

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2018.06.035

装配式钢结构住宅半刚性节点抗震性能的试验研究

张军¹, 张辰²

(1. 徐州中国矿业大学 建筑设计咨询研究院有限公司, 江苏 徐州 221008;

2. 徐州中国矿业大学 力学与土木工程学院, 江苏 徐州 221116)

摘要: 针对目前半刚性节点在装配式钢结构住宅项目中的应用数据和经验不足的问题, 为达到结构延性设计的目的, 进行了足尺寸梁柱节点拟静力试验研究, 获得了节点试验破坏过程、节点破坏模式、承载性能及滞回性能。试验结果表明: 角钢钢肢厚度与破坏模式对承载力影响较大, 替换角钢对节点承载力影响不大; 角钢钢肢厚度、修复性替换角钢以及破坏模式的不同均会影响刚度; 提高角钢钢肢厚度会降低节点延性; 角钢钢肢厚度和梁腹开孔控制距离后对耗能影响并不大。该节点构造简单, 造价合理, 可用于地震区的抗震设计和震后建筑物的修复。

关键词: 装配式钢结构; 半刚性节点; 拟静力试验; 抗震性能; 破坏模式

中图分类号: TU311.3

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2018)06-0185-06

Experiments on Seismic Performance of Semi-rigid Connection of Assembled Building with Steel-structure

ZHANG Jun¹, ZHANG Chen²

(1. Xuzhou CUMT Institute of Architectural Design Research & Consulting Co., Ltd., Xuzhou, Jiangsu 221008, China;

2. China University of Mining and Technology, Xuzhou, Jiangsu 221116, China)

Abstract: Aiming at the problem of insufficient data and experience in the application of semi-rigid joint system in assembled steel structure residential projects, pseudo-static tests of full-scale beam-column joints were carried out in order to achieve the purpose of structural ductility design, the failure process, failure mode, bearing capacity as well as hysteretic behavior of the joints were obtained. The test results show that the thickness of angle steel limb and failure mode have great influence on the bearing capacity, while the replacement of angle steel has little effect on the bearing capacity of joints. The stiffness is affected by the thickness of angle steel limb, the repaired replacement of angle steel and the different failure modes. The joint ductility can be reduced by increasing the thickness of angle steel limb. The thickness of angle steel limb and the control distance of steel beam web opening have little influence on energy dissipation. The joint is simple in structure and reasonable in cost, and can be used for seismic design and restoration of seismic buildings in earthquake region.

Keywords: assembled steel structure; semi-rigid joint; pseudo-static test; seismic performance; failure mode

随着现代建筑工业技术的发展,住宅工业化是未来建筑业发展的必然趋势^[1],而发展装配式钢结构住宅能节省资源、降低能耗、缩短工期、减少建筑垃圾污染,是实现住宅工业化的关键。住宅是一个变化多端的产品,根据建筑的要求,柱网往往不规

则,房内开间及进深相对较小、变化较多,因此钢结构住宅结构体系往往选择框架体系。

通常在设计中将框架梁柱之间的连接设计成刚性连接或铰接^[2]。在实际住宅工程中,柱截面尺寸一般较小,梁刚度往往大于柱刚度,若采用刚性连

接,会形成“强梁弱柱”,对抗震不利;若采用铰接连接,需要增设抗侧力构件,对建筑户型的灵活布置有较大的影响。鉴于目前半刚性连接理论研究^[3-12]较为成熟,把半刚性连接应用于多层和小高层钢结构住宅建筑设计具有重要的意义,在工程应用上,半刚性节点对抗震以及施工也是有利的。

本文结合实际工程,选取中柱节点进行拟静力试验^[13],对改进后足尺寸节点进行低周往复加载,重点研究适用于管线穿孔的蜂窝梁配合钢柱内加灌混凝土对节点刚度的影响,以及节点的抗震性能。

1 连接节点设计的基本特性

节点设计一般遵循以下原则^[14]:

(1) 节点设计应简捷明确,使节点计算模型与实际受力情况相一致。

(2) 节点应具有足够的强度,能承受相应的弯矩、剪力、轴力。刚性节点要保证在弹性阶段梁柱连接处的抗剪抗弯能力必须大于框架梁的抗剪抗弯能力,即“强节点弱构件”。

(3) 保证节点连接应有足够的刚度,即满足规定的变形要求,防止结构体系不致发生因连接较弱而引起破坏。

(4) 节点连接应具有足够的转动能力。建筑结构钢材本身具有良好的延性,在地震中具有很好的耗能作用,但从几次大的地震破坏中,钢结构并没有完全表现出很好的延性,这主要是节点的脆性破坏而造成的。因此,在设计中应采取合理的节点构造,避免采用约束度大和易产生层状撕裂的连接方式。

(5) 节点构造应尽量简化,便于加工制作及现场安装,且造价应合理。

2 试验概况

2.1 试验目的及试件设计方法

本次试验的主要目的:

(1) 对各足尺寸梁柱节点进行拟静力试验,通过试验描述节点试验破坏过程及破坏形态,绘制节点的滞回曲线,分析其节点延性、强度与刚度退化、耗能能力、破坏特征及机理,判断节点的抗震性能优劣。

(2) 通过对比不同参数下的各足尺寸梁柱节点荷载-位移关系、弯矩-转角关系以及组合柱壁协同工作性能来综合研究抗震性能影响因素、节点设计思路的可实现性。

节点形式是针对顶底角钢双腹板半刚性节点的

改进,构成节点的主要部件有冷弯方钢管柱和钢梁,配套部件主要有外套筒(含抗剪腹板)、带肋角钢以及高强螺栓等。各个部件由钢结构厂家运输至实验室直接进行完全拼装。

2.2 试件设计与制作

本次试验选取某四层钢框架结构的三层边柱节点作为研究对象,梁长加工尺寸为 1.480 m,柱高根据建筑原型取标准 3 m 层高。为保证符合“强柱弱梁”设计,柱为冷弯方钢管 200 mm × 200 mm × 8 mm,梁为焊接 H 型上下翼缘不等宽钢梁,截面尺寸为 250 mm × 150 mm × 200 mm × 8 mm × 12 mm,悬臂抗剪腹板为 8 mm,角钢尺寸分为 L140 × 10 和 L140 × 14 两种,角钢均为加肋角钢,其中 L140 × 10 加劲肋厚 12 mm, L140 × 14 加劲肋厚 16 mm。构件母材分为 Q345B 和 Q235B 两种,焊丝分为 E50 型和 E43 型两种,螺栓均采用 10.9 级高强螺栓,其中方钢管柱与角钢以及悬臂抗剪腹板与梁腹板高强螺栓连接均采用 M20 型号,梁翼缘与角钢采用 M16 型号,全部采用承压性设计。为使高强螺栓连接处构件的接触面有足够的摩擦力,构件接触面处理方法均采用钢丝刷清除浮锈。轴压比按照该项目结构模型计算结果取值为 $\mu = 0.22$,柱顶施加的轴压力 $N = 0.22N_0$, $N_0 = f_{yc}A_s$, f_{yc} 采用钢管钢材的标准屈服强度, A_s 为方钢管柱的横截面面积。具体尺寸见表 1。

表 1 试件分组信息

| 试件编号 | 梁尺寸/mm | 梁腹开孔 | 角钢尺寸/mm | 备注 |
|------|--------------------------|------|----------|------------|
| DBR | 250 × 150 × 200 × 8 × 12 | 否 | 140 × 10 | 由 DBR 替换角钢 |
| DBT | 250 × 150 × 200 × 8 × 12 | 否 | 140 × 14 | |
| DKQ | 250 × 150 × 200 × 8 × 12 | 是 | 140 × 14 | |

节点 DBR 是对穿螺栓,实腹梁,角钢尺寸相比后续构件较弱,试件详细尺寸如图 1 所示。DBT 是在第一个试件做完拟静力试验后,作为对比,只将角钢替换为 L140 × 14,目的是在研究节点搭配刚度比不大于梁的角钢在地震作用下发生一定破坏,进行灾后修复,采取只替换角钢的方法后的节点抗震性能。DKQ 是为结合工程实际,将 H 型不等宽翼缘钢梁梁腹板每隔 200 的距离开直径 100 的孔做成蜂窝梁以便于实际工程中一些管线的穿过,为了腹板开孔不参与影响节点区域的抗震性能,将开孔距柱边的距离进行了控制,并且通过试验来验证此构想。具体变化后示意图可参考图 2。

突变处、角钢梁侧钢肢、角钢柱侧钢肢以及梁翼缘与角钢变截面处布置了应变花以及应变片。

试验时首先对柱端缓慢施加一定轴向压力,压力不宜过大,主要为了消除另一柱端销轴之间的空隙,然后等待一段时间待数据稳定后开始进行梁端水平往复的预加载。预加载主要是因为安装过程中构件自身有微小的安装间隙以及构件与作动器之间,构件与支座、销轴、压梁之间都会存在间隙,需要通过微小的位移控制平衡消除这些间隙,同时使各个组件接触到达良好状态。另外可以通过预加载检查应变片应变花采集数据是否异常,位移计是否正常工作,荷载位移之间的关系是否规律稳定等等。待检查工作与准备工作完毕后,开始正式加载。首先按照建筑原型 0.22 标准轴压比对柱端施加相应压力,柱端轴压力 N 为 466.33 kN,按 470 kN 加载。为了避免由于安装误差导致的对中不齐,在柱加载过程中导致偏离轴线造成破坏,过加载过程有序缓慢,每加载 30 kN 停下观察构件是否偏离中轴线或其他异样状况。因为液压千斤顶会有轻微回程现象,故最终荷载加载稍微超过 470 kN,等待一段时间轴压力稳定至 466 kN ~ 470 kN 左右后,再通过杭州邦威 100 t 液压伺服作动器对梁设定的反弯点处开始低周往复加载。

本试验的加载制度参考美国钢结构抗震规定 (AISC—341—05)^[15]。加载过程是以层间位移角控制的,层间位移角为梁端位移与加载点至柱中心距离之比。加载循环表如表 2 所示。

表 2 试验加载制度表

| 层间位移角增量 / % | 梁端位移 / mm | 循环次数 |
|----------------|--------------|------|
| 0.375 | 4.79 | 6 |
| 0.500 | 6.37 | 6 |
| 0.750 | 9.55 | 6 |
| 1.000 | 12.73 | 4 |
| 1.500 | 19.10 | 2 |
| 2.000 | 25.46 | 2 |
| 3.000 | 38.19 | 2 |
| 4.000 | 50.92 | 2 |
| 5.000 | 63.65 | 2 |
| | | 2 |
| 每级增加 1 | 每级增加 12.73 | 2 |

加载制度如图 4 所示,直至构件破坏(钢梁连接焊缝破坏、出现严重的屈曲变形、节点承载力下降到最大承载力的 85% 等)。

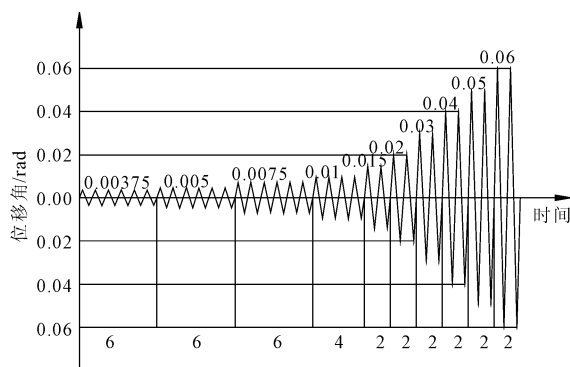


图 4 试验加载制度

3 试验结果及分析

3.1 节点试验现象及分析

3.1.1 DBR 节点试验破坏过程及破坏形态

在加载初始阶段,未观察到较为明显的试验现象,从后续的滞回曲线也可以看出,这是由于此时构件尚处于弹性阶段,刚度较大。当层间位移角到达 0.5% rad 即梁加载中心点位移在 6.37 mm 范围,第二个周期正推,位移区间在 (-5.7 mm, 5.7 mm),以及第五个周期回拉,位移区间在 (0 mm, -9 mm) 和第六个周期正推,位移区间 (-6 mm, 7 mm),第六个周期回拉,位移区间 (1 mm, -6 mm) 时听到频繁微弱响声,经判断此处应是安装间隙的调整与平衡;

当层间位移角到达 1% rad (12.73 mm) ~ 1.5% rad (19.10 mm),节点出现频繁较大的响声;当加载到 2% rad (25.46 mm) 时,响声逐渐消失。

当层间位移角到达 3% rad (38.19 mm) 第二个周期正推时,仍有零星的“咔咔”响声,期间,随着梁端位移接近 3% rad 时,受拉端角钢被拉起,角钢柱侧钢肢与柱之间产生夹角空隙,但随着梁端位移归零后,空隙消失。当位移接近到达 4% rad (50.92 mm) 时,角钢受梁翼缘水平拉力导致被拉起幅度开始明显,但位移归零后,空隙仍可以消失。当位移到达 4% (50.92 mm) 时,上角钢加劲肋与翼缘间的焊缝发生开裂。

当层间位移角到达 6% rad (76.38 mm) 循环期间,接近位移极值时,角钢被明显拉起,角钢柱侧钢肢与柱间隙明显。当位移角到达 7% rad (89.11 mm) 时,随着节点转动角度增大,转动过程中角钢梁侧钢肢变形,与梁产生间隙,前推阶段下角钢加劲肋受压出现屈曲。

当层间位移角加载到 8% rad (101.84 mm) 时,前推至位移极值时,角钢被掀起,角钢柱侧钢肢变形严

重,而此时上角钢加劲肋焊缝裂缝已经扩展到全长,回拉至位移极值时,发生较大响声,下角钢加劲肋出现受拉断裂。由于此时荷载已经下降到峰值荷载85%左右,且由于作动器三段牵引绳的限制而结束试验。

试验结束后拆掉角钢,可明显观察到上角钢加劲肋焊缝完全撕裂,角钢受拉时加劲肋已经完全失去作用,且角钢柱侧钢肢受撬力作用下屈曲变形明显,且下角钢加劲肋受拉出现多条裂纹,但是梁柱变形并不明显。

3.1.2 DBT节点试验破坏过程及破坏形态

在加载初始阶段,未能观察到较为明显的试验现象。当层间位移角到达1.5% rad即梁加载中心点位移19.10 mm第一个周期正推时以及第二个周期正推时,节点发出轻微响声。

当层间位移角到达2% rad,即梁加载中心点位移25.46 mm时,在梁端位移负向最大位移时,发生一声巨响,这是用简易扳手可拧动梁下翼缘与角钢相连的左排螺栓,但肉眼看不出。当层间位移角到达3% rad(38.19 mm)时,响声不间断的会发出,角钢略微掀起。

当层间位移角到达7% rad,即梁加载中心点位移76.38 mm,接近位移极值时,角钢被较为明显拉起。当层间位移角到达8% rad(89.11 mm)时,随着节点转动角度增大,转动过程中梁翼缘受角钢挤压变形,与角钢翼缘产生间隙。而梁腹板也出现较为明显的受压变形导致的曲鼓。

当层间位移角到达9% rad,即梁加载中心点位移114.57 mm第一个循环回拉至负向位移最大值时,发出一声巨响,由于焊缝过焊下角钢梁侧钢肢靠近焊缝处发生断裂,荷载瞬间下降至当前荷载的60%,随后第二个循环回拉依然只回复到峰值的66%,遂结束实验。

试验结束后拆掉构件,观察到梁上下翼缘受压屈曲,梁腹板局部屈曲,柱面受压轻微凹陷。

3.1.3 DKQ节点试验破坏过程及破坏形态

试验加载初期,节点试件无明显变化,处于弹性阶段。在加载到层间位移角2% rad(梁端位移25.46 mm)循环时,节点发出轻微响声,经判断此处应是安装间隙的调整与平衡。

当加载到3% rad(38.19 mm)循环时,在位移较大时,角钢微微被掀起。当加载到4% rad(50.92 mm)循环期间,接近位移极值时,角钢被拉起但角钢和梁翼缘为见明显变形。

当加载到7% rad(89.11 mm)循环期间时,柱上内侧螺栓松动,造成上角钢被拉起与柱的接触面出现空隙。当加载到8% rad(101.84 mm)循环期间时,当位移归零时,角钢翼缘变形已经无法恢复,与柱之间产生间隙,同时梁腹板受挤压变形,以及上角钢加劲肋的焊缝出现裂缝。

当加载到9% rad(114.57 mm),上角钢加劲肋焊缝裂缝继续增长,且梁上翼缘螺栓松动,且梁腹板屈曲明显,正向峰值荷载停止增加,并且由于作动器牵引绳长度限制,遂停止实验。

试验结束后拆除构件,可以看见梁腹板离节点最近蜂窝孔无任何变形。且受压柱面发生轻微一定的凹陷。

3.2 变形能力和耗能能力分析

图5和图6为各构件的滞回曲线对比图,通常来说,滞回曲线的饱满程度能够一定程度上反映节点的耗能能力。

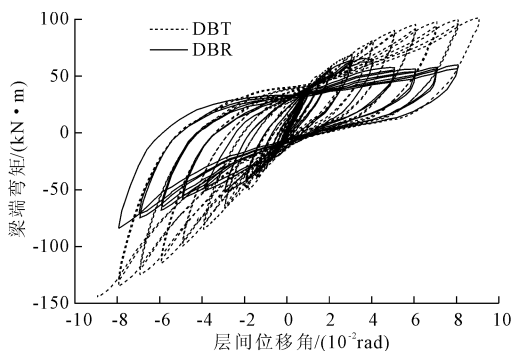


图5 DBR与DBT节点滞回曲线

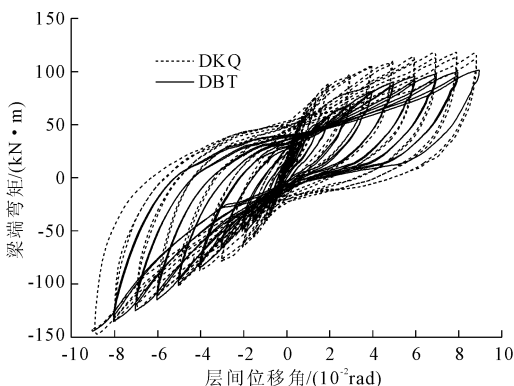


图6 DBT与DKQ节点滞回曲线

通过对比图可以看出各试件的滞回可分为两个阶段:

(1) 弹性阶段:在试验全过程的加卸载初期,各试件加载与卸载路径基本重合,弯矩-转角曲线基本成线性关系,节点的刚度没有出现退化现象,此时试件仍在弹性范围内受力。卸载后的残余应变也很

小,正向和反向加卸载一次没有形成明显的滞回环。随着加载和循环次数的增加,节点的残余变形也随之增加,滞回曲线逐渐显现出明显的滞回环。

(2) 塑性阶段:当荷载继续循环,节点残余变形逐渐增大,滞回环的面积逐级增加。在每次循环加载的初期,构件 DBR、DBT、DKQ 滞回曲线出现了一定的“捏拢”效应,DBT 最为明显,这主要是加载期间存在高强螺栓的滑移,当位移进一步增大后,螺栓达到最大滑移量后再次和孔壁接触,钢材出现应变强化,节点的刚度有一定的恢复增长。通过对比节点 DBR 与节点 DBT,可以看出节点 DBR 正推滞回曲线饱满程度明显不如回拉滞回曲线,说明加劲肋对节点的耗能有一定影响。而节点 DBR 的同等位移下的荷载等级明显低于节点 DBT,说明角钢钢肢的厚度对节点承载力有显著影响。通过对比节点 DBT 与节点 DKQ,可以看出通过控制梁腹开孔率开孔面积,以及圆孔距离节点距离,蜂窝梁可以对节点抗震性能产生较小影响。

4 结 论

通过选取三个构件的试验与分析,可得出以下初步结论:

(1) 从承载力上来看,角钢钢肢厚度与破坏模式对承载力影响较大,替换角钢对节点承载力影响不大。

(2) 从强度上看,排除过焊导致的钢肢断裂外,梁端破坏的节点强度后期仍会下降,而其余节点在中后期强度退化不明显。

(3) 从刚度上看,角钢钢肢厚度、修复性替换角钢,以及破坏模式的不同均会影响刚度。角钢钢肢越厚初始转动刚度越大,修复性替换角钢相比同尺同材节点初始刚度较小,但仍比较薄弱角钢的初始转动刚度大。梁刚度较小时节点的初始转动刚度也会受影响。通过替换角钢的方式后,后期刚度退化较其他节点缓慢。

(4) 从延性上来看,各节点的延性都较好,提高角钢钢肢厚度会降低节点延性。与承载力对比会显露出相比刚性节点,层间位移角过大的问题,所以此节点若用在高层建筑会出现较严重的鞭梢效应。

(5) 从耗能能力上来看,角钢钢肢厚度对耗能影响并不大,梁腹开孔控制距离后对耗散影响也不大,而经过较大转角实验的节点替换角钢会明显降低节点能力耗散系数。当破坏发生在梁端时,节点耗能能力主要取决于梁的抗弯能力及翼缘抗拉抗压能力。

参考文献:

- [1] 王卫卫.住宅建筑的工业化水平评价研究[J].基建管理优化,2017,29(3):26-30.
- [2] 孝亚利.钢结构节点设计时如何设定铰接点和刚接点[J].建筑工程技术与设计,2014(10):170.
- [3] 黄冀卓,朱骏球,林楚修.扩孔型端板连接新型钢结构节点恢复力模型[J].水利与建筑工程学报,2017,15(4):6-12.
- [4] 黄冀卓,庄元婷,林楚修.扩孔型端板连接新型钢结构节点骨架曲线模型[J].水利与建筑工程学报,2017,15(1):19-24.
- [5] 王光远.半刚性连接钢框架结构的非线性分析探讨[J].辽宁省交通高等专科学校学报,2014,16(1):14-17.
- [6] 布欣,谷倩,王新武.剖分 T 型钢梁柱连接框架中柱空间节点抗震试验研究[J].工程力学,2017,34(8):105-116.
- [7] 陈明,陈亚栋.半刚性冷弯薄壁 C 形钢框架抗震性能[J].建筑钢结构进展,2017,19(4):20-27.
- [8] 蔡勇,吕晓勇,杨文超,等.方加槽钢做连接构件的空间半刚性梁柱节点滞回性能分析[J].东北大学学报(自然科学版),2017,38(3):430-435.
- [9] 李泽深,覃达威,张克实,等.不同构造 T 形钢连接节点受力性能分析[J].广西大学学报(自然科学版),2016,41(1):74-82.
- [10] 张燕.波纹腹板 H 型钢梁顶底角钢连接半刚性节点研究[D].邯郸:河北工程大学,2016.
- [11] 罗松.方钢管混凝土柱-H 型钢梁全螺栓连接隔板贯通节点抗震性能研究[D].天津:天津大学,2013.
- [12] 左斌.冷弯方钢管柱-H 型钢梁不同外隔板形式节点拟静力试验研究[D].青岛:青岛理工大学,2014.
- [13] 王墩,赵海琼,吕西林.建筑结构拟静力试验方法的加载制度[J].四川建筑科学研究,2014,40(3):54-59.
- [14] 李星荣,等.钢结构连接节点设计手册[M].2 版.北京:中国建筑工业出版社,2004:1.
- [15] 美国钢结构建筑抗震规定(中文版):ANSI/AISC—341—05[S].芝加哥:美国钢结构协会委员会,2005.