

# 钢结构梁柱节点塑性铰外移主动设计策略研究综述

武 鹏, 董锦坤, 张玉桂

辽宁工业大学土木建筑工程学院, 辽宁 锦州

收稿日期: 2026年3月10日; 录用日期: 2026年3月30日; 发布日期: 2026年4月13日

## 摘 要

传统的钢结构梁柱节点基本都是焊接形成, 在地震中容易发生脆性破坏, 为减少财产损失和更好地保护人生安全, 将梁柱节点塑性铰外移的研究逐渐走入大众视野。梁柱节点的塑性铰外移有多种因素, 此论文总结削弱H型梁、加强梁柱节点、一种装配式可更换的削弱型节点三种情况, 其中削弱H型梁包括削弱腹板、削弱翼缘、组合削弱。加强梁柱节点型可细分为扩大翼缘型、盖板加强型、侧板加强型、肋板/腋板加强型和组合加强型。这三种情况会使塑性铰从梁端往梁中部方向移动, 实现塑性铰外移的效果, 符合“强节点弱构件”的设计理念。并且对未来的研究提出相关建议。

## 关键词

塑性铰外移, 钢结构梁柱节点, 削弱型, 加强型, 削弱型节点

# Research Review on Active Design Strategy of Plastic Hinge Relocation in Steel Structure Beam-Column Joints

Peng Wu, Jinkun Dong, Yugui Zhang

College of Civil Engineering and Architecture, Liaoning University of Technology, Jinzhou Liaoning

Received: March 10, 2026; accepted: March 30, 2026; published: April 13, 2026

## Abstract

Traditional steel structure beam-column joints are mostly formed by welding and prone to brittle failure during earthquakes. To reduce property damage and better protect human safety, research

on relocating plastic hinges in beam-column joints has gradually gained attention. The relocation of plastic hinges in beam-column joints is influenced by multiple factors. This paper summarizes three scenarios: weakening H-shaped beams, strengthening beam-column joints, and a type of prefabricated replaceable weakened joint. Among these, weakening H-shaped beams include weakening the web, weakening the flange, and combined weakening. Strengthening beam-column joints can be further categorized into enlarged flange type, cover plate strengthening type, side plate strengthening type, rib/stiffener strengthening type, and combined strengthening type. These three approaches shift the plastic hinge from the beam end toward the mid-span of the beam, achieving the effect of relocating the plastic hinge, which aligns with the design principle of “strong joints and weak members”. Additionally, relevant suggestions for future research are proposed.

## Keywords

Plastic Hinge Relocation, Steel Structure Beam-Column Joint, Weakening Type, Reinforced Type, Weakened Node

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

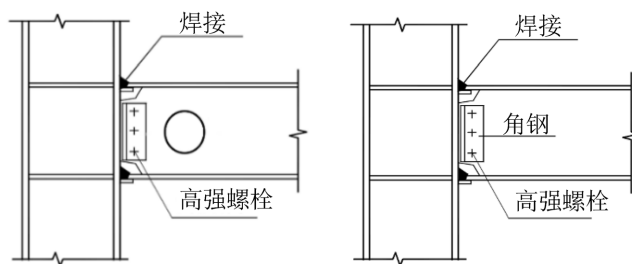
## 1. 引言

在钢结构抗震体系中，梁柱节点充当着非常重要的角色。它是传递梁端弯矩、剪力和轴力的传力部位，也是协调框架整体变形、耗散能量的核心区域。节点的性能决定着结构在地震中的表现，设计标准且优良的节点可以成为结构框架理想的耗能机制，而一个薄弱的节点则可能导致其发生灾难性的脆性破坏。这一问题的严峻性在美国于 1994 年发生的北岭地震和日本的 1995 年的阪神地震中暴露无遗，大量的房屋发生倒塌，经过调查，大量房屋的梁柱节点处出发生脆性断裂，传统的梁柱节点通常是焊接构成，由焊接构成的梁柱节点在此次地震中未能表现出预期的延性性能，引发了人们对新型延性节点的研究需求。正是基于上述惨痛教训，“塑性较外移”作为一种主动的、性能化的抗震设计理念被明确提出并成为现代钢结构抗震设计的核心原则之一。

## 2. H 型梁削弱型

### 2.1. H 型梁腹板削弱型

王秀丽等[1]对四个梁腹板开圆和一个无孔的标准事件进行对比(见图 1)，通过设计圆孔的直径大小以及圆孔中心到梁端的距离为变量(相关参数见表 1)，对该削弱型节点进行低周反复荷载试验，并采用 ANSYS、ABAQUS 来进行计算和对比分析，系统地研究了该节点的力学性能。试验表明，在梁的腹板上进行开孔可以有效地引导塑性较外移，试件的破坏模式由梁端焊缝处的焊缝破坏转变为开孔处局部的屈曲破坏。根据数据结果显示(见表 2)，变形最明显的 FR-5 的极限承载力 203 KN 比标准试件 FR-1 的极限承载力 213 KN 下降了约 4.7%，但是 FR-5 的梁端最大位移 16 mm 比标准试件 FR-1 的梁端最大位移 11 mm 高出 45%，通过牺牲少量的极限承载力来换取较大的转动能力，在工程实践中完全可行。为探究塑性较的位置对钢框架的延性影响，通过 ABAQUS 来进行计算分析，发现当塑性较位置距节点 400 mm 时，钢框架的延性比提高了 1.48 倍，但是承载力仅下降 6.2%。论文最终给出腹板圆孔直径的建议取值范围，开孔直径最好使梁腹板高度的 0.55~0.75 倍，开孔中心距柱翼缘表面最好为 0.75~1.15 倍梁腹板高度，可在小幅牺牲承载力(<8%)的前提下，显著提升结构延性与抗震性能。



**Figure 1.** Beam-web weakened beam-column joints and standard specimens

**图 1.** 梁腹板削弱型梁柱节点与标准试件

**Table 1.** Specimen number and related parameters

**表 1.** 试件编号与相关参数

试件编号	试件描述	腹板上开孔的削弱型节点				
		标准试件	FR-1	FR-2	FR-3	FR-4
	孔距/mm	-	200	200	40	400
	孔径/mm	无孔	100	150	100	200

**Table 2.** Bearing capacity and deformation test results

**表 2.** 承载力与变形试验结果

试件	极限承载力/kN	平均转动刚度/(kN·m/rad)	梁端最大位移/mm	节点平均转角/rad
FR-1	213	16,632	11	0.01294
FR-2	192	14,364	13	0.01529
FR-3	183	10,766	13.5	0.01765
FR-4	168	15,623	10.5	0.01235
FR-5	203	8688	16	0.01882

在近几年来诸多学者再此基础上做出更改,如李晓东等[2]将梁腹板开孔的形状更改为六边形蜂窝状和三个六边形组成的组合形状,马江萍等[3]将梁腹板开孔形状更改为两条平行长孔,以及马江萍等人[4]在另一篇文章中发表的将梁腹板形状改为两半圆孔形等,他们通过更改梁腹板开孔形状,来探究不同形状对节点力学性能的影响。

## 2.2. H 型梁翼缘削弱

对梁的翼缘进行削弱可以使梁端截面的塑性弯矩发生改变,从而达到塑性较外移的效果,翼缘的削弱形式一般为狗骨式 RBS (Reduced Beam Section)、翼缘开槽孔与翼缘局部开槽。

郁有升等[5]对 5 种参数不同的狗骨式试件(见图 2)和 1 个传统型全焊接不削弱翼缘型的试件进行拟静力试验研究(各参数见表 3),在低周往复的循环荷载下研究其滞回性能和破坏机理,试验结果表明(试验数据见表 4),这五个试件 ST-1~ST-5 的塑性转角均超过了 0.04,最小的 ST-4 的 0.041 也是传统试件 0.026 的 1.577 倍,最大的 ST-2 的 0.059 是传统试件的 2.269 倍。该五个试件的延性系数也均大于 4.0,而传统的构件延性系数只有 2.4,该五个试件最大延性系数是传统的 1.917 倍,最小延性系数是传统的 1.667 倍。再看极限荷载,传统试件的极限荷载是该五个试件最大极限荷载的 1.010 倍,是该五个试件最小极限荷载的 1.125 倍,这六个极限荷载都比较相接近,在牺牲少量的荷载来换取较大的延性,往往是可以接受的。该五组试件的翼缘削弱区发生局部屈曲,ST-1、3 焊缝处发生开裂产生破坏,说明了焊缝质量

仍是影响节点性能的关键。五个试件的滞回曲线都比较饱满，而传统试件的滞回曲线显得扁长，表明它们具有更强的耗能能力、更好的延性和更稳定的破坏模式。合理地去选取削弱区起点距离  $a$ 、削弱长度  $b$  与削弱深度  $c$  等参数非常重要，文中给出建议取值范围， $a$  建议取  $(0.55\sim 0.75)bf$ ， $c$  不宜超过  $0.5bf$ ，其中  $bf$  为梁的翼缘宽度。

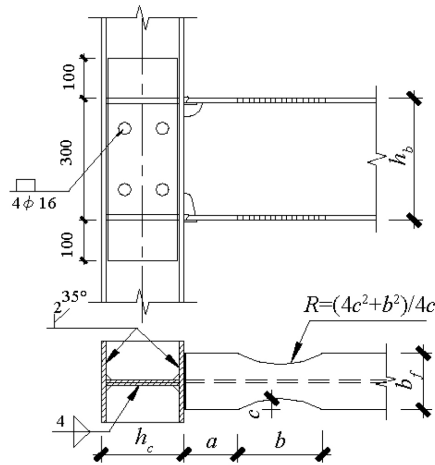


Figure 2. Detailed construction of node connection  
图 2. 节点连接细部构造

Table 3. Section size and weakening parameters of the specimen  
表 3. 试件截面尺寸及削弱参数

试件	梁截面	柱截面	梁柱连接类型	翼缘削弱点距离( $a$ )	翼缘削弱起点长度( $b$ )	翼缘削弱深度( $c$ )
ST-1	HN300 × 150	HW200 × 200	全焊接	0.73 bf	0.6 hb	0.23 bf
ST-2	HN300 × 150	HW200 × 200	全焊接	0.73 bf	0.8 hb	0.23 bf
ST-3	HN300 × 150	HW200 × 200	全焊接	0.47 bf	0.6 hb	0.23 bf
ST-4	HN300 × 150	HW200 × 200	全焊接	0.47 bf	0.8 hb	0.23 bf
ST-5	HN300 × 150	HW200 × 200	全焊接	0.47 bf	0.8 hb	0.27 bf
ST-6	HN300 × 150	HW200 × 200	全焊接	0	0	0

Table 4. Comparison of test results between dog-bone joints and traditional joints  
表 4. 狗骨式节点与传统节点试验结果对比

试件	极限荷载 $P_u$ /kN	屈服荷载 $P_y$ /kN	极限位移 $\Delta_u$ /mm	屈服位移 $\Delta_y$ /mm	塑性转角 $\theta_u$ /rad	塑性弯矩 $M_u$ /kN·m	延性系数 $\mu$	节点破坏形态
ST-1	106.2	85.7	77.4	17.6	0.052	159.3	4.4	翼缘削弱处出现一定的局部屈曲，梁与柱连接下翼缘处的焊缝发生开裂
ST-2	101.1	86.2	83.1	18.1	0.059	151.6	4.6	翼缘的削弱处出现屈曲现象，节点形成明显塑性铰，梁发生严重扭转而破坏
ST-3	102.4	81.6	65.7	16.0	0.044	153.3	4.1	翼缘削弱处出现局部屈曲，梁与柱连接下翼缘的焊缝处发生开裂

续表

ST-4	98.3	84.3	64.0	14.9	0.043	147.4	4.3	翼缘削弱处出现屈曲,节点形成明显塑性铰,梁发生严重扭转而破坏
ST-5	95.4	79.5	61.0	15.2	0.041	143.1	4.0	翼缘削弱处出现屈曲,节点形成明显塑性铰,梁发生严重扭转而破坏
ST-6	107.3	88.9	39.5	16.3	0.026	160.5	2.4	梁与柱连接的下翼缘焊缝处出现开裂,最终导致破坏,无明显塑性铰形成

在茹继平等[6]的论文中可知,狗骨式节点不光只有圆弧型切口,还有直线型与锥型,但因后两者的延性性能较差,因此优先研究圆弧型切口形状的狗骨式节点。

孟庆轩[7]通过对 20 个翼缘开不同参数的孔形成的削弱型节点进行试验研究,并和未开孔削弱的普通节点进行对比,通过 ANSYS 软件对翼缘开孔型节点与普通节点在低周循环加载下进行受力分析。实验结果如下表 5。

**Table 5.** Performance comparison between perforated weakened joints and ordinary joints  
**表 5.** 开孔削弱节点与普通节点性能对比

比较维度	RB-z (开孔削弱型)	RB-base (普通节点)	结论分析
前期受力 (<0.02 rad)	最大应力同样出现在柱面梁端连接处,应力变化趋势与 RB-base 基本相同。	最大应力出现在柱面梁端连接处。	前期力学性能基本一致,开孔并未显著降低初始刚度或承载力。
中期望性发展	最大应力逐渐由柱面梁端连接处向翼缘开孔削弱区转移。	塑性区域主要分布在梁根部(紧贴柱面)。	成功实现了塑性区域的外移,这是该设计的核心目标。
塑性铰位置	在远离柱面梁端连接处的位置(即削弱区)形成塑性铰。	在柱面梁端连接处附近形成塑性铰。	RB-z 的塑性铰位置是可控的、预设的,对焊缝安全。
焊缝区域状况	柱面梁端连接处的高应力区逐渐减小,后期仅端部小部分进入强化,得到了保护。	焊缝区域持续承受高塑性应变,并进入强化阶段,变形加大。	RB-z 有效降低了焊缝区的塑性应变集中,降低了发生脆性破坏的风险。
抗震性能	通过削弱区耗能,塑性发展充分且远离节点核心区,表现出较好的延性。	塑性铰靠近柱面,根部变形大,易导致焊缝开裂,对抗震不利。	RB-z 的延性和耗能能力优于 RB-base,更符合“强节点、弱构件”的设计理念。

由此可以看出梁翼缘开孔型节点可以成功地使塑性铰转移到翼缘开孔的截面处,避免节点处的焊缝提前发生断裂造成脆性破坏。该研究最终给出个参数的合理取值范围,削弱起始长度  $A_c$  宜为 1.3~1.5 倍翼缘宽,开孔直径  $D_c$  宜为 0.125~0.15 倍翼缘宽,孔边距  $B_c$  宜为 2~2.25 倍孔径,孔间距  $L_c$  宜为 2~4 倍孔径,开孔数量宜为 4~12 个(参考图 3)。该结果为之后的此类工程提供了具体的设计依据,明确翼缘开孔使塑性铰外移是防止梁柱节点发生脆性断裂的有效途径。

孙国宁等[8]改变梁翼缘圆孔的形状,改为长孔型分析其节点滞回性能,建立了 4 个系列 19 个模型,通过 ABAQUS 进行循环荷载模拟,最终所有系列的节点其滞回曲线均饱满,表明该类型的节点具有良好的耗能能力和延性,并且给出了研究的四个参数(开孔矩形部分起始部位距离柱翼缘表面的距离  $a$ 、矩形

孔长度  $b$ 、矩形孔宽度  $c$  及矩形孔距离梁翼缘边缘的距离  $d$ ) 的建议取值。

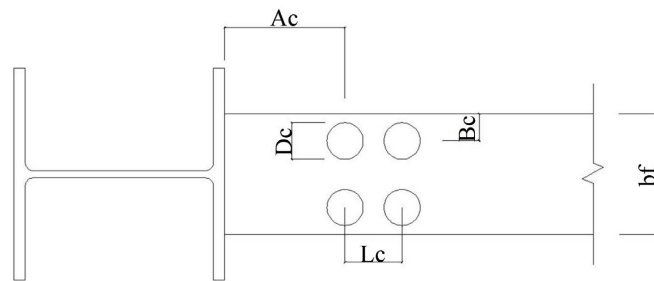


Figure 3. Open-hole top view of the specimen  
图 3. 试件开孔俯视图

管欣旺[9]不但分析圆孔还分析椭圆孔和长圆孔的力学性能和抗震性能。通过 ABAQUS 软件在循环荷载作用下对这些试件进行对比分析, 最终得出结论, 椭圆孔的延性性能较差, 延性系数比圆孔的延性系数下降 17.12%, 长圆孔和圆孔的延性性能相接近, 但建议选取圆孔。同时也给出了开孔半径、开孔数量的取值建议。

### 2.3. H 型梁组合削弱型

Qiao 等[10]认为传统的狗骨式节点在裂缝出现后仍有承载力骤降这一问题, 于是在翼缘削弱的情况下, 对腹板进行开孔, 这可以进一步提升节点的延性和抗倒塌的能力。对 9 个不同构造的试件进行了中柱顶部唯一控制加载, 这 9 个不同构造的试件包括 1 个无削弱的传统焊接节点(RBS0)、1 个仅翼缘削弱的节点(RBS1)和 7 个翼缘削弱与腹板开孔并存的组合削弱节点(RBS2), 通过单调竖向加载的方式研究其抗连续倒塌性能和破坏机理。试验结果表明, RBS0 试件发生脆性焊缝断裂, 破坏时竖向位移仅增加 12.4 mm, 其抗连续倒塌能力较差。RBS1 试件的塑性铰成功迁移至翼缘削弱区, 其极限荷载(217.0 kN)和极限位移(236.7 mm)比 RBS0 提高了 25.1%和 28.2% (数据见表 6), 延性系数也显著提升。

Table 6. Mechanical properties as crack appeared in beam

表 6. 梁开裂时的力学性能

Specimen ID	$P_{\max}$ (kN)	$w_{\max}$ (mm)	$\theta_{\max}$ (rad)	$M_{\max}$ (kN·m)	$N_{\max}$ (kN)	Failure mode
RBS0	173.4	184.6	0.121	49.8	295.2	Weld fracture
RBS1	217.0	236.7	0.156	40.5	852.8	Reduced flange fracture
RBS2-C80-D180	130.4	254.5	0.167	36.2	372.5	Reduced flange fracture
RBS2-C80-D200	162.0	272.2	0.179	39.4	464.1	Reduced flange fracture then towards web opening
RBS2-C80-D220	213.0	228.1	0.150	45.7	492.3	—
RBS2-C100-D180	156.0	239.0	0.157	42.4	396.7	—
RBS2-C100-D200	194.8	279.8	0.184	41.9	466.5	—
RBS2-C100-D220	150.8	283.5	0.187	43.5	380.5	—
RBS2-C120-D200	157.9	282.1	0.186	51.2	395.7	—

RBS2 组合削弱试件表现出最优的延性性能, 以 RBS2-C100-D200 的极限位移达到 279.8 mm, 是 RBS0 的 1.52 倍, 开裂后的裂缝沿梁腹板向开孔处缓慢延伸, 开孔形成拱结构通过持续变形耗能, 开裂后位移增量达 47 mm, 远大于 RBS0 和 RBS1, 展现出优异的抗连续倒塌能力。这七组 RBS2 试件的破坏均始于翼缘削弱区处, 裂缝的延伸路径受开孔参数的影响。合理的选取腹板开孔直径  $C$  和开孔中心距梁端距离  $D$  至关重要, 由文中分析可知, 开孔率  $\alpha (C/h)$  不小于 0.5 且距离率  $\beta (D/h)$  不大于 1.0 时能够有效触发拱效应耗能机制, 当  $\alpha=0.5$ 、 $\beta=1.0$  时试件综合性能最优, 而过大的开孔距离( $\beta=1.1$ )或过小的开孔直径( $\alpha=0.4$ )均不利于拱效应的发展。

### 3. 梁柱节点加强型

#### 3.1. 扩大翼缘型

张艳霞等[11]对 1 个梁端梯形翼缘加宽型节点进行试验研究(见图 4), 通过拟静力加载试验研究其抗震性能, 重点分析了节点的破坏形态、极限承载力、塑性转角、延性性能和耗能能力。试验结果表明: 该节点的塑性铰发生在梯形加宽的末端, 实现了塑性铰外移的目的, 很好地保护了梁端焊缝。节点的塑性转角达到 0.035, 满足 FEMA 规范中塑性转角不小于 0.03 的要求; 节点的延性系数为 5.409, 大于 4.0, 表现出了良好的塑性变形能力。节点极限承载力为 450 kN, 在层间位移角达到 0.04 rad 时达到峰值, 之后承载力逐渐下降。该节点的滞回曲线饱满、滞回环面积大表明其具有较强的耗能能力。试验全过程中, 梁柱连接处的焊缝以及梁拼接处的焊缝均没有发生破坏, 梁端加宽末端的翼缘处及腹板处都发生了明显局部屈曲现象, 呈现出稳定的破坏模式。合理设计扩翼宽度(320 mm)和扩翼长度(200 mm)是实现良好抗震性能的关键, 该节点既能充分发挥梁的承载力, 又能保证良好的延性性能和耗能能力, 施工同样也方便, 建议在我国多层钢结构工程中推广并应用。

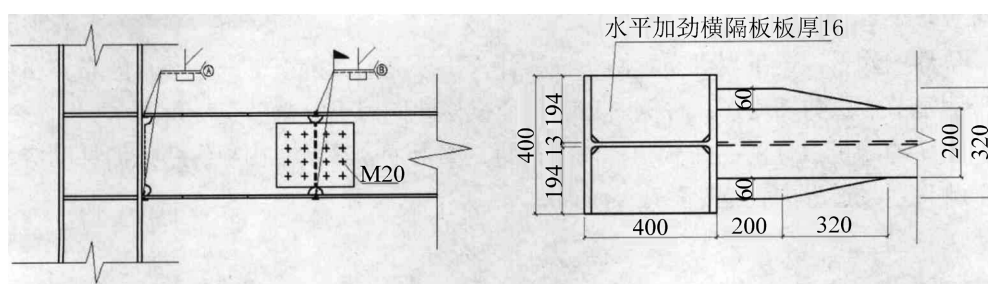


Figure 4. Diagram of geometric dimensions of specimens  
图 4. 试件几何尺寸示意图

#### 3.2. 盖板加强型

王燕等[12]对 2 个翼缘板加强型节点(FPS-1, FPS-2)、2 个盖板加强型节点(CPS-1, CPS-2)和 1 个传统栓焊节点(NFS-1)进行缩尺比例为 1/2 的拟静力试验研究(节点构造见图 5), 在低周往复循环荷载下研究其破坏形态、滞回性能、延性性能和承载能力。试验结果表明, 四个加强型节点构件的塑性铰均发生在加强板端部以外 6~10 cm 处的位置, 实现了塑性铰外移, 保护了梁柱连接处焊缝。通过(极限位移 - 屈服位移)/梁长的公式可以计算出四个加强型节点的塑性转角均大于 0.03, 满足 FEMA 规范中[13]的要求; 而传统节点在加载过程中无明显塑性铰形成, 呈现出脆性破坏特征。从延性系数上来看, 翼缘板加强型节点 FPS-1、FPS-2 的延性系数分别为 3.28 和 3.31, 盖板加强型节点 CPS-1、CPS-2 的延性系数分别为 3.11 和 3.15, 均大于 3.0 的抗震要求, 而传统节点 NFS-1 的延性系数仅为 2.27, 加强型节点的延性系数较传统节点提高了 37.0%~45.8%。再看极限荷载, 加强型节点 FPS-1、FPS-2、CPS-1、CPS-2 的极限承载力分别为

171.83 kN、167.58 kN、156.83 kN、159.52 kN，传统节点 NFS-1 的极限承载力为 149.89 kN，加强型节点较传统节点的极限荷载提高了 4.6%~14.6%，表明加强型节点在提高延性和耗能能力的同时，承载能力也得到了较大提升(试验结果见表 7)。四个加强型试件的滞回曲线饱满，而传统试件的滞回曲线显得扁长，表明了加强型节点具有着更强的耗能能力、更好的延性和更稳定的破坏模式。

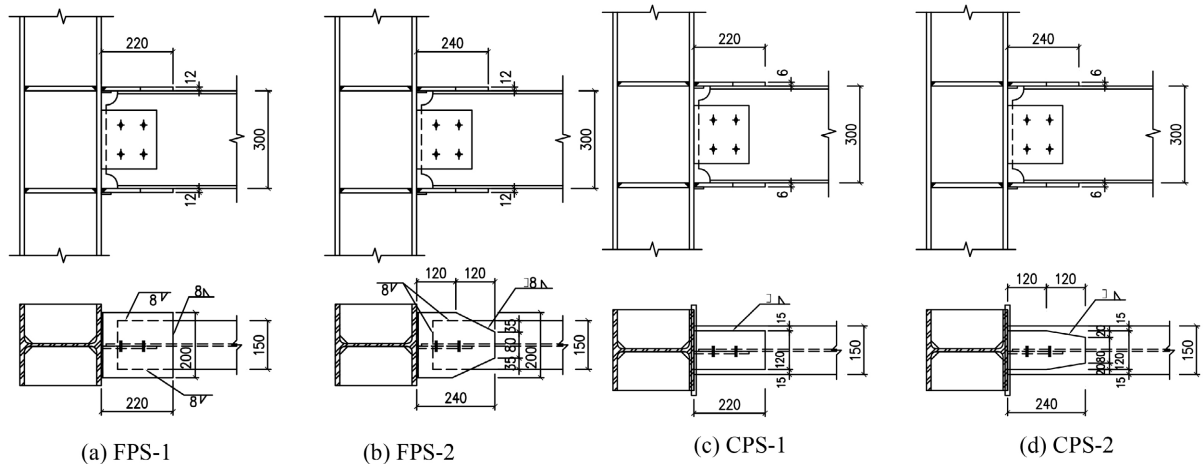


Figure 5. Node details construction of the specimen

图 5. 试件的节点细部构造

Table 7. Comparison of test results between reinforced joints and traditional joints

表 7. 加强型节点与传统节点试验对比

试件编号	极限承载力/kN	极限位移/mm	屈服位移/mm	延性系数
FPS-1	171.83	79.4	24.2	3.28
FPS-2	167.58	79.8	24.1	3.31
CPS-1	156.83	76.1	24.5	3.11
CPS-2	159.52	76.9	24.5	3.15
NFS-1	149.89	61.0	26.9	2.27

### 3.3. 侧板加强型

日本《钢结构连接节点设计指南》[14]中提及的一种节点形式，通过在梁端腹板两侧焊接钢板，增强梁端刚度，使塑性铰达到外移的效果。Haotian Jiang 等[15]参考该文献对两个波纹腹板预制钢梁试件 (PRCS-01 和 PRCS-02) (参考图 6)进行了拟静力试验研究，通过梁端双侧焊接加强钢板 PRCS-01 和在波纹腹板两侧设置 X 形斜向钢筋 PRCS-02 两种方式，在低周往复荷载下研究塑性铰的迁移效果和破坏机理。试验数据表明，PRCS-01 试件的翼缘在加强钢板起点处的应变(S2)明显大于梁端根部的应变(S1)，验证了塑性铰可以从梁端迁移至加强区起点，实现了塑性铰的外移。文中基于波纹腹板的抗剪稳定理论，推导出了加强钢板厚度的计算公式(公式如下)，

$$t'_w = \frac{9l_a b_f t_f (h - t_f)}{4h_w^2 (l - l_a)} \cdot \frac{f_y}{f'}$$

并通过试验验证了该计算方法的合理性。该节点的滞回曲线表明，梁端贴板加强能在不降低承载力的前提下实现塑性铰的迁移，具有良好的延性性能和耗能能力。

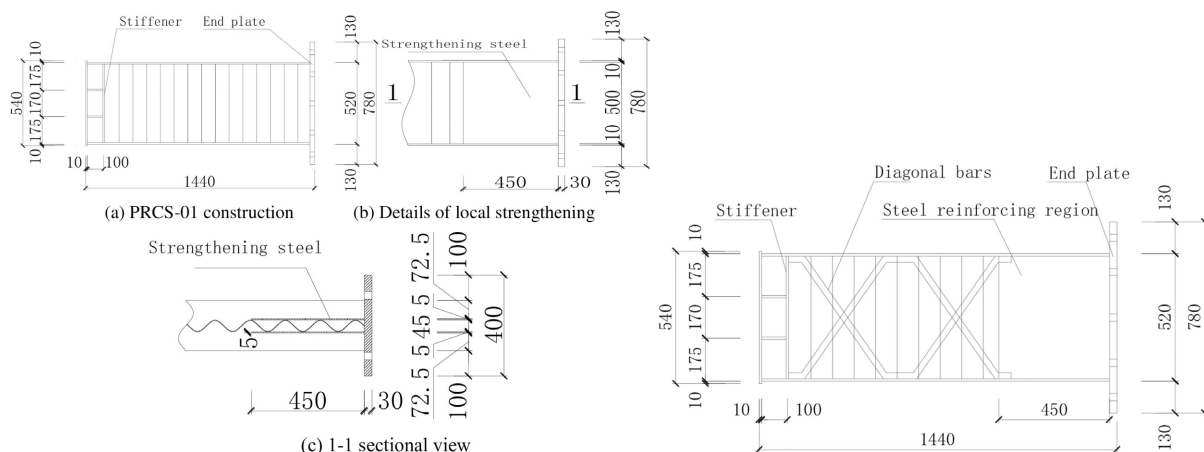


Figure 6. Steel frame sizes of specimen PRCS-01 and construction of the steel beam in specimen PPRCS-02

图 6. 试件 PRCS-01 的钢框架尺寸和试件 PPRCS-02 中钢梁的构造

### 3.4. 肋板/腋板加强型

张效禹等[16]对 8 个不同尺寸的装配式带肋加腋加强型节点模型(见图 7)进行了拟静力有限元数值计算,在低周往复循环荷载下研究其破坏形态、滞回性能、承载力、耗能能力和刚度退化等力学性能。研究表明,带肋加腋加强型节点比同尺寸刚性节点有更好的耗能能力;节点 sj-1(基准加强节点)的极限承载力约是无腋板节点 sj-4 的 1.63 倍,而耗能系数达到其 89.7%,结果表明添加 1 腋板的构件可以在承载力大幅度提升的同时依旧能保持 1 良好的耗能能力。进一步分析显示,节点 sj-8(柱壁加厚且腹板连接位置外移)的抗震性能最优,其等效黏滞阻尼系数达 0.231,比节点 sj-1 提高 10.5%,耗能系数达 1.453,接近 sj-4 的水平;而节点 sj-7 虽承载力最高(736.4 kN),但滞回曲线捏缩,且等效黏滞阻尼系数为 0.189,抗震性能最差。各节点的塑性应变主要集中在短梁与柱壁焊接端及肋板与柱壁焊接远端处,通过合理设计可使塑性区外移至梁端。设计中需适当加厚柱壁并匹配腋板连接位置,使螺栓充分发挥耗能作用,实现“强柱弱梁”,节点性能方可达到最佳状态。

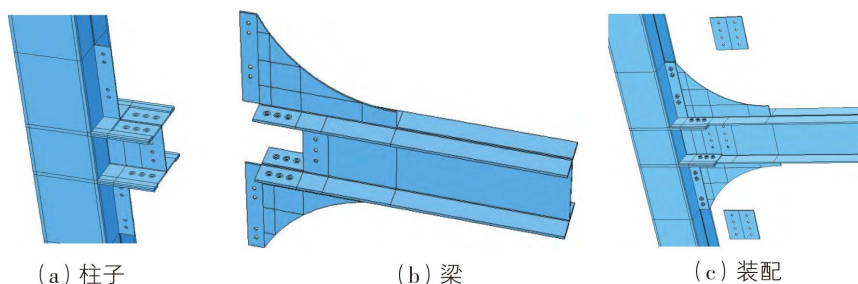


Figure 7. Component model

图 7. 构件模型

### 3.5. 组合加强型

袁素荣等[17]对翼缘加宽型、加盖板型两种加强形式的树状柱梁柱节点和 1 个无加强的传统梁柱节点(见图 8)进行了三维非线性有限元模拟分析,在循环荷载作用下研究其荷载-位移曲线和应力分布规律。

分析结果表明,两种加强型节点的塑性转角均在 0.03 rad 以上,其中翼缘加宽型节点在 0.03 rad 时承载力为 376.9 kN,加盖板型节点为 377.5 kN,而传统节点的塑性转角未能达到 0.03 rad 即发生破坏。当梁

端位移达到 40 mm 时，无加强传统节点的荷载为 332.61 kN，翼缘加宽型节点为 370.3 kN，加盖板型节点为 372.6kN，两种加强形式节点的承载力较传统节点分别提高了 11.3%和 12.0%，表明这两种加强措施对节点的承载力有着明显提升。从应力分布云图可以看出，无加强传统节点的梁翼缘根部存在明显的高应力集中区，而两种加强形式节点均将应力集中区外移至加强板端部以外位置，很好的实现了塑性铰外移，有效的保护了梁柱的焊缝。两种加强型节点的滞回性能良好，其中加盖板型节点上翼缘处的应力集中程度略小于翼缘加宽型节点，抗震能力略高，但翼缘加宽型节点相对节省钢材。

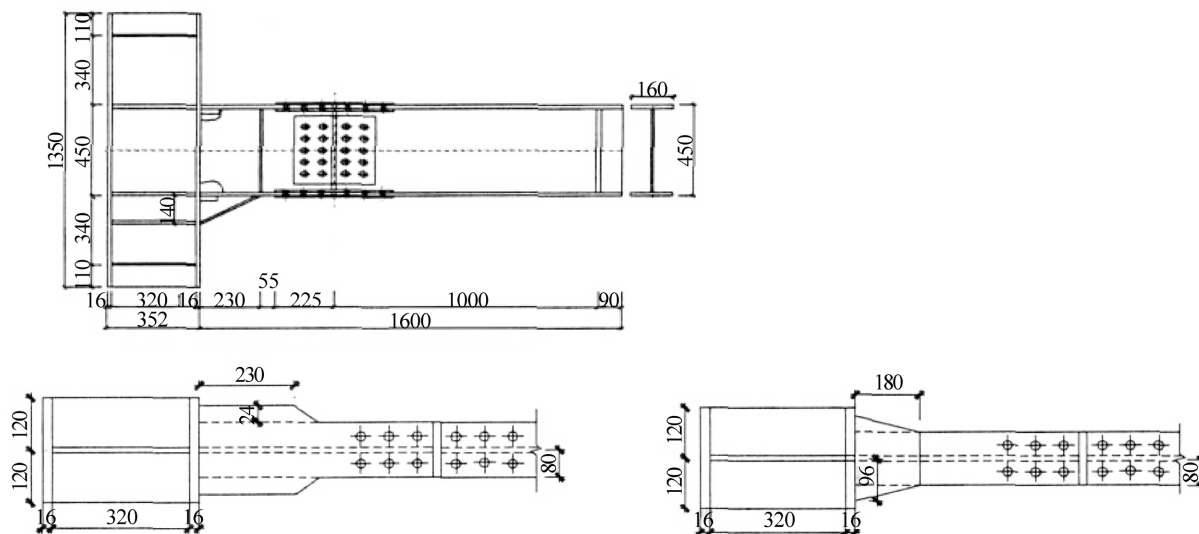


Figure 8. Three kinds of node construction graphs  
图 8. 三种节点构造图

#### 4. 装配式、可更换的削弱型节点

高晓飞和闫海鹏[18]提出一种由 H 型钢柱、H 型钢梁、高强槽钢连接件及可更换耗能连接元件(即“保险丝装置”)组成的装配式钢梁柱节点(见图 9)。

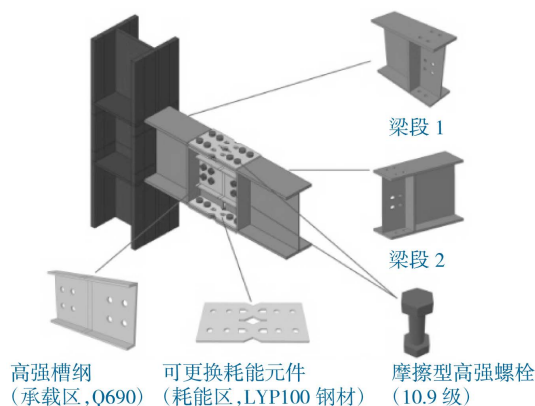


Figure 9. Structure diagram of assembled steel beam-column joints  
图 9. 装配式钢梁柱节点构造图

梁段被划分为三段，翼缘处通过 4 块 LYP100 低屈服点钢材制成的“保险丝装置”以高强螺栓连接，腹板处则采用高强槽钢通过摩擦型螺栓连接，形成耗能区与承载区分工明确的结构体系。有限元模拟结

果表明,该节点成功实现了塑性铰的外移:普通焊接节点 OJ-1 的塑性区集中于梁端焊缝处,等效塑性应变(PEEQ)最大值达 2.388;而采用改进型“保险丝装置”与高强槽钢连接的节点 OJ-H-F2,其塑性区转移至“保险丝装置”的削弱部位,等效塑性应变最大值降至 1.953,有效保护了梁柱焊接根部。同时,该节点的弹性位移转角达 0.0074,弹塑性位移转角达 0.053,延性系数为 7.16,相较于传统焊接节点(延性系数 3.77)提升近一倍,滞回曲线饱满,表明其通过“保险丝装置”的集中耗能实现了塑性铰可控外移与主体结构损伤的有效控制。

## 5. 结语

本文全面梳理了钢结构梁柱节点塑性铰外移的主动设计技术体系,从 H 型梁削弱型构造、梁柱节点加强型处理以及装配式可更换削弱型节点三个技术维度,系统综述了近十年来国内外学术界在该研究领域的理论探索成果与工程实践经验。通过对不同构造形式节点的力学行为特征、破坏模式演化、抗震性能参数等多方面的对比研究发现,无论是通过对梁翼缘或腹板进行合理削弱,还是采用增设加强板、节点加腋、盖板补强等构造措施,均能够有效引导塑性铰从易发生脆性破坏的梁端焊缝区域向梁身中部或预设耗能区段迁移,这一技术路径有效实现了“强节点、弱构件”的抗震设计思想在实际工程中的应用。

塑性铰外移这一技术已成为当今社会提高结构稳定性的关键技术之一。在未来塑性铰的研究中建议从以下四点发展:第一可对多种削弱型梁和加固节点进行组合研究,将这两种使塑性铰外移的不同方法进行结合可使构件性能达到互补;第二可将低屈服点钢、高性能钢材等新型材料与智能化建造技术相结合,推动节点构件的轻量化与可更换性;第三建议系统开展足尺模型试验与长期性能监测研究,这样就可更加精确观测节点或结构的受力状态、长期性能演变规律等情况;最后应当加快推进相关设计参数与构造措施的标准化进程,为工程实践应用提供更为明确的技术指导依据。

## 参考文献

- [1] 王秀丽,沈世钊,殷占忠,等. 钢框架梁腹板开孔型连接节点力学性能试验研究[J]. 工程力学, 2006(6): 65-76.
- [2] 李晓东,闫胤积. 蜂窝式可替换塑性铰梁柱节点力学性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2021, 38(1): 90-98.
- [3] 马江萍,刘清颖,赵冉. 梁腹板开平行长孔型节点滞回性能分析[J]. 钢结构, 2018, 33(1): 11-17.
- [4] 马江萍,刘清颖,赵冉. 钢框架梁腹板两半圆孔削弱型节点滞回性能分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2019, 41(1): 34-41+69.
- [5] 郁有升,王燕. 钢框架梁翼缘削弱型节点力学性能的试验研究[J]. 工程力学, 2009, 26(2): 168-175.
- [6] 茹继平,杨娜,杨庆山. 翼缘削弱型钢框架梁柱节点的性能研究综述[J]. 工程力学, 2004(1): 61-66.
- [7] 孟庆轩. 翼缘开孔削弱型节点抗震性能研究[D]: [硕士学位论文]. 邯郸: 河北工程大学, 2017.
- [8] 孙国宁,王丽丽,刘盼盼. 梁翼缘开长孔型节点滞回性能分析[J]. 钢结构, 2018, 33(3): 28-33.
- [9] 管欣旺. 装配式可更换梁段翼缘开孔削弱型节点抗震性能研究[D]: [硕士学位论文]. 郑州: 河南工业大学, 2024.
- [10] Qiao, H., Chen, Y., Wang, J. and Chen, C. (2020) Experimental Study on Beam-to-Column Connections with Reduced Beam Section against Progressive Collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, **175**, Article ID: 106358. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106358>
- [11] 张艳霞,王路遥,王建超,等. 钢框架梁端梯形翼缘加宽型节点抗震性能试验研究[C]//中国钢协结构稳定与疲劳分会. 钢结构工程研究——中国钢协结构稳定与疲劳分会第 12 届(ASSF-2010)学术交流会暨教学研讨会论文集. 北京: 《钢结构》杂志编, 2010: 621-628.
- [12] 王燕,郁有升,王鹏. 钢框架梁端翼缘板式加强型节点力学性能试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(3): 177-184.
- [13] FEMA-350 (2000) Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.
- [14] Japanese Institute of Architecture (2001) Recommendation for Design of Connections in Steel Structures.
- [15] Jiang, H., Jin, C., Yan, L., Li, Q. and Lu, W. (2021) Design Method for the Relocation of Plastic Hinges in Prefabricated Steel Beams with Corrugated Webs. *PLOS ONE*, **16**, e0246439. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0246439>

- [16] 张效禹, 韩明岚, 吴复电, 等. 装配式带肋加腋加强型节点力学性能分析[J]. 山西建筑, 2024, 50(13): 56-61.
- [17] 袁素荣, 李启才. 树状柱钢框架梁柱连接节点加强形式的有限元分析[J]. 苏州科技学院学报(工程技术版), 2008(2): 27-29+34.
- [18] 高晓飞, 闫海鹏. 一种耗能-承载型钢梁柱节点抗震性能研究[J]. 低温建筑技术, 2019, 41(11): 35-39.