

文章编号: 1000-5013(2008)04-0593-07

梁端约束对钢筋混凝土梁耐火性能的影响

卢锦钟¹, 黄晓吉²

(1. 华南理工大学 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广东 广州 510640; 2. 华东交通大学 土木建筑学院, 江西 南昌 330013)

摘要: 利用已编制的钢筋混凝土结构高温反应的全过程分析程序, 通过带有杆端约束的钢筋混凝土梁的耐火极限分析, 初步探讨轴向约束刚度比、转动约束刚度比和高跨比对梁的耐火性能的影响规律. 研究表明, 转动约束刚度比不变时, 随着轴向约束刚度比的增大, 梁的耐火极限逐渐减少, 当轴向约束刚度比增大到一定程度时, 这一趋势逐渐减缓; 轴向约束刚度比不变时, 随着转动约束刚度比的增大, 梁的耐火极限逐渐增大, 当转动约束刚度比增大到一定程度时, 这一趋势逐渐减缓; 随着高跨比的减少, 梁的耐火时间逐渐减少.

关键词: 钢筋混凝土梁; 轴向约束; 转动约束; 耐火极限

中图分类号: TU 352.503; TU 375.1

文献标识码: A

耐火试验是确定钢筋混凝土梁耐火极限, 以及研究其耐火性能的一种有效方法. 目前, 国内外均开展了一定数量的梁式构件耐火试验, 取得了较多的研究成果. 朱伯龙等^[1-2]开展了一定数量的钢筋混凝土梁火灾反应的试验研究; 孙劲峰^[3], 伍志平等^[4]也相继开展了钢筋混凝土梁火灾后力学性能的试验研究; 过镇海等^[5]考察了混凝土保护层厚度对梁耐火性能的影响. El-Hawary 等^[6-9]对火灾下钢筋混凝土梁的抗弯和抗剪性能开展了一定数量的试验研究. 与此同时, 国内外学者在钢筋混凝土梁火灾行为的理论研究和计算分析方面也取得了一定的进展. 王学谦等^[10-13]从理论上对高温下钢筋混凝土梁力学行为的基本原理, 以及其截面承载能力的计算问题进行了一定的探讨; 吴波等^[14]通过大量的数值计算, 考察了各主要参数对普通混凝土梁耐火极限的影响规律, 并定量给出了普通混凝土梁耐火极限的简化确定方法. 上述文献的研究成果均是针对简支梁而言的. 由于实际框架结构中的钢筋混凝土梁一般多为超静定梁, 仅仅通过对钢筋混凝土简支梁的试验和理论分析, 没有考虑构件间的相互约束对构件耐火性能的影响. 针对上述情况, 笔者编制了钢筋混凝土结构高温反应全过程分析的计算机程序, 以带有梁端约束的钢筋混凝土梁为例, 近似模拟框架梁在高温下的耐火性能.

1 结构分析

1.1 混凝土热-力本构模型

采用文[15]中的相关公式, 对混凝土的高温性能进行确定. 高温下混凝土的总应变为^[15]

$$\varepsilon = \varepsilon^o - \varepsilon_h + \varepsilon_r,$$

上式中, ε , ε^o , ε_h 和 ε_r 分别为混凝土的总应变、应力产生的应变、自由膨胀应变和瞬态热应变. 应变方向以缩短为正, 伸长为负, 取其微分有

$$d\varepsilon = d\varepsilon^o - d\varepsilon_h + d\varepsilon_r. \tag{1}$$

定义函数式 $\varepsilon^o = f^o(\varepsilon_s, T)$, $\varepsilon_h = f_{th}(T)$, $\varepsilon_r = f_{tr}(\sigma^o, T)$. 经推导可得混凝土应力增量的表达式为^[15]

$$d\sigma^o = E^o d\varepsilon + E_T dT. \tag{2}$$

式(2)中, $E^o = \frac{\partial f^o}{\partial \varepsilon} H^o$, $E_T = (\frac{\partial f^o}{\partial T} + \frac{\partial f^o}{\partial \varepsilon} \frac{\partial f_{th}}{\partial T} - \frac{\partial f^o}{\partial \varepsilon} \frac{\partial f_{tr}}{\partial T}) H^o$, $H^o = 1 / (1 + \frac{\partial f^o}{\partial \varepsilon} \frac{\partial f_{tr}}{\partial \sigma^o})$. 其中, E^o 和 E_T 分别为

收稿日期: 2007-11-19

作者简介: 卢锦钟(1978-), 男, 博士研究生, 主要从事结构抗火的研究. E-mail: vangogh78@21cn.com.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50478078); 教育部新世纪优秀人才支持计划(NCET-04-0819)

混凝土的应变切线模量和温度切线模量. 高温下混凝土的受拉应力-应力应变曲线, 至今未见任何试验研究报告. 为适应计算的需要, 采用如下简化模型^[15], 有

$$\left. \begin{aligned} \sigma^c &= E_{T,0} \varepsilon^c, & \varepsilon_{p,t}^T &\leq \varepsilon^c < 0, \\ \sigma^c &= f_t^T, & \varepsilon_{u,t}^T &\leq \varepsilon^c < \varepsilon_{p,t}^T, \\ \sigma^c &= 0, & \varepsilon^c &< \varepsilon_{u,t}^T. \end{aligned} \right\} \tag{3}$$

式(3)中, $E_{T,0}$ 为温度 T 的混凝土应力-应力应变曲线的原点切线模量, f_t^T 为温度 T 的混凝土抗拉强度, 并取 $f_t^T = -0.1 f_c^T$; $\varepsilon_{p,t}^T$ 为温度 T 时混凝土的受拉峰值应变, 且 $\varepsilon_{p,t}^T = f_t^T / E_{T,0}$; $\varepsilon_{u,t}^T$ 为温度 T 时混凝土的受拉极限应变, 根据文[16]近似取为 -0.004 .

1.2 钢筋热-力本构模型

钢筋的高温性能采用文[15]中给出的相关公式进行确定. 高温下钢筋的总应变为^[15]

$$\varepsilon^s = \varepsilon - \varepsilon_h.$$

上式中, ε , ε 和 ε_h 分别为钢筋的总应变、应力产生的应变和自由膨胀应变. 其微分形式为

$$d\varepsilon^s = d\varepsilon - d\varepsilon_h. \tag{4}$$

定义函数式 $\sigma = f_{s,o}(\varepsilon, T)$, $\varepsilon_h = f_{s,th}(T)$. 经推导可得钢筋应力增量的表达式为^[15]

$$d\sigma = E_{s,o} d\varepsilon + E_{s,T} dT. \tag{5}$$

式(5)中, $E_{s,o} = \frac{\partial f_{s,o}}{\partial \varepsilon_o}$, $E_{s,T} = \frac{\partial f_{s,o}}{\partial T} + \frac{\partial f_{s,th}}{\partial \varepsilon_o}$

$$\frac{\partial f_{s,th}}{\partial T}.$$

1.3 高温下钢筋混凝土的梁单元模型

钢筋混凝土的梁单元模型, 如图 1 所示, 假设梁单元在升温时刻 t 处于平衡状态, 此时的结点位移向量为

$$\mathbf{u}^e = [u_1 \quad v_1 \quad \theta_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad \theta_2]^T,$$

单元内任意一点的位移为

$$\begin{bmatrix} u(z, y) \\ v(z, y) \end{bmatrix} = \mathbf{N} \mathbf{u}^e = \begin{bmatrix} N_u \\ N_v \end{bmatrix}. \tag{6}$$

式(6)中, $u(z, y)$ 和 $v(z, y)$ 分别为单元内任意一点的水平位移和竖向位移, 且^[17]

$$\left. \begin{aligned} N_u &= [1 - \xi \quad 6\xi(1 - \xi) \frac{y}{l} \quad -(1 - \xi)(1 - 3\xi)y \quad \xi \quad -6\xi(1 - \xi) \frac{y}{l} \quad \xi(2 - 3\xi)y], \\ N_v &= [0 \quad 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3 \quad \xi(1 - \xi)^2 \quad 0 \quad \xi^2(3 - 2\xi) \quad -\xi^2(1 - \xi)l]. \end{aligned} \right\} \tag{7}$$

上式中, l 为初始构形中单元的长度, $\xi = z/l$.

单元内任意一点混凝土考虑几何非线性的轴向应变为^[17]

$$\varepsilon^c = \frac{du}{dz} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{du}{dz} \right)^2 + \left(\frac{dv}{dz} \right)^2 \right]. \tag{8}$$

将式(6)代入式(8), 可得以矩阵形式表达的应变-位移关系, 即

$$\varepsilon^c = \left[\frac{1}{l} N_{u,\xi} + \frac{1}{2l^2} N_{u,\xi} \mathbf{u}^e N_{u,\xi} + \frac{1}{2l^2} N_{v,\xi} \mathbf{u}^e N_{v,\xi} \right] \mathbf{u}^e. \tag{9}$$

式(9)中, $N_{u,\xi}$ 和 $N_{v,\xi}$ 分别表示式(7)中 N_u 和 N_v 对 ξ 的导数. 假设 $t + \Delta t$ 时刻的结点位移向量为 $\mathbf{u}^e + d\mathbf{u}^e$, 将其代入上式并与 t 时刻的应变相减, 可得应变增量的表达式为

$$d\varepsilon^c = (B + (d\mathbf{u}^e)^T G) d\mathbf{u}^e. \tag{10}$$

式(10)中, 令 $y = y_i^s$ (y_i^s 是第 i 根纵向钢筋的纵坐标), 则第 i 根纵向钢筋的轴向应变增量可写成

$$d\varepsilon_i^s = [B_i + (d\mathbf{u}^e)^T G_i] d\mathbf{u}^e. \tag{11}$$

对式(10), (11) 变分, 有

$$\delta(d\varepsilon^c) = [B + 2(d\mathbf{u}^e)^T G] \delta(d\mathbf{u}^e), \quad \delta(d\varepsilon_i^s) = [B_i + 2(d\mathbf{u}^e)^T G_i] \delta(d\mathbf{u}^e). \tag{12}$$

以 $t = 0$ 时刻的未变形形为基准, 利用 t 时刻的已知状态量求解 $t + \Delta t$ 时刻的状态量. 由虚功原理

可知, $t + \Delta t$ 时的平衡为^[18]

$$\int_V (\sigma + d\sigma) \delta(\epsilon + d\epsilon) dV + \sum_{i=1}^{n_s} A_i^s \int_0^L (\sigma_i^s + d\sigma_i^s) \delta(\epsilon_{qi}^s + d\epsilon_{qi}^s) dz = \int_0^L (p(z) + dp(z)) \delta(u(z, y) + du(z, y)) dz + \int_0^L (q(z) + dq(z)) \delta(v(z, y) + dv(z, y)) dz. \quad (13)$$

式(13)中, ϵ 和 ϵ 分别为 t 时刻混凝土的应力和由应力引起的应变, σ_i^s 和 ϵ_{qi}^s 分别为 t 时刻第 i 根纵向钢筋的应力和由应力引起的应变, n_s 为纵向钢筋的根数, A_i^s 为第 i 根纵向钢筋的截面面积, $p(z)$ 和 $q(z)$ 分别为 t 时刻梁单元的水平荷载和竖向荷载.

由于 t 时刻的状态量是已知的, 故式(13)可改写成以增量形式表达的虚功方程, 即

$$\int_V (\sigma + d\sigma) \delta(d\epsilon) dV + \sum_{i=1}^{n_s} A_i^s \int_0^L (\sigma_i^s + d\sigma_i^s) \delta(d\epsilon_{qi}^s) dz = \bar{R} \delta(du^e). \quad (14)$$

式(14)中, $\bar{R} = \int_0^L [p(z) + dp(z)] N_u dz + \int_0^L [q(z) + dq(z)] N_v dz$. 由式(1)和式(4) 两边变分, 得

$$\delta(d\epsilon) = \left[1 + \frac{\partial f_o}{\partial \epsilon} \frac{\partial f_{tr}}{\partial \sigma^c} \right] \delta(d\epsilon^e) = \delta(d\epsilon^e) / H_o, \quad (15)$$

$$\delta(d\epsilon^e) = \delta(d\epsilon^s). \quad (16)$$

将式(15), (16)代入式(14), 可得

$$\int_V H_o (\sigma + d\sigma) \delta(d\epsilon^e) dV + \sum_{i=1}^{n_s} A_i^s \int_0^L (\sigma_i^s + d\sigma_i^s) \delta(d\epsilon^e) dz = \bar{R} \delta(du^e). \quad (17)$$

为方便求解非线性方程, 可近似将式(17)中所涉及的位移-应变增量关系和应力-应力应变增量关系线性化^[11], 即假设式(10), (11), (2)和式(5)可近似表示为

$$\begin{cases} d\epsilon^e = (B + (du^e)^T G) du^e \approx B du^e, & d\epsilon^s = (B_i + (du^e)^T G_i) du^e \approx B_i du^e, \\ d\sigma = E_o d\epsilon^e + E_T dT \approx E_o B du^e + E_T dT, & d\sigma^s = E_{s,o} d\epsilon^s + E_{s,T} dT \approx E_{s,o} B du^e + E_{s,T} dT. \end{cases}$$

为此, 式(17)可推导为如下的简化形式

$$\begin{aligned} & \left\{ \int_V H_o B^T E_o B dV + \sum_{i=1}^{n_s} A_i^s \int_0^L B_i^T E_{s,o} B_i dz \right\} du^e = \\ & \bar{R}^T - \int_V H_o \sigma^c B^T dV - \sum_{i=1}^{n_s} A_i^s \int_0^L B_i^T \sigma_i^s dz - \int_V H_o B^T E_T dT dV - \sum_{i=1}^{n_s} A_i^s \int_0^L B_i^T E_{s,T} dT dz. \end{aligned}$$

线性化假定可能会引起解的偏移, 为避免产生太大的计算误差, 在每一时间增量步内采用 Newton-Raphson 方法进行迭代计算, 具体见文[17].

2 程序验证

利用本程序得到的结构分析结果, 与文[15]中的 TFC-4, TFC-5 单层单跨平面框架的试验结果进行了对比, 如图 2~4 所示. 图中, 轴力为 F_a , 弯矩为 M , 轴向位移为 u_a , 下同略. 利用本程序计算的

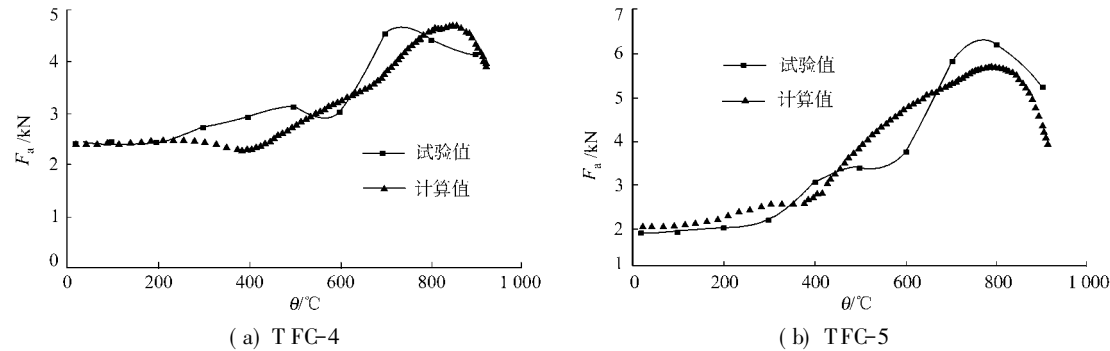


图 2 梁轴力试验值与计算值的对比

Fig. 2 Comparison between calculation results of beam axial force and experiment ones

简支梁耐火极限与文[1]中相应试验结果的对比, 如表 1 所示. 表 1 中, $a \times b$ 为截面尺寸, f 为圆柱体抗压强度, ρ 为配筋率, h 为保护层厚度, P_{exp} 为试验荷载, $t_{u,exp}$, $t_{u,c}$ 分别为试验和计算耐火极限, e_{rel} 为相对

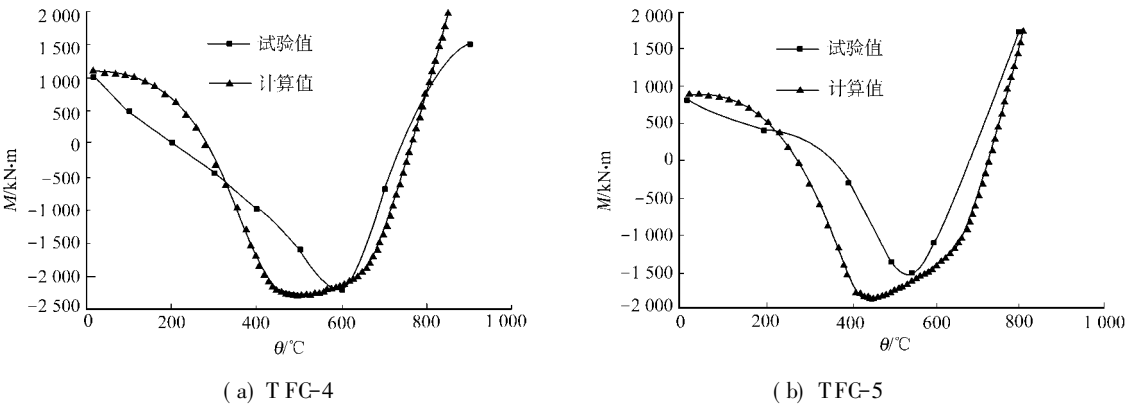


图 3 柱底弯矩的计算值与试验值对比

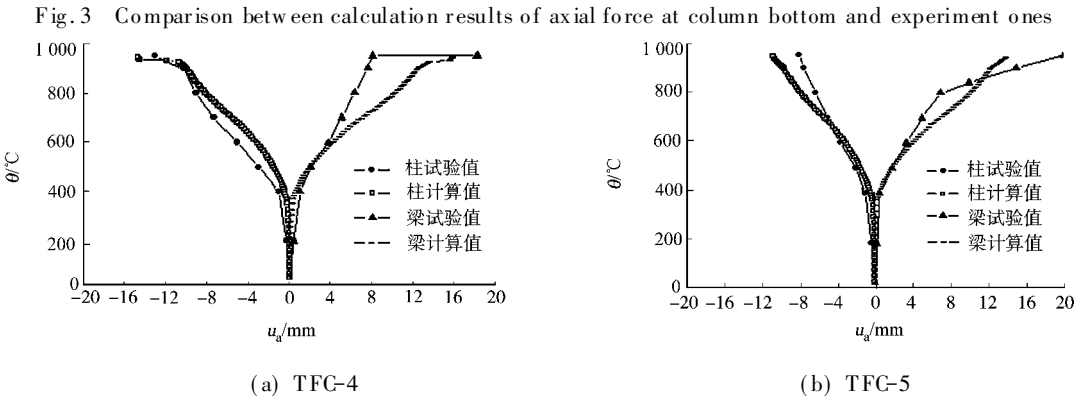


图 4 轴向变形的计算值和试验值对比

Fig. 4 Comparison between calculation results of axial deformation and experiment ones

误差. 程序计算时有关材料的性能参数、受火方式以及升温等均取自文[1] , [15] . 计算过程中各构件的

表 1 耐火极限计算结果和试验结果的对比

Tab.1 Comparison between the calculation fire resistance of RC beam and experiment one

编号	$a \times b / \text{mm} \times \text{mm}$	f / MPa	$\rho / \%$	h / mm	$P_{\text{exp}} / \text{kN}$	$t_{u, \text{exp}} / \text{min}$	$t_{u, \text{c}} / \text{min}$	$e_{\text{rel}} / \%$
1	153× 204	33. 5	1. 45	20	15	84	85	1. 2
2	158× 204	33. 5	1. 40	20	20	80	73	8. 8
3	152× 200	32. 1	0. 93	20	30	60	52	13. 3

截面温度场由文[19] 中的 FIRES 算得. 从图 2~ 4 中可以看出, 计算结果与试验结果吻合较好, 表明前面建立的钢筋混凝土梁单元模型在结构的高温分析中是可以采用的.

3 耐火极限的分析

选取梁端带有轴向约束和转动约束的钢筋混凝土梁进行分析. 升温曲线采用 ISO 834 标准升温曲线, 受火方式为梁顶面不受火的三面受火. 钢筋混凝土梁的几何形状、截面配筋情况及梁的受力情况如图 5, 6 所示. 纵向钢筋的净保护层厚度为 30 mm, 常温下钢筋的屈服强度为 300 MPa, 极限强度为 450 MPa, 混凝土的轴心抗压强度为 16. 7 MPa.

3. 1 轴向约束刚度比对梁耐火极限的影响

为了解轴向约束刚度比对钢筋混凝土梁耐火极限的影响, 对钢筋混凝土梁进行分析对比. 转动约束刚度比 K_r (即转动约束刚度和常温下梁的线刚度 EI/L 的比值) 分别固定为 1, 4, 8, 轴向约束刚度比

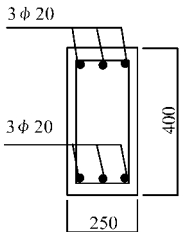


图 5 钢筋混凝土梁
截面尺寸 (单位: mm)
Fig.5 Cross section of
RC beam (unit: mm)

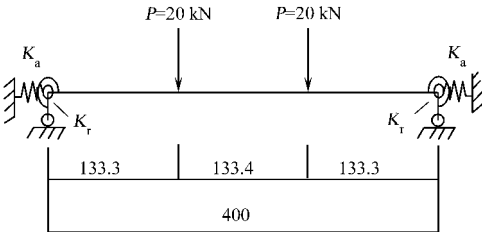


图 6 带梁端约束的
钢筋混凝土梁 (单位: mm)
Fig. 6 RC beam with restraint
at ends (unit: mm)

K_a (轴向约束刚度与常温下梁的轴向拉压刚度 EA/L 的比值) 分别为 0.02, 0.05, 0.1, 0.3, 0.5, 梁上荷载均为三分点集中荷载($P=20\text{ kN}$)。钢筋混凝土梁的耐火极限随轴向约束刚度比的变化情况, 如图 7 所示。从图 7 中可以看出, 随着轴向约束刚度比的增大, 梁的耐火时间继续逐渐减少, 当轴向约束刚度比增大到一定程度时, 这一趋势逐渐减缓。图 8, 9 分别为转动约束刚度比 $K_r=0.4$ 时, 梁内轴力和梁端弯矩随升温时间的变化情况图。由图 8, 9 中可以知道, 同一升温时刻, 梁内轴力随着轴向约束刚度比的增大而增大, 而较大的轴力将使钢筋混凝土梁的材料损伤较严重。图 9 表明, 不同轴向约束刚度比的梁端弯矩在升温前期较为一致, 随着升温时间的增长, 产生较大附加轴力的梁的材料劣化较严重, 致使其刚度下降较大。在升温中后期, 随着轴向约束刚度比增大, 梁端弯矩逐渐减小。在相同的外荷载情况

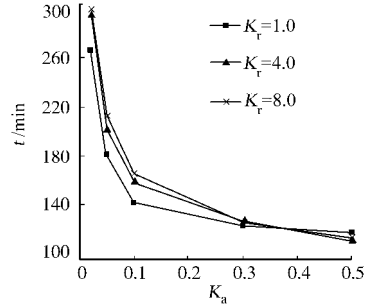


图 7 轴向约束刚度比对耐火极限的影响变化图

Fig. 7 Variation of fire resistance with the ratio of axial restraint

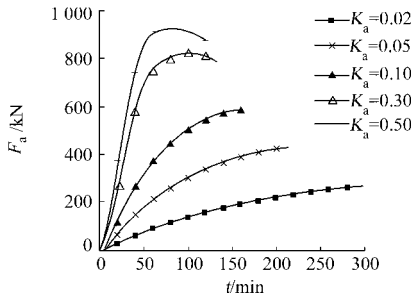


图 8 梁内轴力随升温时间变化图

Fig. 8 Variation of beam axial force with the time of exposure to fire

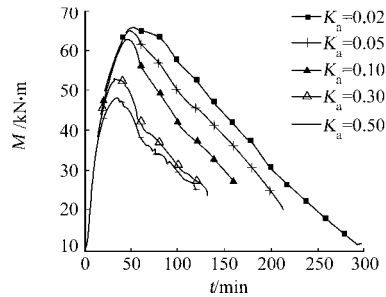


图 9 梁端弯矩随升温时间变化图

Fig. 9 Variation of bending moment at beam end with the time of exposure to fire

下, 钢筋混凝土梁材料劣化越严重, 将较早达到其耐火极限。轴向约束刚度比增大到一定程度时, 产生的附加轴力差别将减少, 其材料劣化程度也差别不大, 当轴向约束刚度比增大到一定程度时, 耐火极限随轴向约束刚度比的变化也趋于平缓。

3.2 转动约束刚度比对梁耐火极限的影响

为了解转动约束刚度比对约束钢筋混凝土梁耐火极限的影响, 对如下的钢筋混凝土梁进行分析对比。轴向约束刚度比分别固定为 0.05, 0.1, 0.3, 转动约束刚度比分别为 0.5, 1, 2, 4, 8。梁上荷载均为三分点集中荷载($P=20\text{ kN}$)。钢筋混凝土梁的耐火极限随转动约束刚度比的变化情况, 如图 10 所示。从图 10 中可以看出, 随着转动约束刚度比的增大, 梁的耐火

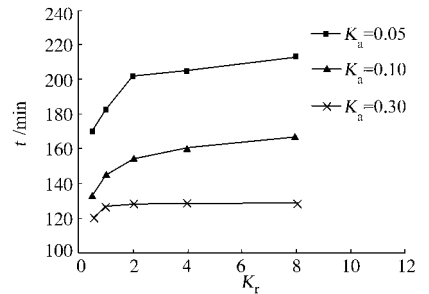


图 10 耐火极限随转动约束刚度比而变化图

Fig. 10 Variation of fire resistance with the ratio of rotational restraint

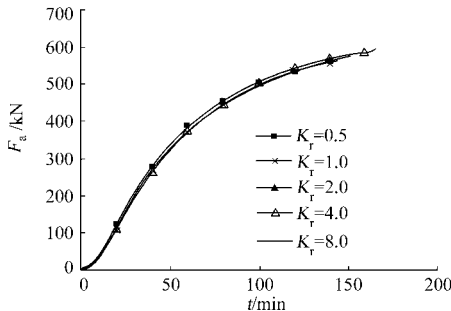


图 11 梁内轴力随升温时间变化情况图

Fig. 11 Variation of beam axial force with the time of exposure to fire

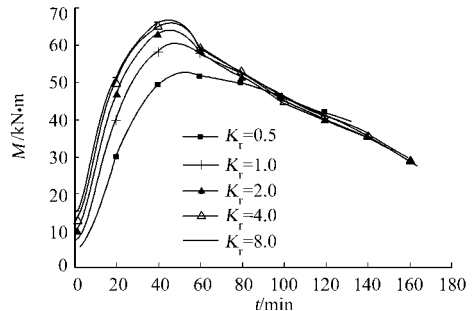


图 12 梁端弯矩随升温时间变化情况图

Fig. 12 Variation of bending moment at beam end with the time of exposure to fire

继续逐渐增大, 当转动约束刚度比增大到一定程度时, 这一趋势逐渐减缓. 图 11, 12 分别为轴向约束刚度比 $K_a=0.1$ 时梁内轴力和梁端弯矩随升温时间的变化情况图. 从图 11, 12 中可知, 对于不同的梁端转动约束刚度比, 梁内轴力随升温时间变化曲线基本上一致, 这可能是由于对于不同的转到约束刚度比, 虽然梁上弯矩分布有差别, 但是对梁的轴向刚度影响并不大, 从而产生的附加轴力也基本一致, 图 12 所示, 在升温大部分时间内, 梁端约束刚度比越小, 梁端弯矩越小, 换言之将对应较大的梁跨中弯矩, 另外也导致较大的跨中挠度, 而较大的跨中挠度将导致进一步加大轴力的几何非线性效应(轴力差别不大的情况下, 图 11 所示), 跨中的挠度和弯矩进一步增大, 使梁跨中截面相对较早到达极限状态. 梁端转动约束刚度比增大到一定程度时, 梁端弯矩随升温时间的变化差别不大, 耐火极限的差别也相差不大.

3.3 高跨比对梁耐火极限的影响

为了解梁的高跨比(r)对约束钢筋混凝土梁耐火极限的影响, 对如下的钢筋混凝土梁进行分析对比. 轴向约束刚度比分别为 0.05, 0.1 和 0.3, 转动约束刚度比为 0, 梁上荷载为三分点集中荷载, 常温时荷载比(简支梁实际作用荷载与梁屈服时极限荷载的比值)均为 0.3, 梁的跨度分别为 4, 6 和 8 m, 这样梁的高跨比(r)分别为 0.1, 0.066 7 和 0.05. 钢筋混凝土梁的耐火极限随高跨比的变化情况, 如图 13 所示. 从图 13 中可以看出, 随着高跨比的减少, 梁的耐火时间逐渐减少. 图 14, 15 分别为轴向约束刚度比 $K_a=0.3$ 时梁内轴力和梁端弯矩随升温时间的变化情况图. 从图中可知, 不同高跨比的梁轴力随升温时间变化曲线基本一致, 而荷载比相同情况下, 高跨比越小导致的跨中位移越大, 相同轴力所产生的几何非线性效应也大, 因而跨中的弯矩也较大, 这无疑会降低梁的耐火极限.

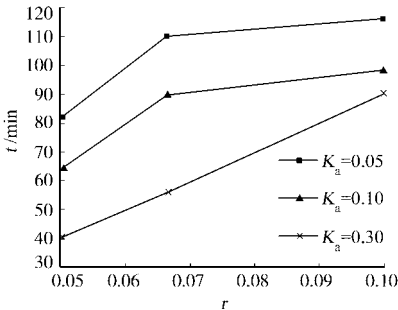


图 13 耐火极限随高跨比而变化图
Fig. 13 Variation of fire resistance with the height span ratio

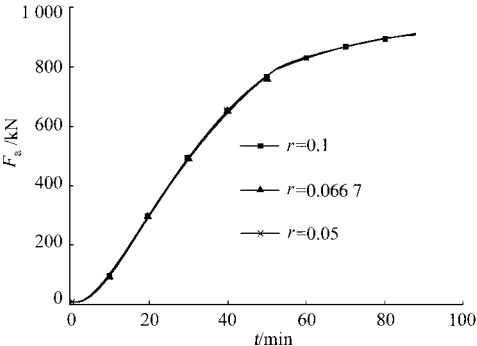


图 14 梁内轴力随升温时间变化情况图
Fig. 14 Variation of beam axial force with the time of exposure to fire

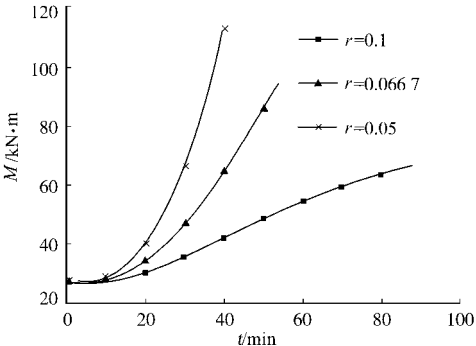


图 15 跨中弯矩随升温时间变化情况图
Fig. 15 Variation of mid span bending moment with the time of exposure to fire

低梁的耐火极限.

4 结束语

本文利用自行编制的钢筋混凝土结构的高温反应全过程分析程序, 针对不同的梁端轴向约束刚度比、转动约束刚度比和高跨比情况, 以一钢筋混凝土梁为例, 模拟了框架梁在高温下的耐火性能. 初步揭示了梁端轴向约束刚度比、转动约束刚度比和高跨比对钢筋混凝土梁耐火极限的影响规律. 由于本文仅局限于升温过程中约束刚度比不变时钢筋混凝土梁耐火性能的研究, 至于约束刚度比随升温时间而变化对构件高温下耐火性能的影响规律还有待进一步研究.

参考文献:

[1] 陆洲导, 朱伯龙, 周跃华. 钢筋混凝土简支梁对火灾反应的试验研究[J]. 土木工程学报, 1993, 26(3): 47-54.
[2] 应建敏, 钱在兹. 荷载与高温同时作用下钢筋混凝土梁的试验研究[J]. 浙江工学院学报, 1993(4): 77-84.

- [3] 孙劲峰, 时旭东, 过镇海. 三面受火钢筋混凝土梁在高温时和降温后受力性能的试验研究[J]. 建筑结构, 2002, 32(1): 34-36.
- [4] 伍志平, 袁锦根. 简支梁火灾反应及梁、板灾后剩余承载力的试验[J]. 住宅科技, 2003(7): 31-33.
- [5] 时旭东, 过镇海. 不同混凝土保护层厚度钢筋混凝土梁的耐火性能[J]. 工业建筑, 1996, 26(9): 12-14, 19.
- [6] EFHAWARY M M, RAGAB A M, EL-AZIM A, et al. Effect of fire on shear behavior of RC beams[J]. Computer & Structure, 1997, 65(2): 281-287.
- [7] EFHAWARY M M, RAGAB A M, EL-AZIM A, et al. Effect of fire on flexural behavior of RC beams[J]. Computer & Structure, 1996, 10(2): 147-150.
- [8] MARUTA M, YAMAZAKI M, MIYASHITA T. A study on shear behavior of reinforced concrete beams subjected to long-term heating[J]. Nuclear Engineering and Design, 1995(156): 29-37.
- [9] ELLINGWOOD B, LIN T D. Flexure and shear behavior of concrete beams during fire[J]. Journal of Structural Engineering, 1991, 117(2): 440-457.
- [10] 王学谦. 火灾高温下钢筋混凝土梁截面极限弯矩的计算[J]. 建筑结构, 1996(7): 38-42.
- [11] 杨建平, 时旭东, 过镇海. 高温下钢筋混凝土梁极限承载力的简化计算[J]. 工业建筑, 2002, 32(3): 26-28.
- [12] 杨晓杰, 高日, 白泓. 火作用下梁行为的基本原理[J]. 钢结构, 2004, 19(1): 49-52.
- [13] 何小巧. 火灾时钢筋混凝土梁承载力计算[J]. 中南工学院学报, 2000, 14(3): 24-26.
- [14] 洪洲. 钢筋混凝土梁柱构件耐火极限的计算研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2005.
- [15] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土的高温性能及其计算[M]. 北京: 清华大学出版社, 2002.
- [16] TERRO M J. Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire[J]. ACI Structural Engineering, 1998, 95(2): 183-193.
- [17] 凌道盛, 徐兴. 非线性有限元及程序[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 2004.
- [18] 王焕定, 吴德伦, 林家骥. 有限单元法及计算程序[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [19] 吴波, 洪洲. 钢筋混凝土简支梁的耐火极限[J]. 华南理工大学学报: 自然科学版, 2006, 34(7): 82-87.

Effect of Restraint Stiffness on the Fire Resistance of Reinforced Concrete Beam

LU Jin-zhong¹, HUANG Xiao-ji²

(1. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China;
2. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China)

Abstract: A computer program considering geometrical nonlinearity for reinforced concrete structure subjected to high temperature is used, the reliability of the program is validated by the existed experimental results. A reinforced concrete beam with restraint stiffness is selected for the fire endurance analysis, the effect of the axial and rotational restraint stiffness ratios, and the height-span ratio on the fire resistance of the reinforced concrete beam is primarily studied. Simulation results show that for a constant ratio of rotational restrained stiffness, with increasing the ratio of axial restraint stiffness, the fire resistance of beam decreases, and this trend slows down as the axial restraint stiffness increases to a certain value; for a constant ratio of axial restraint stiffness, with increasing the ratio of rotational restraint stiffness, the fire resistance of beam increases, and this trend also slows down as the rotational restraint stiffness increases to a certain value; with decreasing the height-span ratio, the fire resistance of beam decreases.

Keywords: reinforced concrete beam; axial restraint; rotational restraint; fire resistance

(责任编辑: 钱筠 英文审校: 方德平)