

DOI:10.11918/202311045

# 新型阶梯型节点悬臂段抗震性能试验及有限元分析

李 贇,程 欣,安 毅,杨 旭,路国运,刘建飞

(太原理工大学 土木工程学院,太原 030024)

**摘要:**针对外伸悬臂式拼接全螺栓连接节点梁翼缘很难同时保证上下表面平齐与足够抗震性能的问题,提出一种新型阶梯型全螺栓连接梁柱节点。对两个不同端板连接面形式的悬臂型节点试件进行低周往复加载试验,通过对试件的破坏模式、滞回曲线、骨架曲线、承载力、延性及耗能能力等进行分析,考察该类型节点的抗震性能,并分析厚端板与U型卡扣连接形式对抗震性能的影响。结果表明:不同连接面形式对节点的弹性段性能影响较小,对节点最终破坏形式影响较大;厚端板阶梯型节点具有良好的承载性能和变形性能,U型卡扣节点抗震性能较差。并以厚端板试件为例进行有限元模型的建立与校核,通过有限元软件改变参数探究端板厚度对新型节点抗震性能的影响,发现随着端板厚度的降低,节点初始刚度、承载能力及耗能能力均随之降低。

**关键词:**装配式钢结构;阶梯型节点;拟静力试验;抗震性能;有限元分析

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2025)02-0131-12

## Experimental and finite element analysis of seismic performance for novel stepped joint with cantilever segment

LI Yun, CHENG Xin, AN Yi, YANG Xu, LU Guoyun, LIU Jianfei

(College of Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China)

**Abstract:** Aiming to address the challenge of simultaneously ensuring both level alignment and sufficient seismic performance in the case of wing flange in externally extended cantilever spliced full-bolted connection joint beam, a novel stepped full-bolted connection beam-column joint is proposed. Low-cycle reciprocating loading tests were conducted on cantilever-type joint specimens with two different end-plate connection forms. A detailed analysis of failure modes, hysteresis curves, skeleton curves, bearing capacity, ductility, and energy dissipation capacity of the specimens was carried out to investigate the seismic performance of this type of joint. Furthermore, the influence of the connection form between the thick end-plate and U-shaped buckle on the seismic performance was analyzed. The test results indicate that different connection forms have a minor impact on the elastic segment performance of the joint but a significant impact on the ultimate failure mode of the joint. The stepped joint with a thick end plate exhibits good bearing and deformation performance, while the U-shaped buckle joint shows poor seismic performance. A finite element model was established and validated using the thick end-plate specimen. By changing parameters in the finite element software, the influence of end-plate thickness on the seismic performance of the new joint was explored. It was found that as the end-plate thickness decreases, the initial stiffness, bearing capacity, and energy dissipation capacity of the joint decrease accordingly.

**Keywords:** prefabricated steel structure; stepped joint; quasi-static test; seismic performance; finite element analysis

在装配式钢结构建筑中,梁柱连接节点对结构整体的受力性能至关重要,是保证钢结构可靠性和抗震性能的关键<sup>[1]</sup>。由于现场焊接难以保证质量,且现场作业工期长,焊接节点易发生脆性破坏<sup>[2]</sup>。现场全螺栓连接节点可有效避免上述缺陷,且具有现场作业量小、建筑垃圾少、拆卸方便等优点,日渐

成为改进钢结构连接形式的重要方向之一<sup>[3-4]</sup>。

方矩形钢管承载能力高、抗震性能好,是目前常见的柱构件形式之一,然而其闭口截面属性对实现梁柱节点的全螺栓连接造成困难。目前,学者们提出了众多梁柱连接形式以解决这一问题,根据节点构造形式的不同,方钢管柱与H型钢梁连接节点主

收稿日期: 2023-11-16;录用日期: 2023-12-21;网络首发日期: 2024-02-01

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20240201.1230.002>

基金项目: 山西省基础研究计划优秀青年培育项目(202103021222007);国家自然科学基金面上项目(51978437);中国博士后科学基金(2021M692862)

作者简介: 李 贇(1999—),男,硕士研究生;程 欣(1986—),女,教授,博士生导师

通信作者: 程 欣, [xchengtyut@163.com](mailto:xchengtyut@163.com)

要分为端板式连接、带悬臂梁段拼接形式、套筒式连接等节点类型<sup>[5]</sup>。其中,采用柱段外伸悬臂梁段的拼接方式可实现现场全螺栓连接的同时加强悬臂梁段实现塑性铰外移<sup>[6]</sup>。Deylami 等<sup>[7]</sup>进行了单盖板型、双盖板型以及双盖板加劲肋型等带悬臂梁段节点的拟静力试验研究,结果表明,盖板数量对节点耗能能力影响较小,合理设置盖板加劲肋可显著改善节点的受力性能。刘学春等<sup>[8-9]</sup>提出了一种全螺栓双夹板型悬臂梁段连接节点形式,对该节点进行了拟静力试验研究,节点通过利用盖板与梁翼缘之间的摩擦耗能,表现出良好的抗震能力。张爱林等<sup>[10-11]</sup>提出了一种 Z 字形悬臂梁段拼接的节点形式,以连接区板件构造和梁段形式等为控制参数进行了试验及有限元研究,结果表明,该类型节点变形能力良好,能有效利用拼接区摩擦面滑移、螺栓和孔壁挤压以及板件屈服实现耗能。在此基础上,吴桐宇等<sup>[12]</sup>将该节点形式应用于钢管混凝土 L 形柱的连接中,并进行了有限元分析,结果表明,拼接区外侧 H 型钢梁产生的较大屈曲变形是节点的破坏形式,满足强节点弱构件的基本要求。卢林枫等<sup>[13]</sup>以悬臂短梁构造及钢材型号等为参数进行了拟静力试验研究,并考虑了混凝土楼板对节点区域的影响,发现楼板组合效应有效保护悬臂短梁上翼缘与柱焊缝的安全性,但会增大梁下翼缘破坏的风险。李志林等<sup>[14]</sup>将 LY315 钢材应用于双盖板型悬臂梁拼接节点的悬臂段,并进行了拟静力试验,通过有效利用 LY315 钢材的塑性变形能力,该类型节点表现出良好的变形能力。Ye 等<sup>[15]</sup>提出了一种外形类似台阶的梁柱连接节点,并进行了拟静力试验研究,结果表明,试件的残余位移较小,塑性变形主要集中在可替换耗能部位,预制构件其他部位无严重损伤。邵铁峰等<sup>[16]</sup>提出了一种采用角钢连接的部件可更换钢

梁,发现地震作用下钢梁的塑性累积损伤集中在连接角钢上,通过更换悬臂端角钢可以实现震后修复。王萌等<sup>[17]</sup>通过有限元分析了该类节点的受力行为和作用机制,发现扩大悬臂梁翼缘截面可以提高节点承载力。

综上,为实现良好的刚度、延性以及耗能能力,外伸悬臂梁段拼接节点多在上下翼缘内外表面铺设拼接盖板连接翼缘,破坏了翼缘表面的平齐,不利于后续楼板的安装及二次施工等。为解决该问题,提出了一种新型阶梯型节点,该节点可保证上下翼缘表面的平整,简化了节点区域楼板安装及吊顶等二次作业的难度,构造简单,安装方便,同时具有良好的抗震性能。为探究该节点的破坏模式及力学性能,对两个不同构造的阶梯型拼接节点进行拟静力试验研究,分析其破坏模式、承载能力、延性及耗能能力等抗震性能,在此基础上建立有限元模型并对端板厚度对抗震性能的影响进行了研究。

### 1 节点形式

本文提出了一种新型阶梯型梁柱连接节点,如图 1 所示。节点拼接段主要包括预先焊接于方钢管柱的阶梯型悬臂段及预先焊接于 H 型钢梁的反向阶梯型梁段,各板件之间的焊接方式为全熔焊透。阶梯型悬臂段与阶梯型梁段之间共有 3 组接触面,分别为近端板连接面、远端板连接面及水平端板连接面。在施工现场,首先将阶梯型梁段搭接在阶梯型悬臂段上,再使用螺栓紧固连接以实现现场全螺栓连接。本节点的核心设计理念在于将原平齐式端板分割成布设于不同平面的远近两段端板,并设置水平端板连接远近端板以辅助传递弯矩与剪力,同时提高节点刚度,在保证节点承载性能的同时实现梁翼缘上下表面的平齐。

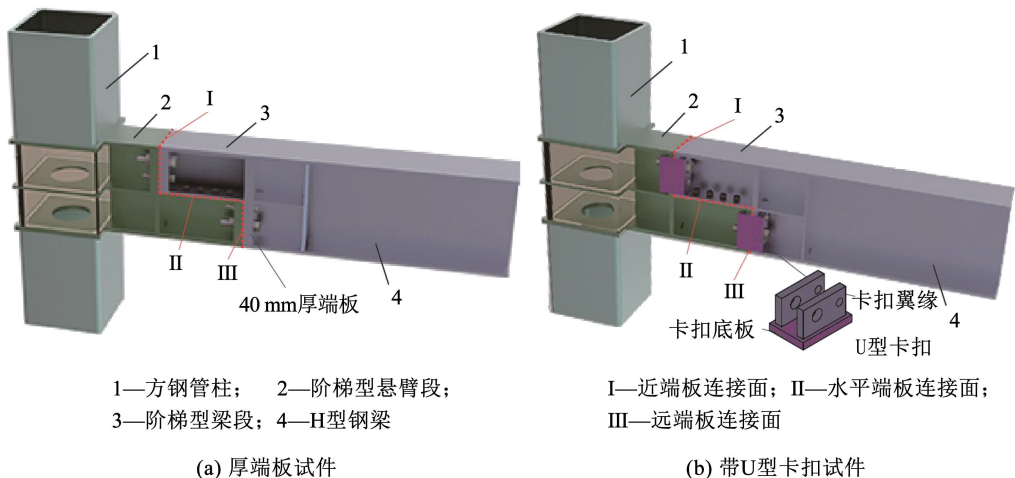


图 1 阶梯型节点形式示意

Fig. 1 Schematic diagram of stepped joint

由于远(近)端板连接处是本节点的关键传力部位,为进一步探究其对试件的影响,设置了两种端板连接方式,分别是厚端板连接形式(图1(a))和带U型卡扣连接形式(图1(b))。其中,厚端板节点可在施工现场直接使用螺栓连接;带U型卡扣节点安装前先用U型卡扣连接梁段与悬臂段的端板,再用高强螺栓进行紧固,通过U型卡扣辅助受力,以提高节点的刚度。

## 2 试验设计

### 2.1 试件设计

由于阶梯型悬臂段与阶梯型梁段之间的连接为本节点的关键部位,为探究二者之间的传力机制与耗能机制,试验拟定为暂不考虑柱的影响,将悬臂梁段固接在与地面相连的底座上,简化为悬臂梁节点

的形式,仅探究悬臂段与梁段连接位置的受力性能与耗能机制,为后续梁柱节点的研究提供依据。

依据实际工程尺度设计了两根悬臂形试件 JD-1 与 JD-2 进行滞回加载。其中,JD-1 为厚端板试件,单侧端板厚度设置为 40 mm;JD-2 为带 U 型卡扣试件,单侧设置为较薄的 25 mm 端板,并加设 U 型卡扣辅助受力,卡扣翼缘厚度为 20 mm,为实现安装需要,两翼缘间距 53 mm。图 2 以 JD-1 为例对试件的具体尺寸进行说明。试件主要由支座段、阶梯型悬臂段、阶梯型梁段、H 型钢梁及加载段组成。试件总高 2 860 mm,加载中心距离梁底 2 325 mm。悬臂段上区格高度为 200 mm,阶梯段高度为 385 mm,梁段上区格高度为 200 mm。支座段高 260 mm,在工厂与阶梯型悬臂段焊接在一起;加载段通过在 H 型钢梁上焊接板件并开孔的方式使试件与作动器相连。

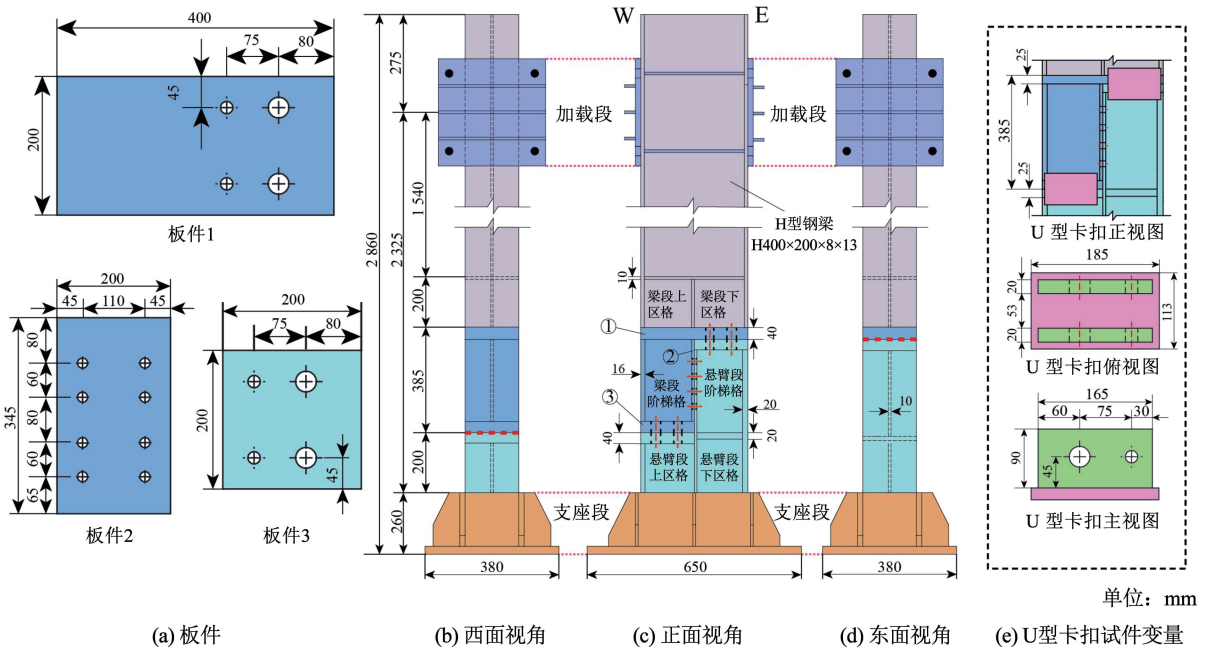


图 2 试件几何尺寸

Fig. 2 Geometric dimensions of specimens

拼接段按各板件的设置分成了 6 个区格,分别为梁段上(下)区格、梁段(悬臂段)阶梯格及悬臂段上(下)区格。远(近)端板连接面及水平端板连接面均设有高强螺栓,其中,远(近)端板连接面单侧设置两颗高强螺栓,外侧为 12.9 级 M33 大螺栓,内侧为 12.9 级 M18 小螺栓;水平端板连接面单侧设置 4 颗 10.9 级 M18 高强螺栓,螺栓预紧力按规范计算取值,其中,12.9 级 M30、M18 及 10.9 级 M18 对应预紧力取值为 420、145、121 kN。

### 2.2 材料性能

所有试件的钢板及型钢均为 Q355 钢,H 型钢

梁尺寸为 HN400×200×8×13。对拼接段的关键板件与 H 型钢梁进行材性试验,按照 GB/T 2975—2018《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》<sup>[18]</sup>的要求制备标准拉伸试样,试样与构件为同一批次钢材,每种板厚制作 3 个试样。材性试验按照 GB/T 228.1—2021《金属材料拉伸试验第 1 部分:室温试验方法》<sup>[19]</sup>进行,试验结果取平均值,汇总于表 1。试验结果表明,钢材屈强比为 0.64~0.74,断后伸长率为 35.6%~37.8%,均属正常范围,可用于试验加载。

表 1 钢材力学性能实验结果

Tab.1 Experimental results of the mechanical properties of steel

部件	钢板厚度/ mm	实测厚度/ mm	弹性模量 $E$ / MPa	屈服强度 $f_y$ / MPa	抗拉强度 $f_u$ / MPa	屈强比	断后伸长率 $\delta$ / %
H 型钢梁腹板	8	7.9	196 260	412.2	609.7	0.70	35.6
水平连接面端板	10	9.9	202 568	410.0	542.1	0.76	36.4
H 型钢梁翼缘	13	12.8	208 009	361.8	569.5	0.64	36.5
梁阶段梯格翼缘	16	19.8	201 359	421.6	583.6	0.74	36.8
悬臂阶段梯格翼缘	20	19.9	209 056	377.5	563.0	0.68	37.1
远(近)连接面薄端板	25	24.9	199 368	400.3	552.4	0.74	37.3
远(近)连接面厚端板	40	39.7	198 257	361.8	506.3	0.72	37.8

2.3 加载装置设计

试验的加载装置如图 3 所示。选用东西向 200 t 电液伺服作动器施加低周往复水平荷载,规定向西推出为正向,向东拉回为负向。为防止加载过程中试件发生平面外位移及扭转变形,由两组固定于面外支撑框架上的工字钢梁充当面外支撑将其夹紧,面外支撑与试件之间粘贴聚四氟乙烯板以减小支撑与试件之间的摩擦力。试件支座段底部通过螺栓与底座固接,底座使用地锚螺栓与地槽固接,并用抗加载向支座辅助受力,以保证试件底座的固结条件。

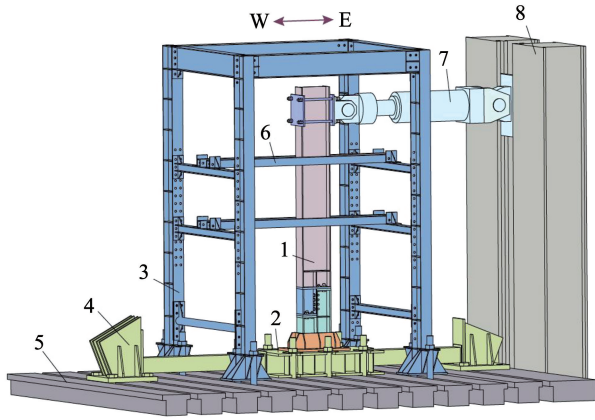


图 3 试验加载装置

Fig.3 Test setup

2.4 试验加载制度

参考美国抗震规范 AISC/ANSI 341—16<sup>[20]</sup>,以层间位移角控制加载,具体加载制度如图 4 所示。其中,层间位移角

$$\theta = \Delta / L \quad (1)$$

式中: $\Delta$  表示梁端水平位移, $L$  为加载点到支座段顶部的距离。当  $\theta < 0.01$  rad 时,每级荷载循环 6 圈;当  $\theta = 0.01$  rad 时,每级荷载加载 4 圈;当  $\theta > 0.01$  rad 时,每级荷载循环两圈。当节点出现以下情况之一

时,结束试验:①梁端荷载下降至极限荷载的 85% 以下;②试件或螺栓发生断裂或失稳,不能继续承载;③局部屈曲过大试件不适合继续加载。

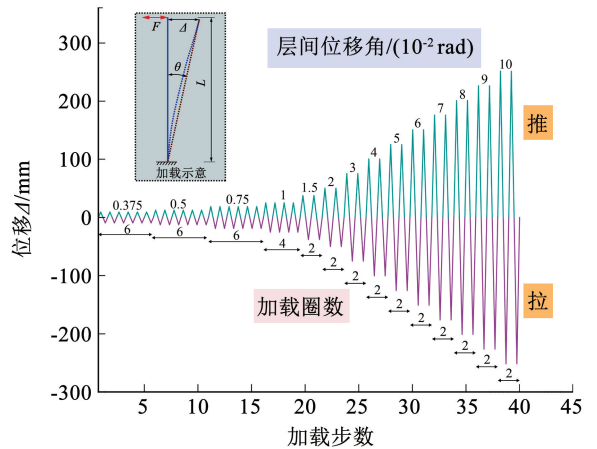


图 4 节点加载制度示意

Fig.4 Loading system for joints

2.5 测量方案

为了全面得到试件的变形、应力分布情况,并进行试验加载过程的有效监控,在关键位置布置了位移计、应变片和 DIC-3d 系统,如图 5 所示,其中,JD-1 和 JD-2 的测量方案一致。

位移计的布置如图 5(a) 所示,共布置 15 个位移计。其中,位移计 D1 ~ D5 监测支座段的水平及竖向变形。位移计 D6 与 D8 的外壳固定于阶梯段翼缘外壁,锚头分别顶在与悬臂段上区格与梁段下区格端板平齐的铁片上,以监测远(近)端板连接面处两端板的相对位移,进而获取连接面缝隙的张开情况。D7、D9 和 D10 可监测 3 个主要区段的水平位移,D11 和 D12 监测试件的面外位移,D13 和 D14 监测加载位移及扭转情况,D15 监测试件的竖向位移。

应变片的布置如图 5(b) 所示,共布置了 30 个单向应变片。应变片布置原则如下:①在板件同一位置内外表面布设一对应变片监测板件的屈曲情况,如 S9 与 S11,S20 与 S22 等;②在不同平面的不

同位置布设应变片, 监测各关键截面塑性发展情况, 如 S1 ~ S6, S27 ~ S30 等。

为进一步获取节点连接位置的应力发展情况,

在连接面端板位置及阶梯格翼缘与腹板上布设了散斑点, 并采用 DIC-3d 系统拍摄并分析, 散斑布置区域形式如图 5(c) 所示。

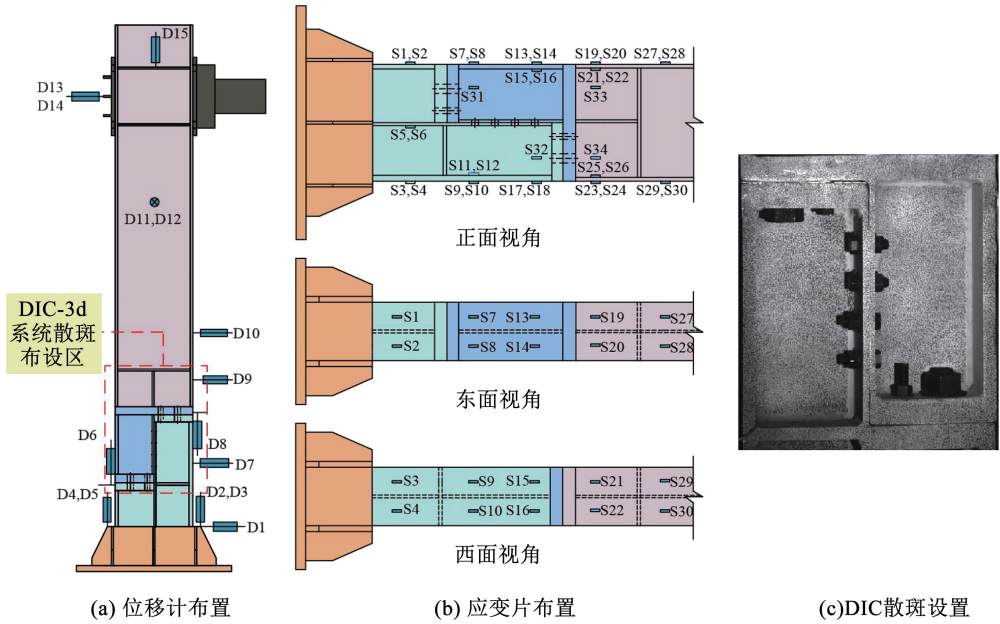


图 5 测点布置

Fig. 5 Arrangement of measuring points

### 3 试验现象

#### 3.1 试件 JD-1

试件 JD-1 为远(近)端板连接面单侧端板厚度为 40 mm 的厚端板试件。破坏模式如图 6 所示, 主要为远(近)端板连接面开缝的不断增大及部分板

件的屈曲变形, 试件的最终破坏模式为近端板连接面外侧螺栓的断裂。试件屈曲部位主要集中在梁段上区格和悬臂段阶梯格的翼缘区域, 其应变发展过程见图 7, 可以看出, 两处的屈曲时刻分别为 0.015 rad 和 -0.02 rad。

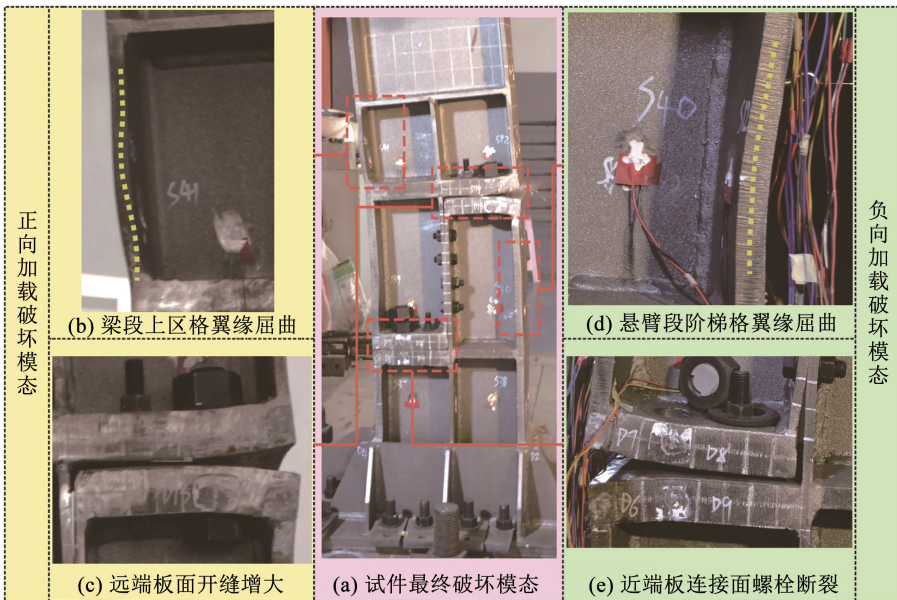


图 6 试件 JD-1 破坏实况

Fig. 6 Failure of specimen JD-1

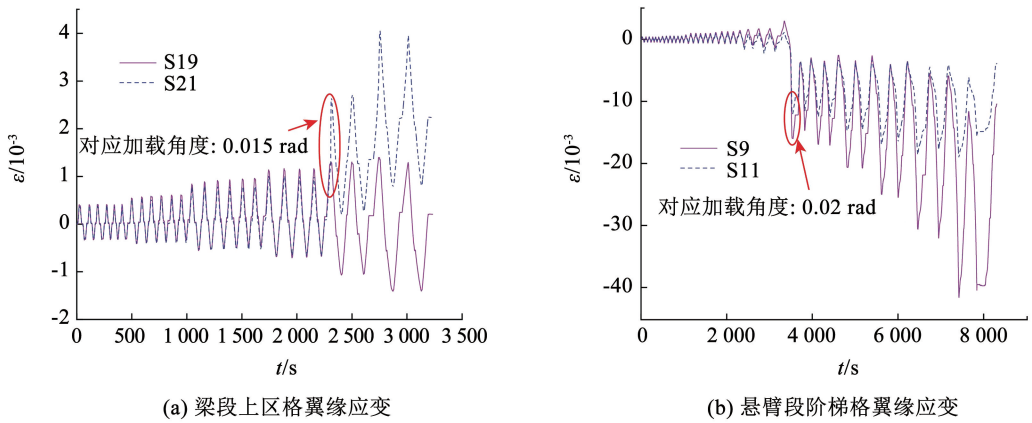


图 7 屈曲位置应变

Fig. 7 Strain recording of buckling position

在试件加载初期  $\theta < 0.01 \text{ rad}$  时,试件处于弹性阶段,所有连接面均没有张开缝隙。当  $\theta = \pm 0.01 \text{ rad}$  时,远(近)端板连接面出现开缝现象,此时产生的开缝在卸载后能完全恢复。加载至  $\theta = 0.015 \text{ rad}$  时,远端板连接面开缝继续增大,端板绕着外侧螺栓发生弯曲变形,从侧面可以看到大螺栓露出,且梁段上区格翼缘板开始发生屈曲(图 6(a))。加载至  $\theta = -0.02 \text{ rad}$  时,悬臂段阶梯格翼缘板件开始发生屈曲变形(图 6(d)),连接面开缝进一步增大。随着加载的进行,外侧大螺栓位置端板连接面明显分开,内侧小螺栓位置端板未观察到明显张开,上述屈曲变形进一步发展。加载到  $\theta = 0.07 \text{ rad}$  时,远端板连接面外侧大螺栓开缝程度进一步增大,水平端板

连接面有轻微滑移但未观察到张开缝隙(图 6(b))。在  $\theta = 0.09 \text{ rad}$  加载级的第 2 圈负向加载到  $\theta = -0.08 \text{ rad}$  时,近端板连接面外侧大螺栓突然断裂(图 6(e)),为获取更多加载信息,待变形稳定后继续反向加载直至  $\theta = 0.09 \text{ rad}$  停止加载,在该阶段各塑性及屈曲变形继续增大,此时远端板连接面的螺栓未达承载极限,依然具有承载能力。

### 3.2 试件 JD-2

试件 JD-2 为单侧端板厚度 25 mm 的 U 型卡扣连接节点,其中 U 型卡扣单侧翼缘厚 20 mm。最终破坏模式如图 8 所示,主要模式为远端板连接面焊缝撕裂及近端板连接面螺栓断裂。

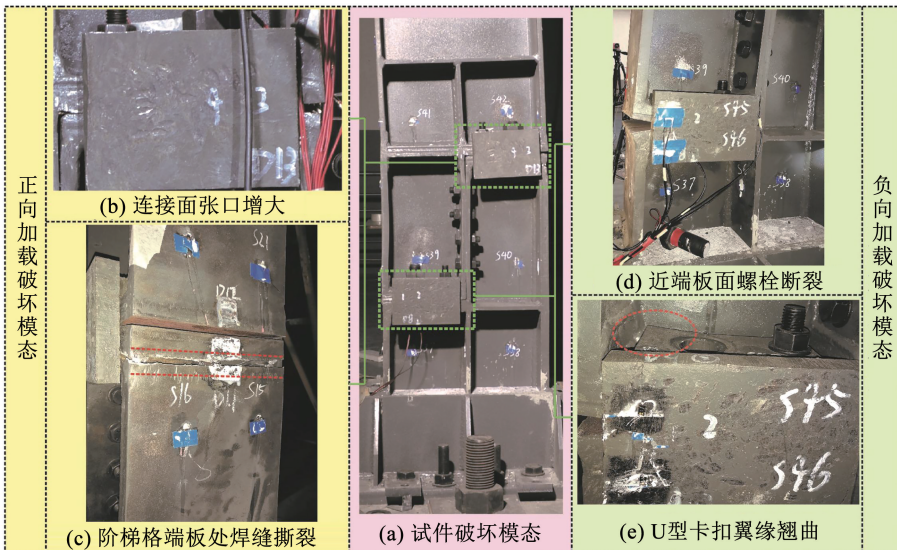


图 8 试件 JD-2 破坏实况

Fig. 8 Failure of specimen JD-2

与试件 JD-1 相似,在  $\theta < 0.01 \text{ rad}$  时,试件没有明显变形,远(近)端板连接面均未出现缝隙。当  $\theta = \pm 0.01 \text{ rad}$  时,远、近端板连接面开始出现缝隙,端板绕外侧螺栓出现弯曲变形;U 型卡扣的翼缘也

跟随翘起,这些变形卸载后皆可完全恢复。加载到  $\theta = 0.015 \text{ rad}$  时,缝隙张开程度进一步增大,从侧面未能观察到外侧大螺栓的露出。继续加载到  $\theta = 0.02 \text{ rad}$  时,端板连接面的开缝更进一步增大,可观

察到外侧大螺栓露出。当  $\theta = 0.03 \text{ rad}$  时, 缝隙继续增大(图 8(a)), U 型卡扣翼缘张开变形明显。当以  $\theta = 0.05 \text{ rad}$  为加载级正向加载到  $\theta = 0.042 \text{ rad}$  时, 悬臂阶段梯格的连接端板与翼缘的焊缝突然撕裂(图 8(b)), 节点正向加载丧失承载能力。随后反向拉回, 断裂焊缝贴合, 继续进行反向拉回加载, 当按转角加载到  $\theta = 0.08 \text{ rad}$  时, 近端板连接面外侧大螺栓断裂(图 8(d)), U 型卡扣翼缘发生严重翘曲(图 8(e)), 悬臂段上区隔连接端板与翼缘位置的焊缝出现裂纹, 但没有完全撕裂; 试件失去承载能力, 试验结束。

为进一步分析 U 型卡扣的作用, 将 U 型卡扣底板边缘位置点 A 的应变发展过程列于图 9(a) 中。可以看出,  $\theta \leq 0.02 \text{ rad}$  时, 点 A 的应变较小, 说明此时 U 型卡扣受到的力较小;  $\theta = 0.02 \text{ rad}$  时, 端板位置变形增大, 点 A 的应变也大幅增加, 这是由于连接面张开缝隙增大时, U 型卡扣可以限制这种变形趋势, 参与端板区的受力。  $\theta = 0.04 \text{ rad}$  时, U 型卡

扣底板区域的应变云图如图 9(b) 所示。可以看出, 在悬臂阶段梯格翼缘与端板连接位置出现应力集中现象, 这也是试件破坏时焊缝撕裂的位置。结合图 8(e) 中 U 型卡扣塑性变形, 分析可得其受力机制如图 10 所示。当 U 型卡扣开始参与受力后, 卡扣翼缘角部作为约束最弱区域, 首先开始发展塑性, 随着塑性变形的发展, 该塑性发展区对试件连接面端板的约束作用减弱, 连接刚度仅由近底板区域卡扣翼缘提供, 导致卡扣底板附近即焊缝外缘出现应力集中现象。当端板与翼缘焊缝位置应力集中发展到一定程度时, 会导致裂缝从此处开始发展并最后撕裂, 产生脆性破坏。而单调反向拉回的过程中 U 型卡扣与端板连接面的塑性变形为协同增大, U 型卡扣翼缘各位置始终参与受力。故负向单调拉回的最终破坏形式为螺栓断裂, 焊接位置出现裂缝。在节点设计时, 为避免过早出现焊缝撕裂, 应该在保证焊接质量的同时舍弃 U 型卡扣的设计。

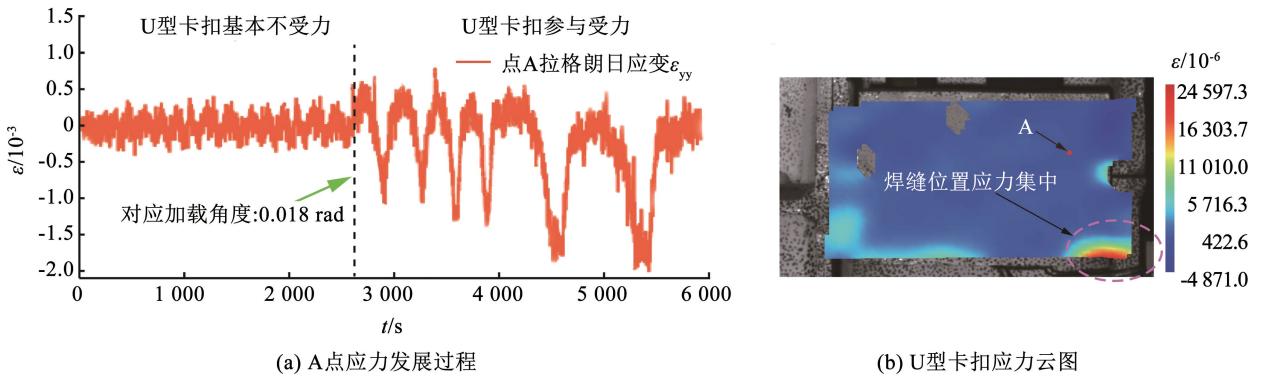


图 9 DIC 记录 U 型卡扣受力图

Fig. 9 DIC strain map of U-shaped clip stress distribution

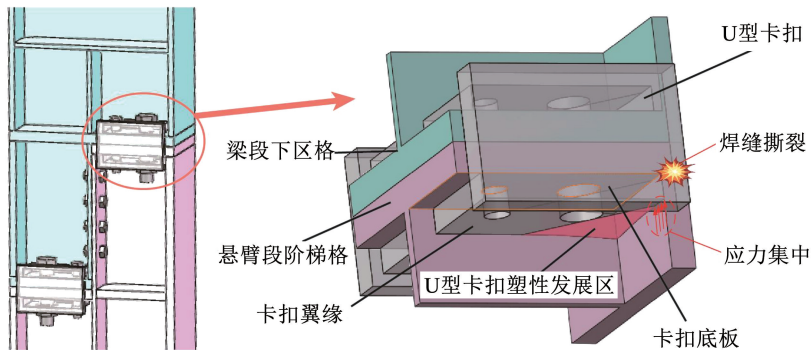


图 10 U 型卡扣受力模式

Fig. 10 Force mode of U-shaped latch

## 4 试验结果及分析

### 4.1 滞回曲线

将各试件的弯矩-转角滞回曲线列于图 11, 转

角  $\theta$  为层间位移角, 梁端弯矩  $M = FL$ , 其中,  $F$  与  $L$  的定义见图 4。

试件 JD-1 滞回曲线的滞回环形状饱满, 呈棱形, 表现出良好的耗能能力。自  $0.03 \text{ rad}$  加载级开

始,各加载级往复两圈的卸载段基本重合,但反向加载时第 2 圈加载刚度较第 1 圈均有退化。达到 0.06 rad 加载级后,卸载到荷载接近 0 时,曲线出现一定的“滑移”效应,其主要原因是外侧大螺栓在加载后期产生一定的塑性伸长变形,卸载后反向加载初期由于不参与受力,承受一定荷载后才因螺栓螺帽和螺母与端板贴合开始协同工作。

相比 JD-1,试件 JD-2 滞回曲线形状相对不饱满。在节点进入塑性阶段后,U 型卡扣的设置可以

减小端板开缝张口的尺寸,提高节点的刚度以及承载力,但使得端板处焊缝应力集中程度增大,焊缝撕裂,因此,JD-2 滞回加载圈数较少。在焊缝断裂试件丧失正向承载能力后,试件在负向单调拉回的过程中仍然表现出良好的承载能力。相比试件 JD-2,试件 JD-1 加厚端板的方式同样可以有效提高节点承载性能,且不会加强产生焊缝区域的应力集中现象,能避免产生脆性破坏,具有更好的变形能力,故 JD-1 加载圈数远大于 JD-2。

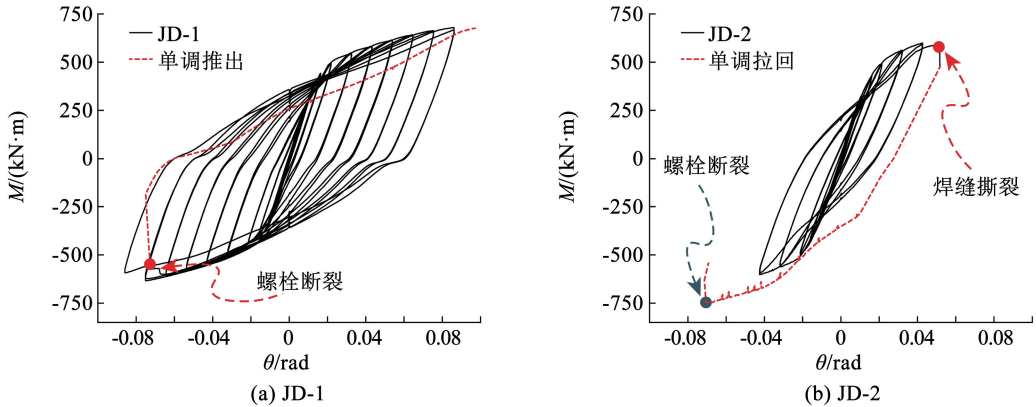


图 11 试件滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curves of specimens

## 4.2 骨架曲线

将滞回曲线的每级第 1 圈加载位移最大值点连接得到骨架曲线(见图 12),该曲线未考虑两个试件螺栓拉断或焊缝撕裂后反向单调拉回阶段的曲线。由图 12 可以看出,试件 JD-1 骨架曲线正向加载无退化现象,反向加载至 -0.08 rad 后曲线有所退化。JD-1 同一加载级下,节点正向承载力较负向承载力高,主要原因一方面是阶梯型节点试件拼接段远近端板连接面拼接处于不同平面,另一方面是梁段阶梯格翼缘厚度较悬臂段阶梯格翼缘厚度薄。而试件 JD-2 曲线无退化,焊缝过早撕裂导致其骨架曲线发展较为有限。相比 JD-1,JD-2 同一加载级正向承载力略高于负向,但差异不明显,原因是悬臂段远连接面端板在正向加载过程中焊缝位置的裂缝发展较早,会削弱正向承载能力。

JD-1 和 JD-2 的骨架曲线在弹性阶段基本重合,即两试件的初始刚度及弹性承载力基本相同,这是因为在加载初期,远(近)端板连接面开缝较小且可恢复,远(近)端板连接面外侧螺栓以内部分基本贴合,无张开现象,节点的变形主要为弹性变形,端板位置构造对其基本无影响。随着加载的进行,外侧大螺栓达到预紧力极限,远(近)端板连接面板件张口缝隙增大,屈曲现象发生,节点刚度开始退化,但

承载力保持增长,此阶段 U 型卡扣开始参与受力,JD-2 的 U 型卡扣可以辅助螺栓传递拉力,增加节点刚度。在加载至 0.02 rad 时,两者的骨架曲线分离趋势明显,JD-2 中 U 型卡扣的刚度增强作用凸显。此后,由于 U 型卡扣的应力集中现象,JD-2 过早地发生了焊缝撕裂。

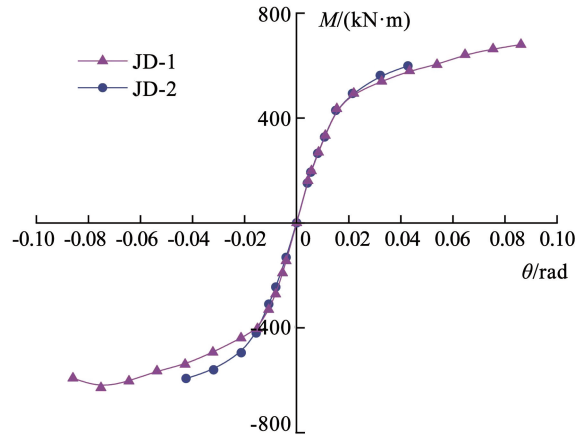


图 12 试件骨架曲线

Fig. 12 Skeleton curves of specimens

## 4.3 承载能力和延性

提取骨架曲线中两试件的正负向弯矩最大值为极限弯矩  $M_u$ (见表 2)。其中,JD-1 正负向极限承载力分别为 679.88、629.01 kN·m,正向极限承载力

较负向高 8.1%, 主要原因在于节点形式的不对称, 在同一加载级下, 对于远(近)端板连接面的螺栓, 其负向加载时螺栓受到的拉力大于正向加载。JD-2 正负向极限承载力分别为 598.68、595.17 kN·m, 正负向承载力基本一致, 是因为 U 型卡扣会辅助螺栓受力, 且在正向加载的过程中悬臂段远连接面端板及翼缘焊缝处裂缝开始发展, 从而影响试件的承载性能。两试件相比, JD-1 较 JD-2 极限承载力正向增加 15.3%, 负向增加 5.7%。

延性是表征结构或构件屈服后承载力未明显下降时的塑性变形能力, 是评估其抗震性能的主要指标之一。延性通常通过延性系数  $\mu$  体现, 计算方法如下:

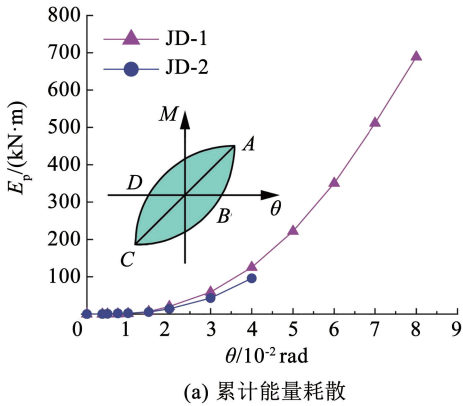
$$\mu = \theta_u / \theta_y \quad (2)$$

式中: 取最大弯矩对应的转角  $\theta_u$  为极限转角,  $\theta_y$  为采用 Park 法<sup>[21]</sup> 确定的节点屈服转角。延性系数计算结果见表 2。

表 2 极限承载力与延性

Tab. 2 Load-bearing capacity and ductility

试件	加载方向	$M_u / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$\theta_y / \text{rad}$	$\theta_u / \text{rad}$	$\mu$
JD-1	正向	679.88	0.025 3	0.086 2	3.41
	负向	-629.01	0.025 5	-0.085 9	3.36
JD-2	正向	598.68	0.020 3	0.042 7	2.10
	负向	-595.17	0.020 1	-0.042 5	2.11



由表 2 可知, JD-1 的正负向延性系数分别为 3.41、3.36, JD-2 的正负向延性系数分别为 2.10、2.11, 说明在该受力形式下 JD-1 延性较好, JD-2 延性一般。其主要原因是 JD-2 悬臂段远连接面端板位置焊接处断裂引起试件过早破坏, JD-1 极限加载位移相比 JD-2 增加近一倍。因此, 在进行构件设计时, 可通过改进节点构造形式, 考虑焊接位置、控制焊接质量等方式, 避免焊缝处出现较大的应力集中, 以提高节点的延性。

#### 4.4 节点耗能能力

在低周反复荷载作用下, 节点的耗能能力主要体现在滞回曲线的饱满程度上, 曲线越饱满说明节点耗能能力越强, 抗震性能越好。采用累计耗能  $E_p$  和等效黏滞阻尼系数  $\zeta$  两种方法评价节点的耗能能力。其中, 累计耗能  $E_p$  以每圈曲线与坐标轴围成的面积之和作为计算标准, 计算示意及结果如图 13(a) 所示。等效黏滞阻尼系数的计算公式为

$$\zeta = \frac{1}{2\pi} \times \left( \frac{S_{ADB}}{S_{AOE}} + \frac{S_{CDB}}{S_{COF}} \right) \quad (3)$$

式中:  $S_{ADB}$  与  $S_{CDB}$  为滞回曲线与  $x$  轴围成的面积,  $S_{AOE}$  与  $S_{COF}$  为最大加载位移点与坐标轴围成的三角形面积。示意及结果如图 13(b) 所示。

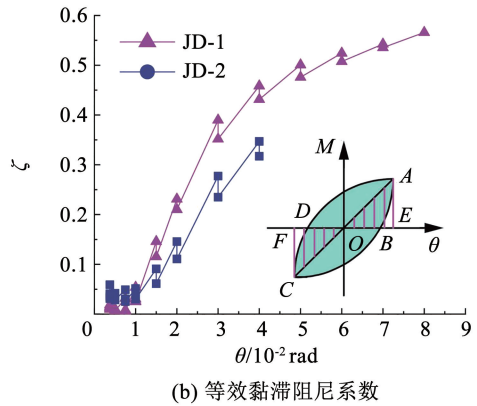


图 13 耗能能力

Fig. 13 Energy dissipation capacity

在加载初期, 两节点均处于弹性段, 基本不耗散能量, 等效黏滞阻尼系数较小且有波动, 其原因是连接面之间微小的摩擦滑动。随着加载位移的增大, 试件进入屈服状态, 耗散能量不断增加, 滞回曲线饱满, 黏滞阻尼系数随之提升。在塑性加载段第 2 圈的黏滞阻尼系数小于第 1 圈, 说明节点在往复荷载作用下产生了损伤, 耗能能力发生退化。

比较两试件发现: JD-1 在相同转角条件下的耗能能力高于 JD-2, 这是由于厚端板位置可以产生更

大的塑性变形, 参与耗能, 而 U 型卡扣试件由于 U 型卡扣的约束作用, 连接端板发生塑性变形的范围与程度均较小, 耗能能力差; 且 JD-2 由于焊缝撕裂较早破坏, 加载圈数远少于 JD-1, 累计耗能也远低于 JD-1。在  $\theta = 0.04 \text{ rad}$  时, JD-1 较 JD-2 耗能能力提升 31%, 总耗能为 JD-2 的 7 倍。综上可得, JD-1 的耗能能力好, 证明该节点形式有良好的耗能能力, 且端板位置构造在节点的耗能中起重要作用。

### 5 有限元分析

#### 5.1 分析模型

采用有限元软件 ABAQUS 对厚端板试件进行有限元建模分析。试件整体有限元模型如图 14 所示,有限元中螺栓及钢材的材性按照材性试验结果进行设置。各板件采用 C3D8R 进行网格划分,并在螺栓及连接面关键传力部位进行了网格加密。加载制度同试验中的加载制度一致。各接触面之间设置为“面面接触”关系,其中,法向设置为硬接触,连接面之间的摩擦因数设置为 0.45,所有螺栓预紧力均按照规范计算施加。分别在悬臂短梁端部与梁端位置建立参考点 RP1 与 RP2,并设置为耦合关系,在悬臂短梁端部(RP1)设置固结约束,并按试验实际过程在限制侧向位移的条件下按实际加载方式在梁端位置(RP2)施加往复位移荷载。有限元采用

Newton-Raphson method 进行计算求解。模型的加载过程分为两个阶段。第 1 阶段为对螺栓施加预紧力;第 2 阶段为在梁端施加与试验相同的循环位移荷载。

#### 5.2 分析结果校验

有限元分析结果与试验的对比如图 15 所示。有限元分析和试验中试件破坏形态基本相同,同样经历了弹性、弹塑性发展阶段。从图 15 可以看出,计算模型的曲线与试验曲线结果基本一致,有限元模拟滞回曲线的趋势,捏缩形状以及幅值与试验相同,可以较好地模拟节点的变形与承力特征。通过有限元模拟可以看出,阶梯段的设置改变了节点的传力路径,阶梯段在塑性发展的过程中辅助完成应力重分布,且节点的主要塑性变形发展在阶梯段,说明阶梯段的设置可以大大提升节点地震中的耗能能力,同时使得节点塑性较外移,满足设计需求。

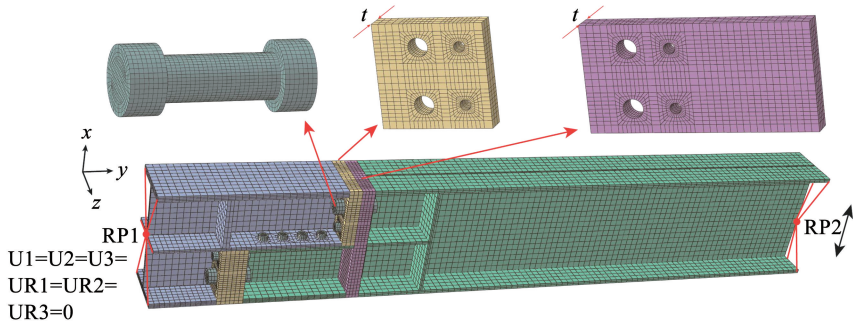


图 14 有限元模型

Fig. 14 Finite element model

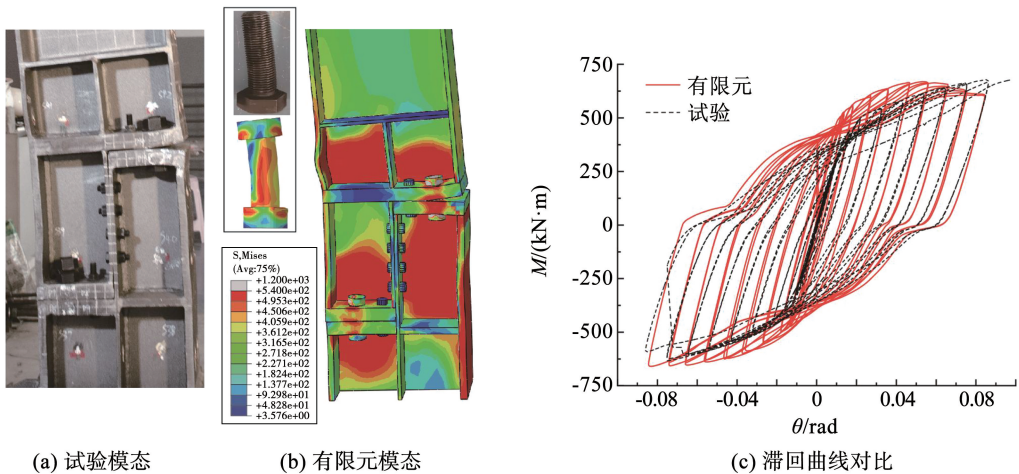


图 15 有限元计算结果

Fig. 15 Finite element calculate results

#### 5.3 端板厚度分析

在试验研究及有限元模拟中发现,端板的构造对节点的传力与抗震性能起着至关重要的作用。将厚端板试件( $t = 40 \text{ mm}$ )作为基准,以端板厚度  $t$  为变量,按图 4 的加载制度进行加载模拟分析,以探究端板厚度对节点滞回能力的影响,有限元计算结果

如图 16 所示。可以看出,端板厚度对节点塑性发展区域影响较小,不同的端板厚度下,塑性损伤区域均为阶梯格连接区域,局部屈曲位置依然为梁段上区格翼缘与悬臂段阶梯格翼缘。但在同级加载下,随着端板厚度的减小,端板连接面张开程度明显增加。各试件模拟结果的滞回曲线均呈梭形,耗能能力较好。

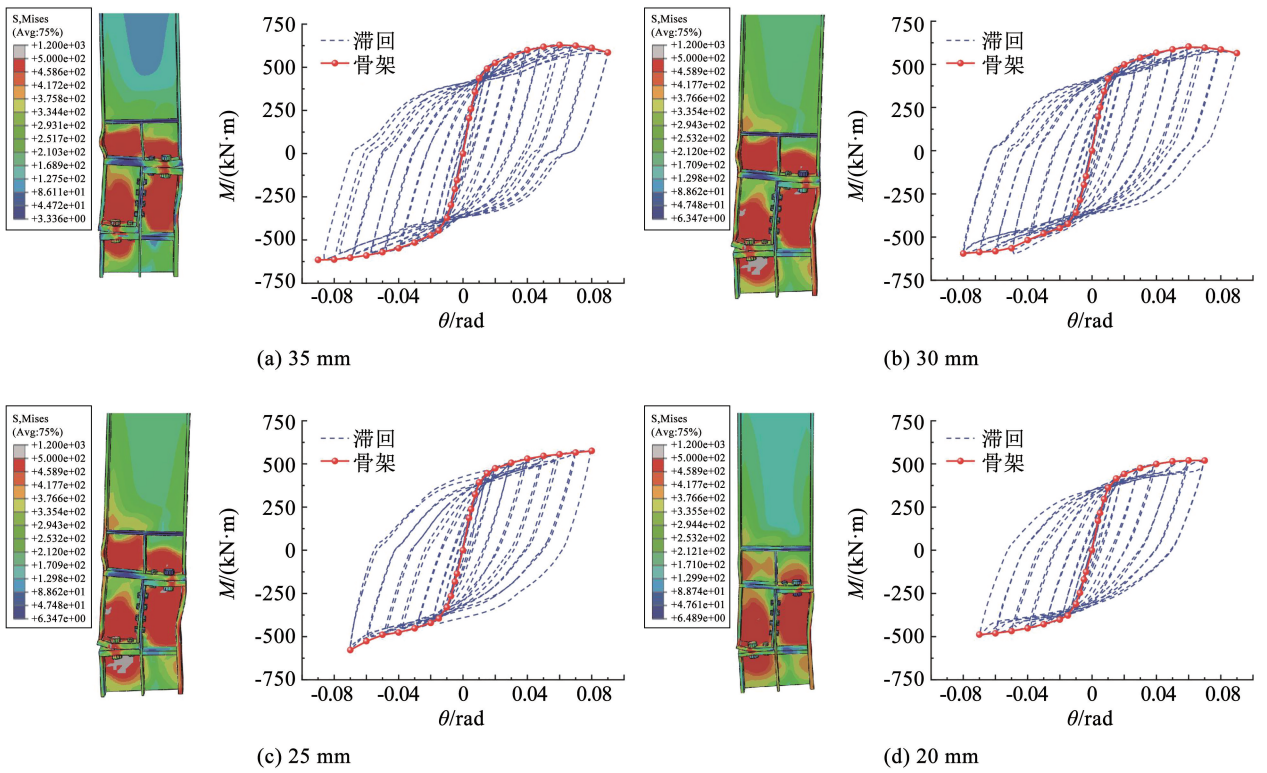


图 16 变端板厚度有限元计算结果

Fig. 16 Finite element calculation results of varying end plate thickness

对不同端板厚度试件有限元结果的骨架曲线及耗能曲线进行对比分析,结果分别如图 17(a)与图 17(b)所示。并将 40 mm 厚端板试件模拟结果作为基准,计算其余试件在  $\theta = \pm 0.07$  rad 时承载力、初始刚度以及耗能能力与基准件相关指标的比值,以评估端板厚度对节点抗震性能的影响,计算结果如图 17(c)所示。可以看出,随着端板厚度的降低,试件的初始刚度、承载力以及耗能能力均呈现不同程度的下降,其中,端板厚度对正向初始刚度影

响最小,对负向承载力影响最大。且对于初始刚度及承载力,端板厚度对节点负向的影响均较正向更大。这是由于在梁段加载的条件下,近端板连接面螺栓受到的拉力较远端板连接面更大,其端板变形程度也更大,从而对节点承载力产生更大的影响。在设计该类节点时,考虑节点的初始刚度、承载力以及耗能能力,在满足加工条件的前提下,应增加连接面端板厚度以提高抗震性能。

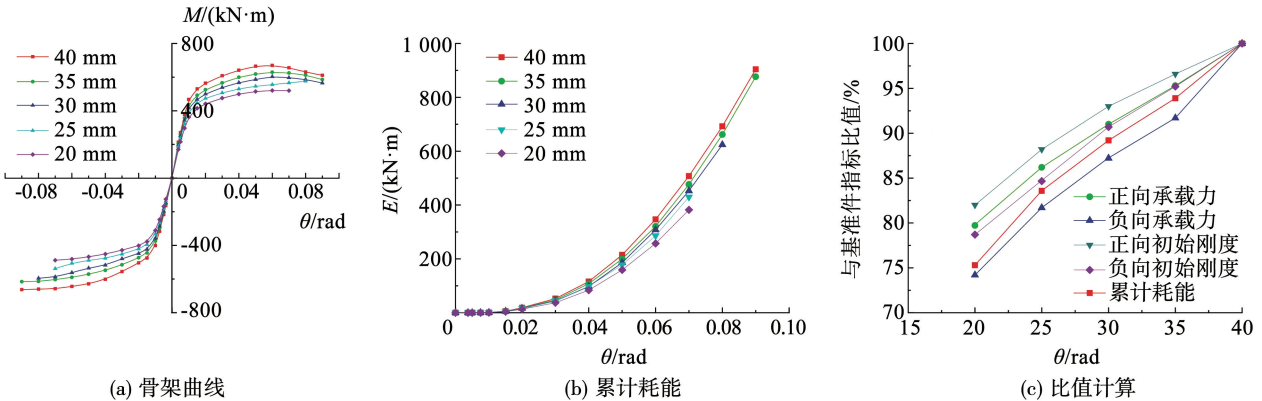


图 17 参数分析计算结果

Fig. 17 Parameter analysis results

## 6 结 论

1) 通过阶梯段的设置,将原平齐式端板分割成

布设于不同平面的远近两段端板,使新型节点较传统平齐式端板连接节点在受力方式上发生较大的转变,新型节点具有良好的承载力、延性以及耗能能力。

2) 厚端板试件在试验中表现出良好的抗震性能, 所得滞回曲线饱满, 由于节点形式的不对称性, 节点在正负向加载时的承载力、延性等也具有不对称性, 其中, 近端板连接面螺栓位置为受力最不利位置。

3) 带 U 型卡扣试件通过 U 型卡扣的辅助传力, 在同等级较厚端板试件具有更好的承载能力, 但由于其限制了端板的塑性变形, 使其耗能能力降低, 并引起连接位置焊缝应力集中, 从而使焊缝过早撕裂。

4) 通过有限元分析可知, 节点连接面的端板厚度会对节点的承载能力、初始刚度以及耗能能力产生较大的影响, 为保证新型阶梯型节点的承载能力, 在试件设计时应考虑使连接面端板厚度大于一定范围。

## 参考文献

- [1] 郝际平, 孙晓岭, 薛强, 等. 绿色装配式钢结构建筑体系研究与应用[J]. 工程力学, 2017, 34(1): 1  
HAO Jiping, SUN Xiaoling, XUE Qiang, et al. Research and applications of prefabricated steel structure building systems[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(1): 1
- [2] NAKASHIMA M, INOUE K, TADA M. Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4/5/6): 271. DOI: 10.1016/S0141-0296(97)00019-9
- [3] 陈以一, 王伟, 童乐为, 等. 装配式钢结构住宅建筑的技术研发和市场培育[J]. 住宅产业, 2012(12): 32  
CHEN Yiyi, WANG Wei, TONG Lewei, et al. Technology research and development and market cultivation of prefabricated steel structure residential buildings[J]. Housing Industry, 2012(12): 32
- [4] LIU Xuechun, ZHOU Xiaojun, ZHANG Ailin, et al. Design and compilation of specifications for a modular prefabricated high-rise steel frame structure with diagonal braces. Part I: integral structural design[J]. The Structural Design of Tall Buildings, 2018, 27(2): 1411. DOI: 10.1002/tal.1415
- [5] 梁晓婕, 王燕. 钢结构装配式半刚性连接节点研究进展[J]. 建筑钢结构进展, 2022, 24(1): 1  
LIANG Xiaojie, WANG Yan. State-of-the-art on semi-rigid connections for fabricated steel structures[J]. Progress in Steel Building Structures, 2022, 24(1): 1. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.01.001
- [6] 张梁, 陈以一. 方钢管柱与 H 型钢梁连接形式评述[J]. 结构工程师, 2009, 25(4): 129  
ZHANG Liang, CHEN Yiyi. Overview of connection types between rectangular tubular columns and H-shaped beams[J]. Structural Engineers, 2009, 25(4): 129. DOI: 10.15935/j.cnki.jggcs.2009.04.026
- [7] DEYLAMI A, TOLOUKIAN A R. Effect of geometry of vertical rib plate on cyclic behavior of steel beam to built-up box column moment connection[J]. Procedia Engineering, 2011, 14: 3010. DOI: 10.1016/j.proeng.2011.07.379
- [8] 刘学春, 崔小雄, 张爱林, 等. 修复后方钢管柱与 H 型钢梁全螺栓双夹板连接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(11): 39  
LIU Xuechun, CUI Xiaoxiong, ZHANG Aili, et al. Experimental study on seismic performance of H-section beam to square steel pipe column bolted double-splint connection after repair[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(11): 39. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2018.11.005
- [9] LIU X C, YANG Z W, WANG H X, et al. Seismic performance of H-section beam to HSS column connection in prefabricated structures[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 138: 1. DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.06.029
- [10] 张爱林, 郭志鹏, 刘学春, 等. 带 Z 字形悬臂梁段拼接的装配式钢框架节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2017, 34(8): 31  
ZHANG Ailin, GUO Zhipeng, LIU Xuechun, et al. Experimental study on aseismic behavior of prefabricated steel frame joints with Z-shaped cantilever-beam splicing[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(8): 31. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.0220
- [11] 张爱林, 苏磊, 曹志亮, 等. 双面连接的 Z 型全螺栓梁柱连接节点的抗震性能试验研究及有限元分析[J]. 工业建筑, 2021, 51(2): 59  
ZHANG Ailin, SU Lei, CAO Zhiliang, et al. Experimental research and finite element analysis on seismic behaviors of Z-shaped beam-to-column bolted joint with double connection plates[J]. Industrial Construction, 2021, 51(2): 59. DOI: 10.13204/j.gyjzG21012710
- [12] 吴桐宇, 刘学春, 陈学森. 钢管混凝土 L 形柱-H 型钢梁 Z 字形节点抗震性能研究[J]. 工程力学, 2022, 39(增刊 1): 101  
WU Tongyu, LIU Xuechun, CHEN Xuesen. Seismic behavior of Z-shaped joint connecting H-beam and L-shaped concrete-filled steel tubular column[J]. Engineering Mechanics, 2022, 39(Sup. 1): 101. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2021.06.S016
- [13] 卢林枫, 徐莹璐, 郑宏, 等. 带悬臂梁段的弱轴连接组合节点循环荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(7): 66  
LU Linfeng, XU Yinglu, ZHENG Hong, et al. Experimental study of weak-axis composite connections with cantilever beam splicing under cyclic loading[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(7): 66. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2018.07.008
- [14] 李志林, 杨璐, 王萌, 等. LY315 钢材带悬臂梁段拼接梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(11): 21  
LI Zhilin, YANG Lu, WANG Meng, et al. Experimental study on seismic performance of beam-to-column connection with cantilever beam segment of LY315 steel[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(11): 21. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.0880
- [15] YE Yanxia, HOU Zhiyuan, QIAO Pengshuang, et al. Experimental study on seismic behavior of a new fully precast rocking beam-column joint[J]. Journal of Building Engineering, 2022, 62: 105337. DOI: 10.1016/j.job.2022.105337
- [16] 邵铁峰, 陈以一. 采用耗能角钢连接的部件可更换梁试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(7): 38  
SHAO Tiefeng, CHEN Yiyi. Experimental study on steel H-beams with replaceable energy dissipation angle[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(7): 38. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2016.07.005
- [17] 王萌, 毕鹏, 杨维国, 等. 设置屈服点钢材“结构保险丝”的延性钢框架连接节点受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(11): 90  
WANG Meng, BI Peng, YANG Weiguo, et al. Study on mechanical behavior of ductile steel frame connection with low yield point steel 'structural fuse'[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(11): 90. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2017.0633
- [18] 冶金工业信息标准研究所. 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备: GB/T 2975—2018[S]. 北京: 中国标准出版社, 2018  
Metallurgical Industry Information Standards Research Institute. Steel and steel products; location and preparation of samples and test pieces for mechanical testing: GB/T 2975—2018[S]. Beijing: Standards Press of China, 2018
- [19] 钢铁研究总院. 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  
Central Iron & Steel Research Institute. Metallic materials-tensile testing-Part 1: method of test at room temperature: GB/T 228.1—2021[S]. Beijing: Standards Press of China, 2021
- [20] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings; ANSI/AISC 341-16[S]. Chicago: United States of America, 2016
- [21] CHOI H K, CHOI Y C, CHOI C S. Development and testing of precast concrete beam-to-column connections[J]. Engineering Structures, 2013, 56: 1820. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.07.021