

高强平齐式端板连接火灾下性能试验

强旭红¹, 任楚超^{1,2}, 姜旭¹, 黄震³

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 重庆交通职业学院, 重庆 402247;
3. 大连坤龙市政园林建设有限公司, 辽宁 大连 116000)

摘要: 采用稳态火灾试验方法, 对 7 个梁柱平齐式端板连接节点在 550 °C 的火灾高温下开展足尺试验研究, 得到此类节点在火灾下的受力性能以及失效机理。节点试件包括 4 个高强钢端板连接节点和 3 个普通钢端板连接节点, 所研究参数为端板材料和端板厚度。为对比分析, 同时对上述 7 个节点试件在常温下的相应力学性能进行试验研究。此外, 将试验结果同现行欧洲钢结构设计规范 Eurocode3 中相应条文进行对比分析。研究表明, 无论在常温下还是在火灾高温下, 同普通钢端板连接节点相比, 采用相对较薄的高强钢端板可在提高节点转动能力的同时不影响其抗弯承载力, 从而确保结构整体的安全性能。

关键词: 高强钢; 端板连接节点; 火灾; 试验研究; 理论研究

中图分类号: TU391

文献标志码: A

Experimental and Theoretical Study on Behavior of High Strength Steel Flush Endplate Connections under Fire Conditions

QIANG Xuhong¹, REN Chuchao^{1,2}, JIANG Xu¹, HUANG Zhen³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Chongqing Vocational College of Transportation, Chongqing 402247, China; 3. Dalian Kun Long Municipal Garden Construction Co. Ltd., Dalian 116000, China)

Abstract: In order to obtain behavior and failure mechanisms of high strength steel endplate connections in fire, full-scale tests on 7 joints were conducted at elevated temperature 550°C under steady state fire condition. The connection specimens included 4 high strength steel endplate connections and 3 mild steel endplate connections. The endplate thickness and the endplate material were the focus of the parametric study. In order to compare, corresponding tests at ambient

temperature were carried out as well. Moreover, the current provisions of Eurocode 3 were validated with experimental results. It is found that a proper thinner high strength steel endplate can improve the rotation capacity of connection both at ambient temperature and in fire, and simultaneously achieve similar moment resistance with a mild steel endplate connection, which guarantees the safety of an entire steel structure.

Key words: high strength steel; endplate connections; fire; experimental study; theoretical study

无论在常温下还是在火灾作用下, 建筑结构中梁柱节点的力学性能极其重要。端板连接节点是装配式钢结构的典型节点类型, 加工工艺较为简单以及施工安装经济便捷使得端板连接节点大量应用于实际工程项目, 尤其是装配式结构中。现行规范, 如我国的钢结构设计规范^[1]以及欧洲钢结构设计规范 Eurocode3^[2], 对常温下端板连接节点的强度、刚度和转动能力均有明确规定。然而, 我国钢结构设计规范的适用范围仅限于普通结构钢, Eurocode3^[3]通过增加补充条款将其适用范围扩大到 S700 以下等级的高强钢。

目前, 国内外对高强钢的研究主要集中于常温下材料性能以及梁、柱等构件的受力性能^[4-7], 对于高强钢结构节点力学性能的研究非常有限。Coelho 和 Bijlaard^[8]的研究表明, 常温下 S690 高强钢端板连接节点具有一定的转动能力, 且满足 Eurocode3 对节点承载力的要求。孙飞等^[9]对 Q690 高强钢端板连接节点的试验结果表明, Eurocode3 对节点承载力的预测公式适用于高强钢节点, 但转动刚度与破坏模式的预测方法不适用于高强钢节点。然而, 国内

收稿日期: 2016-05-11

基金项目: 国家自然科学基金(51408150); 中央高校基本科研业务费专项资金(2014KJ044)

第一作者: 强旭红(1984—), 女, 助理教授, 硕士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构抗火和高强钢在土木工程领域的应用。

E-mail: qiangxuhong@tongji.edu.cn

通讯作者: 姜旭(1982—), 男, 助理教授, 硕士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构和钢与组合结构桥梁。

E-mail: jiangxu@tongji.edu.cn

计(DT4)和4个水平位移计(DT6—DT9),根据端板位移可确定端板转角.基于上述组件的位移,可以确定节点转角.此外,通过布置8个额外的水平位移计(DT6—DT9和DT11—DT14)亦可获得节点转角.这2种测量节点转角的方法可互相验证.

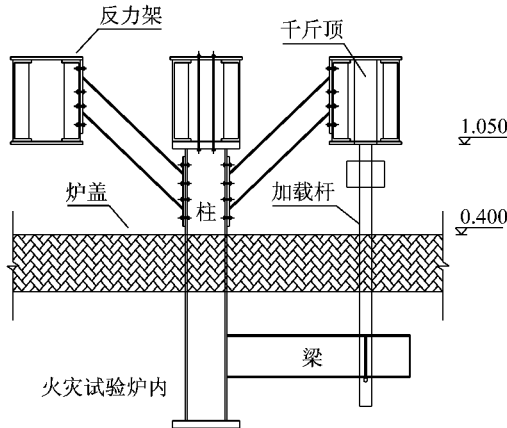


图2 火灾试验装置(单位:m)

Fig.2 Fire test set-up(unit:m)

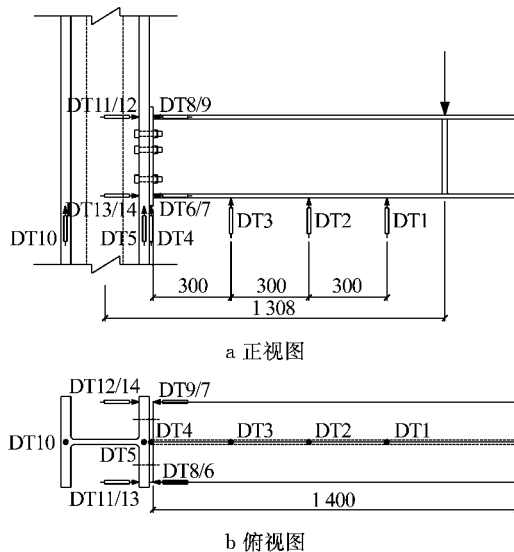


图3 位移计布置(单位:mm)

Fig.3 Arrangement of displacement sensors(unit:mm)

1.4 试验步骤

试件安装完毕后,试验加载设备和数据采集仪器经调试校准后,在常温下对节点试件进行预加载,预加载没有问题后进行火灾试验.采用恒温加载的试验方法,即试件以恒定速率升至目标火灾温度 550°C ,然后在该温度下对梁端施加荷载直到试件破坏.升温速率取 $10^{\circ}\text{C} \cdot \text{min}^{-1}$,该值同未保护的建筑物在真实火灾作用下的升温速率相当.加载期间采用位移控制,速率为 $10 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$.

2 试验结果

2.1 试件破坏形式

表2列出常温和火灾下所有节点试件的试验结果.以试件1-1A(Q235 20 mm)为例,由图4可见,节点失效集中于端板,且端板出现很大变形后螺栓杆仍保持基本平直.端板破坏起始于明显的弯曲变形,然后端板经历较大的塑性变形直至被2排受拉螺栓在螺栓孔附近撕裂,此时节点承载力显著下降.当端板产生很大变形后,首排受拉螺栓出现螺纹剥落现象.第2排受拉螺栓在拆除试件时破坏,如图4d和4e.常温下其余节点试件的破坏形式详见文献[10].

表2列出火灾高温 550°C 条件下所有节点试件的试验结果.以试件1-2E(S690 12 mm)为例,由图5可以看出,节点破坏开始于端板弯曲变形,当端板产生很大塑性弯曲变形时螺栓杆基本保持平直.在端板产生很大弯曲变形之后,2排受拉螺栓出现颈缩逐渐断裂,而未发生脆性破坏,如图5d所示.对受压区螺栓,螺栓杆在试验过程中始终保持平直,但由于在拆除试件时发生破坏,因此未拍照.

2.2 试件承载性能

节点受到平面内弯矩作用而产生的转动变形包括连接的转动以及柱腹板域的剪切变形,其中连接

表2 节点组件试验结果

Tab.2 Description of components at the end of ambient-temperature tests

端板材料	端板厚度/ mm	试件编号		端板屈服		首排受拉 螺栓破坏		首排受拉螺栓 螺母脱落		热影响区 焊缝破坏		受压螺栓 保持平直	
		常温	火灾	常温	火灾	常温	火灾	常温	火灾	常温	火灾	常温	火灾
Q235	20	1-1 A	1-1 E	是	是	否	是	否	否	否	否	是	是
S690	12	1-2 A	1-2 E	是	是	否	是	是	否	否	否	是	是
S960	10	1-3 A	1-3 E	是	是	否	是	否	否	是	否	是	是
Q235	25	2-1 A	2-1 E	是	是	是	是	否	否	否	否	是	是
Q345	20	2-2 A	2-2 E	是	是	是	是	否	否	否	否	是	是
S690	15	2-3 A	2-3 E	是	是	是	是	否	否	否	否	是	是
S960	12	2-4 A	2-4 E	是	是	是	是	否	否	否	否	是	是

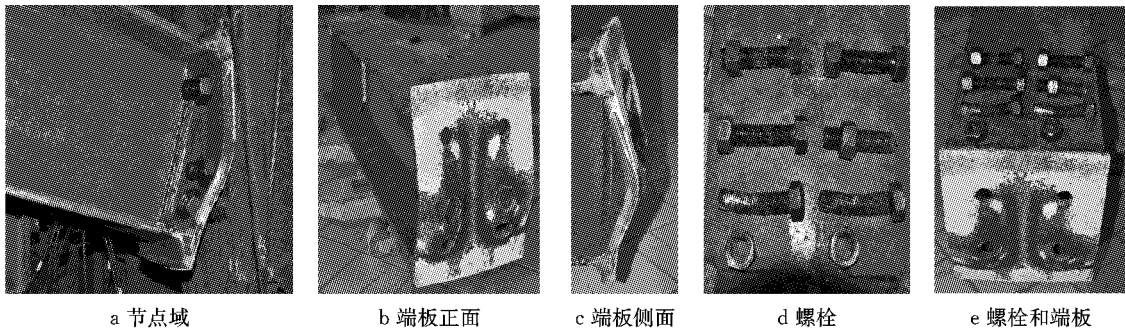


图 4 常温下试件 1-1 A(Q235 20 mm)的破坏形式

Fig.4 Final deformation state of connection 1-1 A(Q235 20 mm) at ambient temperature

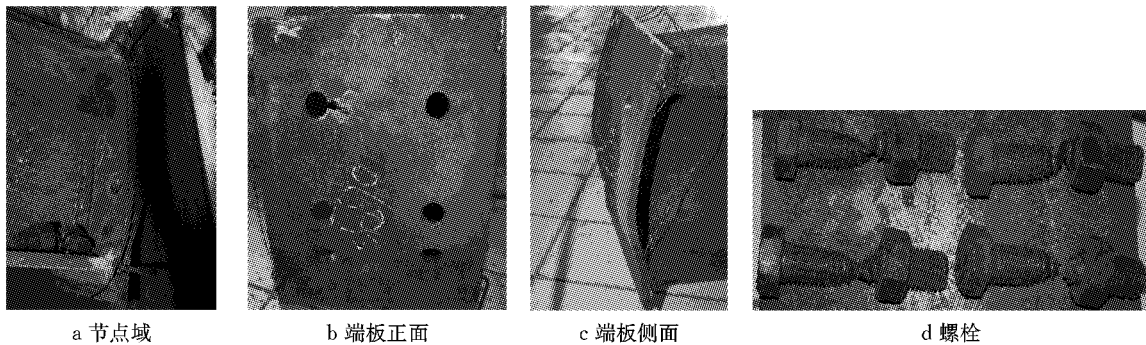


图 5 火灾高温 550 °C 条件下试件 1-2 E(S690 12 mm)的破坏形式

Fig.5 Final deformation state of connection 1-2 E(S690 12 mm) at elevated temperature 550 °C

的转动变形由连接件(螺栓和端板)的变形以及柱翼缘的变形组成. 梁柱节点的力学性能常通过 $M-\varphi$ 关系曲线表述, 其中 M 是节点承受的弯矩, 通过 $M=F \times L$ 计算得到, 式中 F 为梁端荷载, L 为加载点至节点间距离; 节点转动变形 φ 定义为梁轴线和柱轴线的相对转动变形, 其值等于 $\varphi = \theta_b - \theta_c$, 式中 θ_b 和 θ_c 分别为梁转角和柱转角.

梁转角 θ_b 通过下式计算:

$$\theta_b = \arctan \frac{|\delta_{DT1}| - |\delta_{DT4}|}{900} = \arctan \frac{|\delta_{DT2}| - |\delta_{DT4}|}{600} = \arctan \frac{|\delta_{DT3}| - |\delta_{DT4}|}{300} = \arctan \frac{|\delta_{DT6}| + |\delta_{DT9}|}{h_b - t_b} \quad (1)$$

式中: δ_{DT1} , δ_{DT2} , δ_{DT3} 是位移计测得的梁竖向位移; δ_{DT4} 是端板竖向位移; δ_{DT6} 和 δ_{DT9} 是梁水平位移; h_b 是梁截面高度; t_b 是梁翼缘厚度. 在式(1)中, 梁转角变形除自身弯曲外还包括柱弯曲变形、腹板域剪切变形以及连接组件变形, 其中柱抗弯刚度很大, 因此弯曲变形很小, 随后对此进行验证.

测量结果表明, 位移计 DT4 所得端板竖向位移远小于其他位移计测量结果. 以试件 1-3A(S960 10 mm)为例, 其荷载-位移关系曲线见图 6a, 梁弯矩-转角(由式(1)计算)关系曲线见图 6b. 由图可看出, 除

DT3 和 DT4 的测量结果之外, 其余试验结果吻合度较高, 这是因为位移计 DT3 布置位置距离端板最近以致误差较大, 在此区域梁理论失效, 且应力分布并非均匀过渡. 因此, 在后续研究中, 梁转角 θ_b 取位移计 DT1 和 DT4 的测量结果. 柱转角 θ_c 通过下式计算:

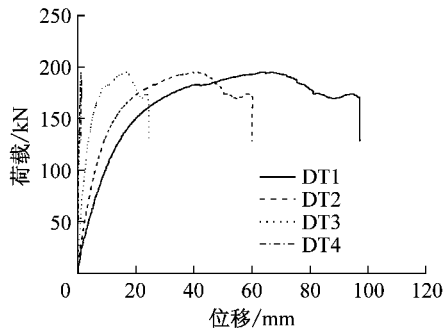
$$\theta_c = \arctan \frac{|\delta_{DT5}| + |\delta_{DT10}|}{h_c - t_c} = \arctan \frac{|\delta_{DT11}| + |\delta_{DT13}|}{h_b - t_b} \quad (2)$$

式中: h_c 是柱截面高度; t_c 是柱翼缘厚度; h_b 是梁截面高度; t_b 是梁翼缘厚度; δ_{DT5} 和 δ_{DT10} 是柱竖向位移; δ_{DT11} 和 δ_{DT13} 是柱水平位移. 由式(2)计算得到常温下试件 1-3A 中柱的弯矩-转角关系曲线如图 6c 所示, 可以看出 2 种方法吻合很好.

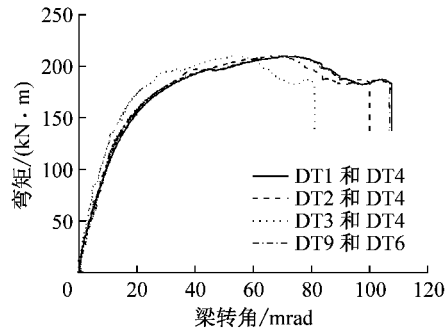
此外, 节点的转动能力可由节点弯矩-转角关系曲线中节点极限转角 ϕ_c 表述, 也可由弯矩最大时相应的转角 ϕ_{max} 表述, 具体定义见图 7.

2.2.1 常温下端板材性和厚度的综合影响

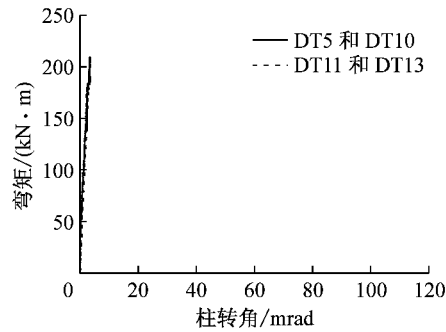
常温下所有节点试件的承载力和极限转角汇总于表 3. 第 1 组节点的弯矩-转角曲线如图 8a 所示, 结果显示, 试件 1-2A(S690 12 mm)的节点抗弯承载力同试件 1-1A(Q235 20 mm)相近, 而前者的节点极



a 荷载-位移



b 弯矩-梁转角



c 弯矩-柱转角

图6 位移计所测试件 1-3 A 的结果

Fig.6 Results of specimen 1-3 A computed from displacement readings

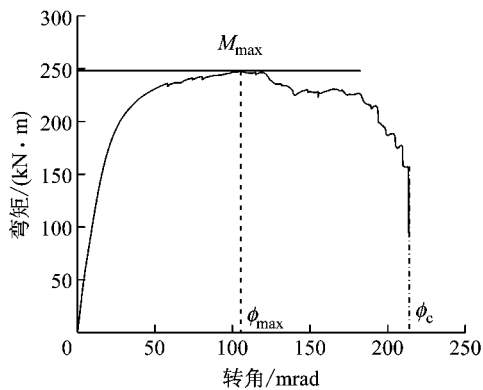


图7 节点转动能力相关定义

Fig.7 Definition of connection rotation capacity

限转角远高于后者。这是因为端板的弯曲变形是节点转动的主要来源,在相同荷载作用下,随端板变

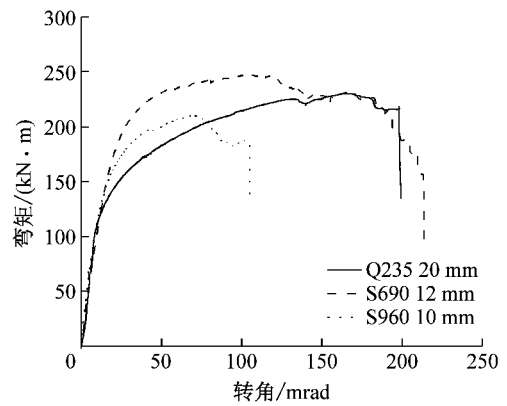
表3 常温下节点受力性能

Tab.3 Characteristics of connections at ambient temperature

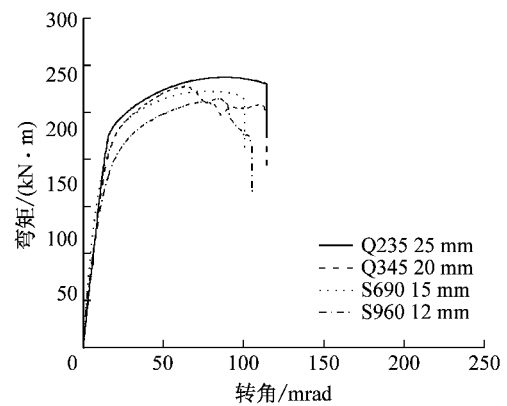
组别	试件编号	端板材料	端板厚度/mm	抗弯承载力/(kN·m)	施加荷载/kN	ϕ_c /mrad
1	1-1 A	Q235	20	229.93	213.69	199
	1-2 A	S690	12	247.85	230.34	214
	1-3 A	S960	10	209.86	195.04	105
2	2-1 A	Q235	25	287.00	266.73	114
	2-2 A	Q345	20	277.25	257.67	115
	2-3 A	S690	15	272.71	253.45	101
	2-4 A	S960	12	264.32	245.65	105

薄,其弯曲变形增大,故节点转动性能提高。

加载时试件 1-3A(S960 10 mm)在端板产生一定塑性变形后,在焊缝热影响区处断裂而发生提前破坏。这由于焊接质量造成的节点转动能力相对较低,因此不在对比范围内。常温下第2组节点试件的弯矩-转角曲线见图 8b。



a 组 1 试件



b 组 2 试件

图8 常温下试件的节点弯矩-转角关系曲线

Fig.8 Moment-rotation comparison of specimens at ambient temperature.

2.2.2 火灾下端板材性和厚度的综合影响

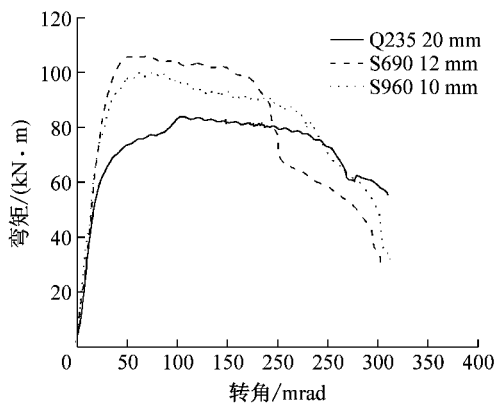
火灾高温 550 °C 下所有节点试件的承载力和极限转角汇总于表 4。第 1 组试件的弯矩-转角曲线如图 9a 所示,可以看出,试件 1-2E (S690 12 mm)和试

件 1-3E(S960 10 mm)的节点抗弯承载力均比试件 1-1E(Q235 20 mm)高,而所有试件的节点极限转角基本一致.在火灾高温 550 ℃下第 2 组试件节点弯矩-转角关系曲线如图 9b 所示,结果显示,所有试件的节点抗弯承载力相近,而试件 2-2E(Q345 20 mm)、试件 2-3E(S690 15 mm)和试件 2-4E(S960 12 mm)的节点极限转角相当且均远高于试件 2-1E(Q235 25 mm).

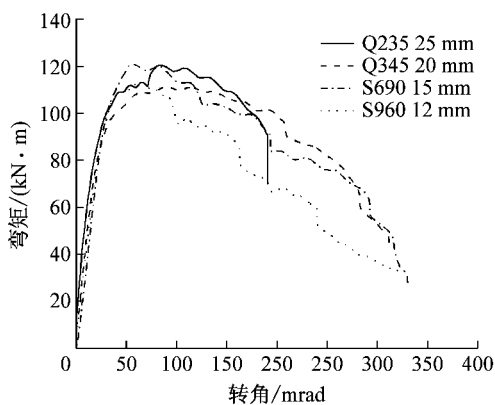
表 4 火灾下节点受力性能

Tab.4 Characteristics of connections at elevated temperature

组别	试件编号	端板材料	端板厚度/mm	抗弯承载力/(kN·m)	施加荷载/kN	ϕ_c /mrad
1	1-1 E	Q235	20	83.91	77.98	314
	1-2 E	S690	12	105.92	98.44	304
	1-3 E	S960	10	100.05	92.98	313
2	2-1 E	Q235	25	120.40	111.90	191
	2-2 E	Q345	20	111.16	103.31	313
	2-3 E	S690	15	120.78	112.25	330
	2-4 E	S960	12	113.18	105.19	320



a 组 1 试件



b 组 2 试件

图 9 火灾下试件的节点弯矩-转角关系曲线

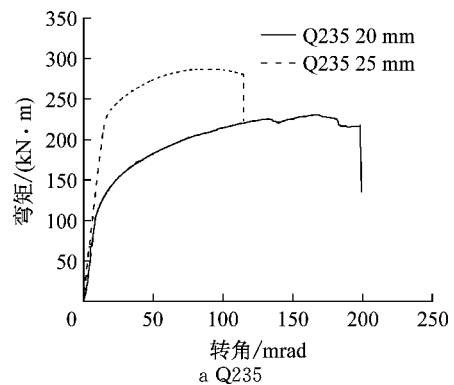
Fig.9 Moment-rotation comparison of specimens at elevated temperature.

由此可得出结论:无论在常温下还是在火灾下,对于端板连接节点,与采用较厚普通钢端板相比,采

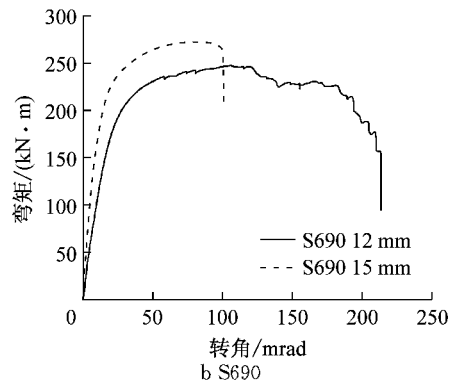
用适当较薄的高强钢端板可以得到相近的抗弯承载力和更高的(至少相当的)转动能力.

2.2.3 常温下端板厚度的影响

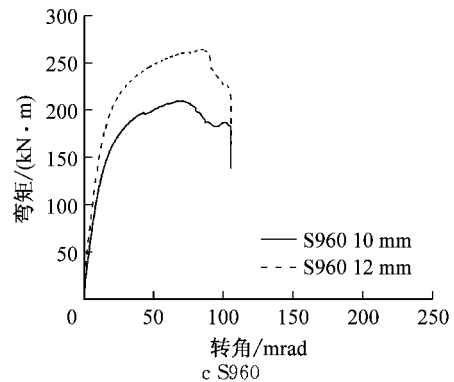
为研究端板厚度对节点力学性能的影响,对端板采用相同材料(Q235, S690 和 S960)而厚度不同的节点进行对比分析,其弯矩-转角关系曲线如图 10.可以看出,采用相同材料的端板连接节点,其抗弯承载力随端板厚度增加而增大,但节点转动性能显著下降.



a Q235



b S690



c S960

图 10 常温下端板厚度对端板连接节点的影响

Fig.10 Effect of endplate thickness in connections at ambient temperature

节点抗弯承载力随端板厚度增加而提高有两方面原因:一是端板厚度增加,端板的抗弯承载力提高;二是端板厚度增加,螺栓受到的撬力减小,螺栓承担外荷载的能力提高.至于节点转动能力,端板的

弯曲变形是节点转动的主要来源,在相同荷载作用下,随端板变厚,其弯曲变形减小,故节点转动性能下降。

图 10c 所示的试件 1-3A 作为例外,这是因为 10 mm 厚的 S960 端板在产生一定塑性变形后,在焊缝的热影响区较早出现断裂破坏。

2.2.4 火灾下端板厚度的影响

为探究火灾高温 550 °C 下端板厚度对节点力学性能的影响,对端板材料采用 Q235, S690 和 S960 钢材的节点分组研究,其弯矩-转角曲线见图 11。可以看出,采用相同端板材料的节点,其抗弯承载力随端板厚度增加而提高,但节点转动性能显著下降,这

与常温下得到的结论一致。

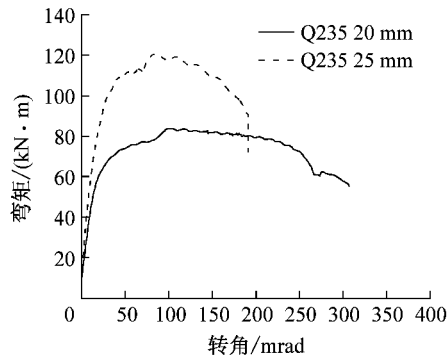
2.3 端板连接节点的转动性能

表 5 列出常温下和火灾高温下端板连接节点的转动性能以及节点失效模式。

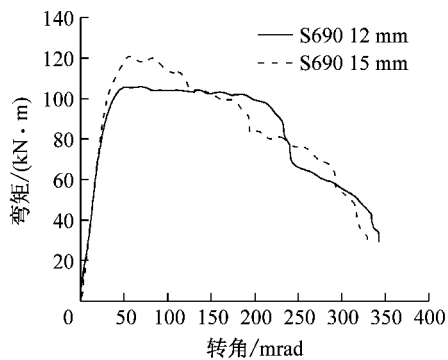
表 5 节点转动性能与失效模式

Tab.5 Connection rotation and failure modes of specimens

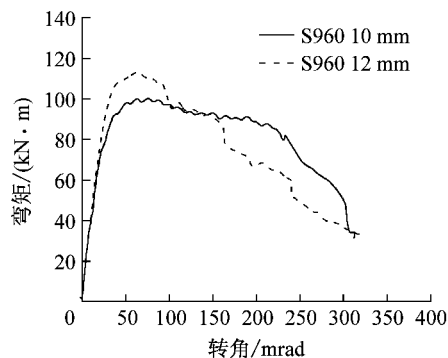
试件 编号	端板 材料	端板厚度/ mm	转动性能		失效模式	
			$\phi_{max}/$ mrad	$\phi_c/$ mrad	EC3	试验
1-1 A	Q235	20	168	199	模式 1	模式 1
1-2 A	S690	12	105	214	模式 1	模式 1
1-3 A	S960	10	69	105	模式 1	模式 1
2-1 A	Q235	25	89	134	模式 2	模式 2
2-2 A	Q345	20	63	130	模式 2	模式 2
2-3 A	S690	15	83	101	模式 2	模式 2
2-4 A	S960	12	85	105	模式 2	模式 2
1-1 E	Q235	20	106	314	模式 2	模式 2
1-2 E	S690	12	69	304	模式 2	模式 2
1-3 E	S960	10	76	313	模式 2	模式 2
2-1 E	Q235	25	84	191	模式 2	模式 2
2-2 E	Q345	20	90	313	模式 2	模式 2
2-3 E	S690	15	58	330	模式 2	模式 2
2-4 E	S960	12	64	320	模式 2	模式 2



a Q235



b S690



c S960

图 11 火灾下端板厚度对钢端板节点的影响

Fig.11 Effect of endplate thickness in connections at elevated temperature

3 讨论

3.1 失效模式

根据欧洲钢结构设计规范 Eurocode3: Part1-8^[2],端板连接节点有 3 种失效模式,失效模式 1 是连接端板或柱翼缘屈服;失效模式 2 是螺栓破坏的同时连接端板或柱翼缘屈服;失效模式 3 是螺栓破坏。其中,失效模式 3 是脆性破坏,因此在实际工程设计中应避免。根据 Eurocode3: Part1-8,通过理论分析可以确定端板连接节点的失效模式。

表 5 列出常温下和火灾下所有节点试件的失效模式以及 Eurocode3 的理论分析结果,可以看出,试验结果同理论分析一致。

值得一提的是,第 1 组所有试件的失效模式由常温下的失效模式 1 变为火灾下的失效模式 2,原因是火灾下螺栓力学性能的退化较结构钢快。这可由 Eurocode3 Part1-2^[11]中螺栓和普通结构钢在高温下的力学性能折减系数与试验研究^[12-16]得到的高强钢高温力学性能折减系数的对比得到。

此外,试验结果表明,无论在常温下还是在火灾下,各组节点试件的失效模式相同。由此可得出如下结论:在端板连接节点中,与采用较厚普通钢端板相比,采用较薄的高强钢端板可以得到相同的失效模

式、相近的抗弯承载力以及相当甚至更高的转动能力。此结论可为高强度代替普通钢合理应用于实际工程抛砖引玉。

3.2 端板连接节点的塑性抗弯承载力

根据 Eurocode3 Part1-8^[2] 中梁柱节点塑性抗弯承载力(设计弯矩) $M_{j,Rd}$ 的相关条文对本文中所有节点的塑性抗弯承载力进行理论分析。

根据试验研究结果确定节点塑性抗弯承载力 $M_{j,R}$ 有几种不同的方法。在现有文献中, Steenhuis 等^[17]给出有关节点试件塑性抗弯承载力 $M_{j,R}$ 计算理论的综述; Jaspert^[18]指出, 节点塑性抗弯承载力可通过节点弯矩-转角($M-\varphi$)关系曲线中屈曲后刚度的切线同坐标纵轴相交得到, 如图 12a 所示。此

外, Zanon 和 Zandonini^[19]给出由试验曲线获得节点塑性抗弯承载力 $M_{j,R}$ 的方法如图 12b 所示, 其中 $M_{j,R}$ 通过弯矩-转角关系曲线的初始刚度切线和屈曲后刚度切线相交得到。Weynand^[20]则提出另一种方法, 将 $M-\varphi$ 曲线的弹性刚度(初始刚度)除以固定的修正系数 η 得到割线刚度, 此割线同 $M-\varphi$ 曲线相交得到塑性抗弯承载力 $M_{j,R}$, 见图 12c。 $S_{j,ini,mod}$ 为节点试件的初始转动刚度; $S_{j,ini,exp}$ 为节点弯矩-转角关系曲线的初始刚度; $S_{j,post,exp}$ 为节点屈曲后刚度; $M_{j,Rmod}$ 为节点试件的塑性抗弯承载力; $M_{j,u,exp}$ 为试验测得节点的极限承载力; Φ_{Comd} 为 Weynand 修正法的节点转角。

Eurocode3 Part1-8^[2]中确定节点塑性抗弯承载

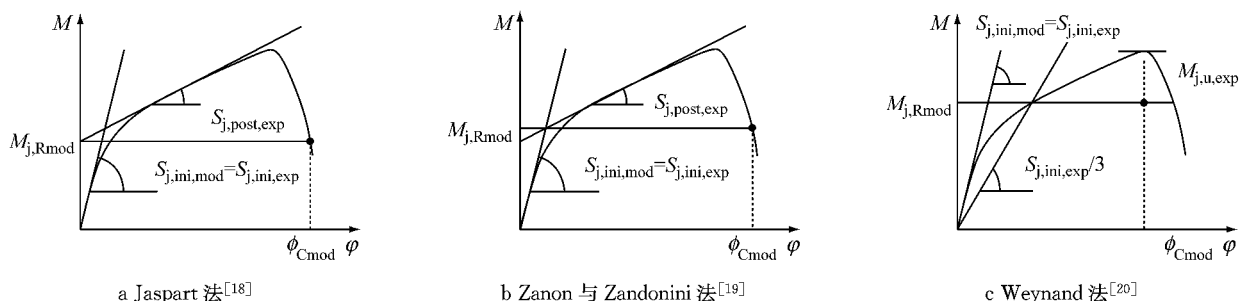


图 12 Jaspert 法^[18], Zanon 与 Zandonini 法^[19]和 Weynand 法^[20]

Fig. 12 $M_{j,Rmod}$ according to Jaspert^[18], Zanon and Zandonini^[19] and Weynand^[20]

力的简化方法基于 Weynand^[20]理论, 即通过节点初始转动刚度 $S_{j,ini}$ 和弯矩-转角关系曲线来确定节点塑性抗弯承载力。首先由式(3)计算割线刚度, 其中梁柱端板连接节点的刚度修正系数 η 取 2, 详见 Eurocode3 Part1-8^[2]中表 5.2。然后通过此割线与 $M-\varphi$ 曲线的交点确定节点的塑性抗弯承载力值。

$$S_j = S_{j,ini} / \eta \quad (3)$$

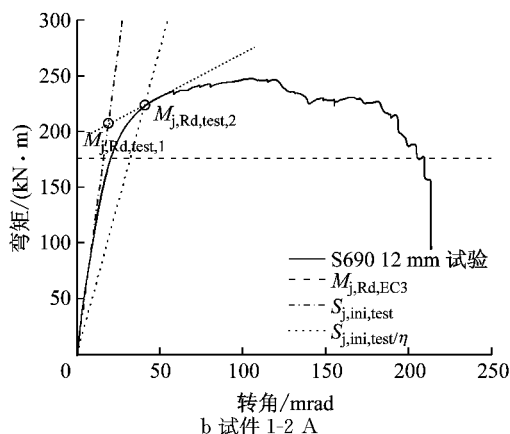
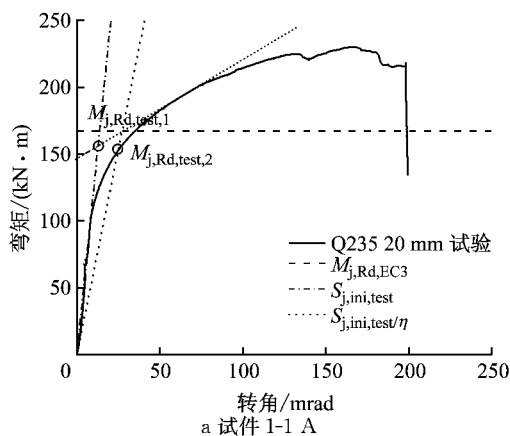
式中: S_j 为节点试件的刚度; $S_{j,ini}$ 为节点初始刚度。

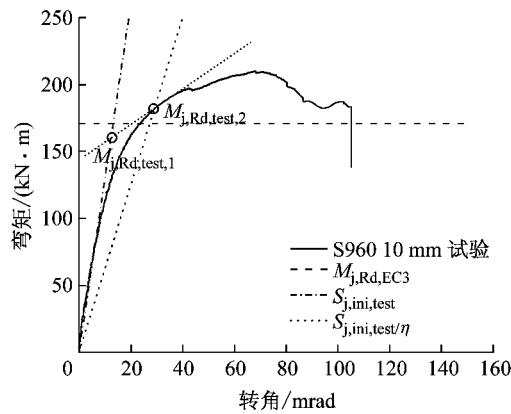
将 Zanon 和 Zandonini 提出的方法作为方法 1 来确定试验节点的塑性抗弯承载力 $M_{j,Rd,test,1}$, 将 Eurocode3 Part1-8 中提出的简化方法作为方法 2 来确定试验节点的塑性抗弯承载力 $M_{j,Rd,test,2}$, 并对二者作比较分析。同时将上述 2 种方法所得结果与 Eurocode3 中的理论计算结果 $M_{j,Rd,EC3}$ 进行校验, 校验结果举例示于图 13 和图 14。

3.2.1 常温

表 6 列出常温下所有节点试件通过试验得到的塑性抗弯承载力以及通过 Eurocode3 中理论计算得到的结果, 其中: $R_{o1} = \frac{M_{j,Rd,EC3}}{M_{j,Rd,test,1}}$; $R_{o2} = \frac{M_{j,Rd,EC3}}{M_{j,Rd,test,2}}$;

$R_{o3} = \frac{M_{j,Rd,test,1}}{M_{j,Rd,test,2}}$ 。可以看出, 试验结果同规范理论计算

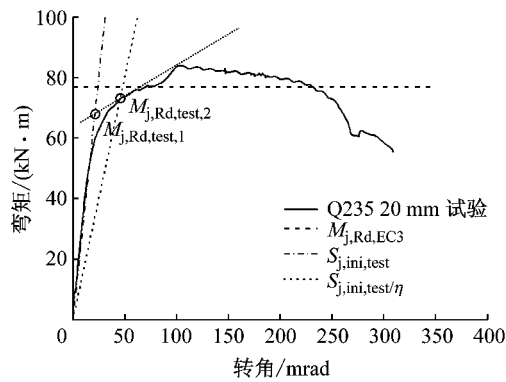




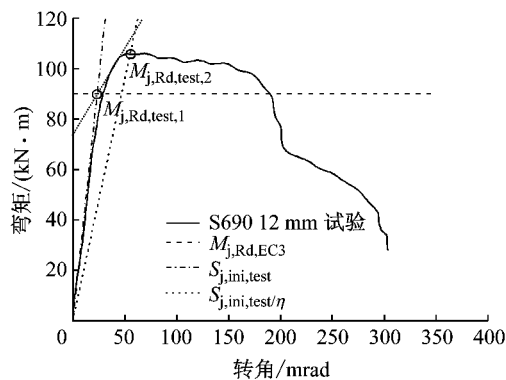
c 试件 1-3 A

图 13 常温下试件塑性抗弯承载力对比

Fig.13 Comparison on plastic flexural resistance of specimens at ambient temperature



a 试件 1-1 E

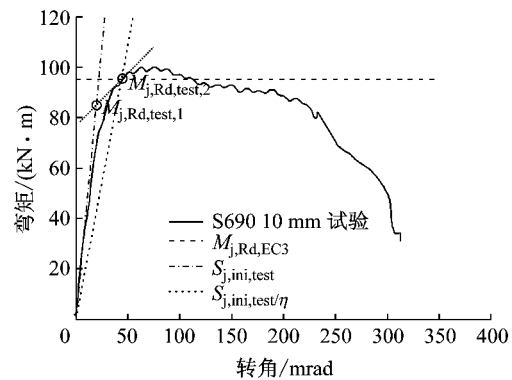


b 试件 1-2 E

表 6 常温下所有试件的塑性抗弯承载力

Tab.6 Evaluation of plastic flexural resistance of connections at ambient temperature

试件 编号	节点	$M_{j,Rd,EC3}/$ (kN·m)	$M_{j,Rd,test,1}/$ (kN·m)	$M_{j,Rd,test,2}/$ (kN·m)	R_{o1}	R_{o2}	R_{o3}
1-1 A	Q235 20 mm	167.07	155.61	153.20	1.074	1.091	1.016
1-2 A	S690 12 mm	176.04	207.18	222.73	0.850	0.790	0.930
1-3 A	S960 10 mm	170.62	159.98	181.98	1.067	0.938	0.879
2-1 A	Q235 25 mm	245.14	243.15	259.41	1.008	0.945	0.937
2-2 A	Q345 20 mm	239.79	235.79	255.04	1.017	0.940	0.925
2-3 A	S690 15 mm	248.54	225.92	233.22	1.100	1.066	0.969
2-4 A	S960 12 mm	234.17	199.65	202.99	1.173	1.154	0.984



c 试件 1-3 E

图 14 火灾下试件塑性抗弯承载力对比

Fig.14 Comparison on plastic flexural resistance of specimens at elevated temperature

结果吻合. 表中 R_{o3} 表明 $M_{j,Rd,test,1}$ 通常比 $M_{j,Rd,test,2}$ 小, 也就是说, 当试验结果按 Zanon 与 Zandonini 法进行取值, Eurcode3 简化计算方法偏于危险; 而由 $M_{j,Rd,test,2}$ 与 $M_{j,Rd,EC3}$ 对比结果又得到 Eurcode3 理论计算结果偏于安全的结论.

以第 1 组试件 1-1A(Q235 20mm) 为例, 图 13a 比较了 Eurcode3 理论计算结果 $M_{j,Rd,EC3}$ 与试验结果 $M_{j,Rd,test,1}$ 和 $M_{j,Rd,test,2}$ 的关系. 可以看出, $M_{j,Rd,EC3}$ 取值比 $M_{j,Rd,test,1}$ 和 $M_{j,Rd,test,2}$ 均大. 试件 1-2A(S690 12 mm) 和 1-3A(S960 10 mm) 的对比关系见图 13b 和 13c. 对于试件 1-2A, $M_{j,Rd,test,1}$ 较 $M_{j,Rd,test,2}$ 小, 与二者相比规范理论计算结果 $M_{j,Rd,EC3}$ 偏于安全. 类似地, 试件 1-3A 的 $M_{j,Rd,test,1}$ 较 $M_{j,Rd,test,2}$ 小, 而规范取值 $M_{j,Rd,EC3}$ 介于二者之间.

3.2.2 火灾下

表 7 列出火灾高温 550 °C 下所有节点试件通过试验得到的塑性抗弯承载力以及 Eurcode3 的理论计算结果, 可以看出, 试验结果同规范理论计算结果吻合较好.

表 7 中的 R_{o3} 表明, 火灾下 $M_{j,Rd,test,1}$ 取值通常比 $M_{j,Rd,test,2}$ 小. 若将 Zanon 与 Zandonini 法所得 $M_{j,Rd,test,1}$ 与 $M_{j,Rd,EC3}$ 进行对比 (由 R_{o1} 表征), 结果显

示 Eurcode3 理论计算结果偏于危险. 然而, $M_{j,Rd, test, 2}$ 与 $M_{j,Rd, EC3}$ 的对比结果却表明 Eurcode3 理论计算结果偏于安全. 在火灾情况下, 所有试件通过2种方法所得试

表 7 火灾下所有节点的塑性抗弯承载力

Tab.7 Evaluation of plastic flexural resistance of connections at elevated temperature

试件 编号	节点	$M_{j,Rd, EC3} /$ (kN · m)	$M_{j,Rd, test, 1} /$ (kN · m)	$M_{j,Rd, test, 2} /$ (kN · m)	R_{01}	R_{02}	R_{03}
1-1 E	Q235 20 mm	76.77	68.13	72.94	1.127	1.053	0.934
1-2 E	S690 12 mm	89.90	89.99	105.38	0.999	0.853	0.854
1-3 E	S960 10 mm	95.26	84.68	93.74	1.125	1.016	0.903
2-1 E	Q235 25 mm	109.29	106.50	108.79	1.026	1.005	0.979
2-2 E	Q345 20 mm	107.37	104.68	105.86	1.026	1.014	0.989
2-3 E	S690 15 mm	105.94	101.25	120.02	1.046	0.883	0.844
2-4 E	S960 12 mm	105.41	104.83	111.90	1.006	0.942	0.937

验结果 $M_{j,Rd, test, 1}$ 和 $M_{j,Rd, test, 2}$ 与 Eurcode3 中理论计算结果 $M_{j,Rd, EC3}$ 的对比情况举例示于图 14.

3.3 端板连接节点的转动能力

Eurcode3 Part1-8^[2]指出, 常温下如果端板连接节点满足下述条件, 则认为其具有足够转动能力: ①节点抗弯承载力由柱翼缘或端板受弯控制; ②柱翼缘或端板(不必一定是条件①中的组件)厚度 t 满足

$$t \leq 0.36d \sqrt{\frac{f_{u,b}}{f_y}} \quad (4)$$

式中: d 是螺栓直径; $f_{u,b}$ 是螺栓的抗拉强度; f_y 是控制组件(柱翼缘或端板)的屈服强度. 将本试验所有节点试件与 Eurcode3 Part1-8^[2] 中上述条文进行对比, 结果表明所有试件均满足条件(1)(节点抗弯承载力由端板抗弯能力控制), 但一些试件不满足条件(2), 具体见表 8.

表 8 常温下端板厚度与规范 EC3 的对比

Tab.8 Verification of the guidelines of EC3 on rotation capacity at ambient temperature

试件 编号	端板 材料	端板 厚度/mm	EC3 规定 最大厚度/mm
1-1 A	Q235	20	18
1-2 A	S690	12	11
1-3 A	S960	10	9
2-1 A	Q235	25	18
2-2 A	Q345	20	15
2-3 A	S690	15	11
2-4 A	S960	12	9

现有研究通常认为, 至少具备 40~50 mrad 的螺栓连接节点具有足够转动能力^[21-22]. Wilkinson 等^[23]认为抗震区钢框架节点应具有 30 mrad 以上的塑性转动能力. 常温下所有节点转动性能如表 5 所示, 可看出所有节点试件的极限转角 ϕ_e 均远大于 40~50 mrad, 甚至所有试件弯矩最大时的转角 ϕ_{Mmax} 亦满足此条件. 因此, Eurcode3 对于端板连接节点转动能力的建议过于保守. Eurcode3 中关于端板连接

节点转动能力的相关条文是针对普通钢提出的, 若拓展至高强钢节点或是超高强钢节点需要研究校核. 总之, 为准确掌握高强钢节点的受力性能, 有必要开展大量的试验研究以及参数分析工作.

火灾下所有节点的极限转角 ϕ_e 均大于常温结果, 且所有试件弯矩最大时的转角 ϕ_{max} 亦大于 40~50 mrad. 因此, 可以认为高强钢端板连接节点在火灾下具有足够转动能力, 从而保证采用此类节点的钢结构在火灾下具有足够延性和整体安全性能.

4 结论

对 7 个平齐式端板连接节点进行火灾下的足尺试验研究, 同时开展与之相应的常温试验研究. 通过试验研究得出如下结论:

(1) 端板连接节点的抗弯承载力和转动能力取决于端板材料的强度等级与端板厚度的组合.

(2) 在常温下以及火灾高温 550 ℃ 下, 无论端板采用普通钢还是高强钢, Eurcode3 中端板连接节点塑性抗弯承载力的计算理论均适用.

(3) Eurcode3 中关于端板连接节点转动能力的相关条文是基于普通钢提出的, 应用于高强钢端板连接节点时过于保守. 若将钢结构设计规范的应用拓展至高强钢或是超高强钢节点, 务必进行研究校核.

(4) 在端板连接节点中, 同采用较厚普通钢端板相比, 采用较薄的高强钢端板可以得到相同的失效模式、相近的抗弯承载力以及相当甚至更高的转动能力. 此结论在常温下以及在火灾下均成立.

参考文献:

[1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计规范;

- GB50017—2003 [S]. 北京:中国计划出版社,2003.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of steel structures; GB50017 — 2003 [S]. Beijing: China Planning Press, 2003.
- [2] European Committee for Standardization. Design of steel structures-part 1-8: design of joints; EN 1993-1-2, Eurocode 3 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [3] European Committee for Standardization. Design of steel structures-part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700; EN 1993-1-2, Eurocode 3 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [4] 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 for high strength steel structures[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1):1.
- [5] 李国强, 王彦博, 陈素文, 等. 高强度结构钢研究现状及其在抗震设防区应用问题[J]. 建筑结构学报, 2012, 34(1):1.
- LI Guoqiang, WANG Yanbo, CHEN Suwen, *et al.* State-of-the-art on research of high strength structural steels and key issues of using high strength steels in seismic structures[J]. Journal of Building Structures, 2012, 34(1):1.
- [6] 罗永峰, 王嘉宇, 强旭红, 等. 高强钢在工程结构中的应用进展[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2015, 48(增刊): 134.
- LUO Yongfeng, WANG Xiyu, QIANG Xuhong, *et al.* Progress in application of high strength steel to engineering structures [J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology) 2015, 48(Suppl.): 134.
- [7] SHI G, HU F, SHI Y. Recent research advances of high strength steel structures and codification of design specification in China[J]. International Journal of Steel Structures, 2014, 14(4): 873.
- [8] COELHO A M G, BIJLAARD F S K. Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(9): 1228.
- [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] QIANG X. Behaviour of high strength steel endplate connections in fire and after fire[D]. Delft: Delft University of Technology, 2013.
- [11] European Committee for Standardization. Design of steel structures.-part 1-2: General rules-structural fire design EN 1993-1-2, Eurocode 3 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [12] LANGE J, WOHLFEIL N. Examination of the mechanical properties of the microalloyed grain refined steel S460 at elevated temperatures[J]. Bautechnik, 2007, 84(10):711.
- [13] SCHNEIDER R, LANGE J. Constitutive equations of structural steel S460 at high temperatures [C] // Nordic Steel Construction Conference 2009. Sweden: [s. n.], 2009: 204-211.
- [14] QIANG X, BIJLAARD F S K, KOLSTEIN H. Elevated-temperature mechanical properties of high strength structural steel S460N: Experimental study and recommendations for fire-resistance design[J]. Fire Safety Journal, 2013: 55: 15.
- [15] QIANG X, BIJLAARD F, KOLSTEIN H. Dependence of mechanical properties of high strength steel S690 on elevated temperatures[J]. Construction and Building Materials, 2012: 30: 73.
- [16] CHEN J, YOUNG B, UY B. Behavior of high strength structural steel at elevated temperatures [J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(12): 1948.
- [17] STEENHUIS C M, VROUWENVELDER A C W M, HERWIJNEN Fv, *et al.* Definitions of resistance and deformation capacity for non-sway steel and composite structures[J]. Heron, 2002:47.
- [18] JASPART J P. Study of the semi-rigidity of beam-to-column joints and its influence on the resistance and stability of steel buildings[D]. Liège: Liège University, 1991.
- [19] ZANON P, ZANDONINI R. Experimental analysis of end plate connections[C]// Proceedings of the state of the art workshop on connections and the behavior of strength and design of steel structures. Cachan:[s. n.], 1988: 41-51.
- [20] WEYNAND K. Sicherheits-und Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zur Anwendung nachgiebiger Anschlüsse im Stahlbau [D]. Aachen: Shaker Verlag, 1997.
- [21] COELHO A M G, da SILVA L S, BIJLAARD F S K. Ductility analysis of bolted extended end plate beam-to-column connections in the framework of the component method[J]. Steel and Composite Structures, 2006, 6(1): 33.
- [22] COELHO A M G. Characterization of the ductility of bolted end plate beam-to column steel connections [D]. Coimbra: University of Coimbra, 2004.
- [23] WILKINSON S, HURDMAN G, CROWTHER A. A moment resisting connection for earthquake resistant structures[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(3): 295.