

轻钢活动房结构抗火性能分析

王洪欣^{1,2}, 查晓雄¹, 王锦文², 张梅松²

(1.哈尔滨工业大学 深圳研究生院, 518055 广东 深圳; 2.筑博设计股份有限公司, 518029 广东 深圳)

摘 要: 为了得到轻钢活动房结构的抗火性能,采用理论推导和有限元分析相结合的方法对其进行研究.首先,从活动房单榀框架出发,基于临界温度相等的原则,将结构变形曲线简化为弹性段和垂直段,来代替原有的弹塑性模型;然后推导出弹性段的变形公式,给出了分界点的确定方法,进而求得单榀结构火灾下的临界温度计算公式;最后,通过有限元比较了单榀框架和整体结构的抗火性能,并分析了框架榀数和着火位置对结构抗火性能的影响.分析结果表明:整体结构的抗火性能与单榀结构相近,框架榀数对整体抗火性能影响不大,最不利的火灾位置为中部房间.

关键词: 活动房;抗火性能;有限元;临界温度;着火位置

中图分类号: TU352.5 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2014)08-0010-06

Fire resistance performance of mobile house

WANG Hongxin^{1,2}, ZHA Xiaoxiong¹, WANG Jinwen², ZHANG Meisong²

(1. Harbin Institute of Technology Shenzhen Graduate School, 518055 Shenzhen, Guangdong, China;
2. Zhubo Design Group & Research Institute Co', Ltd', 518029 Shenzhen, Guangdong, China)

Abstract: Theoretical derivation and finite element method were developed in this paper to study the fire resistance performance of mobile house. First, based on the equivalent principle of the critical temperature, the structural deformation curve was simplified as elastic and vertical segments instead of the original elastic-plastic model. Then, deformation formula of the elastic segment was obtained by theoretical derivation, and the method of determining the dividing point was also provided. To this end, the critical temperature formula of frame under fire was obtained. Finally, the fire resistant performance of the entirety house structure and the single frame were analyzed and compared through finite element method. It shows that, the fire resistance performance of the entirety house structure is similar to single frame structure, the number of frame have little effect on the fire resistant performance of entirety house, and the most unfavorable fire location is the middle room.

Keywords: mobile house; fire resistance performance; finite element method; critical temperature; fire location

活动房采用轻钢结构形成其骨架系统,以夹芯墙板形成围护系统,因其拆装便捷、环保节约等优良特性,被广泛应用于建设工地和安置用房等.活动房建筑的火灾事故时有发生,而国内外对该类结构的研究还不充分,其防火设计缺乏科学理论依据.

目前,钢框架结构的抗火性能已有一定研究

基础,Rubert 等^[1]开展了一系列简支梁和不同形式钢框架的抗火试验.Toh 等^[2]提出了一种简化分析方法用来分析钢框架结构极限抗火性能.Lennon 等^[3-4]进行了著名的 Cardington 钢结构抗火试验,发现建筑结构的耐火性能较单独计算构件的耐火性能好.Carden 等^[5]研究了无防火保护的钢框架结构在循环火灾荷载作用下的性能反应.赵金城等^[6]对单层单跨钢框架结构进行了4次不同水平荷载作用下的抗火试验.王洪欣等^[7-8]分析了活动房屋在火灾下的破坏情况及空间屋顶钢结构网架的抗火性能.李国强等^[9]对火灾下受约束钢梁和足尺钢柱的力学性能进行了试验研究

收稿日期: 2013-03-28.

基金项目: 深圳市科技计划项目深港创新圈深科信(2009)37号.

作者简介: 王洪欣(1983—),男,博士;

查晓雄(1968—),男,教授,博士生导师.

通信作者: 王洪欣, wanghongxin2007@gmail.com.

和理论计算.上述学者虽对钢构件或钢框架的抗火性能进行了一定研究,但对结构的整体抗火性能研究较少,特别是这种临时性的轻钢活动房.

本文采用理论推导和有限元计算方法对活动房的抗火性能进行研究,对比分析了单榀框架和整体结构的抗火性能,以及框架榀数和着火位置对结构抗火性能的影响.

1 活动房单榀框架火灾下变形计算

1.1 火灾下单榀框架变形的理论计算模型

根据文献[9]可知,火灾下结构整体承载力极限状态的判别标准为:结构丧失整体稳定或达到不适于继续承载的整体变形(见图 1),其界限取值为

$$\frac{\delta_{lim}}{h} \leq \frac{1}{30} \tag{1}$$

火灾下由于构件温度的升高导致材料软化,在外力不变情况下,构件的变形将不断增加,当构件变形达到界限变形值 δ_{lim} 时,此时温度为结构临界温度 T_{lim} ,见图 2.其中, OAB 变形曲线为考虑了材料的弹塑性情况;当材料假定为理想的弹性材料时,对应的曲线为 OAC 段, A 点为进入塑性的起始点, B 点为界限变形点,其对应的变形为界限变形 δ_{lim} ,其对应的温度为临界温度 T_{lim} .

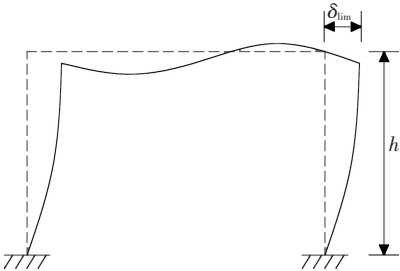


图 1 结构整体变形

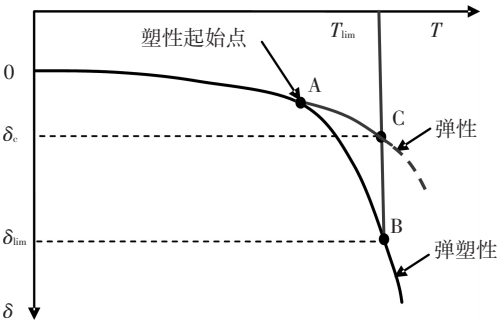


图 2 结构的界限变形

已知变形温度曲线,根据界限变形就可以求出临界温度,临界温度的求解是问题的关键所在.在此基于临界温度相等,将结构变形曲线简化为弹性段和垂直段,其中垂直段过临界点 B ,与弹性

段相交于点 C .最终,采用弹性段和垂直段的两段式模型来代替原有的弹塑性模型,对问题进行简化,同时保持临界温度的取值不变.因此,只需要给出弹性阶段(对应曲线 OAC)的变形公式和分界点 C (对应变形 δ_c)的取值方法,就能求出临界温度.

1.2 弹性阶段变形的理论计算

活动房构件为轻钢构件,可认为构件的截面温度是均匀分布的,并与火灾环境温度相同^[9].活动房的结构是由若干个单榀框架通过连梁和支撑等构件连接而成,故本节先推导出火灾下单榀框架的变形公式,进而再通过有限元比较单榀框架和整体结构抗火性能的差异.本文在计算火灾下结构的变形时,同时考虑了外荷载作用下的变形和由温度膨胀引起的变形.由于篇幅有限,本文只给出单层活动房结构的变形界限值的求解方法,其他活动房结构的计算见文献[10].

1.2.1 荷载作用下的变形

单层框架模型见图 3,其中,单层框架柱和梁构件的线刚度分别为 i_1 和 i_2 ,节点转角分别为 θ_1 和 θ_2 ,框架水平变形为 δ ,水平荷载为 F ,柱顶轴向荷载为 N .

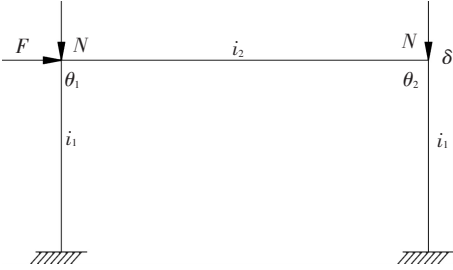


图 3 单层框架参数示意

根据位移法计算,并考虑轴力影响^[10-11]的柱端水平位移为

$$\delta = \frac{F}{\frac{12E_T I_1 (I_1 l_2 + 6I_2 l_1)}{l_1^3 (2I_1 l_2 + 3I_2 l_1)} - \frac{N\pi^2}{4l_1}} \tag{2}$$

式中: F 为柱端水平力, N ; I_1 为柱截面的惯性矩, m^4 ; l_1 为柱子高度, m ; I_2 为梁截面的惯性矩, m^4 ; l_2 为梁的长度, m ; E_T 为高温下钢材弹性模量, MPa ; N 为柱顶轴向荷载, N .

1.2.2 膨胀引起的变形

计算框架结构在火灾下的膨胀变形时,可将受火构件的温度效应等效为杆端作用力,将该作用力作用在与该杆端对应的结构节点上,然后按常温下的分析方法进行结构分析^[9].单层框架的梁构件在火灾下升温膨胀,沿构件轴向产生膨胀应力,相当于在柱端施加一水平力,柱子发生水平

变形,见图 4.

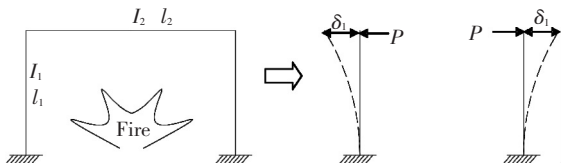


图 4 单层框架钢材膨胀下的柱顶水平变形

设梁膨胀所引起的柱顶水平变形为 δ_1 , 对应的膨胀力为 P , 则

$$\begin{cases} \delta_1 = Pl_1^3/3E_1I_1, \\ P = (\alpha_s\Delta Tl_2 - 2\delta_1)E_2A_2/l_2. \end{cases} \tag{3}$$

由上式可得

$$\delta_1 = \frac{\alpha_s\Delta T}{2/l_2 + 3I_1/l_1^3A_2} \approx \frac{1}{2}\alpha_s\Delta Tl_2. \tag{4}$$

式中: A_2 为梁的截面面积, m^2 ; α_s 为钢材的膨胀系数, $\text{m}/^\circ\text{C}$; ΔT 为构件温度增量, $^\circ\text{C}$.

结合式(2)和式(4), 可得单层框架水平变形 δ 的最终表达式为

$$\delta = \frac{F}{\frac{12E_T I_1 (I_1 l_2 + 6I_2 l_1)}{l_1^3 (2I_1 l_2 + 3I_2 l_1)} - \frac{N\pi^2}{4l_1}} + \frac{1}{2}\alpha_s\Delta Tl_2. \tag{5}$$

1. 2. 3 弹性段与垂直段分界点的取值

轻钢构件, 可认为构件的截面温度是均匀分布的, 并与火灾环境温度相同^[9], 火灾温度可以施加于着火房间内部构件的单元节点上, 通过给

定升温曲线的形式给结构施加温度场. 本文采用 ABAQUS 有限元程序建立结构模型, 活动房结构防火有限元计算方法及验证见文献[10].

单层框架的有限元模型中, 材料分别采用理想弹性和弹塑性两种本构模型. 对于单层框架的界限变形值, 考虑到的影响参数包括: 构件的截面尺寸、长度和外界荷载, 其中截面尺寸和长度的改变也就是构件线刚度的改变. 因此, 包括 4 个参数, 即: 柱子线刚度、屋架线刚度、柱端水平荷载和屋架竖向荷载, 每种参数考虑了 5 种情况 (基本涵盖了实际工程范围), 见表 1. 为了避免大量的参数分析, 在此采用均匀设计的方法, 均匀设计表见表 2, 其中设计编号 2413 表示, 第一个参数取第二个值, 第二个参数取第四个值, 第三个参数取第一个值, 第四个参数取第三个值, 其他编号意义类推.

表 1 模型参数的选取

编号	柱线刚度 $i_1 / (\text{N} \cdot \text{m})$	屋架线刚度 $i_2 / (\text{N} \cdot \text{m})$	水平力 $F /$ kN	柱顶轴力 $N /$ kN
1	40 477. 2	13743. 7	1. 00	3
2	48 666. 6	15880. 1	1. 25	4
3	51 051. 9	17 996. 7	1. 50	5
4	56 133. 2	20 056. 7	1. 75	6
5	63 679. 3	22 071. 4	2. 00	7

注: i 为常温下线刚度, 随构件升温发生变化.

表 2 均匀设计及计算结果

编号	设计编号	柱线刚度 $i_1 /$ ($\text{N} \cdot \text{m}$)	屋架线刚度 $i_2 /$ ($\text{N} \cdot \text{m}$)	水平力 $F /$ kN	柱顶轴力 $N /$ kN	界限变形 $\frac{\delta}{h}$
1	1 234	40 477. 2	15 880. 1	1. 50	6. 00	1/40
2	2 413	48 666. 6	20 056. 7	1. 00	5. 00	1/39
3	3 142	51 051. 9	13 743. 7	1. 75	4. 00	1/38
4	4 321	56 133. 2	17 996. 7	1. 25	3. 00	1/36
5	5 555	63 679. 3	22 071. 4	2. 00	7. 00	1/40
6	1 144	40 477. 2	15 880. 1	1. 25	3. 00	1/39
7	1 421	40 477. 2	17 996. 7	1. 00	6. 00	1/35
8	3 112	51 051. 9	15 880. 1	1. 50	5. 00	1/39
9	3 514	51 051. 9	22 071. 4	1. 50	3. 00	1/40
10	2 333	48 666. 6	13 743. 7	1. 75	4. 00	1/39
11	4 251	56 133. 2	20 056. 7	2. 00	6. 00	1/36
12	5 542	63 679. 3	22 071. 4	1. 25	5. 00	1/37
13	4 333	56 133. 2	13 743. 7	1. 75	4. 00	1/39
14	2 455	48 666. 6	17 996. 7	2. 00	7. 00	1/39
15	5 225	63 679. 3	20 056. 7	1. 00	7. 00	1/43

部分算例的单层框架变形图, 见图 5; 各种情况下对应的变形界限值汇总, 见表 2。

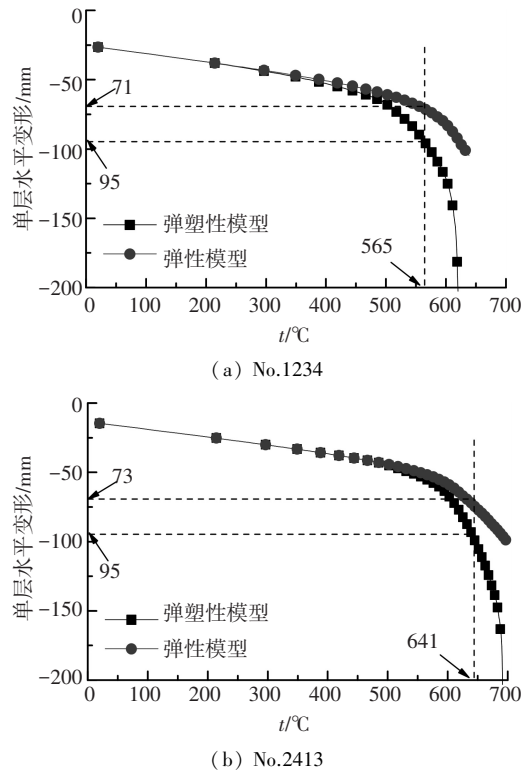


图 5 单层结构水平界限变形

通过计算, 可以得到不同情况的界限变形值, 由于界限变形值变化范围不是很大, 故本文取界限变形的平均值作为界限变形值。

$$\frac{\delta_c}{h} = \frac{1}{40}, \tag{6}$$

式中: δ_c 为单层框架水平变形分界点取值, h 为单层框架高度。

由此, 根据弹性阶段变形的计算公式 (2) 和对应的界限变形计算公式 (6), 就能求出活动房单榀框架的临界温度值。

2 整体结构的抗火性能分析

2.1 活动房有限元模型建立

2.1.1 几何尺寸及材料模型

活动房结构主要截面尺寸屋架和楼面梁弦杆的截面为 C 型钢 C80 mm×40 mm×15×1.9 mm, 檩条截面为 C50 mm×40 mm×10 mm×1.5 mm, 柱由两 C 型钢拼装而成, 其单层柱的 C 型钢截面为 C80 mm×40 mm×14 mm×1.9 mm, 两层柱的 C 型钢截面为 C80 mm×40 mm×14 mm×2.5 mm。活动房结构的横向长度分别为 3 跨至 5 跨, 纵向长度为 6 榀至 10 榀, 每跨或每榀的长度为 1.82 m。钢材采用双折线本构模型, 其常温下的屈服强度为 235 MPa。

2.1.2 单元类型

结构中的梁、柱和檩条等截面为薄壁截面, 在有限元中用开口薄壁梁单元 B31OS 进行模拟, 屋架腹杆、楼面梁腹杆、弦杆和柱间支撑只能承受拉伸或者压缩荷载的杆件, 不能承受弯曲, 采用杆单元 T3D2 进行模拟。

2.1.3 荷载及边界条件

水平荷载以集中力的形式施加于各层柱顶; 竖向荷载以集中力的形式施加于屋架上弦节点和均布荷载形式施加于楼面梁上弦。根据 CECS200—2006^[12] 进行荷载组合, 框架柱顶的水平集中荷载对于两种风荷载情况分别为 1.25 kN 和 1.7 kN; 楼面梁上的竖向均布荷载, 对于两种楼面活荷载均布线荷载分别为 1.82 kN/m 和 2.3 kN/m, 其他荷载同理可得。

活动房柱子底部与地面固接; 火灾温度按 ISO—834 标准升温曲线取值, 并施加于着火房间内部构件的单元节点上。

2.2 框架榀数对结构防火性能的影响

实际工程中, 活动房屋通常采用的榀数为 6 榀至 10 榀, 本文以横向宽度为 4 跨的活动房为例, 分析了榀数为 6 榀和 10 榀的单层活动房整体结构的水平变形和两层活动房结构的楼面梁竖向变形, 见图 6。其中, 单层结构柱端水平荷载为 1.7 kN; 两层结构每层柱端水平荷载为 1.7 kN, 楼面梁的竖向荷载为 2.3 kN/m。以下整体结构中的变形值, 取受火部位中最大一榀的变形值。

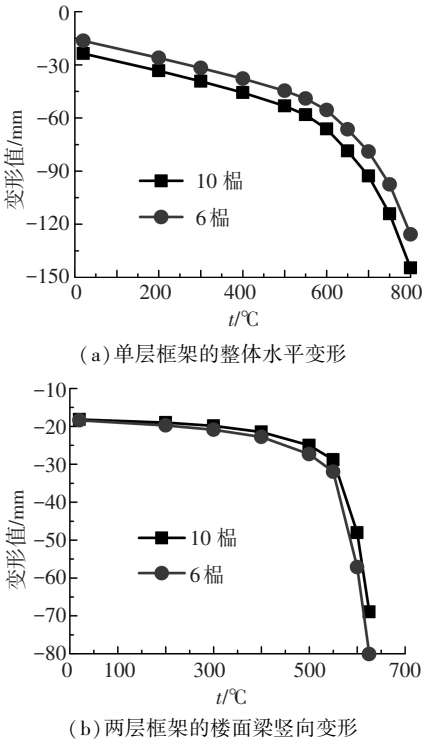
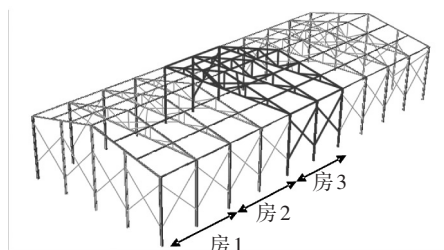


图 6 框架榀数对结构抗火性能的影响

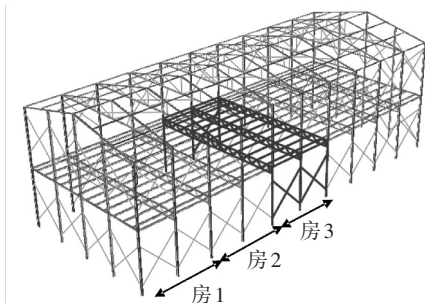
通过分析可知:对于单层结构随着纵向樘数增加,其柱端水平变形略微增加;随着纵向樘数的增加,两层结构的楼面梁竖向变形差别变化很小,故活动房樘数对结构的耐火性能影响不大。

2.3 着火位置对结构防火性能的影响

为了得到不同着火房间对结构耐火性能的影响,本文以 4 跨 10 樘的活动房为例,找出最不利的着火位置。10 樘的活动房可以分为 5 间房,由于结构的对称性,可分为 3 个不同的火灾位置,从左至右为房 1、房 2 和房 3,房间位置见图 7。当火灾分别发生在这 3 个位置时,采用有限元得到了单层结构的整体水平变形和两层结构的楼面梁竖向变形,见图 8。



(a) 单层活动房房间的划分



(b) 两层活动房房间的划分

图 7 活动房屋房间的划分

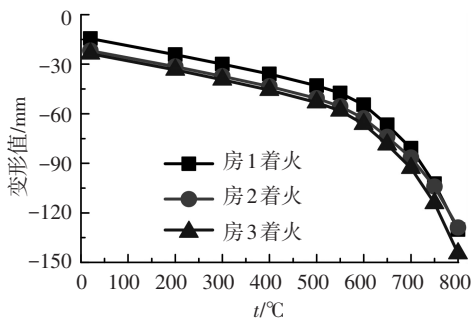
通过分析可知:对于单层活动房整体结构,中部房间发生火灾时对结构略显不利;对于两层活动房整体结构,着火房间的位置对结构的影响不大。

2.4 单樘框架与整体结构抗火性能的比较

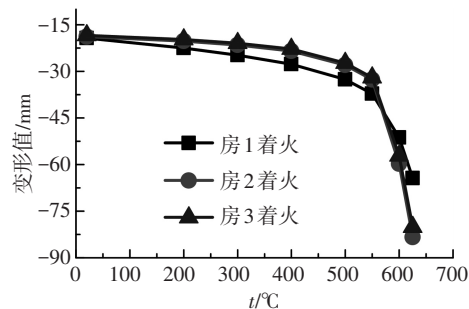
单樘框架是活动房整体结构的基本组成单位,为了比较整体结构与单樘框架的抗火性能,选取横向为 4 跨、纵向为 10 樘的整体结构与单樘框架进行比较,整体结构的火灾发生在中部房间,计算结果见图 9。

分析可知:对于单层活动房,其整体结构的抗火性能要优越于单樘框架。单樘框架在火灾温度达到 600 °C 左右开始濒临垮塌,而整体结构由于受房屋纵向各种联系构件的有效支撑,结构在 700 °C 左右时才濒临垮塌。对于两层活动房,其楼面梁的支撑构件为楼面次梁,由于着火房间内几个跨度的楼面梁变形较为一致,使得次梁支撑作

用不大,故单樘框架和整体结构的耐火性能相差不多。

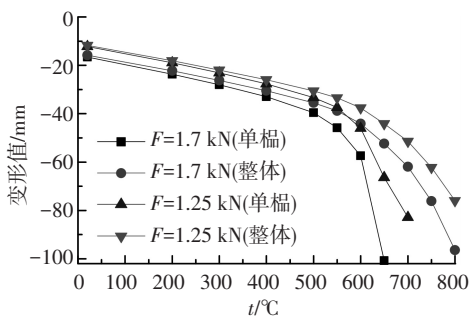


(a) 单层结构柱顶水平变形

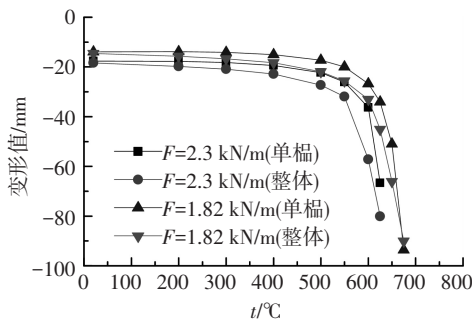


(b) 两层结构楼面梁竖向变形

图 8 不同火灾位置对整体结构抗火性能的影响



(a) 水平变形比较 (单层结构)



(b) 楼面梁变形比较 (两层结构)

图 9 单樘框架与整体结构的变形比较

3 结 语

本文基于结构整体承载力极限状态判别标准为火灾下结构达到不适于继续承载的整体变形,从活动房屋单樘框架出发,基于临界温度相等的原则,将结构变形曲线简化为弹性段和垂直段,来

代替原有的弹塑性模型.理论推导得到弹性段的变形公式,并给出了分界点的确定方法,进而求得了单榀结构火灾下的临界变形值.

通过计算可知:对于单层结构,随着纵向榀数增加,其整体水平变形略微增加;对于两层结构,随着纵向榀数的增加,其楼面梁竖向变形变化不大,故框架榀数对结构抗火性能影响不大.不同着火房间对结构耐火性能的影响,中部房间发生火灾时对结构相对不利.对于单层活动房整体结构,其耐火温度略高于单榀框架;对于两层活动房整体结构,其耐火温度与单榀框架相近.

参考文献

[1] RUBERT A, SCHAUMANN P. Structural steel and plane frame assemblies under fire action [J]. Fire Safety Journal, 1986(10):173-184.

[2] TOH W S, TAN K H, FUNG T C. Strength and stability of steel frames in fire: rankin approach [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(4):461-469.

[3] WANG Yongchang, LENNON T, MOORE D B. The behavior of steel frames subject to fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1995, 35(3):291-322.

[4] LENNON T, MOORE D. The natural fire safety concept-full-scale tests at cardington [J]. Fire Safety Journal,

2003, 38(7):623-643.

[5] CARDEN L P, ITANI A M. Performance of an unprotected steel structure subjected to repeated fire at a firefighter training facility [J]. Fire Safety Journal, 2007, 42(2):81-90.

[6] 赵金城, 沈祖炎, 沈为平. 钢框架结构抗火性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 1997,30(2):49-55.

[7] 王洪欣,查晓雄,宋瑞强. 集成房屋抗火性能及不同板材对其抗火性能影响[J]. 工业建筑, 2009, 39(5): 106-109.

[8] 王洪欣, 查晓雄, 余敏, 等. 某机场航站楼屋顶网架结构的性能化防火分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(8):26-30.

[9] 李国强, 韩林海, 楼国彪, 等. 钢结构及钢-混凝土组合结构抗火设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006: 155-156.

[10] 王洪欣. 金属面夹芯板结构抗爆抗冲击及防火性能的研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.

[11] CHAJES A. Principles of structural stability theory [M]. England: University of Manchester, 1993:88-99.

[12] 中国工程建设标准化协会. CECS 200: 2006 建筑钢结构防火技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006:21-22.

(编辑 赵丽莹)