

文章编号:1673-2049(2011)01-0064-06

混凝土框架摇摆墙结构体系的抗震性能分析

曹海韵¹, 潘 鹏^{1,2}, 叶列平^{1,2}, 曲 哲¹, 刘明学³

(1. 清华大学 土木工程系, 北京 100084; 2. 清华大学 土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084;
3. 北京时空筑诚建筑设计有限公司, 北京 100840)

摘要:为研究框架摇摆墙结构体系的抗震性能,以 1 个 6 层混凝土框架结构模型为例,利用通用有限元软件 SAP2000 建立了该结构的简化模型,并通过弹塑性动力时程分析,得到了附加摇摆墙前后结构的地震响应。分析结果表明:附加摇摆墙后,结构以摆动振型振动,各层的层间位移角趋于一致,结构层间变形的集中得到有效控制,从而使结构形成整体屈服破坏机制,防止局部层屈服破坏机制的产生,充分发挥整个结构的耗能能力;附加摇摆墙后,结构周期略有减小,不会显著增加结构基底剪力,即使仅附加高度为结构总高度一半的摇摆墙,也能有效控制结构底层的变形集中;该框架摇摆墙结构体系具有良好的抗震性能。

关键词:摇摆墙;抗震加固;子结构;框架结构;时程分析

中图分类号:TU352.1 **文献标志码:**A

Seismic Performance Analysis of RC Frame Rocking-wall Structure System

CAO Hai-yun¹, PAN Peng^{1,2}, YE Lie-ping^{1,2}, QU Zhe¹, LIU Ming-xue³

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of Ministry of Education, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Beijing Space-time Creator Architecture Design Co., Ltd, Beijing 100840, China)

Abstract: The seismic responses of a 6-story reinforced concrete (RC) frame with and without the rocking-wall were compared using the elastic-plastic time history analysis by general finite element software SAP2000. The analysis results show that this system is forced to vibrate on a rocking mode during the earthquake. The failure mechanism of this structure is overall yielding mechanism instead of story yielding mechanism when it gets damaged. The overall yielding mechanism endows satisfactory energy dissipation capacity of the structure. The story drift becomes more uniform distributed and the deformation concentration phenomena significant improved thanks to the rocking-wall. The first story drift can also be effectively controlled even if the additional height of rocking-wall only reaches half of the entire height of structure. The RC frame rocking-wall structure system has satisfactory seismic performances.

Key words: rocking-wall; seismic retrofit; substructure; frame structure; time history analysis

收稿日期:2010-12-18

基金项目:国家自然科学基金重点项目(90815025);国家自然科学基金青年科学基金项目(50808107);住房和城乡建设部中美合作专题项目(2010)

作者简介:曹海韵(1986-),男,新疆和田人,工学硕士研究生,E-mail:caohy05@mails.tsinghua.edu.cn.

0 引言

混凝土框架结构在地震中易出现由柱端出铰而导致的层屈服破坏现象,这在历次地震中屡见不鲜。层屈服破坏机制的缺点在于:①塑性铰个数少,耗能能力差;②由于受到轴压作用,柱铰的变形能力和耗能能力小;③结构变形集中,容易引起层倒塌。为了避免层屈服破坏机制,各国规范均有关于“强柱弱梁”的规定,但由于框架结构自身的受力特点和实际工程的复杂性以及楼板和填充墙对结构性能的影响等,“强柱弱梁”难以实现。在设计中提高柱端弯矩增大系数是较为直接的解决方法,但是一味提高柱端弯矩增大系数在实际工程设计中并不现实。因此,有必要从结构体系的角度出发,提出改善混凝土框架结构抗震性能的方法。

1 摇摆墙结构体系

针对常规钢筋混凝土框架结构容易出现的层屈服破坏机制的现象(图 1),笔者研究了一种新型结构体系,即混凝土框架摇摆墙结构体系。摇摆墙(Rocking-wall)是一种具有特殊构造的墙体,它在墙底铰接,具有一定的转动能力。将摇摆墙与框架结构结合,就形成了框架摇摆墙结构体系(图 2)。框架摇摆墙结构体系附加了摇摆墙子结构后,有效控制了结构的屈服机制(图 3),使塑性铰主要产生在梁端,充分发挥整个框架结构的耗能能力,提高了结构的抗震能力。框架摇摆墙结构体系与一般框剪结构的区别在于:将剪力墙底从固接变成了铰接,结构体系基本周期显著延长,墙体承载力需求减小;墙底弯矩被释放,因此不必在墙底采取加强措施,对基础的需求也随之减小。

如果在摇摆墙与主体结构间设置阻尼器,则可以进一步增加结构耗能能力,在墙体和基础间施加预应力还可以使结构有自复位能力。摇摆墙结构体系抗震性能优良,是一种有工程应用前景的新型结构体系。

摇摆墙结构体系源于“受控摇摆结构体系”的概念,已有不少学者对这种结构体系做了研究,其中具有代表性的有 Midorikawa 等^[1]、Ajrab 等^[2]、Eatherton 等^[3]、Marriott 等^[4]、Macrae^[5]和 Ji 等^[6]。近几年来,也有一些摇摆墙结构体系的工程应用,如 Stevenson 等在位于 Berkeley 的“David Brower Center”结构中部设置 C 形预应力墙体,墙体在强震中纵筋屈服,端部可以抬起,该工程是摇摆墙结构体



(a) 某框架首层完全垮塌



(b) 北川某框架二层柱铰破坏

图 1 汶川地震中混凝土框架结构典型震害
Fig. 1 Typical Damage of RC Frame Structure in Wenchuan Earthquake

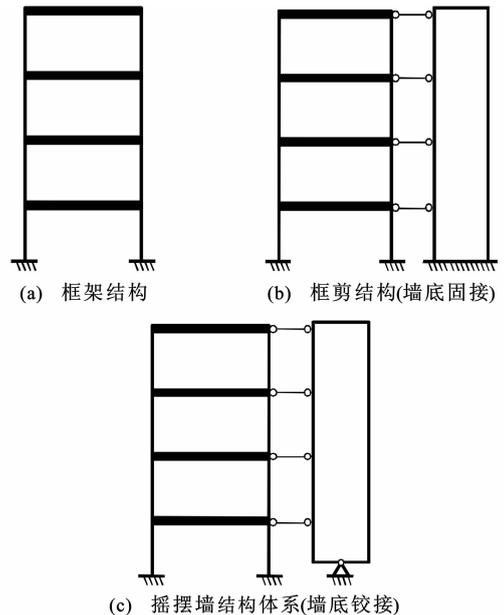


图 2 摇摆墙结构体系与常规结构体系的对比
Fig. 2 Comparisons Between Rocking-wall Structure System and Conventional Structure System

系用于新建工程的案例^[7]。利用摇摆墙进行抗震加固的案例有:Panian 等^[8]利用在结构中布置中部施加预应力的墙体,对 1 个 6 层混凝土框架进行了抗震加固;Wada 等^[9]利用摇摆墙对日本东京工业大学 1 个 11 层混凝土框架进行了抗震加固,该工程在

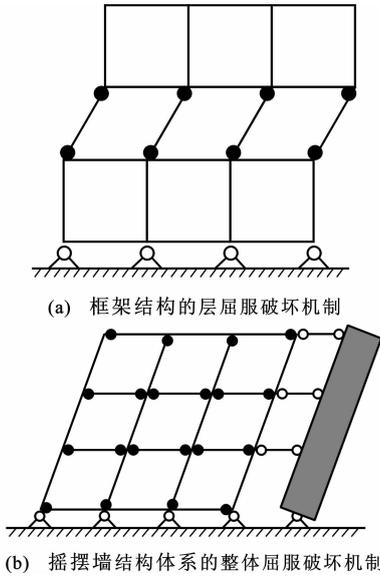


图 3 混凝土框架结构与摇摆墙结构体系的破坏模式

Fig. 3 Damage Modes of RC Frame Structure and Rocking-wall Structure System

墙底通过齿槽与基础连接,墙体与结构间布置了大量阻尼器。

目前,中国关于摇摆墙结构体系的研究尚处于起步阶段。本文中以某抗震设防为 7 度的 6 层混凝土框架为例,采用通用有限元软件 SAP2000,选取 10 条具有代表性的地震记录,通过弹塑性动力时程分析方法,比较设置摇摆墙前后框架结构抗震性能的变化,考察框架摇摆墙结构的抗震效果。

2 结构模型

某实际框架结构模型如图 4 所示,结构总高 21.22 m,建筑面积约 5 400 m²,6 层框架结构,首层为停车场,无填充墙;上部为公寓,有横向和纵向的填充墙。考虑填充墙影响后,底层刚度显著小于上部楼层刚度。该结构抗震设防为 7 度 1 组,II 类场地,特征周期 $T_g=0.4$ s。

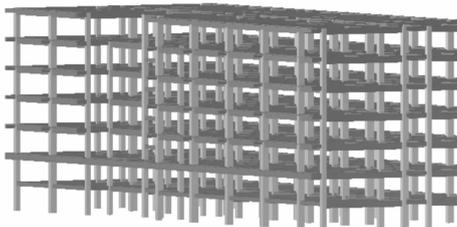


图 4 混凝土框架结构模型

Fig. 4 RC Frame Structure Model

本文中考察结构在纵向的抗震性能。在该框架结构的纵向设置 4 片混凝土摇摆墙,墙截面尺寸为 3.0 m×0.3 m。共计算了 2 种工况,工况 1 为摇摆

墙与框架同高(图 5),工况 2 为摇摆墙高度到达结构的第 3 层。

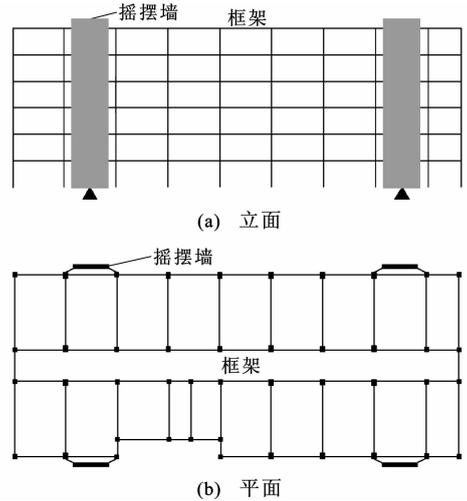


图 5 工况 1 的摇摆墙布置

Fig. 5 Layouts of Rocking-wall of Case 1

为了考察设置和未设置摇摆墙框架结构的地震响应,建立了 3 个模型,分别称之为模型 1、模型 2、模型 3。模型 1 为框架结构模型;模型 2 为框架摇摆墙模型,在结构外侧设置了与结构同高的摇摆墙,用以考察摇摆墙结构体系的抗震性能;模型 3 为框架半高摇摆墙模型,该模型在结构外侧设置了仅有 3 层楼高的摇摆墙,用以考察不完全摇摆墙结构体系的抗震性能,计算模型如图 6 所示。

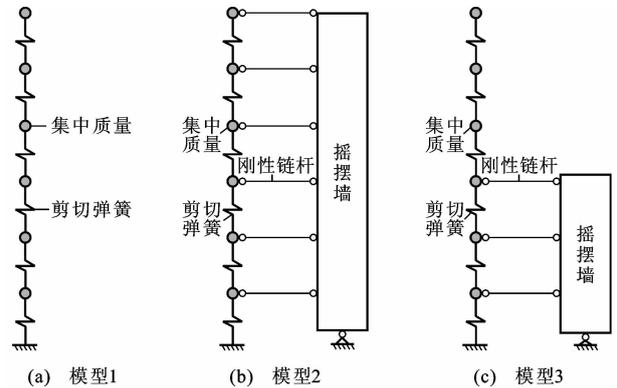


图 6 计算模型

Fig. 6 Calculation Models

利用通用有限元软件 SAP2000 建立了表征结构纵向抗震性能的 6 自由度质点串模型,模型参数如表 1 所示。楼层之间采用非线性 Link 单元连接,在剪切方向采用塑性强化模型,屈服后刚度 $k_2=0.02k_1$ (图 7),其余方向固定。摇摆墙采用可考虑剪切变形的梁单元模拟,并在底部铰接。各层质点和摇摆墙之间采用两端铰接的刚性链杆连接。

表 1 质点串模型参数

Tab. 1 Parameters of Mass-spring Model

| 楼层 | 质量/t | 层高/m | 初始刚度 $k_1 /$ (GN · m ⁻¹) | 屈服力 Q_y / MN |
|----|-------|------|---|-------------------|
| 6 | 1 300 | 3.0 | 2.0 | 12.0 |
| 5 | 1 300 | 3.0 | 2.1 | 12.6 |
| 4 | 1 300 | 3.0 | 2.2 | 13.2 |
| 3 | 1 300 | 3.0 | 2.3 | 13.8 |
| 2 | 1 300 | 3.0 | 2.4 | 14.4 |
| 1 | 1 300 | 3.0 | 2.5 | 15.0 |

表 2 地震波记录

Tab. 2 Earthquake Wave Records

| 序号 | 发生 时间 | 地震名称 | 震级 | $a_{PG} /$ (cm · s ⁻²) | $v_{PG} /$ (cm · s ⁻¹) |
|----|----------|---------------------|-------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 1976 年 | Friuli, Italy | M6.50 | 314.8 | 30.8 |
| 2 | 1979 年 | Imperial Valley, US | M6.53 | 351.1 | 33.0 |
| 3 | 1987 年 | Supert Hills, US | M6.54 | 207.2 | 34.5 |
| 4 | 1989 年 | Loma Prieta, US | M6.93 | 370.5 | 62.3 |
| 5 | 1992 年 | Landers, US | M7.28 | 244.5 | 51.4 |
| 6 | 1994 年 | Northridge, US | M6.69 | 568.3 | 52.5 |
| 7 | 1995 年 | Kobe, Japan | M6.90 | 243.2 | 37.8 |
| 8 | 1999 年 | Duzce, Turkey | M7.14 | 822.4 | 62.1 |
| 9 | 1999 年 | 集集地震 | M7.62 | 378.5 | 62.0 |
| 10 | 2008 年 | 汶川地震 | M8.00 | 481.2 | 35.9 |

注: v_{PG} 为地面峰值速度。

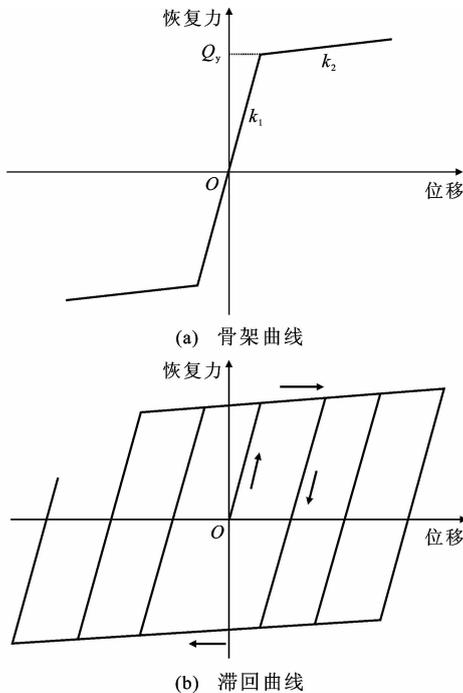


图 7 恢复力-位移本构关系

Fig. 7 Constitutive Relations Between Restoring Forces and Displacements

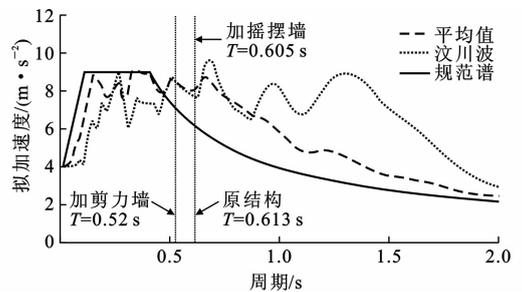


图 8 各地震波拟加速度反应谱及结构周期

Fig. 8 Pseudo-acceleration Response Spectra of Earthquake Waves and Structural Periods

震波的平均值。各模型的楼层位移及层间变形的计算结果如表 3 所示。

表 3 楼层位移与层间变形的计算结果

Tab. 3 Calculated Results of Story Displacements and Story Drifts

| 楼 层 | 楼层位移/m | | | 层间变形/m | | |
|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 模型 1 | 模型 2 | 模型 3 | 模型 1 | 模型 2 | 模型 3 |
| 6 | 0.107 0 | 0.130 1 | 0.120 1 | 0.005 7 | 0.019 2 | 0.005 5 |
| 5 | 0.105 4 | 0.113 0 | 0.117 9 | 0.009 5 | 0.019 9 | 0.010 6 |
| 4 | 0.102 3 | 0.095 7 | 0.113 8 | 0.014 4 | 0.021 4 | 0.017 0 |
| 3 | 0.097 9 | 0.076 5 | 0.106 3 | 0.017 5 | 0.023 1 | 0.035 2 |
| 2 | 0.085 5 | 0.054 1 | 0.071 6 | 0.030 9 | 0.026 0 | 0.035 5 |
| 1 | 0.058 0 | 0.028 4 | 0.036 2 | 0.058 0 | 0.028 4 | 0.036 2 |

4.1 模型 1 与模型 2 的比较

原结构(模型 1)1 阶周期为 0.613 s。加摇摆墙后(模型 2),结构 1 阶周期为 0.605 s,2 个模型的 1 阶周期基本相同。加摇摆墙后,结构的高阶周期减小幅度较大,这是由于摇摆墙自身刚度大,对高阶振型起到了控制作用。模型 1 与模型 2 的前 4 阶周期

3 典型地震动输入

采用 10 条适用于中硬土地地的强震记录,记录来源为美国 PEER/NGA 数据库和中国强震台网中心(CSMNC),地震波记录的基本参数如表 2 所示。在计算中,所有地震波记录均按照地面峰值加速度 a_{PG} 为 $400 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 进行调幅,相当于中国规范 8 度大震水平。10 条地震波记录的弹性反应谱平均值如图 8 所示,计算反应谱时振型阻尼比设为 5%。图 8 中还给出中国抗震规范 8 度大震反应谱及汶川波的反应谱,标出了不同结构模型对应的周期 T ;图 8 中“加摇摆墙”指的是模型 2 的“框架摇摆墙”。

4 抗震性能对比

本文中层间变形、楼层位移等数据均取 10 条地

表4 模型1与模型2前4阶周期比较

Tab. 4 Comparisons on the First Four Periods Between Model 1 and Model 2

| 阶次 | 周期/s | |
|----|-------|-------|
| | 模型1 | 模型2 |
| 1 | 0.613 | 0.605 |
| 2 | 0.214 | 0.182 |
| 3 | 0.134 | 0.090 |
| 4 | 0.102 | 0.056 |

比较如表4所示。如将摇摆墙底部固接,类似于采用附加剪力墙的方法加固结构,结构1阶周期将降为0.52 s,变化幅度较大。在图8中标出了各结构模型的1阶周期。

采用摇摆墙加固,结构基本周期变化很小,所以地震中结构基底剪力(包括墙体部分)的增加也将不大,这是采用摇摆墙结构体系的一个优势。另一方面,摇摆墙底部弯矩被释放,墙体本身不会受弯破坏,对基础的抗弯承载力需求小,这是摇摆墙结构体系的另一个优点。

设置摇摆墙前后结构整体位移对比如图9(a)所示,原结构变形模式为典型的剪切型:下部变形大,上部变形小,结构总位移曲线类似半个U形。加摇摆墙后,结构各层位移接近于一条直线,结构变形呈“摇摆型”。结构底部位移显著减小,但结构顶部位移有所增大。

设置摇摆墙前后结构层间位移角的对比如图9(b)所示。从图9(b)可以看出:在设置摇摆墙之前,结构底部为薄弱层,层间位移角接近1/50;结构底层位移角约为顶层位移角的10倍;在设置摇摆墙之后,底层层间位移角小于1/100,降为原来的一半,且结构各层变形趋于一致,底层位移角约为顶层位移角的1.5倍。原结构层间变形平均值为22.7 mm,施加摇摆墙后该值为23.0 mm,基本未变。

4.2 模型1与模型3的比较

模型3设置了仅与框架底部3层相连的摇摆墙,结构整体位移的对比如图10(a)所示,结构层间变形的对比如图10(b)所示。从图10(a)可以看出,加摇摆墙后,结构底部3层位移基本在一条直线上,结构第1、2层位移有所减小,但上部3层位移略有增大。从图10(b)可以看出:加摇摆墙后,结构底层层间位移角显著减小,结构第3层底层位移角显著增大,底部3层层间位移角均在1/80左右;未与摇摆墙相连的上部3层层间位移角基本不变。施加摇

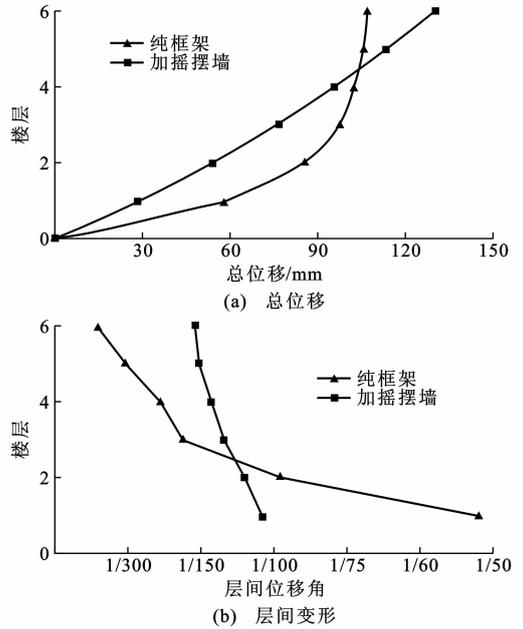


图9 模型1与模型2变形的比较
Fig. 9 Comparisons on Drifts Between Model 1 and Model 2

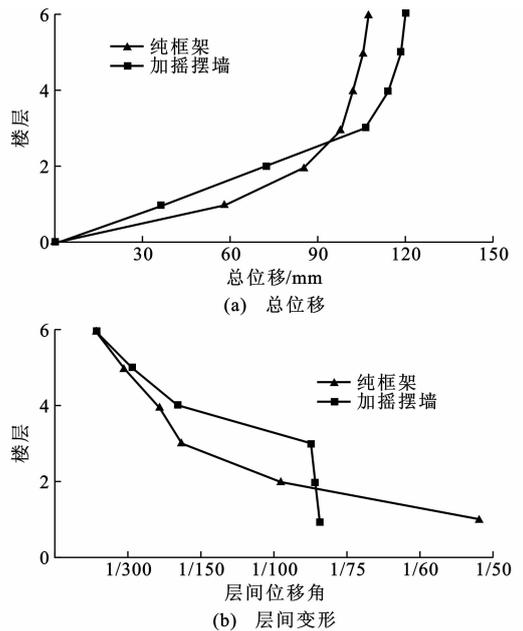


图10 模型1与模型3变形的比较
Fig. 10 Comparisons on Drifts Between Model 1 and Model 3

摆墙前后结构底部3层层间变形平均值分别为35.5、35.6 mm,基本一致。

对比模型3与模型2可以看出:沿结构全高设置的摇摆墙对底部变形集中的控制效果优于半高的摇摆墙。当然,结构层间变形的集中并不一定出现在底层,它也可能出现在结构上部(如第4层)。从

这个角度看,沿结构全高设置的摇摆墙更可靠。

另外,半高的摇摆墙除成本较低外,不会对结构顶部施加过大的力,且因其长度较小,更加强了底部楼层间变形的一致性。

5 结 语

(1)与框架结构相比,摇摆墙结构体系可使各层层间位移角趋于均匀,有效控制结构层间变形的集中,可防止层屈服机制的出现,发挥结构整体抗震及耗能能力。

(2)与框架-剪力墙结构相比,在框架结构中增设摇摆墙后,结构周期变化小,不会显著增加结构承受的地震力。

(3)半高的摇摆墙也可有效控制结构底层的变形集中,但其作用小于全高的摇摆墙,且会造成结构层间变形的突变,设计时可有选择地使用。

(4)为进一步了解摇摆墙结构体系的动力性能,还需要讨论摇摆墙刚度与其控制效果之间的关系。可取摇摆墙与结构的刚度比作为参数,探讨结构变形集中度与结构刚度比之间的关系。

(5)摇摆墙结构体系在国外已有工程实例,但在中国未见相关报道。从应用推广的角度来看,摇摆墙节点、墙体的构造、摇摆墙的设计、施工方法均值得研究。

参考文献:

References:

[1] MIDORIKAWA M, AZUHATA T, ISHIHARA T, et al. Earthquake Response Reduction of Buildings by Rocking Structural Systems[C]//LIU S C, PINES D J. Smart Structures and Materials 2002: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways. Bellingham; SPIE, 2002: 265-272.

[2] AJRAB J J, PEKCAN G, MANDER J B. Rocking Wall-frame Structures with Supplemental Tendon

Systems[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(6): 895-903.

- [3] EATHERTON M R, HAJJAR J F, DEIERLEIN G G, et al. Controlled Rocking of Steel-framed Buildings with Replaceable Energy-dissipating Fuses [C]//WCEE. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing; WCEE, 2008: 12-17.
- [4] MARRIOTT D, PAMPANIN S, BULL D, et al. Dynamic Testing of Precast, Post-tensioned Rocking Wall Systems with Alternative Dissipating Solutions[C]//NZSEE. Proceedings of 2008 NZSEE Conference. Palmerston; NZSEE, 2008: 90-103.
- [5] MACRAE G. The Development and Use of the Continuous Column Concept[C]//CUEE. Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering & the 5th International Conference on Earthquake Engineering. Tokyo; CUEE, 2010: 1-10.
- [6] JI X D, KATO M, WANG T, et al. Effect of Gravity Columns on Mitigation of Drift Concentration for Braced Frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(12): 2148-2156.
- [7] STEVENSON M, PANIAN L, KOROLYK M, et al. Post-tensioned Concrete Walls and Frames for Seismic-resistance — a Case Study of the David Brower Center [C]//SEAOC. SEAOC 2008 Convention Proceedings, Berkeley; SEAOC, 2008: 1-8.
- [8] PANIAN L, STEYER M, TIPPING S. Post-tensioned Concrete Walls for Seismic Resistance — an Innovative Approach to Earthquake Safety and Concrete Construction in Buildings[J]. Journal of the Post-tensioning Institute, 2007, 5(1): 7-16.
- [9] WADA A, QU Z, ITO H, et al. Seismic Retrofit Using Rocking Walls and Steel Dampers [C]//ASCE. Proceedings of ATC/SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures. San Francisco; ASCE, 2009: 1-10.