

# 高温后钢筋混凝土框架抗震性能试验研究

陆洲导<sup>1</sup>, 魏 锴<sup>1</sup>, 苏 磊<sup>1</sup>, 廖杰洪<sup>2</sup>, 夏 敏<sup>3</sup>

(1. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 湖北武大珞珈工程结构检测咨询有限公司, 湖北 武汉 430072; 3. 苏州科技大学 土木工程学院, 江苏 苏州 215011)

**摘要:** 为研究高温后混凝土框架的抗震性能, 设计了 2 个强梁弱柱框架和 2 个强柱弱梁框架, 预先对其中 2 个框架进行明火升温试验, 然后对所有试件进行低周往复加载试验。考察了各榀框架的破坏模式、荷载-位移关系、承载力、变形能力、刚度和耗能能力与高温和梁柱尺寸等因素的关系。试验结果表明: 受火后混凝土框架的承载力和耗能能力有所降低, 强梁弱柱型框架的承载力下降更为明显, 且屈服位移增大, 极限位移减小; 受火后混凝土框架的塑性铰出现顺序改变为柱底—梁端—柱顶, 柱端更容易出现塑性铰。常温下强柱弱梁型(破坏形态为梁端先出现塑性铰)框架在火灾后可能转化为“强梁弱柱”型破坏。

**关键词:** 钢筋混凝土框架; 低周往复加载试验; 抗震性能; 高温后; 强梁弱柱

**中图分类号:** TU375

**文献标志码:** A

## Quasi-static Test of Reinforced Concrete Frames After High Temperature

LU Zhoudao<sup>1</sup>, WEI Kai<sup>1</sup>, SU Lei<sup>1</sup>, LIAO Jiehong<sup>2</sup>, XIA Min<sup>3</sup>

(1. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Hubei Wuda Luojia Inspection and Consultation of Engineer Structure Co. Ltd., Wuhan 430072, China; 3. School of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China)

**Abstract:** To investigate the seismic performance of reinforced concrete (RC) frames after high temperature, two strong-beam-weak-column frames and two strong-column-weak-beam frames were designed. Two of the frames were subjected to fire test, then low-frequency cyclic loading tests were conducted for all the specimens. The variation of failure modes, bearing capacities, load-displacement relationship, deformability, stiffness, and energy dissipation as the endured greatest temperature and the beam-column size relation was

analyzed. The test results show that the bearing capacities and energy dissipation capacities of the RC frames were reduced after fire, and the reduction of those of the strong-beam-weak-column frames was more serious. The yield displacement increased and the ultimate displacement decreased. After fire, the plastic hinge first occurred at the bottom of the column, then the beam end, and then the top of the column, which indicates the plastic hinge tended to appear at the column ends. The RC frames designed according to strong-column-weak-beam criterion (in which plastic hinges first appear at the beam-ends) may fail in the form of strong-beam-weak-column after fire.

**Key words:** reinforced concrete frames; low-frequency cyclic loading test; seismic performance; after being exposed to high temperature; strong-beam-weak-column

随着城市中建筑物密度的增大, 以及电器、燃气设备的普及, 建筑物火灾越发频繁, 火灾带来的损失非常巨大。为了对火灾后混凝土框架结构的损伤作出科学的评估, 并给出合理的修复方法, 需要结合实际情况, 研究清楚火灾后混凝土框架结构的受力机理以及抗震性能<sup>[1-3]</sup>

吴波等<sup>[4]</sup>通过抗震性能试验, 发现高温后混凝土柱的强度、刚度、变形能力和耗能能力均随温度的升高而降低, 且刚度的下降幅度明显大于强度。YAO Y 等<sup>[5-6]</sup>通过轴压试验, 发现高温后混凝土柱失去水分易大块剥落, 变形增大;

肖建庄等<sup>[7]</sup>的试验研究结果表明, 高温后高性能混凝土框架结构易发生“强梁弱柱”破坏, 承载力、刚度及耗能均明显下降, 仅延性有所提高。王博等<sup>[8]</sup>对强梁弱柱型钢混凝土变柱 T 型节点的试验表明, 节点主要发生柱端破坏, 抗震性能较差。

王玉镯等<sup>[9-10]</sup>对高温后框架混凝土节点进行了

收稿日期: 2018-03-11

基金项目: 国家自然科学基金(51778496, 51778497)

第一作者: 陆洲导(1957—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为工程抗火、结构检测与加固。E-mail: lzd@tongji.edu.cn

通信作者: 苏 磊(1984—), 男, 工程师, 工学博士, 主要研究方向为结构抗震、抗火。E-mail: sulei0518@sina.com

抗震性能试验,研究表明火灾持续时间越久,节点的刚度退化越明显,剪切变形越小,等效粘滞阻尼系数下降越明显。

Jiang 和 Li<sup>[11-12]</sup>等通过试验研究发现经历火灾高温后框架梁及框架节点的破坏模式较常温下发生改变,梁可能从受弯破坏转换为受剪破坏,框架可能从“强柱弱梁”破坏转化为“强梁弱柱”破坏。

Raouf-Fard 等<sup>[13]</sup>对高温后混凝土框架的残余承载力进行了试验,表明高温后混凝土框架的承载能力下降了 30%,刚度降低了 50%。

霍静思和韩林海等<sup>[14]</sup>进行了外加强环板型钢管混凝土柱-钢梁节点高温后的拟静力试验,表明火灾后节点刚度退化平缓,强度降低不明显。

张红燕<sup>[15]</sup>对高温后 T 型空心圆钢管节点的滞回性能进行测试,结果表明钢管节点高温后的破坏过程与常温类似,其滞回性能、承载能力和节点刚度等均有一定程度的降低。

马超<sup>[16]</sup>对高温后型钢混凝土柱-钢梁框架节点进行了低周往复加载试验,分析了受火时间与轴压比两个因素对该节点抗震性能的影响。

Han 等<sup>[17]</sup>对平面钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点进行了火灾荷载试验,结果表明 CFTS 柱和 RC 梁互相提供约束和支撑,均在对方达到极限承载力后继续承载,直至二者均发生破坏。

陆洲导等<sup>[18-19]</sup>进行了 5 个用碳纤维加固的混凝土梁板柱节点低周往复加载试验,结果表明加固后节点极限承载力和抗震性能均大幅提高。

本文通过对 4 个钢筋混凝土框架进行常温和高温后的抗震性能试验,初步探讨了温度对混凝土框架的承载能力、刚度、变形能力和滞回性能的影响,以及高温后混凝土框架破坏模式的转变。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

用于进行试件升温试验的水平火灾试验炉炉膛尺寸长×宽×高为 4 000 mm×3 000 mm×1 650 mm。根据炉膛尺寸,设计 1:2 缩尺的单层钢筋混凝土框架模型。其总高为 1 750 mm,柱截面尺寸为 250 mm×250 mm。模型三维示意图如图 1 所示,图 1a 为常温框架模型 CKJ,图 1b 为高温框架模型 KJ。为考虑板的约束,并充当炉盖的作用,设置板厚为 60 mm,双层双向配筋  $\phi 6@150$ 。

将图中所示深色区域两个单榀框架切割出来,

对其进行拟静力试验。为探讨钢筋混凝土框架的抗震性能,常温和高温后的两个模型中,分别将两榀框架设计为一个强梁弱柱型(CKJ-1 和 KJ-1,即塑性铰首先出现在柱端),其框架梁尺寸为 150 mm×350 mm;另一个为强柱弱梁型(CKJ-2 和 KJ-2,即塑性铰首先出现在梁端),其框架梁截面为 120 mm×250 mm。单榀框架的截面及配筋情况如图 2 所示。

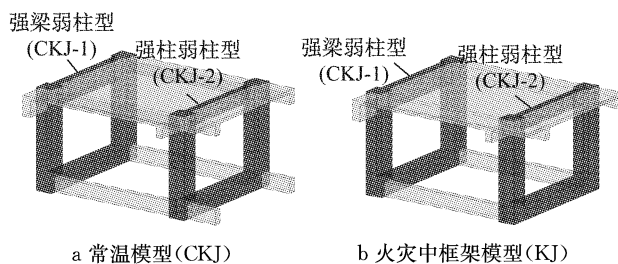


图 1 试件的三维模型图

Fig.1 3D model of the specimens

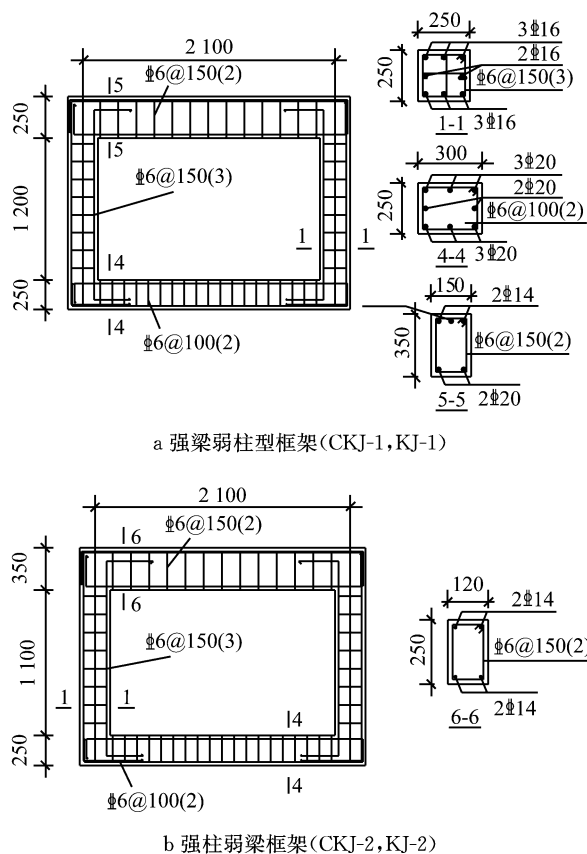


图 2 单榀框架尺寸及配筋(单位:mm)

Fig.2 Specimens' sizes (unit:mm)

### 1.2 材料力学性能

混凝土配合比如表 1 所示,混凝土立方体抗压强度平均值为 43.9 MPa。钢筋材性数据如表 2 所示。

表 1 混凝土配合比

Tab.1 Concrete mix

材料名称	品种规格	产地厂名	配合比	用量/kg·m <sup>-3</sup>
水泥	P.O 42.5	常州金峰	0.8	286
砂	中砂	安徽	2.09	747
石	碎石 2~25 mm	湖州	3.01	1075
水	净水	—	0.49	175
外加剂	LX-3	上海隆希	0.017	6.07
粉煤灰	II	华望	0.2	71

表 2 钢筋材性数据

Tab.2 Material properties of reinforcement

力学性能	6 mm 钢筋	14 mm 钢筋	16 mm 钢筋	20 mm 钢筋
屈服强度/MPa	413.4	589.9	484.0	446.5
极限强度/MPa	510.2	701.7	597.3	582.3

### 1.3 升温试验

所有试件养护 28 d 后,在同济大学工程结构抗火试验室进行试验.采用标准养护的试块 150 mm×150 mm×150 mm,放入温度为 20±1 °C,相对湿度为 95%以上的养护室中养护 28d 后,取其中 3 块采用烘干法测得含水率约为 1.6%.升温所用炉膛尺寸为 4 000 mm×3 000 mm×1 650 mm,试件高 1 750 mm.炉顶用耐火砖围砌,用耐火棉包裹可能漏火部位.板充当炉盖,边缘部分用耐火棉覆盖.密封后炉子如图 3 所示.受火中板面布置 1 kN·m<sup>-2</sup> 均布荷载,如图 4 所示.

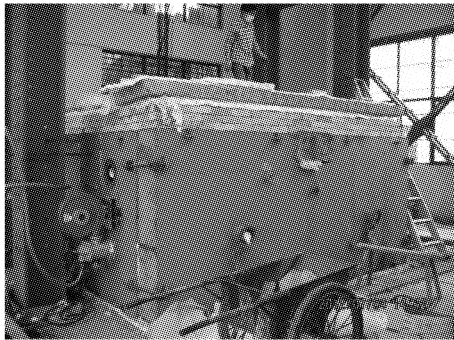


图 3 升温试验照片

Fig.3 Installation of fire furnace

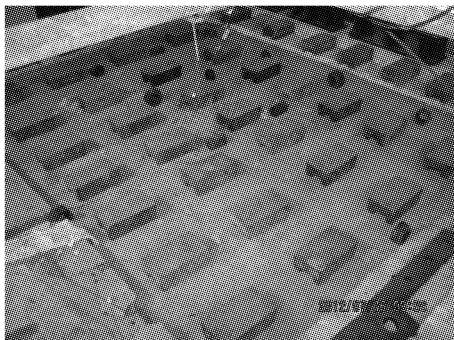


图 4 板面荷载

Fig.4 Service load imposed on the floor

该火灾试验炉共有 8 个喷嘴,可根据设定温度自动控制炉温按照 ISO834 标准升温曲线进行升温.由于混凝土板较薄,不能有效保温,实际炉内温度并未按 ISO834 标准升温曲线,如图 5 所示.升温试验总时间为 140 min,热电偶布置如下:炉内有 5 个温度测点,用以测量炉温;升温框架的热电偶布置如图 6 所示.

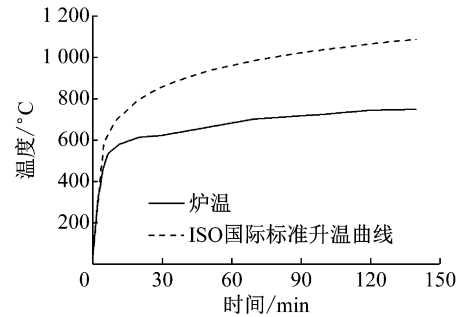
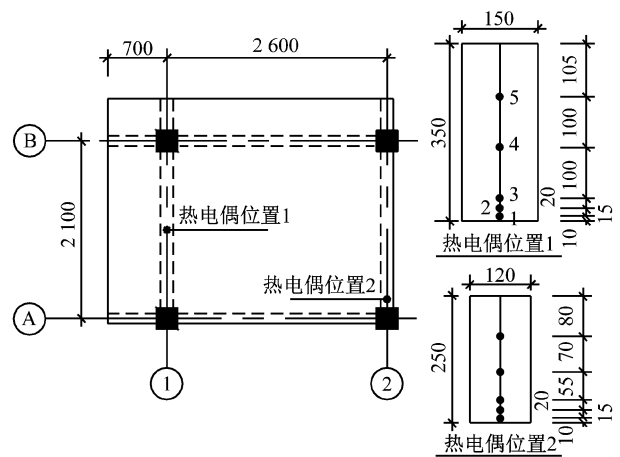
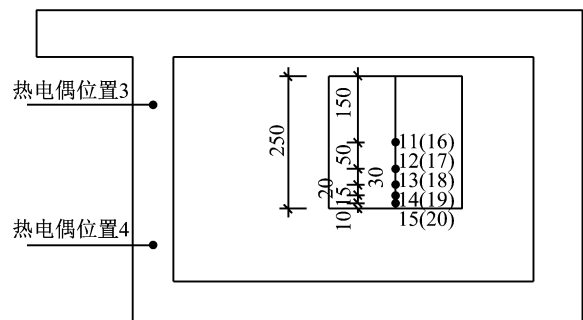


图 5 升温曲线

Fig.5 Heating curves



a 框架梁内热电偶布置



b 框架柱内热电偶布置

图 6 热电偶布置图(单位:mm)

Fig.6 Thermocouple layout(unit: mm)

### 1.4 测点布置和加载制度

#### 1.4.1 试验装置

低周往复加载试验在同济大学静力实验室进行,试验装置如图 7 所示.

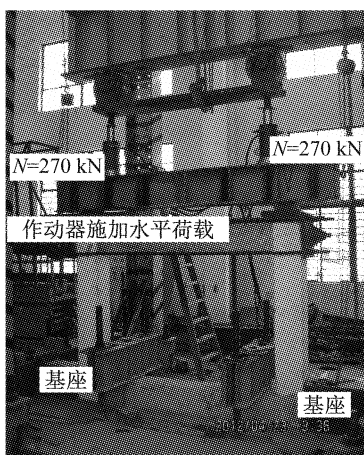


图 7 试验装置

Fig.7 Test device

#### 1.4.2 变形测量

低周往复加载试验中,测量梁截面中点水平位移、构件半高处水平位移和基座的水平位移。此外,测量了纵筋和箍筋的应变。对于高温后的试件,凿除表面混凝土后,再黏贴钢筋的应变片,然后用细石混凝土修补。

#### 1.4.3 加载制度

每个柱上加竖向荷载 270 kN,相当于常温下轴压比为 0.3。预加载 135 kN,重复两次,消除内部初始应力。水平荷载采用荷载-位移混合加载,加载制度如下:

(1)先进行预加载,常温 15 kN 反复 1 次,高温后 10 kN 反复 1 次;

(2)再以 30 kN 为级差加载至屈服阶段(钢筋屈服),每级反复 1 次,接近屈服时反复循环 2 次;

(3)当判断达到屈服后,以此时测得的最大水平位移作为屈服位移,并以其倍数为级差进行控制加载,每级反复循环 3 次;

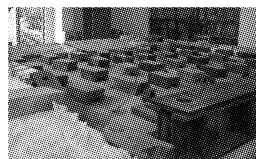
(4)至荷载为最大荷载值的 85%或水平位移达到 31 mm( $H/50=1\ 550/50$ )时停止加载。

## 2 明火试验结果分析

### 2.1 火灾试验现象

受火框架室温和初始温度 35 °C 左右。点火,约 15 min 后板面出现少量的水渍,产生较少的水蒸汽,板面温度约为 50 °C。30 min 后板面、梁顶出现大量的水迹和蒸汽,如图 8 所示,板面温度约为 80 °C,空气中出现石灰的刺鼻味。50 min 后板面水分大部分蒸干,温度达到 120 °C。140 min 后熄火,此时构件内置热电偶最高温度达 650 °C,板面温度约为 220 °C

~240 °C。



a 框架受火中板面开始

出现水渍



b 框架受火中板面大量水渍

图 8 受火框架试验现象

Fig.8 Phenomenon of the frame under fire

待框架从水平炉中吊出,框架整体颜色偏红,混凝土底座部分颜色最深,上部框架梁深红色,并出现了大量细裂纹。板底混凝土因直接受火而大量爆裂,露筋,板面正中间的四边固定板沿四周出现了环形裂缝,板面下凹;框架的爆裂部位主要集中在柱的边角处,框架梁靠近柱的边角处也存在较轻爆裂现象,未露筋。

### 2.2 受火框架内部升温情况

受火框架部分测点温度如图 9 所示。离受火面越近的测点,升温速度越快。梁内温度达到 100 °C 左右时,4、5、10、18~20 测点升温速度变缓,曲线出现一段近似水平增长,这是由于此时混凝土中的水分开始大量蒸发,带走大部分热量,从而使温度-时间曲线近似水平段;当水分蒸发之后,构件内部温度又将快速增长;其余测点由于距离受火面较近以及试件含水率较低,曲线水平段并不明显。

## 3 试验结果分析

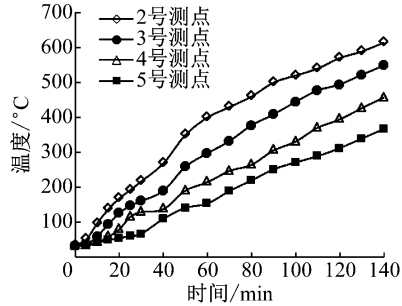
### 3.1 破坏过程及破坏模式

(1)常温下 CKJ-1(强梁弱柱型):施加水平荷载至 90 kN 时,梁柱节点开始出现裂缝,210 kN 时梁柱节点区域出现数条交叉裂缝。采用位移加载后,当水平位移加载至  $\Delta_2=32$  mm 时,节点出现大量交叉斜裂缝;加载至  $\Delta_3=40$  mm 时,出现宽度约 1~2 mm 的贯穿斜裂缝;加载至  $\Delta_4=48$  mm 时,柱发生破坏,如图 10 所示。从裂缝发生的顺序来看,柱顶最先出现裂缝,其次梁端出现裂缝,最后柱底出现裂缝。塑性铰发生顺序为柱顶—梁端—柱底。

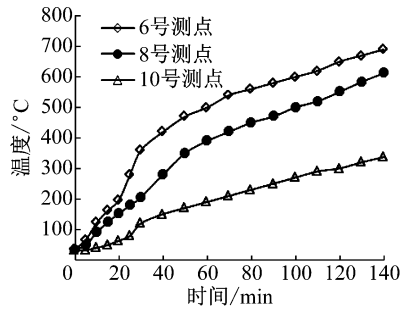
(2)常温下 CKJ-2(强柱弱梁型):水平荷载加载至 120 kN 时,梁端出现明显裂缝,150 kN 时梁节点区域出现数条交叉裂缝。采用位移加载后,当水平位移加载至  $\Delta_2=32$  mm,梁端产生大量交叉斜裂缝,柱出现交叉斜裂缝;水平位移加载至  $\Delta_6=64$  mm 时,梁发生破坏,如图 11 所示。根据裂缝出现的顺序,塑

性铰发生顺序为梁端—柱底—柱顶. 该破坏模式有利于抗震.

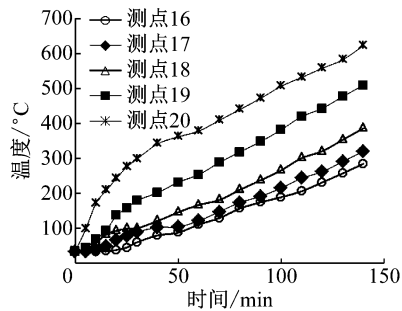
(3)高温后 KJ-1(强梁弱柱型):施加水平荷载至 60 kN 时,柱出现斜裂缝;90 kN 时梁出现斜裂缝,100 kN 时柱表面出现大量斜裂缝;120 kN 时梁上出现大量裂缝;随着荷载或位移的增加,裂缝数量大量



a 受火框架热电偶布置点 1 温度发展



b 受火框架热电偶布置点 2 温度发展



c 受火框架热电偶布置点 4 温度发展

图 9 受火框架测点温度

Fig.9 Temperature of measure points of the frame on fire



图 10 CKJ-1 破坏模式

Fig.10 Failure mode of CKJ-1



图 11 CKJ-2 破坏模式

Fig.11 Failure mode of CKJ-2

增加,不断延伸;当水平位移达到  $\Delta=52$  mm 时,混凝土柱发生剪切粘结破坏,如图 12 所示. 破坏时柱表面混凝土大量剥落,塑性铰的作用没有发挥.



图 12 KJ-1 破坏模式

Fig.12 Failure mode of KJ-1

(4)高温后 KJ-2(强柱弱梁型):水平荷载加载至 45 kN 时,梁端出现裂缝;90 kN 时柱出现裂缝,135 kN 时梁、柱出现大量裂缝;随着位移的增加,柱上裂缝宽度增大至 2~3 mm,并向两端延伸;当水平位移达到  $\Delta_6=64$  mm 时,混凝土柱发横剪切黏结破坏,如图 13 所示. 其塑性铰发生顺序可认为是柱底—梁端—柱顶. 该高温后混凝土框架破坏模式为剪切黏结破坏,此类破坏在常温下也较为常见. 发生此类破坏时延性差,滞回曲线“捏拢”严重,耗能能力差. 常温下发生剪切黏结破坏的条件为配箍率大,混凝土强度等级低,轴压比在 0.1~0.5 之间,剪跨比在



图 13 KJ-2 破坏模式

Fig.13 Failure mode of KJ-2

1.25~2.5 之间,纵向配筋率大且纵筋直径较大。在本试验中,柱剪跨比为 2.5,面积配筋率为 0.23%,纵筋配筋率为 2.57%,单侧纵筋配筋率为 0.96%。高温后混凝土框架的塑性铰产生顺序出现了变化,柱端更容易出现塑性铰,破坏模式由常温下的强柱弱梁形式变化为强梁弱柱形式,混凝土框架延性变差,捏拢变严重,耗能能力变差,其原因可认为是混凝土强度的降低导致构件破坏模式发生改变。

### 3.2 滞回曲线和骨架曲线

滞回曲线与骨架曲线反应了结构的强度、刚度、延性和耗能能力等抗震特性,是分析结构抗震性能的重要数据。上层梁截面中点的水平位移滞回曲线如图 14 所示。结合试验现象,有如下规律:高温后混凝土框架滞回曲线捏拢效应更为明显;常温下的混凝土框架滞回环更为饱满,表明高温后框架的抗震性能降低。

框架的骨架曲线如图 15 所示,可以发现:高温后混凝土框架刚度、极限承载力下降;对于常温下的强梁弱柱框架 CKJ-1 和高温后框架 KJ-1 的极限位移并未增大,表现出更大的脆性;对于常温下的强柱弱梁框架 CKJ-2 和高温后框架 KJ-2 极限位移增大。

### 3.3 承载力、变形能力与刚度

表 3 列出了各框架的屈服荷载、最大荷载(极限承载力)和极限水平位移。其中屈服荷载采用“通用屈服弯矩法”,极限位移按水平荷载下降至最大荷载的 85% 确定,或者采用破坏时的水平力。

(1) 承载力:高温后屈服荷载及极限承载力下降,强梁弱柱型框架(KJ-1)下降更为明显,且变形能力较弱。高温后混凝土弹性模量降低,由于该框架不能承担较大变形,承载力下降幅度较大。

(2) 变形能力:高温后框架屈服位移增大,但强梁弱柱型框架(KJ-1)极限位移减小,强柱弱梁型框架(KJ-2)极限位移与常温基本一致。高温后延性系数降低,强梁弱柱型框架(KJ-1)降低更为明显。

(3) 刚度:为反映试件的刚度退化,计算割线刚度  $k_i$  如下<sup>[20]</sup>:

$$k_i = \frac{F_i^+ - F_i^-}{X_i^+ - X_i^-}$$

式中: $F_i$  为第  $i$  次峰值点荷载值; $X_i$  为第  $i$  次峰值点位移值。

将刚度随位移退化的曲线绘于图 16 中,随着位移的增大,试件都出现了刚度下降的现象,屈服之前的曲线较为陡峭,说明屈服后刚度退化变得不再明显,并且刚度曲线的变化趋势基本相同;此外,高温后试件 KJ-1、KJ-2 的刚度更低,并且屈服后的刚度-

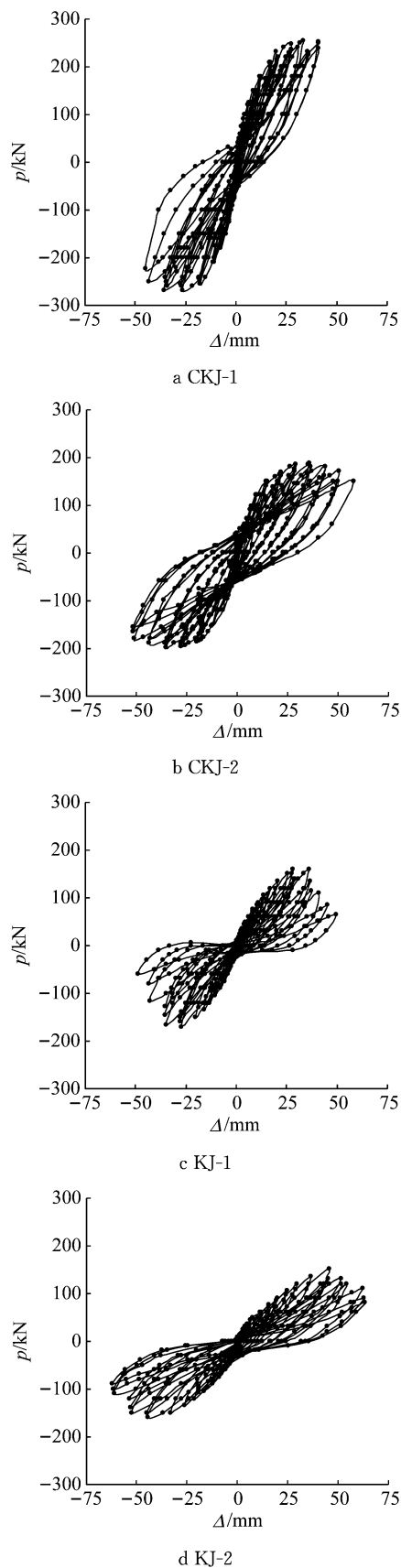


图 14 框架滞回曲线

Fig. 14 Hysteresis curves of the frames

位移曲线更为平缓,表明屈服前的刚度退化更为明显。

表3 框架试验特征参数

Tab.3 Frame test characteristics parameters

	屈服荷载 $P_y/\text{kN}$	屈服位移 $\Delta_y/\text{mm}$	最大荷载 $P_{\max}/\text{kN}$	极限荷载 $P_u/\text{kN}$	极限位移 $\Delta_u/\text{mm}$	延性系数 $\Delta_u/\Delta_y$
CKJ-1	210/180	16.7/7.7	254/269	252/269	41.1/35.7	2.5/4.6
CKJ-2	150/150	14.0/12.2	186/198	170/180	50.0/51.0	3.6/4.2
KJ-1	135/120	20.8/20.1	160/170	160/166	36.2/34.9	1.7/2.7
KJ-2	105/120	24.5/21.5	150/160	130/150	51.5/54.2	2.1/2.4

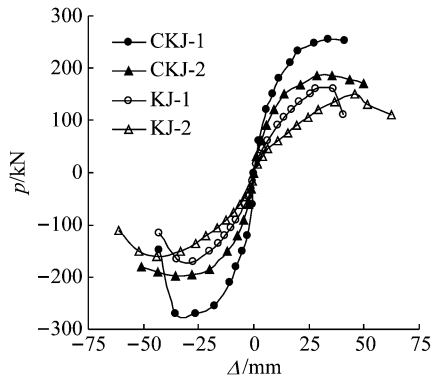


图15 骨架曲线

Fig.15 Skeleton curves of the frames

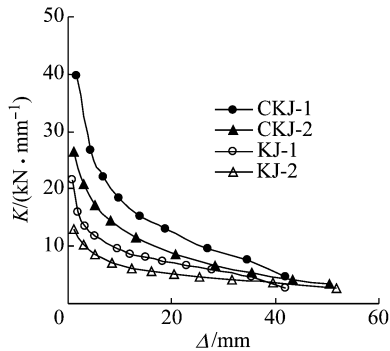


图16 刚度退化

Fig.16 Stiffness degradation

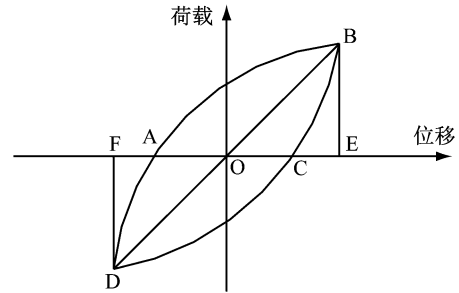


图17 荷载-位移曲线滞回环

Fig.17 Load-displacement hysteretic relation

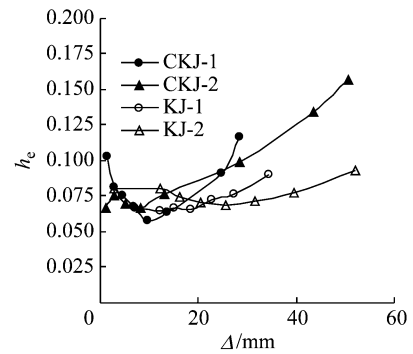
图18 框架等效黏滞阻尼系数  $h_e$  随位移变化曲线

Fig.18 Equivalent viscous damping coefficient-displacement curves

### 3.4 耗能能力

按照图17所示的滞回环可计算得到等效黏滞阻尼系数  $h_e$ 。来衡量构件的耗能能力,取关键点的  $h_e$  与位移的关系列于表4和图18中。可见高温后试件的黏滞阻尼系数较低,耗能能力弱。此外,常温下混凝土框架(CKJ-1和CKJ-2)的耗能能力随位移增加

逐渐增强,而高温后混凝土框架(KJ-1和KJ-2)的耗能能力随位移增加而增强的趋势并不明显。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}}$$

式中:  $S_{ABC}$  和  $S_{CDA}$  分别表示曲线 ABC 和曲线 CDA 与  $x$  轴围成曲边三角形的面积;  $S_{OBE}$  和  $S_{ODF}$  分别表示三角形 OBE 和 ODF 的面积。

表4 等效黏滞阻尼系数  $h_e$ 。Tab.4 Equivalent viscous damping coefficient  $h_e$ 。

CKJ-1			CKJ-2			KJ-1			KJ-2		
$h_e$	$\Delta/\Delta_y$	$\Delta/\text{mm}$	$h_e$	$\Delta/\Delta_y$	$\Delta/\text{mm}$	$h_e$	$\Delta/\Delta_y$	$\Delta/\text{mm}$	$h_e$	$\Delta/\Delta_y$	$\Delta/\text{mm}$
0.103	0.12	1.5	0.067	0.09	1.1	0.102	0.09	1.9	0.081	0.13	2.9
0.081	0.23	2.8	0.075	0.22	2.9	0.067	0.34	7.0	0.080	0.53	12.1
0.075	0.37	4.5	0.070	0.40	5.3	0.064	0.59	12.1	0.075	0.70	16.1
0.068	0.56	6.8	0.067	0.63	8.3	0.066	0.73	15.0	0.071	0.89	20.4
0.058	0.80	9.7	0.077	1.00	13.1	0.066	0.90	18.3	0.068	1.11	25.5
0.064	1.13	13.8	0.099	2.16	28.3	0.073	1.12	22.8	0.071	1.37	31.6
0.092	2.03	24.7	0.134	3.32	43.5	0.076	1.34	27.4	0.078	1.72	39.6
0.116	2.33	28.5	0.157	3.85	50.5	0.090	1.68	34.3	0.093	2.26	51.9

## 4 结论

根据以上讨论,可得出如下结论:

(1)常温下,强梁弱柱型框架 CKJ-1 发生破坏柱端破坏,塑性铰出现顺序是柱顶—梁端—柱底;强柱弱梁型框架 CKJ-2 发生破坏梁端破坏,塑性铰出现顺序是梁端—柱底—柱顶.高温后,两种类型的框架(KJ-1 和 KJ-2)均发生混凝土柱剪切黏结破坏.其中强柱弱梁型框架 KJ-2 塑性铰发生顺序可认为是柱底—梁端—柱顶,塑性铰出现顺序出现了变化,柱端更容易出现塑性铰,破坏模式由常温下的强柱弱梁型变化为“强梁弱柱”型.

(2)常温下混凝土框架滞回环较为饱满,高温后滞回曲线捏拢效应更为明显,表明高温后抗震性能下降.高温后混凝土框架屈服荷载、极限承载力、刚度和变形能力均下降,强梁弱柱型框架(KJ-1)下降更为明显.

(3)高温后混凝土框架的耗能能力下降;常温下混凝土框架耗能能力随位移增加而增强,而高温后耗能能力随位移增加而增强的趋势不明显.

(4)本文对高温后混凝土框架的承载力和耗能性能等试验结果进行了定性分析,对于混凝土强度、设计等因素可能对高温后混凝土框架的影响,乃至上升至理论,须进一步研究.

## 参考文献:

- [1] 张学楷. 低压线路常见电气火灾原因分析认定及预防措施研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2005.  
ZHANG Xuekai. Analysis and research on prevention measures of common low voltage electric circuit fire causes [D]. Chongqing: Chongqing University, 2005.
- [2] 傅剑平, 张川, 陈滔, 等. 钢筋混凝土抗震框架节点受力机理及轴压比影响的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 67.  
FU Jianping, ZHANG Chuan, CHEN Tao, *et al.* Experimental investigation of shear mechanism and effect of axial-compression ratio on joints in earthquake-resistant reinforced concrete frames[J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(3): 67.
- [3] 李灿灿, 陆洲导, 李凌志. 建筑结构基于性能的抗震设计[J]. 四川建筑科学研究, 2005, 31(5): 104.  
LI Cancan, LU Zhoudao, LI Lingzhi. Performance-based seismic design of structure [J]. Building Science Research of Sichuan, 2005, 31(5): 104.
- [4] 吴波, 马忠诚, 欧进萍. 高温后钢筋混凝土柱抗震性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 1999, 32(2): 53.  
WU Bo, MA Zhongcheng, OU Jinping. Experimental study on seismic properties of R C columns after high temperature[J]. China Civil Engineering Journal, 1999, 32(2): 53.
- [5] YAO Y. Fire resistance of reinforced concrete columns[J]. China Civil Engineering Journal, 1992, 26(6): 25.
- [6] KODUR V, MCGRATH R. Fire endurance of high strength concrete columns[J]. Fire Technology, 2003, 39(1): 73.
- [7] 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.  
XIAO Jianzhuang, XIE Meng. An experimental study on the seismic behavior of HPC frames after fire [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(8): 36.
- [8] 王博, 白国良, 代慧娟, 等. 低周反复荷载下强梁弱柱型钢混凝土变柱 T 型节点力学性能研究[J]. 土木工程学报, 2014(3): 47.  
WANG Bo, BAI Guoliang, DAI Huijuan, *et al.* Study on mechanic performance of T-type strong-beam weak-column variable-column SRC joints under low-cyclic reversed loading [J]. China Civil Engineering Journal, 2014(3): 47.
- [9] 刘晓鹏. 钢筋混凝土框架节点火灾后的抗震性能试验研究[D]. 济南: 山东建筑大学, 2009.  
LIU Xiaopeng. Experiment research on seismic behaviour of joints in a reinforced concrete frame after fire [D]. Ji'nan: Shandong Jianzhu University, 2009.
- [10] 王玉镯, 傅传国, 邱洪兴. 火灾后钢筋混凝土框架节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009(增 2): 121.  
WANG Yuzhuo, FU Chuanguo, QIU Hongxing. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete frames joints after fire[J]. Journal of Building Structures, 2009(S2): 121.
- [11] LI L Z, LIU X, YU J T, *et al.* Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames [J]. Engineering Structures, 2019, 179(1): 161.
- [12] JIANG C J, YU J T, LI L Z, *et al.* Experimental study on the residual shear capacity of fire-damaged reinforced concrete frame beams and cantilevers[J]. Fire Safety Journal, 2018, 100: 140.
- [13] RAOUF-FARD M M, NISHIYAMA M. Residual load bearing capacity of reinforced concrete frames after fire[J]. Journal of Advanced Concrete Technology, 2016, 14(10): 625.
- [14] 霍静思, 韩林海. 火灾作用后钢管混凝土柱—钢梁节点滞回性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(6): 28.  
HUO Jingsi, HAN Linhai. Hysteretic behaviors of steel beam to concrete-filled steel tubular column connections after exposure to fire[J]. Building Structures, 2006, 27(6): 28.
- [15] 张红燕. T 型圆钢管节点火灾后滞回性能研究[D]. 烟台: 烟台大学, 2014.  
ZHANG Hongyan. The study of hysteretic behavior of T-shaped round steel tubular joint after fire [D]. Yantai: Yantai University, 2014.
- [16] 马超. 火灾后型钢混凝土柱—钢梁框架节点抗震性能研究及其加固修复[D]. 宁波: 宁波大学, 2014.  
MA Chao. Research on the aseismic performance of the frame joint of steel reinforced concrete column-steel beam after fire and its repair [D]. Ningbo: Ningbo University, 2014.
- [17] HAN L H, WANG W H, YU H X. Experimental behaviour of reinforced concrete (RC) beam to concrete-filled steel tubular (CFST) column frames subjected to ISO-834 standard fire[J]. Engineering Structures, 2010, 32(10): 3130.



- [18] 陆洲导,谢莉萍,洪涛. 碳纤维加固低配箍混凝土梁板柱节点的抗震试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2003, 31(3): 253.
- LU Zhoudao, XIE Liping, HONG Tao. Aseismic research on beam-column-slab subassemblies reinforced with low ratio transverse reinforcement rehabilitated by carbon fiber reinforced plastic[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2003, 31(3): 253.
- [19] 陆洲导,宋彦涛,王李果. 碳纤维加固混凝土框架节点的抗震试验研究[J]. 结构工程师, 2004, 20(5): 39.
- LU Zhoudao, SONG Yantao, WANG Ligu. Seismic testing study on beam-column-slab connections [J]. Structural Engineers, 2004, 20(5): 39.
- [20] SHAFAEI J, HOSSEINI A, MAREFAT M S. Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles[J]. Engineering Structures, 2014, 81(81): 265.
- 
- (上接第 28 页)
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for concrete structures of tall building: JGJ3—2010[S]. Beijing: Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, 2010.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部,国家质量监督检验检疫总局. 混凝土结构设计规范:GB50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision. Code for design of concrete structures: GB50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震试验方法规程: JGJ/T 101—2015 [S]. 北京:中国建筑建筑科学研究
- 院, 2015.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, Specification of test methods for earthquake resistant building: JGJ/T 101—2015[S]. Beijing: China Academy of Building Research, 2015.
- [15] 顾祥林. 混凝土结构基本原理[M]. 上海:同济大学出版社, 2004.
- GU Xianglin. Basic principle of concrete structure [M]. Shanghai: Tongji University Press 2004.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部,国家质量监督检验检疫总局. 建筑抗震设计规范:GB50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision. Code for seismic design of buildings: GB50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.