

耗能梁腹板厚度对高强钢组合 K 型偏心支撑钢框架受力性能的影响

苏明周^{1,2}, 时娇娇¹, 房正刚³, 段留省^{1,2}

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055;

2. 西部建筑科技国家重点实验室(筹), 陕西 西安 710055; 3. 中国电力科学研究院, 北京 100055)

摘要:为研究高强钢组合偏心支撑框架的抗震性能, 采用 ABAQUS 有限元软件对 5 种不同耗能梁腹板厚度的高强组合钢偏心支撑钢框架(耗能梁段为 Q345 钢, 梁柱及支撑为 Q460 钢)进行了有限元模拟分析. 研究表明: 在适当的范围内耗能梁段腹板厚度增大可提高结构的承载力、刚度及耗能能力, 但过厚会因框架梁柱节点等处的破坏导致及耗能能力的降低, 并根据有限元分析结果对耗能梁段的厚度给出了相关建议.

关键词:高强钢组合 K 型偏心支撑; 耗能梁段; 滞回性能; 有限元模型

中图分类号: TU 392.5

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2013)05-0622-05

偏心支撑框架充分利用支撑与柱、或支撑与支撑之间的梁段形成耗能梁段, 目的是在罕遇地震时, 通过耗能梁段的非弹性变形进行耗能, 使耗能梁段的剪切屈服在先(同跨的其余梁段未屈服), 保护支撑斜杆不屈曲或屈曲于后, 从而有效地保持并相应地延长结构抗震能力和抗震持续时间.

郭秉山、庄晓勇^[1]等对不同加劲肋间距和厚度的 K 型偏心支撑钢框架的滞回性能与耗能梁段的破坏模式进行了非线性有限元分析; 胡成、杜云、叶焯^[2]用有限元软件 SAP2000 对三种不同高宽比偏心支撑钢框架分别在 7 度和 8 度地震荷载作用下的内力进行了分析; 于安林、赵宝成等^[3]进行了 1/3 缩尺的 K 形和 Y 形偏心支撑钢框架的低周反复荷载试验, 分析了 K 形和 Y 形偏心支撑钢框架在循环荷载作用下的破坏机理、滞回性能、延性、刚度退化规律以及耗能能力; 施刚、石永久、王元清^[4]详细介绍了超高强度钢材的品种、力学性能和化学成分, 分析了超高强度钢材钢结构构件的截面残余应力和几何初始缺陷及其对受压整体稳定特性的影响; Dubina 和 Stratan^[5]等进行了 4 个耗能梁段螺栓连接的单层单跨组合高强钢 K 形偏心支撑框架试件的拟静力试验研究. 迄今为止, 对耗能梁段采用强度较低的 Q235 或 Q345, 其他构件(梁、柱及支撑)均采用高强钢(Q420 或 Q460)的组合偏心支撑框架性能的研究较少. 因此, 对这种结构体系进行数值分析, 对高强钢在我国建筑领域的应用具有重要的参考价值.

1 有限元模型

为分析高强钢组合 K 形偏心支撑钢框架的受力性能, 按照现行《高层民用建筑钢结构技术规程》^[6]和《建筑抗震设计规范》^[7]对层高, 柱网跨度, 梁柱截面的要求设计了一榀单层单跨试件 HSSEBF-2, 梁、柱和支撑截面尺寸分别为 H450×250×10×20、H300×300×10×20 和 H250×240×10×18, 跨度 7.2m, 层高 3.6m, 柱竖向荷载为 2000kN. 采用有限元软件 ABAQUS 对不同耗能梁腹板厚度的高强钢组合 K 型偏心支撑钢框架建立有限元模型并进行计算分析, 根据《建筑抗震设计规范》第 8.5.1 节规定计算耗能梁腹板的宽厚比限值为 54, 表中所取耗能梁腹板厚度均满足规范要求, 见表 1.

1.2 单元类型及网格划分

试件中所有构件采用实体单元, 即 C3D8R 八节点六面体线性减缩积分单元, 网格划分采用结构化

收稿日期: 2013-03-22 修改稿日期: 2013-09-22

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51178382)

作者简介: 苏明周(1971-), 男, 河南许昌人, 教授, 博士, 博导, 主要从事钢结构稳定与抗震、新型结构体系受力性能和设计理论研究.

网格和扫掠网格划分技术,考虑到耗能梁段在受力过程中会产生较大塑性变形,对其网格进行局部加密.

1.3 材料参数

根据单调拉伸试验,Q235、Q345 及 Q460 的材料参数见表 2.

表 2 材料参数
Tab.2 Material parameters/mm

钢材型号	厚度/mm	σ_y /MPa	ϵ_y	σ_u	ϵ_u	ϵ_{st}	$E/10^5$ MPa	ν
Q235	6	303.25	0.001 534	449.50	0.026 00	0.1534	1.976 8	0.30
Q235	10	239.40	0.001 209	377.70	0.021 00	0.1209	1.977 4	0.30
Q345	6	427.40	0.002 123	553.97	0.07722	0.328 0	2.013 0	0.27
Q345	10	383.33	0.001 917	536.79	0.09226	0.4012	2.000 0	0.27
Q460	6	496.90	0.002 590	643.03	0.07122	0.2968	2.080 0	0.30
Q460	10	468.77	0.002 324	624.46	0.09370	0.336 0	2.017 0	0.30

表中 σ_y 为钢材屈服强度, ϵ_y 为屈服应变, σ_u 为钢材极限强度, ϵ_u 为极限应变, ϵ_{st} 为破坏应变, E 为弹性模量, ν 为泊松比. Q235 钢材的材性试验数据来源于武汉理工大学材性试验^[8], Q345 及 Q460 钢材的材性数据来自于西安建筑科技大学理学院实验室进行的拉伸试验. 表中数据均为名义应力和名义应变, 在 ABAQUS 软件中, 需要将名义应力和名义应变转换为真实应力和真实塑性应变^[9].

1.4 加载制度与破坏准则

有限元模型中钢材的单轴应力-应变关系曲线根据试验结果取各指标的平均值, 采用 ABAQUS 中考虑包辛格效应的线性随动强化本构模型及 von Mises 屈服准则^[8]. 试验采用位移控制加载制度, 先根据单调荷载作用下的荷载位移曲线, 采用通用弯矩法确定结构的塑性位移 Δ_y , 循环加载按 $\Delta_y/2, \Delta_y, 2\Delta_y, 3\Delta_y, 4\Delta_y, 5\Delta_y \dots$ 的方式进行, 每级循环一次, 直至破坏^[10]. 本文中的试件均未考虑焊接残余应力和初始几何缺陷的影响. 有限元边界条件为假定柱脚完全固结即理想刚接, 约束所有自由度, 在耗能梁两侧约束平面外自由度以考虑平面外梁对框架的侧向支撑作用. 此外在柱顶施加 $0.3N_y$ (N_y 为柱截面屈服时能承受的最大压力), 打开几何非线性开关 (NLGEOM, ON)^[9], 考虑二阶效应和大变形对结构的影响. 框架有限元模型及其网格划分见图 1, 耗能梁段网格加密.

为了验证有限元模拟方案的有效性, 采用 ABAQUS 有限元模型对文 [8] 中的 K 型偏心支撑钢框架试验进行模拟计算, 文献 [8] 的试验试件为 2 层框架, 按 1:2 比例设计, 框架梁、柱和支撑分别采用 H200×100×6×8、

H150×150×7×10 和 H100×100×6×8 型钢, 跨度 2.4 m, 层高 1.4m, 如图 2 所示.

试验时按照轴压比的要求, 在柱顶端施加 80kN 的竖向荷载, 且在每层层高 1/2 处对框架柱的两个侧面设置滚动轴承, 以约束框架柱平面外变形, 试件梁柱和地梁均采用 Q235 热轧 H 型钢, 所有螺栓均采用 10.9 级摩擦型高强螺栓, 焊缝采用 E4311 焊条^[8]. 加载制度同文 [8] 所述. 采用 ABAQUS 软件建立有限元模型 (见图 3) 进行有限元模拟, 并与试验结果进行了对比分析 (见图 4). 经过对比可知: 由于模拟时未考虑初始弯曲、残余应力等初始缺陷, 以及有限元模拟时焊缝的理想化等因素, 正向位移 12.27 mm 时, 模拟极限承载力为 352.19 kN, 试验为 344.61 kN, 极限承载力的模拟值比试验值略高 2.2%; 在有限元模

表 1 模型耗能梁段腹板厚度/mm
Tab.1 Link web thickness of the model /mm

名称	HSSEBF-1	HSSEBF-2	HSSEBF-3	HSSEBF-4	HSSEBF-5
耗能梁腹板厚度/mm	8	10	12	16	20

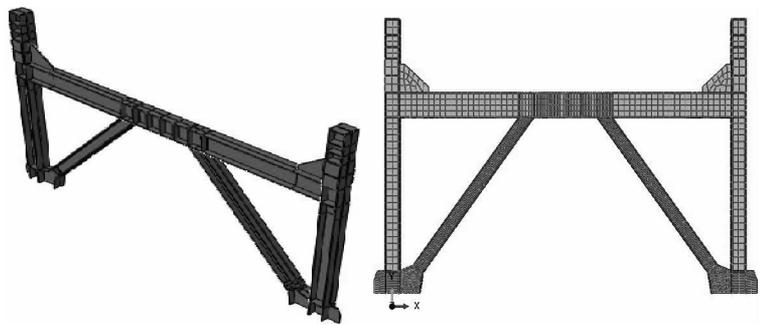


图 1 有限元模型及网格划分

Fig.1 The finite element model and mesh

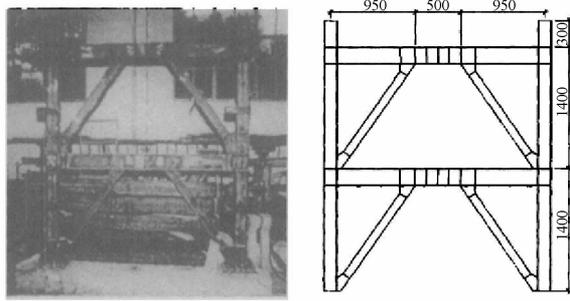


图 2 武汉理工大学 K 型偏心支撑钢框架试验后照片与尺寸

Fig. 2 K shape eccentrically braced steel frame after test photos and size, from Wuhan University of Technology

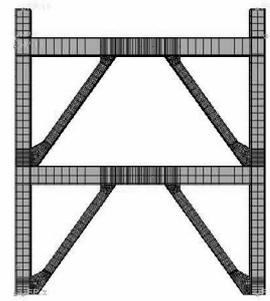


图 3 有限元模型及网格

Fig. 3 The finite element model and mesh

拟中,焊缝理想化,实际焊缝的承载力偏小,以及试验破坏模式的差异等,会造成模拟结果结构延性偏大,从而造成位移偏大. 总体上 ABAQUS 有限元法分析 K 型偏心支撑钢框架吻合较好,具有较高精度.

2.1 强度和刚度

试件在单调荷载作用下的荷载位移曲线以及在循环荷载作用下的滞回曲线如图 5 所示.

从图 5(a)中可以看出,各个试件的承载力区别明显,说明耗能梁段腹板厚度对偏心支撑框架的受力性能具有较大的影响,随着耗能梁段厚度的增大,结构的极限承载力也呈现增长趋势,但延性却随厚度的增加而降低. 由图 5(a)图可以看出,曲线自下而上,耗能梁腹板厚度逐渐增加,其结构耗能梁段进入塑性的时间越来越晚,腹板厚度越厚,偏心支撑框架进入塑性时所需的水平荷载越大. 由图 5

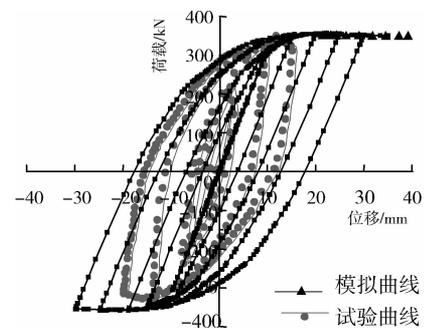


图 4 试验曲线有限元模拟曲线对比

Fig. 4 The contrast of test curve and finite element curve

(b)~(f)观察得,HSSEBF 系列试件在循环荷载作用下的滞回曲线呈现良好的耗能性能和延性特征,但也存在一定差异. 在 HSSEBF 系列试件中,除 HSSEBF-5 因腹板较厚仅完成了 $4\Delta_y$ 位移循环外,其余试

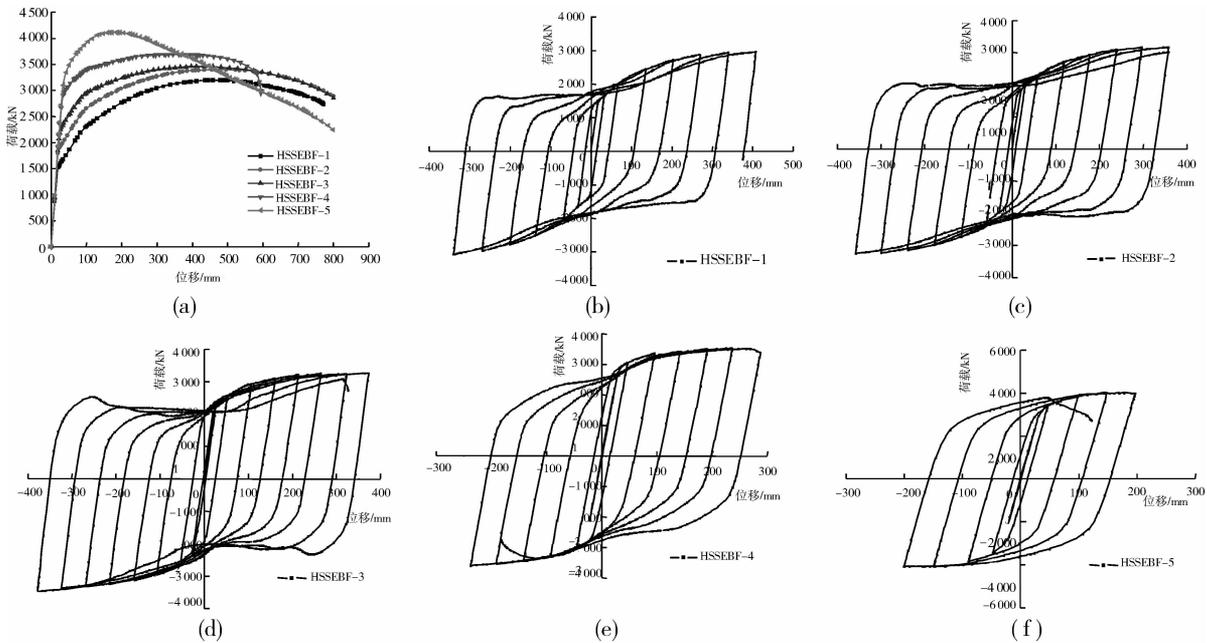


图 5 模型的荷载-位移曲线和滞回曲线

Fig. 5 The load-displacement curve and hysteretic curve of the model

件均能完成 $5\Delta_y$ 与 $6\Delta_y$ 的位移循环. 结构承载力也随着耗能梁腹板厚度增加而增大,从 5(f)可以看出,耗能梁腹板厚度并不是越厚愈好,而是需要设定在合理范围之内,仅增加腹板厚度不能显著提高结构承载力反而会导致延性下降.

图 6 为 HSSEBF 系列试件在循环荷载作用下的骨架曲线. 由图可以看出,随着耗能梁段腹板厚度的增加,试件的极限承载力也在逐渐增大. 试件 HSSEBF-1 的极限承载力仅为 3 192. 15 kN, HSSEBF-2 为 3 409. 46 kN, HSSEBF-3 为 3 443. 11 kN, HSSEBF-4 为 3 663. 68 kN, 而试件 HSSEBF-5 的最大承载力则达到了 4 112. 19 kN, 比 HSSEBF-1 提高了 28. 8%. 且腹板厚度较薄时, 框架极限承载力的增幅较小, 当厚度增加到一定程度后, 极限承载力的增幅开始逐渐变大, 但能完成的循环圈数越少, 其对比见图 7 所示.

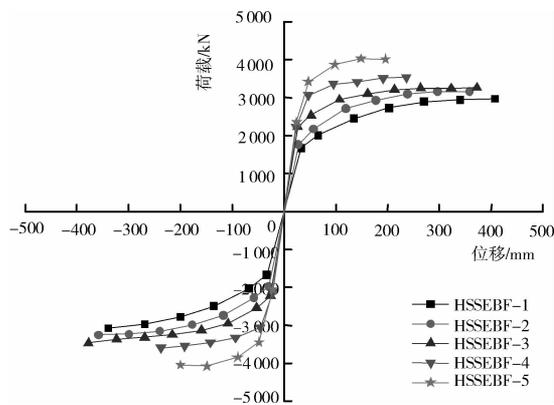


图 6 骨架曲线

Fig. 6 The skeleton curve

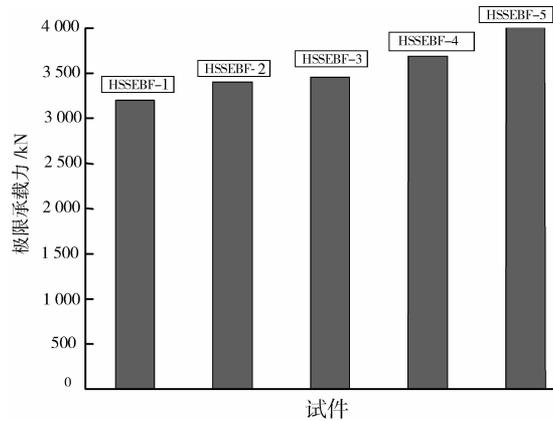


图 7 HSSEBF 系列试件极限承载力

Fig. 7 The ultimate bearing capacity of HSSEBF series specimen

图 8 为 HSSEBF 系列试件在循环荷载作用下的刚度退化曲线. 由图中可以看出, 耗能梁段腹板较薄时, 结构的弹性刚度较小, 试件 HSSEBF-1 的初始刚度为 50. 62 kN/mm, 随着耗能梁腹板厚度的增大结构刚度随之提高, HSSEBF-2 的初始刚度为 65. 19 kN/mm, HSSEBF-3 试件为 84. 30 kN/mm, HSSEBF-4 试件为 94. 47 kN/mm, HSSEBF-5 试件为 96. 33 kN/mm, 与 HSSEBF-1 试件相比增幅达到了 47. 5%. 从图 6(b) 的刚度退化曲线可以看出: 在不同的受力阶段, 腹板厚度较厚的试件刚度退化曲线总位于较薄试件的上方且刚度变化相对较平缓, 即腹板厚度大的试件结构刚度总比腹板厚度薄的大.

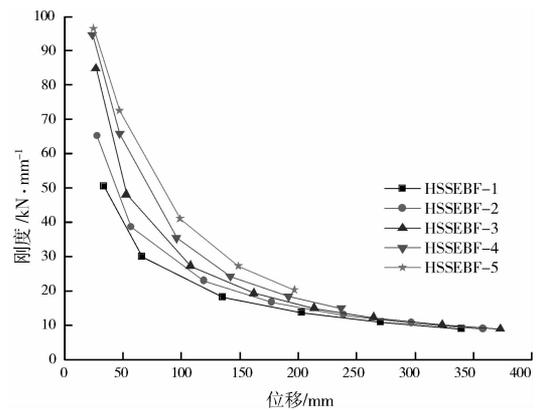


图 8 刚度退化曲线

Fig. 8 The hysteretic curve

2.2 延性系数

耗能梁段腹板厚度变化试件在不同的受力阶段的延性系数见表 3. 从表 3 中框架转角的变化趋势可以看出, HSSEBF 系列试件在结构的屈服点的屈服位移出 HSSEBF-1 试件略大外, 其余试件相差不大, 结构达到极限承载力后 HSSEBF-3 试件的延性系数最大, 其值为 6. 93, HSSEBF-5 的延性系数最小, 其值为 3. 60, 因此说明在合理的范围内适当增大耗能梁腹板厚度可以显著提高框架的延性系数, 但若腹板厚度过大则会使结构的变形能力变差.

表 3 试件延性系数

Tab. 3 Ductility coefficient of the specimens

试件	结构屈服点		极限荷载点		
	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ_u
HSSEBF-1	1 672. 28	59. 84	3 192. 15	270. 68	4. 52
HSSEBF-2	1 773. 37	49. 12	3 409. 46	293. 92	5. 88
HSSEBF-3	2 186. 18	38. 01	3 443. 11	263. 54	6. 93
HSSEBF-4	2 236. 73	40. 02	3 663. 68	232. 57	5. 81
HSSEBF-5	2 354. 67	40. 78	4 112. 19	146. 80	3. 60

2.3 结构耗能性能

图 9 为 HSSEBF 试件在循环荷载作用下所耗散的能量. 从图中可以看出五个时间的耗能性能有

较大差异,其中耗能最多的为 HSSEBF-3,其耗散的能量达到 $3.447\ 33 \times 10^6$ J,而试件 HSSEBF-1 则仅为 $2.205\ 43 \times 10^6$ J, HSSEBF-2 为 $2.502\ 60 \times 10^6$ J, HSSEBF-3 为 $3.434\ 82 \times 10^6$ J, HSSEBF-1 比 HSSEBF-3 减少 21.37%。随着腹板厚度的增加, HSSEBF-4 耗散的能量为 $3.037\ 5 \times 10^6$ J, HSSEBF-5 试件为 $2.217\ 51 \times 10^6$ J, 试件 HSSEBF-5 与耗能性能最好的 HSSEBF-3 相比急剧下降了 35.56%。由此可知,适当增加耗能梁段的腹板厚度可以显著提高试件的耗能性能,若腹板厚度过大,如耗能梁腹板厚度为 20 mm 时,因梁柱节点及柱脚与支撑节点先于耗能梁达到极限屈服强度而破坏,反而使得结构延性变差,削弱了结构的耗能特性。

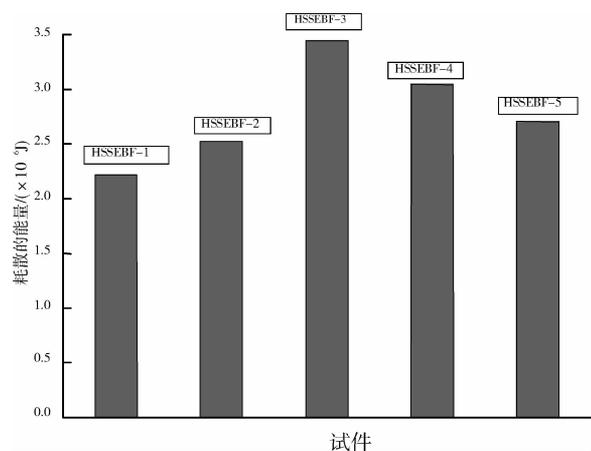


图9 HSSEBF系列试件耗能能力

Fig. 9 The energy dissipation capacity HSSEBF series specimen

3 结 语

耗能梁段腹板厚度变化对高强度 K 型偏心支撑钢框架的滞回性能有很大影响,采用适当的耗能梁段厚度对结构耗能能力和承载力的提高效果显著,得出以下结论:(1)强度方面:随着耗能梁腹板厚度的增加,结构的极限承载力及耗能性能逐渐增大,但厚度增大到一定程度,耗能能力急剧下降。(2)刚度方面:在满足规范要求的前提下,结构的初始刚度随着耗能梁段腹板厚度的增加呈递增趋势,但刚度的提高是以牺牲结构的延性为代价。(3)耗能能力:适当增加耗能梁段的腹板厚度可以显著提高试件的耗能性能,过厚则会适得其反削弱其延性。本文在对有限元结果进行分析总结后认为耗能梁段腹板的厚度在 10~16mm 范围内 K 型偏心支撑钢框架的承载力、刚度和耗能性能较好。

参考文献 References

- [1] 郭秉山,庄晓勇,闫月梅.耗能梁段的构造对 K 型偏心支撑钢框架受力性能的影响[J].西安建筑科技大学学报:自然科学版,2007,39(2):155-160.
GUO Bing-shan, ZHUANG Xiao-yong, YAN Yue-mei. Effects of the link's configuration on load-bearing characteristic of K shape eccentrically braced steel frames[J]. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2007, 39(2): 155-160.
- [2] 胡成,杜云,叶焯.不同高宽比偏心支撑框架在地震作用下的反应[J].山西建筑,2008,34(9):116-117.
HU Cheng, DU Yun, YE Ye. Developmental prospect and application status of steel structure in China[J]. Shanxi Architecture, 2008, 34(9): 116-117.
- [3] 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 An-lin, ZHAO Bao-cheng, LI Ren-da, et al. Experimental study on hysteretic behavior of K and Y-eccentrically braced steel frames[J]. Building Structure, 2010, 40(4): 9-12.
- [4] 施刚,石永久,王元清.超高强度钢材钢结构的工程应用[J].建筑钢结构进展,2008,10(4):32-38.
SHI Gang, SHI Yong-jiu, WANG Yuan-qing. Engineering application of ultra-high strength steel structures[J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(4): 32-38.
- [5] DUBINA D, STRANTAN A, DINUF. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(15): 1703-1720.
- [6] 中华人民共和国住建部, JGJ 99-98 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,1998.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, JGJ 99-98 Technical specification for steel structure of tall buildings[S]. Beijing: China Building Industry Press, 1998.
- [7] 中华人民共和国住建部, GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, GB50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010.

(下转第 632 页)

Loads, Brussels(Belgium): ECCS, 1986.

- [11] 吴英华. 钢支撑框架抗侧性能试验研究及有限元分析 [D]. 武汉: 武汉理工大学, 2003.
WU Ying-hua. Lateral steel support frame Experimental study and finite element analysis [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2003.

Restoring force model of high strength combination steel K-EBF

RAN Hong-dong^{1,2}, HAO Qi-lin¹, SU Ming-zhou^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;
2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China(XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract: Based on the finite analysis of the EBF, the hysteretic curve, skeleton curve and deteriorating stiffness curve of high strength combination steel structure obtained, and the restoring force model was derived as well. Comparing the restoring force model with the skeleton curve result in the finite analysis, the author proved this restoring force model by using two other EBF. The results showed that the storing force model in this paper could express the feature of the K-EBF excellently.

Key words: *high strength steel; combination; EBF; restoring force model*

Biography: RAN Hong-dong, Associate Professor, Ph. D., Xi'an 710055, P. R. China, Tel: 0086-01819279831, E-mail: Ranhd@163.com

(上接第 626 页)

- [8] 吴英华. 钢支撑框架抗侧性能试验研究及有限元分析[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2003.
WU Ying-hua. Experimental Research and Finite Element Analysis on the Lateral Resistant Performance of Steel Braced Frame[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2003.
- [9] HIBBITT, KARLSSON, SORENSEN, et al. ABAQUS/Standard Theory Manual[M]. U. S. A: The Pennsylvania State University, 1994.
- [10] 沈 淼, 于安林. Y型偏心支撑钢框架耗能梁端长度的研究[J]. 苏州科技学院学报, 2008, 21(3): 14-16.
SHEN Miao, YU An-lin. Research on length of link beam of Y-eccentrically braced steel frames[J]. Journal of University of Science and Technology of Suzhou, 2008, 21(3): 14-16.

The influence of changing link web thickness for mechanical properties of K dual high-strength steel EBF

SU Ming-zhou¹, SHI Jiao-jiao^{1,2}, FANG Zheng-gang³, DUAN Liu-sheng^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China;
2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China(XAUAT), Xi'an 710055, China;
3. China Electric Power Research Institute, Beijing 100055, China)

Abstract: Five dual high-strength steel eccentrically braced frames (link for Q345 steel, beam, column and brace for Q460 steel) with different link thickness were analyzed with the method of finite element analysis (FEA) by ABAQUS. The results showed that the bearing capacity, stiffness and energy dissipation capacity of the structure increased gradually as the link web thickness increased in the appropriate range. However, the over thickness of the link web may lead to the link flexure yield and energy-dissipating capacity decline for the shear capacity of web is greater than the bending bearing capacity of flange. Finally, the related suggestions were given according to the results of the finite element analysis of the link thickness.

Key words: *K dual high-strength steel EBF; link; hysteretic performance; finite element model*

Biography: SU Ming-zhou, Professor, Ph. D., Xi'an 710055, P. R. China, Tel: 0086-013991321352, E-mail: sumingzhou@163.com