

文章编号: 1001-4888(2007)01-0027-11

单室受火对双层双跨组合钢框架抗火性能的影响^{*}

董毓利¹, 李晓东²

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090; 2. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东青岛 266033)

摘要: 单室火灾是常见的火灾工况之一。本文利用自行研制的火灾试验炉, 对单室火灾时 2 榀双层双跨组合钢框架的火灾性能进行了试验研究, 火灾工况包括: 梁、板、柱同时受火, 节点不受火; 梁、板受火, 而柱、节点不受火二种。试验中量测了各种工况的炉温, H 型钢梁、柱的翼缘、腹板及钢筋混凝土楼板中的温度分布, 分析发现组合梁在三面受火时裸钢的温度相差很小, 而混凝土中的温度与裸钢的差异较大; 与钢的升温曲线不同的是, 混凝土的升温曲线在加温初期由于内部凝结水等开始蒸发, 使温升曲线存在有一平缓阶段, 且随着距受火面距离增大混凝土的温升曲线有明显的滞后现象, 当炉温和裸钢的温度开始下降时, 混凝土的温度却仍在升高。文中还量测了一层框架柱中点、柱顶的水平位移和二层柱顶的位移, 对框架的变形性能和破坏现象进行了分析介绍。

关键词: 组合钢框架; 同跨火灾; 温度—时间曲线; 足尺试验; 双层双跨

中图分类号: TU392 **文献标识码:** A

0 引言

多高层钢结构建筑具有较好的抗震性能、工厂标准化程度高、施工快等优点, 但自从美国“9. 11”事件以后, 人们对钢结构建筑的抗火性能产生了不少疑问, 甚至有人持否定的态度, 致使有些原来拟用钢结构的工程改用其他的结构形式, 未改用其他结构形式的也因过多地使用防火涂料或保护盖板而导致建设费用大大增加, 与使用钢结构的初衷和发挥其优点的目的背道而驰, 因此研究钢结构在火灾下的抗火行为变化就显得尤为重要和势在必行。

火灾发生往往是从起火点开始的, 在初期发展阶段后随着火势逐渐增大, 如果扑救不及时, 火灾有可能在轰燃后蔓延到整个房间, 本文针对单室燃烧工况进行研究。迄今为止, 国内外对钢结构的抗火性能已经进行了不少的试验研究, 但多局限于结构构件试验^[1-5, 11], 而对整榀框架来讲研究得则较少, 且多为模型试验^[6], 这与实际情况有很大出入, 因为结构的受力实际情况、边界条件及构件间的相互作用对构件的火灾行为如变形、强度及极限承载力等产生不同的影响。基于这种情况, 本文对带楼板的双层双跨组合钢结构框架在单室火灾时的性能进行了试验研究, 为结构抗火性能化设计提供依据。

1 试件及试验装置

1.1 试件

试验所用试件和试验装置在文献[8—10]中有详细叙述, 本文采用的双层双跨钢框架试件共 2 榀

^{*} 收稿日期: 2006-09-01; 修订日期: 2006-12-26

基金项目: 国家重点基础研究专项经费(项目编号 2001CB409603)资助

通讯作者: 董毓利(1965—), 男, 博士(后), 哈尔滨工业大学土木工程学院教授、博导, 主要从事结构火安全方面的研究。

E-mail: DongYL@hit.edu.cn

(图 1),钢梁和钢筋混凝土板之间的构造如图 2 所示。钢梁、钢柱均采用莱芜钢铁股份有限公司生产的 H 型钢。钢柱采用 H200×200×8×12 型号 H 型钢,钢梁采用 H250×125×6×9 型号 H 型钢。节点采用端板连接形式,螺栓采用 10.9 级 M22 高强螺栓。钢筋混凝土板尺寸及配筋、构造等情况见图 2。图 2 中栓钉规格 16×60。栓钉在钢梁上横向间距 64mm,纵向间距 135mm。混凝土采用商品混凝土。

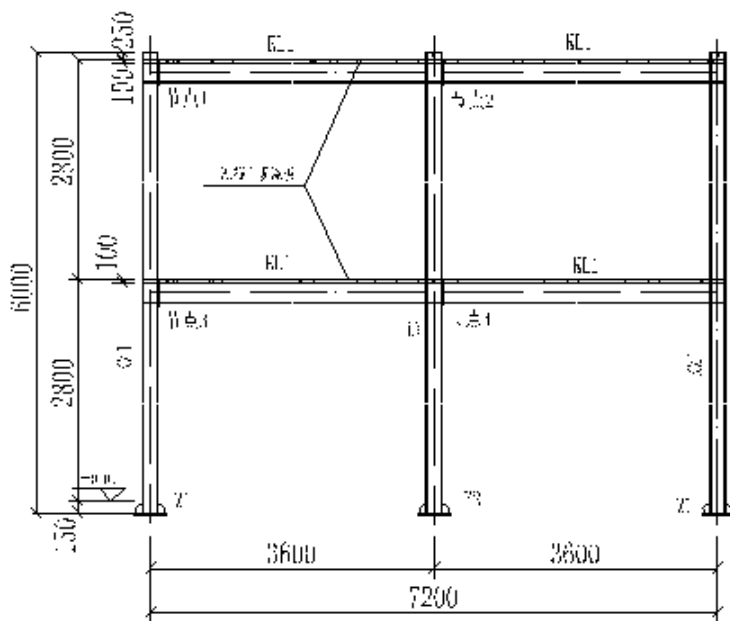


图 1 双层双跨钢框架试件尺寸示意图

Fig. 1 Dimensions of 2-span and 2-storey steel frames

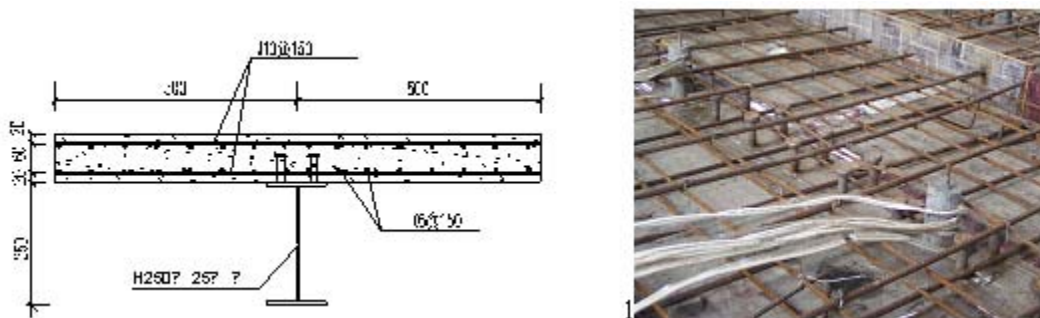


图 2 钢筋混凝土板和钢梁之间的构造

Fig. 2 Connections between steel beams and reinforced concrete slabs

2.2 试验装置

根据试件尺寸,设计建造了适于进行双层双跨组合钢框架的专用试验炉,其外观尺寸为炉高 5750mm,每层高 2800mm,柱轴线间距离为 3600mm。炉体由长方向的一道纵墙和与其垂直的 7 道短墙组成:其中两端的横墙与纵墙等高并对称于纵墙,在底层内侧由 4 道短横墙及分别置于内侧相邻两短隔墙上的混凝土板与首层的楼板组成底层燃烧室;而二层的燃烧室也由与下面位置相同的 4 道短隔墙及它们上方的混凝土板、一层的楼板、二层楼板共同组成,但上下 4 道横隔墙是互不相连的,上面 4 道隔墙砌于一层楼板上一定距离的 4 根钢筋混凝土悬臂梁上;为保证炉体的稳定性,在燃烧室外侧纵墙中间位置砌一与之垂直的横向壁柱,在燃烧室一侧较短而在燃烧室外侧则与端部横向隔墙的宽度不同,这样既不影响燃烧室中柱的就位,又能保证整个炉体的稳定。与纵墙平行的敞开的一面由预制的钢筋混凝土炉门封堵,试验时先将二层二跨的组合钢框架吊装就位,并与柱脚固定后,再将预制的钢筋混凝土

炉门就位并固定,之后进行试验。试验炉燃烧室上下两层是不连通的,但各层之间的燃烧室的柱炉、梁炉是彼此连通的,这样对柱、节点进行不同的保护,即可进行结构不同部分的火灾试验;如果在同层的中柱位置利用预埋的固定件和硅酸钙棉毡将燃烧室隔开,则可将单层的燃烧室一分为二,这样该试验炉可进行单层单室、单层双室、二层多室等的不同火灾工况试验。

试验过程中,每个单层单跨的燃烧室的加温系统由 4 个喷嘴组成,在每根柱的中部和每跨梁的端部设有一个喷嘴,在每个喷嘴的上下或左右布设 2 个热电偶测定炉温;每层在钢筋混凝土炉门上留有 4 个观察孔以观察火灾试验时的火灾温度和火焰情况,在每根柱的中部在框架平面内和平面外各留有一观测孔以测定柱中的位移。

试验时竖向使用荷载是恒定的,由钢梁中间的 4 个 5 分点上的荷载和每个柱上荷载组成。钢梁中间的 4 个 5 分点上的荷载用荷载块施加,荷载大小为 4.5kN;柱上荷载通过液压千斤顶施加,每根钢柱轴心荷载为 150kN,为保证柱上荷载不因钢柱变形而改变,试验过程中一直由油泵控制保持其恒定值。上述荷载在常温下施加完毕,稳定 30 分钟后点火开始试验。试验参数见表 1。

表 1 试件编号及其基本数据

Tab.1 Number and Parameters of frames

编号	试 验 内 容	钢筋混凝土板 混凝土强度(f_{cu})(N/mm ²)	
		1 层板	2 层板
KJA	底层 1 跨受火。钢柱单面受火,其受火面为受火跨内侧钢柱翼缘。钢梁三面受火、混凝土板一面受火,节点被保护不受火。	33.3	27.1
KJB	底层 1 跨受火。钢梁三面受火、混凝土板一面受火,钢柱和节点被保护不受火。	33.3	27.1

试验过程中主要测量:(1)炉体内烟气温度,(2)钢柱、钢梁和钢筋混凝土板的温度分布和(3)钢框架变形。

炉体内空气温度通过 N 型热电偶进行测量,钢柱、钢梁和钢筋混凝土板的温度分布通过自制的 K 型热电偶进行测量,钢框架变形通过差动式位移传感器测量,由于试验时钢柱在火灾试验炉内,温度很高,仪表不能放置在炉内,故其变形是通过和钢柱连接的高温瓷管引出测量的。测量所有数据均由惠普数据采集仪 Agilent34970A 采集并通过 R-232 线接入计算机中存储。

2 组合钢框架 KJA 试验结果

2.1 炉温

图 3 给出框架 KJA 单室火灾炉炉温—时间关系曲线,在升温 31.33 分钟时平均最高温度达到 764.63℃。

2.2 温度场分布

试验中量测了单室火灾炉中柱 1、柱 2 截面的温度分布、一层受火跨组合梁沿截面的温度分布。图 4a、图 4b 是一层柱 1、柱 2 的截面温度分布,图中距离为从柱受火面翼缘外表面算起,由图可见:当柱单面受火时,受火面的温度要高于远离受火面部分的温度,与柱 3 面受火和 4 面受火情况不

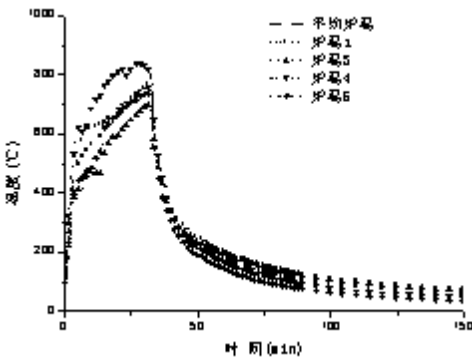


图 3 KJA 单室火灾炉炉温—时间曲线

Fig.3 Temperature-time curves of single room furnace

同。表 2 是柱 1、柱 2 距受火面不同距离时达到的最高温度,距离越远温度越低,且时间滞后。

表 2 距受火面不同距离时达到的最高温度

Tab. 2 Maximum temperature at different distance from the fired surface of columns

试件	距受火面距离(mm)	时间(min)	最高温度(℃)
柱 1	0	32.33	685.97
	12	32.67	682.93
	70	35	466.34
	130	61	323.57
	188	65.67	307.17
	200	64.33	310.13
柱 2	0	32.33	730.82
	12	32.67	695.23
	70	35	508.84
	130	40	355.05
	188	64.33	252.19
	200	64.33	254.16

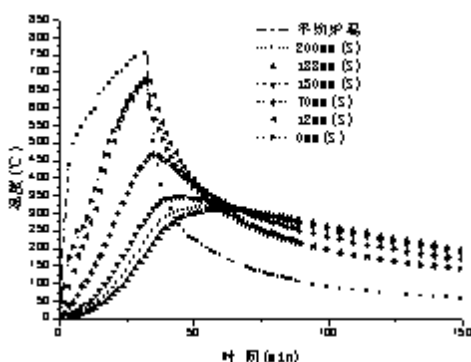


图 4a 一层柱 1 截面温度分布

Fig. 4a Temperature along steel column 1 section of 1st floor

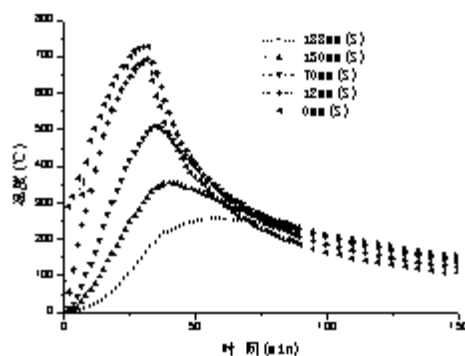


图 4b 一层柱 2 截面温度分布

Fig. 4b Temperature along steel column 2 section of 1st floor

图 5 是受火跨组合梁沿截面的温度分布,图中所注距离为测试热电偶所处位置,从钢筋混凝土楼板上表面向下算起,后文相同。如前所述,钢筋混凝土楼板厚度为 100mm,当距离超过这个厚度时,表明测试热电偶已不在混凝土中,而是位于 H 型钢的腹板或翼缘上,图中均以(S)表示。由图可以看出:H 型钢下翼缘和腹板的下半部分的温度基本一致,但当热电偶位于混凝土板内部时,其所测温度要下降很多,图中钢梁下翼缘处温度与处于混凝土下表面的腹板温度相差 143℃,且随着离板上表面距离越近,热电偶所测温度越低,在时间上相对滞后,一般滞后 10~40 分钟,即当钢梁下翼缘和腹板的温度随着炉温达到最大值之后开始快速下降时,混凝土中的温度却正在升高;H 型钢下翼缘温度达到 685.97℃时,距混凝土楼板上表面处的温度仅达到 70℃。

图 6 是受火跨混凝土板内的温度分布,从图中可以看出:混凝土的温度—时间曲线较之钢材的温度—时间曲线有所不同,主要表现在混凝土的温度—时间曲线在温度接近 100℃时有一平缓台阶,这主要是因为混凝土中存在有许多物理结晶水,当达到一定温度后,这些结晶水开始蒸发,因而消耗去部分

热量,导致混凝土的温度-时间曲线出现一平缓台阶甚至使温度下降^[7],也是混凝土升温曲线滞后于钢材的原因之一,距混凝土上表面 80mm 处的温度比上表面处的温度相差 155℃。

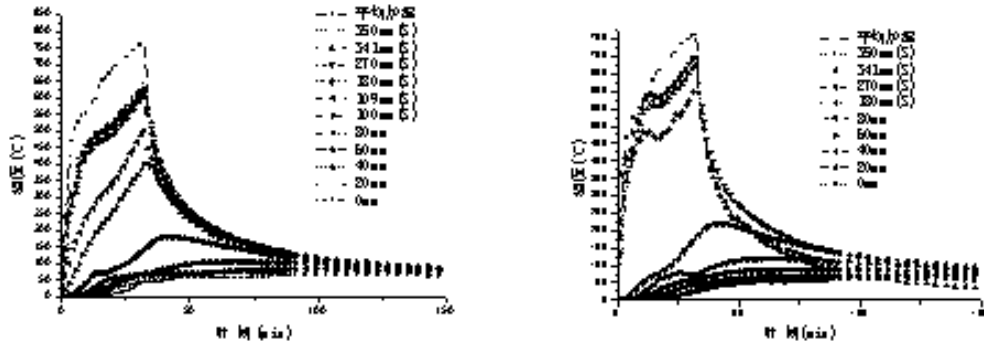


图5 一层组合梁沿截面温度分布

Fig. 5 Temperature distribution along composite beam sections

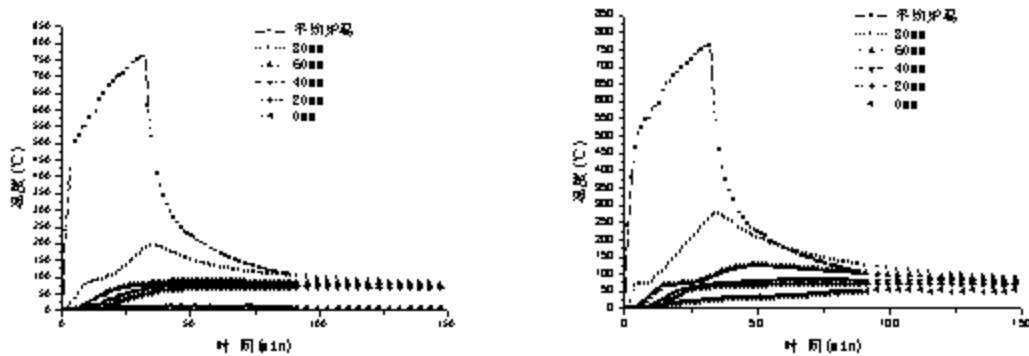


图6 受火跨混凝土板中的温度分布

Fig. 6 Temperature distribution along RC floor slab sections

2.3 变形性能

试验过程中量测了底层柱中点水平位移、柱顶水平位移、二层柱顶水平和竖向位移、二层每跨钢筋混凝土板中心处的位移。图 7a 是一层柱中位移,图中以向柱 1 外侧方向为正,后文相同。从图可以看出:升温初期,柱 1 和柱 2 的柱中均向柱 1 外侧变形,在 $t=18$ 分钟时,柱 1 向外移动了 2.9mm 后有所回弹,之后继续向柱 1 外侧方向变形,在 53 分钟时达到最大位移为 13.14mm;柱 2 先是向柱 1 外侧方向变形,9.33 分钟时达到 3.6mm 后开始回弹,41 分钟时开始向其自身外侧变形。在 $t=55.99$ 分钟时,柱 2 向外移动 21.78mm,之后柱 1 和柱 2 变形有部分回弹直到框架因柱 2 局部失稳破坏。图 7b 是一层柱顶位移,开始时柱 1 和柱 3 均向其自身外侧变形,由于是柱 1-2 跨受火,致使变形不对称,受火后的柱 1 的刚度较之未受火的柱 3 的刚度要小,所以柱 1 的变形大、柱 3 的变形小,在 31.67 分钟时,柱 3 的一层顶端位移达到最大值 8.37mm 后开始减小到 43 分钟时开始向柱 1 外侧方向变形;在 50 分钟时,柱 1 外向侧移达到最大值 23.18mm 后开始减小,但一直处于向外变形状态,在 80 分钟时柱 1 和柱 3 均突然向柱 1 外侧方向发生很大的侧移直到框架破坏。图 7c 是柱 1、柱 3 二层柱顶水平位移,开始时二柱均向柱 1 外侧移,在 8 分钟时柱 1 达到 0.69mm 后开始回弹并逐渐向柱 3 外侧方向发展,在 35 分钟时达到 2.3mm;同样柱 3 先是向柱 1 外侧方向变形后变为向其自身外侧方向变形,在 16 分钟时达到 3.32mm。

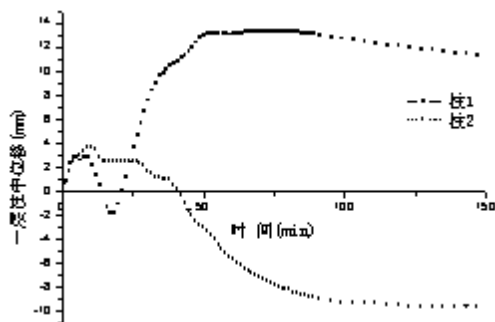


图 7a 一层柱 1、柱 2 的柱中位移

Fig. 7a Displacement at middle of column-1 and column-2 of 1st floor

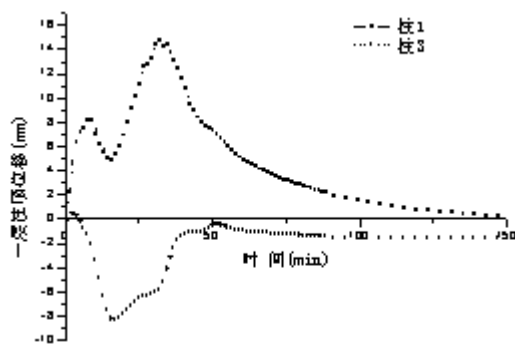


图 7b 一层柱 1、柱 3 的柱顶位移

Fig. 7b Displacement at top of column-1 and column-3 of 1st floor

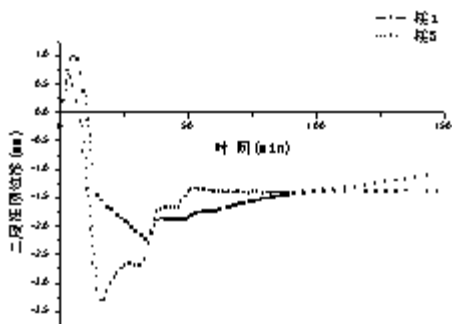


图 7c 二层柱 1、柱 3 的柱顶位移

Fig. 7c Displacement at top of column-1 and column-3 of second floor

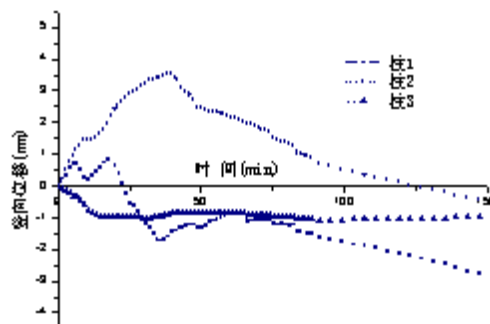


图 8 二层柱顶竖向位移

Fig. 8 Vertical displacement at top of columns of second floor

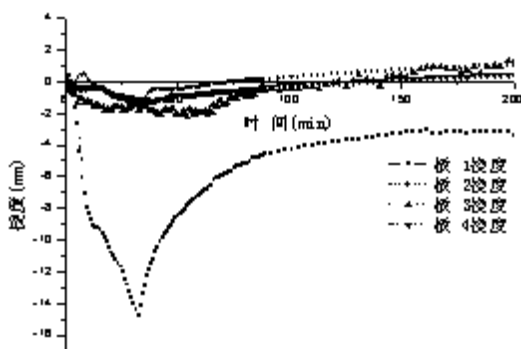


图 9 板的挠度

Fig. 9 Deflection of floor slabs

图 8 为框架柱二层柱顶竖向位移,以向上为正,升温初期柱 1、柱 2 受火后先向上膨胀,柱 1 在达到 0.84mm 后开始回弹并逐渐向相反方向变形;柱 2 在 40 分钟时达到最大膨胀值 3.55mm 后开始变小并向相反方向发展;柱 3 一直处于压缩状态,变形很小。

图 9 是板的挠度,其中板 1 和板 3 是柱 1-2 跨的一层、二层板,板 2 和板 4 是柱 2-3 跨的一层、二层板,变形以向上为正,显然只有受火的板 1 变形较大,在 33 分钟时达到最大挠度 14.81mm 后变形有所恢复,而其它 3 块板变形均较小、并且是先向下变形后再向上隆起。

2.4 试件的破坏

火灾试验后,一层受火跨钢梁从钢梁端板算起在距离受火边柱 300mm 处、距离中柱 300mm 处有局部屈曲现象,表明未受火跨虽然产生一定影响,但由于荷载是对称分布的,其破坏也基本对称(图 10a, b)。

底层受火边柱翼缘与受火钢梁下翼缘的连接处出现钢梁端板分离现象(图 10c),同样受火中柱翼缘与受火钢梁下翼缘连接处也出现钢梁端板分离现象,底层中柱翼缘与未受火跨钢梁下翼缘连接处也出现钢梁端板分离现象(图 10d),这是由于火灾时钢梁膨胀,而降温时钢梁收缩,而梁上混凝土及柱对其均产生约束作用,于是出现拉应力,导致分离现象出现,这在国外结构火灾试验中出现过类似的破坏现象。

底层受火边柱、中柱在平面内均产生向外的弯曲变形(图 10e,f),未受火跨底层边柱柱顶有明显的向受火跨的平面侧移,这样使受火的边中柱产生向下的位移,导致未受火边柱产生向上的位移。

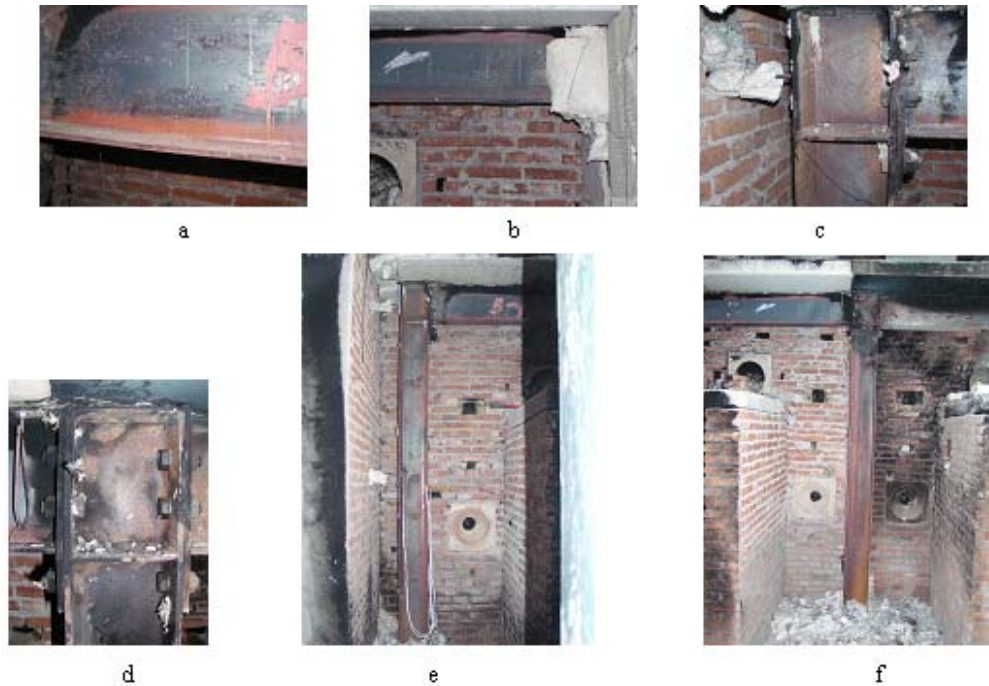


图 10 火灾试验后钢框架 KJA 局部照片

Fig. 10 Failure photos of KJA after fire

由于钢筋混凝土板的存在,其对钢框架有一定的约束作用,火灾后钢筋混凝土板侧面和受火底面有龟裂现象。钢筋混凝土板裂缝情况(图 11)如下:裂缝①在板底、板侧、板背贯穿;裂缝②在板底、板侧、板背贯穿;裂缝③在板底、板侧、板背贯穿,裂缝正好在边柱边;裂缝④在板侧、板背贯穿,在板底没有贯穿;裂缝⑤、⑥在板底、板侧、板背贯穿,裂缝正好在中柱两侧。这些裂缝的产生,主要是因为钢与混凝土的导热性能不同,加之它们受热的先后次序不一样,于是混凝土对钢梁的膨胀和收缩就产生了一定的限制,特别是降温阶段,这也与受火跨产生的水平位移造成的内力重分布和出现的轴力二次效应有关。

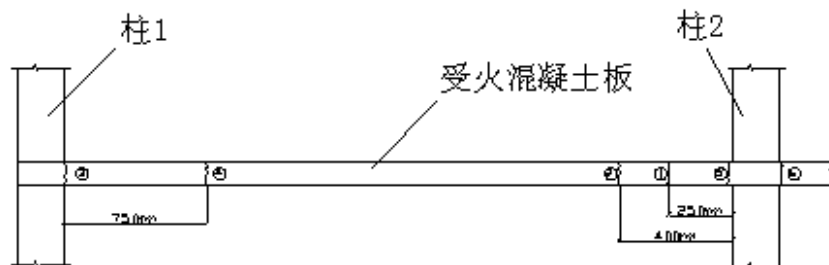


图 11 钢框架 KJA 受火跨混凝土板裂缝情况示意图

Fig. 11 Illustration of cracks formation of RC floor slab of KJA in the span subjected to fire

3 组合钢框架 KJB 试验结果

3.1 炉温

图 12 给出框架 KJB 单室火灾炉炉温—时间关系曲线,在升温 78.33 分钟时平均最高炉温达到 869.39℃。

3.2 温度场分布

图 13 是一层组合梁沿截面温度分布,除与混凝土接触的 H 型钢上翼缘的温度比钢梁的下翼缘低,其余的钢梁下翼缘和腹板的温度相差不大,且与平均炉温相差不多,但所测混凝土板内部温度要低很多,与图 5 相似。图 14 为受火跨混凝土板中温度分布,与图 6 相似。

3.3 变形性能

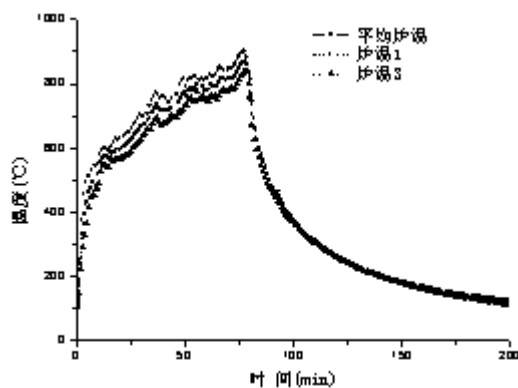


图 12 KJB 底层火灾炉炉温—时间曲线

Fig. 12 Temperature-time curves of 1st storey furnace

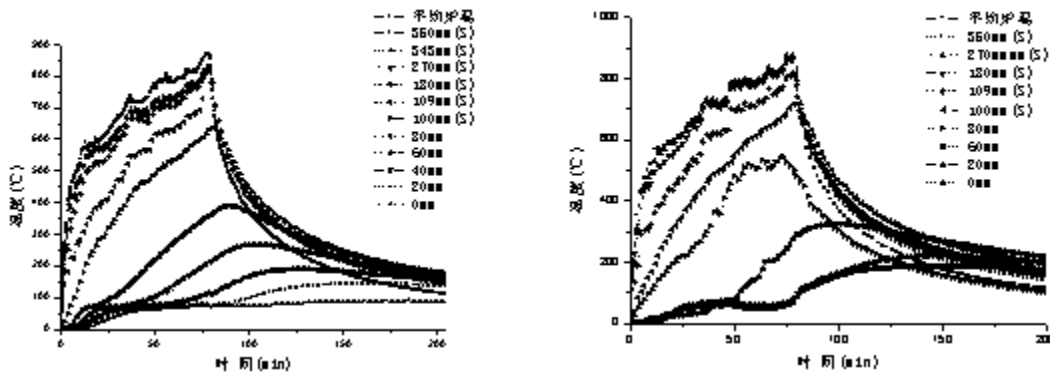


图 13 一层组合梁的钢梁部分截面温度分布

Fig. 13 Temperature distribution along steel beam sections

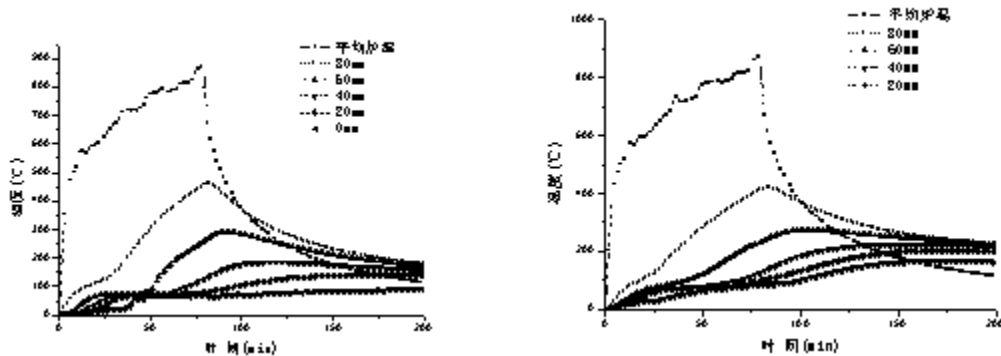


图 14 受火跨混凝土板中温度分布

Fig. 14 Temperature distribution along concrete floor slab sections

图 15a 是一层柱中位移,图中以向柱 1 外侧方向为正。从图可以看出:升温初期,柱 1 和柱 2 的柱中均向外变形,但由于未受火跨的影响,柱 1 的变形比柱 2 的变形要大得多。在 24.67 分钟时,柱 2 向外移动了 3.67mm 后开始减小,在 93.33 分钟时,柱 2 向相反方向变形;柱 1 在 79.33 分钟时向外变形 10.35mm 后开始减小,在 196 分钟时向相反方向变形。图 15b 是一层柱顶水平位移,升温初期均向其

外侧变形,柱 1 在 79.33 分钟时达到变形最大值 19.45mm 后开始减小;柱 3 在 34.33 分钟时变形达到 4.27mm 后开始减小,到 100 分钟时向相反方向发展。图 15c 是柱 1、柱 3 二层柱顶水平位移,开始时二柱均向柱 3 外侧移动,在 19.67 分钟时柱 1 达到最大侧移为 0.93mm 后开始减小,到 57 分钟时向相反方向变形;柱 3 在 25.67 分钟时达到最大侧移 1.22mm 后开始减小,至 83 分钟时向相反方向变形。

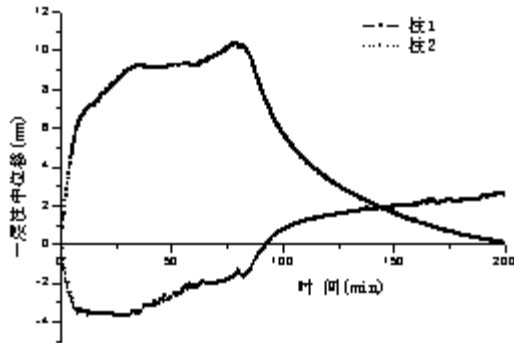


图 15a 一层柱 1、柱 2 的柱中位移

Fig. 15a Displacement at middle of column-1 and column-2 of 1st floor

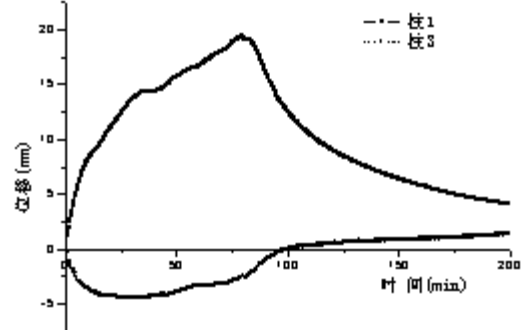


图 15b 一层柱 1、柱 3 的柱顶位移

Fig. 15b Displacement at top of column-1 and column-3 of 1st floor

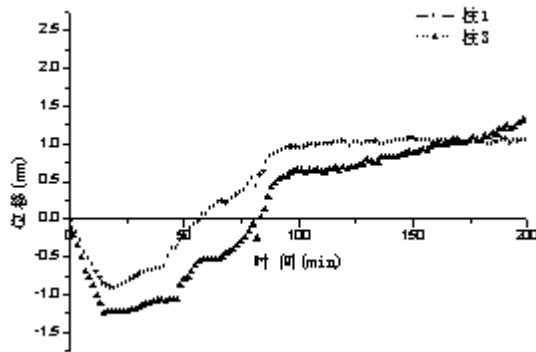


图 15c 二层柱 1、柱 3 的柱顶位移

Fig. 15c Displacement at top of column-1 and column-3 of second floor

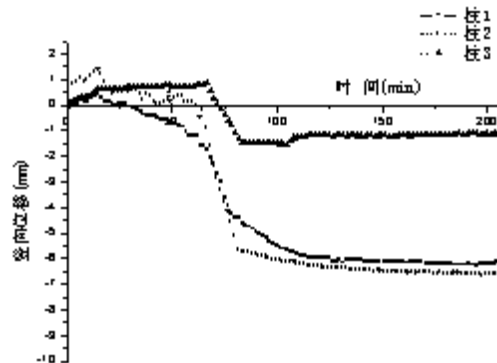


图 16 二层柱顶竖向位移

Fig. 16 Vertical displacement at top of columns of second floor

图 16 为框架柱二层柱顶竖向位移,以向上为正,升温初期三柱均向上膨胀,时间不长即开始向下变形,其中柱 1 和柱 2 变形较大,柱 3 较小。图 17 是板的挠度,其中板 1 和板 3 是柱 1-2 跨的一、二层板,板 2 和板 4 是柱 2-3 跨的二层板,变形以向上为正,其中直接受火的板 1 变形最大,11.33 分钟时达到 7.3mm 后有一回弹阶段,这是由于拱的作用引起的,之后继续变形,在 95 分钟时达到最大值 25.31mm 后有所恢复;板 2、板 3 初期略有隆起,很快就向下变形,而板 4 则一直向上隆起。

3.4 试件的破坏

试验后,从钢梁端板算起,受火跨钢梁在距离中柱 250~350mm 之间有局部屈曲(图 18a),在距离边柱 100~400mm 之间也有局部屈曲现象

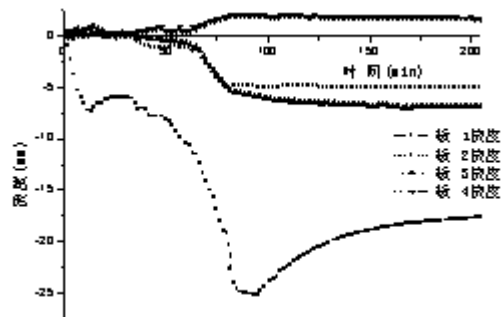


图 17 板的挠度

Fig. 17 Deflection of floor slabs

(图 18b),除了因为该处的剪力、弯矩较大外,此处的温度相对较高,这是破坏出现在这里的主要原因。

因为升温 and 降温过程中混凝土与钢材的不均匀膨胀和收缩,所以试验后受火跨边柱翼缘与受火钢梁下翼缘连接处的钢梁端板出现分离现象(图 18c),同样中柱翼缘在受火钢梁下翼缘处和受火钢梁端板也出现分离现象;此外底层中柱翼缘在未受火跨钢梁下翼缘处和未受火跨钢梁端板也有分离现象。

钢筋混凝土板的存在对钢梁产生影响,同样钢梁的膨胀与收缩也对楼板产生作用,因此钢筋混凝土板的侧面和受火底面有龟裂现象。钢筋混凝土板裂缝情况(图 19)如下:裂缝①在混凝土板背贯穿,此裂缝在板侧向下延伸 50cm;裂缝②在受火跨跨中两侧各 24cm 处出现,两裂缝在板侧、板底、板背贯穿;裂缝③在混凝土板背贯穿,此裂缝在板侧向下延伸 80cm;裂缝④在板背、板侧贯穿。

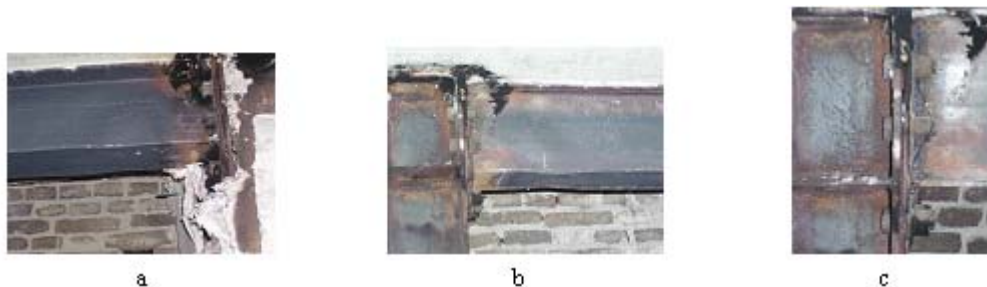


图 18 火灾试验后钢框架 KJB 局部照片

Fig. 18 Failure photos of KJB after fire

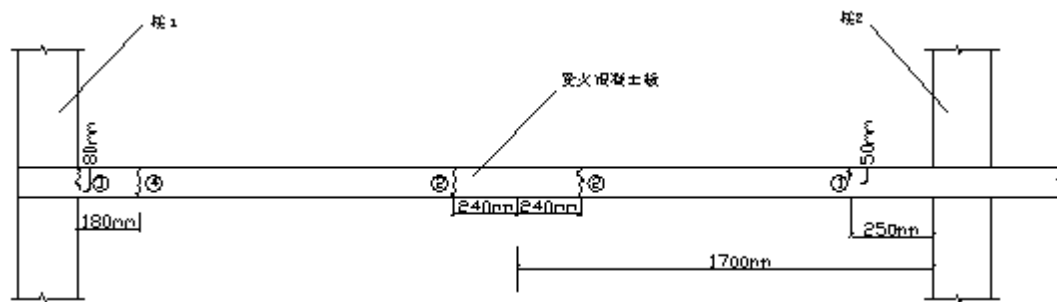


图 19 钢框架 KJB 受火跨混凝土板裂缝情况示意图

Fig. 19 Illustration of cracks formation of RC floor slab of KJB in the span subjected to fire

4 结论

1) 钢柱单面受火与三面、四面受火情况不同,一般受火面的温度比背火面的温度高 350°C 以上,在时间上背火面的温度也滞后于受火面的,在分析时应针对实际受火情况采取合适的方法。

2) 除了与混凝土接触的上翼缘外,其余 H 型钢梁的裸露部分温度基本一致,比平均炉温要小一些,但混凝土板内部温度要小很多,在时间上比钢的温度滞后,一般滞后 10~40 分钟,即当钢梁下翼缘和腹板的温度随着炉温达到最大值之后开始快速下降时,混凝土中的温度却正在升高;为方便,可将外露钢材温度视为均匀的。

3) 钢筋混凝土板对钢梁有约束作用,升温初期混凝土滞后于钢梁、且温差较大,这样混凝土就限制了钢梁的膨胀;在降温时,钢梁的温度下降快,而混凝土的温度下降较慢,致使混凝土对钢梁的收缩又产生了限制,因此火灾试验后钢筋混凝土板中出现很多裂缝。

4) 当钢梁和楼板受火而钢柱与节点不受火时,钢框架在升温 78.33 分钟后温度为 869.39°C 时破坏,而只有钢节点被保护时钢框架在升温 31.33 分钟后温度为 764°C 时破坏,说明组合梁的防火性能明显优于钢柱的,因此在工程应用中应对钢柱和节点实施保护。

5) 钢框架未受火部分对受火部分约束很大,导致受火室中边柱与中柱的变形不对称,同样也产生了内力重分布,主要反映在柱中柱顶的位移变化上。

参考文献:

- [1] Wang Y C. Steel and Composite Structures: Behavior and Design for Fire Safety[M]. Spon Press, London, 2002.
- [2] Kathryn R Lewis. Fire Design of Steel Members[D]. A report submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Master of Fire Engineering at the University of Canterbury, Supervised by Assoc. Prof. Andrew H. Buchanan, Christchurch, New Zealand, February 2000.
- [3] Burgess I W. Performance and Design of Multi-Storey Composite Buildings in Fire[C]. Proc. KICT 2005 Annual Conference/CUFER Annual Technical Seminar, Seoul, Korea, 2005:89~109.
- [4] Green M, Butterworth N A, Burgess I W, Plank R J. Practical Case Studies in Performance-Based Structural Fire Engineering Design[C]. ASCE Specialty conference: Designing Structures for Fire, Baltimore, 2003:259~266.
- [5] Dong Yuli, Li Xiaodong. The Behaviors of H-section Steel Beam in Fire[C]. Fire Safety Science-Proceedings of The 8th International Symposium, 2005:201~209.
- [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 (Zhao Jincheng, Shen Zuyan, Shen Weiping. Experimental research on fire resistance of steel frames. Journal of Civil Engineering of China, 1997, 30(2):49~55 (in Chinese))
- [7] 董毓利. 混凝土结构火安全设计[M]. 北京: 科学出版社, 2001年4月 (Dong Yuli. Fire safety design of concrete structures. Beijing: Science Press, April 2001 (in Chinese))
- [8] 李晓东. H型截面钢框架抗火性能的试验研究及非线性有限元分析[D]. 西安建筑科技大学工学博士学位论文, 2006年4月 (Li Xiaodong. Experimental investigation and nonlinear finite element analysis of performance of H-section steel frame in fire. Xian University of Building Science and Technology, April 2006 (in Chinese))
- [9] 范明瑞. 足尺钢框架火灾行为的试验研究[D]. 青岛理工大学硕士学位论文, 2005年5月 (Fan Mingrui. Experimental study on behavior of full-scale of steel frame exposed fire. Qingdao Technological University, May 2005 (in Chinese))
- [10] 贾宝荣. 钢-混凝土组合梁钢框架足尺结构火灾行为的试验研究[D]. 青岛理工大学硕士学位论文, 2005年5月 (Jia Baorong. Experimental study on behavior of full-scale steel composite frame in fire. Qingdao Technological University, May 2005 (in Chinese))
- [11] 孙金香, 高伟 译. 建筑物综合防火设计[M]. 天津科技翻译出版公司, 1994 (Translated by Sun Jinxiang, Gao Wei. Integrative fireproofing design of buildings. Corp. of Tianjing Translation and Print, 1994 (in Chinese))

Experimental Study on Performance of 2-storeys and 2-span Composite Steel Frames Subjected to Single Room Fire

DONG Yu-li¹, LI Xiao-dong²

(1. Harbin Institute of Technology, Heilongjiang 150090, China; 2. Qingdao Technological University, Shandong 266033, China)

Abstract: Behavior of 2 full scale 2-span and 2-storey composite steel frames subjected to single room fire is studied with the self developed fire furnace. One type fire condition is that only the beam-column connections were protected, the other is that the columns and beam-column connections were both protected. The temperature distributions across the profile of column and steel beam section and through reinforced concrete slabs are measured. It is found that the steel temperature distributions outside concrete slab have little difference, but concrete temperature distributions are different from steel temperature distributions. The steel temperature rises and decreases quickly; concrete temperatures change much slower than steel temperature in heating and cooling processes. There is a short plateau in concrete temperature-time curves around 100℃ because of the vapouring of water existed in concrete. The displacements at middle and top of columns are measured. The deformations and failure of frames are introduced also.

Keywords: composite steel frames; single room fire; temperature-time curves; full scale; 2-span and 2-storey