

方钢管混凝土框架一竖向加劲薄钢板剪力墙的 滞回性能研究

王先铁¹, 贾贵强¹, 李 进¹, 陈峰梅², 罗 遥¹, 郑 江¹

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 中山市春兴建筑科技有限公司, 广东 中山 528434)

摘要: 对 1 榀单跨 2 层 1/3 比例的方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板剪力墙进行了低周往复荷载试验, 研究了方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板剪力墙的抗震性能. 利用有限元软件 ABAQUS 对其进行了非线性数值分析, 并对比分析了数值分析结果与试验结果. 构建足尺模型研究了柱子轴压比、加劲肋数量、钢板墙高厚比和柱子柔度系数对方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板剪力墙滞回性能的影响. 结果表明: 方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板剪力墙具有良好的抗震性能. 增大轴压比使结构的承载力和延性降低, 但对滞回耗能和刚度退化影响较小; 加劲肋数量对结构滞回耗能影响较大, 但对承载力和刚度退化影响较小; 高厚比和柱子柔度系数对结构的承载力、滞回耗能和刚度退化影响较大.

关键词: 方钢管混凝土框架; 竖向加劲; 薄钢板剪力墙; 滞回性能; 试验研究

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2017)05-0637-10

Hysteretic behavior study of concrete-filled square steel tubular frame-thin steel plate shear wall with vertical stiffeners

WANG Xiantie¹, JIA Guiqiang¹, LI Jin¹, CHEN Fengmei², LUO Yao¹, ZHENG Jiang¹

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

2. Zhongshan Chunxing Construction Technology Co., Ltd, Zhongshan 528434, China)

Abstract: The low cyclic loading experiment was conducted on one 1/3 scaled one-bay two-story concrete-filled square steel tubular (CFSST) frame-thin steel plate shear walls (SPSWs) with vertical stiffeners. The seismic behavior of CFSST frame-thin SPSWs with vertical stiffeners was investigated. The nonlinear analytical analysis was conducted using the finite element package ABAQUS. The numerical results were compared with the experimental results to study the seismic behavior of the CFSST frame-thin SPSWs. The effects of axial compression ratio, number of stiffeners, ratio of height-to-thickness of the SPSWs and column flexibility factor on the hysteretic behavior of the CFSST frame-thin SPSWs with vertical stiffeners were studied by using the full size model. The results show that the CFSST frame-thin SPSWs with vertical stiffeners have good seismic behavior. The bearing capacity and ductility decrease with the increase of axial compression ratio, and the increase of axial compression ratio has little influence on energy dissipation and degradation of stiffness. The number of stiffener has considerable influence on hysteretic behavior, but it has little effect on the bearing capacity and stiffness degradation. The ratio of height-to-thickness of the SPSWs and column flexibility factor has great influence on the bearing capacity, energy dissipation and stiffness degradation.

Key words: concrete-filled square steel tubular frame; vertical stiffeners; thin steel plate shear wall; hysteretic behavior; experimental study

钢板墙剪力墙(下简称钢板墙)结构是由边框梁、边框柱及内嵌钢板组成的一种高效抗侧力体系. 其中, 薄钢板墙主要依靠屈曲后内嵌钢板中形成的“拉力带”承担水平荷载, 具有自重轻、延性好、承载力高、耗能能力强及经济性好等优点^[1]. 在风荷载或地震作用下, 未加劲薄钢板墙会产生较大的面外变形和屈曲噪声, 滞回曲线会出

现明显“捏缩”, 舒适度不理想^[2]. 对钢板墙设置加劲肋是解决上述问题的主要途径, 以往研究中大多采用十字加劲或斜加劲^[3-5], 易发生加劲肋交叉焊接处钢板墙撕裂^[6]. 此外, 虽然钢板墙主要作为水平抗侧力构件使用, 但实际工程中钢板墙不可避免会承受一定的竖向荷载. 为此, 研究者们提出对钢板墙设置竖向加劲肋. 聂建国等^[7]推导了竖

向加劲钢板墙弹性屈曲应力的简化计算公式,明确了在竖向加劲肋刚度阈值内配置加劲肋,可有效防止钢板墙在竖向荷载作用下屈曲.童根树等^[8]研究了竖向闭口加劲钢板墙的屈曲性能,得到了合理的竖向闭口加劲肋门槛刚度.赵伟等^[9]采用有限元法对设置竖向加劲肋钢板墙的弹性屈曲性能进行了研究,分析了加劲肋数量、加劲肋刚度和钢板墙宽高比等因素对钢板墙弹性屈曲性能的影响.马尤苏夫等^[10]对竖向槽钢加劲钢板墙进行了屈曲分析和静力弹塑性分析,研究了槽钢距边缘构件距离、钢板墙宽厚比、高宽比、肋板刚度比及柱刚度等对钢板墙力学性能的影响.

以往研究中多采用 H 型钢柱作为薄钢板墙的竖向边框,但 H 型钢柱易发生屈曲而导致结构整体扭转和失稳^[11].采用方钢管混凝土柱作为薄钢板墙的竖向边框,薄钢板墙对竖向边框较高的强度和刚度需求更易满足,可充分发挥二者的结构性能^[12].

对一榀单跨 2 层 1/3 比例方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板墙进行了低周往复荷载试验.利用有限元软件 ABAQUS 对其进行了非线性数值分析,研究了柱子轴压比 n 、加劲肋数量 m 、内填钢板墙高厚比 λ 和柱子柔度系数 ω 对方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板墙滞回性能的影响.

1 试验研究

1.1 试件设计

设计了 1 榀单跨 2 层缩尺比为 1/3 的方钢管混

凝土框架-竖向加劲薄钢板墙试件(图 1).其中,内嵌钢板墙尺寸为 $-3\text{ mm}\times 1\,150\text{ mm}\times 1\,150\text{ mm}$,沿钢板墙竖向中心线方向双面布置 5 加劲肋.根据文献^[13]确定框架的截面尺寸,如表 1 所示.框架内侧设置 $-6\text{ mm}\times 60\text{ mm}$ 的鱼尾板,钢板墙与鱼尾板采用双面连续角焊缝连接.梁柱采用栓焊连接,梁柱节点区方钢管内设置内隔板.钢材均采用 Q235B,材性试验结果见表 2.方钢管内灌 C30 混凝土,其立方体抗压强度实测值为 33.9 N/mm^2 .

表 1 框架构件几何尺寸

Tab. 1 Geometrical dimensions of frame members

钢管	底/顶梁	中梁
$\square 200\times 6$	H300 \times 150 \times 10 \times 12	H200 \times 100 \times 10 \times 12

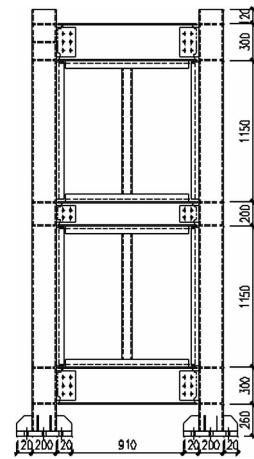


图 1 试件几何尺寸

Fig. 1 Geometrical dimensions of specimen

表 2 钢材材性试验结果

Tab. 2 Results of material properties

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 $A/\%$
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

1.2 试验装置与加载制度

试验装置如图 2 所示.通过两个 2 000 kN 油压千斤顶在柱顶施加 400 kN 的恒定竖向荷载.水平往复荷载由两个 1 000 kN MTS 作动器施加,作动器加载端与框架顶梁中部的专用水平加载装置连接.为防止试件发生平面外失稳,在柱子两侧各设置两道带滚轴的侧向支撑.

水平往复荷载采用荷载一位移混合控制的加载制度^[14].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 以后每级荷载增

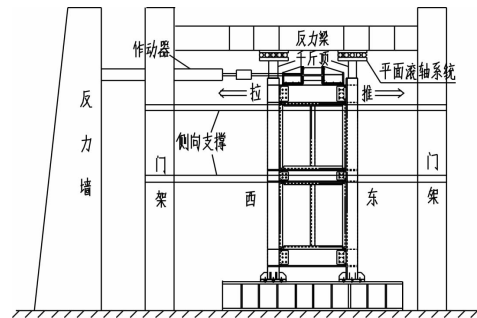


图 2 试验装置

Fig. 2 Test setup

量为 50 kN, 加载至屈服荷载 P_y , 每级循环一圈. 试件屈服后采用位移控制加载, 以屈服位移 Δ_y 的 0.5 倍作为位移增量, 每级循环三圈. 当极限荷载降至峰值荷载的 85% 时, 停止加载. 加载方向为

先推后拉.
1.3 试验现象
试件在加载过程中的主要试验现象如表 3 及图 4 所示.

表 3 试验现象
Tab. 3 Experiment phenomena

加载阶段		主要试验现象
荷载		推向加载至 300 kN 时, 两层钢板墙均屈曲, 一层西侧角部钢板墙屈服. 550 kN 时, 试件屈服, 屈服位移 Δ_y 为 18 mm. 此时一、二层钢板墙最大面外变形分别为 12 mm、10 mm.
控制加载		
	1.0 Δ_y	一、二层钢板墙均沿对角线方向形成拉力带(图 4a).
	1.5 Δ_y	一层西侧西上角钢板墙角部撕裂(图 4b), 拉方向达到峰值荷载为 -638.5 kN.
位移控制加载	2.0 Δ_y	东柱柱脚鼓曲, 由于梁柱节点区混凝土未浇筑密实, 西柱中梁下部鼓曲, 后续加载过程中, 鼓曲不断加剧, 一、二层东侧东上角的钢板墙沿鱼尾板方向开裂, 一层西侧鱼尾板上端与柱壁焊缝开裂. 此时, 一、二层钢板墙面外最大变形分别为 24 mm、28 mm.
	2.5 Δ_y	推方向达到峰值荷载为 719.4 kN, 一层西侧西下角、二层东侧东下角钢板墙沿鱼尾板方向撕裂.
	3.0 Δ_y	中梁西侧下翼缘与柱壁焊缝开裂, 钢板墙在反复荷载作用下被多次弯折, 一层西侧钢板墙拉力带交汇处撕裂(图 4d).
	3.5 Δ_y	中梁处西柱柱壁被压溃、撕裂(图 4e、f), 试验结束. 最终破坏形态与加载前对比见图 4g.

1.4 试验结果

试验滞回曲线如图 5 所示. 屈服荷载前, 水平荷载随着加载位移的增大呈线性增长, 滞回环面积较小. 沿钢板墙高度方向设置的双面竖向槽钢加劲肋, 减小了钢板墙宽厚比, 约束了钢板墙的面外变形, 荷载震荡现象较轻. 峰值荷载前, 滞回曲线呈较为饱满的梭形. 随着加载位移增大, 滞回曲线出现“捏缩”. 峰值荷载后, 由于西柱中梁附近钢管内混凝土未浇灌密实, 在竖向压力和剪力作用下, 钢管内凹压溃并撕裂, 拉向承载力迅速下降.

试件一层最大层间位移为 32.58 mm(层间位移角为 1/43), 二层最大层间位移为 38.11 mm(层间位移角为 1/37), 均大于《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[15] 中多高层钢结构弹塑性层间位移角限值(1/50). 试件推和拉方向的延性系数分别为 3.5 和 3.1, 表明试件延性较好.

2 有限元分析结果与试验结果对比

2.1 有限元模型

采用有限元软件 ABAQUS 对试验试件进行非线性数值模拟. 钢材材性参数根据材性试验结果取值, 采用弹性-线性强化模型, 强化模量 $E_t = 2\%E$ (E 为钢材弹性模量), 泊松比取 0.30. 钢构件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 8 节点线性减缩六面体单元(C3D8R). 考

虑几何、材料及接触非线性. 混凝土采用塑性损伤模型, 其塑性参数^[16]见表 4. 钢管壁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. 柱脚处设置为完全固定, 模拟试件嵌固边界条件; 约束中梁和顶梁面外平动自由度, 模拟试验中面外支撑对试件的面外变形约束. 为考虑初始几何缺陷的影响, 选取钢板墙屈曲分析中不利的缺陷分布当作初始几何缺陷计入模型, 几何缺陷幅值取实测值, 即加载前测得一层和二层钢板墙的最大面外变形分别为 3 mm 和 5 mm. 如图 6 所示为有限元模型.

表 4 混凝土材料的塑性参数
Tab. 4 Plastic coefficients of concrete

膨胀角/(°)	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	0.000 5

注: σ_{b0} 为初始等效双轴抗压强度; σ_{c0} 为初始单轴抗压强度.

2.2 滞回曲线与骨架曲线对比

有限元与试验滞回曲线和骨架曲线对比如图 7 所示. 由图 7a 可知, 加载初期, 试件处于弹性阶段, 有限元与试验滞回曲线吻合较好, 滞回曲线基本保持线性增长. 由于有限元模拟了试件的理想情况, 其金属材料本构关系未考虑材料在高应力状态下循环加载导致的材料刚度退化与断裂, 未能模拟试验中出现的焊缝断裂与钢板墙撕裂等情况. 因此试件屈服以后, 有限元模拟结果高于试

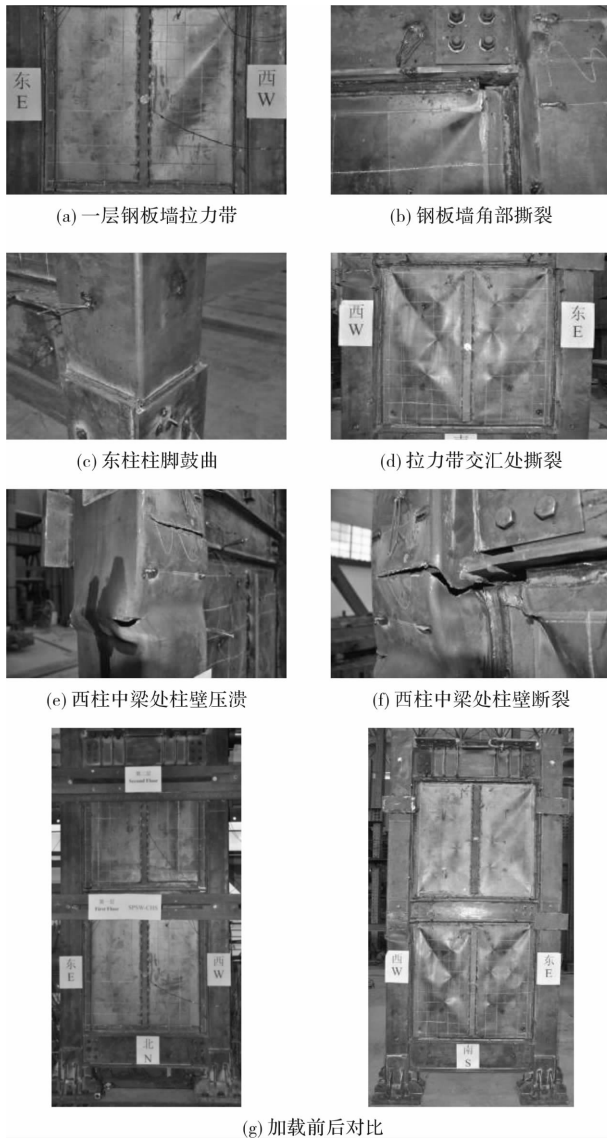


图 4 试验现象

Fig. 4 Experiment phenomena

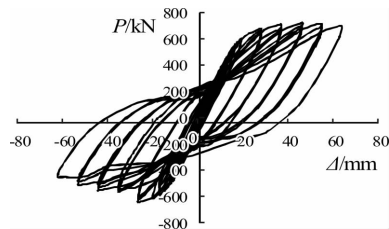


图 5 荷载一位移滞回曲线

Fig. 5 Load-displacement hysteretic curve

验, 计算滞回曲线较试验饱满. 有限元滞回曲线较试验曲线饱满且承载力退化缓慢.

由图 7b 可知, 弹性阶段, 有限元与试验骨架曲线基本重合. 达到峰值荷载后, 有限元计算结果较试验曲线平缓. 这是由于一方面有限元模拟仅引入了钢板墙的初始缺陷, 未能考虑诸如试件材料强度的离散性、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对结构性能的影响.

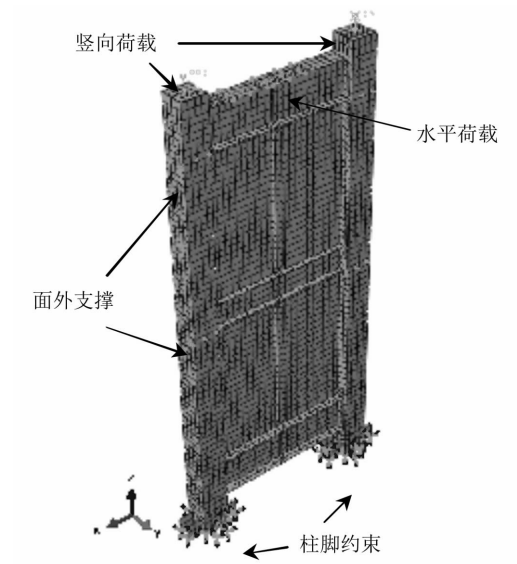
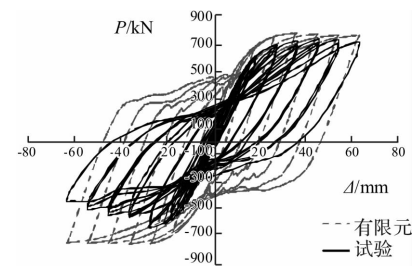


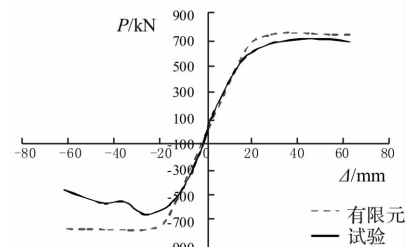
图 6 有限元模型

Fig. 6 Finite element model

响. 另一方面试件钢管内混凝土未浇筑密实, 影响了试件拉方向的承载力. 总体来看, 有限元分析能够较好地模拟方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板墙在低周反复荷载下的受力情况.



(a) 滞回曲线



(b) 骨架曲线

图 7 有限元与试验结果对比

Fig. 7 Comparison of finite element analysis and test results

2.3 应力与变形分析

模型在不同受力阶段的应力、应变见图 8. 加载初期, 随着水平位移的增加, 钢板墙应力逐渐增大. 推向达到屈服荷载时, 两层钢板墙沿左下至右上对角线方向发生面外屈曲, 板中内力形成拉力场, 此时沿对角线方向大部分钢板墙已经屈服 (图 8a). 随着位移的增大, 钢板墙屈服面积增大, 达到峰值荷载时, 钢板墙基本完全屈服, 钢板墙应力分布均匀, 柱脚大部分区域屈服 (图 8b). 由图

8d-f 可知, 一层钢板墙角部塑性应变值较大, 对应于试验中钢板墙角部撕裂. 极限荷载时, 由于加劲肋的设置, 钢板墙应变在小区格内形成对角交叉分布. 且一层钢板墙塑性应变分布面积大于二层钢板墙. 对应于试验最终破坏形态, 试件一层钢板墙形成的“褶皱”较二层钢板墙大.

有限元分析和试验现象中一层钢板墙破坏比

二层钢板墙严重, 但二者原因不同, 有限元分析中, 在加载后期, 柱脚形成塑性铰, 框架柱受压变短, 使得一层钢板墙竖向受压; 而试验中, 中梁附近柱子内部混凝土未浇筑密实, 局部被压溃, 导致一层钢板墙受力大于二层钢板墙.

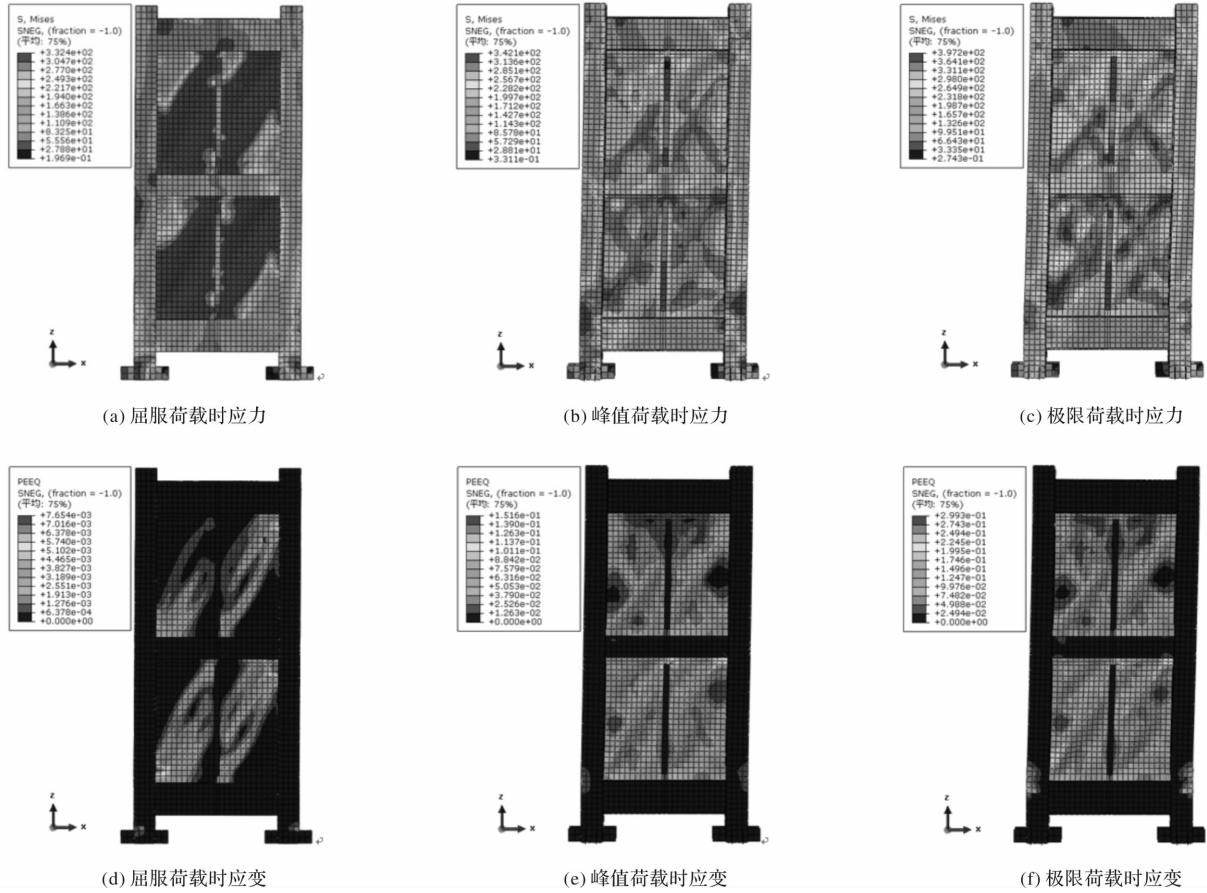


图 8 模型应力应变分布

Fig. 8 Distribution of stress and strain of model

3 滞回性能参数分析

3.1 分析模型建立

为了解不同因素对结构滞回性能的影响, 设计了单跨 3 层足尺模型, 采用有限元软件 ABAQUS 对其进行非线性数值分析. 为了更好地实现理想的破坏机制, 即钢板墙先于框架破坏, 钢板墙采用 Q235 钢材, 屈服强度 $f_y=235 \text{ N/mm}^2$; 方钢管和 H 型钢梁等采用 Q345 钢材, 屈服强度 $f_y=345 \text{ N/mm}^2$. 钢材弹性模量均取 $E=2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$. 采用 C40 混凝土, 轴心抗压强度标准值 $f_{ck}=26.8 \text{ N/mm}^2$, 弹性模量取 $E_c=3.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$. 考虑钢管对混凝土约束效应及混凝土材料塑性损伤. 模型几何尺寸和有限元模型如图 9 所示. 方钢管截面为 $\square 800 \times$

35, 钢板墙尺寸为 $-8 \text{ mm} \times 3\,600 \text{ mm} \times 7\,200 \text{ mm}$,

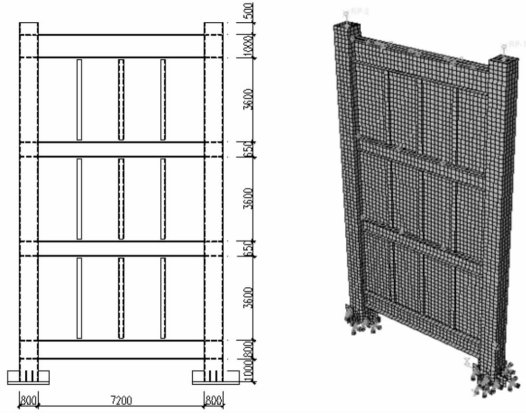


图 9 分析模型

Fig. 9 Analysis model

槽钢加劲肋对称布置组成 $\square 200 \times 8$ 方形截面, 框架梁截面尺寸如表5所示。

表5 梁截面尺寸

Tab. 5 Dimensions of beam

顶梁	中梁	底梁
H1 000×600× 35×50	H650×400× 25×35	H800×550× 30×40

3.2 分析参数确定

在基本模型基础上, 分析轴压比 n 、加劲肋数量 m 、钢板墙高厚比 λ 和柱子柔度系数 ω 对方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板墙滞回性能影响。根据文献[12], 柱子柔度系数可按式(1)~(3)确定; 各参数取值见表6。

$$\omega = 0.7 \sqrt{\frac{h^4 t E_s}{2 L E_{\text{eff}} I_{\text{eff}}}} \quad (1)$$

$$E_{\text{eff}} I_{\text{eff}} = E_s I_s + C_1 E_c I_c \quad (2)$$

$$C_1 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (3)$$

式中: h 为上下梁中心线间距离; t 为钢板墙厚度; L 为左右柱中心线间距离; E_s 、 E_c 分别为钢材和混凝土的弹性模量; I_s 、 I_c 分别为钢材和混凝土截面的惯性矩; A_s 、 A_c 分别为钢材和混凝土截面面积。

表6 参数取值

Tab. 6 Value of parameters

柱子轴压比 n	加劲肋数量 m	钢板墙高厚比 λ	柱子柔度系数 ω
0.1	0	350	1.2
0.2	1	400	1.4
0.3	2	450	1.6
0.4	3	500	1.8
0.5	4	550	2.0

3.3 各参数对滞回性能的影响

3.3.1 轴压比对滞回性能的影响

图10分别为不同轴压比模型的滞回曲线、骨架曲线、滞回耗能曲线、等效粘滞阻尼系数曲线

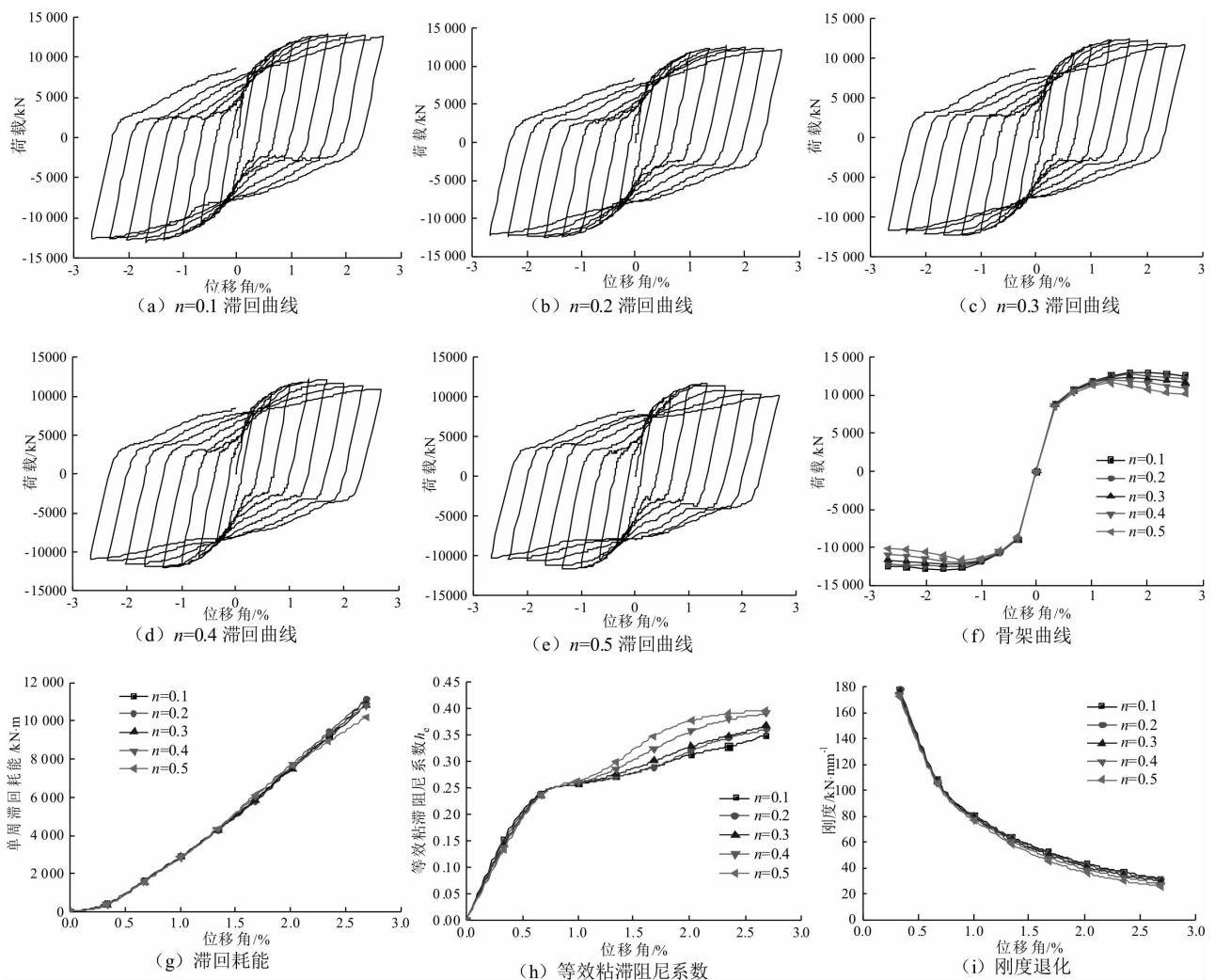


图10 轴压比对滞回性能的影响

Fig. 10 Influence of axial compression ratio on hysteretic behavior

及刚度退化曲线. 由图 10(f)可知, 随着轴压比的增大, 竖向加劲钢板墙的承载力逐渐下降, 当轴压比 $n=0.1$ 时, 承载力最大; 轴压比 $n=0.5$ 时, 承载力最小, 最小值比最大值降低约 11%. 轴压比越大, 在较大的水平位移下产生的 $P\Delta$ 效应会加速柱子进入塑性, 影响结构的承载能力, 加载后期, 结构的延性随着轴压比的增大而降低. 由图 10(g)可知, 位移角达到 2.0% 之前, 不同轴压比的滞回耗能曲线基本重合, 层间位移角达到 2.0% 之后, 轴压比 $n=0.5$ 的滞回环面积较其它轴压比低, 说明结构进入弹塑性阶段后, 增大轴压比, 会降低结构耗能. 由图 10(h)可知, 受力初期, 不同轴压比的等效粘滞阻尼系数曲线基本重合. 轴压比越大, 等效粘滞阻尼系数越大, 耗能效率越高. 由图 10(i)可知, 轴压比越大, 初始刚度越小, 但初始刚度降低幅度较小; 同时, 结构刚度随着轴压比的增大, 退化越明显.

3.3.2 加劲肋数量对滞回性能的影响

图 11 分别为不同加劲肋数量模型的滞回曲线、

骨架曲线、滞回耗能曲线、等效粘滞阻尼系数曲线和刚度退化曲线. 由图 11(f)可知, 不同加劲肋数量模型的骨架曲线基本重合, 竖向加劲肋数量对结构承载力影响较小, 加劲肋数量从 0~1 时, 结构承载力提高不明显, 其原因为模型中钢板墙宽高比为 2, 当布置一道竖向加劲肋时, 区格钢板墙即为方形板, 未加劲板的失稳波形与加劲后的失稳波形几乎一致, 是否设置加劲肋对钢板墙的稳定影响很小^[8]. 加劲肋数量从 1~4 时, 由于模型中选取的加劲肋满足肋板刚度比阈值刚度的要求, 即当肋板刚度比大于阈值刚度时, 加劲肋对结构承载力的提高不明显. 由图 11(g)、(h)可知, 加劲肋越多, 滞回耗能越大; 等效粘滞阻尼系数越大, 耗能效率越高. 当加劲肋数量为 0 和 1 时, 滞回耗能和等效粘滞阻尼系数曲线基本重合. 由图 11(i)可知, 加劲肋越多, 结构初始刚度越大, 各模型刚度退化曲线退化趋势基本一致. 加劲肋数量对刚度退化影响较小.

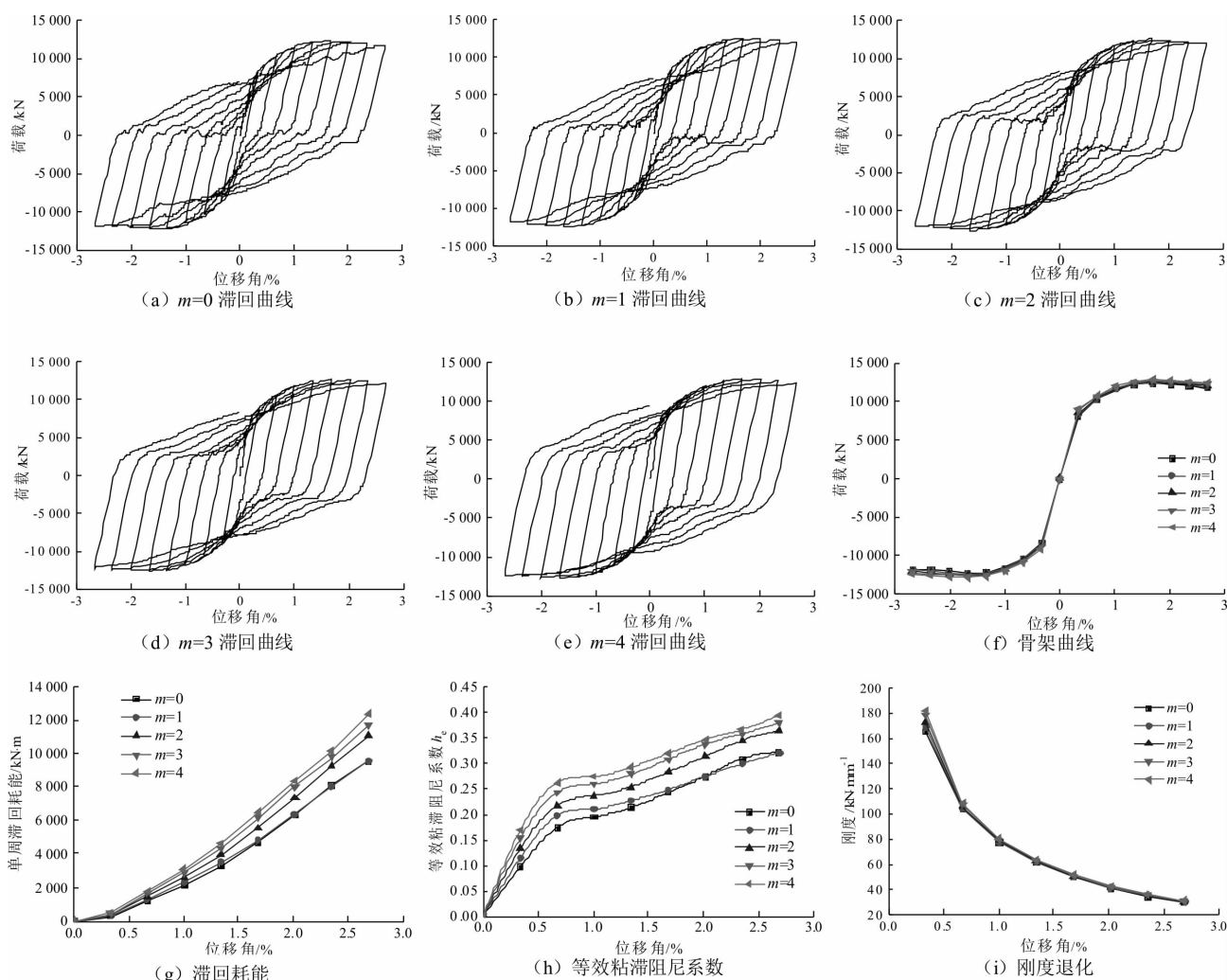


图 11 加劲肋数量对滞回性能的影响

Fig. 11 Influence of number of stiffeners on hysteretic behavior

3.3.3 钢板墙高厚比对滞回性能的影响

图12分别为不同高厚比模型的滞回曲线、骨架曲线、滞回耗能曲线、等效粘滞阻尼系数曲线及刚度退化曲线。由图12(f)可知,随着高厚比的增大,结构的承载力逐渐减小,且承载力降低幅度逐渐减小。承载力最小值比最大值降低约23%,说明钢板墙高厚比对结构承载力影响较大。由图12(g)可知,高厚比越大,滞回耗能越少。由图12(h)可知,层间位移角达到0.68%之前,不同

高厚比的等效粘滞阻尼系数增长较快,且各等效粘滞阻尼系数曲线基本重合。层间位移角达到0.68%之后,不同高厚比的等效粘滞阻尼系数增长缓慢且随着高厚比的增大而减小。由图12(i)可知,高厚比越大,初始刚度越小,初始刚度降低幅度逐渐减小,说明增大高厚比将降低竖向加劲钢板墙的初始刚度;高厚比 $\lambda=350$ 时,刚度退化较显著,高厚比 $\lambda=550$ 时,刚度退化较平缓。

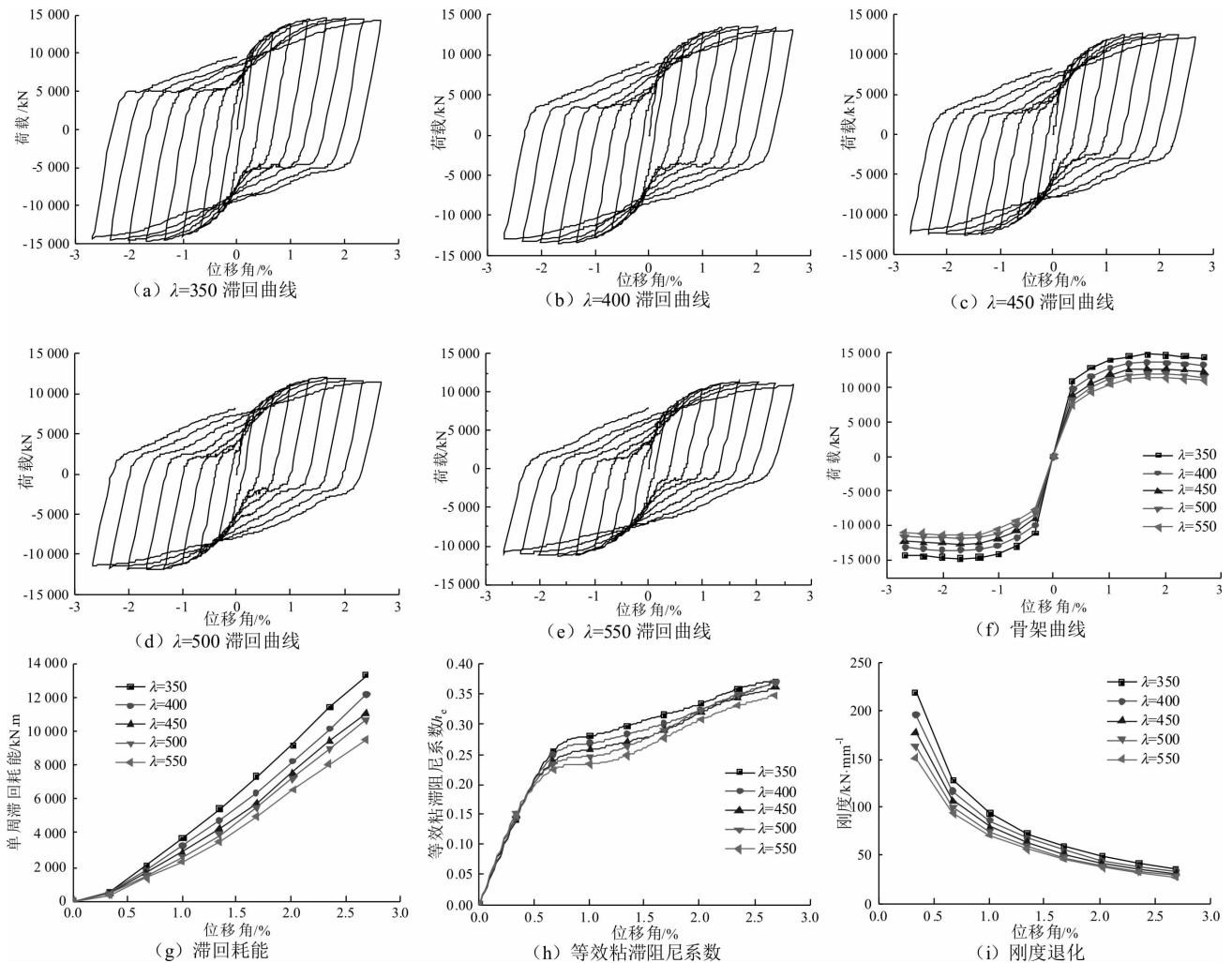


图12 高厚比对滞回性能的影响

Fig. 12 Influence of height-to-thickness ratio on hysteretic behavior

3.3.4 柱子柔度系数对滞回性能的影响

图13为不同柱子柔度系数模型的滞回曲线、骨架曲线、滞回耗能曲线、等效粘滞阻尼系数曲线及刚度退化曲线。由图13(f)可知,随着柱子柔度系数 ω 的不断增大,结构的承载力逐渐降低,且降低幅度减缓。采用方钢管混凝土柱作为竖向边框,柱子柔度系数 ω 应小于2.5,可保证钢板墙拉力带的充分开展^[12]。拉力带充分开展时,附加弯矩作用于边框柱,随着柱子柔度系数的增大,边

框柱“内凹变形”逐渐增大,使钢板墙中部应力减小,而柱端部应力增大,最终在柱端形成塑性铰,柱子变形呈现出“沙漏”现象,产生不利的破坏模式,降低结构的承载力。由图13(g)可知,与骨架曲线类似,柱子柔度系数越大,滞回耗能越少,当 $\omega=1.8$ 和2.0时,两者滞回耗能接近。主要因为两个模型的破坏形态相似,均在一层产生较为明显的“沙漏”现象,但 $\omega=1.8$ 的破坏不如 $\omega=2.0$ 的严重,因此, $\omega=1.8$ 的曲线高于 $\omega=2.0$ 。

由图 13(h)可知,当位移角达到 0.67% 之后,柱子柔度系数越大,等效粘滞阻尼系数越大。由图

13(i)可知,柱子柔度系数越大,初始刚度越小,随着位移角的增大,各模型刚度均严重退化。

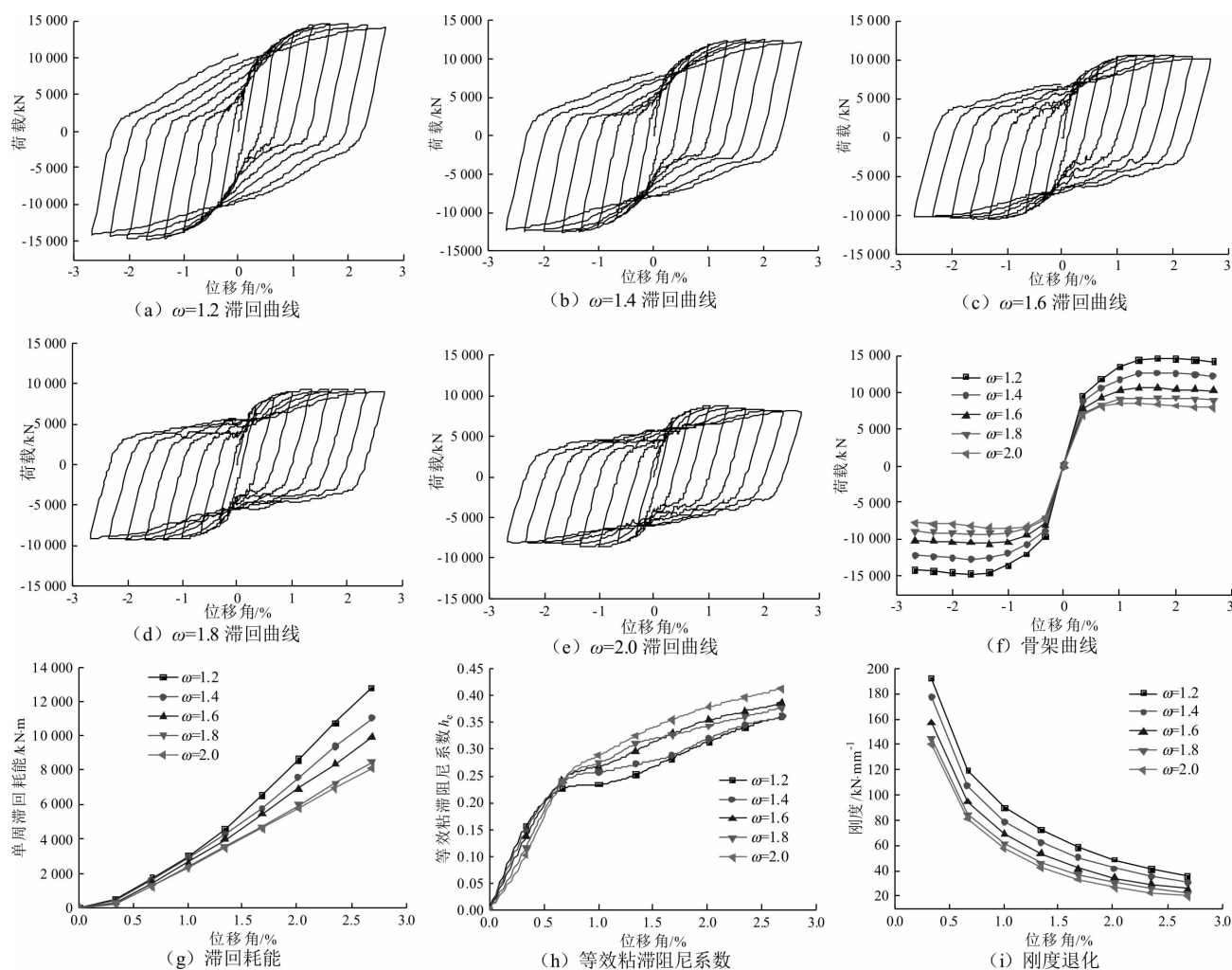


图 13 柱子柔度系数对滞回性能的影响

Fig. 13 Influence of column flexibility factor on hysteretic behavior

4 结论

(1)方钢管混凝土框架-竖向加劲薄钢板墙的滞回曲线呈较为饱满的梭形,具有良好的抗震性能。

(2)轴压比对结构的承载力、等效粘滞阻尼系数和延性影响较大,轴压比越大,承载力和延性越小,等效粘滞阻尼系数越大。但对滞回耗能 and 刚度退化影响很小。

(3)加劲肋数量对结构的滞回耗能和等效粘滞阻尼系数影响较大,加劲肋数量越多,上述指标越大。但对承载力和刚度退化影响很小。

(4)高厚比和柱子柔度系数对结构的承载力、滞回耗能、等效粘滞阻尼系数和初始刚度影响较大,高厚比越大,上述指标越小;柱子柔度系数越大,等效粘滞阻尼系数越大,其余指标越小。

参考文献 References

- [1] THORBURN L J, KULAK G L, MONTGOMERY C J. Analysis of steel plate shear walls; No. 107[R]. Edmonton; University of Alberta, 1983.
- [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] ALINIA M M, DASTFAN M. Cyclic behavior deformability and rigidity of stiffened steel Shear panels [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(4): 554-563.
- [4] 郭彦林,陈国栋,缪友武. 加劲钢板剪力墙弹性抗剪屈曲性能研究[J]. 工程力学, 2006, 23(2): 84-91.
GUO Yanlin, CHEN Guodong, MIAO Youwu. Elastic buckling behavior of steel plate shear wall with cross or diagonal stiffeners [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(2): 84-91.

(下转第 679 页)

- GONG Jinxin, ZHONG Weiqiu, ZHAO Guofan. Experimental study on low behavior of corroded reinforced concrete member under eccentric compression [J]. Journal of Building Structures, 2004 (5): 92-97, 104.
- [11] 李金波, 贡金鑫. 钢筋锈蚀对钢筋混凝土圆柱抗震性能的影响[J]. 中国公路学报, 2008(4): 55-60.
LI Jinbo, GONG Jinxin. Influences of rebar corrosion on seismic behavior of circular RC columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2008(4): 55-60.
- [12] 蒋连接, 袁迎曙. 反复荷载下锈蚀钢筋混凝土柱力学性能的试验研究[J]. 工业建筑, 2012(2): 66-69, 13.
JIANG Lianjie, YUAN Yingshu. Experimental study on mechanical behavior of corroded reinforced concrete column under cyclic loading [J]. Industrial Construction, 2012(2): 66-69, 13.
- [13] 刁波, 李淑春, 叶英华. 钢筋混凝土L形截面柱框架低周反复加载试验研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(6): 67-70.
DIAO Bo, LI Shuchun, YE Yinghua. Experimental study on RC frame with L-shaped columns subjected to low cyclical loading[J]. Building Structure, 2010, 40(6): 67-70.
- [14] 李琪, 吴佳杰. 低周反复荷载作用下钢骨混凝土L形柱受力性能试验[J]. 建筑结构, 2011, 41(1): 11-13.
LI Qi, WU Jiajie. Experimental study of L-shaped section steel reinforced concrete column under low reversed cyclic loading[J]. Building Structure, 2011, 41(1): 11-13.
- [15] CHRISTIAN G, PIERINO L. Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls[J]. Engineering Structures, 2005, 27(11): 1703-1712.
- [16] 郑山锁, 王斌, 于飞, 等. 低周反复荷载作用下型钢高强高性能混凝土框架梁损伤试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(7): 37-44.
ZHENG Shansuo, WANG Bin, YU Fei. Experimental study on damage of srhshpc frame beams under low cycle reversed loading [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(7): 37-44.
- [17] SALONIKIOS T N, KAPPOS A J, TEGOS I A. Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: Design basis and test results [J]. ACI Structure Journal, 1999, 96(4): 649-660.
- [18] 傅秀岱, 马峰, 杨永哲. 新型钢筋混凝土复合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 天津大学学报, 2000, 33(3): 336-340.
FU Xiudai, MA Feng, YANG Yongzhe. Experimental study on seismic performance of new reinforced concrete composite shear wall[J]. Journal of Tianjin University, 2000, 33(3): 336-340.

(编辑 沈 波)

(上接第 645 页)

- [5] 王先铁, 周绪红, 王东石, 等. 方钢管混凝土框架-十字加劲薄钢板剪力墙结构水平承载力研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(9): 1-9.
WANG Xiantie, ZHOU Xuhong, WANG Dongshi, et al. Research on horizontal load bearing capacity of concrete-filled square steel tubular frame-thin steel plate shear walls structure with cross stiffeners[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(9): 1-9.
- [6] 郭宏超, 郝际平, 虎奇, 等. 半刚接钢框架-十字加劲钢板剪力墙结构滞回性能研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(10): 35-44.
GUO Hongchao, HAO Jiping, HU Qi, et al. Hysteretic behavior of semi-rigid composite steel frames with cross-stiffened steel plate shear walls[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(10): 35-44.
- [7] 聂建国, 黄远, 樊建生. 钢板剪力墙结构竖向防屈曲简化设计方法[J]. 建筑结构, 2010, 40(4): 1-4.
NIE Jianguo, HUANG Yuan, FAN Jiansheng. Vertical buckling-resistant design of steel plate shear wall structure[J]. Building Structure, 2010, 40(4): 1-4.
- [8] 童根树, 陶文登. 竖向槽钢加劲钢板剪力墙剪切屈曲[J]. 工程力学, 2013, 30(9): 1-9.
TONG Genshu, TAO Wendeng. Elastic shear buckling of steel shear walls strengthened vertically by closed section stiffeners[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(9): 1-9.
- [9] 赵伟, 周观根, 吴冲, 等. 竖向加劲钢板剪力墙门槛刚度研究[J]. 工业建筑, 2013, 43(1): 104-107.
ZHAO Wei, ZHOU Guangen, WU Chong, et al. Elastic buckling property of steel plate shear wall with vertical stiffeners[J]. Industrial Construction, 2013, 43(1): 104-107.
- [10] 马尤苏夫, 王先铁, 杨航东, 等. 槽钢加劲钢板剪力墙受力性能研究[J]. 工业建筑, 2014, 44(10): 152-157.
MA Yousufu, WANG Xiantie, YANG Hangdong, et al. Mechanical behavior study on steel plate shear walls with channel stiffeners[J]. Industrial Construction, 2014, 44(10): 152-157.
- [11] Rak Choi In, Gun Park Hong. Steel plate shear walls with various infill plate designs[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(7): 785-796.
- [12] 马尤苏夫. 方钢管混凝土框架-开洞钢板剪力墙抗震性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2015.
MA Yousufu. Study on seismic behavior of concrete-filled rectangular steel tubular frame-steel plate shear wall with opening[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture & technology, 2015.
- [13] 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.
- [14] 建筑抗震试验方法规程: JGJ101-96 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
Specification of testing methods for earthquake resistant building: JGJ 101-1996 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.
- [15] 建筑抗震设计规范: GB 50011-2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [16] Dassault Systèmes Simulia Corp. ABAQUS Analysis User's Manual Version 6.10 [M]. Providence, RI: Dassault Systèmes Simulia Corp., 2010.

(编辑 沈 波)