

火灾下混凝土结构破坏模拟的纤维梁单元模型

陈适才, 陆新征*, 任爱珠, 江见鲸

(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

摘要:为分析和模拟结构构件在火灾下的失效破坏过程,本文基于建筑结构分析中常用的纤维梁单元模型,建立了钢筋混凝土梁、柱构件的火灾破坏数值模型。此模型将构件截面划分成多个纤维,从而可以模拟构件截面的不均匀温度场分布以及高温下混凝土材料的开裂、压碎和钢筋屈服等行为。并根据全拉格朗日描述方法,推导了纤维梁单元的切线刚度矩阵,建立了纤维梁单元的增量求解方程。最后,将本文模型的模拟结果和多个具体试验结果进行了分析比较,进一步验证了模型的可靠性。

关键词:纤维模型;梁单元;火灾反应;非线性
中图分类号: TU375 **文献标识码:** A

1 引言

火灾可以导致建筑物发生局部破坏甚至整体倒塌,是重要的灾害类型,故结构在火灾下的安全问题日益受到重视^[1-3]。国内外已经对各种结构构件^[4,5]、子结构甚至整体结构^[6,7]在火灾下的耐火性进行了大量的试验研究。由于火灾试验代价高昂,因此数值模拟方法成为研究结构火灾安全性的重要手段之一,文献[8~11]分别从不同角度,对结构在火灾下的耐火性能进行了数值模拟。这些研究为本文的工作奠定了良好基础,但也都存在一定的局限性。文献[8]采用实体单元进行分析,计算量过大,无法用于实际大型复杂结构;文献[9,10]用梁单元进行分析,但并未考虑结构在破坏时发生的大变形影响,难以真实模拟结构在火灾下的破坏过程;文献[11]建立了可以考虑材料非线性和几何非线性影响的梁单元模型,同时也可考虑截面温度的线性分布,但只针对钢框架,不能考虑钢筋混凝土结构;文献[12]利用分层壳和纤维梁单元组合形成了新的正交各向异性板单元,用于模拟混凝土压型钢板组合楼板,在楼板模拟上获得了比较好的结果,但其高温材料模型存在不足。因此,本文在

上述研究的基础上,基于建筑结构分析中常用的纤维梁单元,建立了钢筋混凝土梁、柱构件的火灾破坏模拟模型。模型考虑了火灾下构件的材料与几何非线性问题,可以准确模拟高温下混凝土的压碎、开裂以及钢筋的屈服行为。通过运用本文模型对多个钢筋混凝土构件的火灾试验进行了分析,结果表明,本文数值模型的计算结果与试验结果吻合良好,可以用来分析和模拟混凝土结构构件在火灾下的失效破坏过程。

2 纤维梁单元计算模型

本文的空间纤维梁单元具有两个结点,每个结点有6个自由度如图1所示。根据纤维模型理论把梁柱截面划分成多个小四边形纤维(包括混凝土纤维和钢筋纤维),这样截面上每个纤维上可以赋予不同的温度和材料模型,并假设:

- (1) 梁可以发生大位移但仍然符合小应变假设。
- (2) 垂直中心轴的横截面变形后仍然保持平面并且垂直于中心轴。
- (3) 每个纤维只考虑纵向应力。
- (4) 每个纤维可以有不同的材料模型,并且采用三点高斯积分。
- (5) 不同的纤维可以有不同的温度,但是同一个纤维温度相同,如果构件沿着长度方向温差显著,可以通过细分单元来解决。

收稿日期:2007-03-30;修改稿收到日期:2008-03-28。
基金项目:国家“十一五”科技支撑计划(2006BAK01A02-09);清华大学基础研究基金(JC2007003)资助项目。

作者简介:陈适才(1979-),男,博士;
陆新征*(1978-),男,博士,副教授
(Email: luxz @tsinghua. edu. cn) .

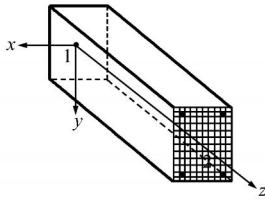


图 1 纤维梁单元

Fig.1 The fiber beam element

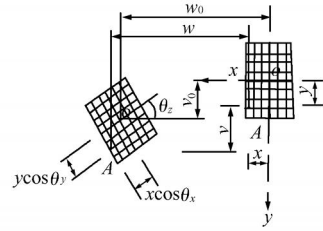


图 2 纤维位移的表示

Fig.2 Representation for displacement of fibers

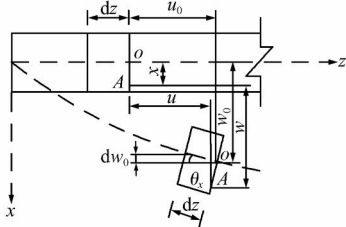


图 3 xz 平面内变形图

Fig.3 Deformations in plane xz

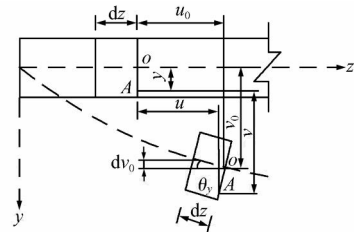


图 4 yz 平面内变形图

Fig.4 Deformations in plane yz

2.1 应变位移关系

梁的变形采用全拉格朗日描述方法,参考轴 1-2 上任意点的位移可表示为^[13]

$$\{u_0\} = [N]\{q\} \quad (1)$$

式中 $\{u_0\} = [u_0, v_0, w_0, \alpha]$ 为参考轴上任意点的位移, $[N]$ 为梁纤维的形状函数, $\{q\}$ 为梁单元节点的位移向量,则截面上任意纤维点 A 的位移如图 2 所示可以表示为

$$u = u_0 - y \sin \theta_y + x \sin \theta_x \quad 2(a)$$

$$v = v_0 - y + y \cos \theta_y \cos \theta_z + x \cos \theta_x \sin \theta_z \quad 2(b)$$

$$w = w_0 - x + x \cos \theta_x \cos \theta_z - y \cos \theta_y \sin \theta_z \quad 2(c)$$

式中 x 和 y 为 A 点的坐标。

由图 3 和图 4 所示可知梁变形后中心轴的角度为

$$\sin \theta_x = \frac{dw_0}{dz} = w_0, \sin \theta_y = \frac{dv_0}{dz} = v_0 \quad 3(a)$$

则 $\cos \theta_x = \sqrt{1 - (w_0)^2}$

$$\cos \theta_y = \sqrt{1 - (v_0)^2} \quad 3(b)$$

并且假设:

$$\sin \theta_z = \alpha, \cos \theta_z = 1 \quad 3(c)$$

将式(3)代入式(2),最终纤维点 A 的位移可表示为

$$u = u_0 - y v_0 + x w_0 \quad 4(a)$$

$$v = v_0 - y + y \sqrt{1 - (v_0)^2} + x \alpha \sqrt{1 - (w_0)^2} \quad 4(b)$$

$$w = w_0 - x + x \sqrt{1 - (w_0)^2} - y \alpha \sqrt{1 - (v_0)^2} \quad 4(c)$$

$$= 0 \quad 4(d)$$

每个纤维只考虑轴向应力,则纤维上任一点 A 的轴向应变根据应变位移方程可表示为^[13]:

$$\epsilon = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] = \epsilon_0 + \epsilon_L \quad (5)$$

式中 ϵ_0 为线性应变, ϵ_L 为非线性应变,并且

$$\epsilon_0 = \frac{\partial u}{\partial z} = B_0 q \quad 6(a)$$

$$\epsilon_L = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] \quad 6(b)$$

对方程(6)进行变分,可得

$$d\epsilon_0 = B_0 dq \quad (7)$$

$$d\epsilon_L = q [B_0^T B_0 + B_1^T B_1 + B_2^T B_2] dq =$$

$$q [B_L] dq = B_L dq \quad (8)$$

式中 $[B_L]$ 为总的非线性应变位移矩阵,并且 $[B_L] = B_0^T B_0 + B_1^T B_1 + B_2^T B_2$,另外 B_0, B_1 和 B_2 的具体表达式如下:

$$B_0 = \begin{bmatrix} A & B & y & B & x & 0 & -C & x & C & y & -A & - \\ & & & & & & & & & & & B & y & -B & x & 0 & -D & x & D & y \end{bmatrix}$$

$$B_1 = \begin{bmatrix} 0 & -B & 0 & 0 & 0 & 0 & C & 0 & B & 0 & 0 & 0 & 0 & -D \end{bmatrix}$$

$$B_2 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -B & 0 & -C & 0 & 0 & 0 & B & 0 & D & 0 \end{bmatrix}$$

式中 $A = -1/l, B = 6z/l^2 - 6z^2/l^3$

$$C = 3z^2/l^2 - 4z/l + 1$$

$$D = -3z^2/l^2 + 2z/l$$

由式(7)和式(8)则任意纤维点 A 的应变位移

方程增量关系可表示为

$$d_z = d_0 + d_L = B_0 dq + \dot{B}_L dq = \dot{B} dq \quad (9)$$

式中 \dot{B} 为总的应变位移矩阵, 并且 $\dot{B} = B_0 + \dot{B}_L$ 。

2.2 高温下材料增量本构关系

高温下一般混凝土纤维的材料总应变增量可表示为

$$\{d\} = \{d_e\} + \{d_{e,T}\} + \{d_T\} + \{d_{cre}\} + \{d_p\} + \{d_{tr}\} \quad (10)$$

总应变分量中的弹性和塑性应变部分是材料的力学应变 $\{d\} = \{d_e\} + \{d_p\}$ 。 $\{d_{cre}\}$ 为混凝土的徐应变分量。混凝土纤维应变分量 $\{d_T\}$ 为一个温度增量过程中的热膨胀应变 $\{d_T\} = dT$ 。温度增量过程中在应力作用下由于混凝土材料弹性模量以及屈服面的变化会产生应变, 这种由于材料力学特性变化引起的应变增量为 $\{d_{e,T}\}$, 采用等向强化模型, Hsu^[14] 推导了其增量表达式为

$$\{d_{e,T}\} = -\frac{1}{E_0} \frac{\partial E_0}{\partial T} \sigma_z dT + \frac{2E_0}{3ES} \frac{\partial F}{\partial T} dT \quad (11)$$

式中 E_0 为当前温度 T 下混凝土的初始抗压弹性模量, σ_z 为混凝土纤维当前轴向应力, E_s 为当前混凝土纤维的弹塑性模量。

$\{d_{tr}\}$ 是混凝土材料在高温下会产生的瞬态热应变, 许多研究表明瞬态热应变在混凝土结构热反应中起着重要的影响, 其大小与温度以及混凝土的应力水平有关, 这里采用文献[10]的计算公式:

$$\{d_{tr}\} = \frac{1}{f_c} [0.144 \times T - 1] \times 10^{-6} \times dT \quad (12)$$

采用等向强化模型, 最终每个纤维的增量应力应变关系可表示为

$$d_z = E(d - d_z^T - d_{cre} - d_{tr}) = E\{d\} \quad (13)$$

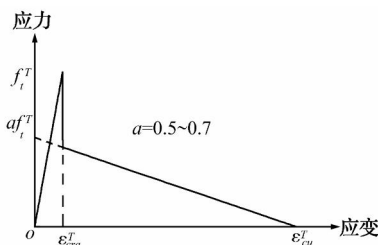


图 5 混凝土受拉应力 - 应变关系

Fig. 5 Stress-strain relationship of concrete in tension

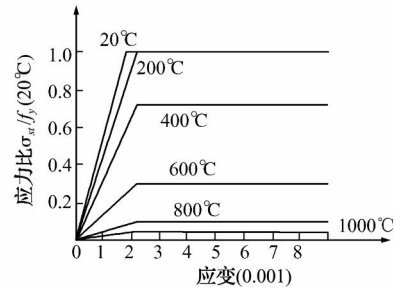


图 6 高温下钢筋的本构关系

Fig. 6 Constitutive law of steel at high temperatures

式中

$$d_z^T = dT - \frac{1}{E_0} \frac{\partial E_0}{\partial T} \sigma_z dT + \frac{2E_0}{3ES} \frac{\partial F}{\partial T} dT$$

称为增量步中总的热应变。

分析计算过程中, 根据确定的力应变增量 $\{d\}$ 采用式(13) 确定应力增量, 通过 Newton-Raphson 迭代方法使其最后的应力及应变满足具体的本构关系。这里采用了欧洲规范 Eurocode2^[15] 提供的混凝土高温下的本构关系。由于混凝土在受压状态下的瞬态热应变主要在第一次升温过程中产生, 在程序计算中当混凝土处于受拉状态时, 不考虑 $\{d_{tr}\}$ 的影响。另外, 混凝土处在受拉状态下需满足的应力 - 应变关系采用双线性模型如图 5 所示, Hinton^[16] 采用此模型进行了混凝土板的破坏分析并取得了良好的结果, 其中的开裂影响系数 $\alpha = 0.5 \sim 0.7$, 本文分析过程中一律取为固定值 0.5。对于钢筋其应力 - 应变关系如图 6 所示, 仍然采用式(10) 进行分析, 但忽略瞬态热应变 $\{d_{tr}\}$ 的影响。

2.3 建立单元求解方程

根据以上应变位移关系以及增量应力应变关系, 采用一般有限元格式可以建立此纤维梁的求解公式。梁单元应变能增量为

$$U = 1/2 \int_V \{d\}^T d_z dv = 1/2 \int_V \{q\}^T \dot{B}^T E B dv \{q\} B + \int_V d\dot{B}^T dv - \int_V \{q\}^T \dot{B}^T E \{d^T\} dv - \int_V \{q\}^T \dot{B}^T E \{d_{cre}\} dv - \int_V \{q\}^T \dot{B}^T E \{d_{tr}\} dv + 1/2 \int_V \{d^T\}^T E \{d^T\} dv$$

外力做功 $V = -dq^T \{dQ\} dq^T \{dQ\}$, 则系统总

位能为

$$p = U + V \quad (14)$$

由系统最小位能原理对式(14)进行变分:

$$\frac{\partial p}{\partial \{dq\}} = \int_v \dot{B}^T \dot{E} B dv \{q\} - \int_v \dot{B}^T \dot{E} \{d^T\} dv - \int_v \dot{B}^T \dot{E} \{d_{cr}\} dv - \int_v \dot{B}^T \dot{E} \{d_{tr}\} dv - \{dQ\} = 0$$

$$\text{即} \quad K_e \{u\} = \{F\} \quad (15)$$

式中 $K_e = K_0 + K$ 为单元弹塑性刚度矩阵, K 为几何刚度矩阵,并且

$$K_0 = \int_v \dot{B}^T \dot{E} B dv = \int_v (B_0^T + B_L^T) E (B_0 + B_L) dv = \int_v B_0^T E B_0 dv + \int_v B_0^T E B_L dv + \int_v B_L^T E B_0 dv + \int_v B_L^T E B_L dv$$

$$K = \int_v dB^T dv = \int_v B_L^T z dv$$

$\{F\} = F_T + F_C + F_M$ 为增量荷载矩阵,并且

$$F_T = \int_v (B_0^T + B_L^T) E d^T_z dv = \int_v (B_0^T + B_L^T) E \left[dT - \frac{1}{E_0} \frac{\partial E_0}{\partial T} z dT + \frac{2}{3} \frac{E_0 z}{ES} \frac{\partial F}{\partial T} dT \right] dv$$

$$F_C = \int_v (B_0^T + B_L^T) E d_c dv$$

$$F_M = \{dQ\}$$

经过局部到整体的转换矩阵 T 进行转换,最终单元求解方程通过式(15)变为

$$T^T K_e T \{q\} = T^T F \quad (16)$$

通过对结构的所有纤维梁单元的刚度矩阵以及荷载矢量进行组装后即可求解每一荷载增量或温度增量引起的结构位移增量,从而实现结构的火

灾反应热力弹塑性分析过程。

3 数值算例

为了验证本文提出的纤维梁单元模型的正确性和精度,本文选择了三个典型试验作为算例来进行验证。算例 1 为四面受火轴压柱,由于其对称受热,可以用于考察本文模型计算截面轴向变形的可靠性。算例 2 为三面受火梁,用于考察本文模型计算弯曲变形的可靠性。算例 3 为三面受火轴压柱,其外力为轴压,但是因为受热不均而产生压弯效应,可以综合考察本文模型在压、弯耦合作用下的可靠性。

3.1 四面受火轴压柱

由于火灾中的结构构件截面的不均匀温度场分布,导致截面各纤维的应力重新分布。为验证本文模型计算轴向变形的可靠性,首先采用 Lie^[17] 的四面受火钢筋混凝土柱试验分析。柱子的几何形状以及配筋情况如图 7 所示,试验中先对柱在常温下施加 1067 kN 的轴力,然后在试验炉内按照 ASTM119 温升曲线进行试验。钢筋的屈服强度为 414 MPa,混凝土常温下的抗压强度为 36.1 MPa。在试验开始的 120 min,由于热应变导致柱子伸长,所以轴向位移不断增加;之后,温度的进一步升高,随着材料的力学性能退化,柱子的轴向位移逐渐减小,在 180 min 时,位移开始变成负值,到 208 min 时,柱子发生了破坏。

对柱子进行热-力分析时,首先需要分析柱子截面各时刻的温度场分布,这里的瞬态热传导分析过程采用作者编写的程序进行求解。此程序已经根据不同的试验结果包括混凝土梁、柱构件进行了分析和验证^[18]。本文分析时所用材料在高温下的力

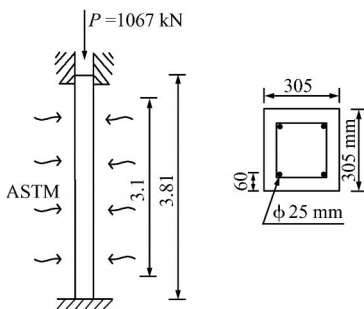


图 7 四面受火柱
Fig. 7 Four-faces heated column in fire

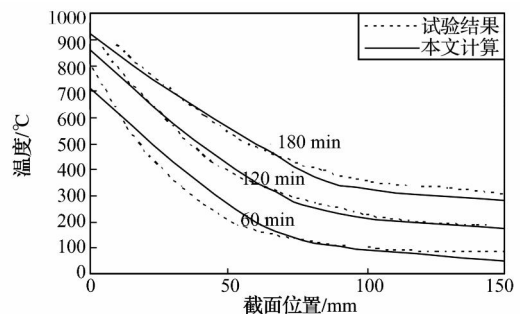


图 8 柱截面温度分布图
Fig. 8 Temperature distribution along the cross-section

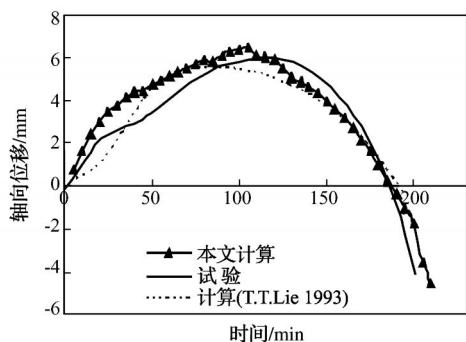


图 9 柱轴向位移变化图

Fig. 9 The variation of axial displacement of the column

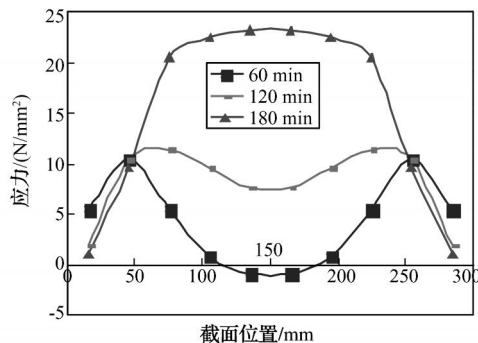


图 10 柱截面混凝土应力分布图

Fig. 10 The variation of the section stress

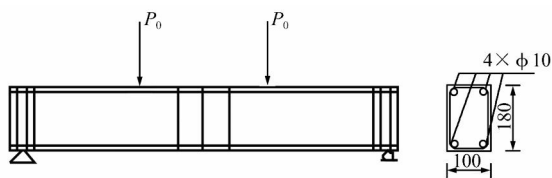


图 11 三面受火梁

Fig. 11 Three-faces heated beam

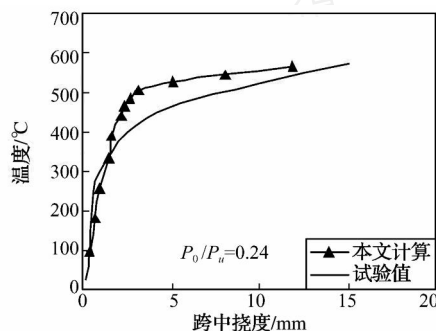


图 12 梁跨中挠度温度变化图

Fig. 12 Variation of the mid-span displacements

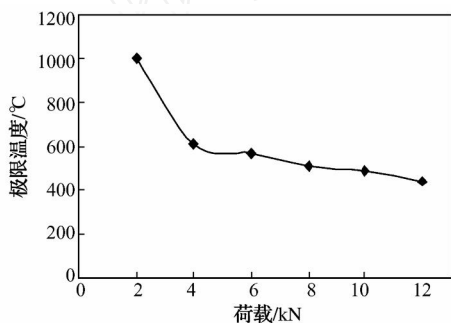


图 13 极限温度与荷载水平关系图

Fig. 13 Relationship of load and limit temperature

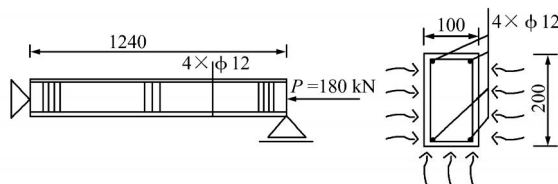


图 14 三面受火柱

Fig. 14 Three-faces heated column

学和物理参数包括热传导率、比热容根据 Eurocode2^[15] 取值,另外传热系数 h_c 取为 25 W/mK,热辐射率 ϵ 取 0.2。图 8 所示截面在不同时刻的温度分布的情况。利用以上热分析计算结果,再根据本文模型进行柱子的热-力反应分析。

热-力分析时,整个柱子采用一个纤维梁单元进行分析,截面划分成 50 个混凝土纤维和 4 个钢筋纤维,每个纤维对应不同的温度并采用 3 点高斯积分,这样整个柱单元共有 162 个高斯积分点。图 9 所示柱子的轴向位移随时间变化的情况以及 Lie 等^[17] 的试验结果和计算值。由图 9 可以看出,本文得到的最大轴向位移时刻发生在 105 min,比 Lie 等计算得到的 70 min 更接近试验结果。这是因为 Lie 等采用的热传导简化公式计算得到的截面边缘部位温度高于实测值,进而使得最大轴向位移时

刻提前。而本文计算的温度和实测结果更接近图 8 所示,故变形计算结果也更符合实际情况。之后,柱子外层的混凝土在高温下发生性能退化,截面应力发生重分布,核心部分混凝土应力增大,而周围混凝土应力减小如图 10 所示,说明本文模型可以较好地模拟截面的应力重分布现象。随着柱子刚度不断降低,计算轴向位移迅速减小并在 215 min 发生破坏。Lie 等的简化公式的计算结果为 200 min,虽然两者都与试验值 208 min 都比较接近,但本文建立的数值模型比 Lie 等简化公式的更具有通用性。

3.2 三面受火梁

为进一步验证本文模型模拟受火梁的准确性,这里采用清华大学^[19] 的三面受火钢筋混凝土梁试验来分析。混凝土梁的几何尺寸以及配筋情况如图 11 所示,钢筋的屈服强度为 270 MPa,混凝土常温

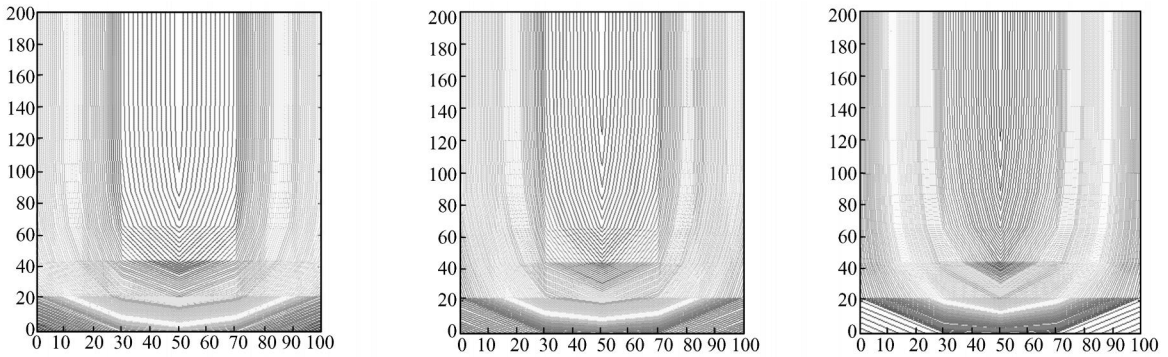


图 15 不同时刻的温度场分布

Fig. 15 The variation of temperature-distribution

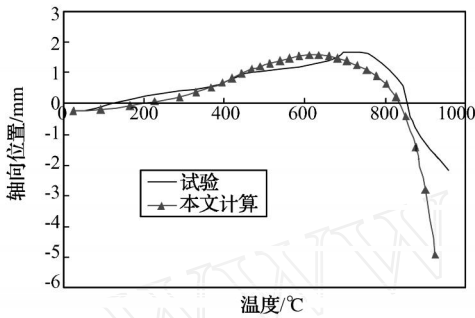


图 16 三面受火柱轴向位移变化图

Fig. 16 The variation of axial displacement

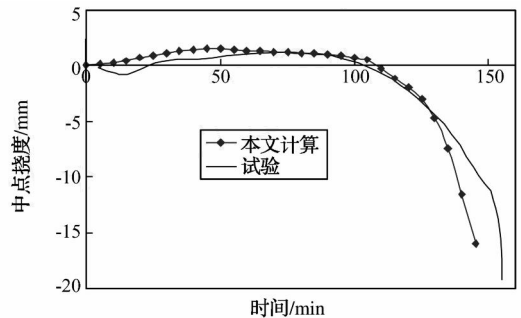


图 17 三面受火柱中点侧向位移变化图

Fig. 17 The variation of column lateral displacement

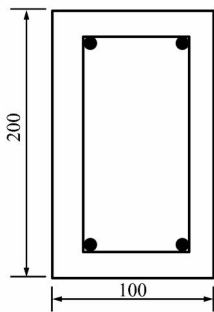


图 18 柱截面图

Fig. 18 Cross-section of the column

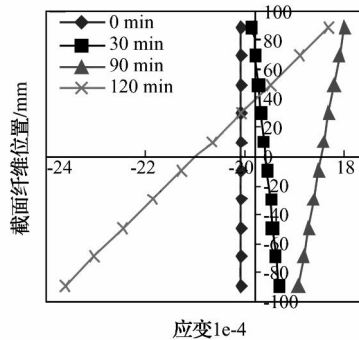


图 19 柱截面纤维应变变化图

Fig. 19 Variation of the section strain

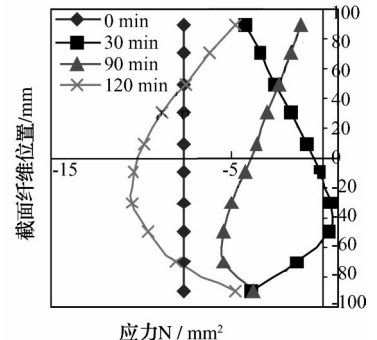


图 20 柱截面纤维应力变化图

Fig. 20 Variation of the section stress

下的棱柱体强度为 28.9 MPa。试验中,在梁的三分点施加两集中荷载 P_0 ,然后通过试验炉进行三面加热。火灾环境采用文献[10]中所测得的温升曲线进行模拟,热分析时直接利用此升温曲线进行热传导分析,然后再利用热传导结果进行梁的热力反应分析。整个梁以中点和两个荷载作用点划分为 4 个纤维梁单元,截面划分成 50 个混凝土纤维和 4 个钢筋纤维,每个梁单元为 162 个高斯积分点。

当 $P_0 = 4 \text{ kN}$ ($P_0/P_u = 0.24$) 时,构件的跨中挠度的计算与试验结果对比见图 12。由试验曲线可知,当温度小于 400 时,截面温度都较低,梁跨中挠度较小,随着温度的升高,截面不均匀温度导

致挠度增加的速度加快,在较高温度时,虽然截面温度分布梯度减小,但材料性能退化较多,所以梁的变形加速发展到破坏。而根据计算结果,在温度较低时,本文计算结果与试验结果相差不大,在 400 之后,由于本文温度场计算结果没有考虑到裂缝对钢筋温度的影响,计算结果比试验结果偏小,但到 550 之后变形加剧发展,仍然符合试验现象^[10]。

采用本文模型进一步对不同外荷载的情况进行计算,图 13 比较了不同荷载水平时梁的破坏情况。在荷载水平较低时 ($P_0 = 2 \text{ kN}$),梁跨中挠度增加缓慢,到达 1000 时,挠度才快速增大并破坏。

而随着荷载水平的加大,梁破坏时的极限温度快速减小,当 $P_0 = 4 \text{ kN}$ 时梁的极限温度降到 600 左右。随着荷载水平继续增大,梁的极限温度继续减小,但减小的幅度变慢。这与试验^[10]得出的结论相似。可见本文模型也可以较好模拟火灾下混凝土受弯构件的破坏过程。

3.3 三面受火柱

为了验证本文模型模拟火灾下压弯构件的准确性,采用文献[10]的三面受火钢筋混凝土柱试验来分析。柱子的几何尺寸以及配筋情况如图 14 所示,钢筋的屈服强度为 340 MPa,混凝土常温下的棱柱体抗压强度为 27.2 MPa。试验中,先对柱在常温下施加 180 kN 的轴力,然后通过试验炉进行三面加热。分析时仍然采用上例中的升温曲线模拟火灾环境进行热传导分析。

瞬态热传导分析过程仍然采用作者编写的程序进行求解。所需要的混凝土热工参数包括热传导系数以及比热容都根据文献[10]提供的相应公式考虑,另外传热系数 h_c 取为 25 W/mK,热辐射率 r 取 0.1,质量密度取为常值 2400 kg/m³。图 15 所示为 30 min,60 min 和 120 min 时刻的截面温度分布情况。采用以上热传导分析结果,根据本文模型进行柱子的热力反应分析。为了方便分析柱子中点的侧向挠度,整个柱子沿中点划分成 2 个纤维梁单元进行分析,截面划分成 50 个混凝土纤维和 4 个钢筋纤维,共 162 个高斯积分点。

三面受火柱的侧向挠度和轴向变形的计算结果以及试验结果见图 16 和图 17。由试验曲线可知,当温度小于 700 时,由于材料热应变,轴向位移随温度升高而逐渐增大,由于材料性能退化迅速减小,在大约前 90 min,中点侧向挠度为正,表示变形凸向高温侧,之后变为凸向低温侧,并迅速增大;在 150 min 左右时生破坏。本文计算结果为轴向位移最大时发生在 620 左右,而达到 900 左右时,轴向变形急剧增加而发生破坏。同时在 140 min 的时候侧向挠度也迅速增大,这一结果比较接近实测的耐火极限。图 19 和图 20 表示了靠近跨中高斯点处的截面应力应变变化情况。由图 19 可知各纤维应变符合平截面假定,在升温前,截面受到均匀压应力,产生均匀的压应变;在 30 min 时,高温侧的混凝土纤维应变大于低温侧,表示变形凸向高温侧;在 90 min 时,高温侧的混凝土纤维应变开始小于低温侧,表示变形凸向低温侧;之后,高温侧

的混凝土应变急剧增长。与此同时,由图 20 所示可知截面混凝土纤维的应力也在不断重新分布。可见本文模型可以较好地模拟火灾下混凝土构件在轴力、弯矩复合作用下的破坏过程。

4 结 论

本文根据纤维模型理论,建立了纤维梁单元模型,并采用热力弹塑性本构关系,分析了钢筋混凝土构件在火灾下的破坏过程。与试验结果对比表明,本文提出的纤维梁单元模型可以较好地模拟钢筋混凝土梁、柱构件在轴压、弯曲及压弯等各类情况下的受火破坏过程,计算结果和试验结果吻合良好,且具有较高的计算效率。

参考文献(References):

- [1] MONAHAN B. World trade center collapse, civil engineering considerations [J]. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 2002, 7(3): 134-135.
- [2] 陆新征,江见鲸.世界贸易中心飞机撞击后倒塌过程的仿真分析[J].土木工程学报,2001,34(6):8-10. (LU Xin-zheng, JIAN G Jiar-jing. Dynamic finite element simulation for the collapse of world trade center [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2001, 34(6):8-10 (in Chinese))
- [3] MATTEW A, JOHANN A. Performance based structural fire safety [J]. *J Performance of Constructed Facilities*, 2006, 20(1): 45-53.
- [4] DOTREPPE J C, FRANSSEN J M. Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions [J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(1): 9-20.
- [5] HUANG Z, BURGESS I W, PLANK R J. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs subjected to fire [J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(1): 127-135.
- [6] MOHAMAD J. Terro. Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire [J]. *ACI Structural Journal*, 1998, 95(2): 183-193.
- [7] BAILEY C. Holistic behavior of concrete buildings in fire [J]. *Proc the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, 2002, 153(3): 199-212.
- [8] 刘永军.钢筋混凝土结构火灾反应数值模拟及软件开发 [D].大连理工大学,2002. (LIU Yong-jun. Modeling and Programming of Reinforced Concrete Structures Exposed to Fires [D]. Dalian University

- of Technology, 2002. (in Chinese))
- [9] 陆洲导,朱伯龙. 钢筋混凝土框架火灾反应分析[J]. 土木工程学报,1995,28(6):18-27. (LU Zhou-dao, ZHU Bo-long. Fire response analysis of reinforced concrete frames[J]. *China Civil Engineering Journal*, 1995,28(6):18-27. (in Chinese))
- [10] 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,2003. (GUO Zhen-hai, SHI Xu-dong. *Behaviour of Reinforced Concrete at Elevated Temperature and Its Calculation* [M]. Beijing:Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese))
- [11] NAJJAR S R, BURGESS I W. A nonlinear analysis for three-dimensional steel frames in fire conditions [J]. *Engineering Structures*, 1996,18(1): 77-89.
- [12] YU X M, HUANG Z H, BURGESS I, et al. Non-linear analysis of orthotropic composite slabs in fire [J]. *Engineering Structures*, 2008,30(1): 67-80.
- [13] BATHE. *Finite Element Procedures* [M]. Prentice-Hall, New Jersey, 1996.
- [14] HSU T R. *The Finite Element Method in Thermomechanics* [M]. Allen & Unwin, 1986.
- [15] Eurocode2: Design of Composite Steel and Concrete Structures[S]. Commission of the European Communities, Brussels, 2002.
- [16] HINTON E, OWEN D R J. *Finite Element Software for Plates and Shells* [M]. Pineridge Press, Swansea. 1984.
- [17] LIE T T, IRWIN R J. Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section[J]. *ACI Structural Journal*, 1993,90(1):52-60.
- [18] CHEN S C, REN A Z. A fire simulation of reinforced concrete frame structures for the thermal and structural analysis [A]. Proc. INCITE/ITCSED [C], New Delhi, India, 2006:125-137.
- [19] SHI X D, TAN T H. Effect of force-temperature paths on behaviors of reinforced concrete flexural members[J]. *J Structural Engineering, ASCE*, 2002,128(3):365-373.

Fiber beam element model for the collapse simulation of concrete structures under fire

CHEN Shi-cai, LU Xin-zheng*, REN Ai-zhu, JIANG Jian-jing

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: In order to analyze and simulate the collapse of reinforced concrete (RC) elements under fire, a novel numerical model based on the fiber beam model is proposed in this paper. By dividing the cross section of RC beam element into many small concrete and steel fibers and assigning different materials to each fiber, this model can consider the non-uniform temperature distribution across the section and simulate the behavior of cracking or crushing for concrete and yielding for steel. The material stress-strain relationship at high temperature of each fiber is based on the model proposed by EuroCode 2. The explicit tangential stiffness matrix is deduced for proposed fiber beam with total Lagrange description, and the incremental equilibrium equations are also established. Finally, the fiber model proposed in this paper is validated by comparing with various experimental results.

Key words: fiber model; beam element; fire; nonlinearity