

文章编号:1001-4888(2009)04-0299-08

# 半刚性连接钢框架的拟动力实验研究<sup>\*</sup>

完海鹰<sup>1,2</sup>, 王建国<sup>2</sup>, 王秀喜<sup>1</sup>

(1. 中国科学技术大学 近代力学系, 合肥 200026; 2. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 合肥 230009)

**摘要:** 在钢框架结构的设计中, 通常将梁柱节点处理为完全刚接或理想的铰接。但是在实际框架中, 梁柱节点表现出半刚性。目前的实验研究基本都基于结构和构件的静力分析。本文对半刚性连接钢框架结构进行了拟动力实验研究, 得出了在地震波激励作用下, 半刚性节点初始刚度对钢框架的楼层刚度、基底剪力、楼层位移和楼层加速度的影响。对实验结果进行对比分析可以看出, 在结构侧向位移满足的前提下半刚性连接刚度的减弱会引起结构作用效应的降低。实验总结出的节点半刚性对结构动力性能影响的一些结论, 将为高层钢结构设计规范的修改提供实验基础。

**关键词:** 钢框架; 半刚性连接; 拟动力实验

**中图分类号:** TU391      **文献标识码:** A

## 0 引言

1994 年发生在美国加州圣费南多谷地的北岭地震(Northridge Earthquake), 1995 年发生在日本兵库县南部地区的阪神地震(Hyogoken-Nanbu Earthquake) 和 2008 年发生在我国四川的汶川地震是三次陆域型强震, 都导致了焊接钢框架梁—柱刚性连接节点的广泛破坏。通过震后大量的调查和研究, 揭示了此类节点的破坏原因, 在此基础上有必要在钢结构设计规范中对节点连接设计进行改进, 提出区别于传统连接的不同的钢框架节点连接形式。

传统的钢结构连接节点形式有刚接和铰接, 严格的说它们都只是构件连接的力学模型, 其实, 实际结构中的节点既不是完全刚接也不是完全铰接, 而是呈半刚性连接。目前国内外学者对半刚性连接框架结构在静载作用下的力学性能进行了大量的理论和实验研究<sup>[1]</sup>, 但对半刚性连接框架结构抗震性能尚未开展系统研究, 所取得的成果还处于起步阶段。因此, 对半刚性刚框架在动力荷载作用下的性能研究无论在国内还是在国外工程研究领域都具有很高的研究价值, 而且也符合目前钢结构发展的迫切需要。

半刚性连接框架结构在动力作用下的响应, 表现出和刚性连接框架明显不同的性能, 而且在地震区使用刚度很大的节点是否最合理尚待研究。结构的动力性能研究和分析, 寻求合理的设计方法, 对半刚性框架结构在地震区的推广使用具有十分重要的意义。本文对钢框架结构进行了拟动力实验, 分析了两种不同节点刚度钢框架的动力性能的差异, 得出了一些有益的结论。

## 1 拟动力实验原理

### 1.1 多质点体系结构的动力方程可写成如下形式<sup>[1]</sup>

\* 收稿日期: 2009-04-16; 修订日期: 2009-06-08

基金项目: 安徽省自然科学基金项目(项目编号: 070414175)

通讯作者: 完海鹰(1960—), 男, 合肥工业大学教授, 硕士生导师。主要研究领域: 钢结构及空间网架结构。E-mail: wanhy8858@163.com

$$[\mathbf{M}] \{ \ddot{x} \} + [\mathbf{C}] \{ \dot{x} \} + \{ P \} = -[\mathbf{M}] \{ \ddot{Z} \} \quad (1)$$

式中  $[\mathbf{M}]$ 、 $[\mathbf{C}]$  分别为结构的质量和阻尼矩阵;  $\{ \ddot{x} \}$ 、 $\{ \dot{x} \}$ 、 $\{ P \}$  分别为结构各质点的加速度、速度和恢复力向量;  $\{ Z \}$  为地震时地面的加速度向量(取自地震加速度时程曲线)。

### 1.2 拟动力实验的原理

根据数值化的典型地震加速度记录时程曲线, 取某时刻的地震加速度值和实验中前一时刻加载后实测的结构恢复力, 用数值积分方法求解离散动力方程, 即可得到该时刻结构模型的地震反应位移  $x_i$ , 并对结构模型施加此位移, 同时实测此时的结构恢复力  $P_i$ , 按地震过程取下一时刻的地震加速度值, 进行该时刻结构模型地震反应位移计算, 再将位移施加到结构模型上。如此逐步实现计算位移—施加位移—实测结构恢复力—再计算位移的循环过程, 即模拟了结构模型在地震中的实际动态反应过程<sup>[2,3]</sup>。

### 1.3 拟动力实验的数值积分方法

求解离散动力方程是一个迭代的计算过程, 根据数值迭代求解的方式, 求解结构地震反应运动方程的算法大致分为两类: 显式数值积分方法与隐式数值积分方法。本文采用无条件稳定的  $\alpha$  方法隐式数值积分算法<sup>[4,5]</sup>。

$\alpha$  方法是拟动力试验中研究最多的隐式方法, 最初是由 Hiber 等人提出的, Thewalt 等人将其作为隐式方法引入拟动力试验中, 对于一般的多自由度结构, 其算法可以表示为:

$$\begin{aligned} & [\mathbf{M}] \{ \ddot{x} \}_{i+1} + (1 + \alpha) [\mathbf{C}] \{ \dot{x} \}_{i+1} - \alpha [\mathbf{C}] \{ \dot{x} \}_i + (1 + \alpha) [\mathbf{P}]_{i+1} - \alpha [\mathbf{P}]_i \\ &= (1 + \alpha) [\mathbf{M}] \{ \ddot{Z} \}_{i+1} - \alpha [\mathbf{M}] \{ \ddot{Z} \}_i \end{aligned} \quad (2)$$

根据线性加速度假设可得:

$$\begin{cases} \{ \ddot{x} \}_{i+1} = \{ \ddot{x} \}_i + \Delta t \{ \dot{x} \}_i + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \{ \ddot{x} \} + \beta \{ \ddot{x} \}_{i+1} \right] \Delta t^2 \\ \{ \dot{x} \}_{i+1} = \{ \dot{x} \}_i + [(1 - \gamma) \{ \ddot{x} \}_i + \gamma \{ \ddot{x} \}_{i+1}] \Delta t \end{cases} \quad (3)$$

由式(2)和(3)得:

$$\{ \ddot{x} \}_{i+1} = \{ \ddot{x} \}_{i+1} - \beta \Delta t^2 (1 + \alpha) [\mathbf{M}]^{-1} [\mathbf{P}]_{i+1} \quad (4)$$

其中:

$$\{ \ddot{x} \}_{i+1} = \beta \Delta t^2 (1 + \alpha) \{ \ddot{Z} \}_{i+1} - \Delta t^2 \alpha \{ \ddot{Z} \}_i - \Delta t^2 \alpha \beta [\mathbf{M}]^{-1} [\mathbf{P}]_i + \{ \ddot{x} \}_i + \Delta t \{ \dot{x} \}_i + \Delta t^2 \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \{ \ddot{x} \}_i \quad (5)$$

式中参数  $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  控制着该方法的稳定性和阻尼特性, 当  $\beta = (1 - \alpha)^2 / 4$  和  $\gamma = \frac{1}{2} - \alpha$ ,  $-\frac{1}{2} \leq \alpha \leq 0$  时,  $\alpha$  方法是无条件稳定的。

## 2 实验设计

### 2.1 模型制作

根据现行的《钢结构设计规范》(GB50017—2003)<sup>[6]</sup>和《建筑抗震实验方法规程》(JGJ—96)<sup>[7]</sup>, 并参照常用的民用建筑层高、柱网跨度、梁柱断面尺寸以及结合液压伺服作动器的放置情况设计了两座缩尺比例为 1:2 的钢框架模型。该模型为双层、单跨、单开间, 跨度和开间皆为 2.2m, 底层层高 1.6m, 顶层层高 1.6m。柱采用 H 型钢, 梁采用焊接工字钢, 顶底角钢为不等边角钢, 腹板角钢为等边角钢。本实验主要研究同一框架体系在地震荷载作用下, 不同节点刚度对结构地震响应的影响, 因此两框架模型分别采用相同尺寸不同厚度的节点角钢。实验所采用的材料均采用 Q235B 钢(屈服强度  $f_y = 235$  N/mm<sup>2</sup>, 极限强度  $f_u = 375$  N/mm<sup>2</sup>, 弹性模量  $E = 2.06 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>)。构件具体截面尺寸见表 1, 结构模型与现场布置见图 1 和图 2。

表 1 构件截面尺寸(单位:mm)

Tab. 1 Floor stiffness and joint stiffness (unit: mm)

构件	模型一	模型二
框架柱	热轧 H200×200×8×10	同模型一
框架梁	焊接工 200×150×6×8	同模型一
分配梁	焊接工 300×300×8×12	同模型一
联系梁	焊接工 200×100×6×8	同模型一
顶底角钢	L160×100×10(长 150)	L160×100×8(长 150)
腹板角钢	L125×7(长 140)	L125×5(长 140)
高强螺栓	10.9 级摩擦型高强螺栓, 直径 20	

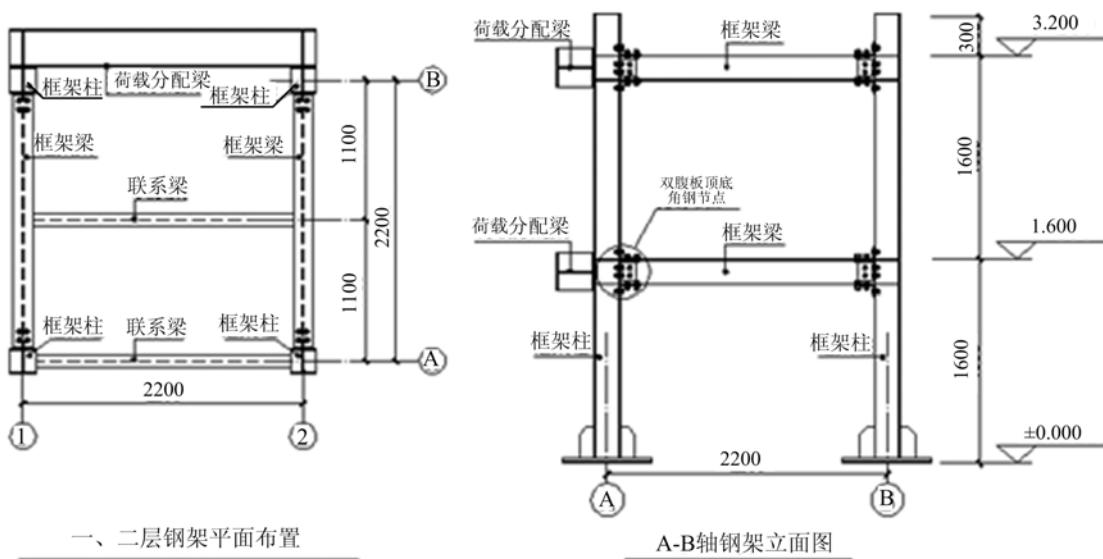


图 1 钢框架模型

Fig. 1 Model of steel frame



图 2 实验现场布置图

Fig. 2 Experimental site

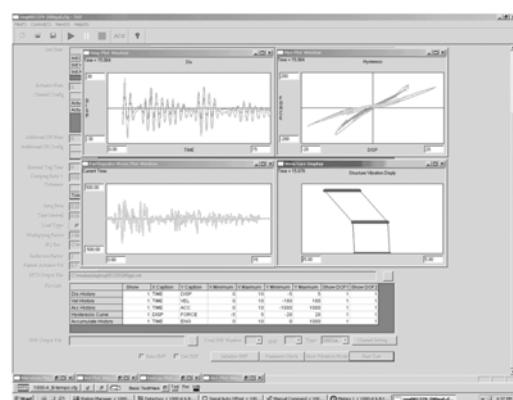


图 3 TUT 控制系统

Fig. 3 TUT control system

## 2.2 实验设备和装置

加载设备主要为:MTS. 1号和2号伺服加载作动器及TUT控制系统;

加载反力装置为:2000kN 反力墙;

数据采集装置有:位移计 2 个、应变片若干、外置位移传感器、DH5973 动态应变采集系统利用电子位移计实时监测框架柱脚位移,通过节点处应变片实时监测框架节点部位的受力情况。TUT 控制系统见图 3,局部监测点布置见图 4。

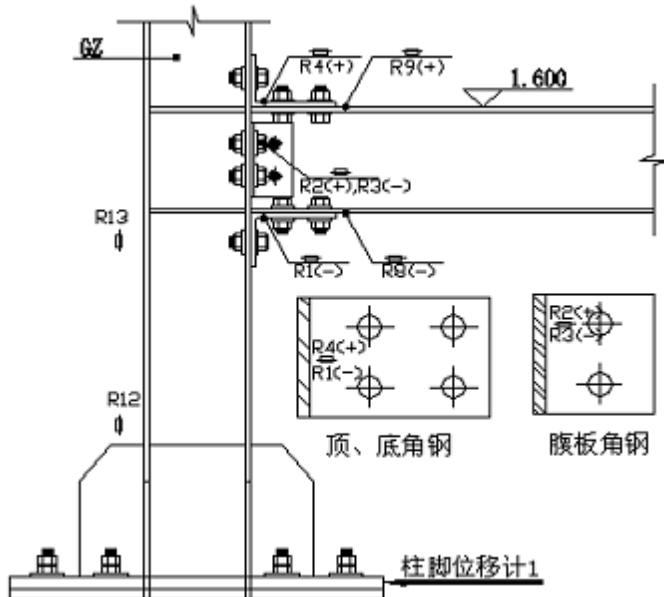


图 4 局部监测点布置图

Fig. 4 Partial layout of monitoring points

### 2.3 地震波的选取<sup>[8-10]</sup>

假定钢框架所在场地为Ⅱ类场地,受近震影响,可以确定场地土的特征周期为 0.3s 左右。而 El Centro(1940NS)波的卓越周期与场地土的特征周期相近,这是抗震研究中常用的条件。本文选择 El Centro(1940NS)波作为实验输入地震波,并依次取三种加速度峰值分别为 100gal、200gal、300gal 的地震波。

## 3 半刚性连接钢框架动力特性的实验研究

按照实验方案依次对钢框架输入峰值为 100gal、200gal、300gal 的持续时间为 8s 的 El Centro 地震波。在每次实验过程中,通过两个作动器的内置传感器和位移传感器测得上下两节点的恢复力( $f_2$ 、 $f_1$ )和位移( $d_2$ 、 $d_1$ )。通过两个外置传感器(Tempsonic)测得另一侧两节点的位移(EXd2、EXd1)。加载过程中,采用内置位移传感器测得的位移进行加载控制,用 DH5973 动态应变采集系统对地震过程中节点部位的应变进行动态追踪,另外从 MTS 系统中导出实验数据,经处理后可以得到如下结果。

### 3.1 节点部位的应变反应

表 2 不同加速度峰值下主要测点的最大应变( $\epsilon_{max}$ )

Tab. 2 The maximum strain of main points under different peak acceleration

时程加速 度 峰 值	测点 2(腹板角钢)		测点 4(顶角钢)		测点 8(梁端)		测点 13(柱端)	
	模型一	模型二	模型一	模型二	模型一	模型二	模型一	模型二
100gal	486.0	392.9	497.3	507.8	180.6	160.6	212.5	75.7
200gal	915.5	769.0	933.8	2887.8	297.4	216.2	352.7	213.7
300gal	1363.8	1125.0	1698.7	2990.1	413.7	270.4	689.8	265.2

注: 测点具体位置见图 4 局部监测点布置图。

从表 2 中的结果可以看出,在 El Centro 地震波激励作用下节点受力最大的是顶底角钢,其次是腹

板角钢;对于整体框架而言,柱脚处的弯矩最大,其次是梁柱节点和柱端,梁柱节点的梁端处受力最小。

### 3.2 节点刚度<sup>[11]</sup>及层间刚度

表3 楼层刚度与节点刚度

Tab. 3 Floor stiffness and joint stiffness

模型类别	底层层间刚度	顶层层间刚度	节点刚度理论值
模型一	26.8kN/mm	15.5kN/mm	7842kN·m/rad
模型二	14.7kN/mm	6.1kN/mm	3670kN·m/rad

从表3可以看出,通过改变框架节点角钢的厚度可以有效的减小框架的节点刚度与框架的层间刚度。模型一的节点刚度和层间刚度约为模型二的两倍,节点刚度理论值的刚度变化与层间刚度的变化比例大致相同。

### 3.3 基底剪力

表4 不同加速度峰值下基底最大剪力

Tab. 4 The maximum base shear of floors under different peak acceleration

输入地震波(工况)	基底最大剪力(kN)	
	模型一	模型二
El Centro(NS100gal)	114.2	78.9
El Centro(NS 200gal)	175.4	147.1
El Centro(NS 300gal)	246.3	192.8

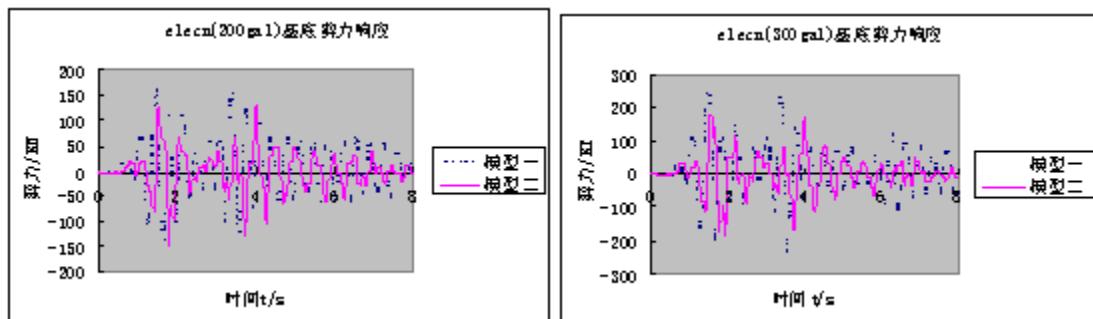


图5 基底剪力响应时程曲线

Fig. 5 Base shear response of steel frame system

从图5可以看出,在El Centro地震波激励作用下,模型一和模型二的基底剪力时程曲线形态基本一致,模型二的剪力峰值响应略滞后于模型一。两个实验模型在两种不同峰值地震波作用下,基底剪力时程曲线在激励时间内表现得都比较稳定,减小节点刚度可以使基底各时刻的剪力有效地降低。从表4可以看出模型二与模型一相比可以有效地降低结构柱底剪力峰值,降低的幅度约为模型一的20%~30%。

### 3.4 层间位移

从图6可以看出,在El Centro地震波激励作用下,模型一和模型二的底层、顶层位移时程曲线形态基本一致。两个实验模型在两种不同峰值地震波作用下,楼层位移响应时程曲线在激励时间内的表现都比较稳定,但模型二的底层和顶层位移响应均滞后于模型一。模型二顶点位移峰值较大,在激励时间内位移振幅的波动幅值也较大。从表5可以看出模型二与模型一相比可以一定程度的提高结构的楼层位移峰值,但是节点刚度的不同对框架底层位移的峰值响应影响不大。

表5 不同加速度峰值下楼层最大位移

Tab. 5 The maximum displacement of floors under different peak acceleration

工况(输入地震波)	底层最大位移(mm)		顶层最大位移(mm)	
	模型一	模型二	模型一	模型二
El Centro(NS 100gal)	4.1 -4.9	4.2 -4.3	9.2 -7.6	10.6 -10.6
El Centro(NS 200gal)	6.1 -9.5	8.5 -7.5	11.6 -17.9	21.8 -20.0
El Centro(NS 300gal)	12.1 -12.5	13.4 -13.1	23.0 -24.8	34.6 -32.1

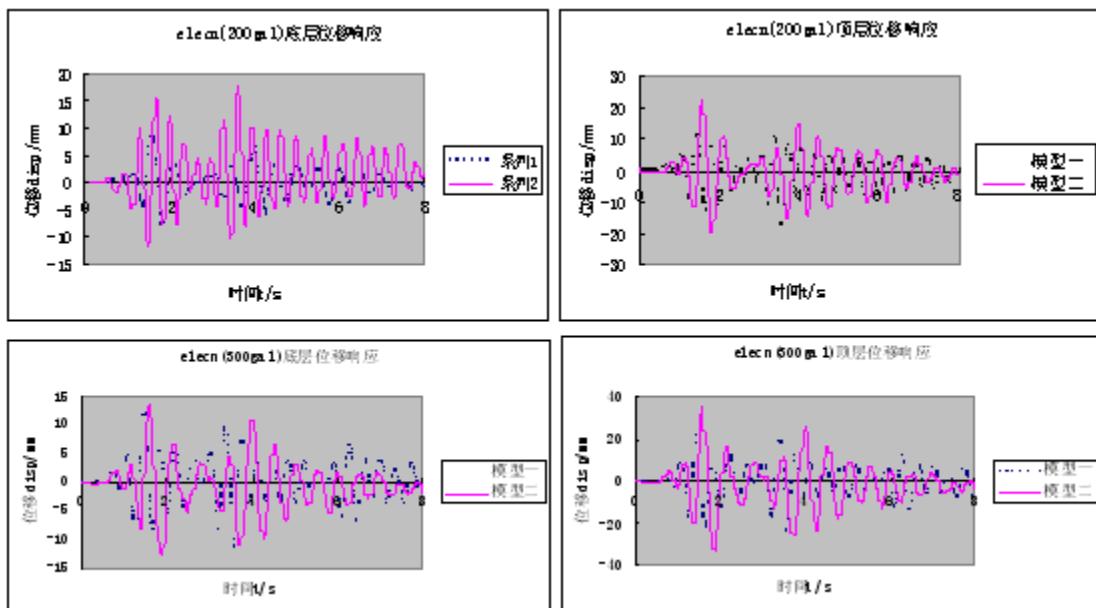


图6 楼层位移响应时程曲线

Fig. 6 Floor displacement response of steel frame system

### 3.5 楼层加速度

表6 不同加速度峰值下楼层最大加速度

Tab. 6 The maximum acceleration of floors under different peak acceleration

工况(输入地震波)	底层最大加速度(gal)		顶层最大加速度(gal)	
	模型一	模型二	模型一	模型二
El Centro(NS 100gal)	240.9 -302.7	238.4 -270.8	331.6 -364.3	220.8 -324.0
El Centro(NS 200gal)	384.8 -523.9	618.6 -547.6	606.6 -556.5	425.8 -660.8
El Centro(NS 300gal)	552.4 -739.1	785.9 -884.8	860.6 -849.5	618.2 -928.7

从图7可以看出,在El Centro地震波激励作用下,模型一和模型二的底层、顶层加速度时程曲线形态基本一致。两个实验模型在两种不同峰值地震波作用下,楼层位移响应时程曲线在激励时间内的

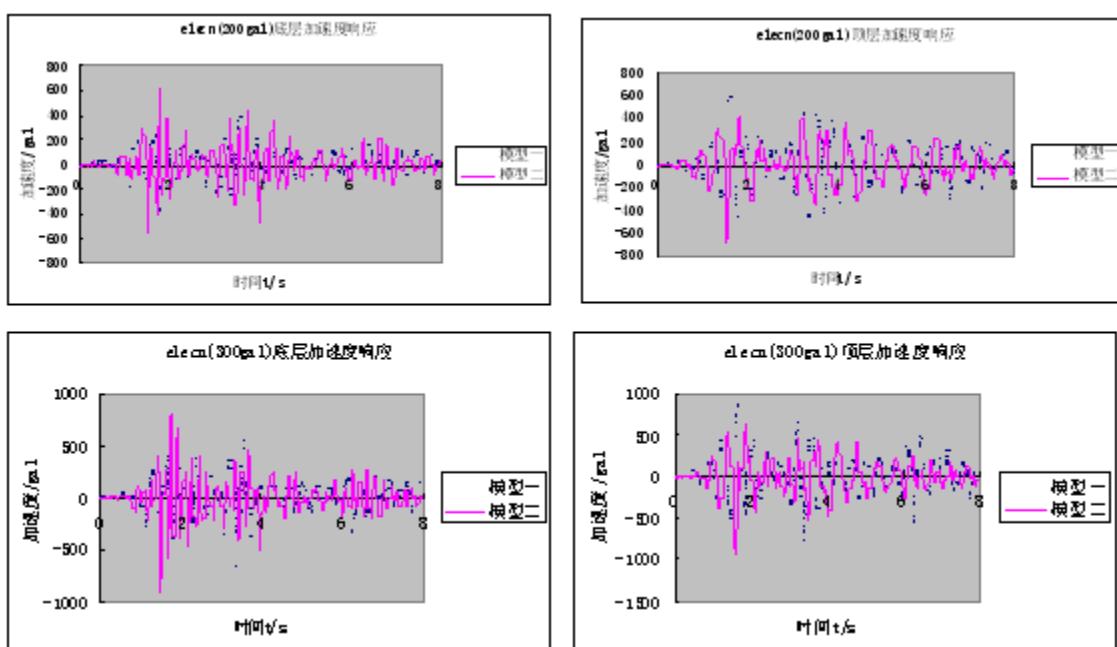


图7 楼层加速度响应时程曲线

Fig. 7 Floor acceleration response of steel frame system

表现都比较稳定,但模型二的底层和顶层加速度响应均滞后于模型一。在同一加速度峰值地震激励作用下,模型一的底层加速度响应比模型二小,模型一的顶层加速度响应比模型二大,可见节点刚度的改变对结构底层和顶层加速度响应的影响是有显著区别的。从表6可以看出模型二与模型一相比可以一定程度地提高结构的最大加速度响应数值,但提高的幅度不大。

## 4 结论

通过对上述实验结果的分析,可以得出下面的结论:

- (1) 半刚性钢框架在地震力荷载作用下首先是节点的顶底角钢屈服,然后是节点的腹板角钢屈服,节点屈服后柱脚截面开始屈服。
- (2) 节点刚度的降低,可以有效地降低结构的层间刚度,且两者的改变值基本处于同一幅度。
- (3) 半刚性节点刚度的减弱将增大结构的侧向位移,但是使得结构所受的地震作用减小,所以在结构侧向位移满足的前提下,可以适当考虑半刚性连接的有利影响。
- (4) 半刚性连接转动刚度的降低通常会引起结构楼层剪力的减小,即结构的作用效应减小。

## 参考文献:

- [1] Di Ludovico M. Ph. D. 1, Seismic Behavior of a Full-Scale RC Structure Retrofitted Using GFRP Laminates [J]. STRUCTURAL ENGINEERING, 2008 (4):112—114.
- [2] Choudhury D, Nimbalkar S. Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method[J]. Geo-technique, 2007 (9): 699—702.
- [3] Choudhury D, Nimbalkar S. Seismic rotational displacement of gravity walls pseudo-dynamic method: passive case [J]. Soil, Dyn. Earthquake Eng., 2008(3):242—249.
- [4] Lignos D G, Krawinkler H, Whittaker A. Shake table collapse tests of a 4-story moment resisting steel frame [C]. 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008 Beijing, China Oct. 12—17.
- [5] Sophinopoulos D S. The effect of joint flexibility on the free elastic vibration characteristics of steel plane frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003 (59):995—1008.
- [6] GB50017—2003. 钢结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003:63—73 (GB50017—2003. Code for design of steel structures).

- of steel structure[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2003: 63—73(in Chinese))
- [7] JGJ101—96. 建筑抗震实验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997: 16—21(JGJ101—96. Code for Building seismic method [S]. Beijing: China Building Industry Press, 1997: 16—21(in Chinese))
- [8] 陈瑜, 董世民, 李丽萍.《建筑抗震实验方法规程》中的拟动力实验方法简介[J]. 建筑科学, 1995, 2: 155—156 (Chen Yu, Dong Shiming, Li Liping. The pseudo-dynamic method Introduction of the Code for Building seismic method [J]. Building Science, 1995, 2: 155—156 (in Chinese))
- [9] 胡文源, 邹晋华. 时程分析法中有关地震波选取的几个注意问题[J]. 南方冶金学院学报, 2003, 24: 98—102 (Hu Wenhua, Zhou Jinhua. Some Problems about the selection of seismic waves in the Time-history analysis method [J]. Journal of Southern Institute of Metallurgy, 2003, 24: 98—102 (in Chinese))
- [10] 宗周红, 林东欣, 邱法维. 两层钢管混凝土组合框架结构拟动力抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 4: 55—58 (Zong Zhouhong, Lin Dongxin, Qiu Fawei. Experimental Research on Seismic Behavior of a Two-story Concrete Filled Steel Tubular Composite Frame[J]. Journal of Building Structures, 2002, 4: 55—58(in Chinese))
- [11] 王燕, 李华军, 厉见芬. 半刚性梁柱节点连接的初始刚度和结构内力分析[J]. 工程力学, 2003, 20(6): 65—69 (Wang yan, Li Huajun, Li Jianfeng. Initial stiffness of semi-rigid beam-to-column connections and structural internal force analysis[J]. Engineering Mechanics, 2003, 20 (6): 65—69 (in Chinese))

## Pseudo-Dynamic Test of Steel Frames with Semi-Rigid Connections

WAN Hai-ying<sup>1,2</sup>, WANG Jian-guo<sup>2</sup>, WANG Xiu-xi<sup>1</sup>

(1. Department of Modern Mechanics, University of Science and Technology of China, Hefei 230026, China;

2. School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

**Abstract:** In steel frame design, the joints between columns and beams are usually assumed as either rigid or perfectly hinge connection. Actually, the joints are semi-rigid connected. in the Literature shows that current experimental studies of frame structure and components are mainly based on static loading. An experimental study of pseudo-dynamic response for typical steel frames was carried out, the influence of steel frame initial joint rigidness on the floor stiffness, base shear, floor displacement and floor acceleration was obtained. Experimental results show that on the premise that lateral displacement meets the specification requirements, the weakening of stiffness of the connection will lower the structure effect. Some conclusions about the effects of semi-rigid connection on the structure performance are conducted, which may give an experimental foundation for the future revision of highrise steel structures design codes.

**Keywords:** steel frames; semi-rigid connect; pseudo-dynamic test