

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2014.02.014

## 高层钢筋混凝土框架底层角节点抗震性能

崔建宇<sup>1</sup>, 车轶<sup>2</sup>, 孙建刚<sup>1</sup>, 宋玉普<sup>2</sup>, 渡边史夫<sup>3</sup>

(1. 大连民族学院 土建系, 大连 116622; 2. 大连理工大学 海岸及近海工程  
国家重点实验室, 大连 116024; 3. 日本京都大学 土建系, 日本 京都 606-8501)

**摘要:**由地震引起的高轴力及双向荷载使高层钢筋混凝土框架底层边节点剪切破坏后的角柱压溃危险度大幅度提高。该部位节点抗震性能研究十分重要。通过 3 个角节点试件在双向低周反复荷载作用下的受力性能试验, 调查了高轴力、节点配箍量试验参数对节点破坏类型、变形特征及节点强度等节点抗震性能的影响及节点破坏后柱的竖向承压能力。首次提出双向荷载作用下节点抗剪强度计算的 strut-truss 立体计算模型并对该节点抗剪强度进行了定量数值解析。解析结果与试验结果较吻合。

**关键词:**双向荷载; 高轴力; 角节点; 抗剪强度; 压溃; 计算模型

**中图分类号:** TU528.59

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1000-582X(2014)02-098-08

## Seismic performance of first floor corner joints of high-rise reinforced concrete frame structure

CUI Jianyu<sup>1</sup>, CHE Yi<sup>2</sup>, SUN Jiangan<sup>1</sup>, SONG Yupu<sup>2</sup>, Watanabe Fumio<sup>3</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Dalian Nationalities University, Dalian 116622, China; 2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering Dalian, University of Technology, Dalian 116024, China; 3. Department of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto 606-8501, Japan)

**Abstract:** Crushing risk of corner column will increase substantially due to first floor corner joint shear failure of high-rise reinforced concrete frame structure under bi-directional loading and high axial compressive load caused by earthquake action. Therefore, it is very important to study the seismic performance of the joint. Based on the experiment of three RC frame corner joints under bi-directional statically cyclic loading, the effects of high axial compressive load, the amount of joint hoop on earthquake-resisting capacity of joint such as failure modes, deformation features, joint strength and column axial compressive capacity after joint failure is investigated. The strut-truss calculated model for the joint under bi-directional loading is proposed and the analysis for joint shear strength is completed. Results based on calculated model agree well with the experimental data.

**Key words:** bi-directional loading; high axial compressive load; corner joint; shear strength; crushing; calculated model

**收稿日期:** 2013-08-28

**基金项目:** 建设部科研基金资助项目(2010-K3-37); 国家民委国际交流合作项目(WZ2013013)

**作者简介:** 崔建宇(1967-), 男, 日本京都大学工学博士, 副教授, 主要从事混凝土结构研究。

渡边史夫(联系人), 男, 教授, 博士生导师, (E-mail) watanabe.fumio@takenaka.co.jp.

实验对象为图1所示的高层混凝土框架结构底层角部梁柱节点。该部位节点受双向水平地震力和由地震作用引起的竖向高轴力作用,同时,又由于该部位节点外侧没有横向框架梁约束,高轴力下节点剪切破坏后沿剪切面的滑移压溃危险度将大幅度提高。1995年日本兵库县南部神户地震<sup>[1]</sup>及2008年四川汶川地震<sup>[2]</sup>中框架底层角柱节点震害多处发生。至今为止,国内外针对该部位节点的抗震性能试验还十分缺乏<sup>[3-5]</sup>。

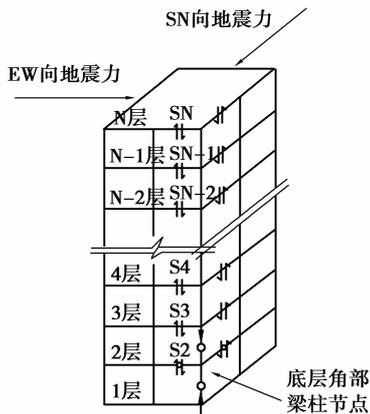


图1 框架底层角节点

通过3个节点试件的静载试验,调查了双向荷载作用下高轴力及节点箍筋量对节点破坏类型、变形特征、抗剪强度等节点抗震性能的影响。节点破坏后通过增加轴力至极限值获得节点竖向压应力应变曲线,调查高轴力下节点剪切破坏后的压溃特征。最后,提出立体 strut-truss 计算模型对节点抗剪强度进行量化数值分析。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

试件数量3个,缩尺比例1/3。梁、柱截面尺寸分别为160 mm×250 mm、220 mm×220 mm。主要试验参数及使用材料见表1~表3。

试件设计为“强梁柱弱节点”型,保证节点“剪坏”以调查其抗剪强度。日本抗震规范<sup>[6]</sup>节点最小配箍率为0.2%,没有考虑轴压比和双向荷载的影响。试验节点体积配箍率均在1.0以上,大于混凝土规范<sup>[7]</sup>抗震等级为一级框架的柱最小体积配筋率0.8。梁柱主筋使用住友电工提供的公称直径D13超高强度螺纹钢筋,屈服强度 $f_y=548$  MPa。梁纵筋端部采用33 mm×33 mm×12 mm钢板焊接锚固。试验期间圆柱体混凝土抗压强度平均值 $f'_c=$

30.8 MPa。试件配筋详细见图2。两方向梁尺寸和配筋相同,由于交叉配筋纵筋位置有所不同。

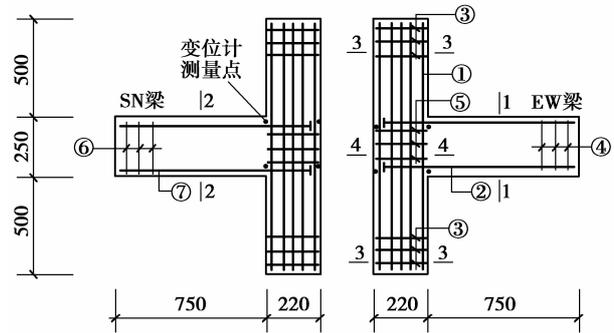


图2 基本试件尺寸及配筋详图

表1 主要试件参数

| 试件名称 | 设定柱轴压比 | 剪压比  | 节点体积配箍率/% |
|------|--------|------|-----------|
| SP1  | 0.2    | 0.20 | 1.03      |
| SP2  | 0.6    | 0.23 | 1.03      |
| SP3  | 0.6    | 0.26 | 2.35      |

表2 混凝土性能指标

| 试件名称 | 轴心抗压强度 | 抗劈裂强度 | 弹性模量 MPa           |
|------|--------|-------|--------------------|
| SP1  | 34.3   | 3.3   | $2.04 \times 10^4$ |
| SP2  | 29.1   | 2.9   | $2.01 \times 10^4$ |
| SP3  | 29.1   | 2.9   | $2.01 \times 10^4$ |

表3 钢筋性能指标

| 钢筋名称  | 钢筋直径/<br>mm | 屈服强度/<br>MPa | 弹性模量/<br>MPa       |
|-------|-------------|--------------|--------------------|
| 梁、柱纵筋 | D13         | 548          | $1.96 \times 10^5$ |
| 箍筋    | Φ9          | 384          | $2.12 \times 10^5$ |
|       | Φ6          | 346          | $1.93 \times 10^5$ |

### 1.2 加载及测量内容

试验实施地点在京都大学防灾减灾重点实验室。加载装置和加载方法见图3。柱顶轴力与梁端剪力分别由1台200 t和2台50 t油压千斤顶提供。柱底部为球形固定铰连接。梁端反复荷载之前首先从柱顶施加表1的设定轴力。柱轴压比0.2为正常使用阶段的设定值,0.6为大地震时框架底层角部(见图1)的假定值,该值与日本抗震规范<sup>[6]</sup>柱轴压比上限值相同。柱轴力加载结束后,南北梁(简称SN梁)及东西梁(EW梁)端部同时施加方向相同、大小相同的反复荷载(以向下为正)。如图4所示,

第 1 次荷载峰值为节点开裂荷载,第 2 次以后以层间位移角为控制值。位移角控制值分别为 1/110、1/100、1/66、1/50、1/33 以及 1/25。

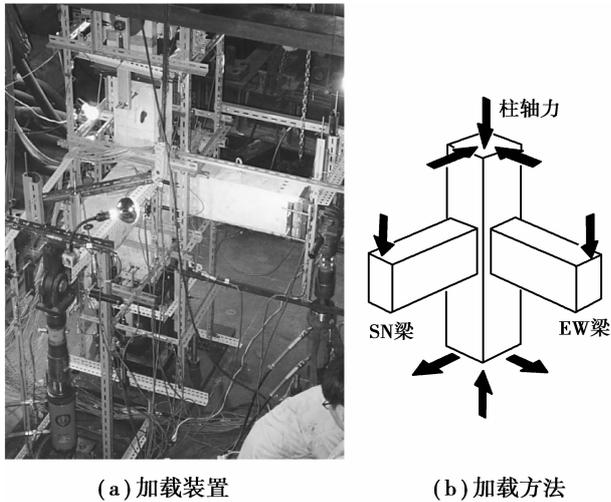


图 3 加载装置和加载方法

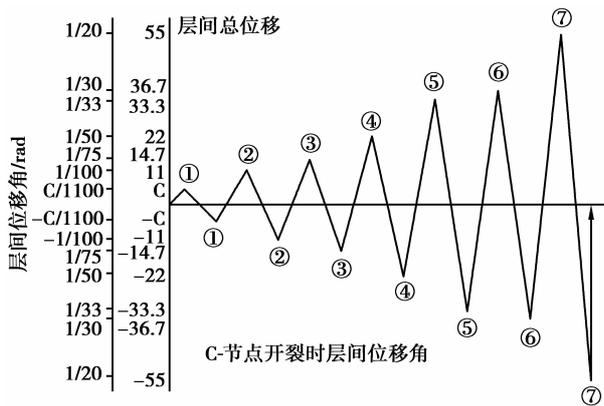


图 4 加载程序示意图

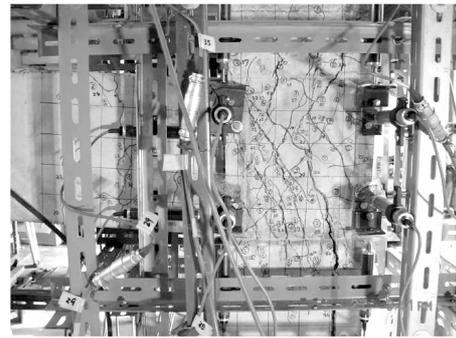
## 2 试验结果

梁端荷载最大值均出现在层间位移角  $R = 1/40$  rad 左右,最大荷载后耐荷能力明显下降。由于加载过程中梁纵筋部分屈服,节点破坏判定为梁筋屈服后的剪切破坏。

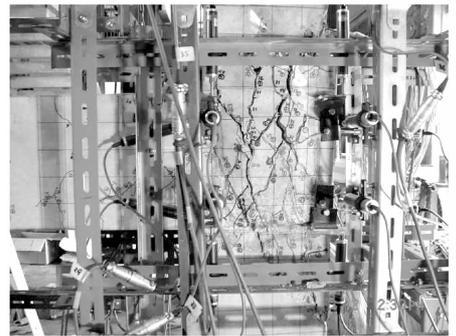
### 2.1 最终裂缝特征

最终节点裂缝分布特征如图 5 所示。高轴压试件 SP2、SP3 的裂缝倾角接近垂直,随着加载次数增加节点裂缝向上下柱继续延伸,轴压比小的 SP1 裂缝倾角相对缓和。

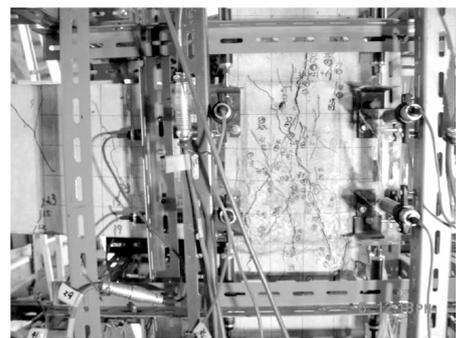
节点核心区主要裂缝宽度开裂特征如图 6 所示。第 3 次反复荷载后,高轴压试件 SP2、SP3 的核心裂缝宽度小于 SP1,上下柱对竖向裂缝开裂的约



(a) SP1



(b) SP2



(c) SP3

图 5 最终裂缝特征

束效果明显。SP3 的裂缝宽度远远小于 SP2,说明增加节点箍筋对裂缝开裂的约束效果显著。

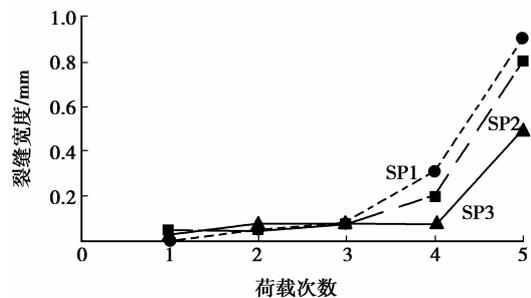


图 6 主要裂缝宽度

### 2.2 荷载-变形滞回曲线

EW 梁端荷载-变形滞回曲线见图 7 所示。图

中圆圈内数字对应图 4 加载次数。所有曲线呈原点附近捏缩的倒 S 形,反映梁柱节点对地震能吸收能力低下的典型特征。最大荷载出现在层间位移角  $R=1/40$  rad 左右,其后耐荷能力明显下降,节点呈剪切破坏特征。节点箍筋率小的 SP1、SP2,其最大荷载后的节点抗剪强度衰减速度大于 SP3;同时,高轴压比的 SP2 大于低轴压比的 SP1。

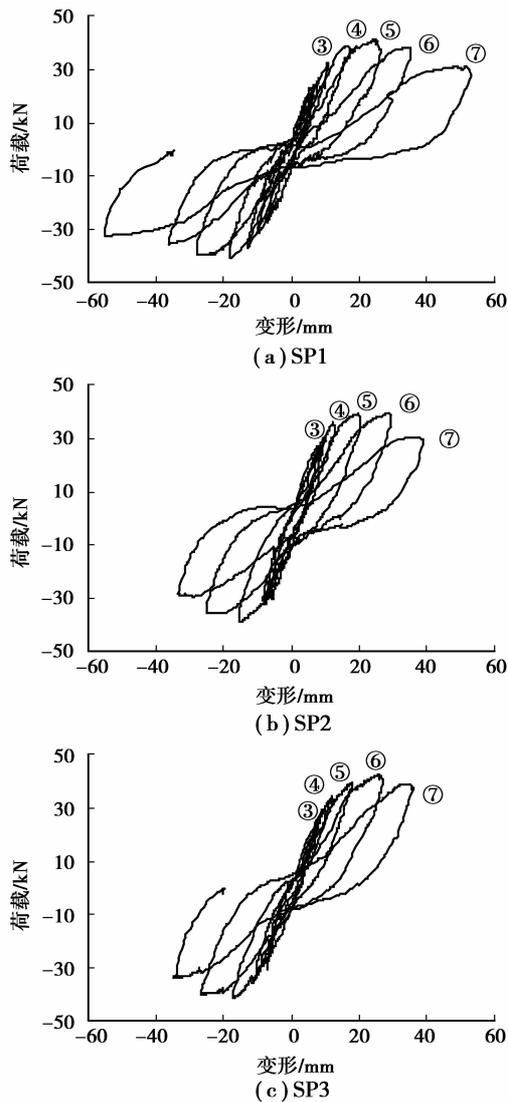


图 7 荷载-变形滞回曲线

与荷载-变形滞回曲线相同,节点剪切应力-剪切应变曲线按两方向荷载分别考虑,EW 方向滞回曲线如图 8 所示。其中,剪切应力为表 3 所示节点在该方向剪力与节点抗剪有效面积的比。剪切应变为图 2 所示圆点位置节点变位计在该方向节点核心区的剪切角实测值。最大荷载后所有节点剪切变形迅速增大,节点剪切破坏特征明显。最大荷载时 SP1 的剪切变形接近 0.005 rad,而高轴压比的 SP2、

SP3 则不足 SP1 的一半;最大荷载后 SP2、SP3 的剪切应变也远小于 SP1,可见剪切裂缝倾角对剪切变形影响较大。而从 SP2 与 SP3 的比较可见,节点箍筋量对剪切变形影响甚微。

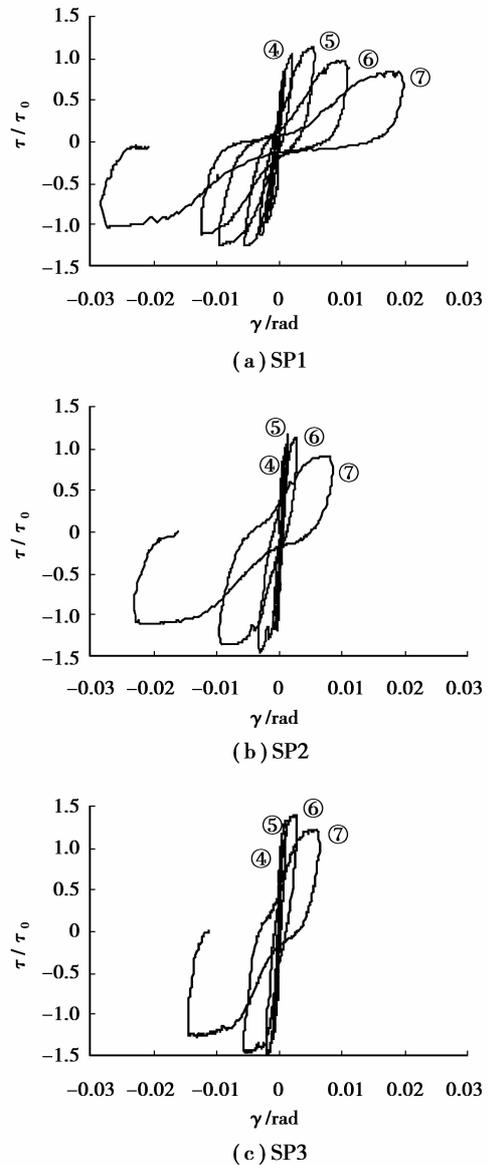


图 8 节点剪切应力-剪切应变曲线

## 2.3 节点强度

### 2.3.1 节点抗剪强度

节点强度试验值与设计值比较见表 3 所示。 $V_{jexp1}$ 、 $V_{jexp2}$  及  $V_{jexp3}$  分别为最大荷载时 EW 向、SN 向及 45° 方向节点核心区水平剪力试验值。节点核心区剪力计算按以下方法进行。

$$Q_1 \cdot L_1 = \frac{7}{8} \cdot J_b \cdot T, \quad (1)$$

$$Q_1 \cdot L_1 = Q_2 \cdot L_2, \quad (2)$$

$$V_{j\text{exp}1}(V_{\text{exp}2}) = T - Q_1(Q_2), \quad (3)$$

$$V_{j\text{exp}3} = \sqrt{V_{j\text{exp}1}^2 + V_{j\text{exp}2}^2}, \quad (4)$$

其中,  $Q_1$  及  $Q_2$  分别为梁端竖向荷载及柱端水平荷载;  $L_1$  为梁端加载点到柱侧立面的距离,  $L_1 = 890 \text{ mm}$ ;  $L_2$  为柱上下加载点间距离,  $L_2 = 1870 \text{ mm}$ ;  $T$  为梁张拉筋的拉力;  $J_b$  为梁张拉筋和压缩筋间距。

$V_{\text{cal}1}$ 、 $V_{\text{cal}2}$  及  $V_{\text{cal}3}$  分别为混凝土规范<sup>[6]</sup>及日本抗震设计规范<sup>[7]</sup>节点强度计算值。

$$V_{\text{cal}1} = 0.3\eta_j\beta_c f_c b_j h_j, \quad (5)$$

$$V_{\text{cal}2} = 1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}, \quad (6)$$

其中:  $\eta_j$  为正交梁对节点的约束影响系数, 取  $\eta_j = 1.0$ ;  $\beta_c$  为混凝土强度影响系数, 取  $\beta_c = 0.97$ ; 圆柱体混凝土抗压强度与混凝土立方体强度标准值之间的换算关系为  $f'_c = 0.80 f_{cu,k}$ <sup>[8]</sup>, 由此得  $f_{cu,k} = 38.5 \text{ MPa}$ 。混凝土规范表 4.1.3 确定混凝土强度等级为 C60, 再由表 4 得  $f_c = 27.5 \text{ MPa}$ 。其中,  $f_c$  为立方体混凝土强度设计值。

$$V_{\text{cal}3} = k \times 0.85 \times 0.8 f_c'^{0.7} \times b_j \times l_{dh}, \quad (7)$$

其中:  $k$  为节点形状系数, 边节点时  $k = 0.7$ ;  $f'_c$  为圆柱体混凝土抗压强度,  $f'_c = 30.8 \text{ MPa}$ ;  $b_j$ 、 $l_{dh}$  分别为节点有效宽度和梁筋在节点内的水平投影长度,  $b_j = 190 \text{ mm}$ 、 $l_{dh} = 146 \text{ mm}$ 。

比较结果表明, 混凝土规范计算值高出试验值 15%~40%, 应进行适当调整以增加安全储备。日本规范计算值与试验值接近且低于试验值。

图 9 为双向节点强度示意图。柱轴压比由 0.2 (SP1) 提高到 0.6 (SP2) 时, 45° 方向节点强度提高 9.8%; 节点箍筋配箍率由 0.35% 增加到 0.76% 时, 节点强度再提高 8.3%。

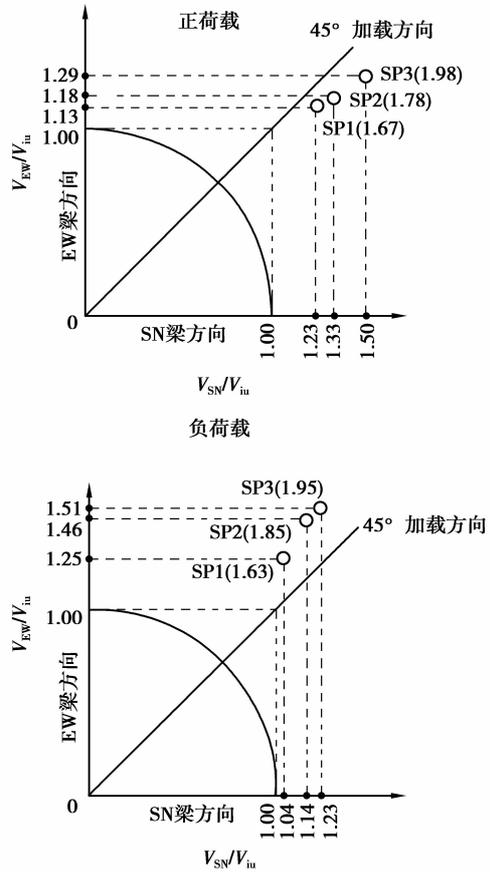


图 9 双向节点抗剪强度示意图

表 4 节点强度试验结果和计算值

| 试件<br>编号 | 破坏<br>类型 | $V_{\text{exp}1}/\text{kN}$ | $V_{\text{exp}2}/\text{kN}$ | $V_{\text{exp}3}/\text{kN}$ | $V_{\text{cal}1}/$ | $V_{\text{cal}2}/$ | $V_{\text{cal}3}/$ | $V_{\text{exp}1}/V_{\text{cal}3}$ | $V_{\text{exp}2}/V_{\text{cal}3}$ | $V_{\text{exp}3}/V_{\text{cal}3}$ |
|----------|----------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
|          |          | 正(反)                        | 正(反)                        | 正(反)                        | kN                 | kN                 | kN                 |                                   |                                   |                                   |
| SP1      | BJ       | 193(-163)                   | 177(-196)                   | 262(-255)                   | 371.4              | 229.6              | 157                | 1.23(1.04)                        | 1.13(1.25)                        | 1.67(1.64)                        |
| SP2      | BJ       | 185(-159)                   | 165(-204)                   | 248(-258)                   | 371.4              | 229.6              | 139                | 1.33(1.15)                        | 1.19(1.47)                        | 1.78(1.86)                        |
| SP3      | BJ       | 209(-172)                   | 180(-211)                   | 276(-272)                   | 371.4              | 410.1              | 139                | 1.50(1.24)                        | 1.29(1.52)                        | 1.98(1.95)                        |

### 2.3.2 节点周围力的分布

最大荷载时节点周围力的分布如图 10 所示。图中细线箭头及数值为应变片实测梁柱纵筋拉压力方向及大小。根据平面保持假定算出的梁柱在节点界面的混凝土弯压合力用粗线箭头表示, 力的单位为 kN。

由图可见, 柱中间筋的出力很小。在反复荷载作用下由此导致的 45° 方向节点内外角处混凝土

土弯压合力更加集中。如 2.1 节试验结果显示, 内外角混凝土损伤严重, 外角混凝土有脱落现象。随着反复荷载次数的增加, 上下柱界面混凝土弯压合力作用点逐渐内移。图 10 显示, 最大荷载时所有试件的柱上下界面混凝土合力位置非常靠近柱中心。

### 2.3.3 节点剪切破坏后竖向耐荷能力

节点竖向荷载-应变曲线见图 11(以 SP3 为

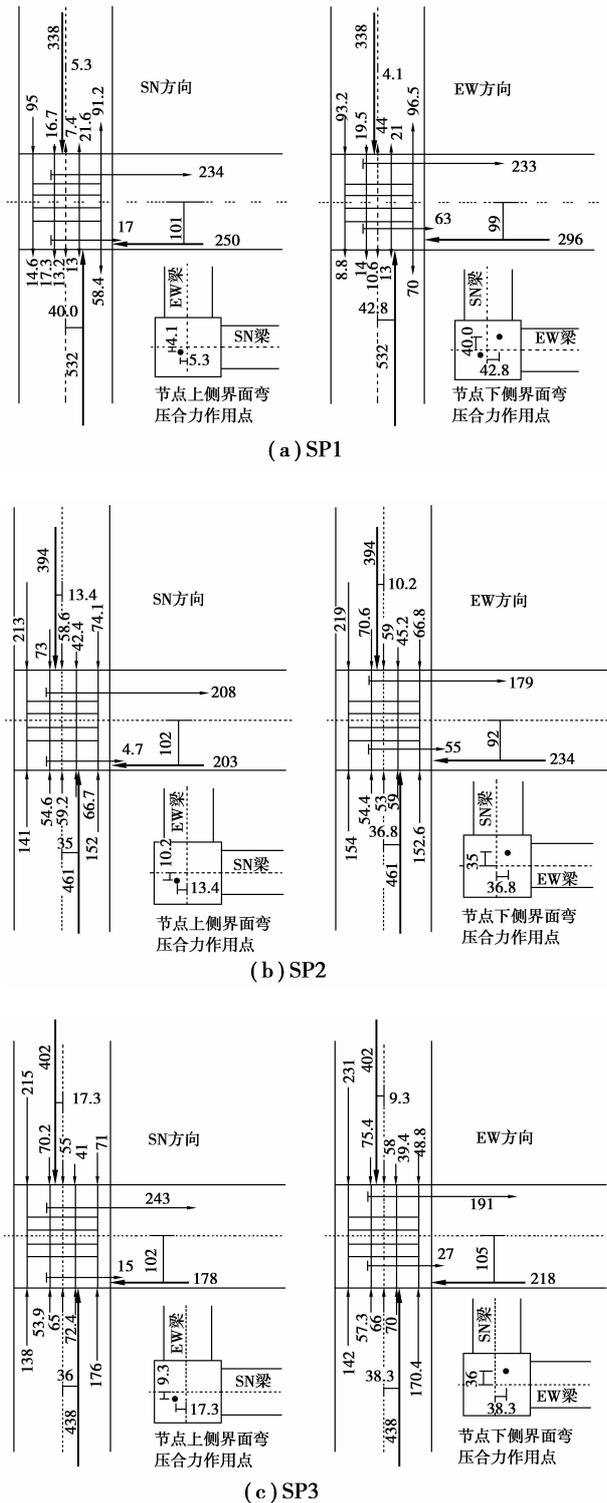


图 10 节点周围力分布图

例)。如图 11(a)所示,OA 段为试验初压阶段,A 点对应表 1 试验设定轴压比的柱轴力值,该阶段节点竖向应变处于弹性变形阶段。图 11(b)的 AB 段为低周反复荷载阶段,B 点对应图 4 中第 7 次反复荷载卸载点。从 A 点到最大荷载点(第 5 次反复荷载),节点竖向应变在  $0.3 \times 10^{-3} \sim 0.6 \times 10^{-3}$  rad 范

围,属于弹性变形阶段。即使第 6、7 次的强度衰减阶段,竖向应变停留在  $0.7 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-3}$  rad 范围,属轻微塑形变形,剪切破坏对节点混凝土竖向承载能力影响不大。图 11(a)所示,从反复荷载结束的 B 点开始继续增加柱轴力到最大值 C 点,该点轴压比为 0.87,竖向承载力安全储备充足。CD 段节点横向膨胀明显,有压溃迹象。D 点开始逐渐除荷归零,试验结束。

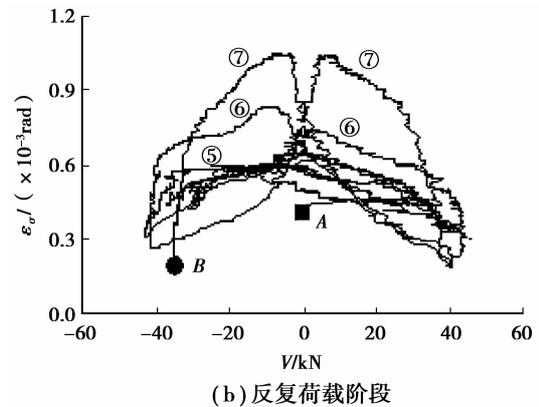
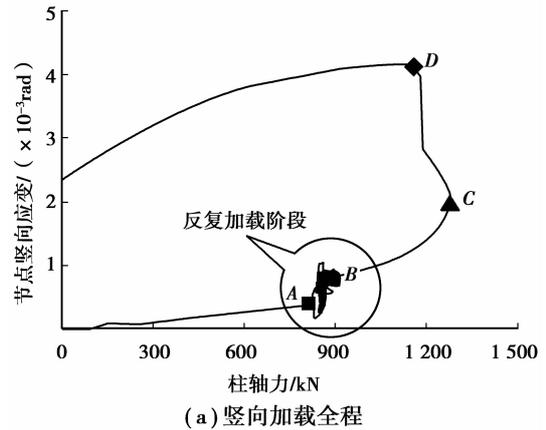


图 11 节点竖向荷载-应变曲线

### 3 双向荷载计算模型及解析结果

在平面模型基础上<sup>[10]</sup>基于试验及分析结果首次提出双向荷载立体抗剪模型,45°方向节点抗剪强度由该方向斜压杆、水平桁架、竖向桁架 3 个耐荷机构提供并作以下规定。

如 2.3.2 节所述,节点箍筋量及柱轴压比  $0.2 \sim 0.6$  范围内柱在节点上下界面的弯压合力作用点 A 和 B 位置接近柱中心且变化不大。模型设 A 点位置为两方向梁上侧纵筋锚固中心 A' 及 A''连线的中点,B 点为下柱弯压区  $\triangle FGH'$  与柱内角纵筋 S<sub>2</sub> 的交点。如图 12 所示,AB 连线为

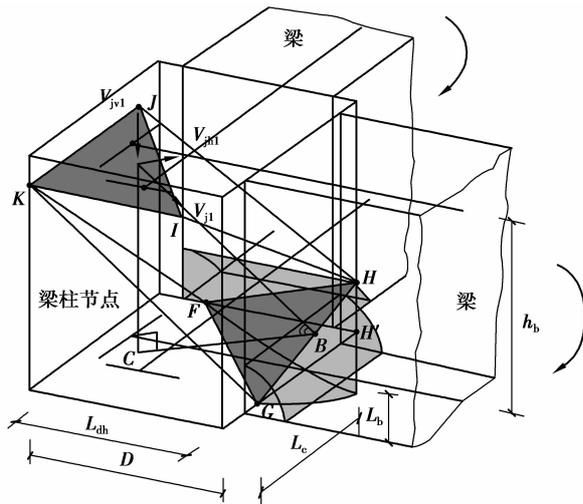


图 12 斜压杆耐荷机构

斜压杆传力方向,上柱弯压合力一部分  $V_{jv1}$  与双向水平剪力合力  $V_{jh1}$  作用于 A 点,其合力  $V_{j1}$  与斜对角 B 点合力构成斜压杆耐荷机构。斜压杆范围为上下柱弯压区 ( $\triangle KIJ$  与  $\triangle FGH'$ ) 连线构成的斜三角柱,与斜线 AB 垂直的  $\triangle FGH$  面积为斜压杆有效抗压面积。斜线 AB 与平面夹角  $\phi$  为斜压杆倾角。

$$\tan\phi = \frac{L_{AC}}{L_{BC}} = \frac{h_b}{h_c} \quad (8)$$

$$h_c = \sqrt{2} \frac{(L_{dh} - \delta_c) - (L_{dh} - 0.5D)}{\sqrt{2}} \quad (9)$$

$$L_c = [0.85 + 0.25N/(A\sigma_B)]D \leq D \quad (10)$$

$$L_b = 0.25 \quad (11)$$

$$A_{FGH} = 0.707L_c \sqrt{0.5L_c^2 + L_b^2} \quad (12)$$

其中: $\phi$ 为斜压杆倾角; $L_{dh}$ 为梁筋节点内水平投影长度,mm; $D$ 、 $\delta_c$ 分别为柱边长和柱筋保护层厚度,mm; $L_c$ <sup>[9]</sup>为下柱弯压区 $\triangle FGH'$ 直角边长度,mm; $N$ 为柱轴压力,kN; $AC$ 为柱截面面积,mm<sup>2</sup>; $L_b$ <sup>[10]</sup>为梁弯压区高度,mm; $A_{FGH}$ 为斜压杆

有效耐荷面积,mm<sup>2</sup>。桁架耐荷机构如图 13 所示。

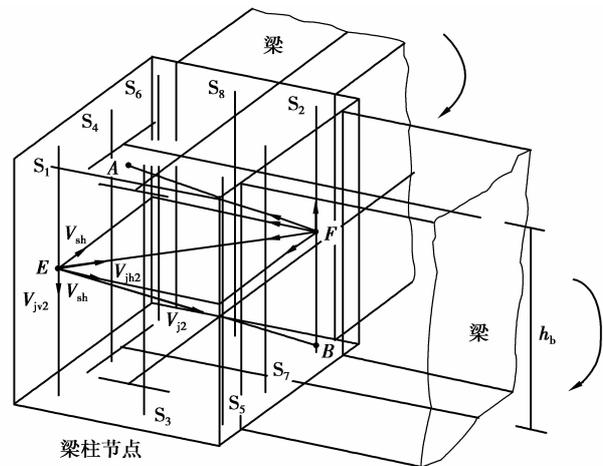


图 13 桁架耐荷机构

本模型规定节点箍筋约束合力  $V_{jh2}$  作用于 45° 方向柱内外角纵筋  $S_1$ 、 $S_2$  的中点 E、F 处。由于  $V_{jh2}$  为 2 方向箍筋约束力  $V_{sh}$  提供,因此该方向箍筋有效面积为平面模型箍筋有效面积的 $\sqrt{2}$ 倍。纵筋  $S_1$  粘结力  $V_{jv2}$  与  $V_{jv2}$  的合力  $V_{j2}$  传向 B 点,柱内角纵筋与  $V_{jv2}$  的合力传向 A 点构成水平桁架机构。竖向桁架机构与前者主要区别在于:是否考虑  $S_3$  至  $S_8$  柱中间筋作为节点纵向箍筋予以考虑。试验结果表明:与柱轴力大小及节点箍筋量无关,最大荷载前后中间筋粘结衰减严重,故模型不考虑中间柱筋的约束效果。

基于以上模型试验试件和京都大学早期试验<sup>[12]</sup>共计 5 个双向荷载试件进行解析,解析方法和混凝土本构关系与平面 STRUT-TRUSS 解析程序<sup>[10]</sup>相同。主要输入参数及解析结果见表 5 和表 6。其中, $f_{yh}$ 、 $f_{yv}$  分别为节点箍筋及柱纵筋屈服强度,MPa; $E_1$ 、 $E_2$  分别为节点箍筋及柱纵筋弹性模量,MPa; $V_{jh1}$ 、 $V_{jh2}$ 、 $V_{jh3}$  分别为三机构承担的水平剪力,kN; $\rho$ 为斜压杆区域混凝土有效系数。

表 5 解析参数表

| 试件<br>编号 | $N_c$ /<br>kN | $A_c$ /<br>mm <sup>2</sup> | $\sigma_B$ /<br>MPa | $f_{yh}$ /<br>MPa | $f_{yv}$ /<br>MPa | $h_b$ /<br>mm | $h_c$ /<br>mm | $\phi$ | $L_b$ /<br>mm | $L_c$ /<br>mm | $A_{str}$ /<br>mm <sup>2</sup> | $A_{th}$ /<br>mm <sup>2</sup> | $A_{iv}$ /<br>mm <sup>2</sup> | $E_1$ /<br>MPa | $E_2$ /<br>MPa |
|----------|---------------|----------------------------|---------------------|-------------------|-------------------|---------------|---------------|--------|---------------|---------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|----------------|
| SP1      | 323.4         | 48 400                     | 34.3                | 345               | 548               | 170           | 170           | 51.0   | 50            | 204           | 21 950                         | 160                           | 0                             | 193 000        | 196 000        |
| SP2      | 833           | 48 400                     | 29.1                | 345               | 548               | 170           | 170           | 51.0   | 50            | 220           | 25 243                         | 160                           | 0                             | 193 000        | 196 000        |
| SP3      | 833           | 48 400                     | 29.1                | 384               | 548               | 170           | 170           | 51.0   | 42            | 220           | 24 891                         | 360                           | 0                             | 212 000        | 196 000        |
| NB-1     | 196           | 48 400                     | 27.5                | 894               | 894               | 187           | 187           | 46.9   | 105           | 210           | 26 857                         | 179                           | 0                             | 207 000        | 212 000        |
| NB-2     | 196           | 48 400                     | 29.0                | 894               | 894               | 187           | 187           | 46.9   | 53            | 210           | 23 266                         | 179                           | 0                             | 207 000        | 212 000        |

表 6 节点抗剪强度试验值与计算值

| 试件编号 | 破坏类型 | $V_{jv1}/\text{kN}$ | $V_{jv2}/\text{kN}$ | $V_{jv3}/\text{kN}$ | $V_{jh1}/V_{jh}$ | $V_{jh2}/V_{jh}$ | $V_{jv3}/V_{jv}$ | $\rho$ | $V_{jv}/\text{kN}$ |       |
|------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------------|--------|--------------------|-------|
|      |      |                     |                     |                     |                  |                  |                  |        | 解析值                | 试验值   |
| SP1  | BJ   | 218.4               | 55.6                | 0                   | 0.797            | 0.203            | 0                | 0.543  | 274.0              | 262.0 |
| SP2  | BJ   | 213.3               | 55.7                | 0                   | 0.793            | 0.207            | 0                | 0.545  | 268.9              | 247.8 |
| SP3  | BJ   | 166.5               | 124.9               | 0                   | 0.571            | 0.429            | 0.431            | 0.556  | 291.4              | 275.8 |
| NB-1 | J    | 169.0               | 104.0               | 0                   | 0.619            | 0.381            | 0.431            | 0.486  | 273.0              | 284.0 |
| NB-2 | J    | 157.2               | 96.8                | 0                   | 0.619            | 0.381            | 0.274            | 0.495  | 254.0              | 242.4 |

## 4 结 论

通过高层混凝土框架底层角柱节点双向荷载抗震性能试验,得到如下主要结论:

1) 双向荷载及高轴力作用下的节点核心区裂缝倾角大于低轴力试件,前者的最大节点裂缝宽度较小;

2) 增加节点箍筋量对抑制最大荷载后裂缝宽度的发展效果明显;

3) 高轴力及增加节点箍筋量能够在一定程度上提高节点抗剪强度;

4) 即使发生节点剪切破坏,正常配筋下的节点竖向承载力及安全储备充足,不存在节点破坏后角柱压溃危险;

5) 规范<sup>[7]</sup>对框架角柱节点强度评估应作适当降低调整。

首次提出 45°方向立体抗剪模型并对 5 个试验体进行了解析,解析值与试验值相符。得到的解析结果如下:①45°方向剪力增大同时,斜压杆有效耐压面积随之增大,节点在该方向抗剪强度没有明显降低;②45°方向柱中间筋粘结衰减严重,不作为箍筋参与竖向桁架耐荷作用。作为结果,斜压杆机构的耐荷负担率提高 15%。

### 参考文献:

- [1] 日本建築センター. 阪神淡路大震災における建築物の被害状況調査を踏まえた建築物耐震基準設計の解説[M]. 东京:丸善株式会社,1995.
- [2] 中国建筑科学研究院. 2008 年汶川地震建筑震害图片集[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.

- [3] M. R. Ehsani, J. K. Wight. Effect of Transverse Beams and Slab on Behavior of Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections[J]. ACI Structural Journal, 1985, 83(2):188-198.
- [4] 黒瀬. コンクリート造柱-梁接合部の一方向及び二方向加力実験[J]. 日本建築学会構造系論文集第 448 号, 1993, 56-62.
- [5] 藤原, 西村, 南. 2 方向地震力を受ける立体柱梁接合部の弾塑性性状[J]. コンクリート工学年次論文報告集, 2004, 10(3):525-530.
- [6] 日本建築学会. 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針同解説[S]. 东京:丸善株式会社, 1999.
- [7] 中华人民共和国国家标准. GB 50010-2010. 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [8] Comité euro-international du béton, Fédération internationale de la précontrainte. CEB-FIP Model Code 1990 [S]. CEB Proceedings University of California, 1991.
- [9] Pang X B, Hsu T T. Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete[J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(2):197-207.
- [10] 崔建宇, 车轶, 孙建刚, 等. 钢筋混凝土框架顶层 T 形中节点抗剪强度计算模型[J]. 北京工业大学学报, 2011, 37(7):986-992.
- [11] Paulay T, Priestley, M. J. N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings[J]. John Wiley and Sons, 1992:744.
- [12] 崔建宇. 鉄筋コンクリート柱梁接合部の耐震性能に関する研究[D]. 日本:日本京都大学, 2003.

(编辑 陈移峰)