

高强钢梁柱外伸式端板节点常温与火灾后性能参数分析*

强旭红,武念铎,罗永峰,姜旭[†]

(同济大学 土木工程学院,上海 200092)

摘要:为了解端板厚度、螺栓直径、螺栓预紧力、柱翼缘厚度、端板钢材强度及过火温度等因素对高强钢端板连接节点力学性能的影响,对薄高强钢端板替代厚普通钢端板这一设计理念进行深入探讨,采用 ABAQUS 对高强钢端板连接节点进行有限元分析。有限元分析结果表明:端板厚度增加,节点的初始转动刚度和极限承载力提高,转动能力下降;螺栓直径增加,节点的初始转动刚度、极限承载力及转动能力均提高;螺栓预紧力增加,节点的初始转动刚度提高,极限承载力和转动能力基本不变;柱翼缘厚度增加,节点的初始转动刚度提高,极限承载力基本不变,转动能力略有减小;端板钢材强度增加,节点的初始刚度基本不变,极限承载力提高,转动能力在端板钢材强度不超过 Q460 时基本不变,高于 Q460 后显著减小;与采用较厚普通钢端板的节点相比,采用薄高强钢端板的节点常温下和火灾后均可达到相似的承载力、相近甚至更高的转动能力;端板连接节点火灾后可能发生失效模式转变,甚至由延性转变为脆性的失效模式。

关键词:高强钢;外伸式端板节点;有限元;参数分析

中图分类号:TU391

文献标志码:A

Parametric Study on Performance of High-strength Steel Beam-to-column Extended Endplate Connections at Ambient Temperature and after Fire

QIANG Xuhong, WU Nianduo, LUO Yongfeng, JIANG Xu[†]

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to understand the effects of endplate thickness, bolt diameter, bolt pretension, thickness of column flange, steel grade of endplate and fire temperatures on the behavior of high-strength steel beam-to-column endplate connections, a design concept that thin high-strength steel plate is used to replace the general thick steel plate is deeply discussed, and this paper presents a parametric analysis by using finite element modeling. The results presented herein show that with the increase of the endplate thickness, the initial rotation stiffness and peak moment increase, but the rotation capacity decreases. With the increase of the bolt diameter, the initial rotation stiffness, peak moment and rotation capacity in-

* 收稿日期:2016-12-27

基金项目:国家重点研发计划重点专项(2017YFB0304700, 2017YFB0904701), National Key R&D Program of China(2017YFB0304700, 2017YFB0904701);国家自然科学基金资助项目(51408150), National Natural Science Foundation of China(51408150);财政部2013年施工新技术研究与开发项目(财企(2013)235号), National Ministry of Finance Program((2013)235);中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2014KJ044), Fundamental Research Funds for the Central Universities(2014KJ044)

作者简介:强旭红(1984—),女,黑龙江齐齐哈尔人,同济大学讲师,博士

[†] 通讯联系人, E-mail:jiangxu@tongji.edu.cn

crease. With the increase of the bolt pretension, the initial rotation stiffness increase, but no difference of the peak moment and rotation capacity occurs. With the increase of the column flange thickness, the initial rotation stiffness decrease, but the peak moment has no difference and the rotation capacity slightly decreases. With the increase of the steel grade of the endplate, the initial rotation stiffness remains, the peak moment increases and the rotation capacity remains when the steel grade of the endplate doesn't exceed Q460, while the rotation capacity decreases observably when the steel grade of endplate exceeds Q460. A proper design using a thinner high-strength steel endplate can achieve the similar load-bearing capacity and comparable or even higher rotation capacity, in comparison to a connection with thicker mild steel endplate, no matter at ambient temperature or after fire. Further, the failure mode of the endplate connections may be changed after fire, even from a ductile failure mode to a brittle failure mode.

Key words: high strength steel; extended endplate connection; finite element method; parametric analysis

梁柱端板连接节点可先在工厂将端板焊接在钢梁上,以保证焊接质量;然后在施工现场采用螺栓将焊有端板的梁连接到柱翼缘上,施工方便快捷,是钢结构广泛采用的连接方式. 高强钢结构在受力性能、建筑使用功能、经济及环保效益等方面具有显著优势,在国内外得到广泛应用^[1]. 近年来,将高强钢用于端板连接节点已成为新兴节点优化发展的一个方向,其受力性能已成为结构工程领域的研究热点之一^[2].

目前,针对高强钢端板连接节点常温下的力学性能,Coelho等^[3-4]对欧洲标准(简称欧标)高强钢端板连接节点(S460、S690及S960)进行的试验研究表明,EC3^[5]中针对普通钢端板连接节点的设计方法能准确地预测高强钢端板连接节点的承载力,但高估了节点的初始转动刚度,对转动能力的预测也较为保守;孙飞飞等^[6]对国产高强钢端板连接节点(Q690)进行的试验研究得到相似的结论. Qiang等^[7]对欧标高强钢(S690、S960)端板连接节点进行了试验研究,并提出采用薄高强钢端板替代厚普通钢端板的设计理念,但并未给出具体的设计方法. 对于高强钢端板连接节点火灾后力学性能,仅Qiang等^[7]对欧标高强钢(S690、S960)端板连接节点的火灾后力学性能进行了试验研究,研究表明火灾550℃高温后高强钢端板连接节点可恢复常温下90%的承载力,且节点具有足够的转动能力. 文献^[8]对高强钢和高强螺栓的火灾后力学性能进行了整理归纳,发现高强钢火灾后力学性能剩余程度高于高强螺栓,因此预测端板连接节点火灾后会失效模式转变,但并未给出验证.

由于试验费用昂贵,且端板连接节点组件多、构

造复杂,故上述研究不足以体现高强钢端板节点各组件参数的变化和过火温度对高强钢端板节点力学性能的影响规律. 同时由于试验和现有技术条件的限制,螺栓的具体受力状态、端板变形状态、柱翼缘和端板之间接触状态、杠杆力的大小和分布等无法通过试验得出,导致无法对节点的工作机理和破坏机制进行深入研究^[9]. 随着有限元理论和计算机技术的发展,有限元已成为研究节点力学性能的重要工具. 其不仅节约经费,且可获得现有技术条件下,难以通过试验测量得到的结果,故有助于深入了解节点的工作机理. 研究表明^[10-12],有限元模型可准确模拟普通钢端板连接节点的力学性能. 前期研究表明^[13-14],有限元模型可准确模拟高强钢平齐式端板连接节点常温、火灾下和火灾后的力学性能. 在此基础上,作者将该模型用于高强钢外伸式端板连接节点,并用试验结果对该数值模型进行校验,证明该模型可准确模拟高强钢外伸式端板连接节点在常温下与火灾后的力学性能.

综上,本文采用该ABAQUS模型对高强钢端板连接节点进行参数分析,研究端板厚度、螺栓直径、螺栓预紧力、柱翼缘厚度、端板钢材强度及过火温度等因素对节点力学性能的影响,并对采用薄高强钢端板代替厚普通钢端板这一设计理念进行探讨.

1 模型描述

1.1 几何尺寸

采用的典型外伸式端板连接节点构造如图1所示. 梁、柱均采用H型钢,长度分别为1500mm和

2 000 mm, 端板尺寸为 500 mm × 200 mm. 为防止板件局部失稳, 梁、柱内设加劲肋. 螺栓布置和编号如图 2 所示. 本文所涉及的一系列节点的具体信息见表 1.

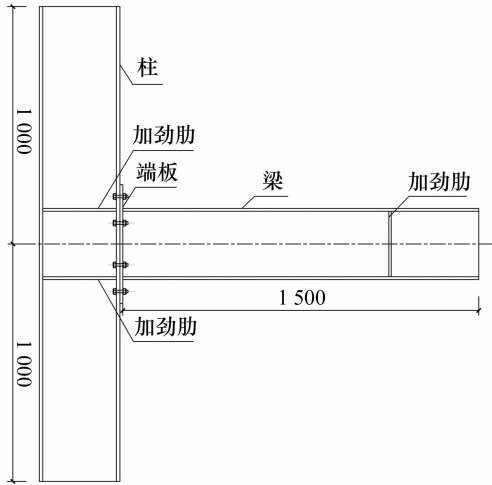


图 1 端板连接节点构造示意图

Fig. 1 Details of endplate connection

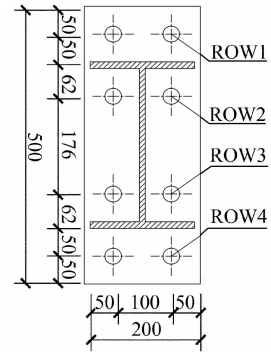


图 2 螺栓布置及编号

Fig. 2 Arrangement and number of the bolts

1.2 材料性能

普通钢、高强钢及高强螺栓的常温力学性能采用文献[15—17]的试验结果, 见表 2. 文献[18—20]分别对 Q235、S460、S690 及 S960 火灾后力学性能进行研究, 并给出钢材火灾后性能的剩余系数. 本文

表 1 节点信息

Tab. 1 Description of components

编号	柱尺寸/mm(钢材等级)	梁尺寸/mm(钢材等级)	端板厚度/mm(钢材等级)	螺栓直径(等级)	预紧力/kN	过火温度/°C
ET1	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M27(10.9)	290	—
ET2	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	14(Q690)	M27(10.9)	290	—
ET3	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	16(Q690)	M27(10.9)	290	—
ET4	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	20(Q690)	M27(10.9)	290	—
BD1	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M20(10.9)	190	—
BD2	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	225	—
BP1	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	—
BP2	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	55	—
BP3	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	110	—
CF1	H340 × 200 × 10 × 14(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	225	—
CF2	H340 × 200 × 10 × 16(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	225	—
ES1	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	14(Q235)	M27(10.9)	290	—
ES2	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	14(Q345)	M27(10.9)	290	—
ES3	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	14(Q460)	M27(10.9)	290	—
ES4	H340 × 200 × 10 × 20(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	14(Q960)	M27(10.9)	290	—
EST1	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	225	—
EST2	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	17(Q345)	M24(10.9)	225	—
EST3	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	225	—
EST4	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	225	—
ESP1	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	20
ESP2	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	20
ESP3	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	20
ESP4	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	20
ESP5	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	500
ESP6	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	500
ESP7	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	500
ESP8	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	500
ESP9	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	550
ESP10	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	550
ESP11	H340 × 200 × 10 × 12(Q690)	H300 × 200 × 10 × 12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	550

续表 1

编号	柱尺寸/mm(钢材等级)	梁尺寸/mm(钢材等级)	端板厚度/mm(钢材等级)	螺栓直径(等级)	预紧力/kN	过火温度/℃
ESP12	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	550
ESP13	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	600
ESP14	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	600
ESP15	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	600
ESP16	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	600
ESP17	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	650
ESP18	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	650
ESP19	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	650
ESP20	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	650
ESP21	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	700
ESP22	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	700
ESP23	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	700
ESP24	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	700
ESP25	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	750
ESP26	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	750
ESP27	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	750
ESP28	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	750
ESP29	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	800
ESP30	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	800
ESP31	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	800
ESP32	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	800
ESP33	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	850
ESP34	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	850
ESP35	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	850
ESP36	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	850
ESP37	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	19(Q235)	M24(10.9)	0	900
ESP38	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	15(Q460)	M24(10.9)	0	900
ESP39	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	12(Q690)	M24(10.9)	0	900
ESP40	H340×200×10×12(Q690)	H300×200×10×12(Q690)	10.5(Q960)	M24(10.9)	0	900
AF1	H340×200×10×20(Q460)	H300×200×10×12(Q460)	20(Q460)	M20(10.9)	0	20
AF2	H340×200×10×20(Q460)	H300×200×10×12(Q460)	20(Q460)	M20(10.9)	0	500
AF3	H340×200×10×20(Q460)	H300×200×10×12(Q460)	20(Q460)	M20(10.9)	0	550
AF4	H340×200×10×20(Q460)	H300×200×10×12(Q460)	20(Q460)	M20(10.9)	0	600
AF5	H340×200×10×20(Q460)	H300×200×10×12(Q460)	20(Q460)	M20(10.9)	0	650
AF6	H340×200×10×20(Q460)	H300×200×10×12(Q460)	20(Q460)	M20(10.9)	0	700
AF7	H340×200×10×20(Q460)	H300×200×10×12(Q460)	20(Q460)	M20(10.9)	0	750

表 2 材料常温下力学性能

Tab. 2 Mechanical properties at ambient temperature

材料	f_y /MPa	f_u /MPa	E /MPa
Q235	300	415	206 000
Q345	385	540	206 000
Q460	503	626	209 160
Q690	763	796	198 501
Q960	1000	1040	200 611
10.9 级高强螺栓	1130	1152	206000

注:表中黑体数字按照规范^[22]取值.

采用该剩余系数对钢材常温力学性能进行折减以得到钢材火灾后的力学性能,见表 3. 高强螺栓火灾后力学性能采用文献[17]试验结果,亦见表 3.

本文以 EC3^[21]给出的考虑材料强化的工程应力-应变关系(见图 3)为基础,建立普通钢、高强钢及高强螺栓在常温下和火灾后的工程应力-应变本

构关系. 图中, f_y 为屈服强度, f_u 为极限强度; ϵ_p 取 f_y/E , ϵ_y 取 0.02, ϵ_s 取 0.04, ϵ_t 取 0.15, ϵ_u 取 0.20.

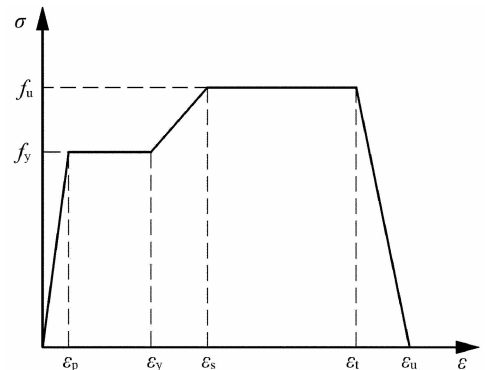


图 3 EC3 应力-应变关系模型

Fig. 3 Relationship between stress and strain according to EC3

表3 材料火灾后力学性能
Tab.3 Mechanical properties after fire

过火温度/°C	Q235			Q460			Q690			Q960			10.9级高强螺栓		
	f_y	f_u	E	f_y	f_u	E	f_y	f_u	E	f_y	f_u	E	f_y	f_u	E
20	300	415	206 000	503	626	209 160	763	796	198 501	1 000	1 040	200 611	1 130	1 152	206 000
500	282	409	195 700	507	617	201 212	761	797	192 347	1 010	1 040	194 593	938	999	175 100
550	281	402	200 644	500	612	199 329	765	796	191 256	1 000	1 030	192 587	893	952	166 860
600	280	397	205 382	493	607	194 255	759	796	190 164	990	1 030	190 580	850	887	158 620
650	276	391	200 850	490	595	193 585	768	782	182 422	930	967	182 556	755	805	144 200
700	271	386	196 315	487	592	188 995	682	721	172 696	720	946	174 532	659	722	129 780
750	264	383	195 700	453	553	178 887	571	627	157 808	670	749	160 489	540	621	111 240
800	256	382	195 082	440	558	179 520	468	536	149 471	600	1 019	150 485	565	682	119 480
850	251	381	194 670	438	567	176 322	406	493	139 744	510	884	142 434	328	505	88 580
900	245	381	194 209	438	555	169 210	309	471	133 194	371	759	132 604	425	623	109 180

注:表中黑体数字处按照规范^[22]取值.

有限元模型中,钢材的材料真实应力 σ_{true} 、真实应变 ϵ_{true} 由式(1)(2)计算得到.

$$\epsilon_{true} = \ln(1 + \epsilon_{eng}), \quad (1)$$

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng} (1 + \epsilon_{eng}). \quad (2)$$

式中: σ_{eng} 、 ϵ_{eng} 为材料的工程应力、应变.

1.3 有限元模型

由于试件的几何尺寸、荷载及边界条件具有对称性,为节约计算时间,取试件的一半进行建模分析.由于节点螺栓孔附近应力分布复杂,故在端板和柱翼缘的螺栓孔区域进行网格细分.节点的有限元模型见图4.有限元模型采用8节点6面体线性减缩积分单元C3D8R.

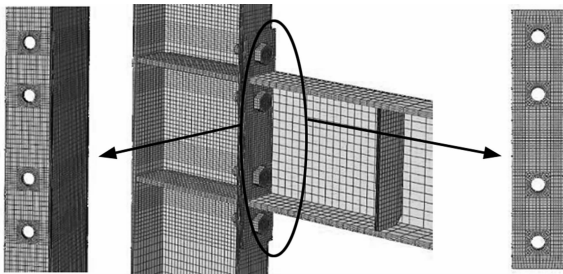


图4 有限元模型网格划分

Fig.4 Mesh generation of FE model

有限元模型中的接触关系包括:螺帽-柱翼缘、螺杆-螺孔、螺杆-螺母、螺母-端板及柱翼缘-端板,接触对中“面面接触”属性均采用“有限滑移”.螺杆与螺母采用绑定约束模拟.为简化计算模型,本文未对梁和端板之间的焊缝建立实体模型,亦采用了绑定约束模拟.为解决接触分析的收敛问题,分析过程分4步:1)临时约束螺栓和端板的所有自由度,施加10 N的螺栓预紧力;2)释放螺栓和端板的临时约束;3)固定螺栓长度;4)施加荷载进行计算.分析

步1)~3)用以保证接触关系平稳建立,可有效解决接触分析的收敛问题^[14].

数值计算时考虑材料与几何双重非线性效应.节点各组件的失效准则采用文献^[14]的建议.前期研究表明^[13-14],按上述方法建立的有限元模型,可准确模拟普通钢、高强钢端板连接节点常温、火灾下和火灾后的力学性能.

2 有限元分析结果

梁柱节点的力学性能一般采用 $M-\theta$ 曲线描述,其中 M 为节点所承受的弯矩, θ 为节点转角. M 通过式(3)求得, θ 通过式(4)求得.

$$M = PL_{load}, \quad (3)$$

$$\theta = \theta_b - \theta_c. \quad (4)$$

式中: P 为荷载; L_{load} 为荷载施加点至端板中面的距离; θ_b 、 θ_c 分别为梁、柱转角.

前期研究^[2]给出获取 θ_b 和 θ_c 的方法,具体位移计布置如图5所示,通过式(5)(6)计算 θ_b ,通过式(7)计算 θ_c ,进而获得 θ .本文采用该方法对有限元计算结果进行数据处理以获取 θ ,进而绘出节点的 $M-\theta$ 曲线.

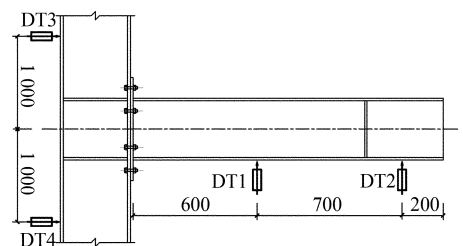


图5 位移计布置图

Fig.5 Location of the displacement sensors

$$\theta_b = \arctan \frac{|\delta_{DT2} - \delta_{bel,DT2}| - |\delta_{DT1} - \delta_{bel,DT1}|}{700}, \quad (5)$$

$$\delta_{bel,DTi} = -\frac{P}{E_b I_b} \left(\frac{x_{DTi}^3}{6} - \frac{L_{load} x_{DTi}^2}{2} \right), \quad (6)$$

$$\theta_c = \arctan \frac{|\delta_{DT3}| + |\delta_{DT4}|}{900}. \quad (7)$$

式中: δ_{DTi} 为位移计 DT*i* 测得的位移; $\delta_{bel,DTi}$ 为计算求得梁在 DT*i* 处的弹性位移; E_b 为梁的弹性模量; I_b 为梁截面惯性矩; x_{DTi} 为 DT*i* 距端板中面的距离.

图 6 给出了依据节点 $M-\theta$ 曲线确定其力学指标的方法, 依据图示方法, 可得节点的初始转动刚度 K_{ini} 、极限弯矩 M_{max} 及极限弯矩对应的转角 θ_{max} . 本节研究节点组件参数变化对上述主要力学指标的影响.

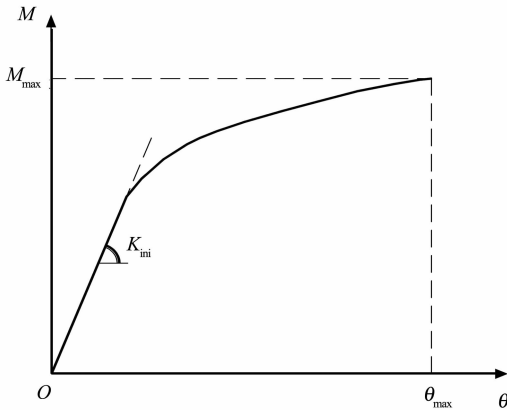


图 6 节点主要力学指标确定方法

Fig. 6 The determination method for characteristic parameters of the connection

2.1 端板厚度的影响

ET 系列 (ET1~ET4) 的有限元计算结果列于表 4, 节点的 $M-\theta$ 曲线见图 7, 图 8 给出了各排螺栓的弯矩-螺栓力曲线随端板厚度的变化情况, 各节点的弯矩-螺栓力曲线如图 9 所示.

表 4 端板厚度的影响

Tab. 4 Effect of endplate thickness

编号	端板厚度 /mm	$K_{ini}/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$	$\theta_{max}/(10^{-3} rad)$	$M_{max}/(kN \cdot m)$
ET1	12	33 500	80.94	422.59
ET2	14	37 459	46.97	444.21
ET3	16	40 542	32.40	471.50
ET4	20	44 837	28.34	508.63

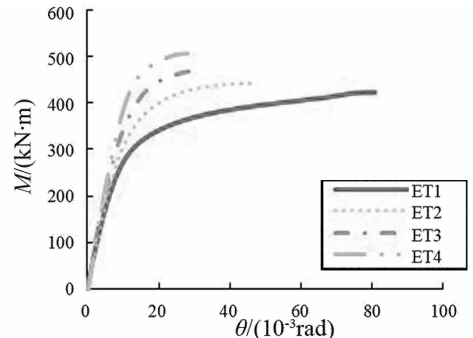
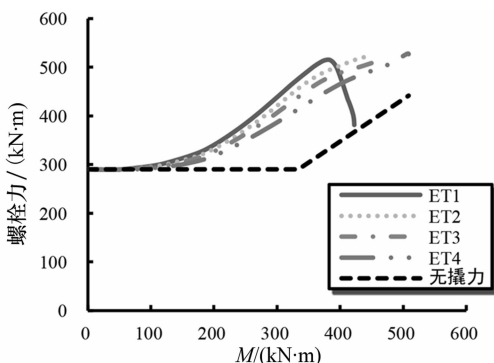


图 7 ET 系列的 $M-\theta$ 曲线

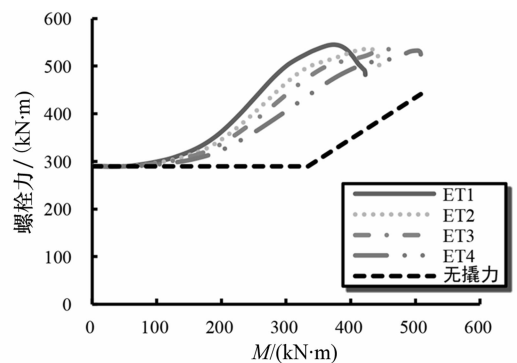
Fig. 7 $M-\theta$ curves of FE model ET

由表 4 和图 7 可见, 随端板厚度增加, K_{ini} 增加, M_{max} 提高, θ_{max} 显著减小. 这是因为随端板厚度增加, 端板抗弯刚度提高, 故 K_{ini} 提高. M_{max} 提高有两方面原因, 一是随端板厚度增加, 端板的抗弯承载力提高; 二是随端板厚度增加, 螺栓受到的撬力减小, 螺栓承担外荷载的能力提高 (见图 8(a)(b)). 至于 θ_{max} , 端板的弯曲变形是 θ 的主要来源, 在相同荷载作用下, 端板变厚, 其弯曲变形减小, 故 θ_{max} 减小.

由图 8(c) 可见, 相同荷载作用下, 端板较薄时, 端板变形更明显, 因此 ROW3 螺栓将更早、更充分地参与受力. 由图 8(d) 可见, 端板厚度对 ROW4 螺栓受力基本无影响. 由图 9 可见, 节点 ROW2 螺栓的螺栓力始终大于 ROW1 螺栓, 但随端板厚度增加, 二者趋向于一致. 主要原因在于, ROW2 螺栓受到的撬力大于 ROW1 螺栓, 而撬力随端板厚度增加而减小.



(a) ROW1 弯矩-螺栓力曲线



(b) ROW2 弯矩-螺栓力曲线

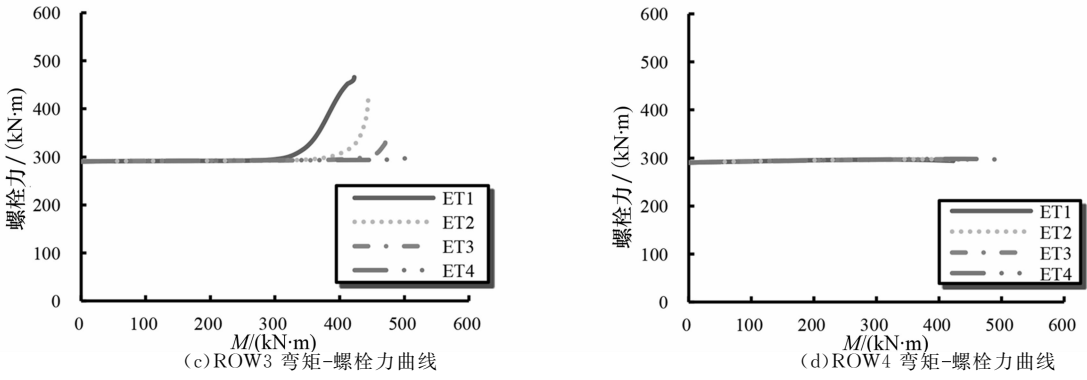


图 8 ET 系列各排螺栓的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 8 M -bolt force curves of each bolt rows of ET series

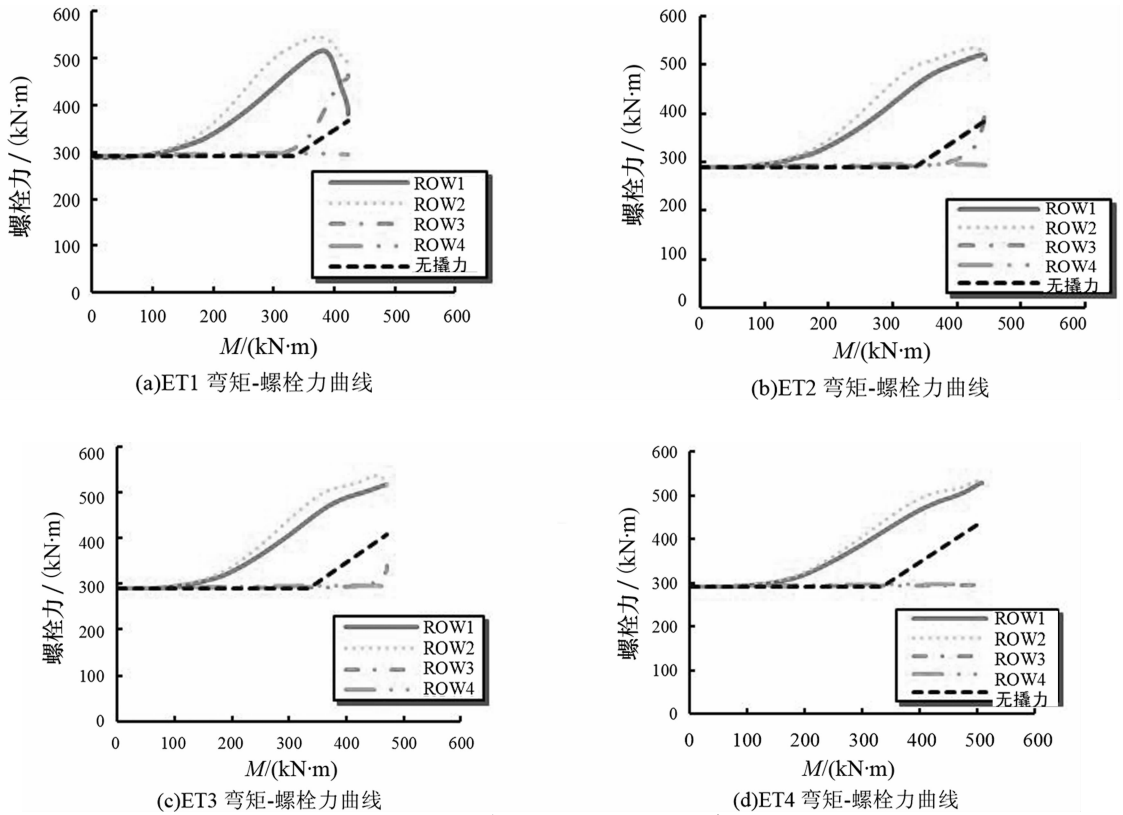


图 9 ET 系列的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 9 M -bolt force curves of ET series

2.2 螺栓直径的影响

BD 系列(BD1、BD2)和 EP1 的有限元计算结果列于表 5,节点的 $M-\theta$ 曲线见图 10,各节点的弯矩-螺栓力曲线见图 11 和图 9(a).

表 5 螺栓直径的影响

Tab. 5 Effect of bolt diameter

编号	螺栓直径/mm	$K_{ini}/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$	$\theta_{max}/(10^{-3}rad)$	$M_{max}/(kN \cdot m)$
BD1	M20	24 179	28.48	252.36
BD2	M24	26 734	51.42	341.83
EP1	M27	33 500	80.94	422.59

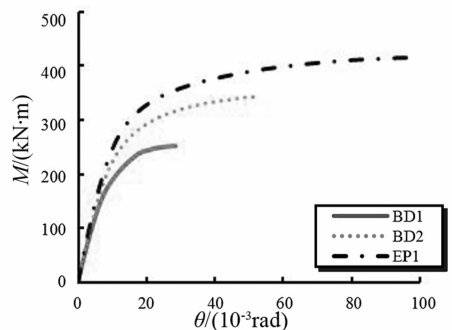
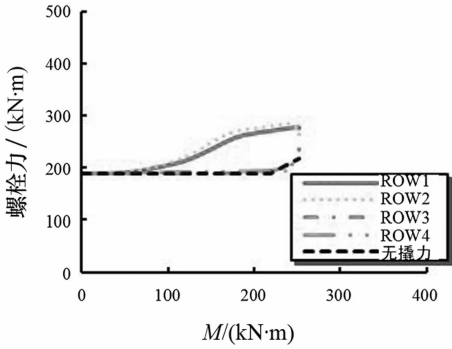


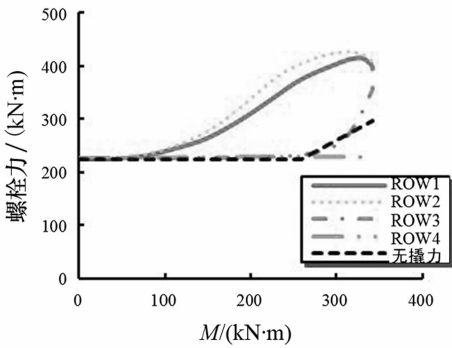
图 10 BD 系列和 EP1 的 $M-\theta$ 曲线

Fig. 10 $M-\theta$ curves of FE model BD and EP1

由表 5 和图 10 可见, 随螺栓直径增加, K_{ini} 、 M_{max} 及 θ_{max} 均提高. 这是因为随螺栓直径增加, 螺栓的轴向刚度提高, 螺栓承担外荷载的能力提高, 且端板的塑性弯曲变形发展得更充分.



(a)BD1 弯矩-螺栓力曲线



(b)BD2 弯矩-螺栓力曲线

图 11 BD 系列的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 11 M -bolt force curves of BD series

由图 11 和图 9(a) 可见, 节点 ROW2 螺栓的螺栓力始终大于 ROW1 螺栓, 但随螺栓直径减小, 二者趋向于一致. 主要原因在于, ROW2 螺栓受到的撬力大于 ROW1 螺栓, 撬力随螺栓直径减小而减小.

2.3 螺栓预紧力的影响

BP 系列 (BP1~BP3) 和 BD2 的有限元计算结果列于表 6, 节点的 $M-\theta$ 曲线见图 12, 各节点的弯矩-螺栓力曲线见图 13 和图 11(b), ROW1、ROW2 螺栓的弯矩-螺栓力曲线随预紧力的变化情况见图 14.

表 6 螺栓预紧力的影响

Tab. 6 Effect of bolt pretension

编号	预紧力 / (kN·m)	K_{ini} / (kN· m·rad ⁻¹)	θ_{max} / (10 ⁻³ rad)	M_{max} / (kN·m)
BP1	0	22 282	53.56	340.84
BP2	55	22 743	52.40	341.16
BP3	110	24 673	52.43	341.52
BD2	225	26 734	51.42	341.83

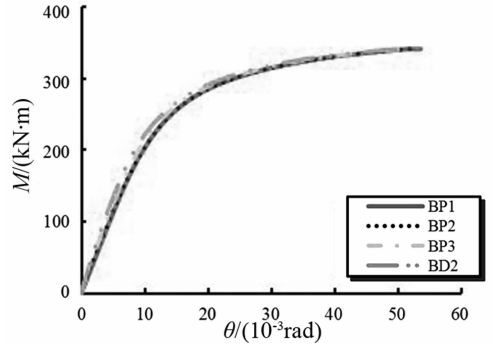
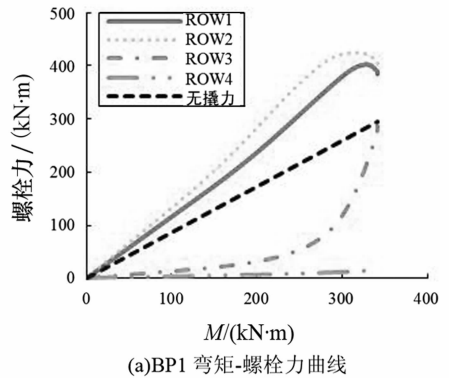
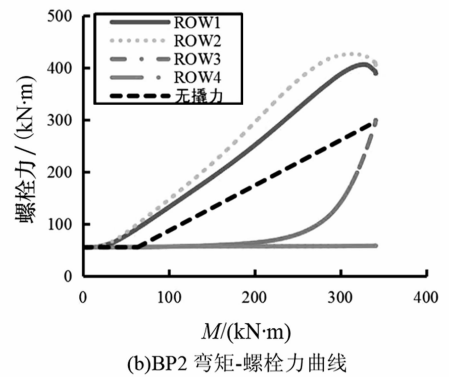


图 12 BP 系列和 BD2 的 $M-\theta$ 曲线

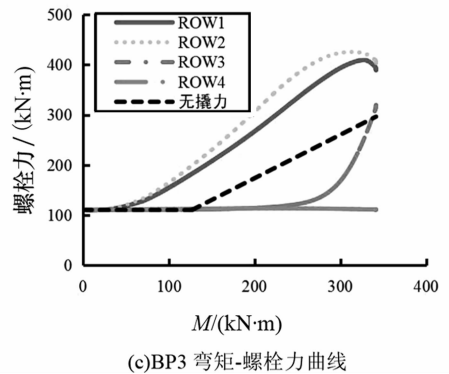
Fig. 12 $M-\theta$ curves of FE model BP and BD2



(a)BP1 弯矩-螺栓力曲线



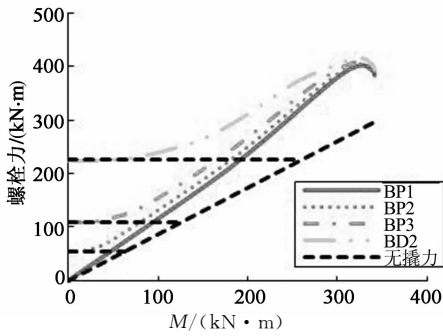
(b)BP2 弯矩-螺栓力曲线



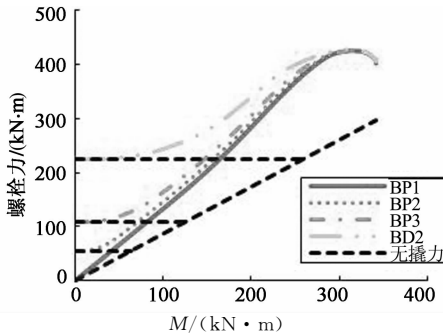
(c)BP3 弯矩-螺栓力曲线

图 13 BP 系列的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 13 M -bolt force curves of BP series



(a)ROW1 弯矩-螺栓力曲线



(b)ROW2 弯矩-螺栓力曲线

图 14 BP 系列和 BD2 的 ROW1 和 ROW2 螺栓的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 14 M -bolt force curves of bolts in ROW1 and ROW2 of BP and BD2 series

由表 6 和图 12 可见,随预紧力增加, K_{ini} 提高, M_{max} 和 θ_{max} 基本无变化. 对上述现象分析如下:端板与柱翼缘之间由于螺栓预紧力的作用而紧密贴合,在端板与柱翼缘脱离前,加载时端板与柱翼缘之间的压力减小,而螺栓轴力增加较少^[23](见图 13 和图 11(b)). 因此,加载初期,由于端板始终与柱翼缘紧密贴合,且螺栓力增加较少导致螺栓轴向变形增加较少,故 K_{ini} 随预紧力的增加而提高. 由图 14 可见,加载初期,撬力随预紧力增加而增大,但在极限状态时,撬力基本一致,故预紧力对螺栓承担外荷载的能力无影响,因此 M_{max} 基本无变化. 至于 θ_{max} ,如 2.1 小节所述,端板的弯曲变形是 θ 的主要来源,由于端板厚度不变、极限承载力相近,故 θ_{max} 基本一致.

2.4 柱翼缘厚度的影响

CF 系列(CF1、CF2)和 BD2 的有限元计算结果列于表 7,节点的 $M-\theta$ 曲线见图 15,图 16 给出了各排螺栓的弯矩-螺栓力曲线随柱翼缘厚度的变化情况.

表 7 柱翼缘厚度的影响

Tab. 7 Effect of column flange thickness

编号	柱翼缘厚度/mm	$K_{ini}/(\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1})$	$\theta_{max}/(10^{-3} \text{rad})$	$M_{max}/(\text{kN} \cdot \text{m})$
BD2	12	26 734	51.42	341.83
CF1	14	28 319	46.75	340.57
CF2	16	29 682	46.65	341.39

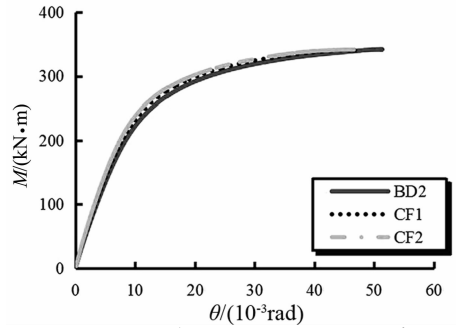
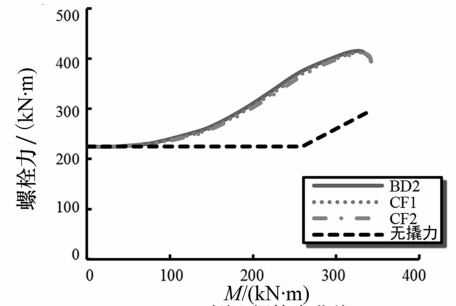
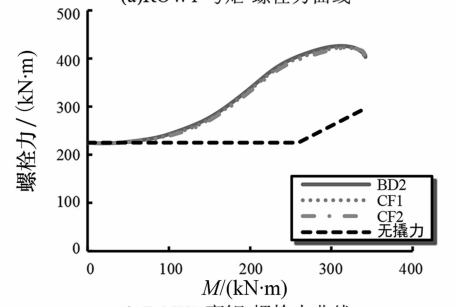


图 15 CF 系列和 BD2 的 $M-\theta$ 曲线

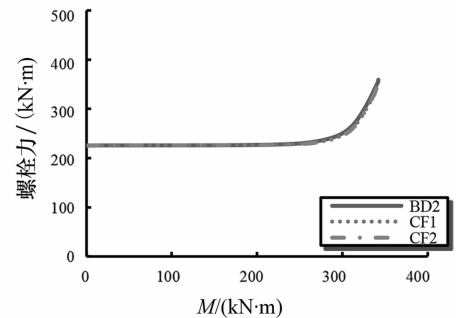
Fig. 15 $M-\theta$ curves of FE model CF and BD2



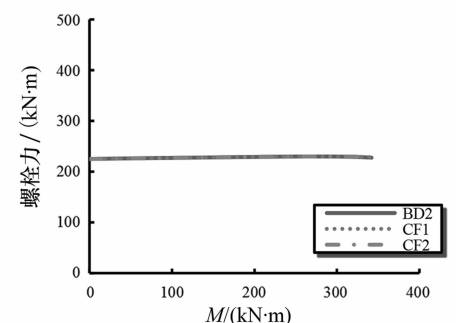
(a)ROW1 弯矩-螺栓力曲线



(b)ROW2 弯矩-螺栓力曲线



(c)ROW3 弯矩-螺栓力曲线



(d)ROW4 弯矩-螺栓力曲线

图 16 CF 系列和 BD2 各排螺栓的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 16 M -bolt force curves of each bolt of CF and BD2 series

由表 7 和图 15 可见, 随柱翼缘厚度增加, K_{ini} 提高, M_{max} 基本不变, θ_{max} 略有减小. 这是因为随柱翼缘厚度增加, 柱翼缘的抗弯刚度提高, 故 K_{ini} 提高. 值得注意的是, 由表 4 可见, 端板厚度从 12 mm 增至 16 mm, 节点的 K_{ini} 提升 21%; 而由表 7 可见, 柱翼缘厚度从 12 mm 增至 16 mm, 节点的 K_{ini} 仅提升 11%, 故柱翼缘厚度增加导致节点 K_{ini} 提高的效率不如端板厚度的增加. 由图 16(a)(b) 可见, 柱翼缘厚度增加, 撬力、螺栓力基本一致, 故螺栓承担外荷载的能力不随柱翼缘厚度增加而变化, 因此 M_{max} 基本不变. 至于 θ_{max} , 由于 K_{ini} 提高、 M_{max} 基本不变, 故 θ_{max} 减小.

由图 16(c)(d) 可见, 柱翼缘厚度对 ROW3、ROW4 螺栓的受力基本无影响.

2.5 端板钢材强度的影响

ES 系列(ES1~ES4)和 ET2 的有限元计算结果列于表 8, 节点的 $M-\theta$ 曲线见图 17, ROW1 和 ROW2 螺栓的弯矩-螺栓力曲线随钢材强度的变化情况见图 18.

表 8 端板钢材强度的影响

Tab. 8 Effect of steel grade of endplate

编号	端板厚度 /mm	端板钢材强度等级	$K_{ini}/$ ($\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$)	$\theta_{max}/$ (10^{-3}rad)	$M_{max}/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
ES1	14	Q235	34 437	69.57	312.35
ES2	14	Q345	36 621	70.51	376.36
ES3	14	Q460	38 135	70.52	409.91
ET2	14	Q690	37 459	46.97	444.21
ES4	14	Q960	38 902	33.85	469.22

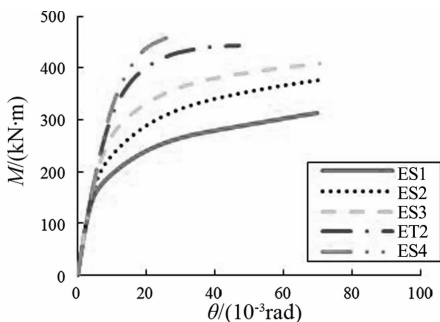
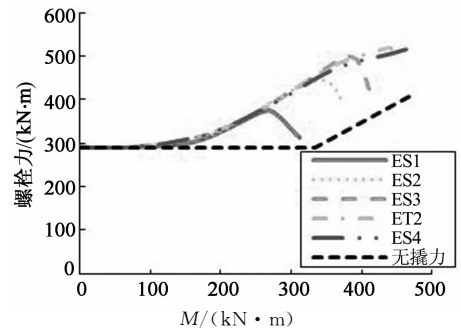


图 17 ES 系列和 ET2 的 $M-\theta$ 曲线

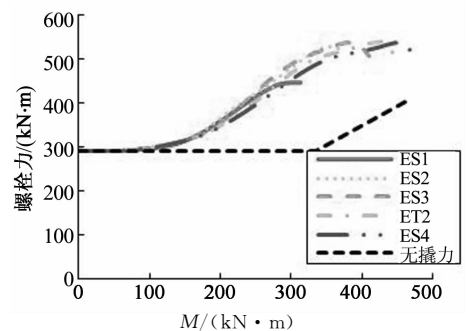
Fig. 17 $M-\theta$ curves of FE model ES and ET2

由表 8 和图 17 可见, 随端板钢材强度的增加, K_{ini} 基本一致, M_{max} 提高, 当端板采用的钢材强度等级不超过 Q460 时, θ_{max} 基本一致, 当端板采用的钢材强度等级超过 Q460 后, θ_{max} 显著减小. 这是因为不同强度等级的钢材弹性模量相近, 故 K_{ini} 基本一致; 由于端板钢材强度提高, 故 M_{max} 提高. 至于

θ_{max} , 由于端板的弯曲变形是 θ 的主要来源, 由图 18(a)(b) 可见, 当端板采用的钢材强度等级未超过 Q460 时, 螺栓未达到其极限承载力, 节点的失效主要由端板控制, 故节点的 θ_{max} 相近; 当端板采用的钢材强度等级超过 Q460 后, 螺栓均达到其极限承载力, 而端板塑性未充分发展, 故 θ_{max} 显著减小.



(a) ROW1 弯矩-螺栓力曲线



(b) ROW2 弯矩-螺栓力曲线

图 18 ES 系列和 ET2 的 ROW1 和 ROW2 螺栓的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 18 M -bolt force curves of bolts in ROW1 and ROW2 of ES and ET2 series

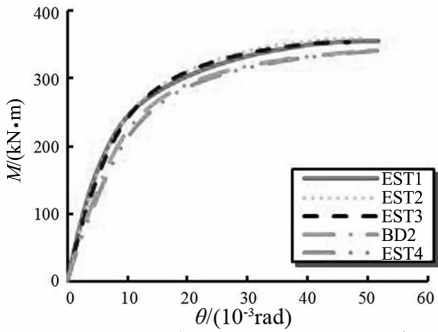
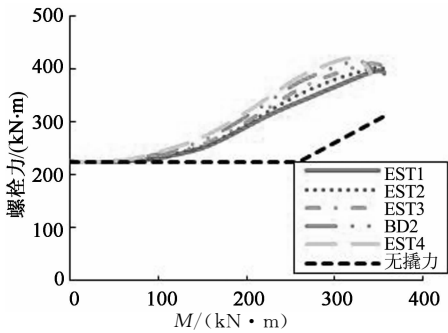
2.6 端板钢材强度和端板厚度的综合影响

EST 系列(EST1~EST4)和 BD2 的有限元计算结果列于表 9, 节点的 $M-\theta$ 曲线见图 19, ROW1 和 ROW2 螺栓的弯矩-螺栓力曲线随端板厚度和钢材强度的变化情况见图 20.

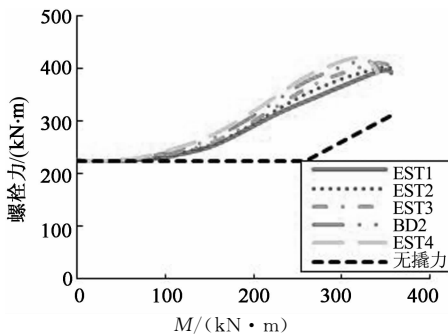
表 9 端板钢材强度与端板厚度的综合影响

Tab. 9 Combined effect of steel grade and thickness of endplate

编号	端板厚度 /mm	端板钢材强度等级	$K_{ini}/$ ($\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$)	$\theta_{max}/$ (10^{-3}rad)	$M_{max}/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
EST1	19	Q235	32 832	51.84	355.93
EST2	17	Q345	31 599	48.64	359.32
EST3	15	Q460	30 481	46.92	353.01
BD2	12	Q690	26 734	51.42	341.83
EST4	10.5	Q960	24 527	52.03	340.79

图 19 EST 系列和 BD2 的 $M-\theta$ 曲线Fig. 19 $M-\theta$ curves of FE model EST and BD2

(a) ROW1 弯矩-螺栓力曲线



(b) ROW2 弯矩-螺栓力曲线

图 20 EST 系列和 BD2 的 ROW1 和 ROW2 螺栓的弯矩-螺栓力曲线

Fig. 20 M -bolt force curves of bolts in ROW1 and ROW2 of EST and BD2 series

由表 9 和图 19 可见,与采用较厚普通钢端板的节点相比,采用薄高强钢端板的节点可达到相似的 M_{\max} 、相近甚至更高的 θ_{\max} 。但有两点值得注意,一是采用高强钢薄端板对 θ_{\max} 提升效果并非无限制的。由本文 2.1 小节分析知,当端板的钢材等级相同时,端板越薄, θ_{\max} 越大,ET1 的 θ_{\max} 值甚至达到 ET3 的 2.498 倍。而 EST4 端板厚度比 ET1 薄, EST1 端板厚度较 ET3 厚, EST4 的 θ_{\max} 值仅是 EST1 的 1.004 倍。原因在于,高强钢屈服强度高,导致在荷载作用下,其比普通钢晚进入塑性,故在相同荷载作用下,高强钢端板的变形小于普通钢端板。

二是采用高强钢薄端板导致螺栓撬力增大(见图 20),使得螺栓承担外荷载的能力降低。

2.7 过火温度的影响

2.7.1 过火温度对节点力学性能的影响

ESP 系列(ESP1~ESP40)的有限元计算结果列于表 10,端板采用的钢材等级和厚度相同时,节点的 $M-\theta$ 曲线随过火温度的变化情况见图 21。

表 10 过火温度的影响

Tab. 10 Effect of fire temperature

编号	过火温度/ $^{\circ}\text{C}$	端板厚度/mm (钢材等级)	$K_{\text{ini}}/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	$\theta_{\max}/(10^{-3}\text{rad})$	$M_{\max}/(\text{kN}\cdot\text{m})$
ESP1	20	19(Q235)	28 316	54.75	354.17
ESP2	20	17(Q345)	25 672	49.15	351.58
ESP3	20	15(Q460)	22 349	53.53	340.84
ESP4	20	10.5(Q960)	20 473	53.44	340.27
ESP5	500	19(Q235)	28 424	40.95	311.80
ESP6	500	17(Q345)	25 102	37.33	311.72
ESP7	500	15(Q460)	22 375	39.72	300.61
ESP8	500	10.5(Q960)	20 199	38.15	299.75
ESP9	550	19(Q235)	27 794	36.67	299.40
ESP10	550	17(Q345)	25 233	33.52	299.96
ESP11	550	15(Q460)	22 232	37.02	290.13
ESP12	550	10.5(Q960)	20 066	36.77	288.30
ESP13	600	19(Q235)	26 727	32.21	282.35
ESP14	600	17(Q345)	25 260	28.82	283.87
ESP15	600	15(Q460)	22 123	33.82	275.73
ESP16	600	10.5(Q960)	19 954	34.57	273.51
ESP17	650	19(Q235)	27 387	30.64	260.21
ESP18	650	17(Q345)	24 904	26.86	262.29
ESP19	650	15(Q460)	22 029	28.54	255.88
ESP20	650	10.5(Q960)	19 696	31.94	250.99
ESP21	700	19(Q235)	27 265	26.43	238.05
ESP22	700	17(Q345)	24 785	22.31	239.92
ESP23	700	15(Q460)	21 949	26.04	230.82
ESP24	700	10.5(Q960)	19 521	34.67	226.76
ESP25	750	19(Q235)	26 564	22.05	209.00
ESP26	750	17(Q345)	24 550	20.64	208.53
ESP27	750	15(Q460)	21 832	24.43	198.71
ESP28	750	10.5(Q960)	19 239	29.82	195.05
ESP29	800	19(Q235)	26 628	26.02	225.16
ESP30	800	17(Q345)	24 943	23.40	225.19
ESP31	800	15(Q460)	22 620	38.69	205.81
ESP32	800	10.5(Q960)	19 847	37.11	214.85
ESP33	850	19(Q235)	25 643	21.93	174.97
ESP34	850	17(Q345)	23 653	20.32	174.61
ESP35	850	15(Q460)	21 583	26.65	158.99
ESP36	850	10.5(Q960)	18 700	29.32	164.90
ESP37	900	19(Q235)	26 443	23.73	207.35
ESP38	900	17(Q345)	25 124	21.85	207.84
ESP39	900	15(Q460)	22 602	52.58	183.11
ESP40	900	10.5(Q960)	19 902	47.39	187.92

由表 10 可见,随过火温度升高, K_{ini} 和 M_{\max} 降低。这是因为随过火温度升高,高强钢、高强螺栓的

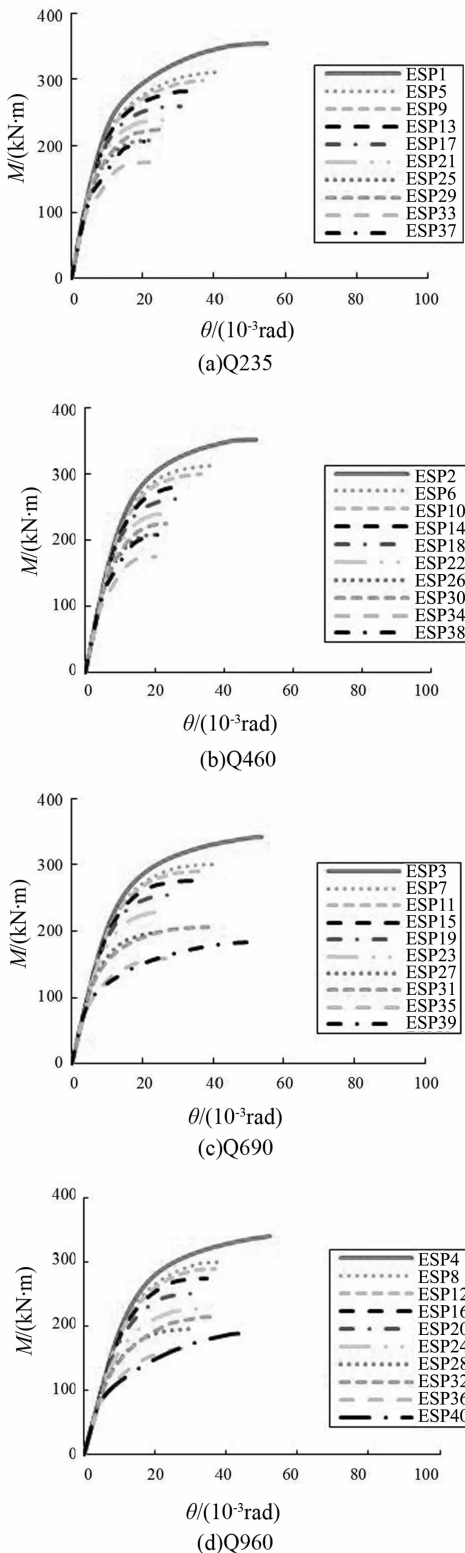


图 21 节点 $M-\theta$ 曲线随过火温度的变化情况
 Fig. 21 Influence of fire temperature connection exposed to on $M-\theta$ curves of connections

M_{max} 、相近甚至更高的 θ_{max} 。由图 21 可见,端板采用的钢材强度等级为 Q235 和 Q460 时,节点的转动能力随过火温度升高而减小。端板采用的钢材强度等级为 Q690 和 Q960 时,当过火温度不超过 750 °C 时,节点的转动能力随过火温度升高而减小;当过火温度为 800 °C 和 900 °C 时,节点冷却至常温后的转动能力分别较过火温度为 750 °C 和 850 °C 时高,这亦与螺栓过火冷却后的力学性能(见表 3)有关。

由于过火温度相同时,各节点的 M_{max} 相近,故本文仅列出端板采用 Q690 钢的节点过火后的承载能力剩余程度,见表 11。由表可见,过火温度不超过 750 °C 时,节点冷却至常温后的极限承载力随过火温度升高而降低;过火温度为 800 °C 和 900 °C 时,节点冷却至常温后的剩余极限承载力分别较过火温度为 750 °C 和 850 °C 时高,这与螺栓过火冷却后的力学性能(见表 3)有关。值得注意的是,高强钢端板连接节点经历 600 °C 高温冷却到常温后可恢复 80% 以上承载力,经历 800 °C 高温冷却到常温后可恢复 50% 以上承载力。

表 11 承载能力剩余程度
 Tab. 11 Residual degree of M_{max}

编号	过火温度/°C	$M_{max}/(kN \cdot m)$	剩余程度
ESP3	20	340.84	1.00
ESP7	500	300.61	0.88
ESP11	550	290.13	0.85
ESP15	600	275.73	0.81
ESP19	650	255.88	0.75
ESP23	700	230.82	0.68
ESP27	750	198.71	0.58
ESP31	800	205.81	0.60
ESP35	850	158.99	0.47
ESP39	900	183.11	0.54

2.7.2 过火温度对端板连接节点失效模式的影响

前期研究表明^[8],由于过火冷却后钢材强度的剩余程度大于高强螺栓,且随过火温度升高,二者的差距扩大,故预测端板连接节点火灾后可能会发生失效模式转变。本文按照 EC3 组合法^[5] 计算得到节点抗弯承载力理论值 M_y (见表 12),提取弯矩达到 M_y 时,AF 系列(AF1~AF7)有限元计算得到的节点应力云图(见图 22),以判断节点过火后的失效模式。

表 12 AF 系列抗弯承载力理论值

Tab. 12 Theoretical values of plastic moment resistance of AF

编号	过火温度/°C	$M_y/(kN \cdot m)$	失效模式
AF1	20	237.43	失效模式 2
AF2	500	208.65	失效模式 2
AF3	550	199.84	失效模式 2
AF4	600	191.18	失效模式 2
AF5	650	173.38	失效模式 3
AF6	700	155.60	失效模式 3
AF7	750	131.01	失效模式 3

弹性模量和强度均降低,故 K_{ini} 、 M_{max} 均降低。由表 10 亦可见,与采用较厚普通钢端板的节点相比,采用薄高强钢端板的节点火灾后同样可达到相似的

由图 22(a)~(d)可见,过火温度不超过 600 °C 时,螺栓大部分进入塑性,端板在与梁翼缘相连处进入塑性,故节点发生端板和螺栓联合破坏,依据 EC3^[5],节点发生失效模式 2,该失效模式是延性的.当过火温度超过 600 °C 后,螺栓大部分进入塑性,而端板处于弹性状态(见图 22(e)~(f)),故节点发生

螺栓破坏,依据 EC3^[5],节点发生失效模式 3,该失效模式为脆性的.由此可见,端板连接节点火灾后可能发生失效模式转变,可从延性转变为脆性的失效模式,这在钢结构火灾后检测与安全性评估中应引起重视.

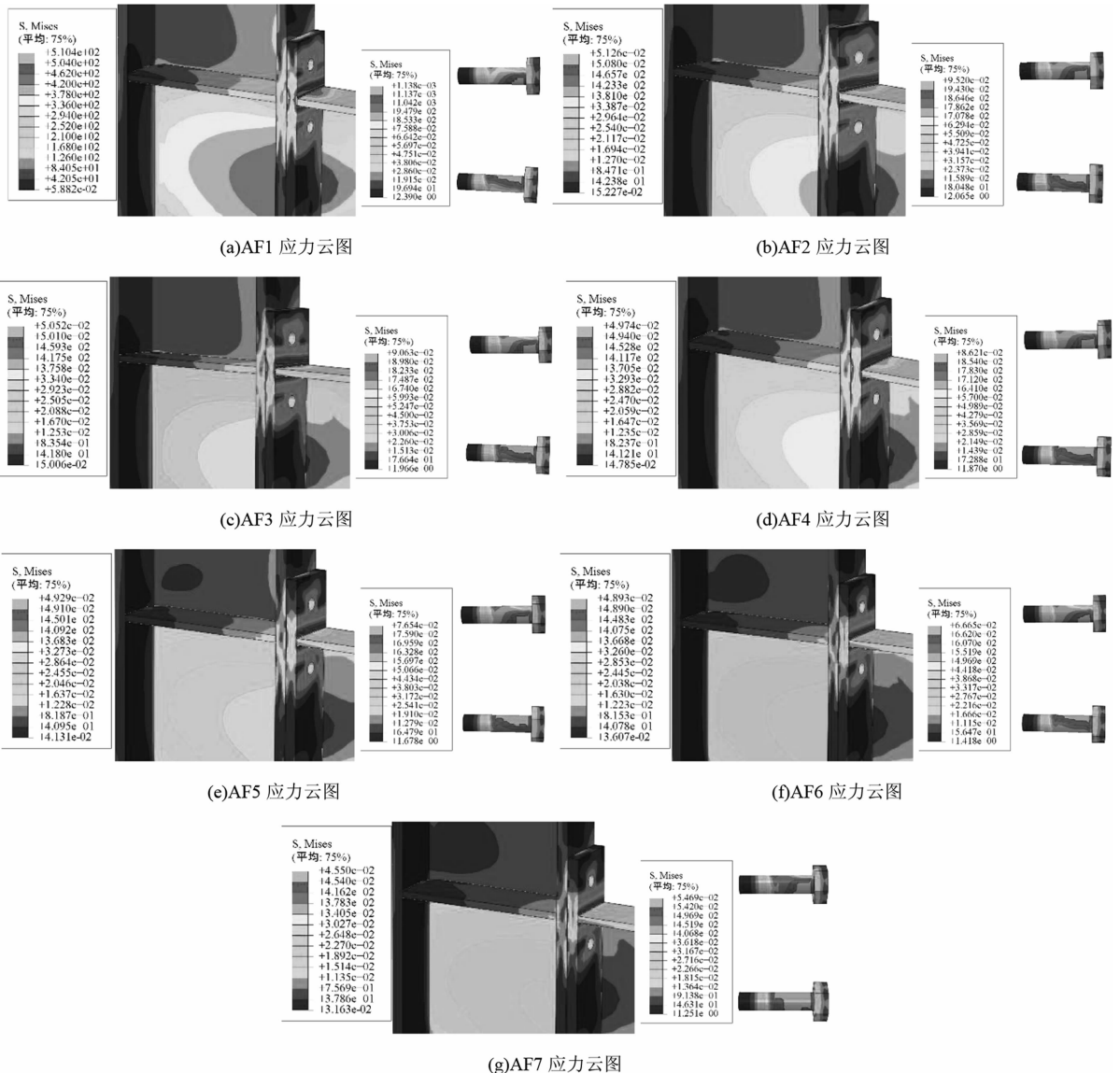


图 22 AF 系列应力云图(灰色部分表示材料进入塑性)

Fig. 22 Stress nephogram of AF series

3 结论

本文通过对高强钢端板连接节点进行有限元参数分析,得出以下结论:

1)采用厚端板和直径小的螺栓有助于减小撬

力,提高螺栓承担外荷载的能力.

2)柱翼缘厚度增加,高强钢端板连接节点的 K_{in} 提高,但提高效率不如端板厚度的增加.

3)端板钢材强度增加,节点的极限承载力提高,端板采用高强钢 Q960 时节点的极限承载力较采用 Q235 时提高 50%;节点的转动能力在端板钢材强度不超过 Q460 时基本不变,高于 Q460 后显著减小.

4)与采用较厚普通钢端板的节点相比,采用薄高强钢端板的节点常温下和火灾后均可达到相似的 M_{max} ,相近甚至更高的 θ_{max} ,但 θ_{max} 的提升受到螺栓撬力和高强钢强度这两个因素的限制。

5)高强钢端板连接节点经历600℃火灾高温冷却到常温后可恢复80%以上承载力,经历800℃高温冷却到常温后可恢复50%以上承载力。

6)端板连接节点火灾后可能发生失效模式转变,甚至由延性转变为脆性的失效模式。因此,建议在进行高强钢结构抗火设计时适当提高螺栓规格,使其与所用高强钢相匹配,以避免上述现象发生。对于已发生火灾但未倒塌的钢结构,在火灾后检测鉴定时,建议合理考虑上述现象,以保证检测鉴定结果的安全可靠。

参考文献

- 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):1-13.
SHI G, BAN H Y, SHI Y J, *et al.* Overview of research progress for high strength steel structures [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1): 1-13. (In Chinese)
- QIANG X H, BIJLAARD F S K, KOLSTEIN H, *et al.* Behaviour of beam-to-column high strength steel endplate connections under fire conditions — Part 1: experimental study [J]. Engineering Structures, 2014, 64(4): 23-38.
- 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: 1228-1240.
- COELHO A M G, BIJLAARD F. High strength steel in building and civil engineering structures; design of connections [J]. Advances in Structural Engineering, 2010, 13(3): 413-429.
- EN 1993-1-8 Eurocode 3: design of steel structures-part 1-8: design of joints[S]. Brussels: CEN, 2005: 60-100.
- 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): 116-124.
SUN F F, SUN M, LI G Q, *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): 116-124. (In Chinese)
- QIANG X H, JIANG X, BIJLAARD F S K, *et al.* Post-fire behaviour of high strength steel endplate connections — Part 1: experimental study [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 108: 82-93.
- 强旭红,武念铎,任楚超,等. 高强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 X H, WU N D, REN C C, *et al.* Engineering application of high strength steel and research progress on endplate connections[C]// Industrial Construction of Steel Structures and Application of New Technologies. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016: 65-73. (In Chinese)
- 施刚,石永久,王元清. 钢框架梁柱端板连接的非线性有限元分析[J]. 工程力学, 2008, 25(12): 79-85.
SHI G, SHI Y J, WANG Y Q. Nonlinear finite element analysis of end-plate connections in steel frames [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(12): 79-85. (In Chinese)
- 何益斌,黄频,郭健,等. 外伸端板节点有限元分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2009, 36(5): 1-6.
HE Y B, HUANG P, GUO J, *et al.* Finite element analysis for extended endplate connections [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2009, 36(5): 1-6. (In Chinese)
- 郭健,何益斌,黄频,等. 端板连接节点中端板强度计算[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2008, 35(2): 13-16.
GUO J, HE Y B, HUANG P, *et al.* Calculation of end-plate strength in end-plate connection [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2008, 35(2): 13-16. (In Chinese)
- DIAZ C, VICTORIA M, MARTI P, *et al.* FE model of beam-to-column extended end-plate joints [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(10): 1578-1590.
- QIANG X H, JIANG X, BIJLAARD F S K, *et al.* Post-fire behaviour of high strength steel endplate connections — Part 2: numerical study [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 108: 94-102.
- QIANG X H, BIJLAARD F S K, KOLSTEIN H, *et al.* Behaviour of beam-to-column high strength steel endplate connections under fire conditions — Part 2: numerical study [J]. Engineering Structures, 2014, 64(4): 23-38.
- 罗云蓉,王清远,刘永杰,等. Q235、Q345 钢结构材料的低周疲劳性能[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2012, 44(2): 169-175.
LUO Y R, WANG Q Y, LIU Y J, *et al.* Low cycle fatigue properties of steel structure materials Q235 and Q345 [J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2012, 44(2): 169-175. (In Chinese)
- 王卫永,刘兵,李国强. 高强度Q460 钢材高温力学性能试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(5): 30-35.
WANG W Y, LIU B, LI G Q. Experimental study on mechanical properties of Q460 high strength steel at elevated temperature [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2012, 32(5): 30-35. (In Chinese)
- 楼国彪,俞珊,王锐. 高强度螺栓过火冷却后力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(2): 33-40.
LOU G B, YU S, WANG R. Mechanical properties of high-strength bolts after bolts [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(2): 1-10. (In Chinese)
- 陈建锋,曹平周. 高温后结构钢力学性能试验[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2010, 11(3): 328-333.
CHEN J F, CAO P Z. Experimental investigation into mechanical properties of steel post high temperatures [J]. Journal of PLA University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2010, 11(3): 328-333. (In Chinese)
- QIANG X H, BIJLAARD F S K, KOLSTEIN H. Post-fire mechanical properties of high strength structural steels S460 and S690 [J]. Engineering Structures, 2012, 35: 1-10.
- QIANG X H, BIJLAARD F S K, KOLSTEIN H. Post-fire performance of very high strength steel S960 [J]. Steel Construction, 2013, 80(1): 235-242.
- EN 1993-1-2 Eurocode 3—design of steel structures—Part 1—2: general rules—structural fire design [S]. Brussels: CEN, 2005: 45-46.
- GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003: 20-21.
GB 50017—2003 Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2003: 20-21. (In Chinese)
- 陈绍蕃. 钢结构设计原理[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 288-290.
CHEN S F. Principles of steel structure design [M]. Beijing: Science Press, 2005: 288-290. (In Chinese)