

半刚性框架-密肋防屈曲钢板剪力墙试验研究及数值模拟

郝际平, 申新波, 房 晨

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 提出了一种半刚性框架-密肋防屈曲钢板剪力墙, 并对该结构进行了低周反复试验, 研究了其滞回曲线、骨架曲线、延性及耗能性能. 试验结果表明该结构具有较高的抗侧刚度、承载力和稳定的耗能能力. 并在试验研究的基础上, 通过 ABAQUS 对该结构进行了有限元模拟, 在承载力、层间位移、破坏形式等方面与试验结果吻合较好. 并且通过有限元模拟了非加劲、加劲板的弹性屈曲荷载, 其模拟结果与理论值、《高层民用建筑钢结构技术规程》规定值接近, 表明密肋的设置有效地避免了内填板的整体屈曲, 保证了内填板剪切屈服先于弹性屈曲. 该研究为其理论分析和工程应用提供了依据.

关键词: 半刚性框架-密肋防屈曲钢板剪力墙; 弹性屈曲; 滞回曲线; 有限元数值模拟(FEM); 耗能性能

中图分类号: TU392.4

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)01-0010-08

Experimental investigation and numerical simulation of a semi-rigid connection steel frame with buckling restrained steel plate shear wall using grid-stiffeners

HAO Jiping, SHEN Xinbo, FANG Chen

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

Abstract: This paper presents a semi-rigid connection with buckling restrained steel plate shear wall (BR-SPSW) using grid-stiffeners. Hysteresis curves, skeleton curves, ductility and energy dissipation of the structure are discussed by the low cyclic test, and the test results show that this structure has high elastic lateral stiffness, bearing capacity and stable energy dissipation ability. Based on the experiment, these results have also been analyzed by using ABAQUS, and the aspects such as bearing capacity, story drift and failure mode of the structure have better tally with test results. The elastic buckling loads of unstiffened plates and stiffened plates have also been simulated by finite element model, and the simulation results are consistent with the theoretical values and the specified values of technical specification for steel structure of tall buildings, which indicate that the setting of grid-stiffeners can effectively avoid the overall buckling of infill plates and guarantee the shear yield precede the elastic buckling. In the end, the research provides a basis for theoretical analyses and engineering applications of the structural system.

Key words: semi-rigid connection with buckling restrained steel plate shear wall using grid-stiffeners; elastic buckling; hysteresis curves; finite element analytical model(FEM); energy dissipation ability

钢板剪力墙的整体受力性能类似于底端固结的竖向悬臂组合梁, 其中框架边柱相当于梁翼缘, 内填板相当于梁腹板, 框架水平梁相当于横向加劲肋^[1]. 上世纪中期, 梁受剪腹板以弹性屈曲应力 τ_{cr} 为承载力极限状态, 不利用其屈曲后强度. Basler^[2]和 Porter^[3]等学者对梁腹板研究发现, 边界约束的受剪板具有较强的屈曲后强度, 并提出板屈曲后并不意味着丧失承载能力, ECCS 和 AISC 先后采用了屈曲后设计准则, 为利用梁腹板屈曲后强度提供了依据. 虽然钢板墙与悬臂组合梁具有类似的受力性能, 但是《高层民用建筑钢结构技术规程》^[4](JGJ99-98)(下称《高钢规》)规定钢板墙剪切屈服先于弹性屈曲, 限制利用钢板屈曲后强度, 导致钢板墙传统设计中均采用厚板或强加劲构造措施.

在钢板墙应用研究方面, 1973 年, Takallahi^[5]学者最早对钢板剪力墙进行了试验研究, 建议加劲

薄钢板墙以弹性屈曲为设计准则; Kulak^[6]和 Elgaaly^[7]等学者系统研究了非加劲薄板墙, 但并未提出非加劲薄板墙屈曲后强度的相关公式及设计准则. 国内关于钢板墙的研究相对国外较晚, 2000 年以来, 清华大学、西安建筑科技大学等高校对多种形式的钢板剪力墙进行了理论和试验研究, 研究了其屈曲后性能、极限承载力、耗能性能等多个方面^[8-14]. 研究表明: 钢板墙结构具有较高的抗侧刚度、极限承载能力和耗能性能; 但其滞回曲线均有不同程度的捏缩现象; 试验过程中伴随有较大声响, 传统焊接加劲肋的形式造成焊接残余应力、内填板面外变形等初始缺陷.

针对上述问题, 提出了半刚性框架-密肋防屈曲钢板墙剪力墙, 并对其进行了试验研究. 运用弹性屈曲、弹塑性屈曲、半刚性节点模型等理论, 对该结构进行了有限元数值分析, 其数值结果与试验结

果吻合度较高, 并分析评价了该密肋加劲措施的防屈曲效果.

1 试验简介

1.1 试件设计

本文设计了一榀单跨两层的钢板剪力墙试件, 用于模拟剪力墙结构中间两层. 试件相似比例为: 1:3, 框架柱净距为 1 200 mm, 柱总高 3 780 mm. 钢框架和内填板均采用 Q235B 级钢材. 为了保证内填板屈曲后形成充分的拉力带, 加拿大钢结构设计规范(CAN/CSAS16-01)提出钢板剪力墙边缘框架柱截面惯性矩需满足下列要求: $I_c \geq I_{\min} = 0.00307 \cdot t \cdot h^4 / b$. 试件框架柱采用矩形方钢管, 截面尺寸为 $175 \times 175 \times 10 \times 10$, 且满足该项要求. 顶梁、底梁为 HN 300 \times 150 \times 6.5 \times 9.0, 中梁为 HN 200 \times 100 \times 5.5 \times 8.0. 梁柱节点采用翼缘顶底与腹板双角钢连接形式, 顶、底梁柱节点采用节点 1, 中梁柱节点采用节点 2, 采用 10.9 级高强螺栓摩擦型连接, 材质为 20 MnTiB. 节点 1、2 分别见图 1、2. 内填板的几何尺寸为 $1\ 160 \times 1\ 160 \times 3.0$, 钢板高厚比为 386, 内填板与周边框架通过耳板焊接. 在内填板两侧设置竖向、横向加劲肋, 单条加劲肋的几何尺寸为 $1\ 000 \times 60 \times 6.0$. 为了避免焊接残余应力, 两侧加劲肋与内填板通过高强螺栓摩擦型连接, 密肋布置方式见图 3. 试件详细设计尺寸见图 4. 图中尺寸单位: mm.

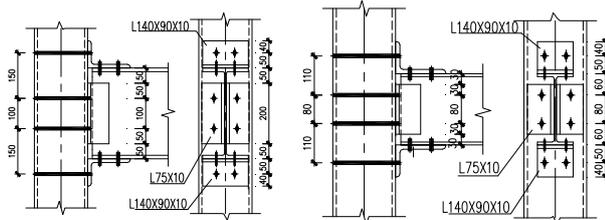


图 1 梁柱节点 1

Fig.1 Beam-column joint 1

图 2 梁柱节点 2

Fig.2 Beam-column joint 2

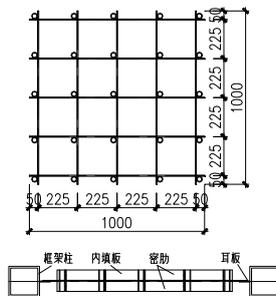


图 3 网格密肋

Fig.3 Grid-stiffeners

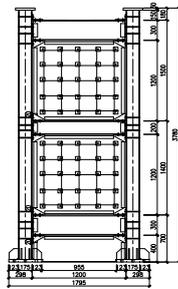


图 4 试件尺寸

Fig.4 Specimen size

为了保证内填板剪切屈服先于弹性屈曲, 试件采用密肋措施来提高其剪切屈曲荷载, 降低内填板

的面外变形, 限制内填板发生整体屈曲, 仅在区格内发生局部弹塑性屈曲. 内填板在屈曲之前, 处于均匀受剪状态, 下一节运用均匀受剪薄板屈曲理论及有限元模拟方法, 对该加劲措施进行了理论和有限元验证.

1.2 均匀受剪板屈曲理论计算^[15-16]及有限元验证

均匀受剪板的屈曲形式可分为整体屈曲、局部屈曲以及整体与局部相关屈曲, 其分类依据是根据受剪板的面外变形出现位置, 分别对应整块板、小区格板、整体与小区格板.

1.2.1 非加劲矩形板的整体弹性屈曲剪应力 τ_{cr} 计算公式

根据板的小挠度理论, 采用能量法(迦辽金法)求解, 得

$$\tau_{cr} = k_s \left(\frac{\pi^2 D}{b^2 t} \right) \leq \tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}};$$

$$\text{四边简支: } k_s = 5.34 + 4.0 \left(\frac{l_{\min}}{l_{\max}} \right)^2;$$

$$\text{四边固支: } k_s = 8.98 + 5.6 \left(\frac{l_{\min}}{l_{\max}} \right)^2;$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}; \quad l_{\min} = \min(b, d); \quad l_{\max} = \max(b, d);$$

式中: b 、 d 、 t 分别为内填板宽、板高和板厚; k_s 、 E 、 μ 、 τ_y 和 σ_y 分别为板的剪切屈曲系数、钢材弹性模量、泊松比、剪切屈服应力和受拉屈服强度.

1.2.2 密肋防屈曲矩形板的局部弹性屈曲剪应力 τ_{cr}^* 和整体稳定性 τ_{crt} 计算公式

$$\text{局部弹性屈曲剪应力: } \tau_{cr}^* = k_s \frac{\pi^2 D}{c_{\min}^2 t} \leq \tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}};$$

$$\text{四边简支: } k_s = 5.34 + 4.0 \left(\frac{c_{\min}}{c_{\max}} \right)^2;$$

$$\text{四边固支: } k_s = 8.98 + 5.6 \left(\frac{c_{\min}}{c_{\max}} \right)^2;$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}; \quad c_{\min} = \min(c_1, c_2); \quad c_{\max} = \max(c_1, c_2);$$

《高钢规》中规定加劲肋钢板墙的整体稳定性验算公式^[4]:

$$\tau_{crt} = \frac{3.5\pi^2}{b^2 t} D_1^{\frac{1}{4}} D_2^{\frac{3}{4}} \geq \tau_{cr}^*;$$

$$D_M = \max(D_1, D_2); \quad D_1 = \frac{EI_1}{c_1};$$

$$D_2 = \frac{EI_2}{c_2}; \quad I_i = \frac{2t_s h_s^3}{3} \quad (i=1,2);$$

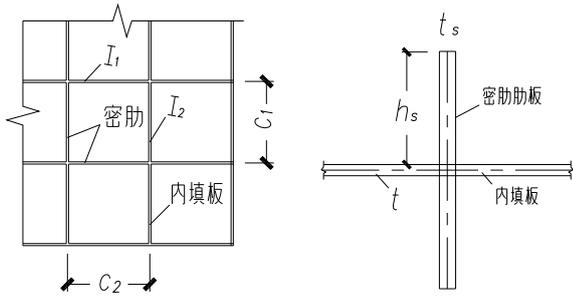


图5 密肋计算简图

Fig.5 The calculation diagram of grid-stiffeners

式中： c_1 和 c_2 分别为密肋网格纵向、横向尺寸； D 为内填板的柱面刚度， D_1 和 D_2 分别为纵向、横向加劲肋提供的单位宽度弯曲刚度； I_1 和 I_2 分别为纵向、横向加劲肋侧截面对内填板的惯性矩， t_s 、 h_s 分别为密肋肋板的厚度和宽度，如图5所示。

1.2.3 矩形板弹塑性屈曲剪应力

对于不太薄的板或者有强加劲的薄板，当 τ_{cr} 或 τ_{cr}'' 超过了材料的比例极限后，板将在弹塑性阶段屈曲。弹塑性板屈曲的基本假定^[15]：(1) 材料为各向同性体；(2) 按小变形理论，不计板屈曲时的中面薄膜力；(3) 板屈曲时不发生应变的反向变化；(4) 塑性应力和应变关系遵循形变理论计算规定。

Bleich F^[17]根据大量的理论分析和试验对比，提出引进与 $\eta=E_t/E$ 有关的折减系数，得到弹塑性屈曲剪应力： $\tau_{cr}' = \sqrt{\eta}\tau_{cr}$ 或 $\tau_{cr}'' = \sqrt{\eta}\tau_{cr}''$ ，式中 E_t 、 E 分别为钢材弹性模量和切线模量。本文取 $\eta=0.03$ 。

1.2.4 矩形板屈曲剪应力有限元分析

运用 ABAQUS6.12 软件对加劲与非加劲防屈曲钢板墙进行了屈曲分析。边缘框架梁柱、内填板、密肋分别采用梁单元、壳单元和实体单元模拟，其中框架梁(轴向、弯曲)刚度无限大，框架柱刚度有限且不发生局部屈曲。为避免边缘框架承受弯矩，有限元模型中边缘框架梁柱节点采用 MPC 铰接连接；内填板边缘与周边框架采用绑定约束，密肋对内嵌板的约束采用法向及切向的接触约束。鉴于试验试件中采用的是高强度螺栓摩擦型连接，有限元模型在对应位置采用绑定约束来模拟。模型中应力-应变关系均采用理想弹塑性模型， $E=2.1 \times 10^5$ MPa，屈服强度 $f_y=235$ MPa。有限元模型非加劲、加劲板的屈曲特征值分别为 58.406 kN 和 1.37×10^6 kN，其屈曲模态见图6~7。

《高钢规》中钢板剪力墙弹性屈曲荷载是在四边简支的基础上考虑周边框架的嵌固作用，乘以嵌固系数 $\alpha=1.23$ 获得^[2]。有限元模拟结果与上述理论值对比详见表1。

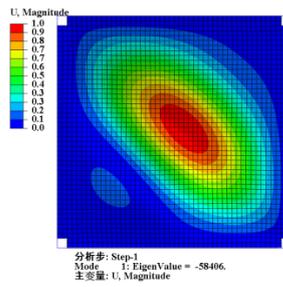


图6 非加劲板屈曲模态
Fig.6 Buckling modal of unstiffened plate

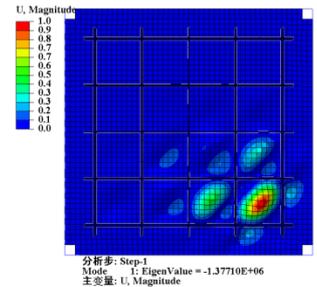


图7 加劲板屈曲模态
Fig.7 Buckling modal of stiffened plate

由表1看出：有限元结果与理论值相吻合，说明该加劲方式的钢板剪力墙作用机理是先屈服，再屈曲，最后发生局部弹塑性屈曲，达到了防屈曲的效果。

表1 屈曲应力计算结果

Tab.1 The results of buckling shear stress

计算方法	τ_{cr} /MPa	τ_{cr}'' /MPa	τ_{cr}' /MPa	τ_{cr}''' /MPa
理论值	11.07	6 440	315	85.10
有限元值	13.62	-	387	67.08
有限元值	16.22	-	382	-

1.3 加载装置

竖向荷载依靠两个 2 000 kN 的液压千斤顶提供。水平荷载依靠两台 1 000 kN 的电液伺服作动器提供，作动器一端固接于试件顶梁梁中，另一端固定于反力墙上。考虑到实际工程中楼板对剪力墙的面外约束，在试件中梁和顶梁两侧分别设置侧向支撑来提供侧向约束。试件底部与地梁采用栓焊连接，实现底部固端约束的边界条件。并利用两个压梁固定地梁两端，以抵抗试件整体的倾覆力矩。试件加载装置见图8。

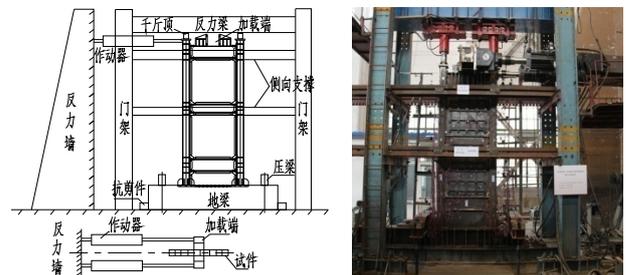


图8 试件加载装置
Fig.8 Test setup

1.4 测点布置

应变测量：在梁两端上下翼缘、腹板位置分别布置应变片；在梁柱节点区域的柱壁位置布置应变片；且在内填板和加劲肋上相应位置上布置应变片。
位移测量：为监测试件的侧向位移及节点域的转动位移。(1)分别在底梁、中梁及顶梁的两端布置

位移计以测量试件的水平位移。(2)为监测试件底部固定端的滑移,分别在柱底和地梁端部设置百分表,得到试件相对于地梁的刚体滑移和地梁的滑移值。(3)为监测试件整体的面外变形,分别在两层框架柱中间位置布置四个面外位移计。(4)在每个梁柱节点处,设置45°斜向位移百分表,共计8个,以测量梁柱节点域的转角。测点布置图详见图9。

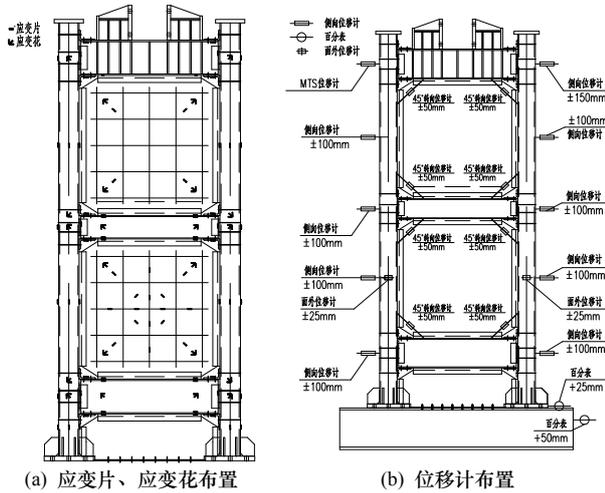


图 9 测点布置
Fig.9 Test point arrangement

1.5 加载制度

竖向加载: 在试件柱顶施加恒定的竖向荷载 480 kN, 对应轴压比 0.30。

水平加载: 根据《建筑试验抗震方法规程》(JGJ101-96), 采用力和位移分阶段控制加载, 在力控制阶段, 开始每级加载级差为 100 kN, 在接近屈服荷载时, 每级加载级差为 50 kN。在位移控制阶段每级级差为 0.5 δ_y。其中 δ_y 为试件整体屈服位移, 屈服前每级荷载反复一次, 屈服以后每级反复三次, 直至试件破坏。

2 试验现象

从 100 kN 到 450 kN 过程中, 试件处于弹性阶段, 如图 10(a)。450 kN 时, 二层内填板底部部分发生轻微鼓曲。试件开始进入位移加载阶段, 每级级差为 0.5 δ_y 且每级循环三次。试件整体屈服位移 δ_y=18 mm。2.0 δ_y 级, 两层内填板均屈曲明显。3.5 δ_y 级, 部分区格内局部拉力带交叉点出现褶皱如图 10(b), 两层内填板在部分区格内局部拉力带发展充分。4.0 δ_y 级, 二层交叉拉力带交叉点处有明显的钢板撕裂现象, 形成“x”形孔洞, 如图 10(c)。随着加载位移的增大, 其他区格内陆续出现钢板撕裂现象, 个别区格内出现两、三个撕裂孔洞。交叉拉力带发展充分, 表明内填板屈曲后强度得到充分发

挥。4.5δ_y 级, 达到峰值荷载, 随着内填板撕裂现象严重, 柱脚部分区域屈服, 试件承载力开始出现下降。6.5δ_y 级, 荷载已降到 0.85 倍峰值荷载以下, 试验结束, 试验全过程避免了传统非加劲板试验声响现象。试验过程中依次出现的现象见图 10。

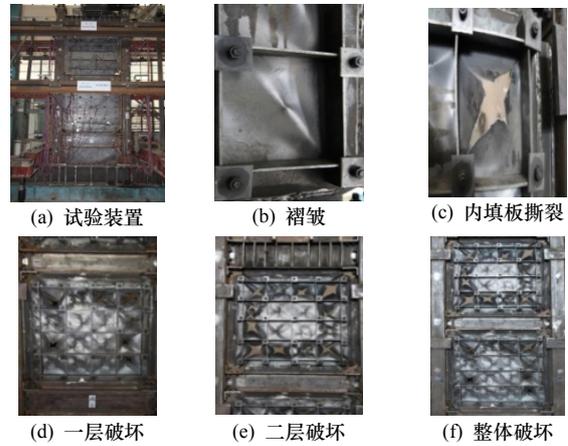


图 10 试验过程
Fig.10 The test process

3 半刚性节点—防屈曲钢板剪力墙试验结果与有限元数值对比

有限元模型中框架梁柱、内填板均采用壳单元模拟, 内填板两侧密肋采用实体单元模拟。内填板与框架采用绑定约束, 内填板与两侧密肋的相互作用关系如 1.2.4 节所述。为简化有限元模型, 梁柱半刚性连接形式采用连接-铰单元来模拟, 翼缘顶底与腹板双角钢连接形式具有明显的非线性特征, 采用 Kishi-Chen 的三参数幂函数模型^[18], 量化了该半刚性节点转动性能, 为确定半刚性节点的弯矩转角关系提供了理论依据。节点 1、2 的 M-θ 曲线关系式为:

$$M_1 = \frac{69\,413.3\theta}{[1 + (885\theta)^{0.827}]^{1.209}}; M_2 = \frac{21707.9\theta}{[1 + (595.2\theta)^{0.827}]^{1.209}}$$

试件材性试验值如表 2 所示, 并将其应力、应变转化为真实应力、应变作为模型的材性数据。有限元模型见图 13(a)。

表2 钢材材性
Tab. 2 Steel properties

取材位置	f _y /MPa	f _t /MPa	E/×10 ⁵ MPa	伸长率/%
框架柱	325.47	423.21	1.87	41
顶、底梁	264.96	420.31	2.02	44
中梁	255.78	419.21	1.99	37
翼缘底钢	245.35	376.65	1.94	45
腹板角钢	242.16	405.61	1.93	43
内填板	332.11	447.19	2.19	29

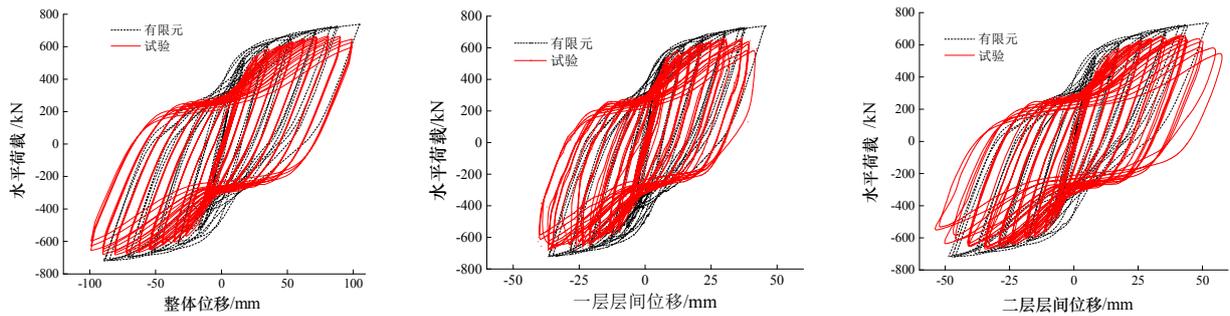


图 11 滞回曲线

Fig.11 Hysteresis curves

3.1 滞回曲线

试件及有限元模型的整体、分层滞回曲线如图 11 所示, 滞回曲线具有以下特点:

(1) 在钢板墙屈服之前, 力和位移基本上呈线性关系, 滞回环包围面积很小, 说明结构处于弹性工作状态。

(2) 当内填板个别区格(角部区格)开始屈服后, 滞回环逐渐缓慢张开, 随着加载位移的增加, 小区格内钢板屈曲变形加大, 部分区格内钢板开始形成拉力带, 滞回曲线逐渐向水平轴(位移轴)倾斜, 滞回环面积随着增大, 结构刚度开始有所退化, 试件屈服, 进入弹塑性工作状态。

(3) 在弹塑性阶段, 区格内的拉力带逐渐演变成交叉拉力带, 更多内填板在主拉应力的作用下屈服, 在主压应力的作用下屈曲. 在反向零位移附近, 刚度退化明显, 但由于加劲肋的作用, 内填板并没有形成整体贯通拉力带, 仅在各个区格内形成局部拉力带。

(4) 在加载的后期, 整体和各层的滞回曲线接近于反 S 形, 具有轻微的“捏缩”效应, 形状较饱满, 说明半刚性框架-防屈曲钢板剪力墙的塑性变形能力较强, 具有优良的抗震性能和耗能能力。

(5) 整体、各层的滞回曲线均有不同程度的捏缩现象. 薄板墙捏缩机理: 循环荷载作用下, 交叉拉力带在反向变力过程中, 内填板从鼓曲到拉平, 此阶段发生屈曲的部分内填板几乎不能承担外力, 在滞回曲线上形成捏缩现象. 但有限元模型滞回曲线的捏缩现象稍弱. 分析其原因: 模型中内填板未能模拟出鼓曲到拉平这个瞬变过程, 故其捏缩现象较试验试件不明显。

3.2 骨架曲线、承载力、延性

试件及有限元的骨架曲线如图 12 所示。

从骨架曲线中可知, 推拉方向具有较高的初始刚度且基本保持一致. 由于有限元中不能真实模拟板初始屈曲、焊接残余应力(耳板焊接处), 柱子偏

心受压等因素, 并且试件可能存在螺栓未完全拧紧, 导致弹性阶段密肋提供的抗侧刚度削弱, 导致有限元在两个方向的初始刚度均大于试验值, 但误差保持在 18.8%之内; 试件在推拉方向具有较高的承载力, 由于试验中后期内填板形成交叉拉力带, 部分区格内撕裂现象严重, 部分薄板退出工作, 但有限元模拟过程中薄板并未出现撕裂现象, 而是随着内力重分布, 更多的内填板发生屈服或屈曲, 导致有限元骨架曲线中的极限承载力大于试验数值, 但误差保持在 4.7%之内. 较高的初始侧移刚度和极限承载力可以满足该结构在正常使用阶段的要求。

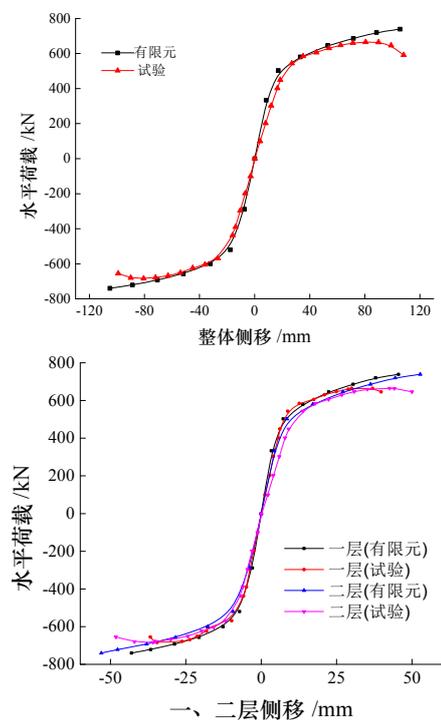


图 12 骨架曲线

Fig.12 Skeleton curves

试件整体骨架曲线大致可分为三个阶段: (1) 弹性阶段: 整体侧移量小于 18 mm 时, 整体层间侧移角为 1/210; (2) 弹塑性阶段: 整体最大侧移量约为 80 mm, 整体层间侧移角为 1/47, 满足多、高层钢结构在罕遇地震作用下薄弱层弹塑性层间位移

角限制 1/50 的要求; (3) 塑性流动阶段: 整体侧移量达到 80 mm 以上, 对应的整体层间侧移角达到 1/47 以上. 水平荷载达到峰值以后, 试件的骨架曲线开始下降阶段, 承载力缓慢降低. 在弹塑性阶段, 承载力比较稳定, 拉力带发展充分, 更多内填板在主拉应力的作用下逐渐屈服, 最终撕裂破坏, 但是有限元并未真实模拟出柱子面外变形、钢板撕裂等现象, 故其骨架曲线并未出现下降阶段.

该试件骨架曲线具有明显屈服点, 从而直接确定屈服荷载 P_y 和屈服位移 Δ_y ; 极限位移 Δ_u 采用骨架曲线下降段中 0.85 倍峰值荷载相应的位移. 延性系数是指结构破坏时的极限变形与屈服时的屈服变形之比, 即: $\mu = \Delta_u / \Delta_y$. 试件的初始侧移刚度 K 、屈服荷载 P_y 和峰值荷载 P_m 、相应位移 Δ_y 、 Δ_m 和 Δ_u 、侧移角 θ_y 、 θ_m 和 θ_u , 延性系数 μ 汇总于表 3.

从图 12 和表 3 可以看出, 从弹性阶段到塑性流动阶段全过程中, 二层层间位移均大于一层层间位移, 说明剪力墙在水平力的作用下均保持弯曲型变形, 并且层间位移的差值是逐渐增大, 最终二层的层间位移角 1/26 大于一层的层间位移角 1/38, 且

二层内填板的撕裂现象较一层严重, 见图 10(d)~(f). 分析其原因: 在加载的每一级, 二层的层间位移大于一层层间位移, 导致二层内填板屈曲现象严重, 交叉拉力带使更多的内填板撕裂. 在加载后期, 二层较一层有更多内填板退出工作, 抗侧刚度退化明显, 由剪力墙向框架演化, 故二层层间位移增量大于一层层间位移. 并且有限元结果中二层层间位移始终大于一层层间位移, 有限元有效地验证了试验现象. 详见图 13(b).

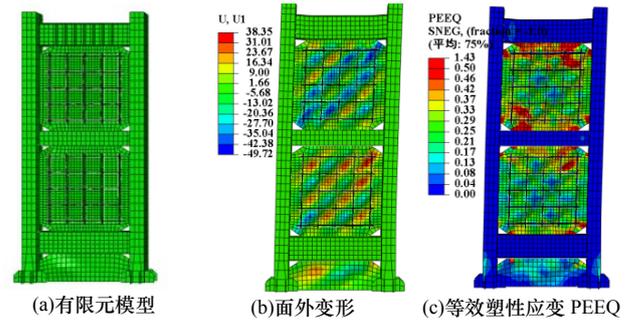


图 13 有限元结果

Fig.13 The results of finite element method

表 3 试验、有限元计算结果
Tab. 3 Test results of specimen and FEM

试件编号	方向	$K/\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$	P_y/kN	Δ_y/mm	θ_y	P_m/kN	Δ_m/mm	θ_m	Δ_u/mm	θ_u	μ
整体试验 (FEM)	推	24.17(28.61)	449(505)	18.58(17.65)	1/203(1/214)	665(704)	80.54	1/47	111	1/34	5.97
	拉	23.28(27.85)	437(501)	18.77(17.99)	1/201(1/210)	683(708)	80.61	1/47	107	1/35	5.70
	平均	23.77(28.23)	444(503)	18.68(17.82)	1/202(1/212)	674(706)	80.58	1/47	109	1/35	5.84
	误差/%	18.8	13.2	4.8	4.9	4.7	—	—	—	—	—
一层试验 (FEM)	推	72.54(83.89)	449(505)	6.19(6.02)	1/242(1/249)	665(684)	30.00	1/50	40	1/38	6.46
	拉	74.57(79.27)	437(501)	5.86(6.32)	1/256(1/237)	683(713)	34.54	1/43	39	1/38	6.65
	平均	73.56(81.52)	444(503)	6.03(6.17)	1/248(1/243)	674(699)	32.27	1/46	39.5	1/38	6.55
	误差/%	10.8	13.2	2.3	2.1	3.7	—	—	—	—	—
二层试验 (FEM)	推	49.29(57.45)	449(505)	9.11(8.79)	1/165(1/170)	665(712)	42.57	1/35	57	1/26	6.26
	拉	49.89(55.98)	437(501)	8.76(8.95)	1/171(1/168)	683(685)	35.88	1/42	60	1/25	6.85
	平均	49.59(56.72)	444(503)	8.94(8.87)	1/168(1/169)	674(699)	39.23	1/38	58.5	1/26	6.54
	误差/%	14.3	13.2	0.7	0.5	3.7	—	—	—	—	—

3.3 耗能性能

结构的耗能性能主要与其耗能机理有关, 内填板是防屈曲钢板剪力墙的主要耗能构件. 结构的耗能性能以滞回环的面积来衡量, 一般滞回环越饱满, 其面积越大, 结构的耗能能力越好^[19]. 试件的等效粘滞阻尼系数的计算公式为

$$E = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{2\pi S_{(OBE+ODF)}}$$

式中: $S_{(ABC+CDA)}$ 为滞回环 ABCD 的包围面积(即: 能量耗散), $S_{(OBE+ODF)}$ 为三角形 OBE 和 ODF 的面积之和(既: 名义弹性势能).

图 14-15 分别给出了试件和有限元模型在每级第一循环下的能量耗散和等效黏滞阻尼系数 h_e .

根据图 14, 从 1.0 δ_y 至 5.0 δ_y , 随着加载位移的逐渐增加, 能量耗散值呈直线显著增大; 从 5.0 δ_y (此时试件承载力已低于峰值荷载 P_m , 但是仍高于 0.85 P_m) 到加载结束, 此过程中区格内拉力带充分发

展,内填板屈曲严重、撕裂面积增大,导致试件能量耗散增长缓慢,由于有限元未能模拟薄板撕裂,导致有限元在加载后期能量耗散持续增大.在弹塑性加载过程中,试件、有限元模型均表明了该结构良好的耗能性能.

在图 14 中二层能量耗散始终大于一层能量耗散,主要是因为二层层间位移始终大于一层层间位移,消耗更多的能量.并且从图 13(c)中看出二层的等效塑性应变(PEEQ)大于一层的 PEEQ,内填板四周 PEEQ 值大于内填板中间区域,试验过程中内填板主要是角部撕裂严重,有限元模拟结果与试验结果吻合较好.

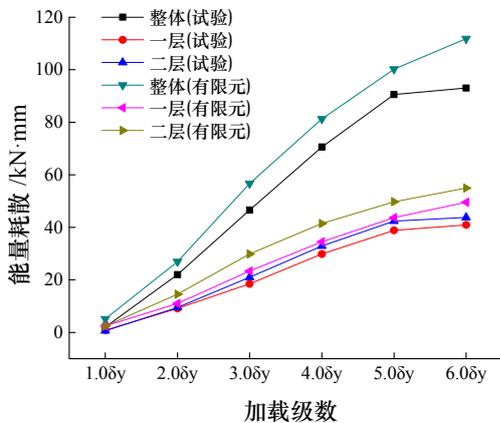


图 14 能量耗散曲线

Fig. 14 Energy dissipation curves

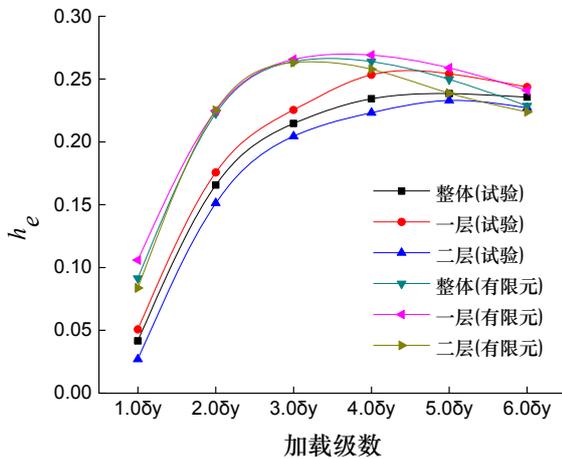


图 15 等效黏滞阻尼系数 h_e

Fig.15 Equivalent viscous damper factor

根据图 15,从 $1.0 \delta_y$ 至 $2.0 \delta_y$, h_e 快速增长;从 $2.0 \delta_y$ 至 $5.0 \delta_y$, h_e 增长平缓;从 $5.0 \delta_y$ 到加载结束, h_e 缓慢降低. h_e 在试验中后期均大于 0.2,表明试件具有稳定的耗能性能.有限元滞回曲线捏缩现象较试验滞回曲线不明显,故前者 h_e 大于后者.由于有限元后期 $S_{(OBE+ODF)}$ (名义弹性势能)持续增大,导致 h_e 曲线出现较大幅度的下降.

4 结论

(1) 提出了半刚性框架—密肋防屈曲钢板剪力墙,结构采用了翼缘顶底与腹板双角钢连接形式的典型半刚性节点.内填板与两侧网格密肋采用高强螺栓摩擦性连接,这种形式的钢板墙具有良好的防屈曲效果和抗震性能.

(2) 钢板墙采用该密肋措施,可以有效地避免内填板弹性屈曲先于剪切屈服,保证了内填板的整体稳定性.并且有限元模拟值与理论值、《高钢规》规定值接近,从而达到防屈曲效果.

(3) 加劲肋的设置有效地降低了内填板面外变形、焊接残余应力等初始缺陷;避免了使用过程中钢板的“呼吸”效应和屈曲声响;提高了钢板墙的柱面刚度.滞回环比非加劲薄钢板剪力墙滞回环形状饱满且包围面积大,同时初始刚度和抗剪承载力也有所提高.

(4) 该结构初始抗侧刚度 $24 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,峰值荷载 674 kN,具有较高的抗侧刚度和极限承载力;能量耗散峰值 93.05 kN·m,等效黏滞阻尼系数 h_e 在加载中后期大于 0.2,具有良好的耗能能力,表明该钢板墙是一种理想的水平抗侧力构件.

参考文献 References

- [1] 陈国栋. 钢板剪力墙结构性能研究[D].北京: 清华大学, 2002.
CHEN Guodong. The investigation to structural behavior of steel plate shear walls[D]. Beijing: Tsinghua University, 2002.
- [2] BASLER K. Strength of plate girders in shear[J]. Journal of Structural Division. ASCE,1961,87(7):151-180.
- [3] PORTER D M, ROEKEY K C, EVANS H R. The collapse behavior of plate girders loaded in shear[J]. Structural engineer, 1975,53(8):313-325.
- [4] 高层民用建筑钢结构技术规程: JGJ99-1998[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,1998.
Technical specification for steel structure of tall buildings: JGJ99-1998 [S].Beijing: China Architecture & Building Press,1998.
- [5] TAKAHASHI T, TAKEMOTO Y, TAKED T, et al. Experimental study on thin steel shear walls and Particular bracings under alternative horizontal load[C]// International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, Portugal, 1973:185-191.
- [6] KULAK G L. Behavior of steel plate shear walls [C]// Proceeding of the AISC International Engineering Symposium in Structural Steel, Canada, 1985: 873- 884.
- [7] EIGALY M, LIU Y. Analysis of thin steel plate shear walls[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1997, 123(11):1487-1496.
- [8] 王迎春, 郝际平, 李峰, 等. 钢板剪力墙力学性能研究 [J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版),2007,39(2): 181- 186.

- WANG Yingchun, HAO Jiping, LI Feng, et al. Study on mechanical property of steel plate shear walls[J]. Journal of Xi'an Univ. of Arch. & Tech.(Natural Science Edition), 2007, 39(2): 181-186.
- [9] 陈国栋, 郭彦林, 范珍, 等. 钢板剪力墙低周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(2): 19-26.
CHEN Guodong, GUO Yanlin, FAN Zhen, et al. Cyclic test of steel plate shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(2): 19-26.
- [10] 于金光, 郝际平. 腹板双角钢连接框架-非加劲薄钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程震动, 2011, 31(5): 84-90.
YU Jinguang, HAO Jiping. Experimental study on seismic behavior of double web-angle connected steel frame-unstiffened thin steel plate shear wall structure[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2011, 31(5): 84-90.
- [11] 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 wall[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(1): 61-69.
- [12] 郭彦林, 周明. 钢板剪力墙的分类及性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2009, 26(3): 1-13.
GUO Yanlin, ZHOU Ming. Categorization and performance of steel plate shear wall[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2009, 26(3): 1-13.
- [13] 刘春, 郝际平, 黄育琪, 等. 半刚性框架-大高宽比钢板剪力墙抗震性能研究[J]. 钢结构, 2014, 29(2): 5-8.
- LIU Chun, HAO Jiping, HUANG Yuqi, et al. Research on seismic behavior of Steel Plate Shear Walls with semi-rigid connection frame and large aspect ratio[J]. Steel Structure, 2014, 29(2): 5-8.
- [14] 郭彦林, 周明, 董全利. 防屈曲钢板剪力墙弹塑性抗剪极限承载力与滞回性能研究[J]. 工程力学, 2009, 26(2): 108-114.
GUO Yanlin, ZHOU Ming, DONG Quanli. Hysteretic behavior of buckling-restrained steel plate shear wall[J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(2): 108-114.
- [15] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计(第五版)[M]. 北京: 科学出版社, 2011.
CHEN Ji. Stability of steel structures theory and design 5th ed[M]. Beijing: Science Press, 2011.
- [16] BRUSH D O, ALMROTH B O. Buckling of bars, plates and shells[M]. New York: McGraw-Hill, 1975: 94-102.
- [17] BLEICH F. Buckling strength of metal structures[M]. New York: McGraw-Hill, 1952.
- [18] 陈惠发. 钢框架稳定设计[M]. 上海: 世界图书出版社, 1991.
CHEN Huifa. Stability design of steel frames[M]. Shanghai: CRC Press, 1991.
- [19] 王萌, 杨维国. 薄钢板剪力墙结构滞回行为研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(1): 68-77.
WANG Meng, YANG Weiguo. Hysteretic behavior study of thin plate shear wall structures[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(1): 68-77.

(编辑 桂智刚)

(上接第9页)

- [74] BANUYOUNES A M, RASUL M G, KHAN M K. Assessment of solar assisted air conditioning in Central Queensland's subtropical climate, Australia [J]. Renewable Energy, 2013, 50: 334-341.
- [75] 李永华, 袁超, 蒲亮. 屋顶式太阳能光伏发电系统经济性分析[J]. 电力科学与工程, 2013, 29(9): 29-33.
LI Yonghua, YUAN Chao, PU Liang. Economic analysis in rooftop solar photovoltaic generation system [J]. Electric Power Science and Engineering, 2013, 29(9): 29-33.
- [76] EBRAHIM Solgi, RIMA Fayaz, BEHROUZ Mohammad Kari. Cooling load reduction in office buildings of hot-arid climate, combining phase change materials and night purge ventilation [J]. Renewable Energy, 2015, 85: 725-731.
- [77] ALEXANDER M, ASTRID Jamet, GAURAV Sant, et al. Annual energy analysis of concrete containing phase change materials for building envelopes [J]. Energy Conversion and Management, 2015, 103: 374-386.
- [78] SHI X, MEMON S A, TANG W C, et al. Experimental assessment of position of macro encapsulated phase change material in concrete walls on indoor temperatures and humidity levels [J]. Energy Build, 2014, 71(3): 80-87.
- [79] 孔祥飞. 相变蓄冷建筑围护结构性能研究[D]. 天津: 天津大学, 2013.
KONG Xiangfei. Study on the performance of phase change material combined with building envelop for cold storage[D]. Tianjin: Tianjin University, 2013.

(编辑 桂智刚)