

高强钢组合 K 形偏心支撑钢框架抗震性能分析

段留省¹, 苏明周^{2,3}

(1. 长安大学建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055;

3. 西部建筑科技国家重点实验室(筹), 陕西 西安 710055)

摘要: 偏心支撑钢框架设计时需要通过内力放大系数调整梁柱截面以抵抗耗能梁段的应变硬化效应, 导致用钢量增大和节点连接困难。根据“相对强弱”的抗震思想, 可将高强度钢材引入基本处于弹性的钢框架部分, 耗能梁段采用屈服点较低钢材, 形成高强钢组合偏心支撑钢框架。为研究这种新型结构的抗震性能和用钢量优势, 采用 ANSYS 对 2 榀单层剪切屈服机制的 K 形偏心支撑钢框架进行了非线性有限元分析, 其中考虑材料非线性和几何非线性。结果表明在相同应力比设计原则下, 对同一耗能梁段采用高强钢框架可以节省约 14% 的用钢量, 而抗震性能与普通偏心支撑钢框架相当。

关键词: 高强钢; 偏心支撑; 抗震性能; 用钢量; 非线性有限元

中图分类号: TU393.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2015)01-0046-05

Seismic behavior analysis of high strength steel composite K-type eccentrically braced frames

DUAN Liusheng¹, SU Mingzhou^{2,3}

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China;

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

3. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China(XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract: In eccentrically braced frame design, the section dimension of frame is always adjusted by internal force amplify factor to resistant the strain hardening effect of link, which lead to the steel consumption and difficulty of joint. According to the seismic philosophy of “relative strength”, the high strength steel can be used for frames and braces, and the low yield steel can be used for link. This new structure is called high strength steel composite eccentrically braced frames. In order to study the seismic behavior of the new structure and save steel, 2 monotonic loading and 2 cyclic loading were performed by nonlinear finite element method analysis in ANSYS, including tests on 1/2 scaled shear yielding specimens with K types braces. The material and the geometry nonlinearities were considered simultaneously. The result show that about 14% steel is saved by using high strength steel frame under condition of identical link and same stress ratio. Differences of the seismic performance between the new and the ordinary EBF are very small.

Key words: high strength steel; eccentrically braced frame; seismic performance; steel consumption; nonlinear finite element method

偏心支撑钢框架具有承载力高、耗能能力好的特点^[1-2], K 形的抗震性能好于 Y 形^[3-5]。由于耗能梁段应变硬化^[6]的影响, 设计时需要通过放大系数来调整框架的设计截面^[7-8], 以保证梁段弹塑性变形充分发展, 这导致了用钢量上升和节点连接困难。根据“相对强弱”的抗震设计思想, 可将高强钢 (High Strength Steel, HSS)^[9-10]引入基本处于弹性的钢框架部分, 耗能梁段采用低屈服点钢材, 即高强钢组合偏心支撑钢框架。旨在结构抗震性能良好的前提下, 提高经济效益。

目前国内尚未见到此类结构的研究, 国外的相关资料也较少。Dubina 等^[11]对高强钢组合 K 形偏心支撑框架的耗能梁段进行了试验研究, 最大剪切变形角为 0.13 rad, 由于耗能梁段端部与框架梁采

用了螺栓连接, 螺栓滑移对端板转动影响较大。Dusicka 等^[12]对不同等级钢材耗能梁段的滞回性能进行试验研究, 表明低屈服点钢材耗能梁段的剪切变形角可达 0.20 rad。这些研究都限于耗能梁段本身, 未考虑周边支撑和框架的影响, 不能反映结构的整体抗震性能。

本文按照应力比相等的原则, 设计了两榀单层剪切屈服机制 K 形偏心支撑钢框架, 二者跨度、层高一致, 采用相同的 Q345 钢耗能梁段。框架的钢材等级分别采用 Q345 和 Q460。借助 ANSYS 软件进行非线性有限元分析, 考虑材料非线性和几何非线性。通过数值模拟单调加载和循环加载考察二者的抗震性能, 评定各主要抗震性能指标, 对比两榀偏心支撑钢框架的用钢量。

收稿日期: 2014-03-28

修改稿日期: 2015-02-02

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51178382)

作者简介: 段留省 (1985-), 男, 博士, 主要从事钢结构稳定、抗震与新型钢结构体系的研究。E-mail: duanliusheng@126.com

1 有限元模型与本构关系

为便于区别, Q460 钢框架与 Q345 耗能梁段组合偏心支撑钢框架编号 J1; 纯 Q345 偏心支撑钢框架作为对照试验, 编号 J2; J2 框架截面尺寸大于 J1, 详细尺寸和用钢量统计见表 1, 几何模型见图 1(a).

有限元中采用 3D 实体建模, 框架及支撑采用 solid185, 耗能梁段采用 solid186, 均采用六面体扫描划分网格; 柱脚节点板采用 solid187, 四面体划分网格. 为减少应力集中, 耦合加载梁标高处的水平自由度 U_x 于加载点, 柱顶轴力采用面荷载; 因试验时布置耗能梁段端部侧向支撑的需要, 加载点距离框架梁有一定高度, 有限元模型与试验保持一致. 柱脚自由度全部约束以模拟刚接, 耗能梁段端部侧向支撑通过约束平面外位移 U_y 实现, 见图 1(b). 有限元模型中, 单调加载时采用了双线性等向强化本构关系; 循环加载时采用了多线性随动强化本构关系见图 1(c), 其考虑了 Bauschinger 效应; 钢材的本构模型参数见表 2.

表 1 试件截面尺寸

Tab.1 Section dimension of specimens

试件	构件	截面尺寸	钢号	重量/kg
J1 (Q345+Q460)	梁段	H225×125×6×10	Q345B	17.56
	框架梁	H225×125×6×10	Q460C	
	框架柱	H150×150×6×10	Q460C	297.03
	支撑	H125×120×6×10	Q460C	
J2 (Q345+Q345)	梁段	H225×125×6×10	Q345B	17.56
	框架梁	H225×140×6×12	Q345B	
	框架柱	H160×160×6×12	Q345B	341.12
节省	(J2-J1)/J1%=14.1%			

表 2 材料性能

Tab.2 Properties of materials

钢材	t / mm	E /MPa	σ_y / MPa	ε_y /%	σ_u / MPa	σ_{u1} / MPa
Q460	6	2.01×10^5	496.9	0.24	658.6	559.8
	10	2.00×10^5	468.8	0.23	623.0	529.6
Q345	6	2.08×10^5	427.4	0.21	571.1	485.4
	10	2.02×10^5	383.3	0.19	554.4	471.2

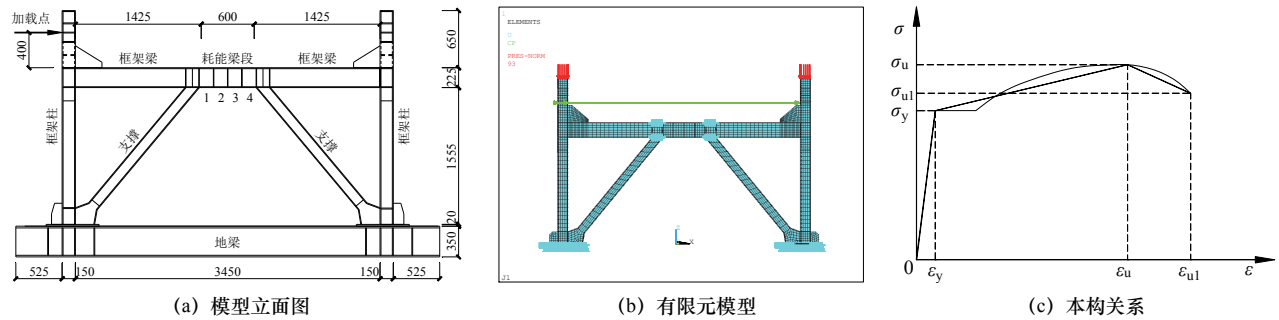


图 1 有限元模型与本构关系
Fig.1 FEM specimens and constitutive model

2 加载制度与破坏准则

加载制度对结构耗能能力影响较大^[13], 为便于比较, J1、J2 采用相同加载制度. 单调加载时采用位移控制, 加载位移为 120 mm(侧移角约为 1/15); 循环加载时采用位移控制, 见表 3, 其中 N 为每个等级的循环圈数.

表 3 循环加载制度

Tab.3 Protocol of cyclic testing

序	等级	位移/mm	N	序	等级	位移/mm	N
1	$0.25\delta_y$	± 2.5	1	5	$3.0\delta_y$	± 30	3
2	$0.5\delta_y$	± 5	1	6	$4.0\delta_y$	± 40	3
3	$1.0\delta_y$	± 10	3	7	$5.0\delta_y$	± 50	3
4	$2.0\delta_y$	± 20	3	8	$6.0\delta_y$	± 60	3

由于有限元模型中未考虑构件的初始缺陷(初弯曲、挠度、残余应力等), 试件的破坏准则为: 耗能梁段的 Von Mises 应力超过材料的极限应力; 构件发生严重屈曲或失稳导致计算不能收敛; 结构

的层间位移角超过 1/25. 以上情况发生任何之一均认为结构达到破坏.

3 结果与分析

3.1 单调加载破坏现象

单调加载的破坏现象见图 2(a)~(b). 由图可以看出, 单调加载加载下 J1、J2 的层间位移角可达到 1/20 (水平位移 90 mm) 以上, 耗能梁段剪切变形明显. 破坏时, 最大 Mises 应力出现在耗能梁段内, 但无明显屈曲现象; 支撑基本处于弹性, 框架柱倾斜略微弯曲(右柱), 框架梁保持平直状态, 基本符合原设计意图.

3.2 单调加载荷载位移曲线

单调加载的荷载位移曲线见图 2(c). 由图可以看出, J1、J2 的曲线整体相似, 都存在明显线弹性段、较长的弹塑性变形阶段. 在弹性阶段, J2 的曲

线高于 J1, 原因是前者的截面较大, 初始弹性刚度略高; 在弹塑性阶段, J2 的曲线渐低于 J1, 前者的

极限承载力比后者低 4.4%, 差别较小。

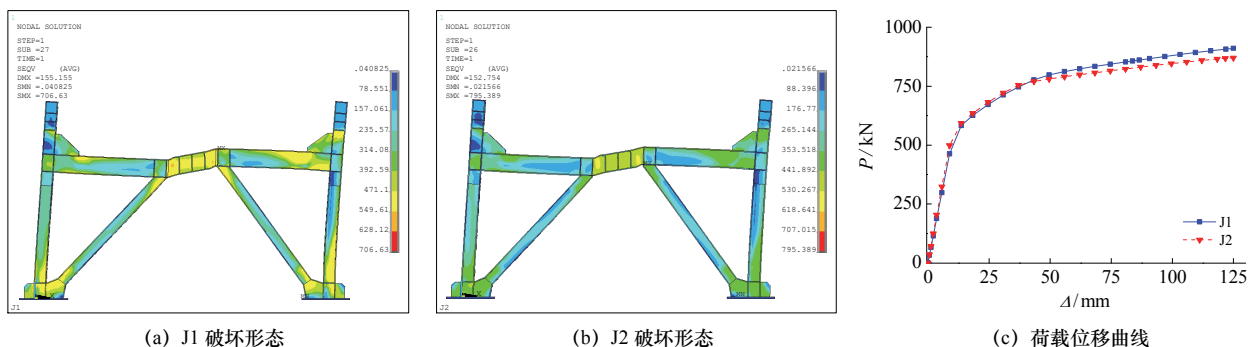


图 2 单调加载破坏形态和荷载位移曲线

Fig.2 Failure modes and load-displacement curves of monotonic loading

3.3 循环加载破坏现象

循环加载的破坏现象见图 3. 由图可以看出, 结构破坏时, J1、J2 的弹塑性变形主要集中于耗能梁段, 最大 mises 应力也出现在梁段上. 相同位移条件下, J2 梁段端部区格腹板屈曲程度比 J1 严重, 耗能梁段的弹塑性变形发展较为充分. J1、J2 整体倾斜, 加腋处和柱脚局部存在应力集中, 但框架梁、柱和支撑均无明显屈曲现象.

3.4 循环加载荷载位移曲线

循环加载的荷载位移曲线见图 4. 由图可以看出, J1、J2 的滞回曲线都是饱满梭形, 各级循环的卸载刚度差别很小, 滞回环稳定.

二者的极限承载力相当, 除在 60 mm (层间位移角 1/30) 第三级循环时略有下降外, J1 的承载力在无退化现象, 表明耗能梁段弹塑性变形能力良好;

J2 的承载力在水平位移 50mm (层间位移角 1/36) 处出现退化, 但下降幅度较小; 主要原因是耗能梁段严重屈曲, 抗侧能力有一定损失.

3.5 骨架曲线

循环加载的骨架曲线见图 5. 由图可以看出, J1、J2 的骨架曲线都存在明显的线性弹性段和转折点, 都有较长的弹塑性变形阶段. 在弹性阶段, J1 的骨架曲线略低于 J2, 原因是后者的梁柱截面较大、抗弯刚度 EI 也有所增大, 结构的抗侧能力有所提高; 弹塑性阶段初期, J2 略高于 J1, 但在 30 mm (层间位移角 1/60) 后 J1 渐高于 J2; 原因是二者耗能梁段的弹塑性变形程度不一致. J1 的极限承载力略高于 J2, 后者的承载力有一定的退化, 原因是后者耗能梁段腹板屈曲较严重.

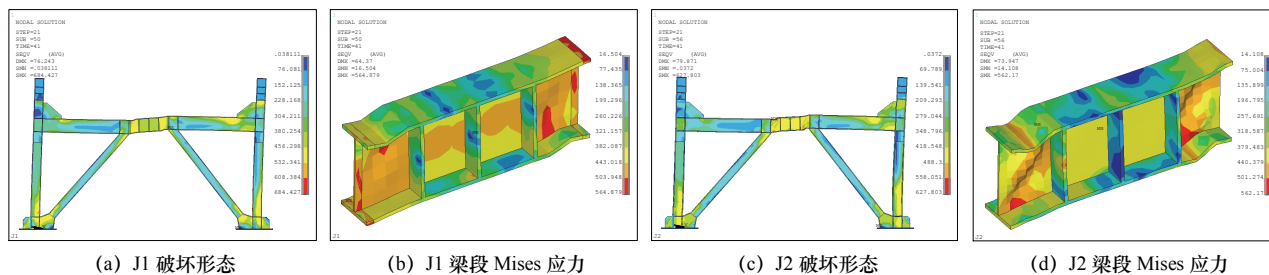


图 3 循环加载破坏形态

Fig.3 Failure modes of cyclic loading

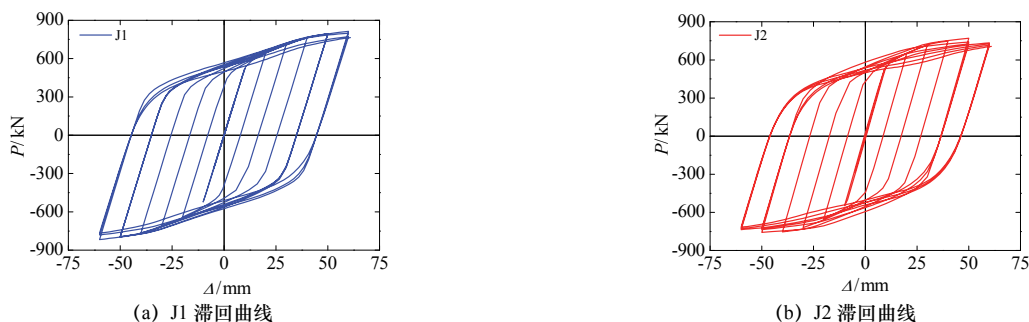


图 4 滞回曲线

Fig.4 Load-displacement curves of cyclic loading

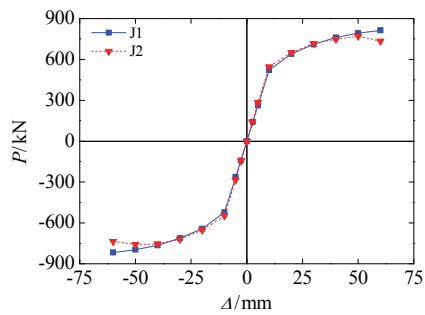


图 5 骨架曲线
Fig.5 Skeleton curves of rigidity

3.6 承载能力和延性

结构的延性用位移延性系数 μ 来评定^[14],即破坏位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 的比值.结构的变形能力用层间位移角 θ ($\theta=\Delta/H$, H 为层高)来评定.

本文采用等效弹性刚度法^[15]确定结构的屈服位移 Δ_y ,见图 6;以承载力下降到极限承载力的 85%作为破坏点(如果破坏时荷载没有下降到该值,则取破坏荷载),其位移即 Δ_u .

单调加载曲线和循环加载骨架曲线的结果分析见表 4.

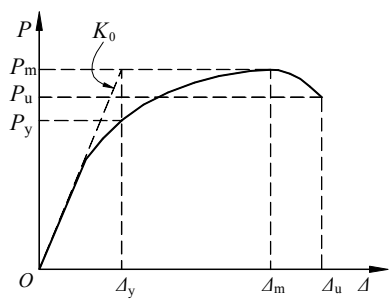


图 6 确定结构屈服点
Fig.6 Estimation of structure yield point

由表可知,单调加载时 J2 的初始刚度 K_0 比 J1 高 8%左右,而屈服位移比 J2 小 11.8%;二者的屈服荷载相当. J1 的极限荷载略大于 J2,但差值不超过 5%.

循环加载时,J2 的初始刚度 K_0 比 J1 高 8.4%,屈服荷载和屈服位移均小于后者;J1 推方向的极限承载力比 J2 大 5.69%,拉方向的极限承载力比 J2 大 7.71%;J2 的极限位移大于 J1,破坏时二者的层间位移角一致,但 J2 的延性系数大于 J1.

表 4 $P-\Delta$ 曲线分析
Tab.4 $P-\Delta$ curves analysis

加载类型	试件名称	加载方向	刚度 K_0 (/kN·mm ⁻¹)	屈服点		极限点		破坏点		延性 μ	变形 θ
				Δ_y /mm	P_y /kN	Δ_m /mm	P_m /kN	Δ_u /mm	P_u /kN		
单调加载	J1	推 (+)	52.31	17.52	618.64	125	910.73	125	774.12	7.13	1/15
	J2	推 (+)	56.72	15.44	608.33	125	870.83	125	740.21	8.10	1/15
循环加载	J1	推 (+)	52.56	15.58	590.40	60	814.04	60	691.93	3.85	1/30
		拉 (-)	52.53	15.81	594.50	60	816.74	60	694.23	3.80	1/30
	J2	推 (+)	56.99	13.57	584.55	50	770.24	60	654.70	4.42	1/30
		拉 (-)	56.96	13.21	584.02	50	757.60	60	643.96	4.54	1/30

3.7 刚度退化

本文采用峰值割线刚度^[14]反映试件刚度退化规律,其中 θ 为层间位移角, K 为峰值割线刚度, K_0 为初始刚度.循环加载的刚度退化规律见图 7.

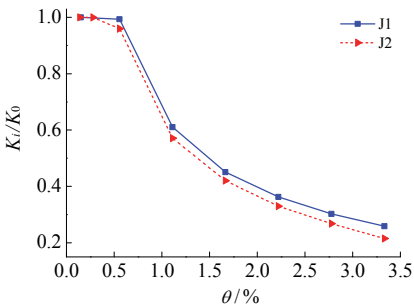


图 7 刚度退化曲线
Fig.7 Degeneration curves of rigidity

由图可以看出,J1、J2的刚度退化趋势相似,后者的刚度退化速率较快.在层间位移角1/200以前,

二者的刚度退化都很少,主要是因为结构大部分处于弹性工作状态;随后刚度退化速率明显加快,主要是因为耗能梁段进入弹塑性工作状态,结构的位移增长速度较快;1/50之后退化速率逐渐趋缓.

3.8 耗能能力

通过耗散能量大小和等效粘滞系数 h_e 来评定试件的耗能能力^[14],见表 5.由表可知,在 50 mm 以前,J1 耗散的能量均小于 J2,最大相差 7%左右;但在 60 mm 时,J1 耗散的能量比 J2 高 6%左右(图 8).J1 的 h_e 整体小于 J2,最大相差约 9%.原因是 J1、J2 耗能梁段的弹塑性变形存在差异,J1 框架梁柱截面比 J2 小、抗弯刚度(EI)不及后者,同样位移条件下前者框架梁柱的变形略大于后者,使得耗能梁段的变形略小于后者.

表 5 耗能能力对比
Tab.5 Comparison of energy dissipation capacity

Δ / mm	$\theta / \%$	J1		J2	
		E / kJ	h_e	E / kJ	h_e
10	0.56	0.11	0.00	0.77	0.02
20	1.11	17.33	0.22	19.06	0.23
30	1.67	37.60	0.28	39.79	0.29
40	2.22	60.00	0.31	64.75	0.34
50	2.78	83.96	0.34	89.95	0.37
60	3.33	110.12	0.36	103.86	0.38

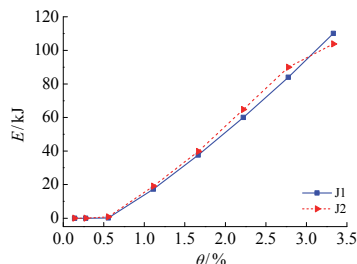


图 8 耗能能力对比

Fig.8 Comparison of energy dissipation capacity

3.9 应力分析

J1、J2 框架柱底和耗能梁段端部截面的应力分布如图 9~10 所示。由图可知,从 10 mm 位移之后 J1、J2 耗能梁段腹板的 Mises 应力绝大部分都超过了屈服应力,处于弹塑性工作状态;除加载后期局部翼缘的 Mises 应力超过屈服应力外,框架柱的 Mises 应力都小于屈服应力,处于弹性工作状态。同位移下 J1、J2 框架柱截面的应力分布规律相似, J2 耗能梁段在 60 mm 位移后腹板严重屈曲, Mises 应力分布变化较大;由于 J2 框架柱截面较大,所分配到的力也较大,而钢材牌号又低于 J1, J2 应力比增长速度稍快于 J1。

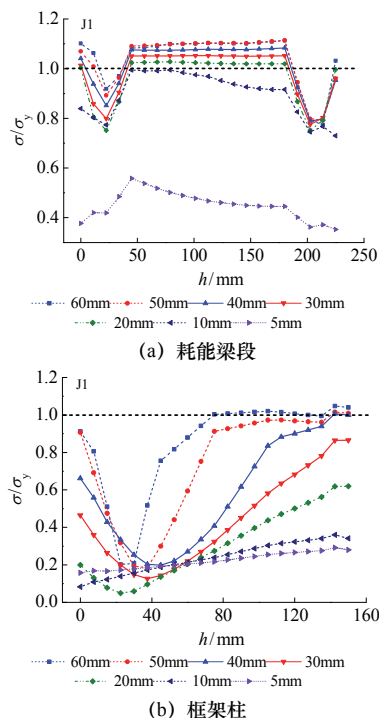


图 9 构件截面 Mises 应力分布

Fig.9 Section stress distribution of J1

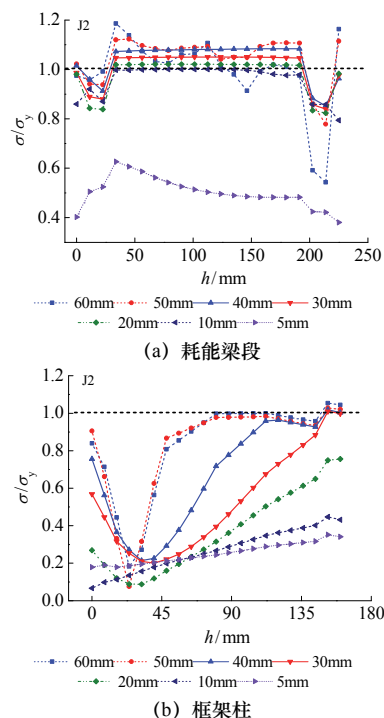


图 10 构件截面 Mises 应力分布

Fig.10 Section stress distribution of J2

4 结论

对比 J1、J2 的抗震性能和用钢量,得出以下结论:

- (1) 按相同应力比设计的剪切屈服型 K 形偏心支撑钢框架的极限承载力、耗能能力相差在 5% 左右。
- (2) 二者刚度退化速度相当,破坏模式一致, J2 框架柱的应力比增长速度略快于 J1,但破坏时基本处于弹性状态。
- (3) 对于单层 K 形剪切屈服型偏心支撑钢框架平面试件而言,采用高强度比普通钢材节约用钢量 14% 左右。

参考文献 References

- [1] HJELMSTAD K D, POPOV E P. Characteristics of eccentrically braced frames[J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(2): 340-353.
- [2] 赵宝成, 顾强. 偏心支撑钢框架在循环荷载作用下非线性有限元分析[J]. 土木工程学报, 2005, 38(2): 27-31. ZHAO Baocheng, GU Qiang. Nonlinear finite element analysis for eccentrically braced steel frames under cyclic load[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(2): 27-31.
- [3] 赵宝成, 顾强, 蔡建秀. K 型偏心支撑钢框架在循环荷载作用下的滞回性能分析[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2006, 38(3): 379-383. ZHAO Baocheng, GU Qiang. Energy-dissipation of K-Type eccentrically braced steel frame under cyclic loading[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2006, 38(3): 379-383.

(下转第 61 页)

(上接第50页)

- [4] 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. Discussion on length of link beam of K shape eccentrically braced steel frames[J]. Industrial Construction, 2007, 37(3): 81-85.
- [5] 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. Experimental study on hysteretic behavior of K and Y-eccentrically braced steel frames[J]. Building Structure, 2010, 40(4): 9-12.
- [6] KASAI K, POPOV E P. General behavior of WF steel shear link beams[J]. Journal of Structural Engineering, 1986, 112(2): 362-382.
- [7] ANSI/AISC341-10. Seismic provision for structure steel buildings[S]. Chicago: American institute of steel construction, 2010.
- [8] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB 50011-2001 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [9] 陈绍蕃, 王先铁. 单角钢压杆的肢件宽厚比限值和超限杆的承载力[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(9): 70-77.
CHEN Shaofan, WANG Xiantie. Limiting width-thickness ratio and strength of beyond-limit members for single angle struts[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(9): 70-77.
- [10] 施刚, 王元清, 石永久. 高强度钢材轴心受压构件的受力性能[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(2): 92-97.
SHI Gang, WANG Yuanqing, SHI Yongjiu. Behavior of high strength steel columns under axial compression[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(2): 92-97.
- [11] DUBINA D, STRATAN A, DINU F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(15): 1703-1720.
- [12] DUSICKA P, ITANI A, BUCKLE I. Cyclic behavior of shear links of various grades of plate steel[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(4): 370-378.
- [13] RICHARDS P W, UANG C M. Testing protocol for short links in eccentrically braced frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(8): 1183-1191.
- [14] 姚谦峰. 土木工程结构试验[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
YAO Qianfeng. Civil engineering structure experimentation[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [15] Park R. Ductility evaluation from laboratory and analytical testing[C]//Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988: 605-616.

(本文编辑 桂智刚)