

文章编号: 1000-4750(2014)10-0085-07

复合墙板与钢框架的连接节点抗震试验研究

侯和涛¹, 周 健¹, 臧海涛², 李晶晶¹, 刘海宁¹, 吕忠珑³, 王锡平¹

(1. 山东大学土建与水利学院, 济南 250061; 2. 山东中建房地产开发有限公司, 济南 250014;

3. 青岛龙湖置业拓展有限公司, 青岛 266108)

摘 要: 带复合墙板钢框架结构体系在钢结构住宅中得到了广泛的应用, 墙板与钢框架的连接节点对这种结构体系抗震性能有重要的影响。为研究连接节点的受力机理及破坏模式, 对五榀带复合墙板钢框架结构试件进行水平反复荷载作用下的试验研究, 系统对比连接节点骨架曲线与整体结构骨架曲线, 分析墙板、节点预埋件、钢丝、混凝土的应力-应变曲线。试验结果表明: 该节点有良好的承载力并能实现墙板与钢框架安全有效的连接, 预埋件保证了钢框架与墙板之间的协同作用, 斜向交叉钢板的设置提高了整体框架以及节点的极限承载力, 改善了墙板与钢框架的协同作用。

关键词: 复合墙板; 钢框架; 连接节点; 抗震性能; 应力-应变

中图分类号: TU317⁺.1 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.04.0329

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC TEST OF CONNECTIONS OF STEEL FRAMES AND SANDWICH COMPOSITE PANELS

HOU He-tao¹, ZHOU Jian¹, ZANG Hai-tao², LI Jing-jing¹, LIU Hai-ning¹, LÜ Zhong-long³, WANG Xi-ping¹

(1. School of Civil Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China; 2. Shandong Zhongjian Real Estate Development CO LTD, Jinan 250014, China

3. Qingdao Longhu Real Estate Development CO. LTD, Qingdao 266108, China)

Abstract: Steel frame structures with sandwich composite panels (SCPs) have been widely applied in engineering practice. Connections between the steel frames and SCPs impose significant influence on the seismic behavior of the entire structure system. To investigate the failure modes and force mechanisms of the connections, five one-bay steel frames with SCPs were tested under cyclic loads. The skeleton curves of the connections and the entire structure were compared in order to analysis the stress strain curves of panels, embedded parts, steel wire and concrete. Results show that the connections have sufficient bearing capacity and provide effective connection to the steel frames and panels; the embedded parts ensure the synergy between the steel frames and panels, and the oblique cross steel plates improve the ultimate bearing capacity of the entire frame and the connections and the synergy between the steel frames and panels. This study lays a solid foundation for the engineering application of structure systems of this kind.

Key words: sandwich composite panels; steel frames; joint connection; seismic performance; stress-strain

收稿日期: 2013-04-15; 修改日期: 2014-01-17

基金项目: 山东省自然科学基金项目(ZR2011EEM023); 山东省研究生教育创新计划项目(SDYC11006)

通讯作者: 周 健(1989—), 男, 山东人, 硕士生, 主要从事钢结构抗震研究(E-mail: xiaobin_00@126.com).

作者简介: 侯和涛(1970—), 男, 山东人, 副教授, 博士, 硕导, 主要从事钢结构住宅产业化的研究(E-mail: houhetao@sdu.edu.cn);

臧海涛(1987—), 男, 山东人, 硕士, 主要从事钢结构节点抗震研究(E-mail: zanghaitaoabc@163.com);

李晶晶(1989—), 女, 河北人, 硕士生, 主要从事复合墙板热工性能研究(E-mail: dreamjing3@163.com);

刘海宁(1987—), 女, 山东人, 硕士生, 主要从事组合梁的研究(E-mail: 785208361@qq.com);

吕忠珑(1988—), 男, 辽宁人, 硕士, 主要从事建筑工业化研究(E-mail: zhonglonglv@163.com);

王锡平(1955—), 男, 山东人, 副教授, 硕士, 主要从事震动理论及应用(E-mail: wxp@sdu.edu.cn).

复合墙板是由两层钢丝混凝土面板中间夹以保温层组成,由钢丝桁架连接上下两层面板,具有良好的保温性能和耐久性,在钢框架结构体系中得到广泛的应用^[1]。复合墙板与钢框架的连接节点是带墙板钢框架结构设计的关键因素,以保证墙板在地震中不破坏。文献指出墙板的破坏主要集中在与钢框架连接的预埋件处,连接件的可靠是确保墙板与钢框架协同工作的重要前提^[2-4]。国内学者研究表明,节点连接方式的强度、刚度对结构整体性能有影响^[5-7]。为研究钢丝桁架混凝土复合墙板连接节点的受力机理及破坏模式,本文对五榀单层单跨带复合墙板钢框架结构试件进行了水平往复荷载作用下的试验研究。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验设计 5 个单层单跨带复合墙板钢框架结构,其中 FP1 为纯钢框架结构。试件参数如表 1。

表 1 试验试件参数

Table 1 Properties of specimens

试件	连接关系	墙板类型	墙板混凝土
FP1	—	—	—
FP2	柱连接	复合墙板	普通混凝土
FP3	梁柱连接	复合墙板	普通混凝土
FP4	梁柱连接	复合墙板	陶粒混凝土
FP5	梁柱连接	复合墙板(带斜向交叉钢板)	普通混凝土

试验所用钢材均为 Q235B, 框架柱为 HW150×150×7×10, 框架梁为 HN150×75×5×7。复合墙板保温层采用 30mm 厚 XPS 挤塑板, 钢丝桁架采用直径为 $\Phi 3$ 的冷拔钢丝; 复合墙板厚度为 100mm, 两侧混凝土层厚各为 35mm。钢框架柱柱脚为刚性柱脚。框架梁柱连接采用端板连接, 如图 1; 墙板与钢框架通过连接钢板连接, 内置预埋件和安装如图 2; 墙板与柱连接、与梁柱连接、带斜向交叉钢板带支撑的结构试件分别如图 3、图 4 和图 5。

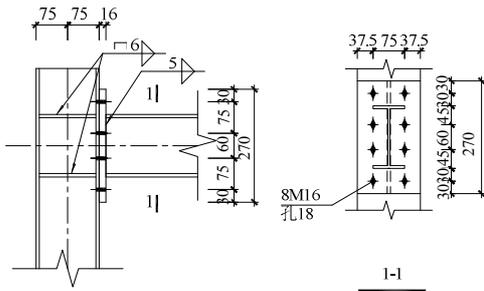


图 1 梁柱连接示意图 /mm

Fig.1 Beam-column connections

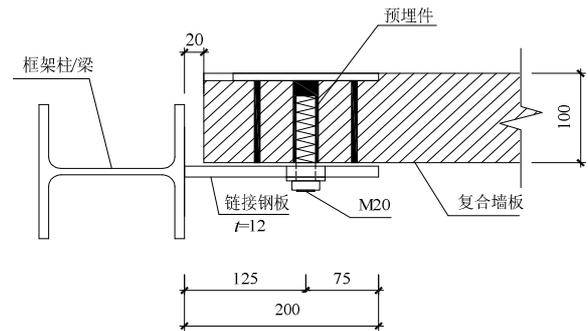


图 2 钢框架与墙板连接示意图 /mm

Fig.2 Connections between steel frames and SCPs

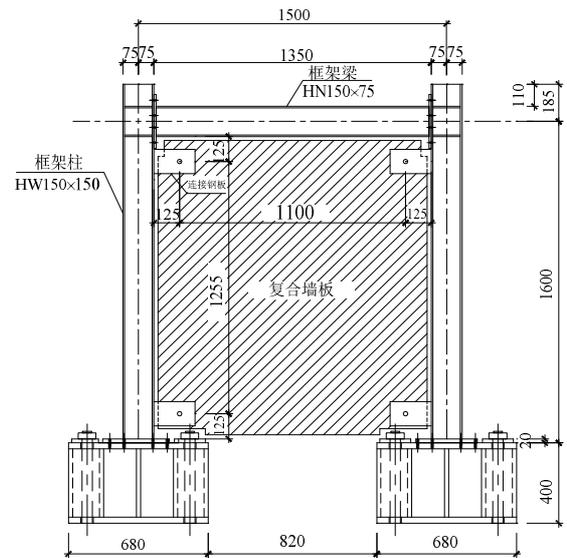


图 3 试件 FP2 柱连接示意图 /mm

Fig.3 FP2 with column-connections

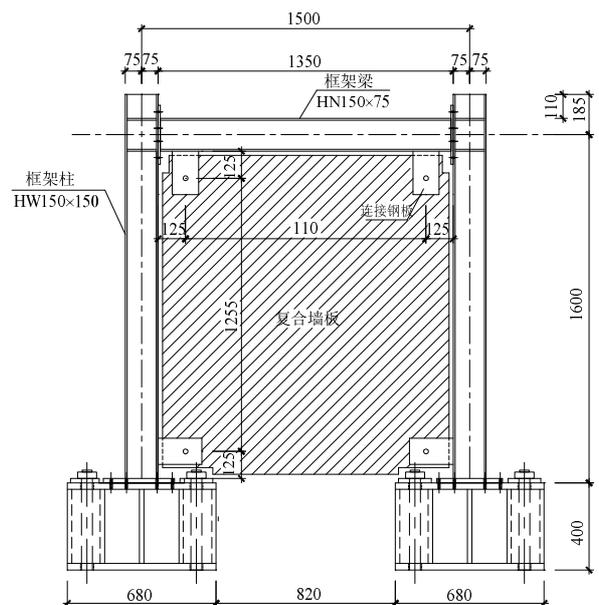


图 4 试件 FP3 梁柱连接示意图 /mm

Fig.4 FP3 with beam-column connections

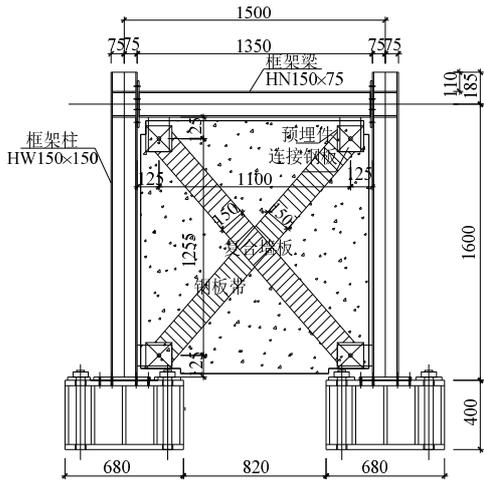


图5 试件 FP5 带斜向交叉钢板梁柱连接示意图 /mm
Fig.5 FP5 with oblique cross steel plate

1.2 材性试验

材性试验严格按照材性试验规程^[8-10]进行,在山东大学结构试验室完成,试验结果如表 2 和表 3 所示。

表 2 钢材材性试验结果

Table 2 Test results of steel materials

试件厚度/mm	弹性模量/($\times 10^5$ N/mm ²)	屈服强度/MPa	极限强度/MPa
5	1.98	272.3	370.2
7	1.88	290.4	396.3
10	1.84	302.0	414.6
12	1.90	299.8	409.3

表 3 混凝土材性试验结果

Table 3 Test results of concrete materials

试样名称	弹性模量/ ($\times 10^4$ N/mm ²)	密度/ (kg/m ³)	立方体抗压强度/ (N/mm ²)
普通混凝土	3.93	2413.8	32.0
陶粒混凝土	2.43	2038.5	51.5

1.3 试验装置及测点布置

拟静力试验在山东交通学院结构大厅进行,通过美国 MTS 公司的液压伺服作动器施加水平反复荷载。在加载端位置处梁两侧设置 4 根纵向 $\Phi 30$ 粗钢筋以防止钢框架试件发生平面外失稳,试件安装图如图 6 所示。



图 6 试件安装图

Fig.6 The specimen installation

墙板内部钢丝上应变片布置和墙板表面应变片布置分别如图 7、图 8 所示。

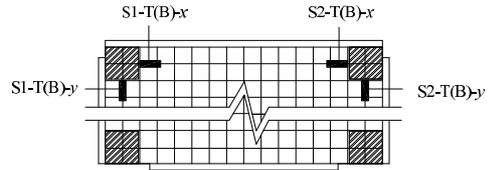


图 7 上(下)层钢丝应变片布置示意图

Fig.7 Strain gauges of top (bottom) steel wire

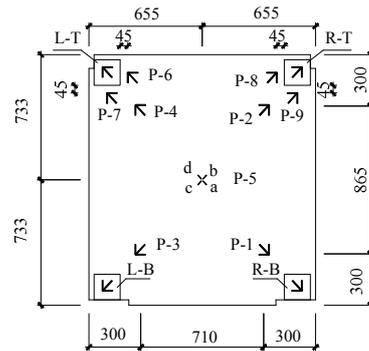


图 8 复合墙板上的应变片布置

Fig.8 Strain gauges on panel

1.4 加载制度

试验采取位移控制加载方案。在试验正式加载之前,首先进行预加载,预加载完成后进行正式加载。通过 MTS 液压伺服作动器对试件施加水平方向的低周往复荷载,采用慢速连续加载方法,速率是 0.5mm/s。根据美国 ATC-24(1992),以位移增量控制加载,以结构屈服位移 Δ_y 为控制位移(Δ_y 定义为:取加载荷载 $0.7P_{max}$ 对应的加载位移为屈服位移 Δ_y , P_{max} 为假定的试件极限荷载取值)。试件屈服前,分别以 $0.25\Delta_y$ 、 $0.5\Delta_y$ 、 $0.7\Delta_y$ 为级差控制加载,每级循环 2 次;试件达到屈服后,采用 $1\Delta_y$ 、 $1.5\Delta_y$ 、 $2.0\Delta_y$ 、 $3.0\Delta_y$ 、 $5.0\Delta_y$...进行加载,前面 3 级循环 3 次,其余每级循环 2 次,加载程序见图 9。根据有限元模拟分析结果,结构屈服位移 Δ_y 取 12mm。

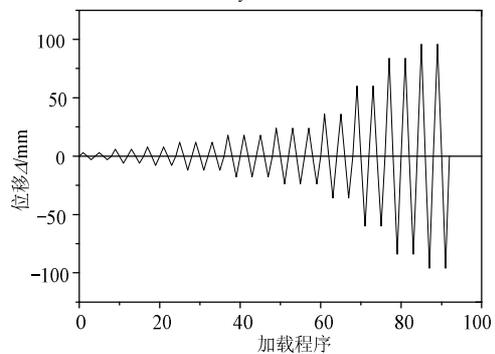


图 9 位移加载程序图

Fig.9 Loading procedures

当发生下列现象之一时即停止加载，认为试件已经达到破坏状态：1) 螺栓被剪断；2) 梁端出现变形或转角过大；3) 梁、柱发生严重的局部屈曲；4) 墙板局部混凝土压碎；5) 墙板表面出现严重的裂缝并且贯穿整个墙板。

2 试验现象及结果分析

试验现象如表4所示，节点的破坏模式如图10所示。

表 4 节点试验现象

Table 4 Experiment phenomena of connections

试件	试验现象
FP2	0.25 Δ_y 时右下角混凝土首先出现微裂缝，并伴有滑移响声；1 Δ_y 时裂缝扩展并延伸至背面，左上角和右上角也有裂缝出现并加深加宽；在 2 Δ_y 时左上角出现混凝土剥落现象；3 Δ_y 时混凝土持续剥落，不断有新裂缝产生；5 Δ_y 时角部节点处的混凝土大面积开裂和剥落。
FP3	0.25 Δ_y 时右上角出现垂直对角线方向的细微裂缝，并伴有滑移声；0.5 Δ_y 时裂缝扩展并延伸至背面，左下角出现裂缝；1.5 Δ_y 时右上角裂缝加宽混凝土开始剥落；3 Δ_y 时左下角混凝土剥落严重；5 Δ_y 时预埋件与混凝土剥离严重。
FP4	0.25 Δ_y 时左下角出现微裂缝并延伸到背面，多次出现滑移响声；0.5 Δ_y 时左下角处裂缝加宽，同时右上角顶部混凝土起皮；1.5 Δ_y 时角部出现新裂缝并开始向背面延伸；2 Δ_y 时频繁出现滑移响声，左下角混凝土开始剥落；3 Δ_y 时右下角预埋件底板与混凝土脱离，混凝土严重剥落。
FP5	0.25 Δ_y 时交叉支撑钢板与混凝土之间沿边缘产生裂缝，右上角预埋件背部产生微裂缝；0.5 Δ_y 时左上角与右下角产生微裂缝，并频繁出现摩擦响声；1.5 Δ_y 时右下背面产生裂缝，并伴随有连续的响声；2 Δ_y 时左上角裂缝加宽，右下角裂缝延伸至板背面；3 Δ_y 角部混凝土严重开裂并延伸至背面，伴有混凝土剥落；5 Δ_y 时角部混凝土剥落严重。

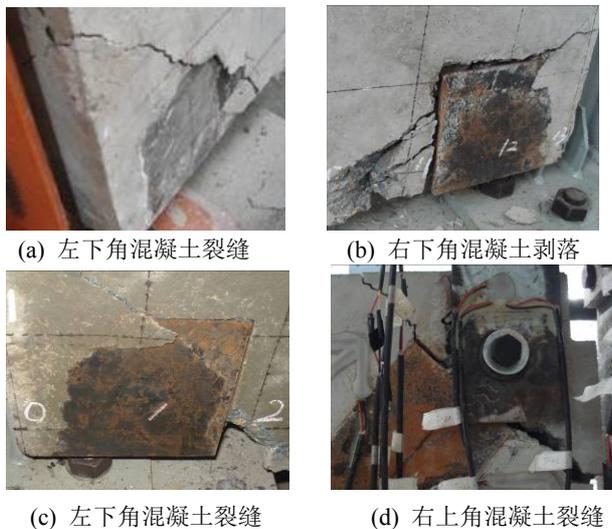
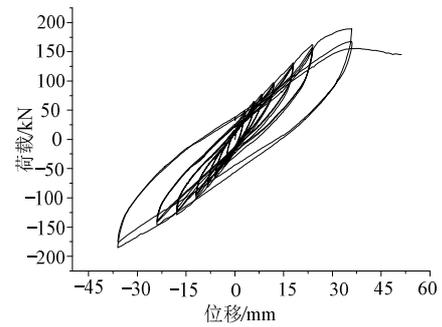


图 10 节点破坏模式

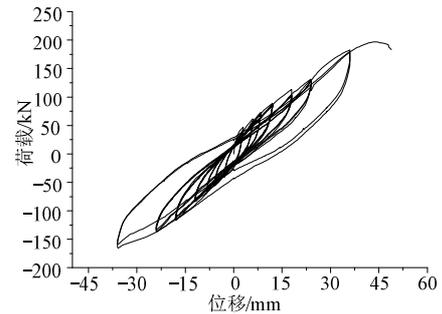
Fig.10 The failure modes of connections

2.1 滞回曲线分析

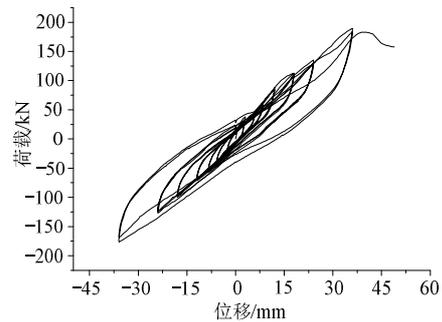
各试件的滞回曲线如图 11 所示。



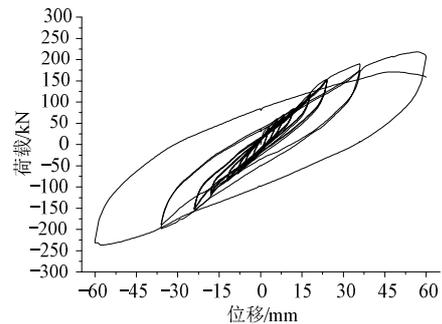
(a) 试件FP2



(b) 试件FP3



(c) 试件FP4



(d) 试件FP5

图 11 试件滞回曲线

Fig.11 Hysteretic curves of specimens

由图11可知，随着加载位移的增大，残余变形和滞回面积开始增大，滞回环呈现梭形，说明结构开始吸收能量，通过连接节点的摩擦、墙板裂缝的增加及扩展将能量耗散；各试件的滞回环随着位移

的增加变得更加饱满，结构的耗能增加，且残余变形较大。从各试件的滞回曲线中可看出，在整个加载过程中，结构的刚度随着位移的增大逐渐降低，出现退化现象。

在加载过程中，滞回环中部均有一定的捏拢现象，表明结构存在内部剪切滑移，这种剪切滑移主要出现在墙板与钢框架的连接处，滑移的存在减缓了结构的破坏，利于结构的抗震。与其他试件相比，FP2 捏拢现象不明显，表明柱连接方式对墙板的约束较强，抗侧刚度较大；试件 FP4 的滞回曲线不如 FP3 的饱满，表明陶粒混凝土墙板的耗能能力不及普通混凝土墙板；试件 FP5 有更强的抗侧承载能力，滞回环也比其他试件的多且饱满，表明带交叉钢板支撑的墙板具有更好的抗侧刚度和极限承载力。

2.2 骨架曲线分析

取荷载-位移曲线各级第一循环的峰值点连接起来的包络线作为整体结构的骨架曲线，FP2、FP3、FP4、FP5 带墙板钢框架的骨架曲线减去 FP1 纯钢框架的骨架曲线作为四个节点的荷载-位移曲线，再除以 2 作为上部 2 个节点的荷载-位移曲线。整体骨架曲线与墙板上部 2 个节点的荷载-位移曲线分别如图 12、图 13 所示。

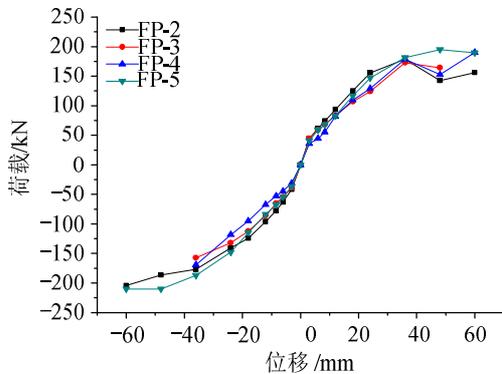


图 12 整体骨架曲线对比

Fig.12 The skeleton curves of specimens

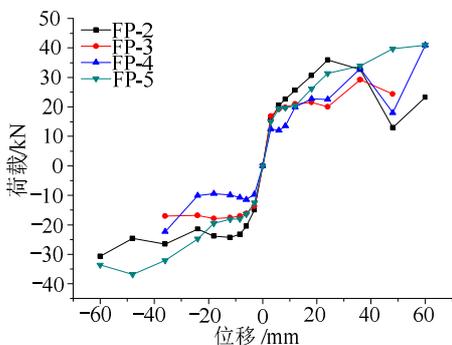


图 13 节点骨架曲线对比

Fig.13 The skeleton curves of connections

表 5 给出了正向加载的骨架曲线特征点。

表 5 荷载-位移骨架曲线的特征点

Table 5 The feature points of load-displacement skeleton curves

试件	屈服点		极限点		极限承载力差值 FP _i - FP ₃ FP ₃ (i=2、4、5)/(%)
	Δ_y /mm	P_y /kN	Δ_{max} /mm	P_{max} /kN	
	整体				
FP2	12.1	93.2	36	178.6	3.4
FP3	11.5	80.9	36	172.7	—
FP4	14.8	94.3	36	178.7	3.5
FP5	14.4	96.9	48	194.8	12.8
节点					
FP2	6.8	21.3	24	35.9	66.2
FP3	4.0	17.7	18	21.6	—
FP4	5.4	13	18	22.7	5.1
FP5	8.2	19.7	60	41.0	89.8

从图 12、图 13 和表 5 可知，墙板与柱连接及与梁柱连接对结构整体的极限承载力影响较小，高约 3.4%，但对节点的极限承载力影响较大，高约 66.2%；陶粒混凝土与普通混凝土相比，对整体和节点的极限承载力分别提高 3.5%和 5.1%；斜向交叉钢板的增加对整体和节点极限承载力有明显的提高，分别提高约 12.8%和 89.8%。说明斜向钢板带的增加能有效地将钢框架所承担的水平力传递给复合墙板，使两者协同作用，充分发挥了节点的承载力。

2.3 延性分析

本文采用位移延性系数 μ_y 来分析结构的延性，定义为结构整体极限荷载对应位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 之比，即 $\mu_y = \Delta_u / \Delta_y$ 。表 6 为各试件的特征点及其位移延性系数。

表 6 特征点和位移延性系数

Table 6 The feature points and ductility coefficients

试件	屈服点		极限点		μ_y
	Δ_y /mm	P_y /kN	Δ_u /mm	P_u /kN	
FP2	11.39	94.48	51.06	160.86	4.48
FP3	12.36	89.70	54.09	167.40	4.38
FP4	14.75	96.55	47.64	161.22	3.23
FP5	14.47	99.87	65.65	185.39	4.54

半刚接钢框架-复合墙板结构体系的延性系数在 3.23~4.54 范围内，说明结构屈服后，经历很长的塑性变形阶段才破坏，从整体上看，结构体系具有良好的延性，利于结构的抗震，满足结构抗震设计要求。

2.4 应力应变分析

通过提取骨架曲线来模拟节点及墙板在单向荷载作用下的荷载-应力曲线,分析墙板和节点在单向荷载作用下的受力机理以及破坏模式。主应力 σ_1 、 σ_2 由下式求得:

$$\begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} = \left(\frac{E}{1-\nu} \right) A \pm \left(\frac{E}{1+\nu} \right) \sqrt{B^2 + C^2} \quad (1)$$

式中: $A = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2}$, $B = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{2}$, $C = \frac{2\varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{2}$, ε_0 、 ε_{45} 、 ε_{90} 为应变花的应变值; σ_1 、 σ_2 为主应力; E 、 ν 为材料的弹性模量和泊松比。

墙板上的应力应变测量点 P1、P2、P3、P4、P5 布置如图 8 所示。FP2/FP3、FP3/FP4、FP3/FP5 试件上的 P2 和 P4 点主应力曲线分别如图 14、图 15 和图 16 所示。P5 点应力曲线如图 17 所示。图中的 Pni 表示为试件上 P-n 点的主应力 σ_i , 如 P42 表示为试件中 P4 点的主应力 σ_2 , 其他均同。

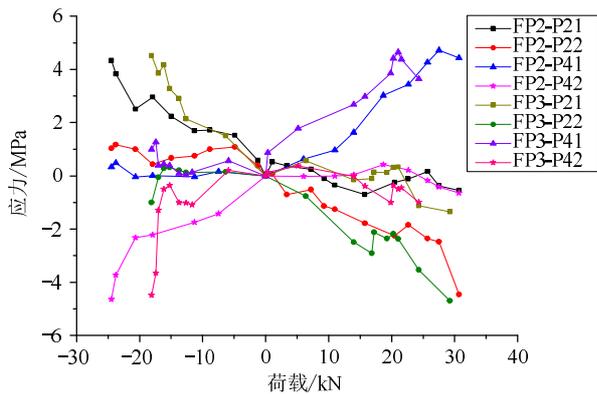


图 14 FP2/FP3-P2/P4 点应力曲线

Fig.14. The load stress curves of P2 and P4 on FP2 and FP3

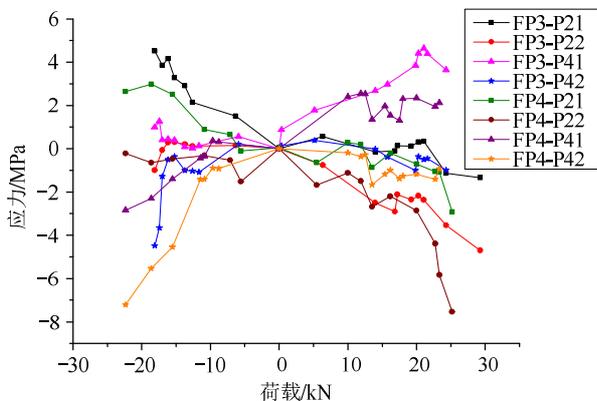


图 15 FP3/FP4-P2/P4 点应力曲线

Fig.15 The load stress curves of P2 and P4 on FP3 and FP4

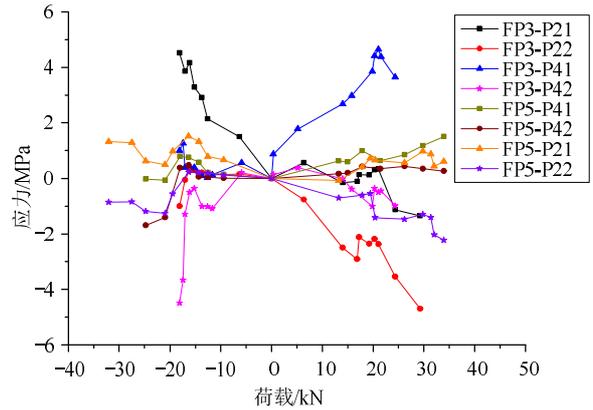


图 16 FP3/FP5-P2/P4 点应力曲线

Fig.16 The load stress curves of P2 and P4 on FP3 and FP5

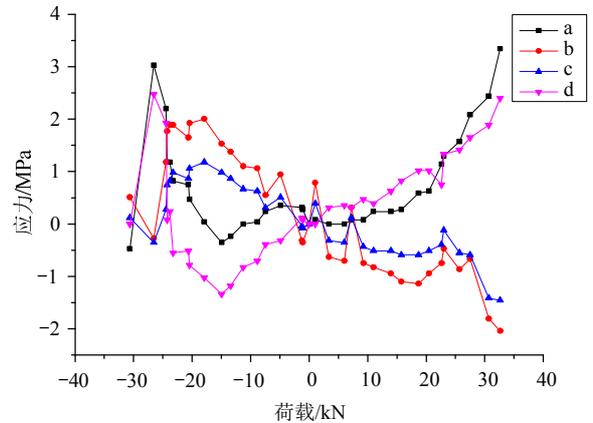
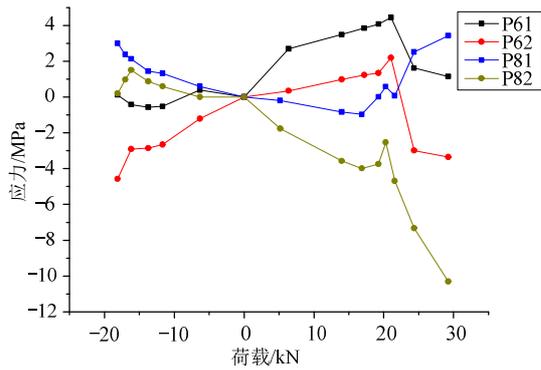


图 17 SF3-P5 点应力曲线

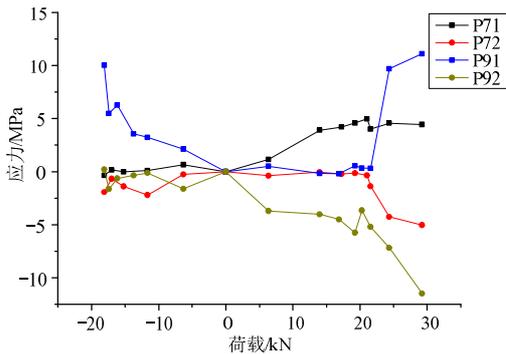
Fig.17 The load stress curves of P5 on SF3

当节点骨架曲线在弹性阶段时,墙板应力呈一定的线性关系;进入非弹性阶段,墙板混凝土受拉损伤,应力重分布,呈现突变现象。由图 14 知,试件 FP2 与 FP3 上墙板与钢框架连接方式的改变对墙板上 P2、P4 点处的应力影响较小。由图 15 知,试件 FP4 与 FP3 在 P2、P4 点处陶粒混凝土板比普通混凝土板最大拉应力小约 38%,最大压应力大约 60%,与普通混凝土相比,陶粒混凝土的受压承载力较好。由图 16 知,试件 FP5 墙板上添加斜向交叉钢板带后, P2、P4 点处的最大拉应力比 FP3 减小约 67%,最大压应力比 FP3 减小约 55%,斜向交叉钢板的增加良好地改善了墙板与钢框架的协同工作,将钢框架应力有效地传递给墙板。由图 17 可知,墙板 P5 处的混凝土一直处在弹性工作阶段,说明墙板本身还没有发挥最大承载力。

试件 FP3 上墙板角部混凝土的荷载-应力曲线如图 18 所示,左右预埋件底板的荷载-应力曲线如图 19 所示,内部钢丝的荷载-应变曲线如图 20 所示。



(a) 墙板 P6/P8 点混凝土主应力曲线



(b) 墙板 P7/P9 点混凝土应力曲线

图 18 角部混凝土应力曲线

Fig.18 The load stress curves of corner concrete

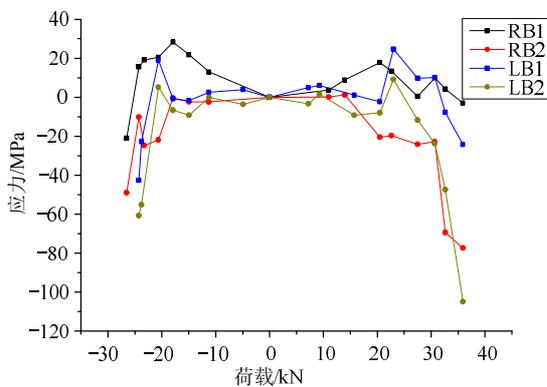


图 19 预埋件底板应力曲线

Fig.19 The load stress curves of embedded parts baseplate

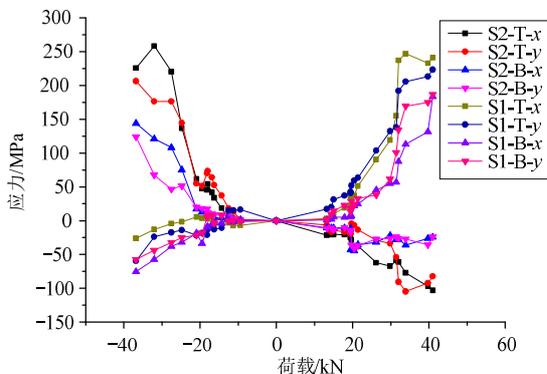


图 20 钢丝的应力曲线

Fig.20 The load stress curves of steel wire

由图 18 可知, 墙板角部混凝土尚未达到其抗压强度, 应力基本对称; 由图 19 可知, 墙板预埋件底板一直处于弹性工作阶段, 其应力曲线基本对称; 由图 20 可知, 墙板内部的钢丝主要承受拉力, 一直处于弹性工作阶段。综上所述, 复合墙板两对角线上的点所对应的主应力拉压基本对称。

3 结论

通过复合墙板与钢框架连接节点在往复荷载作用下的试验研究, 得出以下结论:

(1) 在整个加载过程中, 体系表现出良好的抗侧力性能, 延性系数在 3.23~4.54 范围内, 抗震性能良好; 节点破坏均由角部墙板混凝土受拉引起, 墙板整体性较好, 破坏时未与钢框架脱离, 连接方式可靠。

(2) 墙板与钢框架的柱连接与梁柱连接相比, 柱连接对钢框架初始抗侧刚度贡献较大, 耗能能力较好, 但对极限承载力影响相对较小。陶粒混凝土的耗能能力低于普通混凝土, 斜向交叉钢板支撑则大大提高了带墙板钢框架的耗能能力和极限承载力。

(3) 墙板两对角线上的点所对应的主应力拉压基本对称, 墙板除对角线角部混凝土受拉破坏外, 其他部位均处于弹性工作阶段, 远未达到其极限承载力。

参考文献

[1] 侯和涛, 胡肖静, 李国强, 王彦明. 节能复合墙板的极限承载力[J]. 建筑材料学报, 2009, 12(1): 106-111.
Hou Hetao, Hu Xiaojing, Li Guoqiang, Wang Yanming. Ultimate load-bearing capacity of the energy-saving composite sandwich panels [J]. Journal of Building Materials, 2009, 12(1): 106-111. (in Chinese)

[2] 侯和涛, 邱灿星, 李国强, 王静峰. 带节能复合墙板钢框架低周反复荷载试验研究[J]. 工程力学, 2012, 29(9): 177-184.
Hou Hetao, Qiu Canxing, Li Guoqiang, Wang Jingfeng. Cyclic test on steel frames with energy-saving sandwich composite panels [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(9): 177-184. (in Chinese)

[3] Carradine D M, Woeste F E, Dolan J D, Loferski J R. Utilizing diaphragm action for wind load design of timber frame and structural insulated panel buildings [J]. Forest Products Journal, 2004, 54(5): 73-80.

(参考文献[4]—[10]转第115页)

- thick plate welding column [J]. Journal of Tongji University, 1993, 21(2): 145—154. (in Chinese)
- [5] Rasmussen K J R, Hancock G J. Plate slenderness limits for high strength steel sections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1992, 23(1): 73—96.
- [6] Beg D, Hlandnik L. Slenderness limit of class 3 I cross-sections made of high strength steel [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 38(8): 201—207.
- [7] Usami T, Fukumoto Y. Local and overall buckling of welded box columns [J]. Journal of the Structural Division, 1982, 108(ST3): 525—542.
- [8] Nishino F, Ueda Y, Tall L. Experimental investigation of the buckling of plates with residual stresses. Test methods for compression members [C]. ASTM Special Technical Publication No.419, Philadelphia, PA: American Society for Testing and Materials, 1967: 12—30.
- [9] 赵锐. 焊接残余应力的数值模拟及控制消除研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2007: 18—19.
Zhao Rui. Study of welding residual stress's numerical simulation and relieving [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2007: 18—19. (in Chinese)
- [10] 鄢秀庆. 残余应力对 T 型圆管相贯节点承载力性能影响研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2009: 21—22.
Yan Xiuqing. The Study on influence of residual stress on bearing capacity of T-type CHS joints [D]. Chongqing: Chongqing University, 2009: 21—22. (in Chinese)
- [11] CEN (European Committee for Standardization) EN 1993-1-2 Eurocode 3: Design of steel structures-part 1.2: General rules-structural fire design [S]. London: Published by SETO, 2005.
- [12] 程久欢, 陈利, 于有生. 焊接热源模型的研究进展[J]. 焊接技术, 2004, 33(1): 13—15.
Cheng Jiuhuan, Chen Li, Yu Yousheng. Research progress of the welding heat source model [J]. Welding Technology, 2004, 33(1): 13—15. (in Chinese)
- [13] 郭培军. 水火弯板加工自动化关键技术研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2005: 21—22.
Guo Peijun. Study on key techniques of automatic processing for line heating [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2005: 21—22. (in Chinese)
- [14] Chin-Hyung Lee, Kyong-Ho Chang. Numerical investigation on the behavior of circumferentially butt-welded steel circular hollow section flexural members [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(12): 1395—1404.
- [15] 董柏平. 圆钢管双向压弯稳定承载力分析[D]. 上海: 同济大学, 2009: 35—36.
Dong Baiping. Stability analysis of compound bending pipe steel [D]. Shanghai: Tongji University, 2009: 35—36. (in Chinese)
- [16] 班慧勇, 施刚, 石永久, 王元清. 超高强度钢材焊接截面残余应力分布研究[J]. 工程力学, 2008, 25(增刊 II): 57—61.
Ban Huiyong, Shi Gang, Shi Yongjiu, Wang Yuanqing. Study on the residual stress distribution of Ultra-high-strength-steel welded sections [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(Suppl II): 57—61. (in Chinese)

(上接第 91 页)

- [4] 李国强, 赵欣, 孙飞飞, 高文利, 杨尊权, 靳世文. 钢结构住宅体系墙板及墙板节点足尺试件振动台试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(1): 64—70.
Li Guoqiang, Zhao Xin, Sun Feifei, Gao Wenli, Yang Zunquan, Jin Shiwen. Shaking table study on a full scale model of wall panels and their connections of steel frame residential building systems [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(1): 64—70. (in Chinese)
- [5] 石永久, 王萌, 王元清, 施刚. 钢框架端板连接半刚性节点受力性能分析[J]. 工程力学, 2011, 28(9): 51—58.
Shi Yongjiu, Wang Meng, Wang Yuanqing, Shi Gang. Analysis on the behavior of steel frame end-plate connections [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(9): 51—58. (in Chinese)
- [6] 郭宏超, 郝际平, 潘秀珍, 刘建毅. 基于节点连接特性的钢板剪力墙结构数值分析[J]. 工程力学, 2013, 30(8): 193—198.
Guo Hongchao, Hao Jiping, Pan Xiuzhen, Liu Jianyi. Computational analysis for steel-plate shear wall based on the node connection characteristics [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(8): 193—198. (in Chinese)
- [7] 彭晓彤, 顾强, 林晨. 半刚性节点钢框架内填钢筋混凝土剪力墙结构滞回性能分析[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 48—54.
Peng Xiaotong, Gu Qiang, Lin Chen. Hysteretic behavior analysis of steel frame-reinforced concrete infill wall structure with semi-rigid joints [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1): 48—54. (in Chinese)
- [8] GB/T 228.1-2010, 金属材料室温拉伸试验方法[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.
GB/T 228.1-2010, Metallic materials tensile testing at ambient temperature [S]. Beijing: Standard Press of China, 2010. (in Chinese)
- [9] GB/T 50081-2002, 普通混凝土力学性能试验方法标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
GB/T 50081-2002, Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2002. (in Chinese)
- [10] JGJ 12-2006, 轻骨料混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
JGJ 12-2006, Technical specification for lightweight aggregate concrete structures [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2006. (in Chinese)