

•装配式乡村住宅•

DOI:10.12454/j.jsuese.202400864



本刊网刊

轻型装配式重组竹墙板抗震性能试验和数值研究

刘 焯^{1,2},王家康^{1,2},赵仕兴³,熊 峰^{1,2},余 弦⁴,杨姝姮³,周巧玲³,郑万林^{4*}

(1. 四川大学 建筑与环境学院, 四川 成都 610065; 2. 四川大学 深地科学与工程教育部重点实验室, 四川 成都 610065;
3. 四川省建筑设计研究院有限公司, 四川 成都 610095; 4. 四川能投建工集团有限公司, 四川 成都 610000)

摘要:本文提出一种轻型装配式重组竹墙板,该墙板不仅能充分发挥出重组竹材料轻质高强的特性,还兼具绿色低碳低能耗的优点,连接方式便捷可靠使其适用于装配式建筑。共设计制作6组装配式重组竹墙板,对其抗震性能进行研究,分析重组竹墙板竖向接缝形式、竖缝螺栓连接数量、开洞与否和覆面板厚度等变量对重组竹墙板破坏形态、抗剪强度、极限位移、屈服荷载、屈服位移和耗能等结果的影响。试验结果表明:1)重组竹墙板竖缝采用两颗螺栓相比于竖缝采用4颗螺栓的单位抗剪强度提降低10%,增加螺栓数量可更有效地限制墙板之间的相对滑移,减少局部应力集中,从而提高整体结构的刚度和抗剪能力,增强连接的承载能力;2)重组竹墙板采用20 mm厚覆面板的单位能耗比采用10 mm厚覆面板的试件提升了18.80%,20 mm厚的覆面板具有更好的塑性变形能力,能够在不发生破坏的情况下,通过材料的塑性变形吸收更多能量,同时避免自攻螺钉过早失效,从而提高墙板的耗能能力。其次,试验结合数字图像相关性(DIC)技术,对轻型装配式重组竹墙板中的覆面板损伤演化进行研究,给出覆面板损伤的发展规律,发现增加覆面板厚度能够显著提高结构的耐损伤能力,限制损伤的扩展,从而增强整体结构的稳定性和安全性。最后,通过ABAQUS软件对墙板进行参数化分析,扩展研究边缘钉间距及横撑数量对墙板抗震性能的影响规律;有限元分析结果表明,边缘钉间距对模型承载力的影响较为显著,横撑数量对模型位移的影响也较为显著。

关键词:重组竹墙板;抗震性能;DIC;有限元分析

中图分类号:TU366.1

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2025)05-0024-14

中国竹资源丰富,产量居世界首位。四川是中国竹资源大省,竹林面积达112 080 km²。慈竹是四川特有竹种,面积占比达50%以上,产量巨大且价格低廉。经改性加工而成的慈竹基重组竹^[1],既保留了原慈竹轻质高强、生态环保等优点,又克服了其原态性能不稳定、耐久性差、易发霉^[2-4]等缺陷,是一种理想的绿色高强竹基材料,符合国家大力发展绿色建筑建材的政策方针^[5],具有广阔的应用前景,特别是在装配式建筑领域^[6-9]。目前,关于竹结构的研究主要集中在力学性能和耐久性方面^[10-11]。已有研究表明,竹材的强度超过许多传统木材^[12],且具有良好的抗压和抗拉性能,经过处理的竹子压缩强度可达到31.74~36.60 MPa^[13],并且竹子的纤维结构使其在拉伸和负载下能够有效分散应力^[14],降低了材料的脆性,使剪力墙在受到极端荷载

时能够保持一定的韧性,从而避免突然的破坏,非常适合用于剪力墙的设计。

当墙板采用重组竹制作时,其抗剪强度和变形能力优于传统钢筋混凝土墙,能够有效抵御地震带来的破坏^[15],并且使用竹材建造的房屋在生命周期内对环境的影响显著低于传统建筑材料^[16]。重组竹剪力墙作为一种新兴建筑结构形式,以其独特的材料优势、优良的结构性能及良好的环境适应性,逐渐受到建筑行业的关注^[17-19]。重组竹墙板的制作材料均是在工厂预制成型后运到现场进行拼装^[20],因此需要对重组竹墙板中的连接节点设计和施工工艺优化进行系统性研究,才能保证重组竹墙板在装配式领域的推广。然而,目前对重组竹墙板的研究多局限在局部构件上,比如:柏文峰等^[21]通过抗剪试验发现用竹条代替轻型木

收稿日期:2024-10-25 修回日期:2024-12-02 网络出版日期:2024-12-04

基金项目:四川省科技计划项目(2023YFS0393)

作者简介:刘 焯(1992—),男,副教授。研究方向:工业化结构与智能建造;金属增材制造。E-mail: liu.ye@scu.edu.cn

*通信作者:郑万林,高级工程师,E-mail: ntjgckjb@163.com

结构的木基结构面板或石膏板,可以获得更好的承载、变形及耗能能力,是一项节约木材、经济适用的绿色建筑技术,对推动绿色农房建设和木竹装配式建筑发展具有积极的促进作用。Li^[22]、Di^[23]等通过研究发现,在各种布局下的面板框架连接的单一连接器性能对剪力墙的整体响应有显著影响。邸静等^[24]通过数值模拟对重组竹墙板中的覆面板性能进行研究发现,峰值承载力相较于传统 OSB 板提升 32.23% 以上。郭继清等^[25]通过 ANSYS 发现布置支撑能够有效地减小竹结构在地震作用下的侧移,经过优化支撑布置后的结构不仅能够满足中国规范层间位移角限值的规定,而且经济效益较好。Zhao 等^[26]使用非线性动态时程分析,对 3 层竹框架结构进行模拟,以评估其在不同地震强度下的响应,这种方法可以提供更为详细的结构响应信息,包括最大位移和内力分布,重组竹框架的抗震性能受到设计参数的影响,包括框架的高度、层数和节点连接设计。Zhang 等^[27]研究发现,合理的框架设计可以显著提高结构的抗震能力。Di 等^[28]发现不同类型的竹材和重组方式会影响最终结构的性能,层压竹材的抗弯和抗剪性能优于单一竹材,因而在地震区的应用效果更佳。材料的选择对于抗震设计至关重要,现有文献中还鲜有对装配式重组竹墙板的整体性能进行系统性研究的,使得装配式重组竹墙板在实际应用中仍面临诸多挑战,如何提高其承载能力和抗震性能,都是亟待解决的问题。此外,现有的设计标准和规范尚未充分涵盖竹结构的特殊性质,导致设计和施工过程中存在不确定性。

综上所述,重组竹材料如何通过合理的截面设计和节点优化将应用于装配式墙板中是当前迫切需要解决的问题。为此,本文创新地提出在工厂预制由双面竹覆面板及竹纵横骨架组成的整体竹结构框架,竹覆面板局部留洞,现场以快速螺栓的形式连接。并对该类型重组竹墙板进行低周往复加载试验,针对重组竹墙板的破坏形态、抗剪强度、极限位移和耗能等试验结果分析其力学性能,并采用 DIC 进行损伤分析,对轻型装配式重组竹墙板中的覆面板损伤演化进行研究,采用有限元参数化分析进行构造优化,扩展研究边缘钉间距及横撑数量对墙板抗震性能的影响规律并对试验结果进行分析。

1 试验概况

1.1 试件设计

试件 3 维构造如图 1 所示。共设计 6 组试件,包括 1 组无竖向接缝的单片重组竹墙板(简称单墙板),尺寸为 2 500 mm×2 500 mm,以及 5 组由螺栓连接两片墙板而成的双片重组竹墙板(简称双墙板),尺寸为

2 500 mm×2 500 mm。每个试件均由重组竹结构框架(简称竹结构框架)和重组竹覆面板(简称覆面板)构成,如图 1(a)所示。竹结构框架由墙骨柱、顶梁板、底梁板和横撑组成,如图 1(b)所示,采用截面尺寸为 30 mm×140 mm 的重组竹纤维材料。墙骨柱在墙板的左右两端使用双层规格材,而在内部则以 290 mm 的间距均匀分布单层规格材。顶梁板为双层规格材,底梁板为单层规格材,横撑以 580 mm 的间距水平布置于顶梁板和底梁板之间。覆面板通过 50 mm 长的自攻螺钉固定在竹结构框架上,覆面板与竹结构框架连接中间部位钉间距为 300 mm,边缘钉间距为 150 mm。墙骨柱与顶梁板、底梁板的连接分别采用 80、50 mm 长的自攻螺钉,而墙骨柱和横撑之间采用榫卯连接。

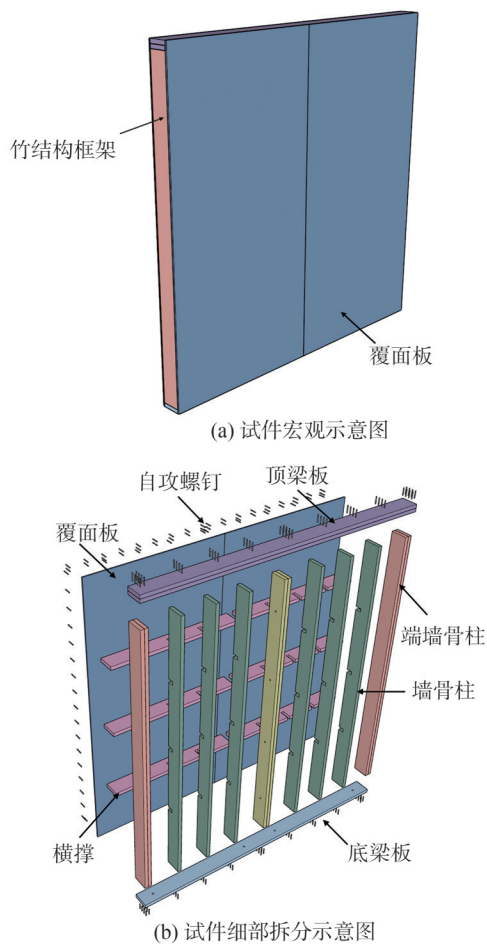


图 1 试件 3 维构造

Fig. 1 Three-dimensional structure of the test specimen

双墙板试件使用直径为 12 mm 的 M8.8 级高强螺栓连接相邻的两块单墙板,螺栓扭矩设定为 60 N·m。加载钢梁和基础钢梁由截面尺寸为 200 mm×100 mm×10 mm 的回型钢制成,与顶梁板和底梁板的连接通过 4 颗直径为 14 mm 的 M8.8 级高强螺栓完成,扭矩同样为 60 N·m。框架左右两端的墙骨柱通过抗拔锚固件与基础钢梁连接。

试件的设计参数包括墙体数量、竖缝螺栓连接数

量、墙体开洞形式(如门洞和窗洞)及覆面板厚度,具体参数如表1所示。开洞墙体需在洞口增设墙骨柱、过梁和托柱,如图2所示。

表1 试件参数

Tab. 1 Test piece parameters

编号	墙体数量	试件尺寸/(m×m)	竖向接缝	竖缝螺栓数量	洞口大小/(m×m)	覆面板厚度/mm
RB W-1	单片	2.5×2.5	无	4		10
RB W-2	双片		有	4		10
RB W-3	双片		有	2		10
RB W-4	双片		有	4	门洞 (0.9×2.1)	10
RB W-5	双片		有	4	窗洞 (0.9×0.9)	10
RB W-6	双片		有	4		20

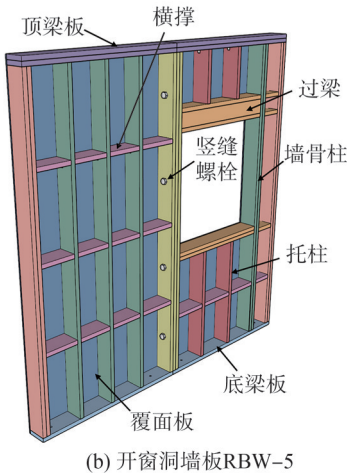
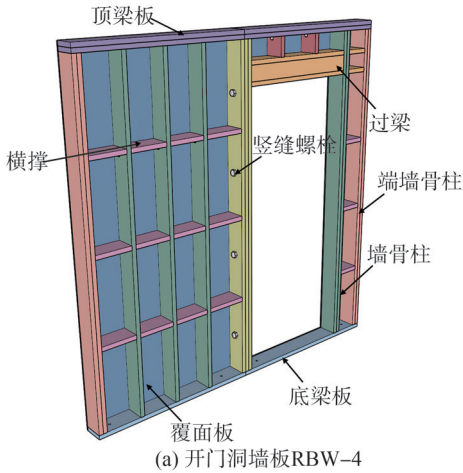


图2 开洞墙体示意图

Fig. 2 Wall opening schematic diagram

1.2 材料

试验中使用的重组竹通过热压成型工艺制成,均由四川竹元科技有限公司提供。厂商提供的质检报

告显示,重组竹的密度为 $0.8\sim 1.2\text{ g/cm}^3$,防火等级为B1级。根据ASTMD143—09^[29]标准对重组竹的力学性能进行测试,其抗拉强度为 $110\sim 320\text{ MPa}$,抗压强度为 $80\sim 150\text{ MPa}$,抗弯强度为 $150\sim 360\text{ MPa}$,导热系数为 $0.173\text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ 。

试验中,采用M12和M14规格的8.8级高强度螺栓,其抗拉强度超过 800 MPa ,屈服强度超过 640 MPa 。此外,使用的自攻螺钉规格为M4.2,长度为 50 mm ,抗拉强度约为 $500\sim 700\text{ MPa}$,屈服强度约为 $300\sim 500\text{ MPa}$,剪切强度约为 $250\sim 350\text{ MPa}$ 。

1.3 试验装置

试验在四川建筑职业技术学院结构实验室进行,试件加载装置如图3所示。在距离底部钢梁 $2\,550\text{ mm}$ 处的加载梁中心通过水平作动器施加水平向荷载,试验加载以由北向南加载作为正向。墙板的底梁板和顶梁板均采用 $\Phi 12\text{ mm}$ 的螺栓分别和基础钢梁、加载梁连接。基础钢梁通过锚杆和钢梁紧固在地面,实现加载边界的固定。试件的面外变形通过墙体两侧4个滑轮加以限制。位移计的布置如图3(a)所示,主要用于测量基础钢梁的滑移、底梁板的位移、端墙骨柱相对于底梁板的位移及顶梁板的位移。此外,在试件下方的 $1.25\text{ m}\times 2.50\text{ m}$ 区域内,设定了数字图像相关技术的监测区域,具体位置如图3(a)所示。

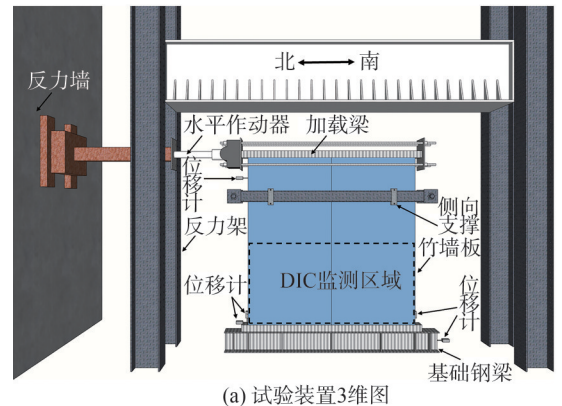


图3 试件及加载装置

Fig. 3 Specimen and loading device

1.4 加载制度

试验采用低周反复加载,参照 ISO—16670^[30] 进行加载,以推为正,拉为负,加载分为两阶段:第 1 阶段以试件预估极限位移的 1.25%、2.50%、5.00%、7.50%、10.00% 为幅值进行单次往复加载,加载速率为 10 mm/min;第 2 阶段分别以预估极限位移的 20%、40%、60%、80%、100% 和 120% 为幅值进行 3 次往复加载,直至出现明显破坏,加载速率为 30 mm/min。位移控制加载程序如图 4 所示。预估极限位移为大震下极限位移角 2%,加载中心到底梁板位移为 2 550 mm,则极限位移为 51 mm。

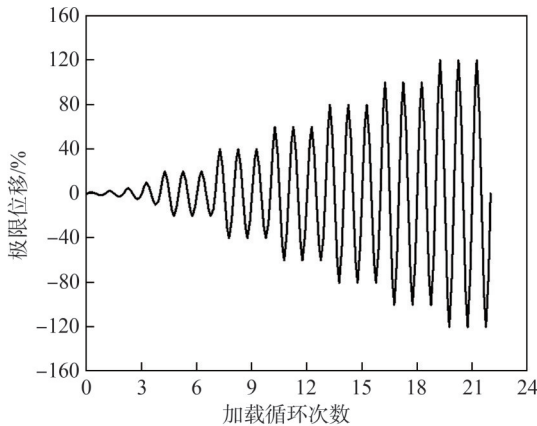


图 4 位移控制加载程序

Fig. 4 Displacement control loading procedure

2 试验结果与分析

2.1 破坏现象

试件破坏模式如图 5 所示。对于不同构造的试件而言,随着变形的增加,覆面板和竹结构框架间因自攻螺钉的连接失效会形成明显的相对错动,竹结构框架也会产生局部损伤。具体而言,当覆面板和竹结构框架间的相对错动过大时,为二者间提供连接的自攻螺钉会被剪断,如图 5(a)所示。在竹结构框架中,位于端部的墙骨柱会出现局部屈曲的现象,并且该处墙骨柱与底梁板间的自攻螺钉也会被拔出,如图 5(c)所示。当自攻螺钉拔出长度较短时,其仍然能起到传递剪力的作用,只有当自攻螺钉被完全拔出较多或发生弯曲破坏时,连接才会完全失效。在达到峰值荷载时,会伴随有覆面板的撕裂,如图 5(d)所示。与此同时,在墙体底部自攻螺钉穿透面板也是一种常见的破坏现象,如图 5(d)所示,由于自攻螺钉产生的穿透力或外部荷载过大,使覆面板在自攻螺钉周围会出现裂纹或破裂。除此之外,墙骨柱和底梁板间因二者变形存在相互约束的情况,会导致底梁板撕裂和墙骨柱劈裂破坏的情况出现,分别如图 5(e)和(f)所示。

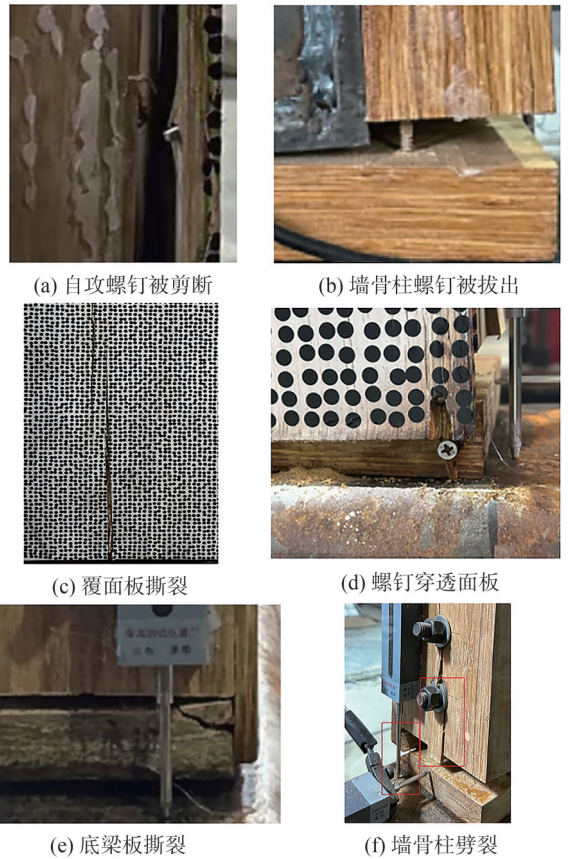


图 5 试件破坏模式

Fig. 5 Failure mode of specimens

单墙板 RBW-1 和双墙板 RBW-2 破坏模式较为相似,相对于采用 4 颗竖缝螺栓数量的 RBW-2 而言,当螺栓数量减少至两颗时, RBW-3 在位于受拉侧的底梁板上出现的撕裂较为严重,这是因为螺栓数量减少会增加墙骨柱在水平变形时传递给底梁板的上拔力。对于带门洞的试件 RBW-4 和带窗洞的试件 RBW-5 而言,二者的破坏主要发生在门或窗洞口附近,其中门洞处的破坏模式如图 6 所示,在达到峰值荷载时,洞口下方覆面板与底梁板连接处错位,自攻螺钉失效,洞口上方覆面板出现的轻微撕裂破坏。对于采用 20 mm 厚覆面板的试件 RBW-6 而言,其覆面板并未像其余试件那样会伴随着自攻螺钉的剪断而出现覆面板的撕裂破坏,这是因为覆面板厚度的增加降低了自身破坏的风险。

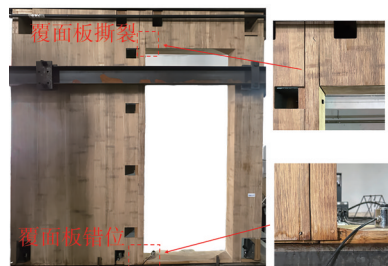


图 6 门洞 RBW-4 破坏

Fig. 6 Failure of the RBW-4 doorway in the specimen

2.2 DIC 技术应用与结果分析

覆面板为试件的主要抗侧力构件,其在实际工程应用时,覆面板的损伤也是影响业主对该构件进行安全性和美观性评估的首要考量因素。考虑到数字图像相关性技术的监测场景限制,本节仅采用 DIC 技术来监测覆面板的损伤演化过程。图 7 以试件 RBW-4 为例详细阐述其在加载全过程的应变演化云图,最大主应变范围设定为 $0 \sim 25\,000 \times 10^{-6}$ 。

在加载初期,试件基本无变形,如图 7(a) 所示,在弹性变形阶段,墙体底部首先出现损伤,覆面板呈现出大范围的不均匀变形,如图 7(b) 所示。随着荷载的增加,覆面板与竹结构框架的自攻螺钉处出现应变明显增大的地方,覆面板出现明显损伤,如图 7(c) 所示。最后,在达到峰值荷载后,覆面板的损伤加剧,形成自底部向上的裂缝,各观测点应变分布不均匀现象有明显减少的趋势,如图 7(d) 所示。

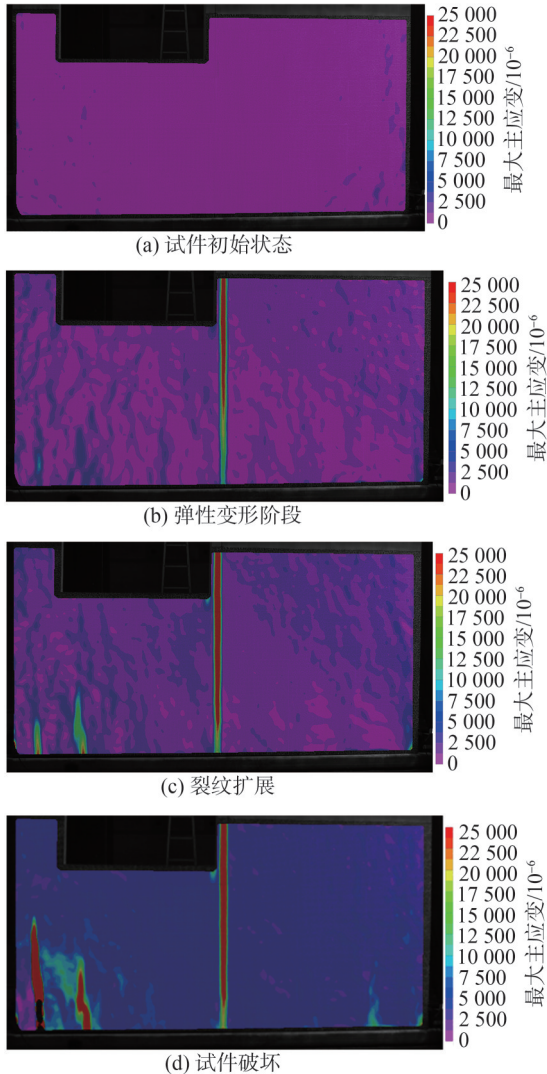


图 7 DIC 应变云图裂缝发展形式

Fig. 7 Crack development pattern in the DIC strain cloud image

图 8 对比了 RBW-2 与 RBW-6 在 30.6 mm 循环段最大位移时覆面板的损伤发展差异,图 8(a)、(b) 为固定范围应变图,设定最大主应变范围为 $-1\,000 \sim 1\,000 \times 10^{-6}$,图 8(c)、(d) 为试件实际应变场图。对于采用 10 mm 厚覆面板的 RBW-2 而言,其在 30.6 mm 位移时的损伤主要集中在试件左侧,此处为水平位移直接作用位置,这表明尽管采用竖缝螺栓来连接两个单墙板,但两个单墙板之间的协同工作能力仍有一定的缺陷,与此同时, RBW-2 最大主应变达到 $120\,193 \times 10^{-6}$,并伴有覆面板撕裂。当覆面板厚度增加至 20 mm 后, RBW-6 的损伤程度和范围均大幅减小,主应变最大值仅为 $34\,105 \times 10^{-6}$,远未达到重组竹材料的破坏极限状态。这表明,增加覆面板厚度能够显著提高结构的耐损伤能力,限制损伤的扩展,从而增强整体结构的稳定性和安全性。

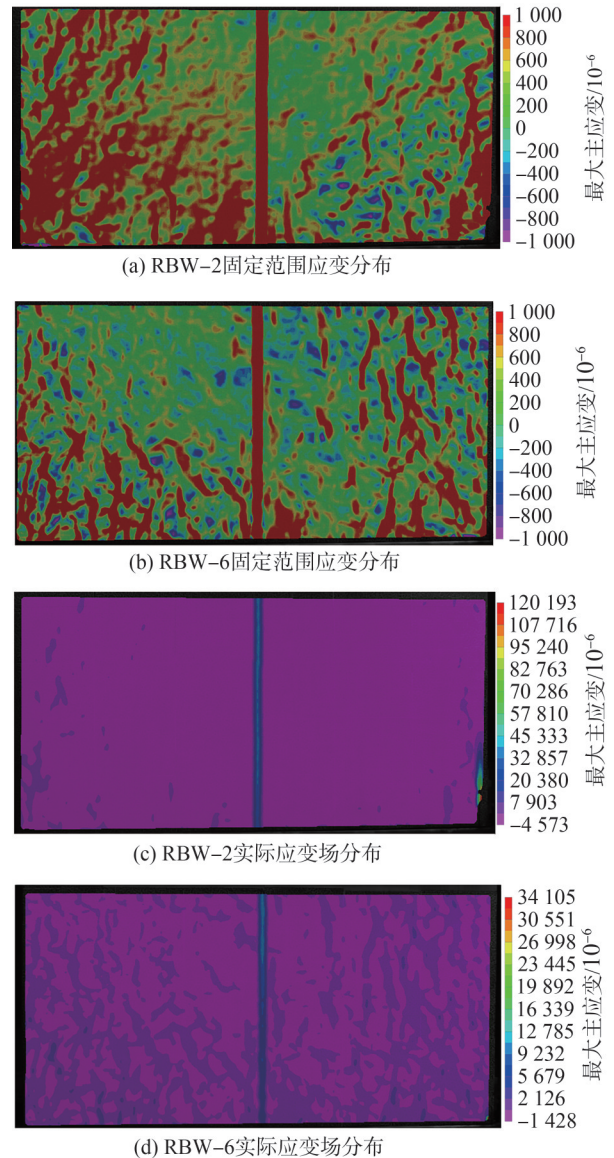


图 8 试件损伤

Fig. 8 Specimen damage

2.3 试验结果分析

试件的荷载-位移曲线、抗剪强度、极限位移、屈服荷载、屈服位移和耗能等试验结果是轻型装配式重组竹墙板性能的重要评价指标,本节将重点分析各设计参数对其的影响规律。表2为竹墙板的试验结果。

表2 试验结果
Tab.2 Test results

试件编号	F_{peak} kN	Δ_u /mm	f_{vd} ($kN \cdot m^{-1}$)	F_{yield} kN	Δ_{yield} mm	E/J
RBW-1	76.69	34.69	30.68	56.62	10.74	6 906
RBW-2	71.05	33.17	28.42	51.89	5.63	7 542
RBW-3	64.53	35.55	25.81	44.25	8.40	8 143
RBW-4	56.00	40.70	35.00	47.44	12.20	4 310
RBW-5	77.11	43.05	48.20	74.64	13.65	7 919
RBW-6	84.78	39.40	33.91	72.51	9.73	8 960

各指标定义如下:

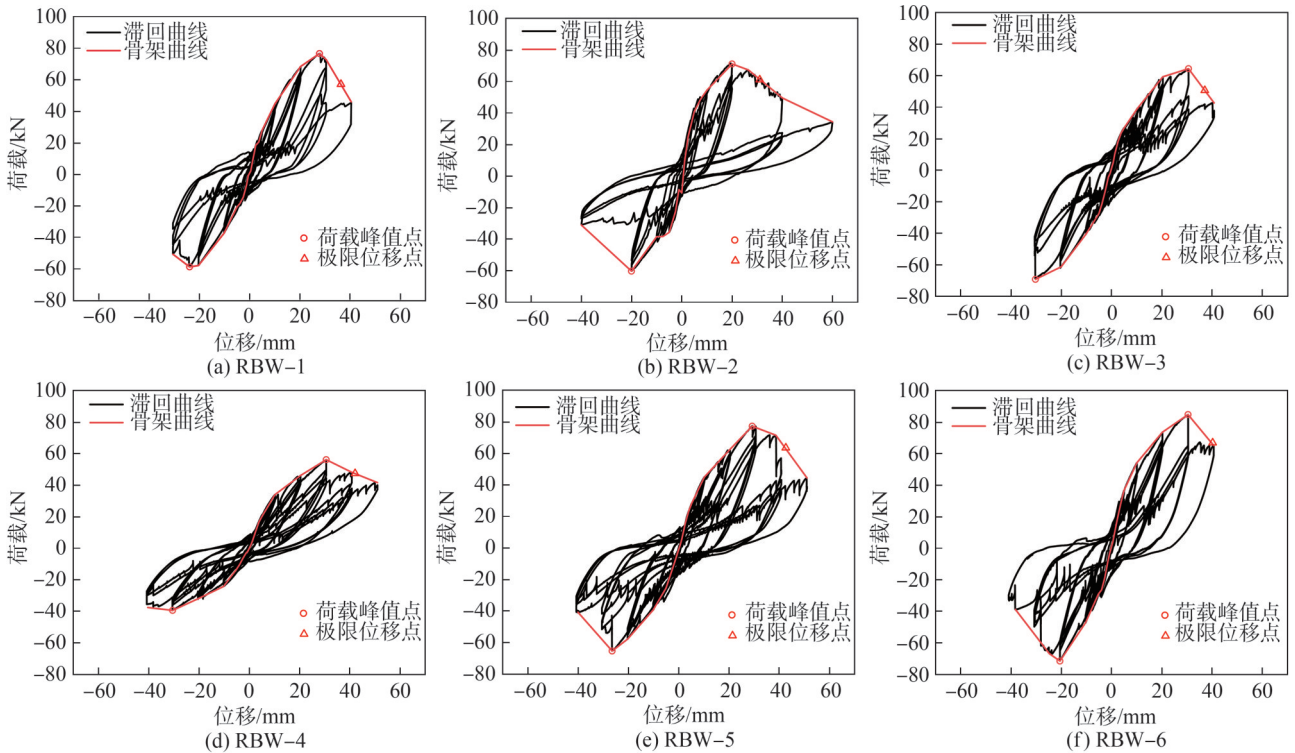


图9 竹墙板试件荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement curves of the bamboo wallboard specimen

在加载过程中,竹墙板的荷载-位移曲线表现出斜率随着荷载增大而逐渐减小的趋势。当水平荷载较小时,墙板处于弹性变形阶段,荷载与位移呈线性关系,卸载后变形几乎完全恢复。然而,随着荷载的增加,曲线呈非线性发展规律,且卸载后存在残余变形。在同级加载的曲线中可以发现,曲线的斜率会随着循环次数的增加而逐渐降低,表明试件刚度的退化。并且可以观察到明显的捏缩现象和恢复变形滞后现象。

相比于单墙板试件RBW-1,双墙板试件RBW-2在卸载段的斜率下降较缓慢。这是由于连接的存在使

单位长度抗剪强度 f_{vd} 的计算公式为 $f_{vd}=F_{peak}/L$,其中: F_{peak} 为反复荷载试验中的最大荷载,kN; L 为重组竹墙板的墙肢长度洞口长度需予以扣除,m。

定义荷载-位移曲线上原点与40%极限荷载点之间的割线斜率为墙体的弹性抗侧刚度 K_e , $K_e=40\%F_{peak}/\Delta_{40\%}$,其中, $\Delta_{40\%}$ 是荷载达到40%最大荷载时对应的位移,mm。

极限位移 Δ_u 指重组竹墙板在荷载-位移曲线下降至最大荷载的80%或出现明显破坏时的位移,mm。

屈服荷载 F_{yield} 与屈服位移 Δ_{yield} 通过等效能量塑性(EEEP)曲线进行定义。

墙板耗能 E 为重组竹墙板的耗能,为荷载-位移曲线下从原点到破坏位移所围成的面积,J。

2.3.1 滞回曲线分析

图9为本批试验的竹墙板试件在反复荷载试验中的荷载-位移曲线及骨架曲线。

得应力在墙体内重新分布,从而减少了卸载过程中的局部应力集中,减缓了斜率的下降。对于采用门、窗洞口的RBW-4和RBW-5,二者在卸载段的斜率下降速度也低于RBW-2。这是因为墙肢在开洞后的变形模式由剪切型转向弯曲型,使得卸载阶段的能量释放更加平缓,从而进一步减缓了斜率的下降。

2.3.2 单位长度抗剪强度

各组墙体单位长度抗剪强度如图10所示。由表2和图10可得,试件RBW-1的抗剪强度比RBW-2高出8%。这一结果表明,整块墙板在整体性和连续性方面

表现更佳,能够更有效地承受剪力,从而提升抗剪强度。在存在竖向接缝的情况下,RBW-3相比于RBW-2的单位抗剪强度降低了10%。4颗螺栓提供的连接刚度明显高于两颗螺栓,增加螺栓数量可以更有效地限制墙板之间的相对滑移,减少局部应力集中,从而提高整体结构的刚度和抗剪能力,增强连接的承载能力。此外,试件RBW-4单位抗剪强度较RBW-2提升了23%。过梁的设置增强了门洞周围区域的局部抗剪强度,从而提升了整体墙板的单位抗剪强度。试件RBW-5的单位抗剪强度较RBW-2提升了87%,这一显著提升是由于计算抗剪强度时未考虑洞口上方的墙肢。试件RBW-6的单位抗剪强度较RBW-2提高了19%。RBW-6未发生覆面板撕裂破坏,较厚的覆面板具备更高的面内刚度,能够更有效地分担和传递剪力。这表明,覆面板不仅是承载荷载的构件,其与框架的协同作用也显著增强了整体结构的抗剪强度。由于蒙皮效应,覆面板能够更均匀地分布应力,减少局部应力集中,延迟了覆面板的撕裂破坏,使得结构在较高荷载下仍能保持完整性。

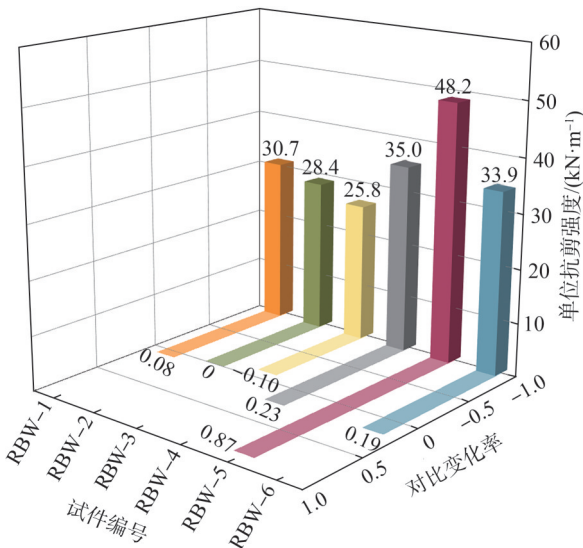


图 10 各组墙体单位长度抗剪强度

Fig. 10 Shear strength per unit length of each group of walls

2.3.3 极限位移

各组墙体极限位移如图 11 所示。由表 2 和图 11 可得,RBW-1 的极限位移较 RBW-2 提升了 4.58%。整块墙板展现出更高的整体性和连续性,这使其在受力时能够更均匀地分散和传递应力。相比之下,螺栓连接的墙板在连接处可能出现局部柔性或滑移,从而导致整体刚度的下降。具体而言,RBW-3(竖缝采用 2 颗螺栓)相比于 RBW-2 极限位移提升了 7.18%。较少的螺栓数量使得连接处产生更多的滑移和局部屈服,可以耗散更多的能量,并允许更大的位移。在地震作用下,这种耗能特性可能使结构能够承受更大的变形而不发生失效。此外,

试件 RBW-4 极限位移相比 RBW-2 提升了 22.70%。门洞的存在使得 RBW-4 的刚度降低,进而增加了整体墙板的柔性。这种柔性使墙板在地震作用下能够承受更大的变形,从而表现出更大的极限位移。同时,由于墙体开洞率较大,墙肢的变形由剪切型转向弯曲型,伴随较大的位移能力。试件 RBW-5 的极限位移较 RBW-2 提升了 6.09%。窗洞周围更容易形成塑性铰,这些塑性铰的形成和发展能够吸收更多的能量,并允许更大的变形而不导致立即失效,从而增加了墙板的极限位移。试件 RBW-6 的极限位移较 RBW-2 提升了 18.78%,RBW-6 更好地发挥了蒙皮效应,提供了更高的整体性和稳定性,使墙板在较大位移下仍能有效地分配和传递剪力,避免局部失效。这些结果显示了不同设计对墙体性能的显著影响,为重组竹墙板的优化提供了重要依据。

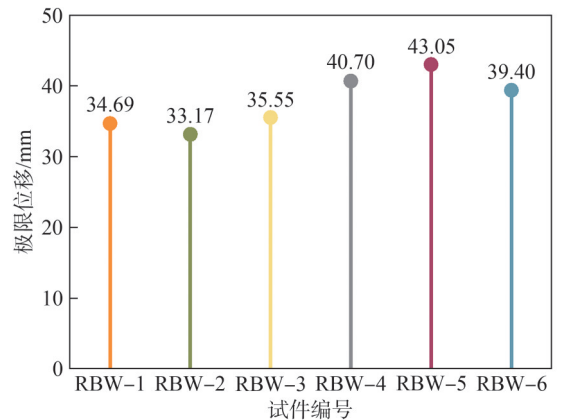


图 11 各组墙体极限位移

Fig. 11 Ultimate displacement of each group of walls

2.3.4 屈服荷载和屈服位移

各组墙体屈服荷载和屈服位移如图 12 所示。根据表 2 和图 12 可得出,不同试件的屈服荷载和屈服位移存在显著差异。单片墙试件(RBW-1)的屈服荷载较双片墙试件(RBW-2)提高了 9.11%,而屈服位移增加了 90.76%。这种现象主要是由于单片墙在中间底部位置的墙骨柱与底梁板连接处出现局部弯曲和滑移。这些因素增加了墙体的整体位移,但对屈服荷载的影响较小。试件 RBW-3 相比于 RBW-2,屈服荷载降低了 14.7%,而屈服位移增加了 48.20%。使用 4 颗螺栓的连接提供了更高的连接刚度,减少了连接处的变形,从而提高了屈服荷载,但却限制了屈服位移。试件 RBW-4 相较 RBW-2 屈服荷载降低了 8.57%,而屈服位移增加了 116.69%。开门洞削弱了墙板的连续性,导致刚度降低,影响其承载能力,同时改变了墙板的变形模式,使墙体在剪切和弯曲过程中更容易发生较大的整体变形。试件 RBW-5 与 RBW-2 相比,其屈服荷载增加了 43.84%,屈服位移增加了 142.45%。窗洞过梁的设置提高了墙板的屈服荷载,有效地分散和传递荷载,补

偿了因开洞而造成的刚度损失,使墙体在屈服阶段能够承受更大的变形。试件 RBW-6 较 RBW-2 屈服荷载提升了 39.73%,屈服位移增加了 72.82%。较厚的覆面板提供了更高的承载能力,可以承受更大的内力分布,同时在达到屈服点之前能够更好地分散并吸收能量,因此具有较大的屈服荷载和屈服位移。

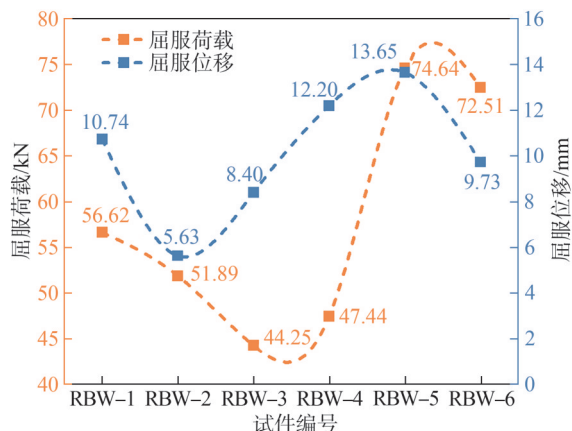


图 12 各组墙体屈服荷载和屈服位移

Fig. 12 Yield loads and yield displacements of each group of walls

2.3.5 耗能

各组墙板总耗能和单位墙体耗能如图 13 所示。根据表 2 和图 13 所示,试件 RBW-1 的能耗较 RBW-2 降低了 9.21%。由于拼接处会产生更多的塑性变形区域,相比于整块底梁板,这些区域在反复加载过程中能够吸收和耗散更多的能量。试件 RBW-3 (竖缝采用 2 颗螺栓) 相比于 RBW-2 耗能提升了 7.97%。较少的螺栓使得连接处更容易进入非线性变形阶段,这些非线性变形过程通常伴随着较高的能量耗散,因为其涉及材料的塑性变形和损伤。试件 RBW-4 中,总耗能较 RBW-2 降低了 42.85%。门洞周围的应力集中导致自攻螺钉较早破坏,从而减少了墙板在地震作用下的耗能能力。应力集中使能量集中在门洞周围,而不是在整个墙板上均匀分散消耗。相对而言,试件 RBW-5 与 RBW-2 相比,单位墙体耗能增加了 64.04%,总耗能上升了 5.00%。窗洞的存在导致周围区域的应力集中,使这些区域更容易进入塑性变形阶段。局部塑性变形增加了单位面积的耗能,因为这些区域需要吸收和耗散更多的能量。同时,过梁的设计提高了局部区域的耗能能力,从而提升了单位墙体的耗能。当墙体开洞率较高时,墙肢的变形由剪切型转向弯曲线,进一步增加了墙肢的能量耗散。最后,试件 RBW-6 的单位能耗比 RBW-2 提升了 18.80%,20 mm 厚的覆面板具有更好的塑性变形能力,能够在不发生破坏的情况下,通过材料的塑性变形吸收更多能量,同时避免自攻螺钉过早失效,从而提高墙板的耗能能力。

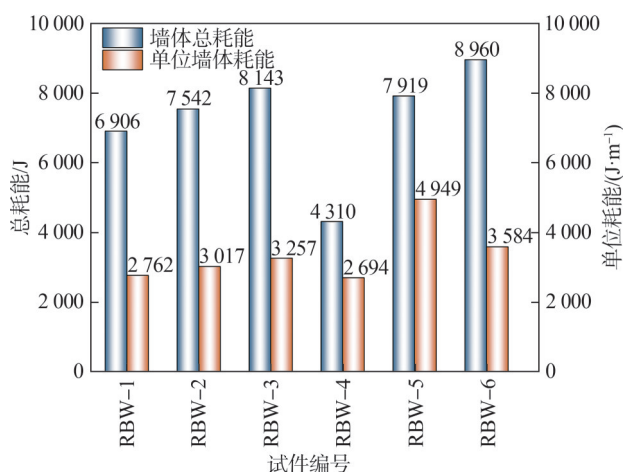


图 13 各组墙板总耗能和单位墙体耗能

Fig. 13 Total and unit energy consumption of each group of wall panels

3 结构有限元分析与试验对比分析

3.1 有限元模型建立

试验过程中,为了更好地模拟墙板的实际受力状态,将试件简化为一个 2 维模型,有限元模型如图 14 所示。在创建部件时,竹结构框架被设定为 2 维平面内可变形的线单元,而覆面板则设定为 2 维平面内可变形的壳单元。重组竹材料的性能参数如表 3 所示。

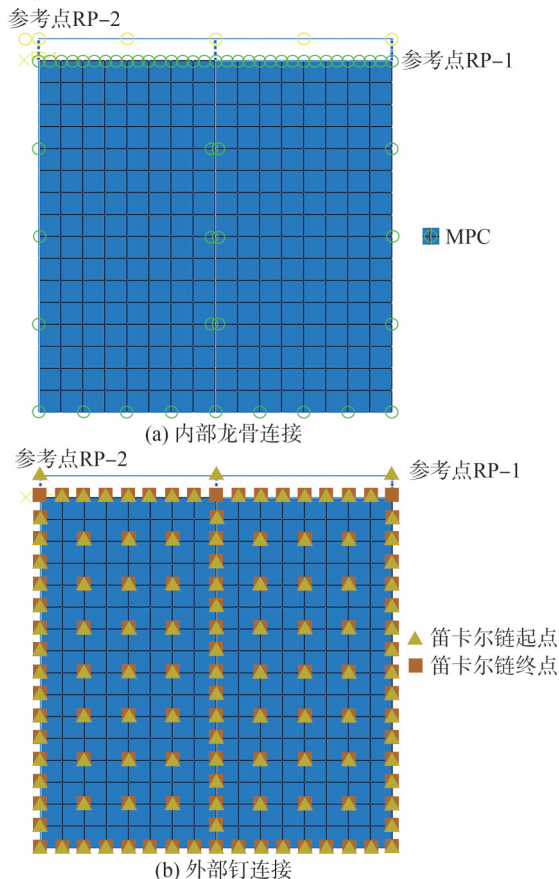


图 14 有限元模型

Fig. 14 Finite element model

表3 模型中各单元材料特性参数

Tab. 3 Material characteristic parameters of each unit in the model

墙体构造		有限元单元	材料特性
竹结构 框架	顶梁板、 底梁板	线单元	耗能 $E_d=14\ 958\ \text{MPa}$,泊松比 $\nu=0.3$
	横撑、 龙骨		
覆面板		壳单元	x,y,z 方向的弹性模量 E_1 、 E_2 、 E_3 分别为 $14\ 958$ 、 $3\ 294$ 和 $3\ 294\ \text{MPa}$, xy,xz,yz 方向的泊松比 ν_{12} 、 ν_{13} 、 ν_{23} 分别为 0.29 、 0.28 和 0.28 , xy,xz,yz 方向的剪切弹性模量 G_{12} 、 G_{13} 和 G_{23} 分别为 $1\ 107$ 、 $1\ 107$ 和 $1\ 287\ \text{MPa}$
节点	面板- 框架 框架- 框架	弹簧	x,y 方向的刚度 D_{11} 、 D_{22} 均为 $31.5\ \text{N/mm}$
边界 支承	方钢管	线单元	$E=210\ 000\ \text{MPa}$, $\nu=0.3$
	锚栓	弹簧	$D_{11}=D_{22}=10\ \text{kN/mm}$

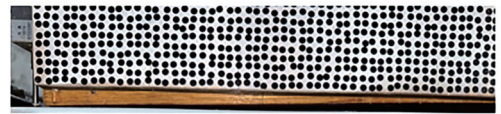
对于自攻螺钉的模拟,采用了双向非线性弹簧。在网格划分中,竹结构框架使用B22梁单元,覆面板使用CPS8R平面应力单元。竹结构框架内部横撑和端龙骨以及上下底梁板之间的连接采用MPC(multi-point constraint)约束铰接的形式,加载点和顶部钢梁耦合,顶部钢梁和顶梁板绑定连接,模型的边界条件参考了试验的约束情况,限制了底梁板的水平和竖向位移,并将加载梁和顶梁板进行绑定连接。

3.2 对比分析

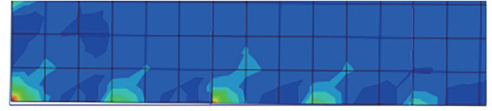
3.2.1 破坏形态对比

为验证有限元模型的有效性,将破坏形态与应变场分布的试验与模拟结果对比分析,如图15所示。

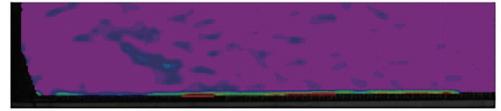
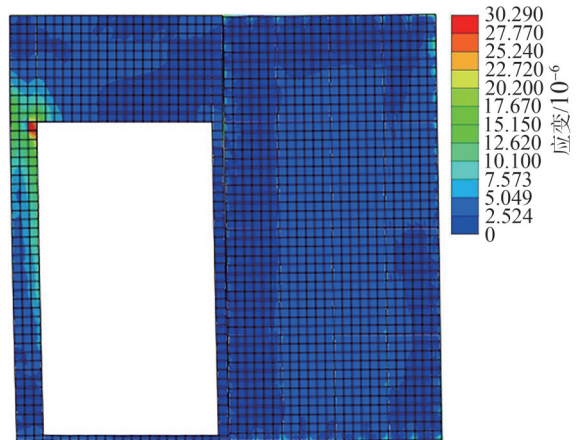
由图15(a)可知,模型中的面板自攻螺钉失效及覆面板旋转与试验破坏现象一致。DIC应变云图表明,底部覆面板存在明显的应变增大现象。此外,由图15(b)和(c)可知,在门窗过梁、墙肢及面板底梁板连接处存在显著的应力集中,尤其是这些区域的自攻螺钉应力较大。试验中也观察到这些部位发生了覆面板的局部挤压破坏和自攻螺钉破坏,这与有限元分析的结果基本一致。由图15(d)可以发现,覆面板损伤主要集中在洞口附近以及墙体角部。通过对比分析能够确认有限元模型在模拟重组竹墙板的破坏行为方面的有效性和准确性。



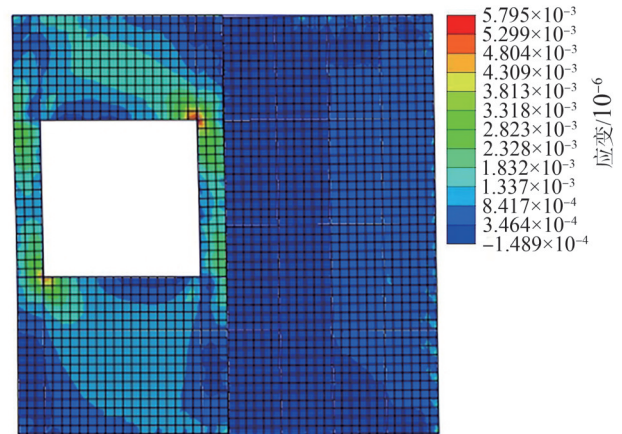
(a) 试验破坏形态



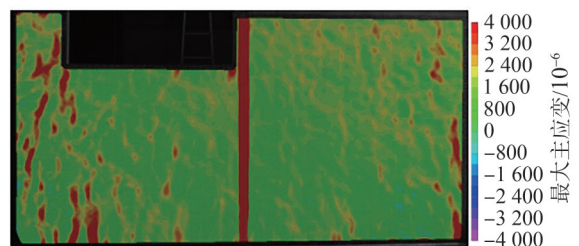
模拟应变云图

DIC应变云图
(a) 墙体底端破坏模式

(b) RBW-4试件有限元模拟应变云图



(c) RBW-5试件有限元模拟应变云图



(d) RBW-5试件DIC应变云图

图15 破坏形态与应变场分布的试验与模拟结果对比
Fig. 15 Comparison of experimental and simulation results of damage morphology and strain field distribution

3.2.2 荷载-位移曲线对比分析

将重组竹墙板在单调加载下的有限元分析与试

验获得的骨架曲线进行对比,结果如图16所示,模拟曲线的负向部分是由正向曲线镜像得到的。

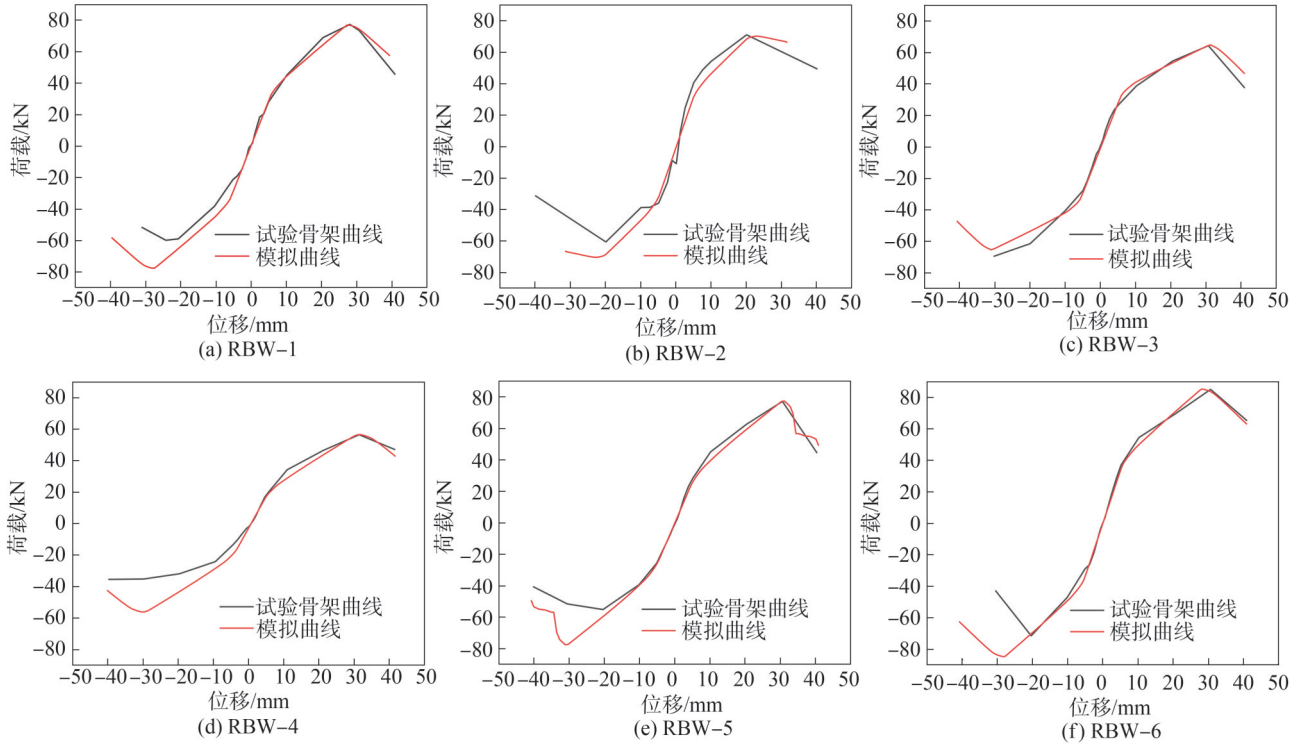


图16 模拟与试验荷载-位移曲线对比

Fig. 16 Comparison of simulated and experimental load-displacement curves

对比各组荷载-位移曲线可以发现,在正向达到极限承载力之前,有限元分析的结果与试验结果较为一致。然而,在负向模拟曲线中,模拟结果与试验数据之间的误差明显增大。这主要是因为有限元分析中假设墙体材料为各向异性弹性材料,无法准确模拟覆面板和墙骨柱的劈裂对墙体的影响。墙体的破坏主要由

自攻螺钉的失效引起,而实际中面板自攻螺钉破坏是脆性破坏。

为了更清晰地对比单调作用下有限元分析和试验得到的极限承载力,通过有限元分析得到重组竹墙板的弹性抗侧刚度、极限荷载、极限位移及耗能,有限元分析结果与试验结果对比如表4所示。

表4 模拟结果对比

Tab. 4 Comparison of simulation results

组别	模拟值			试验值			模拟值与试验值之比		
	$K_e / (kN \cdot mm^{-1})$	F_{peak} / kN	Δ_u / mm	$K_e / (kN \cdot mm^{-1})$	F_{peak} / kN	Δ_u / mm	$K_e / (kN \cdot mm^{-1})$	F_{peak} / kN	Δ_u / mm
RBW-1	5.68	76.27	38.95	5.27	76.69	34.69	1.08	0.99	1.12
RBW-2	6.42	70.18	31.42	9.21	71.05	33.17	0.70	0.99	0.95
RBW-3	5.72	65.05	40.61	5.27	64.53	35.55	1.09	1.01	1.14
RBW-4	3.45	56.20	40.82	3.89	56.00	40.70	0.89	1.00	1.00
RBW-5	4.71	77.35	41.81	5.47	77.11	43.05	0.86	1.00	0.97
RBW-6	6.68	84.99	40.65	7.45	84.78	39.40	0.90	1.00	1.03
平均值							0.92	0.99	1.03
标准差							0.13	0.01	0.07

由表4可知,虽然有限元分析结果与试验结果相比存在一定的误差,但是通过该模型得到的单调荷载作用下的极限荷载模拟值与试验结果吻合良好,可将该模型用于后续的参数分析中。

3.3 参数分析

为进一步探讨边缘钉间距、横撑数量、竖缝螺栓连

接数量及覆面板厚度对墙板性能的影响,对比重组竹墙板不同构造下的承载力和变形特征,优化设计方案,以提高重组竹墙板的安全性和经济性。

运用建模方法对墙体进行参数化扩展分析,得到试验中无法体现的设计参数对墙体力学性能的影响规律。在参数化扩展分析中,以RBW-2试件为基础考虑墙体

边缘钉间距、横撑数量、竖缝螺栓数量和覆面板厚度的影响。其中,边缘钉间距分别设置为 100、150、300 mm,横撑数量分别设置为无横撑、1 道横撑及 3 道横撑,竖缝螺栓连接数量分别采用 2、4 和 6 颗螺栓,覆面板厚度分别采用 5、10、15 和 20 mm。参数化扩展分析的骨架曲线模拟结果分别如图 17~20 所示,相应的模拟结果如表 5 所示。

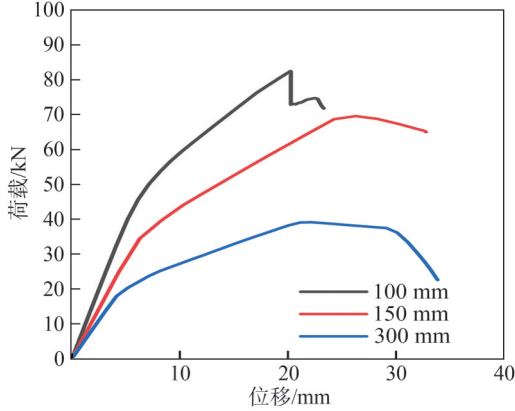


图 17 边缘钉间距参数分析

Fig. 17 Analysis of parameters for edge nail spacing

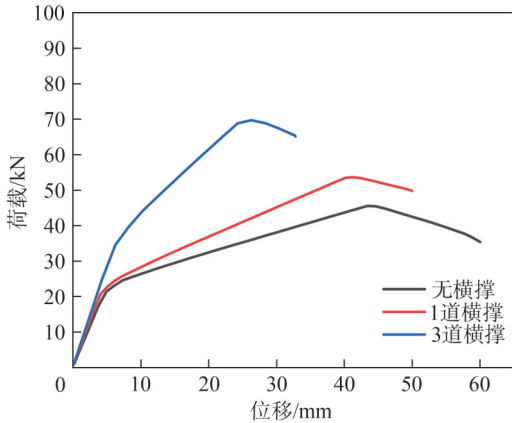


图 18 横撑数量参数分析

Fig. 18 Analysis of parameters for cross brace quantity

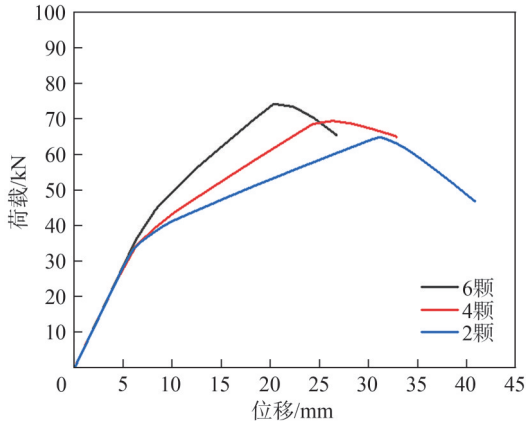


图 19 竖缝螺栓连接数量参数分析

Fig. 19 Analysis of parameters for vertical seam bolt connection quantity

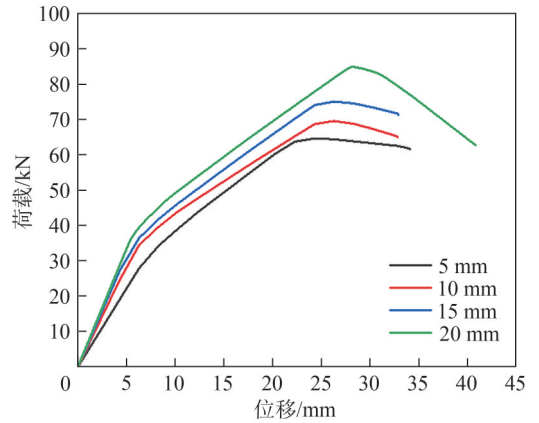


图 20 不同厚度覆面板参数分析

Fig. 20 Analysis of parameters for different thickness overlay panels

表 5 不同工况墙体参数

Tab. 5 Analysis of parameters for walls under different working conditions

工况	模拟值			E/J
	$K_e/(kN \cdot mm^{-1})$	F_{peak}/kN	Δ_u/mm	
边缘钉间距 100 mm	7.86	82.54	23.35	
边缘钉间距 150 mm	5.61	69.64	32.81	
边缘钉间距 300 mm	4.37	39.20	33.90	
无横撑	4.48	45.49	59.07	
1 道横撑	4.78	53.59	50.02	
3 道横撑	5.61	69.64	32.81	
竖缝采用 2 颗螺栓	5.72	65.06	38.54	
竖缝采用 4 颗螺栓	5.61	69.64	32.81	
竖缝采用 6 颗螺栓	5.76	74.39	26.69	
5 mm 厚覆面板	4.44	64.70	34.08	546.26
10 mm 厚覆面板	5.61	69.64	32.81	572.29
15 mm 厚覆面板	6.13	75.13	32.87	593.98
20 mm 厚覆面板	6.68	84.99	38.36	1 198.34

由图 17、18 及表 5 可以发现,随着边缘钉间距的减小及横撑数量的增加,模型的弹性抗侧刚度和极限承载力均在增加,极限位移则减小。3 道横撑相较于无横撑,极限荷载提升了 53.08%,极限位移降低了 44.45%;边缘钉间距 100 mm 相较于边缘钉间距 300 mm,极限荷载提升了 110.56%,极限位移降低了 45.18%。边缘钉间距对模型承载力的影响较为显著,边缘钉数量的增加,使得墙板的各部分连接更加紧密,增强了整体结构的强度和刚度,更密集的自攻螺钉布局可以更有效地传递横向荷载,减少了局部失效的风险,从而提高了整体的抗侧刚度和承载力。横撑的增加提供了额外的支撑,分散了荷载,提高了墙板的刚度,同时能够有效抵抗剪切变形,减缓整个墙板的屈曲和破坏,进一步提高极限承载力。

结合图 19 及表 5 可得,竖缝采用 4 颗螺栓较采用

2颗螺栓承载力提升7.03%,竖缝采用6颗螺栓较2颗螺栓承载力提升14.34%,增加螺栓数量使得整个结构的承载力增大,但初期刚度的变化可能不显著。螺栓在较小荷载下并不完全发挥作用,只有当荷载达到一定程度时,更多的螺栓才能共同参与承担较大荷载,从而提高整体的承载力。

结合图20及表5可得,5mm厚覆面板耗能较10mm厚覆面板降低4.55%,15mm厚覆面板耗能较10mm厚覆面板提高3.79%,20mm厚覆面板耗能较10mm厚覆面板提高109.39%。薄覆面板在受到外力

时,应力集中较为明显,局部应力较高,导致板材发生撕裂破坏。而较厚的覆面板由于应力分布较为均匀,能够更好地承受外力,减少撕裂的风险。

图21汇总了重组竹墙板在不同钉间距和横撑配置下的应力分布特征。由图21可知,钉间距由300mm减小至100mm,覆面板的应力范围和最大应力值增大,表明较小的钉间距有助于提高覆面板承载力。结合图18和应力云图(图21(a)、(d)、(e))可以发现,增加横撑数量也有助于发挥覆面板的力学性能,从而使试件刚度和承载力得到进一步提升。

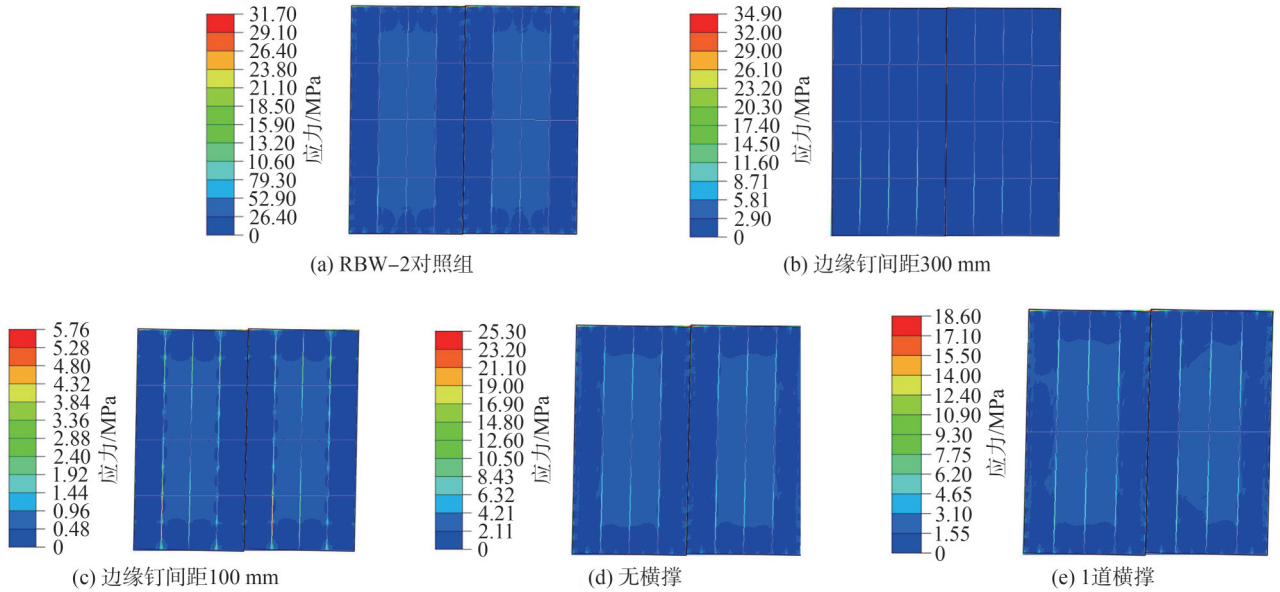


图21 参数分析模型应力云图

Fig. 21 Parameter analysis model stress cloud chart

4 结论

本文重点研究了竖向接缝形式、中间螺栓连接数量、开洞影响以及覆面板厚度对竹墙板抗震性能等的影响,并对竹墙板进行了参数化拓展分析。主要结论如下:

1)在反复荷载试验中,竹墙板荷载-位移曲线呈明显的反“S”形,曲线不饱满,显示出试件在多次反复荷载作用下的刚度退化,并且可以观察到明显的捏缩现象和恢复变形滞后现象。

2)增加覆面板厚度能够显著提高结构的耐损伤能力,限制损伤的扩展,从而增强整体结构的稳定性和安全性。

3)窗洞过梁的设置提高了墙板的屈服荷载,有效地分散和传递荷载,补偿了因开洞造成的刚度损失,使墙体在屈服阶段能够承受更大的变形。

4)边缘钉间距对模型承载力的影响较为显著,更密集的自攻螺钉布局可更有效地传递横向荷载,减少了局部失效的风险,从而提高整体的抗侧刚度和承载力。

参考文献:

- [1] Tang Kai. Research on the surface pitting treatment of bamboo and the preparation and properties of its recombinant wood [D]. Chengdu: Sichuan Agricultural University, 2023. [唐凯. 竹材表面点蚀处理及其重组材的制备与性能研究[D]. 成都:四川农业大学,2023.]
- [2] Du Haihui, Sun Fangli, Jiang Shenxue. Anti-mold performance of strand woven sympodial bamboo[J]. Journal of Zhejiang A&F University, 2013, 30(1): 95-99. [杜海慧, 孙芳利, 蒋身学. 慈竹重组材防霉性能的研究[J]. 浙江农林大学学报, 2013, 30(1): 95-99.]
- [3] Zheng Juan, Shu Biqing, Xiao Zhongping, et al. Advantages and disadvantages of new building material recombinant bamboo's development[J]. Wood Processing Machinery, 2017, 28(1): 39-42. [郑娟, 束必清, 肖忠平, 等. 当前重组竹作为新型建筑材料发展的优势与不足[J]. 木材加工机械, 2017, 28(1): 39-42.]
- [4] Sun Liwei, Bian Yuling, Zhou Aiping, et al. Study on short-term creep property of bamboo scrimber[J]. Journal of Forestry Engineering, 2020, 5(2): 69-75. [孙丽伟, 卞玉玲, 周爱]

- 萍,等.重组竹短期蠕变性能研究[J].林业工程学报,2020,5(2):69-75.]
- [5] 国家竹产业研究院[J].世界竹藤通讯,2024,22(4):4-7.
- [6] Wang Junfang, Lu Chaofeng, Zeng Wuhua, et al. Research on the application of bamboo in prefabricated construction [J]. Journal of Yichun University, 2022, 44(6): 46-55. [王军芳, 卢超丰, 曾武华, 等. 浅谈竹材在装配式建筑中的应用研究[J]. 宜春学院学报, 2022, 44(6): 46-55.]
- [7] Zhang Siyi, Deng Guang. Deep thinking on the development, application and industrialization of prefabricated bamboo and wood structures[J]. Interior Design+Construction, 2023(8): 118-120. [张司懿, 邓广. 装配式竹木结构发展应用与工业化思考[J]. 室内设计与装修, 2023(8): 118-120.]
- [8] Arif Kamal M, Nasir O, Faiz Iqbal M, et al. Appraisal of bamboo as a prospective building material: Architectural intervention and sustainability[J]. American Journal of Civil Engineering and Architecture, 2024, 12(1): 14-23.
- [9] Zhou Haiying, Sun Fengbo, Li Haidong, et al. Development and application of modular bamboo-composite wall construction[J]. BioResources, 2019, 14(3): 7169-7181.
- [10] Su Guangrong, Li Xianjun, Hu Jiayu, et al. Dimensional stability and mechanical properties of bamboo scrimber[J]. Journal of Central South University of Forestry & Technology, 2022, 42(2): 159-168. [苏光荣, 李贤军, 胡嘉裕, 等. 重组竹尺寸稳定性及力学特性[J]. 中南林业科技大学学报, 2022, 42(2): 159-168.]
- [11] Shu Biqing, Zhang Wenjuan, Tao Yupeng, et al. Mechanical properties and strength design value of bamboo scrimber [J]. Journal of Northwest Forestry University, 2022, 37(2): 216-222. [束必清, 张文娟, 陶玉鹏, 等. 重组竹力学性能及设计强度取值研究[J]. 西北林学院学报, 2022, 37(2): 216-222.]
- [12] Xu Qingfeng, Chen Jianfei, Li Xiangmin. Study on timber beams strengthened with bamboo strips[J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition), 2012, 44(1): 36-42. [许清风, 陈建飞, 李向民. 粘贴竹片加固木梁的研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2012, 44(1): 36-42.]
- [13] Daud N M, Nor N M, Yusof M A, et al. The physical and mechanical properties of treated and untreated Gigantochloa Scortechinii bamboo[J]. AIP Conference Proceedings, 2018, 1930(1): 020016.
- [14] Shan B, Gao L, Li Z, et al. Research and applicant of solar energy-prefabricated bamboo pole house[C]//Proceedings of the 12th International Symposium on Structural Engineering, Wuhan: International Conference on Engineering and Technology, 2012.
- [15] Xiong Zelong. Study on seismic performance of lightweight bamboo structure[D]. Nanjing: Southeast University, 2018. [熊泽龙. 轻质竹结构抗震性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2018.]
- [16] Yu Junbao. Research on the properties of reconstituted bamboo-concrete composite panels[D]. Yangzhou: Yangzhou University, 2024. [俞君宝. 重组竹-混凝土组合板性能研究[D]. 扬州: 扬州大学, 2024.]
- [17] Sun Daqing. Research on lateral force resistance performance of bamboo frames restructured by diagonal prestressed tension cables[D]. Nanjing: Nanjing Forestry University, 2017. [孙达庆. 对角预应力拉索重组竹框架抗侧力性能研究[D]. 南京: 南京林业大学, 2017.]
- [18] Dai Liang, Chen Huashan, Yu Xiaohong. Research progress on structural connectivity properties of recombinant bamboo[J]. Zhejiang Forestry Science and Technology, 2016, 36(4): 81-84. [戴靓, 陈华山, 余肖红. 重组竹材结构连接性能的研究进展[J]. 浙江林业科技, 2016, 36(4): 81-84.]
- [19] Zhao Shixing, Zhou Qiaoling, Qi Jinqiu, et al. Research status and engineering application of recombinant bamboo structures[J]. Building Structure, 2023, 53(7): 109-117. [赵仕兴, 周巧玲, 齐锦秋, 等. 重组竹结构的研究现状与工程应用[J]. 建筑结构, 2023, 53(7): 109-117.]
- [20] Long Chao, Wang Guangyu, Lu De, et al. Life cycle carbon footprint of bamboo products[J]. World Forestry Research, 2023, 36(3): 22-27. [龙超, 王光玉, 鲁德, 等. 竹产品生命周期中碳足迹研究[J]. 世界林业研究, 2023, 36(3): 22-27.]
- [21] Bai Wenfeng, Bai Yu, Liang Yuming, et al. Experimental study on shear resistance of bamboo strip cladding wall panels with wood skeleton orthogonally placed diagonally [J]. Journal of Bamboo, 2020, 39(2): 51-59. [柏文峰, 白羽, 梁煜明, 等. 木骨架正交斜放竹条覆面墙板抗剪试验研究[J]. 竹子学报, 2020, 39(2): 51-59.]
- [22] Li Z, Li T, Xiao Y. Connections used for cold-formed steel frame shear walls sheathed with engineered bamboo panels[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 164: 105787.
- [23] Di Jing, Zuo Hongliang. Experimental and numerical investigation of light-wood-framed shear walls strengthened with parallel strand bamboo panels[J]. Coatings, 2021, 11(12): 1447.
- [24] Di Jing. Study on lateral resistance of light wood shear walls reinforced with reconstituted bamboo panels[D]. Harbin: Northeast Forestry University, 2023. [邸静. 重组竹板增强轻型木结构剪力墙抗侧性能研究[D]. 哈尔滨: 东北林业大学, 2023.]
- [25] Guo Jiqing, Zhang Congjun. Finite element optimization analysis on seismic performance of bamboo frame structure with braces[J]. Building Structure, 2016, 46(Supp2): 257-261. [郭继清, 章丛俊. 竹框架支撑结构抗震性能有限元优化分析[J]. 建筑结构, 2016, 46(增刊2): 257-261.]
- [26] Zhao Jianchen, Qiu Hongxing. Seismic performance assess-

- ment of a multi-story bamboo frame structure[J].Advances in Bamboo Science,2023,2:100011.
- [27] Zhang Yantai,Zhang Jinglong,Zhang Jingpu,et al.Comparative analysis of seismic response and vulnerability of laminated bamboo frame structure under near-field and far-field earthquake actions[J].Structures,2024,69:107321.
- [28] Di Gangi G, Demartino C, Quaranta G. Bamboo lightweight shear walls: Modeling and identification of sheathing-to-framing connections for seismic response analysis[J]. International Journal of Structural Glass and Advanced Materials Research,2020,4(1):149–159.
- [29] ASTM. Standard test methods for small clear specimens of timber: D143–09—2009[S]. West Conshohoken, PA: ASTM, 2009.
- [30] International Organization for Standardization. Timber structures-Joints made with mechanical fasteners-quasistatic reversed-cyclic test method: ISO–16670[S]. Geneva: International Organization for Standardization,2003.

Seismic Performance Testing and Numerical Study of Lightweight Prefabricated Reconstituted Bamboo Wall Panels

LIU Ye^{1,2}, WANG Jiakang^{1,2}, ZHAO Shixing³, XIONG Feng^{1,2}, YU Xian⁴, YANG Shuheng³, ZHOU Qiaoling³, ZHENG Wanlin^{4*}

(1.College of Architecture and Environment, Sichuan University, Chengdu 610065, China;

2.Key Laboratory of Deep Earth Science and Engineering (Sichuan University), Ministry of Education, Chengdu 610065, China;

3.Sichuan Provincial Architectural Design and Research Institute Company Limited, Chengdu 610095, China;

4.Sichuan Energy Construction Engineering Group Company Limited, Chengdu 610000, China)

Abstract: This study introduces a lightweight prefabricated wall panel made from reconstituted bamboo, which leverages the material's high strength-to-weight ratio along with its sustainability, low carbon footprint, and energy efficiency. The panel features a convenient and reliable connection system, making it well-suited for prefabricated construction. Six wall panel configurations were designed and fabricated to evaluate their seismic performance. The investigation examines the influence of several variables (including vertical joint configuration, the number of bolts in vertical joints, presence of holes, and surface panel thickness) on failure modes, shear strength, ultimate and yield displacements, yield load, and energy dissipation capacity. Experimental results reveal that using two bolts in the vertical joints reduces unit shear strength by approximately 10% compared to configurations with four bolts. Increasing the number of bolts effectively limits inter-panel slip, reduces local stress concentrations, enhances structural stiffness and shear capacity, and improves connection strength. Panels with 20 mm thick surface layers show 18.8% greater unit energy dissipation than those with 10 mm thickness, demonstrating superior plastic deformation capacity. This increased deformability allows the panels to absorb more energy without failure and delays self-tapping screw failure, thereby enhancing the panel's overall energy dissipation performance. Digital image correlation (DIC) technology was employed to analyze surface damage progression, offering valuable insights into the damage evolution of the surface panel. Results indicate that increasing surface panel thickness markedly improves damage resistance, restricts crack propagation, and enhances the structural stability and safety of the panel system. Additionally, a parametric study using ABAQUS was conducted to assess the effects of edge nail spacing and the number of cross braces on seismic behavior. Finite element analysis shows that edge nail spacing significantly influences the load-bearing capacity, while the number of cross braces primarily affects displacement behavior.

Key words: bamboo scrimber wall panel; seismic performance; DIC; finite element analysis

(编辑 周璇)

引用格式:Liu Ye,Wang Jiakang,Zhao Shixing,et al.Seismic performance testing and numerical study of lightweight prefabricated reconstituted bamboo wall panels[J].Advanced Engineering Sciences,2025,57(5):24–37.[刘焯,王家康,赵仕兴,等.轻型装配式重组竹墙板抗震性能试验和数值研究[J].工程科学与技术,2025,57(5):24–37.]