

HRBF 500 级细晶粒钢筋混凝土 简支梁的耐火极限

王全凤¹, 霍喆赞², 徐玉野², 王凌云³

(1. 华侨大学 厦门工学院, 福建 厦门 361021;

2. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;

3. 上海应用技术学院 土木建筑与安全工程学院, 上海 201418)

摘要: 利用有限元软件 ANSYS, 对 500 MPa 细晶粒钢筋(HRBF 500)混凝土简支梁的温度场及耐火极限进行分析. 计算结果表明:ANSYS 对温度场和耐火极限的模拟结果基本与试验结果吻合, 初步验证程序的有效性. 在此基础上, 就不同荷载比、混凝土保护层厚度、配筋率共计 36 种工况组合进行有限元分析, 考察各参数对 HRBF 500 混凝土梁耐火极限的影响, 并据此建立耐火极限简化计算公式.

关键词: HRBF 500; 钢筋混凝土; 简支梁; 温度场; 耐火极限

中图分类号: TU 375.103; TU 317.1

文献标志码: A

火灾给人类的生命财产造成极大的损失, 对于建筑物, 在火灾下结构和构件材料性能发生恶化是导致结构和构件失效的主要原因. 为了避免不必要的损失, 加强混凝土构件的防火和抗火性能, 了解钢筋混凝土结构在高温下的性能已是十分必要和紧迫的^[1-2]. 与传统的通过添加微合金元素达到高强度的钢材不同, 细晶钢在提高强度的同时, 保证了钢材的塑性和韧性^[3]. HRBF 500 钢筋是通过细化晶粒的方法来达到提高强度的一种新型高强钢筋, 2008 年颁布的国家标准 GB 1499.2—2007《钢筋混凝土用钢第 2 部分: 热轧带肋钢筋》新加入该牌号钢材作为新型建筑用钢^[4]. 目前, 已经有对该牌号钢材的常温及高温力学性能和混凝土构件的常温性能^[5-8]进行研究, 但对于细晶粒高强钢筋混凝土构件的在火灾下的行为及力学性能等仍然不清楚. 火灾试验费用十分昂贵, 依靠试验来细致研究火灾行为是不现实的. 本文在配置 HRBF 500 级钢筋的混凝土简支梁的高温下抗火性能试验研究基础上^[9], 数值模拟细晶粒混凝土梁截面的温度场并进行构件耐火极限的数值分析.

1 试件温度场

1.1 基本假设

1) 假设构件应力场对温度场不产生影响; 2) 忽略水分在受热过程中蒸发对构件温度场的影响; 3) 不考虑混凝土开裂对温度场的影响.

1.2 构件建模

在温度场分析环节, 构件混凝土材料由 Solid 70 单元模拟, 钢筋单元由 Link 33 单元来模拟. 由于三维有限元分析计算量较大, 因此在建立几何模型的时候只构建简支梁一半的模型, 即以简支梁跨中截面为对称面. 这就减少了一半的计算量. 同时, 由于构件本身是以跨中截面对称, 且加热过程也是对称的, 因此对模型作此处理不影响结果. 温度场分析时对称面的热边界条件按绝热处理.

收稿日期: 2013-05-24

通信作者: 王全凤(1945-), 男, 教授, 主要从事结构工程和数值模拟的研究. E-mail: qfwang@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家高技术研究发展计划(863)项目(2007AA03Z550); 高等学校博士学科点专项科研基金资助项目(200803850001); 福建省厦门市科技计划项目(3502Z20133022); 福建省泉州市技术研究与开发重点项目(2011Z10)

1.3 参数选取

混凝土密度在高温下变化不大,为简化计算取混凝土密度为 $2\,400\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$. 混凝土的导热系数(λ_c)和容积比热(C_c)采用文献[8]建议的公式,即

$$\left. \begin{aligned} \lambda_c &= -0.000\,85\theta + 1.9\text{ W}\cdot(\text{m}\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800^\circ\text{C}, \\ \lambda_c &= 1.22\text{ W}\cdot(\text{m}\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & \theta > 800^\circ\text{C}; \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} C_c &= (0.005\theta + 1.7)\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}, \\ C_c &= 2.7\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}, \\ C_c &= (0.013\theta - 2.5)\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 400^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C}, \\ C_c &= (-0.013\theta + 10.5)\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 500^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}, \\ C_c &= 2.7\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & \theta > 600^\circ\text{C}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

由于目前没有 HRBF 500 级钢筋的高温下相关热工参数的文献,因此温度场计算时仍然使用普通钢筋的高温热工参数. 具体取值如下:密度取常数 $7.850\text{ Mg}\cdot\text{m}^{-3}$,钢材的导热系数(λ_s)和容积比热(C_s)采用文献[8]规定的公式,即

$$\left. \begin{aligned} \lambda_s &= 48 - 0.022\theta, & 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}, \\ \lambda_s &= 28.2, & \theta > 900^\circ\text{C}; \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} C_s &= (0.004\theta + 3.3)\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 650^\circ\text{C}, \\ C_s &= (0.068\theta + 38.3)\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 650^\circ\text{C} < \theta \leq 725^\circ\text{C}, \\ C_s &= (-0.086\theta + 73.35)\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & 725^\circ\text{C} < \theta \leq 800^\circ\text{C}, \\ C_s &= 4.55\text{ MJ}\cdot(\text{m}^3\cdot^\circ\text{C})^{-1}, & \theta > 1\,200^\circ\text{C}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

混凝土与外界环境的能量交换有两种方式,分别是热对流和热辐射. 文中采用综合换热系数来考虑炉内高温流体由热辐射和热对流传递热量到钢筋混凝土构件表面. 关于炉内火焰流体和钢筋混凝土构件的之间的综合换热系数,不同的文献有不同描述,且差别很大,文中采用文献[10]推荐的值.

1.4 温度场计算结果与试验结果对比

利用 ANSYS 对文献[9]中部分试件进行建模,然后在 ISO 834 标准升温曲线下进行计算,其计算结果与试验结果的对比,如图 1 所示. 从图 1 可知:计算结果和试验结果两者基本吻合.

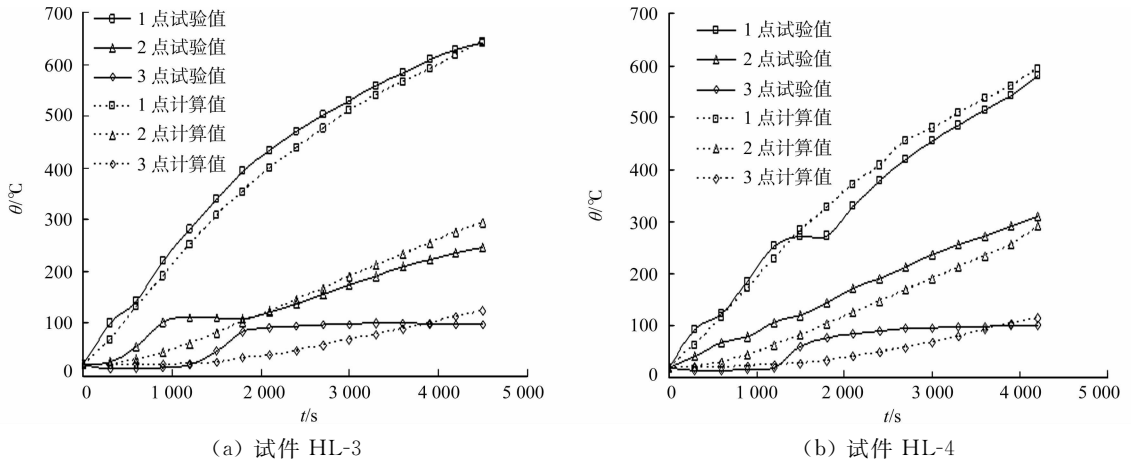


图 1 各测点温度计算值与试验值比较

Fig. 1 Comparison between the calculation temperatures and experimental temperatures

2 试件耐火极限计算

2.1 基本假设

1) 忽略构件受力过程中钢筋与混凝土之间的滑移; 2) 考虑混凝土对抗拉的贡献.

2.2 建模及材料高温性能

对试件结构部分的计算采用间接耦合解法. 温度场部分的数据采用上一节的分析结果. 根据耦合分

析的要求,将原来温度分析的各种单元用结构分析的单元进行替代.对于模拟混凝土的 Solid 70 单元在结构分析中用 Solid 65 代替,模拟钢筋的 Link 33 单元在结构分析中用 Link 8 单元替代,模拟构件支座钢板的单元采用 Link 45 单元,对称面采用定向滑移支座.

计算过程中只考虑受压软化效应,即关闭了混凝土的压碎功能.当混凝土出现裂缝后,对于闭合的混凝土裂缝取剪力传递系数 1.0,裂缝张开后剪力传递系数取 0.5.混凝土的应力-应变关系采用了 Lie 推荐的公式^[11],即

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= f_c \left[1 - \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{\max}}{\epsilon_{\max}} \right)^2 \right], & \epsilon_c &\leq \epsilon_{\max}, \\ \sigma_c &= f_c \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_c}{3\epsilon_{\max}} \right)^2 \right], & \epsilon_c &> \epsilon_{\max}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

而抗压强度公式为

$$\left. \begin{aligned} f_c &= f_{co}, & 0\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta &\leq 450\text{ }^{\circ}\text{C}, \\ f_c &= f_{co} \left[2.011 - 2.353 \left(\frac{\theta - 20}{1\,000} \right) \right], & 450\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta &\leq 874\text{ }^{\circ}\text{C}, \\ f_c &= 0, & \theta &> 874\text{ }^{\circ}\text{C}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

其中:峰值应变 $\epsilon_{\max}=0.002\,5+(6.0\theta+0.04\theta^2)\times 10^{-6}$; σ_c 和 ϵ_c 分别为混凝土的应力和应变; f_{co} 为常温下混凝土的轴心抗压强度; f_c 和 ϵ_{\max} 分别为温度 θ 作用下混凝土的轴心抗压强度及其对应的峰值应变.

对于 HRBF 500 钢筋的应力-应变模型^[5]:在钢筋屈服前,即 $\epsilon \leq \epsilon_y(\theta)$ 时, $\sigma = E(\theta)\epsilon$; 在钢筋屈服后,即 $\epsilon_y(\theta) \leq \epsilon \leq \epsilon_u(\theta)$ 时, $\sigma = f_y(\theta) + \eta[f_u(\theta) - f_y(\theta)]$. 其中: $\eta = (1.5\xi - 0.5\xi^3)^{0.82}$; $\xi = \frac{\epsilon - \epsilon_y(\theta)}{\epsilon_u(\theta) - \epsilon_y(\theta)}$; $\epsilon_u = 12.1 - 26.2\left(\frac{\theta}{1\,000}\right) + 16.1\left(\frac{\theta}{1\,000}\right)^2$; $\epsilon_y(\theta) = 0.25\%$.

2.3 耐火极限计算结果验证

同样以文献[9]的试件为例,利用 ANSYS 进行耐火极限计算.各构件的耐火极限模拟计算值(R_c)和试验值(R_t)对比,如表 1 所示.表 1 中: δ 为相对误差.从表 1 可知:计算结果与试验结果比较接近,利用 ANSYS 对 HRBF 500 级钢筋混凝土简支梁耐火极限进行模拟是可行的.

3 参数对耐火极限的影响

3.1 基本参数

在 ANSYS 有限元分析有效性的基础上,针对荷载比(m)、混凝土保护层厚度(c)、配筋率(ρ)等 3 个参数,共计 36 种工况搭配进行计算,分析各参数对耐火极限的影响.计算中的具体参数搭配情况:构件截面宽度为 250 mm,高度为 400 mm;构件的计算宽度为 4.5 m;受火长度为 4 m;荷载比为 0.4, 0.5, 0.6, 0.7;混凝土保护层厚度为 25, 35, 45 mm;纵筋配筋率为 0.84%, 1.05%, 1.25%;纵向受拉钢筋屈服强度为 518 MPa;混凝土轴心抗压强度为 42.8 MPa.

所有计算的 36 种工况的简支梁的受火方式采用三面受火,升温曲线采用 ISO 834 标准升温曲线.箍筋采用双肢箍,纵向受拉钢筋单排布置,受压区统一配置架立钢筋 2 根,直径取 16 mm.

3.2 荷载比

构件在火灾过程中承受荷载作用的能力逐渐退化.构件承载能力从加热开始不断下降,当承载能力退化到外荷载作用的时候构件就达到耐火极限.因此初始荷载的荷载比越高,构件就越快达到耐火极限. HRBF 500 钢筋混凝土简支梁耐火极限随荷载比变化的情况,如图 2 所示.

从图 2 可知:随着荷载比的增大,在其他各参数不变的情况下,构件的耐火极限值迅速下降.同时,从图 2 中不同配筋率的各自结果来看,配筋率的变化对上述趋势影响不大.即相同保护层厚度但配筋率不同的各组耐火极限的变化趋势基本相近,而混凝土保护层厚度变化对这一趋势有一定的影响.总的来说,荷载比是影响构件耐火极限的一个重要参数.

表 1 耐火极限计算值与试验值对比
Tab.1 Comparison between predicted fire resistance and experimental fire resistance

构件编号	R_t/min	R_c/min	$\delta/\%$
HL-1	68	64	-5.9
HL-2	96	95	-1.04
HL-3	74	79	6.8
HL-4	73	76	4.1
HL-5	116	97	-16.4

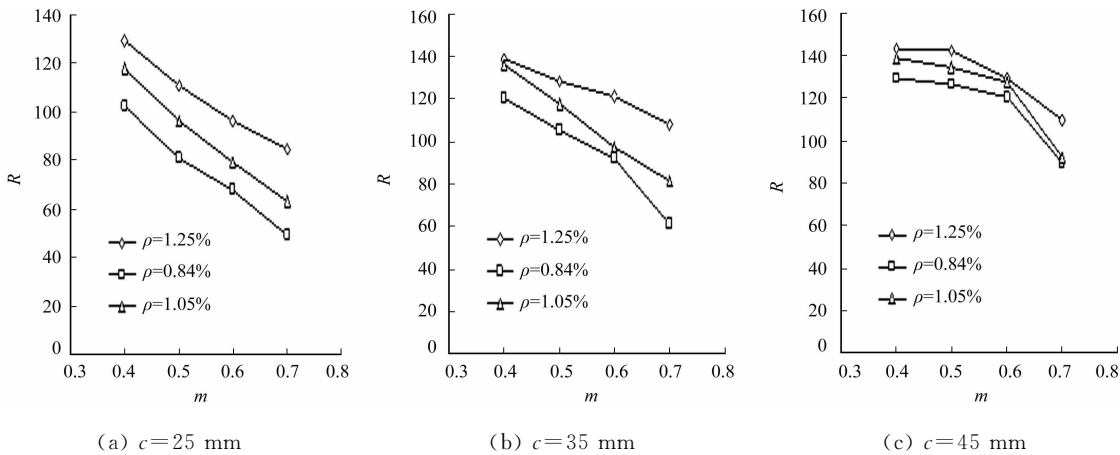


图 2 耐火极限随荷载比变化情况

Fig. 2 Variations of fire resistance with load ratio

3.3 混凝土保护层厚度

混凝土保护层厚度的大小直接影响到构件底部受拉钢筋的温度高低. 相对钢筋而言, 混凝土的导热性相对较差, 较大的混凝土保护层厚度的情况下受力钢筋的温度上升将缓慢很多. 作为抵抗受弯作用的主要材料, 钢筋的温度变化对构件耐火极限有重要的影响. 这是因为钢筋的力学性能随着温度的上升将不断退化, 直至构件不能承受外荷载作用. 因此, 混凝土保护层厚度对构件的耐火极限有着较大影响.

耐火极限随混凝土保护层厚度变化情况, 如图 3 所示. 从图 3 可知: 随着保护层厚度的增加, 耐火极限值得到相应的提高.

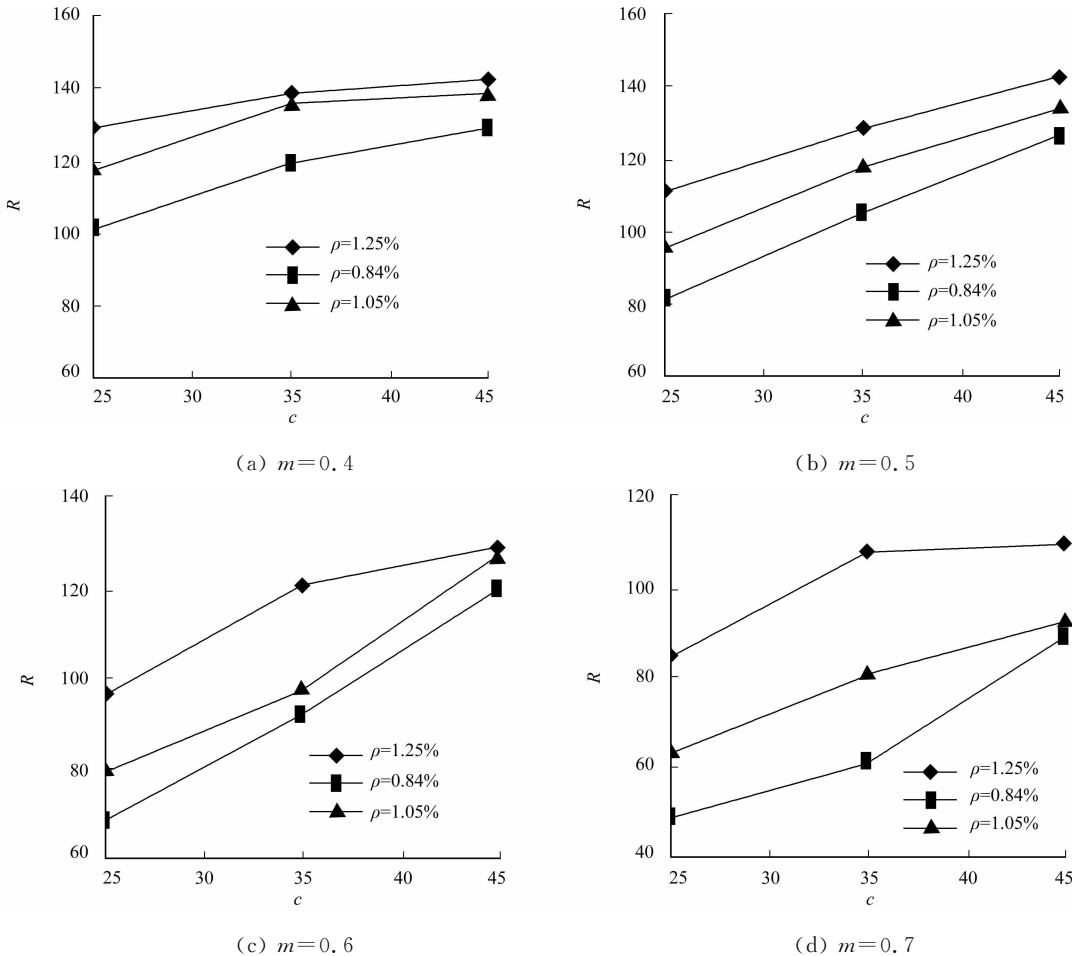


图 3 耐火极限随混凝土保护层厚度变化情况

Fig. 3 Variations of fire resistance with concrete cover thickness

3.4 配筋率

简支梁耐火极限与配筋率的关系,如图 4 所示.从图 4 可知:在其他参数相同的情况下,随着构件配筋率的增加,耐火极限得到相应的提高,变化趋势基本呈线性.

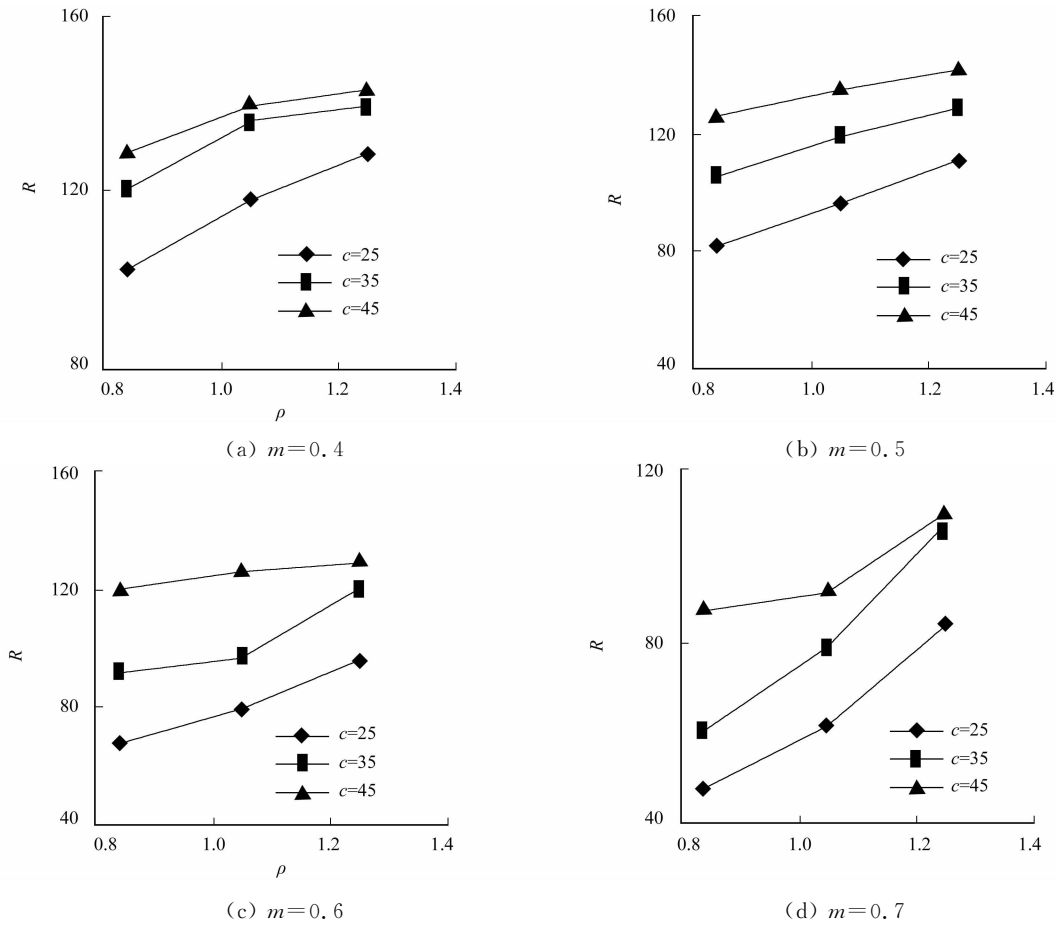


图 4 耐火极限随配筋率变化情况
Fig. 4 Variations of fire resistance with reinforcement ratio

4 耐火极限简化计算公式

通过对计算结果的分析,了解了 3 种参数对耐火极限的影响趋势,根据上述影响趋势设定回归公式的基本模式为

$$R = \frac{\beta_\rho \beta_c}{\beta_m} \tag{7}$$

式(7)中: $\beta_\rho, \beta_c, \beta_m$ 分别表示配筋率、保护层厚度、荷载比对耐火极限的影响.

通过对各种参数组合的构件的耐火极限计算结果进行回归分析,得到耐火极限回归计算公式为

$$R = \frac{(107.97\rho + 0.98)(2.12c + 70.02)}{10.89 m^2 - 7.91 m + 3.82} \tag{8}$$

式(8)中: R 为耐火极限; ρ 为受拉纵筋配筋率; c 为混凝土保护层厚度; m 为荷载比.

对计算得到的耐火极限回归值与有限元计算的耐火极限值进行比较,结果如图 5 所示.从图 5 可知:两者吻合良好,相关系数为 0.947.

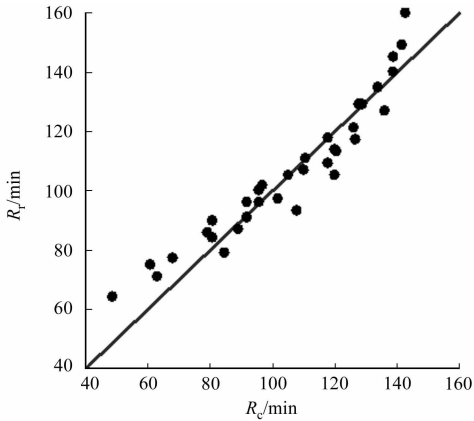


图 5 耐火极限回归值与数值模拟值对比
Fig. 5 Comparison between regressed fire resistance and numerical results

5 结论

- 1) 通过 ANSYS 进行构件温度场计算,结果表明计算结果与试验结果吻合较好,证明利用 ANSYS 进行 HRBF 500 钢筋混凝土构件温度场模拟能得到比较可靠的结果.
- 2) 在温度场有限元计算的基础上对构件的耐火极限进行有限元分析,表明得到的耐火极限基本接近试验值.
- 3) 利用 ANSYS 对荷载比、混凝土保护层厚度、配筋率 3 个参数不同组合的多组构件进行耐火极限计算发现,混凝土保护层厚度和配筋率的增加将增加构件的耐火极限时间,荷载比的增加将减少构件耐火极限的时间.
- 4) 通过 36 种工况耐火极限计算回归统计,可以得到 HRBF 500 级钢筋混凝土简支梁构件耐火极限的简化计算公式.

参考文献:

[1] 徐玉野,王全凤,柴振岭. 钢筋混凝土柱火灾试验数值模拟的关键技术[J]. 华侨大学学报:自然科学版,2008,29(4):588-592.

[2] 吴红翠,王全凤,徐玉野,等. HRB 500 级高强钢筋高温后的力学性能试验[J]. 华侨大学学报:自然科学版,2009,34(4):432-435.

[3] 赵志华,杜秀林,胡燕慧,等. 400 MPa 级超细晶粒钢的力学性能[J]. 机械工程材料,2004,28(10):35-40.

[4] 中冶集团建筑研究总院. GB 1499. 2—2007 钢筋混凝土用钢 第 2 部分: 热轧带肋钢筋[S]. 北京:建筑工业出版社,2008:1-14.

[5] 肖建庄,代媛媛,赵勇,等. 500 MPa 细晶粒钢筋高温下得应力-应变关系[J]. 建筑材料学报,2008,11(3):276-282.

[6] 吴红翠,王全凤,徐玉野,等. HRBF 500 钢筋高温后力学性能试验研究[J]. 工业建筑,2009,39(11):5-8.

[7] 胡玲,杨勇新,王全凤,等. HRBF 500 钢筋粘结锚固性能的试验研究[J]. 工业建筑,2009,39(11):13-16,44.

[8] 赵进阶,张钦喜,杨勇新,等. HRBF 500 钢筋混凝土梁受弯承载力试验研究[J]. 工业建筑,2009,39(3):52-55.

[9] 王全凤,霍喆赞,徐玉野,等. HRBF 500 级钢筋混凝土简支梁抗火性能试验研究[J]. 建筑结构,2013,43(1):26-48.

[10] 段文玺. 建筑结构的火灾分析和处理(二): 火灾温度场计算之一[J]. 工业建筑,1985,5(8):51-54.

[11] LIE T T,CELIKKOL T. Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns[J]. ACI Materials Journal,1991,88(1):84-91.

Fire Resistance of HRBF 500 Reinforced Concrete Simple Beams

WANG Quan-feng¹, HUO Zhe-yun²,
XU Yu-ye², WANG Ling-yu³

(1. Ximen Institute of Technology, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;
2. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;
3. College of Urban Construction and Safety Engineering, Shanghai Institute of Technology, Shanghai 201418, China)

Abstract: The temperature field and fire resistance of hot rolled ribbed bars of fine grains 500 (HRBF 500) reinforced concrete simple beams were analyzed by the finite element software ANSYS. The calculation result is verified by comparing the numerical results with test data. The influence of parameters such as load ratio, thickness of concrete cover and reinforcement ratio on fire resistance of HRBF 500 reinforced concrete simple beams is analyzed extensively. A simplified formula is proposed to determine the fire resistance of HRBF 500 reinforced concrete simple beams.

Keywords: HRBF 500; einforced concrete beams; temperature field; fire resistance