁端和柱侧面宜设置  $2 \sim 3$  个构造齿槽, 齿深可取  $25\text{mm}$ , 齿高可取  $50 \sim 80\text{mm}$ , 齿距可取  $50 \sim 100\text{mm}$ ; 梁柱间的接缝宽度不宜小于  $80\text{mm}$ ; 接缝中应设置一道箍筋, 箍筋直径与梁端的箍筋直径相同, 但不宜小于  $8\text{mm}$ ;

(4) 预制梁端上部纵向受力钢筋与柱的伸出钢筋宜采用剖口焊连接, 焊口位置距柱面不宜小于  $150\text{mm}$ ; 当梁上部纵向受力钢筋为两层时, 下层钢筋不宜多于 2 根;

(5) 框架梁的纵向受力钢筋在节点内的锚固长度应符合《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 第 7.3.3 条或第 8.3.8 条的要求。

4.1.3 明牛腿式节点核芯区、梁端和柱端箍筋的构造要求均与现浇框架相同。当明牛腿与柱子宽度相同时, 核芯区下部柱端箍筋加密范围应从牛腿根部算起, 梁端箍筋加密范围应从牛腿外边缘算起。

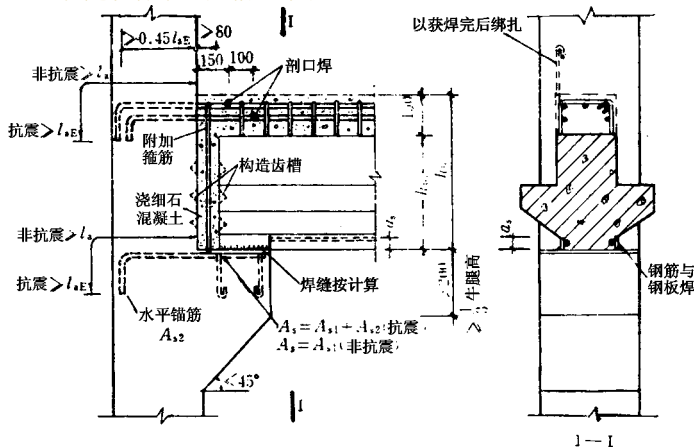


图 4.1.2 明牛腿式节点

4.1.4 抗震等级为二级的明牛腿式节点应按第 2.2.4 条进行节点核心区受剪承载力计算。

4.1.5 明牛腿承受的剪力设计值应按施工吊装阶段和使用阶段分别进行计算；

(1) 施工吊装阶段由牛腿承受的剪力设计值  $V_1$  应按下列公式计算：

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (4.1.5-1)$$

由剪力设计值  $V_1$  按《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 式 (7.7.1) 并取式中  $F_{hs}$  为零进行牛腿的截面尺寸的验算。

(2) 使用阶段由牛腿承受的组合剪力设计值  $V$  可按下列公式确定：

非抗震设计

$$V = V_1 + \alpha (V_2 - 0.07f_c b_{b1} h_{b1}) \quad (4.1.5-2)$$

抗震设计

$$V = V_1 + \alpha (V_2 - 0.056f_c b_{b1} h_{b1}) \quad (4.1.5-3)$$

式中  $V_1$  —— 施工吊装阶段明牛腿剪力设计值；

$V_{1G}$ ——预制梁自重、预制板自重和叠合层后浇混凝土自重  
在计算截面产生的剪力设计值；

$V_{1Q}$ ——施工吊装阶段施工活荷载在计算截面产生的剪力  
设计值；

$V_2$ ——框架形成整体后由使用阶段荷载通过内力的不利  
组合所得梁端最大剪力设计值；当考虑地震作用  
时，其可变荷载组合值应按《建筑抗震设计规  
范》GBJ 11—89 有关规定取用；

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值，可取预制柱和预制  
梁混凝土强度等级二者中的较低者；

$\alpha$ ——系数，当与剪力设计值  $V_2$  相应的弯矩为负弯矩时  
取 0.8，当与  $V_2$  相应的弯矩为正弯矩时取 1.0；

$b_{b1}$ 、 $h_{b1}$ ——预制梁截面宽度、截面高度。

4.1.6 明牛腿承受剪力设计值  $V$  所需的纵向受拉钢筋面积  $A_{s1}$   
可按下列公式计算：

非抗震设计

$$A_{s1} \geq \frac{V\alpha}{0.85f_y h_0} \quad (4.1.6-1)$$

抗震设计

$$A_{s1} \geq_{RE} \frac{V\alpha}{0.85f_y h_0} \quad (4.1.6-2)$$

式中  $\alpha$ ——梁端反力作用点至下柱边缘的水平距离，此时，应  
考虑安装偏差 20mm；当  $\alpha < 0.3h_0$  时，取  $\alpha = 0.3h_0$ ；

$V$ ——明牛腿组合的剪力设计值，由式 (4.1.5-2) 或式  
(4.1.5-3) 确定；

$h_0$ ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度；

$RE$ ——承载力抗震调整系数，取 1.0。

承受剪力设计值  $V$  所需的纵向受拉钢筋的配筋率，按牛腿根部全  
截面计算不应小于 0.2，也不宜大于 0.6。

4.1.7 当考虑地震作用组合使梁端产生正弯矩时，承担正弯矩的



水平锚筋  $A_{s2}$ ，可按下列公式计算：

$$A_{s2} \geqslant_{RE} \frac{1.2M}{f_y h_{b0} - a_s} \quad (4.1.7)$$

式中  $M$  ——梁端组合的正弯矩设计值；

$h_{b0}$  ——梁端截面有效高度；

$a_s$  ——梁底受拉钢筋的合力点至牛腿顶部的距离；

$_{RE}$  ——承载力抗震调整系数，取 1.0。

承受拉力的水平锚筋不应少于 2 根且应焊于牛腿上部的预埋件上。

明牛腿上部纵向受拉钢筋面积  $A_{s1}$  与水平锚筋面积  $A_{s2}$  之和不小于梁端负弯矩纵向受拉钢筋面积的 30%，且根数不宜少于 4 根，直径不应小于 12mm。

边柱明牛腿的纵向受拉钢筋和水平锚筋均应满足《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 中对受拉钢筋的锚固要求。

4.1.8 明牛腿的水平箍筋直径应取 6~12mm，间距为 100~150mm；对抗震设计，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 100mm；且在牛腿上部  $2/3h$  范围内的水平箍筋总截面面积不应小于牛腿纵向受拉钢筋  $A_{s1}$  的 1/2。

## 4.2 齿槽式节点

4.2.1 齿槽式节点适用于装配整体式框架的梁柱连接，也可用于主梁与次梁的连接。

4.2.2 受力齿槽（图 4.2.2）应符合以下构造要求：

(1) 齿型宜用等腰三角形或梯形，齿槽沿梁截面高度宜均匀布置；

(2) 齿深  $a_k$  宜采用 40mm；

(3) 齿高  $h_k$  宜采用 40~100mm，但不宜大于齿深的 3 倍；

(4) 同一截面上齿槽的净距  $e_k$  不应小于齿高；

(5) 齿槽上、下面的倾斜角宜采用 45°；

(6) 梁柱接缝宽度不宜小于  $80\text{mm}$ ；梁高大于  $1\text{m}$  时可适当加大。

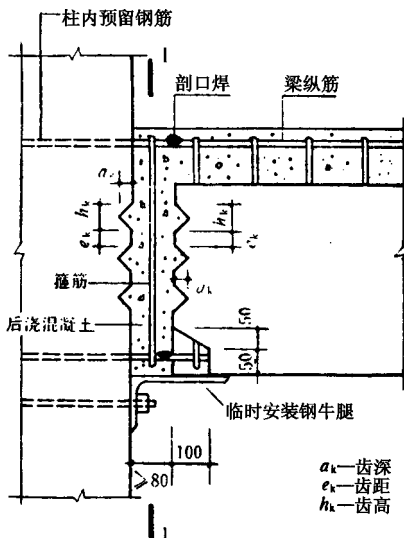


图 4.2.2 齿槽式节点

**4.2.3 承重框架** 齿槽式节点中设置的齿槽数目不应少于 2 个，齿槽受剪面积不宜小于梁全截面面积的  $1/3$ 。梁端负弯矩纵向受拉钢筋配筋率不应小于 0.5，抗震设计时，梁端正弯矩钢筋截面面积不应小于梁端负弯矩钢筋截面面积的 30%。在梁柱接缝内，应设置封闭箍筋 1~2 个，箍筋直径与梁内的箍筋直径相同。

**4.2.4** 齿槽式节点梁端正截面和斜截面承载力，以及二级抗震的节点核芯区受剪承载力均应按《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 有关规定进行计算，此外尚应进行齿槽截面受剪承载力计算。

**4.2.5** 齿槽截面(图 4.2.2 中 1—1 截面)受剪承载力，应满足下列公式要求：

非抗震设计

$$V \leq 3\alpha m f_t b_k h_k + 0.4 \frac{M}{h_0} \quad (4.2.5-1)$$

抗震设计

$$V \leq \frac{1}{R_E} (2.5\alpha m f_t b_k h_k + 0.4 \frac{M}{h_0}) \quad (4.2.5-2)$$

当以上式中  $0.4 \frac{M}{h_0} > \frac{1}{3} V$  时，应取  $0.4 \frac{M}{h_0} = \frac{1}{3} V$ 。

式中  $V$  —— 齿槽截面剪力设计值，可按非抗震或抗震分别取梁端组合的剪力最大设计值；

$\alpha$  —— 齿槽受剪强度折减系数；当  $n \leq 3$  时，取  $\alpha = 0.85$ ；当  $n = 4 \sim 5$  时，取  $\alpha = 0.75$ ；当  $n \geq 6$  时，取  $\alpha = 0.65$ ；

$b_k$  —— 齿宽（等于梁宽）；

$h_k$  —— 齿高；

$n$  —— 同一截面上的齿槽数；

$M$  —— 与剪力设计值  $V$  相应的齿槽截面弯矩设计值，按抗震设计时应考虑不利组合；

$R_E$  —— 承载力抗震调整系数；取 1.0。

### 4.3 暗牛腿式节点

4.3.1 暗牛腿式节点适用于民用房屋和工业厂房的梁柱连接，也可用于主梁与次梁的连接。

本规程所推荐的暗牛腿为采用型钢埋入柱中制成，梁为带缺口的预制梁；预制梁与型钢暗牛腿的连接可通过钢筋或预埋钢板焊接，然后用后浇混凝土形成刚性节点（图 4.3.1）。

4.3.2 暗牛腿式节点应符合下列构造要求：

(1) 暗牛腿式节点可采用构造齿槽或受力齿槽两种类型；当采用构造齿槽时，应符合第 4.1.2 条第三款的要求；当采用受力齿槽时，应符合第 4.2.2 条的要求；

(2) 预制缺口梁的梁端箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 10mm；缺口处的梁内箍筋应伸出不少于 2 根并与型钢暗

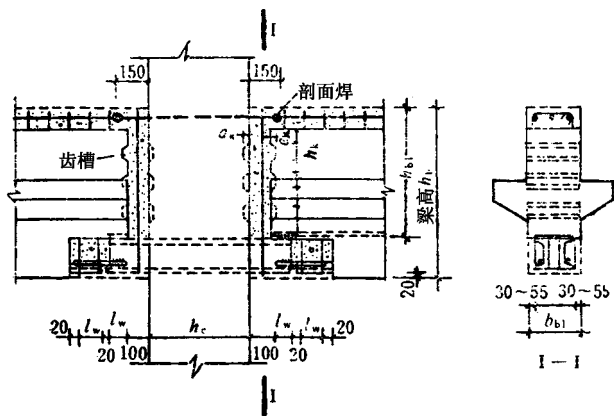


图 4.3.1 暗牛腿式节点

(注：图中  $l_w$  为焊缝计算长度)

牛腿或梁下部纵筋绑扎；抗震渗计时，梁端下部纵向受力钢筋截面面积不应小于梁上部纵向受力钢筋截面面积的 30%。

4.3.3 采用构造齿槽的暗牛腿式节点，型钢暗牛腿的受弯、受剪承载力应满足下列公式要求：

$$\frac{M_x}{W_x} \leq f \quad (4.3.3-1)$$

$$\frac{VS}{It_w} \leq f_v \quad (4.3.3-2)$$

式中  $M_x$  —— 绕  $x$  轴的弯矩， $M_x = V\alpha$ ；

$W_x$  —— 对  $x$  轴的截面抵抗矩；

$V$  —— 由型钢暗牛腿承受的组合剪力设计值，可按第 4.1.5 条的规定计算确定；

$\alpha$  —— 剪力  $V$  作用点至柱边缘的距离，可按第 4.1.6 条的规定计算确定；

$f$  —— 钢材抗弯强度设计值，对 3 号钢可取  $215\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$f_v$  —— 钢材抗剪强度设计值,对3号钢可取 $125\text{ N/mm}^2$ ;

$S$  —— 型钢毛截面对中性轴的面积矩;

$I$  —— 毛截面惯性矩;

$t_w$  —— 腹板厚度。

4.3.4 采用受力齿槽的暗牛腿式节点,牛腿的剪力渗计值  $V$  可按下列公式确定:

$$V = V_1 + 0.3V_2 \quad (4.3.4)$$

式中  $V_1$  —— 施工吊装阶段梁端剪力设计值;

$V_2$  —— 使用阶段按非抗震设计或抗震设计时的梁端剪力设计值。当  $V_2 < 0.1f_c b_{b1} h_{b1}$  时应采用构造齿槽,  $b_{b1} h_{b1}$  为缺口梁的梁端截面面积

型钢暗牛腿承载力可按式(4.3.3-1)和式(4.3.3-2)进行验算。

当确定齿槽数目时,应取使用阶段梁端剪力设计值  $V_2$  作为受力齿槽的剪力渗计值,按式(4.2.5-1)或式(4.2.5-2)进行计算,并满足第4.2.2条的构造要求。

4.3.5 型钢对柱中混凝土局部受压承载力应满足下列公式要求(图4.3.5):

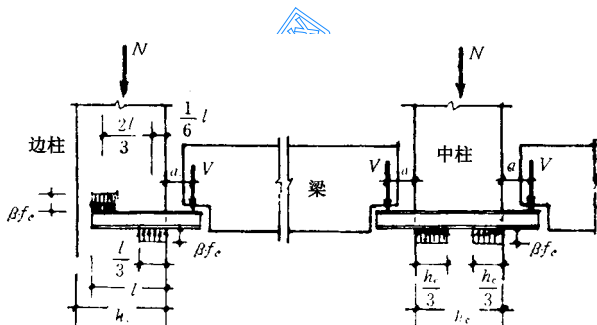


图4.3.5 混凝土局部受压计算

(1) 荷载对称的中柱

$$V \leq \frac{1}{3} (\beta f_c - \frac{N}{b_c h_c}) A_1 \quad (4.3.5-1)$$

## (2)边柱

$$V \leq \frac{1}{3 + \frac{4a}{l}} (\beta f_c - \frac{N}{b_c h_c}) A_1 \quad (4.3.5-2)$$

式中  $V$  ——型钢暗牛腿剪力设计值；根据所用齿槽类型分别按第4.1.5条或第4.3.4条的规定确定；

$a$  ——梁端反力作用点至柱边缘的距离；

$N$  ——所在截面的柱轴向压力设计值；

$\beta$  ——混凝土局部受压强度提高系数，按式(2.2.3-2)计算确定；

$b_c, h_c$  ——柱截面宽度、高度；

$A_1$  ——局部受压面积，对于中柱可取  $A_1 = b h_c$ ，对于边柱可取  $A_1 = b l$ ， $b$  为型钢翼缘总宽度， $l$  为型钢在柱中的埋置长度。

如局部受压验算不满足时，可采取增加型钢翼缘总宽度或在钢牛腿上焊吊筋等措施。

## 4.4 整浇式节点

4.4.1 整浇式节点分为  $A$  型构造(图4.4.1-1)和  $B$  型构造(图4.4.1-2)。 $A$  型构造要求梁端下部纵向受力钢筋在节点内焊接连接，适用于抗震等级为二级的多层框架结构； $B$  型构造为梁端下部纵向受力钢筋在节点内弯折锚固，适用于非抗震及抗震等级为二、三级的多层框架结构。

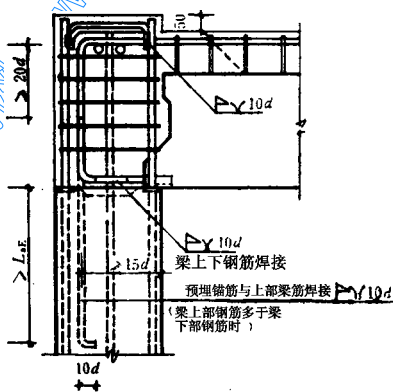


图4.4.2 整浇式顶层边柱节点(A型构造)

对抗震等级为三级但伸进节点核心区梁端下部纵向受力钢筋直径大于25mm 或为3根时，宜采用  $A$  型构造。

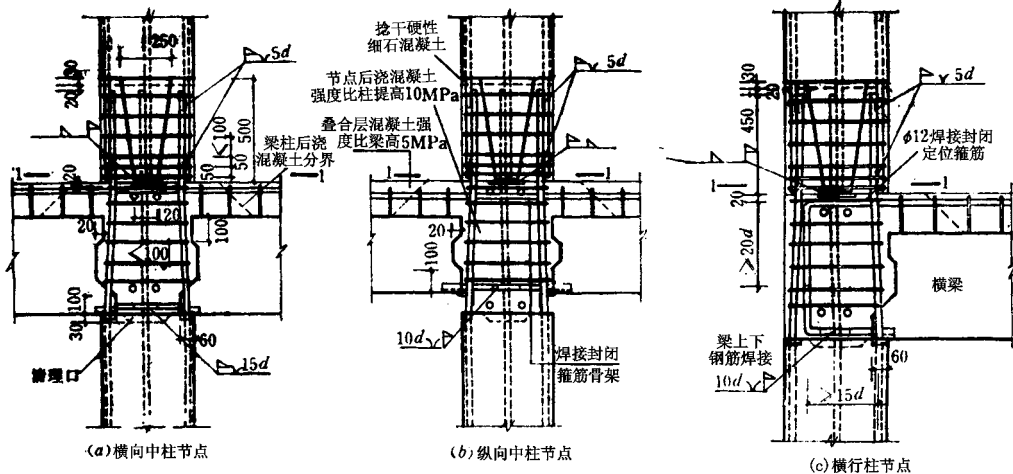
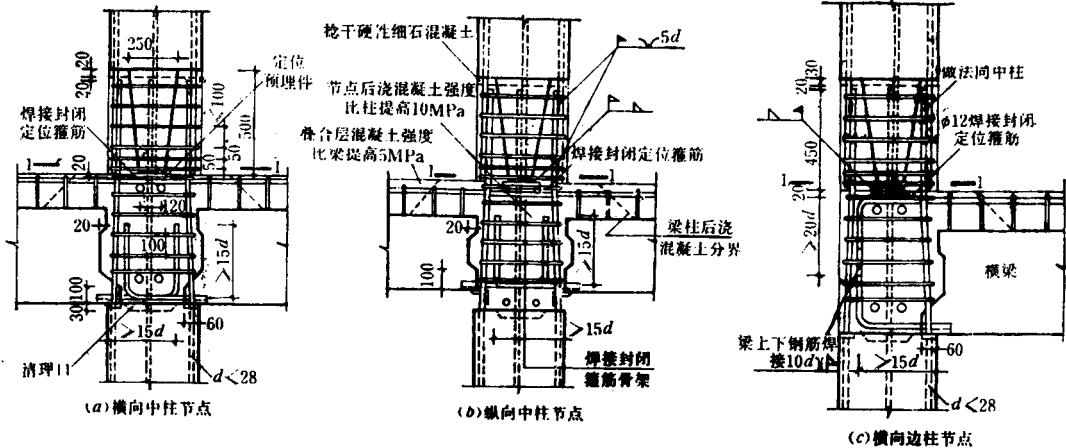


图 4.4.1-1 整浇式节点(A型构造)



注：梁上部钢筋多于下部钢筋时，上部钢筋弯折后切断

图4.4.1-2整浇式节点(B型构造)



#### 4.4.2 整浇式节点应符合下列构造要求:

(1) 柱截面尺寸不宜小于  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ , 也不宜大于  $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ ; 柱下端榫头截面尺寸不应小于  $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ ; 节点核芯区混凝土强度等级不宜低于 C30;

(2) 节点核芯区箍筋宜采用预制焊接封闭骨架;

(3) 核芯区现浇混凝土顶部, 应设置直径  $12\text{mm}$  的焊接封闭定位箍筋, 并与叠合梁上部钢筋绑牢或焊牢, 用以控制柱顶面伸出钢筋的位置;

(4) 对于顶层边柱节点, 叠合梁的上部钢筋多于 2 根时, 边柱柱顶需预埋锚筋伸出, 与叠合梁上部钢筋焊接(图 4.4.2);

(5) 当节点处柱截面纵向钢筋总根数多于 4 根时, 需根据抗震要求设置复合箍筋;

(6) 捻缝用的混凝土应符合第 2.4.1 条的要求。

#### 4.4.3 施工吊装阶段预制柱下端榫头受压承载力, 可按(3.1.3-1)或式(3.1.3-2)验算。

#### 4.4.4 预制梁的端部构造应满足图 4.4.4 要求。施工吊装阶段斜面抗裂可按式验算:

$$V_1 \leq \frac{0.8f_{tk}bh_0}{0.5 + \frac{\alpha}{h_0}} \quad (4.4.4)$$

式中  $V_1$  —— 施工吊装阶段梁端剪力设计值;

$f_{tk}$  —— 混凝土抗拉强度标准值;

$b$  —— 梁端部宽度;

$\alpha$  —— 施工吊装阶段梁端

反力作用点到预制梁边缘的覆离。

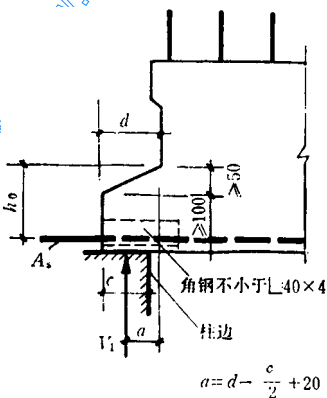


图 4.4.4 预制梁端部构造

当不满足式(4.4.4)要求时, 应在梁下设施工临时支撑。

4.4.5 在使用阶段应对图4.4.1-1中的1-1截面按《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89进行受压承载力验算。此时，应取预制柱的混凝土强度设计值进行计算，且不考虑上柱榫头内纵向钢筋和间接钢筋的承载力。

4.4.6 抗震等级为二级的整浇式节点，应按第2.2.4条进行节点核芯区受剪承载力计算，箍筋数量应满足表2.2.6的要求。

## 4.5 现浇柱预制梁节点

4.5.1 现浇柱预制梁节点分为A型构造（图4.5.1-1）和B型构造（图4.5.1-2）。A型构造用于抗震等级为二级的多层框架结构；B型构造用于非抗震及抗震等级为二、三级的多层框架结构。

4.5.2 现浇柱预制梁节点除柱子采用现浇外，节点核芯区混凝土强度等级、构造与计算均与本章第四节整浇式节点相同，并应按式（4.4.4）进行施工吊装阶段梁端斜截面抗裂验算。

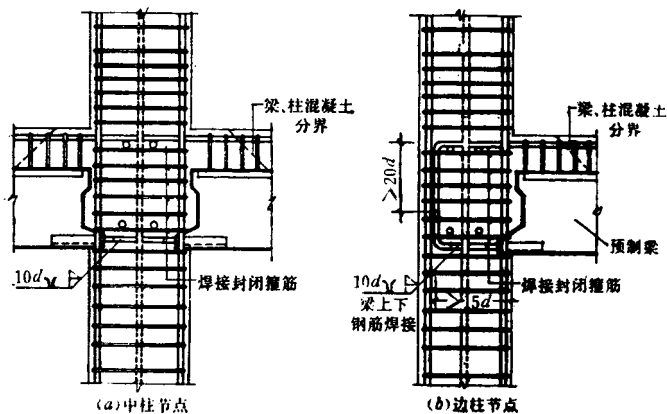


图4.5.1-1 现浇柱预制梁节点（A型构造）

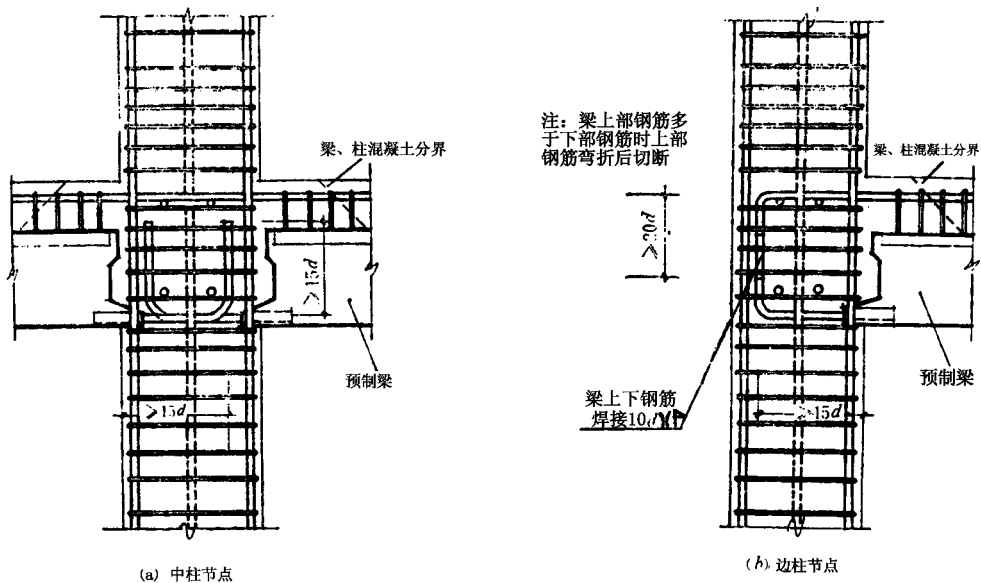


图4. 5. 1-2 现浇柱预制梁节点 (B型构造)

## 4.6 叠压浆锚式节点

4.6.1 叠压浆锚式节点适用于抗震等级为三级的多层框架结构，尤宜用于有内廊或外挑廊（台）的建筑（图4.6.1）。

当采用叠压浆锚式节点时，柱中纵向受力钢筋的总根数不宜多于4根，柱截面不宜大于 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 。

冬季施工而无可靠保温措施时，不宜采用叠压浆锚式节点。

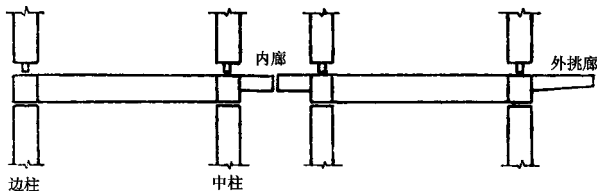


图4.6.1 叠压浆锚式节点型式

4.6.2 叠压浆锚式节点应符合以下构造要求（图4.6.2）：

(1) 梁的混凝土强度等级不宜低于C30，也不宜低于柱的混凝土强度等级；当不能满足上述要求时，其混凝土强度等级相差不应超过二级（ $10\text{N}/\text{mm}^2$ ），此时梁端柱体的间接配筋可按第4.6.5条的规定确定；

(2) 梁端柱体内宜设置焊接钢筋网片，其间撻不宜大于 $100\text{mm}$ ；节点核芯区最小体积配箍率应满足表2.2.6的要求；柱上、下端应按构造要求设置焊接钢筋网片，且不少于3片；

(3) 当采用月牙纹钢筋时，节点核芯区柱纵向受力钢筋搭接长度不应小于 $25d$ ，上柱纵向受力钢筋插入浆锚孔内的长度不应小于 $20d$ ， $d$ 为纵向钢筋直径；并应在搭接钢筋的上部按图4.6.2中规定局部加焊；

(4) 捻缝用的混凝土应符合第2.4.1条的要求，浆锚砂浆应符合第3.2.2条第一款的要求；

(5) 当采用预埋钢管支承上柱时，钢管截面除满足第4.6.3

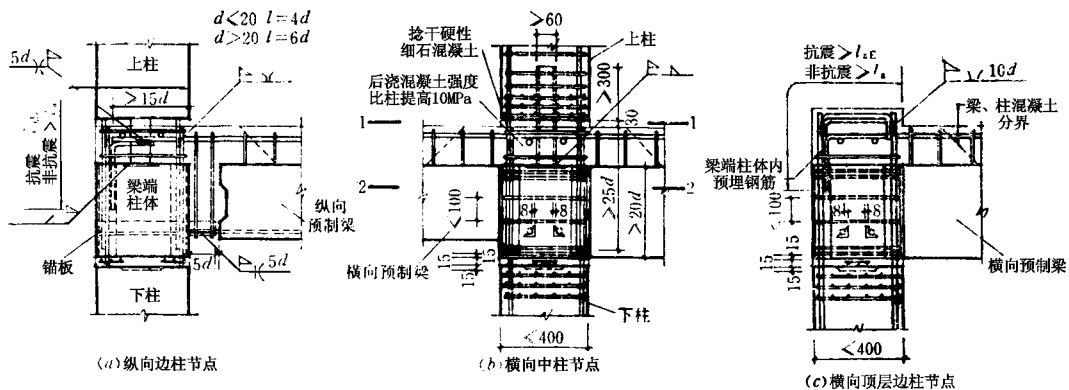


图4. 6. 2 叠压浆锚式节点构造

条计算要求外，其直径不宜小于**60mm**，锚入上柱的长度不宜小于**300mm**；钢管内宜用水泥砂浆填实，砂浆强度等级不宜低于**M20**。

**4.6.3** 施工吊装阶段预埋钢管的受压承载力可按下列公式验算：

$$\frac{N_1}{A_n} \leq f \quad (4.6.3)$$

式中  $N_1$ ——浇灌节点后浇混凝土前，作用在预埋钢管上的轴向压力设计值；

$A_n$ ——钢管净截面面积；

$f$ ——钢材抗压强度设计值，按《钢结构设计规范》**GBJ 17—88**的规定采用；

当采用混凝土榫头时，应按式(3.1.3-1)或式(3.1.3-2)计算施工吊装阶段混凝土榫头的受压承载力。

**4.6.4** 在使用阶段应对图4.6.2中的1-1截面按第3.2.3条规定进行受压承载力验算。

**4.6.5** 在使用阶段应对图4.6.2中的2-2截面按下列公式进行受压承载力验算：

$$f_{cc}A \leq f_{cb}A + 2\rho_v f_v A_{cor} \quad (4.6.5)$$

式中  $A$ ——柱截面面积；

$f_{cc}$ ——预制柱混凝土轴心抗压强度设计值；

$f_{cb}$ ——梁端柱体混凝土轴心抗压强度设计值；

$\rho_v$ ——梁端柱体内钢筋网片体积配箍率，按式(2.2.3-4)计算；

$A_{cor}$ ——梁端柱体配置钢筋网片范围内的混凝土核芯截面面积。

# 附录 A 框架节点与连接的抗震试验方法

## A.1 目的与实用范围

(1) 对于重要的混凝土结构的框架节点与连接或新型节点与连接的设计可按本试验方法进行试验和检验。

(2) 本试验方法适用于框架节点核芯区、框架梁端、框架柱端以及柱与柱连接的抗震性能试验和分析。

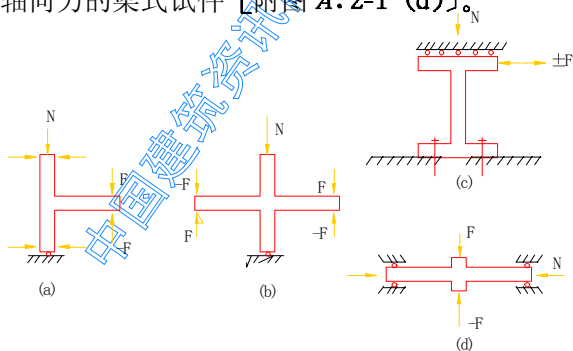
## A.2 试件

### (1) 试件形式

试件形式应根据试验目的确定，应使试件的受力状态和实际结构受力情况基本一致。

节点试件可取承重框架梁柱反弯点之间的平面组合件（包括节点核芯区及邻近的梁段和柱段）[附图 A.2-1 (a)、附图 A.2-1 (b)]；必要时，可采用带楼板的试件或采用空间框架的试件。

柱与柱连接可采用竖向的柱式试件 [附图 A.2-1 (c)]，也可采用有轴向力的梁式试件 [附图 A.2-1 (d)]。



附图 A.2-1 试件型式

### (2) 试件尺寸

试件尺寸不宜小于实际结构的 $1/2$ ，截面面积不宜小于实际结构的 $1/4$ 。

对于系统的试验研究，在缩尺试件试验的基础上，尚应以少量足尺试件进行试验。

对于新型节点与连接的检验性试验，宜采用足尺试件，试件的施工方法宜接近实际。

### (3) 试件数量

每组试件宜为3个，但不应少于2个；探索性试验的试件可取1个；新型装配式节点与连接则尚应有相同尺寸的整浇试件1~2个，用于对比。

## 4.3 加 载

(1) 试验宜采用静力低周反复加载的试验方法；必要时可采用拟动力的试验方法。

(2) 试验装置和加载设备应能满足试验过程中最大荷载和最大变形的要求；试验加荷架应有足够的刚度；试件边界条件的模拟形应符合实际结构中的受力与变状态。

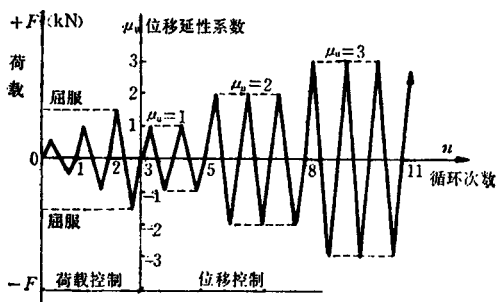
(3) 试验过程应保持连续和均匀；当试件进入非弹性阶段后，为防止钢筋时效和裂缝开展的影响，试验不宜中断。

(4) 平面框架节点的试验可采用下列二种加载方案：当以梁端塑性铰区或节点核芯区为主要研究对象时，宜采用梁端加载方案；当以柱端塑性铰区或柱与柱连接处为主要研究对象时，必须考虑二阶效应的影响，应采用柱端加载方案。

(5) 梁端加载程序宜按附图 A.3-1 进行。图中横座标  $n$  为循环次数，纵座标为梁端位移延性系数。在梁纵向受力钢筋屈服前用荷载控制加载，第1~2循环的加载值可取按材料实际强度计算的屈服荷载值的50~70%；第3循环达到屈服；屈服后应改用变形控制加载，按屈服位移  $u_y$  的倍数逐级加载，每一级位移下反复循环次数宜取3次，但不得少于2次，直至破坏。

(6) 柱端加载用变形控制，加载程序宜按附图 A.3-2 进

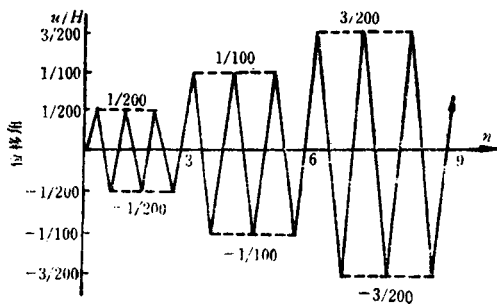




附图 A.3-1 梁端加载程序

行，图中横座标  $n$  为循环次数，纵坐标为层间位移角，以  $u/H$  表示 ( $u$  为柱端之间的相对位移， $H$  为柱高)。

位移角的增量可采用等幅等位移逐级加载，每一级位移角下反复循环次数宜取3次，直到破坏。



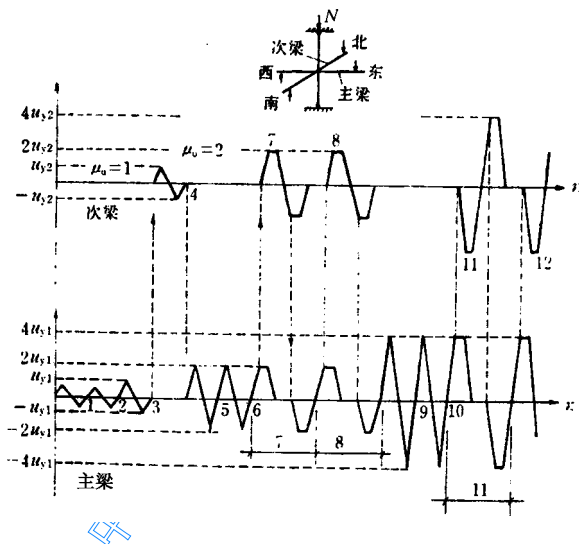
附图 A.3-2 柱端加载程序

(7)空间框架节点试验宜按附图1.3—3进行双向加载。加载程序可按下列规定进行：

1) 先在横向主梁上施加反复荷载，第3循环使主梁屈服，确定屈服位移  $u_{y1}$  然后卸载到零；

2) 第4循环在纵向次梁上加载，并达到屈服，确定屈服位移  $u_{y2}$ ，然后卸载到零；

- 3) 第5、6循环用变形控制，在主梁上按 $2u_{y1}$ 进行反复加载；
- 4) 第7循环先将主梁加到 $2u_{y1}$ ，紧接着在次梁上按 $2u_{y2}$ 进行一个循环，然后将主梁卸载到零；
- 5) 第8循环按（4）的程序重复一次；
- 6) 第9、10循环在主梁上按 $4u_{y2}$ 进行反复加载；
- 7) 第11循环先将主梁加到 $4u_{y1}$ ，紧接着在次梁上按 $4u_{y2}$ 进行一个循环，但加载方向与第7循环相反，然后将主梁卸载到零；
- 8) 第12循环按7) 的程序重复一次；
- 9) 按6) ~8) 的程序以 $6u_{y1}$ 和 $6u_{y2}$ 、 $8u_{y1}$ 和 $8u_{y2}$ ……继续循环加载，直到破坏。



附图 A. 3-3 空间框架节点梁端加载程序

(8) 当专门研究反复加载次数对节点与连接性能的影响时，同一级变形值下的反复循环次数不宜少于5次。

## A.4 试验特征点的确定

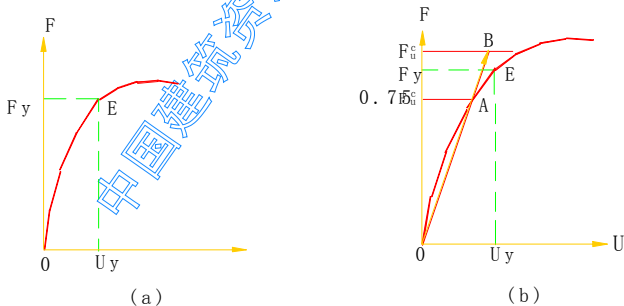
### (1) 开裂

试验中构件、节点、或连接处出现第一条垂直裂缝或斜裂缝时的荷载值作为开裂荷载。当在某级荷载加载过程中出现裂缝时，应取前一级荷载作为开裂荷载实测值；当在某级荷载持续时间内出现裂缝时，应取本级荷载与前一级荷载的平均值作为开裂荷载的实测值；当在本级荷载持续时间结束后出现裂缝时，应取本级荷载值作为开裂荷载实测值。

### (2) 屈服

当试件的荷载—变形骨架曲线上有明显拐点时，可取拐点处的试验荷载为屈服荷载  $F_y$ ，对应于该点的变形为屈服变形  $u_y$  [附图 A.4-1 (a)]。

当试件的荷载—变形骨架曲线无明显拐点时，在试验过程中可用如下方法确定屈服点 [附图 A.4-1 (b)]：根据材料实际强度计算试件的极限荷载  $F_u^c$ ，取  $0.75F_u^c$  作水平线与  $F-u$  曲线相交于 A 点；延长 OA 与  $F_u^c$  的水平线交于 B 点；过 B 点作垂线与曲线交于 E 点即为屈服点。E 点对应的荷载为屈服荷载  $F_y$ ，对应于该点的变形为屈服变形  $u_y$ 。在试验结果分析时，应根据实测极限荷载值  $F_u$  按同样方法确定 A、B 点和屈服点 E。



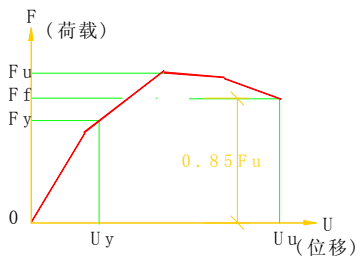
附图 A.4-1 屈服的确定

### (3) 极限

试验中构件、节点或连接所能承受的最大荷载作为极限荷载  $F_u$ 。

#### (4) 破坏

在荷载—变形骨架曲线下下降段上取相应于85 极限荷载的点作为破坏点。对应于该点的变形称为极限变形  $u_u$  (附图 A.4-2)。



附图 A.4-2 破坏的确定

### A.5 测量内容

(1) 根据试验目的选取下列量测内容：

- 1) 荷载值及支座反力；
- 2) 梁、柱主筋的应变；
- 3) 梁、柱塑性铰区和核芯区箍筋的应变；
- 4) 梁、柱的位移；
- 5) 梁、柱塑性铰区的转角或截面的平均曲率；
- 6) 节点核芯区的剪切变形；
- 7) 梁、柱主筋通过节点核芯区的粘结滑移；
- 8) 裂缝开展及裂缝宽度。

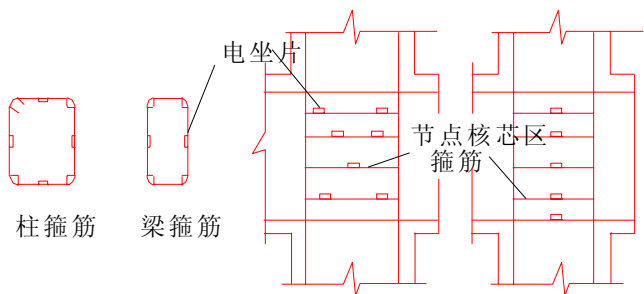
(2) 测量要求如下：

1) 荷载及反力值应通过传感器或电子秤测定。

2) 梁、柱主筋的应变可用电阻应变片测量。测点应布置在内力最大的截面处。为了测量塑性铰区长度或钢筋粘结应力，还可根据试验要求沿纵向受力钢筋布置更多的测点。

3) 箍筋应变的测点布置可按附图 A.5-1所示。当节点核芯区箍筋测点沿对角线方向布置时，可测得箍筋最大应变值；当测点沿柱轴线方向布置时，则测得的是垂直截面上的箍筋应变分布规律。

4) 量测位移时要记录荷载—位移曲线的全过程。仪器仪表



附图 A.5-1 箍筋应变测点

的测量应能满足可能产生的大变形值的要求。应考虑支座沉降及转动时变形的影响。

5) 测量构件塑性铰区段转角或曲率的测点, 对于梁宜布置在距柱面  $h_b/2$  及  $h_b$  处,  $h_b$  为梁高; 对于柱宜布置在距梁面  $h_c/2$  处,  $h_c$  为柱高。

截面的平均曲率  $\Phi$  (rad/mm) 可按下列公式计算 (附图 A.5-2):

$$\Phi = \frac{|u_1| + |u_2|}{dl} \quad (\text{附 A.5-1})$$

式中  $d$  —— 梁上、下测点之间的距离 (mm);

$l$  —— 量测区段的长度 (mm);

$u_1$ 、 $u_2$  —— 梁上、下测点的位移 (mm)。

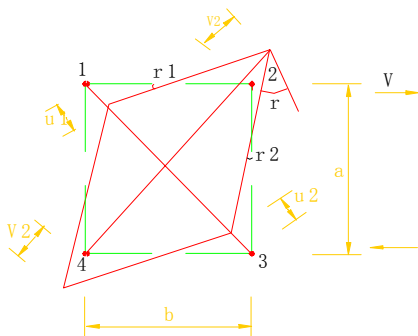
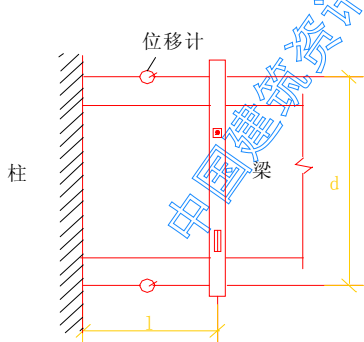


图 A.5-2 塑性铰区曲率测量 图 A.5-3 节点核心区剪切角测量

6) 节点核芯区剪切角 ( $rad$ ) 可通过量测核芯区对角线的位移按下列公式计算确定 (附图 A.5-3):

$$= \frac{|u| + |v|}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \quad (\text{附 A.5-2})$$

式中  $u$ 、 $v$ ——节点核芯二个方向对角线的位移;

$a$ 、 $b$ ——测点之间的距离。

## A.6 试验结果分析

钢筋混凝土框架节点与连接的抗震性能应从下列几个方面进行综合分析:

### (1) 破坏形态

试件最终的典型破坏形态可分为三种:

1) 符合“强柱弱梁更强核芯”要求的梁上塑性铰弯曲破坏, 具有较好的延性;

2) 具有传递竖向荷载能力和必要延性的柱上塑性铰压弯破坏;

3) 节点核芯区剪切破坏, 节点和连接处在构件主筋屈服前发生剪切破坏, 钢筋锚固破坏, 焊接部位拉断、箍筋崩开和主筋弯曲等皆为脆性破坏, 性能最差。

### (2) 滞回环

反复加载一个循环的  $F-u$  滞回曲线构成一个滞回环。滞回环的典型形状有梭形、弓形和倒 Z 形等。梭形面积丰满, 耗能好; 弓形有一定的“捏缩”效应, 耗能较差; 倒 Z 形表明有严重的剪切破坏或滑移, 滞回环面积小, 耗能最差。

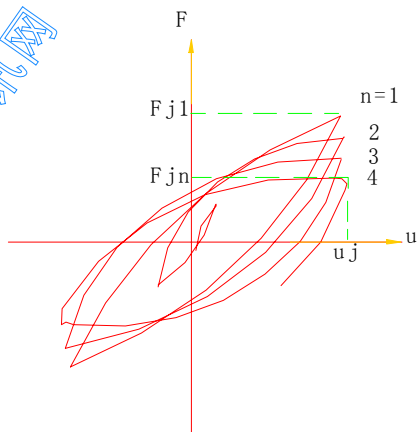


图 A.6-1 承载力退化

### (3) 承载力及其退化

1) 框架节点与连接的试验极限荷载均应大于根据材料实际强度按设计要求计算得出的承载力设计值；

2) 对于承受轴向压力或剪力较大的试件，尚应分析在位移不变条件下承载力随循环次数增加而退化的特性。其承载力降低系数  $\alpha$  可按下列公式计算（附图 A. 6-1）：

$$\alpha = \frac{F_{j,\min}}{F_{j,\max}} \quad (\text{A. 6-1})$$

式中  $F_{j,\min}$  —— 位移为  $u_j$  时第  $n$  循环峰点的荷载实测值；

$F_{j,\max}$  —— 位移为  $u_j$  时第 1 循环峰点的荷载实测值。

### (4) 刚度及其退化

1) 某一级位移下试件的平均刚度  $K_m$  可按下列公式计算：

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n F_{j,i}}{n u_j} \quad (\text{附 A. 6-2})$$

式中  $F_{j,i}$  —— 位移为  $u_j$  时第  $i$  循环峰点的荷载实测值；

$u_j$  —— 第  $j$  级加载等级的控制位移值；

$n$  —— 同一位移值下的循环次数。

2) 根据各级位移下的平均刚度可确定试件刚度随位移增加而退化的特性。

(5) 延性试件的塑性变形能力可用位移延性系数  $\mu_u$  或曲率延性系数  $\mu_\theta$  表示，并分别按下列公式计算：

$$\mu_u = \frac{u_u}{u_y} \quad (\text{附 A. 6-3})$$

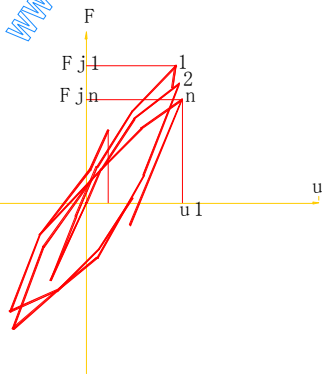


图 A. 6-2 平均刚度

$$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} \quad (\text{附 A. 6-4})$$

式中  $u_u$ 、 $\Phi_u$ ——分别为破坏荷载  $F_f$  下相应的极限位移、极限曲率；

$u_y$ 、 $\Phi_y$ ——分别为屈服荷载  $F_y$  下相应的屈服位移、屈服曲率。

同条件下的延性系数较大，则延性较好。

### (6) 能量耗散能力

1) 能量耗散能力可用比例尺相同的各循环的  $F-u$  滞回曲线图形中滞回环所包围的面积之和来衡量。面积较大，耗能能力较好。

2) 某一级位移下的等效粘滞阻尼系数  $h_e$  可按下列公式计算 (附图 A. 6-3)：

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_1}{A_2 + A_3} \quad (\text{附 A. 6-5})$$

式中  $A_1$ ——滞回环 ABCD 面积；

$A_2$ ——三角形 OBE 面积；

$A_3$ ——三角形 ODF 面积。

当某一级位移下进行  $n$  循环时，式中滞回环面积应取平均值。

同条件下的等效粘滞阻尼系数较大，耗能能力较好。

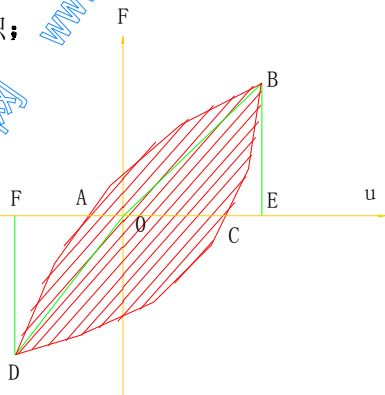


图 A. 6-3 等效粘滞阻尼系数



## 附录 B 本规程用词说明

一、执行本规程条文时，对要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

(1) 表示很严格，非这样作不可的用词：

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作的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

(3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样作的用词：

正面词采用“宜”或“可”；反面词采用“不宜”。

条文中必须按指定的标准、规范或其他有关规定执行的，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”。非必须按照所指出的标准、规范或其他规定执行的，其写法为“可按照……”。

# 附 加 说 明

**主 编 单 位：**北京市建筑设计研究院

**副主别单位：**东南大学土木工程系

**参 加 单 位：**西安冶金建筑学院

**主要起草人：**胡庆昌 唐九如 姜维山 徐云扉

**审 查 单 位：**中国工程建设标准化协会钢筋混凝土结构标准  
技术委员会

中国建筑资讯网

[www.sinoaec.com](http://www.sinoaec.com)