

# 方钢管混凝土框架-斜加劲薄钢板剪力墙的抗震性能试验研究

王先铁, 刘立达, 高娅静, 马尤苏夫, 周清汉

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

**摘要:** 对 2 个单跨两层 1:3 比例的方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙试件进行了低周反复荷载试验, 研究了斜十字加劲薄钢板剪力墙的抗震性能, 并与方钢管混凝土框架-非加劲薄钢板剪力墙进行比较. 得到了方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙的荷载-位移滞回曲线、骨架曲线、特征荷载和位移及抗震性能指标, 分析了结构的破坏特征、延性、耗能能力、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侧向刚度和承载力, 良好的延性及耗能性能; 斜十字加劲肋的设置提高了薄钢板剪力墙的强度和刚度, 有效抑制了钢板墙的面外变形. 方钢管混凝土竖向边缘构件保证了薄钢板剪力墙性能的充分发挥.

**关键词:** 方钢管混凝土框架; 薄钢板剪力墙; 斜十字加劲肋; 低周反复荷载试验; 抗震性能

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2015)04-0503-8

## Study on the seismic behavior of concrete-filled square steel tubular frame-thin steel plate shear walls with diagonal stiffeners

WANG Xiantie, LIU Lida, GAO Yajing, MA Yousufu, ZHOU Qinghan

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

**Abstract:** This paper presents the results of a research conducted on two 1/3 scaled one bay-two story test specimens designed as thin steel plate shear walls (SPSWs) within steel frames with concrete-filled square tube columns as their VBEs. One of the specimens is diagonally stiffened and the other one is an un-stiffened steel plate shear wall. Test is performed under cyclic quasi-static loading. The curves that characterize the structure's seismic behavior are obtained including the displacement-loading hysteretic curves and skeleton curves. According to these curves, the failure patterns, ductility, energy dissipation, bearing capacity and degeneration of stiffness of this type structure were all analyzed in this paper. Experimental results show that the thin steel plate shear walls within steel frame with concrete-filled square tube columns exhibit high initial stiffness, behave in a ductile manner and dissipate significant amounts of hysteric energy. The diagonal stiffeners improve the stiffness of the structure and bearing capacity and these also reduce the out-of plane deflection. The VBEs made by concrete-filled square tube can provide sufficient rigidity to make sure the full use of the SPSWs.

**Key words:** concrete-filled square steel tubular frame; thin steel plate shear walls; diagonal stiffeners; cyclic quasi-static loading; seismic behavior

钢板剪力墙是由梁柱边框和内填钢板组合而成, 具有优异抗震性能的结构. 传统钢板剪力墙使用纯钢框架, 内填厚钢板, 利用钢板的屈曲强度抵抗水平荷载, 仅对非抗震设防的钢板剪力墙, 当有充分依据时利用其屈曲后强度<sup>[1]</sup>, 这样的结构不仅在设计上造成了巨大的浪费, 还易使结构的破坏由框架柱控制, 达不到“先墙板, 后框架”的理想破坏机制. 薄钢板剪力墙充分利用钢板墙的屈曲后强度, 依靠“拉力带”抵抗水平荷载, 具有自重轻, 延性好, 抗震性能优异和经济性好的优点<sup>[2]</sup>. 近年来, 薄钢板剪力墙受到了国内外研究者的广泛关注.

以往对于薄钢板剪力墙的研究, 多集中于单层单跨和 H 型钢作为其竖向边缘构件. Takahashi 对设置密布纵横向加劲肋的钢板墙研究表明, 虽然该结构形式具有很强的耗能能力, 但是安装耗时耗力

且不经济<sup>[3]</sup>; 非加劲薄钢板墙可应用其屈曲后强度, 但是由于内填钢板很薄, 屈曲荷载很低, 且拉力场转换方向时会产生明显的“捏缩”现象<sup>[4]</sup>, 对非加劲钢板墙的试验结果表明, 边缘构件或节点常由于拉力场产生的附加弯矩作用而破坏<sup>[5-7]</sup>. 薄钢板墙设置十字加劲肋, 当肋板刚度比不小于 30 时, 能显著改善弱边界薄钢板墙的刚度和屈曲后强度<sup>[8]</sup>. 对薄板设置斜加劲肋的思想最早来自于 Yonezawa 对薄腹板梁的研究, 在薄腹板的竖向加劲肋之间设置单边斜向加劲肋有效地抑制了腹板的屈曲<sup>[9]</sup>. 陈国栋对三种形式的钢板墙 (未加劲、十字加劲、斜十字加劲) 进行的滞回性能分析表明, 交叉钢板墙具有很高的承载力和耗能能力, 但在很大程度上依赖于边柱的弹塑性行为<sup>[10]</sup>, 同时, 斜十字加劲肋能够有效限制钢板墙的面外变形, 增加拉力带受力面积,

收稿日期: 2014-12-17

修改稿日期: 2015-08-11

基金项目: 国家自然科学基金项目(51108369); 陕西省青年科技新星项目(2013KJXX-54); 住房和城乡建设部科学技术项目(2014-K2-007)

作者简介: 王先铁(1979-), 男, 教授, 博士, 从事钢结构与钢管混凝土结构研究. E-mail: wangxiantie@163.com.

克服滞回曲线的“捏缩”现象<sup>[11]</sup>。Erfan Alavi 对 4 个 1:2 缩尺单层斜加劲薄钢板墙的低周反复荷载试验表明,斜加劲钢板墙的反应修正系数比非加劲钢板墙提高约 13%<sup>[12]</sup>。

采用 H 型钢作为钢板墙的竖向边缘构件易发生屈曲而导致结构的整体扭转和失稳<sup>[13]</sup>。方钢管混凝土柱以优异的承载性能、刚度及良好的施工性能和防火性能在高层建筑中得到了广泛的应用<sup>[14]</sup>。将方钢管混凝土框架与薄钢板剪力墙进行组合,可充分发挥二者的结构性能。

为研究方钢管混凝土框架-斜十字加劲薄钢板剪力墙的破坏形态和抗震性能,分别进行了 1 个方钢管混凝土框架-斜十字加劲薄钢板剪力墙试件和 1 个方钢管混凝土框架-未加劲薄钢板剪力墙试件的低周往复荷载试验研究。

1 试验概况

1.1 试件设计

设计了 2 个 1/3 比例的单跨两层方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙试件。其中,设置斜十字加劲肋的钢板墙试件编号为 SPSW-DS,钢板墙未加劲的试件编号为 SPSW-BS。试件具体几何尺寸如图 1 所示。其中,钢板墙尺寸为 $-3\text{ mm}\times 100\text{ mm}\times 100\text{ mm}$ ,周边通过在梁柱内侧中心线处设置的 $-6\text{ mm}\times 60\text{ mm}$ 的鱼尾板与框架焊接连接。梁柱节点采用栓焊混合连接。钢板墙加劲肋截面尺寸取为 $-6\text{ mm}\times 40\text{ mm}$ <sup>[8]</sup>。斜加劲肋沿钢板墙对角线方向双面布置,钢板墙与鱼尾板及加劲肋的连接均采用双面间断角焊缝,以减小焊接变形。

在钢板墙结构中,顶梁和底梁由于单侧拉力场作用,会承受较大的弯矩和剪力;而中梁两侧的拉力场相互抵消,受力相对较小,因此,中梁尺寸小于顶梁和底梁。根据文献[15]确定框架的截面尺寸,方钢管为 $\square 200\times 6$ ,内灌 C30 混凝土,顶梁和底梁截面为 H300 $\times$ 150 $\times$ 10 $\times$ 12,中梁为 H200 $\times$ 100 $\times$ 10 $\times$ 12。

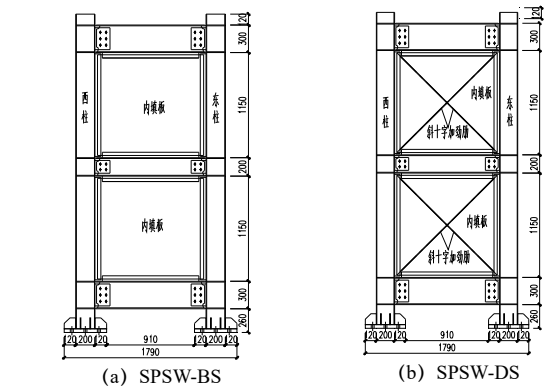


图 1 试件几何尺寸  
Fig.1 Geometrical sizes of specimens

1.2 材性参数

钢材全部采用 Q235B 级钢,钢材材性试验结果如表 1 所示。混凝土立方体抗压强度实测值为 33.9 MPa。

表 1 钢材的力学性能  
Tab.1 Mechanical properties of steel

钢材 级别	板厚(实 测值)/mm	屈服强度 $f_y/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	抗拉强度 $f_u/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	弹性模量 $E/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	伸长率 $\delta/\%$
Q235B	3(2.89)	332.4	481.6	216 100	34.0
	6(5.43)	309.1	454.5	213 600	36.7
	10(9.89)	280.8	427.6	205 100	39.1
	12(11.92)	271.9	437.9	197 500	44.1

1.3 初始缺陷及测点布置

试验前对钢板墙平面外变形进行测量。试件 SPSW-BS 一层钢板墙面外最大挠度为 3 mm,约为钢板墙边长的 1/380,二层钢板墙面外最大挠度为 5 mm,约为钢板墙边长的 1/230;试件 SPSW-DS 一层钢板墙面外最大挠度为 4 mm,约为钢板墙边长的 1/287,二层钢板墙面外最大挠度为 6 mm,约为钢板墙边长的 1/190。

图 2 为应变片和位移计布置图。应变片和应变花布置在钢板墙和框架的受力关键位置,以监测试验过程中试件的应力发展情况。在梁柱节点处设置位移计监测该处的转角。在底梁、顶梁和中梁处设置水平位移计监测试件水平位移。

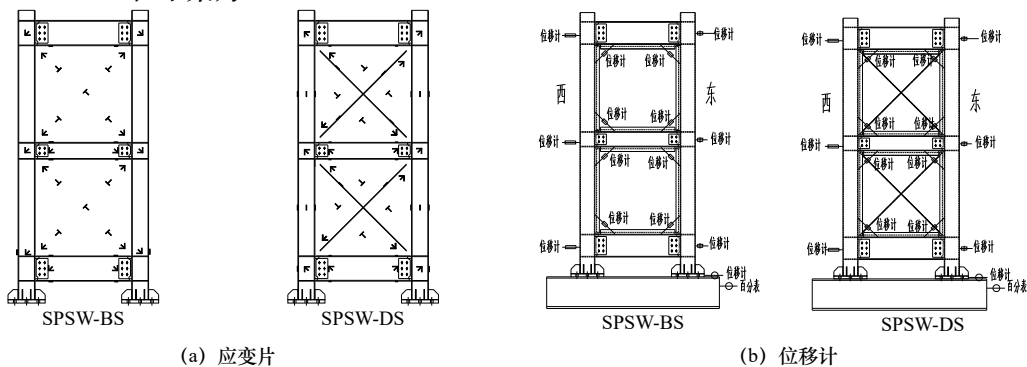


图 2 应变片和位移计布置图  
Fig.2 Arrangement of strain and displacement gauges

## 1.4 试验装置及加载制度

### 1.4.1 试验装置

试验在西安建筑科技大学结构与抗震实验室进行,采用拟静力方法加载.加载装置如图3(a)所示.通过带滚轴装置且顶部可单向转动的200 t油压千斤顶在柱顶施加400 kN的竖向荷载(图3b),并在试验过程中保持恒定.通过两个并排固定于反力墙上的100t MTS 作动器施加水平往复荷载,作用器与框架梁顶部的专用加载梁连接(图3c).与传统的梁端施加水平荷载方式相比,该方法可有效避免试验过程中由于试件误差和加载偏心导致的试件整体扭转失稳及加载不对称.在中梁和顶梁腹板中心线处设置带滚轴的侧向支撑,防止试件平面外整体失稳.

### 1.4.2 水平荷载加载制度

根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101-96)<sup>[16]</sup>的规定,水平荷载采用荷载-位移混合控制的加载方法.试件屈服前,采用荷载控制加载,以100 kN增量为一级,每级循环一次.400 kN以后每级荷载增量为50 kN,每级循环一次.试件屈服后改为位移控制加载,每级增量为0.5倍屈服位移( $\Delta_y$ ),每级循环三次.当荷载下降至峰值荷载的85%时视为试件破坏,停止加载.加载制度如图4所示.加载时先推后拉.

## 2 试验现象

### 2.1 试件 SPSW-BS

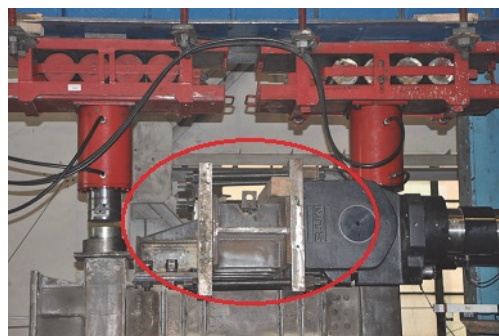
**弹性阶段:**加载至300 kN时,两层墙板均产生了轻微的面外变形.根据材性试验结果,墙板在应变约1500  $\mu\epsilon$ 时屈服.荷载达到300 kN时,二层墙板东上角应变为1562  $\mu\epsilon$ ,进入屈服,推向400 kN时,二层墙板东上-西下方向,一层墙板中部均达到屈服.加载至500 kN时,钢板墙对角线周围区域陆续进入屈服,两层墙板均形成沿对角线方向的3道屈曲半波,形成“拉力带”.



(a) 加载装置



(b) 竖向荷载装置



(c) 专用加载梁

图3 试验装置图

Fig.3 Test setup

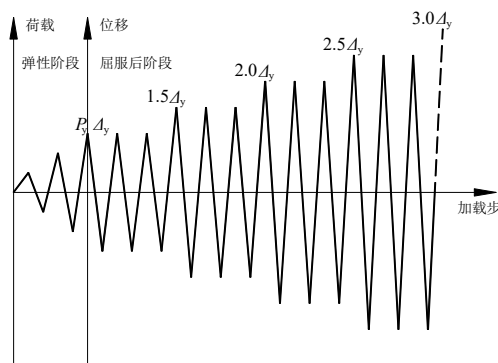


图4 加载制度

Fig.4 Loading system

**屈服至极限阶段:**加载至550 kN时,两层墙板均沿对角线方向形成明显的“拉力带”,与水平方向夹角近似为45°,随后加载过程中基本保持不变(图5a、5b),滞回曲线上升变缓,试件屈服,屈服位移 $\Delta_y$ 为16 mm.此时,一、二层墙板最大面外变形分别为8 mm、17 mm.当水平位移加载至 $2.0\Delta_y$ 时,二层西上、东下角部墙板沿拉力场方向撕裂,裂缝长约25 mm,墙板与鱼尾板焊缝亦发生撕裂(图5c).钢板墙拉力带沿对角线发展最充分,且鱼尾板在角部不连续,存在应力集中.随着循环位移增大,钢板墙周边裂缝持续缓慢发展,但承载力继续上升,由于钢板墙冗余度高,很快发生内力重分部.  $3.0\Delta_y$ 拉向时,西柱柱脚外侧轻微鼓曲.  $3.5\Delta_y$ 位移时,达到峰值荷载,此时,一、二层墙板最大面外变形分别为44 mm、30 mm.二层墙板在反复弯折作用下,正反“拉力带”交汇处钢板被撕裂.

**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,柱脚鼓曲逐渐加剧.随着位移的增大,钢板墙中部开裂增多,裂缝随着位移增大而增大(图5d~5f).加载至 $6.0\Delta_y$ 位移时,东柱柱脚钢管角部在反复荷载作用下被拉断.  $6.5\Delta_y$ 位移时,水平荷载降至峰值荷载的85%,试验结



束. 最终破坏形态见图 5(g).

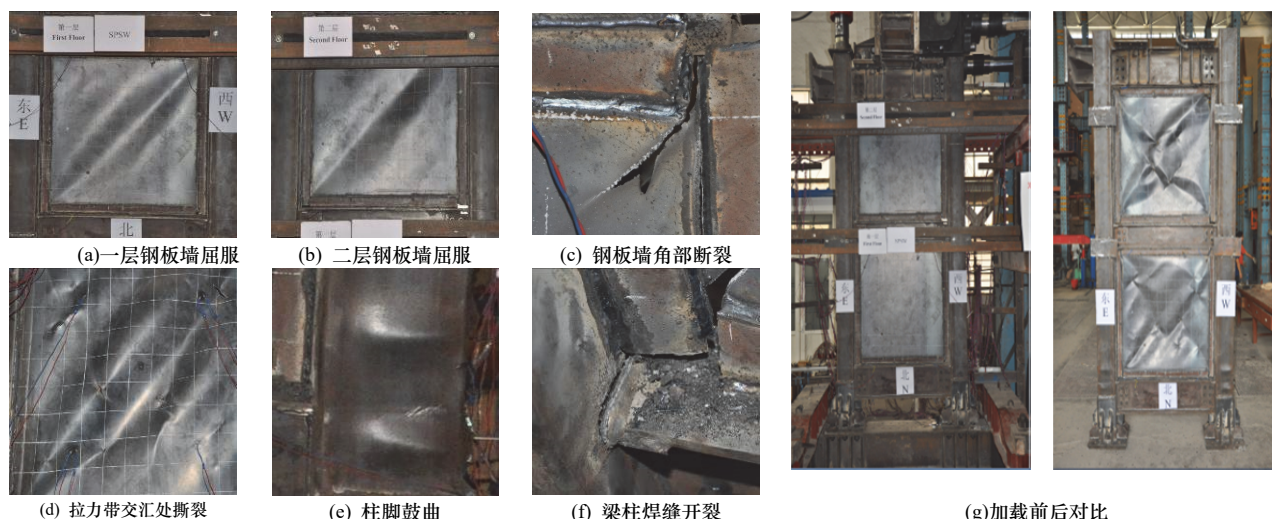


图 5 试件 SPSW-BS 破坏特征

Fig.5 Failure characteristic of SPSW-BS

## 2.2 试件 SPSW-DS

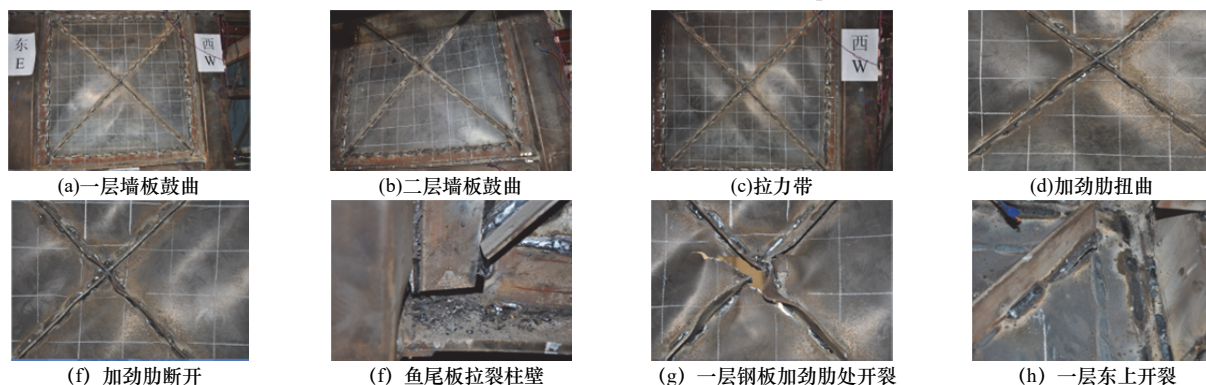
**弹性阶段:** 荷载从 300 kN 加至 400 kN 过程中, 两层钢板墙角部应变逐渐达到屈服应变. 加载至 450 kN 时, 两层钢板墙出现了明显鼓曲 (图 6a、6b). 推向至 700 kN 时, 两层钢板墙形成了沿对角线方向的 3 道屈曲半波, 板中形成拉力带 (图 6c). 同时, 由于钢板墙的鼓曲, 导致加劲肋受扭屈曲 (图 6d). 取屈服位移  $\Delta_y$  为 20 mm, 此时, 一、二层墙板的的面外最大变形分别为 9 mm、5 mm.

**屈服至极限阶段:** 随着循环位移的增大, 由于斜加劲肋的存在, 拉力带均匀形成并充分发挥作用, 钢板墙各区域鼓曲变形增大. 同时, 由于焊缝应力集中, 高应力区陆续撕裂.

在  $1.0\Delta_y$  位移第 3 循环拉方向加载完成时, 一层钢板墙东侧下部鱼尾板与柱壁开裂.  $1.5\Delta_y$  位移第 1 循环拉向达到峰值时, 一层北侧东部加劲肋在交叉焊接处断开 (图 6e), 二层加劲肋受扭严重. 第 3 循环推向加载完成时, 一层东部上方鱼尾板与柱壁开裂; 拉向加载完成时, 一层东柱下部柱壁母材被拉裂 (图 6f), 二层加劲肋东侧下部开裂, 底梁上翼缘东侧轻微凸曲.  $2.0\Delta_y$  位移时, 承载力达到峰值荷

载, 推、拉两个方向的最大荷载分别为 828.93 kN 和 -835.56 kN. 第 1 循环拉向时, 一层加劲肋相交处撕裂 (图 6g). 第 2 循环推向时, 二层墙板东侧上方鱼尾板与柱壁开裂, 西侧下部加劲肋与钢板墙的连接焊缝开裂, 东侧柱脚鼓曲, 拉向加载完成时, 一层墙板中部裂缝长度达到 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, 二层墙板东侧下部沿鱼尾板开裂, 西侧上部沿加劲肋开裂; 拉向时, 一层墙板中部开裂加剧, 拉向时裂缝长度达到 80 mm, 一层墙板基本丧失承载能力, 退出工作, 西柱柱壁沿竖向开裂.

**极限至破坏阶段:** 位移为  $2.5\Delta_y$  时, 推方向拉力场导致一层钢板墙东侧上部-西侧下部沿加劲肋方向开裂, 拉向时对应方向的钢板墙角部开裂 (图 6h-k).  $3.0\Delta_y$  推向时, 东柱柱脚严重鼓曲 (图 6l), 二层墙板中心撕裂 (图 6m); 拉向时西柱裂缝加大, 鼓曲严重 (图 6n).  $3.5\Delta_y$  第 1 循环, 中梁下翼缘东西两侧鱼尾板与钢板墙焊缝开裂 (图 6o、6p).  $4.0\Delta_y$  第 1 循环, 推向和拉向荷载分别为 657.9 kN 和 607 kN, 降到峰值荷载的 85% 以下, 试验结束. 试件加载前后对比如图 6(q) 所示.



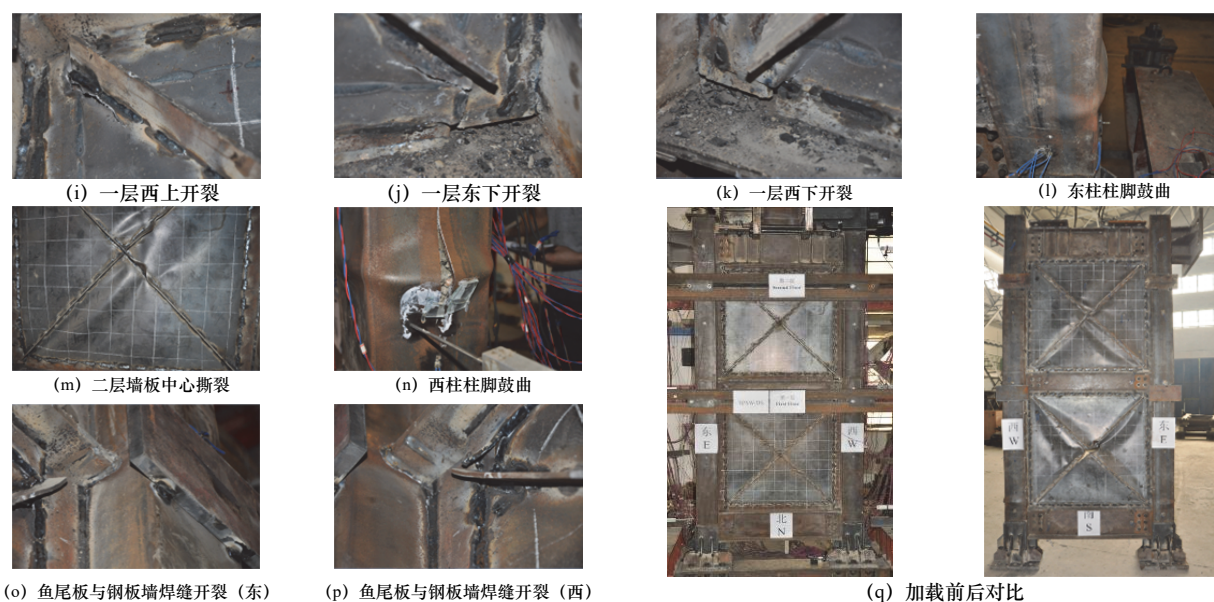


图6 试件 SPSW-DS 破坏特征  
Fig.6 Failure characteristic of SPSW-DS

### 2.3 试验现象对比

将两个试件的试验现象进行对比, 可得到如下结论:

(1)屈服时, 试件 SPSW-BS 一、二层钢板墙的面外变形分别为 8 mm(初始 3 mm)和 17 mm(初始 5 mm), 而试件 SPSW-DS 的面外变形分别为 6 mm(初始 4 mm)和 9 mm(初始 6 mm). 加载过程中的面外变形(同级荷载下)见图 7. 斜加劲肋有效地抑制了钢板墙沿对角线方向的面外变形, 同时, 使钢板墙拉力带的宽度增加, 受力更加合理.



(a) 试件 SPSW-BS (b) 试件 SPSW-DS  
图7 钢板墙变形比较

Fig.7 Comparison of deformation of SPSWs

(2)两个试件在钢板墙的四个角部均发生了沿对角线的撕裂. 由于鱼尾板在水平、竖向均断开, 钢板墙在水平荷载作用下形成拉力带, 墙板角部鱼尾板断开处发生褶皱, 往复水平荷载作用时, 拉力

场交替形成, 鱼尾板产生变形, 进而将钢板墙角部撕开, 但其对承载力的影响很小.

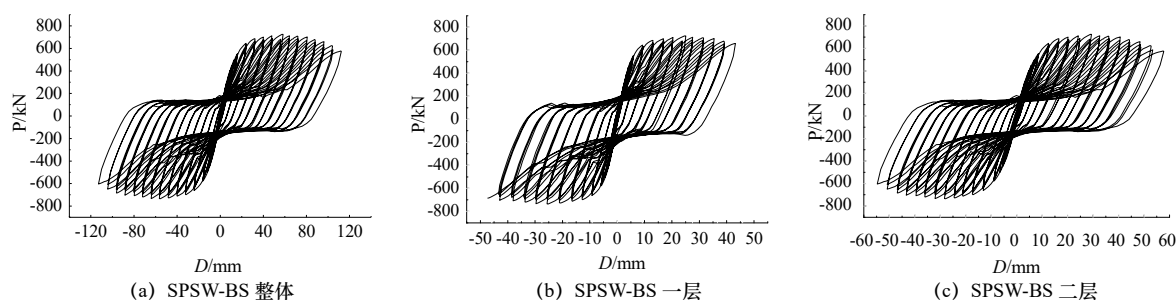
(3)两个试件的柱底钢管壁在试件进入屈服后不久即发生轻微鼓曲, 随着循环荷载的不断增大, 柱壁鼓曲缓慢发展, 在钢板墙拉力带充分形成, 丧失承载力之后, 柱脚形成塑性铰, 结构承载力迅速下降. 设计时, 应适当减小方钢管混凝土柱壁的宽厚比.

(4)两个试件均达到了理想的破坏形态, 即墙板先屈曲进而形成拉力带, 抵抗水平荷载, 墙板屈服产生残余应变而耗能, 梁柱连接处焊缝开裂, 最后柱底产生塑性铰, 试件破坏.

## 3 试验结果分析

### 3.1 滞回曲线

滞回曲线是低周反复荷载作用下的荷载-位移曲线, 表征结构的综合抗震性能. 试件 SPSW-BS 和 SPSW-DS 的一层、二层以及整体荷载-位移曲线如图 8 所示.





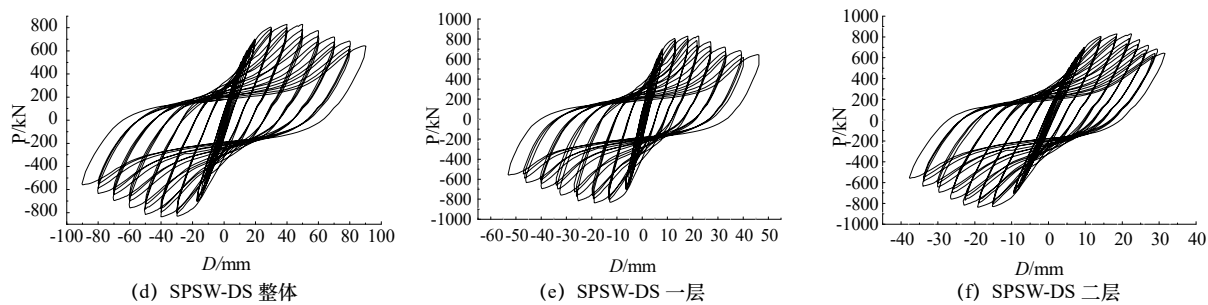


图 8 滞回曲线  
Fig.8 Hysteretic curves

由图 8 可知,极限荷载之前,两个试件的滞回环均呈饱满的梭形.随着位移增加,滞回环由梭形转化为反 S 形,同时,对比试件 SPSW-DS 一层和二层滞回曲线可知,二层的层间位移最大值仅为一层的 2/3,这是由于钢板墙在加劲肋交叉处撕裂后,随着循环荷载的不断作用,钢板墙承载力退化,逐渐退出工作,荷载主要由一层框架承担,加重了框架柱的负担,导致框架柱鼓曲形成塑性铰,从而影响了二层钢板墙性能的充分发挥,影响了结构承载力和延性.

试件 SPSW-BS 的滞回曲线在零位移附近时捏缩显著,这是因为在卸载并反向加载过程中,墙板产生“呼吸效应”,期间失去承载能力,此时水平荷载仅由框架承担,而对于试件 SPSW-DS,由于设置了斜加劲肋,有效地减小了钢板墙的“呼吸效应”.

试件破坏时的层间位移角如表 2 所示.《建筑抗震设计规范》GB50011-2010<sup>[17]</sup>规定多、高层钢结构弹塑性层间位移角限值为 1/50,由表 2 可知,试件 SPSW-BS 上下两层都均匀地进入弹塑性状态,层间位移角均大于规范限值,表现出优良的抗震性能.试件 SPSW-DS 二层的层间位移角略小于规范限值,这是由于一层墙板过早撕裂加剧了一层框架柱鼓曲形成塑性铰,从而影响了二层墙板性能的充分发挥.总体说来,方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙结构能够满足抗震要求.

表 2 试件破坏时层间位移角  
Tab.2 Drifts of specimens in the ultimate loads

试件		推向	拉向	平均
SPSW-BS	一层	1/32	1/30	1/31
	二层	1/26	1/26	1/26
SPSW-DS	一层	1/45	1/40	1/42
	二层	1/53	1/51	1/52

3.2 骨架曲线

试件骨架曲线如图 9 所示.采用“通用屈服弯矩法”确定屈服荷载  $P_y$  和屈服位移  $\Delta_y$ <sup>[18]</sup>,如表 3 所示.

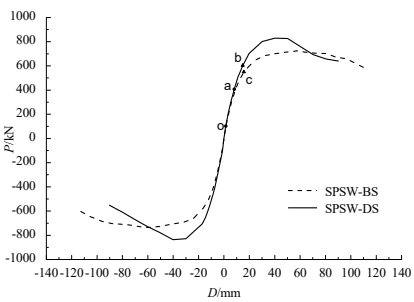


图 9 骨架曲线  
Fig.9 Skeleton curves

表 3 屈服荷载和位移  
Tab.3 Yielding loads and displacements

试件编号	加载方向	$P_y$ /kN	$\Delta_y$ /mm	屈服刚度/kN•mm <sup>-1</sup>
SPSW-BS	推向	577.1	17.4	33.2
	拉向	580	16.5	35.2
SPSW-DS	推向	647.9	17.1	37.8
	拉向	694.7	16.6	41.8

对比图 9 中两个试件的骨架曲线可知:(1)刚度:两条曲线在初始阶段重合(oa 段),表明斜十字加劲肋对初始刚度影响很小;随着荷载逐渐增大,未加劲的钢板墙开始屈服(ac 段),斜十字加劲钢板墙仍处于弹性阶段(ab 段),表明在内填钢板屈曲后,由于斜十字加劲肋对拉力场的约束作用,使得内填钢板的应力重分布后更均匀,提高了整体刚度.由表 3 可知,试件 SPSW-DS 推、拉两个方向的刚度比试件 SPSW-BS 分别提高了 13.9%和 18.8%.(2)承载力:由图 9 和表 3 可知,斜十字加劲肋有效地提高了薄钢板墙的承载能力.试件 SPSW-DS 推、拉两个方向屈服荷载均比试件 SPSW-BS 高 19.8%.试件 SPSW-DS 推、拉方向极限荷载分别比试件 SPSW-BS 高 14.3%、13.7%.

3.3 位移延性

位移延性系数是表征结构延性的重要指标.两个试件的位移延性系数如表 4 所示.

由表 4 可知,试件 SPSW-BS 具有很好的延性,推、拉两个方向的延性系数均超过 6,峰值荷载后,承载力下降平缓,证明了薄钢板剪力墙利用屈曲后强度的可靠性;而对于试件 SPSW-DS,虽然刚度和

承载力都有所提高, 但拉方向位移达到 30 mm 时, 一层墙板加劲肋交叉处焊缝的应力集中以及板中拉力带形成时的鼓曲效应, 导致该处钢板墙沿焊缝过早撕裂, 严重削弱了一层墙板的作用. 随着循环荷载的作用, 开裂处不断扩展, 一层钢板墙逐渐退出工作, 一层结构近似于框架, 峰值荷载后, 承载力下降很快, 导致其延性不如试件 SPSW-BS.

表 4 特征荷载和位移  
Tab.4 Characteristic loads and displacements

试件编号	加载方向	$P_m/\text{kN}$	$\Delta_m/\text{mm}$	$\Delta_u/\text{mm}$	$\mu$
SPSW-BS	推向	725	58.2	106.5	6.12
	拉向	735	55.6	107.3	6.50
SPSW-DS	推向	832.7	43.9	67.5	3.95
	拉向	840.5	35.6	62.9	3.79

注:  $P_m$  为峰值荷载,  $\Delta_m$  为峰值荷载对应的位移.

对于试件 SPSW-DS, 推方向一层墙板撕裂后, 曲线经过一段下降后又趋于平稳, 此时框架稳定承担水平力; 但在拉方向, 承载力随位移增大持续下降, 这是由于试件受到水平拉力时, 钢板墙在加劲肋交叉处开裂, 导致西柱荷载突然增大, 西柱西侧靠近底梁处钢管壁压屈后沿竖向开裂, 承载力显著退化. 因此, 应避免钢板墙加劲肋相交处焊缝三向交叉, 从而避免应力集中引起钢板墙过早撕裂.

3.4 耗能性能

内填钢板是钢板剪力墙结构的主要耗能构件. 结构的荷载-位移滞回环所包围的面积表示其耗散的地震能量<sup>[16]</sup>. 能量耗散相对指标用等效粘滞阻尼系数  $h_e$  表示. 结构的耗能能力越好, 滞回环越饱满, 等效粘滞阻尼系数  $h_e$  越大. 试件 SPSW-BS 和 SPSW-DS 的能量耗散情况如图 10、11 所示.

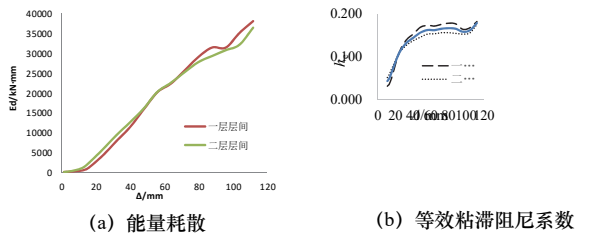


图 10 试件 SPSW-BS 耗能能力  
Fig.10 Energy dissipation capacity of SPSW-BS

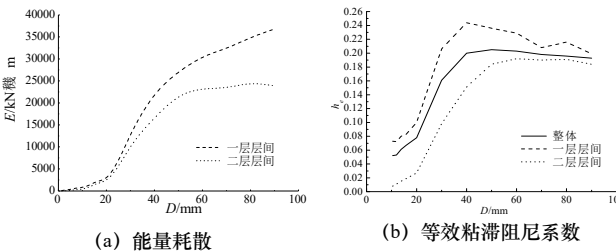


图 11 试件 SPSW-DS 耗能能力  
Fig.11 Energy dissipation capacity of SPSW-DS

由图 10、11 可知: 由于两个试件整体初始刚

度大, 弹性阶段能量耗散少, 随着结构进入弹塑性阶段, 钢板墙形成拉力带, 耗能能力显著提高. 试件 SPSW-DS 由于设置了斜十字加劲肋, 弹塑性阶段的耗能能力优于 SPSW-BS, 但在后期, 由于一层墙板撕裂及由此导致的柱脚过早形成塑性铰, 试件 SPSW-DS 的耗能性能趋于平缓, 最终开始下降, 而试件 SPSW-BS 的单周能量耗散一直持续增加, 说明边缘构件能对钢板墙提供有效约束, 使其具有良好的持续耗能能力.

对于试件 SPSW-DS, 由于一、二层层高相同, 同样的层间位移角对应相同的层间侧移. 由图 11(a) 可知, 在相同的层间侧移下, 一层比二层耗散更多的能量. 二层层间位移角超过 1.75% 后, 曲线进入平缓段, 而一层的耗能继续增加, 这是因为此时柱脚形成塑性铰, 结构产生剪切型变形, 一层位移大于二层位移, 能量耗散亦多于二层, 试验现象也表明一层破坏比二层严重.

3.5 承载力退化

等幅循环荷载下结构的稳定性一般用承载力退化系数表征<sup>[16]</sup>. 其定义如下:

$$\lambda_i = F_j^{i+1} / F_j^i \tag{1}$$

式中:  $F_j^{i+1}$  为  $j$  倍屈服位移时, 第  $i+1$  次循环的峰值点荷载,  $F_j^i$  为  $j$  倍屈服位移时, 第  $i$  次循环的峰值点荷载. 图 12 为试件承载力退化情况.

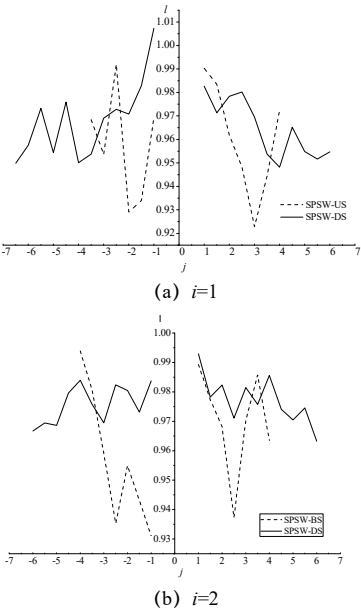


图 12 承载力退化对比  
Fig.12 Comparison of bearing capacity degeneration

由图可知, 试件 SPSW-BS 和 SPSW-DS 的承载力退化系数均大于 0.92, 表明结构的承载力退化缓慢. 随着位移增大, 试件 SPSW-BS 的退化系数趋

于减小,表明位移增大导致局部焊缝开裂,结构承载力降低,相同位移循环下,承载力逐渐减小.试件 SPSW-DS 的承载力退化大体呈现先下降,后上升的趋势,主要是因为一层墙板撕裂,下部由钢板剪力墙结构逐渐变为钢管混凝土框架结构的过程中出现下降,当钢板墙完全破坏,底部框架承受剪力后,由于钢管混凝土框架的优异性能,承载力退化系数又有一定程度上升.

### 3.6 刚度退化

试件进入弹塑性阶段后,刚度随着位移的增加而退化.试件的刚度可用割线刚度  $K_i$  来表示,割线刚度  $K_i$  按式(2)计算:

$$K_i = (|+P_i| + |-P_i|) / (|+A_i| + |-A_i|) \quad (2)$$

式中:  $+P_i$ 、 $-P_i$  分别为第  $i$  次循环时推向、拉向峰值点的荷载;  $+A_i$ 、 $-A_i$  分别为第  $i$  次循环时推向、拉向峰值点的位移<sup>[16]</sup>.

两个试件的割线刚度如图 13 所示.试件 SPSW-BS 在加载全过程中,一层层间刚度始终大于二层.未达到峰值荷载时,两个试件的上下两层刚度退化趋势较为一致.峰值荷载后,试件 SPSW-BS 一层刚度降低较快.试件 SPSW-DS 二层和整体刚度与试件 SPSW-BS 相近,但是一层初始刚度比试件 SPSW-BS 有大幅度提高,且下降很快,由于一层墙板中心撕裂,一层层间刚度逐渐小于二层层间刚度.

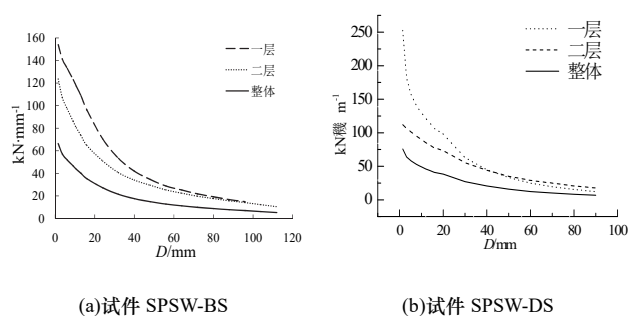


图 13 刚度退化

Fig.13 Stiffness degeneration

## 4 结论

(1)方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙承载力高,侧向刚度大,延性和耗能性能好,框架与薄钢板墙共同作用,充分发挥了二者各自的性能.

(2)方钢管混凝土框架为薄钢板剪力墙屈曲后强度的发挥提供了可靠保障,能使结构形成“钢板墙先于框架破坏”的理想破坏机制,实现了双重抗震设防目标.

(3)斜十字加劲肋可有效提高钢板剪力墙的强

度、刚度和耗能能力,减小“呼吸效应”及钢板墙面外变形.斜加劲肋相交处的应力集中和焊接缺陷易使钢板墙过早撕裂,从而影响钢板墙性能的充分发挥,因此,应避免钢板墙加劲肋相交处焊缝三向交叉.

## 参考文献 References

- [1] JGJ 99-98. 高层民用建筑钢结构技术规程[S].北京:中国建筑工业出版社,1998.  
JGJ 99-98. Technical specification for steel structure of tall buildings[S].Beijing: China Architecture & Building Press, 1998.
- [2] 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(77): 1-6.  
GUO Yanlin, DONG Quanli. Research and application of steel plate shear wall in high-rise buildings [J]. Steel Construction, 2005, 20(77): 1-6.
- [3] TAKAHASHI Y, TAKEMOTO T, et al. Experimental study on thin steel shear walls and particular bracing under alternative horizontal load[R]. Preliminary Report IABSE, *symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal:185-191.
- [4] 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.2009:358-396.  
GUO Yanlin, ZHOU Ming. The latest progress in behavior and design on various types of steel plate shear walls[C]//the 3<sup>rd</sup> international forum on advances in structure engineering-advances in research and practice of steel structures, 2009:358-396.
- [5] ASTANEH-ASL A. Seismic behavior and design of steel shear walls [C]//2001 SEOANC Seminar, Structural Engineers Assoc. of Northern California, Nov.7, 2001, San Francisco:1-18.
- [6] DRIVER R G, KULAK G L. et al. Cyclic tests of four-story steel plate shear wall[J]. Journal of Structure Engineering, 1998, 124(2):112-120.
- [7] Elgaaly M, CACCESE V, et al. Post-buckling behavior of steel plate shear walls under cyclic loads[J]. Journal of Structure Engineering, 1993, 119(2):588-605.
- [8] 陈国栋, 郭彦林. 十字加劲钢板剪力墙的抗剪极限承载力[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(1): 71-78.  
CHEN Guodong, GUO Yanlin. Ultimate shear-carrying capacity of steel plate shear wall with cross stiffeners[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(1): 71-78.
- [9] YONEZAWA H, MIKAMI I, et al. Shear strength of plate girders with Diagonally stiffened webs[J]. Trans. Jpn. Soc. Civ. Eng. Vol. 10.
- [10] 陈国栋, 郭彦林. 钢板剪力墙结构滞回性能理论研究[C]//第十七届全国高层建筑结构学术会议论文. 2002, 410-416.  
CHEN Guodong, GUO Yanlin. Research on energy dissipation of SPSW [C]//The 17<sup>th</sup> National High-Rise Buildings Conference, 2002:410-416.

(下转第 522 页)