

装配式钢管混凝土柱梁下栓上焊节点 抗震性能试验

戎 贤¹, 陈 磊^{1,2}, 张建新¹

(1. 河北工业大学 土木与交通学院, 天津 300401; 2. 同圆设计院集团有限公司, 山东 济南 250101)

摘 要: 为了解决节点对装配式钢管混凝土结构整体抗震性能影响的问题, 本文提出了一种新型装配式钢管混凝土柱梁下栓上焊节点方法, 为研究其抗震性能, 设计并进行了3个下栓上焊节点和1个全螺栓节点的拟静力试验. 结果表明: 3个下栓上焊节点主要由于梁端屈曲及钢梁翼缘延性断裂导致构件破坏, 节点的滞回曲线饱满, 耗能能力、刚度退化能力、承载力退化能力良好, 表现出接近全螺栓节点的抗震性能. 相比于JD1, 梁截面尺寸增大后JD3的峰值荷载、刚度及耗能能力有了明显提高, 贴板厚度增加后节点的抗震性能并无显著改变.

关 键 词: 方钢管混凝土; 柱梁节点; 下栓上焊; 抗震性能; 装配式

中图分类号: TU 398.9

文献标志码: A

文章编号: 1005-3026(2020)09-1348-08

Experimental Study on Seismic Performance of Bottom-Flange-Bolted and Top-Flange-Welded Prefabricated CFST Column to Steel Beam Joints

RONG Xian¹, CHEN Lei^{1,2}, ZHANG Jian-xin¹

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China; 2. Tongyuan Design Group Co., Ltd., Jinan 250101, China. Corresponding author: ZHANG Jian-xin, E-mail: zhangjianxin505@126.com)

Abstract: In order to solve the problem of the influence of the joint on the overall seismic performance of the prefabricated concrete-filled steel tube (CFST) structure, this paper proposed a new type of the bottom-flange-bolted and top-flange-welded prefabricated CFST column and steel beam joints. To study its seismic performance, three bottom-flange-bolted and top-flange-welded joints and one full bolt joint were designed and tested. The results show that the failure modes of the three bottom-flange-bolted and top-flange-welded joints are mainly caused by the buckling of the beam end and the ductile fracture of the steel beam flange, the hysteretic curve of the joint is full, the energy dissipation capacity, stiffness degradation capacity and bearing capacity degradation capacity are good, and showing the seismic performance is close to that of the full bolt joint. Compared with JD1, the peak load, stiffness and energy dissipation capacity of JD3 are significantly improved with the increase of the beam section size, and the seismic performance of the joint is not significantly changed with an increase in the thickness of the plate.

Key words: square concrete-filled steel tube; column to steel beam joint; bottom-flange-bolted and top-flange-welded; seismic performance; prefabricated

钢管混凝土能充分结合钢和混凝土两种材料的优势, 具有承载力高、耐火性好、延性好以及施工方便等优点^[1-2]. 随着住宅产业化的提出, 以钢管混凝土柱与工字型钢梁形成的装配式结构体系

在实际工程中得到了更多的应用和发展. 而节点作为影响装配式钢管混凝土结构整体抗震性能的关键部位, 它的发展一直制约着装配式钢管混凝土结构的进一步应用, 因此需要对节点性能进行

更深入的研究^[3].

陈以一等^[4] 分别对带贯通隔板和内隔板的方钢管混凝土节点进行了拟静力试验,结果表明带贯通隔板节点的抗震性能良好,能够满足工程设计要求. 张爱林等^[5] 研究了楼板对钢管混凝土全螺栓节点的影响,结果表明组合节点的初始转动刚度、承载力优于无楼板节点. Miao 等^[6] 对带贯通隔板的钢管混凝土柱梁节点进行了拟静力试验,设计了 4 个足尺构件,结果表明隔板贯通节点具有稳定的滞回性能以及良好的耗能能力,符合抗震设计要求. Wang 等^[7] 对钢管混凝土柱-钢梁全螺栓连接节点进行了拟静力试验,结果表明钢管混凝土柱的截面形状为圆形和方形时均具有良好的抗震性能,全螺栓连接的节点具有较好的延性,满足结构抗震要求. Li 等^[8] 对方钢管混凝土柱-H 型钢梁节点的 3 种连接方式的力学性能、破坏形式以及应变发展规律进行了试验和理论研究,结果表明 3 种连接方式都具有良好的抗震性能,可以应用于抗震设防地区.

研究表明,传统栓焊节点以及全螺栓连接节点均具有较好的抗震性能,但全螺栓节点对于施工精度要求较高,施工中经常出现因制作误差而导致装配困难的情况^[9-11]. 而在 1994 年美国北岭以及 1995 年日本阪神发生的地震中发现,柱梁栓焊节点的破坏位置一般发生在梁下翼缘焊缝附近^[12]. 为消除栓焊节点下翼缘这种缺陷的影响,

同时满足装配式施工中的精度要求,陈志华提出了钢管混凝土柱梁下栓上焊节点,并对其抗震性能进行了拟静力试验^[3].

本文提出的带外肋环板和贯通隔板的新型装配式钢管混凝土柱梁下栓上焊节点,核心区只设置一道隔板,更加便于混凝土浇筑和振捣,上翼缘通过外环板的焊接与柱进行连接,并在柱和外环板上设置了贴板用以传递荷载,下翼缘与贯通隔板之间、腹板与连接板之间通过摩擦型高强螺栓进行连接. 本文通过对该新型节点施加低周往复荷载试验来研究其抗震性能,并将其与全螺栓连接节点的抗震性能进行对比,为今后这种新型节点的应用与研究提供参考.

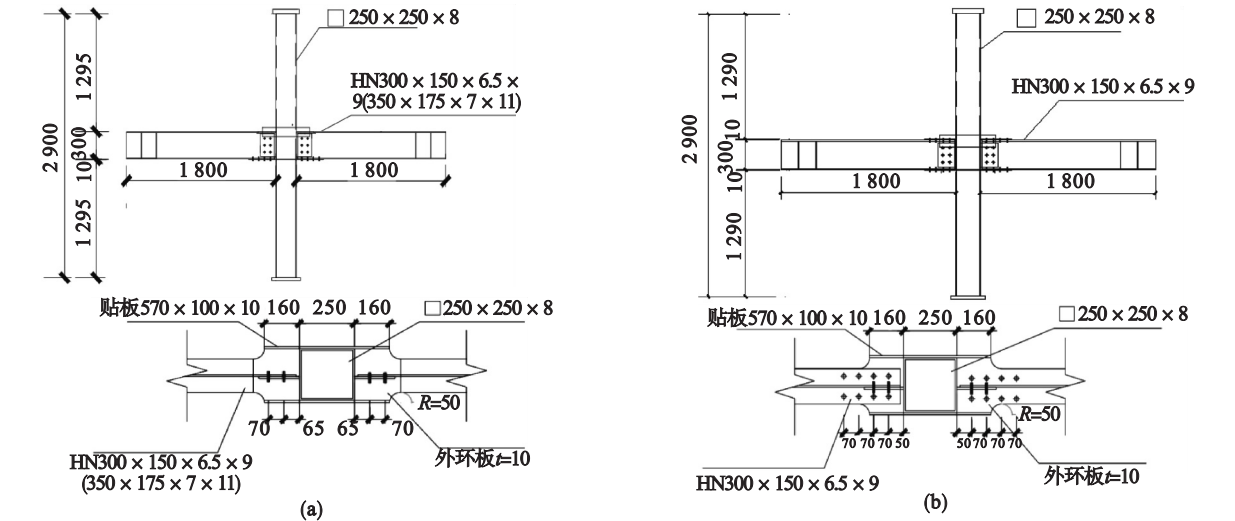
1 试验概况

1.1 构件设计及装配

本构件的设计选取了结构的中层中柱节点,梁长为 1.8 m,下栓上焊节点的上下柱高分别为 1.595,1.295 m,全螺栓节点的上下柱高分别为 1.600,1.290 m,如图 1 所示. 其中柱采用方形冷弯空心钢管,梁采用工字型钢. 为了研究节点具体构造对节点抗震性能的影响,构件主要变化参数选为贴板尺寸、梁截面尺寸以及上翼缘连接方式,构件具体参数见表 1.

表 1 构件主要参数
Table 1 Main parameters of specimens

构件编号	柱截面尺寸/mm	梁截面尺寸/mm	贴板尺寸/mm	连接方式
JD1	□250×8	HN300×150×6.5×9	570×100×10	下栓上焊
JD2	□250×8	HN300×150×6.5×9	570×100×15	下栓上焊
JD3	□250×8	HN350×175×7×11	570×100×10	下栓上焊
JD4	□250×8	HN300×150×6.5×9	570×100×10	全螺栓



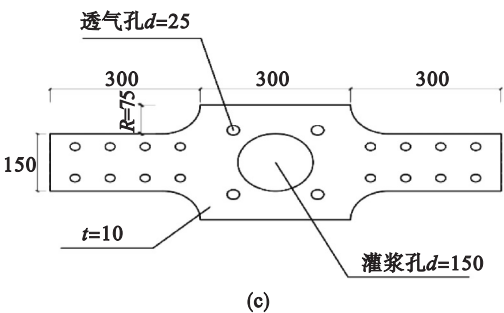


图 1 构件几何尺寸及构造

Fig. 1 Details and dimensions of specimens

(a)一下栓上焊节点; (b)—全螺栓节点;
(c)—贯通隔板尺寸.

构件的制作以及焊接均是在专业钢构件工厂完成,钢材型号均为 Q345,混凝土的浇筑、养护及构件的装配在装配式工厂进行. 钢管内混凝土的标号为 C50,采用的是商品混凝土一次性浇筑,浇筑完成后,在标准养护条件下养护了 28 d. 构件养护完成后,在现场进行了装配. 梁上翼缘与外环板之间的焊接采用对接坡口焊(见图 2a),焊条型号采用 E50. 梁腹板与连接板、下翼缘与隔板及全螺栓节点上翼缘与外环板之间均采用 10.9 级高强螺栓进行连接,螺栓直径为 M20 与 M24. 根据规范计算得到 M20 与 M24 终拧扭矩值分别为 560 N·m和 760 N·m,初拧扭矩值取为终拧扭矩值的一半,初拧后 1 h 进行终拧,成品构件图如图 2b 所示.

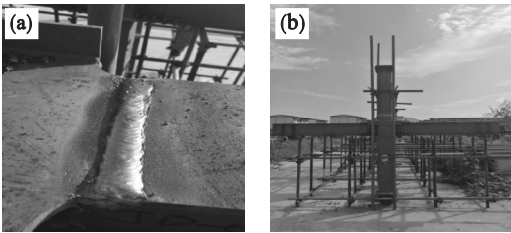


图 2 钢节点的制作

Fig. 2 Process of making steel joints

(a)—梁上翼缘焊缝; (b)—构件成品.

在构件装配过程中发现,由于加工误差以及运输过程中构件的碰撞,存在螺栓孔不对齐以及梁出现轻微扭曲等问题,因此在对全螺栓节点 JD4 进行装配过程中,需要耗费大量精力对构件进行调直和扩孔. 而下栓上焊节点的上翼缘采用了对接坡口焊的形式,焊接的施工精度要求较低,从而显著减小了加工误差等问题造成的装配困难,相对于全螺栓节点装配速度明显增快. 由此说明相比于全螺栓节点,下栓上焊节点在施工过程中具有施工速度快、安装精度要求低的优点.

1.2 材性试验

根据规范规定,加工过程中预留了同批次不同厚度的钢材用于材性试验,每种厚度的钢材制作了 3 个标准板件,总共有 7 组 21 个构件,用同批次混凝土制作了 3 个边长 150 mm 的标准立方体试块,并与构件在相同的养护条件下进行养护. 材性试验在实验室万能试验机上进行,试验过程如图 3 所示,通过引伸计测量钢材的弹性模量,测得的钢材与混凝土材料性能指标如表 2 与表 3 所示.



图 3 材性试验过程

Fig. 3 Process of material performance test

1.3 加载制度及量测

试验装置如图 4 所示,主要包括数据采集仪器、加载装置、反力墙和反力架等. 在柱顶放置了 1 000 kN 液压千斤顶施加竖向轴力,并在柱的底端放置了球铰支座,梁的两端为自由端,各放置了 1 个 100 t 的作动器,并施加反对称竖向荷载. 梁端的竖向荷载和位移数值由梁端作动器内置的荷载和位移传感器进行采集.

表 2 钢材力学性能

Table 2 Mechanical properties of steel

试件类型	名义厚度 mm	实际厚度 mm	屈服强度 MPa	抗拉强度 MPa	弹性模量 GPa	伸长率 %
钢管	8	7.73	393	516	212	30
	6.5	6.48	367	537	193	31.94
	7	6.77	376	540	200	33.33
钢板	9	8.91	374	525	218	31.22
	10	10.26	355	533	228	32
	11	10.95	356	534	182	31.5
	12	11.64	355	516	258	31

表 3 混凝土力学性能			
Table 3 Mechanical properties of concrete			
混凝土种类	立方体抗压强度 MPa	轴心抗压强度 MPa	弹性模量 GPa
C50	53.5	38.7	38.64

试验采用先力控制后位移控制的加载制度：1) 在未施加梁端竖向荷载前,采用液压千斤顶在柱顶缓慢施加轴压至 770 kN;2) 构件屈服前,采用荷载控制,并采用 20 kN 级差进行分级加载,加载速度控制在 40 kN/min,每级荷载只循环一次.通过试验中主要破坏点的应变与由钢材的材性试验数据计算出的构件屈服应变进行比较,初步判断构件是否屈服;屈服后采用位移控制加载,位移值取构件屈服时对应的梁端竖向位移 Δ_y ,并以 $0.5\Delta_y$ 为级差控制加载,加载速度控制在 20 mm/min,在试验过程中发现构件在循环过程中强度降低很小,因此对每级荷载只循环 2 次^[13].加载过程中,当梁端荷载下降到极限荷载的 85% 或者构件的破坏现象较为明显时,构件破坏,结束试验^[14].

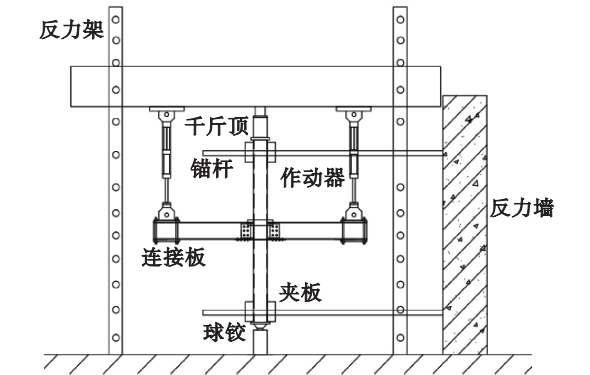


图 4 试验加载装置示意图

Fig. 4 Schematic view of test setup

2 试验现象

构件 JD1 梁端位移在 $2.5\Delta_y$ 前,并无明显试验现象.当加载至 $2.5\Delta_y$ 时,左梁和右梁上翼缘均发生鼓曲,左右两侧下翼缘与隔板发生轻微错动.当加载至 $3\Delta_y$ 时,梁左连接板与柱壁连接处焊缝产生裂纹,且左右两侧上翼缘鼓曲持续增加.当加载至 $4.5\Delta_y$ 时,梁左与梁右上翼缘焊缝附近出现裂缝,梁左连接板与柱壁连接处焊缝以及梁右外环板变截面处焊缝旁边均出现裂缝(见图 5a).当加载至 $5\Delta_y$ 时,梁左连接板与柱壁连接处裂缝宽度不断增加,梁左与梁右上翼缘焊缝处的裂缝几乎全部贯穿(见图 5b),构件破坏,试验

结束.

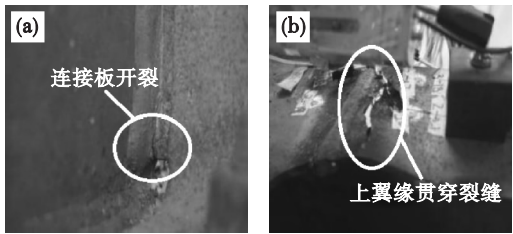


图 5 JD1 构件破坏形态

Fig. 5 Failure mode of specimen JD1

(a)—连接板处焊缝开裂;(b)—上翼缘贯穿裂缝.

构件 JD2、JD3 与 JD1 的破坏过程基本一致,只是破坏特征有所差异. JD2 与 JD3 梁端位移在 $2.5\Delta_y$ 前,并无明显试验现象.当加载至 $3\Delta_y$ 时,隔板与钢梁下翼缘均产生 5 mm 左右滑动痕迹,其中 JD2 梁右贯通隔板与柱连接的焊缝处出现裂缝,JD3 梁右上翼缘焊缝处出现鼓曲和裂缝.当加载至 $3.5\Delta_y$ 时,2 个节点左右两侧上翼缘均发生鼓曲,其中 JD2 正面贴板与柱连接处焊缝开裂,JD3 梁右上翼缘焊缝处裂缝贯通,右侧连接板与柱壁连接处焊缝产生微小裂缝,且柱壁鼓起.当加载至 $4\Delta_y$ 时,JD2 梁右贯通隔板与柱连接的焊缝处彻底断开(见图 6a),梁右上翼缘焊缝处开裂,JD3 左侧隔板变截面处出现颈缩(见图 6b),右侧连接板与柱壁焊缝持续开裂,柱壁局部外鼓(见图 6c),左右两侧上翼缘焊缝彻底拉断(见图 6d),JD3 构件破坏,停止加载.当 JD2 加载至 $4.5\Delta_y$ 时,梁左上翼缘焊缝处裂缝全部贯通,右侧上翼缘焊缝中间出现裂缝,构件破坏,试验结束.

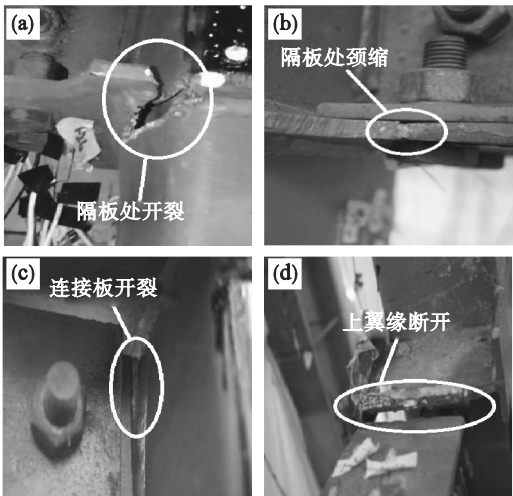


图 6 JD2、JD3 构件破坏形态

Fig. 6 Failure mode of specimen JD2 and JD3

(a)—隔板处开裂;(b)—隔板发生颈缩;
(c)—连接板开裂;(d)—上翼缘断开.

全螺栓构件 JD4 与下栓上焊构件的破坏过程和破坏现象差异较为明显. JD4 梁端位移在 $2.5\Delta_y$ 前, 并无明显试验现象. 当加载至 $2.5\Delta_y$ 时, 梁两侧上下翼缘螺栓连接处产生轻微滑移. 当加载至 $5.5\Delta_y$ 时, 柱下连接板处两侧均出现轻微鼓曲, 梁两侧上下翼缘螺栓连接处产生明显滑移(见图 7a), 达 10 mm 以上. 当加载至 $6\Delta_y$ 时, 梁左右贯通隔板在与柱连接的焊缝处均产生较大裂缝, 梁右上翼缘发生屈曲. 当加载至 $6.5\Delta_y$ 时, 梁右贯通隔板在与柱连接的焊缝处裂缝全部贯穿(见图 7b), 构件破坏, 试验结束.

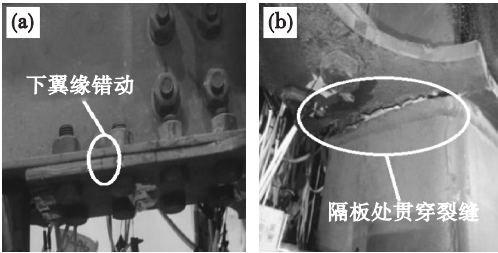


图 7 JD4 构件破坏形态

Fig. 7 Failure mode of specimen JD4

(a)—翼缘与隔板错位; (b)—隔板处贯穿裂缝.

3 试验结果分析

3.1 梁端荷载 - 位移曲线

根据作动器内置的位移和荷载传感器所记录的数据, 可以绘出 JD1 ~ JD4 的滞回曲线如图 8 所示(由于左右梁端荷载、位移等数据基本一致, 因此滞回曲线、骨架曲线、耗能分析等抗震性能分析只取用了右侧梁端数据), 分析滞回曲线可以得出:

1) 随着梁端荷载及位移的逐级增加, JD1 ~ JD4 翼缘和腹板的螺栓均出现一定滑移, 体现出轻微的“捏缩”. 其中 JD2 与 JD3 在加载后期焊缝附近发生突然断裂, 使得滞回曲线出现了向下的突变. 其中作动器由于受到自身质量、装配误差等因素的影响, 存在一个 10 mm 左右向下的残余变形, 因此在同一级加载过程中, 下推时的正向位移要显著大于上拉时的负向位移.

2) 各节点构件在破坏前, 每次同级加载循环, 梁端荷载比较接近, 说明在往复荷载作用下, 节点强度退化不明显; 随着梁端荷载及位移的逐级增加, 钢管混凝土柱梁节点屈服的范围逐渐增大, 滞回曲线的切线斜率逐渐变小, 说明构件刚度在逐渐退化.

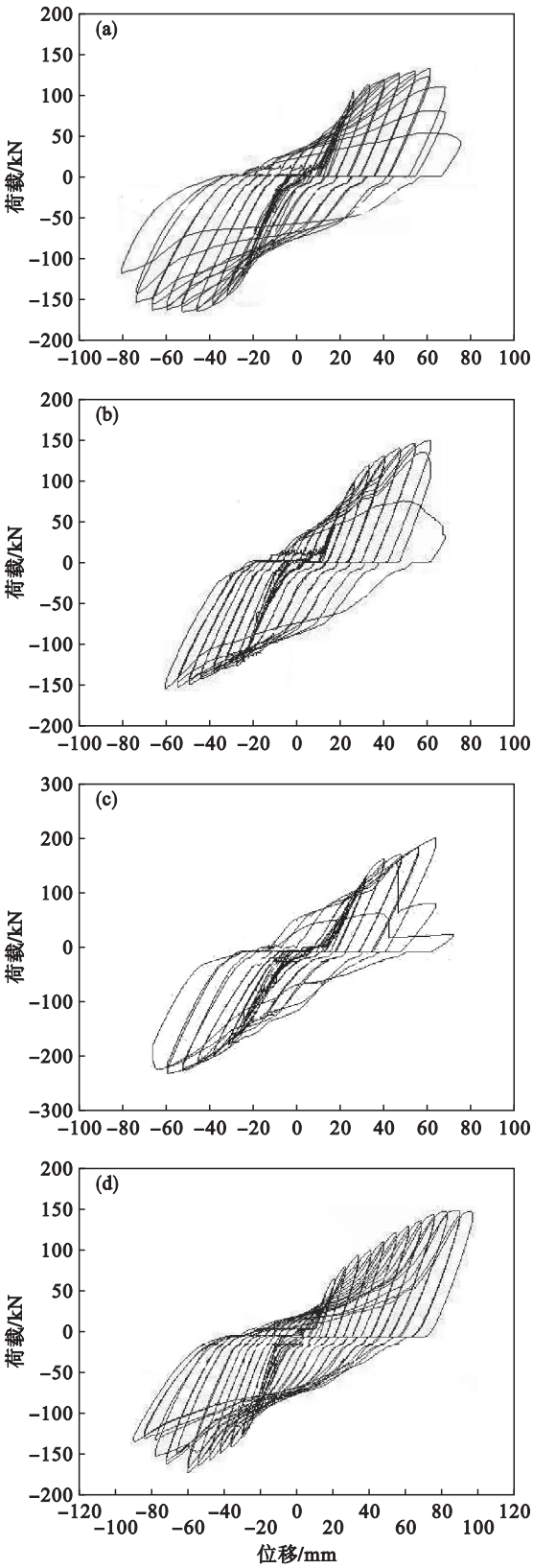


图 8 构件滞回曲线

Fig. 8 Hysteretic loops of specimens

(a)—JD1; (b)—JD2; (c)—JD3; (d)—JD4.

3) 当构件进入破坏阶段后, 承载力逐级显著下降, 直到构件破坏, 在整个过程中构件的残余变形也在不断增加.

4) 相对于 JD1、JD2 与 JD3 滞回曲线的饱满度无明显提高. JD4 是全螺栓连接节点,没有梁上翼缘的焊接约束后,螺栓滑移的现象相对于其他 3 个节点更加严重,滞回曲线的“捏缩”也更加显著.

3.2 骨架曲线及延性

图 9 为 JD1 ~ JD4 的梁端荷载 - 位移骨架曲线对比,通过切线法可以计算得出构件的屈服点,各构件的屈服荷载 P_y 、极限荷载 P_u 、破坏荷载 P_{max} 、屈服位移 Δ_y 、极限位移 Δ_u 、破坏位移 Δ_{max} 及延性如表 4 所示,分析图 9 和表 4 可知:

1) 与 JD1 相比,JD2 峰值荷载正向加载时提高了 11%,负向加载时降低了 4.8%;JD3 峰值荷

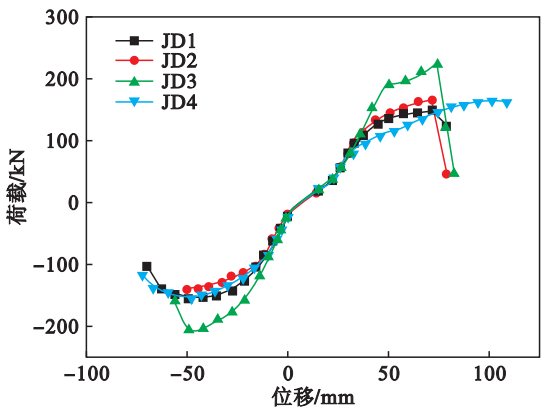


图 9 构件骨架曲线
Fig. 9 Skeleton curves of specimens

表 4 构件骨架曲线特征值
Table 4 Characteristic values of skeleton curves of specimens

编号	方向	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	P_{max} /kN	Δ_{max} /mm	延性	平均
JD1	推	124.2	26.7	149.8	71.8	126.5	78.7	2.95	3.33
	拉	-121.7	-17.5	-147.3	-55.7	-125.2	-70.0	3.70	
JD2	推	141.6	32.4	166.1	71.9	141.2	79.0	2.44	2.61
	拉	-109.9	-17.8	-139.2	-49.5	-139.2	-49.5	2.77	
JD3	推	193.1	38.4	227.5	73.9	193.4	81.7	2.13	2.45
	拉	-152.3	-20.2	-209.0	-48.9	-185.1	-55.6	2.76	
JD4	推	114.6	36.3	163.6	94.7	163.1	101.4	2.79	2.88
	拉	-122.7	-24.0	-136.8	-65.5	-115.5	-71.5	2.97	

载正向加载时提高了 50.5%,负向加载时提高了 41.9%.说明增加梁截面尺寸能有效提高梁端承载力,而增加贴板厚度对梁端承载力的提高作用并不显著.

2) 相比于下栓上焊节点 JD1 ~ JD3 的曲线,全螺栓节点 JD4 曲线上升和下降段较为平缓,且破坏位移明显提高,表现出良好的变形能力.

3) 4 个节点下推时的延性系数明显小于上拉时的延性系数,JD2 和 JD3 两个节点的延性均小于 JD1,全螺栓节点 JD4 的延性系数小于 JD1,但显著大于 JD2 和 JD3.整体来看,下栓上焊节点与全螺栓节点的延性处于中等延性水平,表现出较好的塑性变形能力.

3.3 耗能分析

耗能能力通常用等效黏滞阻尼系数来表示,表 5 给出了 JD1 ~ JD4 在破坏位移时的等效黏滞阻尼系数,图 10 给出了 4 个构件的等效黏滞阻尼系数变化曲线,其中 h_e 表示等效黏滞阻尼系数, Δ / Δ_y 表示加载位移与屈服位移之比,从中可以看出:

1) 构件加载初期,构件的变形处于弹性变形阶段,此时吸收的能量少,梁端竖向荷载做功所产

生的大部分能量都在卸载的过程释放掉,因此此时的等效黏滞阻尼系数较小.随着荷载的增加,当节点到达弹塑性阶段后,等效黏滞阻尼系数呈现不断增大的趋势,但 JD1、JD2、JD3 的增长速率更快.

2) JD2 与 JD3 的等效黏滞阻尼系数比 JD1 有明显增加,说明 JD2 与 JD3 由于增加了贴板厚度以及梁截面尺寸从而增大了节点刚度,耗能能力有所提高. JD4 的等效黏滞阻尼系数低于 JD1,说明下栓上焊节点的耗能能力比全螺栓节点有所提高.

3) 下栓上焊节点 JD1、JD2 与 JD3 在破坏位移时的等效黏滞阻尼系数 $h_e = 0.263 \sim 0.307$,而相同情况下钢筋混凝土构件的等效黏滞阻尼系数仅为 0.1,加入型钢后会达到 0.3 左右.下栓上焊节点的等效黏滞阻尼系数达到钢筋混凝土构件的 2 到 3 倍,并接近型钢混凝土构件.

表 5 破坏位移时等效黏滞阻尼系数
Table 5 Equivalent viscous damping coefficient under failure displacement

构件编号	JD1	JD2	JD3	JD4
h_e	0.263	0.307	0.305	0.144

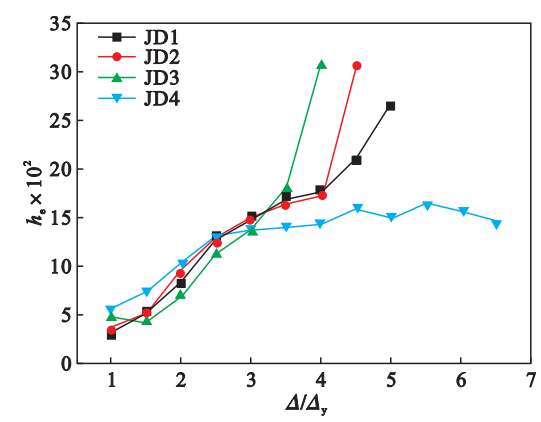


图 10 等效黏滞阻尼系数变化曲线

Fig. 10 Equivalent viscous damping coefficient curves

3.4 刚度退化

通常采用环线刚度来表示构件的刚度退化, JD1 ~ JD4 的刚度退化曲线如图 11 所示. 由图可知: JD1, JD2 以及 JD3 由于上下翼缘并不对称, 在推拉方向刚度退化曲线也不对称, JD4 由于上下翼缘都是螺栓对称布置, 刚度退化曲线较为对称. 4 个构件初始阶段刚度变化较明显, 多次循环后, 节点屈服, 刚度变化逐渐趋于缓和. JD3 的环线刚度正反向加载时均显著大于 JD1, JD2 的环线刚度正向加载时大于 JD1, 负向加载时小于 JD1, 说明增加梁截面尺寸更有利于提高构件的刚度, 延缓刚度退化. 全螺栓连接的构件 JD4 刚度退化曲线相对于其他 3 个下栓上焊构件, 曲线更加持续、均匀, 表现出较好的稳定性.

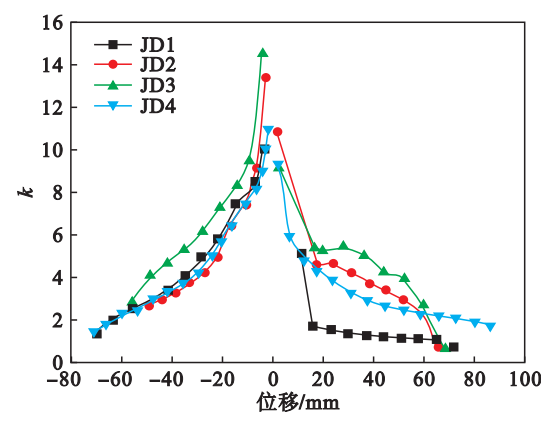


图 11 刚度退化曲线

Fig. 11 Stiffness degradation curves

3.5 承载力退化

通常用承载力退化系数来衡量承载力的退化, 承载力退化曲线如图 12 所示. 从图中可以看出, 构件破坏时承载力有明显降低, 在破坏前 JD1 ~ JD4 的承载力退化系数均大于 0.85. 说明同等位移下, 循环到第 2 次时峰点的荷载与 1 次时峰点的荷载相比几乎不降低, 即下栓上焊及全

螺栓节点在地震作用下承载力退化程度都比较小, 有稳定的承载性能.

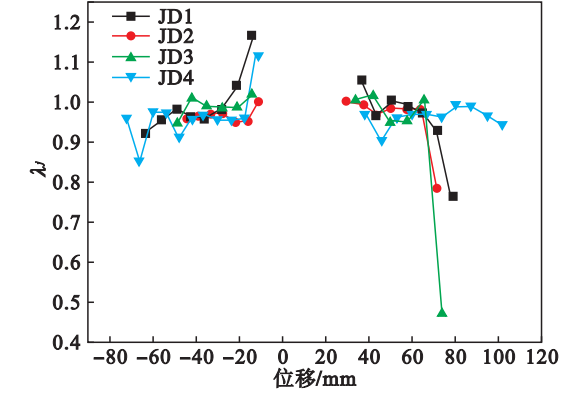


图 12 承载力退化曲线

Fig. 12 Bearing capacity degradation curves

3.6 抗弯极限承载力分析

由于本文构件的破坏形式均为焊缝附近发生破坏, 因此在理论计算过程中不考虑螺栓和板材的挤压破坏以及螺杆的剪切破坏, 仅计算正向加载时下栓上焊节点由于焊缝发生破坏时的抗弯极限承载力. 将其简化为翼缘受弯、腹板受剪的构件, 由此得节点可以承受的最大弯矩为

$$M_u = f_u \cdot b \cdot t_1 \cdot (h - t_1). \tag{1}$$

式中: b 为梁翼缘的宽度; t_1 为 H 型钢梁翼缘板厚; f_u 为钢材的极限抗拉强度; h 为钢梁的高度.

钢材强度采用材性试验中所测得的强度, JD1 和 JD3 构件钢材的极限抗拉强度 $f_u = 537 \text{ MPa}$, 另有 $b = 150 \text{ mm}$, $t_1 = 9 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$. JD2 构件钢材的极限抗拉强度 $f_u = 540 \text{ MPa}$, 另有 $b = 175 \text{ mm}$, $t_1 = 11 \text{ mm}$, $h = 350 \text{ mm}$. 根据式(1)计算得 JD1 与 JD3 的最大弯矩为

$$M_u = f_u \cdot b \cdot t_1 \cdot (h - t_1) = 537 \times 150 \times 9 \times 291 = 211 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

JD2 的最大弯矩为

$$M_u = f_u \cdot b \cdot t_1 \cdot (h - t_1) = 540 \times 175 \times 11 \times 339 = 352 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

试验中构件的抗弯承载力可以按照梁端荷载乘力臂的方法算得, 力臂的值为加载中心点到焊缝处的距离, 3 个构件的力臂值为 1.45 m . JD1 ~ JD3 三个构件正向加载时的极限抗弯承载力分别为 $217, 330, 237 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 与 JD1 比较来说, JD2 与 JD3 的极限抗弯承载力分别提高了 9.22% 和 52.07% . 相对于极限抗弯承载力的理论计算结果, JD1 与 JD3 的试验值比理论值分别提高了 2.84% , 12.32% , JD2 的试验值比理论值降低了

6.67%, 差异值在可接受范围之内。而理论值和试验值之间的差异有高有低的原因, 主要由于 JD1 与 JD3 在理论计算过程中未考虑贴板厚度的影响, 而在试验过程中贴板厚度的增加对于正向加载时的梁端承载力有一定提高, 因此 JD3 的试验值要大于理论值。而 JD2 在增大梁截面尺寸后, 由于梁端上翼缘焊缝处受焊接质量与应力集中等因素的影响, 在梁端荷载显著增加的情况下焊缝处出现过早断裂的现象, 使得试验值要小于理论计算值。

4 结 论

1) 构件的变形都主要发生在梁端, 说明下栓上焊与全螺栓节点均满足“强柱弱梁”的抗震设计准则, 均能有效减少核心区受到的破坏。受到焊接质量的影响, 贯通隔板焊缝处的强度显著降低并产生了应力集中, 导致 JD2 与 JD4 隔板焊缝处产生较大裂缝。因此在施工过程中要严格控制焊接质量, 避免因焊接缺陷导致结构过早破坏。

2) 试验构件的滞回曲线饱满, 体现出良好的抗震性能, 试验过程中均出现一定程度的螺栓滑移, 使滞回曲线出现轻微的“捏缩”。

3) 通过对比分析试验参数可以看出: 相比于 JD1, JD2 在增加贴板厚度后峰值荷载、刚度及耗能能力等抗震性能指标变化较小, JD3 在增加梁截面尺寸后峰值荷载正向加载时提高了 50.5%, 负向加载时提高了 41.9%, 刚度及耗能能力也有明显提高, 说明增加梁截面尺寸能更有效增强构件的抗震性能。相对于极限抗弯承载力的理论计算结果, JD1 与 JD3 试验值分别提高了 2.84%, 12.32%, JD2 的试验值降低了 6.67%, 理论值与试验值差异在可接受范围之内。

4) 下栓上焊节点的延性、耗能能力、承载力退化、刚度退化等抗震性能指标均接近甚至超过全螺栓节点, 表现出良好的抗震性能, 可以应用于抗震设防地区。

参考文献:

[1] Somma G, Pieretto A, Dassie' A. Steel to concrete bond transferring in CFST columns connected to beams through the concrete[J]. *Applied Mechanics and Materials*, 2016, 847: 513 – 520.

[2] Wang N, Kim K H, Lee M J. Structural behavior of beam-to-column connections of rectangular CFST columns using

mixed diaphragms [J]. *International Journal of Steel Structures*, 2017, 17(1): 351 – 365.

[3] Yu Y J, Lan L F, Chen Z H, et al. Mechanical and seismic behaviors of bottom-flange-bolted upper-flange-welded through-diaphragm connections [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 156: 86 – 95.

[4] 陈以一, 李刚, 庄磊, 等. H 形钢梁与钢管柱隔板贯通式连接节点抗震性能试验[J]. *建筑钢结构进展*, 2006, 8(1): 23 – 30.

(Chen Yi-yi, Li Gang, Zhuang Lei, et al. Experimental study on the seismic performance of diaphragm through type joint connecting H beam and tube column in steel frame [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2006, 8(1): 23 – 30.)

[5] 张爱林, 孙勇, 刘学春, 等. 方钢管混凝土柱 – H 形钢梁螺栓连接节点受力性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2017, 38(11): 68 – 77.

(Zhang Ai-lin, Sun Yong, Liu Xue-chun, et al. Experimental study on mechanical performance of concrete-filled square steel tubular columns to H-section steel beam bolted connection [J]. *Journal of Building Structures*, 2017, 38(11): 68 – 77.)

[6] Miao J K, Chen Z H. Seismic behavior of concrete-filled square steel tubular column-to-beam connections with through diaphragm [J]. *Applied Mechanics and Materials*, 2011, 94/95/96: 1344 – 1351.

[7] Wang J F, Han L H, Uy B. Hysteretic behaviour of flush end plate joints to concrete-filled steel tubular columns [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(8/9): 1644 – 1663.

[8] Li B Y, Yang Y L, Chen Y F, et al. Behavior of connections between square CFST columns and H-section steel beams [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, 145: 10 – 27.

[9] Khanouki M M A, Sulong N H R, Shariati M, et al. Investigation of through beam connection to concrete filled circular steel tube (CFCST) column [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2016, 121: 144 – 162.

[10] Chen Z P, Jing C G, Xu J J, et al. Seismic performance of recycled concrete-filled square steel tube columns [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2017, 16(1): 119 – 130.

[11] Ma D Y, Han L H, Zhao X L. Seismic performance of the concrete-encased CFST column to RC beam joint: experiment [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 154: 134 – 148.

[12] Cheng C T, Chung L L. Seismic performance of steel beams to concrete-filled steel tubular column connections [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2003, 59(3): 405 – 426.

[13] 邓芑, 王来, 刘艳, 等. 方钢管混凝土柱与钢梁全螺栓节点抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2016, 37(7): 19 – 28.

(Deng Peng, Wang Lai, Liu Yan, et al. Experimental study on seismic performance of concrete-filled square steel tubular column and steel beam with field-bolted connections [J]. *Journal of Building Structures*, 2016, 37(7): 19 – 28.)

[14] Han L H, Wang W D, Tao Z. Performance of circular CFST column to steel beam frames under lateral cyclic loading [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, 67(5): 876 – 890.