

·土木工程·

DOI:10.12454/j.jsuese.202301038



本刊网刊

装配式混凝土叠合梁耐火性能试验研究与数值分析

刘延春¹, 孙书琪¹, 刘才玮^{1*}, 王鹏霏¹, 鲁秀亮², 毛家园¹, 苗吉军¹

(1. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛 266033; 2. 北京工业大学 城市建设学部, 北京 100124)

摘要: 本文设计8根混凝土“T”形叠合梁, 首先通过耐火试验研究持荷水平、叠合参数及混凝土保护层厚度对叠合梁耐火极限的影响; 然后, 采用ABAQUS的库仑-内聚力混合模型, 模拟火灾下叠合梁中现浇板与预制板、预制梁之间的接触作用; 最后, 提出综合考虑持荷水平、叠合参数、跨高比及混凝土保护层厚度的叠合梁耐火极限计算方法。结果表明: 持荷水平对叠合梁耐火极限的影响较为显著, 持荷水平越高, 耐火极限越小; 叠合参数对叠合梁的耐火极限影响较小; 跨高比对叠合梁耐火极限有一定影响, 且随跨高比的增加, 梁的耐火极限呈下降趋势; 随混凝土保护层厚度的增加, 耐火极限趋于线性增长。模拟与试验结果对比表明, 采用库仑-内聚力混合模型可较准确地模拟叠合梁耐火性能。本文提出的叠合梁耐火极限计算方法具有较高的精确度, 其公式值与试验值误差约为3%~11%, 可为后续叠合梁耐火性能设计提供理论依据。

关键词: 装配式混凝土叠合梁; 火灾; 裂缝; 温度场; 耐火极限

中图分类号: TU375.1

文献标志码: A

文章编号: 2096-3246(2025)03-0160-11

随着建筑工业化逐渐成为建筑业主要发展方向, 预制装配式结构因其经济和环境效益, 已在世界范围内成为建筑行业的一种重要结构选择^[1]。同时, 火灾会造成大量人员伤亡和财产损失。故开展关于预制装配式混凝土结构耐火性能的研究具有重要意义。

近年来, 学者们对普通混凝土梁耐火性能进行了广泛而深入的研究。韩蕊等^[2]通过建立混凝土“T”形约束梁耐火性能分析的有限元模型, 研究高温下混凝土“T”形约束梁耐火极限 R_T 、破坏形态、变形特点及内力重分布现象。韩重庆等^[3]对4根混凝土连续梁进行抗火性能研究, 分析不同持荷水平下3面受火“T”形连续梁的 R_T 变化规律。刘才玮等^[4]通过对火灾后的简支梁进行动力测试及承载力试验, 提出火灾后损伤评估方法。由于预制装配式混凝土叠合梁(以下简称叠合梁)中存在叠合面, 其抗弯性能势必会受到叠合高度、叠合面摩擦系数的影响, 因此亟需对其耐火性能进行研究。

为充分考虑叠合面相互作用和混凝土梁裂缝的

影响, 当前很多学者对叠合梁的受力性能进行了研究。赵志方等^[5]综合考虑叠合面粗糙程度、混凝土强度及应力状态, 给出了其在抗拉、压剪等多种状态下的黏结计算公式。Rueda-García等^[6-7]研究了现浇板厚度和宽度对无腹板配筋组合钢筋混凝土梁竖向抗剪强度的影响。Esfahani等^[8]对15根混凝土梁进行不同温度下的预损伤试验, 得到了梁的裂缝形态、宽度和挠度随荷载变化的曲线。刘才玮等^[9]对14根混凝土叠合梁分别进行火灾及灾后静载试验, 研究荷载比、受火时间、叠合参数对其高温后残余抗弯性能的影响, 并提出高温后叠合梁残余承载力计算方法。

然而, 由于试验成本高、周期长及试验场地不足等现实因素, 目前研究者对装配式构件的研究仍停留在数值模拟方面。何涛^[10]基于ABAQUS建立叠合梁和现浇梁热-力耦合模型, 对比分析了叠合面摩擦系数、滑移及受压区混凝土和纵筋应力随时间变化规律。Ding等^[11]通过建立矩形截面不锈钢组合梁的耐火分析模型, 对影响其耐火性能的关键因素进行参数

收稿日期:2023-12-18 修回日期:2024-03-19 网络出版日期:2024-05-30

基金项目:山东省自然科学基金项目(ZR2021ME228);中国博士后基金项目(2018M632640);山东省博士后创新项目(2019057);青岛市博士后应用研究项目(2018103)

作者简介:刘延春(1971—),女,高级实验师.研究方向:结构抗火. E-mail:lyc@qut.edu.cn

*通信作者:刘才玮,副教授, E-mail:03150053@163.com

化分析,并给出不锈钢混凝土梁在火灾作用下临界温度的预测方法。Zhou等^[12]建立预应力连续组合梁(PCCBs)数值模型,分析研究荷载比、外筋相对交叉截面面积、界面跨深比各响应参数对PCCBs板耐火性能的影响。张大山等^[13]通过试验研究荷载水平对叠合梁抗火性能的影响,并与整浇梁进行对比分析,但其所提的耐火极限计算方法未考虑叠合高度和保护层厚度的影响,适用性尚待进一步研究。

综上所述,当前针对现浇混凝土梁的耐火性能研究较多,但针对叠合梁的较少;叠合梁多集中于常温下的性能研究,而针对耐火性能的研究较多集中在数值模拟方面,试验研究较少,且适用于叠合梁 R_T 的计算方法尚不完善。基于此,本文设计制作8根“T”形叠合梁,采用试验与数值模拟相结合的方式研究叠合梁耐火性能,根据已验证的模型进行参数分析,提出适用叠合梁的 R_T 计算方法,以期为叠合梁的耐火性能设计提供参考。

1 试验

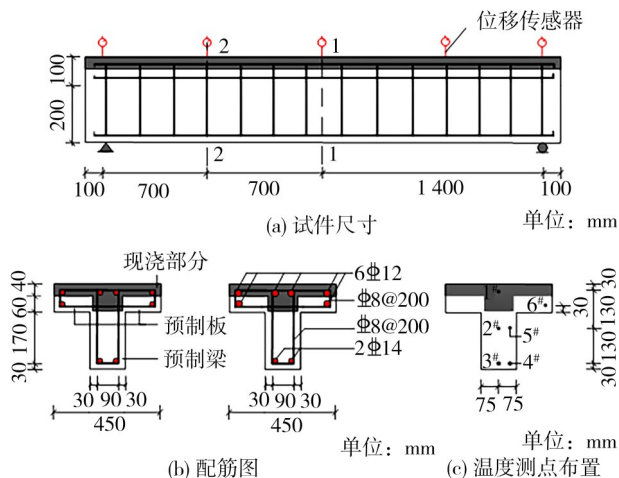
1.1 试件设计及制作

试件尺寸、配筋和温度测点布置如图1所示。设计制作8根混凝土“T”形叠合梁,梁的长、宽、高分别为3 000、150、300 mm,翼缘的宽、高分别为450、100 mm,保护层厚度为30、20 mm,叠合高度为40、60 mm。试件的截面尺寸如图1(a)所示。

叠合梁由预制部分和现浇部分构成,预制部分包括预制板和预制梁。预制构件完成初凝后对接触面进行拉毛处理,根据《规范》^[14]要求,预制板表面的凹凸高度差 ≥ 4 mm。所有试件均采用C35商品混凝土浇筑。混凝土立方体试块28 d实测平均强度为36.7 MPa。钢筋等级均为HRB400,钢筋力学性能如表1所示。试件浇筑及配筋图如图1(b)所示。

为测量火灾过程中试件挠度,在试验梁计算跨度的每1/4处安装1个差动式位移传感器(图1(a))。为测量火灾试验期间试件截面的温度变化,在浇筑混凝土前按耐火试验方法在叠合梁中预埋量程为1 300 ℃的镍铬-镍硅K型热电偶^[15],热电偶布置在跨中(截面1-1)和距离跨中700 mm处(截面2-2),两个截面分别布置6个热电偶,温度测点布置如图1(c)所示。

对试件在不同持荷水平 q (常温下使用荷载设计值与极限荷载设计值之比)、预制板高度 h 和保护层厚度 c 下进行恒载升温试验。试件编号规则如图2所示。为提高试验效率且保证试验质量,火灾试验共分为两组进行,每组4根梁,试验分组情况如表2所示。



注:以保护层厚度为30 mm、叠合高度为40 mm的梁为例。

图1 试件尺寸、配筋和温度测点布置

Fig. 1 Specimen size, reinforcement, and temperature measurement points layout

表1 钢筋力学性能实测结果

Tab. 1 Test results of mechanical properties of steel reinforcements

种类	屈服强度/ MPa	抗拉强度/ MPa	弹性模量/ MPa	伸长率
C10	463	609.5	2.00	20.1
C14	553	654.0		20.5

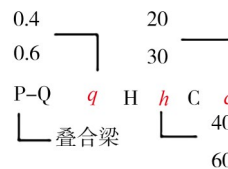


图2 试件编号规则

Fig. 2 Specimen numbering rules

表2 叠合梁试件分组

Tab. 2 Grouping of specimens

分组	编号	q	h/mm	c/mm
1	P-Q4H40C20	0.4	40	20
	P-Q4H60C20		60	
	P-Q6H40C20	0.6	40	
	P-Q6H60C20		60	
2	P-Q4H40C30	0.4	40	30
	P-Q4H60C30		60	
	P-Q6H40C30	0.6	40	
	P-Q6H60C30		60	

注:为方便论述,以下均用叠合参数 γ_h (预制板厚度与翼缘厚度之比)代替预制板厚度 h , $h=40$ mm,即 $\gamma_h=0.4$ 。

1.2 试验概况

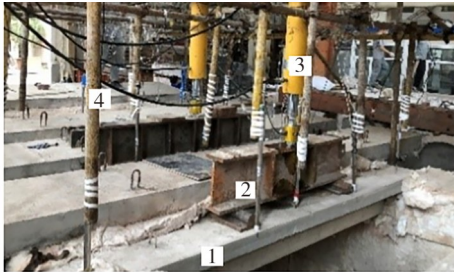
1.2.1 火灾前预加载

恒载升温试验在山东建筑大学结构实验室进行。

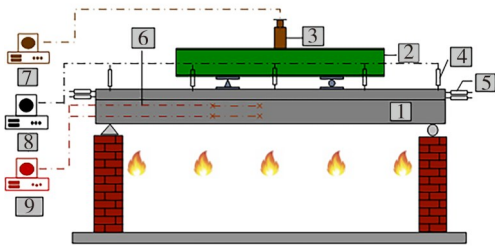
火灾前使用液压千斤顶在叠合梁顶部三等分点进行加载, q 为 0.4、0.6, 对应荷载分别为 13.74、20.61 kN/m, 计算跨度为 2.8 m, 故千斤顶的荷载恒定值分别为 38.47、57.70 kN。

1.2.2 火灾试验

裂缝发展完全后进行火灾试验, 火灾炉加热曲线采用 ISO834 标准升温曲线^[16]。为测量预制部分与现浇部分之间的相对滑移量, 在叠合梁两端各布置两台千分表。根据试验分组和加载要求, 对火灾炉进行改造, 试验布置如图 3 所示。



(a) 试验现场布置



(b) 火灾炉剖面

1. 叠合梁; 2. 分配梁; 3. 千斤顶; 4. 位移传感器; 5. 千分表; 6. 热电偶; 7. 数显压力表; 8. 位移采集仪; 9. 温度采集仪。

图 3 试验布置

Fig. 3 Test layout

由 GB/T 9978.1—2008^[17]中要求可知, 火灾下梁的挠度超过以下任一条件时, 丧失承载能力, 达到 R_T :

1) 极限弯曲变形量超过 $L^2/400d$, 其中: L 为试件的净跨度; d 为试件截面上的抗压点与抗拉点之间的距离, mm。

2) 当变形量超过 $L/30$ 时, 极限弯曲变形速率超过 $L^2/9\ 000d$ 。

根据判定条件计算可得, 针对保护层厚度为 20、30 mm 的叠合梁, 当其最大挠度值分别达到 74、77 mm 时, 将该时间点认定为构件的耐火极限。

2 试验结果

2.1 火灾前预加载结果与分析

采用康科瑞裂缝宽度仪测量裂缝宽度, 其量程为 10.00 mm, 精度为 0.01 mm。火灾前叠合梁加载试验结果如表 3 所示。表 3 中, ω_{\max} 为最大裂缝宽度, l_{cr} 为

平均裂缝间距, M_{cr} 为开裂荷载, f 为跨中挠度。由表 3 可知:

1) 与 γ_h (用球体大小表示)、 c 相比, q 的影响较为显著。 q 为 0.6 的 ω_{\max} 较 q 为 0.4 的增加 40%, f 增加 40%~50%, l_{cr} 减小 20%~30%, M_{cr} 增加 5%~10%。由于 q 越大, 受拉区混凝土越易达到极限抗拉强度, 会产生较多且较宽的裂缝, 使叠合梁刚度减小、变形增大。

2) 当 q 、 c 相同时, γ_h 为 0.6 的 ω_{\max} 较 γ_h 为 0.4 基本不变, f 减小 5% 左右。这是由于 γ_h 越高, 预制混凝土受压区高度相对越大, 抵抗变形能力越强。

3) 当 q 、 γ_h 相同时, c 为 30 mm 的 ω_{\max} 较 c 为 20 mm 基本不变, M_{cr} 增加 10% 左右, l_{cr} 增加 20%~30%, f 增加 10% 左右。这是由于 c 越大, 叠合梁截面有效高度越小, 抵抗变形能力越弱。

表 3 火灾前叠合梁加载试验结果

Tab. 3 Results of loading tests of composite beams before the fire

编号	ω_{\max}/mm	l_{cr}/mm	M_{cr}/kN	f/mm
P-Q4H40C20	0.18	278	23	4.2
P-Q4H60C20	0.16	213	24	4.0
P-Q6H40C20	0.26	177	24	6.3
P-Q6H60C20	0.25	164	27	5.9
P-Q4H40C30	0.17	260	28	4.8
P-Q4H60C30	0.17	306	25	4.5
P-Q6H40C30	0.26	215	30	6.8
P-Q6H60C30	0.26	221	28	6.6

2.2 炉温曲线

预加载至裂缝发展完全后进行火灾试验, 火灾试验结束后继续采集数据, 当叠合梁截面温度低于 300 °C 时打开炉盖, 停止所有数据采集。火灾试验按照 ISO834 标准升温曲线升温。火灾炉实际升温曲线与标准升温曲线对比如图 4 所示。由图 4 可知, 实际炉温与标准升温曲线基本吻合。

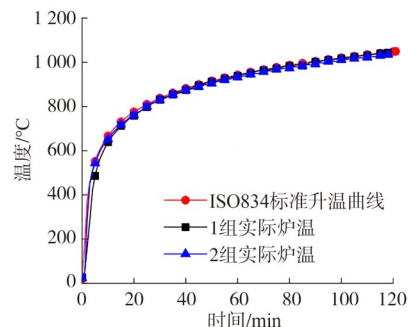


图 4 火灾炉实际升温曲线与标准升温曲线对比

Fig. 4 Comparison of actual and standard temperature rise curves of fire furnace

2.3 火灾试验现象

2.3.1 表现现象

8根叠合梁前15 min的耐火性能试验现象相似。点火升温约7 min,梁顶出现水蒸汽,随着温度升高,水蒸汽蒸发量持续增长,15 min左右试件产生爆裂声。 q 为0.4的梁点火约17 min后,跨中顶部出现小面积水渍;28 min时,水渍逐渐溢出汇集成片;37 min时,水渍沸腾;48 min时,水渍消失。 q 为0.6较 q 为0.4时水渍出现和消失的时间晚5~10 min。 q 越高,叠合梁底部受拉区拉应力越大,当达到极限抗拉强度时,出现大量的龟裂裂纹,有利于内部水蒸汽沿梁底逃逸,延缓梁顶水蒸汽溢出速度。

2.3.2 开裂情况

降到室温后观察两组叠合梁裂缝发展情况,裂缝扩展如图5所示。由图5可知:

1)试件腹板处出现密集的微裂缝,且 q 越大,微裂缝越密集。这是由于 q 越大,梁底部混凝土越容易达到极限抗拉应变,会产生大量龟裂裂缝。

2)当 γ_h 、 c 相同时, q 越大, ω_{max} 越大。P-Q6H40C30

较P-Q4H40C30的 ω_{max} 大38%左右。这是因为荷载是导致试件底部受拉、开裂的主要原因。

3) γ_h 为0.6的试件裂缝宽度较小且数量较少。P-Q6H40C20较P-Q6H60C20的 ω_{max} 大8.5%,因为 γ_h 为0.6更接近梁的翼缘高度。

4) c 为30 mm的试件裂缝宽度稍小,P-Q4H60C20较P-Q4H60C30的 ω_{max} 大15.8%。由于 c 越大,受火时混凝土内部温度越低,钢筋与混凝土的强度下降较少,从而产生的裂缝宽度较小。

由于试件加工过程中的振捣使混凝土内部结构较为密实,环境升温时阻碍了水分子的运动^[18],从而引发混凝土发生爆裂,试件破坏形态如图6所示。

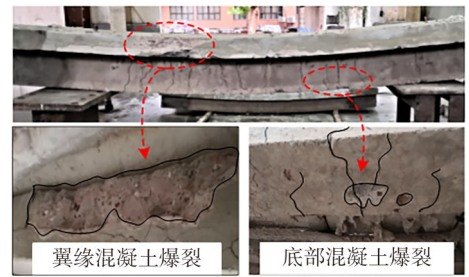


图6 试件破坏形态

Fig. 6 Failure modes of specimens

2.4 温度分析

试验梁数量较多,限于篇幅,仅选取P-Q4H40C20、P-Q4H40C30、P-Q4H60C30和P-Q6H40C30作为研究对象进行对比分析,第2.5节同本节。

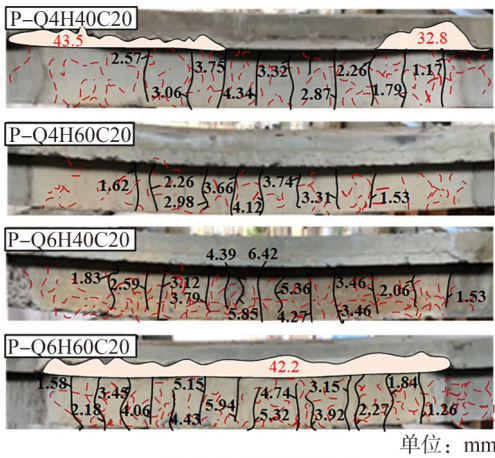
图7为所选试件截面1-1和2-2叠合梁截面实际升温变化曲线。由于火灾过程中部分测点处热电偶损坏,没有采集到温度,故图7中仅绘出未损坏热电偶处测点温度(测点布置参考图1(c))。

由图7可得:

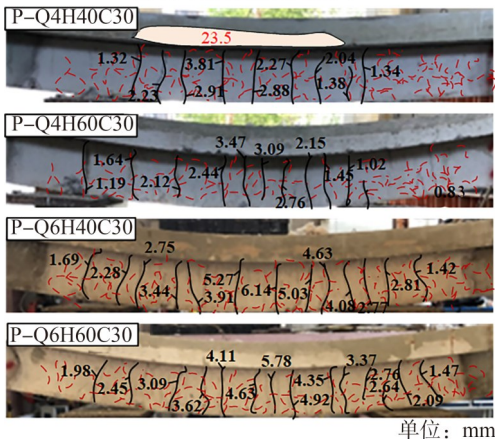
1)混凝土截面温度值由外向内逐渐递减。测点距受火面越近温度越高,测点1、2离受火面最远,温度最低,这是因为混凝土导热系数随温度升高而降低,从而阻碍温度向混凝土内部的传递。又由于对流换热系数的顺序为梁肋底部>梁肋两侧>翼缘底部,因此,温度值为测点3、4>测点5>测点6。

2)不同叠合梁的截面温度发展规律相似。测点达到100 °C时出现温度平台现象,持续时间10 min左右。这是因为温度升至100 °C时,水蒸汽开始蒸发,带走部分热量,导致测点温度几乎停止上升。

3)当 γ_h 、 c 相同时, q 为0.6时各测点温度较 q 为0.4时稍高。以测点6为例,当受火时间 $t=60$ min时, q 为0.6时截面1-1、2-2的温度较 q 为0.4时分别高13%、46%。这是因为荷载越大,裂缝开展越充分,从而越快传热。



(a) 第1组叠合梁裂缝分布



(b) 第2组叠合梁裂缝分布

图5 裂缝扩展

Fig. 5 Crack extension

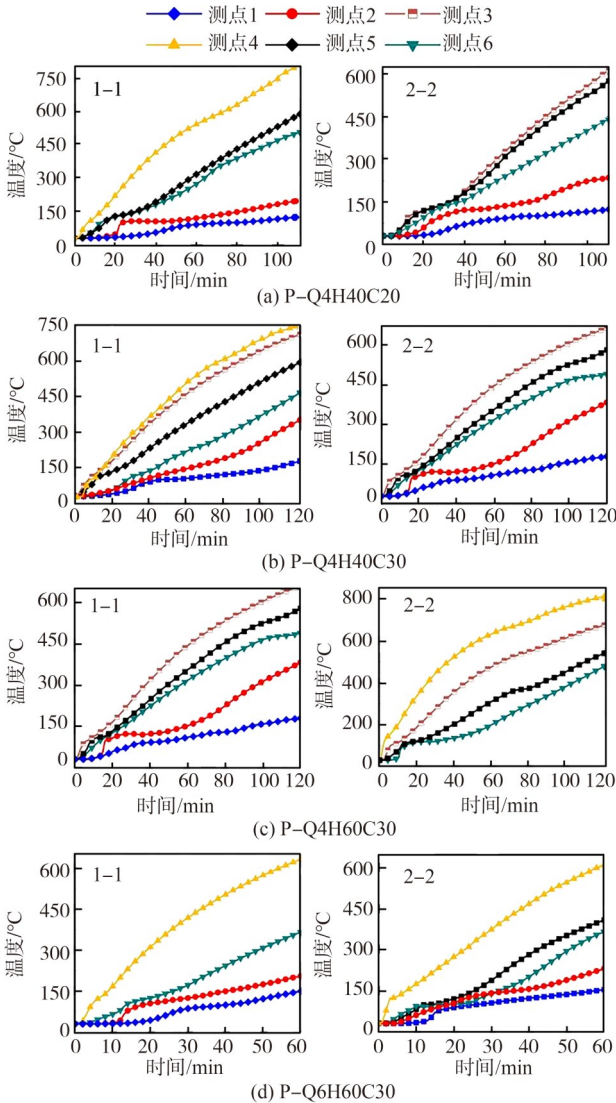


图7 叠合梁截面实际升温变化曲线

Fig. 7 Time-temperature rise curves of specimens

2.5 挠度分析

由于火灾试验前,叠合梁已存在初始挠度,为方便比较,初始挠度记为0。挠度-时间曲线如图8所示。由图8可知:

1)各试件 f 的变化分为两部分:火灾试验初期, f 随时间呈线性发展,此时荷载和构件内部温度分布不均匀是构件产生变形的主要因素;随后 f 快速增长,直至达到 R_T 对应挠度。试件变形加快是由高温下混凝土力学性能产生退化,截面受弯刚度大幅度减小所致。

2) q 对耐火极限 R_T 影响显著,P-Q4H60C30的 R_T 较P-Q6H60C30大1倍,这是由于 q 越高,叠合梁损伤越严重,裂缝开展数量和宽度均增加,温度传递加快,耐火性能降低。

3)当 q 、 c 相同时, γ_h 为0.6的试件 R_T 较 γ_h 为0.4的大2%。这是由于 γ_h 越大,预制混凝土受压区高度越大,抗变形能力越强,耐火性能越好。

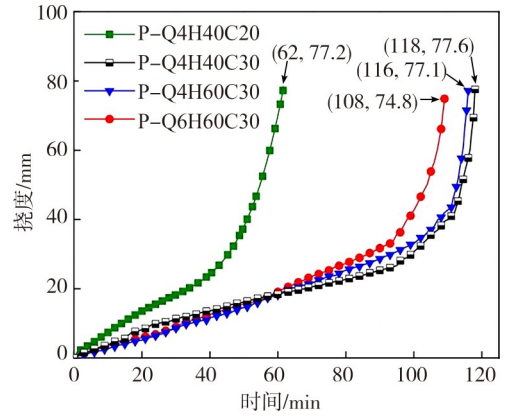


图8 挠度-时间曲线

Fig. 8 Deflection-time rise curves

4)当 γ_h 、 q 相同时, c 为30 mm的试件 R_T 较 c 为20 mm时大7%。由于混凝土保护层对钢筋起到一定的隔热作用, c 越大,内部钢筋升温越慢, R_T 越大,但由于梁底裂缝的存在, c 对叠合梁 R_T 影响并不显著。

2.6 滑移结果分析

假定叠合面上下测量处的位移量为 S ,在叠合梁两端各布置两台千分表测量 S ,为了忽略应变差的影响,将千分表放于同一水平线上下^[19]。叠合梁梁端滑移-时间曲线如图9所示。

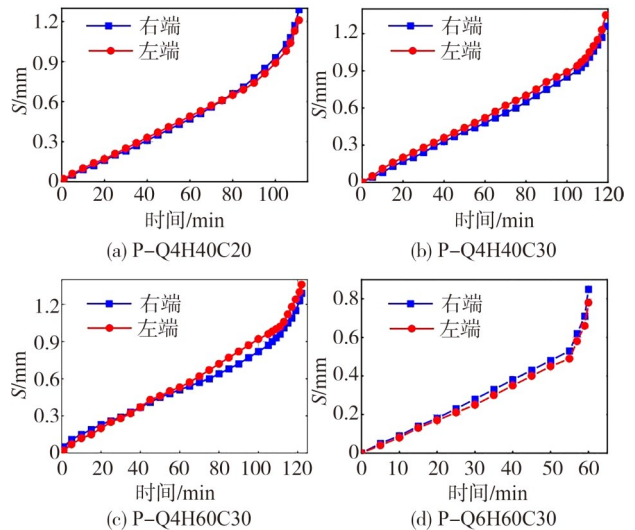


图9 叠合梁梁端滑移-时间曲线

Fig. 9 Slip-time curves at the ends of stacked beams

由图9得出以下结论:

1)叠合面在火灾试验中产生的滑移较小,现浇板与预制板和预制梁仍为一个整体,未发生滑移破坏,证明其结构形式可以在高温与荷载下正常工作。

2)叠合梁在达到 R_T 前,现浇混凝土与预制混凝土之间的滑移随受火时间不断增加,且二者之间趋于线性关系,试件两端的滑移曲线相近。

3)P-Q6H60C30较P-Q4H60C30的 S 小40%左右。

这是由于 q 越高,叠合面两侧的混凝土挤压越紧实, S 越小。试件P-Q4H40C20、P-Q4H40C30和P-Q4H60C30的左右端 S 差别均在10%以内,说明 h 、 c 对 S 的影响较小。

3 叠合梁数值模拟

3.1 基本假定

为满足计算精度,在前人研究基础上假定如下:

- 1) 忽略钢筋对温度场的影响;
- 2) 不考虑沿梁长度方向温度场的变化,仅分析截面温度场;
- 3) 假定混凝土各项均匀同性;
- 4) 认为钢筋与混凝土之间完全传热;
- 5) 假定钢筋与混凝土间完全黏结,无相对滑移。

3.2 高温下模型建立

以P-Q4H40C30为例,采用ABAQUS有限元分析软件建立考虑裂缝影响的有限元模型。采用顺序热-力耦合方式进行模拟,模拟时升温曲线采用实测的炉温数据。根据EN1993-1-2^[20]获得钢筋和混凝土的热导率、比热容以及钢筋在高温下的应力-应变关系。钢筋的质量密度为2 400 kg/m³,泊松比为0.2;混凝土的质量密度为7 800 kg/m³,泊松比为0.3。根据欧洲规范^[21],确定屈服强度及弹性模量,并假设受火面和非受火面的对流系数分别为25和9 W/m²K。混凝土在高温下的拉伸和压缩性能分别按照Lie^[22]和Eurocode^[23]等进行测定。混凝土采用3自由度8节点实体单元(DC3D8),钢筋采用1自由度2节点实体单元(DC1D2),钢筋与混凝土之间的相互作用采用内置。

采用库仑-内聚力模型模拟叠合面间相互作用,作用类型为面面接触。库仑模型中包括切向参数和法向参数,切向行为中的摩擦系数取0.6;法向行为采取“硬”接触,即接触压力大小无限制,当压力 ≤ 0 时接触面剥离。内聚力模型的参数包括黏性行为 and 损伤两部分。黏结参数需在叠合面处定义一个法向与两个切向的应力-相对位移本构关系,根据文献^[24]建议,采用黏结-滑移本构如图10(a)所示。应力-位移本构关系包括弹性阶段和损伤下降段。本构关系如式(1)所示:

$$\tau = K\delta \quad (1)$$

式中, K 为刚度, τ 为切应力, δ 为相对位移。

当 τ 为 τ_0 、 δ 为 δ_0 时,黏结发生损伤且刚度 K 退化, δ_f 为叠合面黏结完全破坏时的相对位移,且3个方向的本构关系在弹性阶段满足式(1),刚度 K 根据文献^[5]取 10^5 MPa。损伤初始以最大名义应力准则为判定标准,即当任一方向的黏结力先达到峰值应力时启动损

伤,此时,叠合面的黏结刚度开始退化。其中:法向峰值应力为0.35 MPa;两个切向峰值应力相同(7.00 MPa)。演化系数参考郝旭东^[25]建议方法,取值为3.000;黏性系数取为0.050。同时,为充分考虑火灾下的裂缝情况,根据文献^[26]裂缝数量分别为5、7、9、11时的 R_T 对比,发现裂缝数量对 R_T 的影响低于5%,参考试验和研究结论,以模型准确和计算简便为原则,在叠合梁热-力耦合模型受拉区布置7条裂缝,在前处理中的装配模块使用3维拉伸壳单元建立宽度和长度均为1的裂缝单元,在相互作用模块设置裂缝的位置模拟裂缝的发展,采用混凝土损伤塑性分析,黏性系数取0.001 5,由此建立考虑裂缝发展的叠合梁有限元模型,见图10(b)。

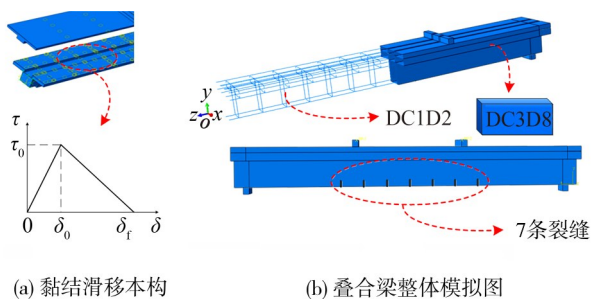


图10 叠合梁有限元模型

Fig. 10 Finite element model of composite beam

3.3 数值模型的验证

对比模拟值与试验值,验证有限元模型的准确性。以试件P-Q4H40C30中截面1-1的测点3、4为例,温度实测值与模拟值对比如图11所示,达到 R_T 后裂缝特征对比如图12所示,挠度-时间曲线如图13所示。

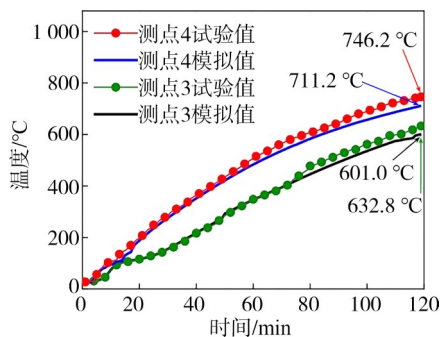


图11 温度实测值与模拟值对比

Fig. 11 Comparison between measured and simulated values of temperature

由图11可知:

- 1) 测点试验值与模拟值误差在6.0%以内,即用数值模拟计算的温度分布可以准确反映截面的实际温度分布;
- 2) 60 min后模拟值比试验值略低,因为火灾试验中叠合梁变形过大导致裂缝增大、局部混凝土爆裂,

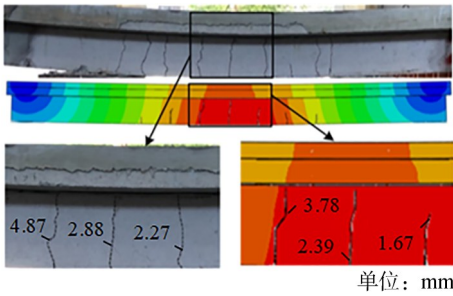


图 12 裂缝特征对比

Fig. 12 Comparison of fracture characteristics

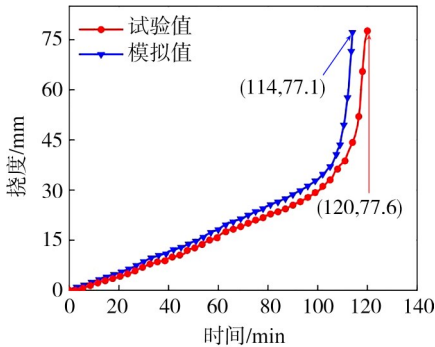


图 13 P-Q4H40C30 挠度-时间曲线

Fig. 13 Deflection-time curves of P-Q4H40C30

使混凝土更易与外界进行热交换,故温度更高。

由图 12~13 可知:

1) 叠合梁热-力耦合模型的跨中裂缝发展与试件基本一致,区别为模拟的裂缝开展深度比实际裂缝深度略小。

2) 受火时间前 60 min, 试验值与模拟值挠度增长曲线基本一致; 60 min 后模拟值低于试验值, 误差保持在 10.0% 以内, 这是由叠合梁的模拟温度场低于试验值所致。

3) 实际受火时间为 116 min 时, 试件达到 R_T 。但在受火 116 min 时的模拟挠度为 49.24 mm, 小于判断标准 77.00 mm。经过调整温度场分析步时间长度, 得到试件受火极限时间为 120 min 时, 达到 R_T , 此时误差为 3.4%。原因可能是试验时千斤顶油压不稳, 试件所受的实际荷载比设定荷载偏高, 导致 R_T 偏小, 且模拟时未考虑局部混凝土爆裂的影响。

4) 将其他试件的 R_T 模拟值与试验值作对比, 误差在 8.0% 以内, 且模拟的挠度-时间曲线与实际试验的曲线走势相似, 验证了模型的准确性, 可在此模型的基础上进行后续参数分析。

3.4 叠合梁与现浇梁 R_T 对比分析

为探究叠合梁与现浇梁关于 R_T 定量关系的区别, 以 Liu 等^[27] 的现浇“T”形梁为参考, 建立除叠合面外其余参数均相同的模型, 分析二者高温下的异同。叠合梁与整浇梁挠度对比如图 14 所示。

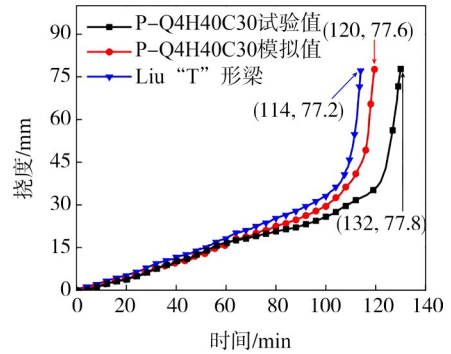


图 14 叠合梁与整浇梁挠度对比

Fig. 14 Comparison of deflection between composite and monolithic beam

由图 14 可知, 叠合梁与现浇梁高温下挠度发展情况相似。在火灾初期, 二者挠度与时间的关系近似线性, 且挠度变化差距较小; 在火灾中后期, 叠合梁的挠度变化较现浇梁明显增大, R_T 试验值和模拟值比现浇梁分别小 13.8%、10.0% 左右。因此, 叠合梁 R_T 的确定不能完全参照已有现浇梁的研究成果, 亟需提出叠合梁的 R_T 计算方法。

4 参数分析

4.1 叠合梁耐火极限计算方法的确定

确定计算方法时, 需考虑叠合梁持荷水平 q 、叠合参数 γ_h 、跨高比 (梁的跨度与高度之比 L_H) 及混凝土保护层厚度 c 对叠合梁 R_T 的影响。受试验条件的限制, 试验时未考虑 L_H , 但由于该因素对耐火极限的影响不可忽略, 故模拟时考虑 L_H , 采用第 3.3 节中验证后的叠合梁模型进行模拟, 试验值与模拟值的误差可忽略。梁的截面高度均取为 300 mm, 模拟受火面与试验一致, 为梁肋 3 面及翼缘底面, 三分点加载。叠合梁的 q 分别取 0.4、0.5、0.6; γ_h 分别取 0.4、0.5、0.6; L_H 分别取 8、10、12; c 分别取 20、30 和 40 mm, 共 81 种工况, 不同工况下叠合梁的耐火极限如表 4、图 15 所示。由表 4、图 15 可知:

1) q 对 R_T 影响最显著, 且随 q 增加, R_T 迅速降低。 q 从 0.4 增加到 0.5, R_T 锐减 33 min 左右; q 从 0.5 增加到 0.6, R_T 降低 22 min 左右。由于叠合梁 q 越高, 其变形越大, R_T 越小, 且随着 q 的增大, 叠合梁构件的 R_T 迅速减小。

2) 随 L_H 增加, R_T 呈逐渐减小的趋势。 L_H 从 8 增加到 10、12 时, 耐火极限分别减小 5、8 min 左右。因为跨高比越大, 截面抗弯刚度下降越快, 跨中挠度增加更为迅速, 导致耐火极限减小。

3) 当其他条件一致时, 蓝色 R_T < 白色 R_T < 红色 R_T , 即 c 越大, R_T 越大。这是因为混凝土保护层在火灾下

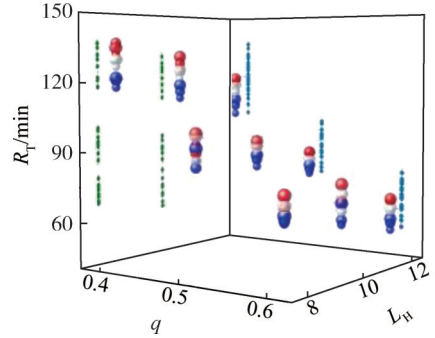
起阻止热量传输的作用,且由于混凝土本身的热惰性, c 越大,隔热效果越好,叠合梁内部受拉钢筋升温越慢,其强度降低越少。

4) R_T 随 γ_h 增加趋于线性增长。 γ_h 从 0.4 增加到 0.5、0.6 时, R_T 均增加 2 min 左右。由于 γ_h 越大,温度在从预制板传递到现浇板的过程中损失较大,受压区混凝土劣化较慢,挠度增长较慢。

表4 叠合梁的耐火极限

Tab. 4 Fire resistance limits of laminated beams

q	γ_h	L_H	耐火极限/min		
			$c=20\text{ mm}$	$c=30\text{ mm}$	$c=40\text{ mm}$
0.4	0.4	8	117	126	131
		10	111	120	125
		12	102	111	117
	0.5	8	120	129	136
		10	114	123	127
		12	106	113	118
	0.6	8	121	129	134
		10	117	124	130
		12	109	116	119
0.5	0.4	8	88	92	95
		10	82	85	91
		12	75	77	84
	0.5	8	91	94	95
		10	85	88	91
		12	77	79	85
	0.6	8	93	98	99
		10	87	91	93
		12	79	82	85
0.6	0.4	8	66	70	74
		10	60	65	69
		12	52	60	65
	0.5	8	67	70	72
		10	62	66	70
		12	55	61	65
	0.6	8	69	73	77
		10	64	68	71
		12	57	62	66



注:保护层 $c=20、30、40\text{ mm}$ 时,球体的颜色分别为蓝色、白色、红色; $\gamma_h=0.4$ 的球体大小最小, $\gamma_h=0.5$ 的球体大小其次, $\gamma_h=0.6$ 的球体大小最大。

图15 不同工况下叠合梁耐火极限

Fig. 15 Fire resistance limits of laminated beams under different working conditions

4.2 公式拟合

综合考虑 $q、\gamma_h、L_H$ 及 c 对叠合梁 R_T 的影响,对图 15 中的数据进行整理和分析,根据 c 的不同,使用 SPSS 回归软件拟合出 R_T 与各参数间的关系式:

$$R_{T20} = 4.655(-2.825L_H + 23.625\gamma_h + 97.085)e^{-3.004q} \quad (2)$$

$$R_{T30} = 4.944(-3.033L_H + 120.091)\gamma_h^{0.115} e^{-3.057q} \quad (3)$$

$$R_{T40} = 4.974(-2.337L_H + 55.500)\gamma_h^{0.420} e^{-2.996q} \quad (4)$$

式(2)~(4)中, $R_{T20}、R_{T30}、R_{T40}$ 分别为 $c=20、30、40\text{ mm}$ 时对应的耐火极限, min。

为更合理地计算叠合梁的 R_T , 式(2)~(4)的参数范围为 $8 \leq L_H \leq 12、0.4 \leq \gamma_h \leq 0.6、0.4 \leq q \leq 0.6$ 。回归关系式(2)~(4)的 R^2 分别为 0.992、0.989 和 0.986。

为验证公式准确性,将 8 根试验梁对应的耐火极限试验值、公式值与模拟值进行对比,如表 5 所示。

表5 耐火极限试验值、公式值与模拟值对比

Tab. 5 Comparison of fire resistance limit test values, equation values and simulated values

试件编号	R_T^T/min	R_T^F/min	R_T^S/min	$w_1/\%$	$w_2/\%$
P-Q4H40C20	108	109.58	111	1.5	2.8
P-Q4H40C30	116	117.58	120	1.4	3.4
P-Q4H60C20	112	116.20	117	3.7	4.5
P-Q4H60C30	118	121.20	124	2.7	5.1
P-Q6H40C20	57	60.09	60	5.4	5.0
P-Q6H40C30	60	61.30	65	-4.5	7.7
P-Q6H60C20	59	61.72	64	4.6	7.8
P-Q6H60C30	62	63.85	67	3.0	7.5

注: R_T^T 为试验值, R_T^F 为公式值, R_T^S 为模拟值; w_1 为 R_T^T 与 R_T^F 的误差, w_2 为 R_T^T 与 R_T^S 的误差。

由表 5 可知:

1) 叠合梁 R_T 试验值与公式值的误差在 6% 以内, 说明基于各参数影响拟合的计算公式比较精确。其

中, q 为 0.4 的试件误差小于 4%, q 为 0.6 的试件误差小于 7%。这是由于火灾试验时, 千斤顶油压不稳导致实际荷载比目标荷载偏大, 且持荷时间较长, 导致叠合梁 R_T 的试验值偏低。

2) 叠合梁 R_T 试验值和模拟值的误差在 8% 以内, 验证了数值模拟结果的准确性。绝大多数试件模拟值高于试验值, 主要原因可能是数值模拟时无法充分考虑混凝土爆裂裂缝的影响, 且模拟时选用的本构关系可能存在误差。

3) 叠合梁 R_T 公式值与模拟值的误差绝对值小于 3%, 说明本文所提公式较为精确, 可为实际工程中叠合梁 R_T 计算提供参考。

5 结 论

1) 叠合梁在恒载升温条件下, 其裂缝的数量与宽度均有较大发展, ω_{\max} 为 6.42 mm。 q 越大, γ_h 、 c 越小, 叠合梁裂缝数量越多、裂缝越宽。 q 、 γ_h 、 c 变化引起的 ω_{\max} 差距分别为 38.0%、8.5%、15.8%。

2) 不同叠合梁截面温度发展规律类似。混凝土截面各测点距受火面越远, 温度越低; q 对温度影响最显著, q 越大, 测点温度越高; 当测点达到 100 °C 时, 出现持续 10 min 左右的温度平台现象。

3) 各试件跨中挠度分为两阶段, 先线性发展后快速增长。火灾下各试件挠度发展趋势基本相同。 q 与 R_T 成负相关, q 为 0.6 试件的 R_T 比 0.4 的小 50%; c 、 γ_h 与 R_T 成正相关, c 为 30 mm 试件的 R_T 比 c 为 20 mm 的大 7%, γ_h 为 0.6 试件的 R_T 比 γ_h 为 0.4 的大 2%。 $q=0.6$ 的试件滑移比 $q=0.4$ 的大 40% 左右, γ_h 、 c 对滑移影响不明显。

4) 采用 ABAQUS 软件建立叠合梁有限元模型, 并采用库仑-内聚力混合模型分别考虑叠合面与混凝土裂缝对试件 R_T 的影响。通过温度场模拟、挠度模拟, 将模拟值与试验值进行对比, 得到温度场误差在 6% 以内, 挠度误差在 8% 以内, 验证了有限元模型的实用性。

5) 综合考虑持荷水平 q 、叠合参数 γ_h 、跨高比 L_H 及混凝土保护层的厚度 c 等因素, 提出耐火极限计算公式, 且公式值与试验值的误差在 6% 以内, 拟合度较好, 满足工程计算精度要求, 可为叠合梁 R_T 的计算提供理论依据。

参考文献:

[1] Wasim M, Vaz Serra P, Ngo T D. Design for manufacturing and assembly for sustainable, quick and cost-effective prefabricated construction—A review[J]. International Journal of Construction Management, 2022, 22(15): 3014–3022.

[2] Han Rui, Wang Guangyong, Xue Suduo, et al. Fire performance of T-shaped simply supported concrete beams with axial constraints[J]. Building Science, 2016, 32(9): 34–40. [韩蕊, 王广勇, 薛素铎, 等. 受轴向约束的钢筋混凝土 T 形简支梁耐火性能研究[J]. 建筑科学, 2016, 32(9): 34–40.]

[3] Han Chongqing, Xu Qingfeng, Liu Qiao, et al. Experimental research and FEA of fire resistance of RC continuous T-beam[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(2): 142–150. [韩重庆, 许清风, 刘桥, 等. 钢筋混凝土 T 形截面连续梁耐火性能试验研究及有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(2): 142–150.]

[4] Liu Caiwei, Miao Jijun, Gao Tianyu, et al. Vibration analysis and experimental study of simply-supported concrete beam under fire based on dynamic test[J]. Advanced Engineering Sciences, 2018, 50(6): 31–38. [刘才玮, 苗吉军, 高天予, 等. 基于动力测试的简支梁火灾下振动分析与试验研究[J]. 工程科学与技术, 2018, 50(6): 31–38.]

[5] Zhao Zhifang, Zhao Guofan, Liu Jian, et al. Experimental study on adhesive tensile performance of young on old concrete[J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(2): 51–56. [赵志方, 赵国藩, 刘健, 等. 新老混凝土粘结抗拉性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(2): 51–56.]

[6] Rueda-García L, Bonet Senach J L, Miguel Sosa P F, et al. Experimental analysis of the shear strength of composite concrete beams without web reinforcement[J]. Engineering Structures, 2021, 229: 111664.

[7] Rueda-García L, Bonet Senach J L, Miguel Sosa P F, et al. Analysis of the shear strength mechanism of slender precast concrete beams with cast-in-place slab and web reinforcement[J]. Engineering Structures, 2021, 246: 113043.

[8] Esfahani M, Hoseinzade M, Shakiba M, et al. Experimental investigation of residual flexural capacity of damaged reinforced concrete beams exposed to elevated temperatures[J]. Engineering Structures, 2021, 240: 112388.

[9] Liu Caiwei, Lu Xiuliang, Wang Pengfei, et al. Experimental study on flexural performance of prefabricated composite beams after high temperature[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(3): 223–234. [刘才玮, 鲁秀亮, 王鹏霏, 等. 高温后预制装配式叠合梁受弯性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(3): 223–234.]

[10] He Tao. Study on fire resistance of prefabricated composite beams[D]. Suzhou: Suzhou University of Science and Technology, 2017. [何涛. 预制装配式叠合梁抗火性能研究[D]. 苏州: 苏州科技大学, 2017.]

[11] Ding Runmin, Fan Shenggang, Wu Mingze, et al. Numerical study on fire resistance of rectangular section stainless steel-concrete composite beam[J]. Fire Safety Journal, 2021, 125: 103436.

- [12] Zhou Huanting, Hao Conglong, Zheng Zhiyuan, et al. Numerical studies on fire resistance of prestressed continuous steel-concrete composite beams[J]. *Fire Technology*, 2020, 56(3):993–1011.
- [13] Zhang Dashan, Hu Haocan, Huang Dongqiang, et al. Study on fire resistance of prefabricated concrete composite beams [J]. *Journal of Building Structures*, 2024, 45(2):25–37. [张大山, 胡浩灿, 黄栋强, 等. 装配式钢筋混凝土叠合梁耐火性能研究[J]. *建筑结构学报*, 2024, 45(2):25–37.]
- [14] 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[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [15] 中国国家标准化管理委员会. 建筑构件耐火试验方法第6部分:梁的特殊要求:GB/T 9978.6—2008[S]. 北京:中国标准出版社, 2009.
- [16] International Standard. Fire-resistance tests: Elements of building construction—Part 1: General requirements: ISO 834–1–1999[S]. Switzerland: International Organization for Standardization, 1999.
- [17] 国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. 建筑构件耐火试验方法 第1部分:通用要求:GB/T 9978.1—2008[S]. 北京:中国标准出版社, 2009.
- [18] Fu Yufang, Huang Yulong, Pan Zhisheng, et al. Literature review of study on mechanism of explosive spalling in concrete at elevated temperatures[J]. *Journal of Building Materials*, 2006, 9(3):323–329. [傅宇方, 黄玉龙, 潘智生, 等. 高温条件下混凝土爆裂机理研究进展[J]. *建筑材料学报*, 2006, 9(3):323–329.]
- [19] Liu Yong. Bending and fire resistance of U-shaped steel-concrete composite beams with angle steel connectors[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2020. [刘用. 采用角钢连接件的U形钢-混凝土组合梁抗弯与抗火性能[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2020.]
- [20] BS EN. Design of steel structures—Part 1.2: General rules: Structural fire design: 1993–1–2[S]. London: British Standards Institution, 2005.
- [21] European Committee for Standardization. Design of Steel Structures—Part 1.2: Structural fire design: ENV 1993–1–2 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 1993.
- [22] Lie T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(5):1489–1509.
- [23] European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1.2: General rules—structural fire design[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [24] Zhou Jian, Zhao Zuozhou, Hou Jianqun, et al. Experimental study on seismic behavior of splice rebar connection between upper and lower floors of shear walls with precast concrete hollow moulds[J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(6):44–52. [周剑, 赵作周, 侯建群, 等. 预制混凝土空心模剪力墙上下层插筋连接抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(6):44–52.]
- [25] Hao Xudong. Finite element analysis of hysteretic behavior of assembled shear wall with cogging connection[D]. Daqing: Northeast Petroleum University, 2018. [郝旭东. 齿槽连接装配式剪力墙滞回性能有限元分析[D]. 大庆:东北石油大学, 2018.]
- [26] Zhu Yong. Study on fire resistance of CFRP reinforced concrete beams considering the influence of cracks[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2009. [朱庸. 考虑裂缝影响的CFRP筋混凝土梁耐火性能研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2009.]
- [27] Liu Caiwei, Lu Xiuliang, Ba Guangzhong, et al. Influence of loading conditions on the residual flexural capacity of reinforced concrete T-beams after fire exposure[J]. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2021, 25(12):4710–4723.

Experimental Research and Numerical Analysis on Fire Resistance of Prefabricated Concrete Composite Beams

LIU Yanchun¹, SUN Shuqi¹, LIU Caiwei^{1*}, WANG Pengfei¹, LU Xiuliang², MAO Jiayuan¹, MIAO Jijun¹

(1. College of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266033, China;

2. Department of Urban Construction, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract:

Objective This study develops a new method to investigate the fire resistance limit of T-shaped precast reinforced concrete stacked beams under fire conditions to understand the unique performance differences of T-shaped precast reinforced concrete stacked beams under fire conditions and to examine the damage development process and fire resistance limit.

Methods This study designed eight test beams with detailed arrangements of dimensions, reinforcement, and temperature measurement points. The test beams were divided into two groups based on specific conditions. The specimen numbering rules and the mechanical properties of the reinforcement are provided. Pre-fire pre-compression was conducted by applying a constant jack load of 38.47 and 57.70 kN at three equal points on the top of the laminated beams using a hydraulic jack. The fire test was performed once the cracks had fully developed. The crack width was

measured using the Concordia Crack Width Gauge. The furnace heating curve from the ISO 834 standard heating curve was applied to simulate a realistic fire scenario. The vertical displacement of the specimen and the relative slip of the laminated surface were measured. A finite element model considering the effect of cracks was developed using ABAQUS finite element analysis software. The simulation was conducted using sequential thermal coupling, and temperature rise curves were plotted using the measured furnace temperature data. The complex contact between cast-in-place and precast slabs and precast beams in stacked beams under fire conditions was accurately simulated using the Coulomb-cohesion hybrid model. A calculation method for determining the fire resistance limit of stacked beams was proposed based on the experimental and simulation results. The relationship equation between the fire resistance limit and each parameter was established using SPSS regression software, and the experimental, simulated, and formula-based values were compared to verify the accuracy of the equations.

Results and Discussions The following observations were made by comparing the temperature, crack characteristics, and deflection-time development curves of the experimental and simulated values: 1) The error in temperature comparison between the experimental and simulated values was within 6%. After 60 min, the simulated values were slightly lower than the experimental values. 2) The simulated crack development depth was slightly smaller than the actual crack depth; however, the development trend remained consistent. During the first 60 min of ignition, the deflection growth curves were nearly identical. After 60 min, the simulated values were lower than the experimental values, with the error maintained within 10%. 3) The simulated fire resistance limits of all specimens were compared to the test values, and the errors remained within 8%. The accuracy of the formulas fitted using SPSS software was above 0.985, with the errors among the experimental, simulated, and formula-derived values remaining within 11%. The results indicated that the temperature distribution calculated by numerical simulation accurately reflects the actual temperature distribution of the cross-section. In addition, the simulated crack development curves and deflection-time development curves exhibit similar trends to those observed in the actual tests, verifying the accuracy of the finite element simulation and ensuring the reliability of the research findings. Based on these results, subsequent parametric analyses can be conducted.

Conclusions The load-holding level is one of the critical factors influencing the fire resistance limit of stacked beams and a higher load-holding level results in a lower fire resistance limit. The influence of stacking parameters on the fire resistance limit is relatively minor but still warrants consideration. The span-height ratio also exerts a specific impact on the fire resistance limit of stacked beams, with the fire resistance limit tending to decrease as the span-height ratio increases. An increase in the thickness of the concrete protective layer leads to a linear improvement in the fire resistance limit of the stacked beams. A comparison between simulation and experimental results indicates that the fire resistance performance of stacked beams can be more accurately modeled using the Coulomb-cohesion hybrid model. The proposed method for calculating the fire resistance limit demonstrates high accuracy, with the error between the calculated value and the test value ranging from approximately 3% to 11%. This provides a reliable theoretical foundation for the subsequent design of the fire resistance performance of stacked beams, as well as an effective guideline and reference for damage assessment, reinforcement, and repair of T-shape precast assembled concrete stacked beams after fire exposure. This study holds substantial significance for enhancing the fire resistance and safety of stacked beams and provides a valuable reference for academic research and engineering applications in related fields.

Keywords: prefabricated concrete composite beam; fire; crack; temperature field; fire resistance limit

(编辑 周璇)

引用格式: Liu Yanchun, Sun Shuqi, Liu Caiwei, et al. Experimental research and numerical analysis on fire resistance of prefabricated concrete composite beams[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2025, 57(3): 160–170. [刘延春, 孙书琪, 刘才玮, 等. 装配式混凝土叠合梁耐火性能试验研究与数值分析[J]. *工程科学与技术*, 2025, 57(3): 160–170.]