

doi: 10.11918/j.issn.0367-6234.2015.06.015

双核芯全钢防屈曲支撑的设计与试验

王玉梅, 王爽

(中国地震局地震工程与工程振动重点实验室(中国地震局工程力学研究所), 150080 哈尔滨)

摘要: 为了解防屈曲支撑作为抗侧力构件的性能, 设计一种可拆解组合的全钢双核芯防屈曲支撑, 并通过拟静力试验, 研究了其承载能力和耗能特性. 首先通过一个单核芯试件的试验发现了设计和锚固的不足, 改进后成功获得了单、双核芯试件的荷载位移曲线和低周疲劳曲线, 并通过研究曲线特征和规律, 取得了强度、变形、耗能等设计参数, 最后用 Bouc-Wen 模型对防屈曲支撑进行了地震作用下的数值模拟. 试验和分析结果表明: 防屈曲支撑克服了普通支撑受压屈曲的缺点, 滞回曲线拉压基本对称, 呈饱满的梭形, 具有较高的阻尼比, 且往复荷载下耐疲劳. Bouc-Wen 模型可以较好地模拟其滞回性能. 所设计的双核芯支撑性能稳定, 组装灵活, 适合工程应用.

关键词: 拟静力试验; 防屈曲支撑; 滞回耗能; 等效阻尼; Bouc-Wen 模型

中图分类号: TU317.1

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2015)06-0082-06

Design and experiments of double-core all-steel buckling restrained braces

WANG Yumei, WANG Shuang

(Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, China Earthquake Administration

(Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration), 150080 Harbin, China)

Abstract: To understand the performance of buckling-restrained brace (BRB) as a lateral-force resisting component, an assembled all-steel double-core BRB was designed, and its bearing and energy dissipation capacities was studied through quasi-static experiments. Firstly, a single-core BRB specimen was tested to find any design and anchorage deficiencies, and after improvement, the load-displacement curves and low-cycle fatigue curves were successfully obtained for other single- or double-core specimens, and the design parameters of the BRBs, such as strength, deformation, and energy dissipation, etc., were obtained after studying the characteristics and laws of the curves. Furthermore, numerical simulations were conducted on BRBs using Bouc-Wen model under earthquake excitations. The test and analysis results show that BRBs overcome the deficiencies of the traditional braces which tend to buckle under compression. The hysteretic curves are basically symmetric for compression and tension, in full spindle shape, with high damping ratios, and endure fatigue well under reciprocal loads. The hysteretic properties can be simulated well by Bouc-Wen model. The proposed double core steel BRBs have stable performance and are easy to assemble, and are suitable for practical engineering application.

Keywords: quasi-static experiments; buckling-restrained braces; hysteretic energy dissipation; equivalent damping; Bouc-Wen model

框架支撑系统中, 细长的支撑在受压时可能屈曲失稳, 抗侧和耗能能力显著降低, 使结构的抗震能力折损. 防屈曲支撑 (buckling restrained

braces, BRB) 就是针对这个问题发展出来的一种组合构件, 由日本首先提出^[1]. 其构成一般是由特定强度的钢板构成的核芯单元 (即主受力单元, 截面可谓十字形、T形、一字形等) 加上约束单元和滑动机制组成. 约束单元提供侧向支撑, 防止核芯单元发生整体或局部屈曲, 常见形式为钢管填充混凝土; 滑动机制是在核芯单元和约束单元之

收稿日期: 2014-02-21.

基金项目: 中央级公益研究所基本科研业务专项经费(2013B17).

作者简介: 王玉梅(1970—), 女, 博士, 副研究员.

通信作者: 王玉梅, wangyumei@iem.ac.cn.

间提供滑动的截面,避免核芯单元受压膨胀后与约束单元产生摩擦而增加轴压力,一般为无粘结材料制作。

1994 Northridge 地震之后,防屈曲支撑及其结构体系的研究和应用在美国得到重视.1999年 Clark P.^[2]通过低周疲劳试验验证了防屈曲支撑的耗能能力和滞回性能的稳定性,给出了防屈曲支撑和普通支撑的对比,为该体系在美国的应用奠定了基础.2003年,防屈曲支撑框架的推荐条款被纳入由美国联邦紧急救援署抗震安全理事会(BSSC)起草的新建筑构筑物抗震规程(FEMA450),并于2004年由 NEHRP 推荐使用.NEHRP(FEMA P750)^[3]在2009年版的新建筑抗震推荐条款中对防屈曲支撑的设计做了进一步修订.2001年,Bennett 联邦大楼在使用了防屈曲支撑后,通过减少梁截面和基础设计,节约了200万美金^[4].

我国也在关于防屈曲支撑的数值方法、缩尺足尺试验、与其他结构类型的比较、耗能、抗震加固等方面进行了理论和试验研究^[5-8],并取得了很多成果.鉴于单核芯防屈曲支撑构件在连接端的复杂性,已发展出双核芯型的防屈曲支撑构件^[9-10].

虽然国内外有关防屈曲支撑构件的研究已有很多成果,但由于其组成形式多样,影响因素多,因此,对具体支撑的受力行为仍有研究探讨的必要.尤其是,防屈曲支撑是一种位移相关型消能阻尼元件,但其耗能能力、耗能参数、以及如何利用其耗能能力进行抗震加固设计的量化、优化的研究和可参考的数据仍然很少,而工程界在缺乏相

关规范的情况下却已开始使用.因此,取得一些参数以便对其在结构中的应用做进一步的研究是必要的.本文的研究目的就是设计合适的防屈曲支撑模型,通过拟静力试验研究,认识其受力性能,获得进行结构抗震设计所需的强度、刚度、耗能等设计参数.为了充分发挥防屈曲支撑的耗能性能,一般要求内芯钢材为低屈服点、高伸长率的类型.为了验证中国产 Q235 低屈服点钢热轧钢材用于防屈曲支撑内芯设计的能力,高向宇等^[11]选用3种钢材(热轧钢板、等肢角钢与不等肢角钢),设计制作了多个防屈曲支撑并进行了试验,结果表明,在低周反复荷载作用下,在间隙尺寸、隔膜材料选择等构造措施合理的情况下,可以满足抗震设计的相关要求.为此,本文利用现有 Q235 钢材,设计了全钢双核芯模型,进行了拟静力试验,考察其力学性能,并利用实验结果对某框架结构进行了加固分析^[12-13].

1 试验概况

1.1 试件的模型设计

防屈曲支撑由约束屈服段(工作段),约束非屈服段(过渡段),非约束非屈服段(连接段)3段构成.根据试验室的钢架高度和柱间尺寸,确定支撑的总长度为1.93 m;约束屈服段为1 m;端部螺栓尺寸,个数和间距及节点板板厚由最大承载力和钢结构设计的相关规范决定.过渡段采用阶梯状渐进式,避免应力突变.为防止过渡段失稳破坏,其平面外方向焊接加劲肋以增强侧向支撑.芯板如图1所示.

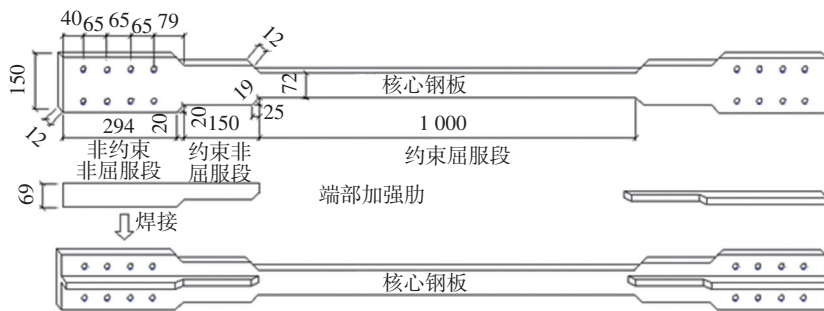


图1 BRB 核芯钢板设计(mm)

图2为装配组合图和约束屈服段、约束非屈服段的截面示意图.两个核芯分别各自带有套管,即焊接在一起的40 mm×25 mm×3 mm矩形约束钢管和#12轻型槽钢,起约束作用,并与核芯留有约1.5 mm空隙.槽钢和钢管之间用50 mm×30 mm×5 mm缀板焊接形成单核芯支撑;两个单核芯支撑在槽钢侧背对背用缀板和M9螺丝铆接装配组合形成双核芯,中间空隙16 mm,夹住节点板,用螺栓

固定.节点板铆接在支架上下横梁上.垫板固定螺栓为B级M45.节点板设计和构件安装如图3所示.

支撑与水平梁倾角约为50°,作动器的最大推力约为500 kN,设计支撑的承载力为400 kN左右,取核芯钢板截面为72 mm×12 mm,单核芯支撑的设计屈服力参照文献^[14],有

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} = 215 \text{ MPa} \times 72 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} = 1858 \text{ kN} \quad (1)$$

调整后的受拉承载力为

$$T_y = R_y P_{y_{sc}} = 1.25 \times 185.8 \text{ kN} = 232.2 \text{ kN}, \quad (2)$$

$$T_{\max} = \omega F_{y_{sc}} A_{sc} = \omega T_y = 1.1 \times 232.2 \text{ kN} = 255.4 \text{ kN}. \quad (3)$$

调整后的受压承载力为

$$P_{\max} = T_{\max} = 1.1 \times 255.4 \text{ kN} = 281.0 \text{ kN}. \quad (4)$$

双核芯需水平方向的水平推力为

$$2 P_{\max} \cos 50^\circ = 2281.0 \text{ kN} \times \cos 50^\circ = 361.2 \text{ kN} < 400 \text{ kN}. \quad (5)$$

其中: $F_{y_{sc}}$ 为 Q235 钢材的屈服强度设计值; $P_{y_{sc}}$ 为核芯钢板轴向屈服强度; A_{sc} 为核芯钢板截面积; β 为抗压强度调整系数; ω 为应变硬化调整系数; R_y 为材料超强系数, 根据文献 [14], R_y 取 1.25. 满足实验室设备的加载能力和设计预期.

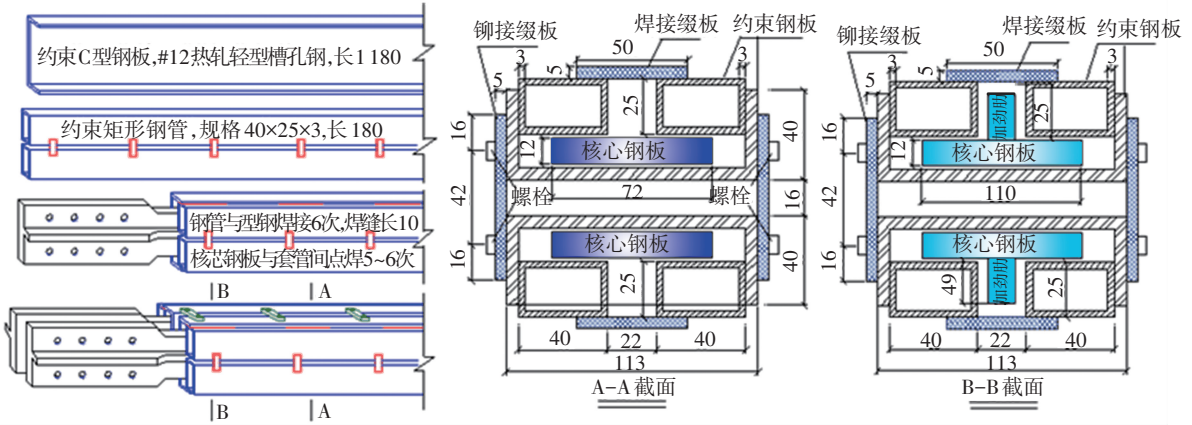


图 2 BRB 装配图与约束屈服段、约束非屈服段截面图 (mm)

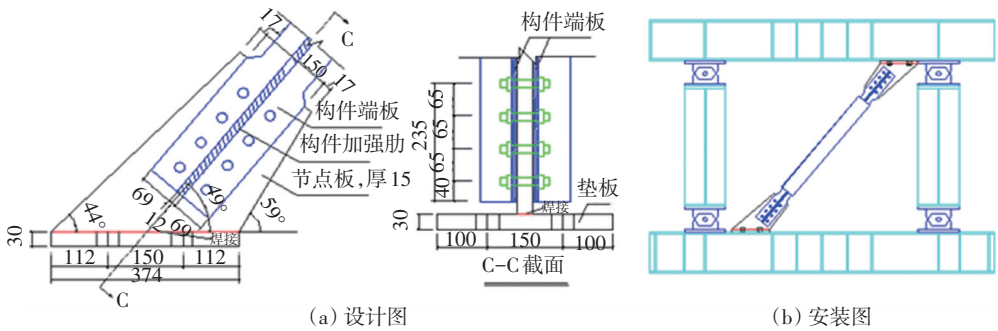


图 3 节点板设计和构件安装示意图 (mm)

1.2 试验装置

加载装置是由一个刚架和一个 500 kN 级加载作动器组成, 刚架包括上下两个工字钢梁和左右两个工字钢柱. 钢柱端与梁铰接, 为非稳定结构. 防屈曲支撑安装在对角线后, 水平刚度由支撑承担. 作动器作用在上梁的梁端平推梁, 其斜向分

力即为防屈曲支撑的轴向力. 横梁刚度非常大 (抗弯刚度 $EI = 1.104 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$), 在设计承载力下, 竖向位移约为水平位移的 3%, 可以忽略, 以保证支撑在水平向运动. 为限制加载过程中刚架发生侧移, 底梁底脚处加了反力千斤顶. 构件加工成品和试验装置见图 4、5.



图 4 构件加工成品



图 5 试验装置

1.3 加载方式

考虑到作动器推力和刚架承载能力不足的可

能性, 也为了便于拆卸观察试验结果, 先把一个双核芯构件分成两个单核芯的, 编号为 1# 和 2#, 然

后再做一个完整的双核芯试件,编号为3#。

本次试验采用位移控制的加载办法。文献[12]建议:试验时,依次在1/300,1/200,1/150,1/100应变拉伸和压缩往复各3次变形。文献[11]规定,在 $\Delta_y, 0.5\Delta_m, \Delta_m, 1.5\Delta_m$ 和 $2.0\Delta_m$ 各往复加载2次,其中 Δ_y 和 Δ_m 分别为首次屈服层间位移和极限(设计)层间位移, δ_y 和 δ_m 分别为屈服轴向位移和极限(设计)轴向位移。再参考文献[15],用位移标准构造了加载履历,如表1所示,其中 δ 为轴向变形, Δ 为水平位移, Δ/Δ_y 为延性比。

表1 加载履历

步骤	加载圈数 @ 应变	标志变形量	δ/mm	Δ/mm	层间位移/%	Δ/Δ_y
1	2@1/2000	$0.425\delta_y$	0.61	0.96	0.06	0.43
2	2@1/850	δ_y	1.44	2.27	0.13	1.00
3	3@1/300	$2.83\delta_y$	4.08	6.42	0.38	2.84
4	3@1/200	$4.25\delta_y$	6.11	9.63	0.57	4.26
5	3@1/150	$5.67\delta_y$	8.15	12.84	0.76	5.67
6	3@1/100	δ_m	12.23	19.26	1.13	8.51
7	2@1/91	$1.2\delta_m$	14.73	23.21	1.37	10.25
8	3@1/200	$4.25\delta_y$	6.11	9.63	0.57	4.26

2 试验结果分析

作动器施加的水平力、水平位移、以及拉线位移计的位移是本次测试需记录的指标。测试结果用表格和力-变形曲线图表达。斜撑所受的力可以通过门型钢架和支撑的几何尺寸由作动器水平推力换算出来;支撑轴向位移有两种:由作动器测量的水平位移换算而成(图中以蓝色实线表示),以及拉线位移计测量而成(图中以红色虚线表示)。

2.1 荷载-位移曲线结果分析

在试验过程中,发现试件端部错位,屈服后不断发出噪声,缀板爆开。进行零点漂移校正,1#试件的力-变形曲线如图6所示。可见,曲线不够饱满,出现捏拢现象,且位移较大处欠平滑。说明试件出现了理想拉伸和压缩之外的变形。试验结束后拆开试件,发现发生高阶屈曲,屈曲处与外围钢管有摩擦痕,槽钢与钢管焊接长度不够,部分焊缝爆开。见图7破坏后拆分的照片。

2#单核芯防屈曲支撑改进了1#的设计缺点,加强、加宽了外围槽钢与方钢管的焊接长度以增加屈曲约束力,同时,在试件端部加了焊接,修正螺栓连接的错位滑移,2#试件的力-变形滞回曲线如图8所示,可见曲线较1#有改善。由于达到设计承载力后,2#试件仍保持良好的耗能能力和承载能力,所以卸载至1.1~1.2倍的屈服力做100周的低周疲劳试验。试验结果见图9。

从图6、8都可见,单核芯试件的轴向极限荷

载不到250 kN,对应作动器的水平力不到200 kN。双核芯试件应不超过设计水平推力的400 kN,在加载能力范围内,可以进行试验。3#试件做同样的改善处理后,试验结果见图10。

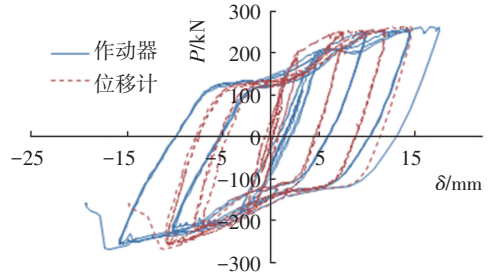


图6 1#试件力-变形滞回曲线



图7 1#试件破坏后拆分的照片

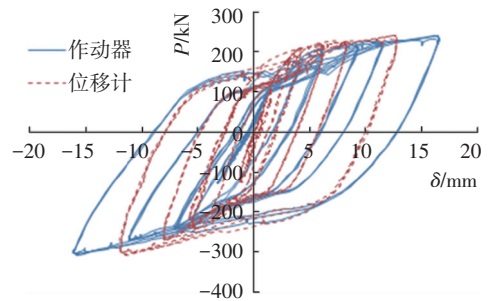


图8 2#试件力-变形滞回曲线

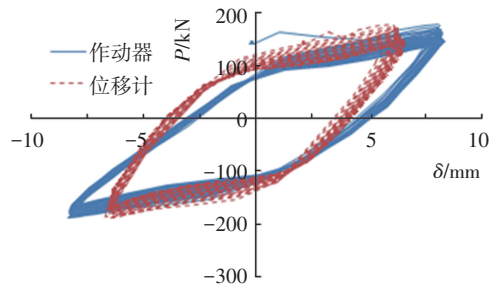


图9 2#试件低周疲劳曲线

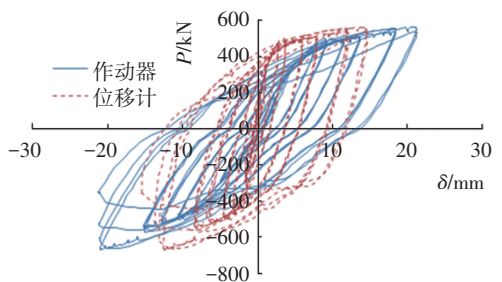


图10 3#试件力-变形滞回曲线

2.2 滞回参数分析

作动器测得的位移受试件端部错动影响大,且包含了连接段和过渡段的位移;拉线位移计避免了上述缺点,所以测得的位移比作动器的小,但精度较差.从图 6、8、10 的对比也可看出,双核芯试件的最大承载力为单核芯的 2 倍,而两者拉线位移计测的屈服位移和最大位移较接近,符合钢材变形规律,所以以拉线位移计测得的位移为参数分析的基础.

图 11 为 2#试件的滞回曲线与等效双折线示意图.下标 t 和 c 分别表示拉伸和压缩,基本参数为屈服荷载 P_y 和屈服位移 δ_y ,以及设计最大荷载 P_m 和极限位移 δ_m ,可取拉伸和压缩的平均值.弹性与塑性段的刚度 k_s 和 k_p 、有效刚度 k_{eff} 、屈服刚度比 $a = k_p/k_s$ 、等效阻尼比 ζ (滞回能 $\sum E_b$ 和弹性能 $\sum E_s$ 的比值)可以计算得到.计算公式为

$$\sum E_b = (P_{yt} + P_{yc}) [(\delta_{mt} + \delta_{mc}) - (\delta_{yt} + \delta_{yc})] \approx 4 P_y (\delta_m - \delta_y), \quad (6)$$

$$\sum E_s = \frac{K_{eff} \delta_{mt}^2}{2} + \frac{K_{effc} \delta_{mc}^2}{2} \approx K_{eff} \delta_m^2 = P_m \delta_m, \quad (7)$$

$$\zeta = \frac{E_b}{4\pi E_s} = \frac{4 P_y (\delta_m - \delta_y)}{4\pi P_m \delta_m} = \frac{P_y (\delta_m - \delta_y)}{\pi P_m \delta_m}. \quad (8)$$

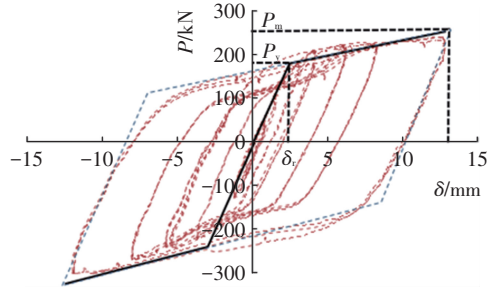


图 11 滞回曲线及等效双折线

表 2 总结分析了单、双核芯试件的试验参数.可见 BRB 构件拉伸和压缩具有弱对称性质,压缩强度是拉伸强度的 1.3 倍,比 β 的取值 1.1 大.试验值与设计值 ($P_{ytc} = 185.8$ kN, $T_{max} = 255.4$ kN, $P_{max} = 281$ kN) 误差在 10% 内,误差原因主要在于试验支撑条件不是理想铰接,为防止端部螺丝错动而进行了焊接.另外,确定等效双折线的屈服点和最大值也有人误差.计算还得出,单、双核芯支撑的阻尼比 ζ 在最大位移那圈分别达 18.64% 和 18.80%,且具有较好的应变硬化性能,屈服刚度比 $\alpha = K_p/K_s$ 接近 10%.这些数据充分显示了 BRB 的优良性能.

表 2 BRB 滞回参数

支撑件	P_y/kN	δ_y/mm	P_m/kN	δ_m/mm	$K_s/(kN \cdot mm^{-1})$	$K_p/(kN \cdot mm^{-1})$	α	$K_{eff}/(kN \cdot mm^{-1})$
单核芯件(拉伸)	163.8	2.38	230.2	12.75	68.81	6.40	0.093 1	18.05
单核芯件(压缩)	230.5	2.88	301.8	11.85	80.03	7.96	0.099 4	25.47
双核芯件(拉伸)	424.2	2.46	552.0	11.96	172.42	13.45	0.078 0	46.15
双核芯件(压缩)	438.6	2.63	604.2	12.56	166.78	16.67	0.100 0	48.11

疲劳带来的强度退化会使位移需求增大并增加失稳可能性.一般认为,疲劳效应不应显著减少承载力.图 12 为在拉压荷载保持在 1.1 倍屈服力时,2#试件在 100 次低周疲劳试验过后,位移计测的首两圈与末两圈的低周疲劳曲线.首两圈和末两圈的最大拉力分别为 174、146.9 kN,最大拉伸变形分别为 4.9、5.2 mm,因此,有效刚度分别为 35.5、28.3 kN/mm.

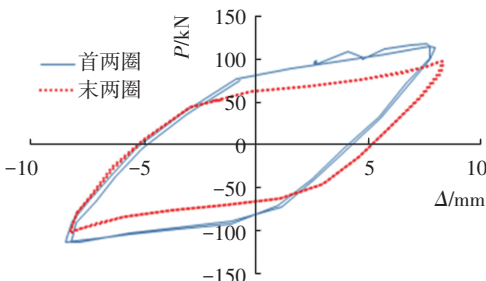


图 12 2#试件首末两圈疲劳试验

可见,拉伸最大承载力和有效刚度分别降低了 15.6%、20.3%,最大变形增加了 5.9%.说明 BRB 即使屈服后,经历 100 次循环,仍保持 85% 左右的承载力和 80% 的刚度,累积塑性变形只增大 6%.而实际地震力在正常设计的 1.1 倍屈服力这个水平最多只可能循环 10 次左右,应不会有 100 次之多.可见,BRB 的耗能能力、残余刚度和强度可以满足作为可更换耗能构件的设计需要.

2.3 应用设计模拟

Bouc-Wen 模型同时包含了非线性阻尼和非线性刚度,能较好地描述不同形状的滞回曲线.根据 BRB 在往复荷载下的变形特点,从建立整体构件单元恢复力计算模型的角度考虑,Bouc-Wen 模型作为数学模型具有可行性^[9].

本次研究在 Sap2000 中,采用 Plastic-Wen 类型的 Link 单元模拟 BRB,应用表 2 中确定的参数(单核芯压缩列),把 Link 单元放在一层框架中进

行模拟.由于柱为全铰接,不承担水平力,所得滞回曲线为支撑的,所以柱和梁为混凝土亦可,只要梁刚度够大,不发生竖向位移.这里柱取 $350\text{ mm} \times 350\text{ mm}$,梁取 $250\text{ mm} \times 700\text{ mm}$,跨度与层高与图3尺寸相同.

将1992年Landers和2001年永胜期纳地震波作为激励,经过幅值调整,得到Link单元模拟的Bouc-Wen滞回曲线与2#试件试验曲线对比,如图13所示.考虑地震动的双向振动随机性,Bouc-Wen模型能够模拟BRB在地震荷载下的性能.

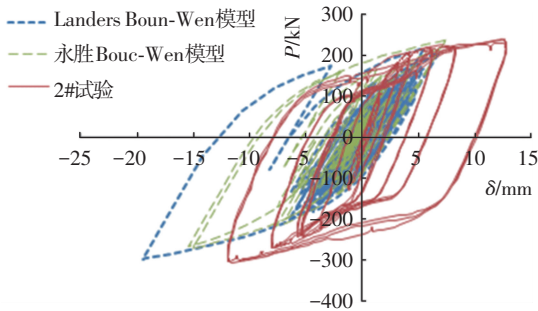


图13 Bouc-Wen模型与试验比较

3 结 论

1)通过试验分析结合数值模拟,验证了BRB防止受压失稳,耗能能力强的特点.单核芯和双核芯构件都实现受压防屈曲,抗压性能得到了充分发挥.试验得到的承载力数值按与ASCI 341—10规范的设计数值误差不超过10%,且一部分误差来自系数取值.

2)约束单元需保证足够握裹强度,试件端部连接需锚固可靠,才能保证核芯构件的性能.

3)以Q235钢材为核芯的防屈曲支撑,屈服刚度比为10%左右,最大等效阻尼比为18.7%左右,拉压性能弱对称,受压承载力略高, β 约为1.3.而1.1倍屈服力水平的100圈疲劳试验,仍保持85%左右的承载力和80%的刚度,累积塑性变形只增大5.9%,因此BRB的耗能能力、残余刚度和强度可以满足作为抗震耗能构件的需要.

4)Bouc-Wen模型能较好模拟防屈曲支撑的力学性能.

参 考 文 献

[1] WAKABAYASHI M, NAKAMURA T, KATAGIHARA A, et al. Experimental study on the easto-plastic

behavior of braces enclosed by precast concrete panels with built-in insulating braces [C]//AIJ Summaries of Technical Papers of Annual Meeting.Tokyo: Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section, 1973: 1041-1044.

- [2] CLARK P.Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices [C]//Proceeding of the 68th Annual Convention.Sacramento, CA: Structural Engineers Association of California, 1999.
- [3] FEMA750,NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures[R].Washington DC: Applied Technology Council, 2009.
- [4] BROWN P, AIKEN D, JAFARZADEH F. Seismic retrofit of Wallance F Bennett Federal Building [J]. Modern Steel Construction, 2001(8):29-37.
- [5] 刘建彬.防屈曲支撑及防屈曲支撑钢框架设计理论研究[D].北京:清华大学,2005.
- [6] 国忠岩.防屈曲支撑钢框架结构抗震性能分析[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2007.
- [7] 周云.防屈曲支撑结构设计与应用[M].北京:中国建筑工业出版社,2007.
- [8] 王华琪,丁洁民,何志军.防屈曲支撑的应用与设计[J].结构工程师,2007,23(4):6-11.
- [9] 蔡克铨,黄彦智,翁崇兴.双管式挫屈束制(屈曲约束)支撑之耐震行为与应用[J].建筑钢结构进展,2005,7(3):1-7.
- [10] 殷占忠,王秀丽.新型双钢管式约束屈曲支撑的试验研究[J].建筑科学,2011,27(3):55-58.
- [11] 高向宇,杜海燕,张惠,等.国标Q235热轧钢材防屈曲支撑抗震性能试验研究[J].建筑结构,2008,38(3):91-95.
- [12] 王玉梅.一种全钢板式防屈曲支撑结构:中国,2014206837.6[P].2014-11-14.
- [13] WANG Yumei, WANG Shuang. Direct displacement-based seismic retrofit of a 2D concrete frame using buckling restrained braces [C] //5th Conference on Measuring Technology and Mechatronics Automation. Hongkong, IEEE Computer Society, 2013:476-480.
- [14] ANSI/AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings[S].Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [15] GB 50011—2010.建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2001.

(编辑 魏希柱)