

# 火灾后钢筋混凝土连续梁力学性能的计算分析

陆洲导<sup>1</sup>, 柴继锋<sup>1,2</sup>, 余江滔<sup>1</sup>

(1. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 苏州工业园区设计研究院股份有限公司, 江苏 苏州 215021)

**摘要:** 为研究火灾后钢筋混凝土连续梁力学性能,对已有试验结果进行理论分析,并提出计算火灾后构件力学性能简化算法. 试验设置 1 根受火梁及 1 根对比梁,依据 ISO834 标准升温曲线对受火梁开展升温试验,静置后,进行受火梁及对比梁常温静载试验. 根据实际升温曲线,利用有限元软件对受火梁温度场进行计算,结合常温及火灾损伤后材料力学性能,分析出截面弯矩曲率关系,得出截面抗弯刚度,继而计算出受火连续梁及对比连续梁的弯矩及位移. 结果表明:当截面受压区直接受火时,刚度及承载力都有较大降低,其中刚度下降更加显著,当截面受拉区直接受火时,刚度及承载力变化较小;受火梁与对比梁相比,梁弯矩明显更多地加载点分配,最终导致梁出铰顺序不同,随着荷载增加,常温梁中支座先屈服,继而加载点截面屈服,而受火梁加载点截面先于中支座截面屈服. 计算结果与试验结果吻合较好,同时对对比分析了传统的计算连续梁的方法,表明其不适用于预测火灾后损伤的连续梁力学性能.

**关键词:** 火灾; 钢筋混凝土; 连续梁; 弯矩重分布; 有限元  
**中图分类号:** TU311.4; TU375.1 **文献标志码:** A

## A Numerical Approach for Calculating the Mechanical Performance of the Fire-damaged Reinforced Concrete Continuous Beams

LU Zhoudao<sup>1</sup>, CHAI Jifeng<sup>1,2</sup>, YU Jiangtao<sup>1</sup>

(1. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Suzhou Industrial Park Design & Research Institute Co. Ltd, Suzhou 215021, China)

**Abstract:** To study the mechanical performance of reinforced concrete continuous beams after fire, a theoretical analysis on test results was carried out and a simplified algorithm was proposed for engineering practice. The experiment included standard ISO834 fire test on a two-span beam and subsequent static load tests at ambient temperature on the fire damaged

beam and a reference beam. Based on the measured temperature curve, the temperature distribution of the fire exposed beam was computed by the finite element method. According to the stress-strain relationship of fire-damaged concrete and rebar, the moment-curvature relationship of the beam section and the bending stiffness of the beam were obtained. Furthermore, the moment distribution and deformation performance of both the reference beam and fire damaged beam were predicted. The computing results demonstrate that, when the compressive region of beam is subjected to elevated temperatures, bending stiffness and flexural strength will be both decreased and bending stiffness will decline more significantly; however, when the tensile region of the beam is subjected to fire, bending stiffness and flexural strength will decrease much slightly. Compared to the reference beam, the fire damaged beam is found in computing transiting more moment to the mid-span. Additionally, computing result shows the plastic hinge appears firstly at the mid-span point and then near the middle support point of two-span beam, which is totally different from the reference beam. The computing results have excellent agreements with the test observation. Also it is proved the traditional algorithm for continuous beam in ambient is not suitable in predicting the behavior of fire-damaged counterpart.

**Key words:** fire damage; reinforced concrete; continuous beam; moment redistribution; finite element

火灾中,结构受弯构件(如梁或板)位于房间上部,温度最高,通常受损最为严重. 国内外研究者对火灾后钢筋混凝土受弯构件进行了系列研究,文献[1-8]进行火灾后简支梁常温静载试验,分析了构件承载力及刚度变化规律与影响因素. 文献[9]采用瞬态激励法测试常温及火后简支梁动力性能,火灾损伤简支梁与常温未开裂简支梁相比刚度有较大降

收稿日期: 2013-11-10

基金项目: 国家自然科学基金(51008235);上海市建筑科学研究院(集团)有限公司上海市工程结构新技术重点实验室合作课题(2012-HZ04);上海市科学技术委员会应用技术开发专项资金(2011-114)

第一作者: 陆洲导(1957—),男,教授,博士生导师,工学博士,主要研究方向为混凝土结构抗火、结构加固. E-mail: lzd@tongji.edu.cn

通讯作者: 柴继锋(1992—),男,工学硕士,主要研究方向为混凝土结构抗火、结构加固. E-mail: 11\_chaijf@tongji.edu.cn

低. 文献[1]和文献[5]采用分层法对截面混凝土强度进行折减,分析混凝土受弯截面极限状态受弯承载力,文献[8]和文献[10]根据截面等强原则对不同高度混凝土截面进行缩减,计算极限承载力. 以上研究的对象均为简支梁. 简支构件的受力形式简单,其极限承载力实际上由简支梁的最大弯矩截面控制. 对简支构件的研究实质上是对构件截面的研究.

相比简支构件,钢筋混凝土的连续受弯构件在实际工程中应用要广泛得多. 连续受弯钢筋混凝土构件的受力有以下特点:不同截面的刚度存在差异、截面内力存在重新分配直到构件失效. 对此,文献[11]进行了常温及火灾后混凝土连续梁的静载试验,基于试验分析了火灾后连续梁的刚度、承载力及弯矩分布等,但是并未提出分析火灾后钢筋混凝土连续梁构件的简化计算方法.

在实际工程中,钢筋混凝土梁往往与楼板整浇,形成现浇整体式梁板结构. 考虑到楼板的存在,大多数现浇梁截面都可以简化为 T 形. 由于混凝土的拉压材性差异显著,钢筋在截面内非对称布置以及梁截面几何尺寸的不对称等因素,在弹性状态下,当截面弯矩方向不同时,梁的抗弯刚度也有显著差异.

在实际工程中,钢筋混凝土梁多为连续梁或框架梁,属于超静定结构. 同一跨度内同时存在正弯矩区段和负弯矩区段. 准确地进行连续梁的承载力分析必须考虑正抗弯刚度与负抗弯刚度的共同影响.

如图 1 所示, $K$  为截面正抗弯刚度, $\alpha$  为截面负抗弯刚度与正抗弯刚度的比值, $\alpha K$  为负抗弯刚度, $P$  为梁承受的集中荷载, $M_{hog}$  为支座处截面弯矩, $M_{sag}$  为加载点处截面弯矩, $l_0$  为单跨内加载点距端支座的距离, $\beta$  为单跨内加载点距端支座与中支座的距离比. 不难理解,当负抗弯刚度较大时( $\alpha > 1$ ),弯矩更多地向跨中支座分配,当负抗弯刚度较小时( $\alpha < 1$ ),弯矩更多地向加载点附近分配. 如图 1 所示,当荷载  $P$  作用于梁跨中时, $\beta = 1$ ,按等刚度梁计算( $\alpha = 1$ )弯矩  $M_{hog} = 0.375Pl_0$ ; 当  $\alpha = 2$  时,弯矩  $M_{hog} = 0.473Pl_0$ ,与等刚度梁相比增大了 26.1%; 当  $\alpha = 0.5$  时,弯矩  $M_{hog} = 0.287Pl_0$ ,与等刚度梁相比减小了 23.5%. 此种弯矩分配的差异是由于截面弹性刚度差异所导致的,与构件截面产生塑性铰而发生的弯矩重分布不同. 与等刚度矩形梁相比,T 型连续梁的正、负弯矩区段的抗弯刚度不同,即使弹性状态下,弯矩的分配与等刚度梁也存在差异.

钢筋混凝土梁进入非线性后会出现塑性铰,导致梁跨度方向上的弯矩重分布,梁的正、负抗弯刚度

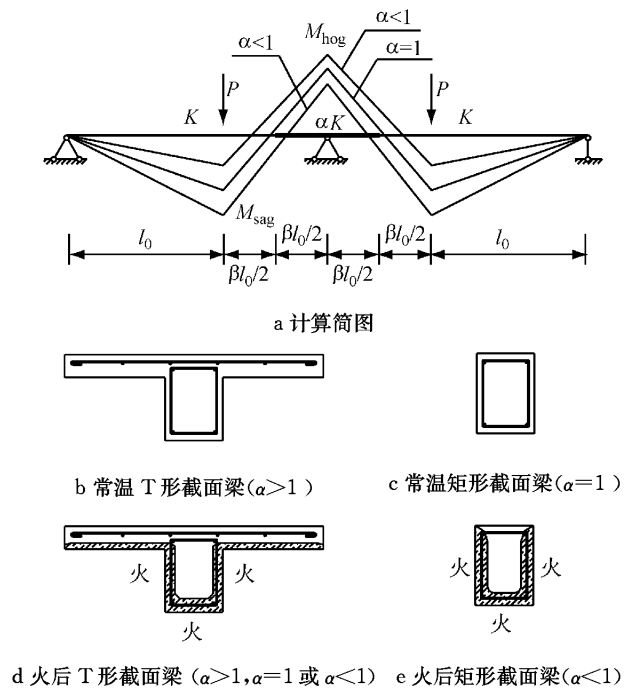


图 1 弯矩重分布示意图

Fig.1 Moment redistribution concept

不再是定值,而是一个与截面曲率有关的变量.

受到高温(火灾)影响的钢筋混凝土受弯构件弯矩分配更加复杂. 如图 1b—1e 所示,常温下矩形梁截面,只要配筋对称,其正、负弯矩刚度和正、负极限抗弯强度均相同. 但在高温下或高温后,由于热传导的时效作用,同一截面内的不同位置经历的温度不同. 从已有的研究文献<sup>[12-20]</sup>可知,受高温影响的混凝土的力学性能会有明显的劣化,一定程度上表现为抗压、抗拉强度及弹性模量的变化,其中弹性模量的降幅最大. 因混凝土的热惰性,钢筋位置的温度一般较低,研究<sup>[21-23]</sup>表明,钢筋过火温度小于 400℃时,冷却后强度基本不变. 火灾中钢筋混凝土梁往往是下部受火,其截面温度场分布类似于图 2 所示的情况. 不难想象,在正弯矩或负弯矩作用下,即使是矩形梁,其抗弯刚度也将不同.

从已有的研究文献<sup>[7,10-11]</sup>可知,相比抗弯强度的下降,混凝土梁(包括简支梁)的弯曲刚度降幅要大得多. 对于受火损伤的构件,其正常使用极限状态下的力学性能,如抗弯刚度和抗裂能力,应该得到更多的关注.

基于极限状态的截面分层法和截面缩减法<sup>[1,5,8,10]</sup>计算火灾后截面极限弯矩可以用于确定火灾后静定构件极限承载力,这是因为静定结构内力仅取决于平衡条件,但该方法无法得出截面的刚度值,因此不能应用于确定火灾后超静定构件的弯

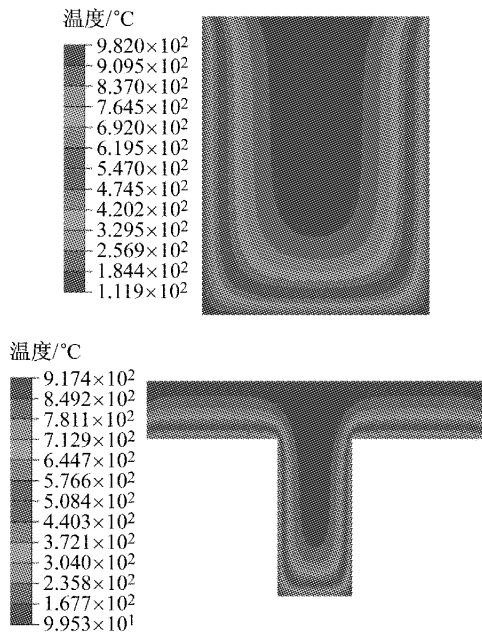


图 2 截面温度云图

Fig. 2 Section Temperature counter

矩。

常用的设计软件多采用基于铁摩辛柯梁或欧拉梁的杆件单元模拟钢筋混凝土的梁、柱构件。在没有进行特别的单元划分时,相同截面的杆件单元只具有一种抗弯刚度,难以体现正、负抗弯刚度造成的影响。此外,对于受火损伤构件,杆件单元无法反映温度造成的梁截面力学性能的变化。

采用实体单元可以较客观地模拟受火梁的力学性能变化。但实体单元模型的计算代价过高,难以普遍应用。

近年来,有研究者采用纤维梁单元来模拟高温

后钢筋混凝土框架结构的力学反应<sup>[24-25]</sup>。这种算法既能在体现正、负抗弯刚度,又能模拟温度造成的影响。纤维单元的计算虽然远大于普通的杆系结构,但小于实体单元模型。从目前的情况来看,还没有计算高温后混凝土结构的通用的纤维梁软件。

从工程应用的角度来看,简化算法具有较强的实用价值。文献[26]针对碳纤维材料加固的钢筋混凝土连续梁提供了一种计算正弯负弯 2 种刚度梁弯矩分布的方法,但该方法只考虑了 2 种刚度,无法分析部分截面进入塑性的情况,无法用于钢筋混凝土连续梁静载全过程分析。

本文提出一种简化算法,通过截面温度场计算来体现受火后梁截面弯矩-曲率的变化,并在考虑截面刚度与弯矩耦合基础上对常温及火灾后钢筋混凝土连续梁力学性能进行全过程分析。

## 1 试验介绍

以前期完成的受火后钢筋混凝土连续梁的试验为基准,通过对比试验数据,验证算法的有效性。

文献[11]进行了 7 个钢筋混凝土双跨连续梁及 5 个双跨连续板的系列试验。本文仅分析其中受火损伤的钢筋混凝土梁 L3 静载试验和常温对比试件 L0 静载试验。钢筋混凝土两跨连续梁跨度为 2.6 m,截面长宽分别为 200 mm, 300 mm。为了接近实际工程,试验中梁设计为 T 型带翼缘截面,板翼缘宽度为 900 mm,厚 80 mm,如图 3 所示。混凝土及钢筋常温下材性见表 1。L3 三面受火,按照 ISO834 标准升温曲线进行火灾试验,时长 60 min。

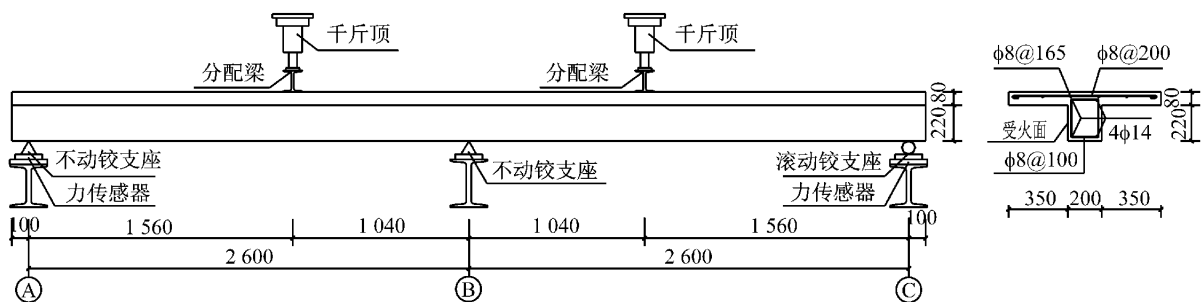


图 3 连续梁配筋及截面尺寸(单位:mm)

Fig. 3 Reinforcement layout and section dimension of continuous beams(unit:mm)

## 2 温度场计算

发生建筑火灾时,在建筑构件迎火面火场热量通过辐射和对流向构件表面传递,然后通过传导向

构件内部传递。混凝土、钢材等建筑材料的热工性能参数是温度的函数,火灾下建筑构件内的温度场是一个非线性的瞬态温度场。

对于细长的钢筋混凝土构件,假设构件的温度沿构件的长度方向没有变化,仅在截面内发生变化,

表 1 混凝土和钢筋的力学性能

材料名称	材料规格	强度	弹性模量/MPa
混凝土	C30	立方体抗压强度 38.5 MPa	$3.39 \times 10^4$
		轴心抗压强度 34.6 MPa	
钢筋	HRB335 直径 14 mm	屈服强度 364 MPa	$2.0 \times 10^5$
		极限强度 542 MPa	
	HPB235 直径 8 mm	屈服强度 386 MPa	$2.1 \times 10^5$
		极限强度 463 MPa	

属于二维问题. 利用有限元软件 ABAQUS 根据试验升温曲线对受火梁温度场进行模拟. 分析过程忽略钢筋的影响, 认为混凝土各向同性, 钢筋温度与截面相应位置混凝土温度相同. 混凝土单元类型为 DC2D4. 混凝土热工参数根据欧洲规范<sup>[27]</sup>取值.

混凝土的温度测点试验值与计算值的对比曲线如图 4b 所示, 实测钢筋温度与计算值对比如图 4c 所示. 从图 4c 可知, 可以直接采用相应位置混凝土温度作为钢筋温度, 所求得混凝土截面温度场将作为受火后构件力学性能分析的基础.

### 3 混凝土及钢筋的应力-应变关系

#### 3.1 常温及高温后混凝土应力-应变关系

国内外关于高温后混凝土力学性能进行了大量的试验研究<sup>[12-20]</sup>, 表明: 高温后混凝土的残余材性指标受所经受的最高温度及混凝土的强度等级影响最大. 本文采用李卫等<sup>[12]</sup>提出的模型描述常温及高温后的混凝土应力应变全曲线关系.

$$\frac{\sigma}{f_{cT}} = \begin{cases} 2.2x - 1.4x^2 + 0.2x^3, & x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{pT}} \leq 1 \\ \frac{x}{0.8(x-1)^2 + x}, & x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{pT}} \geq 1 \end{cases} \quad (1)$$

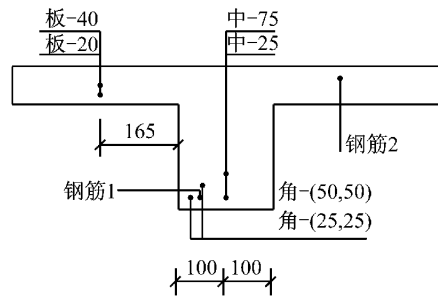
式中:  $\sigma$  为应力, MPa;  $f_{cT}$  为火灾后混凝土残余峰值

应力, MPa,  $f_{cT} = \frac{f_c}{1 + 2.4(T-20)^6 \times 10^{-17}}$ ,  $f_c$  为常温下混凝土峰值应力, MPa,  $T$  为混凝土所经受的最高温度, °C;  $x$  为应变与火灾后混凝土残余峰值应变之比;  $\epsilon$  为应变;  $\epsilon_{pT}$  为火灾后混凝土残余峰值应变,  $\frac{\epsilon_{pT}}{\epsilon_p} = 1 + (1500T + 5T^2) \times 10^{-6}$ ,  $\epsilon_p$  为常温下混凝土峰值应变.

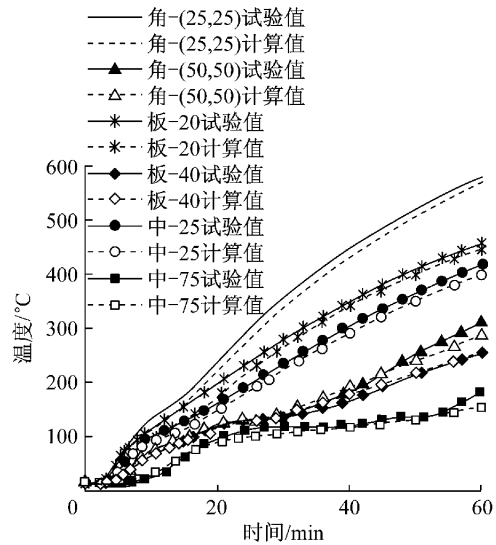
常温下混凝土的应力应变关系仍按式(1)计算, 取  $T=20^\circ\text{C}$ .

#### 3.2 常温及高温后钢筋应力-应变关系

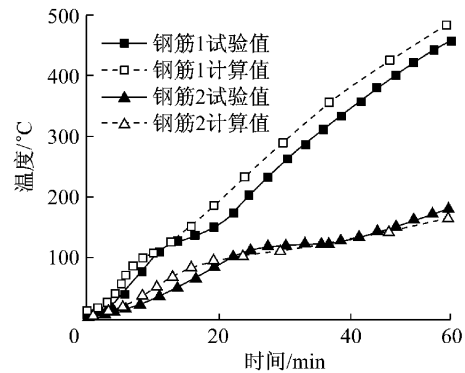
根据文献<sup>[21]</sup>和文献<sup>[23]</sup>的研究, 高温后钢筋的强度最大降幅约为 10%~15%, 高温后钢筋的弹



a 对比测点位置示意图(单位:mm)



b 混凝土区域测点温度对比



c 钢筋测点温度对比

图 4 温度计算结果与实测结果对比曲线

Fig. 4 Temperature comparison curve between calculation result and test result

性模量略有降低, 伸长率略有增加. 文献<sup>[23]</sup>拟合出了常温及高温下新 III 级钢筋的应力应变全曲线, 与试验吻合较好. 应力应变全曲线如下所示:

$$\sigma = \begin{cases} E_{sT}\epsilon_{sT}, & 0 \leq \epsilon_{sT} \leq \epsilon_{yT} \\ f_{yT}, & \epsilon_{yT} \leq \epsilon_{sT} \leq \epsilon_{sh} \\ E_{sh} \frac{\epsilon_{yT}}{\xi} [1 - \exp(-\xi \frac{\epsilon_{sT} - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{yT}})] + f_{yT}, & \epsilon_{sT} > \epsilon_{sh} \end{cases} \quad (2)$$

$$f_{yT}/f_y = 8.3624 \times 10^{-10} T^3 - 1.4951 \times 10^{-6} T^2 + 5.3 \times 10^{-4} T + 0.9814$$

$$\frac{E_{sT}}{E_s} = \begin{cases} 1, & T \leq 350^\circ\text{C} \\ -2.014 \times 10^{-7} T^2 + 5.0 \times 10^{-5} T + 1.0072, & T > 350^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\frac{\epsilon_{sh}}{\epsilon_{yT}} = \begin{cases} 9.21642, & T \leq 400^\circ\text{C} \\ -1.3553 \times 10^{-7} T^3 + 2.5 \times 10^{-4} T^2 - 0.1446T + 35.9796, & T > 400^\circ\text{C} \end{cases}$$

式中:  $E_{sT}$  为钢筋火灾后弹性模量,  $E_{sh} = 0.02E_{sT}$ ;  $\epsilon_{sT}$  为钢筋火灾后应变;  $f_{yT}$  和  $\epsilon_{yT}$  为钢筋火灾后屈服强度和屈服应变;  $\epsilon_{sh}$  为火灾后钢筋强化段起始屈服应变;  $\xi$  为经验系数, 文献[26]给出取值为 0.06,  $\xi$  取值越大, 强化段后继屈服切线模量越小, 本文 HPB235 级钢筋  $\xi$  取 0.15, HRB335 级钢筋取 0.06;  $f_y$  为常温下钢筋屈服强度;  $E_s$  为常温下钢筋弹性模量。

常温下钢筋的材性仍按式(2)计算, 取  $T = 20^\circ\text{C}$ 。

#### 4 MATLAB 软件计算梁截面弯矩曲率曲线

基于 ABAQUS 温度场分析结果和式(1)、式(2)可以计算出受火后截面的弯矩-曲率本构关系。采用的计算假定如下:

- (1) 平截面假定, 忽略钢筋混凝土梁的剪切变形。
- (2) 火后钢筋及混凝土应力应变关系, 根据温度场结果考虑材性劣化, 由式(1)、式(2)确定。
- (3) 不考虑混凝土受拉作用。

根据 ABAQUS 的温度场计算结果采用 MATLAB 软件进行截面弯矩-曲率的计算, MATLAB 软件计算采用图 5 所示坐标系, 混凝土梁截面积分点坐标为  $(x, y)$ , 总数量为  $n$  个, 与 ABAQUS 有限元计算模型相同, 设全截面面积为  $A$ , 各积分点温度  $T(x, y)$  作为以  $(x, y)$  为 midpoint、 $A/n$  面积内的温度代表值, 根据式(1)确定  $A/n$  面积内材料性质的劣化。截面积分点越多, 计算也就越精确。图中  $b$  和  $b_f$  分别为梁截面腹板宽度和翼缘宽度,  $h$  和  $h_f$  分别为梁截面总高度和翼缘高度,  $A_s$  为钢筋面积,  $x_s$  为钢筋中心距梁底边距离,  $x_0$  为梁受弯时中性轴距梁底边距离,  $\epsilon_0$  为任一给定的上部边缘混凝土压应变,  $\epsilon_s$  和  $\epsilon(x, y)$  分别为此时钢筋应变和  $(x, y)$  位置处混凝土的应变。

为了说明及编程的方便, 所有符号均含有相应

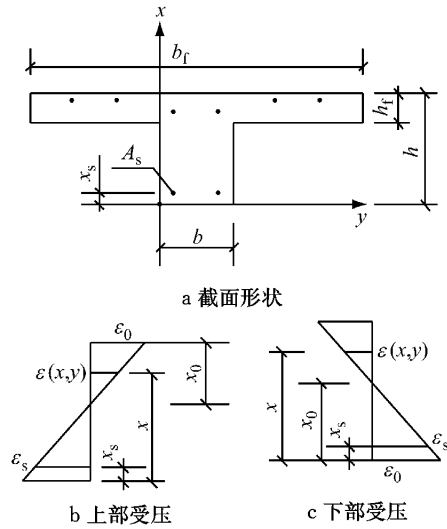


图 5 应变分布

Fig. 5 Strain distribution

变量的方向信息。根据混凝土截面的力平衡条件, 当 T 形截面梁上部混凝土受压时, 对于任一给定的上部边缘混凝土压应变  $\epsilon_0$ , 如图 5b 所示, 有

$$\epsilon(x, y) = \epsilon_0 \left( 1 - \frac{h}{x_0} + \frac{x}{x_0} \right) \quad (3)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_0 \left( 1 - \frac{h}{x_0} + \frac{x_s}{x_0} \right) \quad (4)$$

$$\int_0^h \int_{\frac{b_f-b}{2}}^{\frac{b_f+b}{2}} \sigma(x, y) dy dx + \sum \sigma_s A_s = 0 \quad (5)$$

式中:  $\sigma(x, y)$  为截面任意位置  $(x, y)$  处应力;  $\sigma_s$  为  $x_s$  处钢筋应力。

结合式(1)、式(2)中应力应变关系, 可以得出  $\epsilon_0$  所对应  $x_0$  的大小。由式(6)可以计算出此时截面的曲率  $\Psi$ 。根据混凝土截面弯矩平衡条件, 由式(7)可以得出此时截面所承受的弯矩值  $M$ 。

$$\Psi = \frac{\epsilon(0, 0) - \epsilon(h, 0)}{h} \quad (6)$$

$$M = \int_0^h \int_{\frac{b_f-b}{2}}^{\frac{b_f+b}{2}} \sigma(x, y) (h-x) dy dx + \sum \sigma_s A_s (h-x_s) \quad (7)$$

当 T 形截面梁上部混凝土受拉时, 对于任一给定的下部边缘压应变  $\epsilon_0$ , 如图 5c 所示, 式(3)~(6)关系转变为式(8)~(11), 弯矩仍按式(7)计算。

$$\epsilon(x, y) = \epsilon_0 \left( 1 - \frac{x}{x_0} \right) \quad (8)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_0 \left( 1 - \frac{x_s}{x_0} \right) \quad (9)$$

$$\int_0^h \int_{\frac{b_f-b}{2}}^{\frac{b_f+b}{2}} \sigma(x, y) dy dx + \sum \sigma_s A_s = 0 \quad (10)$$

$$\Psi = \frac{\epsilon(h, 0) - \epsilon(0, 0)}{h} \quad (11)$$

综上,对于一个给定 T 形截面,当给定其边缘受压应变时,就可以计算出此时截面受压区高度,继而可以得出此时的弯矩值及曲率值。

利用 MATLAB 软件计算弯矩曲率曲线,首先设定一个初始的  $x_0$ ,根据式(12)计算出截面拉力与压力差,根据结果调整  $x_0$  重新计算,直至满足设定的误差要求。以下几点值得注意:

$$e = \int_0^h \int_{\frac{b_f-b}{2}}^{\frac{b_f+b}{2}} \sigma(x,y) dy dx + \sum \sigma_s A_s \quad (12)$$

式中,  $e$  为拉压力误差大小。

(1) 对于给定的  $\epsilon_0, x_0$ , 当计算出  $e > 0$  时,可知假设的  $x_0$  偏小,需增大受压区高度;反之,当  $e < 0$  时,需减小设定的混凝土受压区高度  $x_0$ ,重新计算。

(2) 高温作用后,梁受火面温度高于混凝土内部,使其表面混凝土的极限压应变有较大的增长,当截面高温区为受压区时,对于给定的  $\epsilon_0, x_0$ ,受压区边缘混凝土压应变小于其极限压应变,而内部混凝土积分点处,因为其极限压应变提高有限,导致计算得出的压应变大于其极限压应变。此时需要减小设

定的混凝土受压区高度  $x_0$ ,重新计算。

(3) 根据式(1)、式(2),若一种情况要求增大设定  $x_0$ ,而另一种情况要求减小设定  $x_0$  时,即表示混凝土梁在正常受力情况下(混凝土不压碎)受压区不可能出现此种边缘压应变  $\epsilon_0$ 。结束程序计算。

对 MATLAB 软件计算出的弯矩曲率曲线采用二折线模型(图 6)进行描述,图中  $M$  为弯矩,  $M_y$  为截面屈服弯矩,  $\Psi_y$  为截面屈服时的曲率,  $K$  为截面弹性抗弯刚度,  $K_y$  为截面屈服后切线抗弯刚度。结果如表 2 所示。

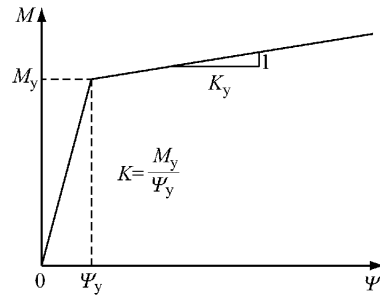


图 6 弯矩-曲率模型

Fig.6 Moment - curvature model

表 2 弯矩-曲率模型参数

Tab.2 Parameters of the moment - curvature model

工况	翼缘受压(正弯)			翼缘受拉(负弯)		
	$M_{1y}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$K_1/(\text{kN} \cdot \text{m}^2)$	$K_{1y}/(\text{kN} \cdot \text{m}^2)$	$M_{2y}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$K_2/(\text{kN} \cdot \text{m}^2)$	$K_{2y}/(\text{kN} \cdot \text{m}^2)$
L0	35.0	3 630	94.1	54.0	5 351	134.1
L3(60min)	36.0	3 200	88.4	45.0	1 470	22.7

注: T 形截面梁翼缘部分受压的受弯形式为正弯,下标为 1;反之,为负弯,下标为 2。

T 形截面三面受火,当截面承受正向弯矩时,高温区位于截面受拉部位,受拉区混凝土对截面弯矩及刚度贡献不大,当钢筋温度小于  $400^\circ\text{C}$  时,其强度甚至略有上升<sup>[23]</sup>, L3 正弯屈服弯矩甚至略高于 L0 的屈服弯矩。当截面承受反向弯矩时,高温区位于截面的受压区,截面的刚度及抵抗矩降幅较大,截面刚度较截面屈服弯矩降低更加严重。

## 5 受火后连续梁弯矩分布的全过程分析

由表 2 可知,相比常温梁 L0,火灾后连续梁的正、负抗弯刚度差异巨大。以下建立数值模型,研究荷载作用下正、负抗弯刚度的非线性变化对受火后连续受弯构件的力学性能的影响。

文献[11]发现,在进行静载试验时,由于连续梁的中支座底部受火损伤严重,充当固定铰的钢棒被压入混凝土中,导致中支座也发生了轻微的沉降。L3

的中支座最大下沉量约为 3.15 mm。相对而言,未受火梁 L0 的中支座最大下沉量较小,约为 1.51 mm。边支座下沉很小,最大下沉量分别约为 0.06 mm 和 0.50 mm。为了真实、可信地进行试验数据的对比,本文的计算中也如实地考虑了支座位移带来的影响。

### 5.1 MATLAB 程序计算

将图 3 所示钢筋混凝土连续梁采用欧拉梁单元进行描述。根据梁截面弯矩大小及方向将梁离散成多个单元,利用有限单元法计算梁弯矩分布。

图 7 和图 8 分别对有限元模型计算过程进行了描述,图中,  $l$  为连续梁跨度,  $S$  为连续梁反弯点与中支座的距离,  $S_0$  为程序计算时对  $S$  取得初值,  $S'$  为根据有限元计算得出的  $S$  的大小,  $d$  为连续梁中支座下沉量,  $K_1, K_2$  分别为相应区段刚度。图 8d 中的长度和刚度矩阵分别存储了模型不同刚度区段的长度和截面抗弯刚度。

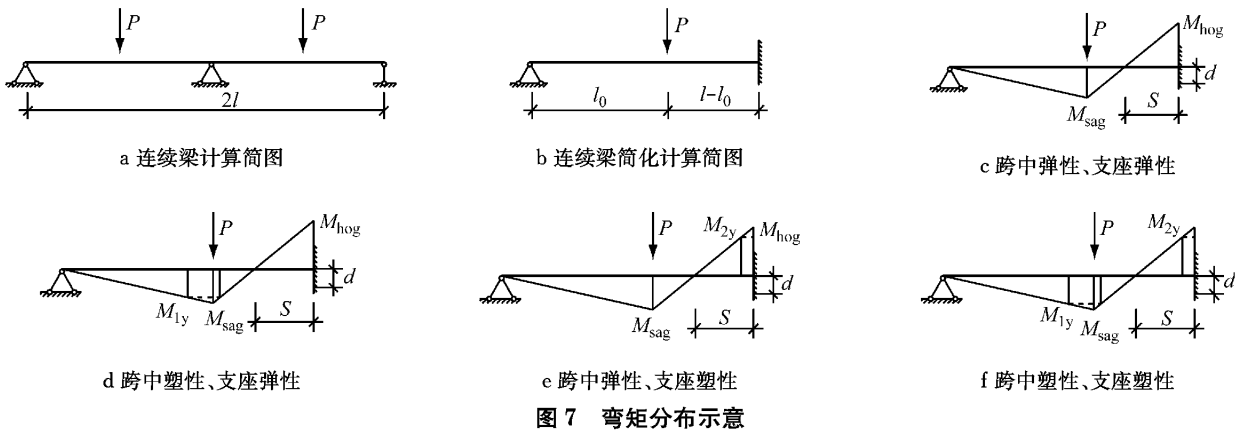
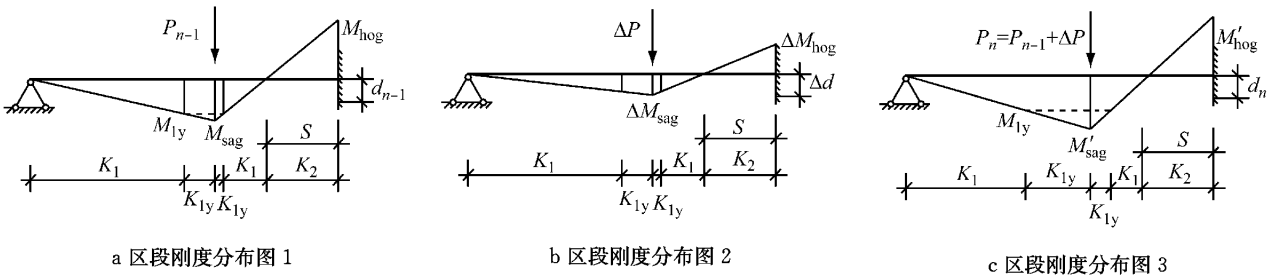


图 7 弯矩分布示意

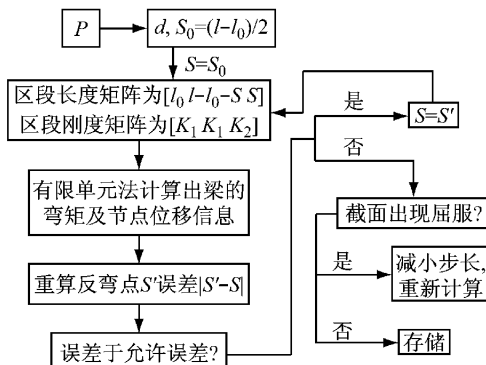
Fig. 7 Moment distribution diagram



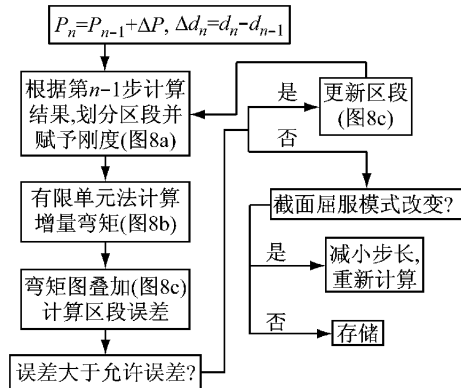
a 区段刚度分布图 1

b 区段刚度分布图 2

c 区段刚度分布图 3



d 计算流程图 1



e 计算流程图 2

图 8 连续梁计算步骤

Fig. 8 Steps associated with the analysis of continuous beams

根据第 4 节计算结果可以得出梁单元截面信息

$$\text{矩阵 } \mathbf{B}, \mathbf{B} = \begin{bmatrix} M_{1y} & K_1 & K_{1y} \\ M_{2y} & K_2 & K_{2y} \end{bmatrix}$$

试验连续梁计算简图如图 7a 所示, 根据对称性原理, 可以将其简化为图 7b 所示超静定梁。

图 7b 所示超静定梁理论上可能出现以下几种破坏模式: 支座截面(或加载点截面)屈服继而发生破坏的单截面屈服破坏模式; 支座截面(或加载点截面)先屈服继而加载点截面(或支座截面)屈服, 由于梁截面后继屈服刚度的存在, 可以继续承载, 最终支座或加载点处某一截面发生破坏, 称为双截面屈服破坏模式。

相应地, 可以将梁的承载过程划分为 3 个阶段: 弹性承载阶段, 如图 7c 所示, 单截面屈服承载阶段, 如图 7d 和图 7e 所示, 双截面屈服承载阶段, 如图 7f 所示。

超静定梁在外界作用(静载和支座位移)下, 各截面弯矩的变化值由截面当前的切线刚度决定。在弹性承载阶段截面刚度的切线刚度与割线刚度相同, 采用全量计算模式, 而另 2 个承载阶段, 截面的切线刚度与割线刚度不同, 采用增量计算模式。

### 5.1.1 全量计算模式

弹性阶段超静定梁根据弯矩图形状可划分为 3 个区段: 加载点两边的正弯区段和反弯区段, 如图 7c

所示. 区段表现出 2 种刚度  $K_1$  和  $K_2$ . 区段划分由加载点和反弯点确定. 在某一特定荷载及相应支座下沉的作用下, 梁反弯点是唯一确定的. 通过 MATLAB 软件迭代计算可以得到要求精度的解. 某一荷载步计算流程见图 8d.

### 5.1.2 增量计算模式

对于线性超静定梁, 在某一荷载步中, 其截面弯矩值的增量均按照其截面的切线刚度确定. 对于图 7b 所示超静定梁, 当荷载步长较小时, 首先认为其在某一荷载增量作用下为线性结构, 然后根据叠加后的计算结果修正增量计算过程中所设定的区段长度. 具体地, 以加载点先屈服的承载模式的某一荷载步计算为例, 第  $n-1$  步计算出梁弯矩分布如图 8a 所示, 在第  $m$  步时, 荷载增量为  $\Delta P$ , 支座下沉增量为  $\Delta d$ , 在  $\Delta P$  和  $\Delta d$  的作用下, 计算出增量弯矩如图 8b 所示, 与第  $m-1$  步的弯矩图叠加, 根据叠加后的结果修正计算增量弯矩图时的区段划分, 如图 8c 所示, 重新计算增量荷载及增量支座下沉作用下的弯矩. 通过 MATLAB 软件迭代计算最终可以得到要求精度的解. 某一荷载步的计算流程见图 8e.

## 5.2 结果分析

程序计算与实测的弯矩-荷载曲线、加载点挠度-荷载曲线如图 9 所示.

### 5.2.1 弹性阶段刚度的特点

与未受火梁 L0 相比, 受火梁 L3 整体刚度有较大下降. 试验与计算结果均体现了这一点, 如图 9b 所示. 当截面尚处于弹性时, L0 加载点处的荷载位移比值(即抗弯刚度)约为  $25\ 378.8\ \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ , L3 加载点处的荷载位移比值约为  $12\ 976.2\ \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ , 与 L0 相比下降了 48.9%.

### 5.2.2 弹性阶段弯矩分布的特点

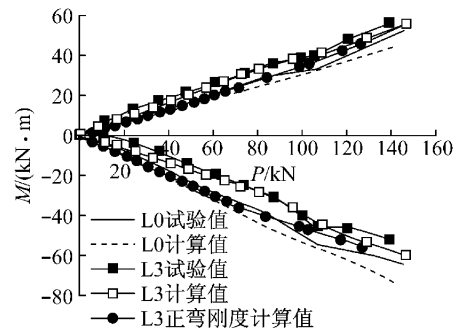
从图 9a 中可以看出, 在弹性状态且相同大小的荷载作用下, 火后梁 L3 中支座弯矩比未受火梁 L0 中支座弯矩小, 而加载点弯矩大. 说明受火后弯矩更多地加载点分配.

定义  $\eta_M$  为梁弯矩分布系数, 按式(13)计算, 表征梁的弯矩分布情况.

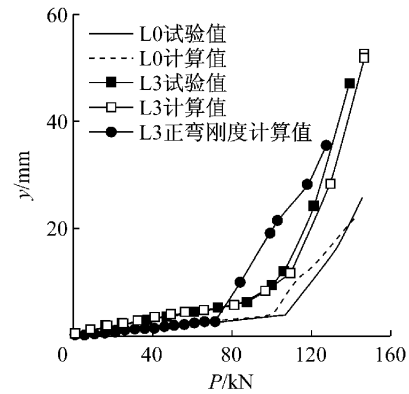
$$\eta_M = \frac{M_{\text{sag}}}{M_{\text{static}}} \times 100\% \quad (13)$$

式中:  $M_{\text{static}}$  为当梁两端铰接时在集中荷载  $P$  作用下加载点的弯矩, 对本文构件,  $M_{\text{static}} = \frac{6}{25} Pl$ . 如图 10 所示.  $\eta_M$  越大, 加载点分配的弯矩越多, 中支座分配的弯矩越少.

经计算, 等刚度梁弯矩分布系数约为 52.0%,



a 弯矩-荷载曲线



b 加载点挠度-荷载曲线

图 9 弯矩及位移计算值与试验值对比

Fig. 9 Comparison of the moment and displacement distribution between calculation result and test result

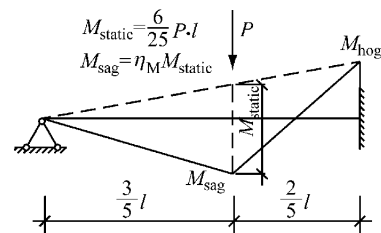


图 10 弯矩分布系数示意

Fig. 10 Illustration of the moment-distribution coefficient

L0 弹性状态弯矩分布系数约为 49.0%, 而 L3 弹性状态弯矩分布系数约为 67.8%. 说明 L3 弯矩更多地加载点分配.

超静定梁的弯矩分配主要与截面间刚度比值有关<sup>[12]</sup>. 如表 2 所示, 受压区受火, 中支座附近截面刚度明显下降, 降幅约为 72.5%, 而跨内正弯截面刚度下降较小, 降幅约为 11.8%, 导致火后梁 L3 的弯矩更多地加载点分配.

### 5.2.3 塑性铰的出现顺序

塑性铰的出现顺序为: L0 的中支座先屈服, 然后加载点截面出现屈服, 导致最终破坏. 而 L3 则是



加载点先屈服,再出现中支座的屈服,如表 3 所示。

火后梁 L3 与常温梁 L0 相比如表 2 所示,中支座截面屈服弯矩有较大的降低,约为 16.7%,而加载点截面屈服弯矩降幅仅 2.81%,基本没发生变化。但实际上出现了常温梁 L0 首先发生中支座屈服,而同时 L3 加载点截面却首先屈服。这是因为,与屈服承载力的降幅相比,L3 的中支座刚度的降幅更大,约为 72.5%,导致了弯矩向跨中分配。这说明,基于常温梁的弯矩分布及受火损伤后截面屈服弯矩不能准确地预测塑性铰的出现顺序。

相比而言,如果不考虑正、负 2 种弯曲刚度同时存在造成的影响,计算中只考虑正弯刚度或负弯刚度则计算结果误差较大。以 L3 为例,即使考虑高温造成的梁截面的刚度与屈服弯矩的变化,当仅采用正弯方向的弯矩-曲率曲线作为截面的抗弯性能进行计算时,梁的弯矩分布及荷载-挠度关系如图 9 所示。计算精度显然不如考虑 2 种刚度差异的计算结果。

#### 5.2.4 屈服荷载与极限荷载的对比

试验中的连续梁属于一次超静定结构。当第 1 个塑性铰出现时,可以认为构件变成了静定结构。因此,以第 1 个塑性铰对应的竖向荷载作为梁的屈服荷载。根据梁试验所得的荷载-位移曲线,可以判断 L0 和 L3 的屈服荷载约分别为 107.0 kN 和 87.2 kN,L3 的屈服荷载与 L0 相比下降 18.5%。根据数值计算结果(如表 3 所示),L3 的屈服荷载与 L0 相比下降 13.2%。

表 3 数值计算结果

Tab.3 Numerical calculation results

工况	P/kN	加载点弯矩/ (kN·m)	中支座弯矩/ (kN·m)	加载点 位移/mm
L0 支座屈服	100.5	30.3	54.0	3.96
L0 跨内屈服	111.9	35.0	58.0	10.59
L3 跨内屈服	87.2	36.0	30.7	6.27
L3 支座屈服	109.2	41.1	45.0	11.70

由表 2 可知,L3 正弯方向的屈服弯矩是 L0 的 1.028 倍,几乎相同。但由于 L3 的弯矩分布系数为 67.8%,比 L0 大 18.8%,L3 加载点截面很快进入屈服,导致 L3 的屈服荷载有很大降幅。

当中支座和跨中的梁截面均进入屈服形成塑性铰时,连续梁近乎变成了机构。可以认为,此时对应的荷载为极限荷载。计算可知,L3 极限荷载值仅比 L0 小 2.4%,下降幅度非常小。

受火后,梁正弯方向截面的屈服弯矩下降 2.81%,负弯方向的屈服弯矩下降 16.70%,但在构

件层面上,计算所得的屈服荷载的降幅为 13.20%,极限荷载的降幅为 2.40%。这说明不能简单地从截面屈服弯矩的角度来判断构件的损伤程度。以下通过分析来解释这些数值之间的关系。

当截面发生屈服后,虽然存在一定的后继屈服刚度使得截面的弯矩能够继续增长,但是后继屈服刚度小,可用理想铰定性表示截面屈服后的抗弯性能,如图 11 所示。L0 中支座先屈服,形成塑性铰,如图 11a 所示,在荷载增量  $\Delta P$  的作用下,构件相应的弯矩往跨中分布。L3 加载点先屈服,形成塑性铰,如图 11b 所示,在荷载增量  $\Delta P$  的作用下,构件相应的弯矩往中支座分布。对于相同大小的荷载增量  $\Delta P$ ,L0 加载点弯矩的增量  $\frac{6}{25}\Delta Pl$ ,而 L3 中支座弯矩增量为  $\frac{2}{5}\Delta Pl$ ,是 L0 加载点弯矩增量的 1.67 倍。

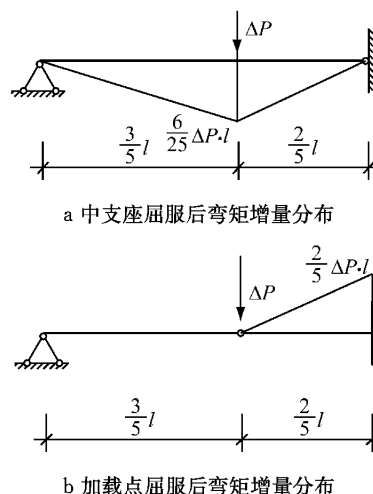


图 11 理想铰代替塑性铰时弯矩增量示意

Fig.11 Increment moment distribution while the ideal hinge was in the place of the plastic hinge

对于 L0,在第 1 个塑性铰(中支座)出现时,L0 加载点截面的弯矩为 30.3 kN·m,如表 2 所示,其屈服弯矩为 35.0 kN·m,存在 4.7 kN·m 的弯矩富余。同样对于 L3,第 1 个塑性铰(加载点截面)出现时,L3 中支座截面的弯矩为 30.7 kN·m,其屈服弯矩为 45.0 kN·m,还存在 14.7 kN·m 的弯矩富余。L3 未屈服截面的弯矩富余为 L0 未屈服截面的弯矩富余的 3.12 倍。

据此定性分析,从梁的 1 个截面屈服至 2 个截面屈服(极限状态),L3 所承受的荷载增量约为 L0 承受的荷载增量的 1.87(即 3.12/1.67)倍,由表 3 计算得此增量比值约为 1.93,与定性分析结果相差较小。以上分析说明,超过屈服荷载后,常温梁更容

易达到极限荷载,从而导致 L0 与 L3 的极限荷载的差距变小。

综上所述,本文提出的算法可以体现受火后钢筋混凝土连续受弯构件的如下几个特点:

(1) 抗弯刚度与承载力在降幅上的巨大差异. 由计算可知,弹性阶段的刚度降幅为 48.9%,而构件的屈服承载力的降幅为 13.2%,极限承载力的降幅仅为 2.4%. 这说明在进行火灾后混凝土受弯构件的修复与加固设计时仅仅考虑承载力的损失是远远不够的。

(2) 塑性铰的出现顺序. 塑性铰出现的顺序受截面屈服弯矩与梁的正弯向和负弯向刚度的共同控制,遗漏任何一个因素都将导致错误的结果. 采用简支梁方式的截面屈服弯矩判断方法和采用等刚度连续梁的算法都是不全面的。

(3) 屈服荷载与极限荷载的差别. 在本文中,屈服荷载是指构件的第 1 个塑性铰出现时对应的荷载水平,而极限荷载指多个塑性铰出现构件变成机构时对应的荷载水平. 由研究可知,采用任何一个截面的屈服弯矩的降幅来预测整个结构的承载力的下降显然是不准确的,即使采用结构的屈服荷载来预测极限荷载也存在较大的误差。

## 6 结语

通过与常温未受火钢筋混凝土连续梁的对比,分析了火灾后钢筋混凝土连续梁的性能劣化,并提出了计算钢筋混凝土连续梁的理论及数值算法,得出以下结论:

(1) 根据 ABAQUS 温度场分析的结果,结合火灾损伤后混凝土及钢筋材性劣化,得出基于截面的弯矩曲率本构关系;对钢筋混凝土连续梁采用欧拉梁单元进行离散,计算连续梁的力学性能,计算的梁荷载-挠度关系与试验结果吻合较好。

(2) 采用本文提出的算法可以成功地预测受火后钢筋混凝土连续梁的抗弯刚度与承载力在降幅上的差异、塑性铰的出现顺序以及构件的屈服荷载与极限荷载的差别等三大特点。

(3) 采用传统的简支梁方式的截面屈服弯矩的下降来判断超静定受弯结构的受火损伤显然是不合理的. 同样,采用等刚度连续梁的算法也不能准确地预测受火后受弯构件的力学反应. 只有将受弯构件的截面承载力的变化、正弯和负弯刚度的差别等因素综合起来才能得到较准确的结果。

(4) 本文的分析受试验梁数目限制,文中结论需进一步在试验中进行重复验证。

## 参考文献:

- [1] 王春华,程超. 高温冷却后钢筋混凝土简支梁强度损伤的研究[J]. 西南交通大学学报,1992(2):65.  
WANG Chunhua, CHENG Chao. Research on simply supported reinforced concrete beams after cooling from high temperature [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 1992(2): 65.
- [2] El-Hawary M, Ragab A, El-Azim A, et al. Effect of fire on flexural behavior of RC beams [J]. Construction and Building Materials, 1996, 10(2): 147 .
- [3] El-Hawary M, Ragab A, El-Azim A, et al. Effect of fire on shear behavior of R. C beams [J]. Computers & Structures, 1997, 65(2): 281.
- [4] 李耀庄,唐义军,徐志胜. 火灾作用后 RC 简支梁抗弯承载力试验研究和可靠度分析[J]. 中国安全科学学报,2004, 14(10): 85.  
LI Yaozhuang, TANG Yijun, XU Zhisheng. Experimental study on bearing capacity and analysis of reinforced concrete simple support beam after fire [J]. China Safety Science Journal, 2004, 14(10): 85.
- [5] 李守雷,徐志胜,常玉锋,等. 火灾后 RC 简支梁的动力性能试验研究[J]. 武汉化工学院学报,2005, 27(4): 27.  
LI Shoulei, XU Zhisheng, CHANG Yufeng, et al. Experimental study on dynamical performance of the simple RC beams after fire [J]. Journal of Wuhan Institute of Chemical Technology,2005, 27(4): 27.
- [6] 许清风,王孔藩,刘挺林. 三面受火受弯构件自然冷却后承载能力的试验研究[J]. 施工技术,2005,34(8):7.  
XU Qingfeng, WANG Kongfan, LIU Tinglin. Experimental research on carrying capacity of RC beams after cooled down from high temperature on three surfaces [J]. Construction Technology, 2005, 34(8): 7.
- [7] 向延念,李守雷,徐志胜. 钢筋混凝土简支梁高温力学性能的试验研究[J]. 华北科技学院学报,2006, 3(1): 57.  
XIANG Yannian, LI Shoulei, XU Zhisheng. Experimental study on mechanical property of simply supported RC beam under high temperature [J]. Journal of North China Institute of Science and Technology, 2006,3(1):57.
- [8] 张威振. 足尺钢筋混凝土简支梁高温力学性能的试验研究[J]. 工业建筑,2007,37(4):37.  
ZHANG Weizhen. Experimental investigation on the mechanical performance of full-scale simple reinforced concrete beams under and after elevated temperature [J]. Industrial Construction, 2007,37(4):37.
- [9] 姜封国,陈辉,白丽丽. 火灾后钢筋混凝土梁剩余承载力的分析与计算[J]. 混凝土,2008(2):57.  
JIANG Fengguo, CHEN Hui, BAI Lili. Characteristics of the strength of ceramic waste sand concrete [J]. Concrete, 2008(2):57.
- [10] 张露. 高温后钢筋混凝土梁性能退化规律研究[D]. 长沙:中南大学,2011.  
ZHANG Lu. Degradation law investigation of the reinforcement

- concrete beam after fire [D]. Changsha: Central South University, 2011.
- [11] Yu J, Liu Y, Lu Z, *et al.* Flexural performance of fire damaged and rehabilitated two span reinforced concrete slabs and beams [J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2012, 42(6): 799.
- [12] 李卫, 过镇海. 高温下混凝土的强度和变形性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 1993, 14(1): 8.  
LI Wei, GUO Zhenhai. Experimental investigations of strength and deformation of concrete at elevated temperature [J]. *Journal of Building Structures*, 1993, 14(1): 8.
- [13] 谢狄敏, 钱在兹. 高温(明火)作用后混凝土强度与变形试验研究[J]. *工程力学*, 1996(增刊), 54.  
XIE Dimin, QIAN Zaizi. Experimental study of strength and transformers of concrete after high temperature [J]. *Engineering Mechanics*, 1996(Suppl.): 54.
- [14] 吴波, 马忠诚, 欧进萍. 高温后混凝土变形特性及本构关系的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 1999, 20(5): 42.  
WU Bo, MA Zhongcheng, OU Jinping. Experimental research on deformation and constitutive relationship of concrete under axial loading and high temperature [J]. *Journal of Architectural Structure*, 1999, 20(5): 42.
- [15] 徐晟, 徐志胜, 朱玛. 高温作用后混凝土强度试验研究[J]. *长沙铁道学院学报*, 2000, 18(2): 13.  
XU Yu, XU Zhisheng, ZHU Ma. Experiment investigation of strength and reformation of concrete after high temperature [J]. *Journal of Changsha Railway University*, 2000, 18(2): 13.
- [16] 吕天启, 赵国藩, 林志仲. 高温后静置混凝土力学性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2004, 25(1): 63.  
LV Tianqi, ZHAO Guofan, LIN Zhishen. Experimental study on mechanical properties of lon standing concrete after exposure to high temperature [J]. *Journal of Building Structures*, 2004, 25(1): 63.
- [17] 余志庆, 丁发兴, 罗建平. 高温后不同类型混凝土力学性能试验研究[J]. *安全与环境学报*, 2005, 5(5): 1.  
YU Zhiqing, DING Faxing, LUO Jianping. Experimental research on mechanical properties of different type of concrete after high temperature [J]. *Journal of Safety and Environment*, 2005, 5(5): 1.
- [18] 王孔藩, 许清风, 刘挺林. 高温下及高温冷却后混凝土力学性能的试验研究[J]. *施工技术*, 2005, 34(8): 1.  
WANG Kongfan, XU Qingfeng, LIU Tinglin. Experimental research on mechanics performance of concrete after high temperature and cooled down from high temperature [J]. *Construction Technology*, 2005, 34(8): 1.
- [19] 逢靖华, 陆洲导, 袁廷朋, 等. 混凝土高温试验及高温后抗压残余强度研究[J]. *四川建筑科学研究*, 2007, 33(3): 71.  
PANG Jinghua, LU Zhoudao, YUAN Tingpeng, *et al.* Test of concrete under high temperature and the study of residual compressive strength after high temperature [J]. *Sichuan Building Science*, 2007, 33(3): 71.
- [20] 吴波, 梁悦欢. 高温后混凝土和钢筋强度的统计分析[J]. *华南理工大学学报: 自然科学版*, 2008, 36(12): 13.  
WU Bo, LIANG Yuehuan. Statistical analysis of strengths of concrete and steel bar after high-temperature treatment [J]. *Journal of South China University of Technology: Natural Science Edition*, 2008, 36(12): 13.
- [21] 王孔藩, 许清风, 刘挺林. 高温下及高温冷却后钢筋力学性能的试验研究[J]. *施工技术*, 2005, 34(8): 3.  
WANG Kongfan, XU Qingfeng, LIU Tinglin. Experimental research on mechanics performance of steel bar after high temperature and cooled down from high temperature [J]. *Construction Technology*, 2005, 34(8): 3.
- [22] 余志武, 王中强, 史召锋. 高温后新 III 级钢筋力学性能的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2005, 26(2): 112.  
YU Zhiwu, WANG Zhongqiang, SHI Zhaofeng. Experimental research on material properties of new III grade steel bars after fire [J]. *Journal of Building Structures*, 2005, 26(2): 112.
- [23] 赵军, 杜兴亮, 王仁义. HPB235 级钢筋高温后的力学性能[J]. *试验研究*, 2006, 19(6): 43.  
ZHAO Jun, DU Xingliang, WANG Renyi. Material properties of HPB235 grade steel bars after fire [J]. *Experimental Study*, 2006, 19(6): 43.
- [24] 陈适才, 陆新征, 任爱珠, 等. 火灾下混凝土结构破坏模拟的纤维梁单元模型[J]. *计算力学学报*, 2009, 26(1): 72.  
CHEN Shicai, LU Xinzhen, REN Aizhu, *et al.* Firer beam element model for the collapse simulation of concrete structures under fire [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2009, 26(1): 72.
- [25] 刘书雷, 陆洲导, 余江滔. 高温后混凝土构件基于纤维单元的数值分析[J]. *结构工程师*, 2012, 28(4): 51.  
LIU Shulei, LU Zhoudao, YU Jiangtao. Numerical simulation of RC members after fire with fiber element model [J]. *Structural Engineers*, 2012, 28(4): 51.
- [26] Oehlers D, Ju G, Liu I S T, *et al.* Moment redistribution in continuous plated RC flexural members, Part 2: Flexural rigidity approach [J]. *Engineering Structures*, 2004 (26): 2209.
- [27] European Committee for Standardization. ENV 1994-1-2, Design of composite and concrete structure, Part1. 2: Structural fire design [S]. Brussels: [S. n.], 1994.