

•水利与土木工程•

DOI:10.15961/j.jsuese.201700569

## 弱轴栓焊连接梁柱子结构抗倒塌性能试验研究

钟炜辉, 宋晓燕, 孟 宝, 巩 乐

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055)

**摘 要:**栓焊连接是钢结构建筑中常用的节点形式之一,该节点的受力性能和破坏方式与钢框架结构的抗倒塌性能密切相关。针对栓焊连接节点,采用备用荷载路径法,选择两跨三柱型梁柱子结构作为研究对象,对3个不同跨度比(1:0.6、1:1.0、1:1.4)的弱轴栓焊连接梁柱子结构试件进行单调静力加载试验,对比分析了连续倒塌条件下3个试件的破坏模式、力学性能和抗力机制。试验结果表明:3个试件的破坏过程均为梁端受拉翼缘先后发生断裂,进而断裂截面部分内力转由腹板螺栓传递,且梁端受压翼缘屈曲,最终由于梁柱节点处梁腹板螺栓孔发生剪切破坏或梁腹板、节点板断裂使试件丧失承载力。通过分析试件的失效机理可知,3个试件的抗力机制发展过程经历了梁机制阶段、梁机制向悬链线机制转变的过渡阶段、悬链线机制阶段。弱轴栓焊连接节点具有较高的冗余度,当受拉翼缘断裂后节点仍具有一定的转动能力,剩余结构通过梁柱之间可靠的拉结力及梁端产生的较大转角保证悬链线效应能够充分发挥,且在之后的大变形中起主导作用,而梁柱节点变形的快速增大有利于梁柱子结构通过梁柱构件间的协同工作继续承担荷载。对不等跨弱轴栓焊连接梁柱子结构试件,其初始断裂部位往往位于跨高比较小的短梁,且短梁相比长梁的悬链线效应更为显著。

**关键词:**弱轴连接;栓焊连接节点;梁柱子结构;抗倒塌性能;悬链线效应

中图分类号:TU391;TU317.1

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2018)02-0042-08

### Experimental Study on Anti-collapse Performance of Beam-column Substructure with Welded Flange-bolted Web Connection in Minor-axis Direction

ZHONG Weihui, SONG Xiaoyan, MENG Bao, GONG Le

(School of Civil Eng., Xi'an Univ. of Architecture & Technol., Xi'an 710055, China)

**Abstract:** Welded flange-bolted web connection is one of the common joints in the steel structure, and the mechanical performance and failure mode of the joint is related to the collapse resistance of steel frame closely. To compare and analyze the failure mode, mechanical property and resistance mechanism under the condition of progressive collapse, the beam-column substructures of three different span ratios (1:0.6, 1:1.0, 1:1.4) with welded flange-bolted web connection in minor-axis direction were selected, which included three columns and two beams, to conduct monotonic static loading test by alternate load path method. The test results indicated that the fracture of specimens begins with the beam tension flange, and then part of the main internal force is transferred by the bolts on web, followed by buckling of the compression flange of the beam end. Finally, specimens are deactivated because of the shear failure on bolt holes or fracture of web and junction plate. The process of anti-collapse mechanism appears the flexure phase, flexure-catenary mixed phase and catenary phase. It could be found that joint with welded flange-bolted web connection possesses high redundancy, which has enough rotational capacity after the fracture of tension flange. The catenary could be developed and take the lead in the following great deformation in two factors, which are the magnitude of the axial tension generated in the beam-column members, and the sufficient rotation angle of the beam end. The deformation of the beam-column joint is beneficial for the beam-column substructure to bear the load by collaboration between the beam and the column. For the unequal span specimens, the initial fracture of substructure is always at the short-span beam with small span-depth ratio and the short beam has better catenary mechanism than the long one.

**Key words:** connection in minor-axis direction; welded flange-bolted web connection; beam-column substructure; anti-collapse performance; catenary action

收稿日期:2017-07-18

基金项目:国家自然科学基金青年科学基金资助项目(51308442);国家自然科学基金面上资助项目(51678476)

作者简介:钟炜辉(1980—),男,副教授,博士。研究方向:钢结构稳定、结构抗倒塌等。E-mail: zhongweihui1980@163.com

网络出版时间:2018-03-18 23:09:48

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/51.1773.TB.20180318.2309.002.html>

<http://jsuese.ijournals.cn>

<http://jsuese.scu.edu.cn>

连续倒塌通常可定义为“结构的初始局部破坏引起构件的连续破坏,最终导致结构的整体破坏或与初始破坏不成比例的破坏”<sup>[1]</sup>。连续倒塌具有连续性和不成比例2个基本特征,前者反映了破坏的传递,后者体现了破坏的程度。目前,建筑结构的连续倒塌研究已经成为国内外工程界的研究热点,针对框架结构的相关研究<sup>[2-4]</sup>表明,悬链线机制是框架梁抵抗连续性倒塌的最后且最重要的防线,而梁柱之间的可靠拉结力和节点的转动能力是充分发挥悬链线效应的前提。

栓焊连接节点属于刚性节点,受力性能较好,被广泛应用于钢框架结构中。当前国内外学者针对钢框架梁柱节点对结构抗倒塌性能的影响研究主要集中在梁柱强轴连接节点方面,陈俊岭等<sup>[5]</sup>通过建立数值模型,对比分析了3种强轴刚性连接节点在连续倒塌过程中的失效过程,并从能量角度推导了各种节点的动力响应;霍静思等<sup>[6]</sup>对3个钢框架梁柱子结构进行了试验研究,对比分析了焊孔形式对子结构悬链线效应的影响;钟炜辉等<sup>[7]</sup>以栓焊连接节点梁柱子结构为研究对象,通过试验研究和数值模拟探讨了梁柱线刚度对结构抗倒塌承载力的影响。针对梁柱弱轴连接节点,李涛<sup>[8]</sup>、卢林枫<sup>[9]</sup>等围绕节点连接刚度、变形模式、抗震性能等方面,虽然开展了相关的理论和试验研究,但就此类节点在连续倒塌条件下,特别是在悬链线效应下的性能并未涉及,亟待补充和完善。

作者基于备用荷载路径法,针对弱轴栓焊连接节点两跨三柱型梁柱子结构(中柱失效,如图1所示)进行了单调静力加载试验研究,重点考察在连续倒塌条件下弱轴方向梁柱子结构的破坏模式、力学性能和抗力机制,为钢框架弱轴方向的抗倒塌分析和设计提供依据,对钢框架结构抗倒塌性能的精细化分析及空间设计方法研究意义重大。

## 1 试验概况

### 1.1 试件参数设计

针对弱轴栓焊连接节点,设计了3个不同跨度比的由两边柱、中间失效柱以及与之相连的两横梁组成的两跨三柱型梁柱子结构试件,试件比例1:3,钢材为Q235B,实测材性如表1所示。

梁柱截面尺寸分别为H形截面150 mm×100 mm×6 mm×9 mm、150 mm×150 mm×8 mm×10 mm,3个试件左、右梁跨长之比 $l_1:l_2$ 分别为1:0.6、1:1.0和1:1.4,左半跨梁(B1)长 $l_1=1\ 500$  mm(标准跨),右半跨梁(B2)长 $l_2$ 分别为900、1 500、2 100 mm(试件命名为RWUF-0.6、RWUF-1.0、RWUF-1.4),B1梁的跨高比为10,不同跨度比下B2梁的跨高比分别为6、10、

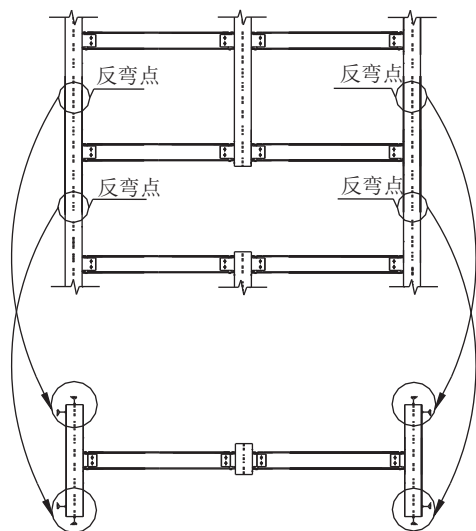


图1 弱轴方向两跨三柱型梁柱子结构

Fig.1 Beam-column structure with three columns and two beams in minor-axis direction

14,柱长 $l_c=1\ 100$  mm,试件整体尺寸如图2所示(以 $l_1>l_2$ 为例)。弱轴栓焊连接节点采用梁翼缘与柱全熔透坡口焊缝、腹板高强度螺栓的连接方式,中柱处梁柱连接节点细部构造见图3(边柱节点类似)。

表1 试件实测材性

Tab.1 Material properties of specimens

| 取样部位 | 屈服强度<br>$f_y$ /MPa | 抗拉强度<br>$f_u$ /MPa | 弹性模量<br>$E/(10^5\text{MPa})$ | 伸长率/% |
|------|--------------------|--------------------|------------------------------|-------|
| 柱翼缘  | 262                | 395                | 2.10                         | 30    |
| 柱腹板  | 293                | 405                | 1.98                         | 27    |
| 梁翼缘  | 266                | 397                | 1.95                         | 26    |
| 梁腹板  | 312                | 422                | 1.90                         | 27    |
| 节点板  | 265                | 402                | 2.01                         | 30    |

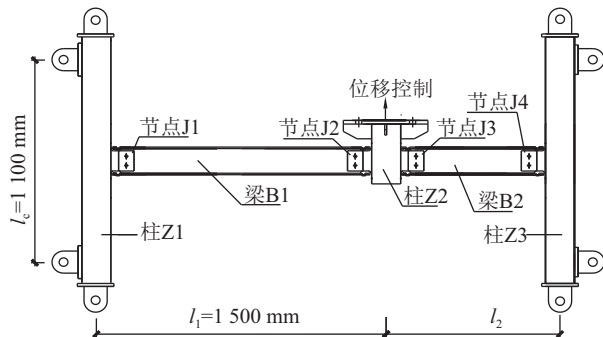
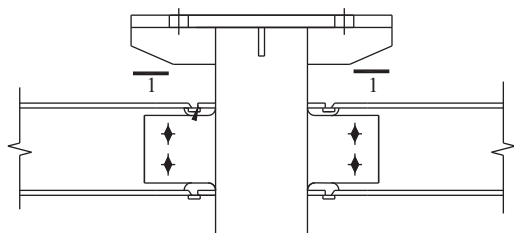


图2 试件整体尺寸图

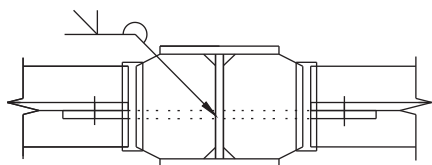
Fig.2 Overall dimension of specimens

### 1.2 试验加载和测量

试验加载装置如图4(a)所示。为避免试件发生面外失稳及方便加载,试验安装时将试件逆时针旋转90°,并采用100 T液压伺服作动器在失效柱端施加1个由东向西的位移荷载(拉力),直至试件破坏或失效。边柱端部沿柱长度方向通过连接件连接在横向



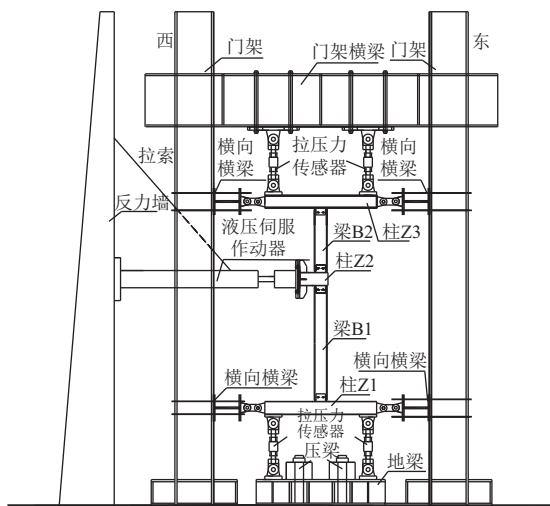
(a) 失效柱节点



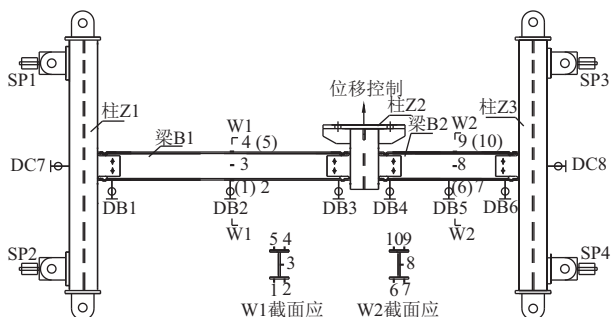
(b) 1-1剖面

图 3 弱轴柱焊连接节点细部构造

Fig.3 Detail structure of welded flange-bolted web connection in minor-axis direction



(a) 试验加载装置



(b) 位移计、传感器及应变片布置

图 4 试验加载装置及测点布置

Fig.4 Test loading setup and arrangement of measuring point  
横梁上,垂直边柱长度方向连接有拉压传感器,再分别与门架横梁或地梁相连。

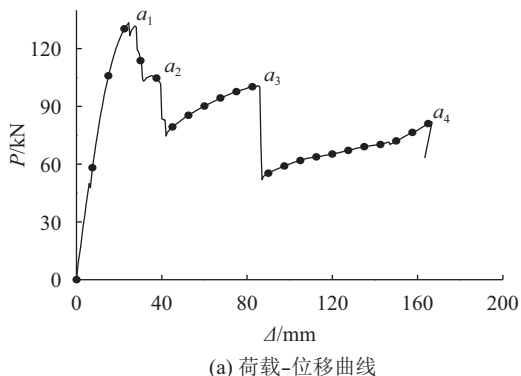
试验中对梁柱变形、关键截面应变等进行了测量(具体测点布置如图4(b)所示)。每个试件布置了

8个位移计,位移计DB1~DB6用于测量梁的挠曲变形,位移计DC7和DC8用于测量边柱的弯曲变形。拉压传感器SP1~SP4布置在边柱柱端,主要用于获得相应的支座反力。此外,梁跨中截面W1、W2也布置了若干应变片,用于了解并分析子结构在整个试验过程中的受力特征和抗力机制转变。

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试验现象

试件RWUF-0.6、RWUF-1.0、RWUF-1.4的破坏位置节点编号见图2,其荷载-位移曲线及破坏现象分别如图5~7所示。



(a) 荷载-位移曲线



(b) J2处受拉上翼缘断裂



(c) J2处梁腹板螺栓孔受剪变形过大

图 5 试件RWUF-0.6荷载-位移曲线及破坏现象

Fig.5 Load-displacement curves and failure phenomenon of RWUF-0.6

试验加载初期,梁柱子结构处于弹性阶段,3个试件均无明显的试验现象。

RWUF-0.6试件的荷载-位移曲线如图5(a)所示,位移加载至25 mm时,节点J2处受拉上翼缘断裂(图5(b)),受压下翼缘附近出现局部屈曲;位移发展至32 mm时,承载力由第一次断裂时的134 kN降至

103 kN, 节点J1处受拉下翼缘断裂; 位移达到83 mm时, 节点J4处受拉下翼缘断裂, 受压上翼缘在节点附近出现局部屈曲, 此时子结构承载力攀升至100 kN; 当位移达到166 mm, 对应的承载力为81 kN时, 节点J2处梁腹板螺栓孔受剪变形过大而发生破坏(如图5(c))。

RWUF-1.0试件的荷载-位移曲线如图6(a), 结构第一次断裂时位移为63 mm, 发生在节点J3的受拉上翼缘, 该节点受压下翼缘出现局部屈曲; 位移发展至160 mm时, 节点J4处受拉下翼缘断裂(如图6(b)), 承载力由第一次断裂的106 kN降至70 kN; 当失效柱位移达到241 mm时, 节点J1处受拉下翼缘断裂, 受压上翼缘出现局部屈曲, 同时节点J4处受压上翼缘出现局部屈曲, 此时子结构承载力达到79 kN; 子结构发生大变形时失效柱位移为306 mm, 对应的荷载为72 kN时, J3处节点板完全断裂(如图6(c))。

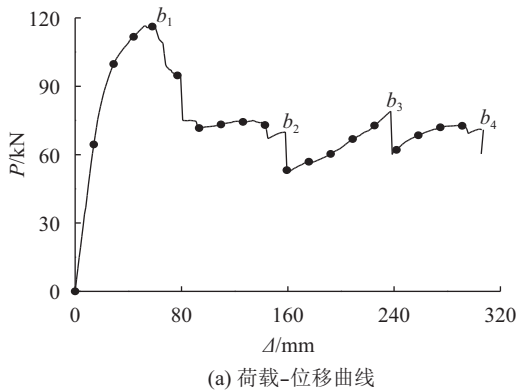


图6 试件RWUF-1.0荷载-位移曲线及破坏现象

Fig.6 Load-displacement curves and failure phenomenon of RWUF-1.0

RWUF-1.4试件的荷载-位移曲线如图7(a), 失效柱位移发展至81 mm时, 节点J2处受拉上翼缘断裂, 受压下翼缘出现局部屈曲; 第二次断裂发生在节点J2的梁腹板(如图7(b)), 断裂位移已达到295 mm, 同时观察到柱Z1、Z3中部附近翼缘出现局部屈曲, 之后承载力持续提高; 当节点J4受拉下翼缘断裂时, 荷

载已达到110 kN; 节点J2处梁腹板完全断裂为子结构第四次破坏(如图7(c)), 破坏位移为467 mm, 破坏时的荷载达到121 kN。

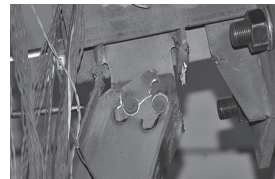
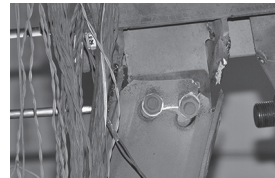
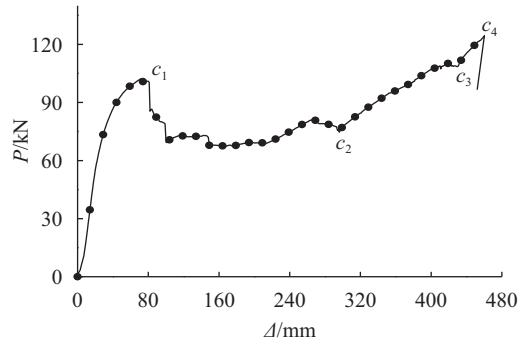


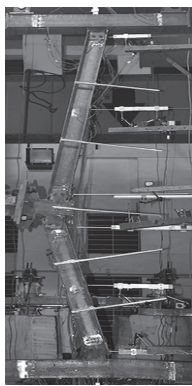
图7 试件RWUF-1.4荷载-位移曲线及破坏现象

Fig.7 Load-displacement curves and failure phenomenon of RWUF-1.4

试验结果表明: 试件的破坏顺序为先是失效柱梁柱节点处梁端受拉上翼缘断裂, 截面部分内力转由腹板螺栓传递, 受压下翼缘屈曲, 然后边柱节点附近梁端受拉下翼缘发生断裂, 最终失效柱节点梁腹板螺栓孔发生剪切破坏或梁腹板、节点板断裂而使整个子结构丧失承载能力。弱轴栓焊连接节点在失效柱处梁端受拉翼缘断裂后, 仍可通过腹板螺栓传力, 使上、下梁协同工作来提供较高的承载力。

## 2.2 试件变形形态

试件梁在加载前期主要呈现梁受弯的变形特征, 但当梁端受拉翼缘断裂、受压翼缘发生局部屈曲后, 试件梁逐渐被拉直, 此时梁内力以轴拉力为主, 表现为二力杆受拉特征, 试件变形形态如图8(a)所示(仅以RWUF-1.4试件为例)。由于边柱Z1、Z3绕其弱轴刚度较小, 在加载后期均发生了一定的弯曲变形(如图8(b)、(c)所示), 相比强轴连接对悬链线机制形成不利。



(a) 试件RWUF-1.4最终试验现象



(b) 试件RWUF-1.4边柱Z1弯曲



(c) 试件RWUF-1.4边柱Z3弯曲

图 8 试件RWUF-1.4变形形态及边柱弯曲现象

Fig.8 Deformation pattern and curving side column of RWUF-1.4

### 2.3 梁跨中截面应变发展

RWUF-0.6、RWUF-1.0及RWUF-1.4的梁跨中截面应变随加载位移的发展曲线如图9所示。可见试件梁从以弯曲为主的受力状态转变为以受拉为主的悬链线受力状态,期间主要经历了弹性受力、塑性铰出现和悬链线破坏等过程。3个试件虽然跨度比不同,但结构从依靠梁抗弯承担荷载的梁机制阶段发展到悬链线机制阶段的规律相近,特别是当梁翼缘发生断裂、节点刚度明显退化时,拉结力会随着节点变形的增加而快速增大,悬链线效应逐步发挥并在结构承载力中起主导作用。对同一试件而言,跨高比较小的梁的悬链线机制发展将更充分。需要说明的是,图9的梁跨中应变发展曲线在加载初期(发生断裂破坏前)常出现先增后减,甚至反号的情况,这主要是因为“压拱”效应所致<sup>[10-11]</sup>。

通过对比3个试件梁跨中应变发展曲线可知,节点的断裂常常会引起抗力机制的变化。对试件RWUF-0.6,破坏虽然首先出现在长梁B1,且当长梁两端节点发生破坏后悬链线效应才逐渐显著,但总体而言短梁B2的悬链线效应更加显著。对试件RWUF-1.0,首先发生断裂的是梁B2,其跨中应变由

于两端节点J3、J4的陆续破坏发生两次较大的突变,反映出B2梁内反弯点的往返移动(由跨中附近移向J3,再返回跨中附近),随后梁轴力(悬链线效应)发展变得显著,而梁B1在加载后期悬链线效应才缓慢发挥。对试件RWUF-1.4,短梁B1受拉翼缘断裂后,通过腹板螺栓传力,此时长梁B2已形成一定的悬链线效应,且随着位移荷载的增加,两梁的悬链线效应均十分显著。

### 3 试件内力与抗力机制分析

在试件发生首次断裂前建立的子结构计算模型如图10所示( $\theta_1$ 、 $\theta_2$ 分别为失效柱位移为 $\Delta$ 时的梁端转角, $M_1$ 、 $M_2$ 为对应的梁端弯矩),通过式(1)虚功原理的思想易得首次断裂前失效柱处的极限荷载:

$$\sum M \times \theta = P \times \Delta \quad (1)$$

失效柱发生首次断裂前,由于梁跨可能不等,致使梁端内力情况复杂,两边柱处的梁端不一定都进入塑性极限(塑性铰)状态,因此可按弹性和塑性分别计算梁端弯矩,经对比后选取小值进行组合,即可得到子结构的极限荷载 $P$ ,见表2。

由表2可知,当失效柱处出现塑性铰时,梁端转角迅速增大,结合虚功原理得到的极限荷载计算值 $P$ 与试验得到的极限荷载 $P'$ 相比误差在10%以内,证明子结构发生首次断裂时,梁端断裂处已基本出现塑性铰,梁机制得到充分发挥。中国《CECS392—2014建筑结构抗连续倒塌设计规范》规定<sup>[12]</sup>:当对房屋建筑进行结构抗连续倒塌计算时,梁柱节点的塑性转角限值 $[\theta_{p,e}] = 0.0195$ ,RWUF-0.6试件发生首次断裂的塑性转角略小于限值,可能是由于结构刚度不均匀、加载偏心所致,而RWUF-1.0和RWUF-1.4试件的塑性转角则远超限值,表现出良好的塑性变形能力。此外,后续试验现象表明,由于栓焊节点冗余度较高,节点的局部破坏虽然对结构承载性能有一定影响,但通过后期悬链线效应的发展仍能提供可靠的传力路径,具有良好的抗倒塌能力。

采用备用荷载路径法分析中柱失效后剩余框架的受力性能时,可将原本该中柱承担的竖向荷载集中作用于失效柱上方,并近似认为两个边柱的反弯点位于该柱的上、下层中点处,由此建立的两跨三柱型不等跨梁柱子结构计算模型如图11所示。失效柱处的竖向荷载 $P_V$ 由横梁轴力和剪力的竖向分量共同承担,显然,轴力竖向分量之和 $P_C$ 由悬链线机制提供,剪力竖向分量之和 $P_F$ 由梁机制提供<sup>[13]</sup>。根据图11,由简单的力学平衡关系,可按下列公式计算各机制的抗力水平(忽略构件弯曲变形的影响):

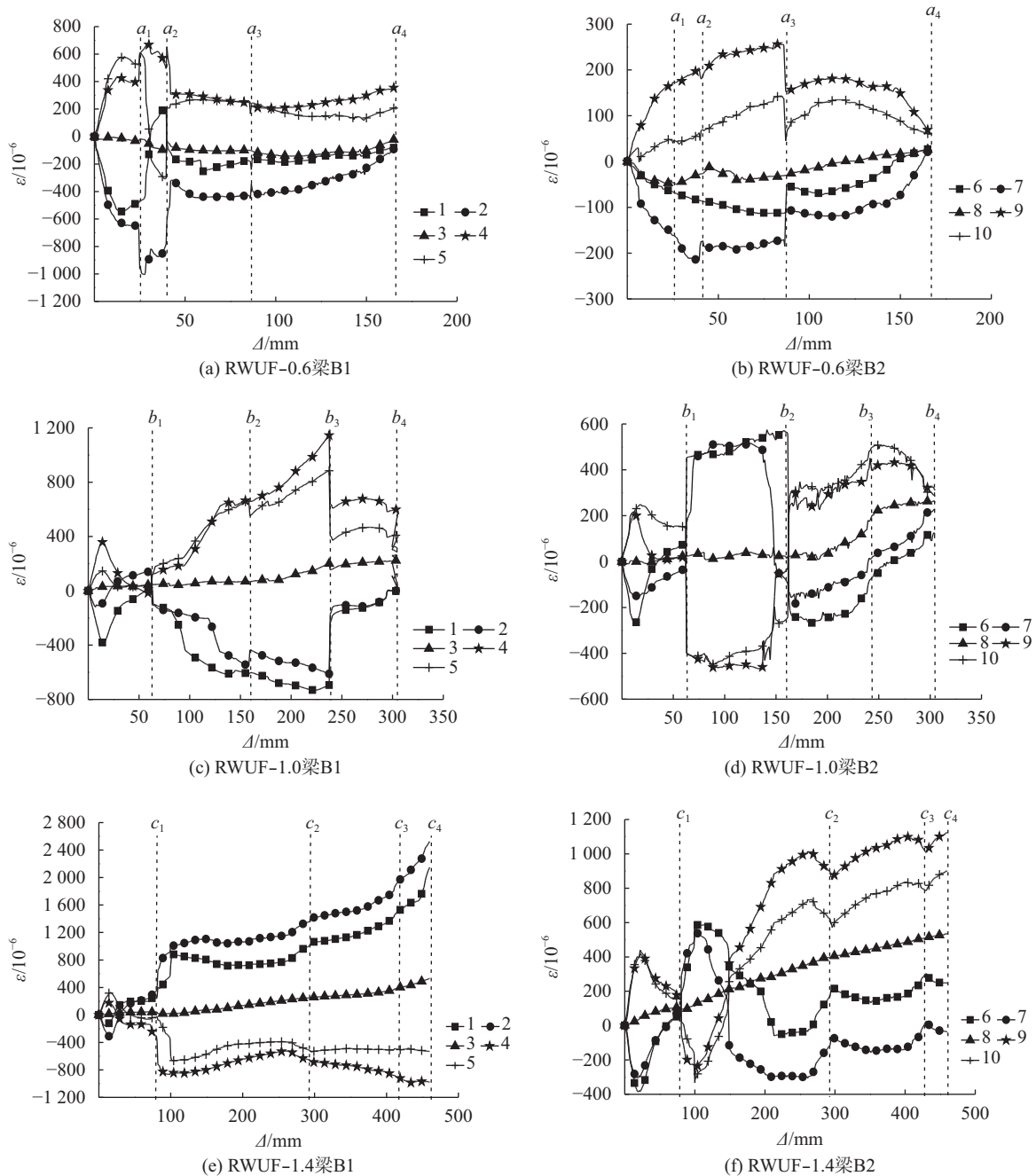


图 9 梁跨中应变发展曲线

Fig.9 Strain development curves of the beam midspan

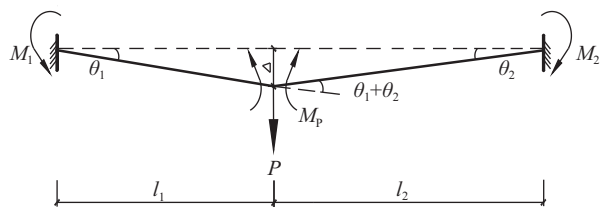


图 10 首次断裂前子结构计算模型

Fig.10 Analysis model of substructure before the first fracture

$$P_C = T_1 \sin \theta_1 + T_2 \sin \theta_2 \quad (2)$$

表 2 试件梁端转角及极限荷载

Tab.2 Rotation angle of beam end and ultimate load

| 试件       | $\theta_1/\text{rad}$ | $\theta_2/\text{rad}$ | $M_1/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$ | $M_2/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$ | $P/\text{kN}$ | $P'/\text{kN}$ |
|----------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------|----------------|
| RWUF-0.6 | 0.017                 | 0.028                 | 22.3(弹)                             | 61.3(弹)                             | 134.0         | 134            |
|          |                       |                       | 40.7(塑)                             | 40.7(塑)                             |               |                |
| RWUF-1.0 | 0.042                 | 0.042                 | 55.0(弹)                             | 55.0(弹)                             | 108.5         | 106            |
|          |                       |                       | 40.7(塑)                             | 40.7(塑)                             |               |                |
| RWUF-1.4 | 0.054                 | 0.039                 | 70.9(弹)                             | 36.6(弹)                             | 91.5          | 100            |
|          |                       |                       | 40.7(塑)                             | 40.7(塑)                             |               |                |

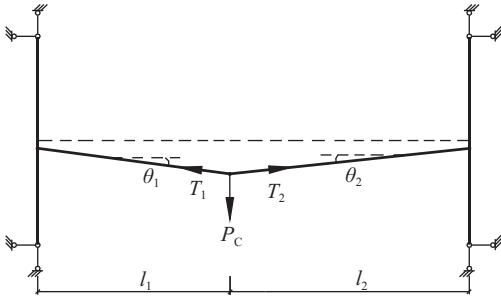


图 11 不等跨梁柱子结构计算模型

Fig.11 Analysis model of beam-column substructure with asymmetric spans

$$P_F = P_V - P_C \quad (3)$$

式中： $T_1$ 、 $T_2$ 分别为梁B1、B2的轴力（假定沿梁长不变，实际计算时可近似取梁跨中轴力）； $\theta_1$ 和 $\theta_2$ 为失效柱两侧梁的梁端转角。

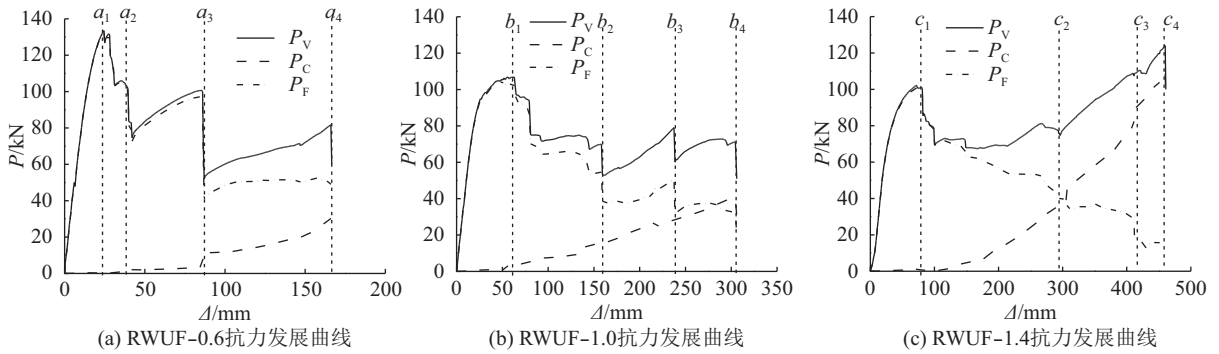


图 12 梁柱子结构抗力发展曲线

Fig.12 Resistance development curves of beam-column substructure

表 3 梁柱子结构抗力发展过程中的关键点

Tab.3 Key point in resistance development of beam-column substructure

| RWUF-0.6 |       |      | RWUF-1.0 |      |      | RWUF-1.4 |      |      |       |      |      |       |      |      |       |      |      |       |      |      |       |      |      |       |      |      |   |   |   |
|----------|-------|------|----------|------|------|----------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|---|---|---|
| $a_2$    |       |      | $a_3$    |      |      | $a_4$    |      |      | $b_2$ |      |      | $b_3$ |      |      | $b_4$ |      |      | $c_2$ |      |      | $c_3$ |      |      | $c_4$ |      |      |   |   |   |
| A        | B     | C    | A        | B    | C    | A        | B    | C    | A     | B    | C    | A     | B    | C    | A     | B    | C    | A     | B    | C    | A     | B    | C    | A     | B    | C    | A | B | C |
| 0.008    | 0.012 | 0.02 | 0.05     | 0.07 | 0.12 | 0.17     | 0.24 | 0.41 | 0.09  | 0.14 | 0.23 | 0.14  | 0.22 | 0.36 | 0.21  | 0.32 | 0.53 | 0.31  | 0.26 | 0.57 | 0.45  | 0.39 | 0.84 | 0.52  | 0.41 | 0.93 |   |   |   |

注： $a_2$ 、 $a_3$ 、 $a_4$ 位置如图12(a)所示， $b_2$ 、 $b_3$ 、 $b_4$ 位置如图12(b)所示， $c_2$ 、 $c_3$ 、 $c_4$ 位置如图12(c)所示； $A = P_{C1}/P_V$ ， $B = P_{C2}/P_V$ ， $C = P_C/P_V$ ，其中， $P_{C1}$ 为梁B1悬链线机制抗力， $P_{C2}$ 为梁B2悬链线机制抗力， $P_C$ 为上下梁悬链线机制总抗力， $P_V$ 为试件总抗力。

## 4 结论

针对弱轴栓焊连接节点，进行了3个不同跨度比的两跨三柱型梁柱子结构抗倒塌性能试验，破坏过程经历了梁机制阶段、梁机制向悬链线机制转变的过渡阶段、悬链线机制阶段，最终由于节点处梁腹板螺栓孔剪切破坏或梁腹板、节点板断裂使试件丧失承载力。梁柱子结构在大变形下发挥了很好的悬链线效应。

梁柱子结构初始断裂破坏时抗力几乎全部由梁机制提供，但随着破坏的逐一出现，节点变形快速增大，梁端出现较大转角，梁内轴力也加速发展，悬链

由此，可获得试件RWUF-0.6、RWUF-1.0及RWUF-1.4的梁机制与悬链线机制提供的抗力随失效柱位移的发展曲线，如图12所示。表3为3个试件的抗力发展曲线在荷载-位移各主要关键点（峰值点）处对应的悬链线机制提供抗力占总抗力的比值。

由图12和表3可知，梁柱节点受拉翼缘发生断裂前，梁柱子结构的抗力几乎全部由梁机制提供，随后由于梁柱节点出现破坏而使梁机制作用逐步减弱，而悬链线机制提供的抗力却随着变形的增加逐步增大，最终甚至超过梁机制部分。此外，对不等跨梁柱子结构，短梁由于梁端转角较大，且梁柱之间具有可靠的拉结力，相比长梁更容易发挥悬链线效应，总体来说，试件发生大变形时，边柱对梁的约束作用在梁跨高比较小时更强，悬链线机制所占的总抗力份额更大。

线效应逐步发挥并起主导作用。

弱轴栓焊连接节点具有较高的冗余度，失效柱处梁端受拉翼缘断裂后，梁柱子结构仍可通过腹板螺栓传力保证节点处继续变形，使上、下梁协同工作来提供较高的承载力。

对不等跨梁柱子结构，短梁相比长梁更易发挥悬链线效应，边柱对跨高比较小的梁约束作用更强，悬链线效应提供的抗力份额更大。

## 参考文献:

- [1] ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-10[S]. Washington DC: American Society of Civil Engineers, 2014.

- [2] Zheng Yang,Zou Daoqin,Yang Tao.Analysis of resist progressive collapse for steel structure based on the theory of catenary action[J].Steel Construction,2012,27(9):11-15.[郑阳,邹道勤,杨涛.基于悬链线理论的钢结构抗连续倒塌分析[J].钢结构,2012,27(9):11-15.]
- [3] Gerasimidis S,Sideri J.A new partial-distributed damage method for progressive collapse analysis of steel frames[J].Journal of Constructional Steel Research,2016,119:233-245.
- [4] Ding Yang,Song Xiaoran,Shi Yanchao,et al.Progressive collapse analysis of steel frame structures considering influence of steel connection[J].Journal of Building Structures,2015,36(12):11-18.[丁阳,宋晓然,师燕超,等.考虑节点影响的钢框架结构连续倒塌分析[J].建筑结构学报,2015,36(12):11-18.]
- [5] Chen Junling,Shu Wenya,Li Jinwei.Performance of various steel moment connections under progressive collapse scenario[J].Journal of Tongji University(Natural Science),2016,44(1):53-58.[陈俊岭,舒文雅,李金威.框架结构典型梁柱节点的抗连续倒塌性能[J].同济大学学报(自然科学版),2016,44(1):53-58.]
- [6] Huo Jingsi,Wang Ning,Chen Ying.Experimental study on collapse resistance of welded beam-column connection substructure of steel frame based on seismic design[J].Journal of Building Structures,2014,35(4):100-108.[霍静思,王宁,陈英.钢框架焊接梁柱节点子结构抗倒塌性能试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(4):100-108.]
- [7] Zhong Weihui,Meng Bao,Hao Jiping.Analysis of anti-collapse performance for beam-to-column assembly with bolt and weld connection of steel frame[J].Journal of Huazhong University of Science and Technology(Natural Science Edition),2017,45(2):101-109.[钟炜辉,孟宝,郝际平.钢框架栓焊连接梁柱子结构抗倒塌性能分析[J].华中科技大学学报(自然科学版),2017,45(2):101-109.]
- [8] Li Tao.Research on stress performance of new bolting and welding mixed connection of H-shaped steel beam and column in weak axis[D].Xi'an:Chang'an University,2011.[李涛.新型H形梁与H形柱弱轴栓焊混合连接的受力性能研究[D].西安:长安大学,2011.]
- [9] Lu Linfeng,Xu Yinglu,Zhou Tianhua,et al.Experimental research on box strengthened joint connection for weak axis of I-section column-H-shaped beam under monotonic loading[J].Journal of Building Structures,2016,37(2):73-80.[卢林枫,徐莹璐,周天华,等.H形梁-工形柱弱轴箱形节点域连接节点单调加载试验研究[J].建筑结构学报,2016,37(2):73-80.]
- [10] Stylianidis P M,Nethercot D A,Izzuddin B A,et al.Study of the mechanics of progressive collapse with simplified beam models[J].Engineering Structures,2016,117:287-304.
- [11] Wang W,Wang J,Sun X,et al.Slab effect of composite sub-assemblies under a column removal scenario[J].Journal of Constructional Steel Research,2017,129(2):141-155.
- [12] 中国工程建设标准化协会.建筑结构抗倒塌设计规范:CECS 392—2014[S].北京:中国计划出版社,2014.
- [13] Qing Xi,Wang Wei.Numerical simulation for progressive collapse behavior of through diaphragm bolted beam-column joints[J].Journal of Vibration and Shock,2015,34(10):68-75.[秦希,王伟.隔板贯通式全螺栓节点抗连续性倒塌性能数值模拟分析[J].振动与冲击,2015,34(10):68-75.]

(编辑 黄小川)

引用格式: Zhong Weihui,Song Xiaoyan,Meng Bao,et al.Experimental study on anti-collapse performance of beam-column substructure with welded flange-bolted web connection in minor-axis direction[J].Advanced Engineering Sciences,2018,50(2):42-49.[钟炜辉,宋晓燕,孟宝,等.弱轴栓焊连接梁柱子结构抗倒塌性能试验研究[J].工程科学与技术,2018,50(2):42-49.]