

二层钢框架—组合楼板体系抗倒塌试验研究

陈俊岭, 彭文兵, 黄鑫

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 框架梁设计时按组合梁考虑混凝土楼板刚度, 设计2层钢框架—组合楼板结构体系, 采用卷扬机对拟失效柱突然施加水平力将其从体系中“去除”, 进行抗倒塌试验研究剩余结构抗倒塌性能。试验结果表明: 由于组合楼板的加强作用, 试验框架具有较高的冗余度, 组合楼板和框架梁共同作用, 提供了较高的抗弯刚度, 使得框架柱失效后形成新的荷载路径, 各构件未发生继发性破坏。由此可见, 采用组合楼板时, 按现行规范进行设计的框架结构具有较高的冗余度, 混凝土楼板在框架结构抗倒塌性能分析中的作用需要进一步评估。

关键词: 钢框架; 连续倒塌; 突然破坏; 组合楼板; 试验

中图分类号: TU 312

文献标识码: A

Experimental Study on Progressive Collapse Resistance of Two-storey Steel Moment-frame with Composite Slabs

CHEN Junling, PENG Wenbing, HUANG Xin

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A progressive collapse resistance experiment was made of a two-storey steel frame. The composite concrete slab was adopted and the action of the concrete slab was considered according to the theory of the composite beam during the design process. In order to simulate the instantaneous failure of the column, the horizontal force was implemented suddenly to the top of the column through a hoisting machine. Experimental results show that the test frame has enough redundancy because of the strengthening of the composite slabs. The composite beams have the higher flexure stiffness because the composite slabs and steel beams work together through the shear studs on the top flanges. The columns and beams of the remainder structure do not fail further after the instantaneous column removal due to the formation of the alternative load path. It is indicated that the steel frame with composite slabs has the higher redundancy and horizontal tie forces according to the present design

method. The action of concrete slabs needs a reevaluation in the analysis of progressive collapse resistance.

Key words: steel frame; progressive collapse; instantaneous failure; composite slab; experiment

建筑物的连续倒塌是指结构体系发生局部破坏后, 破坏由一个构件向另一个构件扩展, 最终导致结构发生整体坍塌或大范围倒塌^[1]。近年来发生了多起体育场馆倒塌事故, 例如, 2004年2月15日莫斯科德兰士瓦水上乐园5 000 m²的玻璃屋顶发生整体坍塌, 死伤百人; 2006年1月2号德国巴特赖兴哈尔小镇—1 800 m²溜冰场因积雪顶部发生整体坍塌; 2009年6月3日马来西亚苏丹米占再纳阿比丁5万人体育场顶盖发生整体坍塌; 2009年2月1日巴拉圭首都亚松森体育场混凝土楼板突然坍塌。上述公共建筑或由于设计缺陷, 或由于施工质量, 或由于屋顶积雪等原因发生坍塌, 不但造成巨大的经济损失, 还造成众多无辜群众丧生。因此, 近年来, 各国学者对建筑物的抗连续倒塌性能非常关注, 主要研究手段是对已有结构的灾害调查评估和数值模拟分析。

由于各类突发事件(例如煤气爆炸、恐怖袭击、汽车撞击和局部超载等)的不可预见性和难以量化的特性, 近十几年来, 相关研究人员开始采用试验手段研究节点、构件甚至足尺框架的抗倒塌性能。Astaneh-Asl等^[1]提出在楼板内设置钢索以防止柱子失效时楼板坍塌造成框架结构发生连续倒塌, 并通过一单层1×4跨框架进行试验验证。易伟建等^[2]采用拟动力的方法, 对一比例为1:3的4跨3层的钢筋混凝土平面框架的模型进行了倒塌试验, 试验结果表明, 按常规设计方法设计的钢筋混凝土框架结构具有一定的冗余度, 结构在发生局部破坏后具有抗连续倒塌能力。张凡榛等^[3]采用静载试验模拟

—4层钢筋混凝土框架结构无梁楼板下支撑构件的失效,试验结果表明,楼板的压力薄膜作用使得其承载能力比屈服线理论计算值提高40%左右。王磊等^[4]对一空间桁架结构模型进行了倒塌试验,试验结果表明构件承载力富余程度的高低及空间效应是结构抗倒塌性能的主要因素。何庆峰等^[5]研究了钢筋混凝土柱失效情况下,梁柱子结构在考虑悬索作用效应时的抗倒塌性能,得出钢筋的均匀拉伸以及强度是影响梁柱构件发展悬索作用,提高结构抗倒塌性能的两个重要因素。

钢结构因轻质高强、施工方便、建造周期短等特点在工业及民用建筑中应用日益增多,钢框架结构体系采用组合楼板时,钢梁上翼缘通过抗剪连接件与混凝土板形成组合梁,在竖向荷载作用下,钢梁承受拉力,混凝土翼缘板承受压力,可以充分发挥两种材料的优势,显著地提高结构的强度和刚度。虽然一些学者已经针对钢框架结构的抗连续倒塌性能开展了一些数值研究,但是关于此类结构体系的抗倒塌试验的研究尚不多见。本文以一足尺两层两跨空间钢框架结构为研究对象,对柱脚和梁柱节点进行特殊设计,通过卷扬机施加水平力,以模拟钢柱在结构体系中的突然失效,分析其在竖向荷载下单根中间柱突然失效后框架的受力性能。

1 试验概况

UFC 准则^[6]采用3种方法对结构的抗连续倒塌能力进行设计:拉结力法、备用荷载路径法和提高局部抗力法。其中,拉结力法是使楼板和竖向承重构件满足一定的承载力要求,保证结构在局部构件破坏后可以达到新的平衡,避免发生连续倒塌;备用荷载路径法通过“去除”结构的某根竖向承载构件(柱子),分析结构在原有荷载作用下发生内力重分布后能否避免发生连续倒塌。提高局部抗力法则是通过对结构体系重要但相对薄弱的局部构件进行强化设计来提高体系的抗连续倒塌能力。文中试验框架按现行《钢结构设计规范》(GB50017—2003)^[8]进行设计,试验中使单根柱失效来测量结构体系的反应,也即通过备用荷载路径方法来评估结构体系的抗倒塌性能。

1.1 试验对象

试验框架为2×2跨2层钢框架(图1),框架柱和框架横梁(X-B7—X-B8,X取为1和2,下同)材料为Q235B,强度设计值为215 MPa;框架纵梁(X-

B1—X-B6)材料为Q420B,强度设计值为380 MPa;楼板混凝土标号为C40,轴心抗压强度设计值为19.1 MPa;钢筋为HPB235。框架柱截面均为宽翼缘型钢HW150×150,框架梁X-B1,X-B2,X-B5及X-B6截面为窄翼缘型钢HN150×75,框架梁X-B3,X-B4截面为中翼缘型钢HM200×125。框架梁通过焊于框架柱上的短悬臂梁刚性连接,框架梁翼缘与短梁翼缘对接焊,腹板采用8.8级高强螺栓拼接,节点连接板接触表面喷砂。楼板为压型钢板—混凝土组合板,压型钢板规格为YXB51-250-750(1.0 mm),上方混凝土板净厚80 mm。钢梁上翼缘焊接剪力钉,混凝土板内配置双层双向Φ8@150钢筋。

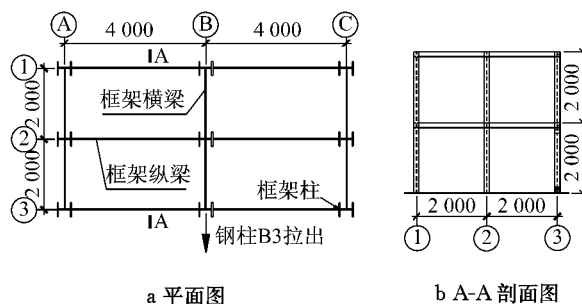


图1 试验框架平面和剖面图(单位:mm)

Fig.1 Plan and elevation layout of the test frame (unit: mm)

试验框架设计时,框架梁刚度考虑组合楼盖的作用,按《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99—98)^[8]中7.1.1条组合梁考虑,在试验最大堆载作用下框架梁应力比在0.85~0.95之间,框架柱的轴压比为0.3左右。将钢柱B3直接从计算模型中删除后,经线弹性分析,钢梁X-B1,X-B2因跨度增大一倍应力比达到1.35,框架梁1-B7应力比达到1.25,框架梁应力远远超过设计应力。

钢柱B3上下两端设计为铰接,上端通过滚轴与框架梁直接接触传递竖向荷载(图2a),下端与试验室地槽通过销轴双剪连接(图2b),钢柱B3(位于②轴和③轴交点,下同)为边跨中柱,主要承受轴向压

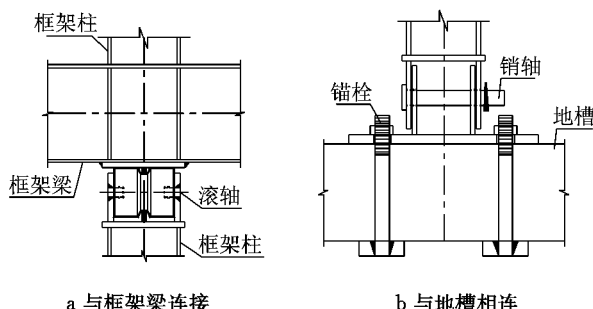


图2 钢柱B3连接节点

Fig.2 Connections of Column B3

力.通过上端的滚轴设计,在钢柱 B3 的上端突然施加水平力,当水平力克服接触面的摩擦力时,钢柱即可与梁脱开;下端销轴连接,使得钢柱脱离钢梁时钢柱不至于甩出,保证试验安全(图 3).



a 钢柱 B3 破坏前



b 钢柱 B3 破坏后

图3 试验加载装置

Fig.3 The scheme of loading facilities

1.2 加载方案

1层楼面永久荷载按 $5.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 考虑,活载按 $2.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 考虑;2层楼面永久荷载按 $6.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 考虑,活载按 $0.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 考虑,部分楼面考虑 $0.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 的吊顶荷载.考虑 1.2 的永久荷载分项系数和 1.4 的活载及吊重分项系数,计算作用区域的等效均布荷载如表 1 所示.设计钢梁时考虑混凝土楼板的作用,按组合梁对结构体系进行分析.钢柱 B3 失效后,钢梁因跨度突然增大 1 倍应力发生突变,本试验的主要目的是测试框架结构中单根柱失效后结构体系是否发生坍塌.未堆载时,采集各测点应变作为初始状态,之后通过分级堆载施加竖向荷载,堆载区域见图 4,图中 q_{xy} 为楼面上堆载.楼面堆载至设计荷载时,用卷扬机在钢柱 B3 上端突然施加水平力,将其突然拉倒以模拟突然失效.

表1 加载参数

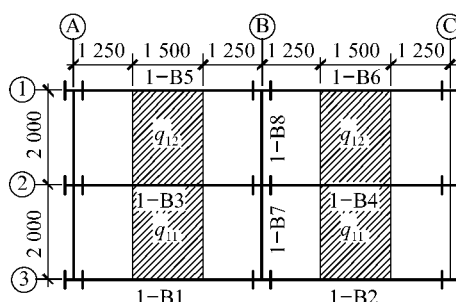
Tab.1 Loading parameters

均布荷载/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)				线荷载 $q_{23}/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)
q_{11}	q_{12}	q_{21}	q_{22}	
22.9	18.3	11.3	8.3	6.9

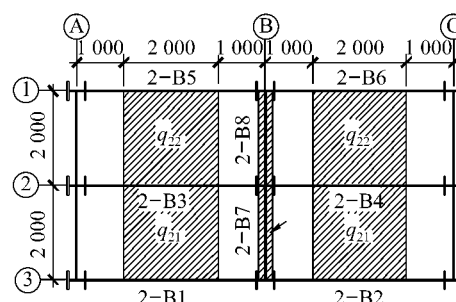
1.3 测点布置

钢柱 B3 作为外中柱,其失效后直接影响部位为其上方的框架梁,在破坏柱失效后内力变化较大的框架梁、柱的不同部位共布置了 55 片应变片 SG1—

SG55,并在 2 层和 1 层钢柱 B3 处布置了 2 个竖向位移计 DG1,DG2(图 5).



a 1层楼面荷载布置



b 2层楼面荷载布置

图4 荷载分布图(单位:mm)

Fig.4 Vertical loads distribution (unit: mm)

2 试验结果

2.1 失效柱及相邻柱内力变化

钢材的弹性模量为 $2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$,框架梁、柱中的轴力、弯矩由各测点所测得的应变值计算得到.图 6 为钢柱 B3 失效后振动衰减至稳定时临近柱的轴力、弯矩值.由图 6a 可以看出,钢柱 B3 失效前后,相对于临近柱,钢柱 B2 的轴力变化最大,钢柱 A3 和 C3 亦发生明显变化,钢柱 A2 和 C2 因离钢柱 B3 较远轴力变化较小.这主要是由于钢柱 B3 失效后,原来由钢柱 B3 承担的竖向力 64.8 kN 通过与其直接相连的钢梁 X-B1, X-B2 及 X-B7 传递给相邻柱,即钢柱 B2, A3 和 C3,其中 B2 轴力增加 74.9 kN , A3 和 C3 轴力分别增加 21.8 kN 和 19.7 kN .由图 6b 可以看出,各柱所承受的弯矩在钢柱 B3 失效前后均有不同程度的变化,钢柱 B3 虽然位于对称轴上,但由于制作、安装误差以及荷载可能的不对称分布等不定因素承受弯矩,但弯矩所引起的正应力较小,约为 15 MPa ,其他各柱由弯矩引起的正应力更小.

2.2 钢梁上翼缘应变变化

由图 7a 和 b 可以看出,钢梁 1-B1 和 2-B1 中上

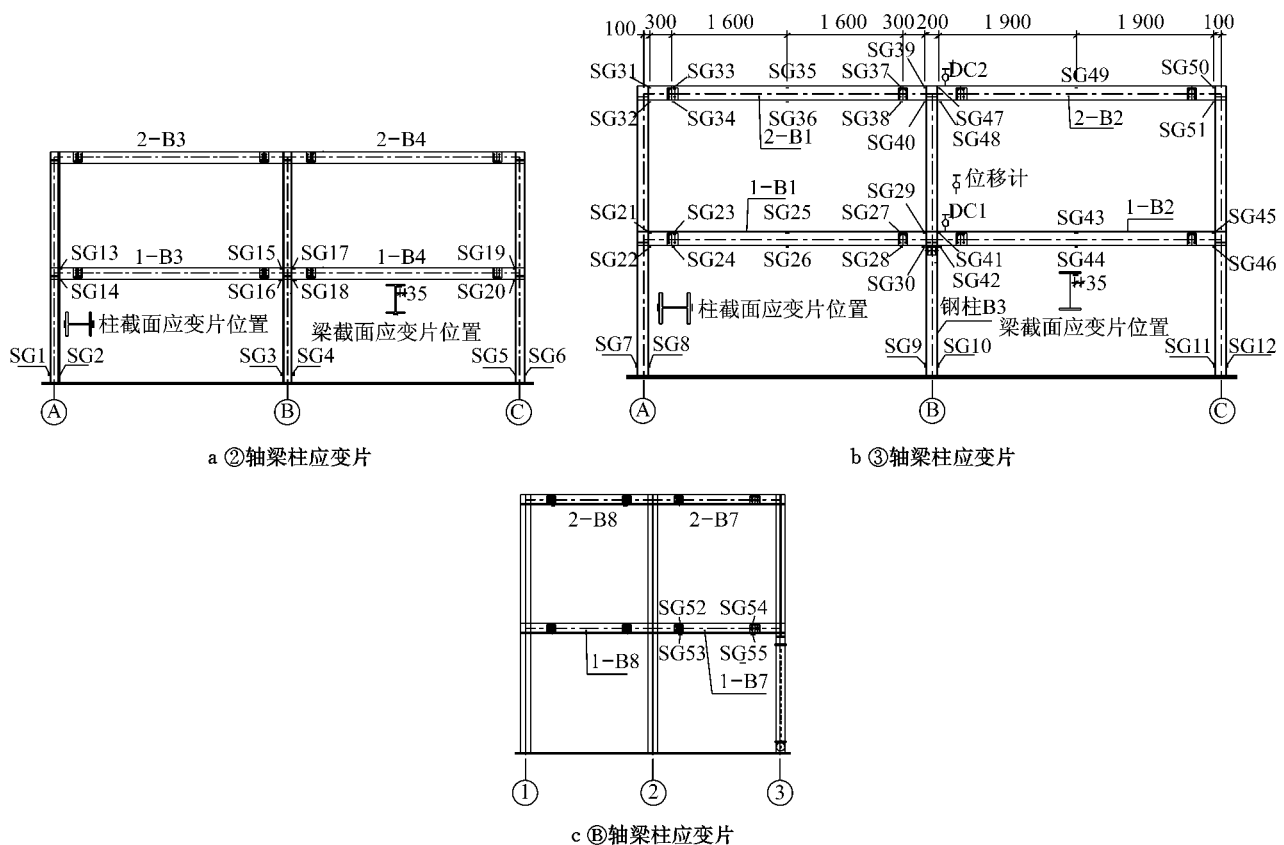


图5 应变和位移计位置示意图(单位:mm)

Fig.5 Location of strain gauges and displacement transducers (unit: mm)

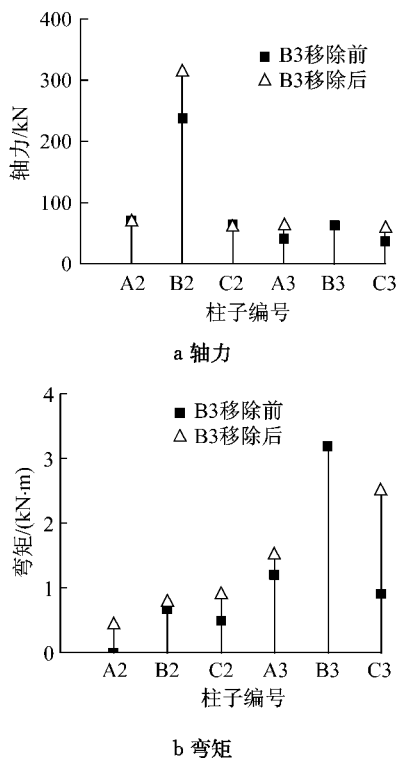


图6 钢柱B3失效前后临近柱轴力和弯矩

Fig.6 Internal forces of Column B3 and its adjacent columns

翼缘应变在钢柱B3失效后的变化较为相似:近原点处梁上翼缘拉应变在钢柱B3破坏后显著增大,而接近4 000 mm(钢柱B3上端)处的拉应变锐减,2 000 mm处的应变变化较小.由图7c和d可以看出,钢梁1-B1和2-B1中下翼缘应变亦发生较大变化:近原点处钢梁下翼缘压应变在钢柱B3失效后显著增大,近4 000 mm处钢梁下翼缘由压应变变为拉应变,2 000 mm处应变变化较小.这主要是由于钢柱B3失效后,钢梁1-B1和1-B2由2根梁变成1根梁,跨度增加1倍,内力进行重分配,钢柱B3失效前,附近钢梁由于钢柱B3的支承作用承受负弯矩,混凝土楼板及钢梁上翼缘受拉,钢梁下翼缘受压;钢柱B3的支承作用突然消失后,钢梁所受负弯矩变为正弯矩,该处混凝土楼板由受拉变为受压,钢梁上翼缘所受拉力减小,钢梁下翼缘则由受压突变为受拉.同时由于负弯矩处组合梁的截面刚度主要由钢梁和混凝土翼缘板内的纵向钢筋提供,抗弯刚度相对较小,钢柱B3失效后此处弯矩变为正弯矩,组合梁截面刚度由混凝土翼缘板抗压、钢梁抗拉提供,抗弯刚度大大提高,因此近4 000 mm处钢梁上翼缘仍然受拉,压力由混凝土楼板承受.

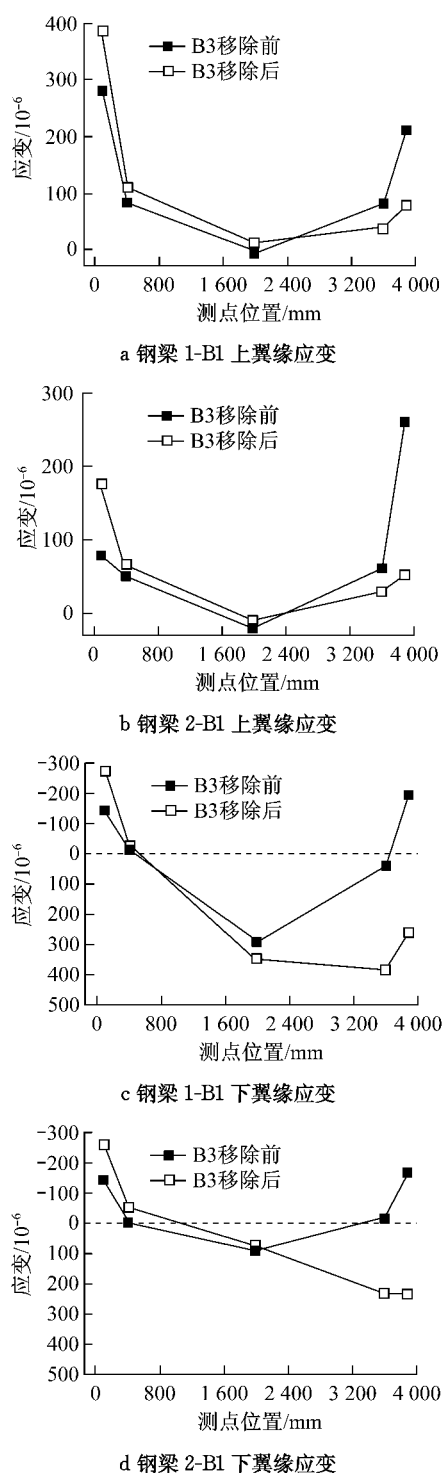


图7 X-B1梁上应变分布(上翼缘受拉为正)

Fig.7 Strain distributions along the length of beams X-B1

由图8可以看出,钢梁1-B2和1-B7在钢柱B3失效后,各测点应变均有明显变化.其中,纵梁1-B2近钢柱B3端应变片SG41和SG42变化幅度为 $200 \times 10^{-6} \sim 250 \times 10^{-6}$,横梁1-B7近钢柱B3端应变片SG54和SG55变化幅度则小得多,远钢柱B3端应变片SG52和SG53变化较大.这主要是由于楼板受力近似单向板,主要荷载由纵向钢梁承担,钢柱B3

失效后,楼板的支承条件发生变化,钢梁1-B1,1-B2变为1根钢梁,但跨度增大1倍,因此跨中的应变变化幅度很大,SG42明显由压应变变为拉应变;钢梁1-B7虽然外侧仍有钢梁1-B1,1-B2起着拉结作用,但由于变形增大,受力近似悬臂,因此远端应变变化较大.

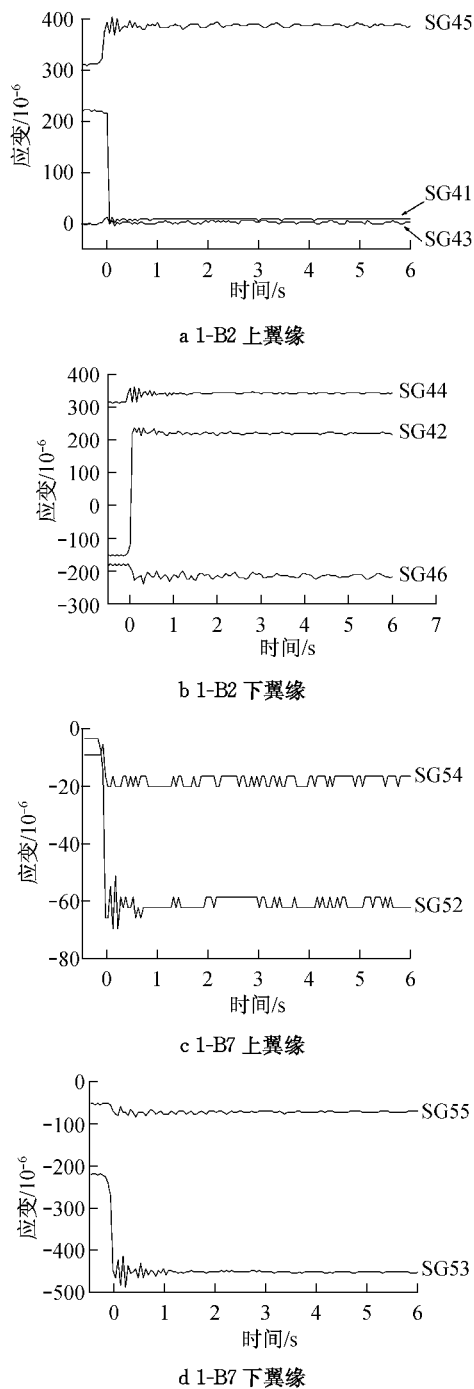


图8 钢梁应变时程

Fig.8 Strain time history of the beams above Column B3

2.3 钢柱B3上方位移

钢柱B3失效后,其上方节点竖向位移时程曲线如图9所示,负值表示位移向下.由图中可以看出,

该点位移在 0.15 s 时达到最大值,也即第 1 个峰值 4.9 mm;位移在达到第 1 个位移峰值后经过 4 个波动即迅速衰减至近稳定值 4.3 mm. 由此可见,框架结构因局部柱失效后的动力反应和地震作用下的反应有很大不同,在没有能量输入、结构不发生倒塌的情况下,迅速恢复平稳状态.

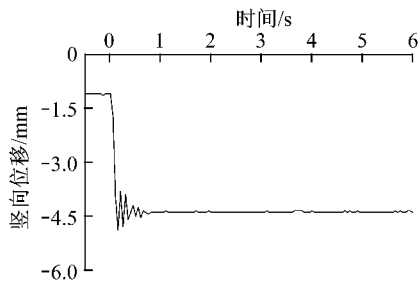


图9 钢柱 B3 上节点位移时程

Fig.9 Vertical displacement time history of the joints above Column B3

3 结论

(1) 按现行《钢结构设计规范》和《高层民用建筑钢结构技术规程》对框架进行设计,按组合梁考虑楼板的刚度,虽然钢梁在钢柱 B3 失效前在试验荷载作用下,按弹性分析应力比为 0.85~0.95,但钢柱 B3 失效后其上方钢梁和临近柱并未发生继发性破坏.

(2) 按线弹性分析方法,钢柱 B3 失效后上方钢梁应力已经远远超过钢材的设计应力,但试验结果表明,钢梁仍处在线弹性阶段,最大应力尚未达到屈服应力.

(3) 组合楼板对钢梁有较强的拉结作用,虽然钢柱 B3 的失效使得钢梁 X-B1, X-B2 和 X-B7 一端失去支承,但由于钢梁和楼板之间通过剪力钉可靠连接,楼板中配有双层双向钢筋,因此楼板和钢梁共同作用,抗弯刚度和水平拉结能力较强,将原由钢柱承担的竖向荷载传递给直接相连的临近柱,钢梁

X-B1 和 X-B2 由于楼板的水平拉结能力不能简单地按跨度增加 1 倍后的组合梁进行计算.

参考文献:

- [1] Astaneh-Asl A, Madsen E, McCallen D, et al. Study of catenary mechanism of cables and floor to prevent progressive collapse of buildings subjected to blast loads[R]. Calif: General Services Administration of University of California, Berkeley, 2001.
- [2] 易伟建,何庆锋,肖岩. 钢筋混凝土结构抗倒塌性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(5):104.
YI Weijian, HE Qingfeng, XIAO Yan. Collapse performance of RC frame structure[J]. Journal of Building Structures. 2007, 28(5):104.
- [3] 张凡棒,易伟建. 无梁楼板的抗倒塌性能试验研究及分析[J]. 湖南大学学报:自然科学版, 2010, 37(4):1.
ZHANG Fanzhen, YI Weijian. Collapse experiment research and analysis of a RC flat plate[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2010, 37(4):1.
- [4] 王磊,陈以一,李玲,等. 引入初始破坏的桁梁结构倒塌试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2010, 38(5):645.
WANG Lei, CHEN Yiyi, LI Ling, et al. Experimental study on beam-truss structure model by introducing incipient failure in collapse[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2010, 38(5):645.
- [5] 何庆锋,易伟建. 考虑悬索作用钢筋混凝土梁柱子结构抗倒塌性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(4):52.
HE Qingfeng, YI Weijian. Experimental study of the collapse-resistant behavior of RC beam-column sub-structures considering catenary action[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(4):52.
- [6] Department of Defense of USA. UFC4-023-03 Design of buildings to resist progressive collapse[S]. Washington D C: Department of Defense of USA, 2009.
- [7] 中华人民共和国建设部. GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.
Ministry of Construction of People's Republic of China. GB50017—2003 Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2003.
- [8] 中华人民共和国建设部. JGJ99—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 Construction of People's Republic of China. JGJ99—98 Technical specification for steel structure of tall building[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1998.