

# RC梁-核心区钢管壁开洞组合柱节点试验

李宁波<sup>1</sup>, 万怡秀<sup>2</sup>, 吴昭华<sup>2</sup>, 陈燕<sup>2</sup>, 张莉华<sup>2</sup>, 钱稼茹<sup>1</sup>

(1. 清华大学 土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 100084 北京; 2. 北京富力设计研发中心, 100021 北京)

**摘要:** 为了研究核心钢管壁开洞对钢筋混凝土(RC)梁-组合柱节点区受力性能的影响, 完成了4个试件的低周往复加载试验. 试验结果表明: 试件的力-位移滞回曲线比较饱满, 弹塑性变形能力大; 梁柱纵向钢筋配筋率以及柱的钢管含钢率与实际高层建筑工程基本一致的试件为梁受弯破坏, 实现了强柱强核心区弱梁的抗震设计要求; 洞口周围设置加劲板或加厚钢管壁能有效改善钢管壁开洞核心区的抗剪性能, 提高核心区的受剪承载力.

**关键词:** 钢管混凝土组合柱; 钢管壁开洞; 梁柱节点核心区; 抗剪性能; 拟静力试验

**中图分类号:** TU398      **文献标志码:** A      **文章编号:** 0367-6234(2013)12-0063-07

## Experimental study on connections of RC beam-composite column with openings on steel tube

LI Ningbo<sup>1</sup>, WAN Yixiu<sup>2</sup>, WU Zhaohua<sup>2</sup>, CHEN Yan<sup>2</sup>, ZHANG Lihua<sup>2</sup>, QIAN Jiaru<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of China Education Ministry, Tsinghua University, 100084 Beijing, China; 2. Beijing F&R Design and Research Center, 100021 Beijing, China)

**Abstract:** In this paper, quasi-static tests on 4 connection specimens of reinforced concrete beam-composite column with openings on steel tube were introduced to study the mechanical performance of the core area. The test results showed that the force-displacement hysteretic loops of specimens were plump, and the elasto-plastic deformation capacity of specimens was large. The specimen which the longitudinal reinforcement ratio of beam and of column and the steel ratio of steel tube of column were about same as those of the actual high-rise building failed in bending of the RC beam, and the seismic design requirements of strong column, strong core and weak beam were accomplished. Strengthening the steel tube with openings by welding stiffeners around openings or by thickening the tube wall could improve the shear behavior of the core area effectively, and enhance the shear strength of the core area.

**Key words:** concrete-filled steel tube composite column; steel tube with opening; core area of beam-column connection; shear behavior; quasi-static test

天津富润中心为2幢200 m 高层的建筑物, 标准层层高为4 m, 7度(0.15 g)抗震设防, III类场地, 框架-核心筒结构, 周边为钢筋混凝土(RC)梁-钢管混凝土组合柱(简称组合柱)框架, 核心筒为特一级, 框架为一级. 其RC梁-组合柱的连接方法, 是周边框架设计的关键之一. 文献[1-3]提出的几种连接方法, 或施工较为复杂, 或现场焊接量较大.

富润中心采用了一种较为简单的连接方法: 组合柱的钢管在节点核心区连续贯通, 钢管壁在RC梁顶面和底面纵筋的位置开洞, 梁的纵筋穿过核心区.

本文通过4个节点试件的拟静力试验, 研究RC梁-核心区钢管壁开大洞组合柱节点的受力性能.

### 1 试验

#### 1.1 试件设计

4个试件编号为J-01~J-04, 试件尺寸见图1.

收稿日期: 2012-12-19.

作者简介: 李宁波(1981—), 男, 博士, 助理研究员;

钱稼茹(1946—), 男, 教授, 博士生导师.

通信作者: 钱稼茹, qianjr@mail.tsinghua.edu.cn.

富润中心标准层组合柱的截面尺寸为 1 050 mm×1 050 mm, 钢管外径 700 mm、名义壁厚 18 mm, RC 梁的宽×高为 400 mm×900 mm. 试件梁柱截面缩尺为 1/3, 即组合柱截面为 350 mm×350 mm, 梁截面宽×高为 150 mm×300 mm (截面略加宽为方便配筋), 钢管外径为 219 mm. 根据试验加载设备的能力, 试件上、下柱高 0.6 m, 左、右梁长 1.5 mm, 试件总高 1.5 m、总长 3.35 m. 试件组合柱的纵筋为 12 $\Phi$ 16, 采用 $\Phi$ 8@50 矩形箍, 纵筋配筋率及箍筋配

箍特征值与实际工程一致, 由于钢管与箍筋之间间距较小, 为确保混凝土浇筑质量, 采用普通方形箍 (实际工程采用复合箍). 4 个试件核心区钢管壁均为三面开洞 (见图 2), 洞口位置相同, 洞口尺寸由实际工程按缩尺得到, 均为 115 mm×67 mm (弧长×高), 开洞率为 50%, 可认为属于开大洞. 开洞率是指钢管横截面的洞口总弧长与钢管的周长之比, 未考虑洞口高度的影响.

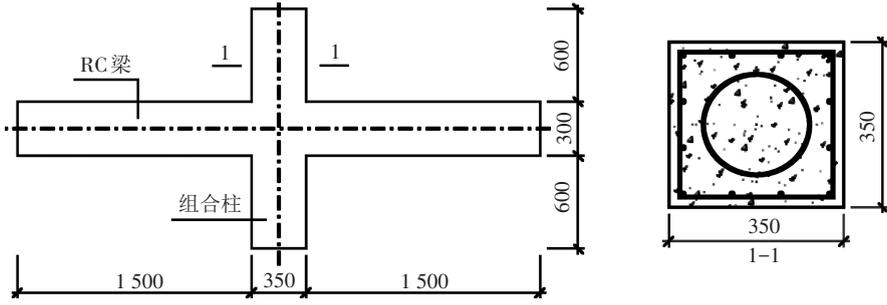


图 1 试件尺寸 (mm)

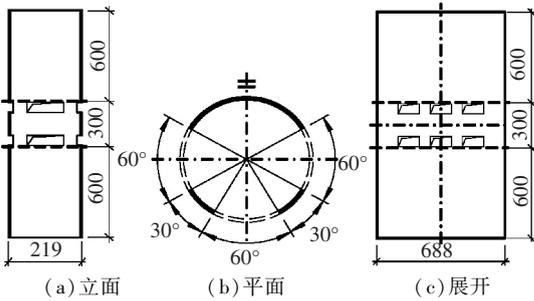


图 2 钢管壁洞口位置示意 (mm)

试件的主要参数见表 1. 试件 J-01 的试验目的是研究梁柱纵筋配筋率、钢管含钢率、柱配箍特征值与富润中心接近或一致, 核心区钢管壁开大洞、未采取加强措施的节点, 能否实现强柱强核

心区的抗震要求. 根据试件缩尺, 试件 J-01 钢管名义壁厚为 6 mm. RC 梁顶面和底面的纵筋为 3 $\Phi$ 16, 配筋率为 1.34%, 与工程接近.

J-02、J-03 和 J-04 为一组对比试件, 研究采取的加强措施对改善钢管壁开洞的核心区抗剪性能的效果. 其中: J-04 为标准试件, 钢管壁厚为 6 mm, 未采取加强措施; J-02 钢管壁厚也是 6 mm, 钢管壁洞口周围焊接加劲板进行加强, 包括洞口两侧的竖向加劲肋和洞口上下的内环板, 板宽 25 mm、厚 6 mm; J-03 采用将钢管壁加厚至 10 mm 的方法进行加强, 为 J-04 管壁厚度的 1.67 倍. 为了实现核心区破坏, J-02~J-04 梁的纵筋配筋率提高为 4.36%, 顶面和底面的纵筋都是 4 $\Phi$ 25.

表 1 试件主要参数

试件编号	梁纵筋	钢管壁厚/mm	洞口尺寸 (长×高)/(mm×mm)	套箍指标 $\theta_t$	开洞率/%	加强方法
J-01	3 $\Phi$ 16	6	115×67	1.07	50	-
J-02	4 $\Phi$ 25	6	115×67	1.15	50	设置加劲板
J-03	4 $\Phi$ 25	10	115×67	1.85	50	管壁加厚
J-04	4 $\Phi$ 25	6	115×67	1.04	50	-

注:  $\theta_t$  为圆钢管混凝土套箍指标试验值,  $\theta_t = f_{ay}A_a / (f_{c,m}A_{cc})$ ,  $f_{ay}$ 、 $A_a$  分别为圆钢管的屈服强度实测值和截面面积;  $f_{c,m}$ 、 $A_{cc}$  分别为圆钢管内混凝土的轴心抗压强度试验值和截面面积.

### 1.2 材料强度

表 2 列出了试件的混凝土立方体抗压强度平均值  $f_{cu,m}$ , 为 3 个 150 mm 立方体混凝土试块抗压强度实测值的平均值, 在试件试验的当天测定. 根据文献 [4], 将试件混凝土立方体抗压强度平均值换算为轴心抗压强度平均值  $f_{c,m}$  及轴心抗拉

强度平均值  $f_{t,m}$ , 也列于表 2.

表 2 混凝土强度

试件编号	$f_{cu,m}$	$f_{c,m}$	$f_{t,m}$
J-01	56.5	37.4	3.15
J-02	51.7	34.6	3.03
J-03	59.2	38.7	3.19
J-04	58.2	38.3	3.17

试件钢筋均采用 HRB400 级钢,  $\Phi 8$ 、 $\Phi 16$  和  $\Phi 25$  钢筋的屈服强度实测值  $f_{sy}$  分别为 437.8、437.0 和 451.5 MPa, 极限强度实测值  $f_{su}$  分别为 668.7、641.3 和 641.2 MPa. 钢筋强度实测值为 3 根钢筋材性试验的平均值.

试件的圆钢管与加劲板均采用 Q235 级钢. 名义壁厚为 6 mm 和 10 mm 圆钢管的实测壁厚分别为 5.65 mm 和 9.57 mm, 屈服强度实测值  $f_{sy}$  分别为 357.5 MPa 和 325.2 MPa, 抗拉强度实测值  $f_{su}$  分别为 446.8 MPa 和 500.6 MPa. 加劲板的实测厚度为 5.58 mm, 屈服强度实测值和抗拉强度实测值分别为 318.0 MPa 和 449.3 MPa. 钢材强度实测值为 3 个标准材性试件试验的平均值.

### 1.3 加载装置、量测内容与加载制度

图 3 为试验加载装置简图. 柱的两端安装在可以单向转动的铰支座内, 在梁的悬臂端施加往复竖向荷载, 左端千斤顶向下(上)加载时, 右端千斤顶向上(下)加载, 梁端加载点距柱表面为 1 350 mm. 采用 5 000 kN 千斤顶施加组合柱的轴压力.

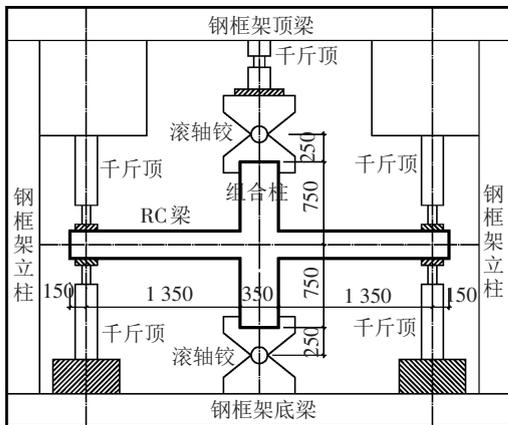


图 3 试验装置简图

试验量测内容包括: 施加在柱顶的轴压力, 梁悬臂端竖向荷载与竖向位移, 核心区箍筋应变, 核心区钢管应变, 梁根部上下纵筋应变(距柱表面 30 mm), 组合柱纵筋应变(距梁顶面或底面 30 mm, 实测结果柱纵筋未屈服), 核心区对角变形.

试验时, 首先在柱顶施加预定的轴压力(试验过程中保持恒定), 然后在梁的悬臂端施加往复竖向荷载, 屈服前分 3 级加载, 屈服后采用位移控制加载, 每级位移增量为 10 mm, 竖向荷载下降至峰值的 85%, 或梁悬臂端位移过大, 试验结束.

试件 J-01~J-04 施加在柱顶的轴压力  $N$  分

别为 2 384、2 260、2 450 和 2 420 kN; 由轴压力计算得到的组合柱轴压比试验值  $n_i$  分别为 0.37、0.37、0.31、0.37,  $n_i$  按下式计算

$$n_i = N / (f_{c,m} A_{c_0} + 0.9 f_{c,m} A_{c_c} (1 + 1.8 \theta_i)) \quad (1)$$

式中:  $A_{c_0}$  为圆钢管外混凝土截面面积,  $0.9 f_{c,m} A_{c_c} (1 + 1.8 \theta_i)$  为圆钢管混凝土的轴心受压承载力<sup>[5]</sup> 试验值.

## 2 结果与分析

### 2.1 破坏过程与破坏形态

试件 J-02~J-04 的破坏过程大致相同, 以 J-02 为例描述试件破坏过程. 当梁悬臂端竖向荷载为 45 kN (峰值竖向荷载的 32%) 时, 梁无明显可见裂缝; 梁端竖向荷载接近 80 kN 时, 梁根部受拉侧出现多条细而密的竖向弯曲裂缝; 梁端荷载为 115 kN 左右时, 裂缝向梁的悬臂端发展, 且上下裂缝贯通, 此时核心区出现两条细小裂缝; 梁端荷载为 120 kN 时, 梁的裂缝明显变宽, 同时核心区裂缝发展, 形成交叉斜裂缝; 梁端荷载为 140 kN 时, 核心区出现较多的竖向裂缝; 梁端位移达到 80 mm, 荷载降至峰值的 85%, 试验结束.

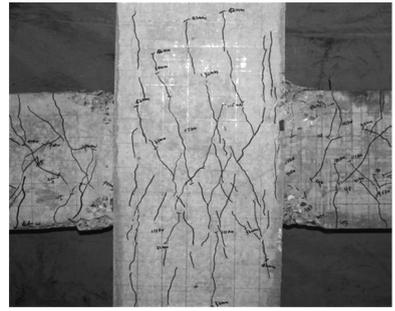
图 4 为 4 个试件试验后的照片. 由图 4 可见, 4 个试件的梁根部都发生受弯破坏. J-01 核心区仅有 2 条裂缝, 基本没有破坏, 实现了强柱强核心区弱梁的抗震设计要求. 对比试件 J-02~J-04, 钢管壁加厚的试件 J-03 核心区裂缝最少, 且以竖向裂缝为主; 采用加劲板加强的试件 J-02, 核心区有斜裂缝; 没有采取加强措施的试件 J-04, 核心区破坏最严重, 除竖向裂缝外, 还有较多交叉斜裂缝. 设置加劲板和加厚钢管壁均能有效减少管壁开洞核心区裂缝的发展.

### 2.2 梁端竖向荷载-位移 ( $P-\Delta$ ) 滞回曲线

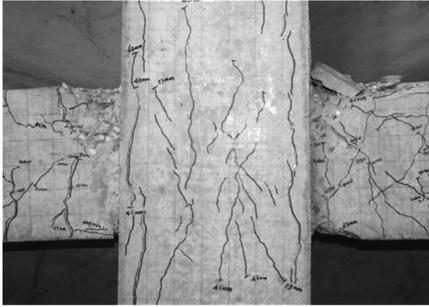
图 5 为 4 个试件的梁悬臂端竖向荷载-位移 ( $P-\Delta$ ) 滞回曲线. 试件 J-01 加载至峰值荷载时, 钢筋混凝土梁出现平面外变形, 试验结束, 没有量测到下降段. 从图 5 可见, J-01 的滞回曲线饱满、呈弓形, 反映了受弯破坏的 RC 梁的滞回特征. 试件 J-02~J-04 的滞回曲线比较饱满, 位移较大后有不同程度的捏拢, 反映了梁端裂缝及核心区裂缝等对滞回曲线的影响; 试件 J-02 与 J-03 的捏拢没有 J-04 严重, 反映了开洞钢管壁加强后的效果. 图 6 给出了 4 个试件的梁悬臂端竖向荷载-位移 ( $P-\Delta$ ) 骨架曲线. 由图 6 可见, 试件 J-01 的承载力显著小于其他 3 个试件; J-02~J-04 峰值后曲线的下降速度不同.



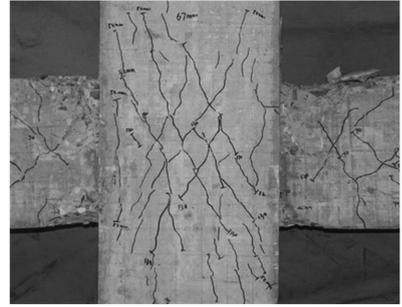
(a) 试件 J-01



(b) 试件 J-02

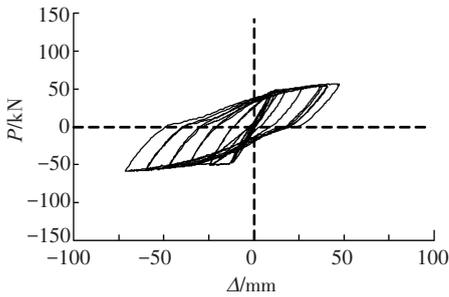


(c) 试件 J-03

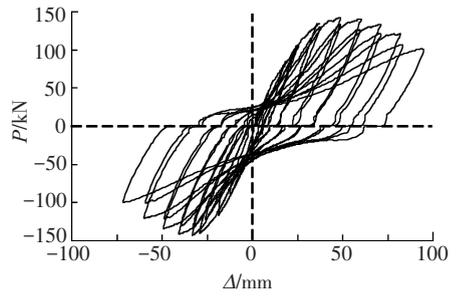


(d) 试件 J-04

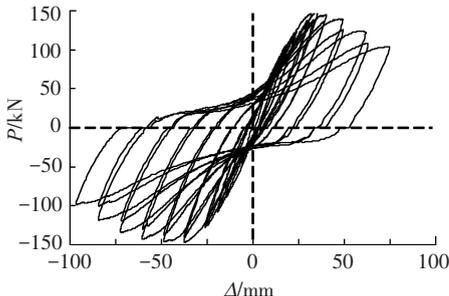
图 4 试验结束后试件照片



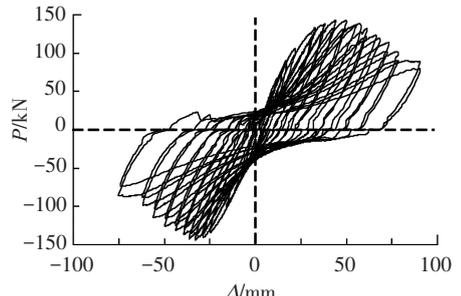
(a) 试件 J-01



(b) 试件 J-02



(c) 试件 J-03



(d) 试件 J-04

图 5 梁悬臂端竖向荷载-位移 ( $P-\Delta$ ) 滞回曲线

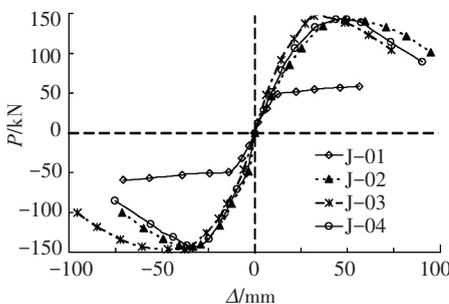


图 6 梁悬臂端竖向荷载-位移 ( $P-\Delta$ ) 骨架曲线

表 3 列出了试件名义屈服及峰值时的梁端竖向荷载  $P_y$  及  $P_p$ 、梁端竖向位移  $\Delta_y$  及  $\Delta_p$ 、梁端位移角  $\theta_y$  及  $\theta_p$ 、以及极限位移  $\Delta_u$  和极限位移角  $\theta_u$ 。试件的名义屈服点采用作图法<sup>[6]</sup>从  $P-\Delta$  骨架线上确定, 极限点为梁端竖向荷载下降至峰值荷载 85% 时骨架线上对应的点, 位移角为梁端竖向位移除以加载点至柱表面的距离 1 350 mm, 即  $\theta = \Delta/1\ 350$ 。表 3 还列出了试件的梁端位移延性系数  $\mu_\Delta, \mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$ 。结果表明, 试件具有大的弹塑性变形能力。文献[7]介绍了 3 个 RC 梁-组合柱节点

试验,核心区钢管壁未开洞,其中,2 个核心区剪切破坏试件的峰值位移角及极限位移角与 J-02~J-04 的实测值接近。

表 3 试件实测承载能力及变形能力

试件编号	加载方向	名义屈服			峰值			极限		位移延性系数	
		$P_y/\text{kN}$	$\Delta_y/\text{mm}$	$\theta_y$	$P_p/\text{kN}$	$\Delta_p/\text{mm}$	$\theta_p$	$\Delta_u/\text{mm}$	$\theta_u$	$\mu_\Delta$	平均
J-01	(+)	49.1	13.18	1/102	58.6	56.43	1/24	-	-	-	-
	(-)	49.6	14.60	1/92	58.8	70.88	1/19	-	-	-	-
J-02	(+)	114.6	28.61	1/47	142.4	48.71	1/28	81.80	1/17	2.86	3.03
	(-)	115.2	18.32	1/74	143.0	33.23	1/41	58.68	1/23	3.20	
J-03	(+)	108.8	14.88	1/91	147.4	48.71	1/28	55.83	1/24	3.75	3.22
	(-)	129.2	31.08	1/43	146.5	33.23	1/41	83.76	1/16	2.70	
J-04	(+)	115.5	22.02	1/61	142.3	43.935	1/31	68.92	1/20	3.13	3.08
	(-)	105.3	17.00	1/79	143.9	32.851	1/41	51.57	1/26	3.03	

### 2.3 核心区剪力-名义剪应变 ( $V_j-\gamma$ ) 关系

由量测到的试件核心区两对角线上的变形,按文献[8]介绍的方法,计算核心区名义剪应变  $\gamma$ 。

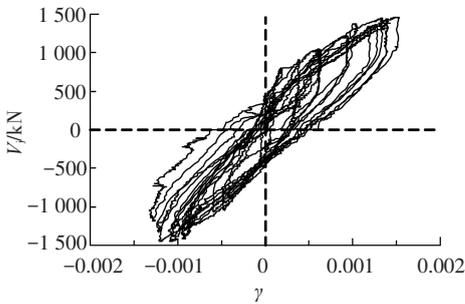
试件核心区的剪力按 GB50011—2010《建筑抗震设计规范》<sup>[9]</sup>附录 D 的规定计算

$$V_j = \frac{\sum M_b}{h_{b0} - a_s'} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - h_b} \right). \quad (2)$$

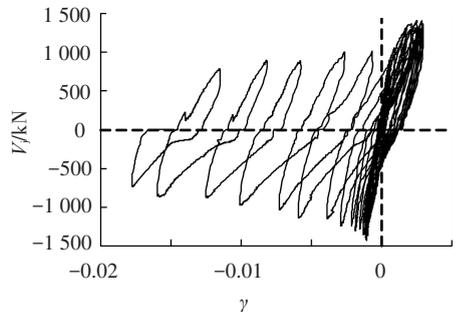
式中: $H_c$  为柱的计算高度 2 000 mm, $h_b$  为梁截面高度 300 mm, $h_{b0}$  为梁截面有效高度, $a_s'$  为受压钢筋合力点至受压边缘的距离,J-01 的  $a_s'$  为 28 mm,其余 3 个试件为 32.5 mm, $\sum M_b$  为左右

梁端反时针或顺时针弯矩之和。

J-03 和 J-04 节点核心区的剪力-名义剪应变 ( $V_j - \gamma$ ) 关系曲线见图 7。试件 J-01、J-03 与 J-04 名义屈服时核心区的剪应变分别为 0.000 194、0.000 587 和 0.000 801,峰值时分别为 0.000 302、0.001 356 和 0.001 787,J-01 的剪应变相对最小、J-03 次之、J-04 最大,表明加厚管壁有助于增大核心区的受剪能力、减小核心区的剪切变形。J-02 因粘贴的木头块掉落,仅测到加载初期核心区的剪切变形。



(a) 试件 J-03



(b) 试件 J-04

图 7 试件核心区剪力-名义剪应变 ( $V_j-\gamma$ ) 关系曲线

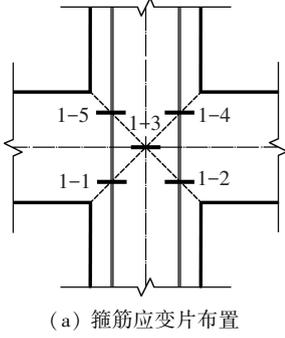
### 2.4 箍筋和钢管应变

在试件核心区的箍筋上布置了 5 个应变片,具体位置见图 8。J-03 部分箍筋应变与梁端荷载关系曲线也示于图 8。峰值荷载时,4 个试件核心区箍筋应变 1-3 分别为 0.000 694、0.002 431、0.002 117 和 0.002 7,J-01 的箍筋未屈服,J-02

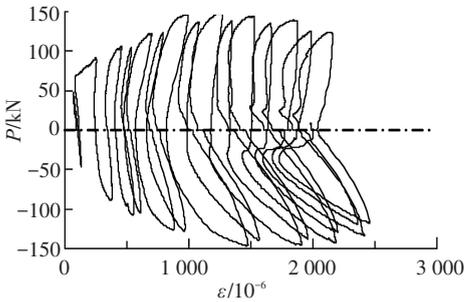
和 J-04 的箍筋已经屈服,J-03 的箍筋接近屈服。

钢管壁沿核心区对角线布置 5 个应变花,表 4 为峰值荷载时各试件钢管的纵向应变  $\varepsilon_v$ 、环向应变  $\varepsilon_r$  及剪切应变  $\gamma$ 。实测结果表明:峰值竖向力时,J-01 的环向应变尚未达到屈服值,J-02 正向加载的纵向应变和环向应变,J-03 反向加载的纵

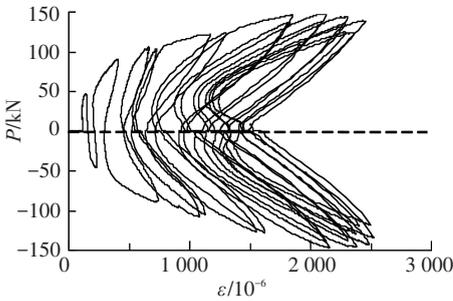
向应变和环向应变尚未达到屈服值;4个试件钢管的剪应变已达到屈服值。



(a) 箍筋应变片布置



(b) 应变片 1-2



(c) 应变片 1-3

图8 核心区箍筋应变片布置及 J-03 梁端荷载-核心区箍筋应变 (P-ε) 关系曲线

表4 峰值荷载时试件钢管应变  $10^{-6}$

试件编号	加载方向	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_r$	$\gamma$
J-01	(+)	2 146	1 315	2 325
	(-)	3 142	642	2 047
J-02	(+)	1 341	1 041	6 591
	(-)	2 949	2 138	4 858
J-03	(+)	5 635	2 503	3 684
	(-)	1 191	1 135	2 974
J-04	(+)	5 496	3 475	2 413
	(-)	4 665	3 164	5 564

### 2.5 RC 梁的纵筋应变

RC 梁根部纵筋应变实测结果表明;名义屈服时,除 J-04 的 RC 梁纵筋拉应变略小于屈服应变外,其他试件 RC 梁的纵筋均已受拉屈服,J-01 的

拉应变最大,已产生较大残余应变,纵筋的受压应变均小于屈服应变;峰值时,纵筋受拉、受压都已屈服。

## 3 承载力计算与比较

### 3.1 梁受弯承载力

混凝土取轴心抗压强度平均值、钢筋取屈服强度实测值,采用 GB50010—2010《混凝土结构设计规范》<sup>[10]</sup> 的公式,计算梁的受弯承载力  $M_u$ 。J-01 按单筋梁计算,J-02~J-04 为超筋梁,按双筋梁计算,计算值列于表 5。表 5 还列出了梁固端最大弯矩试验值  $M_p$ ,  $M_p$  为最大竖向力实测值  $P_p$  与 1 350 mm(梁端加载点与柱表面之间的距离)的乘积,以及最大弯矩试验值与受弯承载力计算值的比值  $\beta$ ,  $\beta = M_p/M_u$ 。结果表明:J-01 梁固端最大弯矩试验值为受弯承载力计算值的 1.23 倍,试件受弯破坏;J-02、J-03 和 J-04 梁固端最大弯矩试验值与受弯承载力计算值基本相同。

表5 RC 梁受弯承载力计算值  $M_u$  及梁端最大弯矩试验值  $M_p$  比较

试件编号	$M_p/(kN \cdot m)$	$M_u/(kN \cdot m)$	$\beta$
J-01	79.25	64.63	1.23
J-02	192.65	195.51	0.99
J-03	198.45	195.94	1.01
J-04	193.19	195.88	0.99

### 3.2 核心区受剪承载力

采用文献[9]规定的 RC 梁-柱节点核心区受剪承载力计算公式、计入钢管的抗剪作用,RC 梁-组合柱节点核心区的受剪承载力为

$$V_j^R = 1.1\eta_j f_b j h_j + 0.05\eta_j N_b j / b_c + f_{yv} A_{svj} (h_{b0} - a_s') / s + V_a = V_c + V_N + V_s + V_a, \quad (3)$$

式中  $V_a$  为钢管的受剪承载力,其他符号含义见文献[9]。

管壁未开洞的圆钢管的受剪承载力,可采用材料力学的方法<sup>[11]</sup> 计算。对于管壁开大洞、未采用加劲板加强或采用加劲板加强的圆钢管的受剪承载力,采用公式(4)、(5) 计算,计算结果列于表 6。

钢管壁开洞未加强,剪跨比  $\lambda \geq 0.5$  时,钢管的抗剪强度为

$$\begin{cases} V_a = \frac{1 + a^2}{8\lambda} f_a A_{a,ef}, \\ A_{a,ef} = (h_1 A_{1a} + h_2 A_{2a}) / (h_1 + h_2). \end{cases} \quad (4)$$

式中:  $a$  为钢管内、外直径比;  $A_{a,ef}$  为钢管截面的等效面积;  $h_1$  为试验段沿钢管纵向管壁洞口高

度,  $h_2$  为试验段沿钢管纵向未开洞高度,  $A_{1a}$  为管壁开洞部位剩余的截面面积,  $A_a$  为钢管截面面积。

钢管壁开洞、洞口采用加劲板加强时, 钢管的抗剪强度计入管壁开洞及加劲板的影响。剪跨比  $\lambda \geq 0.5$  时, 按下式计算

$$V_a = \frac{1 + a^2}{8\lambda} (f_a A_{a,ef} + f_s A_j) \quad (5)$$

式中:  $f_s$  为加劲板的屈服强度,  $A_j$  为加劲板的截面面积, 取内环板与洞口两侧加劲肋的横截面面积之和。

表 6 还列出了混凝土、轴压力及箍筋对核心区受剪承载力的贡献  $V_c$ 、 $V_N$  及  $V_s$ , 以及核心区总受剪承载力计算值  $V_j^R$ 。计算时, 混凝土抗拉强度采

用其平均值(表 2), 箍筋、钢材强度采用屈服强度实测值。由梁悬臂端峰值竖向力实测值  $P_p$  采用式(2) 计算得到试件核心区最大剪力试验值  $V_{jmax}$ , 也列于表 6。

由表 6 可见: J-01 核心区受剪承载力计算值为最大剪力试验值的 1.74 倍, 核心区不会发生剪切破坏, 与试验现象相符; J-02、J-03 核心区受剪承载力计算值大于 J-04, J-02~J-04 核心区受剪承载力计算值与最大剪力试验值的比值小于 1.0, J-04 的比值最小。试件以梁端破坏为主, 核心区也达到抗剪承载力, 但核心区剪切破坏程度尚不深入, 破坏不很严重, 计算与试验现象符合。

表 6 试件核心区最大剪力试验值  $V_{jmax}$  及受剪承载力计算值  $V_j^R$

kN

试件编号	试验值 $V_{jmax}$	计算值					比值 $V_j^R/V_{jmax}$
		$V_c$	$V_N$	$V_s$	$V_a$	$V_j^R$	
J-01	564.1	389.1	110.7	107.3	373.8	980.9	1.74
J-02	1 413.2	379.1	104.9	103.4	584.4	1 171.8	0.83
J-03	1 455.2	399.1	113.8	103.4	545.4	1 161.8	0.80
J-04	1 416.8	396.6	113.8	103.4	373.8	987.5	0.70

## 4 结 论

1) 4 个 RC 梁-组合柱节点试件的荷载-位移滞回曲线比较饱满, 且弹塑性变形能力大。

2) 试件 J-01 的破坏形态为梁弯曲破坏, 核心区仅有两条细小裂缝, 富润中心工程组合柱核心区钢管开洞即使不加强, 其梁-柱节点仍满足强柱强核心区弱梁的抗震要求。

3) J-02~J-04 的破坏形态为梁弯曲破坏后核心区混凝土开裂, 试件 RC 梁的受弯承载力及核心区的受剪承载力计算值和试验值的关系与试验破坏现象相符。

4) 组合柱核心区钢管壁开大洞采用加劲板加强或加厚管壁, 均能改善核心区的抗剪性能、提高核心区的受剪承载力。

## 参考文献

- [1] CECS 188:2005 钢管混凝土叠合柱结构技术规程[S]. 北京:中国计划出版社,2005.
- [2] 黄智辉,程丽荣,钱稼茹,等. 钢管高强混凝土叠合柱核心区抗剪试验研究与有限元分析[J]. 工业建筑, 2001,33(7):50-53.

- [3] 聂建国,王宇航,陶慕轩,等. 钢管混凝土叠合柱-钢筋混凝土梁外加强环节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2012,31(7):88-97.
- [4] 叶列平. 混凝土结构设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [5] JGJ3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [6] PARK R, PRIESTLEY M J N, GILL W D. Ductility of square-confined concrete columns [J]. Journal of the Structural Division ASCE, 1982, 108(4): 929-950.
- [7] 钱稼茹,江源. 钢筋混凝土梁-钢管混凝土组合柱节点抗震性能试验[J]. 建筑结构,2009,39(9):39-43.
- [8] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京:东南大学出版社,1989.
- [9] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [10] GB50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [11] 范钦珊. 材料力学[M]. 北京:高等教育出版社,2000.

(编辑 赵丽莹)