

新型钢木组合墙体单调加载抗剪试验*

李 静, 谢子鸿, 李名铠, 蓝捷秋, 黄有露

(华南理工大学土木与交通学院, 广州 510641)

[摘要] 本文的试验结果针对一种新型钢木组合墙体。该墙体以冷弯薄壁 C 型钢作为外框架, 以木结构组合板为墙板, 木结构组合板通过型钢立柱形成的导轨嵌入到立柱之间。现针对该新型钢木组合墙体在力学性能上研究不足的问题, 取两个单元的足尺试件进行抗剪试验, 研究墙体顶部单调加载下的变形、破坏形式、荷载与剪切位移的关系、木墙板的应变和型钢立柱的应力等力学性能, 检验该新型结构的刚度与抗剪承载力, 并于传统钢木组合墙体进行对比, 提出结构优化建议。

[关键词] 剪力墙; 冷弯型钢; 木结构组合板; 单调加载; 抗剪承载力

中图分类号: TU392.1 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2016)S1-0604-06

Behaviors of new-type cold-formed steel composite wall panels under monotonic shear loading

Li Jing, Xie Zihong, Li Mingkai, Lan Jieqiu, Huang Youlu

(School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510461, China)

Abstract: This paper presents the results of an experimental study on the behavior of a new-type cold-formed steel composite wall panel subjected to monotonically increasing in-plane shear deformation. The framework is composed by columns, upper beam and bottom beam and filled with composite wooden panels. For its lack of study on mechanical properties, by comparing with the traditional composite wall, the deformation, damage form, load-shear displacement relation, stress of the columns and strain of the panels are discussed in order to verify its rigidity and shear capacity in order to provide suggestion for structural optimization.

Keywords: shear wall panel; cold-formed steel; composite wooden panel; monotonic loading; shear capacity

0 引言

该新型钢木结构组合墙体由香港中文大学朱竟翔教授及其团队设计。不同于传统的钢木组合墙体, 该墙体由三部分组成: 第一部分为冷弯型钢形成的外框架; 第二部分为由木梁作为内框架, 石膏板及木板作为蒙皮板组成的木结构组合板^[1] (以下称之为木墙板); 第三部分为实木木板叠合而成的加强板, 三者按一定顺序组装成该新型墙体。

该墙体结构在震后灾区和保护区建筑的建设中展现了建造速度快、工艺简单等优越特点^[2-3], 但目前整面墙体的力学性能研究较为欠缺。现取该墙体中的两个单元, 进行单调加载下的抗剪试验, 研究其破坏形式及相关力学特征, 检验其作为建筑物受力外墙的抗剪安全性, 并提供优化设计建议。



图 1 该墙体的实际工程图

1 试验概况

1.1 试件

如图 2 所示, 本试验使用的足尺试件由立柱、顶梁、地梁、木墙板及加强板构成。三根立柱均由背靠背焊接成工字形截面的两根 Q235 型钢组成。型钢为

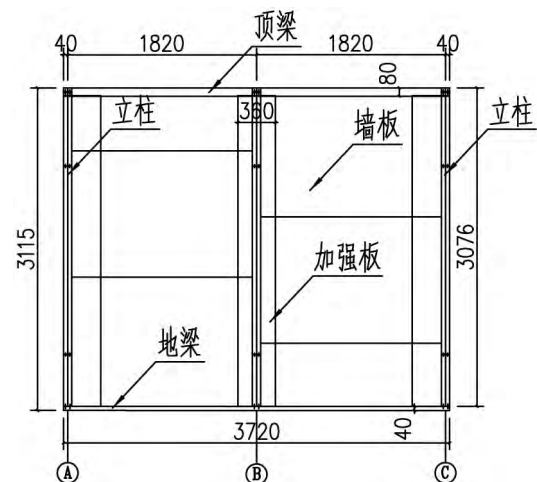


图 2 墙体装配效果图(室外侧)

* 国家大学生创新创业训练项目(10561201565)。

作者简介: 李静, 副教授, 硕士生导师, Email: cvjingli@scut.edu.cn。

8#C 型冷弯薄壁型钢 壁厚 1.9mm ,截面尺寸为 40mm × 80mm ,弹性模量为 $206 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ 。顶梁与地梁同为单根 8#C 型冷弯薄壁型钢。

立柱底端焊接一开洞钢板 ,通过两个 M8 螺栓连接立柱与带有预置孔洞的地梁 ,立柱与顶梁亦使用 M8 螺栓连接。厚 110mm、长宽尺寸为 1200mm × 1800mm 或 600mm × 1800mm 的木墙板在两侧有凸出长度为 37.5mm 的木梁 ,利用木梁与 C 型钢的配对 ,将木墙板由上至下地插入框架中。木墙板底端带凹槽 ,顶端有凸出 ,木墙板之间利用该特性上下榫卯连接。最后 ,在墙体立柱的室外侧覆盖加强板 ,并用木螺丝将其固定到六块木墙板上。

1.2 试验装置

试验装置如图 3 所示 ,试件地梁与反力梁通过间距为 300mm 的 M12 高强螺栓连接 ,顶梁采用同样的方式与传力梁连接;为增强试件与传力梁和反力梁的联系 ,防止立柱提前受拉拔起 ,在试件四角分别焊接角铁加强试件与传力梁及反力梁之间的连接。为防止加载时出现墙体平面外失稳 ,采取以下限位措施:在墙体两侧固定两个约 3m 高的门架 ,门架上分别伸出四组轴承限制传力梁侧向位移。

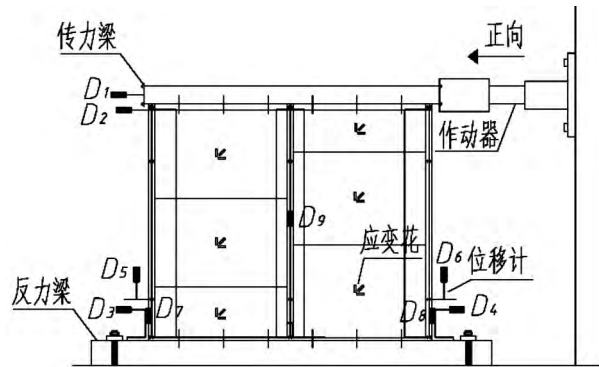


图 3 试验装置及测点布置示意图(室外侧)

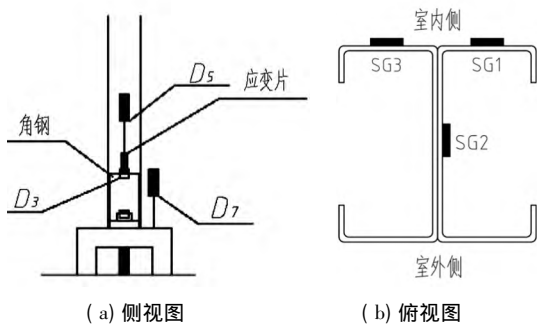


图 4 应变片布置示意图

1.3 测点布置

位移计布置如图 3 中 $D_1 \sim D_9$ 编号处所示。其中 , $D_1、D_2$ 为传力梁及顶梁水平位移 $D_3、D_4$ 分别为端柱水平位移 $D_5、D_6$ 分别为左右端柱由于墙体发生旋转

而产生的竖向位移 $D_7、D_8$ 为反力梁竖向位移 D_9 为加强板的鼓曲。以上均以地面为参考系。

如图 3 所示 ,于每块木墙板室外侧中央位置布置应变花。于三根立柱(室内侧)略高于角铁部分的翼板与腹板位置沿轴向安装应变片 ,安装位置如图 4 所示。其中 $S_1、S_3$ 分别贴于室内侧的翼板上 S_2 贴于腹板上。

1.4 加载方式

使用 MTS 作动器与传力梁一端铰接 ,以位移控制施加荷载:达到峰值荷载之前加载速度为 0.03mm/s ,并于每产生 5mm 位移时暂停加载 ,观察墙体的变化并做相关记录后继续加载;达到峰值荷载后以 0.40mm/s 的速度一次性推至墙体破坏。

1.5 破坏特征及分析

定义靠近作动器一侧(以下称为近力侧)立柱为 A ,中间立柱为 B ,远离作动器一侧(以下称为远力侧)立柱为 C。

当单向荷载仍较小时 ,由于木墙板和型钢框架刚度差别较大 ,以及木墙板与型钢框架之间的连接方式 ,因此产生了如图 5 所示的变形不协调现象 ,其中木墙板左右边缘部分脱离钢框架。

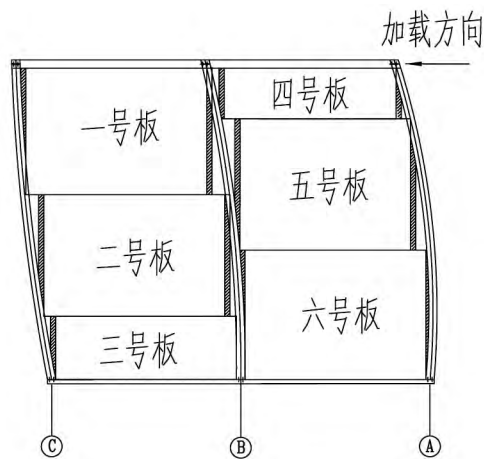


图 5 墙体变形示意图(室外侧)

荷载为最大荷载的 27% 时 ,由于型钢框架发生较大变形 ,各墙板均受到了图 5 中由右上至左下方向的压力 ,木墙板内部纵梁产生一定的压缩形变 ,二号板和四号板木蒙皮发生了鼓曲。

荷载为最大荷载的 34% 时 ,六号板为了适应钢框架的形变 ,从原来的水平方向平移发展到在框架内转动 ,六号板底端靠近力侧与地梁开始分离。

荷载达最大值 44kN 时 ,近力侧立柱 A 与角铁连接的一侧焊点脱开 ,立柱 A 发生一定扭转 ,如图 6 (a) 。继而 ,立柱 A 的受力不均导致了其上端角铁与传力梁连接处同侧焊点脱开。而立柱 B、C 与传力梁

和反力梁的连接处则未出现破坏。

继续加载后,由于一、二、三号板与四、五、六号板之间的间隙变大,故室外侧加强板上的螺丝脱开。一号板与加强板连接处的木螺丝脱开最明显。继续加载后发出一声巨响,四号板内纵梁破坏,室内侧木板及石膏板鼓曲变形,如图6(b)所示。

试验结束时,因框架过度变形,顶梁上与A、B立柱连接的螺栓孔向内凹陷,而顶梁与远力侧C立柱的螺栓孔则基本没有形变。另外使用了平垫片的螺孔则相对凹陷较小,说明平垫片有防止螺孔变形的作用。六号木墙板近力侧底端抬升超过10cm,如图6(c)所示。



(a) 焊点脱开 (b) 木墙板纵梁压坏 (c) 木墙板翘起

图6 组合墙体破坏示意图

2 主要试验结果及分析

2.1 组合墙体的实际变形

试验中所测得的墙体顶部位移由墙体的实际剪切形变、墙体与地面的相对滑动位移和墙体旋转所造成的侧移组成,如图7所示^[4]。在计算时,剪切形变如下式1所示:

$$\Delta = (D_1 + D_2) / 2 - (D_3 + D_4) / 2 - H / (L + B + C) \times [(D_6 - D_8) - (D_5 - D_7)] \quad (1)$$

式中: $(D_1 + D_2) / 2$ 为墙体顶端的位移; $(D_3 + D_4) / 2$ 为墙体与地面的相对滑动位移; B 、 C 分别代表 D_5 和 D_6 与墙体端部沿墙体面内水平方向的距离,该试验中为0; H 、 L 分别代表试验墙体的高和长; $H / (L + B + C) \times [(D_6 - D_8) - (D_5 - D_7)]$ 表示按几何关系得出的墙体转动所造成的顶部水平位移。

2.2 荷载与位移 ($P-\Delta$) 曲线

根据式(1)可求出试件的实际剪切位移值 Δ , 可得其单调加载的荷载-位移($P-\Delta$)曲线,见图8。

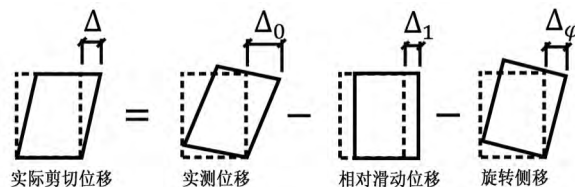


图7 组合墙体剪切形变示意图

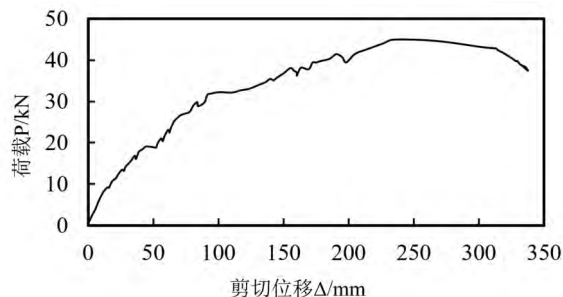


图8 试件的荷载-位移曲线

观察图8所示曲线可以得到以下结论:1) 加载过程中,试件的刚度不断降低,且该曲线上升段存在一个拐点,此后上升速率下降;2) 在达到最大荷载以后,荷载缓慢下降,试件具有较好的延性。

2.2.1 试件屈服点和破坏点的确定

参照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—1996)^[5]的规定,取 $P-\Delta$ 曲线上峰值点相应的荷载和位移作为试件的峰值荷载 P_{max} 及其侧移 Δ_{max} ; 取荷载降至峰值荷载的85%时对应的荷载和位移作为破坏荷载 P_u 和位移 Δ_u 。对无明显屈服点的试件,可对 $P-\Delta$ 曲线采用能量等效面积法确定屈服荷载 P_y 和屈服位移 Δ_y ^[5],如图9所示。参照《低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程》(JGJ 227—2011)^[6]的规定,将单位长度屈服荷载作为该组合墙体受剪承载力的设计参考依据。表1中,本文试验主要结果与其他传统冷弯型钢单调抗剪试验^[8-10]进行了对比。

2.2.2 位移荷载分析

本文参照 ASCE/SEI 7-05 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures^[7]的要求评估本试验

主要试验结果及与其他文献单调试验结果对比

表1

数据来源	试件编号	墙体构造	屈服荷载		最大荷载		破坏荷载		延性系数 μ	单位抗剪承载力 $V_{max}/(kN \cdot m^{-1})$
			P_y/kN	Δ_y/mm	P_{max}/kN	Δ_{max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm		
本文	NO.1	木结构组合板	37.22	157.2	44.99	268.4	38.24	331.99	2.11	11.97
文献[8]	BX-3	单面 OSB 板	21.5	23.9	26.84	51.21	22.81	68	2.85	11.18
	BX-5	石膏板 + OSB 板	29.12	19.6	34.99	59.62	29.72	74	3.78	14.58
文献[9]	BX-4	石膏板 + OSB 板	44.02	21.93	53.19	—	45.28	67.50	3.08	13.30
文献[10]	WSC-4	石膏板 + OSB 板	53.56	20.84	60.74	39.25	52.13	50.67	2.44	11.91
	WDC-2	石膏板 + OSB 板	65.06	19.45	76.10	35.12	64.69	47.33	2.45	12.76

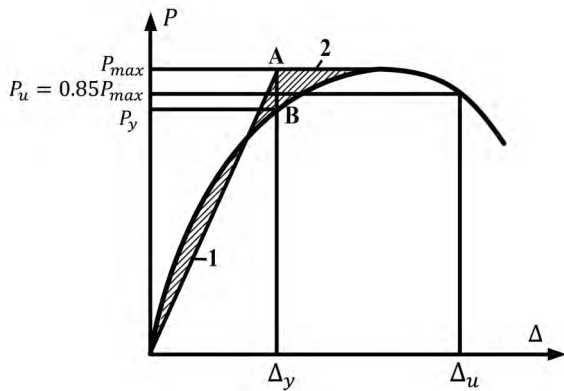


图 9 试件特征荷载的确定

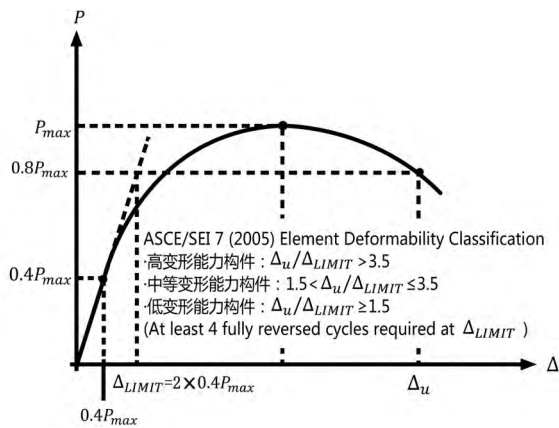


图 10 ASCE 变形能力分类

中墙体变形能力的优劣,见图 10。

当 $\Delta_u / \Delta_{LIMIT} > 3.5$ 时,构件的变形能力为高,当 $\Delta_u / \Delta_{LIMIT} < 1.5$ 时,构件的变形能力为低,当处于二者中间值时,变形能力等级为中。通过计算确定本试件的变形能力分类,具体结果见表 2。

构件变形能力分类 表 2

试件编号	Δ_{max} /mm	Δ_{LIMIT} /mm	Δ_{max} /mm	Δ_u /mm	$\frac{\Delta_u}{\Delta_{LIMIT}}$	变形能力等级
NO.1	40.09	80.18	269.0	340.1	4.24	高

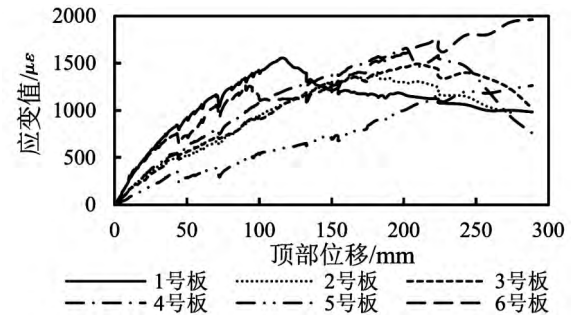
2.2.3 与其他文献的试验结果对比

通过与国内多种具有代表性的传统形式的冷弯薄壁型钢组合墙体的试验结果^[8-10]进行对比,可以发现:本文的新型组合墙体变形能力较大,延性系数、抗剪承载力均处于中等水平。

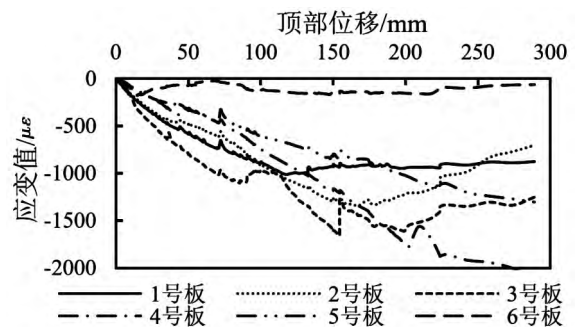
2.3 新型复合木墙板应变花分析

首先,根据测得的三轴应变花水平、竖直、倾斜三个应变片的数据,求出该点的主拉应变、主压应变和切应变数值,再求出主压应变的方向角。由切应变的正负数值可以得出,六块板的主压应变均沿各木墙板对角线方向,其方向角大致分布在 $40^\circ \sim 55^\circ$ 之间,在整个加载过程都在正常范围内变化。

根据(图 11)六块板的拉、压应变曲线可以看出,3、4号小板的应变数值较大,木墙板内横纵梁受力较大;6号大板拉应变数值较大,而压应变数值很小。结合试验现象推测该表现与该板绕立柱 B 下端角点转动,墙板近力侧底部脱离底梁有关。



(a) 拉应变



(b) 压应变

图 11 主应变-位移曲线

其次,由于木墙板为各项异性材料,该墙板的蒙皮板竖直方向为顺纹,水平方向为横纹,二者的弹性模量不同,故以下将应变分解到水平竖直两个方向进行详细分析。

如图 12(a)所示,3号板水平应变曲线不规则,说明木墙板内的横梁在水平压力作用下很快就发生破坏;6号板的水平应变在加载到加载中途发生突变,墙板内的横梁有可能发生局部破坏。

如图 12(b)所示,3号板在竖直方向承受较大的拉力,应变曲线有很多突变点,说明该墙板内的纵梁明显发生破坏;4号板同样作为小板,竖直压应变数值较大。在加载一小段时间后快速增长,推测板内的纵梁已经发生破坏。

其余各板的应变都在合理范围内变化。

2.4 冷弯型钢应变分析

以试件顶部位移 s 为横轴,立柱竖直方向应力 σ_i 为纵轴,通过应力-位移曲线分析立柱应力。

如图 13(a)所示,A 柱在位移 s 接近 100mm 时,由于 6 号板横梁局部破坏,近力侧翼板 σ_{A1} 发展变慢。位移为 140mm 左右时, σ_{A1} 已达到 245MPa,该翼板接近或刚进入屈服阶段,但此时连接角铁与立柱在室内

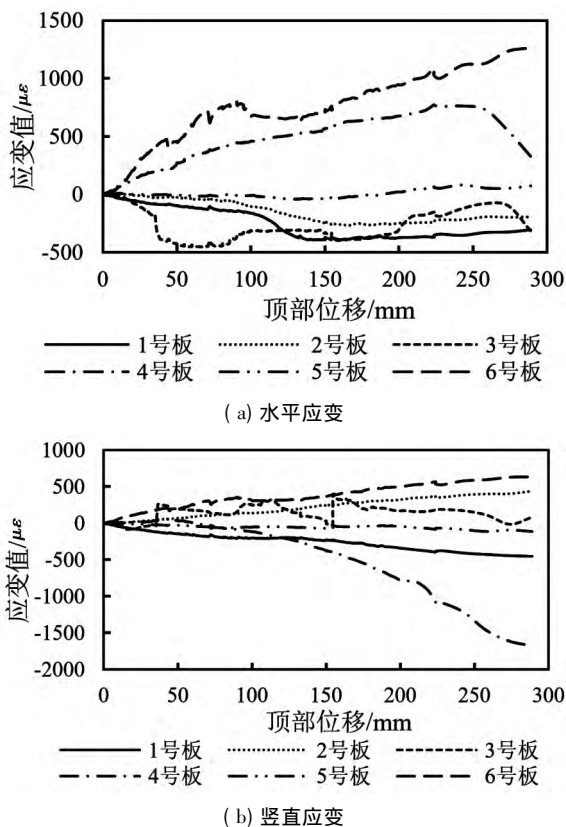


图12 竖直水平应变-位移曲线

侧焊点脱开,导致立柱A翼板应力重分布,数值骤降, σ_{A1} 并无继续发展也几乎未进入强化阶段,故忽略其塑性形变,仍使用弹性分析;腹板则基本不受影响。骤降后 σ_{A1} 基本保持不变,这是由于角铁加固功能大部分丧失,地梁被拔起变形;远力侧翼板 σ_{A3} 则继续发展。若焊点强度足够高,近力侧翼板将屈服且进入强化阶段。

如图13(b)所示, $s \approx 100\text{mm}$ 为分界点,两翼板前后的应力发展同时转变。对此现象推测如下:前期因3、6号板上角点的约束,立柱B下端反向受弯,故近力侧翼板应变片 S_{B1} 受压、远力侧翼板 S_{B3} 受拉;后期角点约束减弱,受弯方向逐渐回归正常,最终 S_{B1} 受压、 S_{B3} 受拉;同时,在拐点后各应力发展速率较明显加快。结合图12中3号木墙板应变-位移曲线发现,其在 $s \approx 100\text{mm}$ 后应变增长速率同样变大,故推测是由于试件以板-柱-板的路径进行力的传递,故立柱B受两侧木墙板各角点的约束作用,呈分段不同向受弯。立柱B底端前期受3号板左上角点与地梁约束,在该段反向受弯;之后3号板变形速率加快,3号板左上角点逐渐失效,5号板与其接触的下角点开始产生约束。此外,由于立柱B两侧木墙板的约束作用,立柱B的应力较小。

如图13(c)所示,立柱C的腹板应力 σ_{C2} 在 $s \approx 90\text{mm}$ 后加速发展,并最终超过远力侧翼板应力 σ_{C3} 。

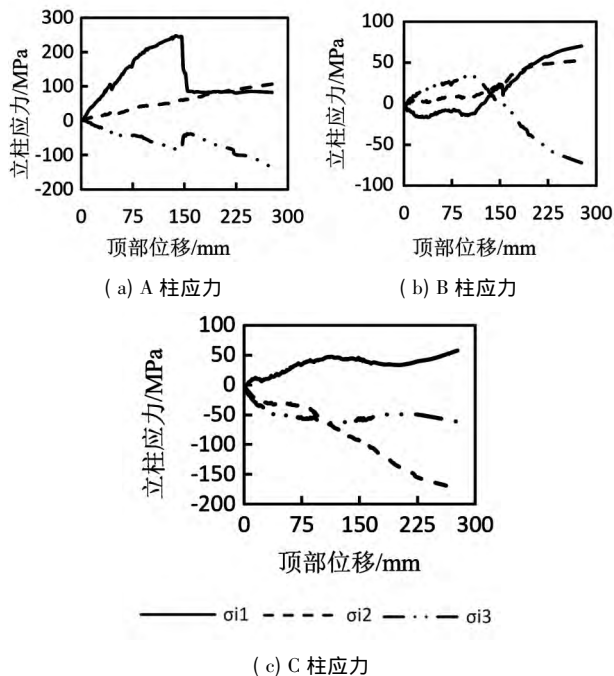


图13 应力-位移变化曲线

该现象的出现原因目前有待进一步的研究。

3 结论

(1) 传统冷弯薄壁型钢组合墙体在安装时需要使用大量的螺丝将覆面板固定到型钢上,该钢木组合墙体安装时仅需将木墙板直接插入型钢导轨中,然后再用少量木螺丝安装加强板即可,施工速度更快,且施工人数较少,尤其适合在运输、安装条件不佳的地区或有快速建造需求的情况下使用。

(2) 相比国内外传统冷弯薄壁型钢组合墙体,该新型墙体的抗剪承载力处于中等,变形能力良好。

(3) 在水平荷载的作用下,大板的受力情况要优于小板。水平方向三、六号板均有个别屈服点,但材料的强度可以保证是安全的;在竖直方向,大板的受力性能较好,但三、四号小板出现明显的变形,故小板强度不足。

(4) 虽立柱A接近屈服,但因实际工程中无角铁,故试验中立柱A受力偏大,实际墙体破坏时型钢强度应仍有富余。加载后期墙体立柱受扭,立柱与顶梁地梁的螺栓连接点的连接处已出现局部形变,若使用合适的平垫片则这种情况有所缓解。

4 结构优化与建议

木墙板所受的力主要是由板内的横、纵梁承受,根据上文分析的每块板在水平竖直方向的应变变化,建议大板和小板的横梁可以小幅度增加或者不增加,但小板内的纵梁必须要增加数量以增加其在竖直方向的承载能力。

近力侧立柱A在试验中整体上承受了较大的拉

力,因试验条件下立柱上下端焊接了角铁,立柱的轴力得以直接传至反力梁。但由于真实情况下并无角铁加强,该立柱下的地梁将承受一个较大的弯矩而发生变形被拔起,实际工程中应加强地梁及端柱与地面的联系。

参 考 文 献

- [1] 王卫锋,崔楠楠,颜全胜,等. 木结构组合板蒙皮效应研究[J]. 哈尔滨工程大学学报,2014(7):846-850.
- [2] 王月露. 震后重建中的轻型建筑设计研究[D]. 广州:华南理工大学,2014.
- [3] 朱竞翔. 轻型建筑系统的实验及其学术形式[J]. 城市环境设计,2013(8):246-251.
- [4] YE JIHONG, WANG XINGXING, JIA HONGYUAN, et al. Cyclic performance of cold-formed steel shear walls sheathed with double-layer wallboards on both sides [J]. *Thin-Walled Structures*, 2015(92): 146-159.
- [5] 建筑抗震试验方法规程: JGJ 101—1996 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [6] 低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程: JGJ 227—2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [7] Minimum design loads for buildings and other Structures: ASCE/SEI 7-05 [S]. ASCE, 2005.
- [8] 周天华,石宇,何保康,等. 冷弯型钢组合墙体抗剪承载力试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版),2006(1):83-88.
- [9] 郭丽峰. 轻钢密立柱墙体的抗剪性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2004.
- [10] 黄智光. 低层冷弯薄壁型钢房屋抗震性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2011.