

# 填充剪力墙梁柱式木框架混合结构抗侧力

陈松来<sup>1</sup>, 何敏娟<sup>1</sup>, 倪 骏<sup>2</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 200092 上海; 2. 苏州皇家整体住宅股份有限公司, 215105 江苏 苏州)

**摘要:** 为了研究填充剪力墙梁柱式木框架混合结构抗侧力性能, 制作了两种梁柱框架节点, 采用单调和往复加载的试验方法, 对内填钢板螺栓连接和植筋连接梁柱式木框架节点的受力性能进行试验研究. 采用 SAP2000 软件建立填充剪力墙梁柱式木框架混合结构的有限元分析模型, 分析了混合结构的抗侧力工作机理和性能. 研究表明: 内填钢板销式连接框架节点初始阶段刚度近似为零; 植筋连接框架节点具有较高初始刚度和承载力; 木框架侧移变形能力是剪力墙的 2~3 倍, 填充剪力墙梁柱式木框架混合体系的抗侧力承载力不能充分利用木框架的抗侧力承载力, 出现明显的框架抗侧力滞后现象; 混合体系抗侧力性能更加接近于剪力墙, 可按剪力墙的要求分析; 混合结构抗侧力承载力为组成框架和剪力墙承载力之和, 可以采用本文提出的理论分析模型计算.

**关键词:** 抗侧力性能; 梁柱式木框架; 剪力墙; 混合结构; 有限元分析模型

**中图分类号:** TU366.2      **文献标志码:** A      **文章编号:** 0367-6234(2013)04-0092-09

## Racking performance of filled-in shear wall hybrid post-and-beam frame constructions

CHEN Songlai<sup>1</sup>, HE Minjuan<sup>1</sup>, NI Jun<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Tongji University, 200092 Shanghai, China; 2. Suzhou Crownhomes CO. LTD., 215105 Suzhou, Jiangsu, China)

**Abstract:** The performance of slotted-in steel plates dowelled and glued-in bar post-to-beam connections were tested with monotonic and reversed cyclic loading protocols. The performance of different types of filled-in shear wall hybrid post-and-beam frame constructions was studied using a finite element model that was developed with SAP2000. Results indicate that the initial stiffness of slotted-in steel plates dowelled post-to-beam connections approximately equals to zero and glued-in bar post-to-beam connections have relative high initial stiffness and resistance capacities. The racking displacement capacity of post-and-beam frame is 2~3 times than that of shear wall, the lateral load resistance capacity of post-and-beam frame cannot be fully employed in hybrid constructions. The hybrid constructions behave more similar to shear walls. Based on the analysis of the tests, mathematical models verified by experimental tests for the hybrid constructions were developed and proposed.

**Key words:** racking performance; post-and-beam frame; shear wall; hybrid construction; finite element model

填充剪力墙梁柱式木框架混合结构是指由梁柱式木框架与木结构剪力墙共同构成的混合抗侧力结构体系, 木框架与剪力墙协同工作, 共同承受侧向力. 这种结构体系在国内外的建筑工程中已有应用, 但是人们对这种结构体系的抗侧力性能

研究不足, 工程应用中一般采用保守的设计方法, 即假设框架为铰接体系、让剪力墙承担全部侧向力, 或者以木框架承担全部侧向力, 将剪力墙作为非受力填充墙处理, 这两种分析方法均不能准确反映结构实际受力状况.

迄今国内外学者对填充剪力墙梁柱式木框架混合结构的抗侧力研究还很少涉及, Shim 等<sup>[1]</sup>采用拟静力试验方法, 对销式连接梁柱式框架与轻型木剪力墙组合结构进行了抗侧力的对比研究, 结果表明组合结构抗侧力为两者各自抗侧力之和, 另外

收稿日期: 2012-06-24.

基金项目: 国家科技支撑计划项目(2008BAJ08B06).

作者简介: 陈松来(1972—), 男, 博士, 博士后;

何敏娟(1963—), 女, 教授, 博士生导师.

通信作者: 陈松来, cslhy@163.com.

从实验结果来看相同尺寸的梁柱式木框架的抗侧承载力和刚度远小于轻型木结构剪力墙. Park等<sup>[2]</sup>进一步研究了采用新型墙板填充墙的梁柱式木框架混合体系和采用普通轻型木结构剪力墙填充的混合体系抗侧力性能,结果表明新型填充墙混合体系具有比后者更好的抗侧力性能和延性性能. 卢涛<sup>[3]</sup>对填钢板螺栓连接梁柱式木框架与轻型木结构剪力墙混合体系进行了试验对比和有限元模拟分析,得到了与文献[1]相似的结果.

为了进一步研究混合结构的抗侧力性能,本文在已有轻型木结构剪力墙抗侧力研究基础上,通过对梁柱式木框架节点的试验研究,建立混合结构有限元分析模型,开展其抗侧力性能的参数化分析. 通过对木框架与剪力墙之间的荷载传递和分配关系,以及两者在侧向力作用下的共同工作关系进行了分析和探讨,归纳给出了填充剪力墙梁柱式木框架混合结构抗侧力理论分析模型.

### 1 梁柱式木框架节点受力研究

梁柱式木框架抗侧力性能主要决定于框架节点的受力性能. 现代梁柱式木结构框架节点的连接构造有多种形式,最常用的是内填钢板销式连接和植筋连接两种.

#### 1.1 内填钢板销式连接框架节点受力性能

内填钢板销式连接节点(图1)是通过内嵌钢板采用螺栓或者钢销等分别与梁和柱子连接构成框架节点. 当框架受侧向力作用时,梁柱构件发生相对转动,节点内产生销轴与销槽挤压和梁柱之间的接触挤压作用,节点承载力取决于螺栓连接承载力和柱木材横纹承压强度.



图1 销式连接节点

##### 1.1.1 填钢板销式连接节点试验

框架节点为了传递弯矩,钢板与梁和柱之间要采用多个螺栓的成对布置方式(图2). 当采用单块钢板连接时,为了防止螺栓限制木材的横纹收缩导致木材开裂,根据经验垂直木纹方向螺栓最大间距一般不宜超过125 mm. 而为了获得更高的节点抗弯能力和刚度,要求螺栓间距尽可能大. 实际布置时在垂直木纹方向通常布置2排螺栓,平行木纹方

向的螺栓排数则根据受力需要确定,最基本的布置方式为平行木纹方向单排2个螺栓布置.

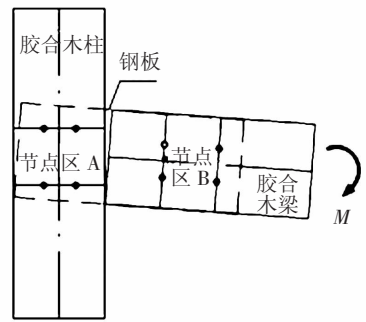


图2 梁柱连接节点

顺纹受力螺栓连接可以采用销屈服分析模型计算,但是横纹受力却并不适用该模型. 当框架节点采用多排螺栓布置时,在节点弯矩作用下必然引起木材横纹受力,对节点连接性能将产生影响. 为了对比分析螺栓布置方式对节点受力性能的影响,本文设计了3种内填钢板螺栓连接试件,分别表示为B-1、B-2和B-3. 其中B-1为单排2个螺栓连接,螺栓主要为顺纹受力,采用8.8级M20螺栓;B-2同样为单排2个螺栓,却主要为横纹受力,同样采用8.8级M20螺栓;B-3为双排4个螺栓正方形布置,为了对比螺栓直径影响,设计了两组分别表示为B-3a和B-3b,前一组采用8.8级M14螺栓、后一组采用8.8级M20螺栓. 试件尺寸与试验安排如表1所示,连接钢板厚度为14 mm,采用Q235钢板,木构件厚度均为160 mm,开槽宽度为16 mm,采用SPF胶合木,密度为420 kg/m<sup>3</sup>,实测含水率为17%.

表1 钢木螺栓连接节点试件设计表

试件编号	试件型式	试件数量	加载模式
B-1		2	单调加载
B-2		2	单调加载
B-3a		2	单调加载
		1	往复加载
B-3b		2	单调加载
		1	往复加载

试验装置见图 3, 试验中测量了木构件与钢板之间的相对转动变形、螺栓平行和垂直木纹方向的相对变形等. 试件 B-1 的试验结果曲线见图 4. 试件 B-1-1 由于发生了木材螺孔的剪切破坏 (图 5), 试件的延性变形相对较小, 而试件 B-1-2 表现出良好的延性变形能力, 两个试件均发生了明显的螺栓弯曲变形和螺孔塑性挤压变形 (图 5). 试件 B-2 的试验结果曲线见图 6, 木构件在很小的变形下即发生劈裂破坏, 试件的破坏形式均为木材的沿螺孔的顺纹劈裂破坏, 螺栓和螺孔均未发现弯曲和挤压塑性变形 (图 7). 试件 B-3a 和 3b 单调加载试验结果曲线见图 8, 对比 B-1 的实验结果, B-3b 采用了相同直径的螺栓, 由于是 4 个螺栓正方形网格布置, 在节点弯矩荷载作用下, 螺栓垂直木纹方向分力致使木构件过早发生横纹劈裂破坏, 制约了螺栓承载力的充分发挥. 试件 B-3a 和 3b 的试件尺寸和螺栓布置尺寸均相同, 试件 B-3a 由于采用了直径较细的螺栓, 试验中螺栓均发生了明显的弯曲屈服变形, 试件表现出良好的延性变形性能; 而试件 B-3b 采用大直径螺栓, 螺孔的劈裂破坏限制了螺栓的充分受力和发生弯曲屈服变形 (图 9).



图 3 试验装置

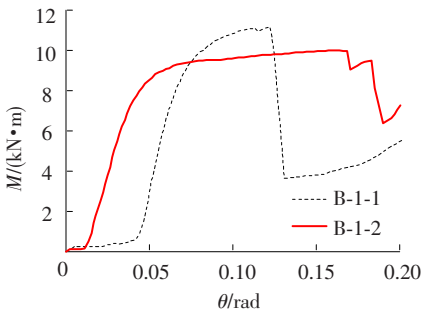


图 4 B-1 弯矩 - 转角曲线

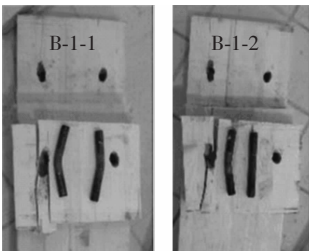


图 5 B-1 破坏模式

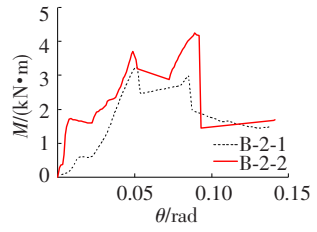


图 6 B-2 弯矩 - 转角曲线

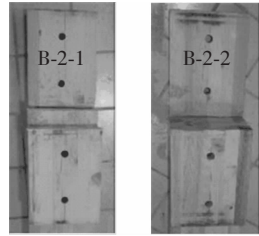


图 7 B-2 破坏模式

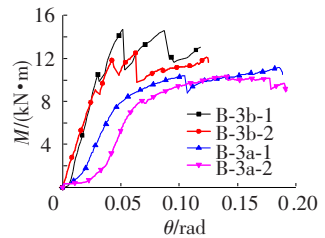


图 8 B-3 弯矩 - 转角曲线

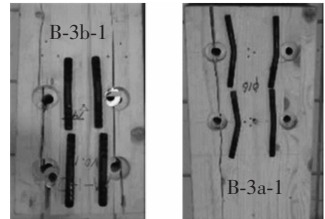


图 9 B-3 破坏模式

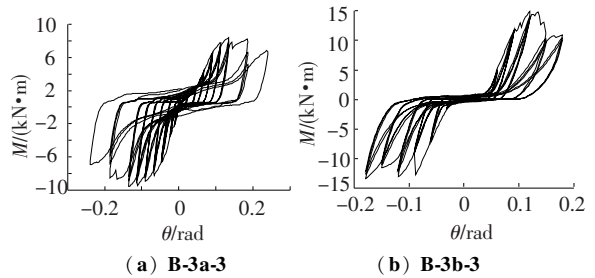


图 10 往复加载试验弯矩 - 转角曲线

### 1.1.2 内填钢板销式连接节点试验结果分析

试验结果表明横纹受力的螺栓连接容易发生木材顺纹劈裂破坏, 连接承载力较低、离散性大, 而且为脆性破坏, 较难采用现有理论模型计算, 在节点设计中应避免采用. 单调加载与往复加载试验结果对比表明, 不同的加载方式基本不影响节点抗弯承载力. 试件 B-1 和 B-3 的节点抗弯刚度和极限承载力见表 2, 其中抗弯刚度为试验曲线上 10% 和 40% 极限承载力对应点之间的割线斜率. 表中数据对比可以发现, 相同直径双排螺栓节点承载力比单排螺栓节点提高 28%, 而抗弯刚度下降 43%; 直径为 14 mm 的双排螺栓节点比直径

为 20 mm 的双排螺栓节点,理论计算其承载力应下降 50%,实际承载力仅降低 21%,抗弯刚度降低底 35%,变形能力却显著提高.可见,为了提高节点的变形能力和耗能能力,当采用单排螺栓连接设计时可以采用直径较粗螺栓连接,而当采用多排螺栓设计时宜选用直径较细的螺栓.

表 2 试件节点抗弯试验结果

节点	$M_{max}/(kN \cdot m)$	$K/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$
B-1-1	11.2	641.3
B-1-2	10.0	631.6
B-3a-1	11.1	213.5
B-3a-2	10.3	162.3
B-3b-1	14.7	411.7
B-3b-1	12.5	319.9

### 1.2 植筋连接梁柱节点受力性能

典型的植筋连接梁柱式木框架节点构造见图 11,在框架抗侧力中,节点主要受弯矩作用.在弯矩作用下,节点内梁中植筋为顺纹轴向受力,柱中植筋为横纹轴向受力.作者研究表明,为了使框架节点具有较好的抗转动变形能力和延性破坏特征,需要保证梁中植筋在受力时不发生破坏、而使节点破坏发生在柱中植筋的粘结破坏.

#### 1.2.1 植筋连接框架节点试验

节点试件中柱子选用截面尺寸为 200 mm × 200 mm 的 SPF 胶合木,木材密度为 420 kg · m<sup>-3</sup>,实测含水率 17%;梁选用截面尺寸分别为 160 mm × 280 mm 和 160 mm × 360 mm 的 SPF 胶合木,木材密度为 420 kg · m<sup>-3</sup>,含水率 17%.植筋采用 HPB300 级 Φ28 钢筋,钢筋表面采用刻螺纹处理,胶粘剂采用环氧树脂 AB 胶以 1:1 混合,注胶法施工.植筋钻孔直径为 30 mm,平均胶缝厚度为 1 mm.柱中植筋长度为 200 mm、梁中植筋长度为 300 mm.为了有利于植筋质量和节点连接施工,植筋在梁和柱子的连接处断开,分别施工和养护,在植入的钢筋端部加工内螺纹孔,用高强度螺栓分别与金属连接件连接(图 12),从而将梁与柱子连接构成框架节点.

根据梁截面高度不同,框架节点试件分为两种.试件 J-1 采用截面尺寸为 200 mm × 200 mm 胶合柱与截面尺寸为 160 mm × 280 mm 胶合梁,梁和柱中的植筋数量均为 3 根,间距均为 80 mm,居中布置.梁与柱之间连接件采用两种形式,其中连接件 1 采用截面尺寸为 100 mm × 100 mm,壁厚为 10 mm 焊接方钢管,钢管长度为 240 mm,在钢管的两个相对的侧壁上设安装螺孔,采用 12.9 级 M14 螺栓,将金属连接件与木材中植筋相连接组成框架节点.为了对比分析金属连接件的连接刚

度对节点受力性能影响,连接件 2 是将连接件 1 的两个与植筋连接的侧壁钢板均加厚为 30 mm.试件 J-2 采用截面尺寸为 200 mm × 200 mm 胶合柱与截面尺寸为 160 mm × 360 mm 胶合梁,梁和柱的植筋数量均为 4 根,间距均为 80 mm、居中布置.梁与柱之间连接件也采用两种形式,其中连接件 3 采用截面尺寸为 100 mm × 100 mm,壁厚为 10 mm 厚方钢管,钢管长度为 320 mm.连接件 4 是将连接件 3 的两个与植筋连接的侧壁的钢板均加厚为 30 mm.试验采用单调和往复加载模式,试件连接构造见图 13,试验装置见图 14.



图 11 植筋连接节点 图 12 植筋连接框架节点试件

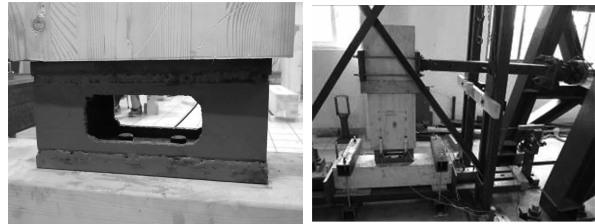


图 13 连接构造 图 14 试验装置

框架节点试验计划安排见表 3.试件 J-1-1 与试件 J-1-2 的区别在于试件 J-1-2 柱植筋的另一端安装一块厚度为 10 mm 尺寸为 100 mm × 240 mm 的钢板(图 15),用于增强柱植筋抗拔出承载力,确保试件 J-1-2 的节点连接破坏发生在梁植筋,而试件 J-1-1 节点连接破坏发生在柱植筋,两组试件的实验结果见图 16.

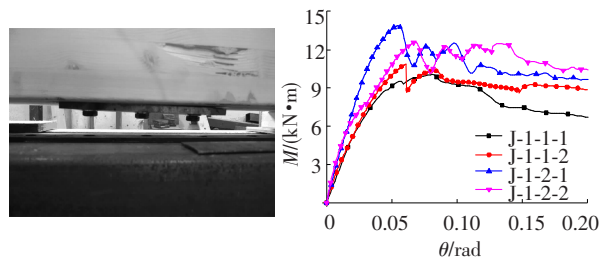


图 15 节点连接构造 图 16 节点连接试验曲线

表 3 梁柱节点试验计划安排

试件编号	植筋数量	连接件	加载模式	破坏位置	数量
J-1-1	6	连接件 1	单调加载	柱植筋	2
J-1-2	6	连接件 1	单调加载	梁植筋	2
J-2-1	8	连接件 3	单调加载	柱植筋	2
J-1-3	6	连接件 2	往复加载	柱或梁中	3
J-2-2	8	连接件 4	往复加载	柱或梁中	3



连接件1在试验中发生了较大的局部弯曲变形(图17),试件J-1-1的破坏均发生在柱植筋的粘结破坏和柱侧横纹挤压破坏,而试件J-1-2的破坏均发生在梁植筋的粘结破坏.两组试件均表现出良好的变形能力,试件J-1-2尽管破坏发生在梁中顺纹植筋的拔出,却不同于植筋拔出实验的脆性破坏特征,节点试件依然表现出较好变形能力,分析原因主要由于连接件刚度不足导致植筋逐个拔出破坏,同时植筋本身受弯也承担了部分抗弯承载力.试件J-2-1与J-1-1的节点连接构造相同,区别在于J-2-1由4根植筋连接,而J-1-1由3根植筋连接,两组试件的破坏特征基本相同.其试验曲线对比见图18,从图中可以发现J-2-1的节点抗弯刚度明显高于J-1-1,极限抗弯承载力也近似跟连接植筋的根数成正比.可见梁截面高度和植筋连接数量,直接影响节点抗弯刚度和承载力.

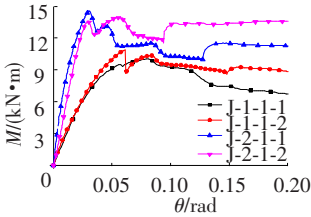
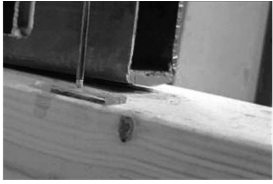


图17 连接件屈曲变形 图18 节点连接试验曲线

试件J-1-3与J-2-2采用和J-1-2相同的连接构造,分别采用了连接件2和连接件4,两组试件的连接件变形均很小,在试验过程中均未发生翼缘板平面外的弯曲变形.试验采用往复加载方式,加载模式选用ISO 16670位移控制加载程序.试件J-1-3的试验结果曲线见图19,试件J-2-2的试验结果曲线见图20.试验中发现J-1-3节点的连接破坏均发生在柱中植筋的粘结破坏,伴随着连接件钢板和钢垫板与柱木材的横纹挤压破坏.J-2-2节点的连接破坏却均发生在梁中植筋的粘结破坏和植筋弯曲导致的木材劈裂破坏,同时发生柱中植筋粘结破坏和柱侧横纹挤压破坏.

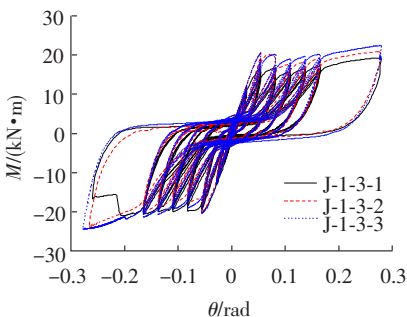


图19 J-1-3节点弯矩-转角试验曲线

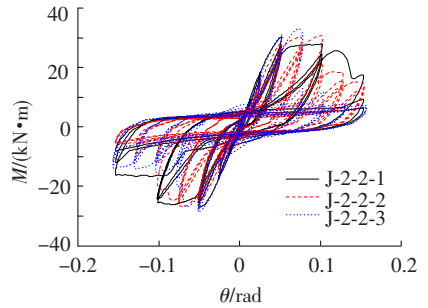


图20 J-2-2节点弯矩-转角试验曲线

## 1.2.2 植筋连接框架节点试验结果分析

试件J-1-3的滞回曲线相对饱满,节点具有良好的塑性变形能力和耗能能力.节点J-2-2连接的最终破坏发生在梁中植筋粘结破坏,由于梁中植筋为顺纹轴向受力,破坏的脆性特征明显,导致节点连接的延性和耗能能力明显较J-1-3差.节点J-2-2连接件翼缘板和垫板尺寸均较J-1-3大,其与木材的挤压力也加大,致使节点的破坏发生在梁中植筋粘结破坏.

5组试件的平均极限抗弯承载力  $M_{max}$ 、10%到40%极限承载力的割线刚度  $K$  见表4.从结果比较可以发现,增加连接件本身的连接刚度可以有效提高节点的连接承载力,试件J-1-3较J-1-1承载力提高了近一倍、J-2-2较J-2-1承载力提高了一倍多.而通过增加连接植筋的数量可以有效提高节点的抗转动刚度,试验中采用4根植筋的试件连接刚度均显著高于采用3根植筋的试件.加钢垫板试件在单调加载下破坏发生在梁植筋,在往复加载下则发生在柱植筋,说明往复荷载作用下植筋抗拔出承载力和刚度均出现软化现象,这与文献[4]结果相符.另外,试验也证明了采用保证节点破坏发生在横纹植筋的构造措施,可得到延性好和耗能能力高的框架梁柱节点.

表4 框架节点试件试验结果

节点	$M_{max}/(kN \cdot m)$	$K/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$
J-1-1	10.47	257.84
J-1-2	13.23	354.37
J-1-3	19.79	468.49
J-2-1	14.25	700.20
J-2-2	31.31	673.54

## 2 填充剪力墙梁柱式木框架混合结构抗侧力

前文研究表明,内填钢板销式连接框架节点由于螺栓连接初始间隙的原因,框架初始抗侧刚度接近于零,而植筋连接框架节点具有较高的初始刚度和承载力,两者抗侧力性能有较大区别.本

文的研究将基于以上两种节点连接的梁柱式木框架填充轻型木结构剪力墙混合结构体系。

## 2.1 填充剪力墙梁柱式木框架混合结构构造和有限元分析模型

梁柱式木框架一般采用胶合木制作框架梁和柱子,在梁与柱连接节点采用柱子连续、梁不连续的连接构造,柱脚与基础通常采用上部框架节点相同的连接方式。填充的剪力墙周边木龙骨与梁柱式木框架连接为整体,剪力墙的其他构造按木结构设计规范规定的轻型木结构剪力墙设计。采用这种构造形式的梁柱式木框架实际构成了剪力墙的边框,在一定程度上可加强剪力墙的刚度,降低剪力墙的倾覆变形,有利于剪力墙的抗侧力作用。

试验研究表明梁柱式木框架在侧向力作用下,节点的变形能力较强,框架抗侧刚度相对剪力墙较小。当框架填充剪力墙后,组成的混合结构体系的抗侧力性能与两种组成结构的共同工作关系是本节的研究重点。为了研究混合体系抗侧力机理和工作性能,采用 SAP2000 软件建立剪力墙、梁柱式木框架以及混合结构的抗侧力分析模型。

最基本的填充剪力墙梁柱式木框架混合体系构造见图 21,假定图中框架柱采用截面尺寸为 200 mm × 200 mm SPF 胶合木构件,框架梁采用截面尺寸为 160 mm × 280 mm SPF 胶合木构件。梁柱节点植筋数量均为 3 根钢筋,间距均为 80 mm、居中布置。柱脚节点与基础植筋数量为 4 根钢筋,间距为 80 mm、4 角布置。剪力墙骨架采用 38 mm × 89 mm III c 级云杉-松-冷杉 (SPF) 规格材,顶梁板和底梁板分别与框架梁和基础连接,端墙骨与框架柱连接;覆面板为 12.5 mm 厚定向刨花板 (OSB);覆面板周边与木骨架采用美国标准 8 d 型号普通圆钉 (直径 3.3 mm,长度 63.5 mm) 连接,钉距为 150 mm,中部与木骨架采用美国标准 8 d 普通圆钉连接,钉距为 300 mm;剪力墙周边骨架与木框架采用双列美国标准 10 d 普通圆钉 (直径 3.8 mm,长度 76 mm) 连接,钉距为 300 mm。剪力墙的钉连接和组成材料的材性指标采用文献[5]的试验结果。

采用 SAP2000 有限元分析软件,建立了填充剪力墙梁柱式木框架混合结构的三维非线性有限元分析模型 (图 22)。模型中框架梁和柱子,以及剪力墙骨架采用弹性梁单元模拟,其弹性模量采用加拿大规范 CSA O 86<sup>[6]</sup> 提供的数值,分别为 15 000 MPa 和 9 000 MPa。覆面板采用线性薄壳单元模拟,弹性模量取为 6 000 MPa,剪切模量为 2 000 MPa。覆面板与骨架连接节点按剪力与木纹

方向平行和垂直的不同变形特性,采用有两个相互垂直面内剪切刚度的二维弹簧单元模拟;由于骨架与骨架之间的连接具有 1 个轴向拉伸刚度和 2 个面内剪切刚度,采用三维弹簧单元模拟;骨架与骨架接触节点,采用 1 个一维接触单元来模拟;梁柱节点采用 1 个具有转动刚度的一维弹簧单元模拟。所有弹簧单元的荷载-位移关系曲线均采用前文实测结果及文献[7]采用相同材料和节点构造的测试数据。其中,接触单元抗压刚度为 40 kN · mm<sup>-1</sup>,接触间隙为 0 mm;剪力墙单独分析中抗倾覆锚固件的抗拉刚度为 5 kN · mm<sup>-1</sup>。为了对比分析,还单独建立木框架和剪力墙的抗侧力分析模型。

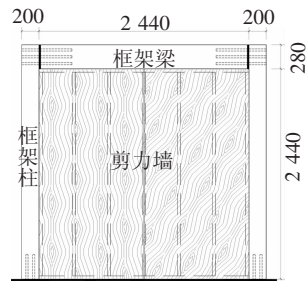


图 21 混合结构构造

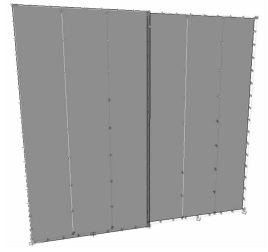


图 22 有限元分析模型

分析模型采用的参数和假定与文献[5]的模型完全相同,模型的可靠性已经文献验证。梁柱式木框架分析模型按半刚性连接框架分析,框架结构有限元分析模型相对简单和成熟,本文将不另做相应的与试验结果对比验证分析。

## 2.2 填充剪力墙梁柱式木框架混合结构抗侧力性能参数分析

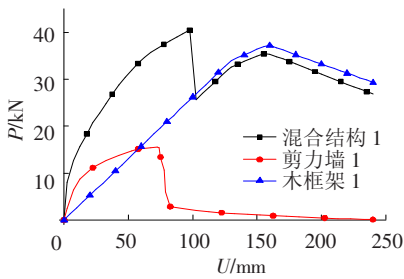
根据前文试验结果分别建立内填钢板销式连接梁柱式木框架填充剪力墙混合结构和植筋连接梁柱式木框架填充剪力墙混合结构有限元分析模型,分别定义为基本模型 1 和基本模型 2。选取混合结构的长度和层数作为变化因素做参数分析。

为了分析混合结构长度因素对抗侧力影响,取 4 个单层单跨,长度不同的填充剪力墙梁柱式木框架混合结构及其组成框架和剪力墙模型见表 5。基于基本模型 1 的 4 组不同长度混合结构模型的抗侧力分析结果表明,木框架在剪力墙受力阶段抗侧刚度为零,梁柱式木框架对剪力墙具有一定的约束加强作用,混合结构的抗侧承载力和刚度较纯剪力墙均有提高,而且结构长度越小其提高幅度越大;基于基本模型 2 的 4 组不同长度混合结构模型的抗侧力分析结果荷载-位移曲线见图 23,当木框架初始刚度接近剪力墙的刚度时,混合结构的抗侧力性能接近框架体系 (如混

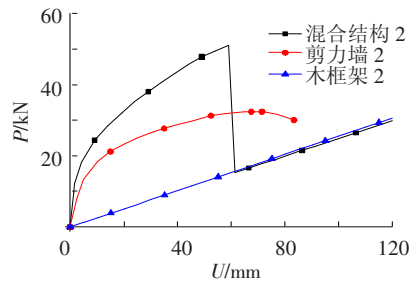
合结构 1), 而当木框架初始刚度显著小于剪力墙的刚度时, 混合结构抗侧力性能则更加接近于剪力墙体系(如混合结构 2~4). 由于剪力墙的初始刚度一般大于木框架, 因此混合结构的初始刚度近似等于剪力墙的刚度, 随着变形的增加, 剪力墙的刚度开始明显退化, 混合结构刚度近似等于木框架的刚度和退化后剪力墙刚度之和. 木框架极限侧移变形是剪力墙的 2~3 倍, 混合结构抗侧力表现出明显的框架抗侧力滞后现象, 剪力墙首先破坏退出抗侧力, 侧向力向木框架转移直到木框架破坏, 混合结构极限承载力低于木框架和剪力墙极限承载力之和.

表 5 填充剪力墙式木框架墙分析模型尺寸表

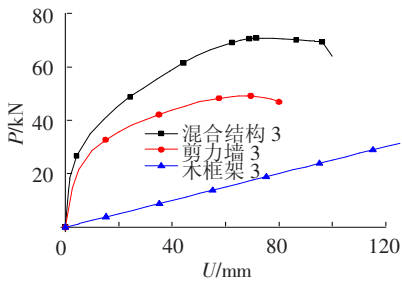
模型编号	H/mm	L/mm	覆面板数量
混合结构 1	2 720	1 620	1
剪力墙 1	2 440	1 220	1
木框架 1	2 720	1 620	
混合结构 2	2 720	2 840	2
剪力墙 2	2 440	2 440	2
木框架 2	2 720	2 840	
混合结构 3	2 720	4 060	3
剪力墙 3	2 440	3 660	3
木框架 3	2 720	4 060	
混合结构 4	2 720	5 280	4
剪力墙 4	2 440	4 880	4
木框架 4	2 720	5 280	



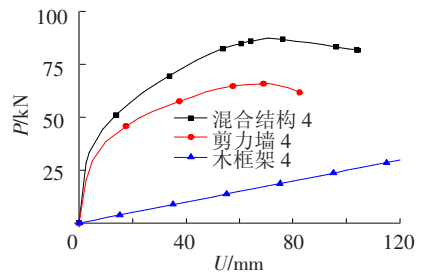
(a) 混合结构 1



(b) 混合结构 2



(c) 混合结构 3



(d) 混合结构 4

图 23 基本模型 2 侧向力与位移关系曲线

为了分析框架层数对抗侧力影响, 取 3 个长度相同层数不同的填充剪力墙梁柱式木框架混合结构及其组成框架和剪力墙模型进行分析. 基于基本模型 1 的 3 组不同层数混合结构模型的抗侧力结果表明, 由于框架初始变形段刚度为零, 混合结构抗侧力作用主要以剪力墙体系为主, 梁柱式木框架部分对剪力墙抗侧承载力和刚度均有约束增强作用. 上部结构的层数对下部结构抗侧力影响不显著. 分析梁柱式木框架对填充剪力墙抗侧力加强作用包括两部分, 既对剪力墙周边的约束加强和上部楼层框架与填充剪力墙组成一个刚性整体, 通过上下层连接处的框架柱参与抗弯作用; 基于基本模型 2 的 3 组不同层数混合结构模型的抗侧力分析结果表明上层剪力墙与梁柱式木框架

组成的整体对下部混合体的抗侧力加强作用主要表现为上下连接的框架柱的抗弯作用, 而且上部结构层数对下部结构的抗侧力影响不明显. 混合结构抗侧力性能为梁柱式木框架、剪力墙以及与上部结构连接框架柱抗弯 3 部分组成.

剪力墙设计承载力的取值取决于极限承载力和变形限制两个因素, 抗风设计取 1/2 极限承载力和侧移值为 1/180 墙高时对应荷载的较小值, 抗震设计则取 1/2.5 极限承载力和侧移值为 1/180 墙高时对应荷载的较小值, 且同时要求满足位移比要求. 而对于梁柱体系木框架结构, 目前还未见有针对性的位移限制的设计规定, 如果参照剪力墙的规定取值则木框架抗侧承载力不能充分利用, 其承载力设计方法有待进一步研究. 但是对于

填充剪力墙梁柱式木框架混合结构的抗侧承载力设计取值可以采用与剪力墙相同的标准. 从而根据图 23 结果得到各模型抗侧刚度、承载力设计值和最大承载力等数据见表 6. 表中,  $K_y$  为初始刚度, 也称弹性阶段刚度, 为曲线原点与 40% 最大荷载对应点的割线斜率,  $\Delta_y$  为屈服侧移,  $F_{\max}$  为极限荷载,  $d_{F_{\max}}$  为极限荷载对应侧移,  $\Delta_u$  为破坏侧移, 延性指标为  $\Delta_u \cdot (\Delta_y)^{-1}$ , 耗能指标为到极限荷载骨架曲线包含面积, 单位为 kJ,  $F_d$  为根据美国标准 AC 130<sup>[8]</sup> 确定的抗侧设计承载力, 即为 50% 最大荷载和曲线上侧移为 1/180 刚架高度对应的荷载中的较小值.

对比表 6 数据可发现: 梁柱式木框架抗侧力性能主要决定于组成的框架节点, 与框架的长度无关; 梁柱式木框架具有较高的抗侧承载力和耗

能能力, 但是其初始刚度和设计承载力均较低; 填充剪力墙梁柱式木框架混合结构的抗侧力性能与剪力墙体系比较接近, 却与梁柱式木框架体系有较大区别, 所以可以采用剪力墙体系的要求设计和构造; 填充剪力墙梁柱式木框架混合结构较相同长度剪力墙体系, 根据 EEEP 曲线定义的初始刚度和延性均有所降低, 承载力和耗能能力却有所提高.

### 2.3 混合结构抗侧力理论分析模型

轻型木结构剪力墙抗侧力试验表明, 其极限承载力对应的平均侧移角在 1/40 rad 左右, 为了与剪力墙变形协调, 单跨或多跨、单层或多层填充剪力墙梁柱式木框架混合结构的框架最大抗侧力承载力亦取为侧移角为 1/40 rad 对应的承载力. 则混合结构抗侧力承载力为框架和剪力墙承载力

表 6 混合结构模型分析结果

分析模型	$K_y / (\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	$\Delta_y / \text{mm}$	$F_d / \text{kN}$	$F_{\max} / \text{kN}$	$d_{F_{\max}} / \text{mm}$	$\Delta_u / \text{mm}$	延性	耗能
混合结构 1	1.29	25.2	16.22	40.44	97.5	102.5	4.06	2.93
剪力墙 1	2.48	5.0	7.75	15.49	72.5	78.1	15.66	0.94
木框架 1	0.27	123.3	3.55	37.17	160.0	240.0	1.95	5.94
混合结构 2	5.03	7.7	25.54	51.08	59.1	61.6	8.02	2.23
剪力墙 2	5.19	5.3	16.21	32.42	71.3	88.0	16.67	2.34
木框架 2	0.27	122.5	3.46	36.88	157.7	237.7	1.94	5.78
混合结构 3	6.71	9.0	35.38	70.76	71.4	100.0	11.08	5.78
剪力墙 3	7.87	5.3	24.58	49.16	69.7	85.0	16.03	3.43
木框架 3	0.27	121.6	3.41	36.75	157.7	237.7	1.95	5.73
混合结构 4	9.34	8.1	43.79	87.57	71.1	115.0	14.26	8.36
剪力墙 4	10.55	5.3	32.97	65.94	70.3	90.0	16.92	4.90
木框架 4	0.27	120.8	3.37	36.69	157.7	237.7	1.97	5.70

之和, 即

$$P_{\max} = P_{F_{\max}} + P_{W_{\max}}, \quad (1)$$

其中, 木框架抗侧力承载力为

$$P_{F_{\max}} = \frac{\sum M_i(\theta = 0.025) + M_{C_{\text{up}}}}{H}. \quad (2)$$

式中:  $M_i(\theta = 0.025)$  为第  $i$  个框架节点在夹角变化达到 0.025 rad 时的弯矩值;  $P_{W_{\max}}$  为填充剪力墙极限承载力;  $M_{C_{\text{up}}}$  为与上部结构连接的框架柱极限抗弯承载力总和;  $H$  为侧向荷载作用楼层高度.

式(1)可以用于计算单层和多层、单跨和多跨、铰接和半刚接框架填充剪力墙的混合结构抗侧力承载力. 当计算得到的剪力墙极限承载力大于框架极限承载力时, 混合结构抗风设计承载力可以取为  $P_{\max}/2$ , 抗震设计承载力取为  $P_{\max}/2.5$ , 一般均可以满足 AC130 中关于位移限制的要求; 而当计算得到的剪力墙极限承载力小于或接近框

架极限承载力时, 混合结构抗风设计承载力可以取为  $P_{\max}/(2.5 \sim 3)$ , 抗震设计承载力取为  $P_{\max}/(3 \sim 4)$ .

采用理论公式计算表 6 中混合结构抗侧力承载力与有限元分析结果对比见表 7. 对比分析可看出理论计算结果与有限元分析结果十分接近, 且偏于安全. 表明混合体系的抗侧力性能近似于剪力墙, 可采用剪力墙抗侧力分析方法计算和分析确定. 梁柱式木框架的抗侧力承载力主要决定于框架节点的抗弯承载力, 整体框架抗侧力还受框架高度的影响, 由于其刚度远低于剪力墙, 在混合体系中框架本身的承载力不能充分发挥.

表 7 混合结构抗侧力结果对比

分析模型	$F_d / \text{kN}$		$F_{\max} / \text{kN}$	
	分析结果	理论计算	分析结果	理论计算
混合结构 1	16.22	14.32	40.44	35.8
混合结构 2	25.54	25.7	51.08	51.4
混合结构 3	35.38	33.2	70.76	66.4
混合结构 4	43.79	40.85	87.57	81.7



### 3 结 论

1) 螺栓连接产生横纹向分力时,会使螺栓连接承载力降低、脆性增加.为了提高节点的变形能力和耗能能力,内填钢板销式连接框架节点当采用单排螺栓连接设计时可采用较粗螺栓连接,而当采用多排螺栓设计时宜选用较细的螺栓.螺栓的安装间隙显著影响节点的初始刚度,内填钢板销式连接框架节点在受荷初始阶段刚度近似为零.

2) 植筋连接框架节点通过合理的构造措施,使节点的破坏发生在柱中植筋粘结破坏和柱侧木材横纹局压破坏,可以获得承载力和初始刚度高、延性性能和耗能能力强的框架连接节点.植筋连接框架节点具有初始抗弯刚度大、承载力高的特点,但是在往复荷载作用下其连接刚度会出现软化,承载力也明显降低.

3) 梁柱式木框架极限侧移变形是剪力墙的2~3倍,因此在混合结构抗侧力中出现明显的框架抗侧力滞后现象,混合结构极限承载力低于木框架和剪力墙极限承载力之和.

4) 混合结构的初始刚度近似等于剪力墙的刚度,随着变形的增加,剪力墙的刚度开始明显退化,混合结构刚度近似等于木框架的刚度和退化后剪力墙刚度之和.

5) 混合结构中的剪力墙和木框架协同工作,共同承受侧向力,同时框架对剪力墙还有约束加强作用;混合结构中梁柱式木框架对填充剪力墙抗侧力加强作用包括两部分,既对剪力墙周边的约束加强和上部楼层框架与填充剪力墙组成一个刚性整体,通过上下层连接处的框架柱参与抗弯作用.

6) 混合结构的抗侧力性能与剪力墙体系比较接近,可以采用剪力墙体系侧移限制要求设计和构造.本文的理论模型可以较好模拟混合结构初始抗侧刚度和承载力.

### 参考文献

- [1] SHIM K B, HWANG K H, PARK J S, *et al.* Lateral load resistance of hybrid wall [C]//Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda. Trentino, Italy: WCTE, 2010.
- [2] PARK M J, HWANG K H, PARK J S, *et al.* Shear performance of hybrid post and beam wall system with structural insulation panel infill [C]//Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda. Trentino, Italy: WCTE, 2010.
- [3] 卢涛. 梁柱与轻型木混合结构体系抗侧性能研究 [D]. 上海: 同济大学, 2011.
- [4] GATTESCO N, GUBANA A, BUTTAZZI M. Cyclic behaviour of glued-in-joints under bending moments [C]//Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda. Trentino, Italy: WCTE, 2010.
- [5] 陈松来, NI Chun, 何敏娟. 轻型木刚架抗侧力性能的参数研究 [J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2012, 40(3): 35-42.
- [6] CSA. Engineering Design in Wood, O86 - 01 [S]. Toronto: Canadian Standards Association, 2005.
- [7] MI H Y. Behavior of unblocked wood shearwalls [D]. Fredericton: The University of New Brunswick, 2004.
- [8] The International Code Council. Acceptance Criteria for Prefabricated Wood Shear Panels, ICC Evaluation Report AC130[S/OL]. [2012-06-20] <http://www.icc-es.org>.

(编辑 赵丽莹)