

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201908073

内嵌砖墙穿斗木构架抗震性能试验研究*

张富文^{1,2}, 王卓琳^{1,2}, 蒋利学^{1,2}

(1. 上海市建筑科学研究院有限公司, 上海 200032; 2. 上海市工程结构安全重点实验室, 上海 200032)

摘要: 设计制作了1榀足尺的穿斗木构架和2榀足尺的内嵌砖墙穿斗木构架,通过拟静力对比试验研究了构架的破坏形态、破坏机理、水平承载力、变形性能、刚度退化和耗能性能。结果表明:对比木构架未发生明显的水平滑移,整体变形能力较强;内嵌砖墙木构架在加载过程中发生了砖墙的弯曲摇摆破坏,并最终导致了平面外坍塌。对比木构架的滞回曲线呈典型的反S形,滞回环中部捏拢明显;内嵌砖墙木构架的滞回曲线为梭形,滞回环饱满。与对比木构架相比,内嵌砖墙木构架的初始刚度、水平承载力和耗能能力大幅提升,但极限变形能力显著降低。穿斗木构架的梁柱节点为典型的半刚接节点,转动刚度随转角增大而逐渐减小;而由于砖墙的嵌固作用,内嵌砖墙木构架中的梁柱节点在墙体倒塌前未发生明显的转角。

关键词: 内嵌砖墙; 穿斗木构架; 拟静力试验; 破坏形态; 榫卯节点; 抗震性能

中图分类号: TU375.4 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)06-1202-10

Experimental Study on Seismic Behavior of Traditional Chuan-dou Style Wood Frame with Embedded Brick Wall

ZHANG Fuwen^{1,2}, WANG Zhuolin^{1,2}, JIANG Lixue^{1,2}

(1. Shanghai Research Institute of Building Sciences Co., Ltd., Shanghai 200032, China;

2. Shanghai Key Laboratory of Engineering Structure Safety, Shanghai 200032, China)

Abstract: One full-scaled traditional Chuan-Dou style wood frame and two full-scaled wood frames with embedded brick wall were designed and prepared. Quasi-static tests were conducted on these models to study their failure pattern, failure mechanism, shear capacity, deformation performance, stiffness degradation and energy dissipation performance. Results showed that the horizontal slide of the control pure wood frame was not obvious and the frame exhibited relatively large deformation capacity, while for the wood frame filled with brick wall, flexural rocking failure of the brick walls was observed during the loading process and finally the out-of-plane collapse occurred. The hysteresis curve of the pure wood frame was in typically inverse S-shaped and central clamping of the hysteresis ring was obvious, while the hysteresis curve of the wood frame filled with brick wall was spindle-shaped, and the hysteresis ring was full. Compared with pure wood frame, the initial stiffness, shear capacity, ductility factor and energy dissipation capacity of the studied frame greatly increased, while the ultimate performance capacity obviously decreased. The beam-column joints in the Chuan-Dou

* 收稿日期:2019-08-29;修回日期:2020-02-28

基金项目:上海市科委项目(19DZ1202400)、上海市科委青年科技启明星计划(15QB1403300)资助

作者简介:张富文(1982—),男,正高级工程师,博士。主要从事工程抗震与加固改造研究。E-mail:zhangfuwen@sribs.com

通讯作者:蒋利学(1971—),男,教授级高级工程师,硕士。主要从事既有结构鉴定加固与高层建筑结构研究。

E-mail:jianglx1971@163.com

style wood frame were typically semi-rigid joints, with the rotational stiffness decreased with the increasing rotational degree. Due to the anchoring of the brick walls, the rotation of the mortise-tenon joints in the wood frame was not obvious before the failure of the specimens.

Keywords: embedded brick wall; traditional Chuan-Dou style wood frame; quasi-static test; failure pattern; mortise-tenon joint; seismic behavior

引言

内嵌砖墙穿斗木结构是由承重的穿斗木构架和柱间填充的砖墙组合而成,与传统木结构建筑相比,具有较好的抗火、保温、隔声、造价低、结构简单、施工容易等优点,在我国南方民居中应用广泛。

在内嵌砖墙穿斗木结构中,木柱一般直接放置于础石之上,梁柱节点则采用透榫、半透榫、燕尾榫等榫卯节点形式。由于内嵌墙体基本不承担竖向承重作用,内嵌砖墙穿斗木结构按照木结构进行竖向承载能力计算是合理的,但不考虑内嵌砖墙进行抗震计算将引起非常大的误差。许清风等^[1]完成了对比木框架和砖填充墙木框架的拟静力试验,结果表明增设砖填充墙后,榫卯节点木框架的抗侧承载力、刚度和耗能能力均大幅提高。单玉坤等^[2]完成的填充墙木框架试验表明,带填充墙木框架的水平承载力是无填充墙木框架的20余倍,但前者极限位移仅为后者的1/4左右。葛学礼等^[3]完成的一个单开间木构架土坯围护墙房屋的1/2缩尺模型振动台试验,结果表明在8.5度地震激励下木柱与土坯墙相互作用强烈,墙体最大裂缝宽度达到13 mm,模型已达到严重破坏程度。周乾等^[4]针对抬梁式木结构太和殿,建立了考虑和不考虑山墙与后檐墙体的两种有限元模型,动力时程分析结果表明考虑嵌固墙体后结构因过大变形产生倒塌的风险减少,而因强度不足产生开裂、拔榫等残损问题的可能性增加,但计算结果缺乏试验验证。徐红杰等^[5]通过对姚安地震灾区的现场调查,发现木构架完整时可以做到“墙倒架立屋不塌”,而木构架不完整时地震破坏严重。曲哲等^[6]通过芦山地震灾害调查发现,含砌体填充墙的穿斗木构架震损程度总体上明显轻于无约束砌体结构,主要归功于木构架与砌体墙的双重结构体系,但仍存在主次结构连接薄弱、墙体易发生平面外倒塌等问题。滕睿等^[7]对3栋具有不同类型填充墙的穿斗木构架民居进行了现场脉动测试,结果表明填充墙是穿斗木构架抗侧刚度的主要来源,且能够显著增大结构的阻尼。

针对内嵌墙体穿斗木构架试验研究缺乏的现

状,设计制作了3榀足尺穿斗木构架和内嵌砖墙穿斗木构架,对其进行了水平低周反复加载试验,分析了各模型的破坏形态、破坏机理和主要抗震性能指标,可为定量研究内嵌墙体穿斗木构架的抗震性能提供基础性试验数据,并为该类民居房屋的抗震性能评定和加固设计提供重要参考。

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

本次试验包括1榀穿斗木构架和2榀内嵌砖墙穿斗木构架,见表1。选用的木构架为民居中较为常见的单层五柱三落地形式。其中试件CF为对比穿斗木构架,几何尺寸及构造如图1所示。需要说明的是,实际工程中穿斗木构架多放在础石或长条石上,本次试验则以混凝土基础替代,即木柱直接搁置在混凝土基础顶面。另外,模型中各檩条在木柱两侧延伸了500 mm以便于施加竖向荷载。木构架节点如图2所示,单根穿枋与木柱节点采用透榫节点(如节点A和节点C),两根穿枋与木柱的节点采用半透榫节点(如节点D),其中两根相邻穿枋的上、下面各采用一条穿锁进行连接,穿锁一般采用硬木制作(本次试验中选用柳桉),其设计如图2(d)所示。

试件FBW1为带内嵌山墙的穿斗木构架(以下简称山墙木构架)所示,砖墙厚度为240 mm,无洞口,设计如图3所示;试件FBW2为带内嵌隔墙的穿斗木构架(以下简称隔墙木构架),砖墙厚度为120 mm,门洞尺寸为900 mm×2 100 mm,设计图如图4所示。

表1 试件汇总

Table 1 Summary of the specimens

试件编号	木构架	砖墙厚度/mm	洞口情况
CF	五柱三落地	—	—
FBW1	五柱三落地	240	无洞口
FBW2	五柱三落地	120	有门洞

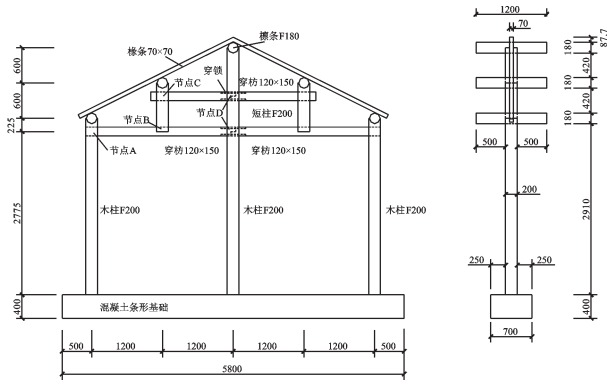


图1 试件CF几何尺寸及构造

Fig.1 Details and dimensions of specimen CF

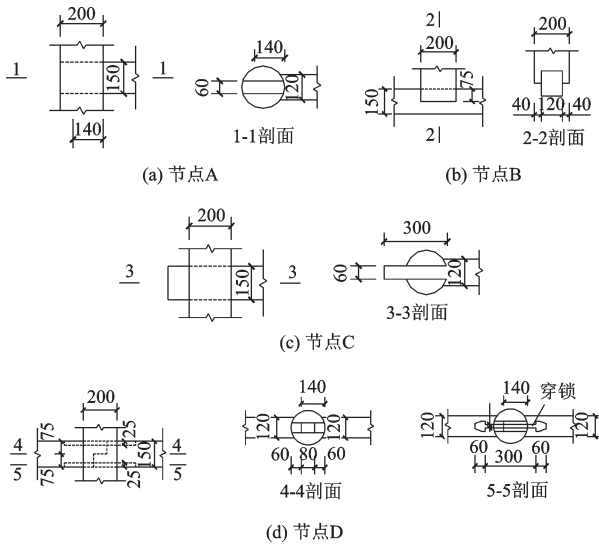


图2 木节点详图

Fig.2 Details of wood joints

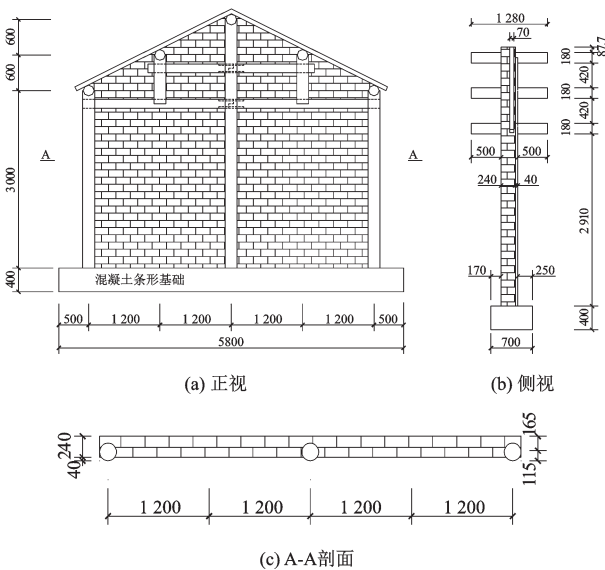


图3 试件FBW1几何尺寸及构造

Fig.3 Details and dimensions of specimen FBW1

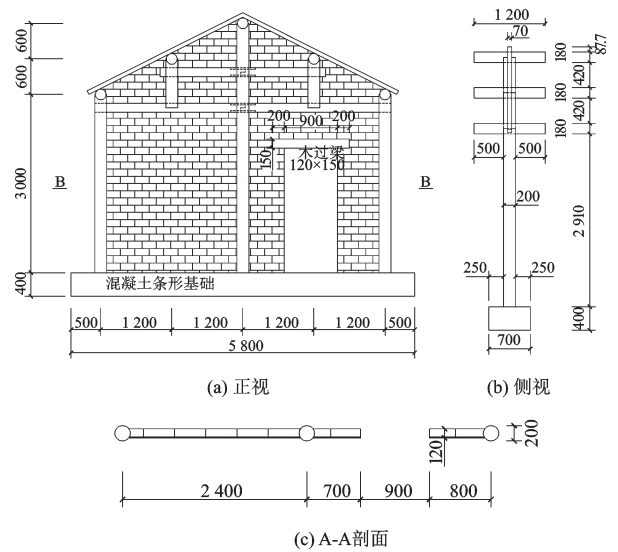


图4 试件FBW2几何尺寸及构造

Fig.4 Details and dimensions of specimen FBW2

1.2 材料性能

本次试验中的木构件全部采用杉木,砖采用青砖,砂浆采用混合砂浆、设计强度等级为M1.0。

根据《木材含水率测定方法》^[8]、《木材顺纹抗拉强度试验方法》^[9]、《木材顺纹抗压强度试验方法》^[10]、《木材抗弯强度试验方法》^[11]和《木材抗弯弹性模量测定方法》^[12]对木材材性进行测试,实测杉木的含水率为12.5%、密度为486 kg/m³、顺纹抗拉强度为104.4 MPa、顺纹抗压强度为40.8 MPa、顺纹抗弯强度为70.2 MPa、顺纹抗弯弹性模量为11 612 MPa。青砖尺寸为230 mm×108 mm×45 mm、实测抗压强度为24.2 MPa。试件FBW1和FBW2试验当天的砂浆实测抗压强度分别为1.07 MPa和0.63 MPa。

1.3 加载制度与测量

1.3.1 竖向加载

首先采用地脚螺栓将试件(含基础)可靠固定在试验台座上,然后再施加柱顶的竖向荷载,竖向荷载通过在檩条两侧的悬挂质量块实现。质量块装入钢托盘时,按照先中柱、再短柱、最后边柱的顺序施加,并尽量两侧托盘对称放入,以保证柱子不发生侧向失稳。待持荷稳定后,再开始施加水平荷载。

图5为试验加载装置示意图,各柱顶施加的竖向荷载分别为 $P_1=5.62$ kN、 $P_2=4.68$ kN。实际工程中,当各开间面阔相同时,山墙木构架柱顶的竖向荷载仅为隔墙木构架的一半,考虑到3榀木构架

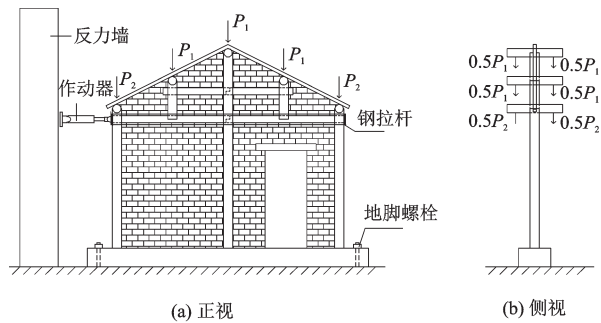


图5 试验加载装置
Fig.5 Test setup

的对比性,本次试验中均选取了相同的竖向荷载。
1.3.2 水平加载

水平加载时,通过钢拉杆将试件与水平作动器连接。各试件的水平加载方式如图5所示,水平作动器作用在边柱侧面与下层穿枋同高度处(合力点距基础顶面 2 775 mm),位移控制位置为下层穿枋的中轴线。

所有试件均采用位移控制加载,控制指标为层间位移角。考虑到 3 个试件在初始刚度、变形能力等方面的差异,分别采用了不同的加载工况,见表 2。水平加载过程中,MTS 作动器加载速率为 0.2~0.5 mm/s。在最大荷载出现后,随着变形的增加,破坏荷载及其相应变形取荷载下降到最大荷载的 85% 时荷载和变形。如果木构架出现拔榫破坏或者墙体倒塌,将对应荷载视作破坏荷载。

表 2 加载制度
Table 2 Loading scheme

工况	位移角		加载位移/mm		循环次数
	CF	FBW1/ FBW2	CF	FBW1/ FBW2	
1	1/2 000	1/3 000	±1.4	±0.9	1
2	1/1 000	1/2 000	±2.8	±1.4	1
3	1/500	1/1 500	±5.6	±1.9	1
4	1/300	1/1 000	±9.2	±2.8	1
5	1/200	1/800	±13.9	±3.5	3
6	1/150	1/500	±18.5	±5.6	3
7	1/100	1/400	±27.8	±6.9	3
8	1/67	1/300	±41.4	±9.2	3
9	1/50	1/200	±55.5	±13.9	3
10	1/30	1/150	±92.5	±18.5	3
11	1/20	1/100	±138.8	±27.8	3
12	1/15	1/67	±185	±41.4	3
13	1/12	1/50	±231	±55.5	3

1.3.3 测点布置

各试件的测点布置均相同,如图 6 所示。其中,位移计 D1、D4、D9 分别测量左柱、中柱和右柱的水平位移;位移计 D2~D3、D5~D6 和 D7~D8 分别测量左柱、中柱和右柱的柱脚翘起量以及计算得到各柱的绝对转角;位移计 D10~D13、D16~D19 分别测量各枋端榫头的拔出量以及计算得到各柱枋节点的相对转角;位移计 D14~D15 布置于穿枋中轴线两侧,用于控制试验过程的位移加载;应变片主要测量木柱和木枋在加载过程中的应变变化。

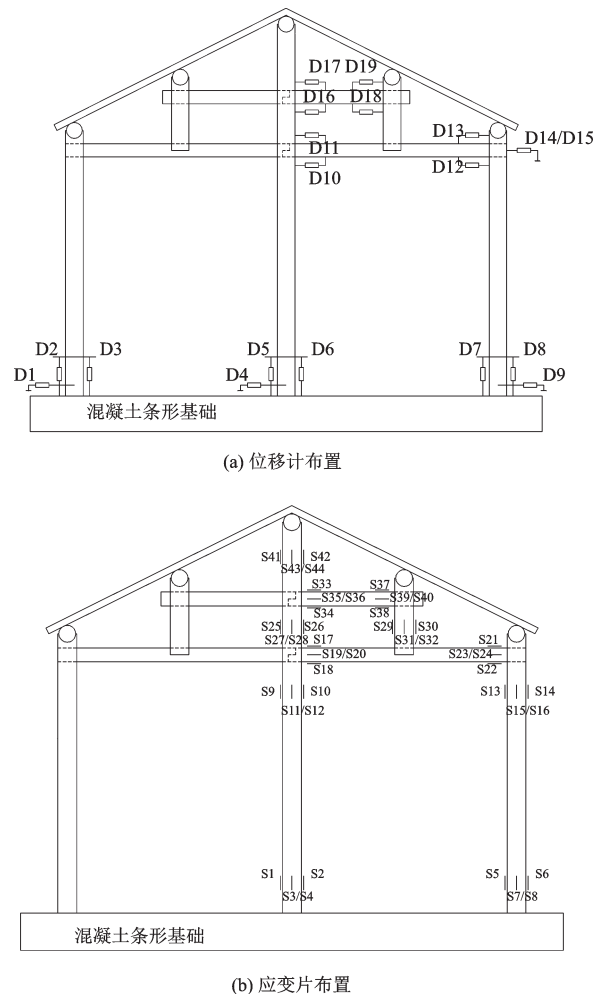


图 6 各试件的测点布置

Fig.6 Arrangement of measuring devices for all specimens

2 试验现象

2.1 试件 CF

对比木构架 CF 加载照片如图 7(a) 所示。加载至位移角为 1/500 时,榫卯节点发出明显的摩擦声;

加载至1/30位移角时,榫卯节点区域内发出木材劈裂的声音,边柱柱脚显著抬起(图7(b)),穿锁在节点一侧明显翘起(图7(c)),而在另一侧则处于压实状态;加载至1/20位移角时,边节点榫头明显拔出(图7(d));加载至1/12位移角时,穿枋与穿锁连接截面发生顺纹剪切破坏(图7(e)),承载力未有明显下降,作动器行程到达设备极限,因而停止试验。顶点位移角为1/12时,试件CF的整体变形如图7(f)所示。

加载过程中,左柱、中柱和右柱柱底的水平位移最大值分别为8.8、7.9、9.8 mm,卸载后的残余水平位移分别为1.6、1.4、4.4 mm,尚不到柱直径的1/40。



图7 试件CF试验现象

Fig.7 Experimental phenomena of specimen CF

2.2 试件FBW1

山墙木构架FBW1加载照片如图8(a)所示。第1级加载,即位移角为1/3 000时,左砖墙左侧与右砖墙右侧的下部五皮砖灰缝处各出现1条水平裂缝(图8(b));随着顶点位移角的增加,这两条水平裂缝开始向下发展,并最终沿着砖墙底部一皮砖灰缝不断延伸。加载至顶点位移角为1/1 500时,左、右砖墙底部的水平裂缝均已贯通整个砖墙截面。

加载至+1/800位移角时,左柱明显抬起(图8



图8 试件FBW1试验现象

Fig.8 Experimental phenomena of specimen FBW1

(c)), -1/800位移角时,右柱明显抬起;加载至1/500位移角时,左、右砖墙底部与基础交界面开始出现水平裂缝。加载至1/300位移角时,左砖墙以底部裂缝为界,上、下部分发生平面外错位(图8(d)),最大错位位移为7 mm;加载至1/200位移角时,左柱与砖墙竖向脱离,墙体背面竖向裂缝最大达3.5 mm(图8(e))。加载至1/150位移角时,砖木构架发生明显扭转,右砖墙整体与基础间发生的平面外错位最高达11 mm(图8(f))。加载至1/100位移角时,左柱外侧底部砖砌体发生局部坍塌(图8

(g);加载至1/50位移角时,中柱抬起20 mm(图8(h)),左砖墙上、下部的平面外最大错位位移达65 mm(图8(i)),木构架未发生显著破坏,但砖墙整体临近平面外倒塌,故一次循环后试验停止。试件FBW1的整体变形如图8(j)所示,裂缝如图9所示。

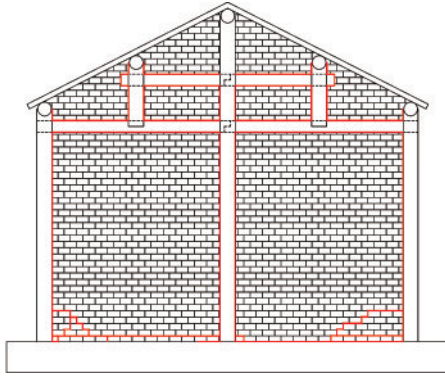


图9 试件FBW1裂缝

Fig.9 Cracks distribution of specimen FBW1

2.3 试件FBW2

隔墙木构架FBW2加载照片如图10(a)所示。第1级正向加载,即位移角为1/3 000时,左砖墙根部出现1条水平裂缝,从左柱边缘一直延伸至墙宽1/2处(图10(b)),反向加载时,右砖墙底部一皮砖灰缝处出现1条水平裂缝,从右柱边缘水平延伸400 mm。随着顶点位移角的增加,这两条水平裂缝不断发展,加载至顶点位移角为1/1 000时,左、右砖墙底部的水平裂缝均已贯通整个砖墙截面。加载至1/800位移角时,边柱明显抬起,左砖墙根部水平裂缝最大宽度达3.0 mm,木梁、木柱与砖墙界面多有裂缝出现。

加载至1/400位移角时,左穿枋左下方和右穿枋右下方一皮砖灰缝处均出现了1条水平裂缝,如图10(c)所示。加载至1/300位移角时,左砖墙与基础发生明显的平面外错位,最大错位位移8 mm,如图10(d)所示。加载至1/200位移角时,门洞过梁左下方出现水平裂缝(图10(e)),最大裂缝宽度达6 mm。加载至1/150位移角时,中柱与右砖墙脱开最大裂缝达9 mm,门洞过梁左上方和右上方均有斜裂缝出现(图10(f))。加载至1/100位移角时,中柱抬起高度达15 mm(图10(g)),右砖墙过梁左下方墙体(简称独立墙肢)与上部墙体完全脱开(图10(h))。加载至1/50位移角时,两个方向的承载力没有降低,但独立墙肢已完全平面外倾倒(图10(i),由



图10 试件FBW2试验现象

Fig.10 Experimental phenomena of specimen FBW2

于邻近防护脚手架的支承未彻底倒下),三次循环后结束试验。试件FBW2的整体变形如图10(j)所示,裂缝示意如图11所示。

3 试验结果分析

3.1 破坏机理

在水平荷载作用下,对比木构架并未发生明显

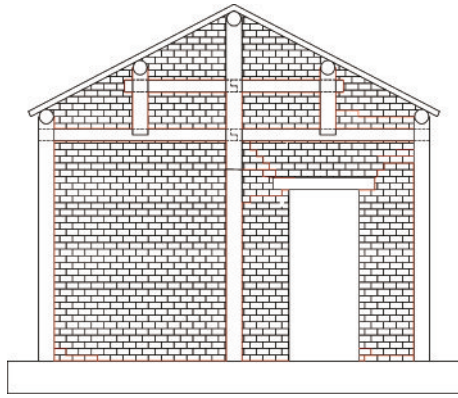


图11 试件FBW2裂缝

Fig.11 Cracks distribution of specimen FBW2

的水平滑移,表明柱底的摩擦力大于木构架的抗剪承载力,则柱底与基础间可视为允许上下脱开的铰接点,而梁柱节点为半刚接节点,因此木构架整体抗侧刚度很低,而变形能力较强。由于穿斗木构架屋面荷载较小,对比试件CF中木梁、木柱均有较大的安全储备,榫卯节点是整个体系的薄弱部位,本次试验中穿枋连接处最终也发生了破坏,但在位移角达到1/12时,木构架水平承载力没有下降且有较好的整体性,体现了穿斗木构架本身较强的抗倒塌能力。

试件FBW1的破坏源于砖墙的弯曲摇摆破坏,这种破坏模式一般发生在竖向压应力较小的情况^[13]。在美国FEMA356^[14]中,砌体的弯曲摇摆破坏是指首先在墙体侧面出现弯曲裂缝,弯曲裂缝贯通后墙体发生类似刚体转动变形,最终由于对角部分逐渐破坏而承载力降低的破坏模式。这种破坏模式下,墙体的延性较大,对于内嵌砖墙木构架而言,由于木构架的约束作用,砖墙难以发生平面内的破坏或倒塌,因而往往发生平面外的破坏,本次试验即是由于砖墙产生了较大的出平面位移而结束的。

试件FBW2的破坏首先也是源于砖墙的弯曲摇摆破坏,另外由于试件FBW2为开洞砖墙,洞口一侧的小墙肢高宽比较大,当连梁下方形成较大的斜裂缝后,孤立的小墙肢最终发生了失稳后的平面外倒塌。

应当强调的是,无论是山墙木构架还是隔墙木构架,由于木构架在平面内有较强的约束作用,砖墙发生出平面的破坏成为一种必然结果。从本次试验来看,在位移角达到1/300左右时,砖墙的出平面的错位已经较为明显,而当位移角达到1/50左右时,砖墙基本可视为发生平面外倒塌,而木构架此时未发生明显破坏,符合历次大地震中观测到的具有完整木构架的砖木房屋“墙倒屋不塌”的宏观现象。

3.2 滞回曲线

图12给出了各试件水平荷载(F)和穿枋位移(Δ)的滞回曲线,从图中可以看出:

(1)对比木构架CF的滞回曲线呈典型的反S形,滞回环中部捏拢明显。

(2)山墙木构架FBW1的滞回曲线为梭形,滞回环特别饱满,表明其具有非常好的耗能能力,其原因在于砖墙发生的弯曲摇摆破坏模式本身就具有较大的摩擦耗能。

(3)隔墙木构架FBW2的滞回曲线也基本为梭形,耗能能力较好,但滞回环饱满程度不如试件FBW1,主要原因在于洞口的影响和砖墙厚度的减少。

3.3 骨架曲线

各试件滞回曲线的外包络线即为骨架曲线,如图13所示。骨架曲线的特征点见表3,其中屈服点按照能量等值法确定,极限点取承载力下降至峰值荷载85%时对应的曲线点,延性系数为极限位移与

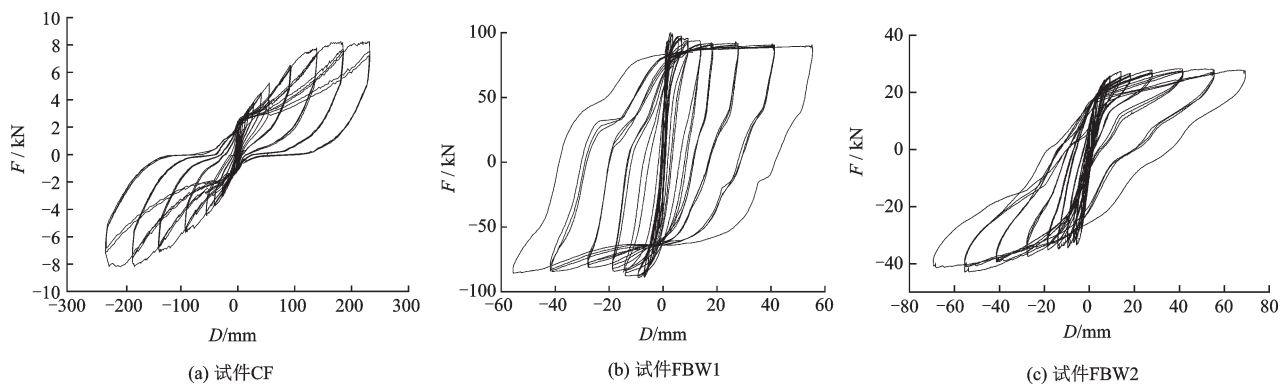


图12 各试件的 $F-\Delta$ 滞回曲线

Fig.12 $F-\Delta$ hysteresis curves for all specimens

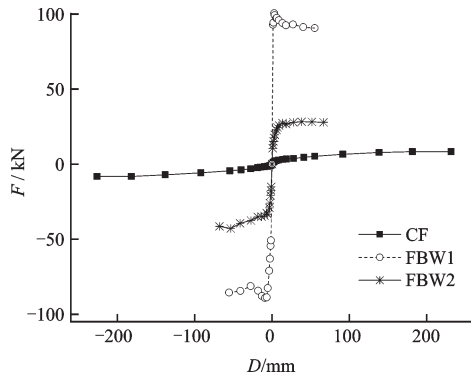


图 13 各试件骨架曲线

Fig.13 Skeleton curves of all specimens

屈服位移的比值。对比木构架CF限于作动器量程导致试验结束时的承载力并未下降,故未得到相应的极限荷载、极限位移和延性系数。

由图 13 和表 3 可以看出:

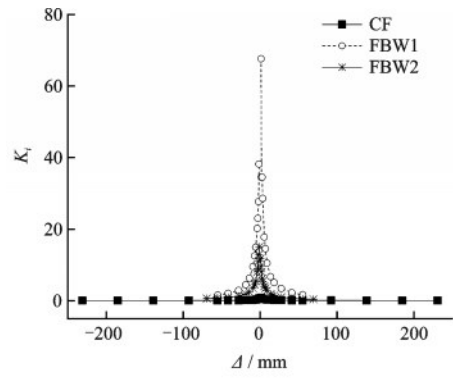
(1) 与对比木构架CF相比,内嵌砖墙的试件FBW1和FBW2初始刚度和水平承载力大幅提升,但极限变形能力显著降低。

(2) 取正、反两个方向的平均值,试件CF、FBW1和FBW2的峰值承载力分别为8.2、94.9、35.6 kN,试件FBW2比CF提高334.1%,试件FBW1比FBW2的砖墙厚度增大1倍且无洞口影响,故其承载力较试件CF提高更多,提高比例为1057.3%。

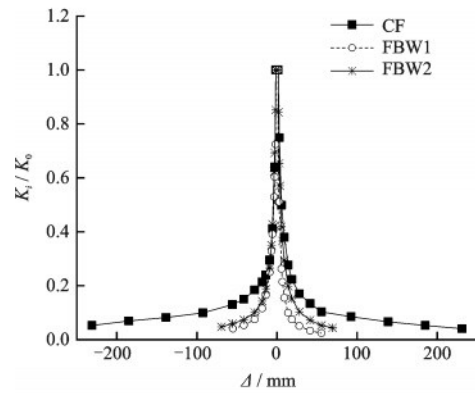
(3) 试件FBW2的延性系数显著小于FBW1,原因在于砖墙的屈服位移远小于木构架,而木构架在试件FBW2中的抗侧贡献更大,进而导致其屈服位移较大,但试件FBW1和FBW2的极限位移并没有差异,且显著低于对比木构架。

3.4 刚度退化

采用环线刚度^[15]这一指标评价试件的刚度退化,试件刚度退化曲线对比如图 14 所示。图中, K_0



(a) 绝对刚度



(b) 相对刚度

图 14 各试件刚度退化曲线

Fig.14 Stiffness degradation curves of all specimens

表示试件初始刚度, K_i 表示第*i*级荷载下正、反向加载的环线刚度。

从图 14 中可以看出:(1) 当加载位移在 13.9 mm(对应位移角 1/200)以内时,各试件的刚度随加载位移的增加快速下降,当加载位移大于 13.9 mm 后,各试件的刚度退化均呈现出逐渐放缓的趋势;(2) 山墙木构架FBW1和隔墙木构架FBW2的刚度退化速率明显大于对比木构架试件CF,说明在相同加载位移下砖墙比木构架的刚度退化较快。

表 3 各试件骨架曲线特征点

Table 3 Feature points on skeleton curves of all specimens

试件	方向	F_{cr}/kN	Δ_{cr}/mm	F_y/kN	Δ_y/mm	F_{max}/kN	Δ_{max}/mm	F_u/kN	Δ_u/mm	$\mu=\Delta_u/\Delta_y$
CF	正	—	—	6.65	97.3	8.25	181.3	—	—	—
	反	—	—	-6.72	-124.2	-8.18	-181.7	—	—	—
FBW1	正	86.20	0.93	93.60	1.6	100.56	2.81	90.60	55.3	34.56
	反	-47.80	-0.93	-74.50	-4.0	-89.21	-9.21	-85.60	-55.6	13.90
FBW2	正	10.60	0.93	24.81	7.6	28.30	38.3	26.75	55.3	7.28
	反	-15.10	-0.93	-35.10	-16.8	-42.90	-53.5	-41.03	-55.2	3.29

3.5 耗能能力

采用能量耗散系数 E 即某循环滞回环所包围的面积与滞回环卸荷段至横坐标轴之间三角形面积之比,来评价各试件耗能能力。

图 15 中给出了各试件在不同加载位移水平处的能量耗散系数,从图中可以看出:(1) 各试件的能量耗散系数随着加载位移的增大在初始阶段出现了一定程度的减小,可能是由于木构件节点间存在一定的缝隙引起的;(2) 总体上看,各试件的能量耗散系数随加载位移的增大而不断增大,到达破坏状态时,试件 FBW1 的能量耗散系数是试件 FBW2 的 1.9 倍,试件 FBW2 则是对比试件 CF 的 1.3 倍,体现了砖墙开裂后的耗能能力,且墙体厚度越大,耗能能力越强。

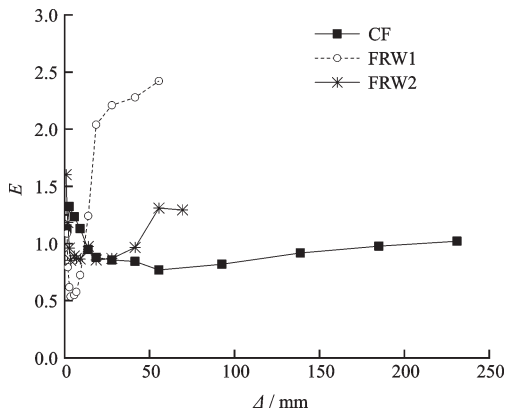


图 15 各试件耗能对比

Fig.15 Energy dissipation of all specimens

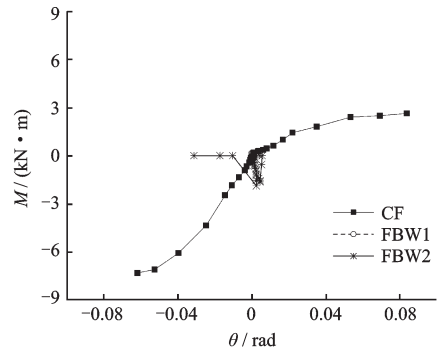
3.6 榫卯节点弯矩—转角曲线

根据试验实测结果给出了各试件的典型节点弯矩 M —转角 θ 骨架曲线,如图 16 所示。其中,节点转角 θ 可由榫头上、下两个位移计读数的差值除以两位移计的竖向距离得到,而节点处的弯矩值则通过试验测得的枋端应变求得,计算公式为:

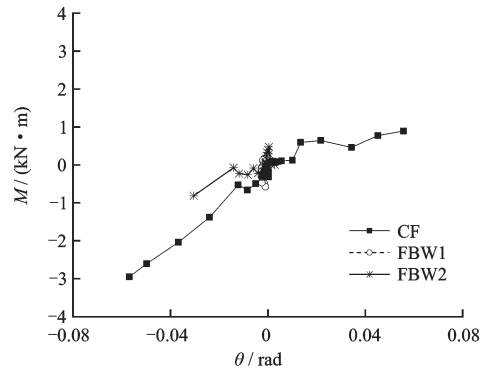
$$M = \frac{1}{6}bh^2E \frac{\epsilon_t - \epsilon_b}{2} \quad (1)$$

式中, M 为节点处的弯矩; E 为木枋的抗弯弹性模量; b 、 h 分别为木枋宽度和高度; ϵ_t 、 ϵ_b 分别为枋端上部和下部应变。

从图 16 中可以看出:(1) 对比木构架的梁柱节点为典型的半刚接节点,转动刚度随转角的增大而逐渐减小;(2) 透榫节点的转动刚度大于半透榫节点,且两类节点的骨架曲线在正、反向加载时均存在显著的不对称性;(3) 由于砖墙的嵌固作用,山墙木构架 FBW1 和隔墙木构架 FBW2 中的梁柱节点



(a) 节点A(透榫节点)



(b) 节点D(半透榫节点)

图 16 典型节点的 M — θ 骨架曲线

Fig.16 M — θ curves of typical joints

在试件破坏前未发生明显的转角。

4 结论

(1) 在水平荷载作用下,对比木构架并未发生明显的水平滑移,整体变形能力较强,在位移角达到 $1/12$ 时,木构架抗震承载力没有下降且有较好的整体性,体现了穿斗木构架本身较强的变形和抗倒塌能力。

(2) 内嵌砖墙木构架的破坏源于砖墙的弯曲摇摆破坏,由于木构架的约束作用,砖墙在平面内未发生倒塌,最终均由于砖墙产生了较大的出平面位移而破坏。

(3) 对比木构架的滞回曲线呈典型的反 S 形,滞回环中部捏拢明显,而内嵌砖墙木构架的滞回曲线均为梭形,滞回环饱满,其原因在于砖墙发生的弯曲摇摆破坏模式本身就具有较大的摩擦耗能能力,且耗能能力随砖墙厚度的增大而增加。

(4) 与对比木构架相比,内嵌砖墙木构架的初始刚度、水平承载力和耗能能力大幅提升,但极限变形能力显著降低。

(5) 穿斗木构架的梁柱节点为典型的半刚接节

点,转动刚度随转角的增大而逐渐减小;而由于砖墙的嵌固作用,内嵌砖墙木构架中的榫卯节点在模型破坏前未发生明显的转角。

参考文献:

- [1] 许清风,刘琼,张富文,等. 砖填充墙榫卯节点木框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构,2015,45(6): 50-53,49.
Xu Q F, Liu Q, Zhang F W, et al. Experimental research on seismic performance of mortise-tenon joint wood frame with brick masonry infilled wall[J]. Building Structures, 2015,45(6): 50-53,49.(in Chinese)
- [2] 单玉坤,苏爱军,秦爱娟. 木结构房屋抗震性能的试验研究[J]. 河北工业大学成人教育学院学报,2007,22(3):39-43.
Shan Y K, Su A J, Qin A J. Experimental research on seismic behavior of timber frame buildings[J]. Journal of Adult Education School of Hebei University of Technology,2007, 22(3): 39-43.(in Chinese)
- [3] 葛学礼,朱立新,于文,等. 村镇木构架土坯围护墙房屋1/2缩尺模型振动台试验研究[J]. 土木建筑与环境工程,2010,32(增2): 508-510,515.
Ge X L, Zhu L X, Y W, et al. Study on shaking table test of 1/2 scaled model of the timber-truss-bearing and adobe-wall-shielding building in the coutry[J]. Journal of Civil, Architectural & Environment Engineering, 2010, 32(Sup 2): 508-510,515.(in Chinese)
- [4] 周乾,闫维明,关宏志. 古建嵌固墙体对木构架抗震性能的影响分析—以太和殿为例[J]. 四川大学学报(工程科学版),2014,46(1): 81-86.
Zhou Q, Yan W M, Guan H Zh. Influence of embedded walls to aseismic performances of timber structure of Chinese ancient timber buildings-taking Taihe Palace as example[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Edition), 2014, 46(1): 81-86.(in Chinese)
- [5] 徐红杰,陶忠,余文正. 姚安7.9地震土木结构民居震害及基于震害的穿斗木构架节点抗震加固分析[J]. 科学技术与工程,2010,10(20): 5101-5105.
Xu H J, Tao Zh, Yu W Zh. Analysis of seismic damages of rural raw-soil and timber structure houses in 7.9 Yaoan earthquake and scheme of seismic strengthening for Chuandou timber joints based on seismic damages[J]. Science Technology and Engineering, 2010, 10(20): 5101-5105.(in Chinese)
- [6] 曲哲,钟江荣,孙景江. 四川芦山7.0级地震中非抗震设防民居震害特征[J]. 建筑结构学报,2014,35(5): 157-164.
Qu Zh, Zhong J R, Sun J J. Seismic damages of non-seismic design residential houses in the M7.0 Lushan earthquake[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(5): 157-164.(in Chinese)
- [7] 滕睿,曲哲,张永群. 川南地区穿斗式木构架民居的动力特性[J]. 世界地震工程,2014,30(3): 229-234.
Teng R, Qu Zh, Zhang Y Q. Dynamic characteristics of Chuandou-type timber houses in southern Sichuan[J]. World Earthquake Engineering, 2014, 30(3): 229-234.(in Chinese)
- [8] 木材含水率测定方法:GB/T 1931—2009 [S]. 北京:中国标准出版社,2009.
Method for determination of the moisture content of wood: GB/T 1931—2009 [S]. Beijing: China Standards Press, 2009. (in Chinese)
- [9] 木材顺纹抗拉强度试验方法:GB/T 1938—2009 [S]. 北京:中国标准出版社,2009.
Method of testing in tensile strength parallel to grain of wood: GB/T 1938—2009 [S]. Beijing: China Standards Press, 2009. (in Chinese)
- [10] 木材顺纹抗压强度试验方法:GB/T 1935—2009 [S]. 北京:中国标准出版社,2009.
Method of testing in compressive strength parallel to grain of wood: GB/T 1935—2009 [S]. Beijing: China Standards Press, 2009. (in Chinese)
- [11] 木材抗弯强度试验方法:GB/T 1936.1—2009 [S]. 北京:中国标准出版社,2009.
Method of testing in bending strength of wood: GB/T 1936.1—2009 [S]. Beijing: China Standards Press, 2009. (in Chinese)
- [12] 木材抗弯弹性模量测定方法:GB/T 1936.2—2009 [S]. 北京:中国标准出版社,2009.
Method for determination of the modulus of elasticity in static bending of wood: GB/T 1936.2—2009 [S]. Beijing: China Standards Press, 2009. (in Chinese)
- [13] 唐曹明,罗瑞,程绍革,等. 水泥砂浆及钢筋网水泥砂浆单面加固低强度砖墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2017,38(10): 157-167.
Tang C M, Luo R, Cheng Sh G, et al. Experimental study of seismic performance of low strength masonry walls reinforced with one-side cement mortar splint[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(10): 157-167. (in Chinese)
- [14] Federal emergency management agency. Commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA-356 [S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [15] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京:东南大学出版社,1989:314-316.
Tang J R. Seismic resistance of joints in reinforced concrete frames [M]. Nanjing: Southeast University Press, 1989: 314-316.(in Chinese)

(本文责编:周小潭)