

火灾下高强钢栓焊连接节点力学性能试验研究

强旭红¹, 舒悦¹, 姜旭¹, 王飞²

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 上海中建海外发展有限公司, 上海 200126)

摘要: 通过栓焊连接节点足尺试验, 对比分析 Q690 和 Q960 2 种强度的高强钢栓焊连接节点在常温和火灾高温下的力学性能。将试验获得的节点承载力与美国、欧洲和中国的现有规范进行对比, 验证现有规范对高强钢栓焊连接节点的适用性, 并提出高强钢栓焊连接节点的设计建议。最后, 对比分析高强钢端板连接节点和栓焊连接节点抗火性能的异同, 结果表明高强钢栓焊连接节点抗火性能相对优于高强钢端板连接节点。

关键词: 高强钢; 火灾下; 栓焊连接节点; 力学性能; 试验研究

中图分类号: TU392

文献标志码: A

Experimental Study on Mechanical Behavior of High Strength Steel Flange-welded Web-bolted Connections Under Fire Condition

QIANG Xuhong¹, SHU Yue¹, JIANG Xu¹, WANG Fei²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China State Construction Overseas Development Co., Ltd., Shanghai 200126, China)

Abstract: In this paper, through the full-scale experiment of high strength steel flange-welded web-bolted connections, the mechanical properties of Q690 and Q960 connections at ambient temperature and elevated temperatures are studied. The theoretical values of bearing capacity recommended by the existing American, European and Chinese codes are compared with the experimental values to verify the effectiveness of the codes for the high strength steel flange-welded web-bolted connections. The recommendations for the design of the high strength steel flange-welded web-bolted connections are given. Finally, the difference of fire

resistance between the high strength steel endplate connections and the high strength steel flange-welded web-bolted connections is analyzed. It is shown that the high strength steel flange-welded web-bolted connections are better than the high strength steel endplate connections in terms of fire resistance.

Key words: high strength steel; in fire; flange-welded web-bolted connections; mechanical behavior; experimental study

国际上一般把名义屈服强度高于 460 MPa 的结构钢材定义为高强度结构钢材, 以下简称高强钢^[1]。高强钢在国内外建筑结构和桥梁结构中已有一些典型应用^[2-5], 如巴黎米约大桥、北京新保利大厦和深圳会展中心等。目前针对高强钢的研究主要集中于高强钢材性能层面和高强钢构件层面, 而高强钢结构火灾高温下力学性能的研究较少。结构抗火设计中广泛采用的是基于计算的钢结构抗火设计方法^[6]。然而, 对于高强钢梁柱节点的抗火设计与高强钢结构的抗火设计, 因世界各国高强钢结构抗火设计规范的严重缺乏而沿用基于普通钢研究成果的规范条文, 这不仅制约了高强钢在工程领域的应用, 还可能存在安全隐患^[7-8]。

当前对高强钢梁柱节点力学性能的研究较少^[9-12]。Golar 等^[13]采用有限元参数分析的方法, 研究普通钢栓焊连接节点、盖板加固节点、双侧加腋和单侧加腋节点在往复荷载下的抗震性能, 结果表明节点域的弹性应变和塑性应变随节点构造形式的改变而改变。强旭红^[14]对普通钢栓焊连接节点火灾后性能进行足尺试验, 探究火灾后钢构件的力学性能。

收稿日期: 2021-08-05

基金项目: 国家重点研发计划重点专项(2020YFD1100403, 2017YFB0304701); 国家自然科学基金(51408150); 中央高校基本科研业务费专项资金(22120210574)

第一作者: 强旭红(1984—), 女, 副教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构抗火及高性能钢在土木工程领域中的应用。E-mail: qiangxuhong@tongji.edu.cn

通信作者: 姜旭(1982—), 男, 副教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢与组合结构及高性能钢在土木工程领域中的应用。E-mail: jiangxu@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

通过有限元软件 Abaqus 对结构升温及降温的试验过程进行精确模拟,从而获得节点各组件的应力、应变以及节点转角等的变化规律。胡军^[15]对 Q235B 梁柱栓焊边节点火灾高温下的力学性能进行试验和有限元模拟,结果表明火灾高温下节点的焊缝质量是影响结构抗火性能的主要因素。然而,无论在常温下还是在火灾高温下,国内外针对高强钢梁柱栓焊连接节点力学性能的研究有限,这与该类型节点在土木工程领域中的广泛应用不符。因此,有必要对高强钢栓焊连接节点在常温和火灾高温下的力学性能展开研究,为现行规范的修订以及经济安全的高强钢结构节点抗火设计提供试验数据和理论依据。

通过足尺试验研究 Q690 和 Q960 2 种强度的栓焊连接节点在 550 °C 火灾高温下的力学性能。为探究常温与火灾高温下栓焊连接节点力学性能的异同,同时对上述试件在常温下的相应力学性能进行试验研究。然后,将节点承载力试验值与中国、欧洲、美国的钢结

构设计规范建议的框架结构梁柱节点承载力设计值进行比较,验证各国规范对高强钢栓焊连接节点的适用性。此外,结合强旭红、武念铎等^[16-20]对高强钢端板连接节点火灾性能试验的研究成果,对比高强钢栓焊连接节点和高强钢端板连接节点的力学性能。

1 试验研究

1.1 试验设备

试验中高强钢栓焊连接节点的设计参考欧洲钢结构设计规范 Eurocode 3: Part 1-8^[21]和中国钢结构设计标准 GB 50017—2017^[22]。设计并制作 4 个高强钢栓焊连接节点试件,分别为 Q690A1 和 Q960A1 (符号 A 表示常温下)与 Q690E1 和 Q960E1 (符号 E 表示火灾高温下),具体试件尺寸如表 1 所示。所有节点试件中梁、柱、连接板及加劲肋均采用国产高强钢 Q690 或 Q960,螺栓布置方式为两排两列布置。以 Q960A1 为例,节点尺寸如图 1 所示。

表 1 节点尺寸

Tab.1 Dimensions of connections

节点编号	梁/(mm×mm×mm×mm)	柱/(mm×mm×mm×mm)	连接板/(mm×mm×mm)	柱腹板加劲肋/(mm×mm×mm)	螺栓
Q690A1	H300×180×10×12	H340×200×10×12	200×180×10	316×95×12	10.9级 M27
Q960A1	H250×180×10×12	H300×200×10×12	200×180×10	276×95×12	10.9级 M27
Q690E1	H300×180×10×12	H340×200×10×12	200×180×10	316×95×12	10.9级 M27
Q960E1	H250×180×10×12	H300×200×10×12	200×180×10	276×95×12	10.9级 M27

1.2 试验装置与试验过程

试验分为常温试验与火灾高温试验两部分,在同济大学土木工程防灾国家重点实验室进行。图 2 为常温试验装置。基于实验室已有反力架,为方便施加静力荷载,将柱水平放置。火灾高温试验在如图 3 所示的火灾试验炉(4.5 m×3.0 m×1.7 m)中进行。图 4 为火灾高温试验加载装置示意图,柱下部的节点部分和梁位于火灾试验炉内,柱上部(炉外)通过螺栓和连接板固定于反力架。千斤顶加载装置在试验炉外对炉内的试件梁端施加竖向荷载。

为获得火灾高温下节点力学性能,以 10 °C·min⁻¹的速率升温,当试件关键控制部位的温度均稳定在 550 °C 时,持温 30 min,然后按照如图 4 所示加载方案采用位移控制方式对试件正式加载,加载速率为 10 mm·min⁻¹,同时观察节点的变形。加载至焊缝开裂,停止加载,获得高强钢栓焊连接节点火灾高温下的失效模式、弯矩-转角曲线、抗弯承载力、初始转动刚度及转动能力。

1.3 测点布置

常温试验下在试件上布置多个位移计和应变片,火灾高温试验下在试件上布置多个位移计和热电偶。

(1) 位移计及应变片测点布置

常温试验和火灾高温试验中,所有位移计布置如图 5a 所示。位移计 DT1、DT2 及 DT13 布置在梁下翼缘,用于测量梁的横向位移;位移计 DT9—DT12 布置在柱左端翼缘侧,用于测量柱的横向位移;位移计 DT5—DT8 对称布置在梁翼缘根部,可用于控制加载时偏心,也可用于直接测定节点域的转角;位移计 DT3、DT4、DT14 及 DT15 分别布置在柱的左右翼缘和上下加劲肋,用于直接测量节点域转角。节点应变片 SG1—SG19 布置如图 5b 所示。

(2) 热电偶布置

为获得火灾高温试验过程中试件关键位置的温度,共布置 8 个热电偶(TC1—TC8),热电偶布置如图 6 所示。炉内温度由炉内自带的温度计测得。

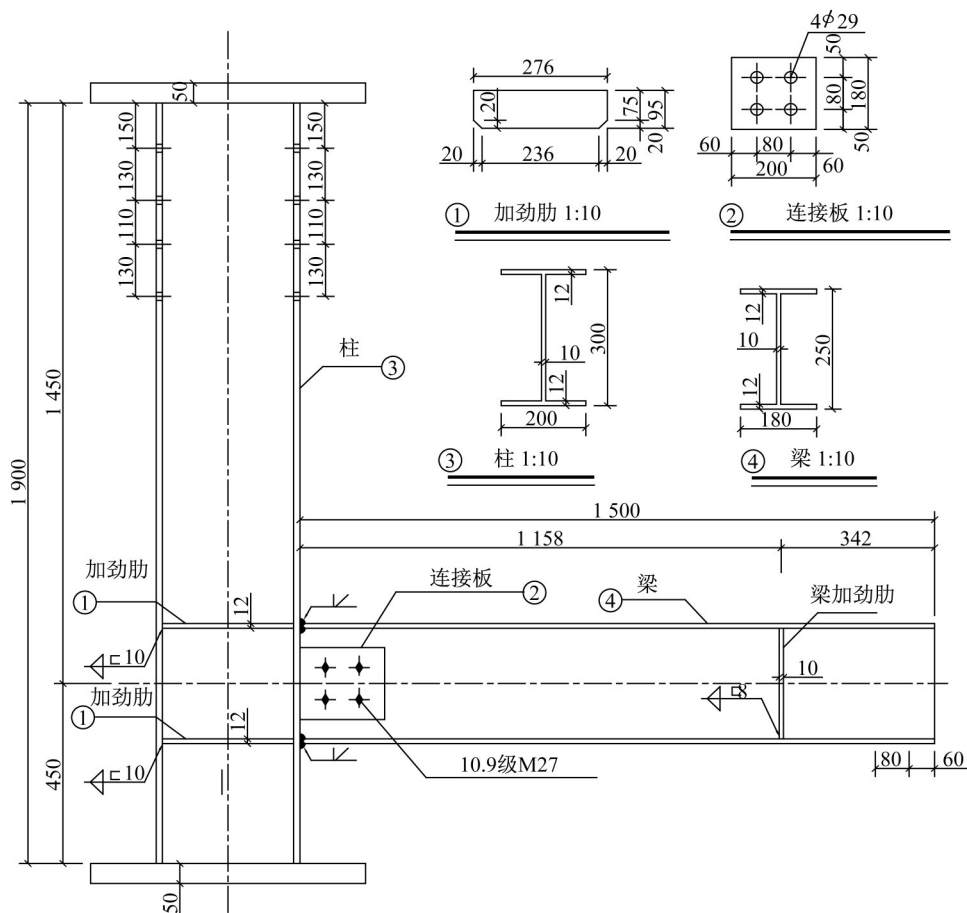


图1 Q960A1节点尺寸(单位:mm)

Fig.1 Dimensions of Q960A1 connections(unit: mm)

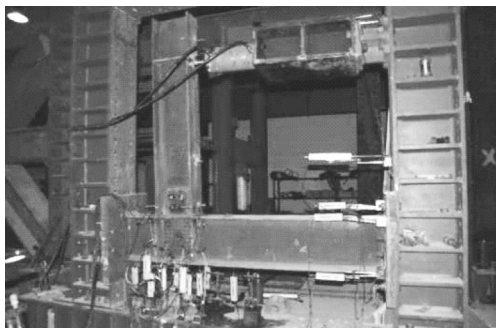


图2 常温试验装置

Fig.2 Test set-up in ambient temperature tests

2 试验结果与分析

2.1 常温试验荷载-应变曲线

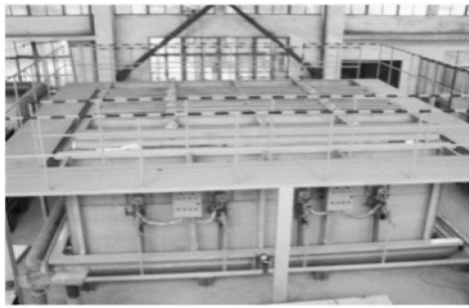
在柱腹板的节点域核心区域布置三向应变片,由三向应变片 ϵ_0 、 ϵ_{45} 、 ϵ_{90} 示数求得的最大拉应变 $\epsilon_{t,max}$ 和最大压应变 $\epsilon_{c,max}$ 表征弹塑性发展情况;对于节点受拉区或受压区,由布置在该点的单向应变片的值表征弹塑性发展情况。最大拉应变 $\epsilon_{t,max}$ 和最大压应变 $\epsilon_{c,max}$ 的计算式如下所示:

$$\epsilon_{t,max} = \frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\epsilon_0 - \epsilon_{90}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90} - 2\epsilon_{45}}{2}\right)^2}$$

$$\epsilon_{c,min} = \frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\epsilon_0 - \epsilon_{90}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90} - 2\epsilon_{45}}{2}\right)^2}$$

Q690A1与Q960A1的荷载-应变曲线类似,囿于篇幅,仅给出Q690A1的结果。图7a—f分别为节点域受剪区(全局与局部)、柱腹板拉压区、柱翼缘拉压区、梁翼缘拉压区以及柱横向加劲肋的应变随荷载的发展情况。

由图7可看出,高强钢栓焊连接节点剪切域塑性发展较为充分,其他部位(受拉区和受压区)塑性发展不充分。节点剪切域一旦发生屈服,节点域的塑性发展将在较短时间内完成。由节点各组件拉应力进入塑性段对应的梁端荷载可知,节点各组件屈服的先后顺序是节点域受剪区、梁翼缘受拉区、梁翼缘受压区、柱翼缘受拉区、柱腹板受拉区、柱加劲肋靠近柱翼缘区域。由节点的应变-荷载曲线可知,高强钢从开始加载直至节点破坏,塑性段较短,并且钢材强度越高,这种现象越明显,这是由高强钢塑性相对



a 火灾试验炉外观



b 炉内(局部)



c 炉内(整体)

图 3 火灾试验炉

Fig.3 Fire test furnace

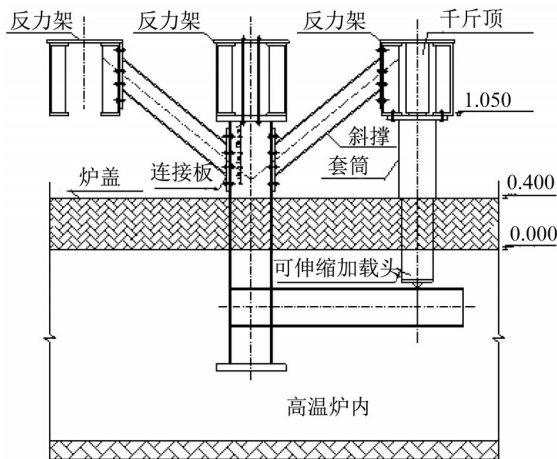
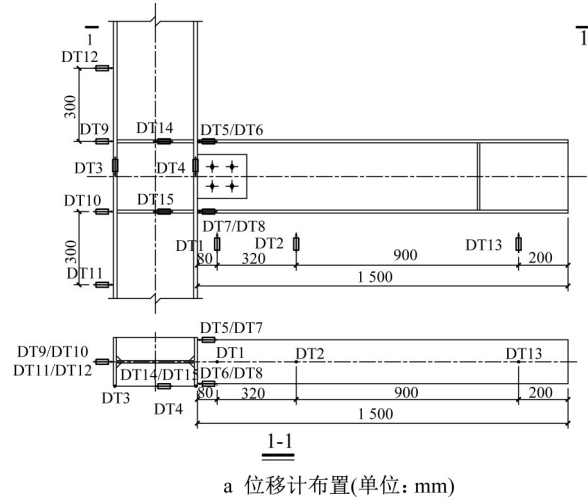


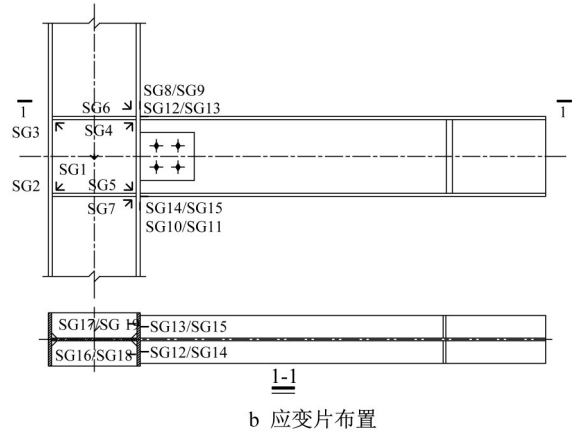
图 4 火灾高温试验加载装置示意图

Fig.4 Schematic diagram of loading set-up in elevated temperature test

普通钢差造成的。当栓焊连接节点设计所采用的钢材是高强钢时,应考虑如下设计建议:节点设计宜采



a 位移计布置(单位: mm)



b 应变片布置

图 5 位移计与应变片布置

Fig.5 Arrangement of displacement sensors and strain gauges

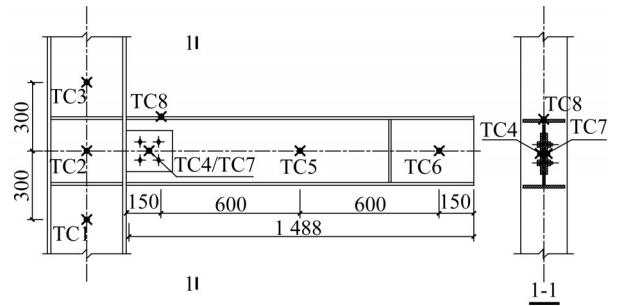


图 6 火灾高温试验热电偶布置(单位: mm)

Fig.6 Arrangement of thermocouple in elevated temperature test(unit: mm)

用弹性设计法,充分利用高强钢弹性段;设计节点时应使塑性铰外移,从而使破坏发生在梁端,以便在发挥高强钢高强度优势的同时避免高强钢塑性差的特性。

2.2 节点变形

记录所有节点试件的变形,以 Q690A1 和 Q690E1 为例。由图 8 和图 9 可知,对于高强钢栓焊连接节点,节点剪切域主要受剪力作用,在产生剪切

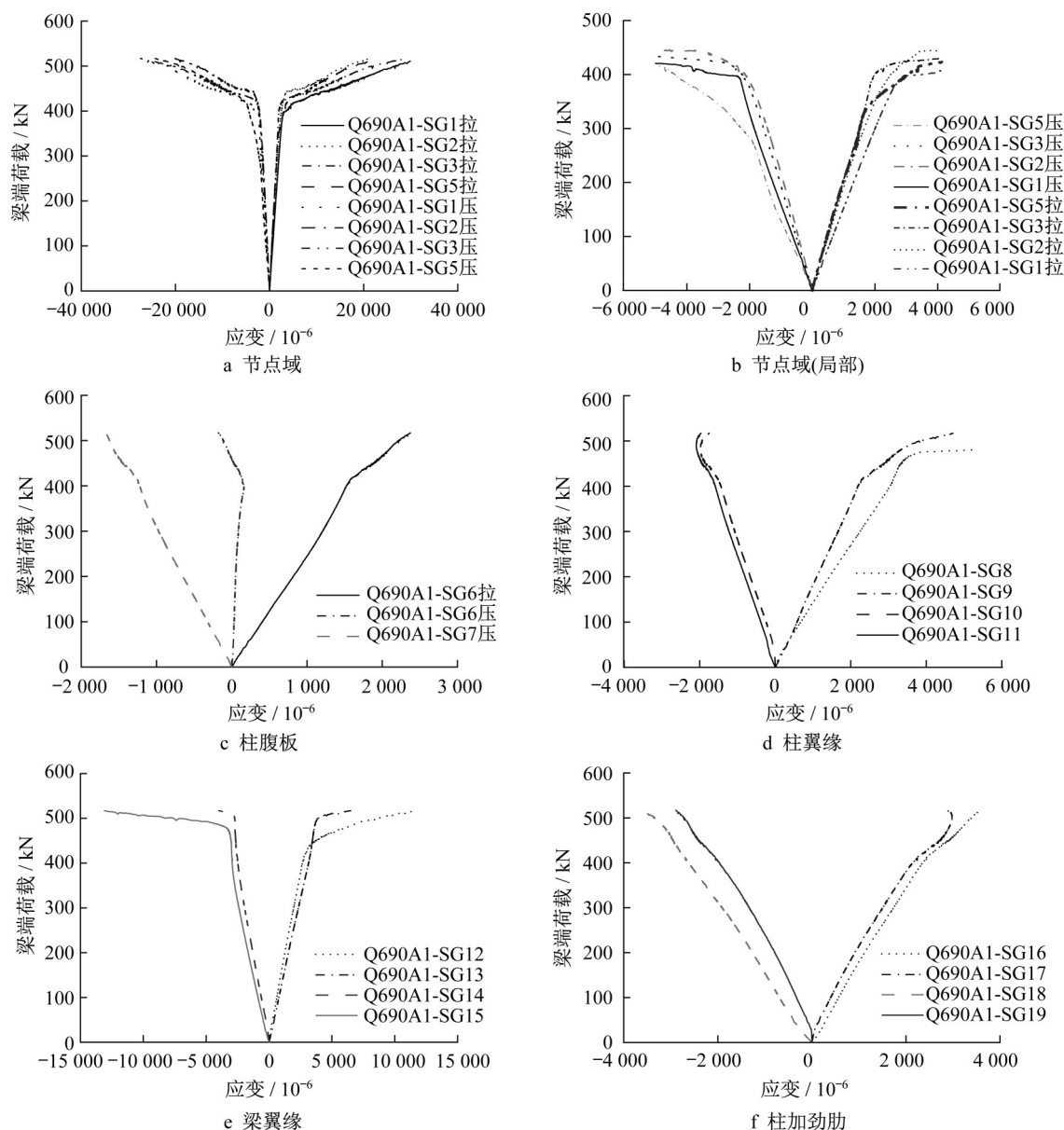


图7 Q690A1节点塑性发展

Fig.7 Plastic development of Q690A1 connections

变形的同时参与能量耗散。当高强度栓焊连接节点产生过大的剪切变形时,容易造成梁柱焊缝连接区的开裂。高强度栓焊连接节点常见失效形式为焊缝开裂进而导致节点破坏,因此焊缝的焊接质量对高

强钢节点力学性能的影响至关重要。然而,由于高强度栓焊连接节点的焊缝是通过焊接连接2块较薄的高强度钢板,焊接难度较普通钢大,焊接方法尚不成熟,因此焊接质量提高亟需探索。

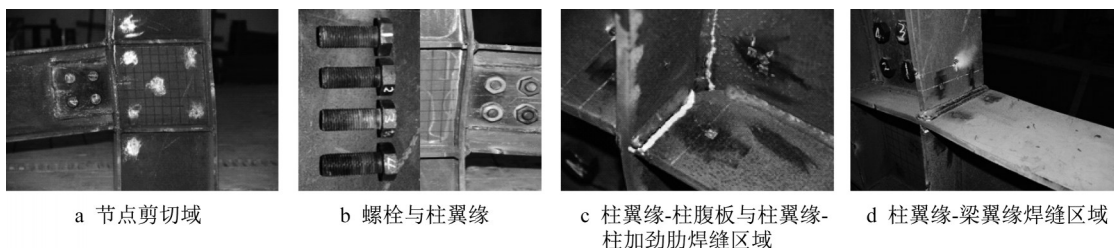


图8 Q690A1节点变形形态

Fig.8 Final deformation of Q690A1 connections

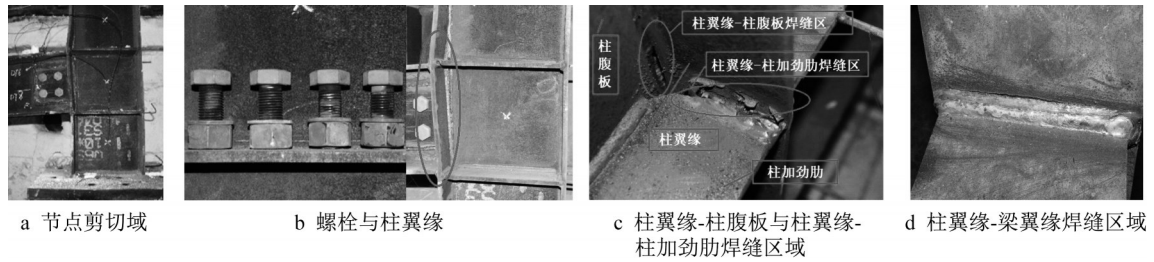


图9 Q690E1 节点变形形态
Fig.9 Final deformation of Q690E1 connections

2.3 失效模式

根据节点组件的不同,列出节点各组件的失效情况,如表 2 所示。节点域变形过大导致焊缝破坏是高强钢栓焊连接节点最主要的失效模式。不同强

度等级高强钢栓焊连接节点的失效模式有所不同。柱翼缘-柱腹板、柱翼缘-柱加劲肋焊缝区焊缝破坏导致 Q690A1 失效,而柱翼缘-梁翼缘焊缝区焊缝破坏导致 Q960A1 失效。

表 2 栓焊节点各组件失效模式

Tab.2 Failure modes of components for flange-welded web-bolted connections

节点试件编号	节点域变形程度	柱翼缘屈曲	柱翼缘-柱腹板焊缝区 焊缝开裂	柱翼缘-柱加劲肋焊缝区 焊缝开裂	柱翼缘-梁翼缘焊缝区 焊缝开裂	螺栓平直
Q690E1	明显	是	是	是	有裂纹,未扩展	是
Q960E1	明显	是	是	是	有裂纹,未扩展	是
Q690A1	明显	是	是	是	否	是
Q960A1	明显	否	否	否	是	是

与 Q690A1 一样,Q690E1 和 Q960E1 的失效为柱翼缘-柱腹板、柱翼缘-柱加劲肋焊缝区焊缝破坏。和常温试验一样,火灾高温下高强钢栓焊节点加载试验终止于受拉区焊缝开裂,这表明火灾高温下焊缝的质量对节点力学性能的影响至关重要。火灾高温下节点失效模式在节点域变形程度与裂缝开裂等方面与常温下失效模式相比有所改变,如常温下 Q690A1 节点柱翼缘-梁翼缘焊缝区焊缝未开裂,而火灾高温下该位置有裂纹,但未扩展。

2.4 节点弯矩-转角曲线

节点的力学性能一般由节点承载力、节点刚度以及节点转动能力等力学参数表征,在内力分析时首先必须确定节点的 $M-\theta$ (弯矩-转角) 曲线。由图 5a 中布置的位移计计算出节点梁转角 θ_b 和柱转角 θ_c ,然后计算节点转角 θ ,如下所示:

$$\theta = \theta_b - \theta_c$$

为进一步说明试验精度,以常温下 Q690A1 为例,其节点 $M-\theta_b$ 曲线如图 10 所示。由图 10 可知,由 DT1—DT2 和 DT3—DT4 的测量结果得到的 $M-\theta_b$ 曲线近似。

柱转角 θ_c 由 DT3 和 DT4 的读数获得,节点 $M-\theta_c$ 曲线如图 11 所示。由图 11 可知,节点柱转角均处于弹性状态,并且 Q690A1 (Q690E1) 的 θ_c 大于 Q960A1 (Q960E1) 的 θ_c 。

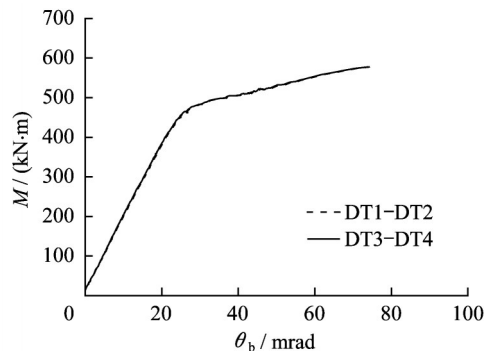
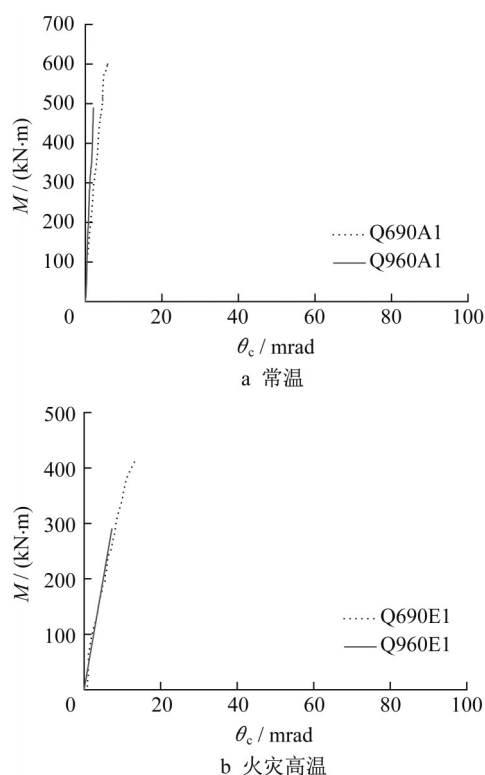
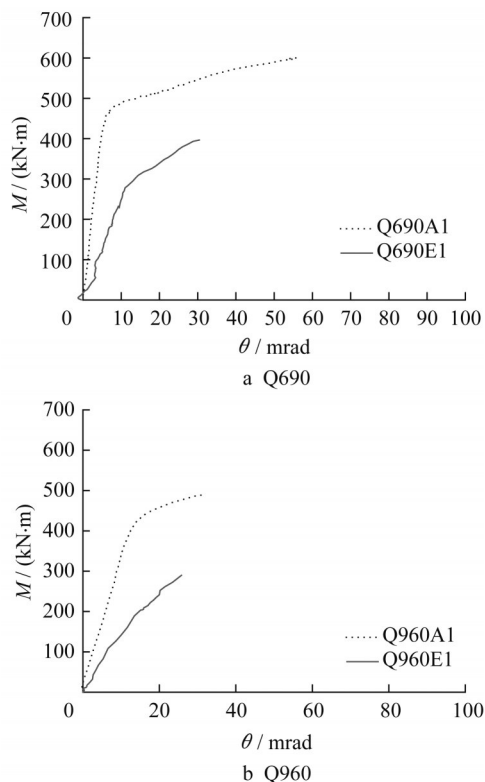


图 10 常温下 Q690A1 节点的 $M-\theta_b$ 曲线
Fig.10 $M-\theta_b$ curves of Q690A1 connections at ambient temperature

由图 12 可知,常温下的 $M-\theta$ 曲线从弹性段到弹塑性段有明显的过渡,而火灾高温下的 $M-\theta$ 曲线从弹性段到弹塑性段无明显过渡。与常温下相比,火灾高温下节点转动能力没有提高。图 12a 中,节点转动能力 $\theta_{max,Q690E1}$ 低于 $\theta_{max,Q690A1}$,这是因为火灾高温试验环境较常温更复杂,在加载后期难以确定裂纹扩展到何种程度时才停止加载。虽然失效均为节点相关部位焊缝的破坏,但是 Q690A1 的焊缝开裂程度大于 Q690E1。此外,Q690E1 试件加工时的焊接质量较差,导致节点提前破坏。

2.5 节点力学性能指标

常温下,节点抗弯承载力设计值 M_d 按照欧洲钢

图11 栓焊节点 $M-\theta_c$ 曲线Fig.11 $M-\theta_c$ curves of flange-welded web-bolted connections图12 栓焊节点 $M-\theta$ 曲线Fig.12 $M-\theta$ curves of flange-welded web-bolted connections

结构设计规范 Eurocode 3: Part1-8^[22]建议的方法确定,详见文献[16]。以坐标原点为起点,割线刚度 K_j 为斜率,割线与曲线相交于点 R , R 对应的纵坐标为欧洲钢结构设计规范建议的抗弯承载力设计值。火灾高温下,节点由于焊缝质量等原因较早破坏,节点塑性未有效发展,故取 $M_y = M_{\max}$ 。

根据如图12所示的节点 $M-\theta$ 曲线,结合文献[16]中节点力学性能指标的确定方法,可得节点的抗弯承载力设计值 M_y 、极限抗弯承载力 M_{\max} 、初始刚度 K_{ini} 以及 M_{\max} 对应的转角 θ_{\max} ,如表3所示。 K_j 的计算式如下所示:

$$K_j = \frac{K_{\text{ini}}}{\eta}$$

式中: η 为刚度折减系数,对于梁柱栓焊连接 η 取2。节点的转动能力用 θ_{\max} 表征。

按照各国规范节点域承载力理论计算方法计算出抗弯承载力,并与文献[16]所提供的方法获得的节点抗弯承载力试验值对比,结果如表3所示。由表3可得出以下结论:常温下,欧洲钢结构设计规范 Eurocode 3: Part1-8^[21] 理论值 ($M_{y, \text{EC3-1-8}}$) 与试验值 ($M_{y, \text{test}}$) 相比偏于保守,而中国钢结构设计标准 GB 50017—2017^[22] 理论值 ($M_{y, \text{GB50017-2017}}$) 和美国钢结构设计规范 AISC360-10^[23] 理论值 ($M_{y, \text{AISC360-10}}$) 偏于不安全;火灾高温下,中国钢结构设计标准 GB 50017—2017^[22] 推荐的节点抗弯承载力的理论值与试验值最为接近,但 Q960E1 节点抗弯承载力理论值偏于不安全,美国钢结构设计规范 AISC360-10^[23] 节点抗弯承载力理论值与试验值也较为接近,但有时也偏于不安全,欧洲钢结构设计规范 Eurocode 3: Part1-8 理论值与试验值相比偏于保守。

由图12和表4可知:节点在火灾高温下的极限抗弯承载力和初始刚度较常温均有不同程度降低,并且节点初始刚度的降幅大于极限抗弯承载力的降幅。在极限抗弯承载力方面, Q690E1 约为 Q690A1 的69%, Q960E1 约为 Q960A1 的59%;在初始刚度方面, Q690E1 约为 Q690A1 的61%, Q960E1 约为 Q960A1 的43%。

3 高强钢端板连接节点与栓焊连接节点试验结果比较

武念铨^[16]设计了常温20℃和火灾高温550℃2组高强钢外伸式端板连接节点试验,除节点类型不同外,梁尺寸、柱尺寸、螺栓强度等级、螺栓尺寸、试

表 3 各国规范节点域抗弯承载力设计值与试验值比较

Tab.3 Comparison of design value and test value of flexural bearing capacity at connection panel zone between various codes 单位:kN·m

节点编号	$M_{y, test}$	$M_{y, AISC360-10}$	$\frac{M_{y, AISC360-10}}{M_{y, test}}$	$M_{y, EC3-1-8}$	$\frac{M_{y, EC3-1-8}}{M_{y, test}}$	$M_{y, GB50017-2017}$	$\frac{M_{y, GB50017-2017}}{M_{y, test}}$
Q690A1	480.13	510.27	1.06	385.64	0.80	558.97	1.16
Q960A1	487.09	481.77	0.99	355.32	0.72	506.54	1.04
Q690E1	414.20	362.81	0.88	274.19	0.66	397.43	0.96
Q960E1	290.12	289.75	1.00	213.70	0.74	304.65	1.05

表 4 常温与火灾高温下高强钢 Q690 与 Q960 栓焊节点力学性能比较

Tab.4 Comparison of mechanical properties of Q690 and Q960 flange-welded web-bolted connections at ambient temperature and elevated temperatures

试件编号	$M_{max}/(kN\cdot m)$	极限抗弯承载力降低系数	$K_{ini}/(kN\cdot m\cdot rad^{-1})$	初始刚度降低系数	$\theta_{max}/mrad$	转动能力降低系数
Q690A1	601.07	0.69	85 967	0.61	58.66	0.52
Q690E1	414.20		52 439			
Q960A1	488.21	0.59	31 224	0.43	31.00	0.83
Q960E1	290.12		13 502		25.75	

验环境以及试验条件等均与高强钢栓焊连接节点的火灾性能试验相同。鉴于此,将梁柱截面尺寸和钢材强度等级相同的高强钢端板连接节点与高强钢栓焊连接节点的抗火性能进行对比分析。

3.1 试件编号

为方便将文献[16]中高强钢端板连接节点与本研究中高强钢栓焊连接节点进行对比分析,对所有

端板连接节点重新编号,统一编号后的节点尺寸如表 5 所示。将文献[16]中的高强钢端板连接节点 Q690A1、Q690F1 和 Q960A1、Q960F1 重新编号为 Q690A2、Q690E2 和 Q960A2、Q960E2。

3.2 节点失效模式

按照组件在节点中的位置将节点分为节点剪切域和节点连接区。表 6 为节点各组件的破坏模式。

表 5 2 种节点尺寸

Tab.5 Dimensions of two types of connections

温度	节点编号	节点类型	梁/(mm×mm×mm×mm)	柱/(mm×mm×mm×mm)	螺栓
常温	Q690A1	栓焊连接节点	H300×180×10×12	H340×200×10×12	10.9级 M27
	Q960A1	栓焊连接节点	H250×180×10×12	H300×200×10×12	10.9级 M27
	Q690A2	端板连接节点	H300×180×10×12	H340×200×10×12	10.9级 M27
	Q960A2	端板连接节点	H250×180×10×12	H300×200×10×12	10.9级 M27
火灾高温	Q690E1	栓焊连接节点	H300×180×10×12	H340×200×10×12	10.9级 M27
	Q960E1	栓焊连接节点	H250×180×10×12	H300×200×10×12	10.9级 M27
	Q690E2	端板连接节点	H300×180×10×12	H340×200×10×12	10.9级 M27
	Q960E2	端板连接节点	H250×180×10×12	H300×200×10×12	10.9级 M27

表 6 2 种节点各组件失效模式

Tab.6 Failure modes of components for two types of connections

试件编号	节点类型	剪切域变形程度	柱翼缘屈曲	柱翼缘-柱腹板焊缝区焊缝破坏	柱翼缘-柱加劲肋焊缝区焊缝破坏	柱翼缘-梁翼缘焊缝区焊缝破坏	端板-梁翼缘焊缝区焊缝破坏	端板屈服	受拉区螺栓屈服或断裂	受压区螺栓平直	抗剪螺栓平直
Q690A1	栓焊连接	明显	是	是	是	否	—	—	—	—	是
Q690A2	端板连接	不明显	是	否	否	—	否	是	是	是	—
Q690E1	栓焊连接	明显	是	是	是	是	—	—	—	—	是
Q690E2	端板连接	不明显	是	否	否	—	是	是	是	否	—
Q960A1	栓焊连接	明显	否	否	否	是	—	—	—	—	是
Q960A2	端板连接	不明显	是	否	否	—	否	是	是	是	—
Q960E1	栓焊连接	明显	是	是	是	是	—	—	—	—	是
Q960E2	端板连接	不明显	是	否	否	—	是	是	是	否	—

由表 6 可知,高强钢栓焊连接节点的变形主要发生在节点剪切域,这是因为节点连接区刚度较大,

使梁端传来的力(主要是弯矩)几乎完整地传递到节点剪切域。当节点剪切域变形过大时,梁柱翼缘间

焊缝或柱翼缘和腹板间焊缝达到极限拉应变,焊缝产生裂纹。高强钢端板连接节点的变形主要发生在节点连接区,这是因为连接区域的受拉区在受到梁端传来的弯矩时,会经历端板与柱翼缘紧密接触—接触压力消失—分开的过程。

由此可得出以下结论:在栓焊连接中,保证节点的焊缝质量,尤其是柱翼缘-柱腹板间焊缝质量,对节点承载力提高贡献较大,而螺栓的抗剪承载力远大于其所承受的剪力,可通过适当降低螺栓等级和直径提高经济性;在端板连接中,对于较薄的高强钢端板连接,端板具有较强的变形能力,导致螺栓易发生破坏,需要通过提高螺栓等级和直径来提高节点的抗弯承载力和变形能力,使得高强钢端板与螺栓的塑性协调发展,这与文献[9]的结论一致。

3.3 节点弯矩-转角曲线

不同形式高强钢节点在常温和火灾高温下的 $M-\theta$ 曲线如图 13 所示。由图 13 可知,相比于高强钢端板连接节点,高强钢栓焊连接节点在火灾高温下有较强的抗弯承载力和初始刚度,即火灾高温下栓焊连接可保持较高的抗火性能,高强钢栓焊连接节点的抗火性能相对优于高强钢端板连接节点。

3.4 节点抗弯承载力

表 7 列出高强钢 Q690 和 Q960 节点在不同节点形式和温度下的极限抗弯承载力。可以看到,相同的梁和柱尺寸,常温下 Q690 端板连接节点的 M_{max} 为栓焊连接节点的 68%,火灾高温下比值下降到 50%;Q960 端板连接节点的 M_{max} 与栓焊连接节点的 M_{max} 的比值与 Q690 节点相近。对于栓焊连接节点, Q690E1 的 M_{max} 为 Q690A1 的 69%,Q960E1 的 M_{max}

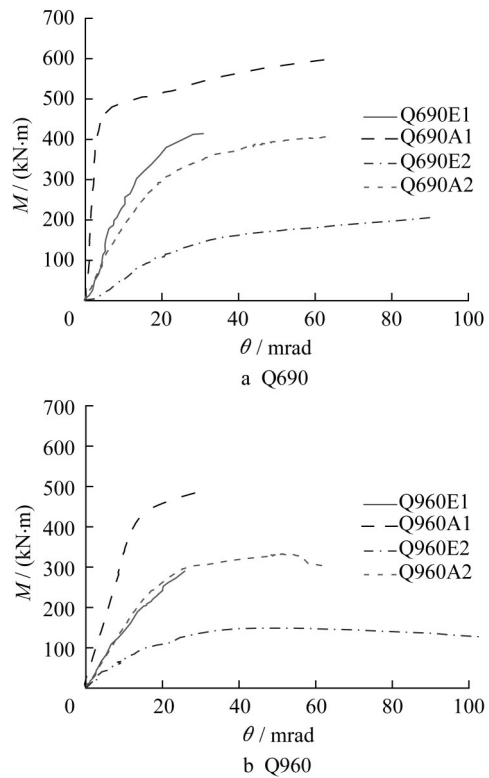


图 13 Q690 和 Q960 高强钢栓焊连接节点和端板连接节点的 $M-\theta$ 曲线比较

Fig.13 Comparison of $M-\theta$ curves between Q690 and Q960 high strength steel flange-welded web-bolted connections and end-plate connections

为 Q960A1 的 59%;对于端板连接节点,其火灾高温下承载力折减系数分别为 0.51 和 0.46。可得出以下结论:当梁和柱尺寸相同时,高强钢栓焊连接节点的抗火性能优于高强钢端板连接节点。

表 7 Q690 与 Q960 高强钢栓焊连接节点和端板连接节点极限抗弯承载力比较

Tab.7 Comparison of ultimate flexural bearing capacity between Q690 and Q960 high strength steel flange-welded web-bolted connections and end-plate connections

温度	试件编号	节点类型	$M_{max}/(kN\cdot m)$	承载力折减系数	比值(端板连接/栓焊连接)
常温	Q690A1	栓焊连接	601.07	—	0.68
	Q690A2	端板连接	406.32	—	
火灾高温	Q690E1	栓焊连接	414.20	0.69	0.50
	Q690E2	端板连接	207.39	0.51	
常温	Q960A1	栓焊连接	488.41	—	0.68
	Q960A2	端板连接	332.05	—	
火灾高温	Q960E1	栓焊连接	290.12	0.59	0.51
	Q960E2	端板连接	148.73	0.46	

3.5 节点初始转动刚度

表 8 列出 2 种节点初始刚度的对比结果。从表 8 可以看到,高强钢端板连接节点与高强钢栓焊连接节点的刚度均随温度的升高而降低。相同温度下,高强钢 Q960 端板连接节点与栓焊连接节点初始刚

度的比值要大于高强钢 Q690 节点的相应比值,这与节点所用钢材强度等级和生产工艺有关。

以节点极限承载力对应的节点转角 θ_{max} 表征节点的转动能力。表 9 为 2 种节点转动能力的对比结果。Q690A1 与 Q690A2 的转动能力接近,这是因为

表 8 常温与火灾高温下 Q690、Q960 高强度钢栓焊连接节点和端板连接节点初始转动刚度比较

Tab.8 Comparison of initial rotational stiffness between Q690 and Q960 high strength steel flange-welded web-bolted connections and end-plate connections at ambient temperature and elevated temperatures

温度	试件编号	节点类型	$K_{mi}/(kN \cdot m)$	折减系数	比值(端板连接/栓焊连接)
常温	Q690A1	栓焊连接	85 967	—	0.23
	Q690A2	端板连接	20 088	—	
火灾高温	Q690E1	栓焊连接	52 439	0.61	0.12
	Q690E2	端板连接	6 259	0.31	
常温	Q960A1	栓焊连接	31 224	—	0.49
	Q960A2	端板连接	15 210	—	
火灾高温	Q960E1	栓焊连接	13 502	0.43	0.53
	Q960E2	端板连接	7 093	0.46	

在焊缝开裂后,栓焊连接节点的承载力随着裂缝的扩展短暂上升。此外,端板连接的转动能力大于栓焊连接的转动能力,这是由节点的不同构造决定的,栓焊连接节点的刚度更大,更接近于刚接节点。

表 9 常温与火灾高温下 Q690 与 Q960 高强度钢栓焊连接节点和端板连接节点转动能力比较

Tab.9 Comparison of rotation ability between Q690 and Q960 high strength steel flange-welded web-bolted connections and end-plate connections at ambient temperature and elevated temperatures

温度	试件编号	节点类型	$\theta_{max}/mrad$
常温	Q690A1	栓焊连接	66
	Q690A2	端板连接	63
火灾高温	Q690E1	栓焊连接	31
	Q690E2	端板连接	92
常温	Q960A1	栓焊连接	31
	Q960A2	端板连接	51
火灾高温	Q960E1	栓焊连接	35
	Q960E2	端板连接	76

4 结论

(1)高强度钢栓焊连接节点变形主要发生在节点剪切域;高强度钢栓焊连接节点剪切域一旦发生屈服,整个节点域的塑性发展将在较短时间内完成。

(2)在常温和火灾高温下,高强度钢栓焊连接节点的破坏模式主要是焊缝破坏,因此提高焊缝质量对保证高强度钢栓焊连接节点力学性能至关重要,尤其是柱翼缘-柱腹板间焊缝的焊接质量。常温和火灾高温下节点的失效模式有所不同,主要表现在焊缝开裂的区域及焊缝塑性发展的程度上。

(3)常温下,欧洲钢结构设计规范 Eurocode 3: Part1-8 在预测节点域抗弯承载力时偏于保守;中国钢结构设计标准 GB 50017—2017 和美国钢结构设计规范 AISC360-10 在预测高强度钢栓焊连接节点的抗弯承载力时偏于不安全。火灾高温下,欧洲钢结构设计规范 Eurocode 3: Part1-8 关于抗弯承载力的理论值与试验值相比偏于保守。因此,亟需对规范相应条款进行修订。

(4)高强度钢栓焊连接节点在设计时宜采用弹性设计法,使塑性铰向靠近节点的梁端外移,从而使破坏发生在梁端。另外,可采用加强柱腹板或加劲肋的方法减小节点域的变形,从而降低框架的水平位移。

(5)无论常温下还是火灾高温下,高强度钢栓焊连接节点的刚度均大于相同梁柱尺寸同钢号的高强度钢端板连接节点,高强度钢栓焊连接节点的防火性能明显优于高强度钢端板连接节点。

作者贡献声明:

强旭红:试验设计,试验执行,数据分析,论文初稿的撰写。

舒悦:参与试验设计和试验结果分析。

姜旭:项目构思,试验设计指导,数据分析,论文写作与修改。

王飞:参与论文撰写与修订。

参考文献:

- [1] 施刚,朱希. 高强度钢压弯和受弯构件计算模式不定性研究[J]. 工业建筑, 2016, 46(7): 32.
SHI Gang, ZHU Xi. Research on resistance model uncertainties of high-strength steel members subjected to combined axial load and bending and flexural members [J]. Industrial Construction, 2016, 46(7): 32.
- [2] 强旭红,武念铎,任楚超,等. 高强度钢工程应用及梁柱端板连接节点研究进展[C]//钢结构建筑工业化与新技术应用. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016: 65-73.
QIANG Xuhong, WU Nianduo, REN Chuchao, et al. Research progress in engineering application of high strength steel and beam-column endplate connections [C]//Proceedings of Industrialization of Steel Structure Building and Application of New Technology. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016: 65-73.
- [3] 施刚,班慧勇,石永久,等. 高强度钢材钢结构研究进展综述[J]. 工程力学, 2013, 30(1): 1.
SHI Gang, BAN Huiyong, SHI Yongjiu, et al. Overview of research progress for high strength steel structures [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1): 1.

- [4] 施刚, 石永久, 王元清. 超高强度钢材钢结构的工程应用[J]. 建筑钢结构进展, 2008(4): 32.
SHI Gang, SHI Yongjiu, WANG Yuanqing. Engineering application of ultra-high strength steel structures[J]. Progress in Steel Building Structures, 2008(4): 32.
- [5] 罗永峰, 任楚超, 强旭红, 等. 高强钢结构抗火研究进展[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2016, 49(S1): 104.
LUO Yongfeng, REN Chuchao, QIANG Xuhong, *et al.* State-of-the-art on fire-resistance behavior of high strength steel structures [J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2016, 49(S1): 104.
- [6] 李国强. 现代钢结构抗火设计方法[J]. 消防科学与技术, 2002(1): 8.
LI Guoqiang. Modern fire resistance design method of steel structure[J]. Fire Science and Technology, 2002(1): 8.
- [7] 李国强, 黄雷, 张超. 国产Q550高强钢高温力学性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2018, 46(2): 170.
LI Guoqiang, HUANG Lei, ZHANG Chao. Experimental research on mechanical properties of domestic high strength steel Q550 at elevated temperatures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2018, 46(2): 170.
- [8] 强旭红, 张至毅, 姜旭, 等. 火灾下超高强钢S960力学性能与抗火设计建议[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2020, 48(5): 673.
QIANG Xuhong, ZHANG Zhiyi, JIANG Xu, *et al.* Fire performance and design recommendations of very high strength steel S960[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2020, 48(5): 673.
- [9] 孙飞飞, 孙密, 李国强, 等. Q690高强钢端板连接梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(4): 116.
SUN Feifei, SUN Mi, LI Guoqiang, *et al.* Experimental study on seismic behavior of high-strength steel beam-to-column end-plate connections[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(4): 116.
- [10] 刘希月, 王元清, 石永久, 等. 高强度钢框架梁柱节点低周疲劳断裂性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(2): 28.
LIU Xiyue, WANG Yuanqing, SHI Yongjiu, *et al.* Experimental study on low-cycle fatigue fracture behavior of high strength steel beam-to-column connection [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(2): 28.
- [11] SUN F F, XUE X Y, XIAO Y, *et al.* Effect of welding and complex loads on the high-strength steel T-stub connection[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 150: 76.
- [12] SUN F F, XUE X Y, JIN H J, *et al.* Hysteretic behavior and simplified simulation method of high-strength steel end-plate connections under cyclic loading [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 158: 429.
- [13] GOLARA A, JAZANY R A. Modeling of panel zone in accordance to the type of connections in SMRF [J]. International Journal of Earth Sciences and Engineering, 2013, 6(5): 923.
- [14] 强旭红. 钢结构栓焊连接节点域高强度螺栓连接火灾后性能研究[D]. 上海: 同济大学, 2008.
QIANG Xuhong. Study on performance of high strength bolt connection in flange-welded web-bolted connection zone of steel structure after fire[D]. Shanghai: Tongji University, 2008.
- [15] 胡军. 梁柱栓焊混合边节点火灾响应特性研究[D]. 合肥: 中国科学技术大学, 2009.
HU Jun. Study on the response of external welded flange-bolted web joints exposed to fire[D]. Hefei: University of Science and Technology of China, 2009.
- [16] 武念铎. 高强钢端板连接节点火灾性能研究[D]. 上海: 同济大学, 2018.
WU Nianduo. Study on fire performance of high-strength steel end-plate connections[D]. Shanghai: Tongji University, 2018.
- [17] 强旭红, 武念铎, 姜旭, 等. 超高强钢S960火灾后力学性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2016, 44(7): 1076.
QIANG Xuhong, WU Nianduo, JIANG Xu, *et al.* Experimental study on post-fire mechanical properties of very high strength steel S960 [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2016, 44(7): 1076.
- [18] 强旭红, 武念铎, 罗永峰, 等. 全高强钢端板节点火灾后性能试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2017, 45(2): 173.
QIANG Xuhong, WU Nianduo, LUO Yongfeng, *et al.* Experimental research on post-fire behavior of full high strength steel endplate connections [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2017, 45(2): 173.
- [19] QIANG X H, WU N D, LUO Y F, *et al.* Experimental and theoretical study on high strength steel extended endplate connections after fire [J]. International Journal of Steel Structures, 2018, 18(2): 609.
- [20] QIANG X H, WU N D, JIANG X, *et al.* Experimental and numerical analysis on full high strength steel extended endplate connections in fire[J]. International Journal of Steel Structures, 2018, 18(4): 1350.
- [21] European Committee for Standardization. Eurocode 3, design of steel structures, part 1-8, design of joints: EN 1993-1-8[S]. Brussels: CEN, 2005.
- [22] 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, 2017.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for design of steel structures: GB 50017—2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017.
- [23] American Institute of Steel Construction. Specification for structural steel buildings[S]. Chicago: ANSC, 2010.