

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201905055

H型钢混组合梁耐火极限时间研究*

陈巍, 沈锐利, 龚旺, 侯思远, 薛松领

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 为探究H型钢混组合梁的耐火极限时间,采用ANSYS软件建立H型钢混组合梁的热-结构耦合计算模型,分析了火源类型、外荷载大小、腹板厚度、受火区长度对H型钢混组合梁耐火极限时间的影响。结果表明:在设定的火灾场景下,油罐车燃烧时H型钢混组合梁的耐火极限时间为36 min,而小汽车的燃烧不会造成H型钢混组合梁的下挠破坏;外荷载越大、腹板越薄、受火区越长,H型钢混组合梁的耐火极限时间越短,其耐火极限时间最多分别缩短了11、8、8 min。在此基础上提出了提升H型钢混组合梁耐火极限时间的建议。

关键词: H型钢混组合梁;耐火极限时间;热-结构耦合模型;关键影响因素

中图分类号: U447 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)05-0960-08

Study on Fire Resistance of H-shaped Steel-concrete Composite Beams

CHEN Wei, SHEN Ruili, GONG Wang, HOU Siyuan, XUE Songling

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: In order to explore the ultimate fire endurance time of H-shaped steel composite beams, the thermal-structural coupling model of the H-shaped steel composite beam was established in this paper by using ANSYS software. The influence of fire source type, load size, web thickness and fire zone length on the fire-resistance performance of H-shaped steel composite beam was analyzed in this paper. The results show that under the set fire scenario, the fire endurance time of the H-shaped steel composite beam is 36 min when the tank truck burns, while the combustion of the car will not cause the down-warping damage of the H-shaped steel composite beam. The load size, web thickness and length of fire zone are key factors affecting the fire endurance time of H-shaped steel composite beams. The greater the load, the thinner the web, and the longer the fire zone, the shorter the fire endurance time of an H-shaped steel composite beam. The fire endurance time of the H-shaped steel composite beam bridge is shortened by 11 min, 8 min and 8 min at most, respectively. On this basis, some suggestions for improving the fire endurance time of H-shaped steel-concrete composite beams are put forward in this paper.

Keywords: H-shaped steel-concrete composite beam; ultimate fire endurance time; thermal-structural coupling model; key influencing factors

* 收稿日期:2019-05-26;修回日期:2019-09-03

基金项目:国家自然科学基金(51178396/E080505)资助

作者简介:陈巍(1991—),男,博士研究生。主要从事桥梁防灾减灾研究。E-mail:782851112@qq.com

通讯作者:沈锐利(1963—),男,教授,博导,博士。主要从事大跨桥梁结构分析理论与工程实践研究。

E-mail:rlshen@swjtu.edu.cn

引言

钢混组合梁桥整体性强、稳定性好,能充分发挥混凝土的抗压性能和钢材的抗拉性能。组合梁桥结构自重较普通钢筋混凝土梁桥轻,结构具有较强的抗震性能^[1]。此外钢混组合梁桥较普通钢桥用钢量大大减少,能有效降低工程造价。鉴于钢混组合梁桥优点众多,在实际工程中应用十分广泛。近年来桥梁火灾事故频发,给人们的经济和生命安全造成了极大损失,也给钢混组合梁桥的结构安全性提出了新的挑战^[2]。钢混组合梁桥的主要承重构件为钢梁,而钢梁的耐火性能极差,研究表明200℃高温时钢材强度开始退化,温度超过700℃时其强度退化十分严重^[3],故钢混组合梁桥一旦发生火灾事故将对桥梁结构安全造成巨大威胁。

针对钢混组合梁桥的抗火性能,国内外学者先后开展了一些相关研究。如E. M. Aziz等^[4]开展了钢混组合梁的火灾试验,研究了火灾下组合梁的截面温度场分布、耐火时间、破坏模式,并对其抗火性能影响参数进行了分析;V. K. R. Kodur等^[5]开展了高温下钢混组合梁局部屈曲失稳对其承载力的影响研究,并提出了火灾下钢混组合梁剪切破坏模式的概念;张岗等^[6]对钢混组合箱梁焊缝的高温连接性能进行了试验研究;李国强等^[7]研究了钢混组合梁式公路桥在大型车辆火灾下的结构响应,并给出了针对钢混组合梁桥抗火措施和设计思路的建议;陈珍珠等^[8]对比了不同规范中的组合梁抗火设计方法,并对中国规范的相关抗火设计方法提出了建议。

总体来说,目前针对钢混组合梁桥抗火性能的研究成果相对较少,不足以满足其抗火设计需求。此外,当前研究所采用的火灾升温曲线大多来自规范中的标准升温曲线,如ISO834国际火灾升温曲线、美国规范ASTM119升温曲线等。而标准升温曲线较实际桥梁火灾升温模式存在一定的差异,并不能完全反映桥梁火灾状况。基于该研究背景,本文以文献[9]中的油罐车、货车、客车、小汽车燃烧升温曲线为火源模型,研究H型钢混组合梁耐火极限时间的影响因素。实际上,诸如火源类型、外荷载大小、钢腹板厚度、受火区长度、防火层厚度、钢材与混凝土的强度等级、钢梁加劲肋的间距等因素均对H型钢混组合梁耐火极限时间有一定的影响。

既有文献已经对其中的一些影响因素开展过深入研究^[4-5],本文选择其中影响较大的4个因素,即火源类型、外荷载大小、钢腹板厚度及受火区长度进行参数分析,在此基础上提出H型钢混组合梁耐火保护建议,为提高其耐火性能提供指导。

1 高温下材料热工参数

火灾产生的高温会使材料的热力学性能发生较大变化,在火灾数值模拟分析中涉及到大量的材料非线性和几何非线性。国内外学者针对钢材、混凝土等材料高温下的热工参数取值展开了大量的试验与理论研究,并取得了丰富的研究成果。

1.1 钢材的热力学参数取值

钢材组成成分单一、导热性能良好,为热敏感性材料,其热工参数受温度的影响较大,本文计算将借鉴T. T. Lie等^[10-11]的研究成果及EC3规范^[12]对钢材的热力学参数进行取值,具体参数取值表达式如下:

$$\lambda(\theta) = \begin{cases} -0.022\theta + 48 & 0 \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2 & \theta > 900^\circ\text{C} \end{cases} \quad (1)$$

$$C(\theta) = 38.1 \times 10^{-8}\theta^2 + 20.1 \times 10^{-5}\theta + 0.473 \quad (2)$$

$$\alpha(\theta) = \begin{cases} (0.004\theta + 12) \times 10^{-6} & \theta < 1000^\circ\text{C} \\ 1.6 \times 10^{-5} & \theta \geq 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (3)$$

$$E(\theta) = \frac{E}{1.03 + 32 \times (\theta + 108)^6 \times 10^{-18}} \quad (4)$$

$$f_t(\theta) = (0.99 + 4.75 \times 10^{-4} \times \theta - 5.57 \times 10^{-6} \times \theta^2 + 1.02 \times 10^{-9} \times \theta^3 + 4.55 \times 10^{-12} \times \theta^4) f_t \quad (5)$$

式中, $\lambda(\theta)$ 为钢材在高温下的热传导系数; $C(\theta)$ 为钢材在高温下的比热容; $\alpha(\theta)$ 为钢材在高温下的热膨胀系数; $E(\theta)$ 为钢材在高温下的弹性模量, E 为钢材在常温下的弹性模量; $f_t(\theta)$ 为钢材在高温下的极限抗拉强度, f_t 为钢材在常温下的极限抗拉强度;钢材高温下的应力-应变关系参照EC3规范选取,钢材的密度和泊松比随温度变化较小,故密度取7850 kg/m³,泊松比取0.3;HRB400钢筋的极限抗拉强度 f_t 取360 MPa,其它的热工参数参照钢材取值。

1.2 混凝土的热力学参数取值

混凝土材料组成成分复杂,为非匀质材料,对热传导不敏感,比钢材具有更好的耐高温性能,本

文计算借鉴 T. T. Lie 等^[10-11]的研究成果及 EC4 规范^[13]对混凝土的热力学参数进行取值,具体参数取值表达式如下:

$$\lambda(\theta) = \begin{cases} 1.355 & 0 \leq \theta \leq 293^\circ\text{C} \\ -0.001241\theta + 1.7162 & \theta > 293^\circ\text{C} \end{cases} \quad (6)$$

$$C(\theta) = 900 + 80 \times \theta/120 - 4 \times (\theta/120)^2 \quad (7)$$

$$\alpha(\theta) = (0.008\theta + 6) \times 10^{-6} \quad (8)$$

$$\frac{E(\theta)}{E} = \begin{cases} 1.0 - 0.30\theta/200 & 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ 0.87 - 0.42\theta/500 & 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \\ 0.28 & 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (9)$$

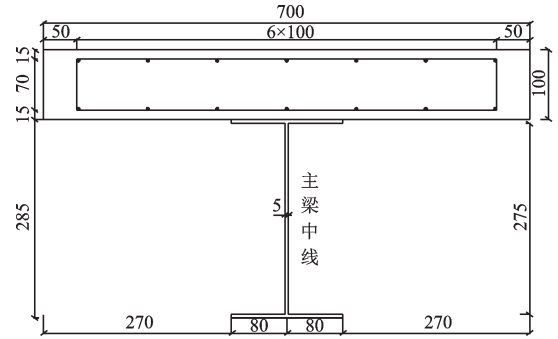
$$f_c(\theta) = (1 - 0.001\theta) f_c \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1000^\circ\text{C} \quad (10)$$

式中, $\lambda(\theta)$ 为混凝土在高温下的热传导系数; $C(\theta)$ 为混凝土在高温下的比热容; $\alpha(\theta)$ 为混凝土在高温下的热膨胀系数; $E(\theta)$ 为混凝土在高温下的弹性模量, E 为混凝土在常温下的弹性模量; $f_c(\theta)$ 为混凝土在高温下的抗压强度, f_c 为混凝土在常温下的抗压强度。混凝土高温下的应力—应变关系参照 EC4 规范选取,混凝土的密度和泊松比随温度变化较小,故密度取 2400 kg/m^3 ,泊松比取 0.2。

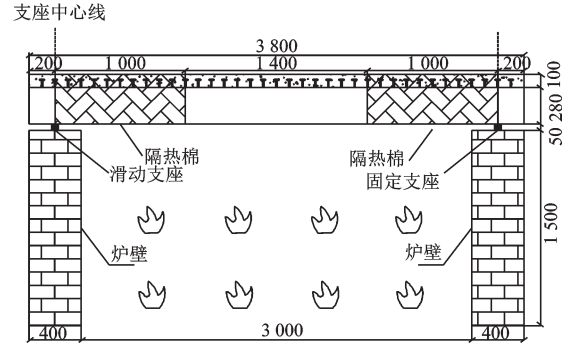
2 有限元模型验证

本文采用热—结构耦合分析法中的间接耦合法进行 H 型钢混组梁的耐火性能研究。间接耦合法的具体步骤为:首先进行结构的热分析,得到结构的温度场计算结果,然后将结果作为外荷载施加到结构静力分析中,从而实现热—结构耦合分析^[14]。有限元中结构热分析实现方法如下:从环境到结构上的热量传递主要通过热辐射及热对流实现。有限元中可建立热源节点,赋予该节点火灾升温曲线,通过定义辐射系数及对流换热系数等参数,并在结构的受火面上建立一层表面热效应单元,即可模拟一固定热源向结构传递热量的过程。热量在结构构件间的传递主要通过热传导方式进行,热传导快慢通过定义不同的热传导系数来实现。为验证热—结构耦合分析的有效性,研究采用文献[2]中开展的 H 型钢混组梁火灾试验进行有限元模型验证,试验梁的截面具体参数及在炉内布置如图 1 所示。

采用 ANSYS18.0 软件建立上述结构的热—结构耦合分析有限元模型。数值计算模型采用的材料本构参数与文献[2]保持一致,其中钢材的热传导系数取 $45 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ 、比热容取 $600 \text{ J/(kg}\cdot\text{}^\circ\text{C)}$ 、对



(a) SCB1 试验梁横截面尺寸



(b) SCB1 试验梁立面布置

图 1 文献[2]中的试验梁尺寸

Fig.1 Dimensional diagram of the test beam in literature [2]

流换热系数取 $25 \text{ W/(m}^2\cdot\text{}^\circ\text{C)}$,混凝土的热工参数按式(6)~(9)取值。试验中的炉温按 ISO834 标准升温曲线控制升温,其中梁跨中 1.4 m 长度范围内受火,其余部位采用耐火棉包裹。因此,数值模拟也采用跨中 1.4 m 长度范围内受火,采用 ISO834 标准升温曲线作为数值计算的火源模型。文献[2]中以跨中挠度达到 $L/30$ (L 为梁的跨径)作为组合梁的破坏标准,故数值模拟计算也采用相同的破坏判定标准。有限元模型中单元类型选取见表 1。

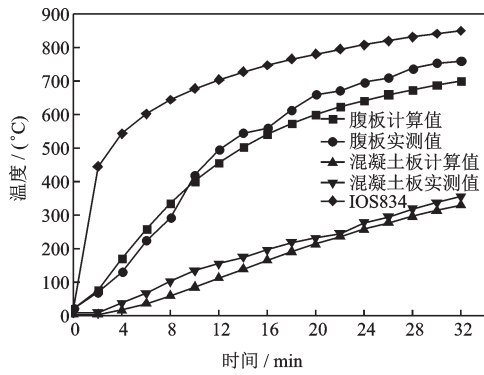
表 1 热—结构耦合有限元单元类型

Table 1 Thermal-structural coupling finite element type

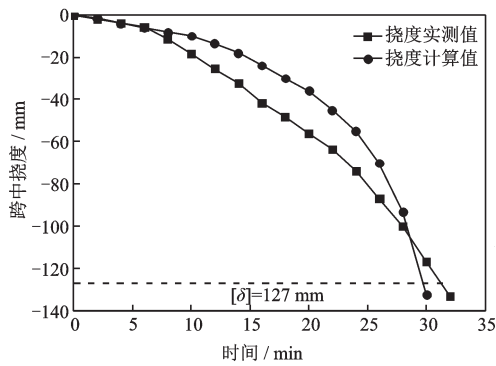
| 单元类型 | 混凝土板 | 钢梁 | 钢筋 |
|------|----------|----------|---------|
| 热分析 | SOLID70 | SHELL131 | LINK33 |
| 结构分析 | SOLID185 | SHELL181 | LINK180 |

试验中组合梁各测点的温度值采用温度的平均值,故有限元数值计算结果也采用相同的数据处理方式。数值计算结果与试验结果对比如图 2 所示,组合梁截面的温度分布云图如图 3 所示。

由图 2 可知,基于热—结构耦合分析法得到的 H 型钢混组梁腹板及混凝土板的升温曲线与试验得到的实际升温曲线趋势基本一致,两者各时刻的



(a) 跨中截面各部位升温曲线



(b) 跨中挠度随受火时间变化曲线

图2 有限元模型验证

Fig.2 Validation of the finite element model

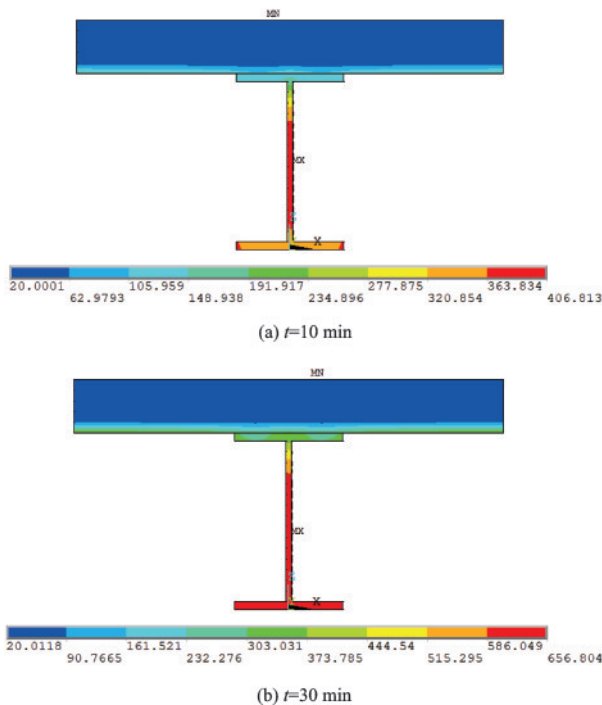


图3 不同时刻温度分布云图

Fig.3 Contour of temperature distribution at different times

温度最大差值约为6%，则数值模拟计算值与试验值吻合性较好；而基于热—结构耦合分析法得到的

H型钢混组合梁跨中挠度曲线与试验得到的实际跨中挠度曲线存在一定的差异。分析原因主要有两方面：(1)为了简化计算，本文对梁的边界条件作了一定的简化，并不完全与试验边界条件相同；(2)试验采用的是分级加载的方式加载至目标荷载，而本文数值模拟则是一次性加载至试验目标荷载，这势必会造成试验与数值模拟计算得到的挠度曲线过程存在一定的差异。但两条曲线的总体趋势是一致的，且耐火极限时间仅相差2 min左右。表明通过热—结构耦合分析法可较准确得到H型钢混组合梁的耐火极限时间。

由上述分析可见，采用热—结构耦合分析法进行H型钢混组合梁耐火极限时间研究是可行的，其计算结果精度能满足桥梁结构抗火研究需求。

3 H型钢混组合梁耐火时间参数分析

3.1 有限元模型建立

前文已经验证了热—结构耦合分析法研究桥梁结构抗火问题的可行性，在此基础上建立H型钢混组合梁的热—结构耦合分析有限元模型，并进行影响其耐火极限时间的关键因素分析，得到不同火灾场景下H型钢混组合梁的耐火极限时间。数值模拟采用的H型钢混组合梁跨度为9.0 m，材料为Q345钢材、C30混凝土及HRB400钢筋，其横截面形式及有限元模型如图4~5所示。混凝土板内的配筋形式如图4所示，其中纵向钢筋的布置间距为100 mm，上下两层钢筋的保护层厚度为15 mm。

有限元模型中单元类型的选取见表1。其中H型钢梁与混凝土板之间采用剪力钉连接，剪力钉嵌入混凝土板内，假定与周围混凝土之间完全连接，

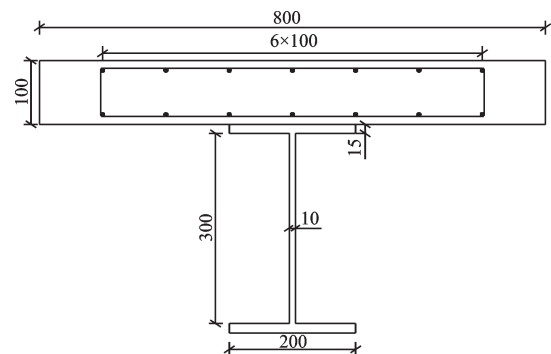


图4 H型钢混组合梁横截面尺寸

Fig.4 Cross-section dimensions of the H-shaped steel-concrete composite beam

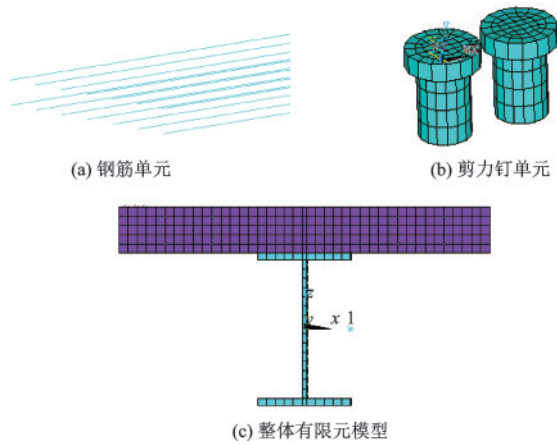


图5 H型钢混组合梁有限元模型

Fig.5 Finite element model of the H-shaped steel-concrete composite beam

剪力钉单元如图5(b)所示。不考虑钢筋与周围混凝土板间的相对滑移,假定两者为完全耦合连接。在H型钢梁表面及混凝土下表面覆盖一层SURF152表面热效应单元,用来模拟H型钢混组合梁三面受火时与周围环境之间的对流换热效应及热辐射效应,其中对流换热系数取 $25\text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{C})$,热辐射效率取 0.7 ,玻尔兹曼常数取 $5.67\times 10^{-8}\text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K}^4)$ ^[16]。边界条件简化处理为一端固定一端简支,与文献[2]相同。

H型钢混组合梁的失效破坏判别准则与前文相同,仍以跨中挠度值达到跨径的 $L/30$ 时定义为梁体的失效状态,其临界承载状态为H型钢混组合梁正常使用极限状态。因此,跨度为 9 m 的H型钢混组合梁的挠度极限值为 300 mm ,而挠度值达到 $L/30$ 时对应的结构最高温度即为其失效时的温度。

3.2 火源类型

不同类型车辆燃烧时的热释放率不同,对应的温度场分布也有较大的差异。文献[9]总结了油罐车、货车、客车及小汽车发生燃烧时的升温曲线,各升温曲线的具体表达式依次如式(11)~(14)所示。以这4种车辆的燃烧升温曲线作为研究的火源模型,钢腹板厚度取 10 mm ,外荷载取 $0.3P$ (P 为公路一级车道荷载),受火区长度取跨中 $L/3$ 长度范围(L 为梁的跨径),得到不同火源模型下H型钢混组合梁截面的温度场分布及耐火极限时间,组合梁三面受火示意如图6所示。

$$T = 1296 \times (1 - 0.325e^{-\frac{t}{6}} - 0.675e^{-2.5t}) + T_0 \quad (11)$$

$$T = 1200 \times (1 - 0.325e^{-\frac{t}{6}} - 0.675e^{-2.5t}) + T_0 \quad (12)$$

$$T = 900 \times (1 - 0.325e^{-\frac{t}{6}} - 0.675e^{-2.5t}) + T_0 \quad (13)$$

$$T = 600 \times (1 - 0.325e^{-\frac{t}{6}} - 0.675e^{-2.5t}) + T_0 \quad (14)$$

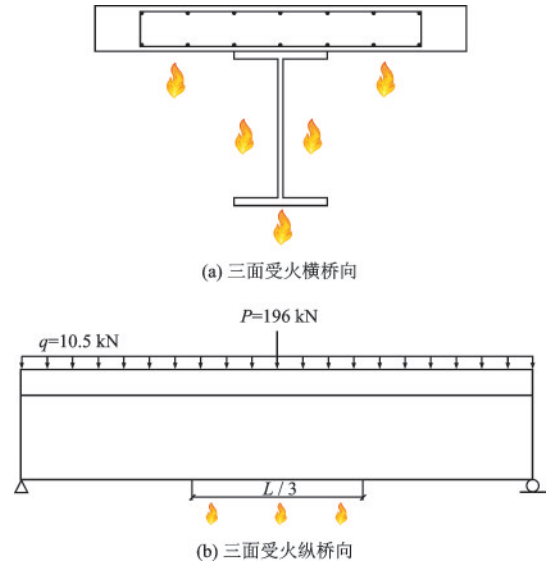


图6 H型钢混组合梁三面受火示意

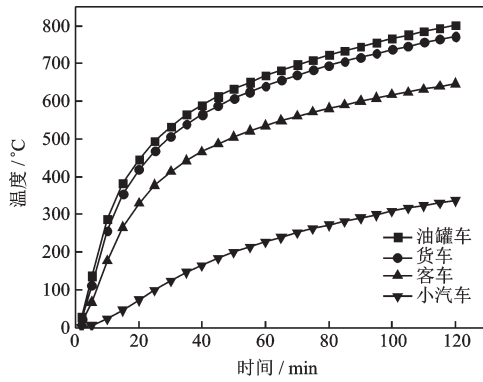
Fig.6 Diagram of fire from three sides of the H-shaped steel concrete composite beam

4种火源模型下H型钢混组合梁截面的腹板及混凝土板温度随受火时间的变化曲线如图7所示(翼缘板升温较腹板慢,非钢梁最不利受火位置,故没有给出其升温曲线),跨中挠度随受火时间的变化曲线如图8(a)所示。不同火源模型下H型钢混组合梁的耐火极限时间及破坏温度见表2。

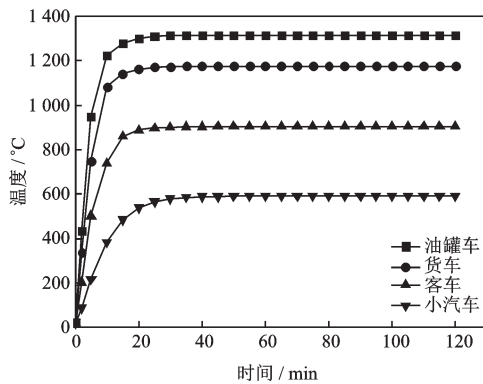
由图7可以看出,在油罐车、货车、客车燃烧工况下,钢混组合梁达到失效状态时,组合梁截面腹板最高温度分别为 1315 、 1176 、 904 C ,混凝土板最高温度分别为 569 、 560 、 501 C ,腹板的升温速率及最高温度明显高于混凝土板。此外,油罐车燃烧条件下H型钢混组合梁截面的升温速率最快、温度最高,腹板温度在 20 min 内即达到了 1300 C 的高温;由图8(a)可知,H型钢混组合梁在4种火源模型下的耐火极限时间分别为 36 、 39 、 49 min 及不发生破坏。由此可见油罐车燃烧下H型钢混组合梁的耐火极限时间最短,造成的破坏性最强。

3.3 腹板厚度

H型钢混组合梁的腹板厚度一般比翼缘板薄,火灾状况下腹板的升温速率更快、更容易发生破坏。本文设置了腹板厚度为 5 、 7.5 、 10 、 12.5 mm 4种



(a) 混凝土板



(b) 腹板

图7 H型钢混组合梁截面关键部位升温曲线

Fig.7 Heating curves of key cross-sectional parts of the H-shaped steel-concrete composite beam

表2 不同火源模型下的耐火极限时间

Table 2 Limiting fire endurance times under different fire source types

| 火源模型 | 破坏时的温度/°C | | 耐火时间/min |
|------|-----------|------|----------|
| | 腹板 | 混凝土板 | |
| 油罐车 | 1 315 | 569 | 36 |
| 货车 | 1 176 | 560 | 39 |
| 客车 | 904 | 501 | 49 |
| 小汽车 | 不破坏 | 不破坏 | 不破坏 |

形式的计算工况来研究其对H型钢混组合梁耐火极限时间的影响。选取破坏性最强的油罐车燃烧升温曲线作为数值计算的火源模型,外荷载取 $0.3P$ (P 为公路一级车道荷载),受火区长度取跨中 $L/3$ 长度范围(L 为梁的跨径)。腹板及混凝土板的温度变化曲线如图7所示,跨中挠度随受火时间的变化曲线如图8(b)所示。不同腹板厚度下H型钢混组合梁的耐火极限时间及破坏温度见表3。

由图8(b)可知,腹板厚度对H型钢混组合梁耐火极限时间的影响较大,随着腹板厚度的增加,H型钢混组合梁的耐火极限时间也随之增加,故可通过

表3 不同腹板厚度下的耐火极限时间

Table 3 Limiting fire endurance times under different web thickness

| 腹板厚度/mm | 破坏时的温度/°C | | 耐火时间/min |
|---------|-----------|------|----------|
| | 腹板 | 混凝土板 | |
| 5.0 | 1 312 | 525 | 29 |
| 7.5 | 1 315 | 545 | 32 |
| 10.0 | 1 315 | 569 | 36 |
| 12.5 | 1 315 | 590 | 40 |

适当增加腹板厚度来提升H型钢混组合梁的耐火极限时间。

3.4 外荷载大小

H型钢混组合梁失火时,作用在梁上的外荷载大小对其耐火极限时间有很大的影响。本文设置了 $0.3P$ 、 $0.5P$ 、 $0.7P$ 、 $1.0P$ (P 为公路一级车道荷载)的外荷载作用在H型钢混组合梁上,以油罐车燃烧升温曲线作为数值计算的火源模型,H型钢混组合梁腹板厚度取10 mm,受火区长度取跨中 $L/3$ 长度范围(L 为梁的跨径)。腹板及混凝土板的温度变化曲线如图7所示,跨中挠度随受火时间的变化曲线如图8(c)所示。不同外荷载作用下H型钢混组合梁的耐火极限时间及破坏温度见表4。

表4 不同外荷载大小下的耐火极限时间

Table 4 Limiting fire endurance times under different loads

| 荷载大小 (P_i/P) | 破坏时的温度/(°C) | | 耐火时间/ min |
|---------------------|-------------|------|--------------|
| | 腹板 | 混凝土板 | |
| 0.3 | 1 315 | 569 | 36 |
| 0.5 | 1 315 | 545 | 32 |
| 0.7 | 1 313 | 532 | 30 |
| 1.0 | 1 312 | 517 | 28 |

注: P 为公路一级车道荷载, P_i 为实际施加的荷载

由图8(c)可知,随着外荷载的增大,H型钢混组合梁的耐火极限时间显著缩短,4种外荷载作用下H型钢混组合梁的耐火极限时间分别为36、32、30、28 min。故应避免H型钢混组合梁在失火状态下承受较大的外荷载作用。

3.5 受火区长度

桥梁火灾具有开放式燃烧特点,受风速等因素影响,火势蔓延速率不同,使得桥梁受火区长度有

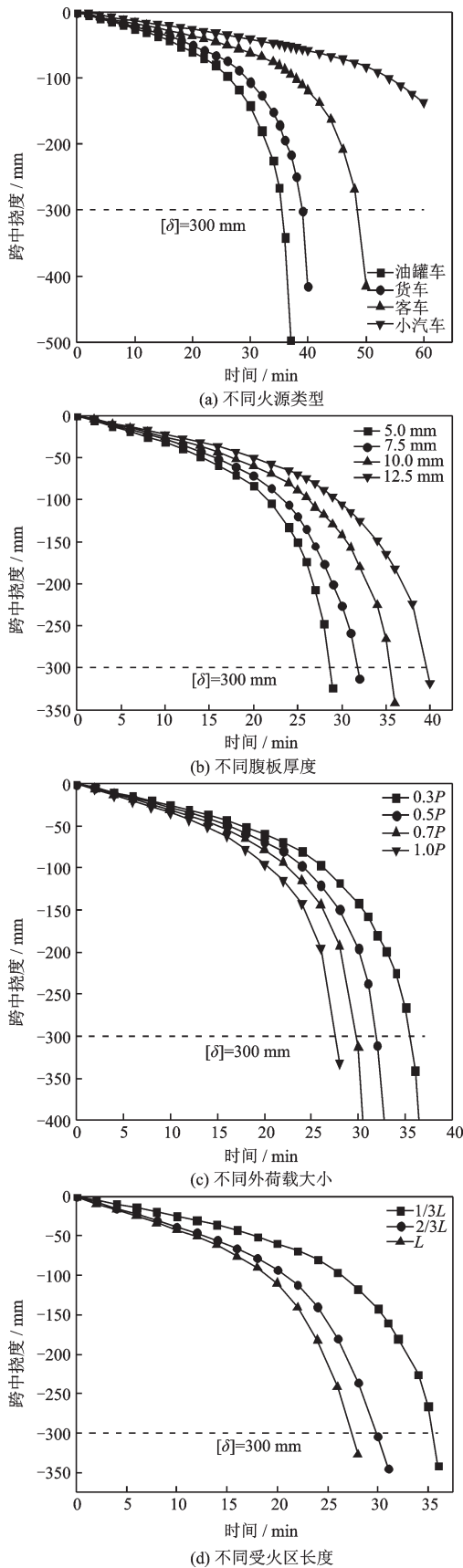


图8 H型钢混组合梁跨中挠度随受火时间变化曲线
Fig.8 Curves of deflection of the H-shaped steel-concrete composite beam under different fire times

一定的差异。本文设置了受火区长度分别为跨中 $L/3$ 、 $2L/3$ 、 $1.0L$ 长度范围(L 为梁的跨径)3种计算工况,以油罐车燃烧曲线作为数值计算的火源模型,H型钢混组合梁的腹板厚度取10 mm,外荷载取 $0.3P$ (P 为公路一级车道荷载)。腹板及混凝土板的温度变化曲线如图7所示,跨中挠度随受火时间的变化曲线如图8(d)所示。不同受火区长度下H型钢混组合梁的耐火极限时间及破坏温度见表5。

表5 不同受火区长度下的耐火极限时间

Table 5 Limiting fire endurance times under different fire zone lengths

| 受火区长度 | 破坏时的温度/°C | | 耐火时间/min |
|--------|-----------|------|----------|
| | 腹板 | 混凝土板 | |
| $L/3$ | 1 315 | 569 | 36 |
| $2L/3$ | 1 313 | 532 | 30 |
| L | 1 312 | 517 | 28 |

由图8(d)可知,受火区长度对H型钢混组合梁耐火性能影响较大,随着受火区长度的增加,H型钢混组合梁的耐火极限时间将显著缩短。在此火灾场景下,H型钢混组合梁的耐火极限时间约为30 min。因此,该类桥梁消防灭火应尽量在30 min内完成。

除上述讨论的参数外,桥梁跨径、结构体系、主梁的截面形式等均对其抗火性能有一定的影响。文献[2]中开展了跨度为3.8 m的H型钢混组合简支梁、箱型钢混组合简支梁及跨度为4.8 m的箱型钢混组合连续梁的抗火性能试验研究,研究结果表明:简支梁的耐火极限时间约为30 min,且相同条件下箱型截面组合梁比H型截面组合梁的耐火时间更长、耐火性能更好;连续梁在受火加载过程中,中间支座负弯矩区混凝土板会出现显著裂缝,但梁体总体下挠较小,耐火极限时间约为60 min,故连续梁的耐火性能要优于简支梁;文献[17]开展了跨度分别为24、30及36 m的简支钢混组合箱梁桥耐火性能数值模拟研究,得到其耐火极限时间分别为60、52及41 min,故随着跨度的增加,钢混组合梁的耐火时间将逐渐缩短。

4 结论

通过建立H型钢混组合梁热-结构耦合分析有限元模型,对影响其耐火极限时间的关键因素进

行了参数分析,得到了不同火灾场景下H型钢混组合梁的耐火极限时间,并得到如下结论:

(1)对热-结构耦合分析有限元模型进行了验证。基于热-结构耦合分析法得到的H型钢混组合梁截面腹板与混凝土板的升温曲线与试验得到的实际升温曲线吻合性较好。此外,数值模拟与试验得到的H型钢混组合梁耐火极限时间基本一致。则热-结构耦合分析结果精度较高,能满足桥梁结构抗火研究需求。

(2)火灾场景下,H型钢混组合梁截面各部位升温速率有显著差异,腹板升温速率及最高温度要显著高于混凝土板,则梁截面会形成较大的温度梯度。此外,从挠度曲线斜率可以看出,H型钢混组合梁跨中下挠速率随受火时间的增加逐渐加快。这是因为随着梁截面温度的升高,材料的强度逐渐退化,组合梁的承载能力会迅速下降,从而导致跨中下挠速率逐渐加快直至结构破坏。

(3)在文中设置的火灾场景下,油罐车产生的温度可达到1316℃,组合梁最短耐火极限时间仅为28 min。故油罐车的火灾事故对桥梁结构的安全威胁性最大,应重点关注油罐车的行车安全。

(4)不同腹板厚度工况下H型钢混组合梁的耐火极限时间分别为29、32、36、40 min;不同外荷载作用工况下H型钢混组合梁的耐火极限时间分别为36、32、30、28 min;不同受火区长度工况下H型钢混组合梁的耐火极限时间分别为36、30、28 min。故可通过适当增加腹板厚度来提升H型钢混组合梁的耐火极限时间。此外,消防灭火应尽可能在30 min内完成,防止演变成桥梁全跨受火状况。

参考文献:

- [1] 颜全哲. 预应力钢-混凝土组合梁力学性能研究[D]. 西安:长安大学, 2007.
Yan Q Zh. Research on mechanical properties of prestressed steel & concrete composite beam [D]. Xi'an: Chang'an University, 2007. (in Chinese)
- [2] 姚伟发. 钢-混凝土组合梁桥火灾下的反应与灾后剩余承载力研究[D]. 南京:东南大学, 2016.
Yao W F. Study on response of fire process and post-fire residual capacity of steel-concrete composite girder bridge [D]. Nanjing: Southeast University, 2016. (in Chinese)
- [3] Fei G, Hong Z, Hongjun L. Post-fire residual strength of steel tubular T-joint with concrete-filled chord [J].

Journal of Building Structures, 2017, 139 (11) : 327-338.

- [4] Aziz E M, Kodur V K, Glassman J D, et al. Behavior of steel bridge girders under fire conditions [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 106(3):11-22.
- [5] Kodur V K R, Naser M Z. Effect of local instability on capacity of steel beams exposed to fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 111(8):31-42.
- [6] 张岗,朱美春,贺拴海,等. 火灾下预应力混凝土T形截面梁破坏模式研究[J]. 中国公路学报, 2017, 30(2): 77-85.
Zhang G, Zhu M Ch, He Sh H, et al. Failure model analysis of prestressed concrete T girder exposed to fire [J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(2):77-85. (in Chinese)
- [7] 李国强,许炎彬, Usmani Asif. 油罐车火灾下钢-混凝土组合梁桥结构响应研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, 36(3):444-452.
Li G Q, Xu Y B, Usmani A. Study on structures responses of steel-concrete composite highway bridge under fuel tanker fire [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, 36(3):444-452. (in Chinese)
- [8] 陈珍珠,蒋首超,李国强,等. 不同规范组合梁抗火设计方法的比较和分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2015, 35(1):69-78.
Chen L Zh, Jiang Sh Ch, Li G Q, et al. A comparative study among available design guidelines for composite beams in fire [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015, 35(1):69-78. (in Chinese)
- [9] 王莹,卢志芳. 大跨径悬索桥吊索高温力学性能研究[J]. 桥梁建设, 2016, 46(4):73-78.
Wang Y, Lu Zh F. Study of mechanical properties of slings of long span suspension bridges under high temperatures [J]. Bridge Construction, 2016, 46(4):73-78. (in Chinese)
- [10] Lie T T, Irwin R J. Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5):797-805.
- [11] Lie T T, Celikkol B. Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns [J]. Material Journal, 1991, 88(1): 84-91.
- [12] European Committee for Standardization. ENV 1993-1-2, eurocode 3 design of steel structures (Part1/2), general rules-structural fire design [S]. London: British Standards Institution, 2005: 3-14.

(本文责编:赵霞)

(下转第1000页)