

# 半刚性节点框架-钢板剪力墙结构抗震性能试验研究

于金光<sup>1</sup>, 郝际平<sup>1</sup>, 李 波<sup>2</sup>, 郑春明<sup>1</sup>

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 香港科技大学纳米及先进材料研发院, 香港 九龙)

**摘要:** 为研究半刚性节点框架-钢板剪力墙结构的抗震性能, 通过一榀 1:3 比例单跨 3 层半刚性节点框架-钢板剪力墙的拟静力试验, 研究了半刚性框架与墙体的相互影响, 探究了结构的破坏顺序和破坏模式, 分析了结构的承载力, 刚度, 耗能能力等抗震性能指标。试验结果表明: 该结构具有良好的耗能能力, 半刚性节点框架和墙板协同工作良好, 结构的破坏顺序为内嵌钢板屈曲、屈服—边缘构件屈服—内嵌钢板撕裂—边缘构件屈曲—节点转动—边缘构件弯扭失稳、节点塑性破坏。

**关键词:** 半刚性节点框架; 钢板剪力墙; 拟静力试验; 抗震性能

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2015)03-0376-06

## Experimental study on seismic behavior of semi-rigid connection frame-steel plate shear wall

YU Jinguang<sup>1</sup>, HAO Jiping<sup>1</sup>, LI Bo<sup>2</sup>, ZHENG Chunming<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;

2. Nano and Advanced Materials Institute, HKUST, Kowloon, Hong Kong)

**Abstract:** In order to study the seismic behavior in the structural system of the semi-rigid connection steel frame with steel plate shear walls, a one-third scale, one-bay, three-story experimental specimen of semi-rigid connection steel frame with steel plate shear walls were tested under the quasi-static to determine some seismic properties, including failure mode, the hysteretic behavior, ductility and energy dissipation. The results show that the specimen exhibited excellent ductility, energy dissipation capacity and great safety margin; the stiffness degradation of the joints was not serious; the requirement of ductility and stress was distinctly lowered by arranging infill panels; the cooperative work between the frame and the steel plate shear wall was well. The failure sequence of the structure was infill plate buckling, then yield, column yield, infill plate tearing, column buckling, connection rotation, column flexural torsional buckling and plastic collapse of the connection.

**Key words:** semi-rigid connection steel frame; steel plate shear wall; quasi-static test; seismic behavior

目前, 部分国外规范已经纳入半刚性连接, 将框架梁柱节点连接划分为刚性节点、半刚性节点和铰接三类<sup>[1-2]</sup>。我国正在修订的《钢结构设计规范》GB50017<sup>[3]</sup>中也引入了半刚性节点的分类。在设置半刚性节点的多高层结构体系中, 需要根据半刚性节点的布置、数量, 适当设置抗侧力构件, 使结构获得较大的抗侧刚度, 减小层间的相对位移, 控制结构侧移限值。基于上述思路, 文献[4]将半刚性节点框架与钢板剪力墙结构相结合, 形成了半刚性节点框架—钢板剪力墙结构体系。

为了进一步研究半刚性节点框架-钢板剪力墙结构的抗震性能, 本文在前期研究基础上, 完成了一榀单跨 3 层半刚性节点框架-钢板剪力墙试件的拟静力试验, 分析了结构的破坏模式、滞回曲线、承载能力、抗侧刚度、耗能及延性等, 同时研究了节点性能对结构体系的影响, 观察了内嵌板、框架和节点的破坏顺序和破坏模式, 获得了半刚性节点

框架-钢板剪力墙结构的抗震性能指标。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

试件框架采用 3 层结构作为模型, 其中上部 2 层为试件主体结构, 下部设置 1 矮层框架, 其净高 300 mm。在矮层框架中设置厚度为 5 mm 的钢板, 使得底部框架—剪力墙结构具有较大的抗侧刚度, 近似作为上部两层结构的嵌固端, 避免柱脚焊缝开裂导致结构最终破坏<sup>[5]</sup>。框架柱截面 HW175×175×7.5×11 (mm), 中间梁截面 HN200×100×5.5×8 (mm), 顶梁截面 HN300×150×6.5×9 (mm), 内嵌钢板厚度 3.3 mm, 试件柱轴线跨度 1 350 mm, 总高度 3 270 mm, 钢材均采用 Q235B, 连接螺栓均采用 10.9 级摩擦型高强螺栓。试件几何尺寸及构造见图 1, 连接节点见图 2。

收稿日期: 2015-01-15

修改稿日期: 2015-05-25

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目 (51408461); 陕西省教育厅专项科研项目 (14JK1395); 西安建筑科技大学青年科技基金项目 (QN1412)

作者简介: 于金光 (1985-), 男, 工学博士, 讲师, 主要研究钢结构基本理论和抗震性能。E-mail: yjggordon@163.com

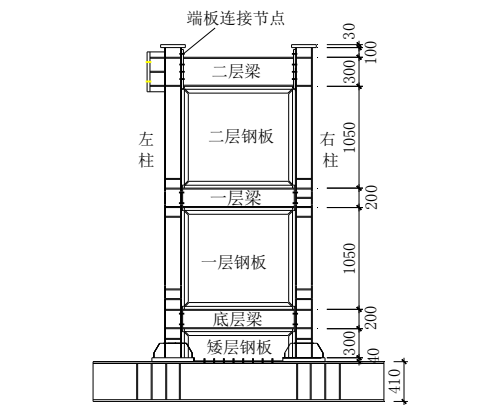


图 1 试件几何尺寸及构造

Fig.1 Dimensions and details of specimen

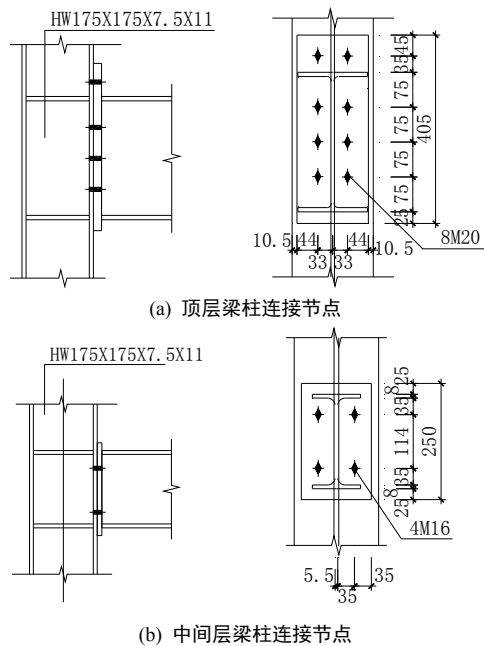


图 2 节点详图

Fig.2 Layout of specimen connection

### 1.2 材性试验

根据国家标准 GB/T 228-2002《金属材料室温拉伸试验方法》<sup>[6]</sup>、GB/T 2975-1998《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》<sup>[7]</sup>对组成结构的各个构件进行材性试验, 结果见表 1.

表 1 钢材性能

Tab.1 Steel properties

试样类型	$f_y$ /MPa	$f_u$ /MPa	伸长率/%	$E_s$ /MPa
柱	285.03	455.35	27.70	$2.04 \times 10^5$
顶梁	323.23	465.30	24.66	$2.04 \times 10^5$
中间梁	331.80	470.35	21.16	$2.05 \times 10^5$
顶梁端板	262.50	462.50	20.51	$2.05 \times 10^5$
中梁端板	276.30	399.90	22.59	$2.00 \times 10^5$
3.3 mm 钢板	345.27	521.80	19.06	$2.10 \times 10^5$
5 mm 钢板	314.73	477.83	23.64	$2.00 \times 10^5$

### 1.3 试验加载及量测方案

试验加载装置见图 3, 竖向荷载由两个 2 000 kN 同步油压千斤顶提供. 构件在顶梁侧端设置与

作动器尺寸匹配的加载端, 利用一台 1 000 kN 的水平作动器施加水平反复荷载 (或位移), 保持两层结构剪力相同.

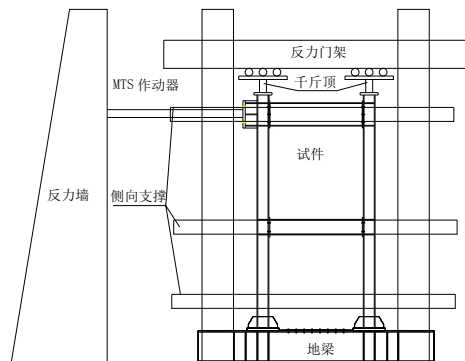


图 3 试验装置

Fig.3 Test setup

按照《建筑抗震试验方法规程》JGJ101-1996<sup>[8]</sup>, 试件屈服前采用荷载控制, 屈服后采用位移控制. 试件屈服的判定原则为观察监测应变是否超过屈服应变或滞回曲线是否产生较大非线性来综合判定. 竖向荷载加载方案: 在柱顶施加竖向荷载, 每柱柱顶施加 430 kN, 加载分为两级, 每级加载 215 kN. 水平荷载加载方案: 在弹性阶段, 采用荷载控制的方法, 初始加载为 100 kN, 以 100 kN 为基数, 接近屈服时减小为 50 kN, 试件整体屈服后改为位移加载, 控制位移分别为屈服位移的 1.0、1.5、2.0、2.5…倍数加载, 每级循环 3 次, 要求荷载下降到最大承载力的 85%以下时停止加载, 加载制度见图 4.

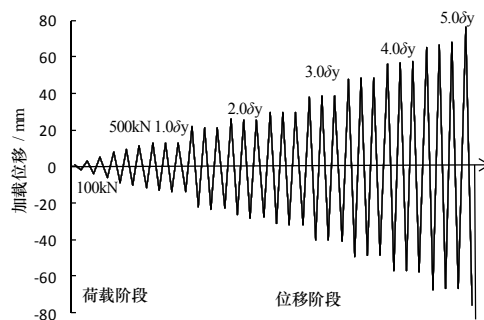


图 4 加载制度示意图

Fig.4 Loading system

为测量整体位移和框架变形, 在地梁处设置 1 个百分表, 在 1 层梁处东西各设置 1 个位移计, 在底层梁和顶梁东侧设置 1 个位移计, 量测水平位移; 在柱高的二分之一处设置位移计, 监控框架柱平面内的变形情况. 为测量梁柱相对转角, 在梁柱节点处设置位于柱上的 2 个斜向位移计, 测量框架梁柱节点处的相对转角, 具体布置见图 5.

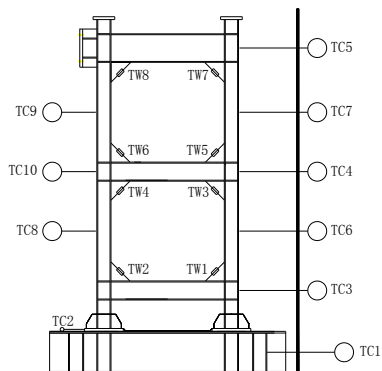


图5 位移计布置

Fig.5 The arrangement of measuring points

## 2 试验现象及破坏模式

### 2.1 主要试验现象

作动器推向为正,拉向为负,加载顺序为先正后负.竖向加载结束,检查各仪表均正常工作后进入水平加载.350 kN 加载阶段,1 层板偏下部在主拉应力作用下,形成沿  $45^\circ$  方向的拉力带;墙板中部在主压应力作用下形成了一道波曲,其两侧较大范围内向相反方向鼓曲,形成较为明显的3波形(见图6a).卸载至零点附近,1 层板屈曲波形突然反向,伴随巨大响声,1 层钢板出现了“呼吸效应”,2 层板发出轻微响声,卸载后变形均恢复.根据加载曲线可得试件屈服位移  $\delta_y=14.36$  mm,屈服荷载为 500 kN,加载进入位移控制阶段.  $1.5\delta_y$  加载阶段,较大的残余变形有类似于对角加劲肋的撑杆作用,使得1 层板主压应力方向的残余变形变化不大,主拉应力方向逐渐被展平,留下清晰的沿对角方向的漆皮脱落迹线,反向加载过程中,1 层板残余变形见图6b.  $2.5\delta_y$  加载阶段,推方向达到峰值荷载,1 层柱翼缘屈曲,1 层梁节点端板发生转动,1 层板右上角部斜向撕裂;2 层板沿对角方向单向残余变形明显.加载过程发现1 层两柱均明显内凹.  $3.0\delta_y$  加载阶段,1 层板多处撕裂并发展,2 层板残余变形明显(见图6c),拉方向达到峰值荷载.  $4.5\delta_y$  加载阶段,3 层侧向支撑均有一侧脱开,3

层框架梁翼缘均出现不同程度的屈曲.  $5\delta_y$  加载阶段,试件框架柱翼缘基本全部屈曲,整个结构扭曲呈 S 形,两层板面外残余变形均达 30 mm 以上,承载力下降超过 15%,节点转动并伴有残余变形,试验结束.试件最终破坏见图7.

### 2.2 破坏模式

试件破坏顺序为内嵌钢板屈曲、屈服,边缘构件屈服,内嵌钢板撕裂,边缘构件屈曲,节点转动,边缘构件弯扭失稳,节点塑性破坏.试件最终破坏图见图7,其破坏模式为:内嵌板拉力带发育充分,多处开裂发生局部破坏,框架柱底部及柱顶部形成塑性铰,框架柱全段屈服,试件面内呈弯剪破坏模式,面外弯扭失稳控制了最终承载力.1、2 层钢板在反复荷载作用下局部撕裂,钢板面外残余变形达 30mm.

## 3 试验结果及分析

### 3.1 滞回性能

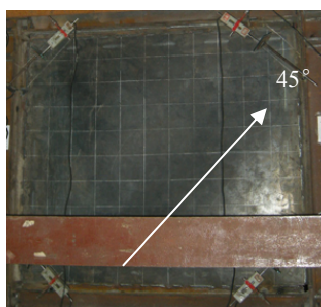
#### 3.1.1 滞回曲线

试件的整体和各层的水平荷载-侧移曲线见图8.由图可知,试件滞回曲线有以下特征:

1) 试件在弹性阶段,力和位移基本呈线性关系,试件的卸载刚度与屈服前的刚度基本相同.

2) 试件屈服后,随加载次数增多,卸载刚度比弹性刚度略有降低;卸载至零再反向加载时,加载曲线指向前一次循环的最大变形点,环体呈现较为明显的反 S 形,有一定的捏缩,滞回曲线在卸载至零点位移时,钢板面外突然反向变形时,出现负刚度,曲线出现锯齿状波动.通过图8a与8b对比,1 层刚度退化速度明显快于2 层;此时,2 层钢板面外变形较小,进入塑性部分少,滞回环面积略小.但内嵌板具有较高的冗余度,多处开裂并没有使结构的承载力急剧下降.

3) 加载至下降段,试件刚度退化较快,2 层墙体环体展开,2 层参与耗能,在弯剪压共同作用下结构1 层失去承载力,试验结束,导致2 层较1 层能耗有所减小.



(a) 1 层板 (300 kN)

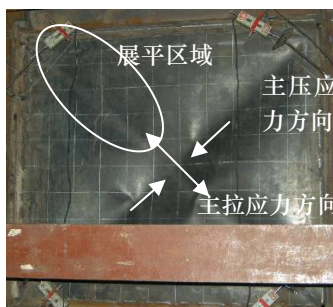
(b) 1 层板 ( $1.5\delta_y$ )(c) 2 层板 ( $3.0\delta_y$ )

图6 内嵌板变形图

Fig.6 Deformation of infill plate

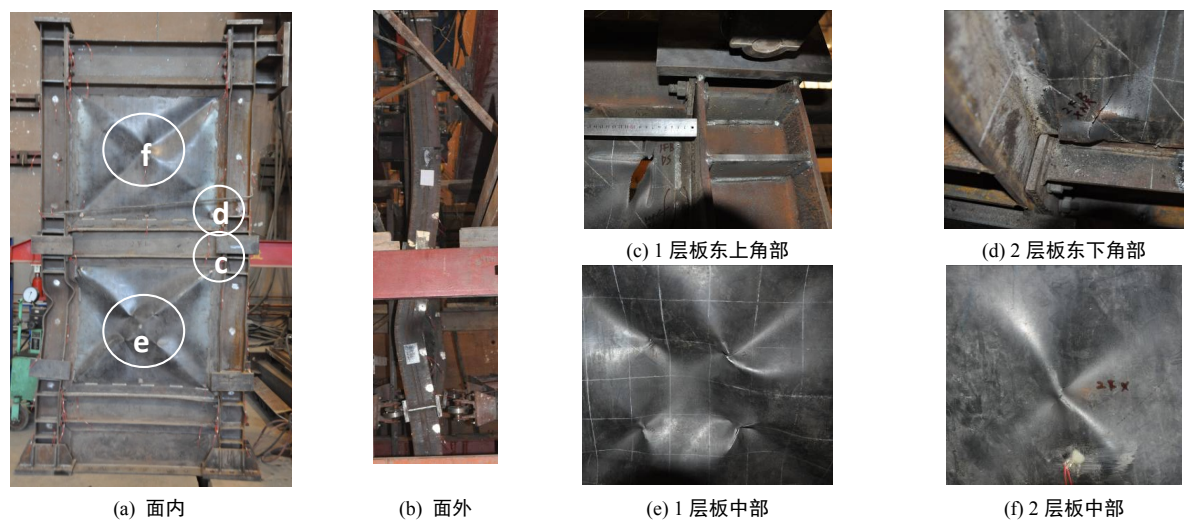


图 7 试件破坏  
Fig.7 General damage of specimen

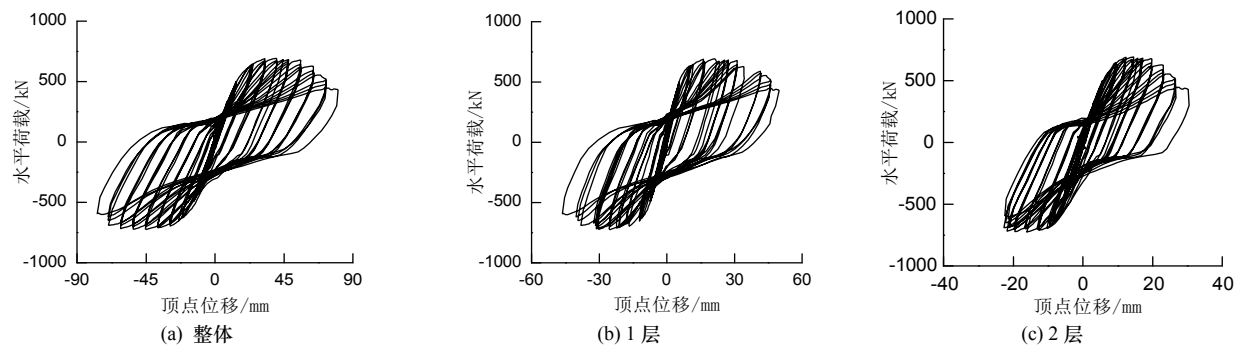


图 8 滞回曲线  
Fig.8 Hysteretic curves

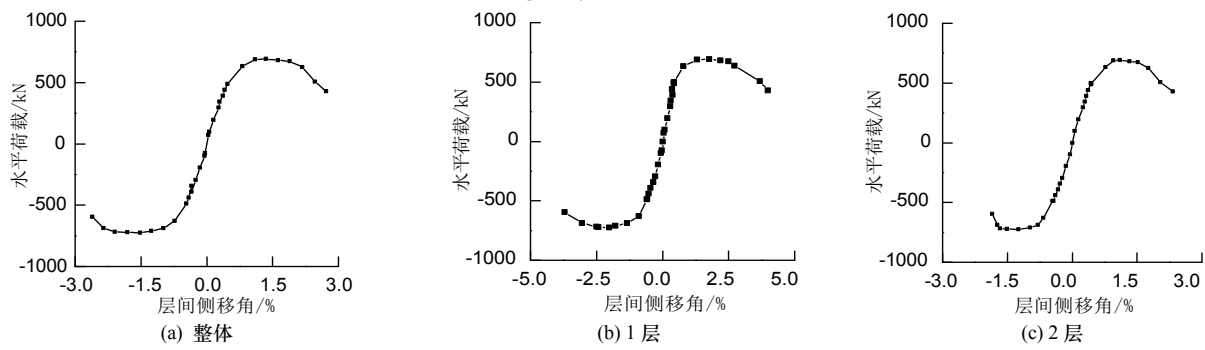


图 9 骨架曲线  
Fig.9 Load-displacement envelope

表 2 主要阶段试验结果  
Tab.2 Test results of specimen

测量位置	加载方向	屈服点			峰值点			极限点		$\mu=\frac{\delta_u}{\delta_y}$
		$\delta_y/\text{mm}$	$P_y/\text{kN}$	$\theta_y$	$\delta_m/\text{mm}$	$P_m/\text{kN}$	$\theta_m$	$\delta_u/\text{mm}$	$\theta_u$	
整体	推向	18.81	560.04	1/157	39.76	691.54	1/74	66.92	1/44	3.56
	拉向	18.72	590.57	1/158	44.85	724.85	1/66	75.01	1/39	4.01
	平均	18.77	575.09	1/157	42.31	708.20	1/70	70.96	1/42	3.78
2 层	推向	7.65	553.55	1/170	14.35	691.54	1/91	24.10	1/54	3.15
	拉向	7.94	594.27	1/164	16.13	724.85	1/81	23.27	1/56	2.93
	平均	7.80	573.91	1/167	15.24	708.20	1/86	23.68	1/55	3.04
1 层	推向	7.69	561.19	1/163	22.07	691.54	1/57	37.70	1/33	4.90
	拉向	8.58	532.82	1/146	25.16	724.85	1/50	44.47	1/28	5.18
	平均	8.14	547.00	1/154	23.62	708.20	1/53	41.09	1/31	5.05



### 3.1.2 骨架曲线

试件的骨架曲线见图9。由图可知:试件的骨架曲线达到峰值荷载后下降较为平缓,在塑性阶段,整体侧移可达71.46 mm(推拉均值),层间侧移角为1/41。采用通用弯矩法确定试件的屈服点、强度点和破坏点,特征点对应力学性能参数值见表2,试件的屈服荷载为575.1 kN,峰值荷载为708.2 kN,结构的整体安全储备为23.2%。采用位移延性系数对试件的延性进行评价,延性系数列于表2,整体延性系数达到3.78。试验延性系数计算量值偏小,主要原因为试验过程中侧向支撑脱落,柱面外弯扭失稳,后期承载力下降较快,导致试件承载力未能充分发挥。

### 3.2 性能退化

根据JGJ101-1996<sup>[8]</sup>,采用承载力退化系数 $\lambda_i$ 来表征等幅荷载作用下的承载力稳定性。表3给出了试件在各级加载位移下的承载力退化系数。由表3可知,随着加载位移的增大,承载力退化不明显,说明结构的承载力稳定性很好,不会发生突然破坏。按照我国《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-1998<sup>[9]</sup>进行试件设计时,内嵌板抗剪承载力为86.80 kN,在该设计荷载作用下试件保持完好,试件处于弹性阶段,顶点位移约为1.58 mm,为试件总高度的1/1870。按照《建筑抗震设计规范》GB50011-2010<sup>[10]</sup>的规定,高层钢结构侧移角控制在1/250,对应荷载为433.66 kN,其为按照屈服界定内嵌板抗剪承载力的5.0倍。

表3 试件承载力退化系数

Tab.3 Capacity degeneration coefficient

加载位移	$1.0\delta_y$	$1.5\delta_y$	$2.0\delta_y$	$2.5\delta_y$	$3.0\delta_y$	$3.5\delta_y$	$4.0\delta_y$
$\lambda_1$	1.0	1.0	0.98	0.97	0.98	0.95	0.92
$\lambda_2$	1.0	1.0	0.99	0.99	0.97	0.96	-

注:  $\lambda_1$ 为某一屈服位移加载级下第2循环峰值点荷载值与第1循环峰值点荷载值的比值;  $\lambda_2$ 为同一屈服位移加载级下第3循环峰值点荷载值与第2循环峰值点荷载值的比值。

采用JGJ101-1996<sup>[8]</sup>中规定的峰值割线刚度对试件的刚度进行评价,试件各层刚度退化见图10(纵坐标为加载级刚度与初始刚度的比值,试件初始刚度选用第一加载级对应的峰值刚度)。试件整体弹性刚度为59.31 kN/m,初始刚度较高,但试件的刚度退化较为明显。由图10知,弹性阶段随着荷载的增加,试件刚度值不断减小,试件在弹性阶段刚度下降较为平缓,刚度降幅约为40%。1层框架柱底部出现屈服后,内嵌钢板有效性减小,从 $\delta=2.0\delta_y$ 开始1层结构刚度小于2层刚度, $\delta=2.5\delta_y$ 时刚度损失70%。2

层框架柱底部出现屈服以后,框架作为位移的主要抗侧力构件,试件的刚度降幅约90%,1层结构在弯-剪-压复合用下,刚度退化最为严重。

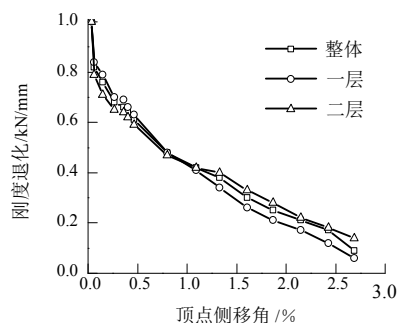


图10 刚度退化

Fig.10 Degeneration law of rigidity

### 3.3 耗能性能

将试件各层耗能量与整体耗能量的比值定义为耗能比,试件屈服后1、2层耗能比如图11所示。由图可知,弹性阶段和弹塑性阶段初期1、2层耗能量相当;在试件进入弹塑性阶段后期,1层钢板在弯-剪共同作用下,内嵌板充分屈服,塑性变形面积明显优于2层钢板。结构整体耗能均匀,底部矮层结构耗能量约占总能力的5%左右。

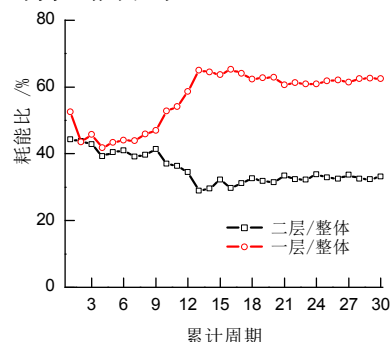


图11 耗能比

Fig.11 Energy dissipation ratio

阻尼比是表征试件耗能能力的一个指标,弹性阶段取试件整体屈服加载级,粘滞阻尼系数为0.023;弹塑性阶段取峰值荷载加载级,粘滞阻尼系数为0.085。目前,GB50011-2010<sup>[10]</sup>的8.2.2款规定,对高层钢结构,阻尼比弹性阶段取0.02,弹塑性阶段取0.05,可见其值满足规定。

## 4 结论

(1) 结构具有较高的承载力,GB50011-2010规定高层钢结构侧移角1/250时,对应屈服荷载为433.66 kN,其为按照屈服界定内嵌板的抗剪承载力的5.0倍。试件的屈服荷载为575.09 kN,峰值荷载为708.20 kN,结构的整体安全储备约为23%。

(2) 试件整体侧移角可达  $1/42$ ; 结构整体的延性系数约为 3.8, 表明该种结构具有良好的塑性变形能力; 试件具有较好的初始抗侧刚度, 但刚度退化较为严重, 弹性阶段损失约 40%, 破坏时损失约 80%~90%。

(3) 试件破坏顺序为内嵌钢板屈曲、屈服, 边缘构件屈服, 内嵌钢板撕裂, 边缘构件屈曲, 节点

转动, 边缘构件弯扭失稳, 节点塑性破坏。节点转动对结构的承载力影响很小, 同时避免了刚性节点在强震下的脆性破坏, 采用半刚性节点合理。

(4) 半刚性节点框架-钢板剪力墙结构的阻尼比在弹性阶段为 0.023, 弹塑性极限状态为 0.085, 高于 CB 50011-2010 对高层钢结构的要求。

## 参考文献

- [1] EN1993 Eurocode3 Design of Steel Structures Part 1-8: Design of joints[S]. Bruxelles: European Convention for Constructional Steelwork, 1993.
- [2] ANSI/AISC 360-05 Specification for structural steel buildings[S]. Chicago: American institute of Steel Construction, INC, 2005.
- [3] GB50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2010.  
GB50017-2003 Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2010.
- [4] 解琦, 郝际平, 于金光. 半刚性框架-钢板剪力墙体系性能研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(S1), 12-17.  
XIE Qi, HAO Jiping, YU Jinguang. Behavior of semi-rigid frame with steel plate shear wall[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(S1), 12-17.
- [5] 于金光, 郝际平. 腹板双角钢连接框架-非加劲薄钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(1): 84-90.  
YU Jinguang, HAO Jiping. Experimental study on seismic behavior of double web-angle connected steel frame-unstiffened steel plate shear wall structure[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration 2011, 31(1), 84-90.
- [6] GB/T228.1-2010 金属材料室温拉伸试验方法[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.  
GB/T228.1-2010 Metallic materials Tensile testing at ambient temperature[S]. Beijing: China Standard Press, 2010.
- [7] GB/T2975-1998 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备[S]. 北京: 中国标准出版社, 1998.  
GB/T2975-1998 Steel and Steel Products-Location and Preparation of Test Pieces for Mechanical Testing[S]. Beijing: China Standard Press, 1998.
- [8] JGJ101-1996 建筑试验抗震方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.  
JGJ101-1996 Specification of Testing Methods for Earthquake Resistant Building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.
- [9] JGJ99-2012 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, 2012.  
JGJ99-2012 Technical Specification for Steel Structure of Tall Building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [10] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
GB50011-2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.

(编辑 桂智刚)

(上接第 375 页)

通过利用 ANSYS 软件完成了脉动风作用下普立特大跨度悬索桥桥梁考虑与不考虑自激力作用时的抖振响应计算。通过研究发现, 考虑与不考虑自激力时计算得到的该桥抖振响应的振动幅度变化不大, 主要作用在于改变了桥梁振动响应的平衡位置, 自激力在局部方向(垂直向)的响应起到正阻尼的作用, 另外, 横向向桥梁抖振位移响应的均方差比垂直向大 20%左右。整体来看, 从桥梁抖振位移响应时程可以获取比较全面的结构抖振力变形信息, 为类似桥梁的抗风设计提供参考。

## 参考文献

- [1] 李小珍, 蔡倩, 强士中. 芜湖长江大桥主跨斜拉桥列车走行安全性与舒适性[J]. 交通运输工程学报, 2002, 2(3): 34-40.  
LI Xiaozhen, CAI Jing, QIANG Shizhong. Train running safety and comfort analysis of the cable-stayed bridge on Wuhu Yangtze-river Bridge [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2002, 2(3): 34-40.
- [2] DING Quanshun. Computer simulation of buffeting actions of suspension bridges under turbulent wind [J]. Computers and Structures, 2000, 76(6): 787-797.
- [3] 项海帆, 陈艾荣. 特大跨度桥梁抗风研究的新进展[J]. 土木工程学报, 2003, 36(4): 1-8.  
XIANG Haifan, CHEN Airong. Recent advances in research on aerodynamics of extra long span bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(4): 1-8.
- [4] ANSYS Inc. Theory reference and ANSYS APDL programmer's guide [M]. <http://www.ansys.com.cn>
- [5] ROSSI R, LAZZARI M, VITALIANI R. Wind field simulation for structural engineering purposes [J]. Numerical Methods in Engineering, 2004, 61(5): 738-763.
- [6] DEODATIS G. Simulation of ergodic multivariate stochastic processes[J]. Engineering Mechanics, 1996, 122(8): 778-787.
- [7] HOLMES J D. Wind Loading of Structures[M]. 2nd ed. Taylor & Francis, Abingdon, 2007.
- [8] SARKAR P P, JONES N P, SCANLAN R H. Identification of aeroelastic parameters of flexible bridge [J]. Engineering Mechanics, 1994, 120 (8):1718-1741.
- [9] MIYATA T, YAMADA H, BOONYAPINYO V, et al. Analytical investigation on the response of a very long suspension bridge under gusty wind, Proc., 9th Int. Conf. on Wind Engineering, New Delhi, India, 1995, 1006-1017.
- [10] 曾宪武, 韩大建. 大跨度桥梁风致抖振时域分析及在 ANSYS 中的实现[J]. 桥梁建设, 2004(1): 9-12.  
ZENG Xianwu, HAN Dajian. Time-domain analysis of wind-induced buffet on long-span bridges and implementation of analysis in ANSYS [J]. Bridge Construction, 2004(1): 9-12.

(编辑 吴海西)