

经历弱震损伤的混凝土框架结构抗火性能试验研究

刘才玮¹, 张玉稳², 王俊富³

(1. 北京工业大学 空间结构研究中心, 北京 100124; 2. 山东农业大学 水利土木工程学院, 山东 泰安 271018;
3. 青岛理工大学 通信与电子工程学院, 山东 青岛 266000)

摘要:设计了 2 榀配筋相同的足尺寸单层单跨混凝土框架 KJ1、KJ2, 对 KJ1 先进行模拟经历弱震损伤的低周反复荷载试验, 接着进行了固定轴压比下的火灾反应试验, 包括升温 and 降温过程; 对 KJ2 直接进行固定轴压比下的火灾反应试验。研究了混凝土框架在火灾中的温度及变形反应, 对 KJ1、KJ2 在试验后的表现现象、温度曲线、承载力变化等方面进行了对比分析, 同时根据简化的温度场初步计算了框架柱的高温极限承载力。通过试验和理论分析比较表明, 计算结果与最终试验现象从定性上分析是相符的。

关键词:足尺寸混凝土框架; 弱震损伤; 火灾试验; 温度场; 承载力计算

中图分类号: TU352.5 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2011)06-0064-06

Experimental Analysis of Fire Resistant Performance of Concrete Frame with Damage Caused by Weak Earthquake

LIU Cai-wei¹, ZHANG Yu-wen², WANG Jun-fu³

(1. Spatial Structures Research Center, Beijing University of Technology, Beijing 100124, P. R. China;
2. Water Conservancy and Civil Engineering Colleges, Shandong Agricultural University, Tai'an 271018, P. R. China;
3. College of Communication and Electronics in Qingdao Technological University, Qingdao 266000, P. R. China)

Abstract: Two monolayer concrete frames with the same reinforcement, KJ1 and KJ2, were designed. KJ1 was designed to simulate low cyclic reversed loading test under weak earthquake. Besides, the fire response test, including temperature rising and lowing, was made by fixing the axial compression ratio of the column. For KJ2, the fire response test at the fixed axial compression ratio was made. The deformation response of the concrete frames in fire was studied. Comparative analysis of the apparent phenomenon, temperature curves, bearing capacity change of the frames were made based on the test results of KJ1 and KJ2. According to the simplified temperature distribution, the ultimate bearing capacity of the column under the high temperature was preliminarily determined. It is illustrated that the calculation results and finally test phenomenon are consistent according to the simplified section.

Key words: the full-scale concrete frame; the seismic damage under weak earthquake; fire test; temperature field; calculation of bearing capacity

强震发生和火灾出现都是小概率事件,但是地震后次生火灾的发生概率却是极高的。在地震和火灾的共同作用下,结构的反应行为更加复杂和难以控制。例如,1906 年美国旧金山大地震,震后次生火灾持续 3 天 3 夜,烧毁了 52 个街区,28 000 多幢建筑,其中多数并没有被震坏却被大火夷为平地^[1]。目前对

地震火灾方面的研究,主要集中在分析地震状态下火灾发生概率、地震火灾蔓延模拟,以及建筑火灾危险性评估等领域,并取得了有意义的研究成果^[2-3]。但如何进行地震后火灾环境下结构反应的分析,目前很少人涉及此研究领域,因此有必要开展这方面的研究,为结构抗火和抗震设计提供理论依据,这对结构

收稿日期:2011-03-28

作者简介:刘才玮(1983-),男,博士生,主要从事混凝土防灾减灾及大跨空间结构健康监测研究,(E-mail)03150053@163.com。

防火和地震应急都具有重大的理论和现实意义。

1 模拟弱震损伤的试验设计^[4]

1.1 足尺寸混凝土框架设计

试验共设计2榀混凝土框架,其尺寸与配筋信息如图1所示。

配筋完全相同,如图1所示。所有主筋的混凝土保护层厚度均为25mm,试件制作期间,同条件下养护尺寸为150mm×150mm×150mm的预留试块,KJ1、KJ2试块抗压强度值平均值分别为33.5、33.2MPa,钢筋截取出3段长400mm的试样,试验强度如表1所示。

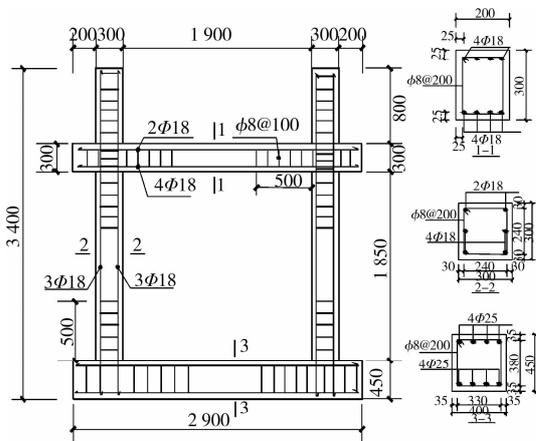


图1 框架尺寸及配筋

表1 钢筋力学性能指标 /MPa

钢筋类型	f_y	f_u	E_s
纵筋 18	401	509	2.1×10^5
箍筋 8	279	338	2.0×10^5

1.2 应变片的布置

对KJ1钢筋和混凝土粘贴应变片,主要目的是捕捉混凝土开裂荷载,获得试件中各部位钢筋应力的分布规律及变化。

1.3 试验结果及分析

模拟多遇地震的KJ1试验安装如图2所示,试验加载制度采用力加载,如图3所示。混凝土裂缝的观测采用以下方法:1)借助裂缝观测仪观察裂缝出现;2)利用粘贴在混凝土受拉区的电阻应变片,若其读数突变,从而判断开裂部位。裂缝最先出现在梁柱交界处,裂缝宽度最宽达0.2mm,如图4、5所示,滞回曲线和骨架曲线如图6、7所示。

经过分析得出以下一些主要结论^[5]:

1)开裂荷载和位置与理论计算结果基本一致,裂缝主要出现在梁、柱端,且均垂直于梁柱轴线,裂缝最大宽度达到0.22mm;由钢筋应变测量结果可得,钢筋应变处于弹性阶段。

2)由测得的滞回和骨架曲线可得出:力和位移基本呈线性关系,框架处于弹性状态^[6]。



图2 试验装置图

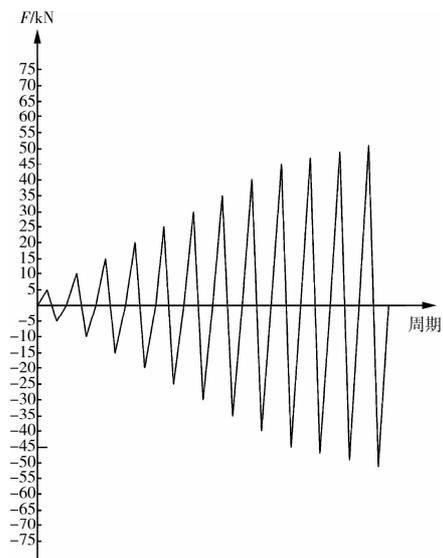


图3 试验加载制度



图4 梁柱交界处最先出现裂缝 图5 裂缝宽度达0.2 mm

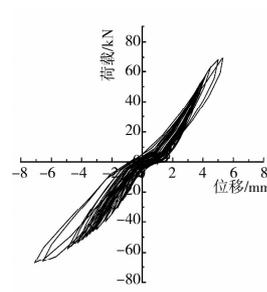


图6 水平荷载-顶点位移滞回曲线

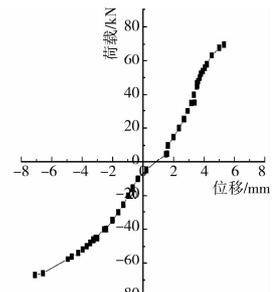


图7 水平荷载-顶点位移骨架曲线

2 火灾试验

2.1 试验装置及量测

试验装置包括加载、供火、测量记录和冷却等部分,试验在青岛理工大学结构实验室完成,采用垂直火灾试验炉,如图 8 所示,试验装置简图如图 9 所示。试验量测包括位移测量和温度测量,试件的轴向变形采用差动式位移传感器测量,量程为±200 mm,其数据由惠普数据采集仪采集并存储。炉温采用 N 型热电偶,框架梁柱截面内温度采用镍铬-镍硅 K 型热电偶测得,KJ1、KJ2 测点布置图如图 10、11 所示。试验过程中所有温度数据都由惠普 Agilent34970A 型数据采集仪采集,数据采集的时间间隔本试验设为 10 s。



图 8 火灾炉示意图

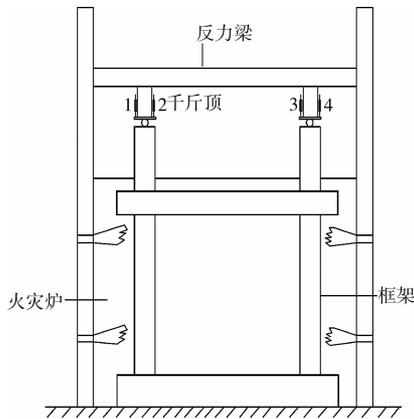


图 9 试验装置图

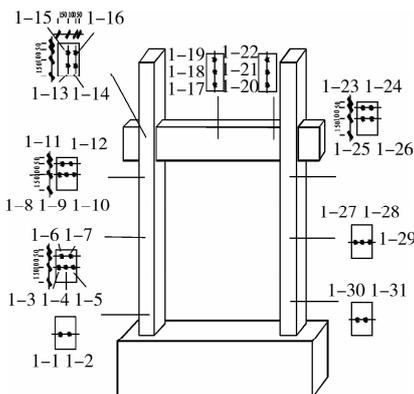


图 10 KJ1 温度测点布置图

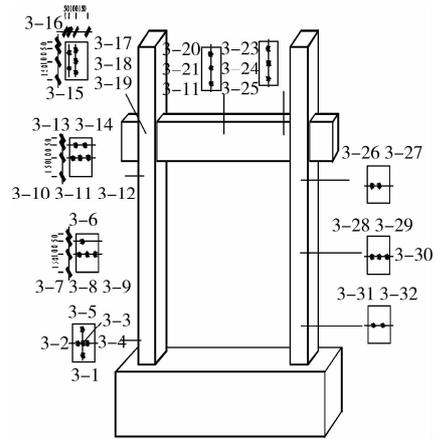


图 11 KJ2 温度测点布置图

2.2 试验结果

对 KJ1、KJ2 在受火时间、外观颜色、表面损伤、裂缝数量及宽度 4 方面进行对比,详细如表 2 所示,受火后照片见图 12。

表 2 火灾试验结果概况表

名称	KJ1	KJ2
时间/min	120	118
外观颜色	大部分呈淡黄色,局部略显暗红色,喷火口柱表面由灰黄色向暗红色渐变	大部分呈浅灰白色,局部略显淡黄色
表面损伤	柱角部、表面有棱角胀裂、疏松和剥落,特别是角部较疏松,可以掰断	柱角部少量棱角剥落,敲击声清脆
裂缝数量及宽度	柱和梁端出现 45°角斜裂缝,柱脚出现沿轴线竖向裂缝,长度约 200 mm,宽度在 0.2~0.1 mm 之间;柱中裂缝基本与柱轴线平行,长度约 220 mm,宽度 0.24~0.10 mm 之间	梁柱表面均有大量细小裂缝,宽度约在 0.05~0.12 mm 之间;裂缝走向不规则



(a)KJ1角部混凝土疏松 (b)KJ1混凝土局部颜色变深 (c)KJ2大量无规则的龟裂裂缝

图 12 试验现象

通过对比分析可得到下列基本结论^[4]:

1)KJ1 大部分呈淡黄色,KJ2 大部分呈浅灰白色说明在炉温近似相同的情况下,KJ1 温度上升较 KJ2 快,这是由于经历弱震损伤后框架出现裂缝,致使热传递加快,火灾下的损害更严重。

2)火灾试验后 KJ1 裂缝数量较多,宽度和深度较 KJ2 的大,且具有一定的规律,梁柱端部,特别是柱中出现 0.24 mm 的裂缝,经历地震损伤后,结构刚度和强度均有一定程度的下降,在竖向荷载作用

下,混凝土抗拉极限承载力降低,出现结构裂缝。KJ2梁柱表面均有出现大量细小裂缝,宽度在0.05~0.12 mm之间;且大量走向不规则的龟裂裂缝,可以推定大部分是温度裂缝,如图12(c)所示。

3)与KJ2相比,KJ1柱角部、表面有棱角胀裂、疏松和剥落,如图12(a)所示。说明框架在地震作用下混凝土结构的强度有了明显降低。遭遇本次火灾试验后(环境温度最高750℃左右),无论是对比试件KJ2还是经历弱震损伤后的KJ1柱均没有明显的竖向变形,在轴压比不太大的情况下,结构在火灾中的温度裂缝比受力裂缝显著,最终温度裂缝的形成是火灾升降温过程共同作用的结果^[9]。

4)低周反复荷载作用下,框架破坏主要集中在柱脚、柱端和梁柱节点,从火灾后裂缝出现的情况看,这也是火灾中框架受力较大和破坏较严重的部

位,因此在防火设计中应注意采取措施以提高其承载力^[8]。

3 试验分析^[5]

3.1 温度反应

在KJ1、KJ2的火灾试验中放置了测量炉温的热电偶,测得火灾炉内迎火面火焰附近的烟气温度随时间的变化情况,如图13(a)所示,如图可知,试验升温曲线比标准升温曲线稍慢,但对框架结构火灾反应分析没有明显影响,另外,试验结束3~4 h后打开炉门,因此降温较慢。

在火灾试验过程中,全程监测了框架梁、柱截面内各测温点的温升记录。为方便将KJ1、KJ2同一截面温度进行对比,将2个框架同一截面位置的温度曲线绘在同一图上,部分点对比曲线如图13(b)所示。

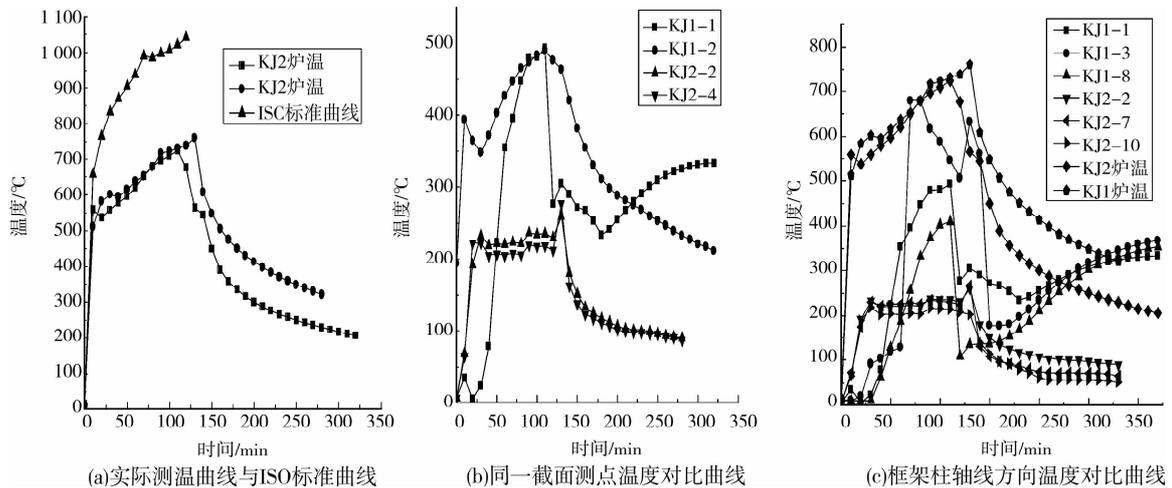


图13 温度-时间实测曲线

由图12、13所示,沿柱轴线从下到上测点分别为KJ1-1、KJ1-3、KJ1-8,与之相对应的KJ2 3个测点为KJ2-2、KJ2-7、KJ2-10,它们距柱外侧表面均为50 mm,温度对比曲线如图13(c)所示。

分析图13曲线,KJ1和KJ2截面内温度分布及上升、下降趋势存在以下几点特征:

1)KJ1由于受火前混凝土已开裂,热传导加快,测点最高温度明显高于KJ2,说明地震损伤对结构的抗火性能影响明显,但熄火后的最终温度趋近相同。混凝土材料作为热传递的不良导体,测点温度与炉温相比相差较大。以框架梁、柱混凝土表面为分界点,温度分布逐渐下降,距离越远下降越明显,表明梁、柱截面内温度分布梯度差距较大。

2)试验结束后,距混凝土表面越近的测点温度下降越快,核心区混凝土的温度有1个短暂的上升过程,且熄火后温度下降较慢,同时距混凝土表面距

离越大的点,温度变化幅度越小,且变化越平缓,随燃烧时间的延长,框架各测温点的温度曲线斜率逐渐增大,表现为混凝土受热后热传导性能的变化。

3)框架混凝土核心区测点温度上升较慢。KJ1温度一般大于300℃,部分点甚至超过400℃,但KJ1核心区混凝土温度不超过300℃,可以认为,在KJ1柱达到竖向承载能力前核心区混凝土损伤较小。

4)KJ1柱中、柱脚、柱端最高温度依次降低,这是由于柱中出现了较长的沿纵筋方向的竖向裂缝,增加了热传导,而且柱中和柱脚紧靠喷火口,局部温度升高快,加大了三截面的差别,KJ2柱中、柱脚、柱端三截面最高温度相差不大,柱脚和柱中截面略高于柱端,这是由于柱脚柱中截面紧靠喷火口的缘故。

5)从KJ2三截面温升曲线可看出从40 min到100 min截面温度几乎没有变化,说明正常状态下的混凝土有良好的隔热性能,在混凝土结构的抗火设

计中必须注意保证一定的保护层厚度。

3.2 变形反应

由于条件限制,试验主要测量了框架柱的竖向变形,为了使结果更加准确,框架柱的轴向变形采取 2 根柱平均值的办法来确定轴向变形,结果如图 14 所示。

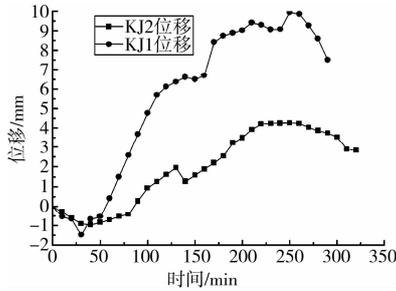


图 14 KJ1、KJ2 位移-时间曲线

从图 14 可以得出如下结论^[10]：

1) KJ1 与 KJ2 相比,框架柱轴向变形明显大于后者,在火灾环境的影响下,燃烧初期框架柱身由于受热膨胀导致柱顶发生了反向位移。

2) 由于两端固定轴压比作用,在试验初期油压千斤顶示数也有所上升,表明此时在火灾环境的影响下,框架柱的自身温度应力较大。

3) 在试验中后期,柱顶位移值缓慢增大,熄火后,当混凝土结构在火灾中未受到结构性破坏时,在降温过程中其变形会得到部分恢复,KJ1 框架柱轴向变形大于 KJ2,说明经历地震损伤的框架柱较正常状态的刚度退化严重^[11]。

4 高温下损伤混凝土框架柱承载力简化计算

4.1 计算思路及基本假定

各国的规范对于受火钢筋混凝土柱等效截面的确定方法有所不同。本文借鉴瑞典规范中的 500℃ 方法确定混凝土的有效面积,即假定截面上高于 500℃ 的部分的抗压强度为零,而截面上低于 500℃ 的部分完全保留,并取其抗压强度为常温下的抗压强度。另外钢筋处的温度近似取该位置处混凝土的温度,再按照规范给定的轴心抗压柱的公式进行计算^[13]。

对框架柱进行热-力耦合作用下的承载性能分析,计算采取以下基本假定:

1) 混凝土是各向同性的均匀性材料,框架柱四面受火均匀,等温曲线简化成正方形,柱截面内温度场分布沿轴线方向不变,热量传递与混凝土的应力状态无关。

2) 在火灾持续作用过程中,构件截面始终符合

平截面假定原则,忽略钢筋,将该处温度近似视为混凝土温度,这对配筋率不大的截面温度场计算影响不大。

3) 不考虑高温下材料化学分解产生的反应热,且忽略因材料变形、温度应力等机械作用转化而成的部分热量,框架柱近似按照轴心受压计算,忽略梁的约束作用。

4) 钢筋的强度-温度关系按式(1)确定,其温度近似采用距柱表面 50 mm 处的温度^[11]。

$$k_s = \begin{cases} 1 & T = 20^\circ\text{C} \\ 0.9 & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1 - 0.9 \left(\frac{T - 200}{600} \right) & 200^\circ\text{C} < T \leq 600^\circ\text{C} \end{cases} \quad (1)$$

4.2 截面温度场的简化计算

由上述分析可得,500℃ 等温线的确定是关键,根据测点分布和温度曲线及计算假定,可近似得出框架柱柱脚、柱中、柱端截面处温度分布下面以 KJ1 柱中截面为例加以说明。

由图 10、11 的温度测点布置图,可测出距柱外表面 50 mm 和 150 mm 处的温度值,取测点 1-3 和 1-5 处的平均值和测点 1-4 的测点值可近似得出距柱外表面 50 mm 处温度曲线,柱表面温度即为炉膛温度,假定截面温度呈线性规律,即可利用线性内插法确定 500℃ 等温线的位置。同理,可确定 KJ1 其它柱截面和 KJ2 的温度分布规律。从温度曲线可得到熄火时即受火 120 min 时各截面温度达到最高,截面最危险,因此本文确定熄火时刻 500℃ 等温线位置,为下面计算提供数据基础,如图 15 所示。

4.3 框架柱承载力计算^[14]

对框架柱施加轴心筒支荷载,荷载按中国现行的《混凝土结构设计规范(GB 50010—2002)》中相关规定施加,如式(2)。

$$N \leq 0.9\varphi(f_c A + f_y' A_s') \quad (2)$$

其中: φ 为混凝土受压构件的稳定性系数; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; A 构件截面面积; A_s' 全部纵向钢筋的截面面积。 φ 取 0.98。计算过程及结果如表 3 所示。

表 3 计算结果

位置	$f_c(\text{MP}_a)/S(\text{mm}^2)$	$f_y(\text{MP}_a)/S(\text{mm}^2)$	结果/kN
KJ1 底	33.5/40 000	220.6/1 527	1 509.5
KJ2 底	33.2/69 696	376.9/1 527	2 598.7
KJ1 中	33.5/25 600	160.4/1 527	992.5
KJ2 中	33.2/68 644	370.9/1 527	2 558.9
KJ1 端	33.5/54 756	280.7/1 527	2 037.2
KJ2 端	33.2/70 756	360.9/1 527	2 608.3

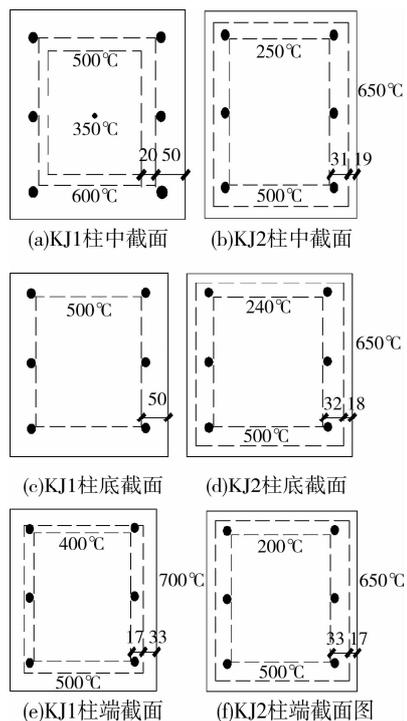


图 15 500°C 等温线

由表 3 可得 KJ1 底部、中部、端部的截面承载力折减率分别为 41.9%、61.2%、21.9%，框架柱的受压破坏主要是柱中出现沿纵筋方向的竖向裂缝。与文献[7]论述的试验柱损坏特征类似，说明上述结论与工程实际相吻合。

框架柱在固定轴压比作用下的轴向力为 159 kN，远小于熄火时最危险截面的承载力，与框架最终试验现象从定性上分析是符合的。在柱中出现竖向裂缝导致了热传导的加剧，致使 KJ1 柱中截面温升加快，同时柱底和柱端也出现一系列受力裂缝，且由于喷火口靠近中部和下部，致使最终柱中截面温升最快、柱底次之，柱端最慢，导致了承载力折减程度从柱中、柱底、柱端逐渐降低。

5 结论

1) 通过 KJ1 抗震试验得到的滞回曲线和骨架曲线可得出：在框架开裂前，力和位移基本呈线性关系，框架基本处于弹性工作状态；框架开裂后，滞回曲线和骨架曲线开始出现弯曲，曲线斜率开始变小，框架刚度退化明显，表明结构进入非线性工作阶段。

2) 遭遇本次火灾试验后（环境温度最高 750°C 左右），无论是 KJ2 还是 KJ1 均没有明显的残余变形，在轴压比不太大的情况下，结构在火灾中的温度裂缝比受力裂缝显著，最终温度裂缝的形成是火灾升温 and 降温过程共同作用的结果^[12]。

3) KJ1 截面的最高温度远大于 KJ2，说明地震损伤对结构的抗火性能影响显著。火灾试验过程

中，框架柱截面内温度分布梯度较大，主要表现为，距表面距离越大则温度变化幅度越小，且波动范围也较小。随受火时间的延长，导致表层混凝土导热性能发生变化，内部混凝土温度变化加快^[15]。

4) KJ1 由于火灾试验前经历了多遇地震，从框架柱的轴向变形上可容易得出 KJ1 的刚度退化程度明显高于 KJ2。由计算结果可知，KJ1 高温下的承载力与 KJ2 相比退化严重，尤其是柱中截面承载力下降显著^[16]。

参考文献：

- [1] 李杰, 江建华. 城市地震次生火灾危害性分析[J]. 自然灾害学报, 2000, 9(2): 87-92.
LI JIE, JIANG JIAN-HUA. Hazard analysis of urban post-earthquake fire[J]. Journal of Natural Disasters, 2000, 9(2): 87-92.
- [2] 韩新, 沈祖炎, 曾杰, 等. 建筑火灾危险性评估性能方法基本框架研究[J]. 自然灾害学报, 2001, 10(2): 50-57.
HAN XIN, SHEN ZU-YAN, ZENG JIE, et al. Study on a framework of performance-based method for hazard assessment of building fire[J]. Journal of Natural Disasters, 2001, 10(2): 50-57.
- [3] 余世舟, 赵振东, 钟江荣. 基于 GIS 的地震次生灾害数值模拟[J]. 自然灾害学报, 2003, 12(4): 100-105.
YU SHI-ZHOU, ZHAO ZHEN-DONG, ZHONG JIANG-RONG. Numerical simulation of secondary disasters of earthquake based on GIS[J]. Journal of Natural Disasters, 2003, 12(4): 100-105.
- [4] JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [5] 刘才玮. 基于多遇地震损伤的混凝土框架结构抗火性能试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2010.
- [6] 肖建庄, 谢猛. 高性能混凝土框架火灾后抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(8): 36-42.
XIAO JIAN-ZHUANG, XIE MENG. An experimental study on the seismic behavior of HPC frames after fire[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(8): 36-42.
- [7] 李乌江. 足尺寸轴压混凝土柱火灾行为试验分析研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2009.
- [8] K C H, THENIEL F S. Rostary. Strength of concrete subjected to high temperature and biaxial stress: experiments and modeling[J]. Materials and Structures, 1995, 28: 575-581.
- [9] TAN K H, YUAN W F. Buckling of elastically restrained steel columns under longitudinal non-uniform temperature distribution[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(1): 51-61.

- [12] PrEN 1998-1; Design of Structures for Earthquake Resistance; General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings[S]. 2003.
- [13] ANSYS Inc. Theory Reference[M]. ANSYS Documentation, Release 8.1.
- [14] ANSI/AISC 360-05; Specification for Structural Steel Buildings[S]. Chicago, 2005.
- [15] 程光煜, 叶列平, 崔鸿超. 防屈曲耗能钢支撑设计方法的研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(1): 40-48.
CHENG GUANG-YU, YE LIE-PING, CUI HONG-CHAO. Study on the design method of buckling-restrained brace [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(1): 40-48.
- [16] MARRIOTT D J, PAMPANIN S, PALERMO A, et al. Shake-table testing of hybrid post-tensioned precast wall systems with alternative dissipating solutions [C]//The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [17] TAKAO TAKAMATSU, HIROYUKI TAMAI. Non-slip-type restoring force characteristics of an exposed-type column base[J]. J. Constr Steel res, 2005, 61: 942-961.
- [18] CONSTANTIN CHRISTOPOULOS, ANDRE FILI-ATRAULT, CHIA-MING UANG, et al. Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames [J]. J. Struct eng, 2002, 128(9): 1111-1120.

(编辑 王秀玲)

(上接第 69 页)

- [10] 肖建庄, 谢猛, 潘其健. 高性能混凝土框架火灾反应与抗火性能研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 4(25): 1-7.
XIAO JIAN-ZHUANG, XIE MENG, PAN QI-JIAN. Experimental study on the fire response and fire resistance of high performance concrete frame [J]. Journal of Building Structures, 2004, 4(25): 1-7.
- [11] DWAIKAT M B, KODUR V K R. A numerical approach for modeling the fire induced restraint effects in reinforced concrete beams [J]. Fire Safety Journal, 2007, 43(4): 291-307.
- [12] 谢猛. 高性能混凝土框架抗火性能与火后抗震性能试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2005. 3.
- [13] SEBASTJAN BRATINA, MIRAN SAJE, IGOR PLANINC. The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire [J]. Engineering Structures, 2006, 29(3): 418-430.
- [14] 袁广林, 张先扬, 张玉明, 等. 四面受火钢筋混凝土柱正截面承载力的简化计算[J]. 四川建筑科学研究, 2010, 36(4): 91-94.
- YUAN GUANG-LIN, ZHANG XIAN-YANG, ZHANG YU-MING, et al. Simplified calculation on bearing capacity of normal section for RC columns subjected to fire on four surfaces [J]. Sichuan Building Science, 2010, 36(4): 91-94.
- [15] ZHAOHUI HUANG, IAN W BURGESS, ROGER J PLANK. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs subjected to fire [J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(1): 127-131.
- [16] 王振清, 白丽丽, 乔牧, 等. 四面受火后钢筋混凝土柱的可靠性分析[J]. 华中科技大学学报, 2008, 36(12): 125-127.
WANG ZHEN-QING, BAI LI-LI, QIAO MU, et al. Reliability of four-face fired reinforcement concrete columns [J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology, 2008, 36(12): 125-127.

(编辑 王秀玲)