

预制装配式部分钢骨梁柱节点抗火性能分析

范国玺^{*1}, 高明¹, 王也¹, 李海生², 季翔¹

(1. 中国海洋大学 山东省海洋工程重点实验室, 山东 青岛 266100;

2. 荣华(青岛)建设科技有限公司, 山东 青岛 266500)

摘要: 确定材料高温特性、热工参数以及时温曲线后, 建立构件抗火性能分析模型, 通过试验结果可验证模型的有效性. 基于此, 建立预制装配式部分钢骨钢筋混凝土(PPSRC)梁柱节点抗火性能分析模型, 进行了PPSRC梁柱节点温度场分析以及耐火极限影响因素分析. 研究表明, 火灾条件下混凝土表面温度高于其内部温度, 且随着深度的增加, 温度逐渐降低, PPSRC梁柱节点内的部分钢骨升温速度高于其外层混凝土的升温速度; 无防火措施时, PPSRC梁柱节点同一截面的温度分布不均, 连接区是PPSRC梁柱节点抗火的薄弱区域; 连接区喷涂防火涂料后, 其平均温度降低明显, 隔热效果良好; 荷载比增大后, 相应位移增大, 耐火极限降低, 荷载比超过一定限值时, PPSRC梁柱节点的失效位置发生变化.

关键词: PPSRC梁柱节点; 防火涂料; 温度场; 荷载比; 抗火性能

中图分类号: TU375.4 **文献标识码:** A **doi:** 10.7511/dllgxb202204004

0 引言

目前, 国内外研究人员对各种类型梁柱节点组合体的抗火性能开展了一定研究. 针对中尺度钢框架梁柱节点组合体的火灾试验研究表明, 中型钢梁能够承受较大的位移, 钢梁处于悬链线作用时, 仅在节点处出现破坏现象^[1]. 设置加劲肋可以改善梁柱节点的温度场分布以及应力分布, 进而提高梁柱节点的抗火性能^[2]. 针对二维型钢-混凝土组合框架结构局部火灾下工作性能的研究表明, 未存在轴向梁约束的情况下, 随着温度的升高, 节点的转动能力和延性增加, 存在轴向梁约束时, 节点的抗弯承载力提高^[3]. 孔维一等^[4]对两种足尺梁托柱节点单元试件进行了热力耦合作用下的抗火性能研究, 结果表明, 升温曲线及最高温度对节点单元的耐火极限影响较大; 荷载比为0.6的节点单元比荷载比为0.4的节点单元耐火极限小; 转换托梁中受托柱处附加吊筋的设置可有效提高节点单元的耐火极限, 并起到避免发生突然破坏的作用. Zhou等^[5]采用基于欧洲规范材料热特性参数建立的有限元模型, 可获得有效的温度预测.

另一方面, 装配式建筑在国内外得到了广泛应用, 研究人员提出了多种新型节点^[6-8]. 根据连接方式的不同, 其分为干连接与湿连接两大类. 采用螺栓、铆接、焊接等干连接时, 结构易出现不连续性和较差的约束性; 采用现浇混凝土、灌浆等湿连接时, 受气候和工人技术水平的影响, 施工质量不易控制^[9-10]. 基于上述考虑, 宋玉普等提出了一种新型梁柱节点, 即预制装配式部分钢骨钢筋混凝土(PPSRC)梁柱节点^[11], 并对PPSRC梁柱节点静力、动力性能开展了一定研究^[11-12]. 然而, 针对PPSRC梁柱节点抗火性能的研究尚未开展. 为推广PPSRC梁柱节点的应用, 本文针对PPSRC梁柱节点抗火性能开展有限元分析.

1 PPSRC梁柱节点

PPSRC梁柱节点中型钢的厚度为12 mm, 连接区转换钢板的厚度为20 mm, 纵筋和箍筋的强度等级分别为HRB335和HPB235. PPSRC梁柱节点的基本尺寸及钢骨、钢筋的布置方式如图1所示, 材料属性见文献^[11].

收稿日期: 2021-07-19; 修回日期: 2022-05-18.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52008385); 山东省自然科学基金资助项目(ZR2018BEE041); 青岛市博士后人员应用研究项目(861605040024).

作者简介: 范国玺^{*}(1987-), 男, 博士, 副教授, E-mail: fanguoxi@ouc.edu.cn.

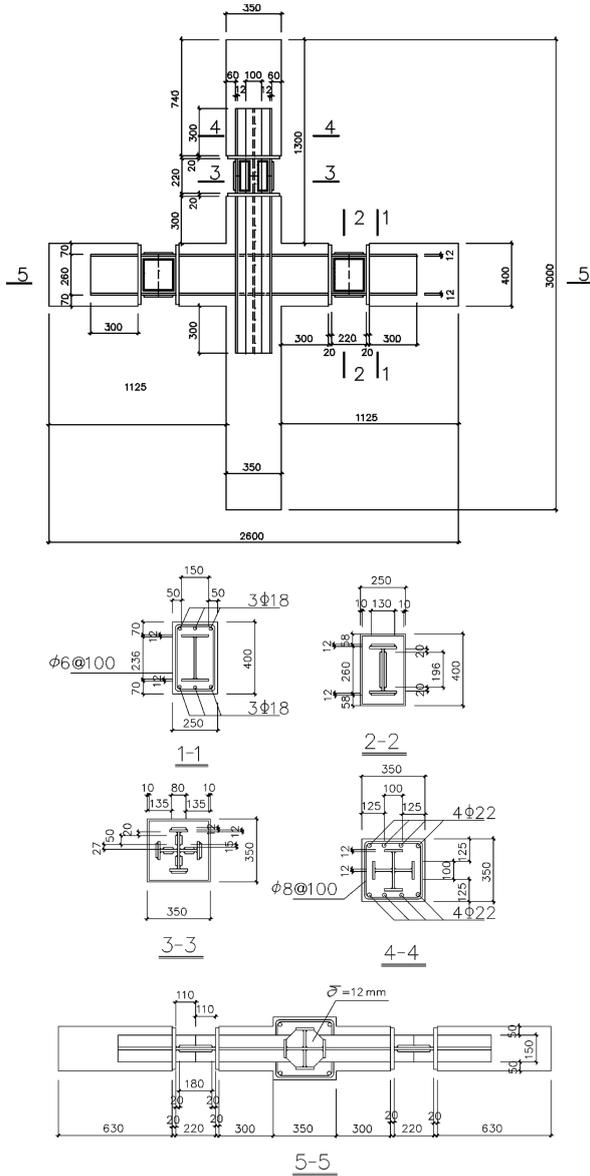


图 1 PPSRC 梁柱节点尺寸及配筋

Fig. 1 Dimension and reinforcement of PPSRC beam-column joint

2 材料高温特性及热工参数

2.1 钢材的高温特性

为考虑高温下钢材强度等级对结构力学性能的影响,采用过镇海等^[13]建议的高温下钢材强度降低系数计算公式:

冲击韧性为 A~D 级

$$\frac{f_{y,t}}{f_y} = \frac{1}{1+24(t/1000)^{4.5}} \quad (1)$$

冲击韧性为 E 级

$$\frac{f_{y,t}}{f_y} = \frac{1}{1+46(t/1000)^4} \quad (2)$$

式中: $f_{y,t}$ 为高温下钢材的屈服强度, f_y 为常温下

钢材的屈服强度。

基于连续性模型,为考虑 800 °C 以下钢材弹性模量的变化,采用过镇海等^[13]建议的高温下钢材弹性模量降低系数计算公式:

$$\frac{E_s^t}{E_s} = \frac{1}{1.03+7 \times 10^{-17} \times (t-20)^6}; 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq t \leq 800 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (3)$$

式中: E_s^t 为高温下钢材的弹性模量, E_s 为常温下钢材的弹性模量. 钢材的泊松比受温度影响较小,因此,可按常温环境下进行取值^[14].

此外,采用 Lie 等^[15]建议的曲线公式,表述钢材在高温下的应力-应变曲线:

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(t, 0.001)}{0.001} \epsilon_s; & \epsilon_s \leq \epsilon_p \\ \frac{f(t, 0.001)}{0.001} \epsilon_p + f\left(t, \left(\epsilon_s - \epsilon_p + \right. \right. & (4) \\ \left. \left. 0.001\right)\right) - f(t, 0.001); & \epsilon_s > \epsilon_p \end{cases}$$

$$\epsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y \quad (5)$$

$$f(t, 0.001) = (50 - 0.04t) \times \{1 - \exp[-30 + 0.03t] \times \sqrt{0.001}\} \times 6.9 \quad (6)$$

$$f[t, (\epsilon_s - \epsilon_p + 0.001)] = (50 - 0.04t) \times \{1 - \exp[-30 + 0.03t] \times \sqrt{\epsilon_s - \epsilon_p + 0.001}\} \times 6.9 \quad (7)$$

式中: σ_s 为钢材的应力, ϵ_s 为钢材的应变, ϵ_p 为钢材的最大弹性应变。

2.2 混凝土的高温特性

为考虑混凝土抗压强度降低系数随温度的非线性变化,采用过镇海等^[13]建议的高温下混凝土抗压强度降低系数计算公式:

$$\frac{f_c^t}{f_c} = \frac{1}{1+2.4(t-20)^6 \times 10^{-17}}; 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq t \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (8)$$

式中: f_c^t 和 f_c 分别为高温下和常温下混凝土棱柱体抗压强度。

基于连续性模型,采用过镇海等^[13]建议的高温下混凝土抗拉强度降低系数计算公式:

$$\frac{f_t^t}{f_t} = 1 - 0.001t; 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq t \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (9)$$

式中: f_t^t 和 f_t 分别为高温下和常温下混凝土棱柱体抗拉强度。

综合考虑连续变化、计算精度、计算效率,采用陆洲导^[16]建议的高温下混凝土弹性模量降低系数计算公式:

$$\frac{E_c^t}{E_c} = \begin{cases} 1 - 0.0015t; & 0^\circ\text{C} < t \leq 200^\circ\text{C} \\ 0.87 - 0.00084t; & 200^\circ\text{C} < t \leq 700^\circ\text{C} \\ 0.28; & 700^\circ\text{C} < t \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (10)$$

式中: E_c^t 和 E_c 分别为高温下和常温下混凝土的弹性模量。抗火性能研究时, 往往忽略温度对混凝土泊松比的影响, 因此, 可按常温下混凝土的泊松比进行取值^[17]。

综合考虑连续性变化、瞬时温度对应力-应变曲线的影响、计算精度及收敛性, 采用 Lie 等^[15]建议的高温下混凝土受压应力-应变曲线:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c'(t) \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{cg} - \epsilon_{ca}}{\epsilon_{max}} \right)^2 \right]; & \epsilon_{cg} \leq \epsilon_{max} \\ f_c'(t) \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{cg} - \epsilon_{ca}}{3\epsilon_{max}} \right)^2 \right]; & \epsilon_{cg} > \epsilon_{max} \end{cases} \quad (11)$$

$$\epsilon_{max} = 0.0025 + (6t + 0.04t^2) \times 10^{-6} \quad (12)$$

式中: ϵ_{cg} 为混凝土的应变, ϵ_{max} 为混凝土的峰值应变, $f_c'(t)$ 按下式计算:

$$\frac{f_c'(t)}{f_c'} = \begin{cases} 1.0; & 20^\circ\text{C} < t < 450^\circ\text{C} \\ 2.011 - 2.353 \left(\frac{t - 20}{1000} \right); & 450^\circ\text{C} \leq t \leq 874^\circ\text{C} \\ 0; & t > 874^\circ\text{C} \end{cases} \quad (13)$$

式中: f_c' 为常温下混凝土的抗压强度。混凝土的抗拉强度较低, 高温环境中混凝土的抗拉强度对结构整体力学性能影响不大, 因此, 高温下混凝土受拉时应力-应变曲线采用简化的双线性模型^[18]。

2.3 钢材的热工参数

英国规范 BS5950 和我国《建筑钢结构防火技术规程》均未考虑温度对钢材热传导系数的影响, 日本《建筑物综合防火设计规范》则未考虑极限温度后热传导系数的不变性。因此, 本文采用 Lie^[19]建议的钢材热传导系数计算公式:

$$\lambda_s = \begin{cases} -0.022t_s + 48; & 0^\circ\text{C} \leq t_s \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2; & t_s > 900^\circ\text{C} \end{cases} \quad (14)$$

式中: λ_s 为钢材的热传导系数。

为考虑温度变化对钢材比热容的影响, 采用 Lie 等^[15]建议的钢材比热容和密度计算公式:

$$\rho_s^t c_s^t = \begin{cases} (0.004t + 3.3) \times 10^6; & 0^\circ\text{C} \leq t < 650^\circ\text{C} \\ (0.068t - 38.3) \times 10^6; & 650^\circ\text{C} \leq t < 725^\circ\text{C} \\ (-0.086t + 73.35) \times 10^6; & 725^\circ\text{C} \leq t \leq 800^\circ\text{C} \\ 4.55 \times 10^6; & t > 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (15)$$

式中: c_s^t 为钢材的比热容, ρ_s^t 为钢材的密度。

为考虑温度变化对钢材热膨胀系数的影响, 采用 Lie 等^[15]建议的钢材热膨胀系数计算公式:

$$\alpha_s = \begin{cases} (0.004t + 12) \times 10^{-6}; & t < 1000^\circ\text{C} \\ 16 \times 10^{-6}; & t \geq 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (16)$$

2.4 混凝土的热工参数

采用 Lie 等^[15]建议的混凝土热传导系数计算公式和混凝土比热容、密度计算公式, 并考虑高温下水分蒸发对混凝土比热容的影响; 采用 Lie 等^[15]建议的混凝土热膨胀系数计算公式, 以反映混凝土材料的热工参数。

2.5 防火涂料热工参数

有限元分析采用的是 NH(UN-H10)型钢结构防火涂料, 其热工参数如表 1 所示。

表 1 防火涂料热工参数

Tab.1 Thermal parameters of fire-proofing coatings

热传导系数/ (W · (m · °C) ⁻¹)	比热容/ (J · (kg · °C) ⁻¹)	密度/ (kg · m ⁻³)
0.102	1 000	500

3 升温曲线及算例验证

3.1 升温曲线

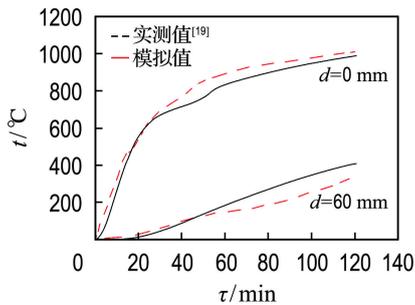
真实火灾发生时, 受环境内部空间大小、环境内堆放材料特性和其他不可控因素的影响, 环境内部升温曲线较为复杂, 并且差异性较大。当前常用的升温曲线模型有 ISO834 标准升温曲线和 ASTM-E119 升温曲线^[20]。两种升温曲线基本一致, 但 ISO834 标准升温曲线公式更为简洁且易于数值计算, 因此, 选用 ISO834 标准升温曲线:

$$t = t_0 + 345 \lg(8\tau + 1) \quad (17)$$

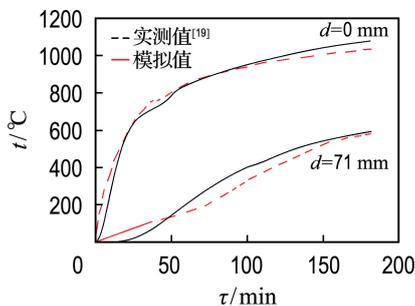
式中: t_0 为火灾开始前的环境温度, 一般取 20 °C; t 为燃烧开始后 τ (min) 时的环境温度; τ 为结构受火时间。

3.2 算例验证

采用 Lie^[19]开展的圆钢管钢筋混凝土柱抗火性能试验结果, 验证选取的材料热工参数及升温曲线的有效性, 模拟值与实测值对比情况如图 2 所示, 可知, 模拟值与实测值平均误差在 10% 以内, 数值分析结果与试验结果吻合良好。



(a) 试件一

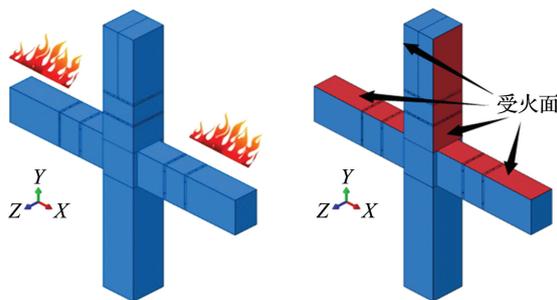


(b) 试件二

图 2 圆钢管钢筋混凝土柱温度-时间曲线

Fig. 2 Temperature-time curve of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete

标准升温曲线进行温度场分析. 假定火灾发生在楼层底板处, 此外, 对于超静定结构而言, 梁柱节点处的梁顶面往往承受负弯矩的作用, 从而此处截面的钢材和混凝土处于受拉状态, 为考虑该不利受力状态, 选取梁柱节点的梁顶面及与之相连上柱侧面为受火面, 假定梁柱节点所处受火环境如图 3(a)所示, 模型各部件沿 Z 方向横截面不受火. 根据受火情况设置受火面, 如图 3(b)所示.



(a) 受火环境

(b) 受火面

图 3 受火情况示意图

Fig. 3 Diagram of fire condition

4 PPSRC 梁柱节点温度场分析

4.1 无防火措施 PPSRC 梁柱节点温度场分布

以 PPSRC 梁柱节点为例, 采用 ISO834 国际

混凝土与型钢部件在受火 100、200、300 min 情况下的温度场分布情况如图 4 所示. 由图 4 可知, PPSRC 梁柱节点受火区域混凝土形成一温度场, 混凝土表面温度远高于混凝土内部温度, 且内

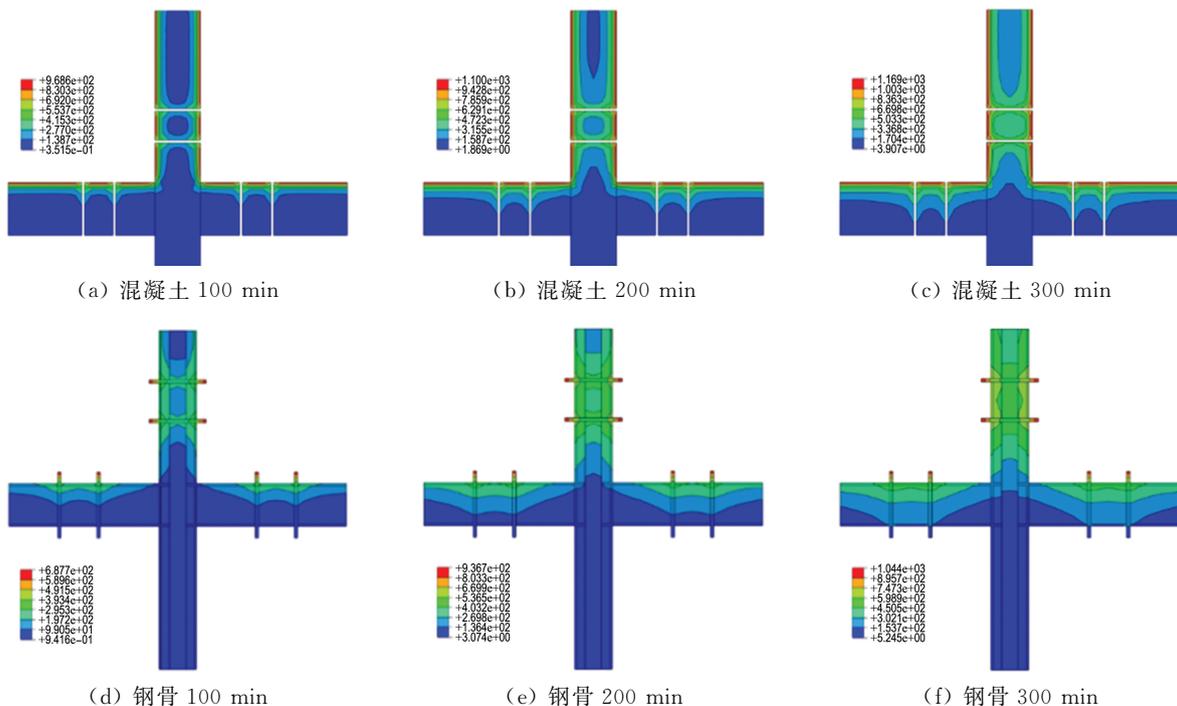


图 4 PPSRC 梁柱节点温度场云图

Fig. 4 Temperature field contours of PPSRC beam-column joint

部升温速度较慢;PPSRC 梁柱节点内的部分钢骨也形成一温度场,其升温速度高于其外层混凝土的升温速度;此外,PPSRC 梁柱节点表面及连接区部分钢骨的温度等值线均呈 W 形,同一截面的温度分布不均,在连接区、连接区两侧混凝土、钢骨处的温度较高.其原因在于 PPSRC 梁柱节点连接区的转换钢板离受火面更近,钢板的热传导系数比混凝土的高,进而引起 PPSRC 梁柱节点温度场分布不均.

4.2 涂抹防火涂料后 PPSRC 梁柱节点温度场分布

由前述无防火措施 PPSRC 梁柱节点温度场分布结果可知,高温环境下 PPSRC 梁柱节点连接区是结构的薄弱区域.拟在 PPSRC 梁柱节点连接区喷涂防火涂料,以改善其抗火性能,喷涂位置如图 5 所示.

假定受火条件不变,对喷涂防火涂料后的 PPSRC 梁柱节点进行温度场分析.混凝土与型钢

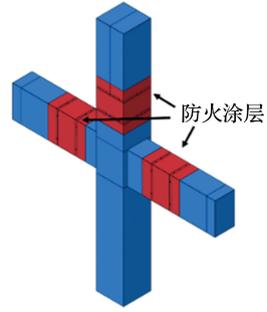


图5 防火涂料喷涂位置示意图

Fig. 5 Schematic diagram of spraying position of fire-proofing coatings

部件在受火 100、200、300 min 情况下的温度场分布情况如图 6 所示.对比各受火时间下的温度场分布图可知,同一时刻下 PPSRC 梁柱节点经防火处理后,连接区的平均温度降低 50%左右.受火 300 min 时,梁连接区的平均温度仍低于 500 °C,说明喷涂防火涂料后,阻热效果良好.

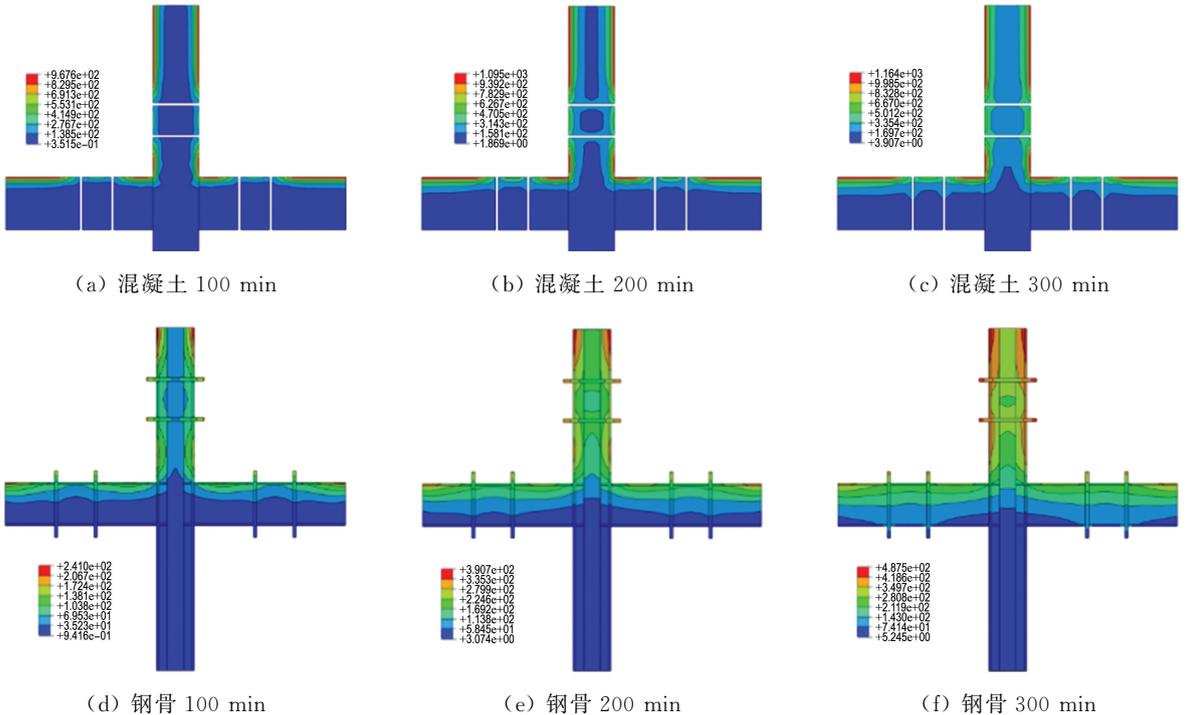


图6 喷涂防火涂料后 PPSRC 梁柱节点温度场云图

Fig. 6 Temperature field contours of PPSRC beam-column joint after spraying fire-proofing coatings

5 PPSRC 梁柱节点耐火极限影响因素分析

柱荷载比、梁荷载比对梁柱节点耐火极限影响较大.柱荷载比定义为高温环境下作用在柱端

的轴向荷载与常温下柱端极限荷载的比值,梁荷载比定义为高温环境下作用在梁端的竖向荷载与常温下梁端极限荷载的比值^[21].此外,以位移为判别标准,受弯构件满足式(18)时,则达到耐火极限;受压构件满足式(19)时,则达到耐火极

限^[22].

$$D \geq L^2 / 400h \quad (18)$$

$$D \geq 0.01H \quad (19)$$

式中: D 为最大位移; L 为受弯构件的计算跨度, 对 PPSRC 梁柱节点两端的悬臂梁, 取悬臂梁两倍长度进行计算; h 为梁截面高度; H 为构件受火高度.

5.1 柱荷载比对耐火极限的影响

以柱荷载比为变量, 设置 4 组模型 CZ1、CZ2、CZ3、CZ4, 其柱荷载比分别为 0.2、0.4、0.6、0.8, 梁荷载比均为 0.3, 分析柱荷载比对 PPSRC 梁柱节点耐火极限的影响. 受火时间为 300 min 时, 模型 CZ1、CZ2、CZ3、CZ4 的梁端及柱顶竖向位移如图 7 所示.

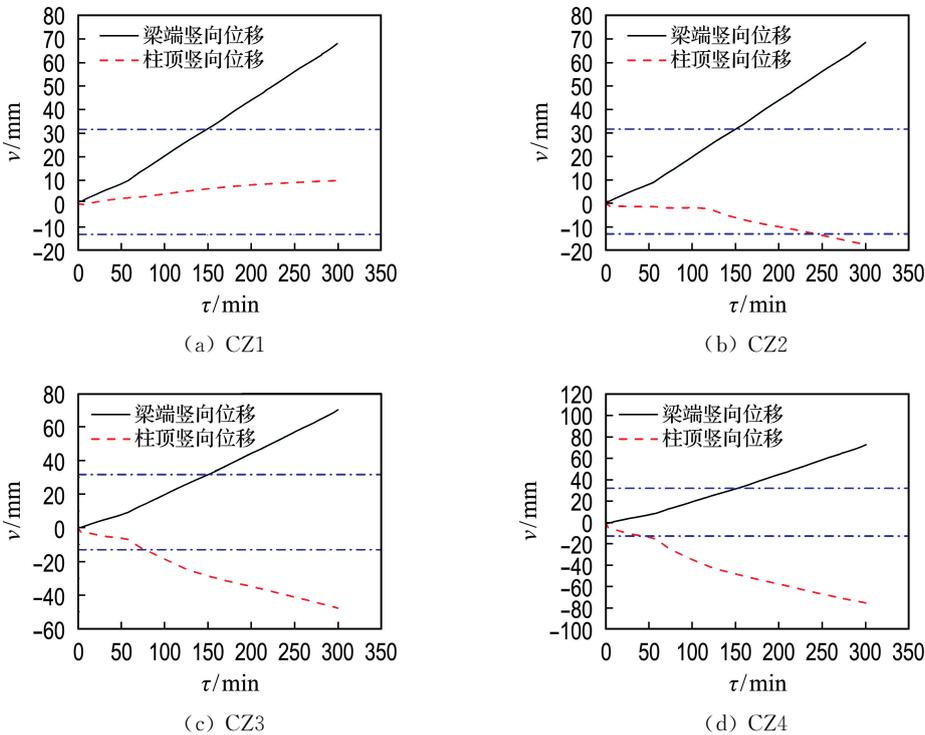


图 7 不同柱荷载比下梁端和柱顶竖向位移

Fig. 7 Vertical deformation of beam end and column top under different column load ratios

图 7 中两条水平点划线分别代表梁端、柱顶达到耐火极限时的位移. 由图 7 可知, 当柱荷载比为 0.2 时, 柱顶竖向位移为正值, 说明此时高温膨胀引起的柱顶竖向位移大于柱顶荷载引起的柱顶竖向位移; 当柱荷载比为 0.4 时, 柱顶的竖向位移为负值, 说明此时柱顶荷载引起的柱顶竖向位移大于高温膨胀引起的柱顶竖向位移. 柱顶竖向位移随受火时间的增长逐渐增大, 且随着柱荷载比的增大, 其增幅更加明显. 此外, 随着柱荷载比的增大, PPSRC 梁柱节点耐火极限由梁顶竖向位移首先达到耐火极限转变为柱顶竖向位移首先达到耐火极限.

另外, 由图 7 可得不同柱荷载比下柱顶竖向位移随时间的变化规律, 如图 8 所示. 由图 8 可知, 当受火时间为 300 min 时, 随着柱荷载比增大, 柱顶的竖向位移逐渐增大, 耐火极限逐渐减

小, 柱荷载比为 0.6(CZ3) 时, PPSRC 梁柱节点的耐火极限为 79.8 min, 当柱荷载比增大为 0.8(CZ4) 时, PPSRC 梁柱节点的耐火极限为 48.5 min, CZ4 的耐火极限相较于 CZ3 降低了 39%.

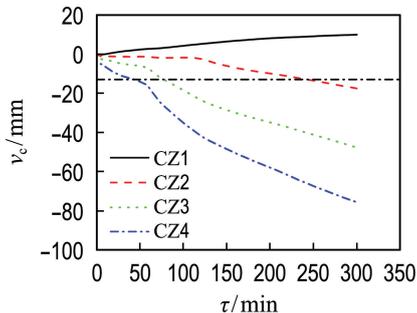


图 8 不同柱荷载比下柱顶竖向位移

Fig. 8 Vertical deformation of column top under different column load ratios

5.2 梁荷载比对耐火极限的影响

以梁荷载比为变量, 设置 4 组模型 CZ5、CZ6、CZ7、CZ8, 梁荷载比分别为 0.1、0.2、0.4、

0.6, 柱荷载比取 0.5, 分析梁荷载比对 PPSRC 梁柱节点耐火极限的影响. 受火时间 300 min 时, 前述模型的梁端及柱顶竖向位移如图 9 所示.

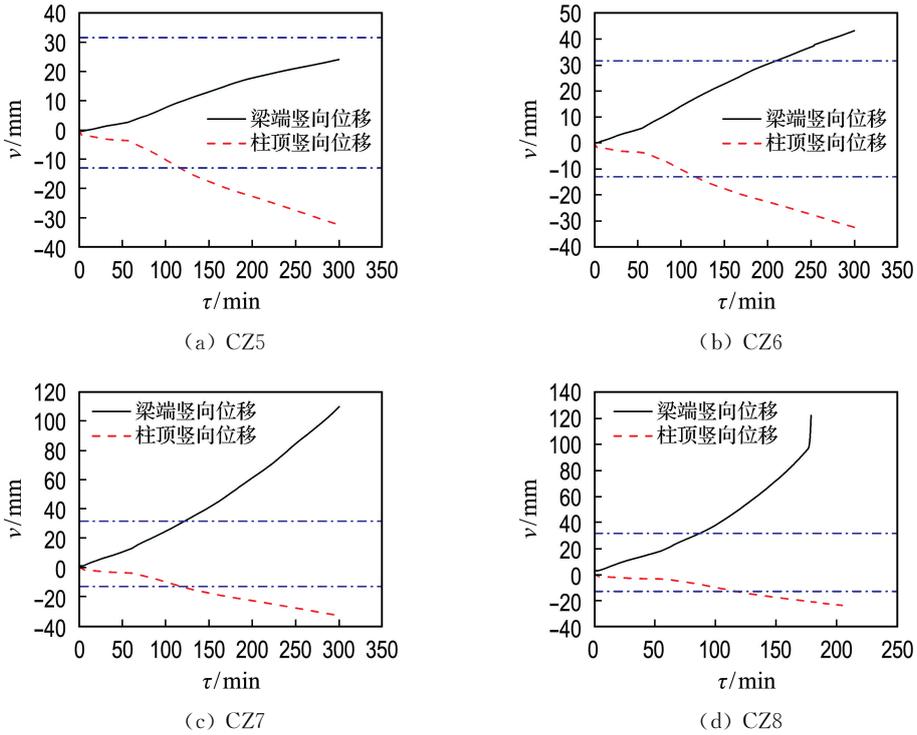


图 9 不同梁荷载比下梁端和柱顶竖向位移

Fig. 9 Vertical deformation of beam end and column top under different beam load ratios

由图 9 可知, PPSRC 梁柱节点在受火 300 min 时, 梁荷载比对柱顶竖向位移影响不明显. 当梁荷载比为 0.1 时, PPSRC 梁柱节点受火 300 min 时梁端的竖向位移未达到梁的耐火极限标准; 当梁荷载比为 0.2 时, 梁端的竖向位移在受火 205 min 时达到梁的耐火极限标准. 因此, 梁荷载比提高后, 梁端耐火极限降低. 此外, 随着梁荷载比的提高, PPSRC 梁柱节点耐火极限由柱顶竖向位移首先达到耐火极限转变为梁端竖向位移首先达到耐火极限.

另外, 由图 9 可得不同梁荷载比下梁端竖向位移随时间的变化规律, 如图 10 所示. 由图 10 可知, 当受火时间为 300 min 时, 随着梁荷载比增大, 梁端竖向位移逐渐增大, 耐火极限逐渐降低. 当梁荷载比为 0.4 (CZ7) 时, PPSRC 梁柱节点的耐火极限为 119.7 min, 当梁荷载比增大为 0.6 (CZ8) 时, PPSRC 梁柱节点的耐火极限为 87.5 min, CZ8 的耐火极限相较于 CZ7 降低了 27%. 当梁荷载比为 0.1 和 0.2 (CZ5 和 CZ6) 时, 由图 9 可知,

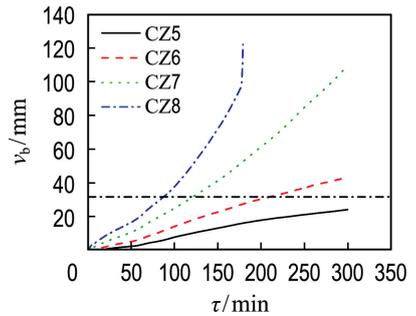


图 10 不同梁荷载比下梁端竖向位移

Fig. 10 Vertical deformation of beam end under different beam load ratios

此时是柱顶竖向位移首先达到耐火极限标准, 耐火极限为 120 min.

6 结 论

(1) 受火灾时, 混凝土表面温度高于其内部温度, 且随着深度的增加, 温度逐渐降低. PPSRC 梁柱节点内的部分钢骨升温速度高于其外层混凝土的升温速度. PPSRC 梁柱节点表面及连接区部分

钢骨的温度等值线均呈W形,同一截面的温度分布不均,在连接区、连接区两侧混凝土、钢骨处的温度较高。无防火措施时,在高温环境下,PPSRC梁柱节点连接区是结构的薄弱区域。

(2)PPSRC梁柱节点连接区喷涂防火涂料后,同一时刻下PPSRC梁柱节点连接区的平均温度降低明显,说明喷涂防火涂料后阻热效果良好。

(3)柱荷载比较低时,高温膨胀引起的柱顶竖向位移大于柱顶荷载引起的柱顶竖向位移;柱荷载比较高时,柱顶荷载引起的柱顶竖向位移大于高温膨胀引起的柱顶竖向位移,柱顶竖向位移随受火时间的增长逐渐增大。随着柱荷载比的增大,柱顶竖向位移逐渐增大,耐火极限逐渐降低,柱荷载比超过一定限值时,PPSRC梁柱节点的失效位置发生变化。

(4)梁荷载比对柱顶竖向位移影响不明显。梁荷载比提高后,梁端竖向位移增大,梁端耐火极限降低,梁荷载比超过一定限值时,PPSRC梁柱节点的失效位置发生变化。

参考文献:

[1] WANG Y C, DAI X H, BAILEY C G. An experimental study of relative structural fire behaviour and robustness of different types of steel joint in restrained steel frames [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, **67**(7): 1149-1163.

[2] 陈引. 钢框架结构梁柱节点火灾高温下的承载能力分析及防火保护 [D]. 重庆: 重庆交通大学, 2016.

CHEN Yin. The load capacity analysis of beam-column joints in steel frame structure under high temperature fire condition and fire protection [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2016. (in Chinese)

[3] HAREMZA C, SANTIAGO A, DA SILVA L S. Experimental behaviour of heated composite steel-concrete joints subject to variable bending moments and axial forces [J]. *Engineering Structures*, 2013, **51**: 150-165.

[4] 孔维一, 傅传国, 刘伟庆. 钢筋混凝土梁托柱转换结构节点耐火性能分析 [J]. 西南交通大学学报, 2019, **54**(3): 548-555.

KONG Weiyi, FU Chuanguo, LIU Weiqing. Fire resistance analysis of RC beam supporting column transfer structure joints [J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2019, **54**(3): 548-555. (in Chinese)

[5] ZHOU Kan, HAN Linhai. Experimental and numerical study of temperature developments of composite joints between concrete-encased concrete-filled steel tube columns and reinforced concrete beams [J]. *Fire Safety Journal*, 2020, **116**: 103187.

[6] HUANG Wei, HU Guoxing, MIAO Xinwei, *et al.* Seismic performance analysis of a novel demountable precast concrete beam-column connection with multi-slit devices [J]. *Journal of Building Engineering*, 2021, **44**: 102663.

[7] PARASTESH H, HAJIRASOULIHA I, RAMEZANI R. A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation [J]. *Engineering Structures*, 2014, **70**: 144-157.

[8] ELSANADEDY H M, AL-SALLOUM Y A, ALRUBAIDI M A, *et al.* Finite element analysis for progressive collapse potential of precast concrete beam-to-column connections strengthened with steel plates [J]. *Journal of Building Engineering*, 2021, **34**: 101875.

[9] BALINENI H, JAGARAPU D C K, ELURU A. Analysis of dry and wet connections in precast beam-column joint using ABAQUS software [J]. *Materials Today: Proceedings*, 2020, **33** (Part1): 287-295.

[10] ELSANADEDY H M, ALMUSALLAM T H, AL-SALLOUM Y A, *et al.* Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario [J]. *Construction and Building Materials*, 2017, **142**: 552-571.

[11] 宋玉普, 王军, 范国玺, 等. 预制装配式框架结构梁柱节点力学性能试验研究 [J]. 大连理工大学学报, 2014, **54**(4): 438-444.

SONG Yupu, WANG Jun, FAN Guoxi, *et al.* Experimental study of mechanical properties of prefabricated frame structure beam-column joint [J]. *Journal of Dalian University of Technology*, 2014, **54**(4): 438-444. (in Chinese)

[12] FAN Guoxi, YANG Jing, WANG Ye, *et al.* Dynamic behavior of a precast and partial steel joint under various shear span-to-depth ratios [J]. *Materials*, 2021, **14**(9): 2162.

[13] 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 Zhenhai, SHI Xudong. *Experiment and Calculation of Reinforced Concrete at Elevated Temperatures* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)

[14] 章晴雯. 型钢混凝土轴压柱的抗火性能分析 [D].

西安: 西安建筑科技大学, 2010.

ZHANG Qingwen. Research on performance of SRC columns subjected to axial compression in fire [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2010. (in Chinese)

[15] LIE T T, DENHAM E M A. Factors affecting the fire resistance of circular hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete; NRC-CNRC Internal Report No. 651 [R]. Ottawa: National Research Council Canada, 1993.

[16] 陆洲导. 钢筋混凝土梁对火灾反应的研究 [D]. 上海: 同济大学, 1989.

LU Zhoudao. Study of the response of reinforced concrete beams to fire [D]. Shanghai: Tongji University, 1989. (in Chinese)

[17] 蔡跃, 黄鼎业, 熊学玉. 预应力混凝土结构材料高温下的力学性能及模型 [J]. 四川建筑科学研究, 2003, 29(4): 82-84.

CAI Yue, HUANG Dingye, XIONG Xueyu. Material behaviors and mechanical model of prestressed concrete structure at high temperature [J]. *Sichuan Building Science*, 2003, 29(4): 82-84. (in Chinese)

[18] TERRO M J. Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire [J]. *ACI Structural Journal*, 1998, 95(2): 183-193.

[19] LIE T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(5): 1489-1509.

[20] 陈恺峰, 刘栋栋. 地铁运用库钢筋混凝土梁板耐火性能分析 [J]. 建筑结构, 2020, 50(S2): 544-547. CHEN Kaifeng, LIU Dongdong. Fire resistance performance analysis of the reinforced-concrete beams and slabs in metro service depot [J]. *Building Structure*, 2020, 50(S2): 544-547. (in Chinese)

[21] 王广勇, 韩林海, 余红霞. 钢筋混凝土梁-钢筋混凝土柱平面节点的耐火性能研究 [J]. 工程力学, 2010, 27(12): 164-173.

WANG Guangyong, HAN Linhai, YU Hongxia. Fire performance of reinforced concrete beam-column plane joints [J]. *Engineering Mechanics*, 2010, 27(12): 164-173. (in Chinese)

[22] ASTM. Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials: ASTM E119-88 [S]. PA: ASTM International, 1993.

Analysis on fire resistance behavior of precast and partial steel beam-column joint

FAN Guoxi^{*1}, GAO Ming¹, WANG Ye¹, LI Haisheng², JI Xiang¹

(1. Shandong Province Key Laboratory of Ocean Engineering, Ocean University of China, Qingdao 266100, China; 2. Ronghua (Qingdao) Construction Technology Co. Ltd., Qingdao 266500, China)

Abstract: After determining the high temperature characteristics, thermal parameters and time-temperature curve of materials, and establishing the analysis models on the fire resistance behavior of members, the validity of the established model can be verified through experimental results. According to this, the analysis models on the fire resistance behavior of precast and partial steel reinforced concrete (PPSRC) beam-column joints are established. Analysis on temperature field and factors influencing fire resistance limit of PPSRC beam-column joints is carried out. Research shows that the temperature of concrete surface is higher than that of internal concrete under fire conditions, and the temperature decreases with the increase of depth. The heating rate of partial steel of PPSRC beam-column joint is higher than that of the outer concrete. Without fire-proofing measures, the temperature distribution in the same section of PPSRC beam-column joint is uneven, and the connection area is the weak area of fire resistance of PPSRC beam-column joint. After the fire-proofing coating is applied in the connection area, the average temperature of the connection area decreases obviously, and the thermal resistance effect is good. As the load ratio increases, the corresponding displacement increases and the fire resistance limit decreases. When the load ratio exceeds a certain limit, the failure position of PPSRC beam-column joint changes.

Key words: PPSRC beam-column joint; fire-proofing coatings; temperature field; load ratio; fire resistance behavior