

可替换独立耗能梁段抗震性能分析

殷占忠^{1,2}, 任亚歌¹, 陈伟¹, 梁亚雄¹

(1. 兰州理工大学甘肃土木工程防灾减灾重点实验室, 兰州 730050; 2. 兰州理工大学西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 兰州 730050)

摘 要: 带可替换耗能梁段的偏心支撑钢框架结构传统的偏心支撑钢框架结构相比, 修复替换既方便又经济, 目前国内外关于这方面的研究很少。运用ABAQUS有限元软件对8根参数不同的可替换耗能梁段进行了单向加载和循环往复加载分析, 结果表明: 加劲肋间距对可替换耗能梁段承载力的影响并不大, 可替换耗能梁段长度的增大会引起承载力的减小; 单向荷载作用下, 可替换耗能梁段的位移延性系数和转角延性系数均较大, 具有良好的延性; 循环荷载作用下, 可替换耗能梁段的滞回曲线饱满, 没有明显的捏缩现象出现, 具有较好的耗能性能。

关键词: 结构工程; 可替换耗能梁段; 有限元分析; 承载能力; 延性; 滞回耗能

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2015.05.S041

THE SEISMIC PERFORMANCE ANALYSIS OF REPLACEABLE INDEPENDENT LINKS

YIN Zhan-zhong^{1,2}, REN Ya-ge¹, CHEN Wei¹, LIANG Ya-xiong¹

(1. Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu Province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China;

2. Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China)

Abstract: The repair of Eccentrically Braced Steel Frames with replaceable link is convenient and economical compared with traditional Eccentrically Braced Steel Frames, and the research on replaceable link is limited worldwide. In the paper, finite element analysis was performed for the one-way loading and cycle loading of eight replaceable link beams with different parameters using ABAQUS. Analysis results indicate that the space between ribbed stiffeners has small influence on the bearing capacity of replaceable link beams and the increase of replaceable link beam length causes the decrease of bearing capacity; Under monotonic loading, large displacement ductility coefficients and large angle ductility coefficients of replaceable link beams were observed, showing good ductility; Under cyclic loading, the hysteresis curves of replaceable links are plumper with no pinch, showing good energy dissipation property.

Key words: structural engineering; replaceable link beam; finite element analysis; bearing capacity; ductility; energy dissipation capacity

偏心支撑钢框架体系的受力性能很大程度上取决于耗能梁段的特性, 传统的偏心支撑钢框架, 耗能连接被设计成框架梁的一部分, 相应框架梁要

符合在耗能区域剪切屈服的要求, 还要抵抗耗能梁段以外应变强化产生的附加内力, 两者的相互协调是漫长的过程, 往往导致过长的连接而产出巨大的

收稿日期: 2015-05-02; 修改日期: 2016-01-08

基金项目: 国家自然科学基金项目(51368037, 51568040); 甘肃省高等学校基本科研业务费专项基金项目(1404ZTB256); 甘肃省建设科技建筑节能项目(JK2014-11); 兰州理工大学红柳青年教师培养计划基金项目(TM-QK-1404)

通讯作者: 殷占忠(1979—), 男, 甘肃人, 副教授, 博士, 主要从事钢结构与组合结构研究(E-mail: yzztianyu@126.com).

作者简介: 任亚歌(1989—), 女, 河南人, 硕士生, 主要从事钢结构研究(E-mail: 379965293@qq.com);

陈伟(1987—), 男, 山东人, 硕士生, 主要从事钢结构研究(E-mail: 2829905061@qq.com);

梁亚雄(1975—), 男, 甘肃人, 讲师, 硕士, 主要从事钢结构研究(E-mail: liangyx@lut.cn).

力量,需要其他EBFs^[1-2]构件共同抗震,导致结构成本增加。其次,地震作用产生的弹塑性变形的累积未知,无明显地震破坏迹象时,不能确定震后结构的安全度。同时,由于要求耗能梁段所在的框架梁在设计地震作用下能维持较大变形,此变形是耗能梁段在地震作用下屈服产生的反复弹塑性变形及耗能梁段局部屈曲产生的变形,这经常导致震后整体结构需大范围抗震加固改造。目前,国内外的研究主要集中在传统偏心支撑框架中,对带可替换耗能梁段的偏心支撑框架的研究甚少。其中,1986年Kasai^[3-5]在伯克利大学做了大量耗能梁段试验,还引用塑性板剪切屈曲理论,分析了耗能梁段的耗能性能,1987年Popov、Kasai和Engelhardt^[6]得到了耗能梁段长度的变化对偏心支撑框架弹性刚度的影响,2005年Okazaki和Engelhardt等^[7]完成了37个耗能梁段试验,2010年,西安建筑科技大学于安林等^[8]进行了1/3缩尺的K形和Y形偏心支撑框架的低周反复试验,清华大学钱稼茹等^[9]针对单层单斜杆偏心支撑框架在El Centro地震波作用下的拟动力加载试验,研究了偏心支撑框架在地震作用下的性能。因此,用ABAQUS软件对不同参数的可替换耗能梁段进行模拟和分析,不仅能得出可替换耗能梁段在单向荷载和循环荷载作用下的力学性能,还能为后续试验分析提供理论对比结果和分析依据。

1 有限元模型

1.1 试件设计

在不影响可替换耗能梁段的受力形式和受力分析的情况下,建立了图1所示的有限元模型。试件设计参数见表1。

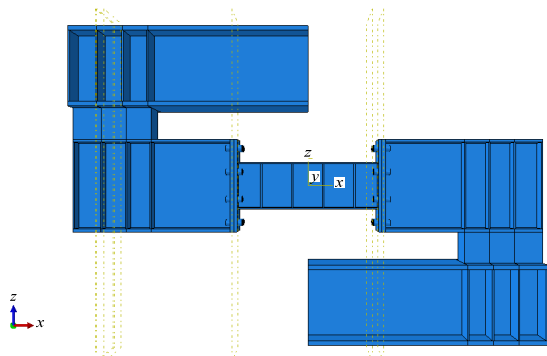


图1 简化后的模型

Fig.1 The simplified model

表1 试件参数

Table 1 The parameters of links

屈服类型	试件编号	耗能梁段 截面尺寸	耗能梁 长度 e/mm	加劲肋布置
剪切 屈服	P-1	300×150×6.5×9	700	10@150
	P-2	300×150×6.5×9	700	10@200
	P-3	350×175×7×11	800	10@200
	P-4	350×175×7×11	800	10@300
弯曲 屈服	P-5	300×150×6.5×9	800	10@200
	P-6	300×150×6.5×9	800	10@300
	P-7	300×150×6.5×9	900	10@200
	P-8	300×150×6.5×9	900	10@300

1.2 单元选取和模型建立

模型选用缩减积分单元C3D8R。考虑到可替换耗能梁段在受力过程中会产生较大塑性变形,对可替换耗能梁段及其附近区域进行了局部网格加密。划分单元后的有限元模型见图2。

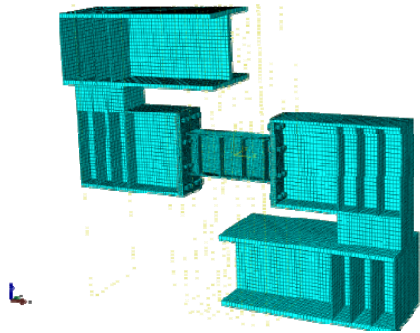


图2 划分网格后的模型

Fig.2 The meshed model

1.3 材料模型的确定

建立模型时,框架梁、加载架、垫块和框架梁上的端板钢材均采用Q345B,而可替换耗能梁段及其端板钢材采用Q235B。高强螺栓采用8.8级。钢材的弹性模量为 $2.06\times10^5\text{MPa}$,泊松比取0.3。本构关系除螺栓采用理想弹塑性模型外,其余钢材均采用Von Mises多线性等向强化三折线模型,钢材的屈服应力 σ_y 、极限应力 σ_u 和破坏时的应力 σ_{st} 及其所对应的应变值如表2所示。

表2 材料性能指标^[10-11]

Table 2 The performance indexes of material

材料	σ_y/MPa	ε_y	σ_u/MPa	ε_u	σ_{st}/MPa	ε_{st}
Q235B	235	0.00114	420	0.15	330	0.22
Q345B	345	0.00114	490	0.15	330	0.22

1.4 加载制度和约束情况

单调及循环加载时均采用位移法, 循环加载按 $\pm\Delta_y/4, \pm\Delta_y/2, \pm3\Delta_y/4, \pm\Delta_y, \pm2\Delta_y, \dots, \pm15\Delta_y$ 方式进行, Δ_y 为梁段的初始屈服位移。上加载梁右端约束 x 、 y 方向的位移, 下加载梁左端约束 x 、 y 、 z 方向的位移。

2 计算结果及分析

图 3 为单向荷载作用下试件的 $F-\Delta$ 曲线。

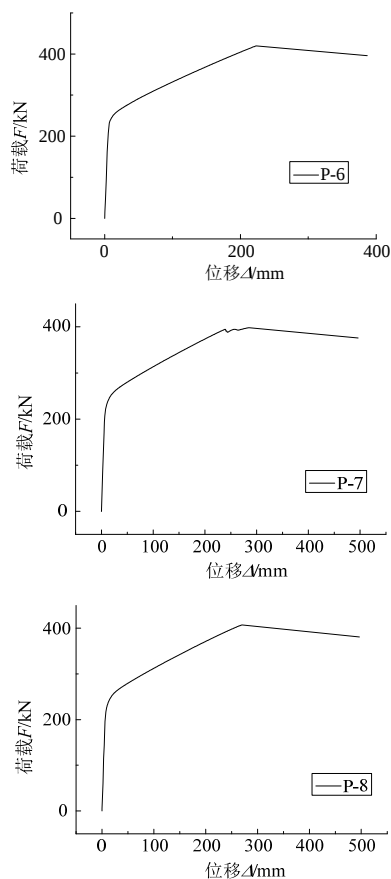
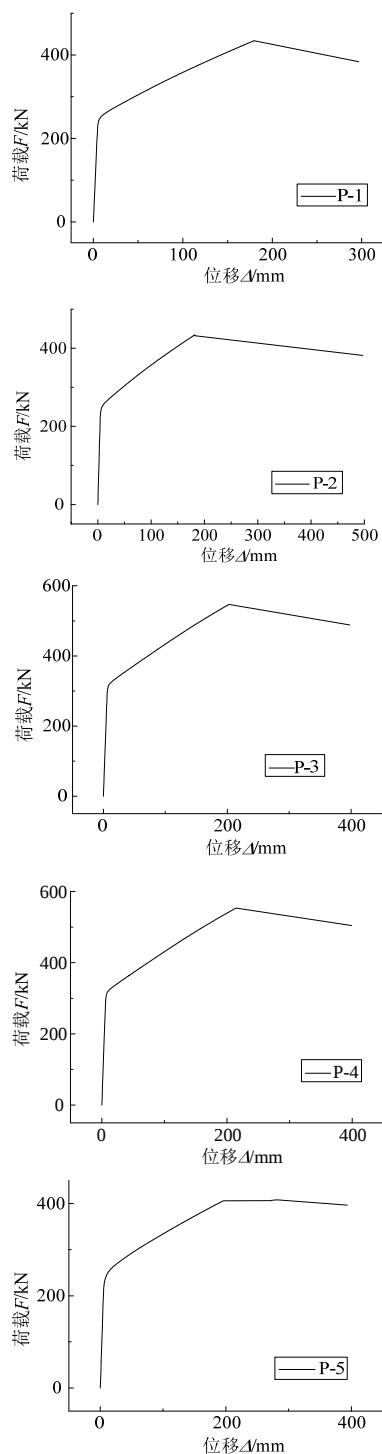


图 3 各试件 $F-\Delta$ 曲线

Fig.3 The $F-\Delta$ curves of models

2.1 承载力分析

从表 3 可看出, 截面尺寸及长度相同, 加劲肋间距对承载力的影响并不大。截面尺寸及加劲肋间距相同, 梁段的长度从 700 mm 增到 800 mm 时, 承载力减小 6.05%, 从 800 mm 增到 900 mm, 加劲肋间距为 200 mm 时, 承载力减小 2.41%, 加劲肋间距为 300 mm 时, 承载力减小 2.94%, 900 mm 的试件与 700 mm 的相比, 承载力下降 8.32%。改变截面尺寸而其他参数不变, 截面尺寸越大, 试件承载力越大。整体上看, 剪切屈服型梁段的屈服荷载及极限荷载均大于弯曲屈服型。

表 3 各试件承载力

Table 3 The bearing capacity of models

试件/kN	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8
屈服荷载	236.04	235.76	296.10	296.01	225.84	225.52	215.03	214.95
极限荷载	434.06	434.03	546.91	553.46	407.78	419.44	397.94	407.10

2.2 延性分析

定义可替换独立耗能梁段的位移延性系数 $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$, 转角延性系数 $\mu_\gamma = \gamma_u / \gamma_y$ 。表 4 为单调荷载作用下各试件的延性系数。

表 4 各试件的延性系数
Table 4 The ductility of models

编号	屈服位移 Δ_y /mm	极限位移 Δ_u /mm	延性系数 μ_Δ	屈服转角 γ_y /rad	极限转角 γ_u /rad	延性系数 μ_γ
P-1	5.24	179.21	34.20	0.0056	0.2463	43.98
P-2	5.24	181.93	34.72	0.0056	0.2493	44.52
P-3	6.27	203.36	32.43	0.0057	0.2436	42.74
P-4	6.27	214.70	34.24	0.0057	0.2568	45.05
P-5	6.12	281.96	46.07	0.0059	0.3346	56.71
P-6	6.12	223.34	36.49	0.0059	0.2676	45.36
P-7	7.19	285.91	39.76	0.0064	0.3036	47.44
P-8	7.19	270.49	37.62	0.0064	0.2878	44.97

表 4 可以看出,无论是剪切型还是弯曲线,参数不同时,梁段极限转角均大于 0.2,说明可替换耗能梁段转动能力较好。整体上看,剪切型梁段的屈服转角与极限转角均小于弯曲线,但各试件转角延性系数 μ_γ 均大于 37,位移延性系数 μ_Δ 均大于 27,说明可替换耗能梁段具有很好的延性。

试件的截面尺寸及长度相同时,剪切型可替换耗能梁段的延性系数随着加劲肋间距的增大均有小幅度增长,而弯曲线的延性系数、极限位移及极限转角随加劲肋间距的增大而减小,加劲肋间距的变化对屈服位移及屈服转角影响并不大。截面尺寸及加劲肋间距相同时,800 mm、900 mm 的梁段延性优于 700 mm 的梁段,转角延性系数增大幅度分别为 27.38%、6.56%,位移延性系数增大幅度分别为 32.69%、14.52%,而 900 mm 的可替换耗能梁段延性不及 800 mm 梁段的延性,转角延性系数与位移延性系数分别减小 16.35%、13.7%,极限转角也有相似的规律,对屈服位移、屈服转角及极限位移来说,三者随着梁段长度的增加而增大。改变试件的截面尺寸而其它参数不变时,截面尺寸越大,可替换耗能梁段的延性系数随之下降。

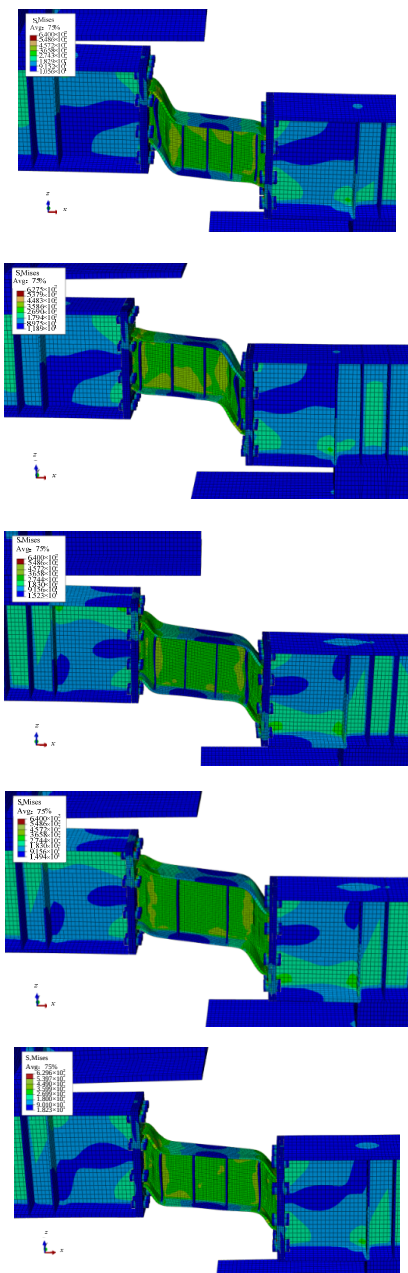
2.3 应力分布及变形

循环荷载下独立可替换耗能梁段的 Mises 应力云图和变形如图 4 所示(依次为 P-1~P-8)。

由图 4 可看出,可替换耗能梁段应力分布基本对称,翼缘端部和腹板均进入塑性,接近或超过钢材的极限强度,框架梁处于弹性段。参数不同时,试件的破坏模式也基本相同,均为翼缘端部屈曲,腹板竖向位移较大。框架梁、端板和加载架为较小弹性变形。螺栓未出现栓杆剪断和弯曲,端板无相对滑动,螺栓孔洞也未挤压破坏。

弯曲线可替换耗能梁段与剪切型相比,前者在梁段两端翼缘的变形比较明显,后者除试件 P-3 两

端翼缘的变形比较明显外,其余均表现为梁段一侧变形较大而另一侧变形较小。



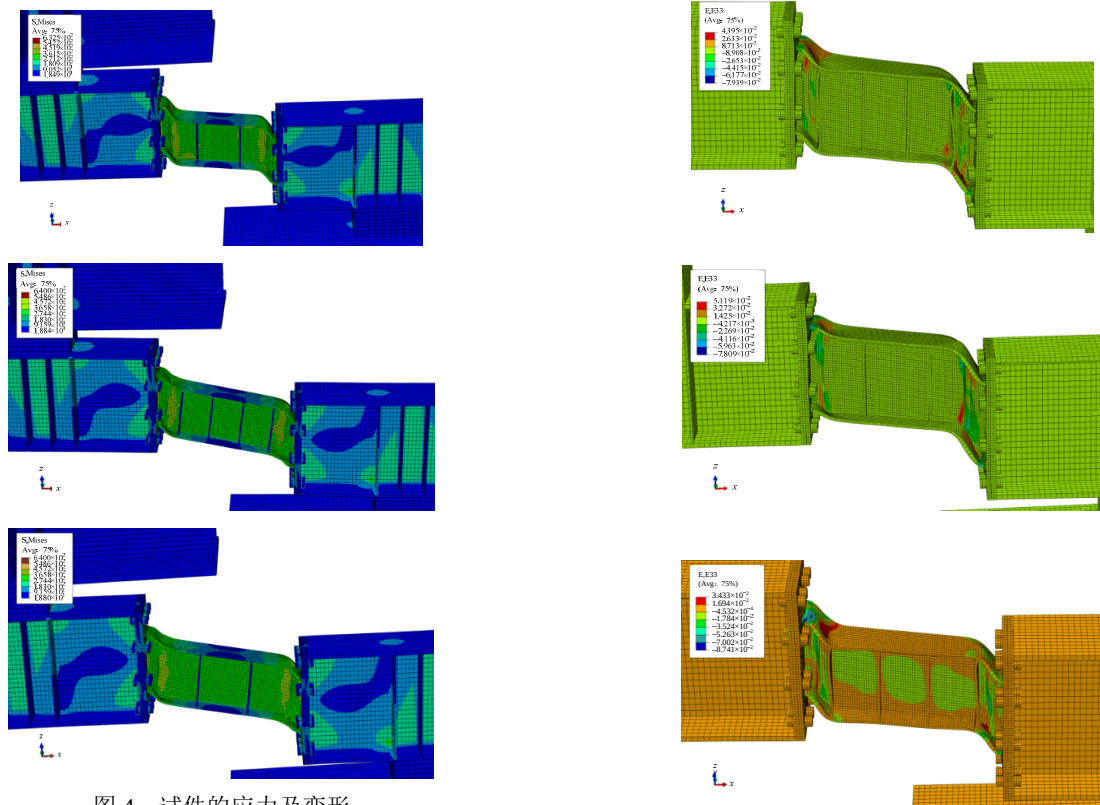


图4 试件的应力及变形

Fig.4 The stress and displacement of models

2.4 应变分布

循环荷载下独立可替换耗能梁段的应变云图如图5所示(依次为试件 P-1~P-8)。

从表5可以看出,弯曲型可替换耗能梁段剪应变的最大值除模型P-6小于剪切型梁段P-3、P-4外,其余弯曲型梁段的剪应变均大于剪切型。同时,从图5可看出,弯曲屈服型可替换耗能梁段对框架梁的影响也比剪切屈服型可替换耗能梁段对框架梁的影响要大。

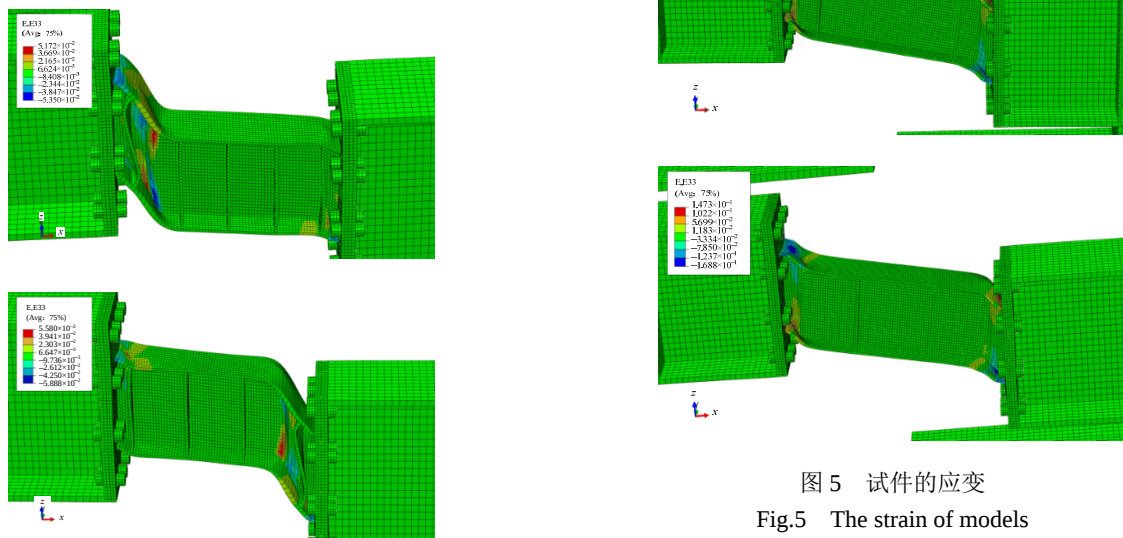


图5 试件的应变

Fig.5 The strain of models

表 5 各试件的最大剪应变
Table 5 The maximum shearing strain of models

试件	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8
剪应变	0.0535	0.05888	0.07939	0.07809	0.08741	0.07145	0.1708	0.1688

2.5 滞回曲线

循环荷载作用下，可替换独立耗能梁段的荷载-转角滞回曲线如图 6 所示。

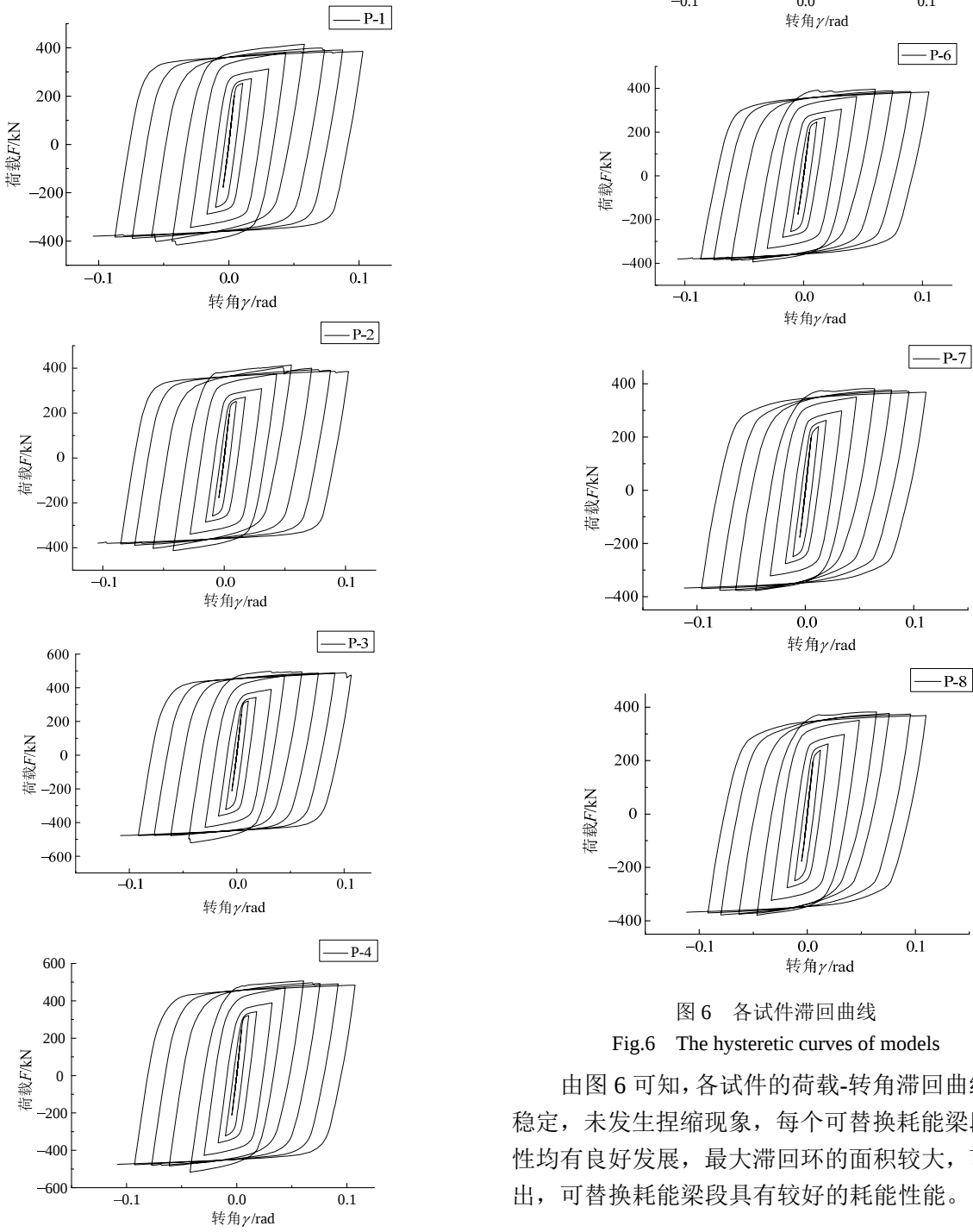


图 6 各试件滞回曲线
Fig.6 The hysteretic curves of models

由图 6 可知，各试件的荷载-转角滞回曲线饱满稳定，未发生捏缩现象，每个可替换耗能梁段的塑性均有良好发展，最大滞回环的面积较大，可以看出，可替换耗能梁段具有较好的耗能性能。

2.6 耗能分析

根据《建筑抗震实验方法规程》的规定,试件的抗震性能可以用能量耗散系数 E 来比较。能量耗散系数 E 计算简图如图 7 所示。

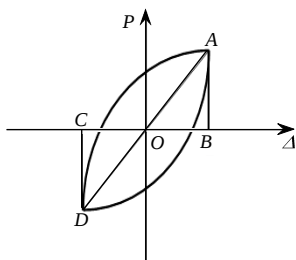


图 7 能量耗散系数 E 计算简图

Fig.7 The picture for calculating energy dissipation coefficient

能量耗散系数 E 计算公式为:

$$E = S_1 / S_{\Delta AOB + \Delta COD}$$

式中: S_1 为滞回环所围成的面积。 $S_{\Delta AOB + \Delta COD}$ 为 ΔAOB 与 ΔCOD 的面积之和。

循环荷载作用下,各可替换独立耗能梁段的能量耗散系数见表 6。

表 6 各试件的能量耗散系数

Table 6 The energy dissipation coefficient of models

试件	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8
E	3.24	3.28	3.20	3.06	3.08	3.11	3.17	3.19

从表 6 可以看出,模型的能量耗散系数除了剪切屈服型模型 P-4 系数小于弯曲屈服型模型系数外,其余剪切屈服型模型均大于弯曲屈服型模型,且各可替换耗能梁段的能量耗散系数在 3.0~3.3,表明耗能梁段具有良好的能量耗散性能。

3 结论

(1) 加劲肋间距对可替换耗能梁段承载力的影响并不大,耗能梁段长度的增大会引起承载力的减小,截面尺寸越大,相应的承载力也变大。同时,剪切屈服型可替换耗能梁段的承载力好于弯曲屈服型可替换耗能梁段的承载力。

(2) 单向荷载作用下,可替换耗能梁段具有良好的延性。

(3) 弯曲屈服型可替换耗能梁段的剪应变相对较大,对周边框架梁的影响要比剪切屈服型可替换耗能梁段对周边框架梁的影响大。

(4) 循环荷载作用下,可替换耗能梁段的滞回曲线饱满,没有明显的捏缩现象出现,能量耗散系

数在 3.0~3.3, 具有较好的耗能性能。

参考文献:

- [1] Fujimoto M, Aoyagi T, Ukai K, Wada A, et al. Structural characteristics of eccentric k-braced frames [J]. Architectural Institute of Japan, 1972, 195(5): 39—49.
- [2] Tanabashi R, Naneta K, Ishida T. On the rigidity and ductility of steel bracing assemblage [C]. Proceedings 5th World Conference of Earthquake Engineering, IAEE, Rome, Italy, 1974, 1: 834—840.
- [3] Kasai K, Popov E P. General behavior of WF steel smear link beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1986, 112(2): 362—382.
- [4] Kasai K, Popov E P. Cyclic web buckling control for shear link beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1986, 112(3): 505—523.
- [5] Kasai K, Han X. New EBF design method and application: redesign and analysis of US-Japan EBFs [C]. Kyoto, Japan: Proceedings of the International Workshop and Seminar on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, 1997: 242—249.
- [6] Popov E P, Kasai K, Engelhardt M D. Advances in design of eccentrically braced frames [J]. Earthquake Spectra, 1987, 3(1): 43—55.
- [7] Okazaki T, Arce G, Ryu H C, Engelhardt M D. Experimental study of local buckling [J]. Overstrength and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, 2005, 131(10): 1526—1535.
- [8] 于安林, 赵宝成, 李仁达, 等. K 形和 Y 形偏心支撑钢框架滞回性能试验研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(4): 9—12.
Yu Anlin, Zhao Baocheng, Li Renda, et al. The study of hysteretic performance on eccentric K-braced and Y-braced frames by experiment [J]. Architectural Structure, 2010, 40(4): 9—12. (in Chinese)
- [9] 钱稼茹, 陈茂盛, 张天中, 等. 偏心支撑钢框架拟动力地震反应试验研究[J]. 工程抗震, 1992, 14(1): 15—18.
Qian Jiaru, Chen Maosheng, Zhang Tianzhong, et al. Experimental study on the pseudo dynamic earthquake reaction of eccentric braced steel frames [J]. Anti-Seismic Engineering, 1992, 14(1): 15—18. (in Chinese)
- [10] 郭秉山, 庄晓勇. K 型偏心支撑钢框架耗能梁段长度探讨[J]. 工业建筑, 2007, 37(3): 81—85.
Guo Bingshan, Zhuang Xiaoyong. The discuss on length of shear link beams of eccentric braced frames [J]. Industrial Architecture, 2007, 37(3): 81—85. (in Chinese)
- [11] 苏赞. 耗能梁段长度对高层建筑偏心支撑框架抗震性能的影响[D]. 天津: 天津大学, 2009.
Su Yun. The influence of shear link beams on the seismic performance of high-rise eccentric braced frames [D]. Tianjin: Tianjin University, 2009. (in Chinese)