

方钢管混凝土框架-两侧开洞薄钢板剪力墙的力学性能研究

王先铁^{1,2}, 储召文¹, 杨航东³, 林麟琿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;

3. 成都基准方中建筑设计有限公司, 四川 成都 610017)

摘要: 分别对单跨两层1/3比例的方钢管混凝土框架-两边连接薄钢板剪力墙和四边连接薄钢板剪力墙进行了低周反复荷载试验, 对比分析了其抗震性能和破坏形态, 研究了钢板剪力墙边界约束对结构抗震性能的影响. 提出了两侧开半椭圆形洞口的钢板剪力墙形式. 采用有限元软件ABAQUS对方钢管混凝土框架-两边连接薄钢板剪力墙、四边连接薄钢板剪力墙及两侧开洞薄钢板剪力墙进行了非线性数值分析, 比较了薄钢板剪力墙拉力场对框架柱的附加弯矩, 明确了洞口尺寸对结构性能的影响. 结果表明, 方钢管混凝土框架-两边连接及四边连接薄钢板剪力墙均具有良好的延性和耗能性能; 与四边连接薄钢板剪力墙相比, 钢板剪力墙两侧开半椭圆形洞口可显著降低对框架柱的附加弯矩, 其抗震性能明显优于两边连接薄钢板剪力墙; 提出了合理的洞口尺寸比例.

关键词: 方钢管混凝土框架; 薄钢板剪力墙; 两边连接; 两侧开洞; 抗震性能

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2015)05-0635-07

Study on the mechanical behavior of concrete-filled square steel tubular frame-thin steel plate shear walls with bilateral openings

WANG Xiantie^{1,2}, CHU Zhaowen¹, YANG Hangdong³, LIN Linhui¹

(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;

3 Chengdu JZFA Architectural Design Co., Ltd., Chengdu 610017, China)

Abstract: The low-cyclic reversed loading tests were conducted on two one-bay two-story 1/3 scale concrete-filled square steel tubular (CFST) frame-thin steel plate shear walls (SPSWs) with two-side, four-side connection, and the seismic behavior and failure mode were investigated. The effects of boundary constraints of SPSWs on the seismic behavior were studied. The SPSWs with bilateral semi-elliptical openings are put forward. The nonlinear numerical analysis of CFST frame-thin SPSWs with two-side and four-side connection and bilateral openings was carried out by the finite element software package ABAQUS. The additional bending moments of the frame columns imposed by the tension field of thin SPSWs were compared. The influence of the opening size on the structural behavior was studied. It was demonstrated that the ductility and energy dissipation capacity of the CFST frame-thin SPSWs with two-side and four-side connection are good. The bilateral semi-elliptical openings greatly reduce the additional bending moment of the frame columns compared with the four-side connection. The seismic behavior of the SPSWs with bilateral semi-elliptical openings is better than the SPSWs with two-side connection. The right ratio of the length to the width of the opening is put forward.

Key words: concrete-filled square steel tubular frame; thin steel plate shear wall; two-side connection; bilateral openings; seismic behavior

方钢管混凝土柱充分利用钢材和混凝土的材料性能, 具有承载力高、延性好的优点, 以及良好的施工性能、经济性和建筑适用性^[1-2], 为高层建筑结构优先考虑使用的结构构件^[3]. 薄钢板剪力墙(下简称钢板墙)是一种新型高效的抗侧力构件, 具有优异的结构性能, 尤其适用于高烈度地区^[4-5]. 方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙将方钢管混凝土柱竖向承载力高、延性好与薄钢板墙侧移刚度大、耗能能力高的优点结合, 是充分发挥二者结构性能的优秀组合^[6-7].

未开洞薄钢板墙虽然具有较高的承载力和良

好的耗能性能, 但拉力场不仅对框架柱产生较大的附加弯矩, 而且易使方钢管柱壁与内填混凝土分离, 影响方钢管对混凝土的约束效应, 亦不利于设置水、电管线等洞口. 文献[8]提出将内填钢板墙与竖向边缘构件分开, 形成两边连接的形式, 既有利于保护框架柱, 又可满足建筑使用功能. 但两边连接薄钢板墙拉力场竖向分力均由框架梁承担, 对梁端和梁柱节点要求较高, 且两边连接钢板墙的承载力明显低于四边连接钢板墙^[9]. 为此, 可考虑在薄钢板墙两侧开洞.

分别对四边连接和两边连接的单跨两层方钢

收稿日期: 2015-05-14

修改稿日期: 2015-09-27

基金项目: 国家自然科学基金项目(51108369), 陕西省科技新星科研项目(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, 主要从事钢结构与钢管混凝土结构研究. E-mail: wangxiantie@163.com

管混凝土框架-薄钢板墙进行了低周反复荷载试验,探究了不同边界条件对结构抗震性能的影响.提出了两侧开半椭圆形洞口的钢板墙形式,利用有限元软件 ABAQUS 对试件进行了精细化数值模拟,分析了两侧开半椭圆形洞口钢板墙的受力性能及洞口尺寸对承载力的影响,比较了两侧开洞、两边连接及四边连接薄钢板墙的抗震性能.

1 试验研究

1.1 试件设计

设计了 2 榀单跨两层 1/3 比例的试件(图 1),其中,试件 SPSW-CB 中钢板墙仅与框架梁连接,作为对比,试件 SPSW-BS 中钢板墙与框架四边连接. SPSW-CB 钢板墙尺寸为 $-3\text{ mm}\times 950\text{ mm}\times 1\,150\text{ mm}$,钢板墙边缘与框架柱距离为 100 mm ; SPSW-BS 钢板墙尺寸为 $-3\text{ mm}\times 1\,150\text{ mm}\times 1\,150\text{ mm}$. 洞口加劲肋采用 2 [5, 对称布置于钢板墙自由边两侧,与框架梁、钢板墙焊接. 两个试件框架尺寸相同,方钢管柱截面为 $\square 200\times 6$,底梁和顶梁截

面均为 $H\,300\times 150\times 10\times 12$,中梁截面为 $H\,200\times 100\times 10\times 12$. 钢板墙与梁或柱之间的连接通过鱼尾板($-6\text{ mm}\times 60\text{ mm}$)双面满焊. 钢材采用 Q235B, 材性试验结果如表 1 所示. 方钢管内灌 C30 混凝土,混凝土立方体抗压强度实测值为 33.9 N/mm^2 .

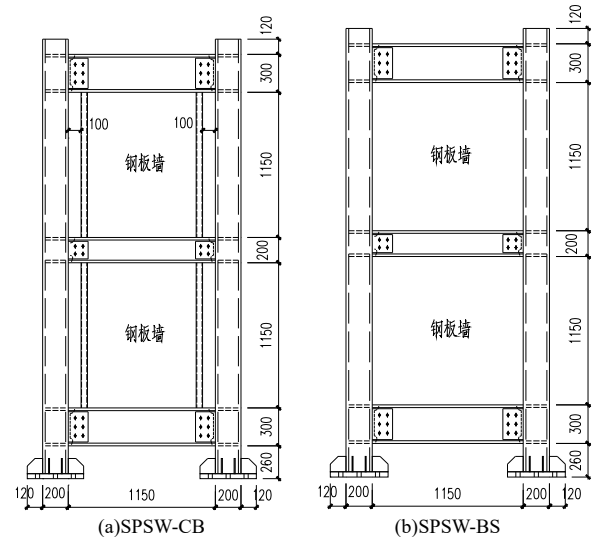


图 1 试件几何尺寸
Fig.1 Geometrical dimensions of specimens

表 1 钢材材性试验结果
Tab. 1 Test results of material properties

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 $\delta/\%$	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	10(9.89)	280.8	427.6	205 100	39.1
	6(5.43)	309.1	454.5	213 600	36.7	12(11.92)	271.9	437.9	197 500	44.1

1.2 试验装置及加载制度

试验装置如图 2 所示. 采用 200 t 油压千斤顶在方钢管混凝土柱顶施加 400 kN 恒定竖向荷载,千斤顶与反力架之间设有平面滚轴系统. 通过两个并列固定于反力墙上的 100 t MTS 作动器于顶梁中部施加水平往复荷载. 为防止试件整体面外扭转,在试件中梁和顶梁处柱子侧面各设置一道带滚轴的面外支撑.

采用荷载-位移混合控制的加载制度^[10]. 试件屈服前采用荷载控制,400 kN 前每级荷载增量为 100 kN,400 kN 后每级荷载增量为 50 kN,每级循环 1 圈加载至屈服荷载 P_y . 屈服后采用位移控制,以屈服位移 Δ_y 的倍数作为每级加载位移,每级循环三圈. 加载时先推后拉.

1.3 主要试验现象

试件 SPSW-CB 加载至 400kN 时,两层钢板墙均形成沿对角线方向的拉力带(图 3(a)). 推向加载时东柱局部屈服($-1\,796\,\mu\epsilon$),拉向加载时,西柱柱脚外侧钢管屈服($-1\,618\,\mu\epsilon$). 沿对角线钢板墙几乎全部屈服. 加载至 28.2 mm 时,一层钢板墙自由边加劲肋焊缝在拉剪荷载作用下被拉断(图

3(b)). $2\Delta_y$ (40 mm)位移时,达到峰值荷载. 随后加载中,钢板墙与鱼尾板焊缝不断开裂. 钢板墙加劲肋端部焊缝断裂,减弱了钢板墙边缘约束,影响了钢板墙性能的充分发挥,降低了其承载力,导致框架荷载增大,再加上柱脚处混凝土未浇筑密实,两柱柱脚鼓曲. 加载后期,钢管柱壁鼓曲逐渐加重,柱脚形成塑性铰(图 3(c)). 随着循环位移不断增大,一层下部鱼尾板与钢板墙焊缝开裂加剧,最大达到 6 cm. 其他位置钢板墙与鱼尾板焊缝也陆续被撕裂,钢板墙拉力场不断减弱,承载力逐渐下降. 中梁东侧上翼缘与柱壁焊缝被不同程度拉开(图 3d). $4\Delta_y$ 位移时,水平荷载降至峰值荷载的 85%以下,试验结束. 钢板墙在往复荷载作用下整体呈现出“X”变形,最终破坏形态见图 3(e).

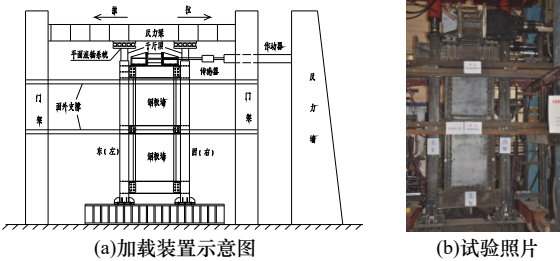


图 2 试验装置
Fig.2 Test setup

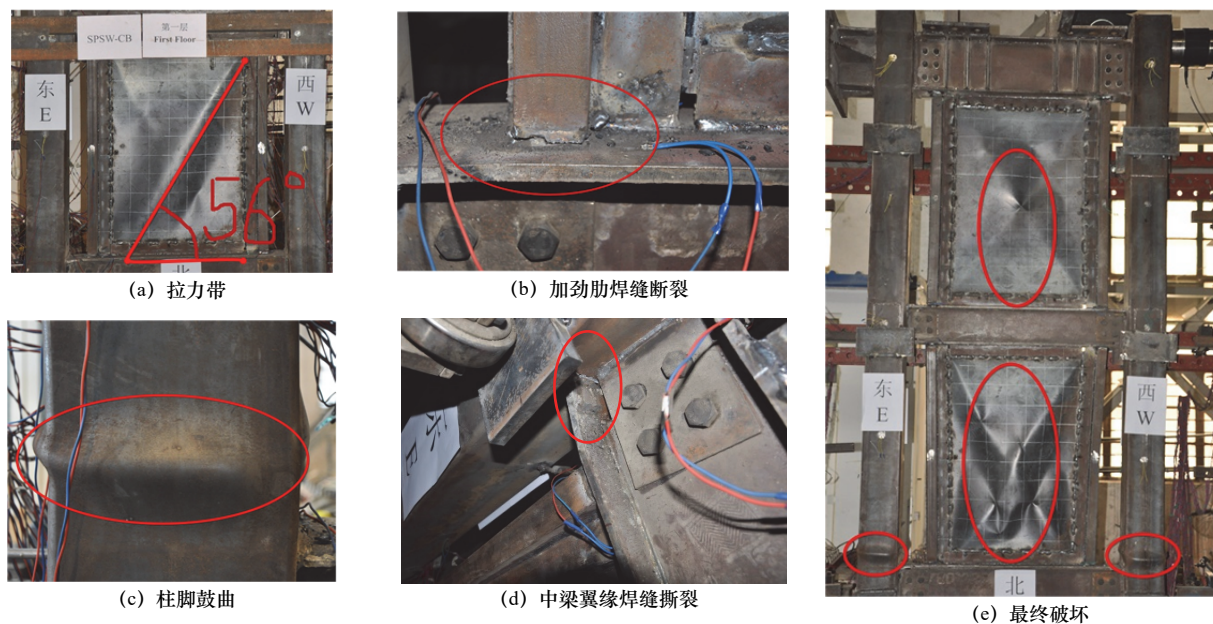


图3 试件 SPSW-CB 的破坏特征

Fig.3 Failure patterns of specimen SPSW-CB

1.3.2 试件 SPSW-BS

加载至 500 kN 时, 两层钢板墙产生沿对角线方向的 3 道屈曲半波, 形成拉力带(图 4a). 沿拉力带区域钢板墙屈服 (最大应变 $1\ 562\ \mu\epsilon$). 加载至 550kN 时, 试件屈服, 屈服位移 Δ_y 为 16 mm. $1.5\Delta_y$ 位移(顶层位移 24 mm)第一循环推向加载完成时, 应变监测数据显示东柱柱脚外侧钢管屈服($-1\ 631\ \mu\epsilon$). 第一循环拉向加载完成时, 西柱柱脚外侧钢管屈服($-1\ 795\ \mu\epsilon$). 水平位移达到 $2\Delta_y$ 时, 二层西侧上角部、东侧下角部钢板墙沿拉力场撕裂, 裂缝长

度约为 25 mm(图 4b); 钢板墙与鱼尾板焊缝亦发生撕裂. 随着位移增大, 钢板墙四周的裂缝持续缓慢发展, 但承载力继续上升. $3\Delta_y$ 位移拉向, 西柱柱脚外侧鼓曲. $3.5\Delta_y$ 位移时, 达到峰值荷载. 二层钢板墙在反复弯折作用下, 正反拉力带交汇处钢板被撕裂. 后续加载过程中, 框架梁翼缘与柱壁焊缝被不同程度拉开, 柱脚鼓曲逐渐增大(图 4c). 随着位移增大, 钢板墙中部产生了更多裂缝(图 4d). $6.5\Delta_y$ 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 4e.

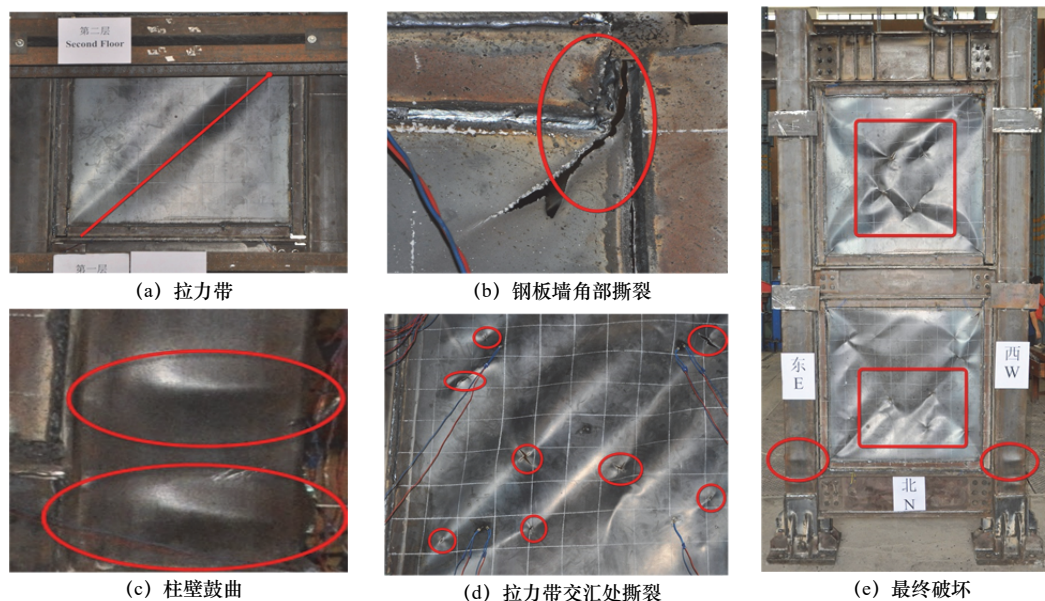


图4 试件 SPSW-BS 的破坏特征

Fig.4 Failure patterns of specimen SPSW-BS

1.4 破坏机理分析

两个试件整体破坏形态相似, 在较小的水平荷

载作用下, 钢板墙处于平面受力状态, 钢板墙在水平剪力作用下出现主拉应力和主压应力, 当剪应力

达到临界剪应力时,主压应力方向的钢板墙即发生屈曲,对角线方向形成拉力带,继续增加的荷载由钢板墙拉力场承担.随着位移增加,拉力带沿对角线逐渐向外扩展,钢板墙屈服面积逐渐增大,随后框架柱壁鼓曲,但荷载反向后,鼓曲又被拉平,承载力继续上升,表明方钢管混凝土柱能够继续有效地为薄钢板墙提供约束.钢板墙角部和中部在水平往复荷载作用下形成褶皱,最终撕裂,之后荷载主要由钢管混凝土框架承担.梁端与柱壁焊缝逐渐开裂,最终由于柱脚形成塑性铰,试件破坏.试件破坏过程中钢板墙先屈曲后屈服,随后因钢管混凝土柱脚形成塑性铰而破坏.试件 SPSW-CB 由于钢板墙边缘加劲肋焊缝被拉断,导致钢板墙拉力场未能充分开展,增大了框架柱受载比例,且柱脚处混凝土未浇筑密实,显著影响了其承载力和延性.因此,该加劲肋须具有足够的强度,并与框架梁保持可靠连接,才能为钢板墙拉力场提供有效边缘约束.两个试件整体破坏形态均符合“弱板强框架”的抗震设计理念,基本达到了双重设防目标.

2 数值分析与试验结果对比

2.1 分析模型

采用有限元软件 ABAQUS 6.10 对试件进行非线性数值分析.钢材材性参数取材性试验结果,泊松比为 0.30.钢材选用考虑大变形小应变的线性减缩薄壳单元(S4R),混凝土选用八节点线性减缩六面

体单元(C3D8R),混凝土立方体抗压强度取试验值 33.9 N/mm^2 ,其塑性参数如表 2 所示^[11].

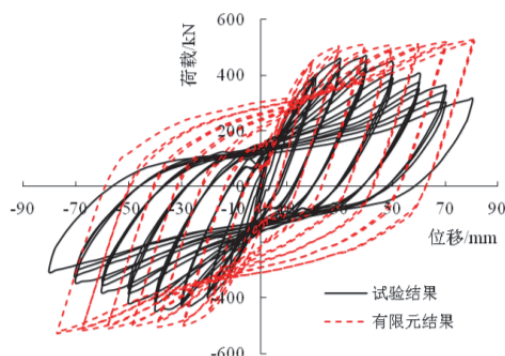
有限元分析中,约束 H 型钢梁上翼缘的面外平动自由度.钢板墙考虑 $l/1\ 000$ 的初始几何缺陷.水平荷载采用位移加载.钢管与混凝土之间的接触关系,沿法线方向采用“硬”接触,切线方向采用库伦摩擦模型,摩擦系数取 0.6.

表 2 混凝土材料的塑性参数
Tab.2 Plastic coefficients of concrete

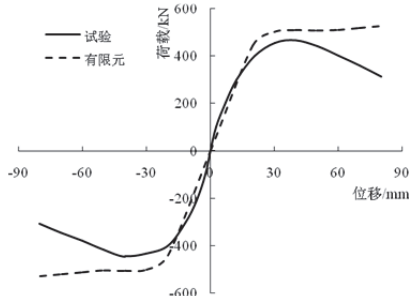
膨胀角/ $^\circ$	偏心率 ε	σ_{b0}/σ_{c0}	形状系数 K_c	粘性系数
30	0.1	1.16	0.667	0.0005

2.2 结果对比

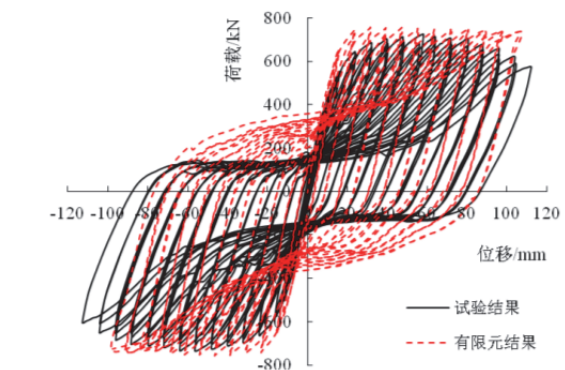
有限元与试验结果对比如图 5 所示.加载初期,试件处于弹性阶段,骨架曲线接近直线,有限元结果与试验吻合较好.屈服荷载之后,试件 SPSW-CB 由于边缘加劲肋焊缝撕裂,拉力场未能充分开展,且柱脚严重鼓曲,导致承载力退化.有限元模拟了试件的理想情况,而材料强度的离散性、试件加工质量、试验装置间的缝隙、支撑系统对试件的摩擦力等因素都将对结构性能产生影响.同时 ABAQUS 中的金属本构模型未能考虑材料在循环荷载下的损伤与断裂.因此,试件屈服后,有限元骨架曲线明显高于试验.试件 SPSW-BS 的有限元结果与试验结果吻合较好.总体来看,有限元分析能够较好的模拟方钢管混凝土框架-薄钢板剪力墙在低周反复荷载作用下的受力全过程.



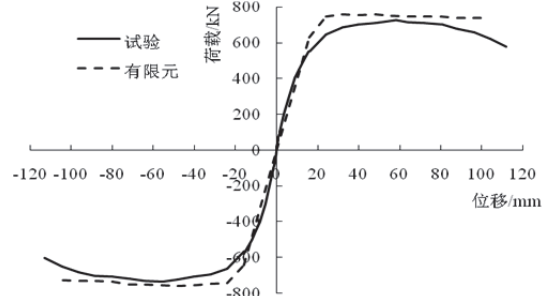
(a) 试件 SPSW-CB 滞回曲线比较



(c) 试件 SPSW-CB 骨架曲线比较



(b) 试件 SPSW-BS 滞回曲线比较



(d) 试件 SPSW-BS 骨架曲线比较

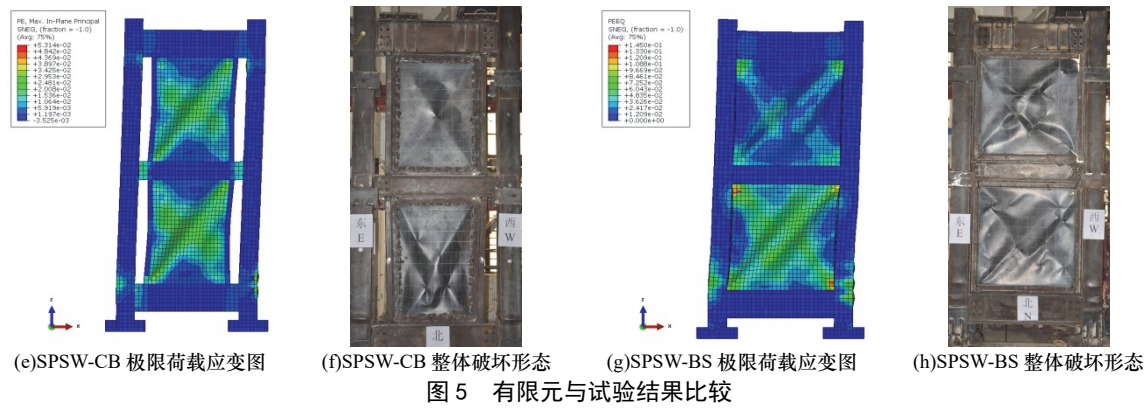


图 5 有限元与试验结果比较

Fig.5 Comparison between the finite element analysis and test results

3 两侧开洞钢板墙

3.1 模型建立

为减小钢板墙两边连接对结构承载力的影响, 结合建筑功能需要, 在钢板墙两侧设置半椭圆形洞口(图 6). 模型 SPSW-BSO 框架尺寸与试件 SPSW-BE 相同, 钢板墙两侧开半椭圆形洞口, 长轴为钢板墙高度的一半, 即 575 mm, 短半轴为长半轴的 1/3, 即 96 mm. 长轴与框架柱壁重合, 短轴与钢板墙中心线重合. 洞口边缘加劲肋取为-4 mm×40 mm^[12], 对称布置于钢板墙洞口边缘两侧.

为更好地实现“弱板强框架”的破坏机制, 方钢管柱、钢梁采用 Q345 钢材, $f_y=345\text{ N/mm}^2$, 钢板墙采用 Q235 钢材, $f_y=235\text{ N/mm}^2$, 弹性模量 $E=2.06\times10^5\text{ N/mm}^2$, 泊松比为 0.3. 钢材应力-应变关系采用双线性强化模型, 强化模量 $E_r=2\%E$. 混凝土采用 C40, 考虑钢管与混凝土之间的接触及混凝土材料的塑性损伤. 柱顶施加轴压比为 0.4 的竖向荷载, 顶梁端部施加水平荷载.

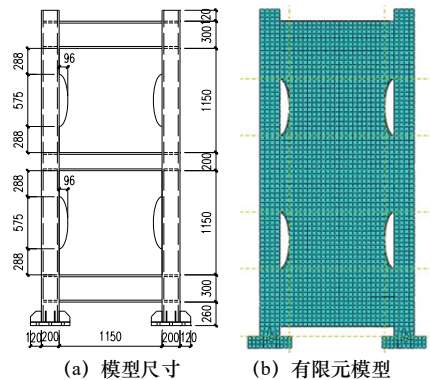


图 6 模型 SPSW-BSO

Fig.6 SPSW-BSO model

3.2 洞口尺寸对承载力的影响

为分析洞口尺寸对结构的影响, 设计了 6 个模型, 编号分别为 SPSW-XY, 其中, X 代表钢板墙高度与半椭圆形洞口长半轴的比值(取值为 3、4、5); Y 代表半椭圆形洞口长半轴与短半轴比值(取值为 2、

3). 计算结果如表 3 所示.

表 3 不同洞口尺寸模型承载力

Tab.3 Load bearing capacity of models with different opening dimensions

模型 编号	SPSW-32	SPSW-33	SPSW-42	SPSW-43	SPSW-52	SPSW-53
承载力 /kN	596.77	619.29	655.32	689.01	707.02	710.99

由表 3 可知, 结构承载力随 X 、 Y 值的增大而增大, 但随 X 值增大较快. 表明开洞率是影响结构承载力的主要因素, 且半椭圆形洞口长轴尺寸相对于短轴而言影响更大. 当长半轴达到钢板墙总高度的 1/4, 短半轴为长半轴的 1/3 后, 继续减小开洞率不能显著增大承载力. 实际工程中, 该洞口尺寸能够满足水、电管线等建筑功能的要求, 同时可显著减小钢板墙对框架柱的附加弯矩, 使结构能够充分发挥抗震性能, 是合理的开洞比例.

3.3 受力分析

为简化分析, 采用如下基本假定: 薄钢板墙完全屈服; 框架形成理想的塑性铰机制, 中梁梁端形成塑性铰, 顶层和底层框架柱端形成塑性铰, 如图 7(a)所示.

框架柱所受弯矩由框架侧移和钢板墙拉力场共同产生. 图 7(b)为框架柱计算简图, 图 7(c)为框架侧移产生的弯矩. 取中间一层框架柱进行分析, 由钢板墙拉力场产生的附加弯矩如图 8 所示, 其中, q 为钢板墙拉力场作用于框架柱的水平分量^[13], l 为钢板墙高度. 对于中间层框架柱而言, 柱下端节点处弯矩为侧移和拉力场产生的弯矩之和, 而柱上端弯矩为二者之差. 表 4 列出了模型 SPSW-BE 和 SPSW-BSO 框架柱端部与中部弯矩值及二者弯矩差值, 可知钢板墙两侧开半椭圆形洞口能够显著减小拉力场产生的附加弯矩, 改善受力性能, 有效保

护框架柱。

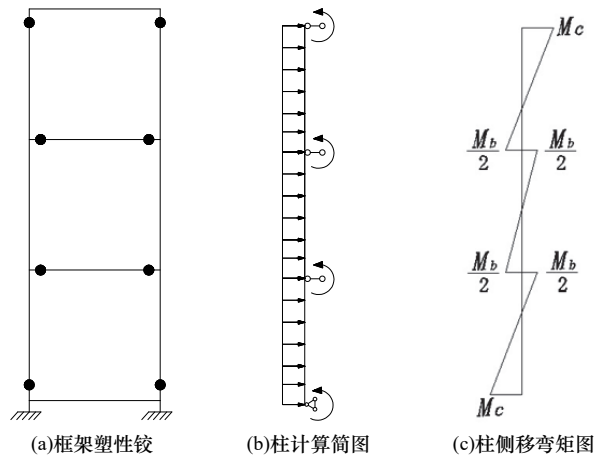


图 7 计算简图

Fig.7 Calculating diagram

表 4 框架柱弯矩

Tab.4 Moment of frame column

模型编号	SPSW-BS	SPSW-BSO	$M_{\text{差值}}$
柱端部弯矩	$M_{C\text{端}} = \frac{M_b}{2} + \frac{ql^2}{12}$	$M_{C\text{端}} = \frac{M_b}{2} + \frac{5ql^2}{192}$	$\frac{11ql^2}{192}$
柱中部弯矩	$M_{C\text{中}} = \frac{ql^2}{24}$	$M_{C\text{中}} = \frac{ql^2}{192}$	$\frac{7ql^2}{192}$

注: $M_{C\text{端}}$ 为框架柱端部弯矩; $M_{C\text{中}}$ 为框架柱中部弯矩; $M_{\text{差值}}$ 为 SPSW-BS 与 SPSW-BSO 弯矩差值。

4 抗震性能比较

4.1 滞回曲线和骨架曲线

分别对模型 SPSW-BS、SPSW-CB 和 SPSW-BSO 进行非线性数值分析。滞回曲线如图 9 所示。各模型的滞回曲线饱满,承载力未出现明显下降。SPSW-BSO 由于钢板墙面外变形较大,导致加劲肋受扭,降低了加劲肋对钢板墙的面外约束,滞回曲线略有捏缩。可适当提高肋板刚度比减小捏缩效应。各模型水平承载力见表 5,模型 SPSW-BSO 承载力损失明显低于 SPSW-CB,说明两侧开洞能够有效减小承载力损失。骨架曲线如图 10 所示,模型 SPSW-BSO 与 SPSW-BS 初始刚度接近,略高于 SPSW-CB。

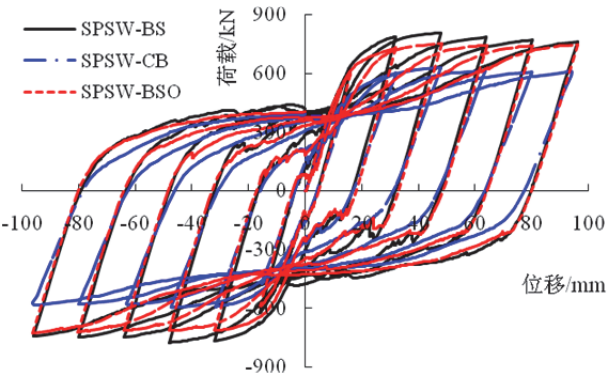


图 9 滞回曲线

Fig.9 Hysteretic curves

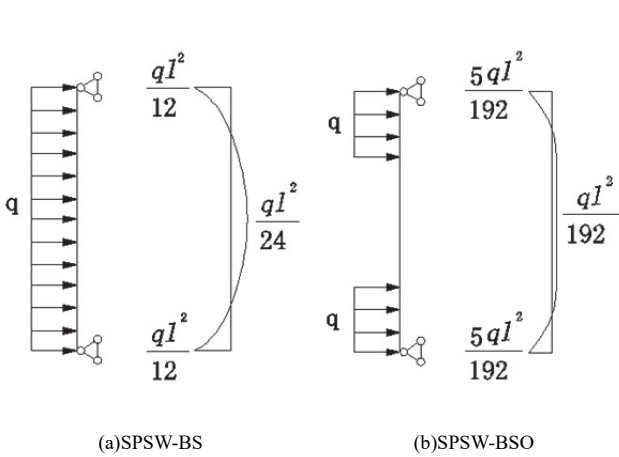


图 8 附加弯矩

Fig.8 Additional moment

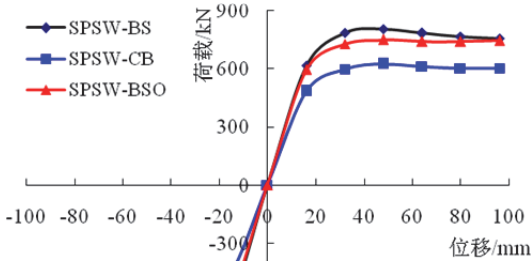


图 10 骨架曲线

Fig.10 Skeleton curves

表 5 模型水平承载力

Tab.5 Horizontal carrying capacity of models

试件编号	SPSW-BS	SPSW-CB	SPSW-BSO
承载力/kN	804.5	625.9	749.1
与 SPSW-BS 差值比/%	0	22.3	6.9

4.2 耗能能力

图 11 比较了三个模型的累积滞回耗能性能。SPSW-BSO 耗能能力低于 SPSW-BS,但高于 SPSW-CB。其原因为结构主要由钢板墙耗能,钢板墙开洞使得钢板墙面积减小,降低了耗能能力。总体而言,随着侧移增加,累积耗能能力呈指数型增强,各模型均有良好的耗能能力。

4.3 柱壁分离

在薄钢板墙拉力场作用下,方钢管柱壁与内填混凝土会发生分离,从而影响方钢管对内填混凝土的约束作用。图 12 为基底反力最大时方钢管柱壁与内填混凝土的分离曲线。可以看出,模型 SPSW-BS 在各层柱中位置处分离最严重,而模型 SPSW-BSO 钢板墙与钢管柱连接处分离最大,柱中部几乎没有分离。总体而言,前者分离曲线几乎包络了后者,说明钢板墙两侧开洞能够有效降低柱壁分离程度。

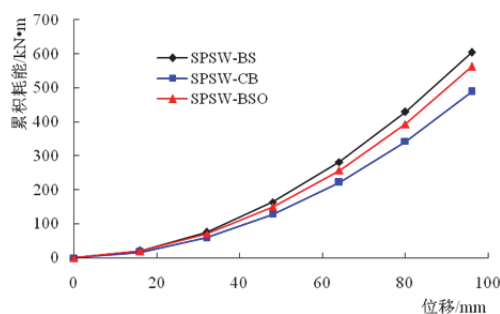


图 11 滞回耗能比较

Fig.11 Comparison of hysteretic energy dissipation

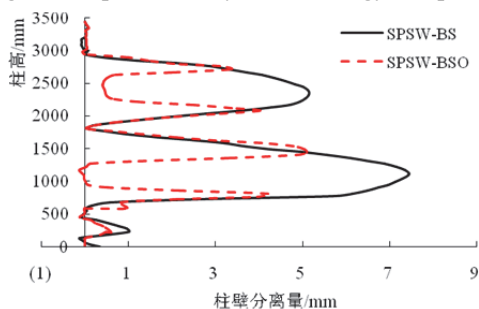


图 12 柱壁分离

Fig.12 Separation of column wall

5 结论

(1)方钢管混凝土框架-两边及四边连接薄钢板剪力墙均具有较高的承载力、良好的延展性和耗能能力。

(2)薄钢板墙两侧开半椭圆形洞口,可显著降低薄钢板墙拉力场对方钢管混凝土柱的附加弯矩。

(3)两侧开洞钢板墙半椭圆形洞口长半轴为钢板墙高度 1/4,短半轴为长半轴的 1/3 时,结构承载力与附加弯矩均达到较为合理的范围。

(4)两侧开洞钢板墙与四边连接钢板墙、两边连接钢板墙的抗震性能比较表明,两侧开洞钢板墙的承载力损失明显低于两边连接钢板墙。

参考文献 References

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学出版社, 2000. HAN Linhai. Concrete filled steel tubular structure[M]. Beijing: Science Press, 2000.
- [2] HUANG C S, YEH Y K, LIU G Y, et al. Axial load behavior of stiffened concrete filled steel columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(9): 1222-1230.
- [3] 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.

- [4] 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 Buildings Structures, 2011, 32 (1): 17-29.
- [5] 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 Buildings Structures, 2013, 34(1): 61-69.
- [6] 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): 103-109. 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.
- [7] 郭兰慧, 李然, 范峰, 等. 钢管混凝土框架-钢板剪力墙结构滞回性能研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45 (11): 69-78. GUO Lanhui, LI Ran, FAN Feng, et al. Study on hysteretic behaviors of composite frame-steel plate shear wall structure[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45 (11): 69-78.
- [8] XUE M, LU L W. Interaction of infilled steel shear wall panels with surrounding frame members[C]// Proceedings of Structural Stability Research Council Annual Technical Session. Bethlehem, PA, 1994: 339-354.
- [9] 徐嫚, 王玉银, 张素梅. 两边连接钢板剪力墙抗剪静力性能分析[J]. 工业建筑, 2009, 39(3): 107-111. XU Man, WANG Yuyin, ZHANG Sumei. Shear resistance behavior of two-side connected steel-plate shear wall[J]. Industrial Construction, 2009, 39(3): 107-111.
- [10] JGJ101-96. 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. JGJ101-96. Specification of testing methods for earthquake resistant building[S]. Beijing: China Building Industrial, 1997.
- [11] Dassault Systèmes Simulia Corp. ABAQUS Analysis User's Manual Version 6.10[M]. Providence, RI: Dassault Systèmes Simulia Corp., 2010.
- [12] 郭彦林, 廖友武, 董全利. 全加劲两侧开缝钢板剪力墙弹性屈曲研究[J]. 建筑钢结构进展, 2007, 9(3):58-62. GUO Yanlin, MIAO Youwu, DONG Quanli. Elastic buckling behavior of stiffened steel plate shear walls slotted at two edges[J]. Progress in Steel Building Structures, 2007, 9(3): 58-62.
- [13] American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings[M]. Chicago, IL, 2005.

(编辑 吴海西)