

文章编号:1673-2049(2017)03-0056-10

交叉预应力竹木框架抗侧力性能研究

苏毅,孙达庆,宗生京,黄东升

(南京林业大学 土木工程学院,江苏 南京 210037)

摘要:针对传统竹木框架抗侧性能不足的特点,提出了一种交叉预应力竹木框架,进行了低周反复试验,并通过有限元软件 HYPERMESH 和 ABAQUS 进行了弹塑性分析。结果表明:采用实体螺栓建模能够模拟出竹木框架滞回曲线典型的捏拢特征,但滞回曲线面积和试验相比偏小;采用交叉预应力拉索加固后竹木框架极限承载力提高了 1.9 倍,水平位移降低到了原来的 1/2.7;时程分析中交叉预应力竹木框架最大侧移仅为传统竹木框架的 1/5.4;随着拉索直径的增加,框架刚度增加程度逐渐减小,耗能能力逐渐下降;增大预应力能够提高框架刚度,但预应力增大到 6 kN 以后,预应力对框架刚度没有明显的影响,耗能曲线随着预应力提高呈反 U 形,具有极值。

关键词:竹木框架;抗侧性能;预应力;拟静力试验;弹塑性分析

中图分类号:TU366

文献标志码:A

Study on Anti-lateral Performance of Cross Prestressed Bamboo Frame

SU Yi, SUN Da-qing, ZONG Sheng-jing, HUANG Dong-sheng

(School of Civil Engineering, Nanjing Forestry University, Nanjing 210037, Jiangsu, China)

Abstract: According to the characteristics of traditional bamboo frame with less anti-lateral performance, a kind of cross prestressed bamboo frame was presented. Low cyclic loading test was conducted and elasto-plastic analysis was carried out by finite element software HYPERMESH and ABAQUS. The results show that the typical pinching characteristics of hysteresis curves of bamboo frame can be simulated by the modeling of solid bolt, but the hysteresis curve areas are smaller than those of test. When the frame was reinforced by cross prestressed cable, the ultimate bearing capacity increases to 1.9 times and the horizontal displacement reduces to 1/2.7 of the original displacement. The maximum lateral displacement of the cross prestressed bamboo frame is only 1/5.4 of the traditional bamboo frame in time history analysis. With the increase of radius of the cable, the increased degree of stiffness is gradually reduced and the energy consumption is gradually decreased. Increasing the prestress can increase the stiffness, but the prestress increases to 6 kN later, the prestressed size has no significant effect on stiffness, the energy dissipation curve shows the inverse U type, which has extreme value.

Key words: bamboo frame; anti-lateral performance; prestress; pseudo static experiment; elasto-plastic analysis

0 引言

汶川地震后,轻型竹木结构在灾后重建中得到

了推广和示范^[1],原因在于轻型竹木结构抗震性能研究较为充分。李书进等^[2-3]通过二层轻型竹木结构的地震台试验研究,指出轻型竹木结构能够满足

收稿日期:2016-12-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51378263)

作者简介:苏毅(1977-),男,湖南湘潭人,副教授,工学博士,E-mail:suyi@njfu.edu.cn。

中国抗震设计规范。轻型竹木结构抗侧力主要来源是竹木剪力墙^[4],而传统梁柱式竹木框架由于缺乏有效的抗侧力体系,导致纯竹木框架抗侧力性能较差,目前对梁柱式竹木结构加固的研究主要集中在 FRP 和预应力加固构件和节点上。杨会峰等^[5-7]对 FRP 加固木梁、柱分别进行了试验研究,表明 FRP 加固木梁、柱能够明显提高承载力,提高构件刚度;许清风等^[8-9]分别采用黏结钢板和钢筋对木梁进行增强,研究加固木梁的影响因素;左宏亮等^[10-11]对预应力胶合木梁进行了试验和有限元分析,确定了预应力筋对木梁承载能力的影响规律。熊海贝等^[12-13]进行了不同支撑形式的梁柱式胶合木抗侧力体系试验研究,分析了不同支撑下的受力特点,提出了相应的加强措施。目前预应力技术加固竹木梁柱构件的效果已经得到肯定,但用于整体加固竹木梁柱结构的研究尚没有进行。

X 形支撑木框架试验研究表明,胶合木 X 形支撑由于刚度小易发生平面外变形而导致破坏和失去支撑效果,木框架支撑稳定性难以得到保证。竹木结构连接之间通常存在间隙,导致受力不均匀。试验和地震资料表明,木框架金属节点通常是因焊缝缺陷、三轴应力、构造缺陷、焊缝金属冲击韧度低等因素导致的破坏,削弱型节点的塑性铰外移可以形成梁铰延性破坏机制,达到“强柱弱梁”。因此本文设计了一种带削弱型金属阻尼节点^[14-15]的交叉应力竹木框架,预应力拉索在框架遭遇地震和风荷载作用时可提供更大的侧向刚度,还提供一定的恢复力;能够降低结构的造价,显著地提高结构的抗震性能;可以应用于竹木框架的结构设计中,也可以应用于竹木结构的加固中。本文在交叉预应力竹木框架拟静力试验的基础上,采用通用有限元软件 ABAQUS 对交叉预应力竹木框架进行分析。

1 试验概述

1.1 试件制作

参照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)第 5 章的要求,考虑到现有的实验室条件,框架的拟静力试验采用几何相似系数 $S_l=1/2$ 缩尺进行。模型和原型的材料在强度和弹性模量上均按照材料相似系数 $S_E=1$ 来设计。试验采用重组竹梁柱、削弱型 Q235 钢板节点、钢丝绳、d12 高强螺栓和自攻螺钉进行,试验重组竹梁柱材料均为浙江省湖州市安吉县 5 年生毛竹上段制成。梁柱尺寸如表 1 所示,削弱型金属阻尼节点尺寸如图 1 所示。

表 1 梁柱尺寸
Tab. 1 Sizes of Beam-column

构件	设计尺寸	实际尺寸
梁	80 mm×240 mm	40 mm×120 mm
柱	160 mm×160 mm	80 mm×80 mm

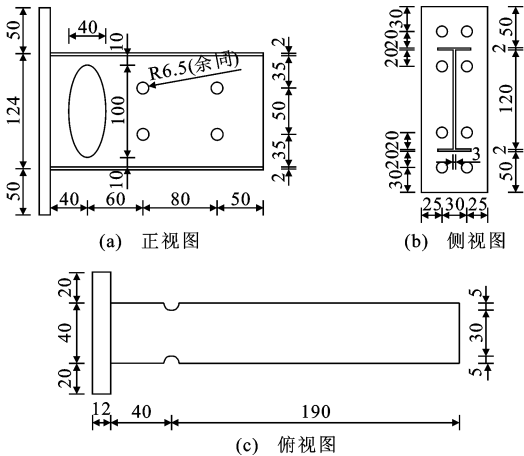


图 1 节点尺寸(单位:mm)
Fig. 1 Sizes of Node (Unit:mm)

本文框架通过 d12 螺栓将各部位进行连接。具体试验装置如图 2 所示,梁柱之间通过设计节点进行连接(图 3)。将框架柱提前按照钢板预留的螺栓孔位置进行穿孔,并另作 1 块与节点处相同的底部钢板(工型节点的附着钢板)作为垫板。

柱子通过柱脚和螺栓连接,并通过地脚螺栓与地梁相连接。柱脚钢板边缘与侧向支撑相抵,并在侧向支撑间设置支撑梁,防止在加载时柱脚滑动,从而推动侧向支撑的相对滑动,影响试验结果。柱与柱脚的连接以及柱脚与地梁的连接如图 4 所示。

1.2 试验过程

框架安装后,节点的一端与作动器相连接固定,作动器为杭州邦威伺服作动器,最大荷载为 100 kN,为防止梁因轴向力的作用而产生平面外失稳,在梁中间用夹套夹紧,并设置 2 个侧向支撑(图 5)。在框架 2 中使用花纹螺栓施加预应力,为确定预应力的 大小,在柱脚位置处放置压力传感器。对框架 2 施加的预应力为框架 1 试验极限值的 20%。

1.3 加载制度

在试验开始之前,首先预加载 0.1 kN 的荷载,检查各仪器是否正常;加载初期,采用位移控制,位移步长为 5 mm,反复递增加载,每级循环 2 次。加载到位移为 100 mm 时,位移步长为 10 mm,反复递增加载,每级循环 2 次,最后直到加载至最大承载力的 85%停止加载。加载制度见图 6。

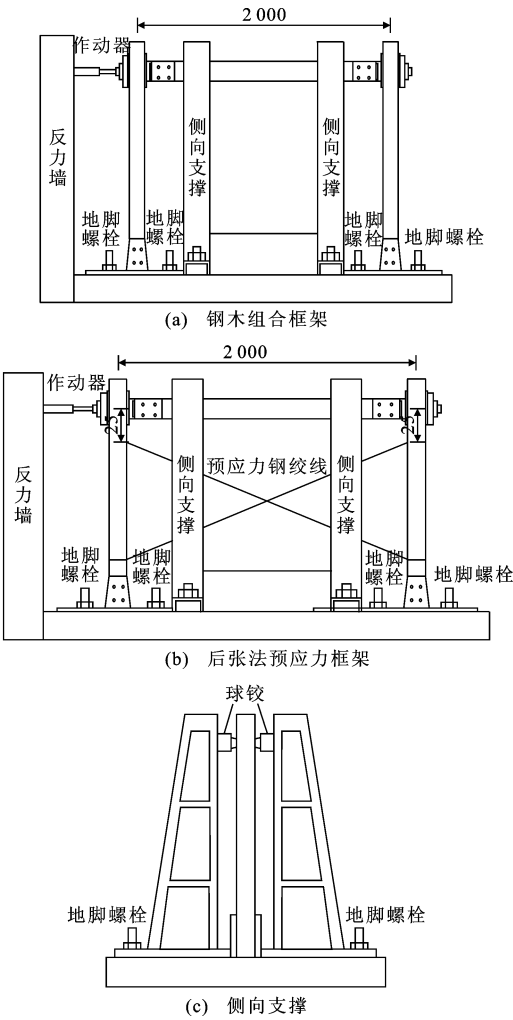


图 2 组装示意图(单位:mm)
Fig.2 Assembly Diagrams (Unit:mm)

2 交叉预应力竹木框架的有限元模型

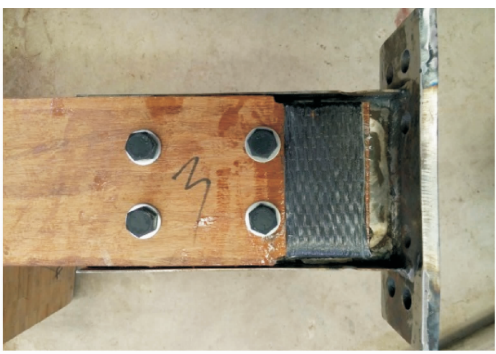
交叉预应力竹木框架主要材料是重组竹,属于各向异性材料,具有较强的非线性行为。对整体框架的实体模拟涉及大量材料非线性、几何非线性及接触问题,此外为了对试验出现的捏拢现象进行仿真,在普通竹木框架中采用了实体螺栓。模型收敛性与材料本构、单元类型、单元尺寸、接触方式及加载方式等都有很大的关系,需要合理定义接触,划分高质量的网格。

2.1 本构关系

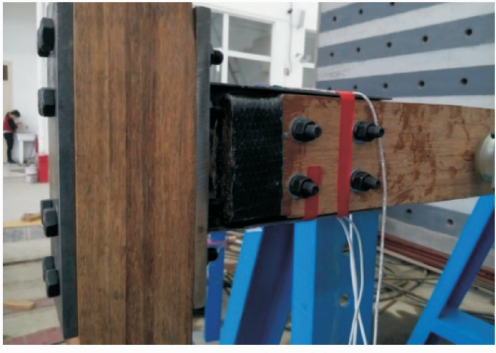
2.1.1 竹木材料本构关系

(1)重组竹弹性模型的定义

重组竹属于横观各向异性材料,可以通过工程常量来定义,根据材性试验测得的重组竹数据,在ABAQUS中定义工程常量(表 2),由于重组竹横观各向同性的性质,有 $E_2=E_3, \nu_1=\nu_2, G_{12}=G_{13}$ 。

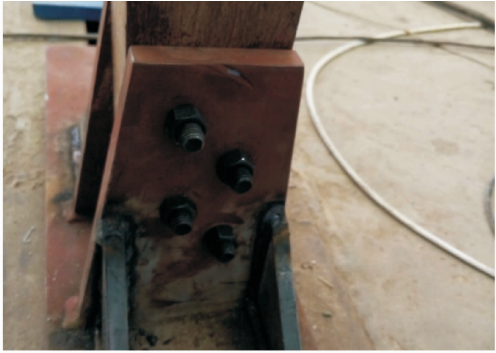


(a) 梁与节点的连接



(b) 节点与柱的连接

图 3 梁柱节点连接
Fig.3 Connection of Beam-column



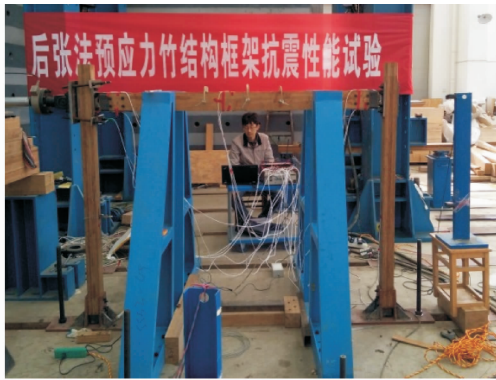
(a) 柱与柱脚的连接



(b) 柱脚与地梁的连接

图 4 柱的固定连接
Fig.4 Fixed Connections of Column

(2)重组竹各向异性塑性模型的定义
ABAQUS自带的材料模型库中没有专门针对



(a) 框架1抗震试验



(b) 框架2抗震试验

图 5 后张法预应力竹结构框架抗震试验
Fig. 5 Seismic Test of Post-tensioned Prestressed Bamboo Frame

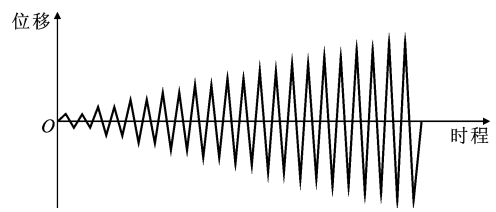


图 6 加载制度
Fig. 6 Loading System

表 2 工程常量

Tab. 2 Engineering Constants

$E_1/$ MPa	$E_2/$ MPa	$E_3/$ MPa	ν_1	ν_2	ν_3	$G_{12}/$ MPa	$G_{13}/$ MPa	$G_{23}/$ MPa
11 890	1 365	1 365	0.303	0.303	0.267	1 361	1 361	1 446

注: E_1, E_2, E_3 为各向弹性模量; ν_1, ν_2, ν_3 为各向泊松比; G_{12}, G_{13}, G_{23} 为各向剪切模量。

竹木材料的本构模型,但可以采用材料库中 Hill 模型来描述重组竹的非线性行为。

根据试验测得重组竹的屈服应力参数,在 ABAQUS 材料模块中输入表 3 的参数。

6 个屈服系数比分别为 $\frac{\bar{\sigma}_{11}}{\sigma_0}, \frac{\bar{\sigma}_{22}}{\sigma_0}, \frac{\bar{\sigma}_{33}}{\sigma_0}, \frac{\bar{\sigma}_{12}}{\tau^0}, \frac{\bar{\sigma}_{13}}{\tau^0}, \frac{\bar{\sigma}_{23}}{\tau^0}$,

表 3 各向异性系数

Tab. 3 Coefficient of Anisotropy

各向异性系数	R_{11}	R_{22}	R_{33}	R_{12}	R_{13}	R_{23}
参数值	1.00	0.23	0.23	0.51	0.51	0.43

注: $R_{11}, R_{22}, R_{33}, R_{12}, R_{13}, R_{23}$ 为各向异性系数,即各向应力屈服系数比。

$\bar{\sigma}_{ij}$ 为各向上测得的屈服应力, σ_0 为定义的屈服应力, $\tau^0 = \sigma^0 / \sqrt{3}$ 。

屈服应力 σ_0 定义为顺纹抗压屈服强度。顺纹抗压塑性参数采用真实应变,重组竹轴心受压试验测得的轴心受压本构如图 7 所示。

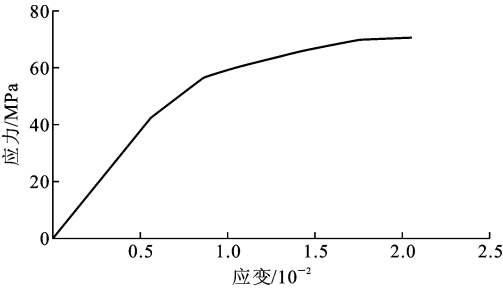


图 7 重组竹轴顺纹受压应力-应变曲线
Fig. 7 Stress-strain Curve of Reconstituted Bamboo Under Axial Compression

2.1.2 钢材与拉索本构关系

根据 Q235 钢材试验数据(图 8),Q235 本构关系采用经典双线性模型,屈服强度为 235.94 MPa,屈服应变为 0.001,极限强度为 275.96 MPa,极限应变为 0.23。定义钢材延性损伤模型,Fracture Strain 设为极限等效塑性应变,应力三轴度为 0.333 3。

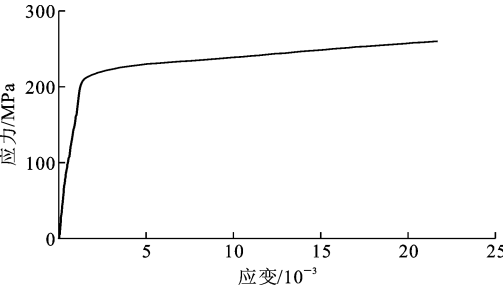


图 8 钢材应力-应变曲线
Fig. 8 Stress-strain Curve of Steel

试验中拉索为柔性材料,受拉不受压,在弹性面板下勾选不受压,可以使该材料只承受拉力。试验测得拉索的弹性模量为 105 312 MPa,泊松比为 0.3,截面面积为 38.5 mm²。此外设定的线膨胀系数为 0.000 015,以采用降温法施加预应力。

2.2 几何建模

2.2.1 基于 HYPERMESH 的网格前处理

为了使计算快速准确且保证收敛性,需要对框

架各部件进行高质量网格划分,采用专业的前处理软件 HYPERMESH 进行划分。梁和内节点螺栓孔以及带孔部位的 2D 网格采用 Washer Split 分割 2 层进行加密, Washer Split 值取为 1.5 mm。受力接触部位网格尺寸约为 6 mm×6 mm,非关键区域为了节约计算成本,网格尺寸约为 30 mm×30 mm。过渡区网格需要缓慢过渡,网格由多到少,节点由密到细,并且避免三角形单元的产生。不能形成规则四边形的区域需要进一步切分。检查完 2D 网格边界后,在通过 3D 的 Offset 面板直接偏置 3D 网格,梁网格层数为 3,柱网格层数为 4,在组装模型时尽可能采用共节点单元。最终网格质量为:Warpage(翘曲)0%,Aspect(长宽比)0%,Skew(扭曲)0%,Jacobian(雅克比)2%,Tet Collapse(四面体塌陷)0%。总体来看,各构件网格质量都较好。单元总数为 34 786,节点总数为 47 322,预应力拉索与柱进行布尔运算合并节点,构件网格划分如图 9 所示。

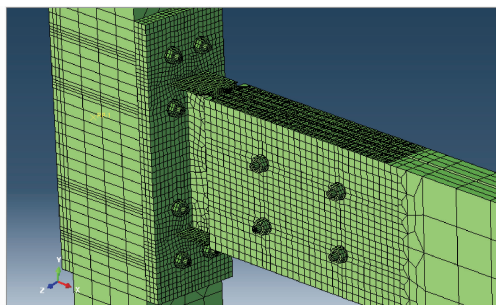


图 9 构件网格划分

Fig. 9 Meshing of Member

2.2.2 单元类型、接触与约束

本文木材和螺栓采用三维实体缩减积分单元 (C3D8R),钢板采用四节点曲壳单元 (S4R),预应力筋采用 (T3D2) 三维二节点桁架单元。

钢板与木梁柱的法向和切向摩擦采用罚函数算法,切向摩擦因数选为 0.3,接触为硬接触,即一旦钢板与木梁柱分离,则木梁与钢板之间不再传递法向应力,钢木面之间的允许调整距离为 0.1 mm。

结构的主要部件包括竹木梁柱、螺栓、钢板、预应力钢丝。节点与柱螺栓连接方式简化为绑定,螺栓连接过盈量为 0.5 mm,接触算法同钢木接触,并施加预紧力。因为含有较多螺栓连接,此部分是计算收敛的难点。

2.2.3 荷载与边界条件

模型在初始分析步中将柱底与地刚接,设定 Step-1 分析步以施加预应力和螺栓预紧力,分别为 3 kN 和 1 kN,预应力通过降温法来施加,创建预定义场,初始温度设定为 0,在后续分析步中根据

$\Delta T = \sigma / (E\alpha)$ 设置所需降低的温度,其中, ΔT , σ , E , α 分别为温度增量、应力、弹性模量、线膨胀系数。需要注意的是,由于重组竹梁变形导致预应力下降,可以试算后输出预应力进行调试,以确保预应力施加效果。Step-2 中采用上文提到的位移加载制度。

3 试验现象与模拟分析

3.1 框架 1 结果分析

节点钢板达到设定塑性应变时强度开始降低,节点内钢板全部达到塑性极限即认为破坏。图 10 为模拟得到的破坏时刻损伤云图。等效塑性变形在位移 60.5 mm 时表现出明显增大,试验观察到节点翼缘钢板在位移 60 mm 左右屈服开始明显。图 11 为试验中节点翼缘薄弱处发生紧缩拉断的最终破坏,从模拟结果来看损伤先从翼缘钢板开始逐渐向内部发展,完全发展到内部的位移为 105 mm,翼缘钢板先于腹板损伤失效。

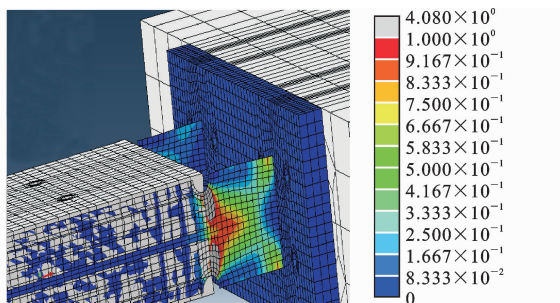


图 10 框架 1 右侧节点损伤云图

Fig. 10 Damage Cloud of Right Node of Frame 1



图 11 框架 1 右侧节点最终破坏

Fig. 11 Final Failure of Right Node of Frame 1

图 12 为框架 1 模拟得到的滞回曲线,在试验加载开始阶段,位移较小,且荷载的变化较小。在加载至 10 mm 左右时,随着位移的变化,抗侧力有明显的增大趋势。在位移为 60 mm 左右时,抗侧力随着位移的变化开始减小,可以看出进入塑性阶段,刚度

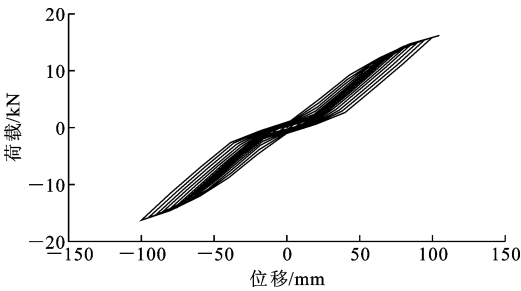


图 12 框架 1 模拟滞回曲线

Fig. 12 Simulated Hysteresis Curve of Frame 1

减小,有一定的捏拢效应。图 13 为框架 1 试验滞回曲线,捏拢效应相比于模拟得到的滞回曲线更为明显。出现这种现象的原因是:一方面试验装配过程中螺栓孔被挤压导致了直径变化和梁端柱端张贴碳纤维加固打磨过程中存在一定的间隙,使得加载初期结构存在一定的滑移;另一方面模拟过程中为了简化计算,仅对梁和螺栓设置了过盈量,没有考虑垫片和螺母之间的相互作用。结合模拟和试验推断:在加载至 10 mm 以后,滑移现象明显减弱,力随位移的变化曲线开始有一定规律;在位移达到 60 mm 后,构件进入塑性阶段,该阶段刚度开始退化,金属阻尼节点屈曲耗能。试验和模拟最终破坏位移分别为 120,105 mm,荷载分别为 15.2,16.5 kN。

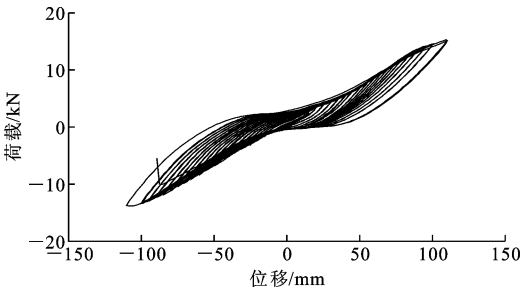


图 13 框架 1 试验滞回曲线

Fig. 13 Test Hysteresis Curve of Frame 1

综合分析得框架 1 受力状态有如下特点:①弹性状态前,由于螺栓与节点和竹梁之间的缝隙,节点和竹梁没有完全贴合紧密导致整个结构出现滑移现象,表现出初始刚度较低的现象;②线弹性工作阶段,随着位移增大,竹梁柱与节点开始紧密结合,共同受力,协调变形,这时荷载与位移呈线性关系;③节点钢板屈服与破坏阶段,节点翼缘首先受拉屈服并出现损伤,随着荷载的增加,腹板内侧损伤也开始发展,随着侧向位移增加,荷载进一步增加,导致翼缘节点受拉破坏并撕裂腹板,节点丧失承载能力。

3.2 框架 2 结果分析

图 14,15 分别为框架 2 右侧节点腹板破坏和翼

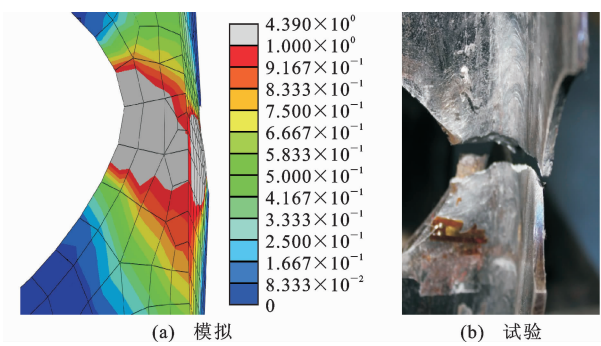


图 14 框架 2 右侧节点腹板破坏对比 (单位:MPa)

Fig. 14 Damage Comparison of Web to Right Side of Node of Frame 2 (Unit:MPa)

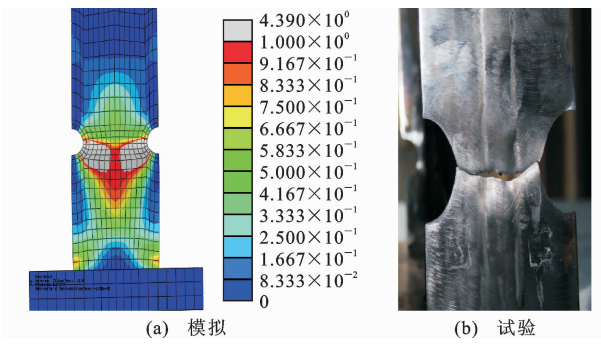


图 15 框架 2 右侧节点翼缘破坏对比 (单位:MPa)

Fig. 15 Damage Comparison of Flange to Right Side of Node of Frame 2 (Unit:MPa)

缘破坏对比。图 16,17 分别为框架 2 的模拟滞回曲线和试验滞回曲线。

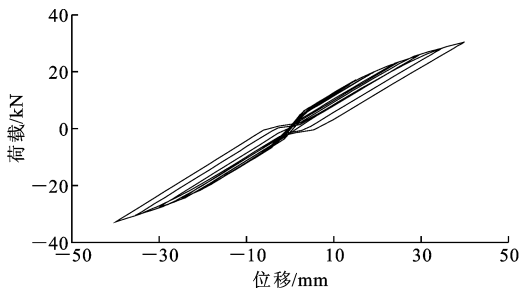


图 16 框架 2 模拟滞回曲线

Fig. 16 Simulated Hysteresis Curve of Frame 2

框架 2 的模拟滞回曲线形状接近于反 S 形,结构在预应力作用下,荷载随位移的变化基本呈线性,且刚度较大。从试验和模拟结果来看,破坏原因主要是:节点腹板首先受拉屈服并出现损伤,随着荷载的增加,翼缘内侧损伤也开始发展,随着侧向位移增加,荷载进一步增加,导致腹板剪断,节点丧失承载能力。试验和模拟最终破坏位移分别为 45.3,40.8 mm,荷载分别为 29.3,33.8 kN。

普通竹木框架 1 的弹性阶段试验和模拟刚度分

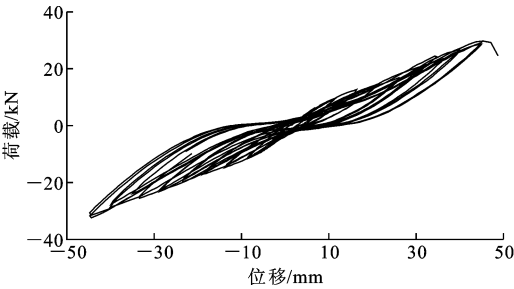


图 17 框架 2 试验滞回曲线

Fig. 17 Test Hysteresis Curve of Frame 2

别为 $0.22 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$ 和 $0.26 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$, 交叉预应力竹木框架弹性阶段试验和模拟刚度分别为 $0.91 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$ 和 $1.1 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$, 采用预应力拉索加固后结构刚度是原来的 4 倍。

图 18 为竹木框架应力云图。从图 18 可以看出：

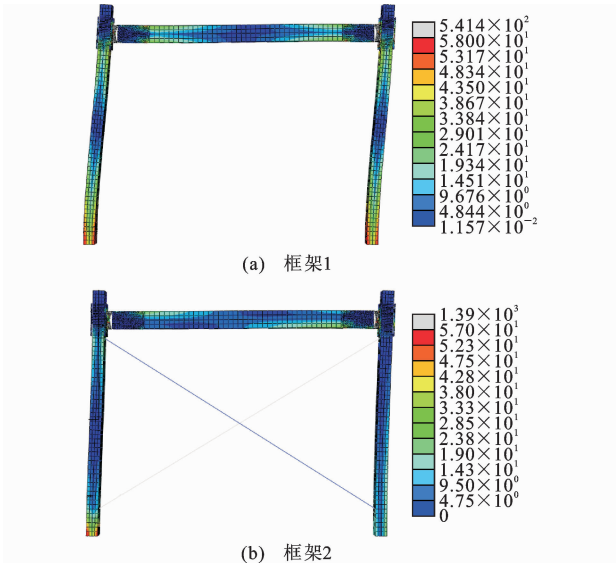


图 18 竹木框架应力云图(单位:MPa)

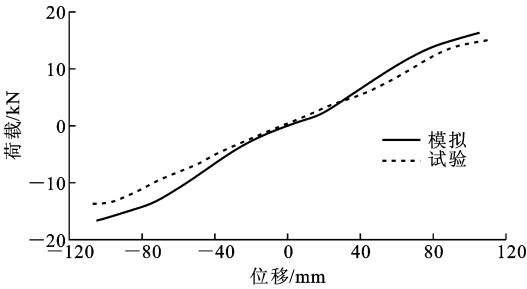
Fig. 18 Stress Cloud of Bamboo Frame (Unit:MPa)

(1) 框架 1 中竹木构件应力集中在柱底板, 且远大于框架 2 柱底应力, 试验中柱底部也出现了微小裂缝。框架 2 由于预应力拉索作用, 竹梁与钢板连接边缘(左上右下)应力较大, 柱的应力主要集中在左柱底部和竹柱与拉筋连接处, 同时螺栓周边竹梁也出现了一定程度的应力集中。

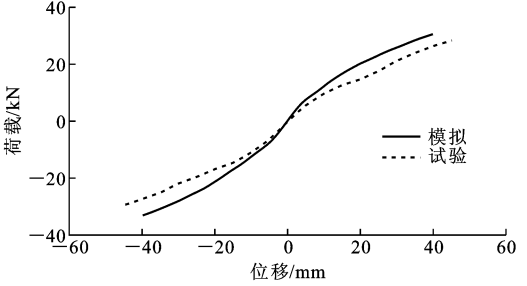
(2) 框架 1 中节点应力集中在左侧下钢板设计薄弱位置处, 先于腹板达到损伤极限, 框架 2 节点应力集中在右下侧钢板设计薄弱位置处, 先于翼缘达到损伤极限, 与试验现象较为一致。

3.3 骨架曲线对比

图 19 为竹木框架的骨架曲线对比。从图 19 可以看出：



(a) 普通竹木框架



(b) 交叉预应力竹木框架

图 19 骨架曲线模拟结果与试验结果对比

Fig. 19 Comparison Between Simulated Results and Test Results of Skeleton Curves

(1) 普通重组竹框架和交叉预应力重组竹框架在加载过程中都进入了塑性, 2 种框架基本上都有这样的 3 个阶段: 弹性阶段、塑性阶段、最终破坏阶段。

(2) 普通重组竹框架进入塑性的位移有这样的大小关系: 框架 1 模拟结果小于试验结果。交叉预应力重组竹框架进入塑性的位移有这样的大小关系: 框架 2 模拟结果小于试验结果。试验的滑移要大于模型中的滑移, 框架 1 和框架 2 进入塑性要比试验的早。

(3) 2 种框架的模拟刚度均高于试验测得的刚度, 试验中交叉预应力重组竹骨架曲线有较大波动, 这是因为在位移继续加载过程中存在钢丝绳松弛和微小滑移的影响, 骨架曲线并不平稳。因为模拟没有考虑其他实际过程中的微量变形, 骨架曲线表现比较平稳。

4 预应力竹木框架参数化模拟

为了研究预应力和拉索截面面积对框架抗侧力性能的影响, 在第 3 节的基础上进行参数分析, 保持框架和节点的几何和材料参数不变, 考虑拉索预应力 F 为 3 kN 时 4 种拉索直径 d (2, 3, 4, 5 mm) 以及拉索截面直径为 3.5 mm 时 5 种预应力 (0, 6, 12, 18, 24 kN), 得到的位移-反力曲线如图 20 所示。不同影响因素下的耗能曲线如图 21 所示。

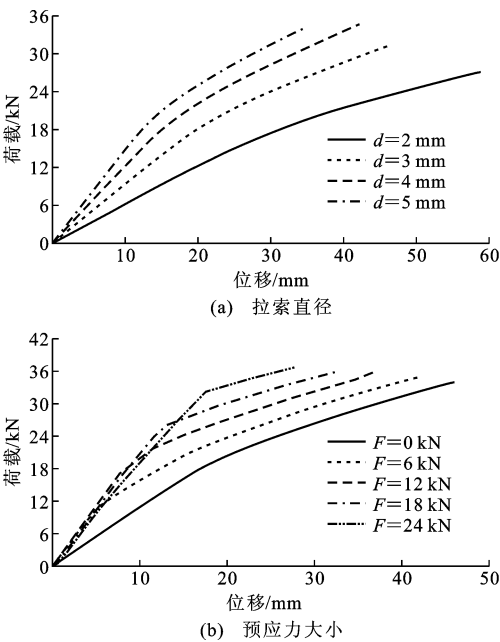


图 20 不同影响因素下的位移-反力曲线
Fig. 20 Displacement-reaction Curves Under Different Influence Factors

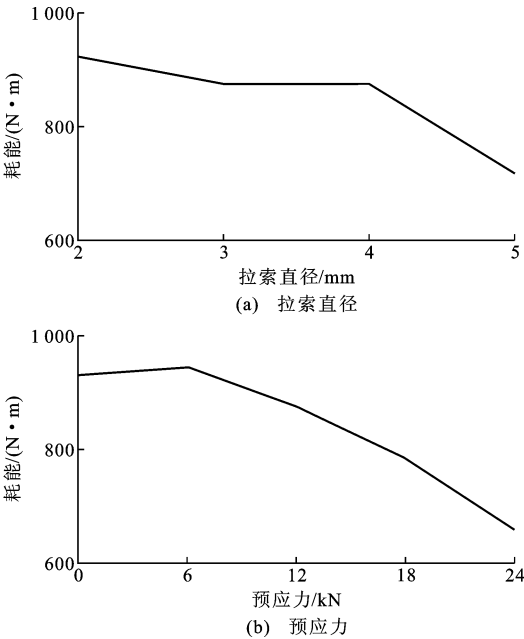


图 21 不同影响因素下的耗能曲线
Fig. 21 Energy Dissipation Curves Under Different Influence Factors

从图 20,21 可以看出:

- (1)提高拉索直径可以提高框架的初始刚度,但随着拉索直径的不断增大,框架初始刚度提高程度越来越小,框架极限承载力在拉索直径由 2 mm 增大到 4 mm 过程中逐步增大,在直径为 5 mm 以后开始出现下降。
- (2)拉索预应力从 0 kN 增加到 6 kN 过程中,

显著提高了框架的初始刚度。拉索预应力在 6~24 kN 的阶段变化时,对框架刚度影响不大,但增加拉索预应力明显降低了结构弹性变形阶段的范围,使框架更早进入塑性。

(3)随着拉索直径的增大,结构耗能能力不断下降;提高拉索预应力时,结构耗能先升后降。

5 预应力竹木框架抗震性能分析

为了进一步研究预应力竹木框架的抗震性能,利用 ABAQUS 中 Explicit 模块对上述 2 种一榀门式框架进行弹塑性动力时程分析。将结构配重设置为 6 kN,输入地震波选取 El Centro 波前 20 s,时间间隔 0.02 s。地震波峰值加速度调幅至 $500\text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$,结构阻尼采用瑞利阻尼 ξ ,与振型阻尼的转换关系为 $\xi=\frac{a}{2\omega_1}+\frac{b\omega_1}{2}=\frac{a}{2\omega_2}+\frac{b\omega_2}{2}$, a,b 分别为质量系数和刚度系数, ω_1,ω_2 分别为结构第 1,2 阶角频率,振型阻尼统一选为 0.05,结构周期采用 ABAQUS 线性摄动分析步求解前 2 阶振型频率,结果如表 4 所示。

表 4 结构前 2 阶振型频率

Tab. 4 Modal Frequencies of First Two Orders of Structure		
频率	带拉索竹木框架	不带拉索竹木框架
f_1/Hz	1.361	1.354
f_2/Hz	2.554	2.524

图 22 为 2 种框架顶点的加速度响应和位移响应。可以看出采用预应力拉索加固后结构地震响应有不同程度减小:峰值加速度由原来的 $9.81\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ 减小到 $7.95\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$,峰值位移由原来的 26.51 mm 减小到 4.92 mm。对竹木框架整体采用交叉预应力整体加固的方法能够减小竹木结构地震响应,原因在于预应力拉索提高了结构的刚度和恢复力。

6 结 语

- (1)框架 1 和框架 2 破坏形式表现为节点翼缘和腹板断裂,在水平力作用下,木结构框架应力主要集中在节点和柱脚上,提高这 2 个关键区域的强度能有效提高框架的抗侧性能。
- (2)采用 ABAQUS 有限元分析软件通过实体螺栓能够模拟出竹木结构滞回曲线中典型的捏拢现象和整体趋势,但是需要充分考虑螺栓与竹木的受力行为,计算代价较大。

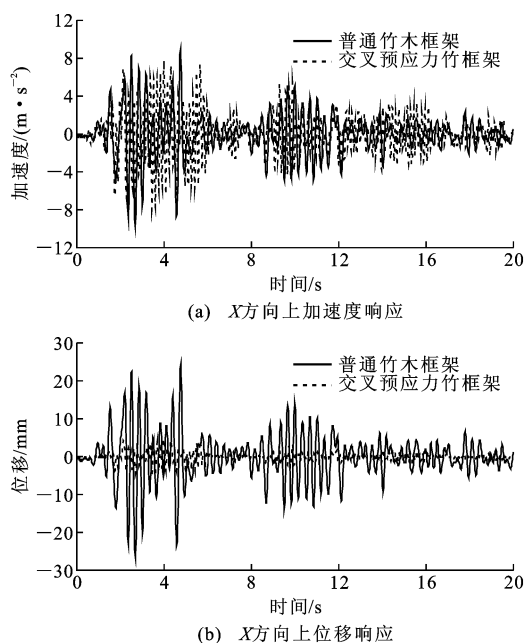


图 22 顶点地震响应

Fig. 22 Earthquake Response of Apex

(3)初始提高预应力和钢拉索直径能够加强竹木框架刚度,提高结构承载力,但预应力提高到一定范围内时,预应力对框架初始刚度没有影响。在不考虑拉索塑性的情况下,提高拉索半径会导致结构耗能能力降低,提高预应力时,结构耗能能力先增强后降低。

(4)交叉预应力竹木框架比纯竹木框架具有更好的抗侧力能力,极限承载力提高到了 1.9 倍,水平位移降低到原来的 1/2.7,相同水平侧力作用情况下交叉预应力竹木结构侧移更小。配重为 6 kN 的单层交叉预应力竹木框架在加速度峰值为 $500 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 的 El Centro 地震波作用下,柱顶点加速度响应减小了 $1.86 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$,最大侧向位移仅为原来的 1/5.4。

参考文献:

References:

- [1] 谢启芳,薛建阳,赵鸿铁.汶川地震中古建筑的震害调查与启示[J].建筑结构学报,2010,31(增2):18-23.
XIE Qi-fang, XUE Jian-yang, ZHAO Hong-tie. Seismic Damage Investigation and Analysis of Ancient Buildings in Wenchuan Earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(S2): 18-23.
- [2] 李书进,铃木祥之.足尺木结构房屋振动台试验及数值模拟研究[J].土木工程学报,2010,43(12):69-77.
LI Shu-jin, YOSHIYUKI S. Full Size Shaking Table Test and Numerical Simulations of Traditional Wood-

en Houses[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(12): 69-77.

- [3] 吕西林,程海江,卢文胜,等.两层轻型木结构足尺房屋模型模拟地震振动台试验研究[J].土木工程学报,2007,40(10):41-49.
LU Xi-lin, CHENG Hai-jiang, LU Wen-sheng, et al. Shake Table Tests of a Two-storey Light Wood Framed House [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(10): 41-49.
- [4] 祝恩淳,陈志勇,陈永康,等.轻型木结构剪力墙抗侧力性能试验与有限元分析[J].哈尔滨工业大学学报,2010,42(10):1548-1554.
ZHU En-chun, CHEN Zhi-yong, CHEN Yong-kang, et al. Testing and FE Modeling of Lateral Resistance of Shearwalls in Light Wood Frame Structures [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2010, 42(10): 1548-1554.
- [5] 杨会峰,刘伟庆,邵劲松,等.FRP加固木梁的受弯性能研究[J].建筑材料学报,2008,11(5):591-597.
YANG Hui-feng, LIU Wei-qing, SHAO Jin-song, et al. Study on Flexural Behavior of Timber Beams Strengthened with FRP [J]. Journal of Building Materials, 2008, 11(5): 591-597.
- [6] 林诚,杨会峰,刘伟庆,等.预应力胶合木梁的受弯性能试验研究[J].结构工程师,2014,30(1):160-164.
LIN Cheng, YANG Hui-feng, LIU Wei-qing, et al. Experimental Study on the Flexural Behavior of Prestressed Glulam Beams [J]. Structural Engineers, 2014, 30(1): 160-164.
- [7] 邵劲松,薛伟辰,刘伟庆,等.FRP横向加固木柱轴心受压性能计算[J].土木工程学报,2012,45(8):48-54.
SHAO Jin-song, XUE Wei-chen, LIU Wei-qing, et al. Calculation of Axial Compressive Behavior of Timber Column Laterally Strengthened with FRP [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(8): 48-54.
- [8] 许清风,朱雷,陈建飞,等.粘贴钢板加固木梁试验研究[J].中南大学学报:自然科学版,2012,43(3):1153-1159.
XU Qing-feng, ZHU Lei, CHEN Jian-fei, et al. Experimental Study of Timber Beams Strengthened with Steel Plates [J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2012, 43(3): 1153-1159.
- [9] 曹海.钢筋增强工程木梁的受弯试验[J].北华大学学报:自然科学版,2012,13(2):221-224.
CAO Hai. Experimental Study on the Bending Engineering Wood Enforced by Steel [J]. Journal of Beihua

- University; Natural Science, 2012, 13(2): 221-224.
- [10] 左宏亮, 孙旭, 左煜, 等. 预应力配筋胶合木梁受弯性能试验[J]. 东北林业大学学报, 2016, 44(2): 42-46.
- ZUO Hong-liang, SUN Xu, ZUO Yu, et al. Bending Performance Test on the Prestressed Reinforced Glue-lumber Beam[J]. Journal of Northeast Forestry University, 2016, 44(2): 42-46.
- [11] 左宏亮, 杨颖伟, 郭楠, 等. 预应力胶合木张弦梁受弯性能有限元分析[J]. 辽宁工程技术大学学报: 自然科学版, 2015, 34(3): 390-394.
- ZUO Hong-liang, YANG Ying-wei, GUO Nan, et al. Finite Element Analysis of Flexural Performance of Prestressed Glulam Beams String Structure[J]. Journal of Liaoning Technical University: Natural Science, 2015, 34(3): 390-394.
- [12] 熊海贝, 刘应扬, 杨春梅, 等. 梁柱式胶合木结构体系抗侧力性能试验[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2014, 42(8): 1167-1175.
- XIONG Hai-bei, LIU Ying-yang, YANG Chun-mei, et al. Experimental Study on Lateral Resistance of Glued-laminated Timber Post and Beam Systems[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2014, 42(8): 1167-1175.
- [13] 熊海贝, 刘应扬, 姚亚, 等. 碳纤维布加固梁柱式胶合木结构抗侧性能试验[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2015, 43(10): 1463-1470.
- XIONG Hai-bei, LIU Ying-yang, YAO Ya, et al. Experimental Study on Lateral Resistance of Timber Post and Beam Structures Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2015, 43(10): 1463-1470.
- [14] 黄东升, 周爱萍, 张齐生, 等. 装配式木框架结构消能节点拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(7): 87-92.
- HUANG Dong-sheng, ZHOU Ai-ping, ZHANG Qi-sheng, et al. Quasi-static Experimental Research on Energy Dissipating Joints for Assembled Timber Frame Structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(7): 87-92.
- [15] 赵淑颖, 周爱萍, 黄东升, 等. 一种带消能节点的木框架结构振动台试验[J]. 林业工程学报, 2016, 1(2): 124-129.
- ZHAO Shu-ying, ZHOU Ai-ping, HUANG Dong-sheng, et al. Shaking Table Test Research on Wooden-frame Structure with Energy Dissipation Joints[J]. Journal of Forestry Engineering, 2016, 1(2): 124-129.