

钢柱-组合楼盖空间框架抗火性能有限元分析*

王文君¹ 丁发兴² 蒋彬辉² 余志武² 刘 劲¹

(1. 湖南城市学院陶粒混凝土技术研发与应用湖南省工程研究中心, 湖南益阳 413000;

2. 中南大学土木工程学院, 长沙 410075)

摘 要: 已有空间框架火灾试验中, 构件产生了较大的变形但整体结构仍未倒塌。因此, 研究考虑结构整体性能的空间框架的抗火性能, 对保证整体结构的安全和节约建筑防火成本具有重要意义。已有关于空间框架的有限元研究中, 钢柱与钢梁采用梁单元, 难以模拟受约束梁柱的局部屈曲行为, 混凝土楼板采用壳单元, 难以模拟其厚度方向温度场非均匀引起的膨胀变形。而采用壳单元模拟钢梁, 实体单元模拟混凝土板时, 能较好地解决上述问题。此外, 已有关于单个构件的有限元研究中, 混凝土采用热-力-时本构, 钢材采用热-力本构模型, 有限元计算变形与破坏形态与试验吻合更好。因此, 采用壳-实体单元与混凝土热-力-时本构与钢材热-力本构模型相结合的有限元模型, 对钢柱-组合楼盖空间框架结构体系的火灾试验进行了模拟, 有限元计算的梁、板、柱温度和变形与试验结果吻合良好, 且混凝土板应力云图能较好地反映火灾下钢筋混凝土板发生大变形时, 板顶开裂而板底较为完好的试验现象。所建立的合理有限元模型可为后续开展组合空间框架结构的抗火分析及提出抗火设计方法奠定基础。

关键词: 钢柱-组合楼盖空间框架; 有限元分析; 单元类型; 材料本构; 抗火性能

1 概 述

钢-混凝土组合结构具有强度与刚度、抗震性能优良、施工效率高等优点, 被广泛应用于多高层与大跨度等建筑结构中。由于建筑火灾频发, 对组合空间框架结构的安全造成极大的威胁, 目前国内学者对组合空间框架的抗火性能进行了一系列的试验与有限元研究。

组合空间框架试验方面, Cardington 火灾试验^[1-3]的研究对象为一栋 8 层 3×5 跨足尺钢柱-钢混凝土组合楼盖空间框架, 其不同局部火灾工况下的抗火性能研究表明, 当周边结构为组合梁提供较强的约束时, 组合梁产生悬链线效应, 楼板产生拉力膜效应, 楼板残余变形达到了跨度的 1/22, 但结构未发生坍塌。文献[4-7]进行了 3 层 3×3 跨足尺钢柱-组合楼盖框架的局部火灾试验, 结果表明: 受火板板顶产生了较多裂缝, 但楼板在升降温全过程中未坍塌。钢梁与楼板在火灾全过程中没有分离, 但钢梁上下翼缘焊缝在降温过程中断裂。四面受火柱发生扭转破坏, 单面受火边柱和角柱未产生明显破坏。钢管混凝土(CFST)组合结构抗火试验方面, 学者们

进行较多的是平面框架火灾试验, 如韩林海^[8]进行了 CFST 柱-钢筋(型钢)混凝土 T 型梁平面框架火灾试验, 结果表明: 高温下, 梁产生了悬链线效应, 节点区域没有发生破坏, 框架发生梁破坏和柱破坏两种失效模式。与单个梁或柱相比, 框架柱的耐火极限降低, 而框架梁的耐火极限增加。Xu 等^[9]进行了 CFST 柱-钢筋混凝土梁框架火灾试验, 结果表明: 节点核心区的温度显著低于非核心区, 梁柱的荷载比越小, 线刚度比越大, 框架抗火性能越好。

由于结构体系的火灾试验难度大、成本高, 较多学者采用有限元软件或自编有限元程序对组合空间框架体系抗火性能进行研究。Wang^[10]利用有限元程序 FIREFRAM、Huang 等^[11]开发了有限元程序 VULCAN, 对 Cardington 火灾试验进行了有限元模拟, 模型中单元类型分别采用梁柱和梁-壳单元, 材料本构均采用热-力本构关系, 结果表明, 梁柱单元能够有效模拟构件的弯曲行为, 但难以模拟板发生大变形时产生的拉力膜

* 国家自然科学基金项目(51978664, 52008159)。

第一作者: 王文君, 博士, 讲师, 主要从事钢-混凝土组合结构研究。

通信作者: 丁发兴, 博士, 教授, dinfaxin@csu.edu.cn。

收稿日期: 2025-10-30

效应。楼板采用壳单元时,在受火后 110 min,有限元计算变形值显著大于试验值。由于空间框架体系模型复杂,计算困难,CFST组合结构方面,学者们大多进行的是平面框架抗火性能分析。CFST柱-钢筋混凝土组合梁平面框架方面,卫璇^[12]采用材料热-力本构关系,丁发兴等^[13]采用材料热-力-时本构关系,利用 ABAQUS 有限元软件对其抗火性能进行了三维壳-实体有限元分析,结果表明,平面框架发生梁失效和柱失效两种失效模式,且文献^[12]提出了平面框架中柱耐火极限计算系数。此外,学者们利用 ABAQUS 有限元软件,对 CFST 柱-钢筋混凝土(RC)梁平面框架的抗火性能进行了较多的有限元分析。如 Li 等^[14]采用混凝土热-力-时本构、钢筋热-力本构关系,对 CFST 柱-RC 梁平面框架的抗火性能进行了三维实体有限元分析。Han 等^[15]、Bao 等^[16-17]、杨冬冬^[18]与 Yang 等^[19]采用材料热-力本构关系,对 CFST 柱-RC 梁平面框架的抗火性能进行了三维壳-实体有限元分析,周侃等^[20]采用混凝土热-力-时本构、钢材热-力本构关系对升降温全过程中 CFST 柱-RC 梁平面框架的力学行为进行了三维壳-实体有限元分析,结果表明^[20],非节点区域的温度显著高于节点区,框架梁与框架柱发生了显著的内力重分布,框架发生梁和柱两种失效模式,且框架在降温过程中也可能发生破坏。此外,学者们也采用多尺度模型对 CFST 柱-组合梁(RC 梁)平面框架的抗火性能进行了一系列分析^[21-22]。结果表明,局部火灾下平面框架发生梁破坏与柱破坏两种失效模式,当框架发生梁破坏失效模式时,各工况框架的耐火极限几乎一致,而当框架发生柱失效模式时,框架耐火极限随着荷载比的减小而增加。

空间框架火灾试验中,构件产生了较大的变形但没有导致整体结构倒塌。因此研究考虑结构整体性能的空间框架抗火性能,对保证整体结构的安全和节约建筑防火成本具有重要意义。而已有关于空间框架的研究中,钢柱与钢梁采用梁单元,难以模拟受约束梁柱的局部屈曲行为,混凝土楼板采用壳单元,难以模拟其厚度方向温度场非均匀引起的膨胀变形。而采用壳单元模拟钢梁,实体单元模拟混凝土板时,能较好地解决上述问题。此外,已有关于单个构件的有限元研究中,混凝土采用热-力-时本构,钢材采用热-力本构时,有限元计算的变形、破坏形态与试验吻合更好^[23-25]。因此,本文采用壳-实体单元与混凝土热-力-时本构以及钢材热-力本构关系相结合的有限元模型,对钢柱-组合梁空间框架火灾试验进行有限元模拟,为后续开展组合结构空间框架结构的抗火分析及建立抗火设计方法奠定基础。

2 试验简介

基于一栋 3 层 3×3 跨的整体钢框架结构,采用 Yang 等^[6]进行的顶层角区格和中区格楼板火灾试验、Wang 等^[5]进行的 2×2 区格连续混凝土板火灾试验、Li 等^[7]进行的 2×3 区格连续混凝土板火灾试验、吕俊利^[4]进行的单跨边梁与中梁受火、二跨与三跨连续梁受火、边柱受火(单面与三面)、中柱四面受火(节点受火)与角柱受火共计 12 个工况的火灾试验对有限元模型进行验证。

钢框架试验楼概况如图 1 所示,试验楼 1 层层高为 3.5 m,2、3 层层高均为 3.0 m,跨度为 4.5 m。试验楼板厚度为 120 mm,试验楼板配置双层双向直径 8 mm、间距 125 mm 的钢筋,楼板与钢梁通过直径为 16 mm 的栓钉连接,栓钉间距为 200 mm。梁柱节点采用刚性节点形式,节点的详细构造见文献^[4-7]。试验楼材料属性如表 1 所示。



(a) 钢框架



(b) 整体试验楼

图 1 3 层 3×3 跨钢框架试验^[4]

Fig. 1 Test of a three-story three-span steel frame

表 1 试验框架材料属性

Table 1 Material properties of the test frame

钢柱 $h_s \times b_t \times t_w \times t_f$ /mm	钢梁 $h_s \times b_t \times t_w \times t_f$ /mm	h_c /mm	f_{cu} /MPa	f_y /MPa	c /mm
200×200×8×12	250×125×6×9	120	33.8	426	15

注: h_s 为钢梁高度; b_t 为翼缘宽度; t_w 为腹板厚度; t_f 为翼缘厚度; h_c 为混凝土板厚度; f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度; f_y 为钢材屈服强度; c 为钢筋保护层厚度。

3 空间框架有限元模型

3.1 温度场计算模型

由于混凝土的热工性能受配合比、含水率与温

度等因素的影响,其导热系数采用 Lie^[26]建议公式,比热容在 Eurocode 4^[27]建议公式上放大 1.3 倍^[28],密度取 2500 kg/m³。钢材的导热系数与比热容分别采用 Lie^[29]与李引擎等^[30]建议公式,密度取 7850 kg/m³。受火面和背火面的综合辐射系数为 0.7 W/(m²·K)^[31],钢梁与混凝土翼板之间采用表面与表面接触,接触热阻为 100 W/(m²·K)^[32-33],钢筋与混凝土、栓钉与混凝土之间采用绑定约束。混凝土楼板、混凝土柱与钢柱均采用八结点传热分析单元(DC3D8),钢梁采用四结点传热壳单元(DS4),钢筋与栓钉采用两结点传热连接单元(DC1D2)。采用结构化网格划分方式,混凝土网格尺寸为 100 mm×100 mm×20 mm,钢梁网格尺寸为 100 mm×62.5 mm,钢柱网格尺寸为 100 mm×30 mm×12 mm,钢筋网格尺寸为 100 mm,栓钉网格尺寸为 50 mm。

3.2 热-力场计算模型

热-力场模型部件的结点编号与温度场模型一致,温度场计算结果作为预定义场导入热-力场模型中。

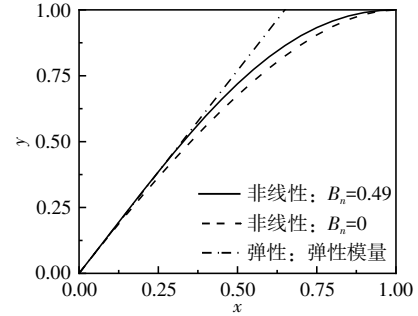
构件或结构体系抗火性能分析的有限元模型中,所采用的材料本构关系一般要考虑温度-荷载-时间的共同作用。高温下混凝土的总应变($\varepsilon_{e, \text{total}}$)包括应力引起的应变($\varepsilon_{e, \sigma}$)、自由膨胀应变($\varepsilon_{e, \text{th}}$)、瞬态热应变($\varepsilon_{e, \text{tr}}$)和高温徐变($\varepsilon_{e, \text{cr}}$)四类^[34],钢材的应变($\varepsilon_{s, \text{total}}$)为应力产生的应变($\varepsilon_{s, \sigma}$)、自由膨胀应变($\varepsilon_{s, \text{th}}$)和高温蠕变($\varepsilon_{s, \text{cr}}$)三类之和^[34],笔者将上述应力-应变关系称之为热-力-时本构关系。也有学者对热-力-时本构关系进行简化,如 Eurocode 2~4^[27, 35-36]与 Lie 等^[37]建议的材料应力-应变关系中,将混凝土瞬态热应变($\varepsilon_{e, \text{tr}}$)和高温徐变($\varepsilon_{e, \text{cr}}$)简化地隐含在应力引起的应变($\varepsilon_{e, \sigma}$)中,将钢材高温蠕变($\varepsilon_{s, \text{cr}}$)简化地隐含在应力引起的应变($\varepsilon_{s, \sigma}$)中,而自由膨胀应变($\varepsilon_{s, \text{th}}$)单独考虑,可理解为考虑应力引起的等效应变($\varepsilon_{s, \sigma}$)和自由膨胀应变($\varepsilon_{s, \text{th}}$)两类,笔者称之为热-力本构关系。

本文混凝土采用热-力-时本构关系,其中高温徐变、瞬态热应变和自由膨胀应变采用过镇海等^[34]提出的公式,应力产生的应变采用 Ding 等^[38]提出的单轴拉压本构关系,如式(1)所示。

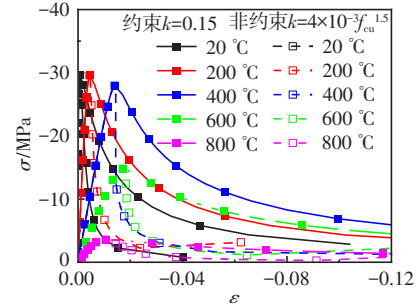
$$y = \begin{cases} \frac{A_n x + (B_n - 1)x^2}{1 + (A_n - 2)x + B_n x^2} & x \leq 1 \\ \frac{x}{k_n(x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

式中: A_n 为混凝土弹性模量与峰值割线模量的比值; B_n 为控制上升段曲线弹性模量衰减程度; k_n 为下降

段参数;其余参数的具体表达式见文献[38]。该表达式反映了弹性模量在弹性阶段时不衰减,并考虑了约束作用对混凝土下降段的缓和,且峰值应力及对应的应变维持不变,如图 2 所示。



(a) 参数 B_n 对上升段曲线的影响



(b) 参数 k 对下降段曲线的影响

图 2 混凝土单轴受力应力-应变曲线示意

Fig. 2 Uniaxial stress-strain curves of concrete

混凝土塑性-损伤本构模型中,三轴强度参数取值如下:内摩擦角 φ 取 40°,压子午线与拉子午线强度比值 K 取 2/3,流动偏角取 0.1, f_{cc}/f_c 为 1.277,黏性系数取 0.005。混凝土的泊松比取 0.2,不考虑混凝土损伤,损伤因子取 0。

笔者以往研究^[23-25]表明,钢材采用热-力-时本构时,有限元计算的变形结果与试验相比偏大,而采用热-力本构时,有限元计算的变形反而与试验值吻合良好,因此本文钢材采用热-力本构。钢筋高温塑性本构模型采用欧洲规范 2^[35]推荐公式,膨胀应变采用过镇海等^[34]提出的表达式。混凝土与钢材的泊松比分别取 0.2 和 0.3。上述本构模型的适用性在组合简支梁、约束梁与钢筋混凝土板中已得到验证^[23-25]。

钢筋与栓钉均内置于混凝土中,钢梁与混凝土楼板之间采用面面接触,其中切向摩擦系数取 0.3^[39],法向硬接触且允许分离。由于在受火过程中,节点区域未发生破坏,为简化模型计算,钢梁与钢柱采用绑定约束。混凝土板面施加 2 kN/m² 均布荷载,对框架整体输入竖向加速度 9.8 m/s² 来考虑

整体钢框架的重力。混凝土、钢柱、钢梁、钢筋与栓钉分别采用实体单元(C3D8R)、壳单元(S4R)、桁架单元(T3D2)与梁单元(B31),柱底采用固接($U_x=U_y=$

$U_z=0, UR_x=UR_y=UR_z=0$),空间框架有限元模型如图3所示,具体建模过程如部件的建立与分割见《ABAQUS结构非线性分析实例教程》^[40]。

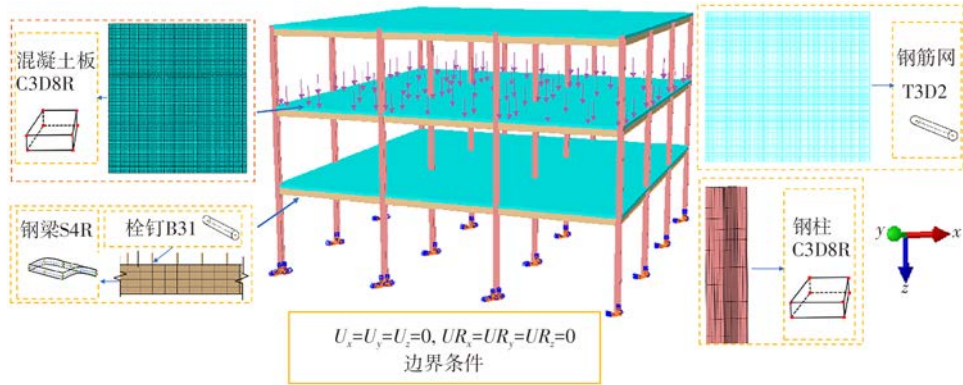


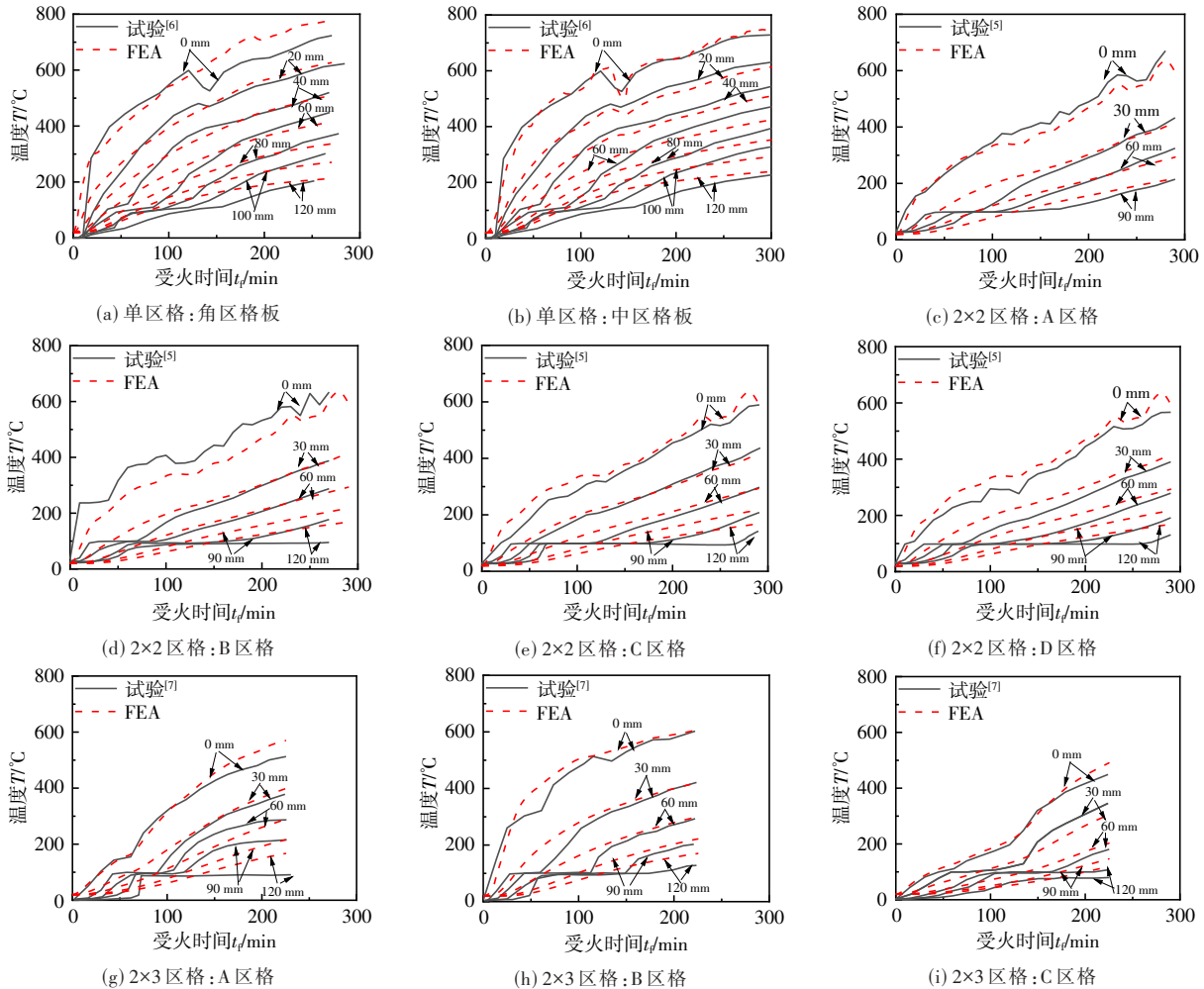
图3 空间框架有限元模型

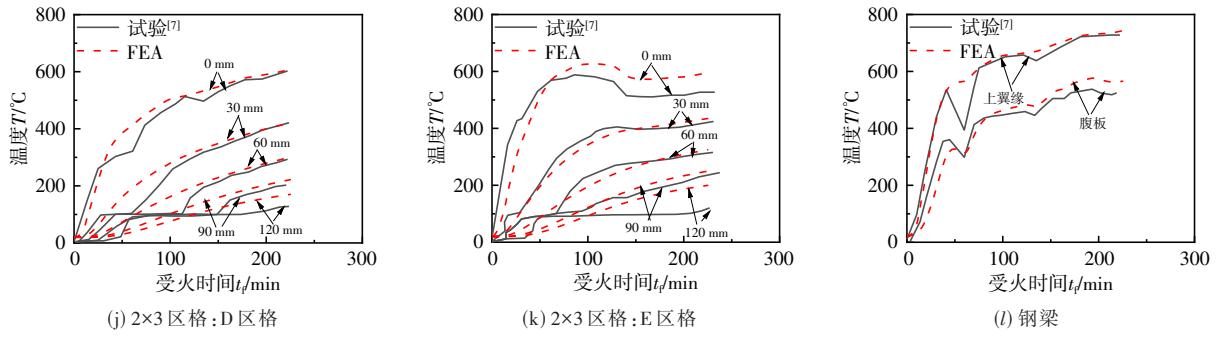
Fig. 3 Finite element model of the space frame

3.2.1 温度验证

上述各试验工况温度测点的温度(T)-受火时间(t_f)计算曲线(FEA)与试验曲线对比如图4~6所示。由于有限元计算模型中使用的材料热工参数与试验

中材料参数存在一定的差异,且热对流与热辐射参数可能不完全符合实际工况,因此有限元计算温度值与试验温度值存在一定的差异。但由图可知,整体上,有限元计算温度与实测温度吻合良好。

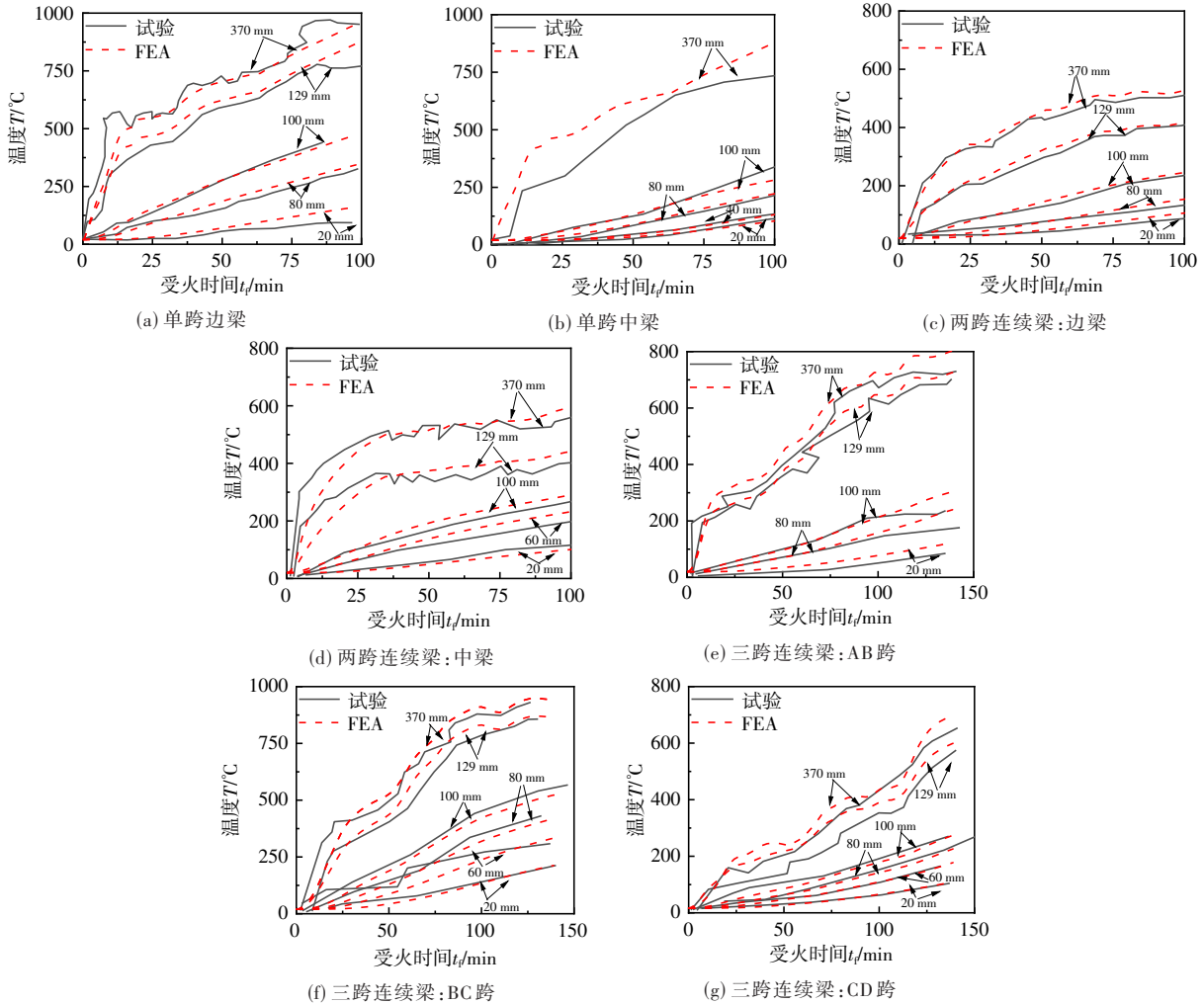




注:温度测点距板底的距离分别为 0, 30, 60, 90, 120 mm。

图 4 板与钢梁温度(T)-受火时间(t_f)计算曲线与试验曲线对比

Fig. 4 Comparison of calculated and experimental temperature (T) - fire time (t_f) curves for slabs and steel beams



注:温度测点距板顶的距离分别为 20, 60, 80, 100, 129, 370 mm。

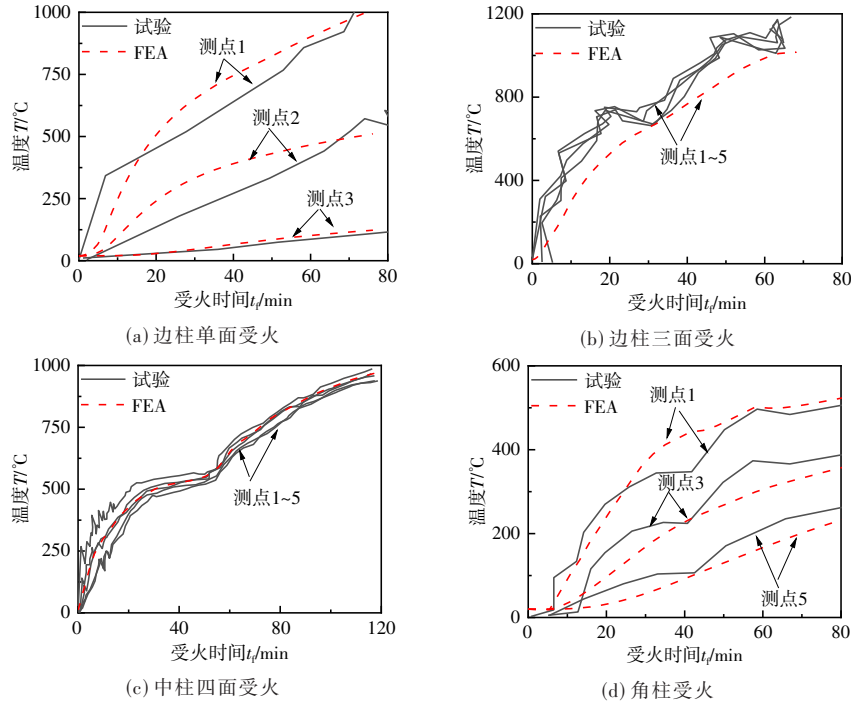
图 5 钢梁温度(T)-受火时间(t_f)计算曲线与试验^[4]曲线对比

Fig. 5 Comparison of calculated and experimental temperature (T) - fire time (t_f) curves for steel beams

3.2.2 变形验证

不同受火工况下的钢框架梁板竖向位移(δ)-受火时间(t_f)计算曲线(FEA)与试验曲线对比如图 7、8 所示。可见,有限元计算的角区格板变形、单跨边梁变形、二跨连续梁的变形与试验结果吻合良

好,有限元计算中区格板变形、2×2 区格的板格 B、C、D 变形、2×3 区格板变形、单跨中梁变形、三跨连续梁的 AB 跨与 BC 跨变形小于试验测得的变形。板受火工况中,试验支座区域的板顶出现了较多平行于板边的裂缝,中区格板转动受到的约束减弱,



注:对应测点位置参见文献[4-7]。

图6 钢柱受火温度(T)-受火时间(t_f)计算曲线与试验^[4]曲线对比

Fig. 6 Comparison of calculated and experimental temperature (T) - fire time (t_f) curves for steel columns

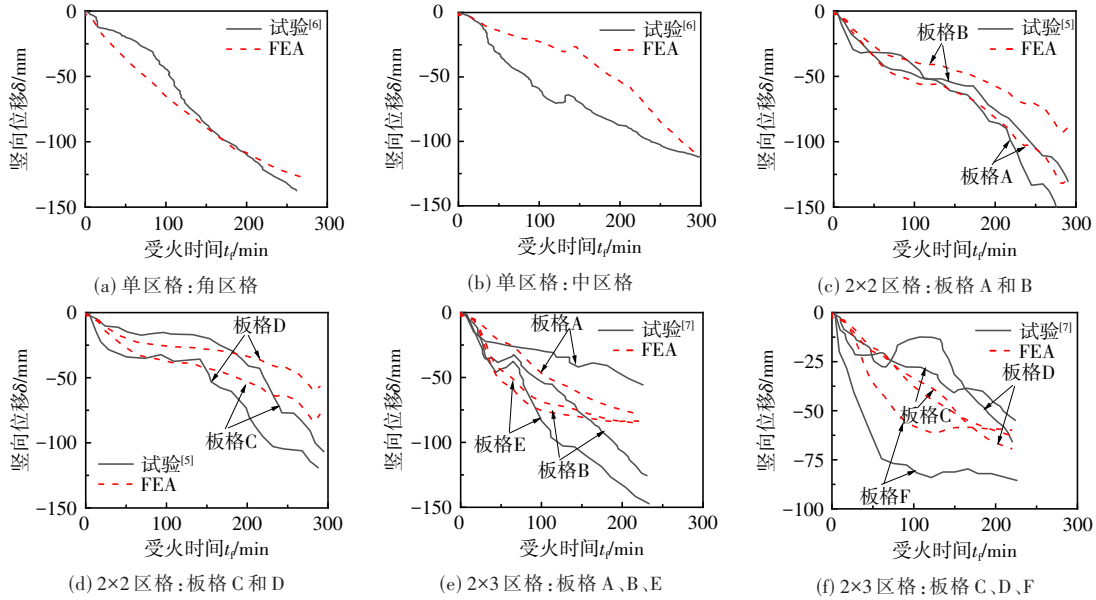
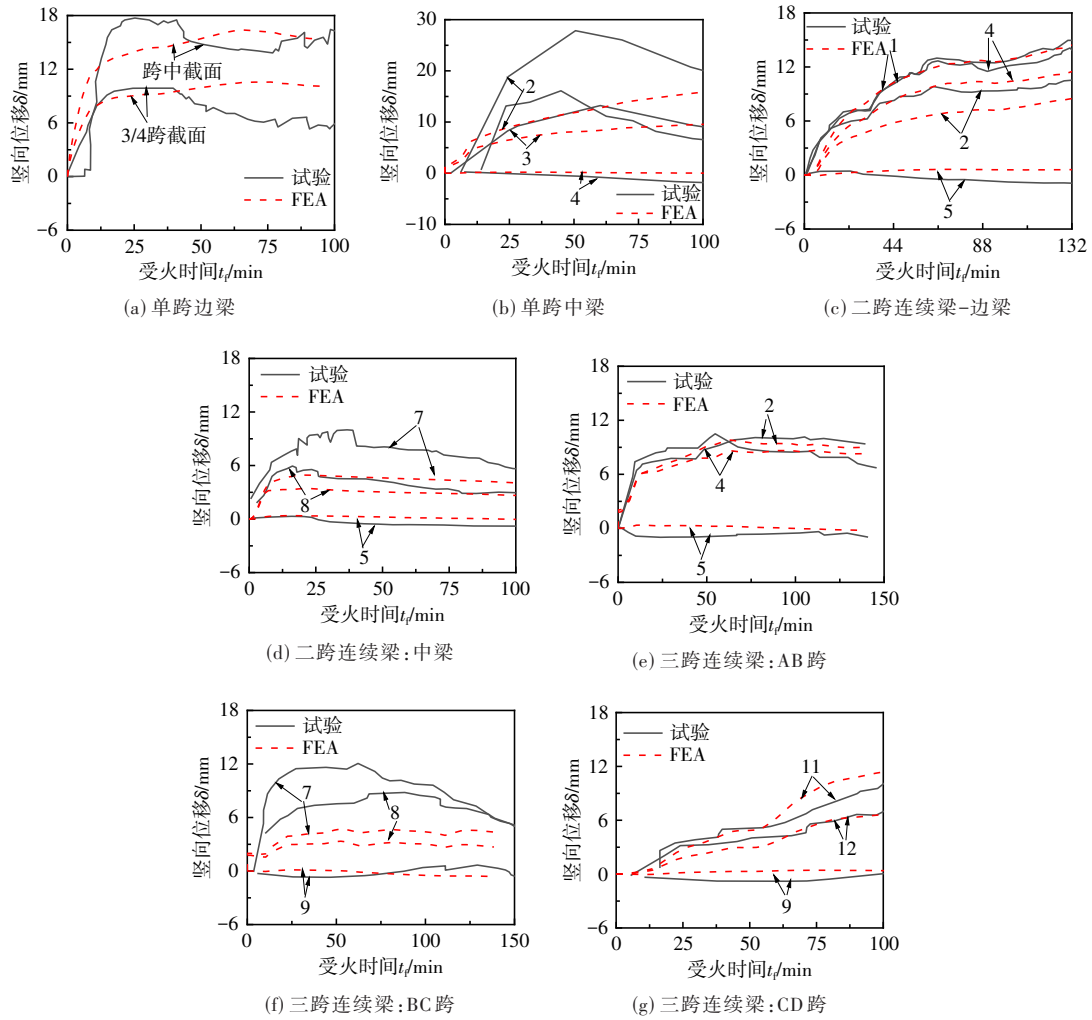


图7 板跨中位移(δ)-受火时间(t_f)计算与试验曲线对比

Fig. 7 Comparison of calculated and experimental mid-span displacement (δ) - fire time (t_f) curves for slabs

钢梁受火工况中,试验梁顶的混凝土板面裂缝沿轴向贯通,梁板向下变形受到周围板块的约束减弱,而有限元模型中没有考虑裂缝的影响。高温下钢筋与混凝土的黏结强度降低,而计算模型假设二者完全黏结,高估了板的整体刚度。此外,试验试件可能存在初始挠度、混凝土强度不均匀(如局部蜂窝)、钢筋位置偏差等缺陷,这些缺陷在高温下会被

放大(如初始挠度导致附加弯矩)。而计算模型通常假设试件为理想状态。因此仅有限元计算的角区格板变形、单跨边梁变形、二跨连续梁的变形与试验结果吻合良好,有限元计算中区格板变形、2×2区格的板格B、C、D变形、2×3区格板变形、单跨中梁变形、三跨连续梁的AB跨与BC跨变形小于试验测得的变形,但有限元计算变形趋势与试验一致。



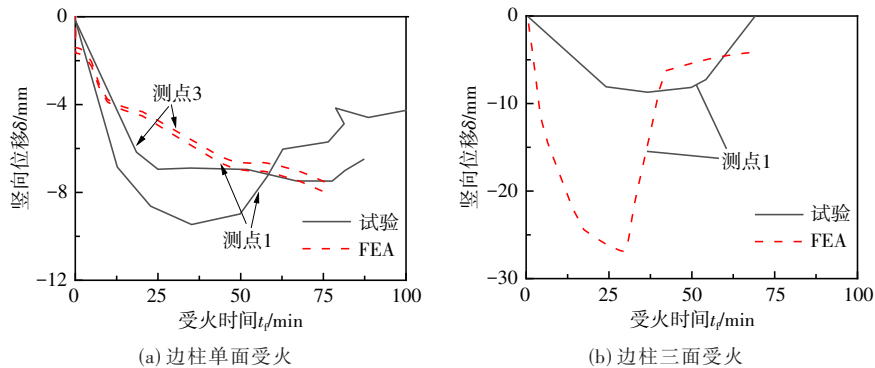
注:1~12为测点编号^[4]。

图8 梁竖向位移(δ)-受火时间(t_f)计算与试验^[4]曲线对比

Fig. 8 Comparison of calculated and experimental vertical displacement (δ) - fire time (t_f) curves for steel beams

不同受火工况下,钢框架柱竖向位移(δ)-受火时间(t_f)计算曲线(FEA)与试验曲线对比如图9所示。可见,有限元计算角柱的变形与试验吻合较好,而边柱相差较大。由于边柱一侧与墙体相邻,墙体受火升温膨胀产生水平推力,该推力使得边柱发生侧向弯曲,进而产生附加竖向变形。而有限元

模型未考虑墙体升温膨胀对边柱的影响,导致有限元计算边柱竖向变形值与试验值偏差较大。角柱内置于墙体中,墙体限制了钢柱的侧向变形,难以使角柱发生明显的侧向弯曲。因此,有限元计算角柱的竖向变形与试验吻合较好。



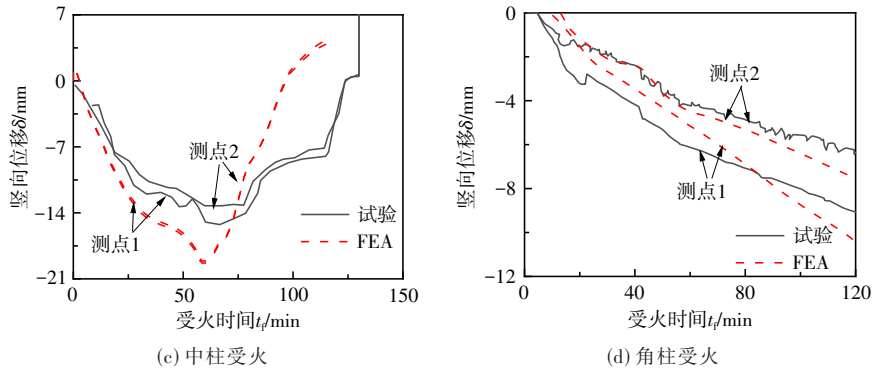


图9 钢柱位移(δ)-受火时间(t_f)计算与试验^[4]曲线对比

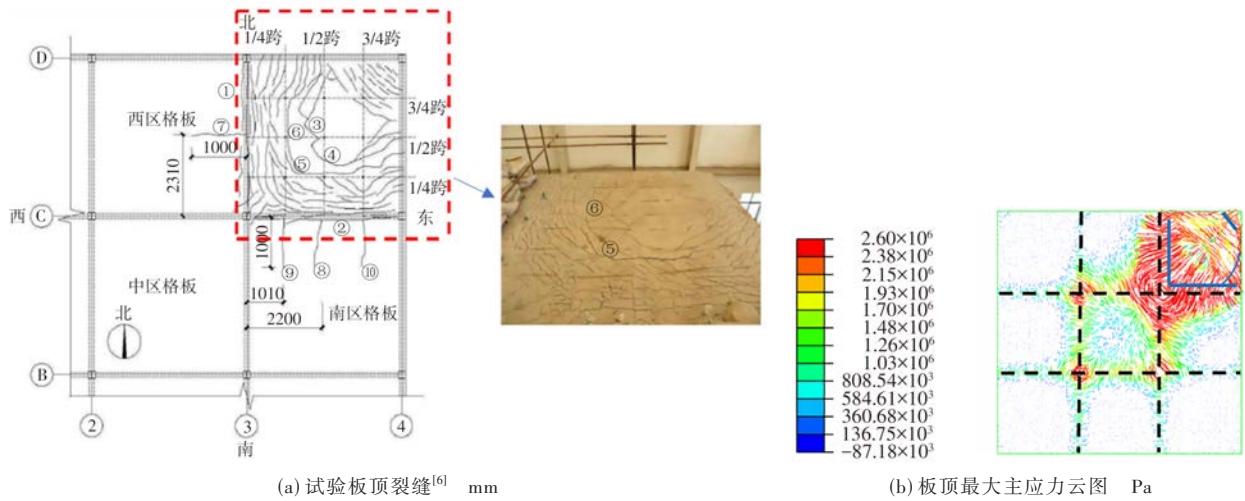
Fig. 9 Comparison of calculated and experimental displacement (δ) - fire time (t_f) curves for steel columns

由于框架已完成上述各梁板的局部火灾试验,框架整体可能已发生一定程度的内力重分布,且有限元模型采用的材料本构与实际构件的本构存在一定差异,因此有限元计算中柱变形与试验值在压缩变形阶段存在一定偏差,但整体而言吻合良好。

3.2.3 有限元云图与试验现象对比

钢框架的顶层角区格板受火时,板顶试验裂缝

与最大主应力矢量云图如图10所示。可见:受火角区格板板顶内侧的最大主应力方向垂直于支座方向,板角最大主应力方向平行于角对角线方向,且最大主应力值达到了高温下混凝土的抗拉强度,这与试验中受火角区格板顶的两个内侧出现较多平行于支座方向的裂缝、板角出现斜裂缝的试验现象一致。



注:蓝色箭头所指内容为裂缝走向示意,下同;①~⑩为裂缝出现的顺序号。

图10 仅角区格受火试验裂缝与板顶最大主应力矢量

Fig. 10 Experimental cracks and maximum principal stress vectors on the slab top surface for the corner grid under fire only

仅钢框架的顶层中区格板受火时,板顶试验裂缝与最大主应力矢量云图如图11所示。可见:受火中区格板板顶内侧的最大主应力方向垂直于支座方向,相邻未受火的南、北区格板板顶的最大主应力方向平行于东西方向,相邻未受火的东、西区格板板顶的最大主应力方向平行于南北方向,未受火的四个角区格板顶的最大主应力方向平行于角

对角线方向,且其最大主应力值都达到了混凝土高温抗拉强度。这与试验中受火中区格板板顶出现多条平行于支座方向的裂缝,未受火的东、西区格板的板顶出现平行于东西方向的贯通裂缝,未受火的南、北区格板的板顶出现平行于南北方向的贯通裂缝,未受火的3个角区格的板顶出现沿着对角线方向的裂缝的试验现象一致。

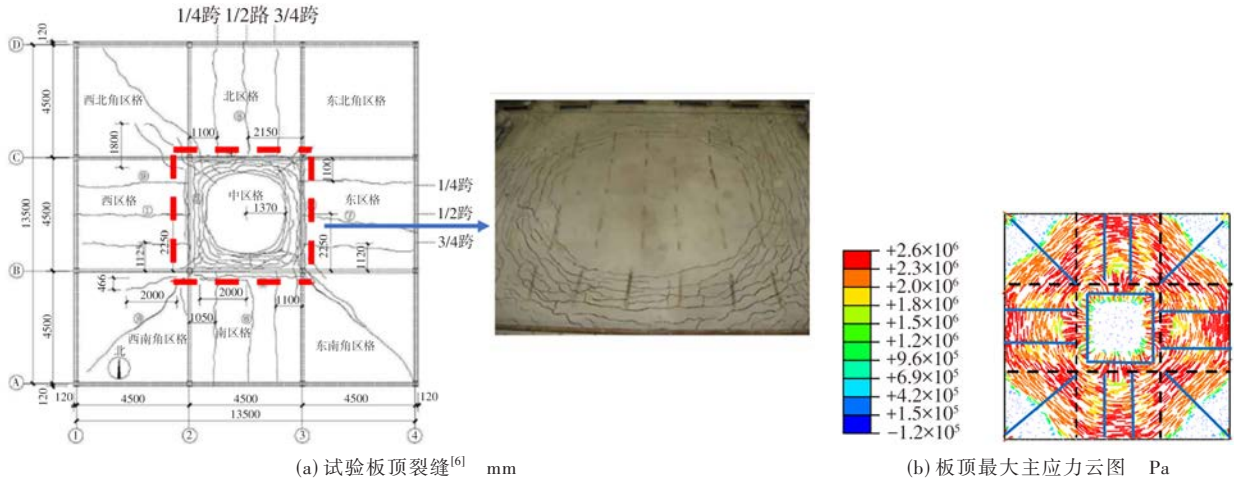


图 11 仅中区格受火试验裂缝与板最大主应力矢量

Fig. 11 Experimental cracks and maximum principal stress vectors on the slab top surface for the middle grid under fire only

钢框架的3层 2×2 区格连续混凝土板受火工况中,板顶、板底试验裂缝与最大主应力矢量云图如图12所示。可见,各受火区格板板顶内侧的最大主应力方向垂直于支座方向,且最大主应力值达到了高温下混凝土的抗拉强度,这与试验中A区格板的板顶内侧出现较多平行于支座方向的裂缝,B、C与

D区格板的板顶支座区域附近出现多条平行于支座方向裂缝的试验现象一致。板底直接受火区域的最大主应力为压应力,非受火区域的最大主应力为拉力,但其拉应力值小于混凝土的抗拉强度,这与试验中受火区格板的板底无规则与贯通裂缝出现的试验现象一致。

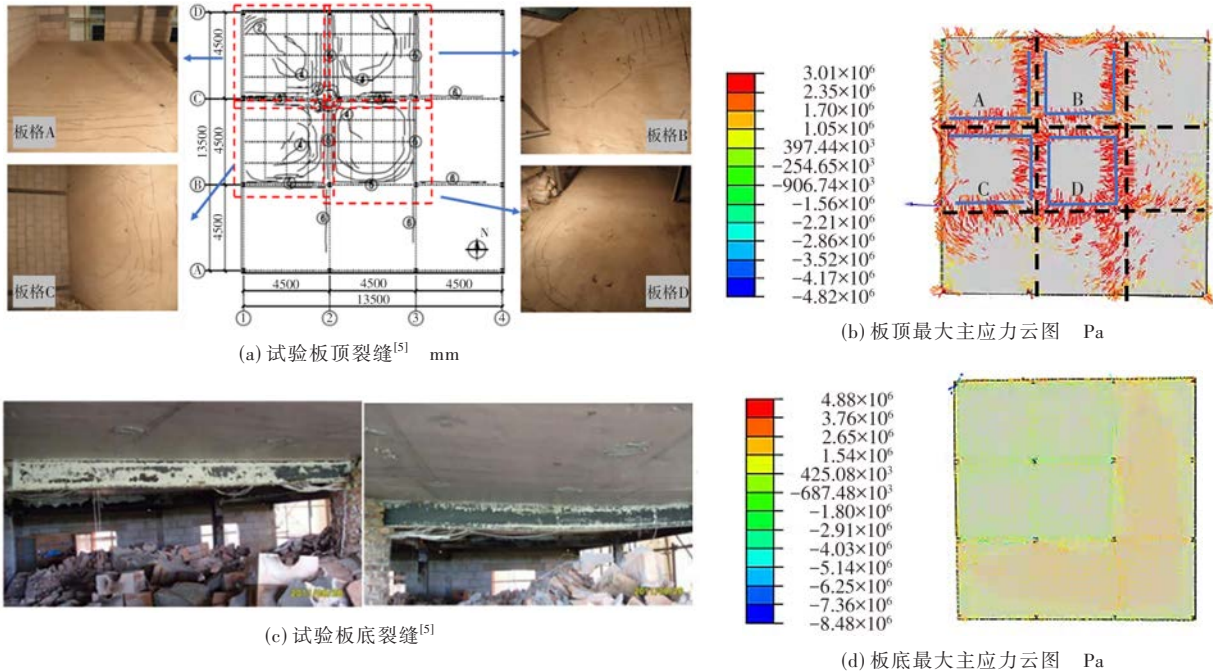

 图 12 2×2 区格连续板受火试验裂缝与受火板最大主应力矢量

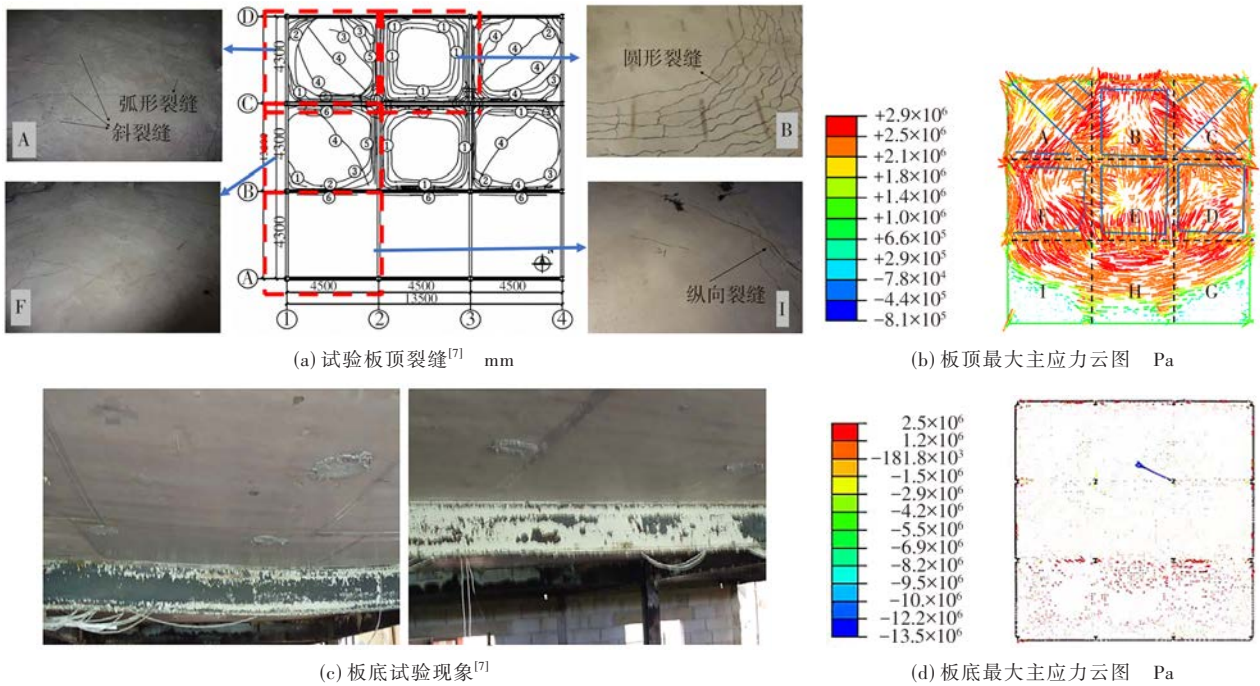
 Fig. 12 Experimental cracks and maximum principal stress vector diagrams of the 2×2 grid continuous slab under fire

钢框架的2层 2×3 区格混凝土连续板受火工况中,板顶、板底试验裂缝与最大主应力矢量云图如图13所示。可见,受火区格板A、B、C、D、E与F板顶支座区域附近的最大主应力方向垂直于支座方

向,受火区域的角区格板A与C的板顶出现了平行于板区格对角线方向的主应力,且最大主应力值达到了高温下混凝土的抗拉强度,这与试验中各受火区格板板顶支座区域出现了平行于支座方向的裂

缝,角区格板 A 与 C 的板顶出现了沿板区格对角线方向的斜裂缝的试验现象一致。板底受火区域的最大主应力为压应力,非受火区域的最大主应力为

拉力,但其拉应力值小于混凝土的抗拉强度,这与试验中受火区格板的板底无规则与贯通裂缝出现的试验现象一致。



注:①~⑥为裂缝出现的顺序号。
图 13 2×3 区格连续板受火试验裂缝与板最大主应力矢量

Fig. 13 Experimental cracks and maximum principal stress vector diagrams of the 2×3 grid continuous slab under fire

有限元计算钢柱变形云图与试验变形对比如图 14 所示,可见两者吻合良好。综上所述,本文建立的有限元模型是合理的。

吻合良好,且混凝土板应力云图能较好地反映火灾下钢筋混凝土板发生大变形时,板顶开裂而板底较为完好的试验现象。本文建立的合理有限元模型可为后续开展组合空间框架的抗火分析及提出抗火设计方法奠定基础。

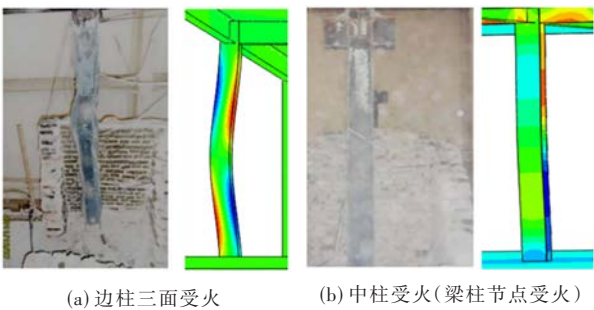


图 14 有限元计算钢柱变形云图与试验变形对比^[4]
Fig. 14 Comparison of FE-calculated deformation contour plots and observed deformation patterns in steel columns

4 结 论

本文采用壳实体单元与混凝土热-力-时本构与钢材热-力本构关系相结合的有限元模型,对钢柱-组合梁空间框架结构体系的火灾试验进行了模拟,有限元计算梁、板、柱的温度、变形与试验结果

参考文献

- [1] Gillie M, Usmani A S, Rotter J M. A structural analysis of the Cardington British steel corner test[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58(4): 427-442.
- [2] Lennon T, Moore D. The natural fire safety concept—full-scale tests at Cardington [J]. Fire Safety Journal, 2003, 38 (7) : 623-643.
- [3] O'Connor M A, Kirby B R, Martin D M. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire[J]. The Structural Engineer, 2003, 81(2): 27-36.
- [4] 吕俊利. 整体钢框架中梁柱抗火性能的研究 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2013.
- [5] Wang Y, Dong Y L, Li B, et al. A fire test on continuous reinforced concrete slabs in a full-scale multi-storey steel-framed building[J]. Fire Safety Journal, 2013, 61: 232-242.
- [6] Yang Z N, Dong Y L, Xu W J. Fire tests on two-way concrete slabs in a full-scale multi-storey steel-framed building[J]. Fire

- Safety Journal, 2013, 58: 38-48.
- [7] Li B, Dong Y L, Zhang D S. Fire behaviour of continuous reinforced concrete slabs in a full-scale multi-storey steel-framed building[J]. Fire Safety Journal, 2015, 71: 226-237.
- [8] 韩林海. 钢-混凝土组合结构抗火设计原理[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
- [9] Xu L, Bao Y H. Experimental study on the fire resistance of concrete filled steel tube reinforced concrete (CFSTRC) column-RC beam frames[J]. Engineering Structures, 2021, 24(11): 2413-2426.
- [10] Wang Y C. An analysis of the global structural behaviour of the Cardington steel-framed building during the two BRE fire tests [J]. Engineering Structures, 2000, 22(5): 401-412.
- [11] Huang Z H, Burgess I W, Plank R J. Three-dimensional analysis of composite steel-framed buildings in fire [J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(3): 389-397.
- [12] 卫璇. 钢管混凝土异形柱及其框架结构耐火性能研究 [D]. 重庆: 重庆大学, 2022.
- [13] 丁发兴, 周政, 王海波, 等. 局部火灾下多层钢-混凝土组合平面框架抗火性能分析[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(6): 23-32.
- [14] Li Z, Ding F X, Li S, et al. Comparative study on failure mechanism of multi-storey planar composite frames with RC beams to CFST columns subjected to compartment fire [J]. Journal of Building Engineering, 2023, 76: 107349.
- [15] Han L H, Wang W H, Yu H X. Analytical behaviour of RC beam to CFST column frames subjected to fire [J]. Engineering Structures, 2012, 36: 394-410.
- [16] Bao Y H, Chen B W, Xu L. Analysis of concrete-filled steel tube reinforced concrete column-steel reinforced concrete beam plane frame structure subjected to fire [J]. Advances in Civil Engineering, 2021, 2021: 6620030.
- [17] Bao Y H, Li J R, Xu L. Numerical simulation of the fire response of a frame with concrete-filled steel tube columns [J]. Fire Technology, 2022, 60(5): 3059-3089.
- [18] 杨冬冬. 考虑端部约束的方/矩形钢管约束钢筋混凝土柱抗火性能 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2021.
- [19] Yang D D, Huang S S, Liu F Q, et al. Structural fire design of square tubed-reinforced-concrete columns with connection to RC beams in composite frames [J]. Journal of Building Engineering, 2022, 57: 104900.
- [20] 周侃, 韩林海, 宋天谥. 钢管混凝土柱-RC梁平面框架耐火性能分析[J]. 工程力学, 2014, 31(增刊1): 41-45.
- [21] 王广勇, 苏恒, 刘维华, 等. 水平荷载下型钢混凝土框架结构的耐火性能研究[J]. 工程力学, 2025, 42(8): 156-168.
- [22] 王广勇, 孙旋, 张东明, 等. 型钢混凝土框架结构耐火性能有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(2): 65-75.
- [23] Wang W J, Jiang B H, Ding F X, et al. Numerical study of the fire behavior of encased and slim-floor composite beams [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2023, 37(6): 04023049.
- [24] Wang W J, Jiang B H, Ding F X, et al. Numerical analysis on mechanical behavior of steel-concrete composite beams under fire [J]. Structural Design of Tall and Special Buildings, 2023, 32(10): 1-25.
- [25] Ding F X, Wang W J, Jiang B H. Numerical study on the fire behaviour of restrained steel-concrete composite beams [J]. Journal of Building Engineering, 2023, 70: 106358.
- [26] Lie T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar in reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(5): 1489-1509.
- [27] British Standards Institution. Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures, part 1-2: structural fire design: EN 1994-1-2[S]. Brussels: British Standards Institution, 2005.
- [28] Li Z, Ding F X, Cheng S S, et al. Mechanical behavior of steel-concrete interface and composite column for circular CFST in fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 196: 107424.
- [29] Lie T T. A procedure to calculate fire resistance of structural members [J]. Fire and Materials, 1984, 8(1): 40-48.
- [30] 李引擎, 马道贞, 徐坚. 建筑结构防火设计计算和构造处理 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991.
- [31] British Standard Institution. Eurocode 1: actions on structures-part 1-2: general actions-actions on structures exposed to fire: EC 1991-1-2[S]. Brussels: British Standard Institution, 2002.
- [32] Ding J, Wang Y C. Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(10): 1086-1102.
- [33] Yang D D, Liu F Q, Huang S S, et al. Structural fire safety design of square and rectangular tubed-reinforced-concrete columns [J]. Structures, 2021, 29: 1286-1321.
- [34] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土的高温性能试验及其计算 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [35] British Standard Institution. Eurocode 2: design of concrete structures-part 1-2: general rules-Structural fire design: EN 1992-1-2[S]. Brussels: British Standard Institution, 2004.
- [36] British Standard Institution. Eurocode 3: design of steel structures-part 1.2: general rules-structural fire design: EN 1993-1-2[S]. Brussels: British Standard Institution, 2005.
- [37] Lie T, Irwin R J. Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121: 797-805.
- [38] Ding F X, Yu Z W. Behavior of concrete and concrete-filled circular steel tubular stub columns at constant high temperatures [J]. Journal of Central South University of Technology, 2006, 13(6): 726-732.
- [39] Yang H, Liu F, Gardner L. Performance of concrete-filled RHS columns exposed to fire on 3 sides [J]. Engineering Structures, 2013, 56: 1986-2004.
- [40] 丁发兴, 余志武. ABAQUS 结构非线性分析实例教程 [M]. 北京: 机械工业出版社, 2025.

Finite Element Analysis on the Fire Resistance of Space Frames with Steel Columns and Composite Floor Systems

Wenjun Wang¹ Faxing Ding² Binhui Jiang² Zhiwu Yu² Jing Liu¹

(1. Hunan Engineering Research Center of Development and Application of Ceramsite Concrete Technology, Hunan City University, Yiyang 413000, China;

2. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract:

In existing fire tests on space frames, significant deformations were observed in the components, yet the overall structure did not collapse. Therefore, studying the fire resistance of space frames while taking into account the overall performance of the structure is of paramount importance for ensuring the safety of the entire structure and reducing building fire protection costs. In existing finite element (FE) studies on space frames, beam elements were typically used to model steel columns and beams, which made it difficult to simulate the local buckling behavior of constrained beams and columns. For concrete slabs, shell elements were adopted, but they struggled to capture the expansive deformation induced by the non-uniform temperature field along the thickness direction. In contrast, the aforementioned issues were effectively addressed by employing shell elements for steel beams and solid elements for concrete slabs. Furthermore, in existing FE studies on individual components, when the thermal-mechanical-time constitutive relation was applied to concrete and the thermal-mechanical constitutive relation was used for steel, the FE calculation results for deformation and failure modes agreed more closely with the test results. Therefore, this study adopted an FE model combining shell-solid elements, along with the thermal-mechanical-time constitutive relation for concrete and the thermal-mechanical constitutive relation for steel, to simulate the fire test of the space frame with steel columns and composite floor systems. The FE calculation results for the temperature and deformation of beams, slabs, and columns were in good agreement with the test results. Moreover, the stress contour plot of the concrete slab accurately reflected the test phenomenon where the top surface of the reinforced concrete slab cracked while the bottom remained relatively intact when the slab underwent large deformation under fire. The well-established FE model can provide a solid foundation for subsequent fire resistance analysis of composite space frames and the development of fire resistance design methods.

Keywords: space frame with steel columns and composite floor systems; finite element analysis; element type; material constitutive relation; fire resistance