

方钢管混凝土框架-斜十字加劲薄钢板 剪力墙低周反复荷载试验研究

王先铁^{1,2}, 周绪红², 宋文俊¹, 刘立达¹, 郑江¹, 李婷婷¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400030)

摘要: 对三个 1/3 比例单跨两层方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙进行了低周反复荷载试验, 研究了梁柱连接为穿心高强螺栓-端板节点和内隔板式节点对试件性能影响, 并将方钢管混凝土框架-斜十字加劲薄钢板剪力墙与方钢管混凝土框架-非加劲薄钢板剪力墙进行对比. 得到了试件的破坏形态、滞回曲线、延性、刚度、耗能能力等抗震性能指标, 分析了其破坏特征、承载能力及刚度退化等力学性能. 结果表明: 方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙具有较高的承载力、抗侧刚度和良好的耗能性能. 斜加劲肋能有效限制薄钢板剪力墙面外变形, 提高结构初始刚度和承载力, 有效减轻滞回曲线“捏缩”. 穿心高强螺栓-端板节点提高了节点域刚度, 延缓了柱壁鼓曲. 方钢管混凝土竖向边缘构件确保了薄钢板剪力墙性能充分发挥.

关键词: 方钢管混凝土框架; 薄钢板剪力墙; 斜十字加劲; 抗震性能; 试验研究

中图分类号: TU398.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)01-0063-09

Cyclic loading test study on concrete-filled square steel tubular frame-diagonally cross stiffened thin steel plate shear walls

WANG Xiantie^{1,2}, ZHOU Xuhong², SONG Wenjun¹, LIU Lida¹, ZHENG Jiang¹, LI Tingting¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an, 710055, China;

2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China)

Abstract: The low-cyclic loading tests on three one-bay two-story concrete-filled square steel tubular frame(CFST)-thin steel plate shear walls(SPSWs) with a reduced scale of 1/3 are conducted. The influences of through high strength bolt-endplate connection and inner diaphragm one on the behavior of the specimens are investigated. The CFST-diagonally cross stiffened SPSWs is compared with the CFST-unstiffened SPSWs. The seismic behavior indexes including the failure pattern, hysteretic curves, ductility, stiffness and energy dissipation capacity are obtained to study the failure characteristic, bearing capacity and stiffness degradation. The results show that the CFST-thin SPSWs have comparatively high bearing ability, lateral-resistance stiffness and favorable energy dissipation behavior. The diagonal stiffeners limit the out-of-plane deformation of the SPSWs, improve the structural initial stiffness and bearing capacity and also effectively alleviate the “pinching” phenomenon of the hysteretic curves. The through high strength bolt-endplate connection enhances the stiffness of the joint panel and decreases the buckling of the column wall. The concrete-filled square steel tubular vertical boundary members secure the full use of the thin SPSWs.

Key words: concrete-filled square steel tubular frame; thin steel plate shear wall; diagonal cross stiffener; seismic behavior; experimental study

薄钢板剪力墙(下简称钢板墙)结构是上世纪八十年代提出的一种具有良好经济性和力学性能的抗侧力体系,由水平边缘构件、竖向边缘构件及内填薄钢板组成.研究表明,与边缘构件可靠连接的薄钢板墙,屈曲后强度可达数十倍屈曲荷载^[1].薄钢板墙具有较高的承载力、良好的延性和耗能能力,抗震性能优异^[2].因此,利用薄钢板墙屈曲后强度抵抗水平荷载成为近年来的研究热点.非加劲薄钢板墙虽可应用其屈曲后强度,但是薄钢板墙荷载较小时即发生屈曲,且拉力场转换方向时滞回曲线会产生明显的“捏缩”现象^[3].沿对角线方向设置斜加劲肋把钢板墙分成小区格板件,减小钢板墙高厚比,能有效限制薄钢板墙初期沿拉力带方向的

面外变形,提高薄钢板墙的初始刚度和抗剪承载力,后期斜加劲肋可增加拉力带受力面积^[4].

以往对于薄钢板墙的研究,多集中于H型钢作为其竖向边缘构件.H型钢柱易发生破坏而失去对钢板墙拉力场的有效锚固,影响了钢板墙屈曲后性能的发挥^[5-6].方钢管混凝土柱承载力高、延性好,具有良好的施工、防火性能及建筑适用性,在高层建筑中得到了越来越广泛的应用^[7].采用方钢管混凝土柱作为薄钢板墙的竖向边缘构件可充分发挥方钢管混凝土柱与薄钢板墙优异的结构性能.

方钢管混凝土柱-钢梁连接多采用内隔板式或外隔板式节点,焊接工作量大,施工复杂.穿心高强螺栓-端板节点为全装配式梁柱节点,具有良好的

后拉。

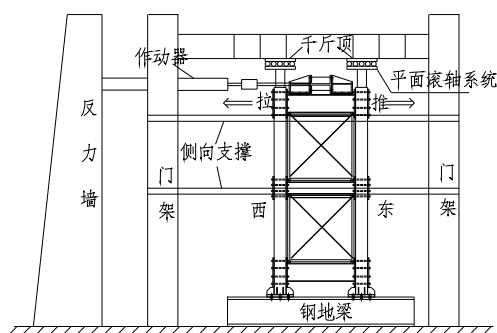


图2 试验装置
Fig.2 Test setup

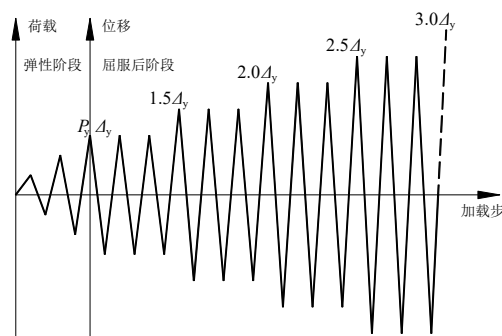


图3 加载制度
Fig.3 Loading system

1.4 测试内容与测点布置

应变片和位移计布置如图4所示。在钢梁两端各布置1个位移计测量各层水平位移。梁柱节点处设置斜向位移计测量节点相对转角。梁柱节点区中心和钢梁腹板两端布置应变花,钢梁两端上下翼缘布置应变片,用于监测边缘构件的应力发展情况。钢板墙中部、角部以及其它应力较大位置布置应变花和应变片,监测钢板墙应力发展过程。

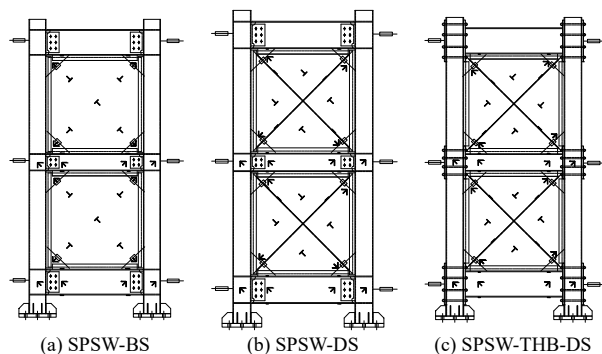


图4 位移计和应变片布置图

Fig.4 Arrangement of strain and displacement gauges

2 试验现象

试验前测量钢板墙面外变形。试件 SPSW-BS 一层钢板墙面外最大变形为 3 mm(钢板墙宽度 1/380), 二层钢板墙面外最大变形为 5 mm(钢板墙

宽度 1/230); 试件 SPSW-DS 一层钢板墙面外最大变形为 4 mm(钢板墙宽度 1/287), 二层钢板墙面外最大变形为 6 mm(钢板墙宽度 1/190)。试件 SPSW-THB-DS 一层钢板墙面外最大变形为 4 mm(钢板墙宽度 1/287), 二层钢板墙面外最大变形为 5mm(钢板墙宽度 1/230)。

2.1 试件 SPSW-BS

弹性阶段: 加载至 300 kN 时, 两层钢板墙均产生轻微的面外变形。随着荷载增加, 钢板墙对角线区域陆续进入屈服。500 kN 时, 两层钢板墙均形成沿对角线方向的屈曲半波。

屈服至极限阶段: 550 kN 时钢板墙沿对角线方向形成明显拉力带图 5(a、b), 试件屈服, 屈服位移 Δ_y 为 16 mm。

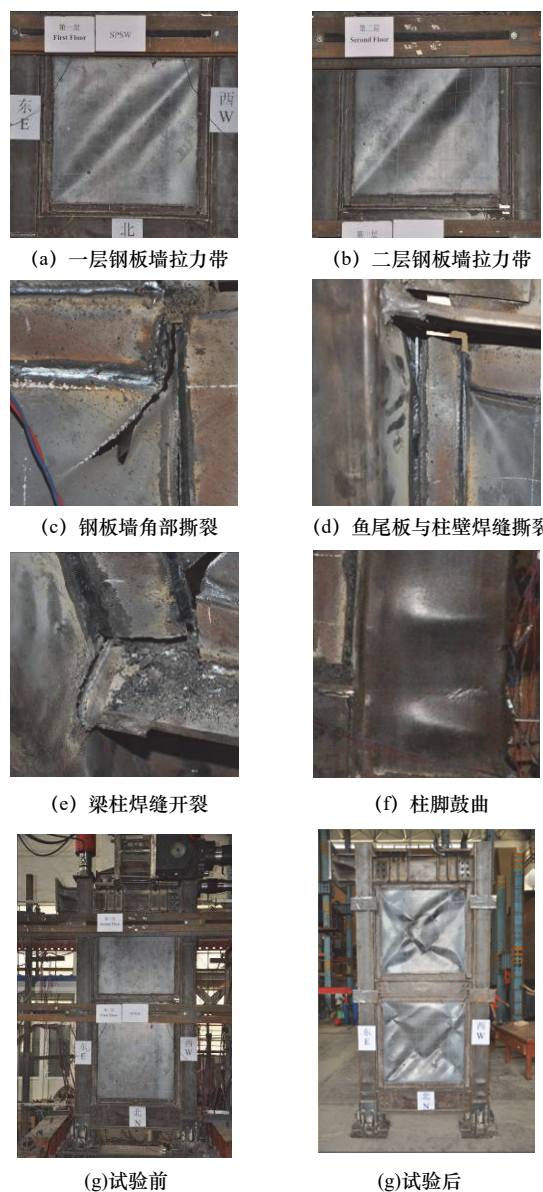


图5 SPSW-BS 破坏特征

Fig.5 Failure characteristics of SPSW-BS

此时一、二层钢板墙面外最大变形分别为 8 mm、17 mm。2.0 Δ_y 位移时, 二层西侧上部角部、东侧下部角部钢板墙沿拉力场方向撕裂, 长度约为 25 mm 图 5(c), 钢板墙与鱼尾板焊缝亦发生撕裂。主要是因为钢板墙拉力带沿对角线最先形成, 且角部存在应力集中, 往复荷载作用下钢板墙受拉剪作用而撕裂。2.5 Δ_y 位移第一循环推向时, 一层钢板墙四角均被撕裂, 二层东侧鱼尾板上端与柱壁焊缝撕裂(图 5d), 钢板墙沿对角线方向产生明显塑性变形。3 Δ_y 位移拉向时, 西柱柱脚外侧鼓曲。3.5 Δ_y 位移时, 达到峰值荷载, 此时一、二层钢板墙面外最大变形分别为 44 mm、30 mm。二层钢板墙在正反拉力带交汇处撕裂。

极限至破坏阶段: 后续加载过程中, 梁翼缘与柱壁焊缝被不同程度拉开图 5(e), 柱脚鼓曲逐渐增大图 5(f); 随着位移增大, 钢板墙中部产生了更多裂缝。6.0 Δ_y 位移时, 东柱柱脚钢管角部被拉断。6.5 Δ_y 时水平荷载降到峰值荷载的 85%, 试验结束。最终破坏形态见图 5(h)。

2.2 试件 SPSW-DS

弹性阶段: 450 kN 时两层钢板墙角部应变达到屈服应变, 钢板墙面外鼓曲。推向至 650 kN 时, 沿对角线方向钢板墙屈服。

屈服至极限阶段: 推向至 700 kN 时, 两层钢板墙沿对角线方向形成屈曲半波, 板中形成拉力带图 6(a), 试件屈服, 屈服位移 Δ_y 为 20 mm。此时, 一、二层钢板墙面外最大变形分别为 9 mm、5 mm。由于钢板墙鼓曲, 导致加劲肋扭曲图 6(b)。1.0 Δ_y 位移第 3 循环拉向, 一层钢板墙东侧下部鱼尾板与柱壁焊缝开裂。1.5 Δ_y 位移第 1 循环拉向时, 一层北侧加劲肋交叉处焊缝开裂。第 3 循环推向时, 一层东侧上方鱼尾板与柱壁焊缝开裂; 拉向时, 一、二层西侧上方鱼尾板与柱壁焊缝开裂, 一层东柱下部柱壁母材被撕裂图 6(c)。2.0 Δ_y 位移时, 承载力达到峰值荷载, 推、拉方向的最大荷载分别为 832.72 kN 和 -840.52 kN。此时, 一、二层钢板墙面外最大变形分别为 24 mm、20 mm。第 1 循环拉向时, 一层加劲肋相交处撕裂图 6(d)。第 2 循环推向时, 二层东侧上部鱼尾板与柱壁焊缝开裂, 东侧柱脚鼓曲, 拉向加载完成时, 一层钢板墙中部裂缝长度达到 55 mm, 西侧上部裂缝长度为 45 mm。西侧柱脚鼓曲。第 3 循环推向时, 二层钢板墙东侧下部沿鱼尾板开裂; 拉向时西柱柱壁沿竖向开裂图 6(e)。

极限至破坏阶段: 2.5 Δ_y 位移第 2 循环, 推方向拉力场使一层钢板墙沿加劲肋方向开裂, 拉向时对应方向的钢板墙角部开裂图 6(f)。3.0 Δ_y 推向时, 东柱柱脚严重鼓曲, 二层钢板墙中心撕裂。3.5 Δ_y 第 1 循环, 中梁下翼缘处东西两侧鱼尾板与钢板墙焊缝开裂。4.0 Δ_y 第 1 循环, 推向和拉向荷载分别为 657.91 kN 和 -607.21 kN, 降到峰值荷载的 85% 以下, 试验结束。最终破坏形态如图 6(h) 所示。

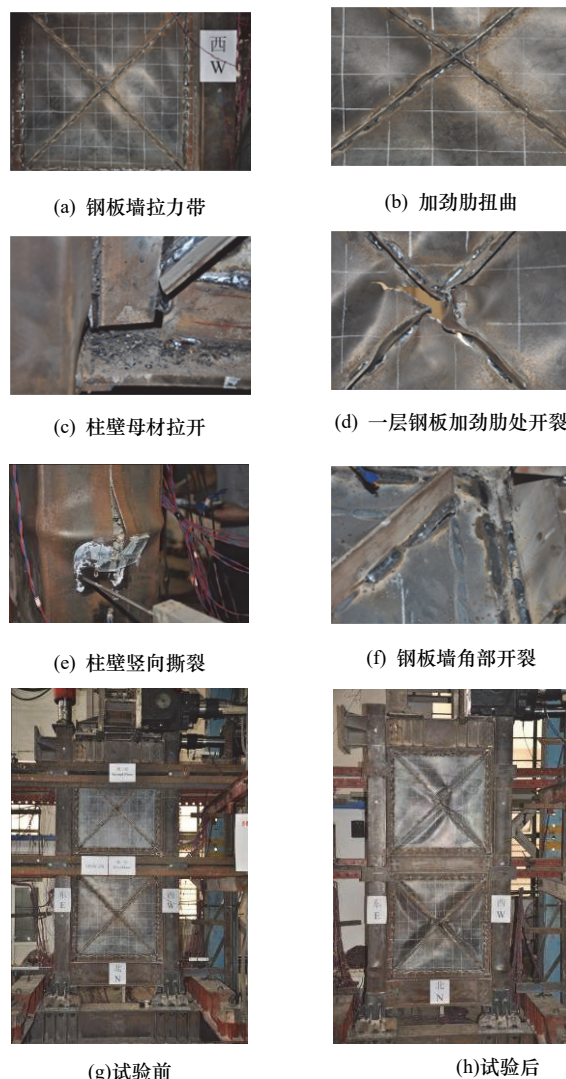


图 6 SPSW-DS 破坏特征
Fig.6 Failure characteristic of SPSW-DS

2.3 试件 SPSW-THB-DS

弹性阶段: 加载至 400 kN 时, 两层钢板墙均产生了轻微的面外屈曲变形。500 kN 时, 钢板墙对角线方向应变达到屈服应变。

屈服至极限阶段: 600 kN 时钢板墙沿对角线方向形成明显屈曲半波, 板中形成拉力带图 7(a), 试件屈服, 屈服位移 Δ_y 为 18 mm。此时, 一、二层钢板墙面外最大变形分别为 7 mm、9 mm。1.0 Δ_y 位移

第三循环推向完成时,一层鱼尾板与钢板墙焊缝撕裂 40 mm. $1.5\Delta_y$ 位移第一循环推向,一层钢板墙东侧上角部和西侧下角部鱼尾板与钢板墙焊缝撕裂图 7(b),加劲肋扭曲图 7(c);第二循环推向,二层钢板墙东侧上部鱼尾板与钢板墙焊缝撕裂图 7(d),第二循环拉向,二层钢板墙西侧上部鱼尾板与钢板墙焊缝撕裂. $2.0\Delta_y$ 位移第一循环试件达到峰值荷载,推、拉方向最大荷载分别为 741.73 kN, -770.74 kN. 此时,一、二层钢板墙面外最大变形分别为 23 mm、18 mm;第一循环推向时,东侧柱脚轻微鼓曲,西柱下部柱壁母材开裂. 第一循环拉向完成时,一层东侧下部鱼尾板与钢板墙焊缝撕裂,一二层西侧上部鱼尾板与钢板墙焊缝严重开裂.

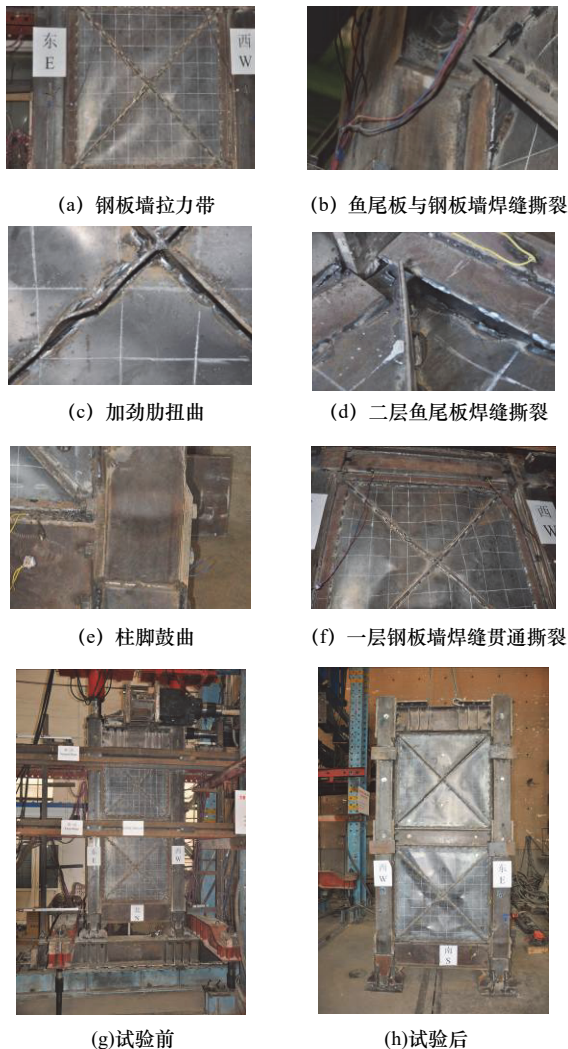


图 7 SPSW-THB-DS 破坏特征

Fig.7 Failure characteristic of SPSW-THB-DS

极限至破坏阶段: $2.5\Delta_y$ 位移第一循环推向完成时,一层钢板墙西侧下部鱼尾板与钢板墙焊缝撕裂至 35 mm,鱼尾板将西柱下部柱壁焊缝撕裂,东侧

柱脚明显鼓曲图 7(e). $3\Delta_y$ 位移第一循环拉向,一层上部鱼尾板与钢板墙完全撕裂图 7(f),左侧亦严重撕裂. $3.5\Delta_y$ 位移时,水平荷载降到峰值荷载的 85%以下,试验结束. 最终破坏形态见图 7(h).

3 试验结果及分析

3.1 破坏机制

试件 SPSW-BS 在荷载较小时钢板墙即屈曲,随着水平荷载增加,沿对角线形成屈曲半波,钢板墙屈服形成拉力带. 随后拉力带逐渐向两侧扩展,钢板墙屈服面积逐渐增大,承载力继续上升,表明方钢管混凝土柱能够有效地为薄钢板墙提供约束. 加载后期随着位移增大,柱壁逐渐鼓曲,钢板墙被不同程度撕裂,连接焊缝也相继被撕裂,承载力逐渐退化. 柱脚形成塑性铰后,结构破坏.

斜加劲肋延缓了钢板墙的屈曲,试件 SPSW-DS 和 SPSW-THB-DS 钢板墙屈曲和屈服几乎同时发生. 由于应力集中的影响,试件 SPSW-DS 加劲肋交叉处较早开裂,拉力场作用下撕裂处迅速扩展,影响了钢板墙性能的充分发挥. 试件 SPSW-THB-DS 钢板墙与鱼尾板焊缝在屈服位移时即发生突然破坏,但由于钢板墙冗余度高,承载力仍继续增加;峰值荷载后由于钢板墙与中梁鱼尾板焊缝突然完全撕裂,导致一层钢板墙退出工作,承载力迅速下降,钢板墙性能未能充分发挥. 但总体来说,钢板墙先于框架破坏.

对比试件 SPSW-DS 和 SPSW-THB-DS 的试验结果可知,穿心高强螺栓-端板节点对试验结果影响很小,但加强了节点域,减轻了柱脚鼓曲.

试件破坏模式为:钢板墙先屈曲后屈服 (SPSW-BS) 或屈曲与屈服同时发生 (SPSW-DS 和 SPSW-THB-DS) → 钢板墙形成拉力带 → 伴随焊缝撕裂,拉力带不断发展,承载力继续上升 → 钢板墙破坏 → 框架柱脚形成塑性铰. 符合“弱墙板强框架”的抗震设防理念,达到双重抗震设防目标.

3.2 荷载-位移滞回曲线

试件整体荷载-位移滞回曲线如图 8 所示. 两个斜加劲试件的滞回曲线更加饱满,表明设置斜加劲提高了结构耗能能力. 极限荷载前,三个试件的滞回环都呈较为饱满的梭形. 随着循环位移增加,滞回曲线开始向位移轴倾斜,出现“捏缩”现象,试件 SPSW-DS 和 SPSW-THB-DS “捏缩”程度不如 SPSW-BS 明显. 其原因为,一方面卸载及反向加载

过程中, 钢板墙产生“呼吸效应”, 水平荷载主要由框架承担, 导致试件整体刚度降低; 另一方面斜加劲肋约束了钢板墙面外变形, 减缓了拉力带的松弛, 因此其“捏缩”程度较轻.

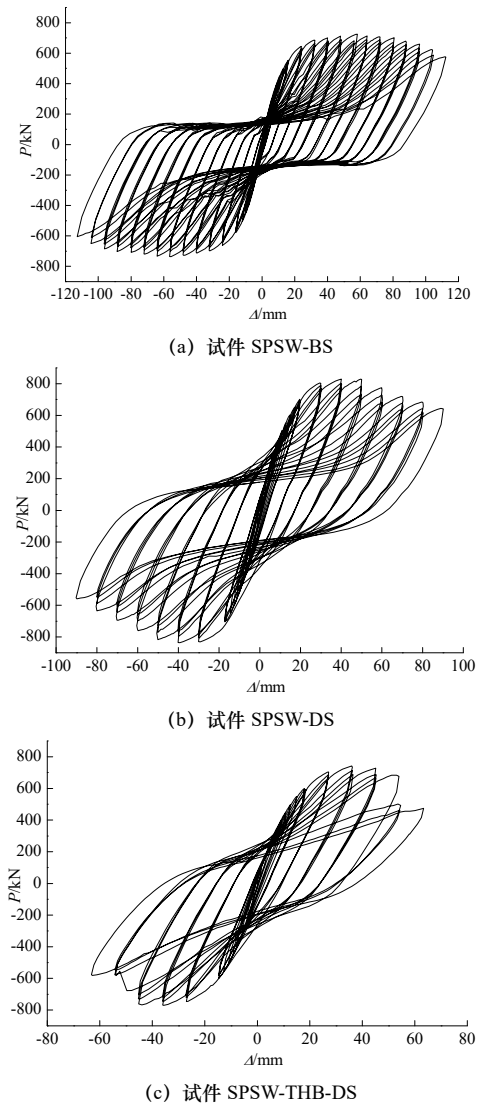


图 8 荷载-位移滞回曲线
Fig.8 Load-displacement hysteretic curves

3.3 骨架曲线

荷载-位移滞回曲线各加载级第一循环峰值点连线为骨架曲线, 三个试件的骨架曲线如图 9 所示.

示. 采用“通用屈服弯矩法”^[13]确定屈服点. 试件各阶段的特征荷载和位移如表 3 所示.

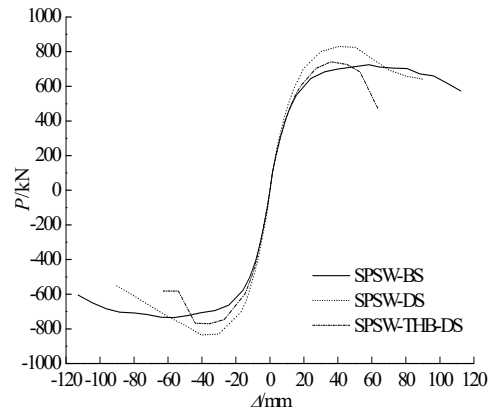


图 9 骨架曲线
Fig.9 Skeleton curves

由图 9 可知, 试件 SPSW-DS 和 SPSW-THB-DS 的承载力高于 SPSW-BE, 试件 SPSW-THB-DS 的承载力低于 SPSW-DS. 首先, 斜加劲肋对钢板墙的约束作用提高了结构的强度和刚度, 使其承载力高于非加劲试件; 其次, 试件 SPSW-THB-DS 由于鱼尾板与钢板墙连接焊缝撕裂较早且发展较快, 后期完全撕裂, 导致焊缝周围钢板墙未有效参与抵抗水平力, 钢板墙性能未能充分发挥, 使其承载力低于 SPSW-DS.

由表 3 可知, 试件 SPSW-BE 的延性明显好于 SPSW-DS 和 SPSW-THB-DS. 试件 SPSW-DS 由于加劲肋相交处应力集中导致钢板墙撕裂, 且拉力场垂直于撕裂方向, 以及柱脚竖向撕裂, 严重影响了其延性. 试件 SPSW-THB-DS 鱼尾板与钢板墙焊缝在峰值荷载后完全撕裂, 使得其后期承载力下降较快, 因此其延性不如 SPSW-BE. 若确保钢板墙与边缘构件的可靠连接及改善加劲肋交叉处应力集中, 斜加劲试件亦能具有良好的延性.

表 3 特征荷载和特征位移

Tab.3 Characteristic load and displacement

试件编号	加载方向	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	Δ_u/mm	μ
SPSW-BE	推向	552.21	17.21	725.21	58.22	106.52	6.19
	拉向	570.32	16.41	735.32	55.62	107.33	6.54
SPSW-DS	推向	661.41	17.72	832.72	43.92	67.54	3.82
	拉向	678.91	15.83	840.52	35.61	62.93	3.98
SPSW-THB-DS	推向	579.42	16.34	741.73	35.95	57.54	3.53
	拉向	645.32	16.93	770.74	35.65	51.63	3.05

注: P_y 为屈服荷载, Δ_y 为屈服荷载对应的位移; P_m 为峰值荷载, Δ_m 为峰值荷载对应的位移; Δ_u 极限荷载对应的位移, μ 为位移延性系数.

3.4 耗能能力

耗能能力是反映结构抗震性能的重要指标之一, 薄钢板墙通过塑性变形耗散能量. 三个试件能量耗散 Ω 和等效粘滞阻尼系数 h_e 如图10~12所示.

由图10~12可知, 弹性阶段三个试件能量耗散均较小, 进入弹塑性阶段后, 耗能能力显著增加. 试件 SPSW-THB-DS 由于一层上部鱼尾板与钢板墙焊缝突然撕裂, 导致钢板墙性能未能充分发挥, 其最大耗能低于另外两个试件. 试件 SPSW-THB-DS 和 SPSW-DS 的等效粘滞阻尼系数均大于 SPSW-BS, 表明斜加劲肋提高了结构的耗能能力, 但加载后期

由于试件 SPSW-THB-DS 一层钢板墙与鱼尾板连接焊缝完全撕裂, 钢板墙退出工作以及试件 SPSW-DS 一层钢板墙加劲肋交叉处焊缝撕裂, 导致两个试件耗能能力降低, 等效粘滞阻尼系数在加载后期均出现下降, 试件 SPSW-THB-DS 下降趋势更显著. 加载后期两个加劲试件近似为框架结构, 发生剪切型破坏, 即一层位移大于二层, 主要通过一层钢板墙塑性变形耗散能量. 相比非加劲试件, 两个斜加劲试件由于刚度更大, 随着位移增加, 耗能增长速率更快.

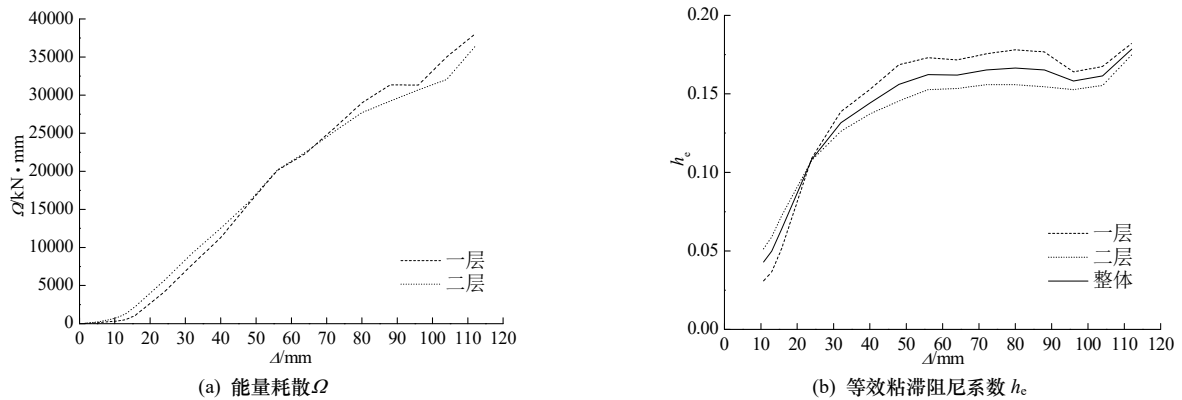


图10 试件 SPSW-BS 耗能性能

Fig.10 Energy dissipation behavior of specimen SPSW-BS

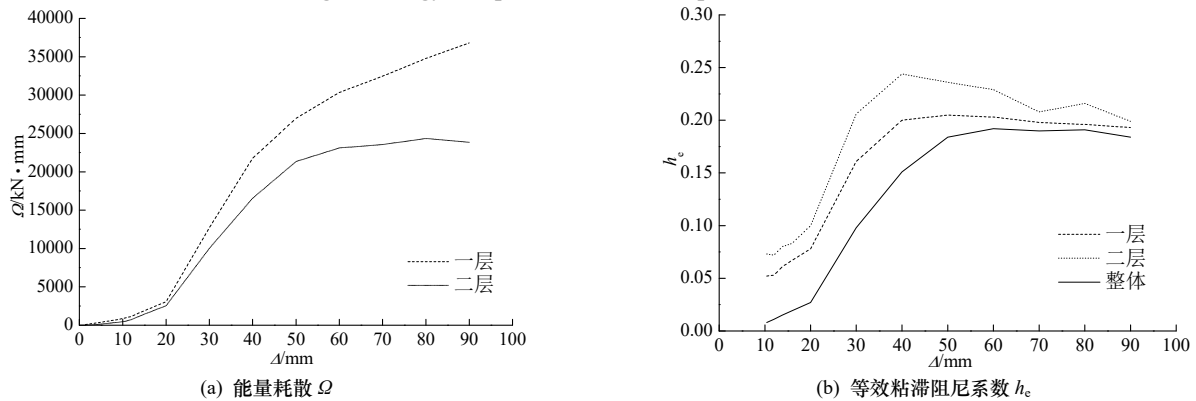


图11 试件 SPSW-DS 耗能性能

Fig.11 Energy dissipation behavior of specimen SPSW-DS

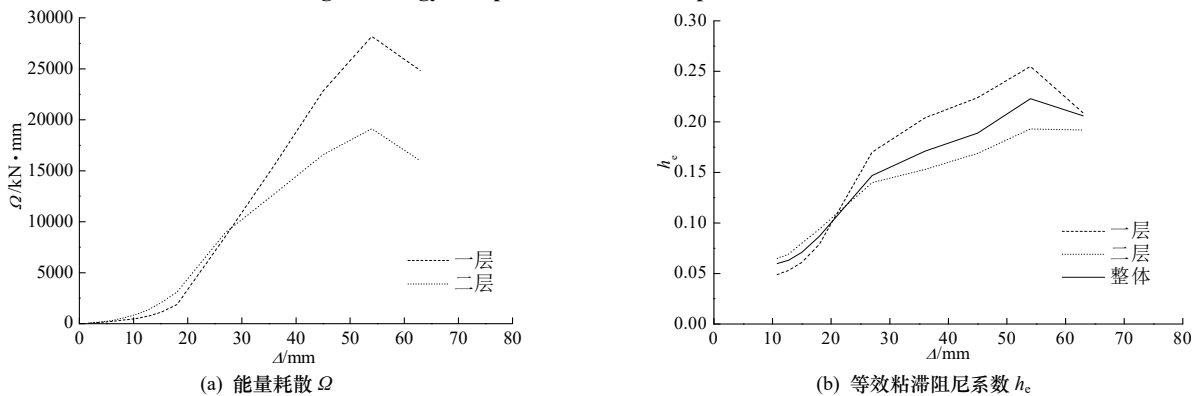


图12 试件 SPSW-THB-DS 耗能性能

Fig.12 Energy dissipation behavior of specimen SPSW-THB-DS

3.5 承载力退化

位移幅值不变的条件下, 结构承载力随反复加载次数增加而降低的特性称为承载力退化^[12]. 承载力退化系数由式(1)计算:

$$\lambda_i = \frac{F_j^{i+1}}{F_j^i} \quad (1)$$

式中, F_j^{i+1} 为 j 倍屈服位移时, 第 $i+1$ 次循环的峰值荷载, F_j^i 为 j 倍屈服位移时, 第 i 次循环的峰值荷载. 试件承载力退化如图 13 所示.

由图 13 可知, 试件 SPSW-BS 和 SPSW-DS 承载力退化系数均在 0.92 以上, 表明承载力退化平缓, 不会发生突然的强度破坏.

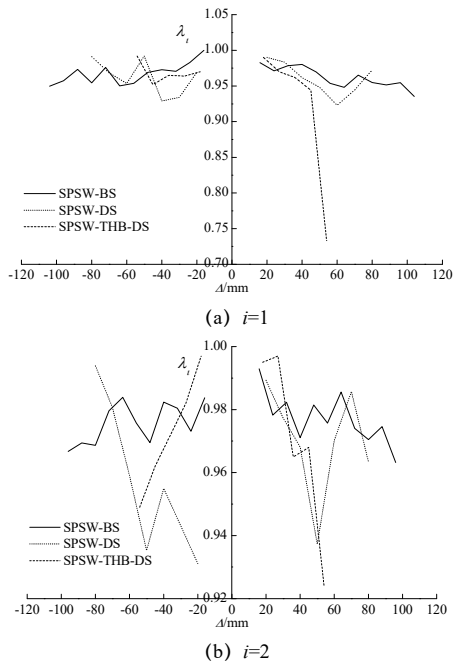


图 13 承载力退化系数

Fig.13 Coefficients of bearing capacity degradation

试件 SPSW-THB-DS 除个别点异常外, 其余均在 0.92 以上. 产生异常的原因为: 在 $3.0\Delta_y$ 第一循环拉方向加载过程中, 钢板墙与一层上部鱼尾板突然完全撕裂, 影响了一层钢板墙的性能发挥, 此后一层钢板墙几乎退出工作, 所以承载力严重退化.

3.6 刚度退化

试件的刚度随着加载位移的增大而降低称为刚度退化. 试件刚度采用割线刚度 K_i 表示, 割线刚度 K_i 按式(2)计算^[12]:

$$K_i = \frac{|+P_i| + |-P_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (2)$$

式中: $+P_i$, $-P_i$ 分别为第 i 级循环推向、拉向峰值荷载; $+\Delta_i$, $-\Delta_i$ 分别为第 i 级循环推向、拉向峰值位移.

试件割线刚度如图 14 所示. 屈服荷载前, 随着荷载增加, 钢板墙逐渐屈服, 各试件的刚度退化较快; 屈服后, 钢板墙承担荷载比例逐渐减小, 框架承担荷载比例逐渐增大^[14]. 由于前期框架承担荷载较小且框架延性较好, 在加载后期一层钢板墙退出工作后, 水平荷载主要由框架承担, 因此, 峰值荷载后三个试件的刚度下降趋势变缓且基本接近. 三个试件整体刚度、二层刚度相差不大, 但试件 SPSW-DS 和 SPSW-THB-DS 的一层初始刚度均大于 SPSW-BS, 说明斜加劲肋增大了结构初始刚度.

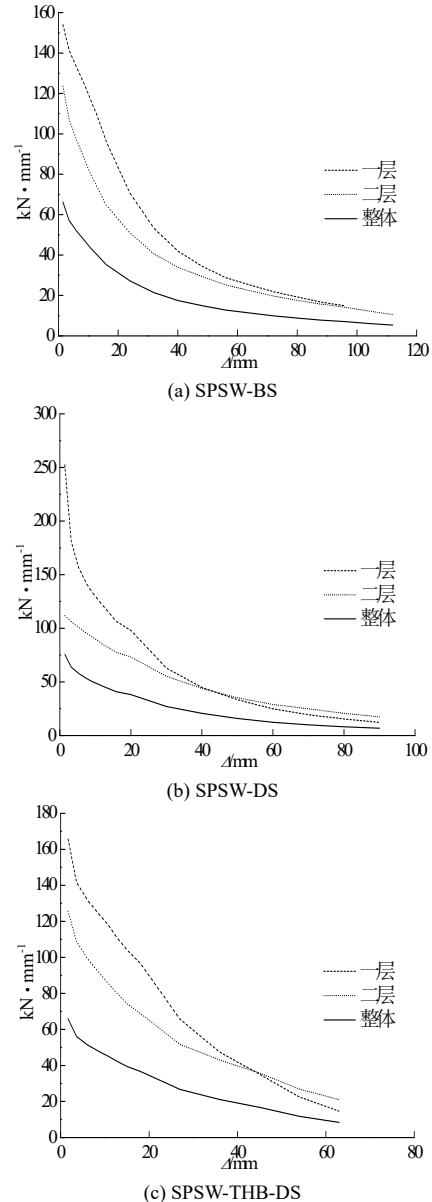


图 14 刚度退化

Fig.14 Stiffness degradation

4 结论

(1) 方钢管混凝土框架-薄钢板墙结合了方钢管混凝土柱承载力高、延性好及薄钢板墙侧向刚度

大、耗能好的特点,充分发挥了二者各自结构性能.

(2) 方钢管混凝土框架可为薄钢板墙屈服后强度的发挥提供有效锚固,使结构形成“钢板墙先于框架破坏”的破坏机制,实现双重抗震设防目标.

(3) 斜十字加劲肋提高了结构的初始刚度、承载能力和耗能能力,有效减缓了卸载及反向加载过程中的“呼吸效应”,抑制了钢板墙面外变形,减轻了滞回曲线“捏缩”.

(4) 穿心高强螺栓-端板节点加强了节点域,延缓了柱脚鼓曲.

5 建议

(1) 试验中,钢板墙与鱼尾板焊缝不断断裂,导致框架未能对薄钢板墙提供足够锚固,进而影响了薄钢板墙性能的充分发挥.因此,可以考虑使用螺栓连接钢板墙,以提高连接可靠性亦能减小焊接变形影响.

(2) 避免斜加劲肋相交处三向焊缝交叉.

(3) 试验过程中柱壁母材被撕裂,因此,可适当增大柱壁厚度,以减轻钢板墙拉力场对柱壁不利影响.

参考文献 References

- [1] THORBURN L J, KULAK G L, MONTGOMERY C J. Analysis of steel plate shear walls [R]. No.107.Edmonton Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1983.
- [2] 聂建国,朱力,樊健生,等. 钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(1): 61-69.
NIE Jianguo, ZHU Li, FAN Jiansheng, et al. Experimental research on seismic behavior of steel plate shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(1): 61-69.
- [3] 郭彦林,周明. 各类钢板剪力墙结构性能及设计方法的最新研究进展[C]//第三届结构工程新进展国际论坛文集-钢结构研究和应用的新展,上海:2009:358-396.
GUO Yanlin, ZHOU Ming. The latest progress in behavior and design on various types of steel plate shear walls[C]//The 3rd international forum on advances in structure engineering-advances in research and practice of steel structures, Shanghai: 2009: 358-396.
- [4] 郭宏超,郝际平,李峰. 半刚性框架-斜加劲钢板剪力墙低周反复荷载试验研究[J]. 地震工程与工程震动,2011,31(1): 54-60.
GUO Hongchao, HAO Jiping, LI Feng. Cyclic test of semi-rigid composite steel frame with diagonally stiffened steel plate shear walls[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(1): 54-60.
- [5] 郭彦林,周明,董全利,等. 三类钢板剪力墙结构试验研究[J]. 建筑结构学报,2011,32(1): 17-29.
GUO Yanlin, ZHOU Ming, DONG Quanli, et al. Experimental study on three types of steel plate shear walls under cyclic loading[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(1): 17-29.
- [6] PARK HongGun, Jae-Hyuk, JEON Sangwoo. Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(3): 378-388.
- [7] 容柏生,李盛勇,陈洪涛,等. 中国高层建筑中钢管混凝土柱的应用与展望[J]. 建筑结构,2009,39(9): 33-38.
RONG Baisheng, LI Shengyong, CHEN Hongtao, et al. Application and future perspective of concrete fill steel tube column in tall buildings[J]. Building Structure, 2009, 39(9): 33-38.
- [8] 王来,王铁成,邓芃. 方钢管混凝土框架内隔板节点抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2005,25(1): 76-80.
WANG Lai, WANG Tiecheng, DENG Peng. Experimental research on seismic performances of joint reinforced with inner ring stiffener of concrete filled square tubular frame[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration. 2005, 25(1): 76-80.
- [9] 王先铁,郝际平,周观根,等. 方钢管混凝土柱穿心高强螺栓-端板节点性能研究[J]. 工业建筑,2008,38(3): 23-26.
WANG Xiantie, HAO Jiping, ZHOU Guangen, et al. Behavior research of through high strength bolts-end plate connection for concrete filled square steel tube column [J]. Industrial Construction, 2008, 38(3):23-26.
- [10] 王先铁,郝际平,周观根,等. 方钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2010,31(8): 8-14.
WANG Xiantie, HAO Jiping, ZHOU Guangen, et al. Experimental research on seismic behavior of concrete-filled square steel tube columns and steel beam planar frames[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(8): 8-14.
- [11] 王先铁,马尤苏夫,郝际平,等. 钢板剪力墙边缘构件的计算方法研究[J]. 工程力学,2014,31(8):175-182.
WANG Xiantie, MA Yousufu, HAO Jiping, et al. Calculation methods for boundary elements in steel plate shear walls [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(8): 175-182.
- [12] JGJ101-1996. 建筑试验抗震方法规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1997.
JGJ101-1996 Specifying of testing methods for earthquake resistant building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.
- [13] 姚谦峰,陈平. 土木工程结构试验[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
YAO Qianfeng, CHEN Ping. Civil engineering structural testing[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001.
- [14] 王先铁,白连平,王连坤,等. 方钢管混凝土框架-十字加劲薄钢板剪力墙的力学性能研究[J]. 地震工程与工程振动,2013,33(2): 175-182.
WANG Xiantie, BAI Lianping, WANG Liankun, et al. Study on mechanical behavior of concrete-filled square steel tubular frame-cross-stiffened thin steel plate shear walls[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(2):103-109.

(编辑 吴海西)