

T型件连接梁柱节点冲击试验研究和数值分析

霍静思^{1,2†}, 王海涛¹, 张磊¹

(1. 湖南大学 建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南 长沙 410082;

2. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021)

摘要:设计采用了T型件连接的2个半刚性钢结构梁柱节点试件,对试件施加落锤冲击荷载来模拟结构的动态倒塌效应,考察T型件翼缘和腹板的厚度对钢框架梁柱节点抗冲击性能的影响.通过试验获得节点试件的破坏形态及其冲击荷载和位移时程曲线,分析试件冲击过程动态响应规律以及节点动态转角和耗能能力.试验结果表明:节点试件的主要破坏形态是节点核心区域的T型件的翼缘或腹板断裂破坏和受弯变形,以及钢梁腹板扭曲变形;2个半刚性连接的节点试件的抗冲击转动能力主要受制于T型件部位,且由于T型件构件承载力不足,其最大转角均未到达FEMA350标准倒塌控制转角限值($\theta = 0.109$ rad)要求;T型件连接的半刚性节点相对普通全焊接的刚接节点的耗能能力和延性均有降低.采用ABAQUS软件建立了T型件连接梁柱节点子结构的有限元分析模型,通过分析T型件连接梁柱节点在冲击作用下内力发展规律可知,设计采用部分强度半刚性连接的T型件连接节点设计不利于构件向悬链线效应转换.

关键词:T型件;半刚性节点;动力性能;延性;有限元;内力分析

中图分类号:TU392

文献标志码:A

Experimental and Numerical Study on Impact Behavior of T-stub Beam-column Connections of Steel Frames

HUO Jingsi^{1,2†}, WANG Haitao¹, ZHANG Lei¹

(1.Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency of Ministry of Education, Hunan University, Changsha 410082, China;

2.College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

Abstract:Two semi-rigid beam-column connection specimens with T-stubs of steel frame were designed. The impact tests using drop-hammer were conducted to simulate the collapse behavior under impact loading. The influence of thickness of T-stubs flange and web for the beam-column connection on the impact resistance of steel frame substructure was investigated. The failure modes and time histories of impact load and deformation were obtained, and the dynamic responses of the impact load and deformation time histories were analyzed as well as the dynamic rotation and energy dissipation of the substructures. Test results show that the failure modes of T-stub beam-column connection specimens mainly include the fracture and bending deformation of T-stub flange

* 收稿日期:2017-09-30

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51078139), National Natural Science Foundation of China(51078139);教育部新世纪优秀人才计划项目(NCET-11-0123), Program for New Century Excellent Talents in University(NCET-11-0123)

作者简介:霍静思(1970—),男,吉林梨树人,湖南大学教授

† 通讯联系人:E-mail:jingsihuo@gmail.com

and web as well as distortional deformation of steel beam web. The rotation capacity of two connection specimens were dominated by the T-stubs, and their maximum rotations are less than the FEMA350 design limit ($\theta = 0.109$ rad) due to the premature failure of T-stubs. The energy dissipation and ductility of semi-rigid beam-column connection specimens with T-stubs are inferior to the ordinary welded rigid beam-column connections. The finite element (FE) analysis model of T-stub beam-column connection was established using ABAQUS software. The internal force development of specimens during the impact loading was analyzed and it demonstrated that the T-stub beam-column connection with design of partial strength and semi-rigid connection degraded the formation of catenary action.

Key words: T-stub; semi-rigid connection; dynamic behavior; ductility; finite elements; internal force analysis

20 世纪 90 年代,在相继发生的美国北岭地震和日本神户地震中,钢结构的梁柱节点破坏大部分是梁柱连接处的梁下翼缘坡口焊根部产生裂纹所引起的脆性破坏^[1],造成钢结构建筑的震后修复工作比较困难且造价很大,这引起国内外研究者重视延性框架耗能梁柱节点的开发与研究.在传统钢框架设计中,往往把梁柱节点设计成刚接或铰接节点;大量研究表明^[2-4],较多的梁柱节点介于刚接和铰接之间为半刚性节点.钢结构中常用的半刚性连接节点一般采用:T 型连接件、外伸端板连接、齐平端板连接和带双腹板角钢的顶底角钢连接等.其中 T 型件连接节点是较为典型的半刚性连接形式,且施工方便不需要大量的现场焊接工作,已经广泛地应用于现代多高层建筑和工业厂房.

国内外学者针对 T 型件连接梁柱节点进行了大量的静力试验研究^[5-7]和理论分析^[8-10],研究结果表明:T 型件连接梁柱节点通过其半刚性连接设计,具有良好的塑性变形性能,也能达到延性设计的目的;同时还指出 T 型件连接节点的 T 型件翼缘和腹板的厚度等设计参数对此类钢框架节点力学性能的影响较大.工程中已建钢结构开始较多地采用了 T 型件连接节点,虽然 T 型件连接节点能够一定程度上改善结构抗震性能,但当需要考虑在地震、爆炸和撞击等极端灾害下的抗倒塌设计时,由于 T 型件的承载力不足而影响其在大变形的抗弯、抗剪性能以及悬链线效应和转动能力的影响仍不明晰.因此,本文进行 T 型件连接梁柱节点子结构在冲击荷载作用下的抗连续倒塌试验研究,以合理评估 T 型件翼缘和腹板的厚度对 T 型件连接梁柱节点抗倒塌性能的影响,确定合理的抗倒塌设计方法.另外,结构发

生倒塌时可能存在较为显著的应变率效应^[11],其影响需要合理评估.但现有研究成果大多基于静力研究的层面上,对结构采用冲击荷载试验方法来模拟倒塌效应以获悉其动态响应和破坏模式的研究不足.

霍静思等进行了冲击荷载作用下钢框架焊接^[12]和加强型栓焊连接^[13]梁柱子结构的动态力学性能试验,分析了试件冲击荷载和位移时程曲线以及动态转角和耗能能力.研究表明,在冲击荷载作用下,钢材的屈服强度增大而塑性性能改变,因此对构件的受力性能有较为显著的影响.故对于 T 型件连接梁柱子结构的抗冲击性能研究具有一定的理论意义和工程应用价值.

为获悉 T 型件连接梁柱焊接节点在冲击荷载作用下的抗倒塌性能,本文对 2 个 T 型件连接的梁柱节点进行冲击荷载试验研究和有限元模拟,获得结构连续倒塌过程中 T 型件连接梁柱节点的动态响应和内力发展规律,研究了 T 型件连接节点的 T 型件翼缘和腹板的厚度对钢框架梁柱节点抗冲击性能的影响.

1 试验概况

1.1 试件设计

试验模型基于荷载路径转换法 Alternate Path Method (APM)^[14-16],参考霍静思^[12-13]等提出的等效简化模型,假设钢框架底层中柱失效后,钢梁在反弯点处截断,用图 1 中的刚性框架等效梁端的边界条件,在柱顶施加冲击荷载以模拟柱失效后上层建筑荷载的瞬间释放效果.

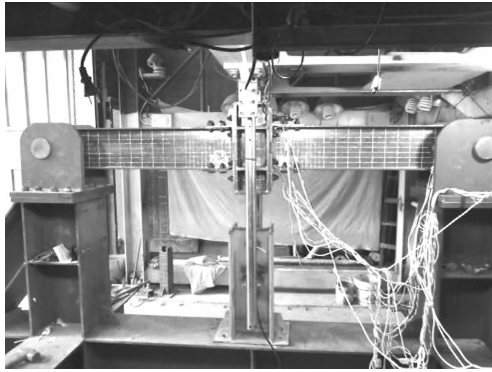


图1 试验模型及边界条件

Fig.1 Test model and boundary condition

本试验参考了美国 FEMA350 标准^[17]和 AISC-LRFD 标准^[18],采用部分强度半刚性节点的设计要求,共设计和加工了2个T型件连接节点梁柱子结构试件.2个试件的编号分别为 TJ1 和 TJ2,试件的尺寸和构造详图见图 2. Q235B 碳素钢型材作为试件梁和柱的选用钢材,钢柱和钢梁截面规格分别为 H200 mm × 200 mm × 16 mm × 16 mm 和 HN250 mm × 125 mm × 6 mm × 9 mm,试件 TJ1 和 TJ2 的 T 型件规格($h \times b_f \times t_w \times t_f$)分别为 200 mm × 200 mm × 8 mm × 13 mm 和 200 mm × 200 mm × 10 mm × 10 mm.T 型件、钢梁和钢柱的材料性能试验结果见表 1 所示.

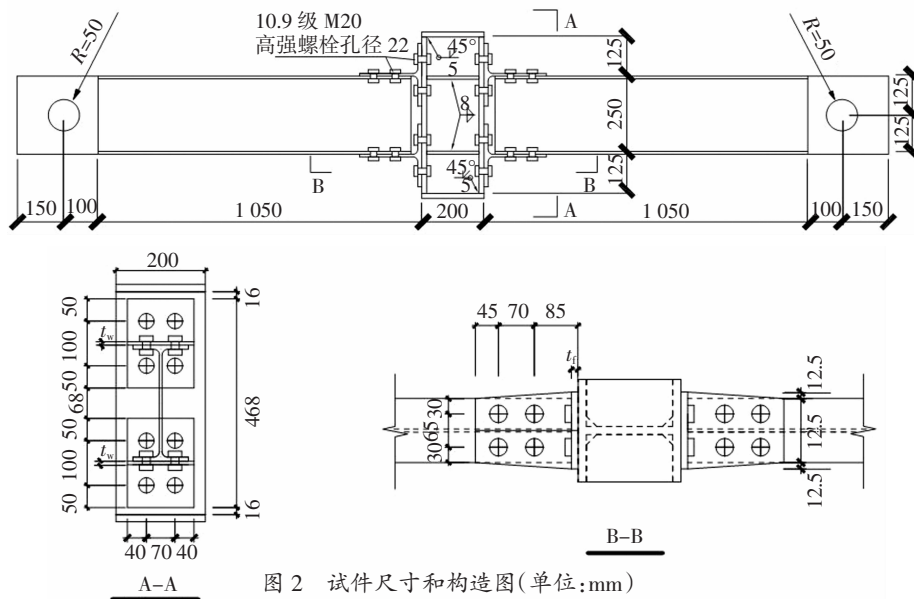


图2 试件尺寸和构造图(单位:mm)

Fig.2 Dimension of specimens(Unit: mm)

表1 试验参数与结果

Tab.1 Parameters of specimens and tested results

试验编号	节点连接构造	T 型件强度 f /MPa (屈服/抗拉)	屈服强度 f_y /MPa (梁/柱)	抗拉强度 f_u /MPa (梁/柱)	伸长率 δ /%	M /kg	H /m	v /($m \cdot s^{-1}$)	E_a /kJ	F_p /kN	θ_{max} /rad	θ_r /rad	E_e /kJ	E_f /kJ	$\dot{\epsilon}/s^{-1}$	k
TJ1	热轧 T 型件	翼缘:274/430 腹板:290/415	274/275	417/366	25/21	960	2.40	6.66	21.29	140	0.045°	0.086	14.71	8.88	0.60	1.43
	焊接 T 型件	翼缘:287/439 腹板:288/440	274/275	417/366	25/21	960	2.40	6.61	20.97	140	0.047°	0.101	18.33	8.88	1.40	1.51
WUFW1 ^[12]	扇形	—	286/275	417/366	28/21	960	1.20	4.46	9.55	240	0.038	0.030	9.27	—	0.37	1.37
WUFW2-1 ^[12]	过焊孔	—	286/275	417/366	28/21	960	1.80	5.67	15.46	250	0.052	0.047	13.50	—	0.51	1.38
WUFW2-2 ^[12]	—	—	—	—	—	960	1.20	4.49	9.68	—	0.067°	—	19.81	17.0	—	—
WUFW3 ^[12]	扩大型过焊孔	—	286/275	417/366	28/21	960	2.40	6.62	21.06	200	0.080	0.071	20.50	—	0.33	1.37

注: M 为冲击重锤的质量; H 为冲击高度; v 为实测的撞击前的冲击速度; E_a 为实测冲击能, $E_a = Mv^2/2$; E_e 为试件受冲击过程中吸收的能量,通过对冲击荷载-位移曲线的积分得到; E_f 反映试件断裂前吸收的能量,通过对试件断裂前的冲击荷载-位移曲线积分得到; F_p 为稳定的冲击阶段的冲击力平均值; θ_{max} 和 θ_r 分别表示冲击过程中试件的最大转角与最终的残余转角,多次冲击的试件转角和耗能计算采用累加值;*表示试件发生断裂后,其最大变形对应断裂时的变形;-表示数值不存在.

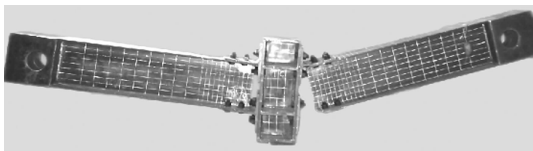
1.2 试验加载及测量

落锤冲击试验在湖南大学研发的落锤冲击试验装置上进行,试验前通过卷扬机将配重锤头升至预定的高度,利用电子全站仪定位试件位置,使节点的柱顶与锤头对中.试验过程中,分别利用置于锤头的压电传感器和柱底的 LTM-300S 拉杆式电阻位移计来测量试件所受的冲击力和竖向位移.试验其他相关的装置参数等与文献[12]相同,具体详见参考文献[12].表 1 给出了试验过程中各项参数的取值.

2 试验结果与分析

2.1 试件的破坏形态

冲击荷载作用后试件的整体破坏形态如图 3 所示.2 个 T 型件连接节点试件的钢柱右侧用于连接钢梁下翼缘和钢柱翼缘的 T 型件处发生断裂现象,导致节点跨中钢柱发生一定程度的倾斜,节点整体变形存在明显的不对称性.尽管节点右侧用于连接钢梁上翼缘和钢柱翼缘的 T 型件发生了较大的弯曲变形,但未发生断裂,同时钢柱左侧与钢梁上、下翼缘连接的 T 型钢也发生了较大变形但未发生类似右侧的完全断裂破坏.整个试验过程中,2 个试件所有连接部位的焊缝均没有产生裂纹.



(a) 试件 TJ1



(b) 试件 TJ2

图 3 试件整体破坏形态

Fig.3 Overall failure modes of specimens

图 4 给出了试件 TJ1 的局部变形图.试件 TJ1 的右侧下部 T 型件的腹板在螺栓孔处发生断裂破坏,但钢梁和钢柱均未发生可观察到的变形.T 型件腹板被拉断处发生了明显的颈缩现象,试验后颈缩处的钢板宽度比试验前颈缩约为 5 mm,而钢柱左侧未拉断的 T 型件腹板颈缩处的钢材宽度比试验前颈缩约为 3 mm.下部 T 型件翼缘和钢柱之间出现了缝隙,说明 T 型件翼缘发生了较小的翘曲变形.试

件 TJ1 的上部 T 型件都发生了较大的弯曲变形,同时钢梁梁端和 T 型件之间发生了相对侧向滑动,最大处滑移值约为 6 mm.

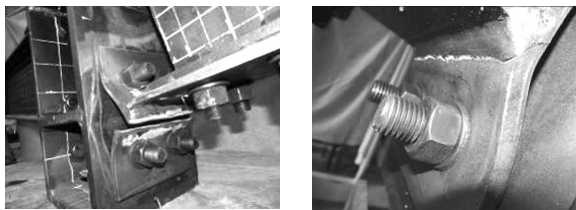


(a) 右下部 T 型件腹板断裂破坏 (b) 右上部 T 型件腹板弯曲变形

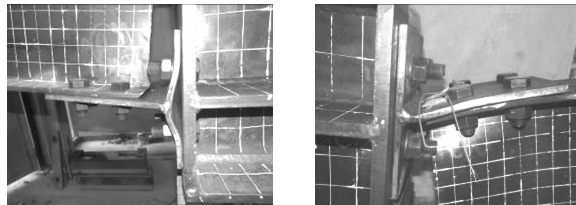
图 4 试件 TJ1 局部变形图

Fig.4 Local deformation of specimen TJ1

图 5 给出了试件 TJ2 的局部变形图.不同于试件 TJ1 的破坏模式,试件 TJ2 的下部 T 型件的翼缘出现了明显的塑性变形,钢柱右侧下部 T 型件翼缘下侧部分出现了断裂现象,断面平行于 T 型件腹板平面;钢柱左侧下部 T 型件翼缘也发生了开裂现象,裂纹开展方向与右侧断裂处一致.试件左侧下部 T 型件翼缘发生明显的翘曲变形,最大变形处约为 14 mm,同时试件右侧上部 T 型件腹板发生明显的弯曲变形,且右侧钢梁腹板靠近 T 型件的部分区域出现面外扭曲变形.



(a) 右下部 T 型件翼缘断裂破坏 (b) 左下部 T 型件翼缘裂纹发展



(c) T 型件翼缘翘曲变形和腹板弯曲变形以及钢梁腹板扭曲变形

图 5 试件 TJ2 局部变形图

Fig.5 Local deformation of specimen TJ2

试件 TJ1 的 T 型件腹板厚度与翼缘厚度相对值 ($t_w/t_f = 0.6$) 小于试件 TJ2 ($t_w/t_f = 1.0$),故试件 TJ1 的塑性铰在 T 型件腹板处形成,产生腹板断裂破坏;而试件 TJ2 的塑性铰在 T 型件翼缘处形成,产生翼缘断裂破坏.可见,T 型件翼缘和腹板的厚度对钢框架梁柱节点的破坏形态产生显著的影响.

图6给出了T型件半刚性连接梁柱节点试件和文献[12]中普通梁柱焊接刚接节点的典型变形模式对比图. 试件 TJ1 节点区域钢柱与钢梁下翼缘连接处的T型件腹板在螺栓孔处发生断裂破坏, 而试件 WUFW2-2 的钢梁翼缘和腹板处贯通撕裂脆性断裂破坏, 二者都在试件的薄弱截面处发生断裂破坏. 另一方面, 试件 TJ1 断裂处断面不平整, 且为斜截面破坏, 而试件 WUFW2-2 的断面较为平整且为竖向断裂平面. 试件 TJ2 除在钢柱左右两侧下部T型件翼缘发生断裂现象, 4个T型件都发生了不同程度的弯曲或翘曲变形, 且钢梁腹板还发生了局部扭曲变形, 这与试件 WUFW3 的变形模式差异较大, 试件 WUFW3 只在钢梁上翼缘靠近过焊孔处有局部压曲变形, 但试件整体具有良好的完整性和延性. 试件 TJ1 和 TJ2 的冲击作用的能量理论值与 WUFW3 相同, 均为 22.58 kJ, 但试件 TJ1 和 TJ2 在冲击过程中吸收的能量(E_c)少于试件 WUFW3. 试验结果表明, T型件连接梁柱半刚性节点耗能能力和变形能力均弱于普通梁柱焊接刚接节点.

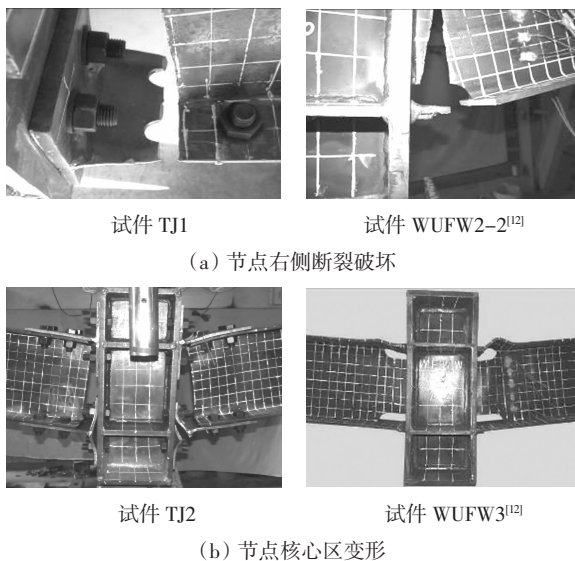


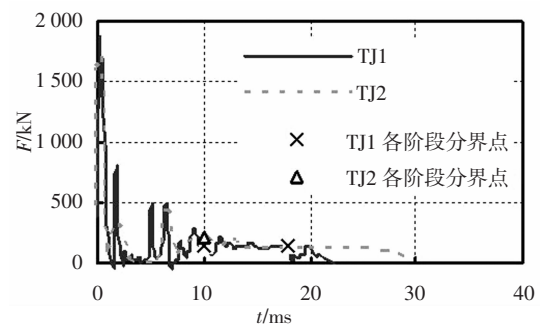
图6 试件 TJ1 和文献[12]试件局部变形对比图

Fig.6 Comparison of local deformation between specimen TJ1 and specimens in Reference[12]

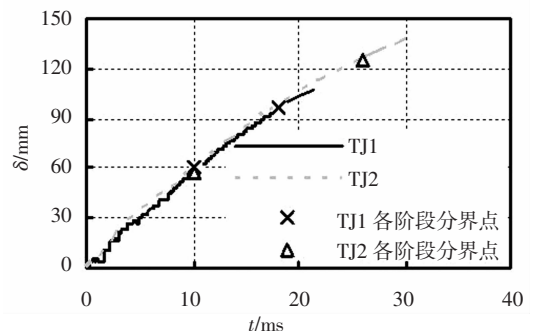
2.2 冲击力和跨中位移时程曲线

图7为2个试件的冲击力和跨中位移的时程曲线. 如图7(a)所示, 冲击力时程曲线可分为初始振荡阶段和平台发展阶段, 未包括文献[12]中试件在冲击作用后期的回弹阶段, 主要原因是T型件连接节点的塑性铰产生的位置在T型件上, 进而T型件发生断裂破坏. 在初始振荡阶段, 冲击力波动较大, 其

中惯性效应影响较大, 在落锤与试件柱顶接触的瞬间, 冲击力产生第一个峰值, T型件连接节点试件 TJ1 和 TJ2 的 F_{\max} 分别为 1 879 kN 和 1 705 kN, 均高于文献[12]中3个普通焊接试件. 接着锤头与试件接触后开始同步运动, 当冲击力经历到第二峰值点后回落到零, 此时锤头与试件分离. 冲击力在出现若干次小范围浮动之后逐渐平稳, 初始振荡阶段的持续时间大约为 10 ms. 然后进入第二阶段, 此时T型件连接节点试件开始发生断裂破坏但还与锤头紧密接触, 此阶段冲击力保持稳定. 这一阶段的冲击作用平均值为 F_p , 2个试件的 F_p 比较接近, 大约为 140 kN. 对于试件 TJ1 和 TJ2, 当冲击作用发生分别为 18 ms 和 26 ms 左右时, 冲击力减少到零, 试件与锤头完全分离, 平台发展阶段结束.



(a) 冲击力时程曲线



(b) 跨中位移时程曲线

图7 试件冲击力及位移时程曲线

Fig.7 Time histories curves of impact force and mid-span deflection

与冲击力时程曲线相对应, 图7(b)给出的位移时程曲线也大致划分为初始振荡阶段和断裂发展阶段. 初始振荡阶段位移增长趋势具有波动性, 初始振荡阶段结束时2个试件的跨中竖向位移大约为 60 mm. 接着位移发展进入线性增长阶段, 此时节点的T型件开始发生断裂破坏, 位移发展的速率保持在较高的水平. 当位移发展到达最大值即冲击试验

结束为止. 试件 TJ1 的最终残余位移值小于试件 TJ2. 2 个试件在试验过程中由于 T 型件连接处发生了断裂破坏, 导致节点跨中产生大变形位移, 且位移几乎呈线性增加, 试件未发生回弹量, 位移时程曲线只有上升段无下降段. 对比 T 型件连接节点试件的冲击力和位移时程曲线可以发现, 对于不同翼缘和腹板厚度的 T 型件连接的节点试件 TJ1 和 TJ2, 整个冲击力时程曲线的发展趋势(即动态响应规律)有很大的相似性, 但试件 TJ2 的转动能力要好于试件 TJ1, 可见, T 型件腹板厚度与翼缘厚度相对值大, 有利于提高节点的变形能力和延性.

2.3 冲击力-转角曲线

图 8 给出了本文研究的 2 个 T 型件连接节点试件和文献[12]中的 3 个未削弱的焊接节点试件的冲击荷载-转角关系曲线, 转角为跨中柱底竖向位移与试件半跨长度之比, 冲击过程中各个阶段分界点用相应的关键点标出. 通过对比 2 个阶段的耗能大小可以获知: 发生在初始冲击阶段的能量耗散与平台发展阶段即平台段耗散能量相差不多. 平台段的冲击荷载主要由试件的抗力构成, 即试件的平台段的耗能与其抗力及变形能力成正比.

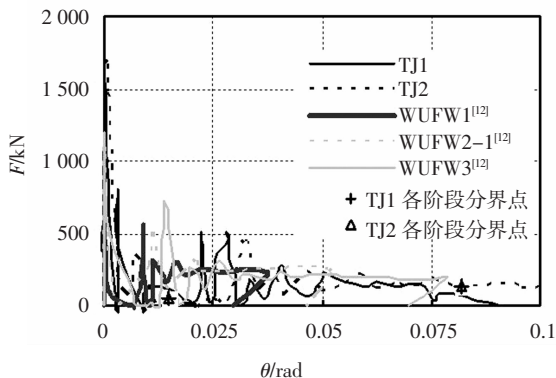


图 8 冲击力-转角曲线

Fig.8 Impact force-rotation curves

试件 TJ1 和 TJ2 的冲击力-转角关系曲线都经历了初始振荡阶段和平台发展阶段两个阶段, 第一阶段为初始振荡阶段, 如图 8 中所示, 冲击力第一次达到最大峰值, 此时节点来不及产生转角故其转角值为零, 冲击力在经历几次波动后进入平台发展阶段. 在整个平台发展阶段中, 试件的转角不断增大而冲击力基本保持稳定值不变, 最后试件与锤头逐渐发生分离但梁转角还是不断增加, 当冲击力最终下降到零时, 试件和锤头完全分离. 图 8 同时也给出了

文献[12]中 3 个普通焊接节点的冲击力-转角曲线, 通过对比可见, T 型件连接节点试件的 F_p 值总体小于普通焊接节点, 说明其冲击作用下的节点抗力要相对低一些, 这是由于其 T 型件的承载力不足, 发生了 T 型件断裂现象, 降低了节点的抗力.

对于 T 型件连接节点试件而言, 冲击过程中所吸收的大部分能量是 T 型件的塑性变形来耗散的, 由于试件 TJ2 的 T 型件腹板厚度与翼缘厚度比值大于试件 TJ1, 有利于改善其塑性变形能力, 故其耗能能力略好于试件 TJ1.

为防止结构在地震作用下发生整体性倒塌, FEMA350 标准对采用各种节点的框架规定了倒塌控制转角限值^[7], T 型件连接节点转角限值为 0.109 rad; 从表 1 中的数据可知, 本文设计的 2 个 T 型件连接节点试件均小于标准的倒塌转角限值, 不能满足标准的变形要求, 说明这两类考虑不同厚度的 T 型件连接节点子结构试件均由于 T 型件的承载力不足, 而导致节点区域发生过早破坏, 降低了节点变形转动能力和延性. 增加腹板与翼缘厚度比(t_w/t_f)可以一定程度上缓和 T 型件应力集中现象, 改变 T 型件破坏模式, 提高节点延性.

3 有限元分析

3.1 模型建立

利用 ABAQUS 有限元软件, 建立了 T 型件连接梁柱节点子结构有限元分析模型. 有限元模拟时采用 8 结点减缩积分实体单元(C3D8R)建模, 由于刚性底座在冲击过程中没有发生变形, 故将其简化为试件的边界条件. 冲击模拟中的锤头采用不可变形的离散壳刚体, 在离散壳刚体的参考点上赋予点质量, 质量大小和落锤重量一致, 同时采用速度场定义模拟实际的冲击速度. 对于节点各处的焊缝, 由于试件在试验后没有发生任何的焊缝断裂现象, 所以在有焊缝连接的截面通过 ABAQUS 程序的绑定(tie)命令将焊缝连接处两个面耦合在一起. 钢材材性考虑应变率效应的影响, 采用 Symonds 模型^[9]定义相关应变率参数, 同时考虑了钢材断裂影响. 有限元模型中未考虑试件的几何缺陷和焊接残余应力等初始缺陷. T 型件连接梁柱节点子结构有限元分析模型的部分材料模型、边界条件和加载方式与文献[20-21]相同, 具体内容详见文献[20-21].

3.2 试验验证

将 T 型件连接梁柱节点子结构试验结果与有限元结果进行比较,见图 9 和图 10.通过对比可以发现,2 个试件的有限元模拟与试验结果基本吻合.模型中考虑钢材断裂影响,可通过变形和应力分布来判断和预测试件破坏位置.如图 9 所示,试件 TJ1 的模型中 T 型件腹板净截面由于开孔导致应力集中而塑性应力很大,同时螺栓孔处塑性变差,故构件首先在腹板净截面螺栓孔处先屈服后发生断裂破坏,这与试验现象较为吻合.在断裂前 T 型件翼缘和柱端部有一定的缝隙,说明 T 型件翼缘处发生了翘曲变形.

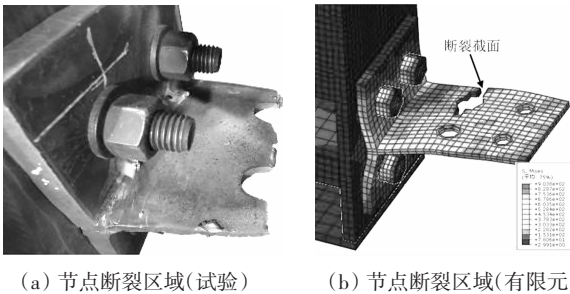


图 9 试件 TJ1 残余变形模式的试验与有限元分析结果比较
Fig.9 Comparison of test and FEA residual failure mode of specimen TJ1

由图 10 可知,试件 TJ2 的 T 型件翼缘与腹板连接处以及 T 型件腹板螺栓孔处塑性变形都较大,而试验中断裂发生在 T 型件翼缘与腹板连接处的翼缘截面在有限元模型中也能被很好地预测和判断.

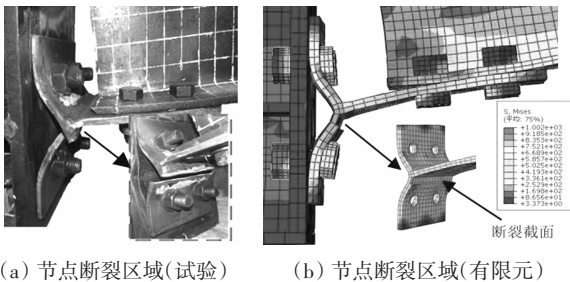
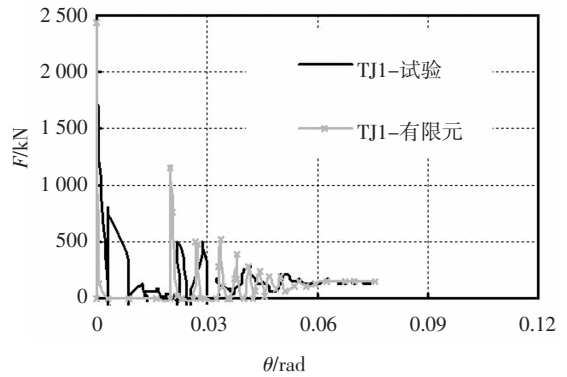


图 10 试件 TJ2 残余变形模式的试验与有限元分析结果比较

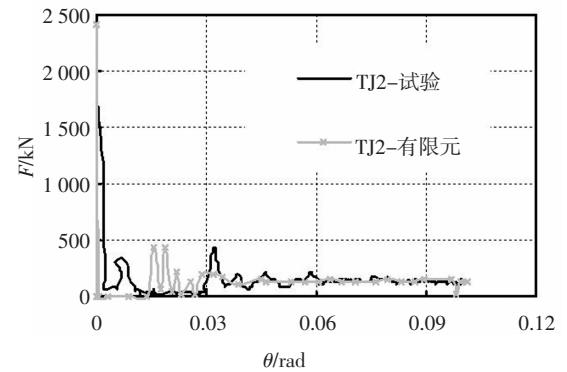
Fig.10 Comparison of test and FEA residual failure mode of specimen TJ2

图 11 为各试件的冲击力-转角曲线对比.由图 11 可知,T 型件连接梁柱节点子结构的试验结果与有限元分析结果基本吻合,在初始振荡阶段,有限元模拟得到的冲击力的波动幅度相比试验结果稍大一

些,这是由于有限元模型中采用理想固定铰边界条件,导致约束程度较高,同时未考虑初始缺陷和焊接残余应力的影响,造成模型节点刚度较实际节点偏大,使得冲击波动峰值偏高,而两者平台发展阶段的抗力值较为接近,进一步证明了本文有限元分析模型的准确性.



(a) 试件 TJ1



(b) 试件 TJ2

图 11 试件冲击力-转角曲线的试验与计算比较

Fig.11 Comparison of test and FEA impact force-rotation curves

3.3 截面内力分析

为对比分析 T 型件连接梁柱半刚性节点和普通梁柱焊接刚性节点在相同冲击作用下(冲击能量理论值 22.58 kJ)内力发展情况,选取 T 型件连接梁柱半刚性节点试件 TJ1 和文献[12]中普通梁柱焊接刚性节点试件 WUFW3 作为研究对象.对于试件 TJ1,选取与 T 型件腹板端部相连的梁截面作为分析截面,由于此处是截面突变处且与 T 型件相连,相对而言属于钢梁的最不利截面;对于试件 WUFW3,根据 FEMA350 标准[17]规定的假定钢梁上塑性铰截面位置即钢梁上距离柱端半个梁高(150 mm)位置处.对 2 个试件假定塑性铰截面的内力发展曲线有限元分析结果进行分析比较,如图 12 所示.

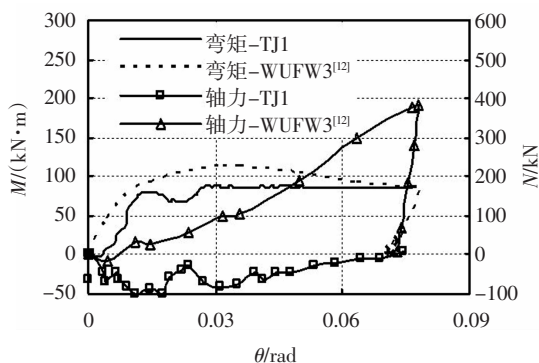


图 12 试件 TJ1 和 WUFW3^[12]的塑性铰截面内力发展曲线有限元分析结果比较

Fig.12 Comparison of FEA internal force curves between specimen TJ1 and specimen WUFW3^[12]

对于T型件连接节点试件和普通梁柱刚性节点试件,在初始小变形阶段,钢梁最不利截面的弯矩随转角的增大,大致呈现出线性增加的趋势,当试件 TJ1 和 WUFW3 的转角分别大约为 0.030 rad 和 0.036 rad 时,弯矩达到最大值分别为 88 $\text{kN}\cdot\text{m}$ 和 113 $\text{kN}\cdot\text{m}$,而此时截面轴力有一定程度的发展,约为 ± 100 kN .对于试件 TJ1 而言,梁截面的弯矩小于梁全塑性弯矩,说明梁内没有形成塑性铰,这是因为 T 型件的承载力不足,先于钢梁形成塑性铰并发生了破坏.轴力在整个冲击初始阶段一直为负值,这是由于 T 型件连接对于钢梁腹板约束不足,造成钢梁端板的腹板发生扭曲变形出现轴向压应力,直到断裂时,试件梁截面的轴力才接近于零.此时梁柱子结构仍然为受弯机制,而梁截面轴拉力基本可以忽略不计.梁截面的弯矩达到最大值后一直保持稳定,直至冲击作用结束.可以预测:若 T 型件具备更高的承载力,梁截面将出现轴拉力,且随着转角的增大轴拉力也将增大.

试件 WUFW3 而言,塑性铰截面弯矩达到峰值点后开始回落,此时试件的轴力则迅速增长,节点由受弯作用为主向受弯和轴力共同作用的受力机制转换.随着节点转角的不断增大,轴力近似线性增长,当试件 WUFW3 的转角大约为 0.078 rad 时,轴力达到最大值约为 382 kN .

综上所述,T型件连接节点试件梁截面上最不利截面达到的弯矩最大值小于普通梁柱焊接节点试件,且由于 T 型件承载力不足先于梁截面形成塑性

铰并发生破坏,导致其梁截面的轴力发展一直处于较低的水平.T型件连接节点在整个冲击过程中仍然处在受弯机制作用,限制了试件梁截面的塑性变形和悬链线效应的内力转换.而普通梁柱焊接节点在冲击荷载作用下受弯作用部分退化明显,轴力发展较快,其悬链线的发展程度好于 T 型件连接节点试件.

4 结论

1) T 型件连接梁柱节点子结构在冲击荷载作用下的主要破坏形态包括节点核心区域的 T 型件的翼缘或腹板断裂破坏和弯曲变形,以及钢梁腹板扭曲变形.

2) 冲击试验后的破坏模态和试验数据表明,采用半刚性设计的 T 型件连接试件的转动能力、耗能能力和延性受制于 T 型件部位,且由于 T 型件承载力不足,先于钢梁截面形成塑性铰并发生破坏,未能满足 FEMA350 标准中 T 型件连接节点的倒塌转角限值 0.109 rad 的要求,其抗倒塌性能且差于普通焊接刚接节点;T 型件的翼缘和腹板的厚度会对节点的转动能力、耗能能力和延性产生较为显著的影响.

3) 基于 ABAQUS 有限元程序,建立了 T 型件连接节点子结构有限元分析模型,通过对比分析 T 型件连接半刚性节点和普通梁柱焊接刚性节点在冲击作用下内力发展情况可知,设计采用部分强度半刚性连接的 T 型件连接节点不利于构件向悬链线效应转换.

参考文献

- [1] ENGEHARDT M D, SABOT T A. Seismic-resistant steel moment connections: development since the 1994 northridge earthquake [J]. Structural Engineering and Materials, 1997, 1(1): 68—77.
- [2] GERAMIA M, SABERI H, SABERI V, et al. Cyclic behavior of bolted connections with different arrangement of bolts [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61: 453—471.
- [3] 施刚, 石永久, 李少甫, 等. 多层钢框架半刚性端板连接的循环荷载试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2005, 26(2): 74—80.
SHI G, SHI Y J, LI S F, et al. Cyclic tests of semirigid end-plate connections in multi-story steel frames [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(2): 74—80. (In Chinese)
- [4] 王静峰, 王海涛, 王冬花, 等. 钢管混凝土柱-钢梁单边高强螺

- 栓端板连接框架的拟静力试验研究[J].土木工程学报,2017,50(4):13—20.
- WANG J F,WANG H T,WANG D H,*et al.* Experimental study on CFST column-to-steel beam frames with high-strength blind-bolted endplate connections under pseudo-static loading [J]. China Civil Engineering Journal, 2017,50(4): 13—20. (In Chinese)
- [5] POPOV E P,TAKHIROV S M. Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part 1: experimental study [J]. Engineering Structures,2002,24(12):1523—1534.
- [6] KIM S D,KIM S S,JU Y K. Strength evaluation of beam-column connection in the weak axis of H-shaped column [J]. Engineering Structures,2008,30(6): 1699—1710.
- [7] 郭兵,王磊,王颖,等. 钢框架梁柱连接节点转动刚度试验研究[J]. 建筑结构学报,2011,32(10): 82—89.
- GUO B,WANG L,WANG Y,*et al.* Experimental study on rotational stiffness of steel frame beam-column connections[J].Journal of Building Structures,2011,32(10): 82—89.(In Chinese)
- [8] TAKHIROV S M,POPOV E P. Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part 2: numerical nonlinear analysis [J]. Engineering Structures,2002,24(12): 1535—1545.
- [9] HANTOUCHE E G,RASSATI G A,KUKRETI A R,*et al.* Built-up T-stub connections for moment resisting frames: Experimental and finite element investigation for prequalification[J]. Engineering Structures,2012,43(10):139—148.
- [10] YANG J G,LEE S K,MOON J K,*et al.* Prediction models for the initial rotational stiffness and ultimate plastic moment for a double split tee connection [J]. International Journal of Steel Structures,2014,14(2):213—222.
- [11] 陈英,刘瑞娟,霍静思. 冲击荷载下角焊缝动态强度试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2015,42(3):31—35.
- CHEN Y,LIU R J,HUO J S. Experimental study of dynamic property transverse fillet weld [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences),2015,42(3): 31—35.(In Chinese)
- [12] 霍静思,王宁,陈英. 钢框架焊接梁柱子结构的抗倒塌性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2014,35(4): 100—108.
- HUO J S,WANG N,CHEN Y. Experimental study on collapse resistance of welded beam-column substructure of steel frame based on seismic design[J].Journal of Building Structures,2014,35(4): 100—108. (In Chinese)
- [13] 霍静思,王海涛,王宁,等. 钢框架加强型梁柱节点子结构的抗冲击性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2016,37(6): 131—140.
- HUO J S,WANG H T,WANG N,*et al.* Experimental study on impact behavior of strengthened beam-column connections of steel frames [J]. Journal of Building Structures,2016,37(6): 131—140.(In Chinese)
- [14] GSA 2003 Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects [S]. Washington DC: General Service Administration,2003.
- [15] UFC4-023-03 Design of buildings to resist progressive collapse [S]. Washington DC: Department of Defense,2005.
- [16] LI L,WANG W,CHEN Y,*et al.* Column-wall failure mode of steel moment connection with inner diaphragm and catenary mechanism [J]. Engineering Structures,2017,131: 553—563.
- [17] FEMA350 Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings [S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency,2000: 1—43.
- [18] AISC Load and resistance fact or design specification for structural steel buildings (LRFD) [S]. Chicago: American Institute of Steel Structures Construction,1999: 49—70.
- [19] SYMONDS P S. Survey of methods of analysis for plastic deformation of structures under dynamic loading [R]. Rhode Island: Brown University,Division of Engineering Report,BU/NSRDC,1967: 1—67.
- [20] 张磊. 螺栓连接节点梁柱子结构抗冲击性能研究[D]. 长沙:湖南大学土木工程学院,2013:50—54.
- ZHANG L. Dynamic behavior of bolted beam-column connections assemblies under impact load[D].Changsha: College of Civil Engineering,Hunan University,2013:50—54. (In Chinese)
- [21] 王宁. 基于抗震设计和构造改进的钢框架结构抗倒塌性能研究[D]. 长沙:湖南大学土木工程学院,2013:49—54.
- WANG N. Study on the collapse resistance of steel moment frames with seismic design and improved local details[D].Changsha: College of Civil Engineering,Hunan University,2013:49—54. (In Chinese)