

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20201103002

装配式钢牛腿连接节点耐火性能试验研究*

刘冰^{1,2}, 毛小勇^{1,2}, 钱斌¹, 吴钊毓¹

(1. 苏州科技大学土木工程学院, 江苏 苏州 215011; 2. 苏州科技大学江苏省结构工程重点实验室, 江苏 苏州 215011)

摘要: 为了解一种新型装配式钢牛腿节点的耐火性能, 进行了3个ASTM-E119升温模式下钢牛腿节点耐火性能试验, 参数包括不同肋板厚度、不同荷载大小和偏心距。获得了钢牛腿的温度分布、节点变形、破坏形态和耐火极限。建立了节点抗火分析有限元模型, 通过与试验数据对比验证了模型的准确性。研究结果表明: 肋板温度达700℃时节点承载能力剧烈下降, 栓钉温度达660℃左右时节点达到极限状态。节点的破坏由肋板屈曲和栓钉拉断控制, 破坏呈现出一定的脆性(变形急剧增大)。随偏心距和荷载的增大钢牛腿的耐火极限减小; 随肋板厚度增大节点耐火极限增大, 但增加的幅度有限。栓钉和肋板的破坏临界温度可为连接节点的抗火设计提供参考。

关键词: 装配式钢牛腿; 耐火极限; 破坏形式; 试验研究

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2022)04-0826-09

Experimental Research on Fire Resistance of Prefabricated Steel Bracket Connection

LIU Bing^{1,2}, MAO Xiaoyong^{1,2}, QIAN Bin¹, WU Zhaoyu¹

(1. School of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Structural Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China)

Abstract: Three fire-resistance tests on a new type of prefabricated steel bracket connection with different rib thickness, loads and eccentricities were conducted under the ASTM-E119 temperature curve to investigate the fire-resistance behavior of the connection. The temperature distribution, deformation, failure mode, and fire-resistance of the connection were obtained. The finite element model of the fire-resistance analysis of the connection was established, and the accuracy of the model was verified by the experimental data. The results show that the bearing capacity of the ribs drops sharply at 700 °C, and the studs reach a bearing capacity limit at about 660 °C. The failure of the connection is controlled by the buckling of the ribs or the breakage of the studs. The failure shows a certain degree of brittleness (deformation increases sharply). With the increase of eccentricity and load, the fire-resistance of steel brackets decreases. There is a limited enhancement of fire-resistance by increasing the rib thickness. The critical temperature of studs and ribs was given, which can be used as a reference for the fire-resistance design of this kind of connection.

Keywords: prefabricated steel bracket connections; fire resistance; failure mode; experimental study

* 收稿日期: 2020-11-03; 修回日期: 2020-12-25

基金项目: 国家自然科学基金(51778396)、江苏省333人才项目(2016)资助

作者简介: 刘冰(1994—), 女, 硕士研究生。主要从事结构抗火性能方面的研究。E-mail: 283898387@qq.com

通讯作者: 毛小勇(1974—), 男, 教授, 博士。主要从事组合结构和结构抗火性能研究。E-mail: maoxiaoyong@yeah.net

引言

装配式钢结构集标准化设计、工厂化生产、装配化施工于一体,具备施工快、污染小、工期短的特点,可大幅降低劳动强度,便于施工和管理,符合可持续发展的要求,是我国大力发展的结构形式之一^[1]。

作为钢结构最为核心的部位,节点连接在火灾下的性能一直是许多学者关注的热点,针对梁-柱节点、端板连接节点及 T-stub 节点的抗火性能,国内外已开展了一些研究工作:K.S. Al-Jabri 等^[2]研究了独立节点弯矩-转角-温度关系及轴力的影响,提出了节点组件计算模型。李国强等^[3]研究了钢结构高强度螺栓受拉、受剪连接的抗火性能,建立了高强螺栓拉剪组合作用下抗火临界温度实用计算公式。王卫永等^[4-5]进行了 4 个足尺 H 型钢外伸端板节点抗火试验,验证了用弹簧组件模型模拟外伸端板在高温下性能的可靠性。提出节点破坏机理为柱翼缘屈曲和端板弯曲变形,加劲肋及端板厚度增加能提高节点的临界温度和耐火性能。H. Yu 等^[6-7]研究了火灾下柔性剪力板连接件的受力性能,结果表明连接件的主要破坏形式为螺栓剪切破坏。提出 T-stubs 的屈服线模型,可用于预测端板的连接性能及破坏时的抗力和位移。K.H. Tan^[8]分析了高温下端板连接节点梁腹板拉、压、剪应力区域的力学性能,提出节点在高温下节点的力学性能计算公式和有限元模型。余红霞^[9]指出节点高温承载力应考虑构件破坏形态的改变对节点整体承载模式的改变,抗火设计时应综合考虑节点的弯矩、轴力、转角等变量间的相互关系。目前有关钢结构连接节点的抗火性能研究主要集中在刚性连接节点和半刚性连接节点上,未见有关装配式连接节点的抗火性能研究。

本文针对一种新型的全装配式钢牛腿连接节点,对其抗火性能进行试验研究和有限元模拟分析,研究结果可为这种新型装配式钢牛腿连接节点的耐火极限及防火保护提供参考依据。

1 试验概况

1.1 试件设计

试件由型钢混凝土组合柱和钢牛腿两部分构

成(图 1)。柱高 3 800 mm,型钢截面 H350×350×12×19 mm,长度方向中间 2 600 mm 范围型钢腹板区域填充混凝土,并在此区段的型钢腹板两侧纵向布置两排栓钉,栓钉长度 100 mm,直径 10 mm,行间距 250 mm,列间距 104 mm。柱两端焊接 350×660×30 mm 的钢板,通过螺栓与支座连接。

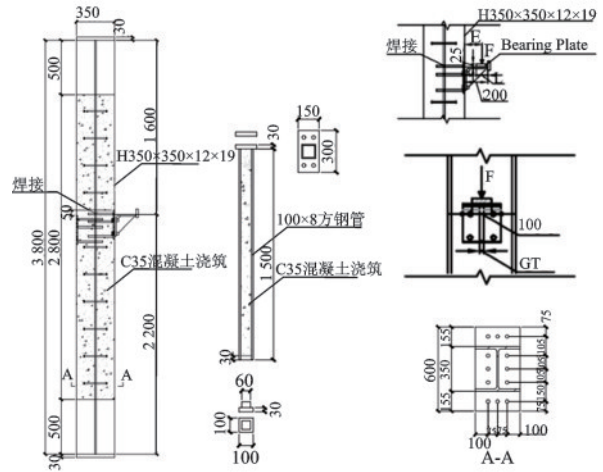
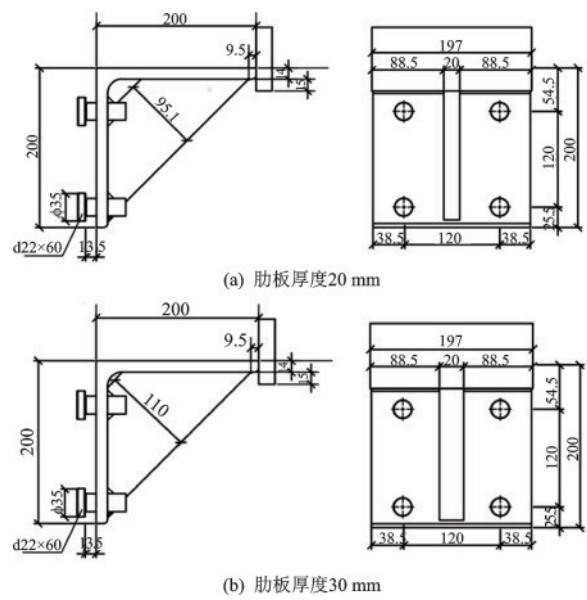


图 1 节点加工图

Fig.1 Connection processing diagram

钢牛腿由等肢角钢、肋板、端板及四个圆柱头栓钉组成,各部分尺寸如图 2 所示,具体参数见表 1。为后文描述方便,角钢的水平肢和垂直肢分别简称为顶板和侧板。肋板厚度分 20 mm 和 30 mm 两种。栓钉穿过牛腿侧板上的开孔并在肋板侧采用角焊缝围焊,然后通过栓钉头部与预埋锚板进行卡扣式装配连接。



(a) 肋板厚度 20 mm

(b) 肋板厚度 30 mm

图 2 钢牛腿详图

Fig.2 Detail drawing of steel bracket

表1 钢牛腿参数

Table1 Parameters of steel bracket

节点编号	加劲肋厚度 GT/mm	偏心距 E/mm	荷载 F/kN
J1-20-150	20	150	135
J2-30-125	30	125	105
J3-30-125	30	125	122

锚板及埋件的基本构造如图3、4所示。锚板尺寸为 $254 \times 267 \times 12$ mm, 表面以特定的形状开孔(图4(a))。锚板通过预埋件与组合柱连接, 预埋件为直径 16 mm 的热轧带肋钢筋, 强度等级为 HRB500E, 长度为 230 mm。埋件一侧与锚板背面焊接相连(图4(b)), 另一侧穿过型钢腹板并与其焊接连接(图(1))。

用于加载的方钢管混凝土柱的尺寸为 $100 \times 100 \times 8$ mm, 内部填充 C35 混凝土(图1)。上端焊接 $150 \times 300 \times 30$ mm 的钢板, 与加载千斤顶连接。

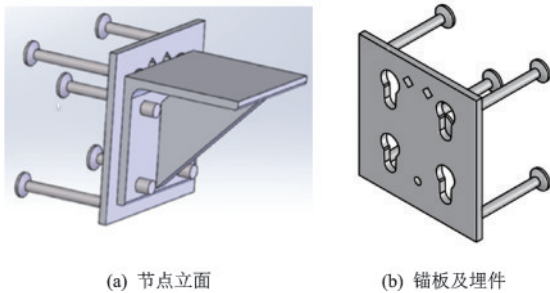


图3 锚板及埋件立体图

Fig.3 Three-dimensional view of anchorage plate and embedment

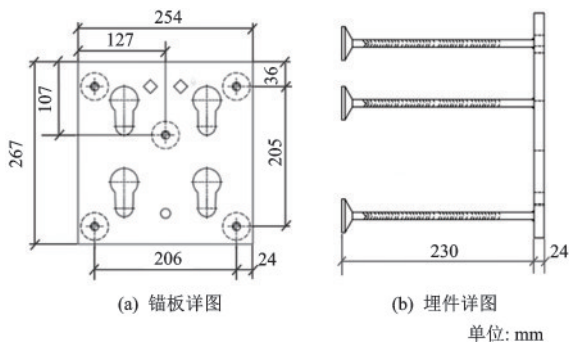


图4 锚板及埋件详图

Fig.4 Detail drawing of anchorage plate and embedment

1.2 试件材料力学性能

混凝土部分采用 C35 混凝土浇筑, 弹性模量为 3.15×10^4 MPa。通过标准试件拉伸试验, 获得钢材的实测力学性能见表 2。

表2 材料性能

Table2 Material properties

名称	规格/mm	钢号	屈服强度 f_y/MPa	抗拉强度 f_u/MPa	伸长率 $\delta/\%$
H型钢	H350×350×12×19	Q235B	365	525	32.0
牛腿侧板/顶板	200×200×14	Q235B	265	410	33.0
牛腿肋板	200×200×20	Q345B	410	530	23.0
牛腿端板	200×80×20	Q345B	410	530	23.0
牛腿栓钉	M22	SWRCH18A	364	519	19.6
锚板	254×267×12	Q355B-1	465	582	24.0
埋件	16	HRB500E	550	715	17.0
混凝土-栓钉	10	SWRCH18A	365	556	18.0

1.3 加载及升温装置

试验在苏州科技大学江苏省结构工程重点实验室进行。考虑到研究的重点是钢牛腿节点, 型钢混凝土组合柱及加载方钢管全长包裹 100 mm 厚陶瓷纤维进行防火保护, 并通过侧向限位装置保证加载方钢管沿竖向垂直移动。图 5 为试验加载及升温装置示意, 图 6 为火灾试验炉现场图片。

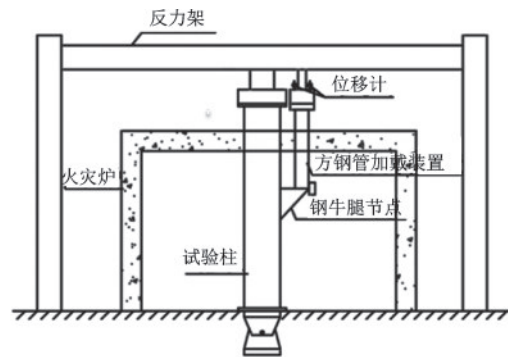


图5 试验加载及升温装置示意
Fig.5 Loading and heating system diagram



图6 火灾试验炉
Fig.6 Fire test furnace

1.4 测点布置

为测定钢牛腿的位移变化,在方钢管加载千斤顶两侧各布置1个张线式位移计(图5),用于测定火灾下加载点位置的竖向变形。

为测定钢牛腿的温度变化,在牛腿表面一共布置6个温度测点(代号T1~T6),T1、T2布置在侧板中部,T3、T4布置在肋板中部,T5、T6布置在顶板中部(图7)。采用带有不锈钢外套保护的K型(镍铬-镍硅)热电偶。

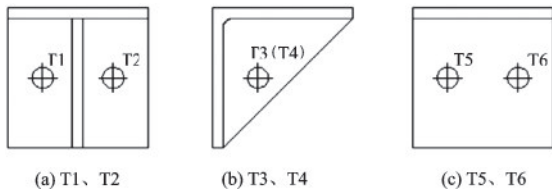


图7 节点热电偶布置

Fig.7 Thermocouple arrangement in connection

1.5 升温曲线

炉温采用ASTM-E119升温曲线(图8),其温度随时间的变化按照式(1)计算。对比可见,在8 min范围内其升温速率略低于ISO834^[10],25 min后平均升温速率略大于ISO834^[10]曲线,180 min后两者升温基本一致。

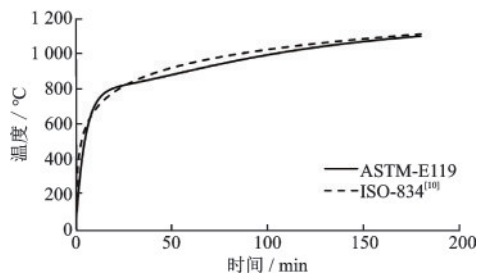


图8 升温曲线

Fig.8 Time-temperature curves

$$T=1166-532 \times \text{EXP}(-0.01t)+186 \times \text{EXP}(-0.05t)-820 \times \text{EXP}(-0.2t)+20 \quad (1)$$

2 试验现象

2.1 节点 J1-20-150

节点 J1-20-150 的破坏形态如图9所示。高温

后节点顶板严重向下倾斜,与侧板的角度由90°变为135°。在外表面斜向距离约30 mm处,出现细小凹陷,角度大约变化20°。沿长度方向45 mm处中部略微鼓起,右侧端板依然与顶板呈垂直状态。侧板整体受拉,顶部明显向外弯曲,沿垂直方向140 mm处弯曲角度最大,由垂直方向向外弯曲约35°,中部略微内凹。肋板中部发生明显的S形屈曲,厚度由20 mm增大至30 mm,表面呈褶皱状,镀锌层轻微外鼓,出现局部脱落。肋板侧面有明显的颜色分界线,宽度约4 mm。上部两个栓钉明显向下弯曲,栓钉孔被挤压成椭圆形,长度由22 mm增大至31 mm;下部两个栓钉无明显变形,孔洞无明显变化,栓钉未拉断。火灾后节点表面颜色变化见表4,整个节点侧表面颜色从银白色渐变至深褐色。

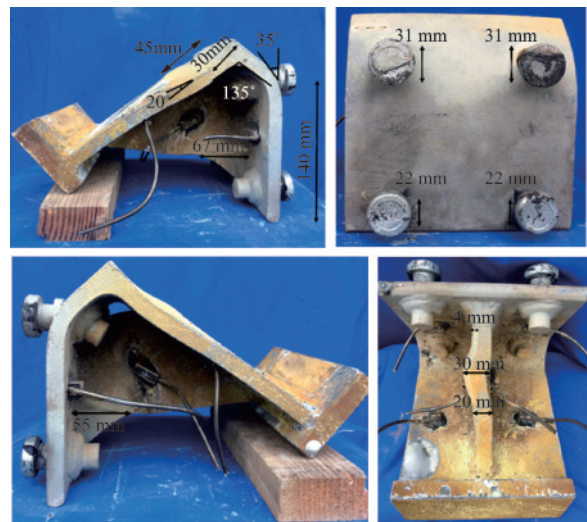


图9 J1-20-150破坏形态

Fig.9 Failure mode of J1-20-150

2.2 节点 J2-30-125

节点 J2-30-125 的破坏形态如图10所示,与节点 J1-20-150 相似的破坏形态在此不再详细描述,火灾后节点参数变化见表3,节点表面颜色变化见表4。肋板局部鼓曲,鼓曲点表面镀锌层呈褶皱状,露出材料本身的银白色。肋板与顶板的焊缝处表面镀锌层鼓起,与表面分离,出现局部脱落。上部两个栓钉拉断,断面呈纤维状,受火氧化为黑色,栓钉孔被挤压成椭圆形,下部两个栓钉略微下倾。

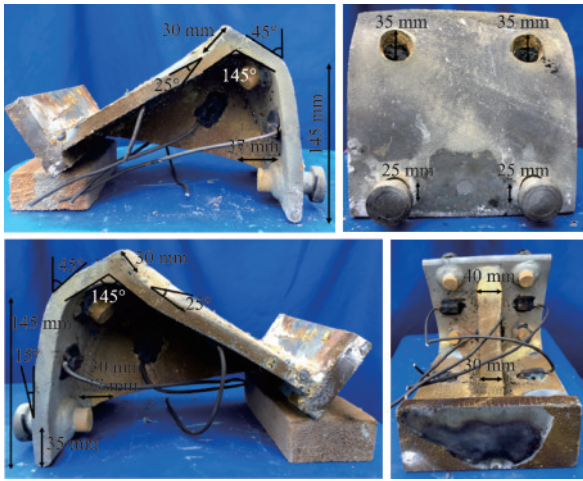


图10 J2-30-125破坏形态

Fig.10 Failure mode of J2-30-125



图11 J3-30-125破坏形态

Fig.11 Failure mode of J3-30-125

2.3 节点 J3-30-125

节点 J3-30-125 的破坏形态如图 11 所示,火灾后节点参数变化见表 3,节点表面颜色变化见表 4。肋板局部鼓曲,侧板南北两侧弯曲程度不同,北侧弯曲更加严重。火灾后节点顶板与端板的连接焊

缝表面镀锌层明显鼓起,与构件表面完全分离,发生局部脱落。肋板与侧板的两侧焊缝表面镀锌层基本完全贴合。肋板南侧与顶板的焊缝表面镀锌层明显鼓起,与构件表面完全分离;北侧与顶板的焊缝表面镀锌层贴合较好。

表 3 火灾后节点参数变化
Table 3 Connection parameters change after fire

参数变量		J1-20-150	J2-30-125	J3-30-125	
火灾前	肋板厚度/mm	20	30	30	
	夹角 ¹ /°	90	90	90	
	栓钉孔直径/mm	上侧:南/北	22/22	22/22	22/22
		下侧:南/北	22/22	22/22	22/22
最大肋板厚度/mm	30	40	36.5		
夹角/°	135	145	140		
火灾后	肋板屈曲点位置 ² /mm	南/北	55/67	37/37	45/45
		上侧:南/北	31/31	33/35	31/31
	栓钉孔直径/mm	下侧:南/北	22/22	25/25	25/25
		侧板弯曲点位置	高度 ³ /mm/角度 ⁴ /°	140/35	145/45 35/15
	顶板内凹点位置	距离 ⁵ /mm/角度 ⁶ /°	30/20	30/25	27/15

注:夹角¹表示顶板与侧板之间的夹角角度;肋板屈曲点位置²表示肋板屈曲点与侧板的垂直距离(mm);高度³表示侧板弯曲点与底面的垂直距离(mm);角度⁴表示侧板弯曲点与竖直方向所成夹角角度;距离⁵表示顶板内凹点沿顶板长度方向的距离(mm);角度⁶表示顶板内凹点与其长度方向所成夹角角度

表 4 火灾后节点表面颜色变化
Table 4 Color change of connection surface after fire

节点	肋板	侧板		顶板	
		外表面	内表面	外表面	内表面
J1-20-150	银白色-褐色	银白色	银白色-黄色	银白色-浅黄色-深褐色	银白色-黄褐色
J2-30-125	银白色-褐色	银白色-浅黄色	银白色-褐色	银白色-浅黄色-褐色	银白色-褐色
J3-30-125	银白色-深褐色-黄褐色	银白色-浅黄色	银白色-褐色	银白色-浅黄色	银白色-浅黄色

3 试验结果分析

3.1 升温曲线

实测炉内升温曲线如图 12 所示,升温曲线存在一定的波动,但整体发展趋势与控制曲线符合良好。

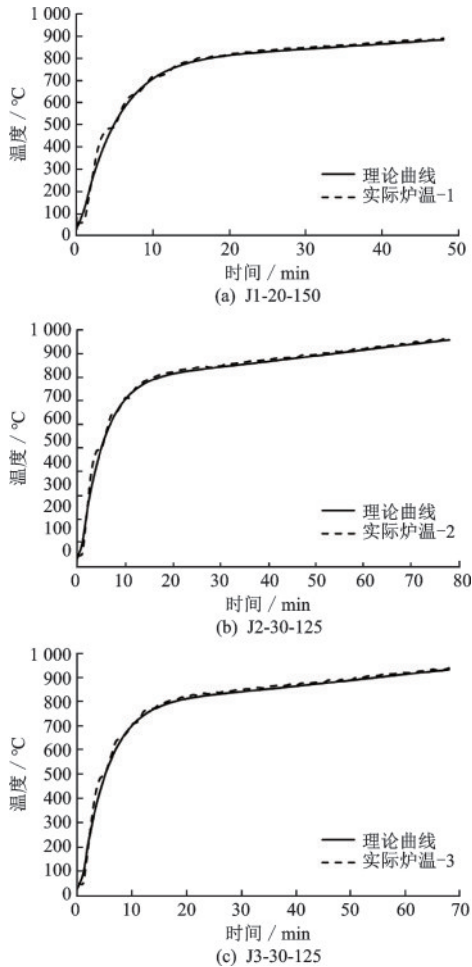


图 12 试验炉炉温曲线

Fig.12 Temperature curve of test furnace

3.2 节点温度

牛腿节点表面的温度—时间曲线如图 13 所示,可以看出,相同受火时间,顶板温度最高,肋板温度略低,侧板温度最低,这是由于与侧板相连混凝土的吸热所致。

3.3 节点变形曲线

图 14 为节点竖向位移—时间曲线,由图可见,各节点的位移曲线发展趋势相似:在初始升温阶段

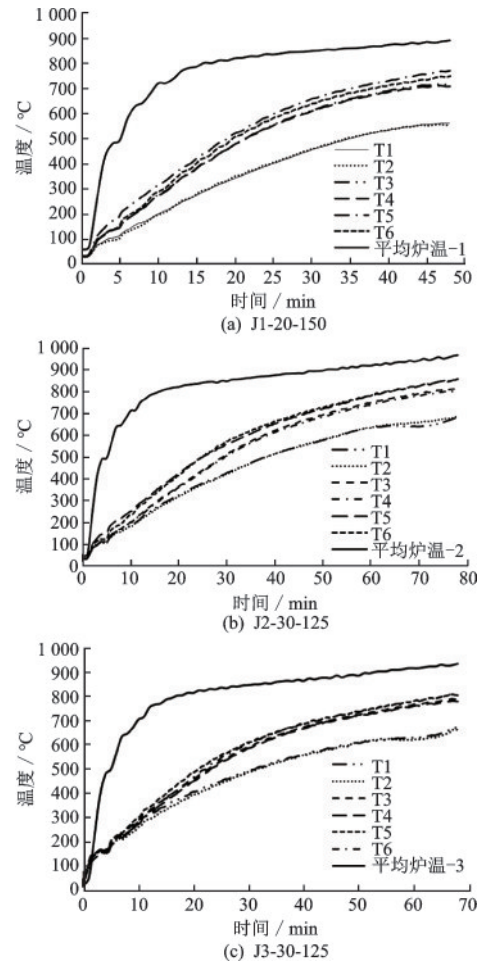


图 13 各牛腿节点表面温度分布

Fig.13 Surface temperature distribution of steel brackets

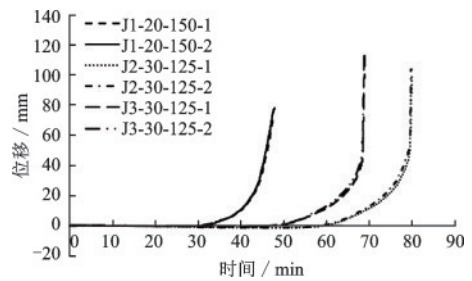


图 14 节点竖向位移

Fig.14 Vertical displacement of connections

存在微小的负向膨胀段;随升温时间增加,竖向位移值由负向正发展,位移不断增大;当接近耐火极限时,竖向位移迅速增加,节点很快发生破坏,呈现出一定的脆性特征。主要原因在于:升温前期,材料热膨胀导致的竖向变形大于材料性能劣化引起的变形;随着节点温度升高,钢材强度和模量明显衰减,节点向下的变形大于向上的膨胀变形,且随材料性能的持续下降而不断发展;接近耐火极限时,由于肋板发生屈曲或者栓钉发生拉断

(J2-30-125和J3-30-125),导致变形陡增。

以节点J1-20-150为例,在0~28 min内节点为负向膨胀阶段,28 min时节点最大负位移为-0.331 mm,侧板平均温度约435℃,肋板平均温度约589℃,28 min后节点竖向位移持续增长。30 min时,节点竖向位移值为0 mm,侧板平均温度约459℃,肋板的平均温度约614℃。43 min时,节点竖向位移陡增,侧板平均温度约548℃,肋板平均温度约702℃。48 min时,节点竖向位移几乎呈直线上升,节点达到耐火极限,侧板平均温度约559℃,肋板平均温度约712℃,节点破坏。节点J2-30-125和节点J3-30-125规律类似,各阶段参数值见表5。

由上述分析可知,在600℃左右节点性能明显衰减;肋板在700℃时节点承载能力剧烈下降;栓钉在660℃左右时已达到承载能力极限状态。

表5 节点各阶段参数值

Table5 Related parameters of connection

关键点	参数	J1-20-150	J2-30-125	J3-30-125
最大负位移	升温时间/min	28	47	41
	位移值/mm	-0.331	-1.431	-0.556
	肋板温度/℃	589	674	671
零位移	侧板温度/℃	435	563	560
	升温时间/min	30	58	46
	肋板温度/℃	614	734	703
位移陡增	侧板温度/℃	459	626	586
	升温时间/min	43	78	67
	肋板温度/℃	702	804	782
耐火极限	侧板温度/℃	548	675	648
	升温时间/min	48	80	69
	肋板温度/℃	712	808	786
	侧板温度/℃	559	683	671

4 有限元模型

4.1 模型简介

采用通用有限元程序ABAQUS,采用顺序热-力耦合方法对牛腿节点进行耐火性能模拟分析。

(1)单元类型:所有部件全部采用8节点六面体减缩积分实体单元C3D8R。

(2)网格划分:栓钉、锚固件及柱体部分的混凝土合理分割后采用扫掠网格中性轴算法划分六面体单元。牛腿节点顶板和侧板采用扫掠网格进阶

算法划分六面体单元。用结构化网格划分节点的肋板、端板及H型钢。对整个牛腿节点及节点部位的试件柱的网格进行局部加密以保证网格质量和分析精度。

(3)材料属性:钢材高温下材性采用EC3考虑钢材应力强化的应力-应变关系模型^[11],混凝土高温下的应力-应变本构关系选用T.T. Lie等^[12]的研究成果。

(4)边界及约束:柱体内部栓钉与混凝土间采用点对点Tie约束,栓钉与型钢用面对面Tie约束,锚固件与H型钢、混凝土间均采用面对面Tie约束。牛腿节点与锚固件间采用硬接触和局部和Tie连接,库伦摩擦系数取0.3。

(5)分析步骤:首先计算温度场;然后进行屈曲分析,通过导入节点位移和各阶特征值对结构引入初始缺陷;最后进行热力耦合分析,模型采用隐式求解。结构有限元模型如图15所示。

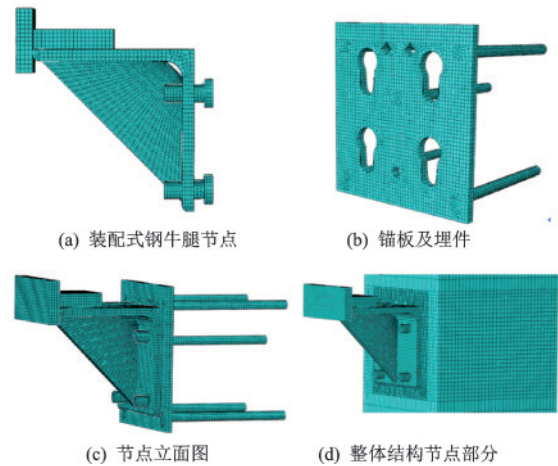


图15 结构有限元模型

Fig.15 Structural finite element model

4.2 模型验证

4.2.1 温度对比

试验与模拟所得各节点表面热电偶测点温度对比如图16所示,图中M为模拟温度值,T为试验温度值。可见模拟结果与试验整体吻合较好,节点表面温度模拟值略高于试验值,但发展趋势基本一致。试验中侧板因部分受到防火棉遮挡温度偏低,因此测点1、2模拟值高于试验值。节点在25 min时模拟与试验的温度差异最大,J1-20-150、J2-30-125、J3-30-125的最大温度误差分别为10.6%、32.6%、12.7%。

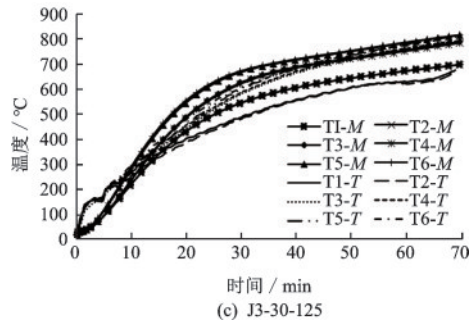
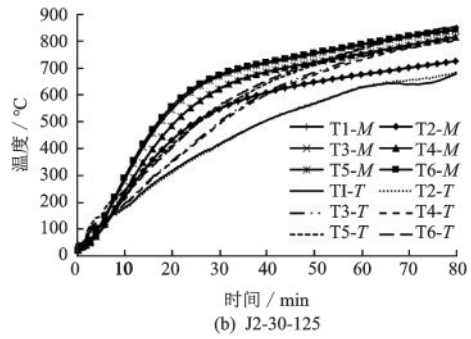
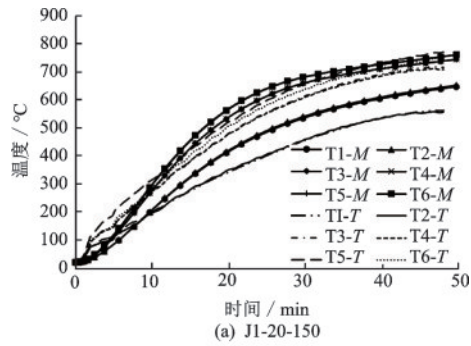


图16 各节点表面热电偶测点温度对比

Fig.16 Comparison of surface temperature between calculated and test results

4.2.2 变形对比

试验与模拟所得的位移—时间曲线对比如图17所示,图中M为模拟位移值,T为试验位移值。由图可见,模拟所得各节点位移—时间曲线的发展趋势基本一致,节点J1-20-150与计算结果符合良好,节点J2-30-125和节点J3-30-125在试验后期栓钉被拉断导致节点竖向位移发展迅速,因此后期模拟与试验存在一定差异。J1-20-150、J2-30-125、J3-30-125节点的耐火极限误差分别为2.3%、12.3%、9.0%。

温度场和变形曲线对比可见,模拟结果与数据吻合度良好,本文的模型可用于进一步分析火灾下钢牛腿连接节点的破坏机理,以及相关参数对节点抗火性能的影响。

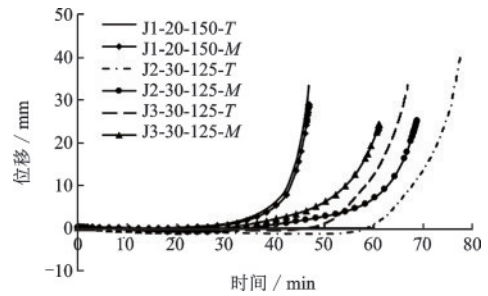


图17 试验与模拟竖向位移发展对比

Fig.17 Comparison of vertical displacement between calculated and test results

5 结论

(1)600℃左右节点性能出现明显衰减,肋板在700℃时节点承载能力剧烈下降;栓钉在660℃左右时达到承载能力极限。

(2)节点破坏由肋板屈曲或者栓钉拉断导致,破坏时位移陡增,呈现出脆性破坏特征。

(3)节点的耐火极限随荷载减小、偏心率的减小、肋板厚度的增大而增大。偏心距减小对耐火极限的提升作用随肋板厚度的增加而增大。偏心率越大,增大肋板厚度对节点耐火极限的提高程度越明显,但总体上提高幅度有限。

(4)肋板厚度越大,对栓钉连接的要求越高。要完全发挥肋板的作用,提升节点耐火极限,需同时保证栓钉在高温下不被拉断。

参考文献:

[1] 刘学春,商子轩,张冬洁,等.装配式多高层钢结构研究要点与现状分析[J].工业建筑,2018,48(5):1-10.
Liu X C, Shang Z X, Zhang D J, et al. Research key points and present situation analysis of prefabricated multi-story and high-rise steel structures [J]. Industrial Construction, 2018, 48(5): 1-10. (in Chinese)

[2] Al-Jabri K S, Davison J B, Burgess I W. Performance of beam-to-column joints in fire—a review [J]. Fire Safety Journal, 2008, 43(1): 50-62.

[3] 李国强,殷颖智.钢结构高强度螺栓连接抗火性能的有限元分析[J].土木工程学报,2003,36(6):19-25.
Li G Q, Yin Y Z. Fire-resistant behavior of high-strength bolted connections for steel structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(6): 19-25. (in Chinese)

- [4] Wang W Y, Li G Q, Dong Y L . Experimental study and spring-component modelling of extended end-plate joints in fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(8):1127-1137.
- [5] 王卫永,董毓利,李国强.外伸端板节点火灾行为的试验研究和理论分析[J].哈尔滨工业大学学报,2006,38(12):2125-2128.
Wang W Y, Dong Y L, Li G Q. Experimental and analytical studies on extended end-plate connection in fire [J].Journal of Harbin Institute of Technology, 2006, 38(12):2125-2128. (in Chinese)
- [6] Yu H, Burgess I W, Davison J B, et al. Experimental investigation of the behaviour of fin plate connections in fire[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(3):723-736.
- [7] Yu H, Burgess I W, Davison J B, et al. Development of a yield-line model for endplate connections in fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(6): 1279-1289.
- [8] Tan K H. Finite element modeling and component-based approach of steel and composite steel joints at elevated temperatures [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2012, 32(3):253-266.
- [9] 余红霞.火灾下钢节点牢固性的研究与展望[J].工程力学,2011,28(4):116-121.
Yu H X. Discussions on the robustness of steel connections in fire [J].Engineering Mechanics, 2011, 28(4): 116-121. (in Chinese)
- [10] Fire-resistance tests-elements of building construction: ISO-834[S].[S.l.]:International Standard, 1980.
- [11] European committee for standardization, ENV1993-1-2, Eurocode3, design of steel structures, part1.2: structural fire design [S].[S.l.]: European Committee for Standardization, 1993.
- [12] 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.

(本文责编:池营营)