引用格式　陈溪,许清风,张富文,等. 预应力胶合木-混凝土组合梁受弯性能的试验研究[J]. 工业建筑,2024,54(10):70-76. CHEN X,XU Q F,ZHANG F W,et al. Experimental Research on Bending Performance of Prestressed Glulam-Concrete Composite Beams[J]. Industrial Construction,2024,54(10):70-76 (in Chinese). DOI:10.3724/j.gyjzG24090204

预应力胶合木-混凝土组合梁受弯性能的试验研究*

陈　溪[1,2]　许清风[1]　张富文[1,2]　冷予冰[1]　王明谦[1]　陈玲珠[1]

(1.上海市建筑科学研究院有限公司,上海市工程结构安全重点实验室, 上海　200032;
2.上海建科预应力技术工程有限公司, 上海　200032)

摘　要　进行了4组12个预应力胶合木-混凝土组合梁试件的受弯试验,试验参数为抗剪连接型式,包括凹槽连接、凹槽加螺钉连接、多种组合连接。结果表明:预应力胶合木-混凝土组合梁试件的主要破坏模式为木材的受弯破坏;对于同样采用凹槽加螺钉连接的组合梁试件,施加预应力后的平均受弯承载力提高了20.3%、破坏刚度提高了10.1%。组合梁试件破坏时,剪力连接处发生明显的滑移;采用凹槽加螺钉连接的组合梁试件在破坏时整体性和受弯承载力均优于其余两组组合梁试件,连接效果较好。

关键词　预应力;胶合木-混凝土组合梁;剪力连接;受弯试验

Experimental Research on Bending Performance of Prestressed Glulam-Concrete Composite Beams

CHEN Xi[1,2]　XU Qingfeng[1]　ZHANG Fuwen[1,2]　LENG Yubing[1]　WANG Mingqian[1]　CHEN Lingzhu[1]

(1. *Shanghai Key Laboratory of Engineering Structure Safety*, *Shanghai Research Institute of Building Sciences Co.*, *Ltd.*, *Shanghai* 200032, *China*;
2. *Shanghai Jianke Prestressed Engineering Co.*, *Ltd.*, *Shanghai* 200032, *China*)

Abstract: Four sets of 12 bending tests of prestressed glued laminated timber (glulam)-concrete composite beams with different shear connections were tested. The test parameter is the shear connection form, including notch connections, notch plus screw connections, and the combination of multi connections. The results of the bending test showed that the main failure mode of the composite beams was the bending failure of the timber. For beams with the same notch plus screw connection, applying prestress increased the average bending bearing capacity by 20.3%, the average collapse bending stiffness by 10.1%. At failure, obvious slip occurred at the shear connection. The beam with notch plus screw connection showed better integrity and flexural capacity when it failed compared to the other two sets of composite beams, which meant that the notch plus screw connection presented a better connection effect.

Keywords: prestress; glulam-concrete composite beams; shear connection; bending test

* 上海市优秀技术带头人项目(22XD1432100);上海市自然科学基金(23ZR1454400)。

第一作者:陈溪,博士,正高级工程师,主要从事木竹结构方面研究。

通信作者:许清风,博士,教授级高级工程师,主要从事装配式结构和工程结构抗火领域的研究,xuqingfeng73@163.com。

收稿日期:2024-09-02

© 2024 工业建筑

0　引　言

木-混凝土组合梁是将木梁通过抗剪连接件与混凝土板组合成一种受力构件。木-混凝土组合梁不仅能显著提高木梁的承载力和刚度,还有效改善了木梁的隔振、隔音和防火性能[1]。近年来,预制木-混凝土组合楼盖迅速发展,并在实际工程中得到应用。其中,最为著名的案例就是奥地利的 IZM 大楼以及 The LCT ONE 大楼[2]。

剪力连接是木-混凝土组合梁的核心部件,负责传递木梁与混凝土之间的纵向剪力,需要具有足够的刚度和受剪承载力,其延性为组合梁提供塑性变形能力。常见的连接型式包括:凹槽连接、螺钉连接和凹槽加螺钉连接三种,其中凹槽加螺钉连接是承载力和刚度综合性能较好的连接件类型[3-4]。此外,Clouston 等[5]研究了采用冲孔板代替螺钉的抗剪连接效果,通过沿梁长度通长布置冲孔板,可兼顾剪力连接的刚度与延性。Persaud 等[6]进行了 10 根螺钉连接的胶合木-混凝土组合梁受弯试验,组合梁的强度约为非组合对比梁的 2 倍,刚度是非组合对比梁刚度的 3 倍多。袁帅等[7]进行了凹槽加螺钉连接的胶合木-混凝土组合梁桥的现场足尺试验,结果表明组合梁桥的整体性较好,混凝土和木能够协同工作。胡夏闽等[8]进行了螺钉连接的木-混凝土组合梁的受弯试验,结果表明,随着剪力连接间距增大组合梁变形和界面相对滑移随之增大,而弹性受弯承载力和极限受弯承载力则随之减小。Deam 等[9]研究了增设预应力的螺钉连接单板层级材(LVL)-混凝土组合梁的受弯性能,预应力对组合梁的承载力和刚度提升较小,但可以显著提升变形能力。Shi 等[10]研究了采用新型连接型式的预应力胶合木-混凝土组合梁的受弯性能,研究表明增设预应力可显著提高组合梁的受弯承载力。由此可见,采用预应力可提高组合梁的力学性能,在使用过程中还可通过调节预应力的大小,进一步减小或消除蠕变对长期变形的影响[11]。

与普通胶合木-混凝土组合梁的研究相比,目前预应力胶合木-混凝土组合梁的研究仍较少,采用常见剪力连接型式的预应力组合梁的承载能力、破坏模式、混凝土板与胶合木滑移等仍待进一步研究。

为了对比分析采用不同剪力连接型式的效果,进行了预应力胶合木-混凝土组合梁的受弯性能试验研究。拟通过试验研究预应力胶合木-混凝土组合梁荷载-跨中位移曲线、剪力连接处的滑移曲线、荷载-滑移曲线、组合梁跨中截面应变分布等,并提出预应力胶合木-混凝土组合梁适用的剪力连接型式,为其推广应用提供支撑。

1　试验概况

1.1　试件设计

为获得采用不同剪力连接型式的预应力胶合木-混凝土组合梁的受弯性能,设计了 4 组共计 12 根组合梁试件,每组 3 个试件完全相同。试验参数为剪力连接型式,包括:凹槽连接、凹槽加螺钉连接、多种组合连接。12 根胶合木梁尺寸均为 100 mm×200 mm×3 200 mm,混凝土板尺寸为 500 mm×80 mm×3 200 mm,混凝土板中配置单层双向Φ8@200 钢筋网。预应力均为直线型、无黏结,预应力筋采用公称直径 15.2 mm(截面面积 140 mm^2)的钢绞线,抗拉强度为 1 860 MPa,4 组预应力胶合木-混凝土组合梁的张拉控制应力水平均为 50%,即张拉力为 130.2 kN。

第一组 B80-NRS10 为不施加预应力的对比试件,剪力连接件采用凹槽加螺钉连接,凹槽长 150 mm、宽 50 mm,螺钉为 2 根直径 10 mm 的半螺纹自攻螺钉,垂直埋入木材和混凝土的长度分别为 95 mm 和 30 mm,剪力连接的间距为 500 mm。

第二组试件 B80-NRS10-S 构造与 B80-NRS10 完全相同,但在距梁底部 30 mm 高度处布置直线型预应力钢绞线并施加预应力。

第三组试件 B80-NR-S 采用凹槽连接,凹槽长 150 mm、宽 50 mm,间距为 400 mm,在距梁底部 30 mm 高度处布置直线型预应力钢绞线并施加预应力。

第四组试件 B80-S 采用了多种剪力连接型式组合布置,各剪力连接间距为 500 mm,从梁跨中至两端分别为螺钉连接、冲孔板连接、凹槽连接、凹槽加螺钉连接。其中凹槽加螺钉连接与试件 B80-NRS10-S 中连接件构造一致,凹槽连接与 B80-NR-S 中连接件构造一致。螺钉连接为 2 根直径 10 mm 的半螺纹自攻螺钉,垂直埋入木材和混凝土的长度分别为 95 mm 和 30 mm。冲孔板连接中板尺寸为长 100 mm、高 70 mm、厚 2 mm,孔径 6 mm,孔水平间距 9 mm,垂直埋入木材和混凝土的长度分别为 50 mm 和 20 mm,冲孔板放置在木材内部预先开好的槽中,并采用环氧固定。在距梁底部 30 mm 高度处布置直线型预应力钢绞线并施加预应力。

各组试件的构造信息和尺寸详见表 1 和图 1 所示。

表 1　预应力胶合木-混凝土组合梁试件参数

Table 1　Parameters of prestressed glulam-concrete composite beams

试件编号	剪力连接参数	连接件间距/mm
B80-NRS10(对比梁)	凹槽+螺钉	500
B80-NRS10-S	凹槽+螺钉	500
B80-NR-S	凹槽	400
B80-S	梁中间布置螺钉,从中间往两边对称依次布置冲孔板、凹槽、凹槽+螺钉	500

试件中胶合木采用花旗松制作,材料力学性能参数通过清样小试件材性试验确定,实测含水率为 14.05%、密度为 468 kg/m^3、顺纹抗压强度为 37.3 MPa、顺纹抗拉强度为 103.9 MPa、抗弯弹性模量为 8 215 MPa、抗弯强度为 67.9 MPa、抗剪强度为 11.4 MPa。混凝土设计强度为 C30,立方体抗压强度实测平均值为 28.8 MPa。生产厂家提供的螺钉屈服强度为 420 MPa;冲孔板采用 304 不锈钢制作,生产厂家提供的屈服强度为 205 MPa。

根据前期依据 EN 26891∶1991[12] 对本文 4 种剪力连接型式的推出试验[13],各剪力连接的荷载-滑移曲线如图 2 所示。

1.2　加载方案

试件采用液压千斤顶在三分点加载,荷载通过分配梁传递,试验加载装置如图 3 所示。为消除系统误差,正式试验前先对试件进行预加载。

正式加载采用荷载控制、分级加载,加荷速度约为 5 kN/min,每级加载后稳定 5~10 min 后观测试件损伤和破坏情况。开裂前每级荷载增量为 10 kN,开裂后每级荷载增量调整为 5 kN。

1.3　测点布置

为了解受力过程中组合梁试件的变形情况,在试件跨中和支座布置位移计;为了解剪力连接处混凝土板和胶合木梁的滑移情况,在连接处布置位移计;为了解跨中截面混凝土板和胶合木梁的变形情况,在梁跨中位置沿梁高布置应变片。预应力钢绞线受力大小通过穿心式力传感器测得。位移测点布置如图 3 所示,跨中应变测点布置如图 4 所示。

2　试验结果及分析

2.1　试验现象及破坏模式

2.1.1　对比试件破坏过程

当荷载增加至 50 kN 时,对比试件跨中位移达到约 8 mm,加载点处混凝土板底面受拉开裂,该位置凹槽内混凝土出现受剪裂缝。随着荷载增大,加载点处混凝土板底面裂缝增多,并逐渐延伸至板顶;除跨中处外其余凹槽内的混凝土逐渐被压碎。当荷载增加至约 65 kN 时,跨中位移达到 15 mm 左右,试件两端的木材被推出,端部的剪力连接失效。当荷载增加至 95 kN 时,跨中位移达到 35~45 mm,木

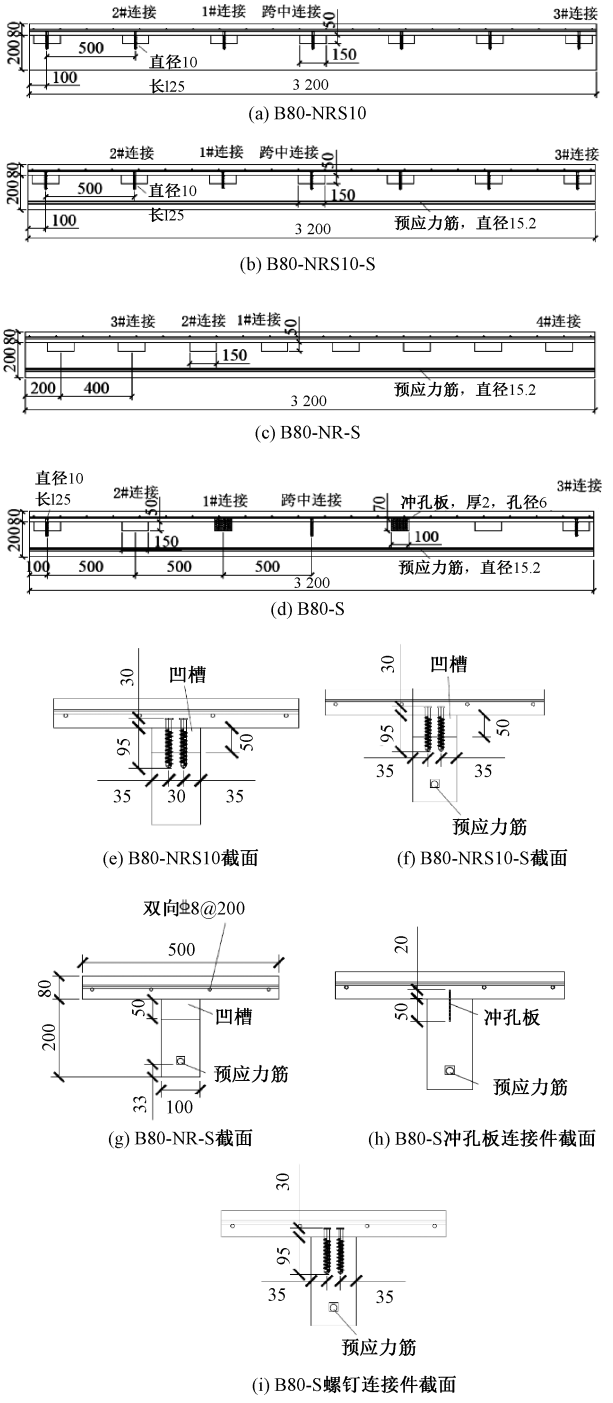


图 1　预应力胶合木-混凝土组合梁试件尺寸　mm

Fig. 1　Sizes of prestressed glulam-concrete composite beams

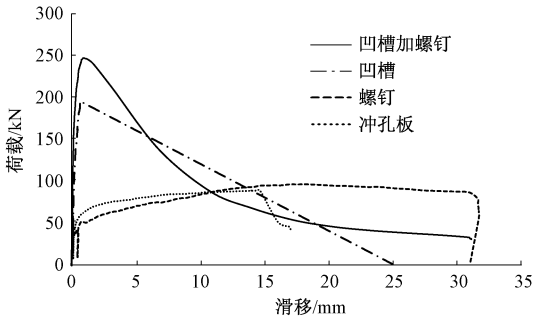


图 2　剪力连接的荷载-滑移曲线

Fig. 2　Load-slip curves of shear connection specimens

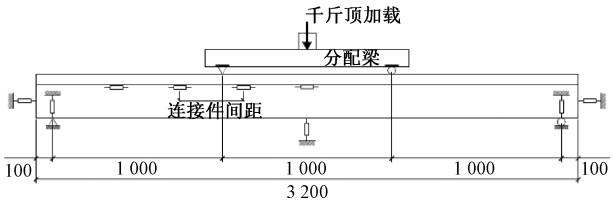


图 3　试验加载与位移测点布置　mm

Fig. 3　Test loading and arrangements of LVDTs

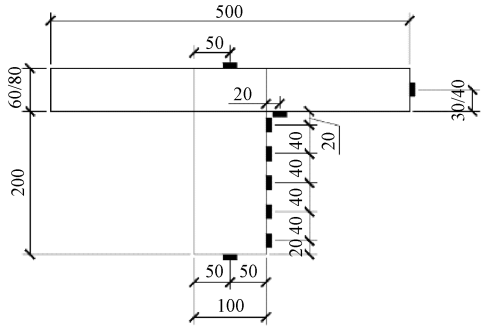


图 4　应变测点布置　mm

Fig. 4　Arrangements of strain gauges

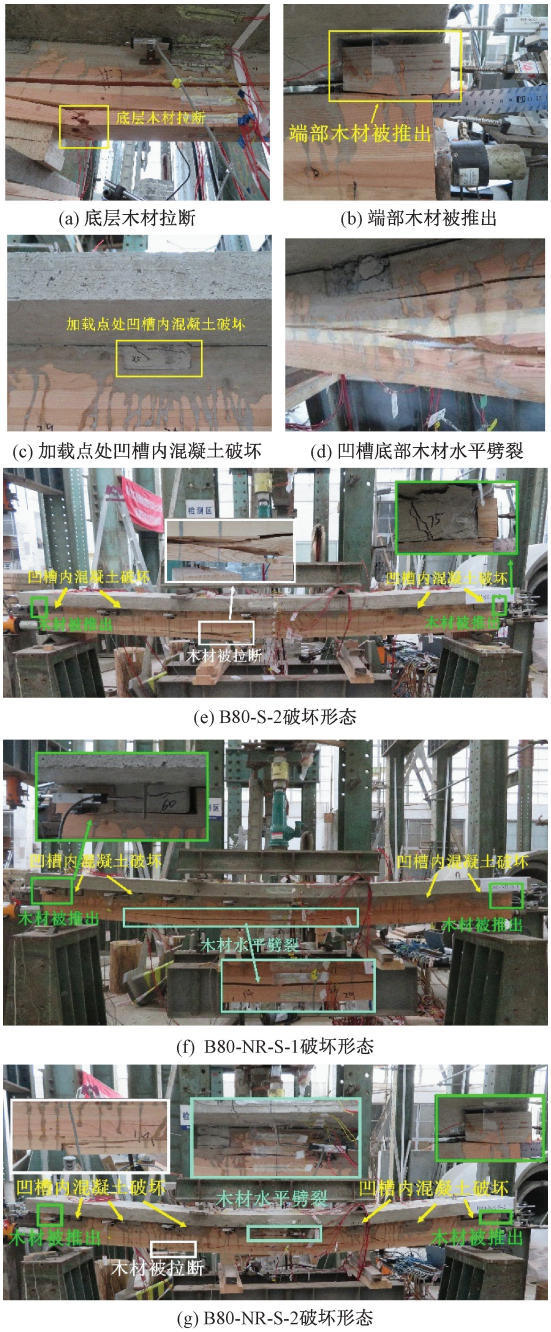
梁底部木材被拉断，两端木材被推出约 8 mm，试件破坏。

2.1.2　预应力梁破坏过程

3 组预应力胶合木-混凝土组合梁试件施加预应力后梁反拱高度为 4.66~7.11 mm。

除试件 B80-NR-S-1 外，其余试件破坏过程相似。当荷载增加至 60 kN 左右时，加载点处混凝土板底面受拉开裂、除试件组 B80-S 外其余试件该位置凹槽内混凝土出现受剪裂缝。随着荷载增大，加载点处混凝土板底面裂缝增多，并逐渐延伸至板顶；除跨中处外其余凹槽内的混凝土逐渐被压碎。当荷载增加至 60~75 kN 时，跨中位移达到 15 mm 左右，梁两端的木材被推出，端部的剪力连接失效。当荷载增加至 70~115 kN 时，跨中位移达到 35~60 mm，木梁底部木材被拉断。破坏后两端木材被推出 2~8 mm。破坏时，试件 B80-NR-S-2 和 B80-NR-S-3 在跨中处凹槽底部位置的木材还发生水平劈裂。试件 B80-NR-S-1 前期破坏过程与其他试件相似，当荷载增加至 83.42 kN 时，跨中位移达到 44.80 mm，木梁跨中、预应力筋高度上方木材发生水平劈裂，裂缝延伸至张拉端，试件破坏。

试件典型破坏形态详见图 5。



(a) 底层木材拉断　(b) 端部木材被推出

(c) 加载点处凹槽内混凝土破坏　(d) 凹槽底部木材水平劈裂

(e) B80-S-2破坏形态

(f) B80-NR-S-1破坏形态

(g) B80-NR-S-2破坏形态

图 5　典型破坏形态

Fig. 5　Typical failure modes

2.2　荷载-跨中位移曲线

各组试件荷载-跨中位移曲线和主要试验结果

如图 6 和表 2 所示。试件的初始刚度和破坏刚度按照式(1)进行计算,其中初始刚度的荷载差值 ΔF 和跨中位移差值 $\Delta\omega$ 取 $0.4F_{max}$ 和 $0.1F_{max}$ 时的数据进行计算,破坏刚度的荷载差值 ΔF 和跨中位移差值 $\Delta\omega$ 取 $0.8F_{max}$ 和 $0.4F_{max}$ 时的数据进行计算[10,14]。试验结束后,试件 B80-S-3 由于仪器故障未能保存到试验数据。

$$EI_{exp}=\frac{a\Delta F}{48\Delta\omega}(3L^2-4a^2) \tag{1}$$

式中:L 为梁净跨,本试验取 3 000 mm;a 为加载点到支座的距离,本试验取 1 000 mm。

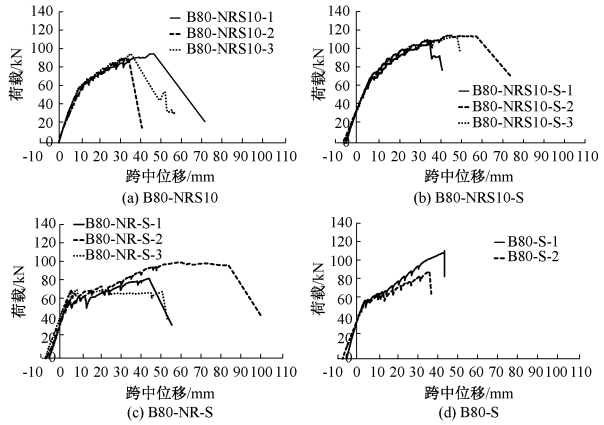


图 6　各组试件荷载-跨中位移曲线

Fig. 6　Load-midspan deflection curves of specimens

由图 6 和表 2 可知:

1)本试验中所有试件在加载初期荷载随跨中位移增大而线性增大,直到荷载增加至 60 kN 左右,施加预应力和采用不同的剪力连接型式均对试件的初始刚度无明显影响。之后由于剪力连接出现破坏,试件刚度减小,荷载呈非线性增长趋势。

2)对于同样采用凹槽加螺钉连接的 B80-NRS10 对比试件组和施加预应力的 B80-NRS10-S 试件组,施加预应力将试件组的平均极限荷载提高了 20.3%、平均破坏刚度提高了 10.1%。

3)三组采用不同剪力连接型式的试件组相比,各试件组破坏时的跨中位移相似,极限荷载则有明显不同。采用凹槽加螺钉连接的 B80-NRS10-S 试件组极限荷载最大;设置多种剪力连接型式组合布置的 B80-S 试件组的极限荷载次之;仅采用凹槽连接的 B80-NR-S 试件组极限荷载最低。由图 2 可知,凹槽连接在滑移为 1 mm 左右即发生脆性破坏,因此 B80-NR-S 试件组在跨中位移较小时剪力连接就相继发生破坏,之后荷载增加较少,最后其极限荷载甚至低于未施加预应力的 B80-NRS10 对比试件组。

2.3　预应力变化情况

为了解加载过程中预应力钢绞线中的预应力值变化情况,在张拉端布置了穿心式力传感器。从表 2 可以看出,试件破坏时的预应力增量相近。每组试件典型滑移情况详见图 7。

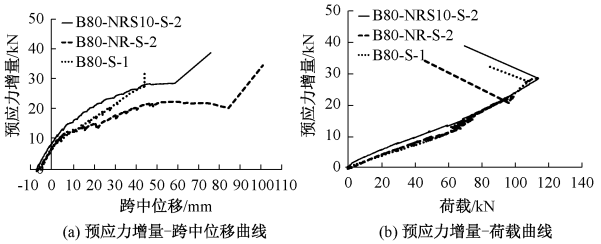
表 2　试件受弯试验结果

Table 2　Bending test results of specimens

构件编号	反拱高度/mm	极限荷载/kN	平均极限荷载/kN	极限荷载增幅/%	极限荷载对应跨中位移/mm	平均极限荷载对应跨中位移/mm	初始刚度/(10^{12}N·mm^2)	平均初始刚度/(10^{12}N·mm^2)	破坏刚度/(10^{12}N·mm^2)	平均破坏刚度/(10^{12}N·mm^2)	破坏时预应力增量/kN
B80-NRS10-1	—	95.17			47.26		3.12		1.09		—
B80-NRS10-2	—	90.46	93.49	—	34.95	39.46	2.53	2.87	1.47	1.29	—
B80-NRS10-3	—	94.85			36.17		2.97		1.32		—
B80-NRS10-S-1	4.66	109.26			34.72		3.02		1.63		23.90
B80-NRS10-S-2	5.80	114.75	112.49	20.32	47.24	43.74	2.51	2.78	1.20	1.42	28.48
B80-NRS10-S-3	4.90	113.47			49.25		2.81		1.44		28.58
B80-NR-S-1	5.11	83.42			44.80		3.14		0.81		15.32
B80-NR-S-2	6.72	100.20	85.32	-8.75	60.08	43.31	2.88	2.91	0.61	1.39	22.49
B80-NR-S-3	7.11	72.33			25.06		2.73		2.74		21.84
B80-S-1	4.68	111.46	100.78	7.79	44.62	40.86	3.37	2.95	0.83	0.84	28.22
B80-S-2	6.68	90.09			37.09		2.53		0.85		26.30

试件 B80-S-3 由于仪器故障未能保存到试验数据,B80-S 组仅有两个试件的数据。

从图 7 可知,预应力增量随跨中位移的变化曲线与荷载-跨中位移曲线相似。当剪力连接出现破坏后,显示预应力随跨中位移增加的曲线变缓。预应力增量随荷载的变化曲线近似为线性,当剪力连接出现破坏后,预应力钢绞线中的预应力增加变快,进一步约束了构件提升其整体性。



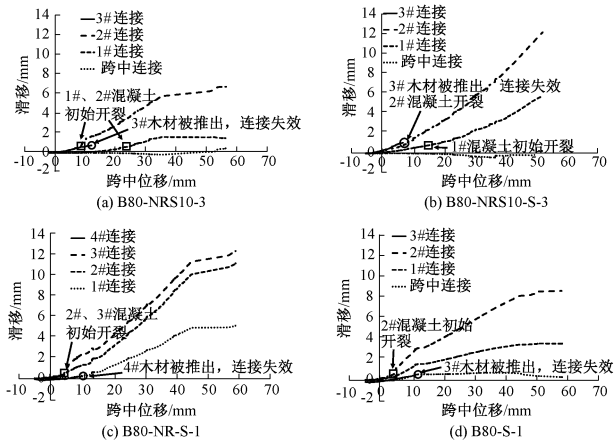
(a) 预应力增量-跨中位移曲线　(b) 预应力增量-荷载曲线

图 7　预应力增量变化曲线

Fig. 7　Increment curves of prestress

2.4　剪力连接处滑移

为了解剪力连接处混凝土板和胶合木梁的滑移情况,在连接处布置位移计,布置位置详见图 1。每组试件中典型滑移情况详见图 8 和图 9。

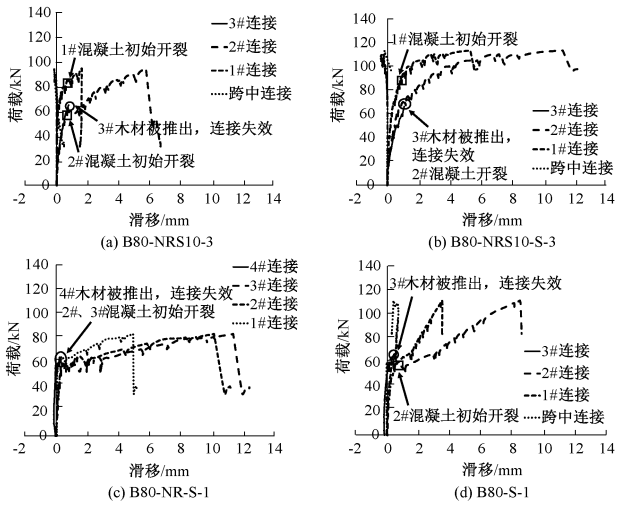


(a) B80-NRS10-3　(b) B80-NRS10-S-3

(c) B80-NR-S-1　(d) B80-S-1

图 8　剪力连接滑移-跨中位移曲线

Fig. 8　Slip-midspan displacement curves of shear connections



(a) B80-NRS10-3　(b) B80-NRS10-S-3

(c) B80-NR-S-1　(d) B80-S-1

图 9　荷载-剪力连接滑移曲线

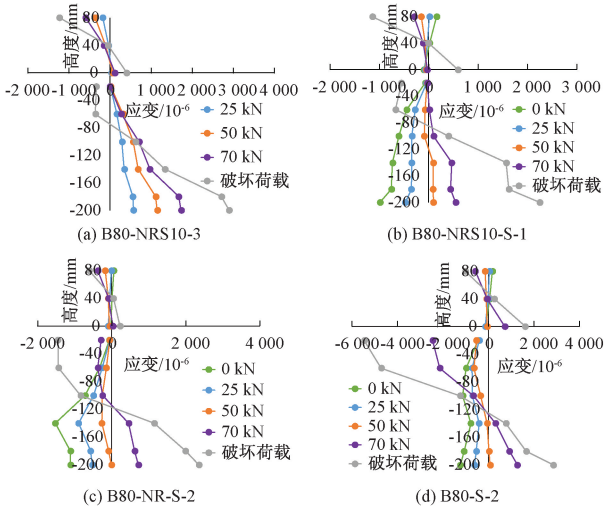
Fig. 9　Load-slip curves of shear connections

从图 8 可知,剪力连接件位置越靠近梁两端,滑移越大,端部的剪力连接在加载初期就发生了木材被推出的破坏现象,导致端部连接失效。滑移大小基本随着跨中位移线性增加,斜率基本相同。试件破坏时,加载点处的剪力连接(1#连接)的滑移为 2~6 mm,加载点外侧剪力连接(2#连接)的滑移为 6~12 mm。根据图 2 可知,凹槽连接型式在滑移超过 1 mm 后发生破坏,因此在试件破坏时,试件 B80-NR-S-1 的 2#~4#凹槽连接和试件 B80-S-1 的凹槽连接已提前失效,试件 B80-S-1 中其余 3 种剪力连接型式仍可承担一定剪力。

由图 9 可知,当滑移超过 1 mm 后,由于凹槽连接已失效,仅采用凹槽连接的 B80-NR-S 试件组的荷载增加很小,其余试件组的荷载仍有明显增加。因此,选取在较大滑移时仍有一定抗剪能力的剪力连接型式将有助于提高预应力胶合木-混凝土组合梁的极限荷载和整体性。

2.5　跨中截面应变

图 10 给出了每组典型试件的跨中截面应变分布情况。对比试件和预应力试件的应变分布情况相似。



(a) B80-NRS10-3　(b) B80-NRS10-S-1

(c) B80-NR-S-2　(d) B80-S-2

图 10　荷载-跨中截面应变分布

Fig. 10　Relations between loads and the distribution of midspan cross-sectional strains

当荷载不大于 50 kN 时,跨中截面上各测点的应变沿梁高基本呈线性分布,符合平截面假定,此时中和轴位于混凝土板与胶合木梁交界面。

当荷载达到 70 kN 时,采用凹槽加螺钉连接的试件 B80-NRS10-3 和试件 B80-NRS10-S-1 的跨中截面应变分布仍基本符合平截面假定,显示试件的完整性仍较好。其他试件中混凝土板与胶合木梁则已有脱开迹象,混凝土板和胶合木梁的跨中截面应变分布各自符合平截面假定。

当试件破坏时,采用凹槽加螺钉连接的试件 B80-NRS10-3 和试件 B80-NRS10-S-1 中,胶合木梁的中和轴位于中间高度以上;试件 B80-NR-S-2 和试件 B80-S-2 中胶合木梁的中和轴位于高度中间处。显示出试件 B80-NRS10-3 和试件 B80-NRS10-S-1 中的凹槽加螺钉对混凝土板和胶合木梁仍有一定的连接作用,使这两个试件的整体性优于其余两根试件。各组试件中混凝土板的应变分布符合平截面假定;胶合木梁下半部分的应变值沿梁高基本呈线性分布,但顶部的应变值则相对偏小,显示出混凝土板对胶合木梁有一定的约束。

3　结　论

1)施加预应力和采用不同的剪力连接型式均对预应力胶合木-混凝土组合梁试件的破坏形态无明显影响,试件破坏多由胶合木梁底部木材拉断引起。

2)对于同样采用凹槽加螺钉连接的组合梁试件,施加预应力后平均受弯承载力和破坏刚度分别提高了 20.3%和 10.1%。

3)随着跨中位移的增大,混凝土板与胶合木梁之间的滑移线性增大;试件临近破坏时,剪力连接处发生明显的滑移。

4)凹槽加螺钉连接的预应力胶合木-混凝土组合梁试件破坏时的整体性和受弯承载力均明显优于其余两组预应力胶合木-混凝土组合梁试件,凹槽加螺钉连接效果相对较好。适当增大剪力连接端距并优化梁端构造后,凹槽加螺钉连接可在相关工程实践中优先采用。

5)后续将进一步研究张拉控制应力、剪力连接型式、预应力筋线型、预应力筋有无黏结等参数对预应力胶合木-组合梁受力性能的影响,并在试验研究和数值模拟基础上提出设计计算方法。

参　考　文　献

[1] YEOH D, FRAGIACOMO M, DE FRANCESCHI M, et al. State of the art on timber-concrete composite structures: literature review [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(10): 1085-1095.

[2] 江雨辰, 胡夏闽. 木-混凝土组合梁研究综述[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(10): 149-157,167.

[3] 胡朝斌, 杜浩, 孙志翔, 等. 有木隔板的木-混凝土组合梁斜交螺钉连接件抗剪承载力计算方法研究[J]. 工业建筑, 2020, 50(9): 89-93.

[4] 杜浩, 胡夏闽, 王汉成, 等. 胶合木-混凝土组合梁斜向螺钉连接件受剪性能研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(7): 191-200.

[5] CLOUSTON P, BATHON L A, SCHREYER A. Shear and bending performance of a novel wood-concrete composite system[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(9): 1404-1412.

[6] PERSAUD R, SYMONS D. Design and testing of a composite timber and concrete floor system [J]. Structural Engineer, 2005, 84(4): 22-36.

[7] 袁帅, 贺国京, 李礼, 等. 木-混凝土组合梁桥受力性能试验研究[J]. 工业建筑, 2018, 48(5): 112-116.

[8] 胡夏闽, 李巧, 彭虹毅, 等. 木-混凝土组合梁静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(增刊 1): 371-376.

[9] DEAM B, FRAGIACOMO M, GROSS S. Experimental behavior of prestressed LVL-concrete composite beams [J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(5):801-809.

[10] SHI B K, ZHU W X, YANG H F, et al. Experimental and theoretical investigation of prefabricated timber-concrete composite beams with and without prestress [J]. Engineering Structures, 2020, 204,109901.

[11] 郑玉槟, 刘问, 申士杰, 等. 预应力 FRP 增强胶合木的预应力损失研究[J]. 世界地震工程, 2019, 35 (3): 99-107.

[12] CEN. Timber structures-joints made with mechanical fasteners-general principles for the determination of strength and deformation characteristics: EN 26891 : 1991 [S]. Brussels: CEN, 1991.

[13] 陈溪. 预应力胶合木-混凝土组合梁的受力机理和长期性能研究[R]. 上海: 上海市建筑科学研究院有限公司, 2024.

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 木结构试验方法标准: GB/T 50329—2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.