

火灾下钢-混凝土组合连续梁力学响应机理^{*}

王文君¹ 丁发兴^{1,2} 蒋彬辉¹ 严 夏¹ 吕 飞¹ 王莉萍¹

(1. 中南大学土木工程学院, 长沙 410075; 2. 湖南省装配式建筑工程技术研究中心, 长沙 410075)

摘 要:应用 ABAQUS 有限元软件对钢-混凝土组合连续梁的抗火性能进行了三维壳-实体有限元分析,在试验验证的基础上探讨荷载比、荷载位置比、剪力连接度和钢梁防火保护层厚度等参数对连续梁抗火性能的影响,阐明火灾下组合连续梁内力变化规律与其变形阶段之间的联系,揭示火灾下组合连续梁的界面滑移规律、塑性铰形成规律和破坏模式等力学响应机理,提出“边跨加强、中跨简化”的差异化防火保护层设计建议。分析结果表明:1)三跨连续梁的中跨,其变形经历弹性、弹塑性、塑性及悬链线效应四个阶段,悬链线效应使得其所需的防火保护层厚度减少;随着约束刚度的减小(如连续梁的边跨),梁的失效模式由整体侧向失稳转为承载力不足而失效,此时因无悬链线效应,其抗火性能相当于简支梁。2)组合梁升温膨胀受到多余支座的约束,产生较大的负弯矩,其支座处塑性铰形成的时间早于跨中。此外,组合连续梁跨中截面正弯矩值在受火初期减小甚至可能转变为负弯矩。受火过程中,连续梁产生了剧烈的内力重分布。3)组合连续梁的耐火极限几乎不受剪力连接度 η 的影响,钢梁无防火保护层时,连续梁梁端滑移值随着 η 的增加而显著减小;随着防火保护层厚度的增加,剪力连接度 η 对梁端滑移的影响减弱,且梁端滑移值显著减小。4)针对工程中常见荷载比 0.4 的组合梁,可采用“边跨加强、中跨简化”的差异化防火保护层设计,即边跨防火保护层厚度按 GB 51249—2017《建筑钢结构防火技术规范》中简支梁计算,中跨可不进行防火保护或为减小受火初期的挠度略微进行防火保护。

关键词:钢-混凝土组合连续梁;耐火极限;力学响应机理;内力重分布;剪力连接度

1 概 述

钢-混凝土组合梁具有刚度大、截面高度小,施工方便等优点,在建筑与桥梁结构中得到普遍运用,并朝着大跨度方向发展。由于混凝土板的吸热作用,组合梁的抗火性能优于钢梁,但仍在较短的受火时间内产生大变形。已有的组合简支梁的火灾试验结果表明^[1],组合简支梁由于抗弯承载力不足产生较大的挠度而失效,且失效时钢梁未发生局部屈曲。与组合简支梁相比,受火的组合连续梁的变形受到更多支座的约束,其变形与失效模式将发生改变。已有试验结果表明^[1-3],受火过程中,连续梁的变形小于简支梁,钢梁腹板与下翼缘发生局部屈曲,连续梁由于抗剪承载力不足或因支座处与跨中处相继形成塑性铰后使得连续梁成为机构而失效。

有限元方面,学者们采用 ABAQUS 或 ANSYS 有限元软件对钢-混凝土连续箱梁^[4-5]、双肋工字梁^[6]、

纵向加劲肋增强组合梁^[7]以及预应力组合连续梁^[8]的抗火性能进行了相关研究,分析了各参数对其抗火性能及破坏模式的影响,阐述了高温下连续梁的变形三阶段过程,提出了相应构造措施来提升组合连续梁的耐火韧性。结果表明:双肋工字钢连续梁边跨受火时,表现为整体垮塌破坏,中跨受火时,表现为挠曲破坏;预应力组合连续梁的跨高比大于 10 时,可忽略预应力对组合梁抗火性能的影响;负弯矩区配置纵向加劲肋的组合梁的下翼缘与腹板未发生局部屈曲,抗火性能得到显著提升;连续梁的抗火性能随着荷载比与跨高比的减小而增加。

由上述研究结果可知,受火过程中连续梁内(应)力重分布规律与变形阶段之间的联系、栓钉工作规律、剪力连接度对连续梁抗火性能的影响等力

^{*} 国家自然科学基金项目(51978664)。

第一作者:王文君,博士,主要从事钢-混凝土混合结构研究工作。

通信作者:丁发兴,博士,教授, dinfaxin@csu.edu.cn。

收稿日期:2025-07-12

学响应机理仍需深入研究。为此,本文的主要工作如下:

1) 基于合理的材料热工参数和热-力本构关系,应用ABAQUS有限元软件建立火灾下钢-混凝土组合连续梁温度场和热-力场的三维壳-实体有限元模型,用已有文献试验结果的温度及变形验证模型的准确性;

2) 阐明火灾下组合连续梁内力变化规律与其变形阶段之间的联系,揭示火灾下组合连续梁的界面滑移规律、栓钉工作规律、塑性铰形成规律和破坏模式等力学响应机理;

3) 开展火灾下钢-混凝土组合连续梁的参数分析,探讨荷载比、边界条件、剪力连接度、局部火灾工况以及钢梁防火保护层厚度等参数对钢-混凝土组合连续梁抗火性能与力学响应机理的影响。

2 有限元模型与验证

2.1 温度场模型建立

由于混凝土的热工性能受其配合比、含水率与温度等因素的影响,本文混凝土导热系数采用Lie^[9]建议公式,混凝土比热容在Eurocode 4^[10]建议公式上放大1.3倍^[11],混凝土的密度取2500 kg/m³。钢材的导热系数与比热容分别采用Lie^[12]与李引擎等^[13]建议公式,钢材的密度取7850 kg/m³。组合梁受火面和背火面的综合辐射系数为0.7 W/(m²·K)^[14],钢梁与混凝土翼板采用面面接触,接触热阻为100 W/(m²·K)^[15-16]。文献[17]中,组合连续梁火灾试验采用碳氢火灾升温曲线,Eurocode 1^[14]建议当使用碳氢火灾升温曲线时,受火面的对流换热系数取50 W/(m²·K)。考虑到试验升温曲线的温度高于ISO 834曲线但低于碳氢升温曲线,因此对流换热系数取30 W/(m²·K),背火面的对流换热系数取4 W/(m²·K)^[14]。闭合箱梁内部考虑空腔辐射,综合辐射系数取0.25 W/(m²·K),如图1所示。混凝土采用八结点传热分析单元(DC3D8),钢筋与栓钉采用两结点传热连接单元(DC1D2),钢梁采用四结点传热壳单元(DS4),采用结构化网格划分方式。

2.2 热-力场模型建立

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。

高温下混凝土总应变($\epsilon_{e, \text{total}}$)为应力作用产生的应变($\epsilon_{e, \sigma}$)、瞬态热应变($\epsilon_{e, \text{tr}}$)、高温徐变($\epsilon_{e, \text{cr}}$)和自由膨胀应变($\epsilon_{e, \text{th}}$)之和,其中应力产生的应变采用

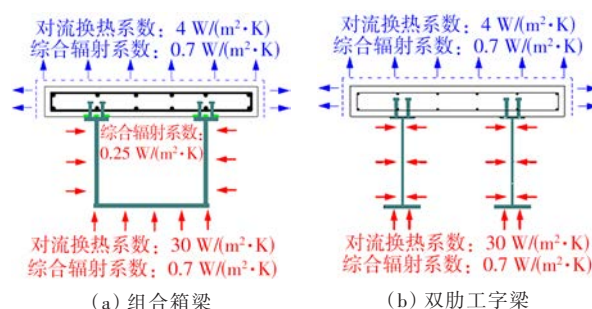


图1 组合连续梁温度场模型

Fig. 1 Temperature field models of composite continuous beams

Ding和Yu等提出的单轴拉压本构关系^[18],高温徐变、瞬态热应变和自由膨胀应变采用过镇海等^[19]提出的公式,混凝土的泊松比取值为0.2。高温下钢材总应变为自由膨胀应变($\epsilon_{s, \text{th}}$)、高温蠕变($\epsilon_{s, \text{cr}}$)和应力应变($\epsilon_{s, \sigma}$)三部分之和。火灾下钢-混凝土组合简支梁有限元模型中,钢材考虑高温蠕变时,有限元计算变形结果与试验相比偏大,而将钢材高温蠕变隐含考虑在应力引起的应变中时,有限元计算变形反而与试验值吻合良好^[20],因此本文未额外考虑高温蠕变。钢筋高温塑性本构模型采用欧洲规范2^[17]推荐公式,膨胀应变采用过镇海等^[19]提出的表达式,钢材的泊松比取值为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^[21-25]。

丁发兴提出由损伤比强度理论确定膨胀角 φ 、压子午线与拉子午线强度比值 K 及二轴等压与单轴受压强度比值 f_{cc}/f_c 等参数^[26-27],三轴强度参数取值如下: φ 取40°, 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。

连续梁模型中,两个边支座约束 X 轴和 Y 轴的平动,中间支座约束 X 轴、 Y 轴和 Z 轴方向的平动,如图2所示,图中 F_b 为梁顶施加的集中荷载。混凝土与钢柱、钢梁与混凝土板之间都采用面面接触,加载板与混凝土上表面采用绑定约束,钢筋与栓钉内置于混凝土中。混凝土、钢柱与加载板采用实体单元(C3D8R),钢梁采用壳单元(S4R),钢筋采用桁架单元(T3D2),栓钉采用梁单元(B31)。

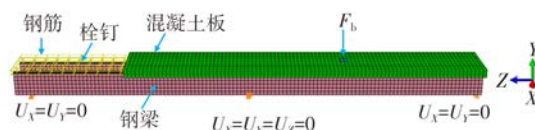


图2 组合连续梁热-力场模型

Fig. 2 Thermo-mechanical model of the composite continuous beam

2.3 有限元模型验证

本文采用张岗等^[2]进行的两跨组合连续梁火灾试验对有限元模型进行验证。钢梁的横截面尺寸、钢梁与混凝土板之间的连接方式、温度测点的位置及试验梁的详细构造见图3,试件材料参数取值详见表1。S2的上下翼缘及腹板、S3的上翼缘及腹板厚度均为6 mm,S3的下翼缘钢板厚度为10 mm。此外,S2与S3的钢梁腹板配置间距475 mm的横向加劲肋。

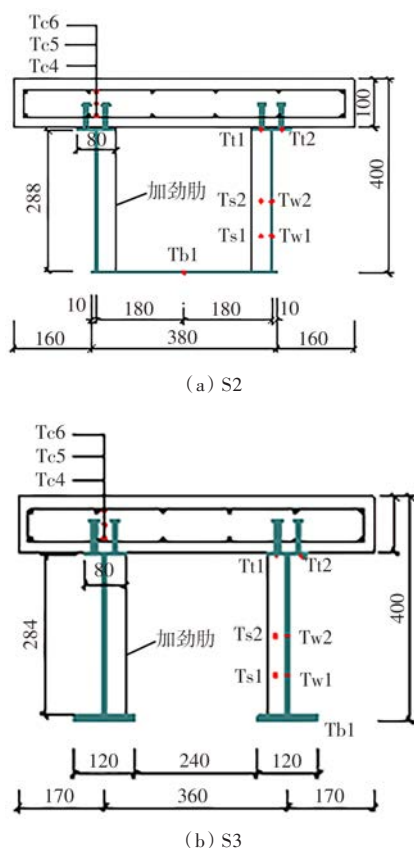


图3 组合梁构造及温度测点布置 mm

Fig. 3 Diagram of composite beam structure and temperature measurement point layout

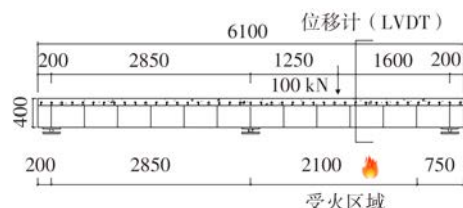
表 1 试验试件属性

Table 1 Properties of specimens

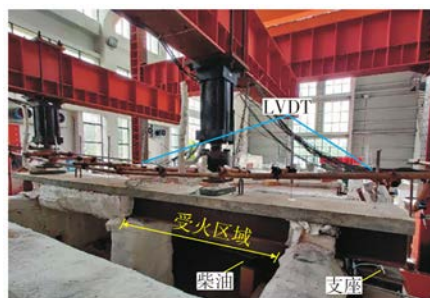
试验 来源	试件 编号	屈服强度		混凝土立方体 抗压强度 f_{cu}/MPa	钢筋保护层 厚度 c/mm	荷载 F_b/kN
		f_y/MPa				
		钢梁	钢筋			
张岗等 ^[2]	S2	374	445	75	25	100
	S3	372	445	75	25	100

组合连续梁的单跨跨度为 2850 mm, 梁总长为 6100 mm, 混凝土板宽度和高度分别为 700 和 100 mm。

连续梁在受火跨施加单个荷载,荷载加到目标值时持续一段时间后开始升温,通过布置的热电偶采集炉内空气和构件温度分布,通过布置的位移计来测量组合梁的挠度值。组合梁的立面、试验现场、受火区域和加载位置如图4所示。



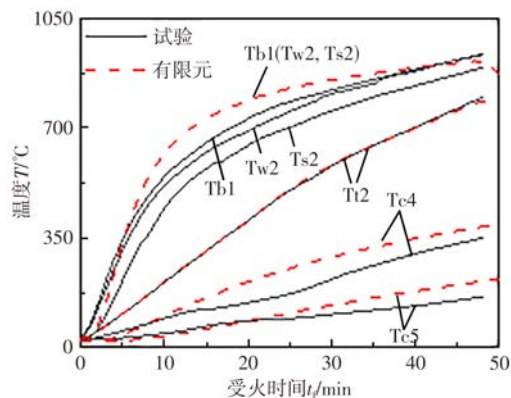
(a) 组合连续梁立面



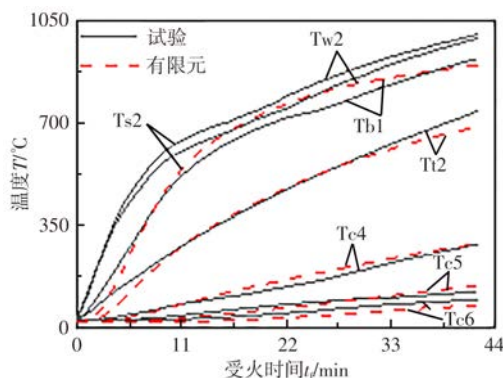
(b) 组合连续梁试验现场

图4 组合连续立面与试验现场 mm
Fig. 4 Elevation and experimental diagram of the composite continuous beam

组合连续梁各温度测点处有限元计算温度与试验温度对比如图 5 所示,图中各测点的位置见图 3。由于模型采用的表面热交换系数与实际工况存在差异,以及混凝土的导热系数与比热容受含水率、骨料体积分数与孔隙率等多因素影响,不同试件之间混凝土的导热系数与比热容有一定的离散性。因此,整体上有限元计算温度与试验实测温度有一定的温差,但总体而言,吻合良好。



(a) S2

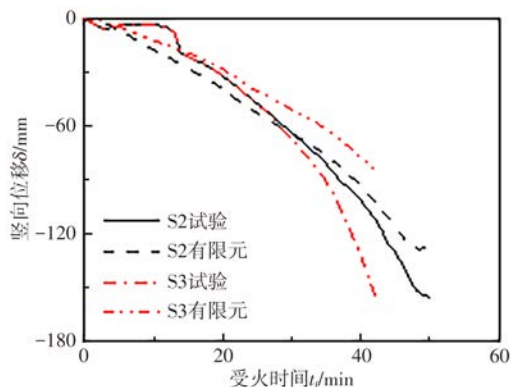


(b) S3

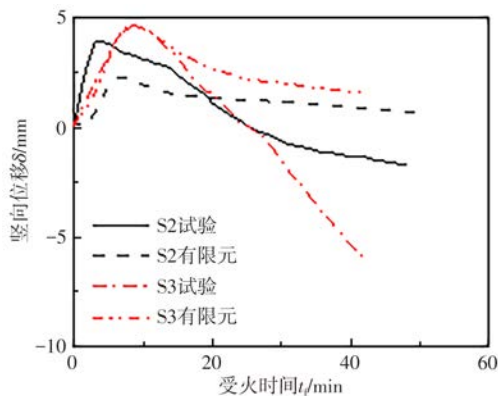
图5 组合连续梁测点温度有限元计算值与试验值对比

Fig. 5 Comparison of temperatures at measurement points between FE simulation and test for composite continuous beams

组合连续梁有限元计算位移值与试验值对比如图6所示。试验中,组合连续梁中间支座附近的板顶混凝土出现较多的裂缝,受火跨组合梁的转动受到的约束减弱,而有限元模型中没有考虑裂缝的影响,因此有限元计算的S2与S3受火跨的位移值小于试验值,有限元计算的非受火跨在受火10 min



(a) 受火跨



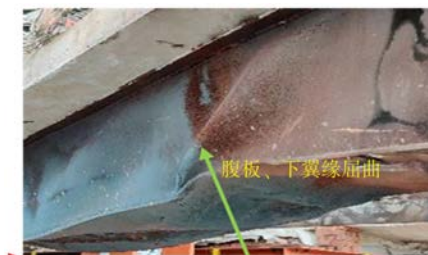
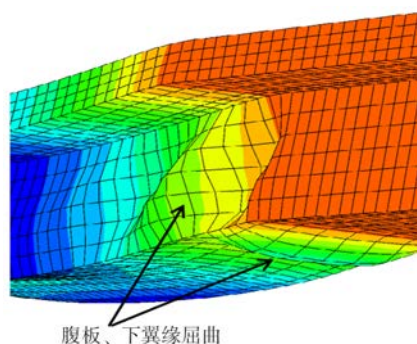
(b) 非受火跨

图6 组合连续梁测点位移有限元计算值与试验值对比

Fig. 6 Comparison of simulated and measured displacements at measurement points for composite continuous beams

后位移恢复值小于试验值。总体而言,有限元计算位移值与试验结果吻合良好。

S2的有限元计算变形云图与试验对比如图7所示。可见,受火过程中,连续梁S2的钢梁腹板及下翼缘发生局部屈曲,有限元计算变形与试验变形吻合良好。综上所述,本文建立的有限元模型是合理的。


 (a) 试验变形^[2]


(b) S2有限元计算变形

图7 有限元计算变形云图与试验对比

Fig. 7 Comparison of the deformation contour plot from FE analysis with test observations

3 火灾下钢-混凝土组合连续梁力学响应机理

在标准升温曲线 ISO 834 下,分析荷载比(μ)、边界条件、剪力连接度(η)、钢梁防火保护层厚度(θ_b)和局部受火工况对组合连续梁抗火性能的影响。荷载比(μ)为荷载产生的弯矩与常温下塑性弯矩的比值。基本模型参数为:混凝土立方体抗压强度 $f_{cu}=30$ MPa,钢梁屈服强度 $f_y=300$ MPa,钢筋与栓钉屈服强度 $f_y=400$ MPa。组合连续梁基础模型的尺寸、支撑方式和受火工况如图8所示,防火保护层的热工参数参照 GB 50936—2014《钢管混凝土结构技术规范》^[28]的建议取值:导热系数为 0.116 W/(m·°C),比热容为 1024 J/(kg·°C),密度为 500 kg/m³,模型参数的具体取值见表2。

3.1 钢-混凝土组合连续梁变形阶段

高温下,组合连续梁截面内力发生重分布现象,根据受火过程中组合连续梁典型截面弯矩与变形特

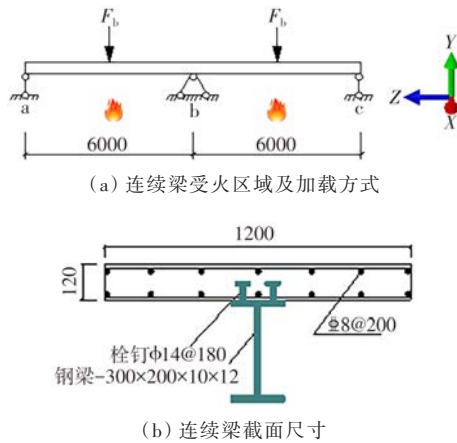
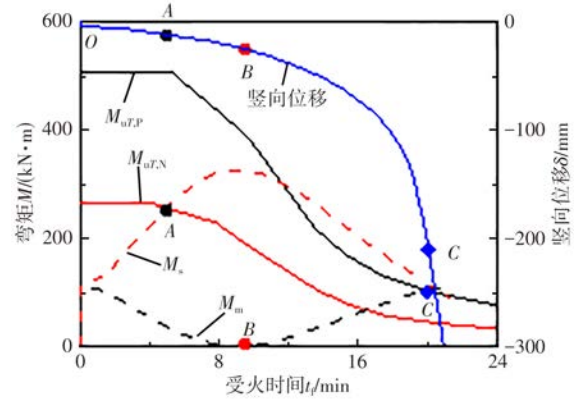


图8 组合连续梁参数分析算例示意 mm

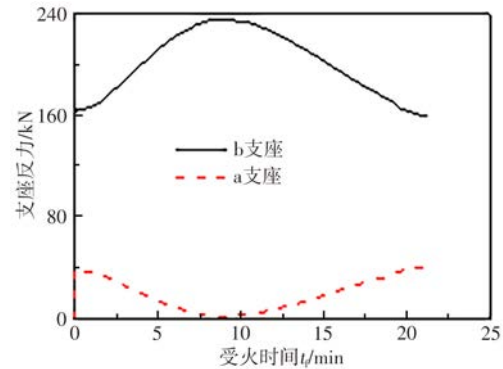
Fig. 8 Schematic diagram of parametric analysis examples for composite continuous beams

征,将其高温下的力学响应分为以下三个阶段:弹性、弹塑性以及塑性变形阶段。以CB-1为例阐述高温下组合连续梁力学响应过程,如图9所示,图中 M_m 为有限元计算跨中截面弯矩值, M_s 为有限元计算支座截面弯矩值, $M_{uT,P}$ 为高温下正弯矩承载力, $M_{uT,N}$ 为高温下负弯矩承载力,为直观对比,图中负弯矩取其绝对值。火灾下钢-混凝土组合梁的正弯矩承载力($M_{uT,P}$)与负弯矩承载力采用GB 51249—2017《建筑钢结构防火技术规范》^[29]建议公式计算。

第一阶段(OA):弹性阶段,A点为支座截面塑性屈服点。只承担集中荷载的组合连续梁跨中截面弯矩为正,支座截面弯矩为负。受火后,组合梁升温膨胀受到多余支座的约束,产生较大的负弯矩,则跨中截面正弯矩值减小,支座处负弯矩增大,受火至A时



(a) 弯矩与竖向位移-受火时间关系曲线



(b) 支座反力-受火时间关系曲线

图9 钢-混凝土组合连续梁的力学响应

Fig. 9 Mechanical response diagrams of steel-concrete composite continuous beams

刻时,支座截面的弯矩达到其高温负抗弯承载力 $M_{uT,N}$,形成第一个塑性铰。此阶段,组合连续梁变形较小,中支座b的反力增加,边支座a的反力减小。

第二阶段(AB):弹塑性阶段,B点为组合连续梁

表2 组合连续梁模型具体参数

Table 2 Specific parameters of composite continuous beam models

编号	μ	η	θ_0/mm	边界条件	跨数	火灾工况	耐火极限/min
CB-1	0.2	1	0	I	2	两跨	20
CB-2	0.3	1	0	I	2	两跨	18
CB-3	0.4	1	0	I	2	两跨	16
CB-4	0.2	1	0	II	2	两跨	55
CB-5	0.2	1	0	III	2	两跨	96
CB-6	0.4	1	10	I	2	两跨	61
CB-7	0.4	1	30	I	2	两跨	111
CB-8	0.2	0.5	0	I	2	两跨	20
CB-9	0.2	0.5	10	I	2	两跨	61
CB-10	0.2	0.5	30	I	2	两跨	111
CB-11	0.2	1	0	I	3	边跨	20
CB-12	0.4	1	0	I	3	中跨	120
CB-13	0.4	1	0	I	3	边跨和中跨	16
CB-14	0.4	1	0	I	3	三跨	15
CB-15	0.2	1	20	I	2	两跨	107

注: I类边界条件为中支座b的 $U_x=U_y=U_z=0$,边支座a和c的 $U_x=U_y=0$; II类边界条件为三个支座的 $U_x=U_y=U_z=0$, $UR_y=UR_z=0$; III类边界条件为中支座b的 $U_x=U_y=U_z=0$,边支座a和c的 $U_x=U_y=0$,支座a、b与c的 $UR_y=UR_z=0$,同时钢梁侧面约束Z轴方向的水平位移,即 $U_z=0$ 。

跨中截面弯矩值最小点。随着温度的继续增加(200~420 °C),组合梁升温膨胀产生的负弯矩仍大于变形产生的正弯矩,则跨中截面正弯矩值继续减小,受火至B时刻时,跨中截面的正弯矩值达到最小值。此阶段,组合梁的变形速率略微增加,中支座b的反力继续增加,边支座a的反力继续减小。

第三阶段(BC):塑性阶段,C点为组合连续梁失效点。B点后,钢梁材料性能劣化较为严重,组合梁抗弯承载力下降迅速,变形速率显著增加,则其跨中截面正弯矩值增加,受火至C时刻时,连续梁跨中截面弯矩达到其高温抗弯承载力 $M_{uT,P}$,形成第二个塑性铰而失效。此阶段中支座b的反力减少,边支座a的反力增加。

3.2 栓钉工作性能分析

图10为连续组合梁CB-1不同位置处栓钉根部受力性能随受火时间的变化曲线。可见,相同位置处的栓钉根部剪力值与应力值随受火时间增加而变化的趋势几乎一致,1/2跨处栓钉的剪力与应力值增加的速率显著高于其他位置处的栓钉。受火过程中,边支座处栓钉剪力与应力值较小,而中支座处栓钉的剪力与应力值随受火时间的增加而显著增加,各位置处的栓钉在受火过程中未屈服。梁端滑移随受火时间的增加而显著增加,且显著大于常温下的滑移值。

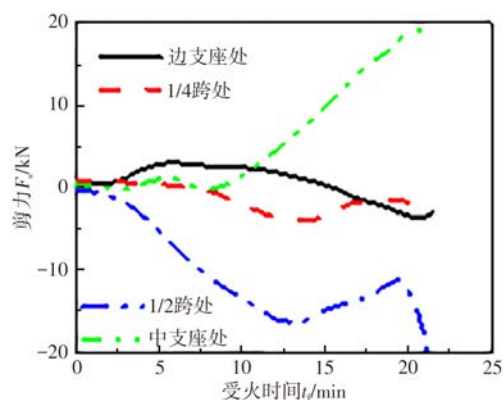
3.3 各参数的影响

3.3.1 荷载比 μ 的影响

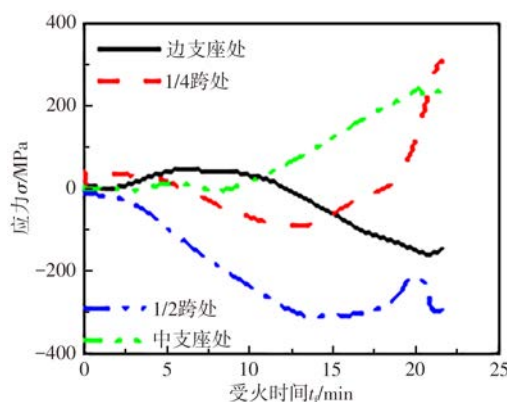
算例CB-1、CB-2和CB-3的设计荷载比分别为0.2、0.3和0.4。由图11可见,不同 μ 下的组合连续梁达到力学响应转折点A与B的时间较为接近。由图9、图11可看出,当 μ 从0.2增加到0.4时,组合梁耐火极限从20 min降低到16 min。

3.3.2 边界条件的影响

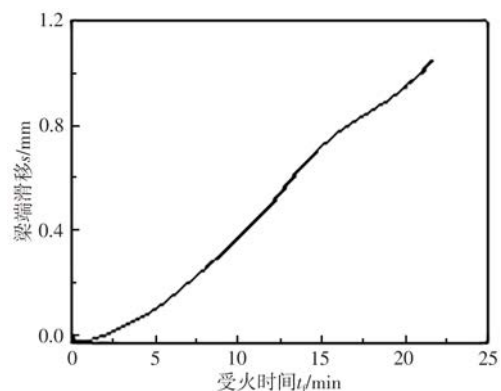
边界条件对组合连续梁抗火性能的影响如图12所示,图中负弯矩未取其绝对值。可见,不同边界条件下,都为支座截面先达到塑性抗弯承载力,形成第一个塑性铰。BC阶段,由于材料性能退化,连续梁的变形速率显著增加。受火至C时刻时,算例CB-4与CB-5的跨中截面达到塑性抗弯承载力,但由于其轴向膨胀受到约束,产生了悬链线效应,仍能继续承载,即连续梁的变形进入第四阶段:悬链线效应CD阶段。CD阶段,组合梁升温速率减缓,变形速率减小。最终算例CB-4与CB-5由于整体侧向失稳而失效,如图12中钢梁变形所示。相比较于算例CB-1,算例CB-5的耐火极限提升了76 min。



(a) 剪力-受火时间



(b) 应力-受火时间



(c) 梁端滑移-受火时间

图10 不同位置处栓钉根部受力与梁端滑移-受火时间关系曲线

Fig. 10 Relations between the force at stud roots and beam end slip at different locations

由于轴向膨胀受到的约束较强,算例CB-4与CB-5跨中截面的正弯矩在受火初期转变为负弯矩。

3.3.3 钢梁防火保护层厚度 θ_b 的影响

算例CB-6与CB-7的钢梁防火保护层厚度 θ_b 分别为10 mm和30 mm,钢梁保护层厚度 θ_b 对组合连续梁抗火性能的影响如图13所示。可见,由于防火保护层显著降低了钢梁升温速率,则截面抗弯承载力与跨中截面正弯矩减小的速率减缓。因此,连

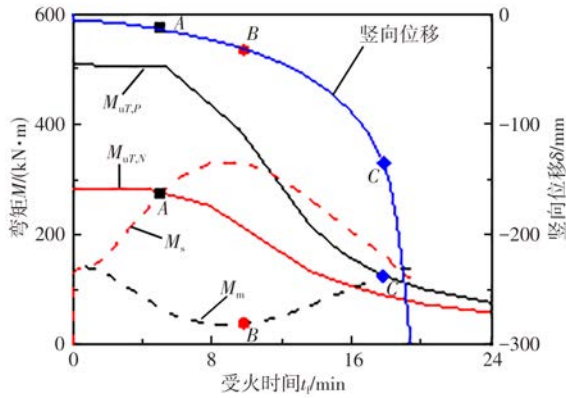
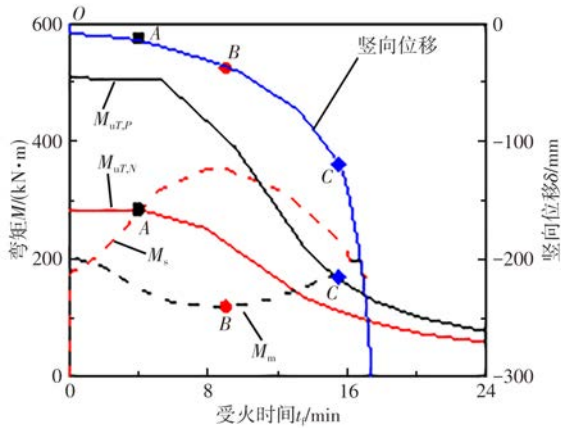

 (a) $\mu=0.3$

 (b) $\mu=0.4$

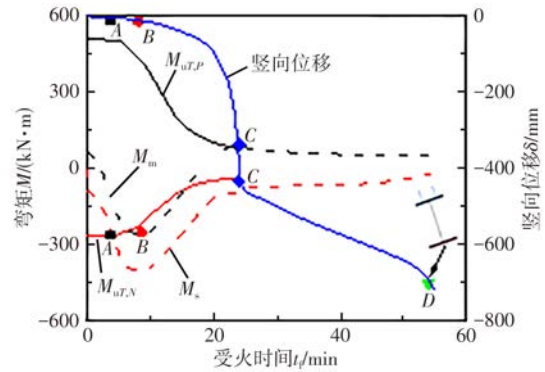
 图 11 荷载比 μ 对组合连续梁抗火性能的影响

 Fig. 11 Influence of load ratio μ on the fire resistance of composite continuous beams

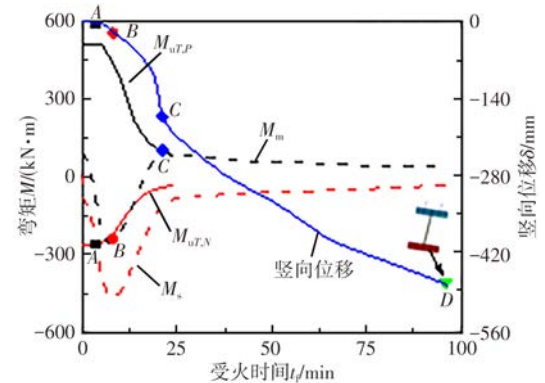
续梁的支座截面达到塑性抗弯承载力与跨中截面正弯矩达到最小值的时间随着 θ_b 的增加而延后,抗火性能得到提升。当 θ_b 由 0 mm 增加到 30 mm 时,连续梁的第一、二、三阶段的持续时间分别增加了 30, 27, 38 min。当 θ_b 为 30 mm 时,组合连续梁的耐火极限接近 2 h。

3.3.4 剪力连接度 η 的影响

剪力连接度 η 对组合连续梁抗火性能的影响如图 14 所示,剪力连接度 η 的计算参见 GB 50017—2017《钢结构设计标准》^[30]。可见:1)相同钢梁防火保护层厚度 θ_b 下,连续梁的竖向位移几乎不随 η 的改变而变化。2)仅受静力作用时,钢梁水平位移值小于混凝土翼板水平位移值,且梁端滑移值为负。受火后, θ_b 为 0 mm 的钢梁升温膨胀迅速,钢梁的水平位移值快速增加,梁端滑移值迅速转变为正值且随着受火时间的增加而增加。3)当 θ_b 不为 0 mm 时,钢梁升温膨胀速率减缓,在受火初期,钢梁水平位移值仍小于混凝土翼板水平位移值,梁端滑移值增加。



(a) II 类 (CB-4)



(b) III 类 (CB-5)

图 12 边界条件对组合连续梁抗火性能的影响

Fig. 12 Influence of boundary conditions on the fire resistance of composite continuous beams

受火分别约为 30 min 与 40 min 时, θ_b 为 10 mm 与 30 mm 的钢梁水平位移值大于混凝土翼板,梁端滑移方向发生了改变。4) θ_b 为 0 mm 时, η 为 1 的连续梁的梁端滑移显著小于 η 为 0.5 的连续梁,而当 θ_b 为 10 mm 与 20 mm 时,不同 η 下的梁端滑移值较为接近。

以钢梁防火保护层厚度 θ_b 为 0 mm 的组合连续梁为例阐述剪力连接度 η 对其栓钉受力性能的影响,如图 15 所示。可见:随着剪力连接度 η 的减小,栓钉根部的剪力与应力值都增加,且支座处栓钉剪力与应力值增加的幅度最为显著;当 η 为 0.5 时,连续梁边支座处的栓钉受火约 5 min 时屈服。

3.3.5 局部火灾工况

图 16 为三跨钢-混凝土组合连续梁分别作用于边跨受火 (CB-11),中跨受火 (CB-12),边跨和中跨共同受火 (CB-13) 和三跨同时受火 (CB-14) 共四种典型局部火灾工况示意,组合梁变形与典型截面弯矩随受火时间变化如图 17 所示。

组合连续梁在集中荷载作用下,三跨梁均出现向下的弯曲变形。单跨受火时,连续梁直接受火跨产生较大的竖向位移,由于支座可以发生转动,则

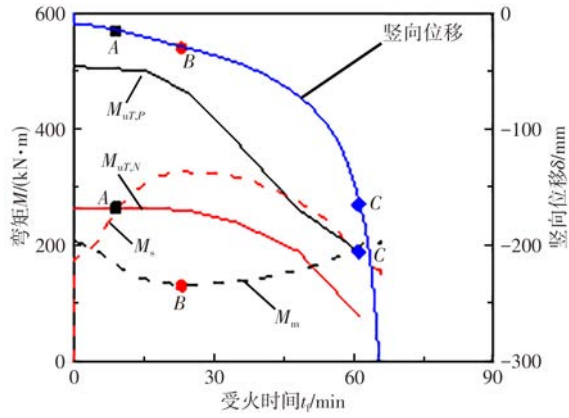
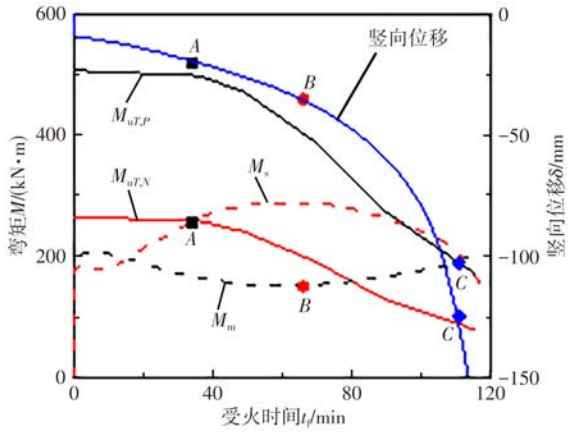

 (a) $\theta_b = 10 \text{ mm}$

 (b) $\theta_b = 30 \text{ mm}$

 图 13 钢梁防火保护层厚度 θ_b 对组合连续梁抗火性能的影响

 Fig. 13 Influence of fire protection layer thickness θ_b for steel beams on the fire resistance of composite continuous beams

相邻非受火跨的竖向位移减小,但仍为向下的弯曲变形,如图 16(a)、(b)所示。

当边跨与中跨共同受火或三跨同时受火时,由于中跨受到的约束强于边跨,则中跨的竖向位移小于边跨,如图 16(c)、(d)所示。

组合梁变形与典型截面弯矩随受火时间变化如图 17 所示,图中 $M_{s,b(c)}$ 为有限元计算支座 b 和支座 c 处的弯矩值, $M_{m,ab(bc,cd)}$ 为有限元计算 ab 跨与 bc 跨和 cd 跨的跨中弯矩值。

由图 17(a)可见:受火约 6 min 后,支座 b 截面达到塑性抗弯承载力,形成第一个塑性铰;受火约 20 min 后,ab 跨的跨中截面达到塑性抗弯承载力,形成第二个塑性铰,此时组合梁 CB-13 的 ab 跨变成机动体系而破坏。

由图 17(b)可见:由于 CB-12 施加的荷载大于 CB-11,则 CB-12 支座截面出现塑性铰的时间早于 CB-11,支座 b 和 c 同时达到抗弯承载力;受火约

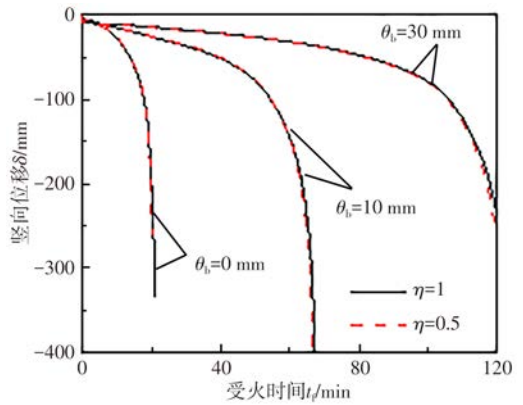
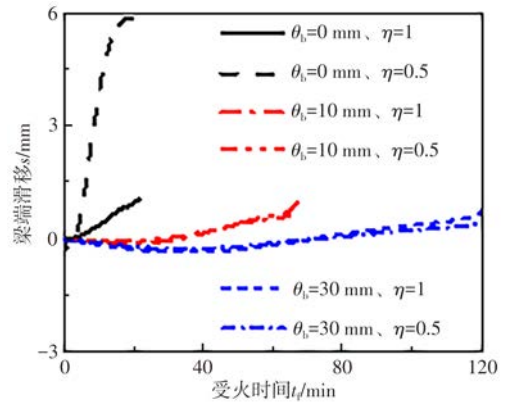

 (a) 竖向位移(δ)-受火时间(t_f)关系曲线

 (b) 梁端滑移(s)-受火时间(t_f)关系曲线

图 14 剪力连接度对组合连续梁抗火性能的影响

Fig. 14 Influence of shear connection degree on the fire resistance of composite continuous beams

17 min 后, bc 跨的跨中截面达到其抗弯承载力,但由于 bc 跨的轴向位移受到较强约束,产生了悬链线效应,连续梁在受火的 2 h 内没有失效。

由图 17(c)可见:支座 b 两侧的梁受火,其截面负弯矩增加速率高于支座 c,则中支座 b 截面在受火约 4 min 时达到塑性抗弯承载力,形成第一个塑性铰;受火约 12 min 时,中支座 c 截面达到塑性抗弯承载力,形成第二个塑性铰;由于支座 b 处形成塑性铰,边跨转动受到的约束减弱,且组合梁的抗弯刚度迅速退化,则组合梁 CB-13 的边跨 ab 在较短的受火时间内达到塑性抗弯承载力,形成第三个塑性铰,而此时中跨 bc 仍能继续承载。

由图 17(d)可见:组合连续梁在对称荷载与对称受火工况下,支座 b 与 c 在受火约 4 min 时同时达到塑性抗弯承载力,形成第一个塑性铰;受火约 15 min 时,ab 跨与 cd 跨的跨中截面达到正弯矩抗弯承载力,形成第二个塑性铰,组合梁 CB-14 的 ab 跨与 bc 跨形成机构而破坏,此时中跨 bc 仍具有承载力。

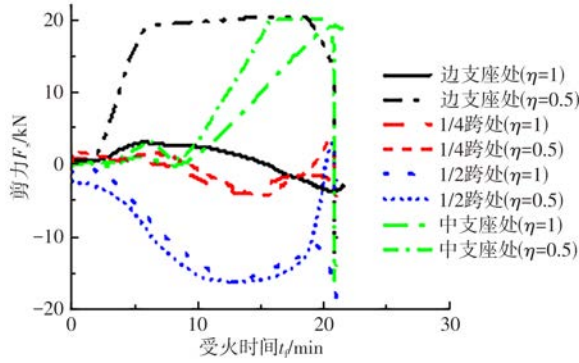
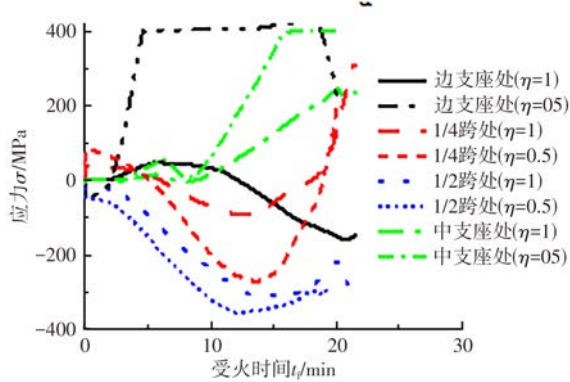

 (a) 剪力(F_s)-受火时间(t_f)关系曲线

 (b) 应力(σ)-受火时间(t_f)关系曲线

图 15 不同剪力连接度下栓钉工作性能

Fig. 15 Working performance of studs under different shear connection degrees

3.4 组合连续梁耐火极限与防火设计建议

不同工况下的组合连续梁的耐火极限见表 2。可知:无轴向约束的两跨连续梁与三跨连续梁的边跨,其耐火极限与无防火保护的工字钢-混凝土组合简支梁相近,约为 20 min。无轴向约束的连续梁

在受火过程中未产生悬链线效应,影响其耐火极限的主要因素为钢梁温度。钢梁无防火保护层时,受火的前 15 min 内,钢梁的温度就已达 600 °C,因此荷载比与剪力连接度对无轴向约束的连续梁的耐火极限影响较小。

增加防火保护层厚度与约束轴向位移,可显著提升组合连续梁的抗火性能。当无轴向约束的两跨连续梁防火保护层厚度为 20,30 mm 时,耐火极限约为 107,111 min。三跨连续梁的中跨,在升温后期产生了悬链线效应,荷载比为 0.4 时能满足 2 h 耐火极限。由此可见,针对工程中常见荷载比为 0.4 的组合梁,可采用“边跨加强、中跨简化”的差异化防火保护层设计,即边跨因无悬链线效应耐火极限短,防火保护层厚度按 GB 51249—2017^[29]中简支梁计算,中跨因悬链线效应显著,可不进行防火保护或为减小受火初期的挠度略微进行防火保护。

4 结束语

采用合理的材料热力本构关系,对钢-混凝土组合连续梁的火灾行为进行了数值分析,通过试验验证与对比分析,得到以下结论:

1) 三跨连续梁的中跨,其变形经历弹性、弹塑性、塑性及悬链线效应四个阶段,悬链线效应应使其所需的防火保护层厚度减少;随着约束刚度的减小,即当梁的约束刚度降低至三跨连续梁的边跨水平时,梁的失效模式由整体侧向失稳转为承载力不足而失效,此时因无悬链线效应其抗火性能相当于简支梁。

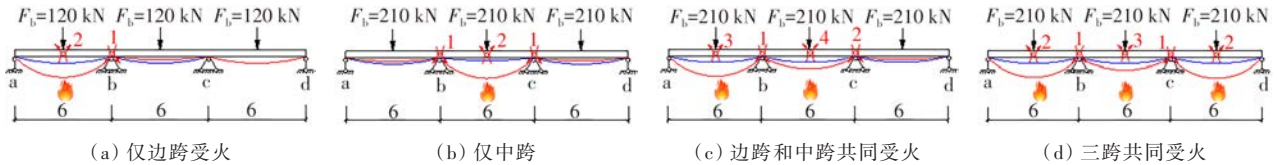


图 16 局部火灾工况下三跨连续梁位移分布及塑性铰形成示意 m

Fig. 16 Schematic diagram of displacement distribution and plastic hinge formation in a three-span continuous beam under local fire conditions

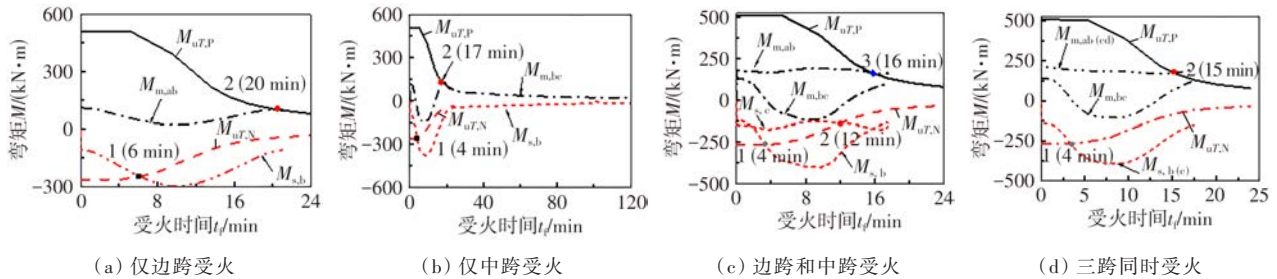


图 17 局部火灾工况对组合连续梁抗火性能的影响

Fig. 17 Influence of local fire conditions on the fire resistance of composite continuous beams

2) 由于组合梁升温膨胀受到多余支座的约束, 产生较大的负弯矩, 其支座处塑性铰形成的时间早于跨中。此外, 组合连续梁跨中截面正弯矩值在受火初期减小甚至可能转变为负弯矩。受火过程中, 连续梁产生了剧烈的内力重分布。

3) 组合连续梁的耐火极限几乎不受剪力连接度 η 的影响, 钢梁无防火保护层时, 连续梁梁端滑移值随着 η 的增加而显著减小。随着防火保护层厚度的增加, 剪力连接度 η 对梁端滑移的影响减弱, 且梁端滑移值显著减小。

4) 针对工程中常见荷载比 0.4 的组合梁, 可采用“边跨加强、中跨简化”的差异化防火保护层设计, 即边跨防火保护层厚度按 GB 51249—2017 中简支梁计算, 中跨可不进行防火保护或为减小受火初期的挠度略微进行防火保护。

参考文献

- [1] Naser M Z, Kodur V K R. Comparative fire behavior of composite girders under flexural and shear loading [J]. *Thin-Walled Structures*, 2017, 116: 82–90.
- [2] 张岗, 宋超杰, 李徐阳, 等. 碳氢火灾下钢-混组合梁破坏试验研究[J]. *中国公路学报*, 2022, 35(6): 135–146.
- [3] Dias J V F, Siciliano B M, Nery L S, et al. Lateral distortional buckling of continuous composite beams in fire situation: experimental and numerical analyses [J]. *Fire Safety Journal*, 2023, 140: 103893.
- [4] 王高峰. 油罐车火灾下钢-混凝土组合连续箱梁桥工作性能研究 [D]. 西安: 长安大学, 2019.
- [5] 李徐阳, 张岗, 袁卓亚, 等. 燃油火灾下钢-混组合连续箱梁破坏行为[J]. *长安大学学报(自然科学版)*, 2023, 43(5): 40–50.
- [6] 宋超杰, 张岗, 秦智源, 等. 钢板组合连续桥梁的耐火极限 [J]. *长安大学学报(自然科学版)*, 2019, 39(6): 89–98.
- [7] 周焕廷, 梁中政. 负弯矩区钢梁局部增强的连续组合梁抗火性能参数分析[J]. *武汉理工大学学报(交通科学与工程版)*, 2023, 47(3): 492–498.
- [8] Zhou H T, Hao C L, Zheng Z Y, et al. Numerical studies on fire resistance of prestressed continuous steel-concrete composite beams [J]. *Fire Technol*, 2020, 56(3): 993–1011.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] 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.
- [12] Lie T T. A procedure to calculate fire resistance of structural members [J]. *Fire Mater*, 1984, 8(1): 40–48.
- [13] 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.
- [14] 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.
- [15] 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.
- [16] 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.
- [17] British Standards Institution. Eurocode 2: design of concrete structures—part 1–2: general rules—structural fire design: EC 1992–1–2[S]. Brussels: British Standards Institution, 2004.
- [18] 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.
- [19] 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.
- [20] 王文君. 方钢管混凝土柱-组合梁空间框架抗火分析与设计方法 [D]. 长沙: 中南大学, 2024.
- [21] Wang W J, Jiang B H, Ding F X, et al. Numerical analysis of simply supported two-way reinforced concrete slabs under fire [J]. *Computers and Concrete*, 2023, 31(6): 469–484.
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] Ding F X, Wang W J, Jiang B H, et al. Numerical analysis of simply supported one-way reinforced concrete slabs under fire condition [J]. *Computers and Concrete*, 2021, 27(4): 355–367.
- [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] 丁发兴, 吴霞, 向平, 等. 多类混凝土和各向同性岩石损伤比强度准则 [J]. *土木工程学报*, 2021, 54(2): 50–64.
- [27] 丁发兴, 吴霞, 余志武. 工程材料损伤比强度理论 [M]. 北京: 科学出版社, 2022.
- [28] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢管混凝土结构技术规范: GB 50936—2014[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- [29] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑钢结构防火技术规范: GB 51249—2017[S]. 北京: 中国计划出版社, 2017.
- [30] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

Mechanical Response Mechanism of Steel–Concrete Composite Continuous Beams Under Fire

Wenjun Wang¹ Faxing Ding^{1,2} Binhui Jiang¹ Xia Yan¹ Fei Lyu¹ Liping Wang¹

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China;

2. Engineering Technology Research Center for Prefabricated Construction Industrialization of Hunan Province, Changsha 410075, China)

Abstract:

This paper employed the ABAQUS finite element (FE) software to conduct a three-dimensional shell-solid FE analysis on the fire resistance of steel-concrete composite continuous beams. Based on validation of the FE model, the effects of load ratio, load position ratio, shear connection ratio, and fire protection layer thickness of steel beams on the fire resistance of continuous beams were subsequently investigated. Additionally, the relations between the variation of internal forces and the deformation stages of composite continuous beams under fire were elucidated. It further revealed the mechanical response mechanisms, including the interface slip behavior, the formation of plastic hinges, and the failure modes. Based on these findings, a differentiated fire protection design strategy of “reinforcing the side spans while simplifying the mid-span” was proposed. The analysis results revealed that: 1) The mid-span of the three-span continuous beam underwent four deformation stages: elastic, elastoplastic, plastic, and catenary action. The catenary effect reduced the required thickness of the fire protection layer. As the restraint stiffness decreased, particularly in the edge span of the continuous beam, the failure mode of the beam shifted from overall lateral instability to failure due to insufficient bearing capacity. In such cases, the fire resistance was equivalent to that of a simply-supported beam due to the absence of the catenary effect. 2) Due to the thermal expansion of the composite beam being constrained by the intermediate supports, a large negative bending moment was generated. Consequently, the plastic hinge at the supports formed earlier than that at the mid-span. Additionally, the positive bending moment at the mid-span of the composite continuous beam decreased or even reversed to negative in the early stages of the fire. Throughout the fire exposure, the continuous beam underwent a significant redistribution of internal forces. 3) The fire resistance of the composite continuous beam was almost unaffected by the shear connection degree η . However, when the steel beam had no fire protection, the end slip decreased significantly with increases in η . As the thickness of the fire protection layer increased, the influence of η on the beam-end displacement weakened, and the end slip was markedly reduced. 4) For composite beams with a load ratio of 0.4, a differentiated fire protection strategy was adopted, which was characterized as “reinforcing the side spans while simplifying the mid-span”. Specifically, the fire protection thickness for the side spans was determined in accordance with the calculation method for simply-supported beams stipulated in the GB 51249—2017 *Code for Fire Safety of Steel Structures in Buildings*. For the mid-span, fire protection could be omitted entirely, or a minimal layer could be applied to mitigate early-stage deflection during a fire.

Keywords: steel-concrete composite continuous beam; fire resistance limit; mechanical response mechanism; redistribution of internal forces; shear connection degree