

文章编号:1674-2974(2016)03-0083-07

钢板-砖砌体组合梁受剪性能试验研究^{*}

潘宇翔¹, 曹双寅^{1†}, 王 铮¹, 敬登虎¹, 毛海斌²

(1. 东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 210096; 2. 南京创安结构设计事务所有限公司, 江苏 南京 210002)

摘 要: 钢板-砖砌体组合结构是一种新型的托换改造技术. 为了掌握钢板-砖砌体组合梁的受剪性能, 完成了6根组合梁的静载试验, 研究了钢板厚度及螺栓间距对受剪承载力的影响, 分析了组合梁受剪破坏的机理. 试验结果表明, 钢板与砖砌体两者互为帮助、共同工作, 剪压区砌体与钢板的破坏并无明显先后顺序. 组合梁的破坏总是始于剪压区钢板的局部屈曲, 受剪承载力的主要影响因素为侧向钢板的厚度, 螺栓间距在一定范围内对承载力影响不大, 但是螺栓的布置形式对钢板的失稳破坏形态及承载力起决定性作用. 在实际工程中可以对梁两侧上端进行加强约束从而提高梁的抗剪性能. 此外, 本文给出了组合梁抗剪极限承载力的计算公式.

关键词: 钢板-砖砌体; 组合梁; 受剪; 局部屈曲

中图分类号: TU398

文献标识码: A

Experimental Study on Shear Behavior of Steel Plate-masonry Composite Beam

PAN Yu-xiang¹, CAO Shuang-yin^{1†}, WANG Zheng¹, JING Deng-hu¹, MAO Hai-bing²

(1. College of Civil Engineering, Southeast Univ, Nanjing, Jiangsu 210096, China;

2. Nanjing TRY Structural Design Co, Ltd, Nanjing, Jiangsu 210002, China)

Abstract: Steel plate-masonry composite (SPMC) construction is a new method for the renovation of existing masonry walled buildings. To understand the shear behavior of the SPMC beam, six composite specimens were tested. The tests took into account the influence of the bolt spacing and the thickness of the steel plate. The shear failure mechanism was also examined. The test results show that the steel-plate and masonry collaborated well, and the damage sequence of both was not obvious. The damage of the composite beams always initiated from the local buckling of the steel plate in the shear-span section. The increase of the thickness of the steel plate significantly improved the critical buckling stress of steel plate and the ductility of the composite beams. Moreover, rather than the bolt-spacing, position arrangement of the bolts in the shear-span section remarkably affected the bearing capacity. Eventually, a design equation was given to calculate the shear capacity of such composite beams.

Key words: steel-plate masonry; composite beams; shear behavior; local buckling

^{*} 收稿日期: 2015-02-27

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51008070), National Natural Science Foundation of China(51008070); 国家“十二五”科技支撑计划资助项目(2012BAJ14B02)

作者简介: 潘宇翔(1985-), 男, 江苏常州人, 东南大学博士研究生

† 通讯联系人, E-mail: 101000873@seu.edu.cn

采用钢板-砖砌体组合结构是一种新型的托换改造技术,主要适用于既有砖混房屋的大空间改造^[1-4].相比于传统的既有砖混房屋的大空间改造方法,该项技术具备以下优点:充分利用原有砌体、施工方便可靠、工期短、基本不增加原结构尺寸、不影响原建筑使用面积以及外观效果好.文献^[5-6]提出了砌体的弹性模量模型及剪压破坏的准则,而本文作者所在课题组已对钢板-砖砌体组合梁的抗弯性能^[7]、组合墙梁的静载性能^[8]以及组合框架的抗震性能^[9]进行了试验研究.目前,对于钢板-砖砌体组合梁的抗剪受力性能尚未有文献报道.本文通过6根钢板-砖砌体组合梁的静载试验对其受剪性能进行研究,从而为其工程应用和有关学术研究提供依据和参考.

1 试验设计

1.1 试件制作

本试验共设计了6根钢板-砖砌体组合梁,砌体几何尺寸均为 $240\text{ mm}\times 400\text{ mm}\times 1\ 600\text{ mm}$,为了尽量保证构件的破坏发生在剪跨段,试件设计时取剪跨比为1,构件长度为 $1\ 600\text{ mm}$,构件宽度为常见砌体墙宽,高度取常见模数 6 m 的 $1/15$.两侧及底面外包钢板,黏结材料为灌注型结构胶,侧板与底板之间采用角焊缝连接.试验参数包括钢板厚度与螺栓间距,钢板厚度分别为 $3, 5$ 和 6 mm 3种,螺栓间距分别为 200 和 300 mm 2种,在试件的纯弯段增设了加强角钢,并在纯弯段加密螺栓间距.钢材采用Q235B,对拉螺栓采用M12.试件编号采用BX-X的形式,第1个X用来区分钢板厚度,第2个X区分螺栓间距.具体构件参数及示意图分别见表1和图1.

表1 试件设计参数

Tab.1 Details of specimens

试件编号	砌体尺寸 (mm×mm×mm)	钢板厚度 /mm	螺栓间距 /mm	峰值荷载 /kN	峰值弯矩 (kN·m)	峰值剪力 /kN
B3-300	240×400×1 600	3	300	705	141	353
B3-200	240×400×1 600	3	200	—	—	—
B5-300	240×400×1 600	5	300	1 120	224	560
B5-200	240×400×1 600	5	200	1 250	250	625
B6-300	240×400×1 600	6	300	1 450	290	725
B6-200	240×400×1 600	6	200	1 510	302	755

1.2 材料力学性能

将Q235B钢板制成标准拉伸试件按现行GB/

T 228.1-2010《金属材料室温拉伸试验方法》在万能试验机上进行单轴拉伸试验.钢板材料性能参数如表2所示,钢材的弹性模量为 205 GPa ,砖砌体通过压力机测定其抗压强度为 3.80 MPa ,螺栓平均屈服强度为 663.4 MPa ,极限强度为 834.4 MPa ,延伸率为 6.5% ,螺栓内径为 7 mm .灌注型结构胶的拉伸强度为 57.9 MPa ,拉伸弹性模量为 $2\ 723\text{ MPa}$,压缩强度为 122 MPa .

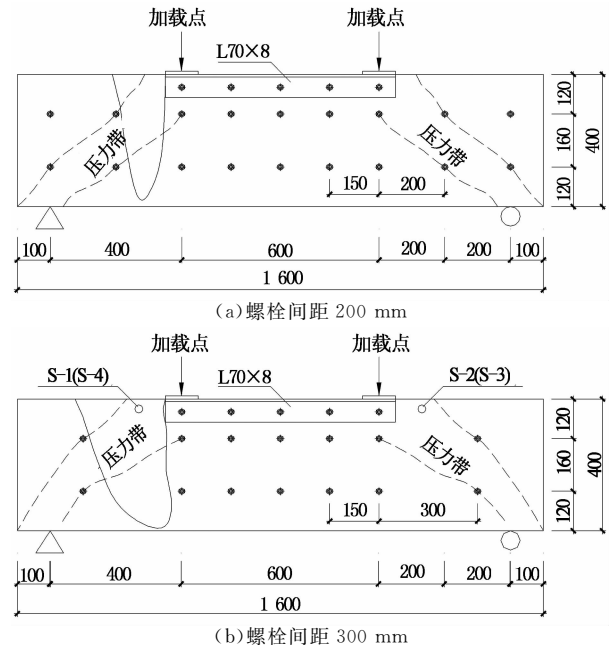


图1 构件侧板屈曲位置(正反面基本对称)
Fig.1 Local buckling position
(the same on the other side)

表2 钢板材料性能参数
Tab.2 Properties of steel plate

钢材厚度 /mm	屈服强度 /MPa	峰值强度 /MPa	延伸率 /%
3	629	773	30.0
5	476	624	37.5
6	414	553	37.5

1.3 加载方式与装置

试验采用 250 t 压力试验机加载,采用剪跨比为1的四点加载方式,通过分配梁将荷载以两点形式传递给组合梁.对于 3 mm 钢板组合梁, 400 kN 之前以 50 kN 作为一个加载等级,之后以 25 kN 为一个加载等级,对于 5 mm 和 6 mm 钢板组合梁, 700 kN 之前以 50 kN 为一个加载等级,之后以 25 kN 为一个加载等级.每级荷载持续时间不少于 3 min 且待变形稳定,当荷载加不上去或构件变形过大时(挠度超过跨度 $1/10$ 时)卸载,停止试验.试验

装置如图 2 所示。

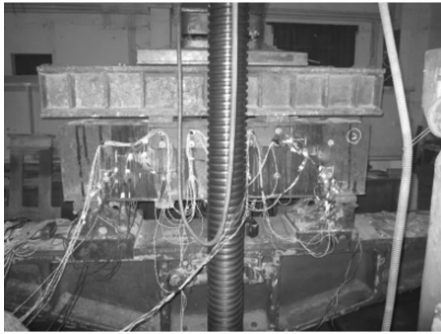


图 2 试验装置
Fig. 2 Test setup

1.4 测点布置

为了研究剪压区钢板剪应变发展情况,在控制截面(4 个剪压区)分别贴 4 个应变花,应变花沿加载点到支座呈 45° 直线布置. 另在跨中及支座安装位移传感器测量试件在加载过程中的变形。

1.5 组合梁试验现象

加载初期,组合梁呈弹性状态. 随着荷载的增加,梁端部砖砌体出现多条竖向裂缝,由上至下裂缝宽度变细. 之后随着荷载增加,端部裂缝变宽并逐渐贯通,并伴随着噼啪清脆的断裂声;继续加载,敲击剪压区钢板有空鼓声,但钢板的局部屈曲肉眼很难看出;继续加载,剪压区钢板发生可见的轻微屈曲,随着侧板顶面局部屈曲面积的不断增大,破坏主要为砂浆与砖砌体之间的界面混合破坏^[10](见图 3),最终螺栓间侧板发生局部屈曲失稳,受压区钢板大面积退出工作,梁两端向上翘起,承载力瞬间下降,最后由于变形过大而停止加载. 部分梁剪压区砌体裂缝发展充分,甚至端部砌体与跨中主体之间有错断,具体加载特征见表 3。

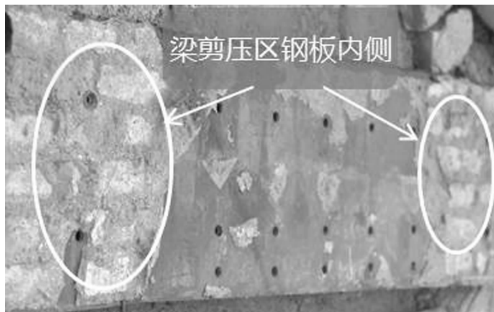


图 3 钢板内侧界面混合破坏
Fig. 3 Combined failure of steel plate interface

1.6 破坏形态

就局部破坏形式来看,组合梁抗剪破坏模式与

其受弯破坏^[7]形式相似. 其中,试件 B3-200 由于应力集中造成支座处局部发生破坏(见图 4),底部螺栓往下区域侧板先发生局部屈曲并最终成褶皱形态. 试件 B3-300 与 B5 和 B6 的破坏形式均为剪压区螺栓之间钢板的局部屈曲失稳破坏,屈曲波形从侧板顶部发展到底部,上部由于没有翼缘约束,屈曲程度较大,而下部由于翼缘底板的约束作用,屈曲变形较小(见图 5). 螺栓间距相同的构件,侧板发生局部屈曲的位置和范围大致接近,组合梁正反面的屈曲位置也基本对称(见图 1). 图 1 中,虚线表示砌体产生裂缝的走向,实线表示钢板局部屈曲的范围, S-1 到 S-4 为剪压区所布置的应变花,括号内为对称位置处编号. 拆除外包钢板之后,试件加载端外侧砌体存在两种破坏形态:试件 B3-200 剪压区内砌体裂缝发展充分,部分砌体甚至被压碎成粉末状;除试件 B3-200 外,其余梁端最外侧存在根据螺栓布置所划分的三角区域(见图 6),该部分砌体整体性相对较好,剪压区砌体裂缝发展与普通钢筋混凝土无腹筋梁斜压破坏接近,梁腹被分割成几个倾斜的压柱体,压柱体的形状与螺栓布置有关,破坏时压柱体顶端砌体部分被压溃,对应位置处侧板局部屈曲失稳. 二者破坏形态的主要区别在于剪压区的破坏程度不同。

表 3 梁加载主要特征
Tab. 3 Major characteristics of load process kN

梁编号	荷载				极限荷载
	梁端出现裂缝	钢板与砌体出现脱离有空鼓声	钢板轻微压曲	钢板明显压曲	
B3-300	350	600	675	700	705
B3-200	—	—	—	—	—
B5-300	800	925	1 000	1 100	1 120
B5-200	850	1 150	1 200	1 225	1 250
B6-300	800	1 075	1 300	1 440	1 450
B6-200	1 150	1 250	1 475	1 500	1 510



图 4 非典型钢板局部屈曲破坏位置
Fig. 4 Atypical local buckling of steel plate

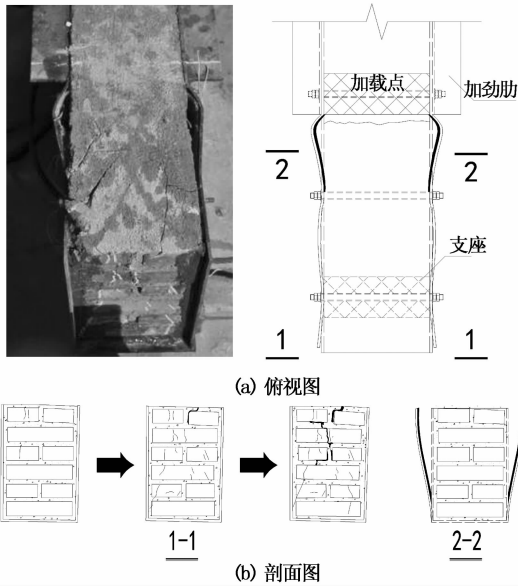


图5 典型钢板局部屈曲破坏位置及断面
Fig. 5 Typical local buckling of steel plate

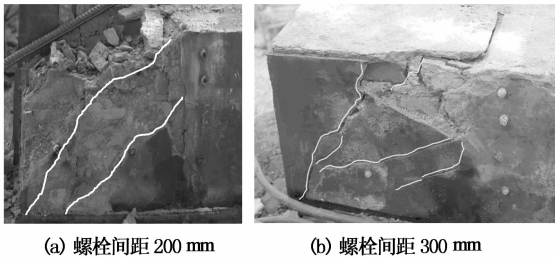


图6 不同螺栓间距状态下的砌体裂缝
Fig. 6 Cracks on the masonry of different bolt-spacing

试件的局部屈曲都发生在组合梁的一端,这是由于不可避免的安装误差、试件制作误差等偶然因素导致试件和加载点未能实现完全对称.在弯矩和剪力共同作用下,钢板应变率先达到临界屈曲应力的一端发生局部屈曲;另一端侧板应变发展不充分,未达到临界屈曲应力,所以局部屈曲变形尚未发生.值得注意的是另一端在拆除钢板后砌体侧面斜裂缝几乎没有开展,砌体整体性较好(见图7).由于梁两端荷载形式几乎相同,该现象也证明了钢板在没有发生明显屈曲之前,砌体并未承担过多的剪力;只要砌体未明显破坏,其作为刚性支承作用就一直存在^[11].剪力主要是由侧向钢板承担,剪压区砌体与钢板的破坏并无明显先后顺序,几乎是同时发生.与屈曲端相比,未屈曲端主要的裂缝仍为梁端普遍性的竖向裂缝(见图5),这是因为梁端既没有端板也没有螺栓的横向约束,砌体在加载过程中主要承受着由两面侧板传来的侧向拉力,竖向裂缝易于开展.

另外,在拆除钢板时发现,除了局部屈曲位置,

梁其余部分的钢板与砌体之间均保持着很好的粘结.



图7 未明显破坏区域的砌体
Fig. 7 Not obviously damaged area of masonry

2 试验结果及分析

2.1 荷载-挠度曲线

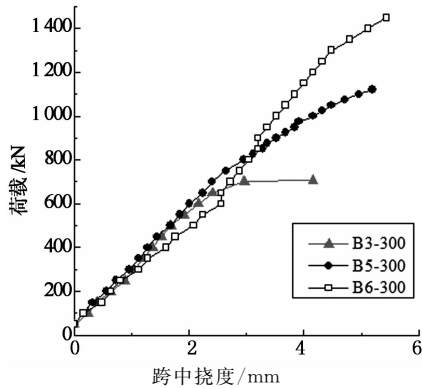
由荷载-跨中挠度曲线(见图8)可以看出,从开始加载到达到峰值荷载,跨中挠度和荷载基本接近于线性关系,只是在后期钢板发生局部屈曲之后,刚度开始减小,试件的挠度明显增大.6根构件在100 kN左右都有一个短暂的刚度提高过程,原因是此时内部砌体之间的缝隙和砂浆被逐渐压实.试件B3-300, B5-300和B6-300的钢板厚度依次增加,但组合梁的初期刚度变化并不明显,这主要是因为3 mm, 5 mm和6 mm组合梁截面的含钢率分别为2.8%, 4.7%和5.6%,含钢率较低,钢材对刚度的贡献不大.对刚度影响较大的是组合梁的截面尺寸,而在这一点上3种含钢率的组合梁几乎相同,故三者相差不大.试件B5-200, B5-300与试件B6-200, B6-300只有螺栓间距不同,但此情况下螺栓间距对组合梁的刚度几乎没有影响.

2.2 峰值承载力及主要影响因素

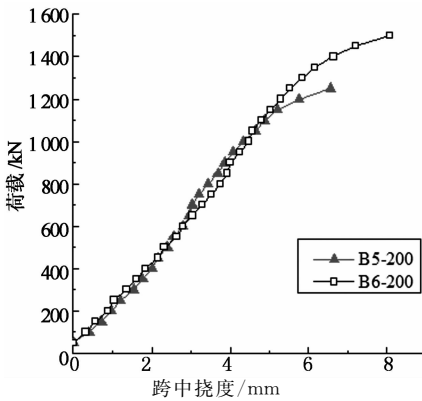
2.2.1 钢板厚度

试件B3-200由于应力集中产生支座处局部破坏,因此试件B3-200的承载力暂不参与定量分析.试件B3-300, B5-300, B5-200, B6-300和B6-200的峰值承载力分别为705, 1 120, 1 250, 1 450和1 510 kN(见表3).试件B3-300, B5-300与B6-300的螺栓间距均为300 mm,只是钢板厚度不同,所以承载力的提高主要是侧向钢板厚度的增加所致.试件B5-300和B6-300的承载力分别比试件B3-300提高了58.9%和100.5%,其钢板厚度分别提高了66.6%

和 100%；试件 B5-200 和 B6-200 螺栓间距均为 200 mm，B6-200 的峰值承载力比前者提高了 20.8%，其钢板厚度提高了 20%，由此可见峰值承载力与钢板厚度呈较高的线性关系(见图 9)。



(a) 螺栓间距为 300 mm



(b) 螺栓间距为 200 mm

图 8 不同钢板厚的荷载-挠度曲线
Fig. 8 Load-deflection curves of different steel plates' thickness
(注:位移从 50 kN 开始计算)

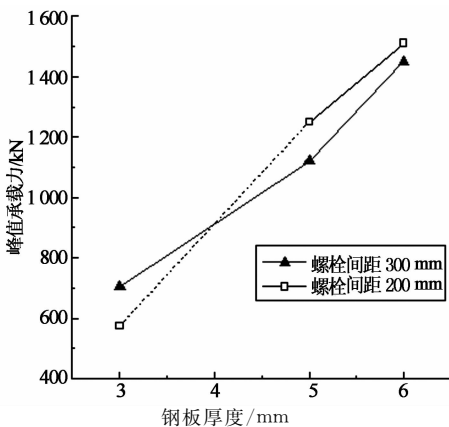


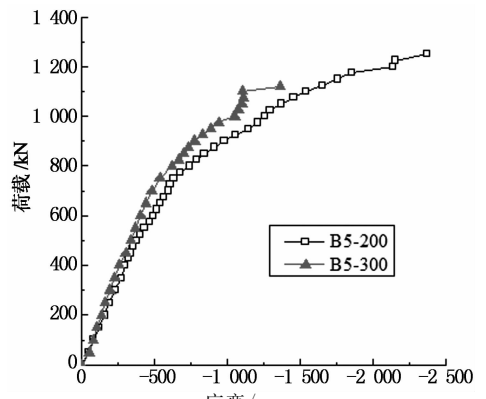
图 9 峰值承载力与钢板厚度的关系
Fig. 9 Bearing capacity of different steel plates' thickness

2.2.2 螺栓间距

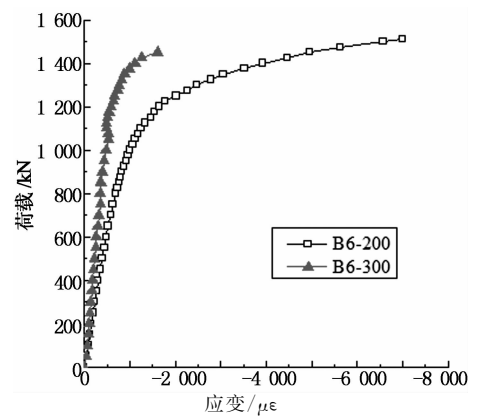
在加载初期,钢板顶部测点压应变随荷载的增加基本呈线性关系,到了加载后期,局部屈曲位置的

钢板应变增长明显加快,这是由于剪跨段压力带砌体逐渐被压坏退出共同工作,相应位置的钢板承担了更多的外力,之后侧板顶部发生局部屈曲.图 10 反映了螺栓间距对局部屈曲位置钢板压应变发展的影响,可以发现,当达到峰值承载力时,螺栓间距较小构件的钢板应变发展更充分,这是因为当螺栓间距较小时,延缓了组合梁剪跨段钢腹板的局部屈曲.

就承载力而言,试件 B5-200 峰值承载力比 B5-300 提高了 11.6%,试件 B6-200 比 B6-300 提高了 4.2%,考虑试验的离散性,相对于钢板厚度的提高,螺栓间距对组合梁受剪承载力的提高非常有限.这主要由以下 2 个原因:螺栓间距改变了局部屈曲形态,理论上来说,螺栓间距的缩小能够提高钢板临界屈曲荷载^[12],但同时压力带的宽度也有所减小,二者相互制约,故在一定范围内减小螺栓水平间距并不能有效提高抗剪承载力.另外,各构件达到峰值承载力时,螺栓间距为 200 mm 的构件挠度是螺栓间距为 300 mm 的构件挠度的 1.5 倍,可见,当钢板厚度相同时,螺栓间距越小,组合梁构件的延性越好.总体来说,合理的螺栓布置可以改善钢板-砖砌体组合梁的工作性能,但不能提高其峰值承载力.



(a) 5 mm 厚钢板



(b) 6 mm 厚钢板

图 10 螺栓间距的影响

Fig. 10 Load-strain curves of different bolt-spacing

2.3 破坏机理

加载点与支座间砌体形成“压力带”,该区域砖砌体发生横向变形,上部开口且受螺栓约束较少的部分首先在梁的正截面上出现竖向裂缝.随着荷载继续增加,竖向裂缝由上至下不断发展,砌体裂缝发展呈散开型(上大下小).但最终破坏并不是由于竖向裂缝开展过大所造成.即使裂缝开展较多,钢板发生了屈曲,只要砖砌体外层没有脱落,其作为垂直于钢板表面的粘结作用就依然存在(此时砌体刚性支承作用消失,胶体开始发挥粘结作用),为延缓钢板发生局部屈曲及其屈曲后强度提供了重要保证,这点与钢管混凝土有所区别^[13].

最终破坏的原因是,由于钢板持续的局部屈曲变形,砖砌体混合界面不断被拉脱,从而逐渐失去粘结作用,原有钢板屈曲后所承担的部分荷载转移到砌体压力带上,当剪压区砌体的主拉应变达到极限拉应变时,砌体出现垂直于主拉应变方向的裂缝,最终发展到沿裂缝完全断开,砌体压力带退出共同工作.此时荷载早已超越混合层在没有支承作用下的稳定极限荷载,组合梁承载力瞬间下降而破坏.

根据试验破坏现象及机理分析,在实际工程中,建议在组合梁的上端,楼板的下侧也布置如纯弯段相同的加强角钢并采用螺栓对拉连接,这样可以同时增强构件的抗剪承载能力和提高构件的延性.

3 极限承载力计算公式

根据试验现象及破坏机理,将弯矩、剪力复合作用下钢板局部屈曲的产生作为构件的极限状态,此时的峰值承载力作为极限承载力^[14].其计算公式为:

$$P = \frac{K}{\sqrt{\left[\left(L - \frac{a}{2} / I \sigma_{cr} \right) y \right]^2 + \left(\frac{1}{2ht\tau_{cr}} \right)^2}}. \quad (1)$$

式中: P 为组合梁抗剪承载力; L 为组合梁剪跨段长度, mm; a 为剪跨段螺栓间距, mm; t 为组合梁钢板厚度, mm; h 为组合梁钢腹板高度, mm; c 为组合梁受弯时的中和轴高度; I 为 U 形截面惯性矩, mm^4 ; y 为 U 形截面中和轴以上高度, mm; σ_{cr} 为不均匀正应力作用钢板屈曲临界应力,按下式计算:

$$\sigma_{cr} = k_{cr} \frac{\pi^2 D}{h^2 t}. \quad (2)$$

式中:

$$k_{cr} = (k_1 + \zeta k_2) / (1 + \zeta); \quad (3)$$

$$k_1 = \frac{h-c}{h-(4/3)c} (0.568 + 1.333 \frac{h^2}{a^2}); \quad (4)$$

$$k_2 = \frac{h-c}{h-(6/5)c} (0.892 + 0.246 \frac{a^2}{h^2} + 1.2 \frac{h^2}{a^2}). \quad (5)$$

τ_{cr} 为纯剪应力作用钢板屈曲临界应力,按下式计算:

$$\tau_{cr} = 1.1 k_s \frac{\pi^2 D}{h^2 t}. \quad (6)$$

K 为螺栓布置影响系数,根据有限元计算结果^[14]回归取:

$$K = 5.78 \times 10^{-5} \times \left[\left(\frac{h}{t} \right)^2 - 74.2 \left(\frac{h}{t} \right) + 3593 \right] \times \left[\left(\frac{h}{a} \right)^2 - 5.4 \left(\frac{h}{a} \right) + 15.8 \right]. \quad (7)$$

基于公式(1)得到试件的极限承载力理论计算值与试验值之间的对比结果见表4.由此可见,利用公式(1)计算集中荷载作用下组合梁抗剪极限承载力的误差在15%左右,其有效性需进一步进行试验和数值模拟来验证.

表4 极限承载力的理论计算值与试验值对比
Tab. 4 Comparison between the test values and calculated values

试件 编号	极限承载力/kN		误差 /%
	试验值	理论值	
B3-300	705	582	-17.4
B5-200	1250	1258	0.6
B5-300	1120	943	-15.8
B6-200	1500	1560	4.0
B6-300	1450	1209	-16.6

4 结论

本文通过钢板-砖砌体组合梁的静载试验研究,探讨了组合梁的受剪性能,可以得到以下几点结论:

1) 基于本文构造所制造的钢板-砖砌体组合梁,受剪作用下的破坏特征为剪跨段钢板的局部屈曲和砌体的斜向裂缝.

2) 钢板的存在使砖砌体抗剪破坏大幅延迟,同时带有粘结性能的内部砖砌体刚性支承使钢板的稳定性得到极大的提高.钢板与砖砌体两者互为帮助、共同工作,剪压区砌体与钢板的破坏并无明显先后顺序.

3) 侧向钢板厚度是影响组合梁抗剪承载力的关键因素,峰值承载力基本与钢板厚度呈线性关系.

4) 给出了按此类方法施工的钢板-砖砌体组合

梁的抗剪极限承载力计算公式.

参考文献

- [1] 敬登虎,曹双寅,郭华忠. 钢板-砖砌体组合结构托换改造技术及应用[J]. 土木工程学报, 2009, 42(5): 55-60.
JING Deng-hu, CAO Shuang-yin, GUO Hua-zhong. Application of steel plate masonry composite structure technology for underpinning of masonry walls [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42 (5): 55-60. (In Chinese)
- [2] 童敏,彭少民. 钢-砌体组合结构在砖混建筑改造中的应用[J]. 武汉理工大学学报, 2007, 29(S2): 152-156.
TONG Min, PENG Shao-min. Application of the steel masonry structure in a reconstructive engineering of the composite building[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2007, 29(S2): 152-156. (In Chinese)
- [3] 熊鸳,胡松. 一种用钢结构加固砖混结构的新方法[J]. 成都大学学报:自然科学版, 2006, 25(2): 88-89.
XIONG Yuan, HU Song. A new method of using steel structure to reinforce brick and concrete structure [J]. Journal of Chengdu University: Natural Science, 2006, 25(2): 88-89. (In Chinese)
- [4] 张京街,林文修,张国斌. 钢结构在砖混房屋抽墙加固中的应用[J]. 工业建筑, 2006, 36(S1): 1069-1070.
ZHANG Jing-jie, LIN Wen-xiu, ZHANG Guo-bing. Strengthening design of removing bearing walls in masonry building[J]. Industrial Construction, 2006, 36(S1): 1069-1070. (In Chinese)
- [5] 刘桂秋,施楚贤,刘一彪. 砌体及砌体材料弹性模量取值的研究[J]. 湖南大学学报:自然科学版, 2008, 35(4): 29-32.
LIU Gui-qiu, SHI Chu-xian, LIU Yi-biao. Analyses of the elastic modulus values of masonry [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2008, 35(4): 29-32. (In Chinese)
- [6] 刘桂秋,施楚贤,黄靓. 对砌体剪-压破坏准则的研究[J]. 湖南大学学报:自然科学版, 2007, 34(4): 19-23.
LIU Gui-qiu, SHI Chu-xian, HUANG Liang. Analyses of the failure criteria of masonry in compression-shear[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2007, 34(4): 19-23. (In Chinese)
- [7] 敬登虎,曹双寅,石磊,等. 钢板-砖砌体组合梁、柱静载下性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(6): 48-56.
JING Deng-hu, CAO Shuang-yin, SHI Lei, et al. Experimental study on the static behavior of steel plate masonry composite beams and columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43 (6): 48-56. (In Chinese)
- [8] 敬登虎,曹双寅,吴婷. 钢板-砖砌体组合墙梁的试验研究与分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2012, 34(5): 33-41.
JING Deng-hu, CAO Shuang-yin, WU Ting. Experimental analysis of the behavior of steel plate-masonry composite wall-beams [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2012, 34(5): 33-41. (In Chinese)
- [9] 敬登虎,曹双寅,章钢雷. 钢板-砖砌体组合框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(11): 91-98.
JING Deng-hu, CAO Shuang-yin, ZHANG Gang-lei. Experimental investigation on seismic performance of steel plate-masonry composite frames [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(11): 91-98. (In Chinese)
- [10] 潘宇翔,曹双寅,敬登虎,等. 钢板-结构胶-砖砌体界面正拉粘结强度试验研究[C]//土木工程结构检测鉴定与加固改造新进展. 太原:全国建筑物鉴定与加固标准技术委员会, 2012: 182-187.
PAN Yu-xiang, CAO Shuang-yin, JING Deng-hu, et al. Experimental study on shear behavior of steel plate-masonry composite beam [C]//The Development of the Detection, Identification, Reinforcement and Reconstruction in Civil Engineering. Taiyuan: Committee of Assessment and Strengthening of Buildings, China Association for Engineering Construction Standardization, 2012: 182-187. (In Chinese)
- [11] WRIGHT H D. Buckling of plates in contact with a rigid medium [J]. Structural Engineer, 1993, 71(12): 209-215.
- [12] 何振强,蔡健,陈星. 带约束拉杆方钢管混凝土短柱轴压性能试验研究[J]. 建筑结构, 2006, 36(8): 49-53.
HE Zheng-qiang, CAI Jian, CHEN Xing. Investigation of behavior of square CFT stub columns with binding bars under axial loads [J]. Building Structure, 2006, 36(8): 49-53. (In Chinese)
- [13] UY B. Elastic local buckling of steel plates in composite steel-concrete members [J]. Engineering Structures, 1996, 18(3): 193-200.
- [14] 王铮. 钢板-砖砌体组合梁受剪性能的试验研究[D]. 南京:东南大学土木工程学院, 2013: 50-55.
WANG Zheng. Experimental study on shear behavior of steel plate-masonry composite beam [D]. Nanjing: College of Civil Engineering, Southeast University, 2013: 50-55. (In Chinese)