高温下/后钢筋混凝土梁抗冲击性能: 细观分析

金浏, 兰钰昌, 张仁波, 杜修力*

北京工业大学城市减灾与防灾防护教育部重点实验室, 北京 100124

*联系人, E-mail: duxili@bjut.edu.cn

收稿日期: 2019-05-23; 接受日期: 2019-08-09; 网络出版日期: 2019-11-25

国家自然科学基金(编号: 51822801, 51421005)资助项目

摘要 冲击(或爆炸)和火灾往往伴随发生并威胁工程结构的使用安全, 高温和高应变率对钢筋混凝土(RC)结构的耦合作用引起了研究者的广泛关注. 本文结合混凝土细观非均质性, 考虑钢筋和混凝土材料的应变率增强效应及高温退化效应, 同时考虑钢筋与混凝土间的黏结-滑移行为, 建立了RC梁抗火抗冲击性能研究的细观数值模型. 与室温下落锤冲击试验结果对比, 验证了细观数值模型的合理性, 进而比较分析了高温下及高温后RC梁在冲击作用下的力学响应, 揭示了RC梁的破坏模式与失效机制. 结果表明: 建立的细观数值模型能够有效描述RC梁在高温和冲击荷载联合作用下的破坏模式; 相同受火时间, 高温下RC梁表现出比高温后RC梁更为严重的破坏, 且随受火时间的增加, 差异逐渐扩大.

关键词 RC梁, 高温下, 高温后, 细观模拟, 抗冲击性能, 破坏模式

PACS: 46.70.De, 46.50.+a, 44.10.+i

1 引言

混凝土结构是世界上应用最为广泛的结构形式, 其在外荷载作用下的力学性能一直是研究的热点. 自然灾害和恐怖袭击引起的诸如火灾、地震、冲击、爆炸等往往使得混凝土结构不能按设计年限服役. 事实上, 美国“911”恐怖袭击事件的发生已经在世界范围内引起了人们对于结构抗火抗冲击性能的关注. 部分学者对于火灾和动力荷载单独作用下的混凝土材料及构件的力学行为进行了研究^[1-3]. 一方面, 混凝土、钢材和构件在经历火灾高温后承载力减弱, 可能引发结构的坍塌. 另一方面, 动力荷载尤其是冲击爆炸荷

载会在极短时间内对其直接作用的构件和结构造成较大破坏, 威胁人身财产安全. 实际上, 火灾和冲击爆炸往往是伴随发生的, 这种联合作用会对结构产生更为严重的破坏^[4].

胡开赢^[5]对冲击受损后的RC梁进行了耐火性能试验, 发现试件损伤程度越大, 耐火极限越小, 但试件损伤到一定程度时, 耐火极限才会受到显著影响. 赵建魁等人^[6]分析了爆炸荷载对普通RC梁在标准火灾升温过程中耐火极限的影响规律, 发现爆炸荷载损伤会明显降低RC梁的耐火能力, 且梁长度越长, 影响越显著. Qi等人^[7]研究了高温后纤维增强水泥基复合梁的抗冲击性能, 但限于纤维的低熔点, 试验所达到的温

引用格式: 金浏, 兰钰昌, 张仁波, 等. 高温下/后钢筋混凝土梁抗冲击性能: 细观分析. 中国科学: 物理学 力学 天文学, 2020, 50: 024613
Jin L, Lan Y C, Zhang R B, et al. Impact resistances of RC beams at/after high temperature: Meso-scale analysis (in Chinese). Sci Sin-Phys Mech Astron, 2020, 50: 024613, doi: [10.1360/SSPMA-2019-0185](https://doi.org/10.1360/SSPMA-2019-0185)

度仅为230°C. 任晓虎等人^[8]采用落锤冲击试验对火灾作用下钢管混凝土梁抗冲击性能进行了试验研究, 发现火灾下的钢管混凝土梁仍具有良好的抗冲击性能. Zhai等人^[4]的研究发现RC梁的抗爆性能随受火时间的增加而下降, 且与爆炸发生的位置有关. Jin等人^[9]进行了钢纤维混凝土梁在低速冲击之后的火灾试验和数值模拟, 发现随着钢纤维掺量的增加, 梁的破坏模式由剪切破坏向弯曲破坏转变. 此外, 一些学者对火灾动力荷载联合作用下RC柱^[10,11]的力学性能也进行了研究. 尽管上述研究填补了对火灾和冲击(爆炸)联合作用下钢筋混凝土构件力学行为认识的空白, 却未全面考虑材料以及钢筋/混凝土界面性能的高温/应变率耦合效应, 且难以反映材料的细观结构特性的影响机制, 因此对钢筋混凝土构件在火灾与冲击联合作用下的细观破坏模式与失效机制的认识仍远远不足. 近来, Jin等人^[12]建立了宏、细观尺度数值模型, 研究RC梁在室温下的冲击响应, 发现与宏观模拟结果相比, 细观模型由于考虑了混凝土细观结构特征能更好、更准确地揭示RC梁的破坏模式与失效机制.

本文结合三维细观尺度数值分析模型, 考虑钢筋与混凝土界面的黏结性能及其温度退化效应, 研究高温作用时及冷却作用后的RC梁的抗冲击性能, 分析高温下和高温后RC梁的冲击响应差异, 研究冷却过程对RC梁抗冲击性能的影响.

2 钢筋混凝土梁细观数值分析模型

窦国钦等人^[13]在室温下对6根RC梁进行了落锤试验, 对梁的冲击响应和破坏过程进行了详细描述. 本文以编号为“B5”的梁为参照, 构建三维细观数值模型. 落锤冲击试验装置的示意图如图1所示.

试件全长2800 mm, 净跨2400 mm, 截面为200 mm × 400 mm. 采用设计强度等级为C60的混凝土, 骨料最大粒径为15 mm. 纵筋和箍筋分别采用HRB400和HPB300级钢筋, 保护层厚度为30 mm(如图2). 钢筋的力学性能参数详见表1. 冲击荷载是由直径为200 mm的圆柱体平锤头自由落体产生的, 质量为393 kg, 接触梁顶面时冲击速度为7.2 m/s.

2.1 钢筋混凝土梁细观几何模型

从细观角度来看, 混凝土通常被认为是由骨料颗

图1 (网络版彩图)落锤试验装置简图

Figure 1 (Color online) Sketch map of the drop hammer impact test setups.

图2 钢筋混凝土梁截面尺寸和配筋(单位: mm)

Figure 2 Cross-section size and rebar arrangement (unit: mm).

表1 室温下钢筋力学参数

Table 1 Mechanical parameters of steel bars at room temperature

材料参数	箍筋	顶部纵筋	底部纵筋
直径 (mm)	8	16	25
屈服应力 f_y (MPa)	315	364	430
极限应力 f_u (MPa)	455	496	581
弹性模量 E (GPa)	194	195	195

粒、砂浆基质和二者之间的界面过渡区(ITZ)组成的三相非均质复合材料. 钢筋混凝土构件的破坏过程与混凝土的细观结构密切相关, 因此力学性能分析的可靠模型应该涵盖混凝土的多相特征.

本文利用自编的Fortran程序, 基于Monte-Carlo方法建立了如图3所示的混凝土梁三维细观随机骨料模型. 与文献^[12]相似, 假定骨料为球形, 最大和最小等效粒径分别为13和8 mm, 体积分数为30%. 需要说明的是, ITZ实际厚度约为20–50 μm , 然而由于计算量的限制^[14], 数值计算中常采用较大的值. 这里参考文献^[12], 设定界面厚度为5 mm.

采用“顺序耦合”的方法研究高温下/后RC梁的抗冲击性能, 其模拟过程如下.

(1) 温度场分析: 对高温作用下RC梁进行传热分析, 获得RC梁内部温度场.

图 3 (网络版彩图) 三维细观数值模型

Figure 3 (Color online) Three-dimensional meso-scale numerical model.

(2) 力学性能分析: 基于已有温度场, 确定构件不同部位材料力学性能, 模拟落锤冲击过程.

在传热模拟中, 钢筋采用双节点线性传热单元, 而其他部件采用八节点六面体线性传热单元. 在冲击过程中, 钢筋和部件的单元类型分别采用梁单元和减缩积分单元. 混凝土和钢筋的单元尺寸设定为 5 mm, 其他部件的网格尺寸设定为 10 mm.

此外, 采用文献[15]提出的“钢筋-混凝土黏结单元”(如图4)表征钢筋与混凝土之间的非线性黏结滑移行为. 单元被假定为0长度二节点单元, 具有三个平移自由度和三个转动自由度. 为简化计算, 假定钢筋和混凝土之间的相对滑移仅沿钢筋纵向产生.

为合理地研究火灾与冲击联合作用下RC梁的破坏行为, 需要解决如下问题: (1) 高温和冲击荷载联合作用下混凝土、钢筋材料以及二者之间黏结滑移本构模型的确定; (2) 传热分析与冲击过程中荷载和边界的等效. 下文将予以详细介绍.

2.2 热本构模型和参数

RC梁表面和内部的热传导方程为^[16,17]

$$Q = k \frac{\partial T}{\partial \mathbf{n}} \Big|_{\Gamma} = h_c(T_f - T_c) + \sigma \varepsilon(T_f - T_c), \quad (1)$$

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + q, \quad (2)$$

式中, Q 为从外部传递的热量; k 表示导热系数; T 是温度; Γ 代表传热面; $\mathbf{n}$ 是热表面 Γ 的外法线; h_c 和 ε 表示对流系数和辐射系数; T_f 和 T_c 分别代表环境温度和梁表面温度; $\sigma = 5.67 \times 10^{-8} \text{ W/(m}^2 \text{ K)}$ ^[18], 是斯特藩-玻尔兹曼常数. 另外, ρ 和 c 分别表示密度和比热容; t 代表时间; q 代表RC梁内部产生的热量; 在传热分析中, $q=0$.

参考文献[19], 室温下混凝土细观组分的热工参

图 4 (网络版彩图) 黏结单元示意图

Figure 4 (Color online) Sketch of the bond-link element.

数如表2所示, 包括导热系数 k 、密度 ρ 和比热容 c . 考虑温度对热工参数的影响规律, 采用Eurocode 2^[20]的建议, 分别如图5和式(3)所示.

$$\rho = \begin{cases} \rho_0, & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 115^\circ\text{C}, \\ \rho_0 \left(1 - \frac{0.02(T-115)}{85} \right), & 115^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C}, \\ \rho_0 \left(0.98 - \frac{0.03(T-200)}{200} \right), & 200^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C}, \\ \rho_0 \left(0.95 - \frac{0.07(T-400)}{800} \right), & 400^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}, \end{cases} \quad (3)$$

式中, ρ_0 代表室温下的密度.

对于钢材, 根据《建筑钢结构防火技术规范》(CECS 200: 2006)^[21], 其密度、导热系数和比热容通常被认为是常数, 分别为 7850 kg/m^3 , $45 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$ 和 $600 \text{ J/(kg}^\circ\text{C)}$.

2.3 本构模型和力学参数

2.3.1 本构关系

混凝土塑性损伤模型由Lubliner等人^[22]提出, 经Lee和Fenves^[23]改进, 可以考虑动态加载和循环加载的情况, 不仅可以描述刚度退化行为, 还可以描述混凝土的不可逆损伤, 已被广泛运用于描述混凝土类材料的静/动态力学行为^[9]. 以损伤为特征的混凝土单轴拉伸和压缩特性曲线如图6(a)所示. Grote等人^[24]发现砂浆基质的动态力学行为类似于混凝土. 而界面实则是具有较高孔隙率的砂浆基质. 因此, 参考文献[25], 采用混凝土塑性损伤模型和参数来描述砂浆基质和界面的

表 2 室温下混凝土热工参数^{a)}**Table 2** Thermal parameters for the concrete components at room temperature^{a)}

材料参数	骨料	砂浆	界面
导热系数 k (W/(m K))	3.15	1.9	0.7
密度 ρ (kg/m ³)	3000	2750	2300
比热容 c (J/(kg K))	798	813	906

a) 数据摘自文献[19].

图 5 (网络版彩图)高温作用下混凝土导热系数和比热容
Figure 5 (Color online) Evolution of thermal conductivity and specific heat for concrete with the effect of high temperature.

动态力学行为.

Xiao等人^[2]发现对于冲击荷载作用下的混凝土,多数裂缝沿骨料与砂浆之间的界面发展而不是贯穿骨料.而对于高温冲击联合作用下混凝土内部骨料损伤的研究数据不足.因此,本文假定骨料为弹性体.

对于纵筋和箍筋,参考文献[12]的工作,采用双线性弹塑性模型,其单轴应力-应变关系如图6(b)所示,“o-a”和“a-b”分别代表弹性阶段和硬化阶段.对于落锤和底座,采用弹性模型描述其力学行为.

图 6 本构模型. (a) 塑性损伤模型单轴拉-压曲线; (b) 钢筋双线性模型; (c) 黏结滑移本构模型**Figure 6** Constitutive models used in the numerical analysis. (a) Plasticity damage model; (b) bilinear elastic-plastic model for steel rebar; (c) bond stress-slip relationship between concrete and steel bar.

钢筋与混凝土间非线性力学行为采用《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[26]中建议的黏结滑移本构模型,如图6(c).表3给出了模型具体参数.

相比于室温静载下的情况,火灾和冲击荷载联合作用下混凝土与钢筋的力学性能及二者之间的黏结性能会发生显著变化.对于混凝土与钢筋抗火抗冲击性能方面的研究成果丰富,基于此,本文在传热分析中考虑两种材料力学性能的温度退化效应,后续冲击响应分析中考虑其应变率强化效应,即采用“顺序耦合”的方式确定混凝土及钢筋高温和高应变率耦合作用下的本构模型.另一方面,由于针对高应变率钢筋与混凝土黏结滑移行为的试验研究匮乏,没有形成统一的认识,本文暂未考虑二者黏结性能的应变率效应,仅在室温条件本构模型的基础上考虑了黏结强度的退化,以反映其温度退化效应.

2.3.2 温度退化效应

Khaliq等人^[1]对高温下和冷却后混凝土在静载作用下力学行为进行了对比试验,发现高温下/后混凝土力学性能随温度退化规律略有不同.本文采用了Khaliq等人^[1]的研究中混凝土强度和弹性模量的高温退化规律,如图7(a)所示.表4为室温下混凝土细观组分的力学参数.

钢筋在高温下的力学性能大幅度退化,而在自然冷却过程中有明显的恢复. Eurocode 2^[20]和余志武等人^[27]分别建议了高温下和自然冷却后钢筋强度和弹性模量的退化规律,如图7(b)所示.

钢筋和混凝土各自在高温下和高温后力学性能的差异导致了二者之间的黏结强度在高温下和自然冷却后有所不同.图7(c)所示为Özkal等人^[28]和Ergün等

图 7 (网络版彩图)高温下及高温后力学参数退化规律. (a) 混凝土; (b) 钢筋; (c) 黏结强度

Figure 7 (Color online) Degradation of mechanical performance at and after high temperature. (a) Concrete; (b) steel bar; (c) bond strength.

表 3 室温下黏结滑移本构模型参数

Table 3 Bond-slip constitutive model at room temperature

控制点	劈裂点(cr)	峰值点(u)	残余点(r)
黏结应力 τ (N/mm ²)	$2.5f_{tr}$	$3f_{tr}$	f_{tr}
滑移量 s (mm)	$0.025d$	$0.04d$	$0.55d$

表 4 室温下混凝土力学参数

Table 4 Mechanical parameters of concrete components at room temperature

材料参数	骨料	砂浆	界面
抗压强度 σ_c (MPa)	—	45	35
抗拉强度 σ_t (MPa)	—	4.5	3.5
弹性模量 E (GPa)	70	33.5	31.5
泊松比 ν	0.2	0.2	0.2

人^[29]分别获得的高温下和高温后黏结强度的退化规律,可以看出,在自然冷却过程中,黏结强度会进一步减小.

2.3.3 应变率效应

应变率效应引起的混凝土强度和弹性模量的增加以及钢筋强度的提高,可以通过动态放大系数(DIF)来反映.本文采用了欧洲国际混凝土委员会(CEB)^[30]所提出的混凝土抗压强度动态放大系数(CDIF)和抗拉强度动态放大系数(TDIF)模型:

$$CDIF = \frac{f_c}{f_{c0}} = \begin{cases} (\dot{\epsilon}_c / \dot{\epsilon}_{c0})^{0.014}, & \text{for } \dot{\epsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1}, \\ 0.012(\dot{\epsilon}_c / \dot{\epsilon}_{c0})^{1/3}, & \text{for } \dot{\epsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (4)$$

$$TDIF = \frac{f_t}{f_{t0}} = \begin{cases} (\dot{\epsilon}_t / \dot{\epsilon}_{t0})^{0.018}, & \text{for } \dot{\epsilon}_t \leq 10 \text{ s}^{-1}, \\ 0.0062(\dot{\epsilon}_t / \dot{\epsilon}_{t0})^{1/3}, & \text{for } \dot{\epsilon}_t > 10 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (5)$$

式中, f_c 和 f_t 分别代表应变率为 $\dot{\epsilon}_c$ 和 $\dot{\epsilon}_t$ 时的动态抗压和抗拉强度; f_{c0} 和 f_{t0} 分别为静态抗压和抗拉强度;静态压应变率 $\dot{\epsilon}_{c0} = 30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$,静态拉应变率 $\dot{\epsilon}_{t0} = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ ^[30].

对于动态荷载作用下的混凝土,文献^[30]给出了弹性模量动态放大系数:

$$MDIF = E / E_0 = (\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_0)^{0.026}, \quad (6)$$

式中, E 是应变率为 $\dot{\epsilon}$ 时的弹性模量, E_0 为静态弹性模量.

CEB^[31]建议的钢筋屈服强度和极限强度的动态放大系数可表示为

$$YDIF = \frac{f_y}{f_{y0}} = 1.0 + \left(\frac{6.0}{f_{y0}} \right) \ln \left(\frac{\dot{\epsilon}_s}{\dot{\epsilon}_{s0}} \right), \quad (7)$$

$$UDIF = \frac{f_u}{f_{u0}} = 1.0 + \left(\frac{7.0}{f_{u0}} \right) \ln \left(\frac{\dot{\epsilon}_s}{\dot{\epsilon}_{s0}} \right), \quad (8)$$

式中, f_y 和 f_u 分别代表应变率为 $\dot{\epsilon}_s$ 时的动态屈服强度和动态极限强度; f_{y0} 和 f_{u0} 分别为静态屈服强度和极限强度; $\dot{\epsilon}_{s0}$ 是准静态情况下的应变率,其值等于 $50 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ ^[31].

2.4 荷载和边界条件

工程结构中的梁在火灾时通常只有侧面和底面直接受火,因此这里对RC梁进行传热分析时,假定为三面受火,按照ISO834标准火灾升温曲线进行加载,如图8所示.此外,根据Eurocode 1^[32],梁表面的对流系数取常数 $25 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{°C)}$,由此产生的辐射率为0.5.

图 8 (网络版彩图)热传导过程边界条件

Figure 8 (Color online) Boundary condition during heat transfer.

在随后的冲击过程中, 参照物理试验中落锤试验装置, 将RC梁与底座“绑定(Tie)”并设置为简支. 为落锤施加7.2 m/s的初速度. 对落锤底面和梁顶面采用“面-面接触”, 假定二者法向为“硬接触”(即“互不侵入”), 切向无摩擦. 选取受火时间为30, 60, 75, 90和120 min时RC梁的温度场作为初始条件进行冲击数值试验.

3 细观数值模型验证

在本节中, 通过比较室温下数值模拟与物理试验结果, 验证细观数值方法的有效性.

室温下冲击作用后RC梁的破坏模式如图9所示. 总体而言, 数值模拟与物理试验所得到的破坏模式相似. 然而, 考虑黏结滑移的RC梁, 在跨中部分形成三条主裂缝, 包括一条垂直贯通裂缝, 与物理试验结果更为接近. 另外, 相比完好黏结的RC梁而言, 其底部纵筋周围的混凝土损伤更为严重, 表明在冲击荷载作用下, 混凝土与钢筋之间会发生较大不协调变形. 换言之, 冲击荷载作用下的RC梁应考虑钢筋与混凝土之间的黏结滑移.

图10和11分别给出了冲击荷载作用下RC梁冲击力和跨中位移时程曲线. 落锤和梁发生接触后, 冲击力在2 ms内达到峰值并迅速减小至最低点, 随后波动减小, 直至二者分离. 模拟结果与试验结果相比, 冲击力峰值相近, 曲线趋势相同. 对于梁的变形, 完好黏结和考虑黏结滑移的模拟梁跨中位移峰值分别为18和22 mm, 与试验梁跨中位移峰值的差值均为10%以内, 吻合良好.

图 9 (网络版彩图)室温下破坏模式

Figure 9 (Color online) Failure patterns of RC beams at room temperature.

图 10 (网络版彩图)室温下冲击力时程曲线

Figure 10 (Color online) Time history of impact force at room temperature.

图 11 (网络版彩图)室温下跨中位移曲线

Figure 11 (Color online) Time history of mid-span deflection at room temperature.

综合来看, 所建立的细观数值模型能够反映真实情况下RC梁的冲击响应, 因而可以在此基础上研究高温作用下RC梁的抗冲击性能以及不同因素对RC梁冲击荷载作用下力学行为的影响. 同时, 在数值模拟中考虑钢筋与混凝土间的黏结滑移, 结果与物理试验更吻合.

4 高温下/后RC梁的冲击响应分析

对按照ISO834标准火灾曲线进行升温, 受火时间分别为30, 60, 75, 90和120 min的RC梁进行高温下及冷却后的数值冲击试验, 落锤质量为393 kg, 冲击速度为7.2 m/s. 不同受火时间下RC梁跨中横截面的温度场如图12所示. 混凝土受火面温度首先升高, 随着受火时间的增加, 热量向内部传递, 高温区域逐渐扩大, 至90 min时, 最大温度已达1000°C. 此外, 由于混凝土的细观非均质性, 截面上温度场呈非均匀分布的形态.

图13为各RC梁的破坏模式. 无论是对高温下还是冷却后的RC梁, 受火时间对冲击荷载作用下的力学行为都有很大影响, 受火时间越长, 破坏越严重. 进行不同受火时间高温下/后RC梁的横向比较可以发现, 受火时间为30 min时, 二者的裂缝开展及损伤程度非常相似. 当受火时间超过60 min时, 高温下梁产生了比高温后梁更为严重的损伤, 且随受火时间的增加, 这种差异越加明显. 特别是在跨中部分, 垂直裂缝在高温下RC梁上充分发展并几乎贯穿横截面. 值得一提的是, 对于底部纵筋附近跨中区域两侧的混凝土, 几乎在所有受火时间下, 高温后梁都比高温下梁损伤更严重. 这是因为, 相比高温下的情形, 冷却过程中, 钢筋与混凝土之间的黏结强度进一步降低, 导致了钢筋与混凝土之间更大的不协调变形. 对于底部纵筋附近跨中区域的混凝土, 则现象相反. 这可以归因于该部分混凝土的损伤主要是由于拉应力引起的开裂, 而在冷却过程中, 钢筋强度和弹性模量的恢复使其承担了更多的荷载, 从而减轻了周围混凝土的损伤.

图14为RC梁跨中截面的损伤分布图. 随着受火时间的增加, 梁截面整体损伤越来越严重. 具体而言, 在受火时间较短时, 损伤较严重的单元主要分布于截面顶部, 当受火时间延长, 逐渐向中下部扩展. 高温下90 min的RC梁, 跨中截面损伤较轻, 这可能是截面选取的随机性造成的. 此外, 可以直观地看到, 高温下的梁跨中截面底部钢筋附近混凝土损伤比高温后试件更严重, 这与图13所得结论一致.

图15为各试件跨中位移时程曲线. 可以看出, 跨中位移峰值和梁的残余变形均随受火时间的增加而增加. 除高温下120 min的梁外, 其他RC梁在落锤冲击后的变形一定程度上有所恢复. 结合图13和15可以看出, 受火时间较短时, 高温下和高温后的试件挠曲变形相

图 12 (网络版彩图)跨中截面温度场分布

Figure 12 (Color online) Distribution of temperature at mid-span section.

图 13 (网络版彩图)高温下及高温后破坏模式. (a) 高温下; (b) 高温冷却后

Figure 13 (Color online) Failure pattern for RC beams. (a) At high temperature; (b) after high temperature.

图 14 (网络版彩图)跨中截面损伤分布

Figure 14 (Color online) Damage in mid-span cross section of RC beams.

近, 随着受火时间的增加, 高温下RC梁比高温后试件表现出更大的变形, 且这种差异随火灾持续时间逐渐扩大.

图16为各试件冲击力时程曲线以及冲击力达到峰值时(0.3 ms)梁顶部的应力分布情况. 相比室温下的梁, 高温下/后的试件冲击力峰值随受火时间的增加逐渐减小, 首次脉冲持续的时间有所增加. 在相同受火时

图 15 (网络版彩图)跨中位移时程曲线

Figure 15 (Color online) Time history of mid-span deflection.

间下, 高温下与高温后的RC梁具有相同的冲击力峰值, 接触力分布也比较一致. 主要原因是在接近梁顶部温度较低的区域(小于 400°C), 高温下和高温后混凝土和钢筋的强度及弹性模量并未有太大差异, 导致高温下与高温后构件局部强度及刚度比较接近. 由图16(b)可知, 梁顶部接触应力表现为沿RC梁轴向两侧应力大而中间应力小, 是因为梁在冲击作用下跨中部分产生弯曲所致. 此外, 随受火时间的增加, 受到混凝土弹性模量减小的影响, 接触应力大于50 MPa的区域逐渐减小.

图17给出了不同受火时间高温下/后试件在冲击荷载作用下的支反力时程曲线. 相同受火时间, 高温下与高温后RC梁的支反力峰值相近. 当受火时间增加,

支反力的响应时间也随之增加, 原因在于混凝土刚度减小, 导致应力波传播速度减小. 此外, 支反力曲线从峰值迅速下降并波动一段时间之后, 会产生平台期. 受火时间越长, 平台期持续时间越长.

5 结论

本文以RC梁为研究对象, 考虑钢筋与混凝土间的黏结滑移行为, 建立了三维细观数值模型, 通过与物理试验结果比较, 验证了数值方法的合理性. 进而探究了高温对RC梁冲击响应的影响, 比较分析了高温下/后RC梁在冲击荷载下力学行为的差异, 可以得到如下结论.

(1) 所建立的细观数值模型能够很好地描述RC梁的冲击响应, 考虑钢筋与混凝土间黏结滑移的数值模拟结果与物理试验结果更加吻合.

(2) 相同冲击条件下, 高温下与高温后RC梁的冲击力峰值与支反力峰值相近, 均随受火时间的增加而减小.

(3) 受火时间超过60 min时, 冲击荷载作用下高温下的RC梁表现出比高温冷却后的试件更为严重的破坏, 且随受火时间的增加, 这种差异逐渐扩大.

需要说明的是, 针对高温和冲击荷载联合作用下钢筋与混凝土间的黏结性能, 本文仅考虑了温度退化

图 16 (网络版彩图)冲击力反应. (a) 冲击力时程曲线; (b) 冲击力峰值时接触应力分布

Figure 16 (Color online) Response of impact force. (a) Time history of impact force; (b) contact stress distribution at the time of peak value of impact force.

图 17 (网络版彩图)支反力时程曲线

Figure 17 (Color online) Time history of reaction force.

效应, 暂未考虑其应变率效应. 另外, 本文仅对不同受火时间高温下/后RC梁冲击响应的差异作了初步探讨,

后续工作仍需通过物理试验及数值手段分析更多因素(如冲击速度、冲击质量及剪跨比等)的影响.

参考文献

- 1 Khaliq W, Taimur W. Mechanical and physical response of recycled aggregates high-strength concrete at elevated temperatures. *Fire Saf J*, 2018, 96: 203–214
- 2 Xiao J, Li L, Shen L, et al. Compressive behaviour of recycled aggregate concrete under impact loading. *Cem Concr Res*, 2015, 71: 46–55
- 3 Fan G X, Song Y P, Wang L C, et al. Experimental study of the influence of strain rate on the dynamic performance of interior reinforced concrete beam-column joints (in Chinese). *China Civil Eng J*, 2014, 47: 11–18 [范国玺, 宋玉普, 王立成, 等. 应变率对钢筋混凝土梁柱中节点动态性能影响的试验研究. *土木工程学报*, 2014, 47: 11–18]
- 4 Zhai C, Chen L, Xiang H, et al. Experimental and numerical investigation into RC beams subjected to blast after exposure to fire. *Int J Impact Eng*, 2016, 97: 29–45
- 5 Hu K Y. Experimental Study on Fire Performances of Impactive Damaged RC Beams (in Chinese). Dissertation for Master's Degree. Changsha: Hunan University, 2016 [胡开赢. 冲击受损后钢筋混凝土梁的耐火性能试验研究. 硕士学位论文. 长沙: 湖南大学, 2016]
- 6 Zhao J K, Fang Q, Chen L, et al. Numerical analysis of fire resistance of RC beams subjected to explosion and fire load (in Chinese). *J Tianjin Univ (Sci Tech)*, 2015, 48: 873–880 [赵建魁, 方秦, 陈力, 等. 爆炸与火荷载联合作用下RC梁耐火极限的数值分析. *天津大学学报(自然科学与工程技术版)*, 2015, 48: 873–880]
- 7 Qi B X, Kong Q Z, Li W J, et al. Damage characteristics of high temperature treated PVA-ECC beam under impact loading using smart aggregates. In: *Proceedings of the 16th Biennial International Conference on Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments*. Cleveland, 2018
- 8 Ren X H, Huo J S, Chen B S. Anti-impact behavior of concrete-filled steel tubular beams in fire (in Chinese). *J Vib Shock*, 2012, 31: 110–115 [任晓虎, 霍静思, 陈柏生. 火灾下钢管混凝土梁落锤冲击试验研究. *振动与冲击*, 2012, 31: 110–115]
- 9 Jin L, Zhang R, Dou G, et al. Fire resistance of steel fiber reinforced concrete beams after low-velocity impact loading. *Fire Saf J*, 2018, 98: 24–37

- 10 Huo J S, Ren X H, Xiao Y. Impact behavior of concrete-filled steel tubular stub columns under ISO-834 standard fire (in Chinese). *China Civil Eng J*, 2012, 45: 9–20 [霍静思, 任晓虎, 肖岩. 标准火灾作用下钢管混凝土短柱落锤动态冲击试验研究. *土木工程学报*, 2012, 45: 9–20]
- 11 Ruan Z, Chen L, Fang Q. Numerical investigation into dynamic responses of RC columns subjected for fire and blast. *J Loss Prev Process Ind*, 2015, 34: 10–21
- 12 Jin L, Xu J, Zhang R, et al. Numerical study on the impact performances of reinforced concrete beams: A mesoscopic simulation method. *Eng Failure Anal*, 2017, 80: 141–163
- 13 Dou G Q, Du X L, Li L. Experimental study on the behavior of high strength reinforced concrete beams under impact load (in Chinese). *J Tianjin Univ (Sci Tech)*, 2014, 47: 1072–1080 [窦国钦, 杜修力, 李亮. 冲击荷载作用下高强钢筋混凝土梁性能试验. *天津大学学报(自然科学与工程技术版)*, 2014, 47: 1072–1080]
- 14 Unger J F, Eckardt S. Multiscale modeling of concrete. *Arch Computat Methods Eng*, 2011, 18: 341–393
- 15 Huang Z. Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire. *Eng Struct*, 2010, 32: 3660–3669
- 16 ISO-834. Fire-Resistance Tests-Elements of Building Construction. International Standard ISO834: Amendment 1, Amendment 2. 1980
- 17 Purkiss J A. Fire Safety Engineering Design of Structures. 2nd ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2007
- 18 Cho B, Park D, Kim J, et al. Study on the heat-moisture transfer in concrete under real environment. *Constr Build Mater*, 2017, 132: 124–129
- 19 Jin L, Hao H, Zhang R, et al. Determination of the effect of elevated temperatures on dynamic compressive properties of heterogeneous concrete: A meso-scale numerical study. *Constr Build Mater*, 2018, 188: 685–694
- 20 European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-2: General Rules-Structural Fire Design. EN 1992-1-2, Brussels, 2004
- 21 China Association for Engineering Construction Standardization. Technical Code for Fire Safety of Steel Structure in Buildings (CECS 200: 2006) (in Chinese). Beijing: China Planning Press, 2006 [中国工程建设标准化协会. 建筑钢结构防火技术规范 (CECS 200: 2006). 北京: 中国计划出版社, 2006]
- 22 Lubliner J, Oliver J, Oller S, et al. A plastic-damage model for concrete. *Int J Solids Struct*, 1989, 25: 299–326
- 23 Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *J Eng Mech*, 1998, 124: 892–900
- 24 Grote D L, Park S W, Zhou M. Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. Experimental characterization. *Int J Impact Eng*, 2001, 25: 869–886
- 25 Huang Y J, Yang Z J, Chen X W, et al. Monte Carlo simulations of meso-scale dynamic compressive behavior of concrete based on X-ray computed tomography images. *Int J Impact Eng*, 2016, 97: 102–115
- 26 Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for Design of Concrete Structures: GB 50010-2010 (in Chinese). Beijing: China Architecture & Building Press, 2010 [中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010-2010. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010]
- 27 Yu Z W, Wang Z Q, Shi Z F. Experimental research on material properties of new III grade steel bars after fire (in Chinese). *J Build Struct*, 2005, 26: 112–116 [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. *建筑结构学报*, 2005, 26: 112–116]
- 28 Özkal F M, Polat M, Yağan M, et al. Mechanical properties and bond strength degradation of GFRP and steel rebars at elevated temperatures. *Constr Build Mater*, 2018, 184: 45–57
- 29 Ergün A, Kürklü G, Başpınar M S. The effects of material properties on bond strength between reinforcing bar and concrete exposed to high temperature. *Constr Build Mater*, 2016, 112: 691–698
- 30 Euro-International Committee for Concrete. CEB-fip Model Code 2010, Fib Bulletin 55. Lausanne, Switzerland, 2010
- 31 Comité Euro-International Du Béton. Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading. CEB Bulletin No. 187, the Committee. Lausanne, Switzerland, 1988
- 32 European Committee for Standardization. Eurocode 1: Actions on Structures-Part 1-2: General Actions-Actions on Structures Exposed to Fire, EN 1991-1-2, Brussels, 2002

Impact resistances of RC beams at/after high temperature: Meso-scale analysis

JIN Liu, LAN YuChang, ZHANG RenBo & DU XiuLi*

The Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China

Impact (or blast) and fire often take place simultaneous and threaten the service life of buildings. The coupling effect of high temperature and high strain rate on the reinforced concrete (RC) structures has aroused wide concern of researchers. Based on the heterogeneity of concrete, a meso-scale numerical model was established to study the impact resistance of RC beams at/after high temperature. The strain rate effect of both concrete and steel bars and their performance degradation affected by fire and bond-slip behavior between them were taken into account. The effectiveness of numerical model was validated by comparing the results observed from the simulation and drop hammer test at room temperature. Then the impact responses of RC beams at/after high temperature was compared and analyzed. It is indicated that the proposed numerical method can effectively describe the failure mode of RC beams under the combined effect of fire and impact. RC beams at high temperature exhibit more serious damage than those specimens after cooling down at specified fire duration. The difference is widening along with the increase of fire duration.

RC beams, at high temperature, after high temperature, mesoscopic numerical simulation, impact resistance, failure mode

PACS: 46.70.De, 46.50.+a, 44.10.+i

doi: [10.1360/SSPMA-2019-0185](https://doi.org/10.1360/SSPMA-2019-0185)