

偏心支撑式钢板剪力墙的抗震性能研究

李峰, 许军, 李发山, 李慎, 张玲玲

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安, 710055)

摘要:针对偏心支撑结构中耗能梁段过大的塑性变形会引起楼板严重破坏、修复难度较大的问题,提出了一种在X型偏心支撑中间内置钢板剪力墙的新型结构形式——偏心支撑式钢板剪力墙。首先,利用有限元数值模拟方法对偏心支撑式钢板墙结构与X形偏心支撑钢框架结构的抗震性能进行对比分析;然后,分析了中心钢板剪力墙的大小对结构滞回曲线、耗能系数的影响,并通过骨架曲线进一步分析了中心钢板剪力墙的大小对结构极限承载力、抗侧刚度及延性的影响。结果表明:偏心支撑式钢板剪力墙结构可以减小耗能梁段的耗能变形,从而减小楼板的破坏程度;同时它具有足够的承载力和优越的耗能能力。

关键词:钢板剪力墙;低周反复荷载;延性;滞回曲线

中图分类号: TU 392.4

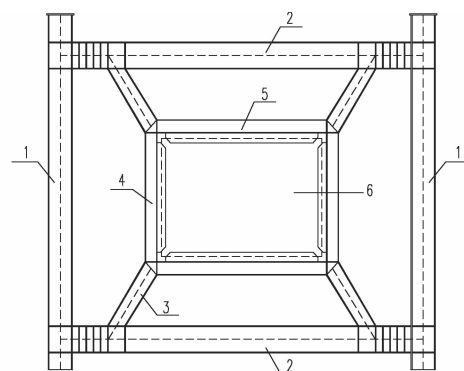
文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2013)06-0784-07

偏心支撑框架体系(EBF)^[1]是指斜支撑杆至少有一端与梁连接,支撑轴线偏离梁柱的交点,在梁端或跨中形成耗能梁段的结构体系。偏心支撑框架弹性刚度大、延性好,在强震作用下,耗能梁段像电路中的“保险丝”一样,通过剪切屈服变形来耗散地震能量,保证支撑不发生屈曲,但耗能梁段过大的塑性变形会引起楼板破坏较大,修复难度较大^[2-3]。钢板剪力墙结构(SPSW)是一种优良的抗侧力体系,其初始侧向刚度大,滞回性能稳定,耗能能力良好,在高层和超高层建筑结构中的应用越来越广泛^[4-6]。相对于钢筋混凝土剪力墙结构,钢板剪力墙具有如下结构优势^[7]:与相同水平刚度的纯框架结构相比,其用钢量少;截面尺寸小,占用建筑面积小,能够提供更大的建筑使用空间;结构自重轻,柱轴压比较低,更容易满足抗震设计的第一道防线的设计要求;水平荷载只由剪力墙来承担,竖向荷载完全由框架柱来承担,满足结构多道抗震设防的理念;可以有效利用钢板剪力墙的屈曲后强度,以拉力带的形式继续承载和耗能。

根据偏心支撑钢框架结构和钢板剪力墙结构的特点,本文利用“两个耗能元件协同工作,同时耗能”的设计思路,提出了一种在X型偏心支撑中间内置钢板剪力墙的新型结构形式,即偏心支撑式钢板剪力墙(EBSPW)结构。偏心支撑式钢板剪力墙,包括由左框架柱、上框架梁、右框架柱和下框架梁顺次连接构成的外框架,在外框架中间通过四个斜支撑连接内填钢板,内填钢板的上边和下边均设置水平支撑、左右两侧边均设置竖向支撑,水平支撑、竖向支撑及内填钢板组成小型的中心钢板剪力墙。偏心支撑式钢板剪力墙结构的基本构造如图1所示。

此结构传力明确,竖向荷载由柱子承担,斜支撑杆主要受轴向力,中心钢板剪力墙主要承受水平荷载,方便调整抗侧力体系框架剪力的分担率,避免梁柱节点域提前屈曲,此外,该结构与普通钢板剪力墙结构相比可以避免墙



1 框架柱 2 框架梁 3 斜支撑 4 竖向支撑
5 水平支撑 6 内填钢板

图1 偏心支撑式钢板剪力墙结构

Fig. 1 Eccentrically braced steel plate shear walls

收稿日期:2013-04-03 修改稿日期:2013-11-25

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51178381)

作者简介:李峰(1963-),女,河南郑州人,副教授,博士,主要从事钢结构抗震理论与设计研究工作。

板对框架柱产生的拉力场效应^[8].在大震作用下,中心钢板剪力墙和耗能梁段这两个耗能元件协同耗能,集抗震、减震于一体,不但具有偏心支撑结构和钢板剪力墙结构较好的抗震性能,而且中心钢板剪力墙的耗能还可以减小耗能梁段的转动变形,从而减小耗能梁段的破坏程度,达到减小震后修复工作量的目的.

1 偏心支撑式钢板墙与 X 形偏心支撑钢框架抗震性能的对比分析

1.1 试件设计

本文根据《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-98^[9]和《建筑抗震设计规范》GB50011-2010^[10],来确定偏心支撑式钢板剪力墙试件(下称“EBSPW”试件)和 X 形偏心支撑钢框架试件(下称“XEBF”试件)的截面尺寸、高度、跨度及耗能梁段的长度,采用 Q235 钢,各构件之间的连接均采用刚性连接形式.两试件均为单层单跨结构,EBSPW 试件高度 4.2 m,跨度 6 m,框架梁、柱、斜支撑、水平支撑及竖向支撑的截面尺寸分别为 H400 mm×200 mm×8 mm×12 mm、H400 mm×400 mm×10 mm×16 mm、H300 mm×200 mm×6 mm×10 mm、H200 mm×200 mm×6 mm×10 mm、H200 mm×200 mm×6 mm×10 mm,内置中心钢板剪力墙的高度 1.4 m,跨度 2 m,内填板厚度 8 mm,耗能梁段长度 600 mm;XEBF 试件的截面尺寸、高度、跨度及耗能梁段长度与 EBSPW 试件相同.

1.2 有限元模型的建立

首先,采用有限元分析软件 ANSYS11.0,对已有的偏心支撑结构试验研究^[11]中的 D-G3 试件进行有限元数值模拟.有限元数值模拟表明,有限元分析结果与试验结果吻合良好,验证了有限元建模及分析的可靠性,为后续偏心支撑式钢板剪力墙的有限元分析提供理论和技术上的支持.

利用有限元分析软件 ANSYS11.0 建立“EBSPW”试件和“XEBF”试件的模型,框架梁、柱、支撑和内填板全部采用 Shell181 单元模拟,网格划分大部分采用映射划分,网格尺寸取 100 mm;钢材材性均采用多线性随动强化模型,钢材材性均取其名义值,即 Q235 钢 $\sigma_y = 235$ MPa,由于钢材极限强度离散性较大, $\sigma_u = 440$ MPa,弹性模量 $E = 206\,000$ MPa,泊松比 $\mu = 0.3$;两试件柱顶上分别施加 400 kN 的竖向荷载,轴压比为 0.16,在顶部梁柱节点处施加水平荷载,水平荷载的施加制度参照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101-96)^[12]中的有关规,采用位移加载制度;在施加竖向和水平荷载处进行节点耦合;对顶部非耗能梁段中心线处所有节点的面外位移全部约束为零,以防梁面外失稳;为模拟结构底部固结,对柱底部所有节点进行节点固结.两试件有限元模型的边界条件分别见图 2 和图 3.

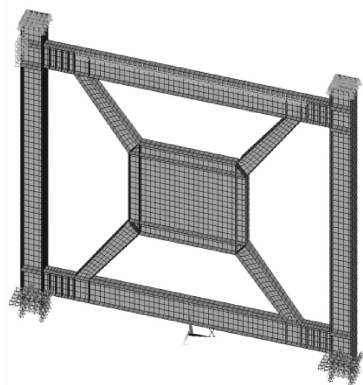


图 2 EBSPW 有限元模型的边界条件

Fig. 2 Boundary conditions of EBSPW finite element model

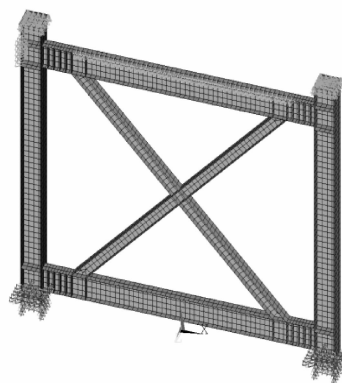


图 3 XEBF 有限元模型的边界条件

Fig. 3 Boundary conditions of XEBF finite element mode

1.3 两榀试件的有限元结果对比分析

两榀试件在水平单向加载方式下的计算结果见表 1,表中 P_y 、 Δ_y 、 R_y 指试件达到屈服时对应的荷载、位移、耗能梁段转角, P_u 、 Δ_u 、 R_u 指试件达到极限承载力时对应的荷载、位移、耗能梁段转角, μ 指试件的延性系数.

(1) 单向加载方式下的 $P-\Delta$ 曲线与 $P-\theta$ 曲线

表1 两榀试件在单向加载方式下的分析结果

Tab.1 Analysis result under the one-way loading of two specimens

试件编号	P_y /kN	Δ_y /mm	R_y /rad	P_u /kN	Δ_u /mm	R_u /rad	μ
XEBF	1 245.8	32.5	$5.4e-3$	1 971.7	215.5	0.11	6.6
EBSPW	1 149.6	30.9	$2.9e-3$	1 681.6	237.0	0.03	7.7

两榀试件在水平单向加载方式下的 $P-\Delta$ 单调曲线(水平力-侧移曲线)与 $P-\theta$ 单调曲线(水平力-耗能梁段转角曲线)的对比分别如图4、图5所示。从 $P-\Delta$ 曲线可以看出:两榀试件的单向加载曲线均呈线性强化特性,EBSPW 试件与 XEBF 试件的初始侧向刚度基本相同,两试件的弹性层间位移角均大于文献^[10]规定的弹性层间位移角限值 $1/250$ 的要求,说明两试件的柔性均较大;两试件的延性系数均大于3,其弹塑性层间位移角均大于文献^[10]规定的弹塑性层间位移角限值 $1/50$ 的要求,说明两试件均具有较好的延性性能和变形能力;EBSPW 试件的屈服荷载、极限荷载低于 XEBF 试件,但是延性系数明显高于 XEBF 试件,可见在 XEBF 试件中间内置钢板剪力墙的结构后,增加了试件的延性,降低了试件的承载力,但降低幅度不大,仅在15%以内,EBSPW 试件仍具有较高的承载力。

从 $P-\theta$ 曲线可以看出:EBSPW 试件耗能梁段屈服转角、极限转角分别比 XEBF 试件减小约46%、73%,可见在 XEBF 试件中间内置钢板剪力墙后,可以大幅度减小耗能梁段的转动变形,从而减小楼板的破坏程度。因此,偏心支撑式钢板剪力墙结构可以达到减少结构地震反应的目的。

从 $P-\theta$ 曲线可以看出:EBSPW 试件耗能梁段屈服转角、极限转角分别比 XEBF 试件减小约46%、73%,可见在 XEBF 试件中间内置钢板剪力墙后,可以大幅度减小耗能梁段的转动变形,从而减小楼板的破坏程度。因此,偏心支撑式钢板剪力墙结构可以达到减少结构地震反应的目的。

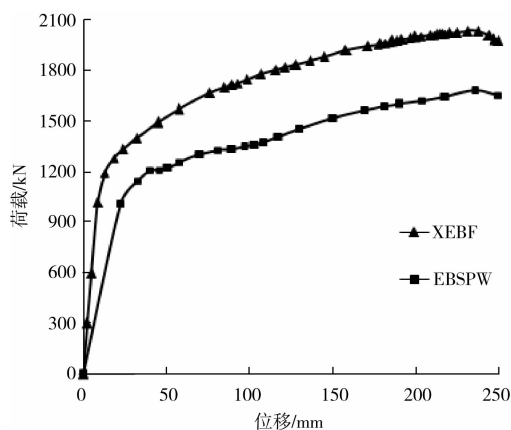


图4 两榀试件的 $P-\Delta$ 单调曲线

Fig.4 $P-\Delta$ monotonic curves of two specimens

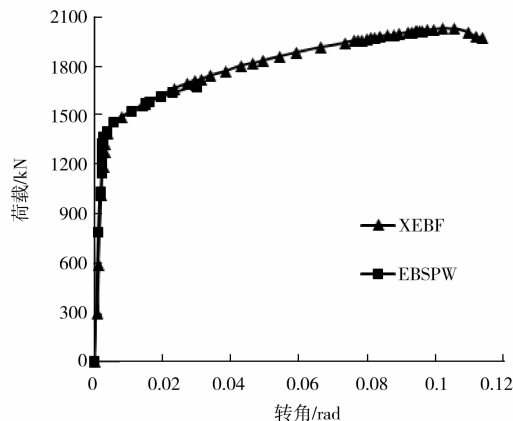


图5 耗能梁段的 $P-\theta$ 单调曲线

Fig.5 $P-\theta$ monotonic curves of link beams

(2) 循环加载方式下的 $P-\Delta$ 曲线与 $P-\theta$ 曲线

两榀试件在循环加载方式下的 $P-\Delta$ 滞回曲线(水平力-侧移曲线)与 $P-\theta$ 滞回曲线(水平力-耗能梁段转角曲线)的对比分别如图6、图7所示。从 $P-\Delta$ 滞回曲线可以看出:EBSPW 试件滞回曲线的包络线面积为 $860 \text{ kN} \cdot \text{m}$, XEBF 试件滞回曲线的包络线面积为 $846 \text{ kN} \cdot \text{m}$;两试件的滞回曲线几乎都呈矩形,且包围的面积较大;说明两试件均具有较强的耗能能力,但 EBSPW 的耗能能力比 XEBF 更优越。EBSPW 试件失效时的水平极限承载力为 $1 681.2 \text{ kN}$ 、极限位移为 200 mm ; XEBF 试件失效时的水平极限承载力为 $1 934 \text{ kN}$ 、极限位移为 175 mm ;可见,EBSPW 试件与 XEBF 试件相比,承载力有所降低,降低幅度仅在15%以内,但延性明显提高了。

从 $P-\theta$ 曲线可以看出:EBSPW 试件滞回曲线的包络线的面积为 $93.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$, XEBF 试件滞回曲线的包络线的面积为 $386.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$, EBSPW 试件的滞回曲线的包络线的面积明显低于 XEBF 试件,即 EBSPW 试件中耗能梁段耗散的地震能量远低于 XEBF 试件,可见 EBSPW 构件中由于中心钢板剪力墙的耗能,使得结构变形后自振周期增大,减少了地震能量的输入,减小耗能梁段的转动变形,从而减小耗能梁段的破坏程度,可以达到减少震后修复工作量的目的。

(3) 耗能系数

结构的耗能性能以 $P-\Delta$ 滞回曲线的滞回环所包围的面积来衡量,面积愈大,耗能能力愈好。能量耗

散系数 h_e 定义为某滞回环包围的面积与滞回环卸载段至横坐标之间三角形面积之比(如图 8 所示), h_e 值越大,则滞回环越饱满,耗能能力越好.

由于 XEBF 试件失效前进行 9 次加载循环,因此,两榀试件均采用前 9 次加载循环的耗能系数进行对比分析.耗能系数随着加载循环次数增大的变化趋势如图 9 所示.

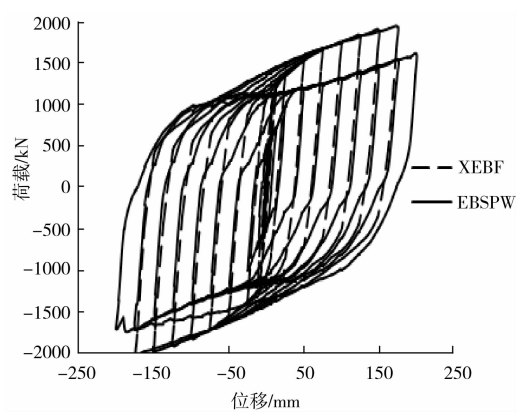


图 6 两榀试件的 $P-\Delta$ 滞回曲线
Fig. 6 $P-\Delta$ hysteretic curves of two specimens

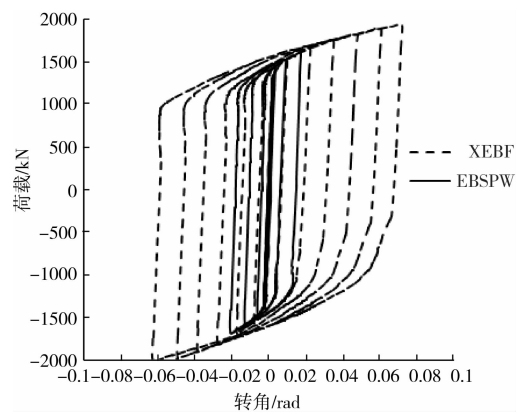


图 7 耗能梁段的 $P-\theta$ 滞回曲线
Fig. 7 $P-\theta$ hysteretic curves of link beams

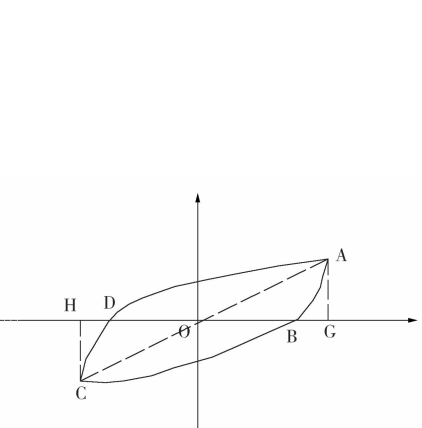


图 8 能量的耗散系数
Fig. 8 Energy dissipative coefficient

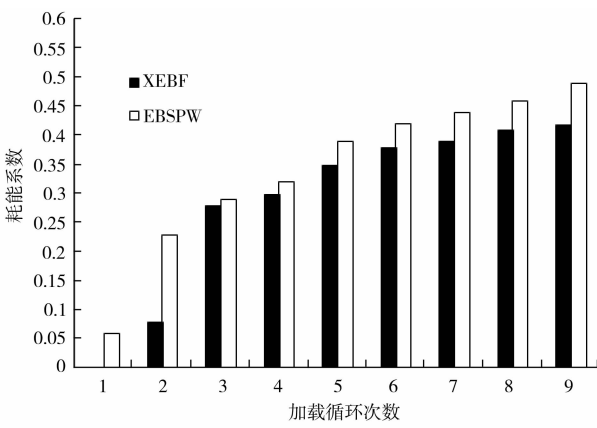


图 9 两榀试件的耗能系数
Fig. 9 Energy dissipative coefficient of two specimens

两榀试件的耗能系数随着加载循环次数的增多,均呈现逐渐提升的趋势,说明两试件均由耗能量较小的弹性阶段逐渐过渡到以耗能为主的弹塑性阶段;首次加载循环时,XEBF 试件的滞回环还没张开,耗能系数为零,而 EBSPW 试件已具有了一定的耗能能力;EBSPW 试件的耗能系数较大且增加幅度较快,其耗能系数达到的最大值为 0.49;XEBF 试件的耗能系数最大值为 0.42,相比 EBSPW 试件其耗能能力有所下降;可见,EBSPW 试件的耗能能力比 XEBF 试件更优越.

2 中心钢板剪力墙的大小对偏心支撑式钢板剪力墙滞回性能的影响

为了研究中心钢板剪力墙(CSPW)的大小对偏心支撑式钢板剪力墙结构滞回性能的影响,本文设计了 CSPW 系列试件. CSPW 系列试件的外框架梁、柱和支撑的截面尺寸、结构高度、跨度及耗能梁段长度均与 EBSPW 试件相同,改变的只是中心钢板剪力墙的大小,CSPW 系列试件与 EBSPW 试件设计参数不同的部分见表 2. 表中 CSPW 系列试件跨度与高度是中心钢板剪力墙

表 2 CSPW 系列试件尺寸(单位:mm)		
Tab. 2 Specimen size of CSPW(Unit: mm)		
试件编号	跨度	高度
外框架	6 000	4 200
CSPW1	3 000	2 100
CSPW2	2 000	1 400
CSPW3	1 500	1 050

的尺寸,大小按照结构外框架尺寸的 $1/2$ 、 $1/3$ 和 $1/4$ 倍来设计.

2.1 滞回曲线

中心钢板剪力墙尺寸与结构外框架尺寸的比例分别为 $1/2$ 、 $1/3$ 和 $1/4$ 时偏心支撑式钢板剪力墙结构的 $P-\Delta$ 滞回曲线与 $P-\theta$ 滞回曲线的对比分别如图 10、图 11 所示.

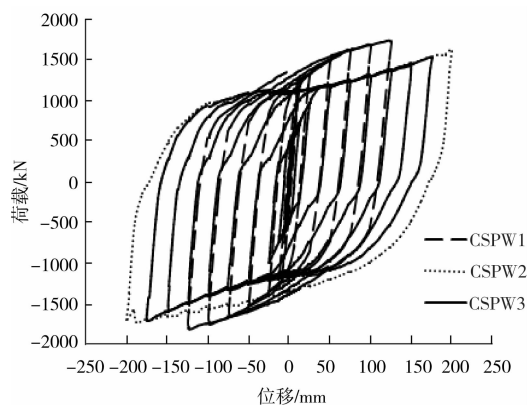


图 10 三榀试件的 $P-\Delta$ 滞回曲线

Fig. 10 $P-\Delta$ hysteretic curves of three specimens

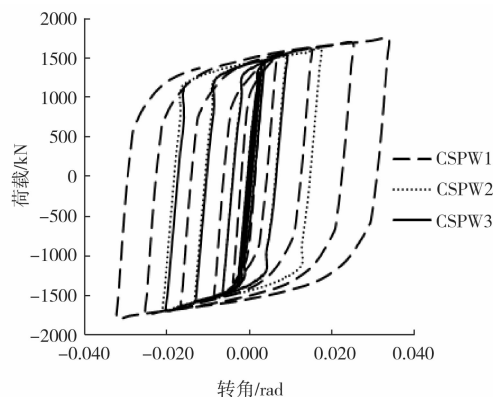


图 11 耗能梁段的 $P-\theta$ 滞回曲线

Fig. 11 $P-\theta$ hysteretic curves of link beams

从 $P-\Delta$ 滞回曲线可以看出: CSPW1 试件的滞回曲线的包络线的面积为 $470.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 结构失效前加载循环的圈数为 7; CSPW2 试件的滞回曲线的包络线的面积为 $859.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 结构失效前加载循环的圈数为 10; CSPW2 试件的滞回曲线的包络线的面积为 $714.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 结构失效前加载循环的圈数为 9; 由此可见, CSPW2 试件的耗能能力最好. 可以得到以下结论: 中心钢板剪力墙的大小对结构耗能能力有较大影响; 当中心钢板剪力墙大小为结构外框架尺寸的 $1/3$ 倍时, 结构的耗能能力最佳, 中心钢板剪力墙的尺寸过大或过小均不利于结构耗能能力的发挥.

从 $P-\theta$ 曲线可以看出: CSPW1、CSPW2、CSPW3 试件的滞回曲线的包络线的面积分别为 $177.6 \text{ kN} \cdot \text{rad}$ 、 $93.7 \text{ kN} \cdot \text{rad}$ 、 $59.3 \text{ kN} \cdot \text{rad}$, 由此可见, CSPW3 试件的耗能梁段能量的吸收最小. 可以得到以下结论: 中心钢板剪力墙尺寸越小, 耗散的地震能量就会越多, 耗能梁段耗散的地震能量相对就会越少, 因此, 中心钢板剪力墙尺寸越小对耗能梁段的保护作用就越大, 但中心钢板剪力墙的尺寸过小不利于结构整体耗能能力的最优发挥.

2.2 耗能系数

由于 CSPW1 试件失效前只进行 7 次加载循环, 因此, CSPW 系列三榀试件均采用前 7 次加载循环的耗能系数进行对比, 耗能系数的对比如图 12 所示.

由图 12 可以看出: 三榀试件的耗能系数随着加载循环次数增多, 滞回环所包围的面积越来越大, 耗能能力随之提升, 说明结构由耗能量较小的弹性阶段逐渐过渡到以耗能为主的弹塑性阶段; CSPW2 试件耗能系数较大且增加幅度较快, 其耗能系数达到的最大值为 0.44; CSPW1、CSPW3 的耗能系数最大值分别为 0.39、0.42, 耗能能力有所下降; 说明中心钢板剪力墙尺寸减小, 结构的耗能能力有一定的提高, 但当中心钢板墙大小达到外框架尺寸的 $1/4$ 倍后, 由于受其尺寸的限制, 结构的耗能能力不再继续提高, 反而有下降趋势. 因此在偏心支撑式钢板剪力墙结构的设计中, 可以在满足设计要求的前提下将中心钢板墙的尺寸适当减小, 但减小的太多意义不

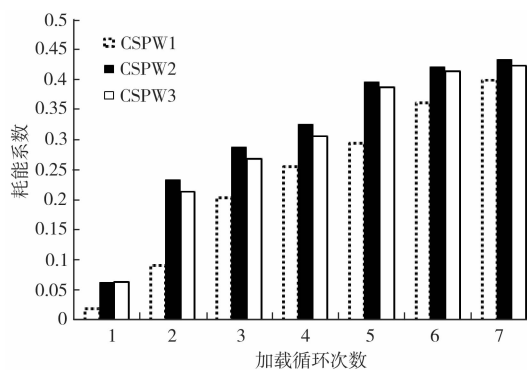


图 12 三榀试件的耗能系数

Fig. 12 Energy dissipative coefficient of three specimens

大.

2.3 骨架曲线

在循环加载方式下将荷载-侧移曲线图中同方向各次加载的峰值点所连成的包络线称之为骨架曲线. CSPW 系列三榀试件在循环荷载作用下的骨架曲线对比如图 13 所示.

由图 13 骨架曲线可以看出:三榀试件在弹性阶段的初始刚度随中心钢板墙的尺寸的减小而下降,当中心钢板墙尺寸减小到结构外框架的 $1/3$ 倍后,结构初始刚度不在下降. 三榀试件的承载力随中心钢板墙尺寸的减小而下降,但下降幅度不大,仅在 10% 以内. 三榀试件的结构在屈服前,骨架曲线近似于直线,而屈服后,则均表现出明显的非线性特征,在后期骨架曲线的斜率较为平缓,即位移增加很快而内力增长缓慢,说明结构具有良好的延性变形能力;三榀试件中 CSPW2 试件的延性系数最大,延性变形能力最优.

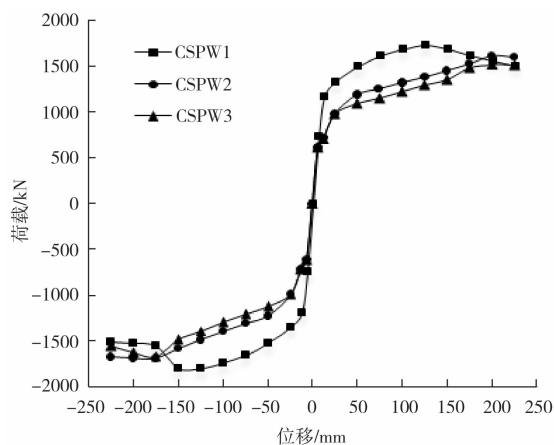


图 13 三榀试件的骨架曲线

Fig. 13 Skeleton curves of three specimens

3 结 语

(1) 偏心支撑式钢板墙结构 (EBSPW) 与 X 形偏心支撑钢框架结构 (XEBF) 相比, 不仅具有更优越的耗能能力, 而且还可以减小耗能梁段的耗能变形, 从而减小楼板的破坏程度, 达到减小震后修复工作量的目的.

(2) 中心钢板剪力墙尺寸越小, 耗能梁段的耗能变形就会越小, 从而对耗能梁段的保护作用就越大, 但中心钢板剪力墙的尺寸过小不利于结构整体耗能能力的最优发挥.

(3) 偏心支撑式钢板剪力墙结构的承载力随中心钢板墙的尺寸的减小而下降, 但下降幅度不大, 仅在 10% 以内; 当中心钢板墙大小为结构外框架尺寸的 $1/3$ 倍时, 结构的延性系数最大, 延性变形能力最优.

(4) 中心钢板剪力墙尺寸太大或者太小均不利于偏心支撑式钢板剪力墙结构耗能能力的发挥, 当中心钢板剪力墙大小为结构外框架尺寸的 $1/3$ 倍时, 结构的耗能能力最佳.

(5) 综上所述, 建议中心钢板剪力墙的大小取结构外框架尺寸的 $1/3$ 倍.

参考文献 References

- [1] POPOV E P, ENGELHARD M D. Seismic Eccentrically Braced Frames [J]. Construct Steel Research, 1998(10): 321-354.
- [2] REODER C W, ASCE A M, POPOV E P. Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes [J]. Journal of the Structural Division 1978, 104(3): 391-412
- [3] 钱稼茹, 陈茂盛, 张天申, 等. 偏心支撑钢框架拟动力地震反应试验分析[J]. 工程抗震, 1992(1): 15-18.
QIAN Jia-ru, CHEN Mao-sheng, ZHANG Tian-shen, et al. Pseudo — Dynamic Earthquake Response Test Analysis of eccentrically Braced Steel Frame [J]. Earthquake Resistant Engineering, 1992(1): 15-18.
- [4] 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 Ying-chun, HAO Ji-ping, LI Feng, et al. Study on mechanical property of steel plate shear walls [J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2007, 39(2): 181-186.
- [5] CACCESE V, ELGAALY M, CHEN R. Experimental Study of Thin Steel Plate Shear Walls under Cyclic Load [J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 1993, 119(2): 573-587.
- [6] 蔡益燕, 钟善桐. 我国高层建筑钢结构发展方向初探[C]//98 中国建筑钢结构结构及学术会议论文集. 北京: 企业管理出版社, 1998.

- CAI Yi-yan, ZHONG Shan-tong. Primary inquiry into the development of tall Steel buildings in China[C]// Proceedings on 98 China construction steel structure and academic conference. Beijing: Enterprise management publishing house, 1998.
- [7] 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(1): 3-8.
GUO Yan-lin, DONG Quan-li Research and application of steel plate shear wall in high-rise buildings [J]. Steel construction, 2005, 20(1):3-8.
- [8] CAN/CSA-S16-01 Limit States Design of steel structures[S]. Canada: Canadian standards association, 2007.
- [9] JGJ99-98 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, 2001.
JGJ99-98 Technical specification for steel structure of tall buildings[S]. Beijing: China architecture and buildings Press, 2001.
- [10] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB50011-2010 Code for seismic design of building[S]. Beijing: China Architecture and Buildings Press, 2010.
- [11] 潘秀珍. 偏心支撑结构在现代钢结构应用的试验与理论研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.
PAN Xiu-zhen. Experimental and theoretical study of eccentrically braced structure applying for modern steel structure [D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2008.
- [12] JTG101-96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
JTG101-96 Specification of testing methods for earthquake resistant building[S]. Beijing: China Architecture and Buildings Press, 1997.

Investigation of the seismic performance of eccentrically braced steel plate shear walls

LI Feng, XU Jun, LI Fa-shan, LI Shen, ZHANG Ling-ling

(School of Civil Eng., Xi'an University of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: As link beams in eccentrically braced steel frame cause oversize plastic deformation and the repairing work of beam and floor after earthquake is heavy, this paper suggests a new braced steel frame system, eccentrically braced steel plate shear wall, adding a steel plate shear wall in the center of X-eccentrically braced steel frame. Firstly, the comparison of eccentrically braced steel plate shear wall and X-eccentrically braced steel frame on seismic performance is carried out via the finite element method. Then, the effects of concentric steel plate shear wall size on hysteretic curves and energy dissipative coefficient have been investigated via the finite element method. Moreover, the horizontal bearing capacity, lateral stiffness and ductility at different concentric steel plate shear wall size are further analyzed according to the backbone curve. Results indicate that the new system can lighten the breakage of the link beams, lighten repairing load after earthquake, and have preferable ductility and enough bearing capacity.

Key words: *eccentrically braced steel frame; steel plate shear wall; Link beams; hysteretic curves; energy dissipative coefficient*