

外接撑杆钢板剪力墙滞回性能试验研究

余卫铮^{1,4}, 田炜烽^{1,2*}, 樊春雷³, 郝际平^{1,2}, 张泽玉¹, 占 庆¹

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室, 西安 710055; 3. 西安建筑科技大学设计研究总院有限公司, 西安 710055; 4. 西安建大博舍智造建筑科技有限公司, 西安 710086)

摘要: 钢板剪力墙的拉力场会对框架柱产生不利横向作用, 易导致柱提前破坏; 同时, 墙板对框架梁的弯曲变形存在嵌固作用, 会阻碍塑性铰发展, 难以实现“强柱弱梁”的设计目标。针对这一问题, 文中提出了一种外接撑杆钢板剪力墙结构, 该结构由撑杆、内框架和墙板组成。其中内框架与墙板构成钢板剪力墙单元, 经撑杆与主框架连接形成抗侧力结构。该结构利用钢板剪力墙单元屈曲后的拉力场提供主要抗侧刚度和承载力, 并通过撑杆将拉力场作用力直接传递至主框架的梁柱节点, 从而消除了对框架柱的不利影响, 同时避免了墙板对框架梁的嵌固作用。基于该结构的受力机理推导了抗剪承载力和撑杆轴力的计算公式, 并据此设计制作了2个外接撑杆钢板剪力墙试件和1个无墙板的对比试件。通过拟静力试验获得滞回曲线、骨架曲线、特征荷载及位移等指标, 分析延性、耗能、承载力与刚度退化等性能, 并明确了各试件的屈服顺序和破坏机制。研究表明: 该新型结构具有良好的滞回性能, 加载全过程中未出现整体失稳现象; 墙板在往复荷载作用下的裂缝贯通对撑杆破坏起控制作用; 撑杆轴力和抗剪承载力计算公式与试验结果吻合良好。

关键词: 钢板剪力墙; 拉力场; 抗侧力结构; 拟静力试验; 抗震性能; 承载力

中图分类号: TU398.2, TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)09-0001-14

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240329002

Experimental Study on Hysteretic Behavior of Steel Plate Shear Wall with External Strut

YU Weizheng^{1,4}, TIAN Weifeng^{1,2*}, FAN Chunlei³, HAO Jiping^{1,2},
ZHANG Zeyu¹, ZHAN Qing¹

(1. College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China;

2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China; 3. Xi'an University of Architecture and Technology

Design and Research Institute Co., Ltd., Xi'an 710055, China; 4. Boshe Intelligent Manufacturing

Architectural Technology Co., Ltd. of XAUAT, Xi'an 710086, China)

*Corresponding author: tianweifeng@xauat.edu.cn

Abstract: The tension field of steel plate shear wall has an adverse transverse effect on the frame column, which is easy to lead to the advance failure of the column, and the steel plate has an embedded effect on the bending deformation of the

收稿日期: 2024-03-29

基金项目: 国家自然科学基金(52378189, 51808436), 陕西省重点研发计划(2023QCY-LL-27)

作者简介:

余卫铮(1998—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构稳定与抗震相关方面的研究。E-mail: yuweizheng@163.com。

通信作者:

田炜烽(1985—), 男, 博士, 副教授, 主要从事钢结构稳定与抗震相关方面的研究。E-mail: tianweifeng@xauat.edu.cn。

frame beam, which makes it difficult to develop the plastic hinge and implement the "strong column and weak beam". To solve this problem, a steel plate shear wall structure with external strut is proposed in this study, which is composed of strut, inner frame and steel plate. The inner frame and the steel plate constitute the steel plate shear wall unit, which is connected with the main frame through the strut to form the lateral force-resisting structure. The tension field of the steel plate shear wall unit is used to provide the main lateral stiffness and bearing capacity, and the force of the tension field is directly transferred to the beam-column joints of the main frame through the strut, thus eliminating its adverse influence on the frame column and avoiding the embedded effect of the wall plate on the frame beam. Based on the mechanism of the structure, the formulas for calculating the shear capacity and the axial force of the strut were derived, and two steel plate shear walls with external strut and one comparison specimen without wall plate were designed. The hysteretic curve, skeleton curve, characteristic load and displacement were obtained by quasi-static test. The ductility, energy dissipation, bearing capacity and stiffness degradation were analyzed, and the yield sequence and failure mechanism of each component were determined. The results show that the new structure has better hysteretic performance, and the global instability will not occur during the whole loading process. The crack penetration of the steel plate under the cyclic load controls the damage of the strut. The formulas for calculating the axial force of the strut and shear capacity are in good agreement with the test results.

Keywords: steel plate shear wall; tension field; lateral force-resisting structure; quasi-static test; seismic performance; bearing capacity

钢板剪力墙^[1]是由钢板嵌入钢框架形成的抗侧力结构。当墙板较薄时,其屈曲荷载较低,抗侧刚度和承载力主要由屈曲后拉力场提供,具有良好的力学性能与经济性能,相关研究已较丰富。拉力场机制对边框柱具有不利的横向作用^[2],并且由于墙板屈曲后无抗压能力,水平荷载所产生的倾覆力矩主要由边框柱内轴力所形成的力偶抵抗,因此边框柱的内力较大,易过早发生破坏从而导致结构整体失效,在早期的试验研究中就曾频繁观察到边框柱的“内凹”破坏^[3-4]和平面外失稳破坏^[5-6]现象。另外,边框梁在上下层墙板的约束作用下,其弯曲变形会受到抑制,使得塑性较难以形成,边框柱往往会先发生破坏,使得“强柱弱梁”的抗震目标难以实现。

为减小墙板对边框柱的不利影响,国内外学者提出了多种改进措施。其中两边连接式钢板剪力墙^[7-9]的墙板仅与边框梁连接,不与边框柱连接,从而消除了拉力场对框架柱的横向作用。开缝式钢板剪力墙^[10-11]通过墙板上开缝阻断了拉力场的应力传递路径,削弱了墙板对边框柱的不利影响;同时,耗能机制转变为墙板缝间柱段通过形成弯剪塑性铰耗能,滞回曲线形态饱满^[12-13]。两边连接式钢板剪力墙和开缝式钢板剪力墙均是通过削弱拉力场的作用来消除其对边框柱的不利影响,缺点是会使结构的刚度和承载力显著降低,影响经济性。TSAI等^[14]则提出了在边框柱间增设横撑的构造措施,试验研究表明^[15]:横撑可有效减小钢板剪力墙边框柱的内凹变形。对于拉力场的不利作用另一种解决思路是采用钢管混凝土柱^[16]和部分组合柱^[17]等具有更大刚度与承载力的组合结构柱作为钢板剪力墙的边缘约束构件,试验研究表明^[18]:当保证边框

柱的稳定性后,更能充分发挥钢板剪力墙的力学性能。对于边框梁塑性较难以形成的问题,TSAI等^[14]、LI等^[15]对钢板剪力墙边框梁端进行了狗骨式削弱处理,试验研究表明:狗骨式削弱处理对梁端塑性铰的形成具有良好的促进作用。QU^[19]进一步给出了梁端削弱钢板剪力墙的设计方法以确保框架的破坏发生在梁端。于金光等^[20]提出了半刚性框架-钢板剪力墙结构,通过弱化梁柱节点的刚度来提高边框梁的变形能力。

针对钢板剪力墙结构中拉力场机制的不利影响以及边框梁“强柱弱梁”难以实现的问题,本文提出了一种外接撑杆钢板剪力墙结构。该结构将钢板剪力墙单元通过撑杆与主结构框架相连,将拉力场所产生的作用力直接传递至主框架梁柱节点,能较为彻底地消除墙板的不利作用。并且文中对其进行了探索性滞回性能的试验研究,同时提出了抗剪承载力的计算方法。

1 外接撑杆钢板剪力墙的形式和受力机制

1.1 结构形式

外接撑杆钢板剪力墙由撑杆、内框架和墙板组成,其中的内框架和墙板构成钢板剪力墙单元,通过撑杆与主框架相连形成抗侧力结构,如图1所示。

在侧向力作用下,撑杆内产生拉压力并带动内框架发生侧向变形,墙板受剪并在屈曲后形成拉力场以提供抗侧刚度和承载力。该新型抗侧力结构具有以下力学特点:

(1) 结构中墙板的拉力场作用于内框架,通过撑杆将力传至主框架的梁柱节点区,因此拉力场对主框架柱

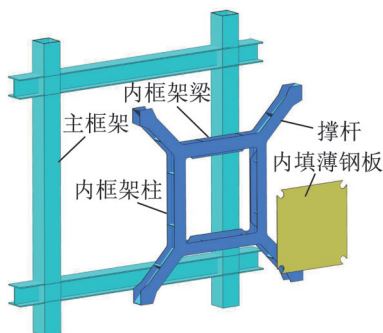


图1 外接撑杆钢板剪力墙示意

Fig. 1 Diagram of the steel plate shear wall with external strut

无不利影响,同时撑杆的拉力和压力可共同抵抗倾覆力矩,因此主框架柱负担较小。此外,内框架梁柱在拉力场作用下的弹塑性弯曲变形可耗散地震能量,对抗震有利。

(2) 结构中的墙板与主框架梁柱均不直接相连,无直接约束,因而主框架的受力机制与普通框架支撑结构的受力机制相似,“强柱弱梁”设计目标易实现。

(3) 钢板剪力墙单元在撑杆拉压力的作用下承受剪力作用,具有较大的变形能力,且能在屈服后的较大变形范围内提供恒定的承载力。因此其对撑杆具有稳定的作用力并且容易计算出,对其进行合理的设计就可保证撑杆在受力全过程中不发生失稳,撑杆能稳定地提供抗侧能力,减小主框架柱的轴压力。

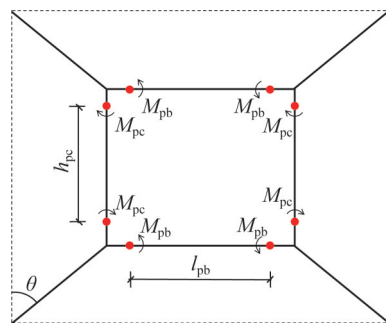
此外,实际应用时该结构的钢板剪力墙单元可在工厂进行加工,施工现场只需将其通过撑杆与主框架相连。由此可知该结构的安装、替换和运输都较为方便,易于装配化生产,可减少传统钢板剪力墙结构中大量的墙板与框架螺栓连接或焊接的工作量。

1.2 受力机制与屈服承载力

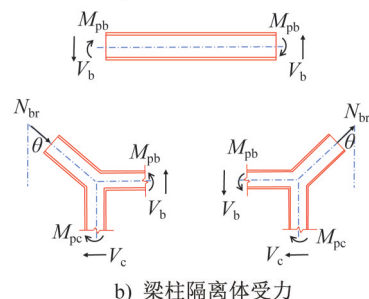
外接撑杆钢板剪力墙的承载力可视为框架作用和墙板作用两部分的叠加。其中框架作用部分在水平力作用下,当形成图2a)所示的塑性铰分布时为承载力极限状态。取图2b)所示的隔离单元进行受力分析,不难得到撑杆中的最大轴压力和轴拉力为:

$$N_{br} = V_c \sin \theta + V_b \cos \theta \quad (1)$$

式中: $V_c = \frac{2M_{pc}}{h_{pc}} \leq V_{pc}$ 和 $V_b = \frac{2M_{pb}}{l_{pb}} \leq V_{pb}$ 分别为内框架柱和内框架梁端部形成塑性铰时的剪力,不应大于全截面屈服剪力 V_{pc} 和 V_{pb} ; 其中 $M_{pc} = W_{pc} f_y$ 和 $M_{pb} = W_{pb} f_y$ 分别为柱和梁的全截面塑性铰弯矩; h_{pc} 和 l_{pb} 分别为柱端和梁端塑性铰间的距离; W_{pc} 和 W_{pb} 分别为柱和梁的截面模量; θ 为撑杆的倾角。因此,框架所能提供的抗剪承载力为:



a) 塑性铰分布



b) 梁柱隔离体受力

图2 框架部分受力示意

Fig. 2 Diagram of the force on the frame part

$$V_u = \frac{2M_{pc}}{h_{pc}} \sin^2 \theta + \frac{2M_{pb}}{l_{pb}} \sin \theta \cos \theta \quad (2)$$

当墙板嵌入后,该墙板受剪屈曲形成拉力场;在大变形下,拉力场方向与撑杆受拉方向一致,同时由于板较薄,其抗压能力可完全忽略,因此墙板拉力场的应力状态及其对内框架梁柱的应力作用如图3所示。当结构达到承载力极限状态时,墙板可完全屈服,因此拉应力 σ_t 等于屈服强度 f_y ,由图4所示的内框架梁柱的隔离体受力简图可得:拉力场作用时引起的梁端截面剪力 $V_{b,w} = \frac{1}{2} f_y l_w t_w \cos^2 \alpha$,梁端截面轴力 $N_b = \frac{1}{4} f_y l_w t_w \sin(2\alpha)$;柱端截面剪力 $V_{c,w} = \frac{1}{2} f_y h_w t_w \sin^2 \alpha$,柱端截面轴力 $N_c = \frac{1}{4} f_y h_w t_w \sin(2\alpha)$,其中 l_w 为墙板的宽度; h_w 为墙板的高度; t_w 为墙板的厚度; M_c 和 M_b 分别为柱端和梁端的弯矩。

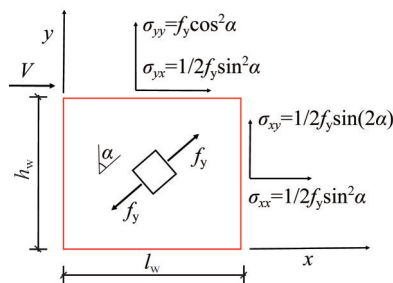


图3 拉力场应力状态

Fig. 3 Stress state of tension field

撑杆的轴力是由框架作用和拉力场作用叠加而成的,其受力如图5所示,易知受压撑杆的最大轴力为:

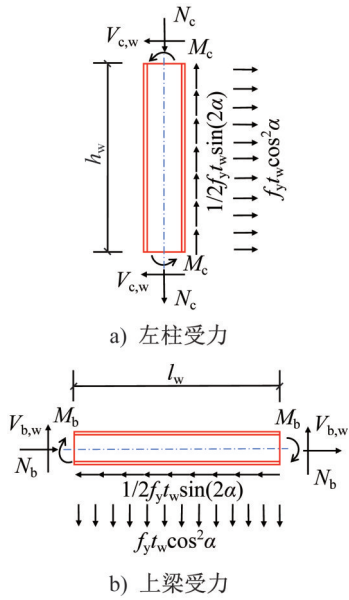


图4 框架梁柱内力图

Fig. 4 Force diagram of frame beams and columns

$$\begin{aligned}
 N_{br,c} &= (V_c + N_b - V_{c,w}) \sin \theta + (V_b + N_c - V_{b,w}) \cos \theta \\
 &= \left(\frac{2W_{pc}f_y}{h_{pc}} + \frac{1}{4} f_y l_w t_w \sin(2\alpha) - \right. \\
 &\quad \left. \frac{1}{2} f_y h_w t_w \sin^2 \alpha \right) \sin \theta + \left(\frac{2W_{pc}f_y}{l_{pb}} + \right. \\
 &\quad \left. \frac{1}{4} f_y h_w t_w \sin(2\alpha) - \frac{1}{2} f_y l_w t_w \cos^2 \alpha \right) \cos \theta \quad (3)
 \end{aligned}$$

受拉撑杆的最大轴力为:

$$\begin{aligned}
 N_{br,t} &= (V_c + N_b + V_{c,w}) \sin \theta + (V_b + N_c + V_{b,w}) \cos \theta \\
 &= \left(\frac{2W_{pc}f_y}{h_{pc}} + \frac{1}{4} f_y l_w t_w \sin(2\alpha) + \right. \\
 &\quad \left. \frac{1}{2} f_y h_w t_w \sin^2 \alpha \right) \sin \theta + \left(\frac{2W_{pc}f_y}{l_{pb}} + \right. \\
 &\quad \left. \frac{1}{4} f_y h_w t_w \sin(2\alpha) + \frac{1}{2} f_y l_w t_w \cos^2 \alpha \right) \cos \theta \quad (4)
 \end{aligned}$$

进而,可以得到外接撑杆钢板剪力墙的抗剪承载力为:

$$V_u = \frac{1}{2} f_y l_w t_w \sin(2\alpha) + \frac{4f_y}{h_{pc}} (W_{pb} \sin^2 \theta + W_{pc} \cos^2 \theta) \quad (5)$$

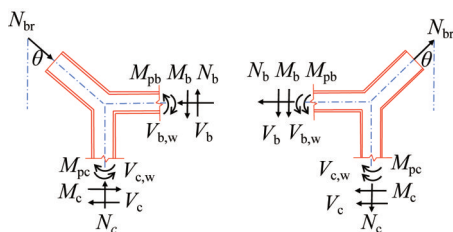


图5 撑杆受力示意

Fig. 5 Force diagram of brace strut

2 试验概况

2.1 试件设计

根据外接撑杆钢板剪力墙的抗剪承载力及撑杆轴力计算公式设计试件,对两个2:3缩尺的外接撑杆钢板剪力墙试件(SPSWB-1、SPSWB-2)和1个无墙板的纯框架对比试件(KJ)进行拟静力试验。试件构造和尺寸如图6所示,其中试件SPSWB-1的内框架梁柱绕弱轴在试件平面内受弯,其内框架轴线与主框架轴线之比为0.5;试件SPSWB-2的内框架梁柱绕强轴在试件平面内受弯,其内框架轴线与主框架轴线之比为0.6;试件KJ为从试件SPSWB-1去除墙板后的对比试件。由于本次试验的研究目的是对外接撑杆钢板剪力墙的滞回性能进行研究,因此试件的结构形式不包括图1中所示的主框架部分,以便得到该结构自身的抗震性能指标。各试件的构件截面规格如表1所示,试件SPSWB-1与SPSWB-2的墙板与框架通过连接板以槽焊缝连接(图7a)、图7b)),并在焊接后在墙板和连接板搭接区角部覆盖角钢(图7c))。角钢通过M12普通螺栓与连接板相连,其作用是防止墙板发生平面外变形时焊缝被撬开。墙板角部开设弧形开口,以防止角部过早折曲开裂而引发对角方向的贯通裂缝(图7c))。试件SPSWB-1与KJ的撑杆与框架梁柱节

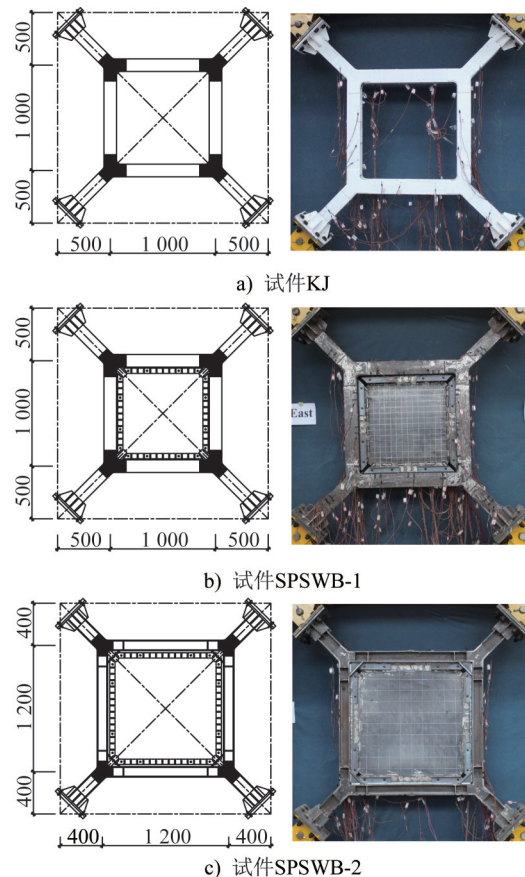


图6 试件几何尺寸及构造(单位:mm)

Fig. 6 Specimen geometry and construction (unit:mm)

点区连接如图7d)所示,采用对接焊缝连接,并在节点区翼缘外两侧贴焊加强板;试件SPSWB-2的撑杆和框架梁柱节点区连接如图7e)所示,采用对接焊缝连接,但由于试验前发现有较大区域的焊缝未被熔透,因此采用了梁柱内侧增焊T形三角件以及节点区增加盖板的方式进行补充加强。

表1 构件截面规格

Table 1 Section specifications of components mm

试件编号	内框柱、梁	撑杆	墙板
SPSWB-1	H150×120×8×10	H150×120×8×10	3
SPSWB-2	H100×120×8×10	H120×120×8×10	3
KJ	H150×120×8×10	H150×120×8×10	—

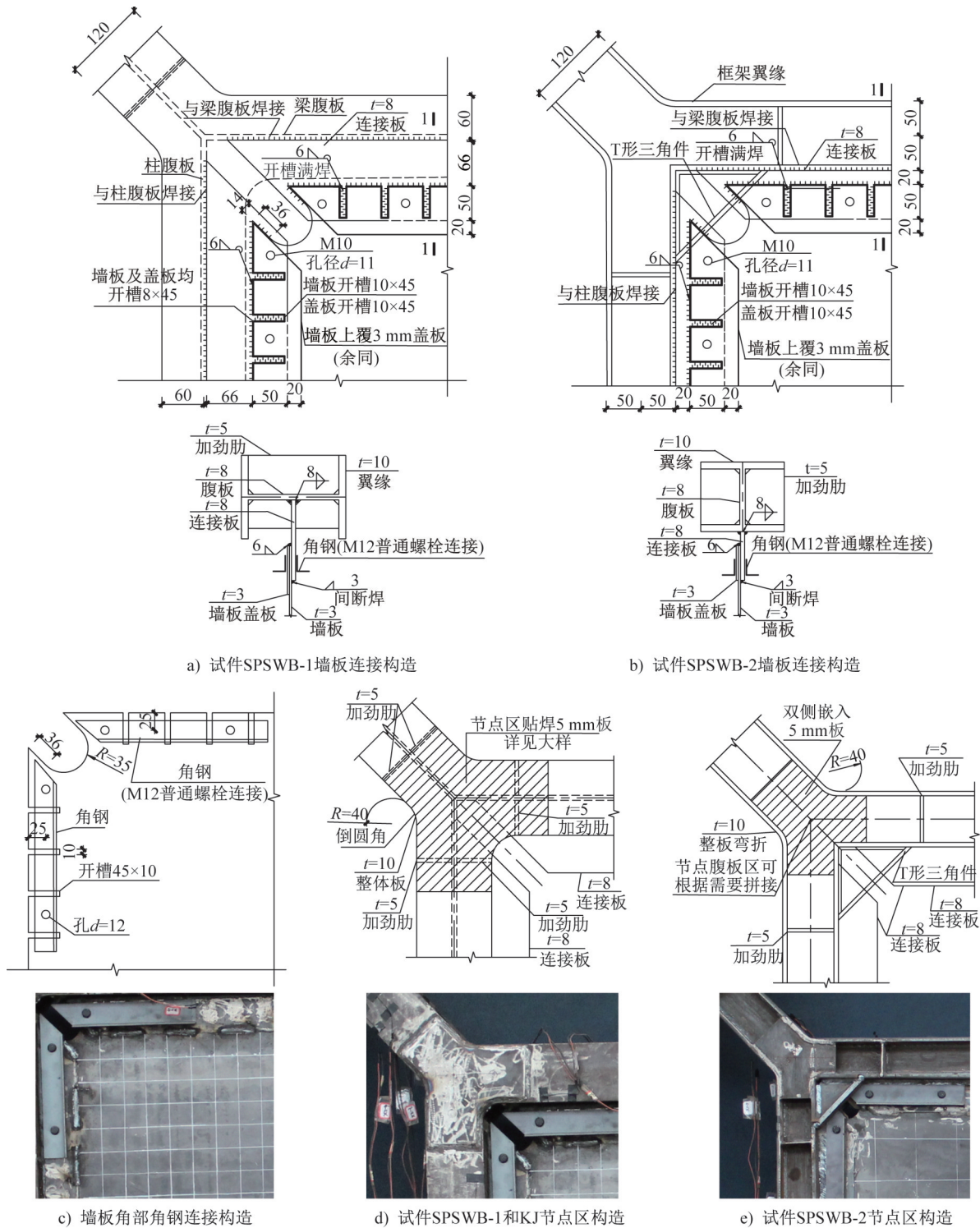


图7 连接详图(单位:mm)

Fig. 7 Details of the connection (unit:mm)

2.2 材性试验

除撑杆端部用于连接支座的底板采用Q355B级钢材外,其余部分均采用Q235B级钢材。根据《金属材料拉伸试验 第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)^[21]中的相关规定对钢材进行材性试验,每种厚度板材取3个试样,试验结果如表2所示。

表2 钢材材料性能

Table 2 Material properties of steel

名义板厚/mm	实测厚度/mm	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/MPa	伸长率/%
3	2.94	272.50	417.50	190 000	28.44
5	4.66	306.67	448.33	210 000	24.65
8	7.74	300.00	430.00	194 333	31.66
10	9.63	285.00	430.00	191 000	34.18
16	15.65	350.00	535.00	197 080	30.14

2.3 试验装置与加载制度

为了对外接撑杆钢板剪力墙结构的滞回性能进行研究,排除主框架对试验结果的影响,试验采用了如图8所示的铰接框架加载装置。试件通过4个销轴铰支座固定于加载架内,加载架由加载梁、地梁和立柱组成,各部件间均采用销轴连接。将MTS液压伺服作动器一端固定于反力墙上,一端与加载梁端部相连,因加载架为理想铰接,作动器荷载可完全以剪力形式作用于试件。地梁两端设有压梁以抵抗倾覆力矩,在加载梁两侧设置侧向支撑以防止加载架整体失稳。在正式加载前,首先对加载架进行了预加载,验证了其可靠性。

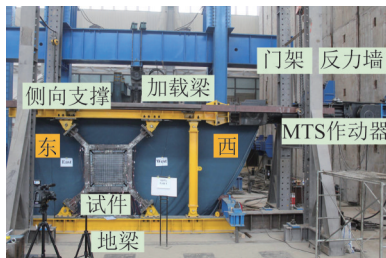


图8 试验装置

Fig. 8 Test setup

根据FEMA461^[22]建议的位移控制方式施加水平荷载,依次施加与层间位移角为0.15%、0.30%、0.50%、0.75%、1.00%、1.50%、2.00%、2.50%、3.00%、4.00%、5.00%、6.00%对应的侧向位移水平荷载,每个加载级均循环3次,直至试件失效。

2.4 测量方案

在加载梁端部布置磁滞位移计用于测量试件顶部的

水平位移,在地梁侧面和试件支座侧面布置位移计用于监测试件的滑移。在试件的墙板中部和边缘、框架梁柱中部和端部的腹板及翼缘、撑杆中部的腹板及翼缘、撑杆和框架连接节点区等位置设置应变片和应变花,用于监测试验中各部位的应力状态。位移及应变测点布置如图9所示。

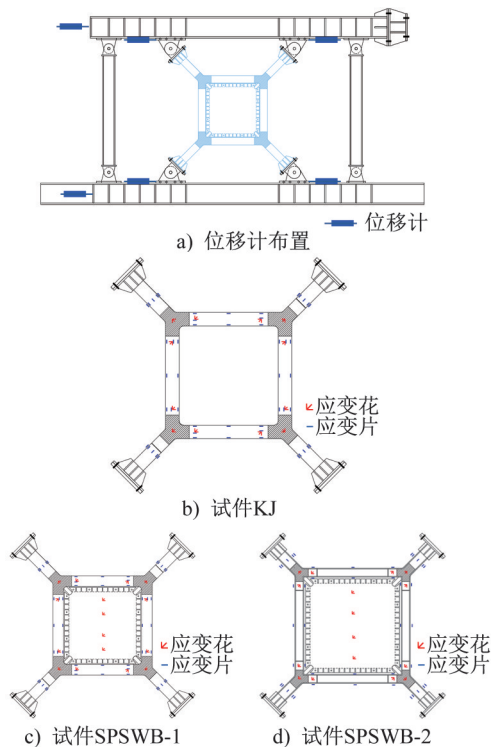


图9 测点布置

Fig. 9 Arrangement of measuring points

3 试验现象

3.1 试件KJ

试件KJ为无墙板的纯框架试件,当层间位移角 $\theta=0.15\%\sim 0.50\%$ 加载级时,试件未出现明显变化(图10a)。加载至 $\theta=1.50\%$ (加载梁侧移 $\Delta=30\text{ mm}$)时,应变监测数据表明试件上梁端部翼缘、西柱上端和东柱下端翼缘相继屈服,石灰涂层轻微起皮脱落,荷载-位移曲线出现较显著的拐点,试件发生整体屈服。

当 $\theta=2.00\%$ ($\Delta=40\text{ mm}$)加载级时,试件的屈服范围进一步扩大,下梁两端翼缘、西柱上端翼缘屈服,涂层起皮脱落,如图10b)所示。当 $\theta=3.00\%\sim 5.00\%$ 加载级时,梁柱端部塑性持续发展,涂层持续脱落。当加载至 $\theta=6.00\%$ ($\Delta=120\text{ mm}$)第1循环时,试件下梁和西柱端部翼缘出现了局部屈曲(图10c);持续加载至第3循环时,试件局部屈曲加重,西下梁柱节点盖板轻微开裂。在该加载级下,梁柱端部截面已出现显著塑性,形成较明显的塑性铰(图10d),塑性铰中心位于梁柱节点盖板外侧,

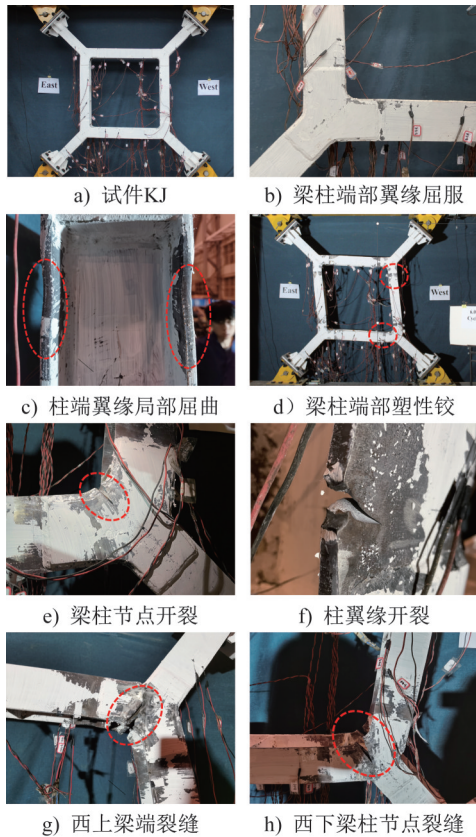


图 10 试件 KJ 破坏现象

Fig. 10 Failure phenomena of specimen KJ

中心距梁柱轴线约 180 mm。当加载至 $\theta=7.00\%$ ($\Delta=140$ mm) 第 1 循环推向加载时,试件西下梁柱节点盖板出现了长 55 mm 的斜裂缝(图 10e);第 2 循环推向加载时,试件西上梁柱节点盖板出现了长 35 mm 的斜裂缝,对试件进行拉向加载时,东柱下端距离梁轴线 180 mm 处翼缘撕裂,裂缝长约 45 mm(图 10f);第 3 圈推向加载时,试件发出巨大响声,裂缝继续扩展。在该加载级下,试件的荷载-位移曲线出现峰值,推向峰值荷载为 189.56 kN,对应位移为 139.25 mm;拉向峰值荷载为 197.4 5kN,对应位移为 138.84 mm。应变监测数据表明,此时框架梁柱端部翼缘与腹板已全部屈服。

继续加载至 $\theta=8.50\%$ ($\Delta=170$ mm) 时,试件西上梁端和东下柱端裂缝已扩展至截面 1/2 处(图 10g),西下梁柱节点斜裂缝则完全贯通(图 10h)。试件承载力显著下降,推向荷载下降至 151.58 kN,拉向荷载下降至 155.90 kN,试件承载力已下降至峰值荷载的 85% 以下,试验结束。

3.2 试件 SPSWB-1

试件 SPSWB-1 的内框架梁柱截面绕弱轴于平面内受弯,与试件 KJ 的差异在于其嵌入了墙板。当 θ 为 0.15%~0.50% 加载级时,试件未出现明显变化。当加载

至 $\Delta=15$ mm 时,由应变监测数据可知,墙板中心位置已进入屈服状态。当加载至 $\Delta=20$ mm 时,墙板出现了轻微屈曲(图 11a)并发出声响。当 $\theta=1.50\%$ ($\Delta=30$ mm) 加载级时,墙板的屈曲现象更加明显,屈服范围扩展。同时,东柱上端翼缘边缘出现屈服,实测荷载-位移曲线出现较显著的拐点,表明试件已整体进入弹塑性阶段。

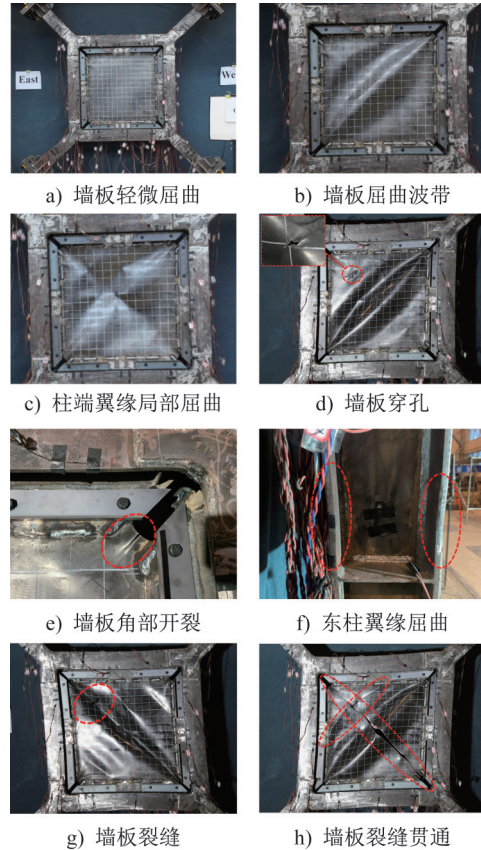


图 11 试件 SPSWB-1 破坏现象

Fig. 11 Failure phenomena of specimen SPSWB-1

当 $\theta=2.00\%$ ($\Delta=40$ mm) 加载级时,下梁西端翼缘、东柱下端翼缘和西柱下端翼缘相继屈服,同时墙板形成更加明显的屈曲波带,如图 11b) 所示。当 $\theta=2.50\%$ ~ 3.00% ($\Delta=50\sim60$ mm) 加载级时,试件弹塑性发展迅速:东柱中部、上梁两端部、下梁东端翼缘及西下节点盖板相继屈服,墙板出现较显著的交叉状残余变形,如图 11c) 所示,角部则出现细微裂缝。

当 $\theta=4.00\%$ ($\Delta=80$ mm) 加载级时,在往复荷载作用下,因墙板屈曲波形的交替变化和塑性损伤的累积,墙板多部位出现开裂:当加载至第 1 循环时,墙板东上局部穿孔撕裂(图 11d)、西上角部开裂(图 11e),同时东柱侧翼缘屈曲(图 11f);加载至第 3 循环时,墙板东上裂缝发展至 100 mm(图 11g),试件多部位出现穿孔。在该加载级下,墙板全截面屈服,梁、柱端部均显著屈服,西下撑杆翼缘亦发生屈服。同时,荷载-位移曲线达

到峰值,推向峰值荷载为718.56 kN;位移为80.54 mm;拉向峰值荷载为737.06 kN,位移为75.78 mm。当 $\theta=5.00\%$ ($\Delta=100$ mm)加载级,第1循环推向加载时,墙板东上裂缝扩展至框架;拉向加载时,墙板沿对角线出现贯穿裂缝(图11h)),推向荷载下降至230.57 kN,拉向荷载下降至225.96 kN,试验结束。在加载的全过程中,框架梁柱及撑杆均未发生平面外屈曲。

3.3 试件 SPSWB-2

试件 SPSWB-2 的内框架梁柱截面绕强轴于平面内受弯。当 θ 为0.15%~0.30%加载级时,试件未出现明显变化。当 $\Delta=10$ mm加载级时,墙板发生屈曲并发出声响(图12a))。当 $\Delta=20$ mm加载级时,屈曲愈发显著,形成较明显的屈曲波带,应变监测表明墙板中部、西柱下端翼缘和上端腹板、东柱下端翼缘及上梁东端腹板相继屈服。当 $\Delta=30$ mm加载级时,墙板中部对角区、上梁西端翼缘,下梁西端翼缘及西柱下端翼缘屈服,实测荷载-位移曲线出现较显著的拐点,试件整体进入弹塑性阶段。

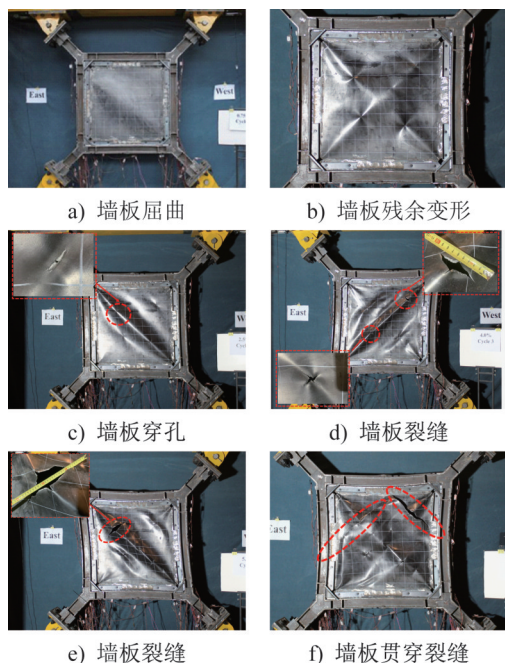


图12 试件 SPSWB-2 破坏现象

Fig. 12 Failure phenomena of specimen SPSWB-2

当 $\theta=2.00\%$ ~ 2.50% ($\Delta=40\sim 50$ mm)加载级时,试件弹塑性发展迅速,东柱两端腹板、西柱下端腹板、上梁两端腹板、下梁东端翼缘和西端腹板相继屈服,墙板屈服区域已扩展至板面2/3处,并出现较显著的残余变形,框架梁柱出现一定的内凹变形,如图12b)所示。并且当 $\theta=2.5\%$ ($\Delta=50$ mm)加载级第3循环时,由于塑性损伤

积累,墙板东上区域出现穿孔(图12c))。当 $\theta=3.00\%$ ($\Delta=60$ mm)加载级时,墙板西上和东下区域均出现穿孔,且东上裂缝发展至40 mm。

当加载至 $\theta=4.00\%$ ($\Delta=80$ mm)第1循环时,墙板东上角部与鱼尾板连接处的焊缝开裂;当加载至第3循环时,墙板西上裂缝发展至90 mm(图12d))。在该加载级下,墙板全部区域、梁和柱端部截面、东上和西上撑杆全截面均显著屈服。荷载-位移曲线达到峰值,推向峰值荷载为722.03 kN,位移为81.99 mm,拉向峰值荷载为722.62 kN,位移为77.99 mm。当继续加载至 $\theta=5.00\%$ ($\Delta=100$ mm)推向第1循环时,墙板东上裂缝扩展至300 mm(图12e));当加载第2循环时,墙板东上、西上区域穿孔之间出现贯通裂缝并延伸至框架,墙板退出工作,如图12f)所示。推向荷载下降至426.17 kN,拉向荷载下降至441.06 kN,试验结束。在加载的全过程中,框架梁柱及撑杆均未发生平面外屈曲。

3.4 破坏模式和屈服顺序

试件 KJ 的水平荷载完全依靠框架梁柱的抗弯作用抵抗,在层间位移角 $\theta=1.0\%$ ~ 1.5% 时,柱端和梁端翼缘首先受弯屈服;随着弹塑性发展,在 $\theta=1.5\%$ 时试件整体进入屈服状态;当 $\theta=6.0\%$ 时,梁柱端部形成塑性铰并出现裂纹;当 $\theta=7.0\%$ 时达到承载力峰值,随后塑性铰区域及梁柱节点区出现贯通裂缝导致试件破坏。

试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的水平荷载均主要由墙板承担,墙板提供了约75%的承载力,二者的屈服模式和破坏模式相似。在层间位移角 $\theta=0.5\%$ ~ 1.0% 时墙板发生屈曲,并以拉力场形式继续提供抗侧刚度和承载力,随后墙板的中部对角区域率先发生屈服,并随着侧向位移的增大,屈服区域从中部向两侧扩展。当 $\theta=1.0\%$ ~ 1.5% 时,墙板大部分区域发生屈服,且框架梁柱端部翼缘也发生屈服。与试件 SPSWB-1 相比,试件 SPSWB-2 的墙板面积更大,所以其拉力场对边框架梁柱的作用更加显著,因此试件 SPSWB-2 中的梁柱更早发生屈服。当层间位移角 $\theta=4.0\%$ 时,墙板发生全面积屈服并出现穿孔和开裂,梁柱端部截面形成塑性铰,撑杆也显著发生屈服,达到承载力峰值。当 $\theta=5.0\%$ 时,梁柱和撑杆的塑性持续发展,墙板裂缝则扩大至贯通,试件发生破坏。3个试件的最终破坏形态如图13所示。

4 试验结果及分析

4.1 滞回曲线

各试件的滞回曲线如图14所示,图中 V 为水平荷载, Δ 为顶部位移, H 为主框架梁轴线之间的高度, $\theta=\Delta/H$ 为层间位移角。可以看到:在加载初期,3个试件的

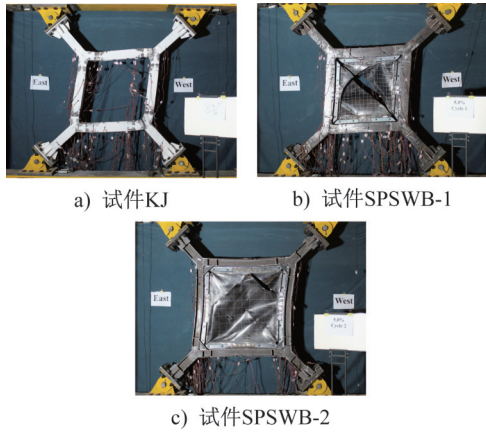


图 13 试件最终破坏形态

Fig. 13 Final failure modes of specimens

荷载-位移曲线基本呈线性关系,随着荷载的增大,滞回环逐渐张开。其中试件 KJ 的滞回环形态饱满呈梭形,是

典型的钢框架滞回曲线形态。试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的滞回曲线呈反 S 形,存在较明显的捏拢现象,与钢板剪力墙结构的特征相似,其原因是墙板通过拉力场作用提供承载力,在试件卸载并反向加载的过程中,墙板须经历反向屈曲、展平和拉伸的过程,在零位移附近墙板的反向拉力场作用尚未形成,近乎于退出工作,此时结构的抗侧能力完全由框架提供,因而刚度显著降低。

3 个试件的滞回曲线对比如图 14d) 所示,试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的滞回曲线形态接近,说明二者的受力机理和屈服、破坏机制相似,与试件 KJ 相比,试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的刚度和承载力有显著增加,表明墙板的作用十分显著。在发生破坏后,试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的滞回曲线退化至与试件 KJ 的滞回曲线相接近,表明墙板退出工作时框架已显著屈服且仍有一定的承载能力。

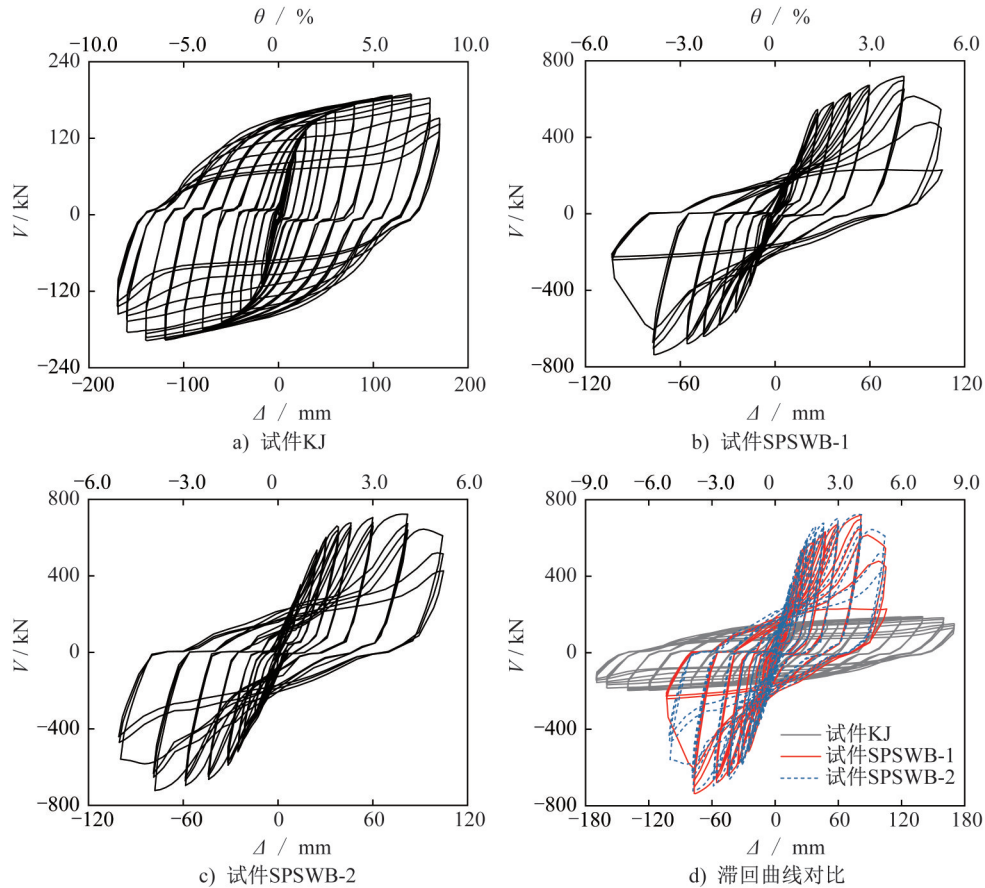


图 14 各试件滞回曲线

Fig. 14 Hysteretic curves of specimens

图 15 给出了试件 SPSWB-1 与 SPSWB-2 在峰值荷载加载级的滞回曲线,以及与试件 KJ 滞回曲线的对比,图中灰色部分为墙板所引起的耗能增加值,可以看到:墙板的作用使得试件 SPSWB-1 的承载力提高 323%,耗能量提高 120.3%;试件 SPSWB-2 的承载力提高 325%,耗

能量提高 118.8%,表明墙板是主要的抗侧和耗能构件,而其质量仅占整体用钢量的 10%。

4.2 骨架曲线

各试件的骨架曲线如图 16 所示。试件 SPSWB-1 和

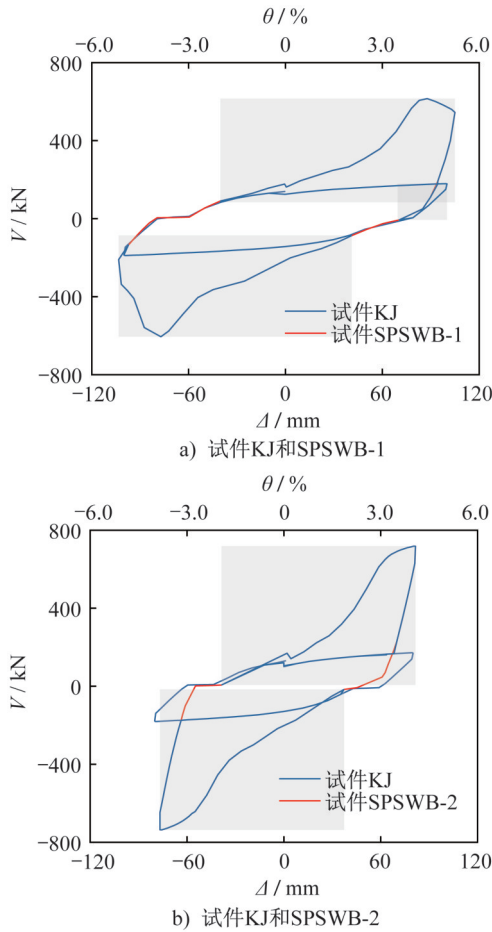


图 15 各试件峰值点滞回环对比

Fig. 15 Comparison of hysteretic loop peak points of specimens

度、屈服位移和屈服荷载都略大。二者均在层间位移角 $\theta=4.0\%$ 时达到相近的峰值荷载,随后均由于墙板裂缝的显著开展使得承载力显著下降。试件KJ的弹性刚度与承载力约为试件SPSWB-1和SPSWB-2相应值的1/4,表明墙板的抗侧作用显著。

由于不存在墙板撕裂引发的破坏,试件KJ展现出更优的变形能力,其延性也更高。当试件SPSWB-1和SPSWB-2的曲线进入下降段时,试件KJ的曲线仍稳步上升,这表明当墙板退出工作时,尽管框架已出现塑性铰,但其仍具备很大的变形空间。可以预见,若改进墙板的形式或材料,使其与框架的延性实现更优匹配,外接撑杆钢板剪力墙的延性及承载力将得到进一步的提升。

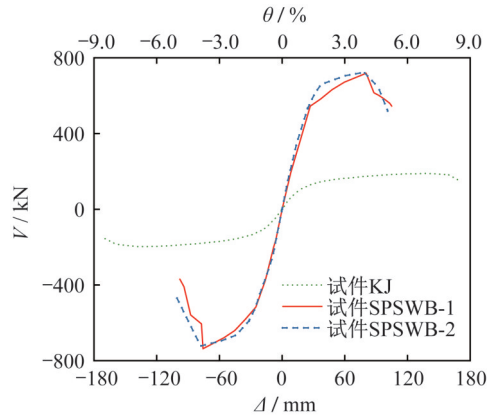


图 16 各试件骨架曲线

Fig. 16 Skeleton curves of specimens

SPSWB-2的曲线相近,都有典型的弹性、弹塑性、强化和下降阶段。试件SPSWB-2由于墙板面积较大,其弹性刚

试件的各项特征点的荷载和位移如表3所示,其中屈服点是由“最远点法”^[23]确定的,并以水平荷载下降至峰值荷载的85%时作为试件的极限点。表中同时给出了

表 3 骨架曲线特征点
Table 3 Characteristic points of skeleton curves

试件	加载方向	屈服点			峰值点			极限点			μ	Ω
		P_y/kN	Δ_y/mm	θ_y	P_m/kN	Δ_m/mm	θ_m	P_u/kN	Δ_u/mm	θ_u		
KJ	推向	125.94	27.35	1/73	189.56	139.25	1/14	170.10	150.58	1/13	5.5	1.51
	拉向	134.36	26.66	1/75	197.45	138.84	1/14	170.02	142.69	1/14	5.4	1.47
	平均	130.15	27.00	1/74	193.51	139.05	1/14	170.06	146.64	1/14	5.4	1.49
SPSWB-1	推向	516.18	24.10	1/83	718.56	80.54	1/25	228.66	105.91	1/19	4.4	1.39
	拉向	510.46	24.42	1/82	737.06	75.78	1/26	225.96	103.40	1/19	4.2	1.44
	平均	513.32	24.26	1/82	727.81	78.16	1/26	227.31	104.66	1/19	4.3	1.42
SPSWB-2	推向	535.27	24.74	1/81	722.03	81.99	1/24	426.17	104.79	1/19	4.2	1.35
	拉向	520.21	25.58	1/78	722.62	77.99	1/26	441.06	100.86	1/20	3.9	1.39
	平均	527.74	25.16	1/73	722.32	79.99	1/25	433.62	102.83	1/19	4.1	1.37

注:表中 P_y 、 Δ_y 、 θ_y 分别为屈服荷载、位移、位移角; P_m 、 Δ_m 、 θ_m 分别为峰值荷载、位移、位移角; P_u 、 Δ_u 、 θ_u 分别为极限荷载、位移、位移角; μ 为位移延性系数; Ω 为承载力强化系数。

各试件的位移延性系数和承载力强化系数,其中位移延性系数 μ 为极限位移与屈服位移之比,承载力强化系数 Ω 为峰值荷载与屈服荷载之比。试件SPSWB-1和SPSWB-2的位移延性系数相近,推拉向平均值分别为4.3和4.1,极限层间位移角均为1/19,表明试件具有良好的延性。与之相比,试件KJ的极限层间位移角和位移延性系数更大,分别为1/14和5.4,这表明外接撑杆钢板剪力墙的延性受墙板控制,且仍存在较大的提升空间,可以通过改进墙板的构造形式或采用高性能钢材来实现。试件SPSWB-1和SPSWB-2的峰值层间位移角平均值为1/25,远大于抗震规范中规定的弹塑性层间位移角限值1/50,表明外接撑杆钢板剪力墙具有良好的弹塑性变形能力。试件SPSWB-1和SPSWB-2的推拉向承载力强化系数 Ω 的平均值分别为1.42和1.37,这表明试件屈服后强化效应显著,钢材的应变硬化特性得到了充分利用。

4.3 耗能能力

试件的耗能能力可通过滞回曲线所包围的面积大小来衡量,图17给出了各试件在各加载级第一圈的耗能量随层间位移角变化的曲线。在加载初期,各试件均处于弹性状态,耗能较少,耗能量 E_1 接近0。当试件发生屈服后($\theta > 1.0\%$),耗能量迅速增加。试件SPSWB-1和SPSWB-2的耗能量相近且显著大于试件KJ的耗能量,在各级加载步中二者的耗能量约为空框架试件KJ的2倍,这表明墙板是关键耗能构件,其耗能量约占结构耗能量的1/2。当加载至 $\theta = 5.0\%$ 时,试件SPSWB-1和SPSWB-2的墙板退出工作,耗能量达到峰值,而此时部分框架并未失效,因此试件KJ的耗能量曲线依旧呈稳定上升的趋势,至 $\theta = 7.0\%$ 时梁柱端部塑性铰充分发展,此后曲线趋于平缓,随后塑性损伤区裂缝开展,试件的耗能量显著降低。

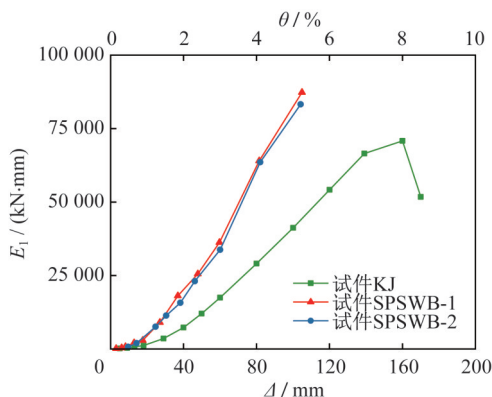


图17 各试件耗能

Fig. 17 Energy dissipation of specimens

4.4 刚度退化

当试件进入弹塑性阶段后,其抗侧刚度随着变形的

增大而逐渐退化,采用割线刚度 K 的变化表征其退化程度,如图18所示。可以看到试件SPSWB-1和SPSWB-2的初始刚度显著高于空框架试件KJ的初始刚度,表明墙板提供了主要的抗侧刚度,试件SPSWB-2的墙板面积更大因此其初始刚度也较高。试件SPSWB-1和SPSWB-2的刚度退化趋势相近,且均表现为稳定退化,但相较于试件KJ,其退化速度更快,这是由墙板最先屈服所造成的。当层间位移角达到5%时,试件SPSWB-1和SPSWB-2的墙板发生撕裂后退出工作,其刚度退化至与试件KJ相近的水平。

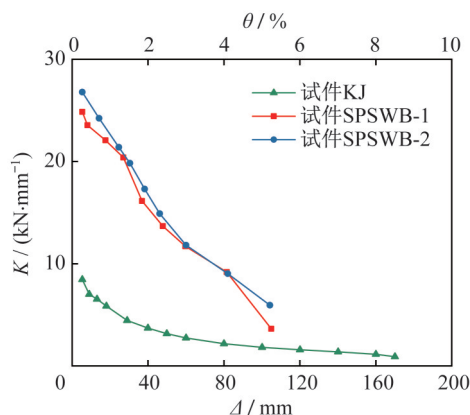


图18 各试件刚度退化曲线

Fig. 18 Stiffness degradation curves of specimens

4.5 承载力退化

结构的承载能力在同一加载级下会随荷载循环次数的增多而降低,采用承载力退化系数 λ_i 来表征结构在各加载级的承载力降低程度。如图19所示即为各试件的承载力退化系数,其中 λ_1 为表示同一加载级中第2循环最大荷载与第1循环最大荷载的比值; λ_2 表示第3循环最大荷载与第2循环最大荷载的比值。

由图可知,加载前期试件处于弹性阶段,承载力未发生退化。随着加载位移的增大,试件的弹塑性逐渐发展, λ 缓慢下降。在层间位移角 $\theta \leq 4.0\%$ 范围内,试件SPSWB-1和SPSWB-2的 λ 均大于0.9,表明结构的承载力稳定,而试件KJ的 λ 值大于0.95,这是由于其不存在墙板穿孔、开裂等的不利影响。当 $\theta = 5.0\%$ 加载级时,试件SPSWB-1和SPSWB-2的墙板裂缝均已贯通,其 λ_2 值分别突降至0.42和0.80,表明试件均已失效。而在该加载级下纯框架试件KJ的 λ 值依旧稳定,直至 $\theta = 7.0\%$ 加载级时才出现显著下降。

4.6 框架变形

框架梁柱在拉力场作用下会产生内凹变形,如图20所示为试件SPSWB-1和SPSWB-2的梁柱跨中挠度随侧移变化的曲线,可以看到两个试件的变化趋势相似,梁柱

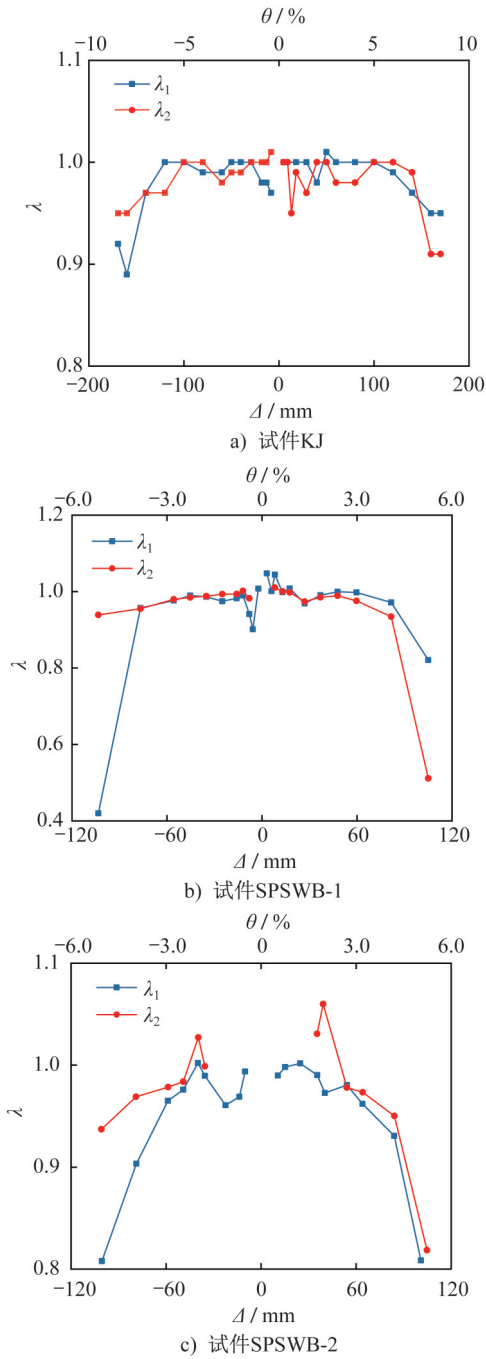


图 19 各试件承载力退化

Fig. 19 Bearing capacity degradation of specimens

挠度均随着侧移的增加而线性增大,由于试件 SPSWB-1 的梁柱截面绕弱轴受弯,因而其挠度值更大,破坏时最大挠度为 42 mm ($l/24$),而试件 SPSWB-2 则为 33 mm ($l/36$), l 为内框架梁柱轴线间的距离。

尽管框架梁柱的内凹变形较为显著,但应变片监测结果显示,试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的墙板在层间位移角 $\theta=3.0\%$ 加载级即已发生全截面屈服,这说明梁柱的内凹变形对墙板的塑性发展影响较小,因此对承载力的影响不大,相反梁柱的弯曲变形有利于框架塑性铰的充分开展,从而提高结构的耗能能力。

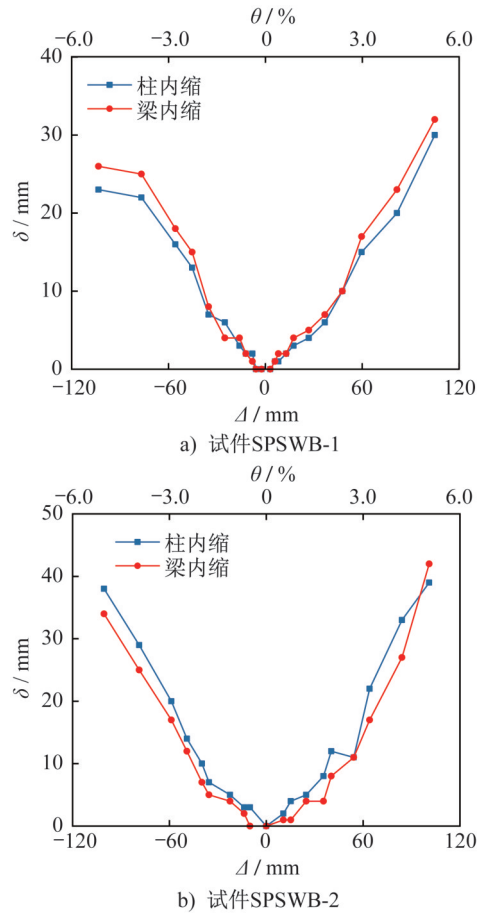


图 20 各试件框架梁柱挠度曲线

Fig. 20 Frame beam and column deflection curves of specimens

4.7 撑杆轴力

外接撑杆钢板剪力墙通过撑杆将钢板墙单元的作用力传递至主框架,因而撑杆轴力的变化规律是一项重要的力学指标。通过试验中的应变检测数据得到各试件撑杆的轴力随侧移变化的曲线,如图 21 所示,其中定义拉力为正、压力为负。可以看到,在弹性阶段,各试件中撑杆的轴拉力和轴压力均随侧移的增大线性增加,在发生屈服后趋于平缓,并维持在恒定的水平。相较于试件 KJ,试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的撑杆轴力显著提高,且试件 SPSWB-2 的撑杆轴力更大,因为其墙板更大。试件 KJ 撑杆的轴拉力和轴压力基本相同,而试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 轴拉力大于轴压力,这与式(1)、(3)和(4)所反映的规律一致。

为校验式(1)、(3)和(4)的正确性,表 4 列出了各试件的计算结果及其与试验测量值的对比情况。计算时,梁、柱的塑性铰间的距离 h_{pc} 和 l_{pb} 取试验测量值。试件 KJ 梁、柱的塑性铰中心均位于距轴线 180 mm 处(图 22a)),因此 $h_{pc}=l_{pb}=640$ mm;试件 SPSWB-1 梁、柱的塑性铰中心位于梁柱节点区加强盖板边缘(图 22b)),距轴

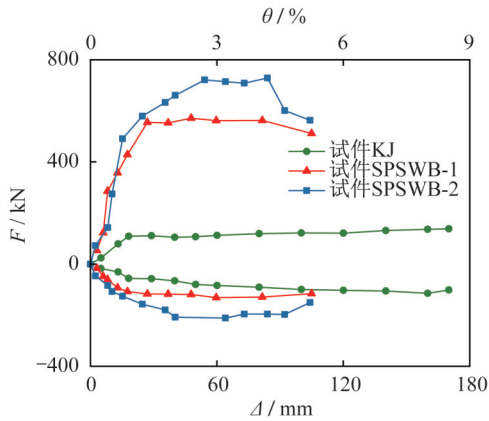


图 21 各试件轴力

Fig. 21 Axial force of specimens

线 200 mm 处, 因此 $h_{pc}=l_{pb}=600$ mm; 试件 SPSWB-2 梁、柱的塑性铰中心位于节点区三角件边缘(图 22c)), 距轴线 160 mm 处, 因此 $h_{pc}=l_{pb}=880$ mm。

表 4 试件轴力

Table 4 Axial force of specimens

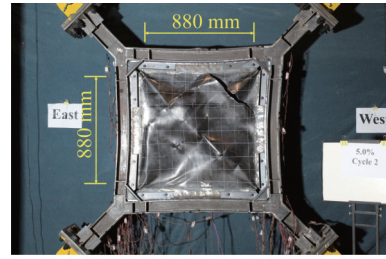
试件	轴拉力/kN			轴压力/kN		
	计算值	测量值	$\beta_1/\%$	计算值	测量值	$\beta_2/\%$
KJ	93.9	104.2	-9.9	93.9	105.5	-11.0
SPSWB-1	608.8	571.5	+6.5	100.1	111.4	-10.1
SPSWB-2	752.9	728.6	+3.3	140.2	158.9	-11.8

注: β_1 为轴拉力计算值与测量值的相对误差; β_2 为轴压力计算值与测量值的相对误差。

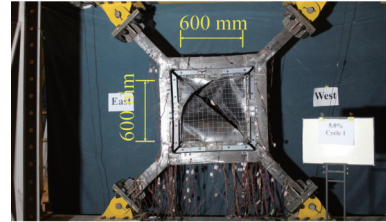
由表可知, 试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的撑杆轴力计算值与测量值吻合较好, 最大相对误差为 11.8%, 其中试件 SPSWB-1 轴拉力的差异仅为 6.5%; 试件 KJ 的最大相对误差为 11.0%, 这是由于钢材存在强化, 而计算式中未考虑该因素所致。在实际应用时, 由于塑性铰位置难以准确定位, 对于梁柱节点区已加强的情况, 塑性铰可认为出现在加强区边缘; 若节点区未加强, 塑性铰位置则可取 1.5 倍梁高或柱高处。

4.8 抗剪承载力

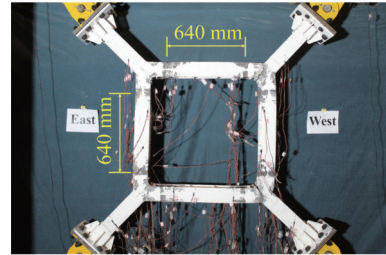
由试验可知, 试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的承载力极限状态表现为墙板全面积屈服和框架梁柱端部形成塑性铰, 而无墙板试件 KJ 的承载力极限状态表现为梁柱形成塑性铰, 符合式(5)与式(2)的推导假定, 为校验其准确性, 将测得各试件梁、柱塑性铰间距 l_{pb} 和 h_{pc} 代入式(5)和式(2)后即可得到各试件的屈服承载力, 如表 5 所示。表中同时给出了由骨架曲线得到的屈服荷载, 可以看到计算值与试验值吻合良好, 最大误差为 9.6%, 而试件 KJ 与试件 SPSWB-1 误差仅分别为 2.0% 和 2.4%。



a) 试件KJ



b) 试件SPSWB-1



c) 试件SPSWB-2

图 22 试件塑性铰位置

Fig. 22 Plastic hinge position of the specimens

表中同时给出了试件 SPSWB-1 和 SPSWB-2 的极限承载力计算值与试验值的对比情况。由于试验中当试件达到峰值荷载时墙板已全截面屈服并产生了显著的应变硬化, 因此式(5)计算时墙板用抗拉强度 f_u 代替 f_y 。可以看到试件 SPSWB-1 的计算值与试验值的差异仅为 4.9%, 但试件 SPSWB-2 计算值与试验值的误差稍大, 为 19.3%。这是由于试件 SPSWB-2 的墙板面积更大, 且其钢材强化效应不如试件 SPSWB-1 的强化效应显著, 因此采用 f_u 计算时高估了峰值荷载作用下的墙板应力, 而对试件 SPSWB-1 采用 f_u 计算其结果则非常准确。实际应用时可不考虑钢材的强化, 以屈服荷载作为抗剪承载力, 因此计算公式具有足够的精度。

表 5 承载力计算结果

Table 5 Calculation results of bearing capacity

试件	屈服承载力/kN			极限承载力/kN		
	计算值	试验值	$\beta_1/\%$	计算值	试验值	$\beta_2/\%$
KJ	132.8	130.2	+2.0	—	—	—
SPSWB-1	501.3	513.3	-2.4	692.3	727.8	-4.9
SPSWB-2	578.6	527.7	+9.6	861.4	722.3	+19.3

注: β_1 为轴拉力计算值与测量值的相对误差; β_2 为轴拉力计算值与测量值的相对误差。

5 结论

(1) 外接撑杆钢板剪力墙具有较大的抗侧刚度和承载力以及良好的延性和耗能能力。达到峰值荷载时对应的层间位移角约为1/25,极限层间位移角约为1/19,具有良好的变形能力。

(2) 两个外接撑杆钢板剪力墙试件的屈服顺序均为理想的“墙板-框架梁柱-撑杆”,由墙板裂缝贯通引起最终破坏。破坏时墙板已全截面屈服并显著强化,梁柱端部塑性较充分发展,撑杆已全截面屈服。

(3) 薄墙板是关键抗侧力部件,利用屈曲后拉力场进行抗侧,提供了约75%的刚度和承载力。整体屈服后,钢板墙单元传递至撑杆的轴力是较为恒定的,在加载全过程中两个试件的撑杆均未发生失稳。

(4) 提出了外接撑杆钢板剪力墙的抗剪承载力计算式和撑杆轴力计算式,计算结果与试验结果吻合良好。

(5) 文中仅对该结构自身的滞回性能进行了探索性试验,未考虑其与主框架之间的相互影响,在该方面应做进一步研究。

参考文献:

- [1] 郭彦林,董全利. 钢板剪力墙的发展与研究现状[J]. 钢结构, 2005, 20(1): 1-6. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9963.2005.01.001.
GUO Yanlin, DONG Quanli. Research and application of steel plate shear wall in high-rise buildings[J]. Steel Construction, 2005, 20(1): 1-6. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9963.2005.01.001. (in Chinese)
- [2] THORBURN L J, KULAK G L, MONTGOMERY C J. Analysis of steel plate shear walls[C]//Proceedings of the 4th International Conference on Steel & Composite Structures. Edmonton, Alberta: Structural Engineering Rep. No.107, 2010: 46-51.
- [3] LUBELL A S, PRION H G L, VENTURA C E, et al. Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(4): 453-460. DOI: 10.1061/(ASCE) 0733-9445 (2000) 126: 4(453).
- [4] CHOI I R, PARK H G. Ductility and energy dissipation capacity of shear-dominated steel plate walls[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(9): 1495-1507. DOI: 10.1061/(ASCE) 0733-9445(2008)134:9(1495).
- [5] CACCESE V, ELGAALY M, CHEN R B. Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load [J]. Journal of Structural Engineering, 1993, 119(2): 573-587. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:2(573).
- [6] 郝际平, 郭宏超, 解崎, 等. 半刚性连接钢框架-钢板剪力墙结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(2): 33-40. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2011.02.006.
HAO Jiping, GUO Hongchao, XIE Qi, et al. Seismic performance of semi-rigid composite steel frame with steel plate shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(2): 33-40. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2011.02.006. (in Chinese)
- [7] XUE M, LU L W. Behavior of in-filled steel plate panels subjected to cyclic shear [J]. Computational Mechanics in Structural Engineering, 1999: 281-293. DOI: 10.1016/B978-008043008-9/50060-0.
- [8] 马欣伯. 两边连接钢板剪力墙及组合剪力墙抗震性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2009.
MA Xinbo. Seismic behaviour of steel plate shear walls and composite shear walls with two-side connections[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2009. (in Chinese)
- [9] 李奉阁, 臧帅聪, 相泽辉. 两边连接薄钢板剪力墙抗侧力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(增刊1): 260-267. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.S1.0029.
LI Fengge, ZANG Shuaicong, XIANG Zehui. Study on lateral force resistance of thin steel plate shear wall connected on both sides [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42 (Suppl. 1): 260-267. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.S1.0029. (in Chinese)
- [10] HITAKA T, MATSUI C. Experimental study on steel shear wall with slits[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(5): 586-595. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:5(586).
- [11] 曹春华, 郝际平, 王迎春, 等. 开缝薄钢板剪力墙低周反复荷载试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2008, 40(1): 46-52. DOI: 10.3969/j.issn.1006-7930.2008.01.008.
CAO Chunhua, HAO Jiping, WANG Yingchun, et al. Cyclic test of thin steel plate shear wall with slits [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2008, 40(1): 46-52. DOI: 10.3969/j.issn.1006-7930.2008.01.008. (in Chinese)
- [12] 郭兰慧, 马欣伯, 张素梅. 两边连接开缝钢板剪力墙的试验研究[J]. 工程力学, 2012, 29(3): 133-142.
GUO Lanhui, MA Xinbo, ZHANG Sumei. Experimental research on steel plate shear wall with slits [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(3): 133-142. (in Chinese)
- [13] 叶露, 王宇航, 石宇, 等. 冷弯薄壁型钢框架-开缝钢板剪力墙力学性能研究[J]. 工程力学, 2020, 37(11): 156-166. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.01.0005.
YE Lu, WANG Yuhang, SHI Yu, et al. Study on the mechanical properties of cold-formed steel framed shear wall with slits [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(11): 156-166. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.01.0005. (in Chinese)
- [14] TSAI K C, LI C H, LIN C H, et al. Cyclic tests of four two-story narrow steel plate shear walls: Part 1: Analytical studies and specimen design [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 39(7): 775-799. DOI: 10.1002/eqe.977.
- [15] LI C H, TSAI K C, LIN C H, et al. Cyclic tests of four two-story narrow steel plate shear walls. Part 2: Experimental results and design implications [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 39(7): 801-826. DOI: 10.1002/eqe.964.