

文章编号: 1000-5013(2009)05-0563-05

# 蜂窝梁-焊接环式箍筋柱节点抗剪受力性能

颜 军, 李升才, 宋美洁

(华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021)

**摘要:** 通过4个蜂窝梁贯通型节点、2个外伸式端板连接节点,以及2个平齐式端板连接节点的低周反复荷载试验,研究焊接环式箍筋柱与焊接蜂窝梁连接节点的破坏特征和抗震性能.在此基础上,对焊接环式箍筋柱节点的抗剪受力性能进行分析,考虑混凝土、焊接环式箍筋、不同连接形式的约束作用及轴力等因素的影响,最终得出4组试件抗剪承载能力的计算公式.结果表明,理论与试验结果之间存在一定的误差,但是整体而言仍然具有参考价值,可为工程设计提供实际依据.

**关键词:** 焊接环式箍筋柱; 蜂窝钢梁; 节点; 抗剪承载力

**中图分类号:** TU 398<sup>+</sup>.202

**文献标识码:** A

20世纪80年代初,美国学者首先在传统的钢筋混凝土框架结构、钢结构,以及钢骨混凝土复合式框架结构的基础上,研制了一种钢构件和钢筋混凝土构件的新型组合式框架结构体系,并成功地应用于中、高层建筑<sup>[1-2]</sup>.20世纪80年代末,日本学者研制出能满足钢梁和混凝土柱之间复杂应力传递的梁柱节点构造<sup>[2-4]</sup>.1929年,Richard首先研究了圆箍约束混凝土的强度和变形,以及在横向水压作用下混凝土圆柱体的强度和变形<sup>[5]</sup>.1955年,Chan<sup>[6]</sup>研究矩形箍筋约束下的混凝土强度及变形.林大炎等<sup>[7]</sup>、张秀琴等<sup>[8]</sup>分别研究箍筋约束混凝土的性能.焊接蜂窝梁-焊接环式箍筋混凝土柱节点抗剪承载能力计算,主要是根据塑性极限分析理论,将混凝土和焊接环式箍筋的抗剪能力叠加得到.同时,适当考虑了节点钢梁腹板或端板,以及轴压力对节点抗剪承载力提高的作用.目前,国内尚未系统地对焊接蜂窝梁-焊接环式箍筋混凝土柱节点进行研究,承载能力的计算公式也没有统一.鉴于此,本文对不同抵抗机理的节点抗剪承载能力进行研究.

## 1 节点试验

### 1.1 试验概况

对4组8个试件进行低周反复荷载试验,研究焊接蜂窝梁-焊接环式箍筋混凝土柱节点的抗震性能.试件取自常规多层多跨框架结构侧向荷载作用下相邻梁柱反弯点之间的典型单元.模型与原型的几何比例为1/2,梁反弯点之间距离为2.4m,柱反弯点之间距离为1.8m.其中,RCSJ1-1,RCSJ1-2,RCSJ4-1,RCSJ4-2为蜂窝梁贯通型节点;RCSJ2-1,RCSJ2-2为外伸式端板连接型节点;RCSJ3-1,RCSJ3-2为平齐式端板连接型节点.试件的具体形式,如图1所示.

### 1.2 加载制度与测量方法

图2为试验加载装置.考虑 $P-\Delta$ 效应的影响,水平荷载采用柱端加载方式,竖向荷载由电动液压千斤顶作用于柱顶,并通过稳压控制保证柱轴力恒定.千斤顶顶部特制的低摩擦滑板,可保证水平加载时与反力架接触处具有最小摩阻力.竖向千斤顶前端球铰和柱底固定球铰允许柱顶与柱脚沿加载方向转动.两侧梁端分别设有带上、下轴承的拉杆并与台座连接,形成可平行移动机构,以模拟组合边界条件.柱端水平荷载由MTS243-45/Flex Test GT型MTS电液伺服作动器(美国MTS公司,双向最大出力

收稿日期: 2008-02-26

通信作者: 李升才(1960-),男,教授,主要从事结构抗震工程的研究. E-mail: lsc50605@hqu.edu.cn.

基金项目: 建设部研究开发基金资助项目(06-K3-17);厦门市科技计划项目(3502Z20073035)

为 500 kN,最大伸出位移为 500 mm.)施加,采用位移控制.

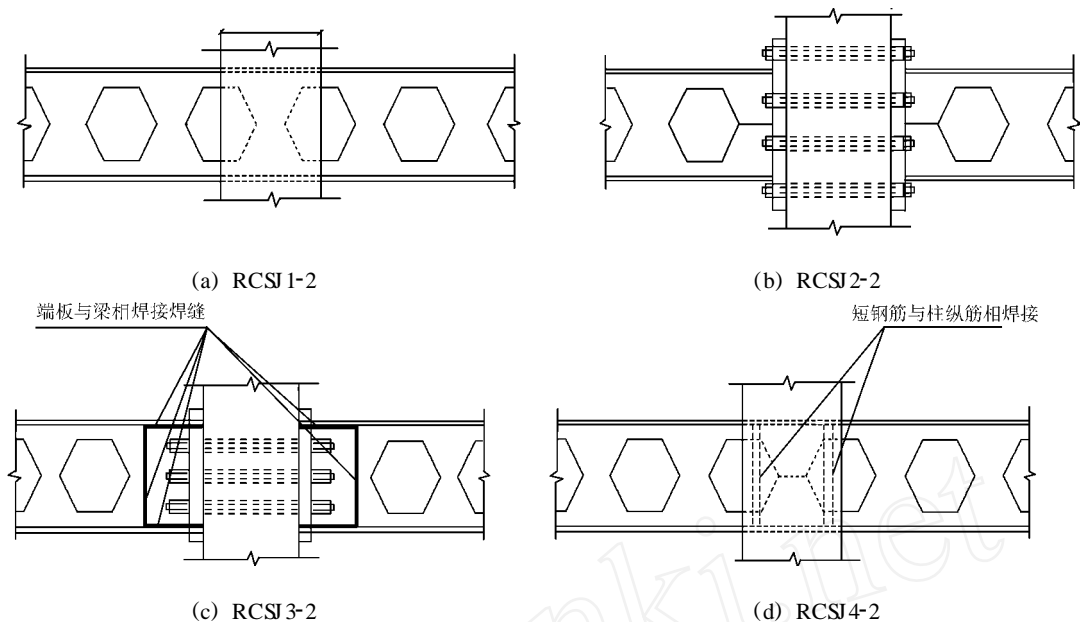


图 1 梁柱节点示意图

Fig. 1 Sketch of beam-column joints

图 3 为加载制度,其中,为转角, $n$ 为循环次数.试件屈服前,各位移幅值循环 1 次;试件屈服后,各位移幅值下循环 3 次.主要测量内容包括:(1)采用 MTS 高精度拉索电子位移计(精度为 1%),测量组合件的侧移;(2)采用导杆引伸仪,测量塑性铰区域的弯曲各变形分量和节点核心区的剪切变形;(3)采用电阻应变片和应变片,分别测量纵筋、箍筋、钢梁顶部、钢梁腹板和钢梁核心区腹板的应变.

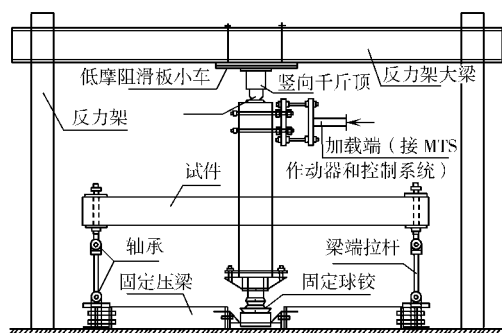


图 2 试验加载装置示意图

Fig. 2 Sketch of test loading setup

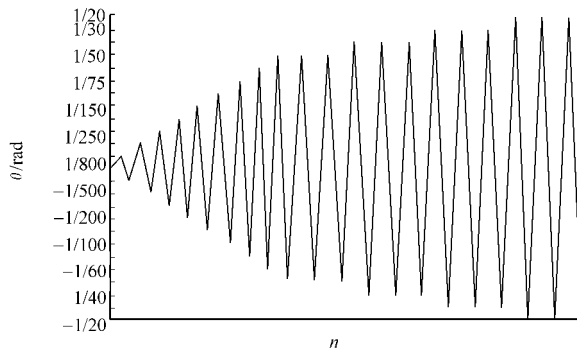


图 3 加载制度示意图

Fig. 3 Sketch of loading mode

### 1.3 试验结果

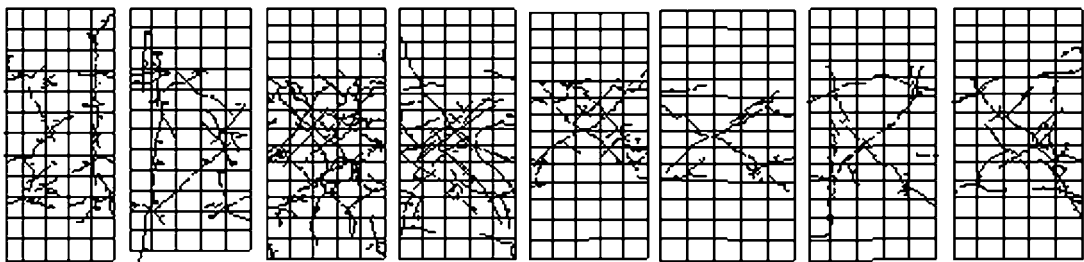
试件 RCSJ 1-1 ~ RCSJ 4-2 的破坏形态,分别如图 4 所示.典型的核心区箍筋应变状况,如图 5 所示;位移计及百分表测点布置(正反面对称),如图 6 所示;核心区钢筋应变片布置,如图 7 所示.

(1) 当加载位移幅值为 7.2 mm 时,试件 RCSJ 1-1 开始出现第 1 条斜裂缝,开裂荷载为 51.0 kN.随着位移幅值的增加,节点核心区斜裂缝数量不断增加,形成网状.在靠近柱边缘,形成竖向裂缝并逐渐发展.当位移为 18.0 mm 时,核心区出现响声,竖向裂缝从上到下贯通整个核心区,极限荷载为 87.0 kN,并在位移幅值为 24.0 mm 的第 2 个循环出现脱落现象,如图 4(a) 所示.

(2) 当加载位移幅值为 9.0 mm 时,试件 RCSJ 1-2 开始出现第 1 条斜裂缝,开裂荷载为 62.5 kN.随着位移幅值的增加,节点核心区斜裂缝数量不断增加,形成网状.在靠近柱边缘,形成竖向裂缝并逐渐发展.竖向裂缝从上到下贯通整个核心区,极限荷载为 87.0 kN,并在位移幅值为 36.0 mm 的第 2 个循环出现脱落现象,如图 4(b) 所示.

(3) 当加载位移幅值为 3.6 mm 时,试件 RCSJ 2-1 开始出现第 1 条裂缝,开裂荷载为 34.0 kN.随着位移幅值的增加,裂缝充分发展,在核心区形成 X 形状.当位移幅值为 60.0 mm 时,核心区箍筋屈服,屈

服荷载为 145.0 kN.当位移幅值为 90.0 mm 时,核心区混凝土鼓出,并在第 2 循环出现了脱落,如图 4 (c) 所示.



(a) RCSJ1-1 (b) RCSJ1-2 (c) RCSJ2-1 (d) RCSJ2-2 (e) RCSJ3-1 (f) RCSJ3-2 (g) RCSJ4-1 (h) RCSJ4-2

图 4 试件的破坏形态

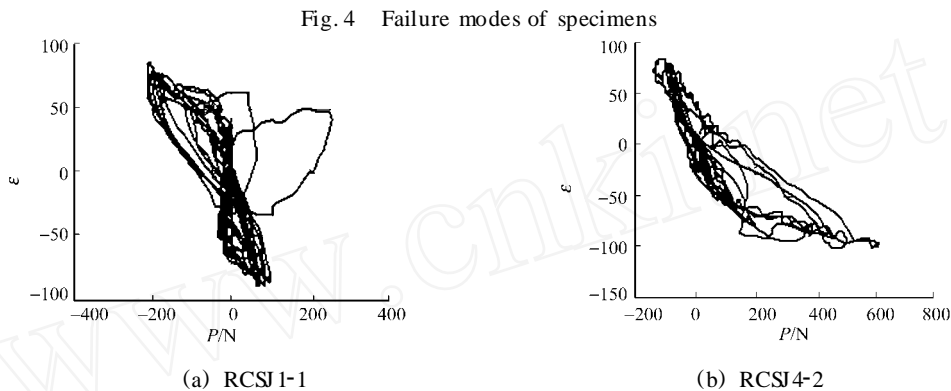


图 5 核心区箍筋应变状况

(4) 当加载位移幅值为 3.6 mm 时,试件 RCSJ2-2 出现第 1 条裂缝,开裂荷载为 35.0 kN.随着位移幅值的增加,裂缝充分发展,在核心区形成 X 形状.当位移幅值为 60.0 mm 时,核心区箍筋屈服,核心区混凝土开始鼓出,极限荷载为 168.0 kN,并开始循环加载.在位移幅值为 90.0 mm 时,核心区混凝土大范围脱落,如图 4 (d) 所示.

(5) 在加载位移幅值为 18.0 mm 时,试件 RCSJ3-1 出现初始裂缝,开裂荷载为 73.0 kN.随着位移幅值的增加,裂缝充分发展,在核心区形成 X 形状.当位移幅值为 60 mm 时,螺杆断,荷载为 108.0 kN,如图 4 (e) 所示.

(6) 在加载位移幅值 18.0 mm 时,试件 RCSJ3-2 出现初始裂缝,开裂荷载为 90.0 kN.随着位移幅值的增加,裂缝充分发展,在核心区形成 X 形状.当位移幅值为 36.0 mm 时,螺杆断,极限荷载为 98.0 kN,如图 4 (f) 所示.

(7) 当加载位移幅值为 18.0 mm 时,试件 RCSJ4-1 开始出现第 1 条斜裂缝,开裂荷载为 88.0 kN.随着加载位移幅值的增加,节点核心区斜裂缝数量不断增加,形成网状.在靠近柱边缘,形成竖向裂缝并逐渐发展.竖向裂缝从上到下贯通整个核心区,极限荷载为 91.0 kN,并在位移幅值为 30.0 mm 时,钢梁屈服,如图 4 (g) 所示.

(8) 当加载位移幅值为 18.0 mm 时,试件 RCSJ4-2 开始出现第 1 条斜裂缝,开裂荷载为 90.0 kN.随着加载位移幅值的增加,节点核心区斜裂缝数量不断增加,形成网状.在靠近柱边缘,形成竖向裂缝并逐渐发展.竖向裂缝从上到下贯通整个核心区,极限荷载为 93.0 kN,并在位移幅值为 36.0 mm 时,钢

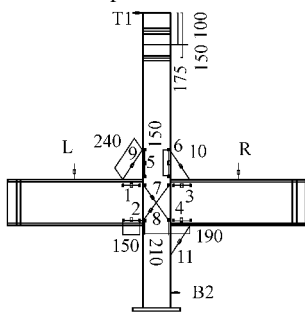


图 6 测点布置图

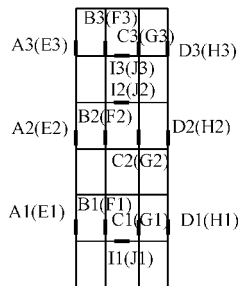


图 7 核心区钢筋应变片布置

Fig. 6 Test point arrangement      Fig. 7 The arrangement of steel strain gauge in core area

梁屈服,如图 4(h) 所示.

2 节点极限抗剪承载力设计值的计算方法

2.1 剪切设计值的计算值与实验值的对比

根据文[9]计算左、右梁所能承受极限正弯矩,分别为  $M_L, M_R$ ,如图 8 所示.对节点中心取矩,可得

$$V = (M_L + M_R - N \times ) / (L_2 + L_3).$$
 (1)

在实验中,柱底反力  $N = P$ ;计算梁端反力时,忽略柱和梁的轴向变形,  $R_1, R_2$  为梁端反力实测值.实验中测得的试件的最大水平承载力 ( $V_t$ ),以及按式(1)计算的最大水平承载力 ( $V_c$ ),如表 1 所示.

由表 1 可知,蜂窝梁贯通型节点的剪切设计值较实验值小 25 % 左右,外伸式端板螺栓节点的剪切设计值较实验值小 16 % 左右,平齐式端板螺栓节点的剪切设计值较实验值小 14 % 左右.比较可知,规范的剪力设计值式中,  $V$  乘以大于 1 的系数是合理的.

2.2 抗剪承载力计算值与实验值的对比

焊接环式箍筋柱节点的极限抗剪承载力,主要是根据塑性极限分析,并考虑了混凝土、焊接环式箍筋、不同连接形式的约束作用、轴力等因素的影响.根据模拟核心区试件的抗剪实验<sup>[10]</sup>,节点抗剪力为

$$V_u = kb_j h_j f_{ck} + tN.$$
 (2)

式(2)中,  $b_j, h_j$  为节点宽度和高度;  $N$  为柱子轴力;  $k, t$  分别考虑了不同节点情况的约束因素(对于 RCSJ 1-1 和 RCSJ 1-2,  $k = 0.05, t = 0.02$ ;对于 RCSJ 2-1 和 RCSJ 2-2,  $k = 0.03, t = 0.04$ ;对于 RCSJ 3-1 和 RCSJ 3-2,  $k = 0.03, t = 0.02$ ;对于 RCSJ 4-1 和 RCSJ 4-2,  $k = 0.04, t = 0.02$ );  $f_{ck}$  为约束混凝土强度.根据文[10],箍筋对核心混凝土的约束应力  $\sigma_2 = \frac{1}{2} n_s t f_c$ . 其中,折减系数  $n, s$  分别为考虑箍筋的水平约束长度或箍筋围住的纵筋数量  $n$ ,以及箍筋间距  $s$  的影响.即  $n = 1 - \frac{8}{3n}, s = 1 - \frac{s}{2b_0}$ . 当  $\sigma_2 \geq 0.05 f_c$  时,  $f_{c,c} = (1 + 5 \sigma_2) f_c$ ;而当  $\sigma_2 < 0.05 f_c$  时,  $f_{c,c} = (1.125 + 2.5 \sigma_2) f_c$ .

试验中对试件的节点核心区所施加的剪力,以及按式(2)计算的试件节点核心区的抗剪承载力,如表 1 所示.由表 1 可知,对于试件 RCSJ 3-1 和 RCSJ 3-2,抗剪承载力计算值较实验值小,这是合理的.

表 1 承载力计算值与实验值对比

Tab. 1 Comparison between the calculation results and the test results

试件	水平承载力			抗剪承载力		
	$V_t / \text{kN}$	$V_c / \text{kN}$	$V_c \cdot V_t^{-1}$	$V_t / \text{kN}$	$V_c / \text{kN}$	$V_c \cdot V_t^{-1}$
RCSJ 1-1	88.6	66.5	0.75	87.8	82.1	0.94
RCSJ 1-2	87.9	65.9	0.75	87.1	82.6	0.95
RCSJ 2-1	145.1	124.0	0.85	156.7	147.5	0.94
RCSJ 2-2	172.6	142.7	0.83	192.7	163.3	0.85
RCSJ 3-1	110.6	95.9	0.90	134.8	147.2	1.09
RCSJ 3-2	92.1	74.4	0.81	92.5	146.8	1.59
RCSJ 4-1	93.7	73.4	0.78	91.6	86.8	0.95
RCSJ 4-2	93.8	70.6	0.75	90.6	85.8	0.95

在实验中,试件发生的是螺栓断开破坏,并非节点核心区的剪切破坏,故试件核心区实际受剪承载力值比实验值还要大.其余试件,按式(2)计算的抗剪承载力较实验值大,这也是合理的.因为试件发生的都是节点核心区剪切破坏,故节点核心区实际受剪承载力值比实验所测值要小.

3 结论

通过试验和计算结果的研究,可以得出以下 4 点主要结论.

(1) 试件 RCSJ 1-1, RCSJ 1-2 和 RCSJ 4-1, RCSJ 4-2 采取相同的节点形式(蜂窝梁贯通型).由于实

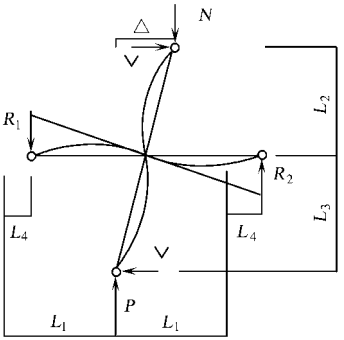


图 8 柱顶水平力计算简图

Fig. 8 The diagram of lateral force calculation of column top

验条件和技术的限制,做 RCSJ 1-1, RCSJ 1-2 试件时,节点核心区没有加箍筋;而做 RCSJ 4-1, RCSJ 4-2 试件时,核心区加 6 道箍筋。另外,将蜂窝梁在核心区和纵筋焊接,没有出现 RCSJ 1-1, RCSJ 1-2 试验中的蜂窝梁在核心区转动的情况。因此, RCSJ 4-1, RCSJ 4-2 的承载能力较 RCSJ 1-1, RCSJ 1-2 有所提高。

(2) 试件 RCSJ 2-1 与 RCSJ 2-2 采用外伸式端板连接方式,此类构件拥有很高的承载能力。但是,端板使核心区混凝土局部受压,使得节点核心区过早开裂,且混凝土破坏严重。

(3) 试件 RCSJ 3-1 与 RCSJ 3-2 采用平齐式端板连接方式,此类构件核心区混凝土破坏不严重,基本还处于弹性阶段。但是,由于连接钢梁螺杆采用对接焊缝的形式,导致螺杆突然被拉断,所以计算承载力会比实际的承载力大。

(4) 节点抗剪承载力公式的适用性,还有待于更多的试验验证,以便为完善这种形式的节点设计提供相应的参考依据。

#### 参考文献:

- [1] GRIFFIS L G. Composite frame construction[M]. DOWLING P J, et al. Construction Steel Design: An International Guide. New York: Elsevier, 1992.
- [2] 李春宝,黄祖波. 钢梁-钢筋混凝土柱节点在国内外的应用研究状况[J]. 森林工程, 2006, 22(4): 49-51.
- [3] SHIEKH T M, DEIERLEIN G G. Beam-column moment connection for composite frames ( ) [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(11): 2858-2875.
- [4] 陈忠汉. 钢-砼组合结构的试验研究[J]. 苏州城建环保学院学报, 1995, 8(1): 1-10.
- [5] PARK R, PAULAY T. Reinforced concrete structures[M]. New York: Wiley & Sons, 1975.
- [6] CHAN W L. The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced framework[J]. Magazine of Concrete Research, 1975, 7(21): 121-132.
- [7] 林大炎,王传志. 矩形箍筋约束的混凝土应力-应变全曲线性能研究[R]. 北京:清华大学, 1980.
- [8] 张秀琴,过镇海,王传志. 矩形混凝土在反复荷载作用下应力-应变全曲线试验研究[R]. 北京:清华大学, 1982.
- [9] 马宏伟. 组合梁与连续复合螺旋箍筋混凝土柱节点研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2003.
- [10] 过镇海,时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京:清华大学出版社, 2003.

## Study on the Shear Performance of Castellated Beam-Welding Ring Stirrup Column Joint

YAN Jun, LI Sheng-cai, SONG Mei-jie

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China)

**Abstract:** A series of specimens, including 4 pass-through connection joints, 2 extended end-plate connection joints, 2 end-plate connection joints under low-cycle cyclic load are tested in order to investigate the failure characteristic and seismic performance. The performance of the specimens under shear force are analyzed according to the test results. The calculation formulas for the shear force capacity of the 4 group specimens is presented, which Consider concrete strength, welding ring stirrups, the restriction effect of different connection forms and axial force. Though there is certain errors between the theory analysis and the test results, the theory formulas is worth for reference value as a whole, and would guide the practical design.

**Keywords:** welding ring stirrups column; welding castellated steel beam; joint; anti-shears and bearing force; calculation method

(责任编辑: 钱 筠 英文审校: 方德平)