

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2023.030



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



方钢管混凝土柱与U形钢组合梁分离式内隔板 节点抗震性能试验研究

程睿^{a,b}, 张继东^a, 胥兴^a, 刘吉春^a, 彭舒^a

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

摘要:为研究方钢管混凝土柱与U形钢组合梁分离式内隔板节点的抗震性能,对4个节点试件进行低周反复加载试验,试验参数为内隔板形式和梁柱交界面处有无加强连接。分析各试件的破坏模式、滞回性能、延性、耗能等指标,并给出加劲板的设计建议。结果表明:4个节点试件的破坏模式均为梁端受弯破坏,滞回曲线呈反S形、有明显的捏缩现象;试件的位移延性系数 μ 为2.3~3.1,弹性层间位移角 θ_y 为1/68~1/53,弹塑性层间位移角 θ_n 为1/28~1/19,等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 为0.12~0.16,变形能力较好,并具备一定耗能能力;改变内隔板形式对试件的承载能力影响较小,但相较于传统内隔板节点试件,分离式内隔板弱轴节点试件的耗能能力有所降低;加强梁柱交界面处的连接可减缓刚度退化速度、显著提高节点的承载能力和耗能能力。

关键词:钢管混凝土柱;U形钢组合梁;分离式内隔板节点;低周往复试验;抗震性能

中图分类号: TU398 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2023)06-0047-12

Experimental study on seismic behavior of concrete-filled square steel tubular column to U-shaped steel-concrete composite beam joints with separated internal diaphragm

CHENG Rui^{a,b}, ZHANG Jidong^a, XU Xing^a, LIU Jichun^a, PENG Shu^a

(a. School of Civil Engineering; b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: To study the seismic behavior of concrete-filled square steel tubular column to U-shaped steel-concrete composite beam joints with separated internal diaphragm, four joint specimens were tested under cyclic loading. The test parameters are the diaphragm type and the connection forms at the beam-column interface. The hysteric behavior, ductility, energy dissipation and deformation were analyzed and suggestions the designing the reinforced plate were provided. Test results indicate that the beam bending failure occurred in all specimens, and the hysteric curves show an inverted S-shape, with an obvious pinch effect. The displacement ductility coefficient ratio is between 2.3-3.1, the elastic limit of inter-story drift rotation is between 1/68-1/53, the elastic-plastic limit of inter-story drift rotation is between 1/28-1/19, and the equivalent viscous damping coefficient is between 0.12-0.16, indicating that the specimens show good deformation and energy dissipation

收稿日期: 2022-11-17

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0701506)

作者简介: 程睿(1977-),男,副教授,博士,主要从事钢结构和组合结构研究, E-mail: chengrui@cqu.edu.cn。

Received: 2022-11-17

Foundation items: National Key R & D Program (No. 2016YFC0701506)

Author brief: CHENG Rui (1977-), associate professor, PhD, main research interests: steel structure and composite structure, E-mail: chengrui@cqu.edu.cn.

capacities. Changing the type of diaphragm has little effect on the load-carrying capacity of the specimen, but compared with the traditional internal diaphragm joints, the energy dissipation capacity of the weak axial internal diaphragm joints is decreased. Strengthening the beam-column connection can alleviate the stiffness degradation and effectively improve the bearing capacity and energy dissipation capacity of the joints.

Keywords: concrete-filled steel tubular column; U-shaped steel and concrete composite beam; separated internal diaphragm joint; cyclic loading test; seismic performance

钢管混凝土柱有效结合了钢材轻质高强、延性好和混凝土抗压性能好的特性,具有承载力高、抗震性能好和抗火性能优越等优点,目前在高层及超高层建筑、大跨结构和桥梁结构等工程领域得到大量应用,受到了工程领域的普遍重视^[1-2]。U形钢组合梁是近些年由H型钢-混凝土组合梁发展形成的新型组合梁,具有刚度大、综合成本低和抗火性能好等优点^[3]。目前,学者们已对U形钢组合梁的受弯、受剪性能^[4-6]和梁板抗剪连接方式^[7]等方面做了系统性研究,形成了相对完善的理论成果,但对钢管混凝土柱与U形钢组合梁连接节点的研究还较为滞后,导致其在工程实际中应用较少。因此,有必要对U形钢组合梁与钢管混凝土柱连接节点性能展开研究。

节点作为梁柱间的传力枢纽,应具有足够的强度、刚度、延性和耗能性能。《矩形钢管混凝土结构技术规程》(CECS 159: 2004)^[8]推荐的节点形式有内隔板式、隔板贯通式和外环板式。研究表明,构造合理的内隔板式^[9-12]、外环板式^[11-13]和隔板贯通式^[12-14]节点均表现出较高的承载能力和良好的抗震性能。但外环板式节点的外环板尺寸大,用钢量大,节点表面不平整,影响美观和室内布局;隔板贯通式节点需要将节点区域截断后再焊接,焊接量大,凸出的隔板也可能会影响室内的美观;相较于隔板贯通式和外环板式节点,内隔板式节点虽因节点表面平整而更易满足建筑要求,但其加工方式较为复杂,目前,主要有两种方式:1)采用熔嘴电渣焊^[15],此方式焊接工序复杂、价格昂贵,且要求钢管壁厚不小于16 mm,对小截面钢管柱不再适用;2)将节点域钢管截断,焊接好内隔板后再将钢管对焊,此方式切割量和焊接量大,当柱截面较小时,内隔板的施工困难,其焊缝质量也难以保证。为了避免传统节点形式可能存在的问题,针对钢管柱截面宽度小于300 mm或钢管壁厚度小于16 mm的小截面钢管混凝土柱,采用分离式内隔板节点可以实现节点形式的优化,此类节点是一种构造简单、加工方便的节点连接形式,与传统形式节点相比,它不仅能够在小截面柱中设置内隔板,也能保证节点表面平整不影响美观和布局,还大大降低了节点处

内隔板的焊接难度,能极大地提高生产效率和工业化生产程度。

笔者研究方钢管混凝土柱与U形钢组合梁分离式内隔板节点的抗震性能,研究参数包括内隔板形式和梁柱交界面处有无加强连接,设计4个试件进行拟静力试验,分析节点的破坏模式、承载能力、强度与刚度退化、延性和耗能能力等指标,对比分析不同内隔板节点类型下的抗震性能差异以及梁与柱交界面连接的加强对试件抗震性能的影响,以期丰富节点类型,为钢管混凝土柱与U形钢组合梁连接节点的选择和设计提供参考。

1 试验概况

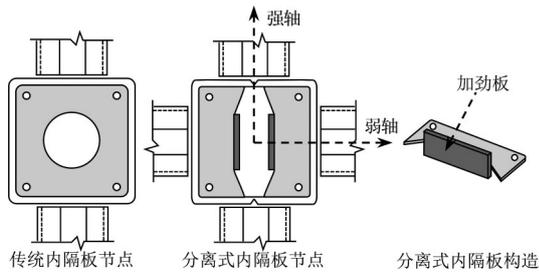
1.1 节点构造与试件设计

1.1.1 分离式内隔板节点构造及加工

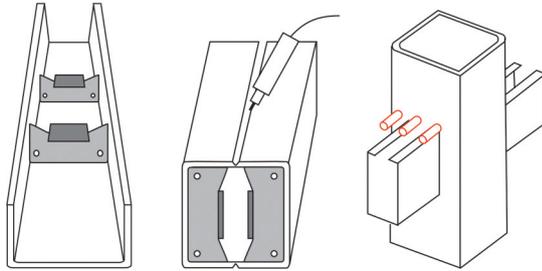
传统内隔板节点与分离式内隔板节点构造如图1(a),将传统内隔板沿对称轴断开,得到构造简单、加工制作方便、适用范围广、焊接量小、装配化程度高、表面平整的分离式内隔板。根据隔板传力的连续性,将隔板分为强轴、弱轴,强轴方向隔板传力连续,弱轴方向隔板传力不连续。为使强、弱轴方向受力性能相当,在弱轴方向布置加劲板,通过加劲板与混凝土间的锚固作用提高弱轴方向的传力性能。分离式内隔板节点加工过程如图1(b),即首先将分离式内隔板焊接在由钢板弯折形成的大槽钢内,然后将两块大槽钢组焊成方钢管,最后在预定位置焊接U形钢牛腿和负弯矩钢筋连接套筒。

1.1.2 内隔板式节点受拉屈服机制

内隔板式节点在拉力作用下,屈服机制如图2所示,由图2可知:传统内隔板节点的承载力由内隔板和钢管柱壁两部分组成^[16-17];从受力上看,分离式内隔板强轴节点和传统内隔板节点传力都是连续的,加劲板与混凝土之间的锚固作用对强轴方向影响很小,锚固作用力可忽略不计^[18],所以分离内隔板强轴节点的屈服机制与传统内隔板基本相同,承载力由内隔板和钢管柱壁两部分组成,但从构造上看,强轴节点减少了受力方向上隔板与柱壁的连接长度,可能会造成柱壁附近区域应力集中,影响受



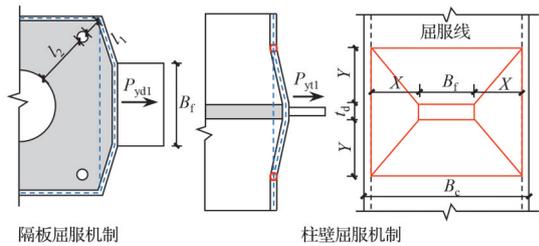
(a) 内隔板式节点及构造



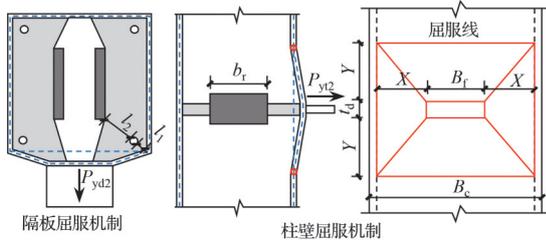
(b) 分离式内隔板节点加工过程

图 1 节点构造及加工

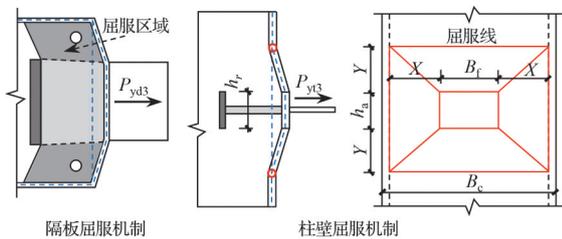
Fig. 1 Construction and addition of joint



(a) 传统内隔板节点



(b) 分离式内隔板强轴节点



(c) 分离式内隔板弱轴节点

注: P_{yt} 、 P_{yd} 分别为柱壁和内隔板屈服承载力; B_c 为柱宽度; B_f 为梁翼缘宽度; l_1 、 l_2 为内隔板屈服线长度; b_r 、 h_r 分别为加劲板宽度、高度; X 、 Y 为钢管柱壁屈服线范围。

图 2 节点受拉屈服机制

Fig. 2 Yield mechanism of joints under tensile force

力性能;分离式内隔板节点弱轴方向由于传力不连续,可能会造成节点承载力和刚度的降低,但通过加劲板与混凝土间的锚固作用,提高了弱轴方向的受力性能,因此,分离式内隔板弱轴节点承载力由内隔板、钢管柱壁以及混凝土与加劲板之间的锚固作用 3 部分组成^[18]。由于分离式内隔板强轴、弱轴节点与传统内隔板节点的受拉屈服机制和传力特点存在差异,有必要对分离式内隔板节点的抗震性能展开研究。

按屈服线理论和虚功原理可得钢管柱壁和内隔板的承载力^[16-18]。

1) 钢管柱壁屈服承载力 P_{yt}

$$P_{yt1} = P_{yt2} = \frac{4}{X}(2Y + t_d)M_y + \frac{4}{Y}(2X + B_f)M_x \quad (1)$$

$$P_{yt3} = \frac{4}{X}(2Y + h_r)M_y + \frac{4}{Y}(2X + B_f)M_x \quad (2)$$

2) 内隔板屈服承载力 P_{yd}

$$P_{yd1} = P_{yd2} = \sqrt{2} f_{yd} t_d (0.5l_1 + l_2) \quad (3)$$

$$P_{yd3} = f_{yd} t_d (L_d X - \pi d^2/4)/l_1 \quad (4)$$

$$X = (B_c - B_f)/2Y = \sqrt{\frac{B_c X M_x}{2M_y}} \quad (5)$$

式中: t_d 为内隔板厚度; L_d 为分离式内隔板宽度; f_{yd} 为内隔板屈服强度; M_x 、 M_y 分别为钢管柱壁单位长度在水平、竖向的屈服弯矩,按式(6)计算。

$$M_x = M_y = t_c^2 f_{yc}/4 \quad (6)$$

节点的受拉承载力应大于梁下翼缘拉力 T_b 以满足“强节点弱构件”的设计要求。

1) 对于传统内隔板节点

$$P_{y1} = P_{yt1} + P_{yd1} > T_b \quad (7)$$

2) 对于分离式内隔板强轴节点

$$P_{y2} = P_{yt2} + P_{yd2} > T_b \quad (8)$$

3) 对于分离式内隔板弱轴节点

$$P_{y3} = P_{yt3} + P_{yd3} + P_{yc} > T_b \quad (9)$$

式中: P_{yc} 为加劲板锚固作用承载力。

1.1.3 加劲板作用机理

对于小截面钢管柱,加劲板的尺寸会受到节点大小的限制,而加劲板尺寸将决定其作用机理,因此,合理设计加劲板尺寸对发挥其锚固作用至关重要。如图 3 所示,将加劲板视为悬臂结构,并认为混凝土与加劲板之间的相互作用力为均布面荷载 q ,在拉力作用下,加劲板及其附区域混凝土存在以下两种失效模式:

1) 加劲板受弯屈服。如图 3(a),在拉力作用下,混凝土以均布面荷载 q 作用于加劲板上,加劲板在根部发生受弯屈服破坏。锚固作用承载力 P_{yc1} 由

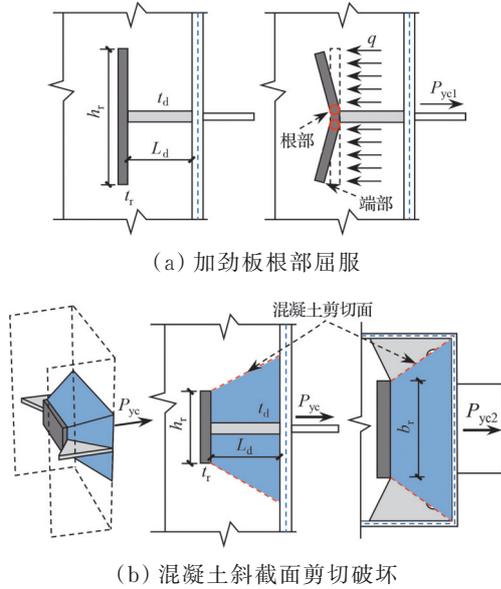


图 3 加劲板失效模式

Fig. 3 Failure mode of reinforced plate

加劲板决定。

$$P_{yc1} = \frac{f_y t_r^2}{4} \times \frac{8b_r}{(h_r - t_d)} \quad (10)$$

式中: f_y 为加劲板屈服强度; t_r 为加劲板厚度。

2) 混凝土斜截面剪切破坏。当加劲板自身不发生屈服破坏时,作用在加劲板与柱壁之间的混凝土按图 3(b)所示的模型沿着破坏面发生剪切破坏,混凝土的斜截面受剪承载力参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[19]考虑,斜截面受剪承载力系数取为 0.7。锚固作用承载力 P_{yc2} 由混凝土斜截面受剪承载力决定。

$$P_{yc2} = 2\alpha_{cv} f_t L_d (b_r + h_r - t_d) \quad (11)$$

式中: α_{cv} 为斜截面上受剪承载力系数; f_t 为混凝土轴心抗拉强度。

因此,分离式内隔板节点弱轴方向的加劲板锚固作用承载力 P_{yc} 为

$$P_{yc} = \min(P_{yc1}, P_{yc2}) \quad (12)$$

此外,为发挥分离式内隔板弱轴节点加劲板的锚固作用,还需从加劲板的承载力和刚度两方面验证其尺寸,避免发生加劲板根部受剪破坏、锚固区域局部混凝土压碎和加劲板端部位移超过限值的 3 种不利破坏模式。加劲板尺寸应满足

①加劲板根部不发生剪切破坏。

$$\frac{(P_{yc}/2)(b_r t_r^2/8)}{(b_r t_r^3/12)b_r} = \frac{3P_{yc}}{4b_r t_r} < f_{yv} \quad (13)$$

式中: f_{yv} 为加劲板抗剪强度。

②锚固区域混凝土不发生受压破坏。

$$P_{yc} < b_r (h_r - t_d) f_c \quad (14)$$

式中: f_c 为混凝土轴心抗压强度。

③加劲板端部位移不超过限值 δ

$$\frac{P_{yc} (h_r - t_d)^3}{8b_r E (b_r t_r^3/12)} < \frac{(h_r - t_d)/2}{500} \quad (15)$$

式中: E 为钢材的弹性模量;取最大挠度限值 δ 为长度的 1/500。

1.1.4 试件设计

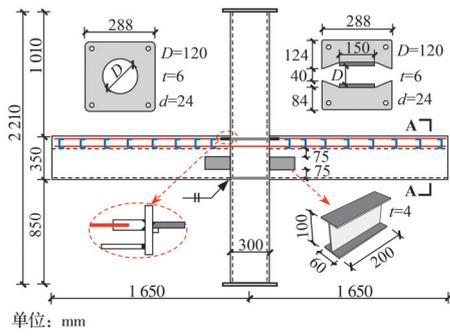
根据“强柱弱梁,节点更强”的设计原则,按式(1)~式(15)设计了表 1 所示的 4 个试件,即分离式内隔板弱轴节点试件 WJ1、分离式内隔板强轴节点试件 SJ2、传统内隔板节点试件 CJ3 和在试件 WJ1 基础上加强梁柱交界面连接的试件 WJ4-S。各节点试件除节点区域外的构造均相同,钢管柱截面尺寸为 300 mm × 300 mm × 6 mm;U 形钢由两块不等边槽钢焊接而成,截面尺寸为 150 mm × 250 mm × 4 mm,上翼缘开口尺寸为 60 mm,U 形钢内浇筑混凝土,楼板混凝土厚度为 100 mm,有效宽度为 1 000 mm。为保证 U 形钢与楼板协同受力、达到完全抗剪连接设计要求^[7],在 U 形钢上翼缘布置长为 120 mm 的槽钢,间距为 200 mm;楼板内布置了 $\Phi 8@100$ 的横向钢筋和纵向钢筋,U 形钢顶部布置了 $3\Phi 16$ 钢筋,通过可焊接、带螺纹的套筒与柱壁相连;各试件钢管柱内布置有上下两层内隔板,上层内隔板与柱壁焊接的套筒平齐,下层内隔板与 U 形钢下翼缘平齐;分离式内隔板厚度为 6 mm,加劲板的尺寸为 150 mm × 80 mm × 6 mm,传统内隔板厚度为 6 mm,为保证内隔板承载力和混凝土浇筑质量,取分离式内隔板的浇筑孔洞宽度为 120 mm、传统内隔板直径为 120 mm;试件 WJ4-S 的 H 形件焊接于节点区域的钢管柱壁,并通过 U 形钢内混凝土的锚固作用,达到加强钢管柱壁与 U 形钢内混凝土交界面处连接性能的效果。其余详细构造见图 4。按上述尺寸进行设计,试件的强柱弱梁系数为 1.65,试件理论破坏模式为梁端破坏。

表 1 试件设计参数

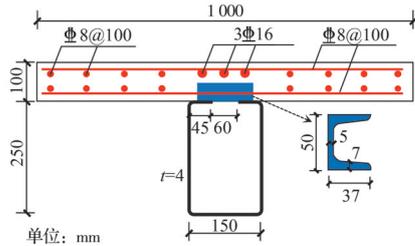
Table.1 Parameters of specimens

试件 编号	内隔板 形式	受力 方向	$P_{yt}/$ kN	$P_{yd}/$ kN	$P_{yc}/$ kN	$P_y/$ kN	$T_b/$ kN	$T_r/$ kN
WJ1	分离式	弱轴	77	153	48	278	174	258
SJ2	分离式	强轴	66	204		270	174	258
CJ3	传统		66	216		282	174	258
WJ4-S	分离式	弱轴	77	153	48	278	174	258

注: P_{yt} 为钢管柱壁屈服承载力; P_{yd} 为内隔板屈服承载力; P_{yc} 为加劲板锚固作用承载力; P_y 为节点屈服承载力; T_b 为梁下翼缘对节点的拉力, $T_b = f_{yb} A_b$, f_{yb} 和 A_b 分别为下翼缘屈服强度和面积; T_r 为梁顶负筋对节点的拉力, $T_r = f_{yt} A_r$, f_{yt} 和 A_r 分别为梁顶负筋屈服强度和面积。



(a) 试件尺寸及构造



(b) A-A 剖面

注: D 为浇筑孔径或孔洞宽度; d 为内隔板透气孔直径; t 为钢材厚度; 柱钢管及 U 形钢弯角处外圆弧半径 $R=2t$ 。

图 4 试件构造

Fig. 4 Joint details of specimens

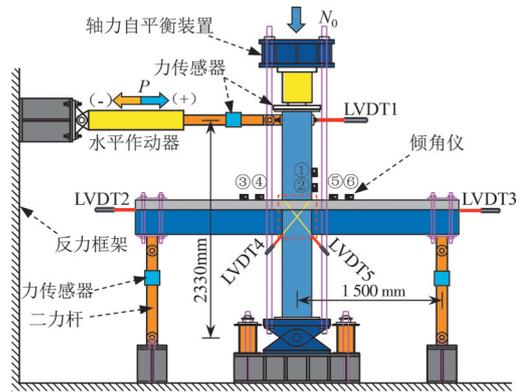
1.2 材料力学性能

试验所用钢材为 Q235B 碳素钢和 HRB400 钢筋。按照《金属材料室温拉伸试验方法》^[20], 每种材料准备 3 个试样进行材性试验, 求得各材性平均值, 结果见表 2; 所用混凝土为 C35 商品细石混凝土, 按照《混凝土物理力学性能试验方法标准》^[21] 取 3 个试块测得混凝土立方体抗压强度 $f_{cu}=37.7$ MPa, 轴心抗压强度 $f_c=25.2$ MPa, 弹性模量 $E_c=3.20 \times 10^4$ MPa。

1.3 试验加载及量测

试验装置如图 5。轴力自平衡装置保证了试验过程中轴力始终与柱平行, 消除了二阶效应的影响。梁端采用二力杆模拟梁端边界条件, 即允许水平位移和转角, 限制梁的竖向位移和扭转。选取铰支座作为试件的边界支撑, 以便于模型受力分析。试验通过柱顶端水平作动器加载, 模拟试件在地震作用下的往复受力情况。

在柱顶施加轴力和水平力。轴力通过配有 3 200



(a) 实验装置



(b) 试验加载现场

图 5 实验装置

Fig. 5 Test setup

kN 竖向作动器的轴力自平衡体系分 4 级加载到预定值 N_0 , 轴压比为 0.2, 并在试验过程中保持恒定。水平力通过与柱顶相连的 500 kN 水平作动器施加, 加载由位移控制, 对应的层间位移角 δ 分别为 1/750 (3.1 mm)、1/500 (4.7 mm)、1/250 (9.3 mm)、1/150 (15.5 mm)、1/100 (23.3 mm)、1/75 (31.1 mm)、1/50 (46.6 mm)、1/33 (70.6 mm)、1/25 (93.2 mm)、1/20 (116.5 mm)、1/15 (155.3 mm), 每级位移循环加载 2 次, 并规定水平作动器向右加载时为正向加载。当荷载小于峰值荷载的 85% 时认为试件失效, 停止试验。

试验测量装置及其布置如图 5(a), 测量内容包括柱顶水平力和水平位移、梁左与梁右的梁端剪力和水平位移、节点核心区对角线变化量和梁与柱的倾角。并规定正向加载时, 对应的力和位移为正值。

表 2 钢材材性表

Table.2 The properties of steel material

材料类型	厚度(直径)/mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	弹性模量 E_s / 10^5 MPa
4 mm 钢板	4.00	290.00	416.70	2.08
6 mm 钢板	5.83	327.50	457.50	2.10
Φ8 钢筋	8.00	470.00	680.00	2.05
Φ16 钢筋	16.00	428.30	625.00	1.97

2 试验现象

梁柱交界面无连接加强的3个试件WJ1、SJ2和CJ3有相似的试验现象,仅选取WJ1的加载现象加以描述。试验加载初期,试件无明显现象;当层间位移角 $\delta=+1/150(+15.5\text{ mm})$ 时,左侧板顶靠近柱翼缘处出现两条裂缝,当 $\delta=-1/150(-15.5\text{ mm})$ 时,右侧板顶靠近柱翼缘处出现一条裂缝;当 $\delta=+1/100(+23.3\text{ mm})$ 时,左侧板顶出现2条贯通裂缝,右侧板底开始出现裂缝;当 $\delta=-1/100(-23.3\text{ mm})$ 时,右侧板顶出现2条贯通裂缝,左侧板底开始出现裂缝;随着循环位移的逐级增加,混凝土楼板顶面裂缝逐渐增多,并不断形成贯通的横向裂缝,且不断由板顶向板底面发展(图6(a));当

$\delta=+1/75(+31.1\text{ mm})$ 时,钢管柱与板交界处出现轻微脱离(图6(b)),右侧梁端腹板与下翼缘交接冷弯区靠近梁柱连接焊缝处出现轻微裂痕;当 $\delta=+1/50(+46.6\text{ mm})$ 时,右侧梁端腹板与下翼缘冷弯区由裂痕发展为裂缝(图6(c)),左侧梁下翼缘距柱约50 mm处受压鼓曲,且在第2圈加载时鼓曲更为严重(图6(d)),试件在 $\delta=1/50(46.6\text{ mm})$ 的位移循环下推力和拉力到达峰值;当 $\delta=+1/33(+70.6\text{ mm})$ 时,右侧梁下翼缘在梁与柱焊缝热影响区母材完全开裂(图6(e)),当 $\delta=-1/33(-70.6\text{ mm})$ 时,左侧节点区域柱翼缘在梁腹板的作用下发生了变形(图6(f)),但未造成节点破坏;当 $\delta=-1/25(-93.2\text{ mm})$ 时,左侧板顶混凝土出现轻微压溃;当达到 $\delta=1/20(116.5\text{ mm})$ 的位移循环时,两侧板顶混凝土均被不同程度地压溃(图6(g)),推力、拉力均小于峰值荷载的85%,试验结束。

对于试件WJ4-S,在层间位移角 $\delta=1/75(31.1\text{ mm})$ 之前,与前3个试件现象类似,板面逐渐出现裂缝、不断形成贯通的横向裂缝,并不断由板顶向板底面发展。当 $\delta=+1/50(+46.6\text{ mm})$ 时,右侧梁端腹板与下翼缘冷弯区出现裂缝,当 $\delta=-1/50(-46.6\text{ mm})$ 时,左侧梁端腹板与下翼缘冷弯区出现裂缝;当 $\delta=+1/33(+70.6\text{ mm})$ 时,右侧梁底部裂缝发展,左侧梁下翼缘距柱50 mm处鼓曲,当 $\delta=-1/33(-70.6\text{ mm})$ 时,左侧梁底部裂缝发展,梁下翼缘也出现了2处鼓曲(图6(h)),距柱端距离分别为50、200 mm(200 mm处为H形件末端),试件在 $\delta=1/33(70.6\text{ mm})$ 的位移循环下推力和拉力到达峰值;当 $\delta=+1/25(+93.2\text{ mm})$ 时,右侧板出现轻微压溃,右侧梁下翼缘裂缝第2次加载时完全断裂;当达到 $\delta=1/20(116.5\text{ mm})$ 的位移循环时,两侧板顶混凝土均被不同程度地压溃,推力、拉力均小于峰值荷载的85%,试验结束。

试验结束后,观察试件WJ1节点核心区,发现节点区域钢管柱壁没有出现显著变形(图6(i)),且管内核心区混凝土只出现了极少量的裂缝(图6(j)),说明试件没有在节点核心区发生剪切破坏。

试件WJ4-S由于H形件加强了梁柱交界面的连接,梁腹板向上开裂程度更小,因此并没有出现柱翼缘被梁腹板拉出的现象。随着水平位移的加载,4个试件出现的主要试验现象有:板面逐渐出现裂缝并延伸、钢管柱与板交界处轻微脱离、梁柱连接焊缝附近的U形钢冷弯区出现轻微裂痕并发展开裂、梁柱连接附近梁下翼缘受压鼓曲、梁下翼缘完全开裂、柱翼缘受拉变形、板面压溃。根据试验现象判断,4个试件的主要破坏模式为梁端受弯

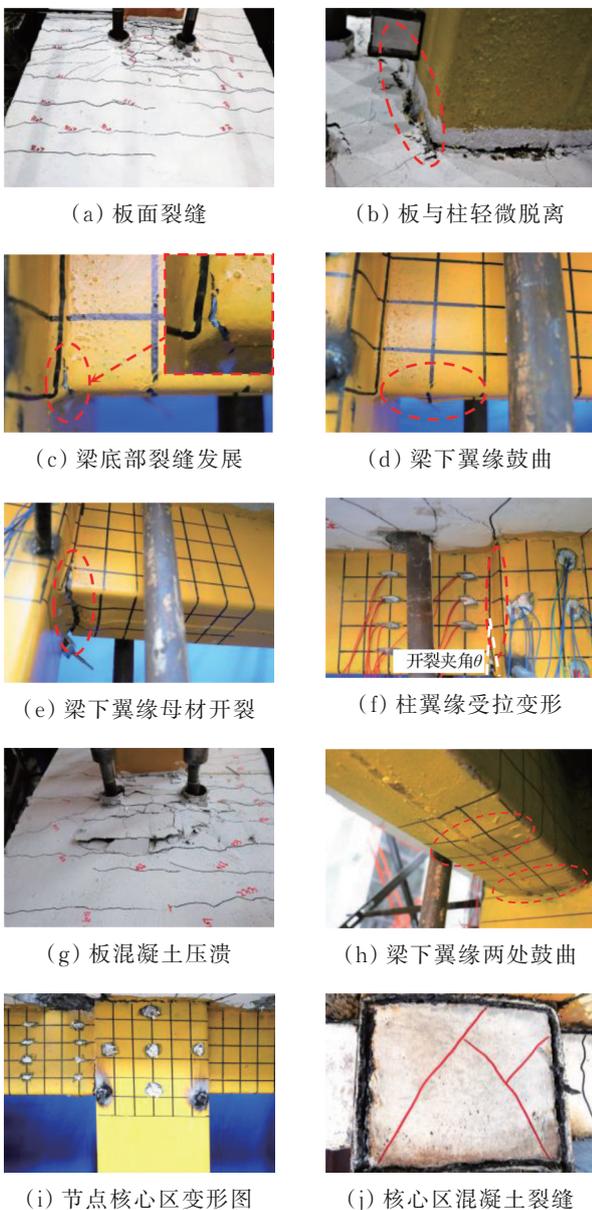


图6 试件破坏形态

Fig.6 Failure mode of specimens

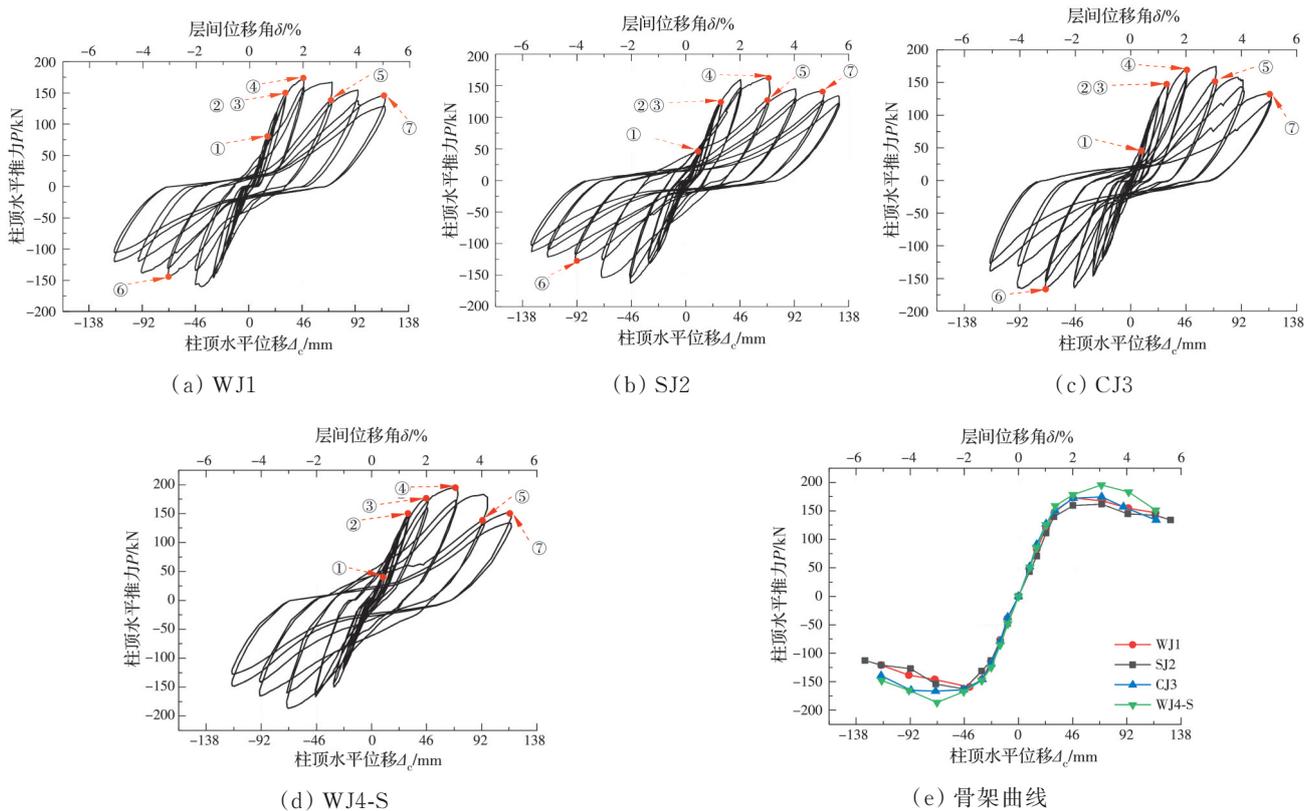
破坏。

3 试验结果及分析

3.1 滞回曲线与骨架曲线

柱顶水平荷载 P -柱顶水平位移 Δ_c 滞回曲线如图 7, 4 个试件的滞回曲线均呈反 S 形, 有明显的捏缩现象。各曲线捏缩主要是由梁下翼缘开裂造成, 捏缩程度取决于梁下翼缘与柱翼缘之间的开裂夹角 θ (图 6(f)), 夹角越大, 捏缩越明显。由于 WJ4-S

试件在柱壁焊接了 H 形件, 有效减小了开裂夹角, 所以捏缩程度较其余 3 个试件更轻微。此外, 楼板与钢管柱之间脱离产生了间隙、混凝土楼板与钢筋之间及 U 形钢与内部混凝土之间产生了滑移等也可能是造成滞回曲线捏缩的原因。各试件在层间位移比 $\delta=1/75$ (31.1 mm) 循环之前, 滞回曲线变化近似呈直线, 滞回环面积很小, 且同级循环位移下的两次加载曲线基本重合; 当达到 $\delta=1/75$ (46.6 mm) 循环后, 滞回曲线因梁下翼缘逐渐开裂而开始出现捏缩, 滞回环面积逐渐增大。



注: ①板面开始出现裂缝; ②板柱轻微脱离; ③梁下翼缘出现轻微裂痕; ④梁下翼缘受压鼓曲; ⑤梁下翼缘完全开裂; ⑥柱翼缘变形; ⑦板混凝土压溃。

图 7 试验曲线

Fig. 7 Curves of specimens

取各试件荷载-位移滞回曲线的每级第 1 次位移循环时对应的峰值点连成包络线, 得到图 7(e) 所示的骨架曲线。各试件在层间位移比 $\delta=1/75$ (31.07 mm) 之前, 曲线近似呈直线, 试件处于弹性阶段, 且 4 条曲线几乎重合。在 $\delta=1/50$ (46.6 mm) 时, 因 U 形钢组合梁下翼缘处开始由裂痕逐渐发展开裂, 节点刚度开始下降, 试件进入弹塑性阶段。引起梁下翼缘开裂的原因有: U 形钢由两块冷弯槽钢组焊而成, 冷弯区可焊性降低; U 形钢下翼缘与柱翼缘通过全熔透焊缝连接, 形成了焊缝热影响区; 在正弯矩作用下, 楼板的组合作用使中和轴上移,

增大了钢梁下翼缘的应变。

按全截面塑性计算 U 形钢组合梁抗弯承载力^[7], 利用静态平衡受力分析可求得柱顶最大水平推力的理论值 $P_{\max,p\circ}$

$$P_{\max,p} = \frac{M_{bp}^+ + M_{bp}^-}{2L} \left(\frac{2L + B_c}{H_c} \right) \quad (16)$$

式中: M_{bp}^+ 和 M_{bp}^- 为 U 形钢组合梁在正弯矩和负弯矩作用下的塑性受弯承载力理论值; B_c 、 L 和 H_c 分别为柱宽、一侧梁净跨度和柱计算高度, 其值分别为 300、1 350、2 330 mm。

由表 3 可知, 由于试件均发生梁端受弯破坏,

WJ1、SJ2 和 CJ3 具有相近的承载能力,内隔板形式的变化对承载力影响较小。此外,3 个试件的试验值 $P_{\max,t}$ 略小于理论值 $P_{\max,p}$,其比值平均值约为 0.94,这是由于 U 形钢组合梁下翼缘开裂过早,梁端在正弯矩作用下未达到全截面塑性。WJ4-S 的正、负向承载力试验值 $P_{\max,t}$ 的平均值为 191.5 kN,

相较于 WJ1 提高约 15%,试验值 $P_{\max,t}$ 约为理论值 $P_{\max,p}$ 的 1.09 倍,这是因为 H 形件可有效加强交界面处的连接,减小梁与柱交界处的相对转动夹角,延缓梁下翼缘开裂并使梁端塑性发展更充分,因此 H 形件对梁柱交界面的连接加强作用可以有效提高试件的承载能力。

表 3 柱顶试验数据

Table 3 Test data of the column

试件 编号	加载 方向	$P_{\max,t}/$ kN	$\Delta_{\max}/$ mm	$P_y/$ kN	$\Delta_y/$ mm	P_u/kN	Δ_u/mm	$P_{\max,p}/$ kN	$\frac{P_{\max,t}}{P_{\max,p}}$	μ	θ_y [θ_e]=1/250	θ_u [θ_p]=1/50	ζ_{eq}	$E/$ (kN·m)
WJ1	正向	173	46.6	156	35.8	147	110.6	176	0.98	3.1	1/65	1/21	0.12	72.9
	负向	160	46.6	152	35.5	136	95.5	176	0.91	2.8	1/68	1/24		
SJ2	正向	162	70.6	150	42.5	138	122.4	176	0.92	2.9	1/56	1/19	0.13	79.7
	负向	162	46.6	146	38.6	138	93.2	176	0.92	2.4	1/64	1/28		
CJ3	正向	175	70.6	156	35.6	149	98.6	176	0.99	2.8	1/65	1/24	0.13	79.3
	负向	166	70.6	154	38.1	141	113.0	176	0.94	3.1	1/64	1/21		
WJ4-S	正向	196	70.6	174	44.0	166	105.8	176	1.11	2.4	1/53	1/22	0.16	98.1
	负向	187	70.6	163	43.3	159	101.7	176	1.06	2.3	1/54	1/23		

注: $P_{\max,t}$ 、 Δ_{\max} 分别为峰值荷载和峰值位移; P_y 、 Δ_y 分别为屈服荷载和屈服位移; P_u 、 Δ_u 分别为极限荷载和极限位移。

3.2 梁端剪力

为研究 U 形钢组合梁的正弯矩和负弯矩承载力,测得梁端剪力 R -柱顶水平位移 Δ_c 曲线如图 8。由表 4 和图 8 可知,所有试件在梁端负弯矩作用下的试验值 $R_{\max,t}^-$ 均大于理论值 $R_{\max,p}^-$ (其中, $R_{\max,p}^- = M_{bp}/L$, M_{bp} 为梁端全截面塑性弯矩, L 为一侧梁净跨度),且比值相近,约为理论值的 1.25 倍,说明改变内隔板形式和增加 H 形件对梁端负弯矩的承载能力影响很小,梁端负弯矩承载力较高,钢管柱壁与钢筋通过套筒连接的方式可靠;试件 WJ1、SJ2 和 CJ3 在梁端正弯矩作用下,试验值 $R_{\max,t}^+$ 大于弹性极限值 $R_{y,p}^+$,梁端 U 形钢下翼缘已受拉屈服,但由于梁下翼缘裂缝的出现,梁端截面塑性未发展充分,试验值 $R_{\max,t}^+$ 未达到塑性极限值 $R_{\max,p}^+$,3 个试件的试验值较低,仅为塑性极限理论值的 0.8 倍,正弯矩承载力较差;相比之下,试验中后期传统内隔板节点的梁端正弯矩下降速率更缓慢。对于有 H 形件连接加强的试件 WJ4-S,梁端正弯矩作用下试验值 $R_{\max,t}^+$ 为 145 kN,约为塑性极限理论值的 1.07 倍,明显优于 WJ1,说明 H 形件的连接加强作用可以有效提高梁端正弯矩承载力。

3.3 延性与耗能

根据骨架曲线,按等能量法确定屈服点,按最大荷载 $P_{\max,t}$ 的 85% 在下降段中确定极限点。各试件的位移延性系数 μ 、节点弹性层间位移角 θ_y 和弹塑性层间位移角 θ_u 分别由式(17)计算。

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (17)$$

$$\theta_y = \Delta_y / H_c \quad (18)$$

$$\theta_u = \Delta_u / H_c \quad (19)$$

式中: Δ_y 、 Δ_u 为屈服位移和极限位移; H_c 为柱高。

表 3 中各试件位移延性系数 μ 介于 2.3~3.1,而钢筋混凝土梁柱节点的 μ 值一般要求大于 2,表明 4 个试件的延性良好;《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[22]规定多、高层钢结构的弹性层间位移角限值 $[\theta_e]=1/250$,弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]=1/50$,表 3 中,4 个试件的弹性层间位移角 θ_y 为 1/68~1/53,弹塑性层间位移角 θ_u 为 1/28~1/19,均远高于规范限值,表明 4 个试件均具备良好的弹塑性变形能力。

用等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 和累积耗能 E 衡量试件的耗能能力。由表 3 和图 9 可知, ζ_{eq} 在峰值荷载前随着 Δ_c 的增加而增加,在试件屈服后开始变为平缓并有下降趋势,4 个试件在峰值荷载下的 ζ_{eq} 值分别为 0.12、0.13、0.13 和 0.16,均大于钢筋混凝土结构节点的 ζ_{eq} 值 0.1,表明在相同条件下节点的耗能能力优于钢筋混凝土结构的节点。试件的累积耗能 E 在弹性阶段占比很小,主要来源于试件进入弹塑性阶段后,SJ2 和 CJ3 的累积耗能分别为 79.7 和 79.3 kN·m,耗能能力相近,而 WJ1 的耗能累积耗能为 72.9 kN·m,相较于 SJ2 与 CJ3 下降约 9%,这是由于分离式内隔板强轴节点和传统内隔板节点的屈服机制相同,而分离式内隔板弱轴节点在加劲板附近区域的混凝土会因加劲板的锚固作用而开裂,导致节点在弹塑性阶段的耗能能力减弱,造成了分

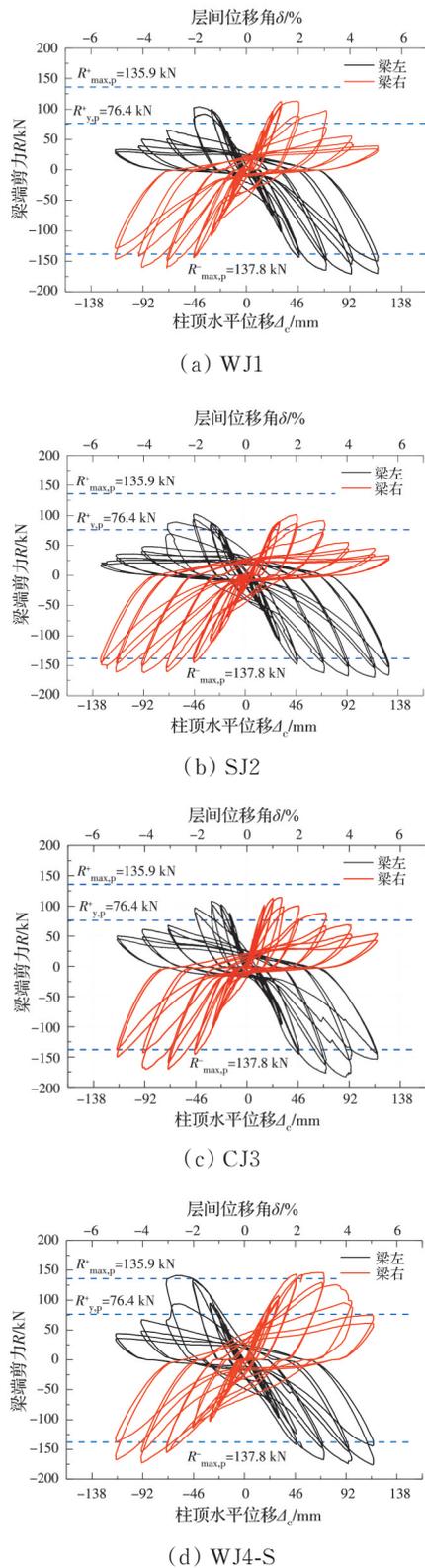


图 8 R-Δ_c滞回曲线

Fig. 8 R-Δ_c curves of specimens

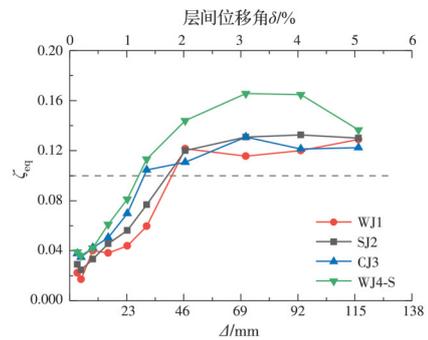
离式内隔板弱轴节点试件的耗能能力低于强轴节点试件和传统内隔板节点试件;有H形件连接加强的试件WJ4-S的累积耗能为98.1 kN·m,相较于WJ1提高约34%,说明H形件的连接加强作用可有效提高试件的耗能能力。

表 4 梁端试验数据

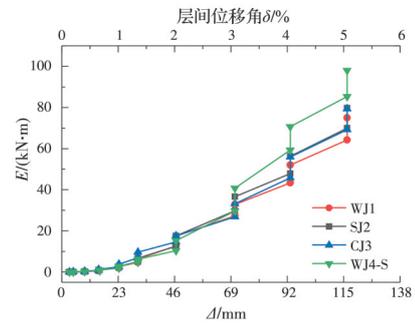
Table 4 Test data of the beam

试件编号	梁端弯矩	$R_{max,t}/kN$	$M_{max,t}/(kN \cdot m)$	$R_{max,p}/kN$	$K_0/E_s I_b/L$	比值 X
WJ1	正弯矩	107	144	136	6.1	0.79
	负弯矩	170	230	138	5.3	1.23
SJ2	正弯矩	105	142	136	5.7	0.77
	负弯矩	170	230	138	3.7	1.23
CJ3	正弯矩	114	154	136	8.5	0.83
	负弯矩	176	238	138	3.9	1.28
WJ4-S	正弯矩	145	196	136	11.4	1.07
	负弯矩	174	235	138	7.5	1.26

注: $R_{max,t}$ 为梁端剪力试验值; $M_{max,t}$ 为梁端弯矩试验值; $R_{max,p}$ 为梁端剪力理论值;比值 $X=R_{max,t}/R_{max,p}=M_{max,t}/M_{bp}$ 。



(a) 等效黏性阻尼系数 ζ_{eq}



(b) 累积耗能 E

图 9 耗能曲线

Fig. 9 Energy dissipation curves

3.4 强度退化与刚度退化

采用强度退化系数 λ_j 和环线刚度 K_j 分别衡量试件在往复荷载作用下的强度退化规律和刚度退化规律。根据试验滞回曲线每一循环加载的峰值荷载和控制位移,由式(20)、式(21)计算。

$$\lambda_j = P_j^2 / P_j^1 \quad (20)$$

$$K_j = (P_j^1 + P_j^2) / (\Delta_{cj}^1 + \Delta_{cj}^2) \quad (21)$$

式中:下标 j 表示第 j 级位移循环,上标1、2表示同级位移循环下的第1、2次加载。

强度退化曲线如图10(a),可知在加载初期的弹性阶段(31.1 mm前),各试件的强度退化系数基

本保持在 0.95 以上,正、负向加载的强度退化现象不明显;当加载位移达到 46.6 mm 后,各试件的强度退化系数因梁下翼缘出现裂缝而开始下降,且在梁下翼缘完全开裂时强度退化最为明显;在整个试验过程中,各试件的强度退化系数均大于 0.75,说明各试件在试验过程中强度退化并不严重。

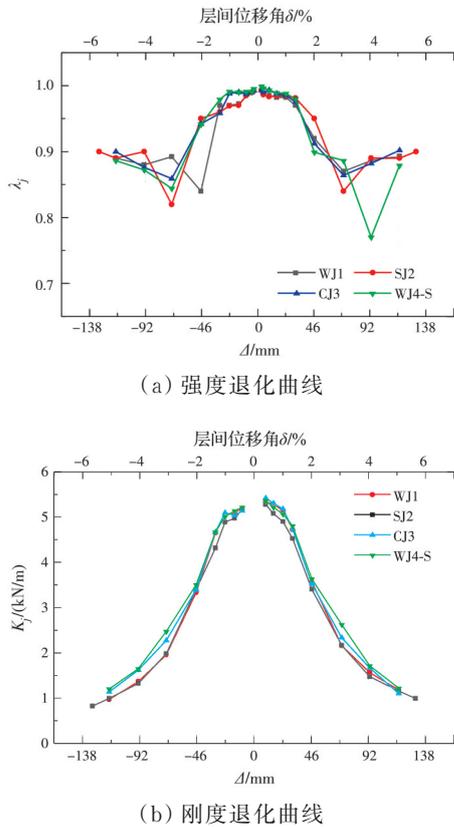


图 10 退化曲线对比

Fig. 10 Comparison of degradation curves

刚度退化曲线如图 10(b),总体上看,由于各试件均为梁端破坏,各试件的刚度退化规律相似,在弹性阶段退化较缓,内隔板形式的变化或加强梁柱交界面连接对试件前期的刚度退化影响较小;在弹塑性阶段,由于梁下翼缘母材开裂,造成刚度退化速度增大,刚度退化主要发生在此阶段,当 δ 超过 4% (93.2 mm) 时,环线刚度大约下降到初始刚度的 20%;各试件在正向加载时的环线刚度略高于负向加载,这是由于在弹性阶段时边界条件不能达到理想化,而在弹塑性阶段时负向加载时已经积累了一定的混凝土塑性损伤和钢材疲劳损伤。对比分析 4 个试件可知,初始刚度在弹性阶段存在差异,原因是边界条件不能达到理想化,柱底的铰支座可能发生了微小滑移;试件进入弹塑性阶段后,可观察到 WJ1 和 SJ2 的刚度退化曲线几乎重合且低于 CJ3, WJ4-S 的环线刚度总体上最大,这是因为在试验中

后期传统内隔板节点的梁端正弯矩承载力下降速率较分离式内隔板更缓慢、H 形件的连接加强作用直接提高了梁端正弯矩承载力。因此,分离式内隔板在弹塑性阶段的刚度退化速度相较于传统内隔板节点有所增大,在梁柱交界面设置 H 形件会减缓节点的刚度退化速度。

3.5 节点分类

美国钢结构建筑规范 ANSI AISC 360-16^[23]按刚度将节点分为刚性节点、半刚性节点和铰接节点。根据 $M-\Phi$ 曲线的初始斜率 K_0 与 $E_s I_b/L$ 的比值 $K_0/(E_s I_b/L)$ 判断节点类型,其中 $E_s I_b$ 为 U 形钢的截面抗弯刚度、 L 为一侧梁净跨度,对于无支撑框架体系,当比值大于等于 20 时为刚性节点,当比值介于 2~20 之间时为半刚性节点,当比值小于等于 2 时为铰接节点。曲线初始斜率 K_0 通过梁全截面塑性弯矩 M_{bp} 和节点转角 Φ 计算而得,其中, Φ 由图 5(a) 中倾角仪测得, $K_0 = M_{bp,2/3}/\Phi_{2/3}$ 、 $M_{bp,2/3} = 2M_{bp}/3$ 、 $\Phi_{2/3}$ 为 $M_{bp,2/3}$ 对应转角。由表 4 和图 11 可知,从微观上分析,分离式内隔板强轴、弱轴节点与传统内隔板节点的刚度相差不大;受正弯矩一侧的节点平均刚度大于负弯矩一侧的平均刚度,主要原因是正弯矩作用下混凝土楼板受压,可以有效限制节点变形,而负弯矩作用下楼板混凝土开裂对节点刚度不利。从宏观上看,4 个节点试件的初始斜率 K_0 与 $E_s I_b/L$ 的比值介于 3.7~11.4 之间,表明在梁端正弯矩和梁端负弯矩作用下 4 个试件节点均为半刚性节点。

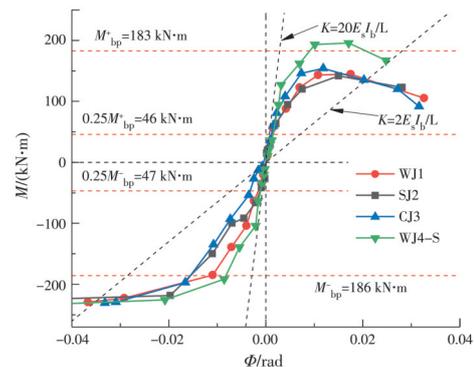


图 11 $M-\Phi$ 曲线

Fig. 11 The $M-\Phi$ curves

欧洲钢结构设计规范 BS EN 1993-1-8: 2005^[24]按强度将节点分为全强度节点、部分强度节点和铰接节点。根据节点上的最大弯矩 $M_{max,t}$ 与梁全截面塑性弯矩 M_{bp} 的比值 $M_{max,t}/M_{bp}$ 判断节点类型,其中 $M_{max,t} = LR_{max,t}$,当比值大于等于 1 时为全强度节点,当比值介于 0.25~1 之间时为部分强度节点,当比值小于等于 0.25 时为铰接节点。由表 4 和图 11 可知,WJ1、SJ2 和 CJ3 试件节点在梁端负弯矩作用下,

由于板内钢筋发生受拉屈服而未断裂,梁端负弯矩曲线并未下降,且 $M_{\max,t}^-$ 均超过 M_{bp}^- ,其比值为1.23~1.28,表明试件WJ1、SJ2和CJ3在梁端负弯矩作用下为全强度节点;在梁端正弯矩作用下,由于梁下翼缘受拉开裂,梁端截面塑性未发展充分,比值为0.77~0.83,表明试件WJ1、SJ2和CJ3在梁端正弯矩作用下为部分强度节点。WJ4-S试件节点梁端正弯矩明显高于其他3个节点,比值为1.07,但梁端负弯矩相差不大,原因为H形件的连接加强作用延缓了梁下翼缘的开裂,提高了正弯矩承载力,但在负弯矩作用下H形件处于受压区,对负弯矩承载力几乎没有影响,因此,WJ4-S在梁端正、负弯矩作用下为全强度节点。

综上所述,按强度和刚度将节点分类,分离式内隔板强轴、弱轴节点和传统内隔板节点在梁端正弯矩作用下为半刚性和部分强度节点,在梁端负弯矩作用下为半刚性和全强度节点;梁柱交界面有H形件连接加强的试件,在梁端正、负弯矩下均为半刚性和全强度节点。

4 结论

1)在“强柱弱梁、节点更强”的设计原则下,方钢管混凝土柱与U形钢组合梁分离式内隔板节点试件和传统内隔板节点试件均发生梁端受弯破坏。在梁端正弯矩作用下的试验现象包括梁柱连接焊缝热影响区梁下翼缘开裂和板顶混凝土压溃;在梁端负弯矩作用下的试验现象包括板与柱脱离和梁下翼缘鼓曲。

2)加劲板的锚固作用承载力是分离式内隔板节点弱轴方向承载力的的重要组成部分。根据加劲板的承载力和刚度要求,初步给出了加劲板的设计参考建议。

3)分离式内隔板节点试件和传统内隔板节点试件的滞回曲线均呈反S形,有明显的捏缩现象,且强度退化不严重、刚度退化规律相似;等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 介于0.12~0.16,具备一定的耗能能力;位移延性系数 μ 介于2.3~3.1,弹性层间位移角介于1/68~1/53,弹塑性层间位移角介于1/28~1/19,具有良好的延性和弹塑性变形能力。

4)分离式内隔板强轴节点试件与传统内隔板节点试件有相近的承载能力与耗能能力;与分离式内隔板强轴节点试件和传统内隔板节点试件相比,分离式内隔板弱轴节点试件的承载能力相近,但耗能能力有所降低,累积耗能下降约9%。

5)H形件对梁柱交界面的连接加强作用可减缓刚度退化速度、显著提高节点试件的承载能力和耗

能能力,相较于梁柱交界面无连接加强的节点试件,承载力提高约15%,累积耗能提高约34%。在后续研究中应加强梁柱交界面处的连接以提高试件的承载能力和耗能能力。

参考文献

- [1] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 3版. 北京: 清华大学出版社, 2003: 324-340.
ZHONG S T. The concrete-filled steel tubular structures [M]. 3rd ed. Beijing: Tsinghua University Press, 2003: 324-340. (in Chinese)
- [2] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践[M]. 3版. 北京: 科学出版社, 2016.
HAN L H. Concrete filled steel tubular structures [M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2016. (in Chinese)
- [3] 周学军, 林彦. 外包U型钢混凝土组合梁理论研究与设计应用[M]. 北京: 科学出版社, 2016: 62-68.
ZHOU X J, LIN Y. Theoretical research and design application of composite beam wrapped with U-shaped steel reinforced concrete [M]. Beijing: Science Press, 2016: 62-68. (in Chinese)
- [4] LIU J P, ZHAO Y, YANG Y L, et al. Bending capacity and elastic stiffness for a novel configuration of cold-formed U-shaped steel-and-concrete composite beams[J]. Journal of Structural Engineering, 2019, 145(10): 04019106.
- [5] ZHAO Y, YANG Y L, XU S Q, et al. Shear connection of reinforcement stiffened cold-formed U-shaped steel and concrete composite beam[J]. Engineering Structures, 2020, 219: 110862.
- [6] 林彦, 周学军. 外包U型钢混凝土组合梁承载力计算研究[J]. 山东建筑大学学报, 2017, 32(1): 21-27.
LIN Y, ZHOU X J. Bearing capacity calculation of U-section steel-encased concrete composite beam[J]. Journal of Shandong Jianzhu University, 2017, 32(1): 21-27. (in Chinese)
- [7] 胥兴, 程睿, 刘吉春, 等. 钢筋桁架楼承板-U形钢组合梁不同抗剪连接方式的受弯性能[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2022, 49(1): 42-50.
XU X, CHENG R, LIU J C, et al. Flexural behavior of U-shaped steel-concrete composite beams with steel-bars truss deck in different shear connectors[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2022, 49(1): 42-50. (in Chinese)
- [8] 矩形钢管混凝土结构技术规程: CECS 159: 2004 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.
Technical specification for structures with concrete-filled rectangular steel tube members: CECS 159: 2004 [S]. Beijing: China Planning Press, 2004. (in Chinese)
- [9] 颜培强. 方钢管混凝土柱-外包U型钢混凝土组合梁内

- 隔板式节点的受力性能研究[D]. 济南: 山东建筑大学, 2017.
- YAN P Q. Study on mechanical behavior of internal diaphragm joints of concrete-filled square steel tubular column-encased U-shaped steel-concrete composite beam [D]. Jinan: Shandong Jianzhu University, 2017. (in Chinese)
- [10] 聂建国, 秦凯, 刘嵘. 方钢管混凝土柱与钢-混凝土组合梁连接的内隔板式节点的抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 1-9.
- NIE J G, QIN K, LIU R. Experimental study on seismic behavior of connections composed of concrete-filled square steel tubular columns and steel-concrete composite beams with interior diaphragms [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 1-9. (in Chinese)
- [11] 刘用, 郭兰慧, 张素梅. 方钢管混凝土柱-外包 U 形钢混凝土组合梁节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(6): 131-140.
- LIU Y, GUO L H, ZHANG S M. Cyclic loading tests of composite joints between concrete-filled square steel tubular column and composite beam with U-shaped steel girder [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(6): 131-140. (in Chinese)
- [12] 林彦. 方钢管混凝土柱-外包 U 形钢混凝土组合梁连接节点抗震性能研究[D]. 济南: 山东大学, 2016: 95-96.
- LIN Y. Study on seismic behavior of concrete-filled square steel tubular column-encased U-shaped steel-concrete composite beam connection joints [D]. Jinan: Shandong University, 2016: 95-96. (in Chinese)
- [13] 石启印, 丁芳, 轩元, 等. 外包钢-混凝土组合梁与钢管混凝土柱连接节点试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(4): 109-115.
- SHI Q Y, DING F, XUAN Y, et al. Experimental investigation on joints connecting outer-plated steel-concrete composite beam and concrete filled steel tube column [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(4): 109-115. (in Chinese)
- [14] 林彦, 周学军, 姜伟, 等. 方钢管混凝土柱-外包钢混凝土组合梁连接节点滞回性能分析[J]. 土木工程学报, 2015, 48(12): 72-81.
- LIN Y, ZHOU X J, JIANG W, et al. Analysis on hysteretic behavior of concrete-filled square steel tubular column to steel-encased concrete composite beam connections [J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(12): 72-81. (in Chinese)
- [15] 高层民用建筑钢结构技术规程: JGJ 99—2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Technical specification for steel structure of tall building: JGJ 99—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [16] DOUNG P, SASAKI E. Load-deformation characteristics and performance of internal diaphragm connections to box columns [J]. Thin-Walled Structures, 2019, 143: 106221.
- [17] DOUNG P, LEELATAVIWAT S, SASAKI E. Tensile strength and failure mechanism of internal diaphragms in wide flange beam-to-box column connections with concrete filling [J]. Journal of Building Engineering, 2021, 34: 102037.
- [18] KANNO R, SHIMIZU N. Strength of CFT connection stiffened with T-shaped interior diaphragms [C]// Fifth International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete. July 18-23, 2004.
- [19] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [20] 金属材料 拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2021 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2021.
- Metallic materials - Tensile testing - Part 1: method of test at room temperature: GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2021. (in Chinese)
- [21] 混凝土物理力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2019 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties: GB/T 50081—2019 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)
- [22] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [23] American Institute of Steel Construction. Specification for structural steel buildings: AISC 360-16 [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [24] European Committee for Standardization. Eurocode 3. Design of steel structures-Part 1-8: Design of joints: EN 1993-1-8 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.

(编辑 胡玲)