

文章编号: 1001-4888(2007)05-0463-09

组合钢框架火灾时破坏机理实验研究^{*}

董毓利¹, 李晓东²

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

摘要: 文章利用自行研制的火灾试验炉, 对二种不同连接形式的 4 榀单层单跨组合钢框架在火灾作用下的破坏行为进行研究, 火灾工况包括: 梁、板、柱同时受火、节点不受火和梁、板受火而柱、节点不受火二种。实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, 比较发现裸钢的温度相差很小, 而埋入混凝土中的钢的升温曲线与裸钢的有较大差异; 混凝土的升温曲线则与钢的升温曲线差别较大, 加温初期不久由于混凝土凝结水等的原因致使升温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升温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。文中还对框架的变形性能作了简要的介绍, 对引起组合钢框架的火灾破坏行为和混凝土楼板裂缝形成的原因进行了分析。

关键词: 组合钢框架; 破坏机理; 温度—时间曲线; 火灾实验

中图分类号: TU392

文献标识码: A

0 引言

随着我国钢产量的增加, 加之钢结构建筑具有较好的抗震性能、工厂标准化程度高、施工快等的优点, 已经成为我国重点推广和建筑形式之一。但自从美国“9. 11”事件以后, 人们对钢结构建筑的防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背道而驰。

我国现行的防火设计规范是以指令性形式给出的, 这种规范对建筑物的耐火等级和使用性质、内部消防设施的要求逐条做出规定, 而对其火灾时的整体结构行为等则不予关注。建筑构件的耐火等级主要是根据标准的耐火实验测得的, 与实际结构中的受力情况、边界条件完全不同, 特别是整体结构对各构件的约束作用; 而构件间的相互作用可以改变结构构件的受力状态, 并因为构件的受热膨胀引起刚度的变化。构件端部弯矩、轴压比等也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。该项目的研究成果可以为这类结构的性能化设计和对已有建筑设计规范的修订提供依据^[5, 11]。

目前针对钢结构基本构件国内外已经进行了不少的实验研究, 但多局限于结构构件实验^[1~3, 5], 而对整榀框架研究的较少, 同济大学曾进行过单层两跨的 4 榀 1: 2 的钢框架模型火灾实验^[6], 但未考虑楼板对框架梁的影响。基于这种情况, 本文对带楼板的组合钢结构框架的火灾行为进行实验研究, 为以后结构抗火性能化设计提供依据。

^{*} 收稿日期: 2007-01-26; 修订日期: 2007-04-23

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—), 博士(后), 教授、博导, 主要从事结构火安全方面的研究。E-mail: DongYL@hit.edu.cn

1 试件及实验装置

1.1 试件

单层单跨钢框架试件共计 4 榀^[8~10](图 1)。钢梁与楼板间采用不同的连接方式,将导致组合钢框架的火灾行为不同,为此这里采用了两种工程中常用的钢梁与混凝土板之间的构造形式:一种是钢梁与钢筋混凝土楼板用栓钉连接,此时混凝土楼板位于钢梁之上;另一种是钢梁一部分浇筑在混凝土楼板里面,钢梁的顶部与混凝土楼板上层钢筋底部连接(图 2)。

组合钢框架的钢柱采用莱钢生产的 H200×200×8×12 型号 H 型钢,钢梁为 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 2a 中栓钉规格为 16×60。栓钉在钢梁上横向间距 64 mm,纵向间距 135 mm。混凝土采用商品混凝土。

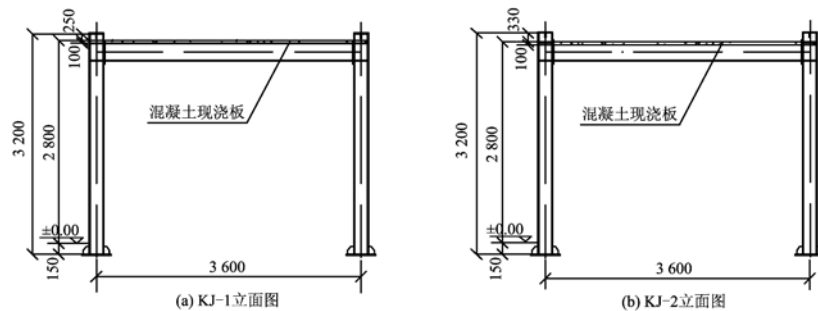


图 1 单层单跨钢框架试件尺寸示意图

Fig. 1 Dimensions of single storey steel frame

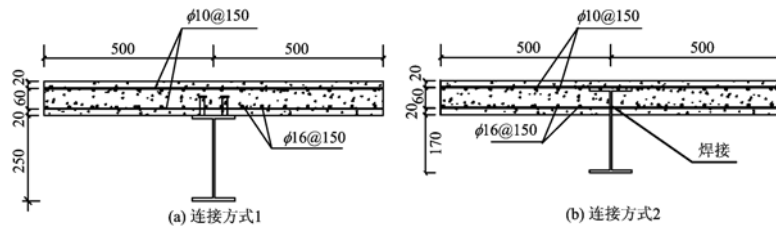


图 2 钢筋混凝土板与钢梁的连接构造

Fig. 2 Connections between steel beams and reinforced concrete slabs

1.2 实验装置

根据试件尺寸,设计建造了适于进行单层单跨组合钢框架的试验炉,其外观尺寸见图 3,炉高 2750mm、长 4680mm、宽 1780mm、炉壁厚 240mm,炉室由一个沿炉长度方向的纵向墙壁和四个与之垂直的沿宽度方向的横向墙壁及一个架于内侧两个短向墙壁之上的水平板组成,其中内侧的两个横向墙壁比外侧的横向墙壁低,这些纵横向墙壁均由耐火砖砌成,纵横交接处构造按规范设计,墙壁内侧衬里用硅酸铝纤维毡保护,保证加温过程中炉体的整体性;水平方向的板为预制钢筋混凝土板;敞开的一面根据横向墙壁和水平钢筋混凝土板围成的形状和尺寸,用一块预制的钢筋混凝土板来封堵,这样就形成了用于对柱子加温的柱炉和用于对梁板加温的水平梁板炉,柱炉与梁板炉是相互连通的。每次实验时,先将框架试件吊装就位固定后,再将钢筋混凝土板炉门吊装就位固定后进行实验。通过对柱、节点等进行不同的保护,可实现梁板、柱不同的受火工况。

加温系统由 5 个喷嘴组成,沿炉体长度方向上下两层布置,分别位于柱炉室的中部和上部及梁板炉的中部。为便于框架就位和柱底固定,在柱炉室内侧横墙墙壁下部中线处各留有一高宽为 1000mm×600mm 的操作孔,而在纵向墙壁上从柱炉内侧横墙墙壁外侧开始各开一个 400mm×400mm 的操作孔,在柱炉外侧横向墙壁中心线高 1430mm 处开始各留有一个 240mm×240mm 的观测测量孔以量测柱中部的变形。

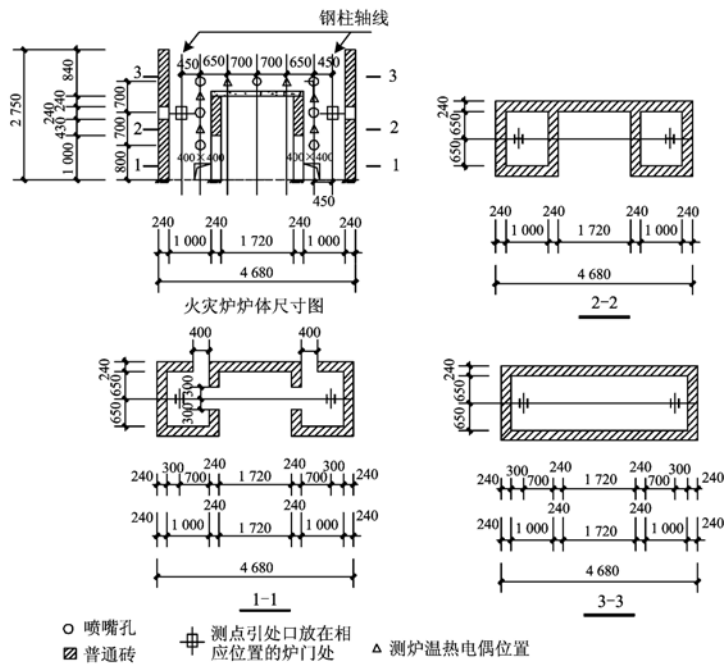


图 3 火灾试验炉尺寸示意图

Fig. 3 Illustrations of fire furnace for single storey frame

实验时使用荷载是恒定的,由钢梁中间的 4 个 5 分点上的荷载和 2 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,实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 30min 后点火开始实验。实验装置见图 4。实验具体情况见表 1。

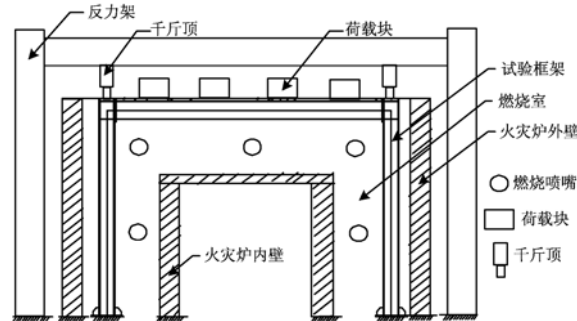


图 4 钢框架实验装置示意图

Fig. 4 Experimental set-up of single storey steel frame

表 1 试件编号及其基本数据

Tab. 1 Number and parameter of spicmens

编 号	试 验 内 容	钢筋混凝土板 混凝土强度(f_{cu})
KJ1-A	钢柱四面受火、钢梁三面受火、混凝土板一面受火,节点被保护不受火。	37.1N/mm ²
KJ1-B	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。	
KJ2-A	钢柱四面受火、钢梁三面受火、混凝土板一面受火,节点被保护不受火。	
KJ2-B	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。	

注:KJ1-A、KJ1-B 钢梁和钢筋混凝土板之间采用图 2(a)构造形式;KJ2-A、KJ2-B 钢梁和钢筋混凝土板之间采用图 2 (b)构造形式。

实验过程中主要测量: (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情况, (3) 钢框架变形情况。

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, 实验时钢柱在火灾试验炉内, 温度很高, 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 实验结果分析

2.1 炉温

图 5 是钢框架实验时的炉温—时间关系曲线。实验时几个喷嘴同时汽化燃烧加温, 直至柱顶荷载突然下降并失去控制或柱中变形过大时, 便停止加温, 这种情况一般在加温 60min 以后出现, 之后炉温逐渐下降。框架 KJ1-A 最高炉温在 750~890℃ 之间, 平均最高炉温达到 810℃; 框架 KJ1-B 的最高炉温在 856~870℃ 之间, 平均最高炉温达到 865℃; 框架 KJ2-A 的最高炉温在 789~952℃ 之间, 平均最高炉温达到 846℃; 框架 KJ2-B 的最高炉温在 976~1056℃ 之间, 平均最高炉温达到 1006℃。从图中可以看出: 由于喷嘴和热电偶的位置不同, 致使炉温之间有些差异, 但趋势一致。为方便, 后文均以平均炉温为参照温度。

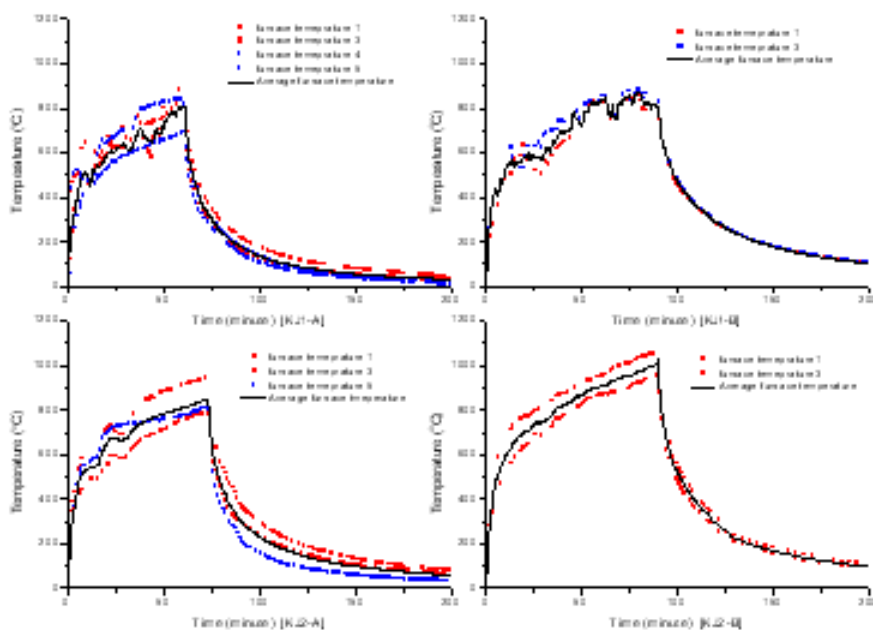


图 5 实验时的炉温—时间曲线

Fig. 5 Furnace fire gas temperature-time curves

2.2 实验结果

2.2.1 温度场分布

图 6 给出了框架 KJ1-A 和框架 KJ2-A 的组合梁在不同截面高度的温度随时间的变化曲线, 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, 后文涉及的有关组合梁板的距离同例。如前所述, 钢筋混凝土楼板厚度为 100mm, 对于 KJ1-A, 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, 且与平均炉温相差不大, 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 212℃, 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 10~40min, 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

819℃时,距混凝土楼板上表面 20mm 处的温度仅达到 32℃;同样对于 KJ2-A,由于钢梁有 80mm 的高度部分被埋在混凝土中,致使其组合梁高度较之框架 KJ1-A 减少 80mm,裸露在混凝土外面的钢梁部分的温度基本一致,而被埋入混凝土中的钢梁部分的温度要低得多。从图中还可以看出两种连接方式的混凝土中温度分布基本相同,且在 100℃附近有一平缓台阶,这是由于混凝土中的结晶水等物理水分蒸发造成的。框架 KJ1-B 和 KJ2-B 的组合梁温度分布情况与图 6 相似。

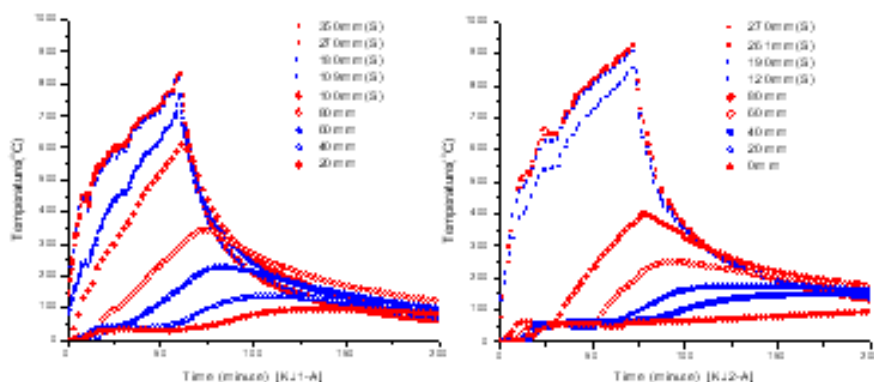


图6 框架 KJ1-A 和框架 KJ2-A 组合梁板的温度场分布

Fig. 6 Temperature distribution in composite beam of frame KJ1-A

图 7 为火灾实验过程中 KJ1-A 和 KJ2-A 的框架柱的温度分布,图中距离为从框架柱的外侧翼缘表面算起,0mm、70mm、130mm 和 200mm 分别表示框架柱外侧翼缘表面、腹板上二点和内侧翼缘表面等相应位置,图中亦以(S)表示。由图中可以看出:尽管钢有很好的导热性,但因为燃烧喷嘴更靠近框架柱内侧,所以一般内侧翼缘温度较高,其次腹板、外侧翼缘,且都低于平均炉温;当炉温开始下降时,框架柱的温度几乎同时开始下降。

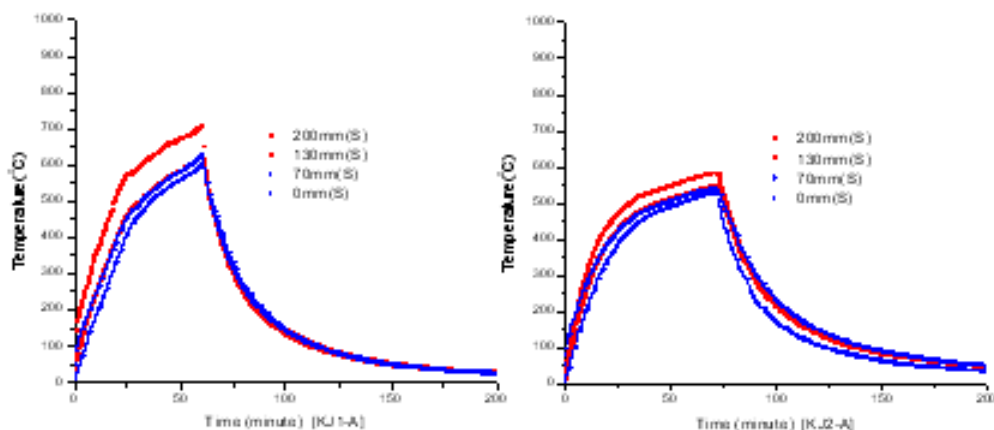


图7 框架 KJ1-A 和 KJ2-A 柱的温度场分布

Fig. 7 Temperature distribution along steel column profile of frame KJ1-A and KJ2-A

2.2.2 框架的变形

图 8 为框架柱柱顶位移与平均炉温的关系,位移以柱 1 向外方向为正,后文同例。KJ1-A 在刚开始加温时,由于组合梁受热膨胀使柱 1 和柱 2 向外变形,在温度未超过 500℃时,位移呈线性增长,并基本是对称相等的,当温度超过 500℃后,由于组合梁的温度梯度发生变化,位移增长呈非线性。在平均炉温达到 805℃时,柱 1 顶部水平位移达到 11.46mm,柱 2 顶部水平位移达到 16.86mm,组合梁伸长 28.71mm,之后因为柱 2 节点下部发生压屈而破坏,并使柱 1 和柱 2 同时向柱 1 方向侧移;对于 KJ1-B,因为框架柱和节点均不受火,所以其抗火性能有较大的提高,在炉温未超过 350℃以前,位移呈线性增长,并基本是对称的;在温度超过 350℃后,柱顶位移呈非线性增长,平均炉温达到 565℃,柱 1 顶部的水

平位移达到 13.35mm,柱 2 的顶部水平位移为 9.63mm。在 KJ2-A 实验中,同样是柱先破坏,因为节点下的柱顶部,其所受的外力作用最大,同时该处的温度也较高,因此是整个试件中的最易破坏部分,同时说明柱的抗火性能较之组合梁要差很多,KJ2-A 在最高炉温时的位移是 10.0mm 和 19.0mm;KJ2-B 的变形与 KJ1-B 的基本相同,最大位移是:10.8mm 和 11.9mm。

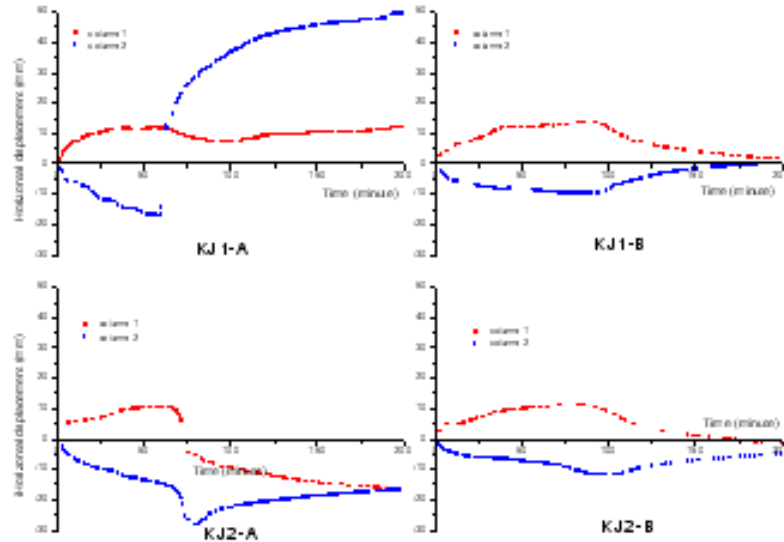


图 8 柱顶位移随时间的变化

Fig. 8 Top displacement of composite beam of frame versus time

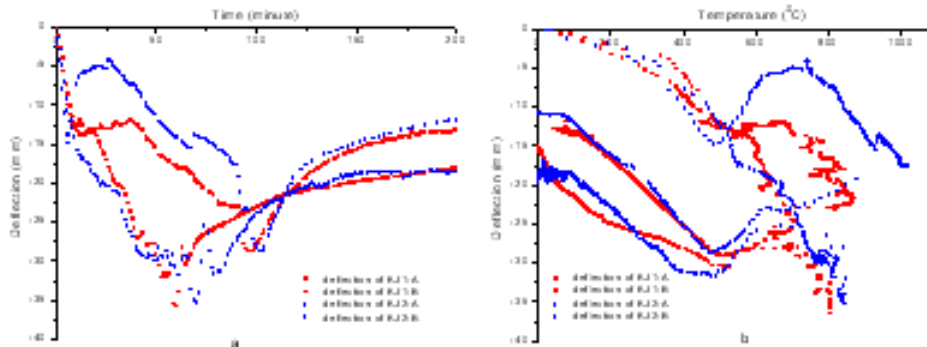


图 9 组合梁的挠度

Fig. 9 Deflection of composite beam

图 9 是框架组合梁在受火时的挠度随时间和炉温的变化曲线。对于 KJ1-A,在 9~18min 期间即达到 500℃左右有一小的回弹,这是因为钢梁受火后产生膨胀形成的拱作用引起的,但很快就消失了,当加温 60min 后,组合梁挠度达到 36.59mm,此时框架开始破坏,随温度降低而有所回复,残余挠度为 14.13mm。KJ1-B 在开始受火后组合梁挠度增加较快,在 12~37min 时,即温度在 430℃之前有一小的回弹,之后继续变形到 98min 时炉温降至 504℃时,达到 29.07mm(比 KJ1-A 小 7.52mm),这是由拱的作用引起的,但因连接方式 1 的钢梁全部裸露在外边,所以钢梁温度上升较快,从图 6 可以看出钢梁的温度相差不大,所以拱的作用很快消失。KJ2-A 的挠度曲线在达到最大值前没有回弹,因为 KJ2-A 的组合梁外露钢梁部分较 KJ1-A 要小很多,同时框架柱受火也在变形,基本没有约束,这样就很难形成拱的效应,在加温 70min 后组合梁挠度达到 35.17mm,之后框架破坏。KJ2-B 的组合梁挠度曲线,在刚加温时组合梁挠度增加也很快,在温度达到 483℃时挠度增加量减缓,因为连接方式 2 中有 80mm 的 H 型钢被混凝土覆盖着,其温度升高较之裸钢要慢得多,所以形成的拱的作用持续的时间要长一些,当加温到 103min 时平均炉温为 475℃,挠度达到 28.77mm(比 KJ2-A 小 6.40mm),最后钢梁端部局部失稳破坏。

2.2.3 框架的破坏形式

火灾实验后钢框架破坏形式见图10。KJ1-A和KJ2-A都是节点下的柱顶局部屈曲破坏,因为实验中节点被保护,在受保护的节点下面的柱部分成为最危险的部位,该处相对柱其它部分的温度较高,同时受有轴向荷载和端部弯矩的共同作用,实验中柱子便在该部分发生压屈破坏。实验中还发现在钢梁的端部会产生局部屈曲,这是因为在火灾实验时,热烟气层向上运动,导致热量向上部集聚,使钢筋混凝土下部的钢梁和钢柱上部的温度较高。受热后钢梁产生膨胀变形,由于钢柱的存在,限制了钢梁的一部分热膨胀变形,加之使用荷载的存在,以致在钢梁端部产生逐渐增大的轴向约束压力和约束负弯矩,使钢梁端部横截面下翼缘压应力大于横截面其它部分的,而且压应力在逐渐增大。当温度进一步升高时,钢材在高温下的力学性能将随温度升高而劣化,当下翼缘压应力大于火灾下钢材的屈服强度时,下翼缘将发生局部屈曲。由于钢梁的节点部分受到保护,温度较低,所以局部屈曲没有出现在节点位置,而是出现在钢梁受火边缘附近,因为实验中荷载、受火工况均是对称的,所以钢梁两端的局部屈曲现象也基本对称。



图10 火灾实验后钢框架 KJ1-A 照片

Fig. 10 Failure photos of frame KJ1-A after fire

KJ1-B和KJ2-B的钢筋混凝土板裂缝情况见图10。从图中可看出:不管是哪种连接方式,板背火面中部沿钢梁方向有一条明显的纵向裂缝和数条横向裂缝。因为在受火时,钢筋混凝土板下部的混凝土温度比较高,沿板横截面竖向有较大的温度梯度产生,这样板中的横向膨胀也不均匀,因而对钢梁将通过栓钉产生约束作用,加之混凝土与钢材的导热性能不同及高温下材料性能的劣化,当板底部的钢梁热膨胀过大时必然对板中的混凝土产生拉力,当拉力超过混凝土的强度时便在板底部产生裂缝;当炉温降低时,钢梁的温度下降较快,混凝土的温度下降相对较慢甚或还在升高。不同的温度下降和不同的材料产生不同的收缩,降温时钢材收缩比混凝土快、高温混凝土比低温混凝土快,这样混凝土对钢材产生约束、低温混凝土对高温混凝土产生约束,最后使背火面的混凝土产生拉力,当该拉力超过混凝土抗拉强度时,便产生了裂缝,这是沿钢梁方向产生纵向裂缝的主要原因,也是板背火面产生横向裂缝的原因。由于连接方式1使KJ1-A、B在框架柱附近的钢筋混凝土板有复杂应力出现,致使在靠近柱端的板背火面出现许多不规则的裂缝,而KJ2-A、B在靠近柱端则没有不规则的裂缝出现,均为横向裂缝,由此可以看出连接方式2中的钢梁与钢筋混凝土的共同作用要优于连接方式1的,这些裂缝同时表明在节点附近有较大的弯矩作用。

在所有实验中,钢梁端板和钢柱翼缘在钢梁下翼缘部位有轻微分离现象,这是因为降温过程中,钢

梁有收缩的趋势,并沿钢梁截面上下有不同的收缩量,而这种收缩受到钢柱的约束,于是对钢柱产生拉力作用,反过来钢柱对钢梁同样也有拉力作用;又因为降温过程中钢梁沿横截面是不均匀的温度场,降温过程不同,一般钢梁下翼缘的温度下降滞后于炉温,而上翼缘与混凝土的降温又迟滞于下翼缘的温度,所以在节点部位钢梁横截面有图 11 所示应变场,当钢梁下翼缘位置的拉应力超过了此处钢梁端板连接螺栓抗拉强度时,钢梁端板产生弯曲变形并和钢柱翼缘分离。框架节点处梁的端板的下部与钢柱在实验后均有分离现象出现。

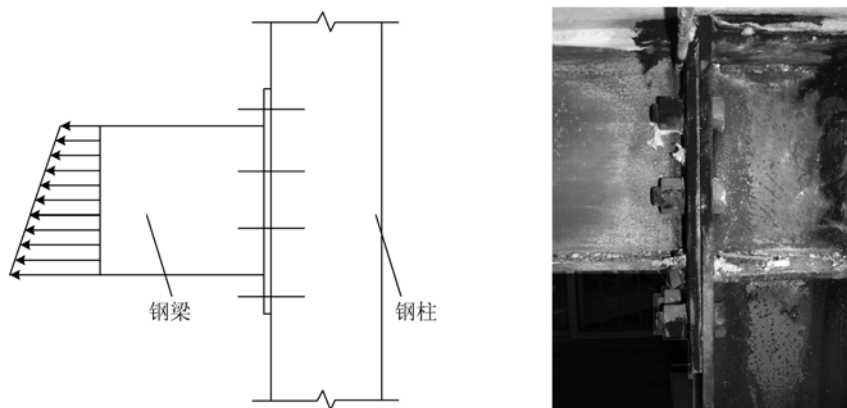


图 11 钢梁与钢柱的分离现象

Fig. 11 Gap between beam end plate and the column

钢框架 KJ1-A 和 KJ1-B(或钢框架 KJ2-A 和 KJ2-B)火灾实验结果对比可以发现,当钢框架只有钢梁受火而钢柱没有受火时,钢框架的极限温度显著提高。也就是说,在实际工程中,钢柱和节点有防火保护的钢框架比梁柱均没有防火保护的钢框架的抗火性能好。

3 几点结论和建议

(1) 钢梁与钢筋混凝土板的连接方式对单层单跨组合钢框架的火灾破坏形式没有太大的影响,即在使用荷载与火灾温度共同作用下,钢框架的破坏出现在保护节点的下的柱上部,以压屈破坏为主要特征;但破坏时间却有很大差别,即在同样的荷载和使用情况下,连接方式 2 的抗火能力要比连接方式 1 的好,虽然在常温时连接方式 1 的抗弯刚度是连接 2 的 1.8 倍,但火灾实验时连接方式 2 的变形比连接方式 1 的要小,而破坏时间也是连接方式 2 的比连接方式 1 的长。

(2) 只有钢梁和楼板受火而钢柱与节点不受火时,钢框架的极限温度有显著提高,说明组合梁的抗火性能明显优于钢柱的,连接方式 1 形式组合梁的破坏时间比钢柱的延长 37.34min,连接 2 形式的组合梁比钢柱的延长 31.67min。

(3) 组合梁破坏时均在板背火面中部沿钢梁方向有一条明显的纵向裂缝,在靠近柱端的板背火面出现许多不规则的裂缝,但以横向裂缝为主,从板侧和板底可以看出一些横向裂缝是贯穿的,说明钢筋混凝土楼板对钢梁是有约束作用的,连接方式 2 大于连接方式 1 的。

(4) 建议在今后工程应用中,对于跨度不大的住宅结构,可优先选用连接方式 2 的构造形式,不仅有良好的抗火性能,而且可以减小层高,有较好的经济效益;同时应对框架柱和节点进行防火保护。

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 fulfillment 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 Xialdong. The Behaviors of H-section Steel Beam in Fire[C]. Fire Safety Science-Proceedings of The 8th International Symposium, 2005: 201~209.
- [6] 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: 365~370 (Li Guoqiang, Han Linhai, Lou Guobiao. Fire Resistance Design of Steel and Composite Structures. China Architecture and Building Press, May 2006: 365~370 (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 (Dong Yuli. Fire Safety Design of Concrete Structures. Beijing: Science Press, April 2001 (in Chinese))
- [8] Dong Y, Prasad K. Large Scale Experiments on Structures under Fire Loading 1. Behavior of Full-Scale Composite Frames with Conventional Floor Slab Under Furnace Loading, NISTIR 7394, National Institute of Standards and Technology, January, 2007.
- [9] Dong Y, Prasad K. Large Scale Experiments on Structures under Fire Loading 2. Behavior of Full-Scale Composite Frames with Slim Floor Slab Under Furnace Loading, NISTIR 7400, National Institute of Standards and Technology, March, 2007.
- [10] Dong Y, Prasad K. An Experimental Study on the Behavior of Full-Scale Composite Steel Frames with Slim Floor Slab Construction under Furnace Loading, submitted, Journal of Structural Engineering, March, 2007.
- [11] 孙金香, 高伟译. 建筑物综合防火设计[M]. 天津: 天津科技翻译出版公司, 1994: 643~664 (Translated by Sun Jinxiang, Gao Wei. Integrative fireproofing design of buildings. Corp. of Tianjing Translation and Print, 1994: 643~664 (in Chinese))

Study on Failure Mechanism of Composite Steel Frames in Fire

DONG Yu-li¹, LI Xiao-dong²

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

Abstract: Using the special fire furnace and experimental set-up, the failure mechanism of 4 composite steel frames with different connections between reinforced concrete and steel beam in two different fire conditions were studied. The temperature distributions along the profile of steel beams, columns and across reinforced concrete slab sections, as well as the displacements at middle and top of columns, were measured; It is found that the steel temperatures outside the concrete slab were almost equal, but the steel temperatures inside concrete were different. Large differences between temperature-time curves of steel and concrete existed. The temperature of the steel changed more quickly than that of the concrete. There was a short plateau in concrete temperature-time curves at about 100°C because of the water in concrete vapouring. Finally, the deformations of frames were introduced, and the failure mechanism of composite frames and cracks formation of reinforced concrete floor slabs were studied.

Keywords: composite steel frames; failure mechanism; temperature-time curves; fire experiment