

外伸式端板连接的蜂窝钢梁-复合焊接环式箍筋混凝土柱组合节点抗剪性能研究

马燕茹, 李升才

(华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021)

摘要:通过低周往复加载试验,研究了外伸式端板连接的蜂窝钢梁-复合焊接环式箍筋混凝土柱组合节点的抗剪性能,得到如下结论:由于焊接环式箍筋的约束,三向受压状态下节点域的混凝土抗剪能力比钢筋混凝土节点混凝土的抗剪能力显著提高;外伸式端板连接型蜂窝钢梁-混凝土柱组合节点高强螺栓预压力的存在,使得节点域的混凝土开裂较少,改善了节点域的抗剪性能。

关键词:外伸式端板连接;蜂窝钢梁;低周往复加载试验;焊接环式箍筋;抗剪性能

中图分类号:TU398.9 **文献标志码:**A **DOI:**10.3969/j.issn.2095-476X.2012.05.016

Study on shear behavior on honeycombed steel beam and welded compound-ring-hoop concrete column composite joint connected by extended end-plate

MA Yan-ru, LI Sheng-cai

(College of Civil Eng., Huaqiao Univ., Quanzhou 362021, China)

Abstract:The shear behaviour of honeycombed steel beam and welded compound-ring-hoop concrete column composite joint connected by extended end-plate through a low-frequency quasi-static cyclic loading experiment were investigated. The experimental results showed that because of the restriction effect of compound-ring-hoop, the shear capability of concrete in the joint region under three-directional pressure was significantly improved in contrast with the shear capability of concrete in the reinforced concrete joint region. Because of the pre-pressure of high-strength bolts, concrete cracks were fewer in the joint region and the shear behaviour of joint region was improved.

Key words: extended end-plate connection; honeycombed steel beam; low-frequency quasi-static cyclic loading experiment; welded compound-ring-hoop; shear behavior

0 引言

随着高层建筑的广泛应用,钢-混凝土组合结构这一形式得到了越来越多的重视.钢-混凝土组合结构又可以细分为钢管混凝土结构、型钢混凝土

结构、钢梁-混凝土柱结构^[1].蜂窝钢梁-焊接环式箍筋混凝土柱结构的优越性在于焊接环式箍筋约束了混凝土,不仅提高了混凝土的受压强度及塑性,而且提高了柱的强度及延性.与钢管混凝土结构相比,焊接环式箍筋混凝土柱的造价和用钢量远

收稿日期:2012-02-28

基金项目:国家自然科学基金项目(50948036);福建省科技计划重点项目(2012H0028)

作者简介:马燕茹(1988—),女,山东省德州市人,华侨大学硕士研究生,主要研究方向为结构抗震.

通信作者:李升才(1960—),男,辽宁省朝阳市人,华侨大学教授,主要研究方向为结构抗震.

比钢管混凝土小,且克服了钢管混凝土柱抗火性差和容易锈蚀的缺点.另外,焊接六边形孔蜂窝梁有刚度和承载力大、重量轻、用钢量少的优点.试验证明,该结构可以充分发挥钢材及混凝土2种材料的作用.对此,课题组曾做过4组不同连接形式的8个蜂窝钢梁-焊接环式箍筋混凝土柱组合节点的低周往复加载试验,8个节点分别是4个蜂窝梁贯通性节点、2个外伸式端板连接节点、2个平齐式端板连接节点.试验证明其中外伸式端板连接节点和平齐式端板连接节点是2种可取的组合节点形式^[2].在此基础上,本文拟通过试验研究外伸式端板螺栓连接型蜂窝钢梁-焊接环式箍筋混凝土柱组合节点的抗震性能、受力特点、传力机理及破坏形态.

1 试验

1.1 试件设计

对5个外伸式端板连接的试件进行低周反复荷载试验,研究该种连接形式下蜂窝钢梁-焊接环式箍筋混凝土柱节点的抗震性能.试件取自常规多跨多层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,如图1所示.

模型与原型的几何比例为1:2,梁反弯点之间距离为2.4 m,柱子反弯点之间的距离为1.8 m.其中RCSJ1为8个螺栓排成4行2列,螺栓直径为18 mm;RCSJ2为8个螺栓排成3行3列,螺栓直径为18 mm;RCSJ3为8个螺栓排成3行3列,螺栓直径为20 mm;RCSJ4为6个螺栓排成3行2列,螺栓直径为20 mm;RCSJ5为6个螺栓排成3行2列,螺栓直径为22 mm.试件的具体形式如图2所示.

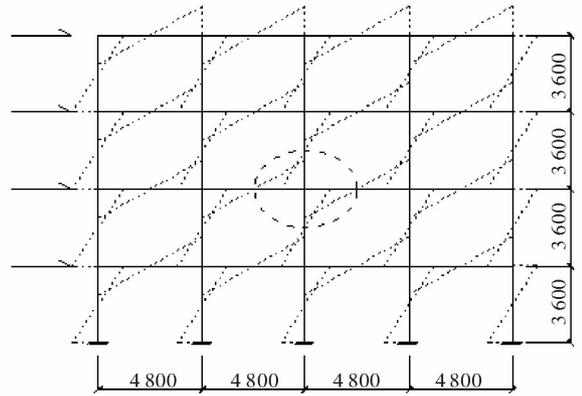
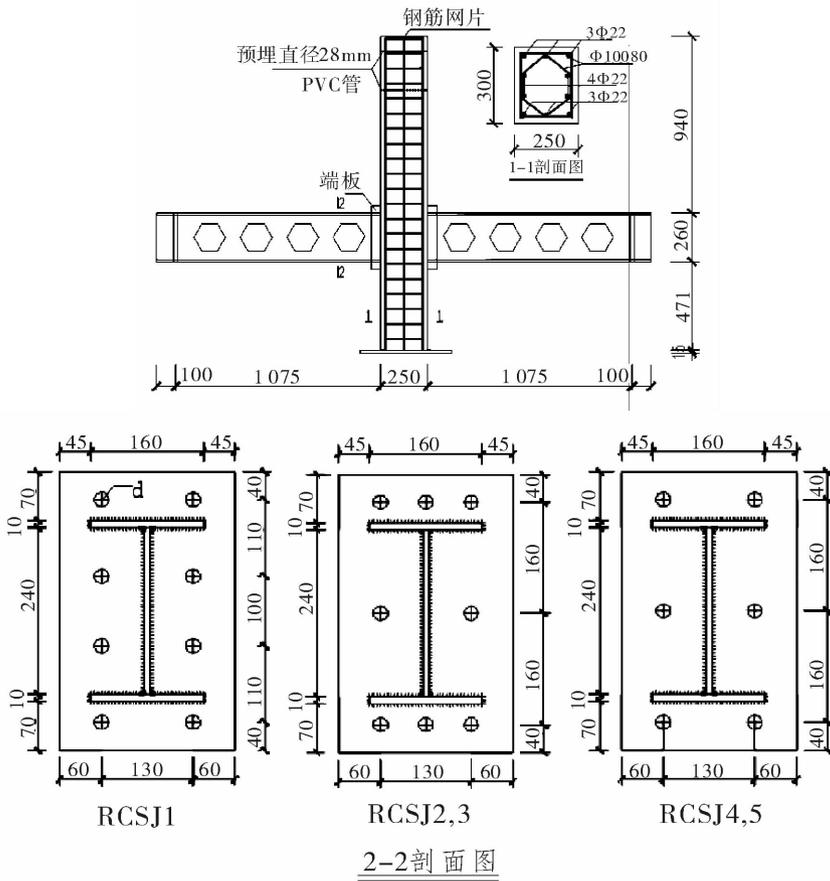


图1 梁柱组合体试件单元的截取/mm



2-2剖面图

图2 试件详图/mm

1.2 试验加载装置与加载制度

水平荷载采用的是柱端加载方式,由 MTS243—45/Flex Test GT 型 MTS 电液伺服作动器(双向最大出力为 500 kN,最大伸出位移为 500 mm)施加;竖向荷载由电动液压千斤顶(2 000 kN)通过电动超高压稳定油泵作用于柱顶,可以保证柱轴力恒定;千斤顶顶部设有低摩擦滑板,使水平加载时其与反力架接触处具有最小摩擦阻力;竖向千斤顶前端球铰允许柱顶与柱脚沿加载方向转动;梁端分别设有带上、下轴承的与台座连接的拉杆,形成可平行移动的机构;以此模拟了组合边界条件.加载过程采用位移控制.试验加载装置示意图见图 3.

根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)^[3],试验前预加 500 kN 预定轴向力.通过对柱身同一截面处纵筋应变的监测,判断此时是否为轴心受力状态,检查各仪器是否正常工作,如果不能正常工作,则需要不断调整,直到满足试验要求时才正式施加预定竖向荷载,然后再将试件通过梁端上下夹板与带轴承拉杆旋紧,以防止轴压力作用造成拉杆对梁端施加初始荷载.

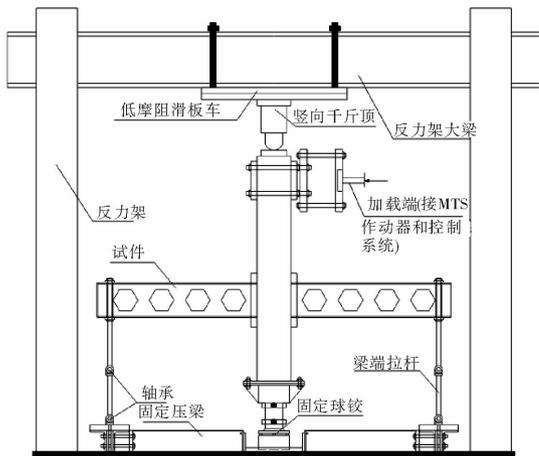


图 3 试验加载装置示意图

加载制度如图 4 所示,其中 Δ 为位移控制中的位移值, n 为循环次数.试件屈服前各位移幅值下循环 1 次,试件屈服后各位移幅值下循环 3 次,直至试件承载力降至最大荷载的 85%,停止加载.

该试验过程中主要对节点柱端荷载—位移滞回曲线、核心区混凝土变形等进行观测,采用电阻应变片,分别测量了纵筋、箍筋、钢梁顶部、钢梁腹板的应变.

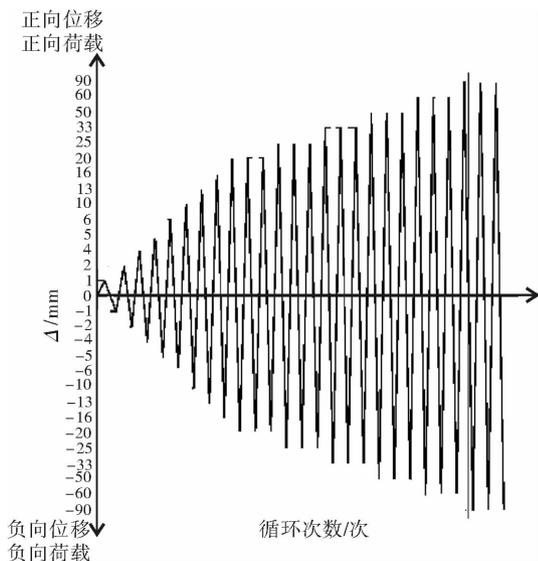


图 4 加载制度示意图

2 试验结果与分析

试件 RCSJ1—RCSJ5 及课题组做过的同种连接类型的另外 2 个编号为 RCSJ2—1, RCSJ2—2 的蜂窝钢梁—焊接环式箍筋约束混凝土柱的破坏形态描述如下.

1) RCSJ1. 当加载到极限荷载的 30% 左右时,节点核心区出现第 1 条斜裂缝.随着位移幅值的增加,出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝,并逐渐延伸成网状.核心区混凝土在钢梁端板附近只出现少量压碎裂缝.当位移幅值达到 33 mm 时,主要斜裂缝开始贯通.随后,裂缝变化情况为主裂缝增宽延伸,只出现少量新裂缝.在位移幅值为 50 mm 时,达到极限荷载 149 kN,在位移幅值为 50 mm 的第 2 个循环时,螺帽松动,试验结束.

2) RCSJ2. 当加载到极限荷载的 33% 左右时,节点核心区出现第 1 条斜裂缝.随着荷载幅值的增加,出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝,并形成网状,核心区混凝土在钢梁端板附近只出现少量压碎裂缝.当位移达到 25 mm 时,主要斜裂缝开始贯通;随后,裂缝变化情况为主裂缝增宽延伸,只出现少量新裂缝.当位移幅值达到 50 mm 时,达到极限荷载 177 kN,此后节点核心区混凝土裂缝宽度剧增,出现明显斜向剪切裂缝.当位移幅值为 90 mm 时,核心区混凝土鼓出,核心区正反面混凝土呈通裂状态,节点处箍筋屈服,混凝土保护层剥落,压碎带明显,钢梁端板附近受压区域混凝土部分被压碎.

3) RCSJ3. 当加载到极限荷载的 23% 左右时, 节点核心区出现第 1 条斜裂缝. 随着荷载的来回往复, 出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝, 核心区混凝土在钢梁端板附近只出现少量压碎裂缝. 当位移达到 25 mm 时, 主要斜裂缝开始贯通. 随后, 裂缝变化情况为主裂缝增宽延伸, 只出现少量新裂缝. 当位移达到 50 mm 时, 达到极限荷载 183 kN, 节点核心区混凝土裂缝宽度剧增, 出现明显斜向剪切裂缝, 在节点核心区还出现了部分混凝土压碎鼓出现象. 当位移幅值达到 90 mm 时, 核心区正反面混凝土呈通裂状态, 节点处箍筋屈服, 混凝土保护层剥落, 压碎带明显, 试件荷载明显下降, 刚度退化, 钢梁端板附近受压区域混凝土部分被压碎.

4) RCSJ4. 当加载到极限荷载的 33% 左右时, 节点核心区出现第 1 条斜裂缝. 随着位移幅值的增加, 出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝, 并形成网状. 当位移达到 33 mm 时, 主要斜裂缝开始贯通, 随后, 裂缝变化情况为主裂缝增宽延伸, 只出现少量新裂缝. 当位移达到 50 mm 时, 达到极限荷载 156 kN, 当位移幅值为 90 mm 时, 核心区正反面混凝土呈通裂状态, 节点处箍筋屈服, 混凝土保护层剥落, 压碎带明显, 试件荷载明显下降, 刚度退化, 钢梁端板附近受压区域混凝土部分被压碎.

5) RCSJ5. 当加载到极限荷载的 31% 左右时, 节点核心区出现第 1 条斜裂缝. 随着荷载幅值的增加, 出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝, 当位移达到 33 mm 时, 主要斜裂缝开始贯通; 随后, 裂缝变化情况为主裂缝增宽延伸, 只出现少量新裂缝. 当位移达到 50 mm 时, 达到极限荷载 144 kN, 当位移幅值达到 90 mm 时, 节点核心区形成贯通交叉主裂缝. 核心区正反面混凝土呈通裂状态, 节点处箍筋屈服, 混凝土保护层剥落, 压碎带明显, 试件荷载明显下降, 刚度退化, 钢梁端板附近受压区域混凝土部分被压碎.

RCSJ2—1. 当位移幅值达到 3.6 mm 时出现第 1 条裂缝, 开裂荷载为 34 kN. 随着位移幅值的增加, 出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝, 裂缝充分发展, 在核心区形成 X 状. 当位移幅值达到 60 mm 的时候, 核心区箍筋屈服, 屈服荷载为 145 kN. 当位移幅值达到 90 mm 的时候, 核心区混凝土鼓出并在第 2 循环时出现脱落^[4].

RCSJ2—2. 当位移幅值达到 3.6 mm 时出现第

1 条裂缝, 开裂荷载为 35 kN. 随着位移幅值的增加, 出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝, 裂缝充分发展, 在核心区形成 X 状. 当位移幅值达到 60 mm 的时候, 核心区箍筋屈服, 核心区混凝土开始鼓出, 极限荷载为 168 kN, 并开始循环加载. 在位移幅值为 90 mm 的时候, 核心区混凝土大范围脱落^[4].

3 节点核心区抗剪承载力计算值与试验值的对比

外伸式端板螺栓连接型蜂窝钢梁-焊接环式箍筋约束混凝土柱的梁柱节点中, 其抗剪承载力贡献主要由以下部分组成: 混凝土对抗剪的贡献; 节点域焊接环式箍筋对抗剪的贡献; 螺栓和端板约束对抗剪的贡献; 轴压比的影响. 由于焊接环式箍筋对混凝土具有约束作用, 因此混凝土承担的剪力比钢筋混凝土节点混凝土承担的剪力显著提高. 结合《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[5] 第 11.6.4 款, 并依据文献[6], 对于该连接形式的节点, 考虑混凝土抗剪影响系数并且修正了节点约束系数, 得到外伸式端板螺栓连接型蜂窝钢梁-焊接环式箍筋混凝土柱梁柱节点域的极限阶段节点剪力的实测值

$$V_j \leq 1.1 \eta'_j \gamma f_{cc} b_j h_j + 0.05 \eta'_j N \frac{b_j}{b_c} + \frac{f_{yv} A_{sv} (h_0 - \alpha'_s)}{s} \quad (1)$$

式中, s 为节点核心区箍筋间距/m; b_j 为节点核心区有效剪切宽度/m, 可以取 $0.5(b_b + b_c)$, b_b 和 b_c 分别为梁、柱截面宽度; h_j 为节点核心区有效剪切高度/m, 可取验算方向的柱截面高度; f_{yv} 为箍筋抗剪强度/kPa; A_{sv} 为同一截面内各肢箍筋的总截面面积/ m^2 ; h_0 为截面有效高度/m, 取 $h_0 = h_b - \alpha'_s$; h_b 为梁截面高度/m; α'_s 为受压区纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离/m; N 为对应于组合剪力设计值的上柱组合轴向压力较小值/kN, 其取值不应大于柱的截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的 50%, 当 N 为拉力时, 取 $N = 0$. 混凝土抗剪影响系数

$$\gamma = \frac{V_j - V_{sh}}{b_j h_j f_{cc}}$$

其中, V_{sh} 为节点域箍筋所承担的剪力计算值/kN. η'_j 为由于螺栓及外伸端板约束的抗剪能力增大系

数^[7],可表示为

$$\eta'_j = \eta_j \left[1 + \frac{n_b N_{bt}}{f_{cc} b_j h_j} \right] \quad (2)$$

其中, n_b 为节点域高强螺栓的个数; N_{bt} 为高强螺栓的预拉力/kN; η_j 取1.0; f_{cc} 为约束混凝土的强度/kPa,表示为

$$f_{cc} = \begin{cases} (1 + 5\sigma_2)f_c & \sigma_2 \leq 0.05f_c \\ (1.125 + 2.5\sigma_2)f_c & \sigma_2 \geq 0.05f_c \end{cases} \quad (3)$$

其中, σ_2 为箍筋对核心混凝土的约束应力/kPa, f_c 为混凝土的抗压强度/kPa,按下式计算^[6]:

$$\begin{cases} \sigma_2 = \frac{1}{2} \alpha_n \alpha_s \lambda_t f_c \\ \alpha_n = 1 - \frac{8}{3n} \\ \alpha_s = 1 - \frac{s}{2b_0} \\ \lambda_t = \mu_t \frac{f_{yt}}{f_c} \end{cases} \quad (4)$$

其中, n 为节点核心区箍筋围住的纵筋数量; λ_t 为矩形箍筋的约束指标, μ_t 为横向箍筋的体积配筋率, f_{yt} 为箍筋抗拉强度/kPa.

试验中对试件的节点核心区所施加的剪力,即梁端2个竖向链杆的垂直分力,以及按照式①计算的试件节点核心区的抗剪承载力值如表1所示.

表1 承载力计算值与试验值的对比

试件编号	抗剪承载力		
	V_j /kN	V_c /kN	$V_c \cdot V_j^{-1}$
RCSJ1	148.2	149.1	1.01
RCSJ2	151.6	164.1	1.08
RCSJ3	159.4	165.2	1.04
RCSJ4	140.4	149.6	1.07
RCSJ5	136.1	147.2	1.08
RCSJ2—1	133.7	147.5	1.10
RCSJ2—1	149.1	163.3	1.09

注: V_j 为抗剪承载力计算值; V_c 为低周往复试验下抗剪承载力试验值.

由表1可知,经由试验数据计算出来的抗剪承载力和由公式计算出来的抗剪承载力吻合度很高,并且由于该抗剪承载力计算值没有考虑往复动力荷载对构件承载力的贡献,所以计算值小于试验值是正确的,该试验证实了公式①的实用性,可用于指导工程设计.

4 结论

本文通过试验研究外伸式端板螺栓连接型蜂窝钢梁-焊接环式箍筋混凝土柱组合节点的抗震性能、受力特点、传力机理及破坏形态,得出了如下结论:

1)由于焊接环式箍筋的约束,三向受压状态下节点域的混凝土抗剪能力比钢筋混凝土节点混凝土的抗剪能力显著提高.

2)外伸式端板连接型蜂窝钢梁-混凝土柱组合节点高强螺栓预压力的存在,使得节点域的混凝土开裂较少,改善了节点域的抗剪性能.

3)本文验证的节点核心区受剪承载力公式可供工程实际参考.

参考文献:

- [1] 马宏伟.组合梁与连续复合螺旋箍混凝土柱节点研究[D].西安:西安建筑科技大学,2003.
- [2] 颜军,张德生,李升才,等.端板螺栓连接混凝土柱-蜂窝钢梁节点延性及耗能研究[J].嘉应学院学报:自然科学版,2010,28(11):39.
- [3] JGJ 101—96,建筑抗震试验方法规程[S].
- [4] 颜军.蜂窝钢梁-焊接环式箍筋柱节点抗震性能研究[D].泉州:华侨大学,2009.
- [5] GB 50010—2010,混凝土结构设计规范[S].
- [6] 李升才,颜军.蜂窝钢梁-焊接环式箍筋砌柱节点抗震受剪承载力[J].工程抗震与加固改造,2009,12(6):42.
- [7] 李贤,肖岩,毛炜烽,等.钢筋混凝土柱-钢梁节点的抗震性能研究[J].湖南大学学报:自然科学版,2007,34(2):1.