

DOI:10.11918/202308025

# 薄柔钢框架抗震性能试验

程欣<sup>1</sup>, 王宇航<sup>1</sup>, 袁加旺<sup>1</sup>, 郑礼刚<sup>2</sup>

(1. 太原理工大学 土木工程学院, 太原 030024; 2. 山西潇河建筑产业有限公司, 太原 030009)

**摘要:**为实现钢结构住宅轻量化,采用大宽厚比钢构件组成的薄柔钢框架体系,通过合理的截面组配,实现体系的承载力与延性的平衡。为了研究薄柔钢框架体系的抗震性能,制作两个足尺薄柔钢框架,包括S1级、S3级和S4级截面宽厚比的构件,进行拟静力试验分析其破坏机制、滞回曲线、承载能力、延性和能量耗散能力等。结果表明:两个试件均以梁端和柱底区域局部屈曲变形为主要破坏模式,首次局部集中破坏出现在梁端,导致试件达到极限承载状态;在框架结构中关键位置屈曲变形的发生顺序和发展程度对框架的抗震性能有显著影响;薄柔钢框架结构在搭配不同截面宽厚比的构件下,可以在实现轻量化的同时仍有较高的延性和塑性耗能能力。最后,基于试验结果采用ABAQUS软件建立试件的有限元模型并进行参数分析,得到了在不同截面组配下模型的破坏机制及对应屈曲截面的内力变化。

**关键词:**薄柔钢框架;局部屈曲破坏;破坏机制;拟静力试验;有限元分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2025)02-0122-09

## Experimental study on seismic performance of slender steel frames

CHENG Xin<sup>1</sup>, WANG Yuhang<sup>1</sup>, YUAN Jiawang<sup>1</sup>, ZHENG Ligang<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China;

2. Shanxi Xiaohe Construction Industry Co., Ltd., Taiyuan 030009, China)

**Abstract:** A slender steel frame system composed of steel members with a high width-to-thickness ratio was adopted to achieve lightweight steel residential structures. By carefully selecting the section configuration the system achieves a balance between load-carrying capacity and ductility. To study the seismic performance of the slender steel frame system, two full-scale frames are constructed. These frames include members with S1, S3 and S4 configurations, varying in their cross-section width-to-thickness ratios. The frames are subjected to cyclic tests to analyze their failure mechanisms, hysteresis curves, load-carrying capacity, ductility, and energy dissipation capacity. The test results indicate that both specimens were mainly damaged by local buckling deformation at the beam end and column bottom region, with the initial concentrated damage occurring at the beam ends, leading to the specimens reaching their ultimate bearing capacity state. In addition, the sequence and degree of buckling deformation significantly influence the seismic performance of the frames. The slender steel frame structure, when combined with components of different width-to-thickness ratios, can achieve lightweight design while maintaining satisfactory ductility and plastic energy dissipation capacity. Finally, based on the experimental results, finite element models of the specimens were established using ABAQUS. Parametric analysis was conducted to determine the failure mechanisms and corresponding internal force variations of the buckling sections under different section configurations.

**Keywords:** slender steel frame; local buckling; failure mechanism; cyclic test; finite element analysis

通过增大H形构件的板件宽厚比,使其在相同的单位长度下拥有更大的回转半径、抗弯刚度、抗扭刚度和屈服弯矩等,是实现轻量化钢结构体系的一个重要路径<sup>[1-4]</sup>。这类大宽厚比板件(即不满足截面分类准则中塑性截面要求的板件<sup>[5-6]</sup>)组成的构件称为薄柔截面构件<sup>[7]</sup>,本文将部分或全部构件

(梁或柱)为薄柔构件的钢框架称为薄柔钢框架。在实际工程中薄柔钢框架主要应用在低多层,其设计思想与性能化抗震设计<sup>[8]</sup>中多延性目标下的抗震思想契合,可以通过设计合理的构件分布实现结构承载力和延性的平衡,从而提高结构的抗震性能。

目前,国内外对薄柔钢框架体系在设计方法、整

收稿日期: 2023-08-07; 录用日期: 2023-09-07; 网络首发日期: 2024-03-15

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20240315.0831.002>

基金项目: 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: 程欣(1986—),女,博士,教授,博士生导师

通信作者: 王宇航, 826345925@qq.com

体结构抗震性能与破坏模式等方面已有不少研究。Avery等<sup>[9]</sup>及Kim等<sup>[10-11]</sup>对薄柔钢框架进行单调加载试验,结果显示,局部屈曲将显著削弱结构承载力和结构刚度,是试件发生破坏的主要因素。贾连光等<sup>[12]</sup>对2榀腹板超限的薄柔钢框架进行滞回试验,结果表明,柱翼缘宽厚比较小时,可保证柱腹板的屈曲后强度,进而保证框架具有较好的抗震性能。Hu等<sup>[13-14]</sup>针对不同强度的高强钢和不同宽厚比组配下的钢框架进行了滞回试验,研究了框架塑性铰的发展和各部位能量耗散的顺序。陈以一等<sup>[15-16]</sup>进行了足尺薄柔钢框架和门式刚架的滞回试验,结果表明,薄柔钢框架最终的破坏模式为构件的屈曲破坏,屈曲破坏导致薄柔钢框架的延性和耗能能力低于普通钢框架,并给出了薄柔钢框架的抗震设计建议。

已有研究表明,薄柔钢框架具有自重轻、用材省等诸多优点。部分学者对其在滞回荷载作用下破坏模式进行了探索,然而目前对其抗震性能的研究还存在诸多不足,如薄柔钢框架在滞回荷载作用下结构破坏模式的发展规律模糊,局部屈曲的发展时序如何影响结构响应以及如何实现最优化的截面和构件配置以实现最优的耗能等,这些不足严重阻碍了薄柔钢框架的应用和推广。因此,对两个薄柔钢框架进行拟静力试验,从破坏机制、承载能力、滞回性能等方面对试件抗震性能进行研究,并使用ABAQUS建立精细化有限元模型进行分析,以期为该体系的推广应用提供参考。

## 1 试验

### 1.1 试件设计

试件为全尺寸单层单跨单榀薄柔钢框架,原型从一个5层建筑中提取,结合实际工程情况以及实验室的设备条件,取跨度4 m,层高3.1 m,如图1所示,在框架柱顶端试件恒定轴压力 $F_N$ ,水平方向施加滞回荷载 $F_S$ 。两试件的梁截面相同,柱截面不同,具体尺寸如表1所示,表中几何尺寸见图2。试件KJ-I由薄柔梁和薄柔柱组成,旨在研究此类结构在滞回荷载作用下的力学性能和抗震性能。KJ-II采用薄柔梁和厚实柱的结构配置,以揭示梁柱截面等级存在显著差异结构的力学特性。

图2为试件的立面图。试件由梁、柱、节点、柱脚和3个加载接头构成。为了使试件的破坏集中在梁和柱,文献[17-18]将梁柱节点设计为刚性节点,在节点域内使用加厚板和斜向加劲肋,节点域外部在梁和柱上均设加劲肋以隔断节点域,具体构造

如图2(a)所示。柱脚节点设计为刚性节点(图2(b)),柱脚设置多道加劲肋,并通过高强螺栓连接到刚性底座上。加载接头主要采用加厚钢板,在试验中与作动器固定连接。在整个试件组装过程中,为避免现场焊接,所有构件连接均采用10.9级高强螺栓连接。

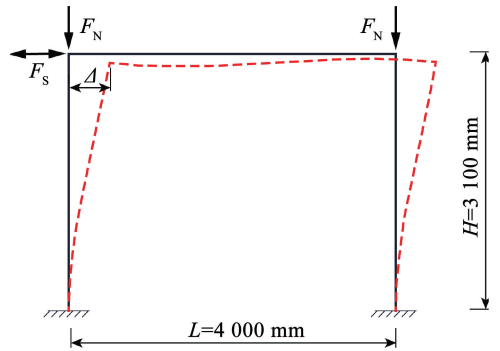


图1 受力简图

Fig. 1 Loading diagram

表1 试件主要参数

Tab. 1 Major parameters of specimens

试件 编号	截面 等级	$h \times b \times t_w \times t_f$	$b_f/t_f$	$h_w/t_w$
KJ-I	柱(S3)	330 mm × 200 mm × 6 mm × 10 mm	9.7	51.7
	梁(S4)	300 mm × 180 mm × 4 mm × 8 mm	11.0	71.0
KJ-II	柱(S1)	330 mm × 200 mm × 8 mm × 14 mm	6.9	37.8
	梁(S4)	300 mm × 180 mm × 4 mm × 8 mm	11.0	71.0

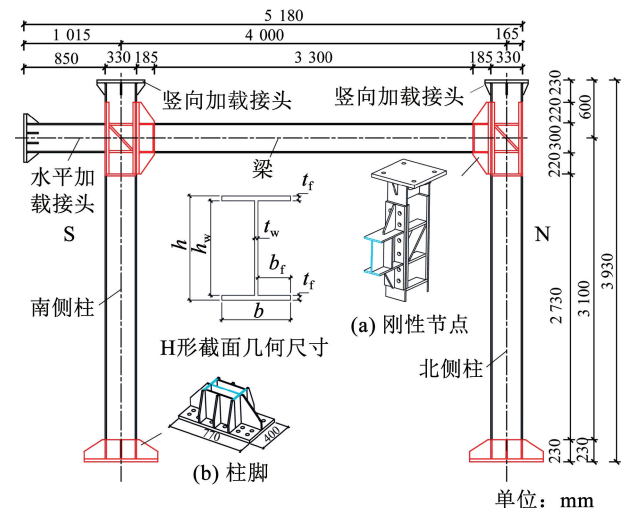


图2 试件尺寸及构造

Fig. 2 Specimen size and structure

表2列出了两个试件梁和柱所采用钢板的测试结果,对应厚度的钢板为同批次产品,每个厚度进行3个相同试件的拉伸试验。

表 2 钢材材性试验结果

Tab. 2 Results of material property test

名义厚度/ mm	实测厚度/ mm	$E$ / MPa	$f_y$ / MPa	$f_u$ / MPa	$\varepsilon_u$ / %	$\delta$
4	3.64	208.3	315.5	466.8	15.03	0.33
6	5.75	205.2	430.2	584.3	23.90	0.28
8	7.78	214.5	420.1	577.2	22.40	0.25
10	9.62	212.8	469.9	621.9	18.02	0.26
14	14.04	210.5	442.7	550.6	18.50	0.24

注:  $E$  为弹性模量,  $f_y$  为屈服强度,  $f_u$  和  $\varepsilon_u$  分别为极限强度和应变,  $\delta$  为断后伸长率。

### 1.2 加载装置

为了实现图 1 所示的加载模式, 设计了一个三维加载框架, 包括加载系统、平面外支撑装置和刚性底座, 如图 3 所示。加载系统包括 3 个 200 t 伺服作动器, 在试验过程中 3 个作动器 (A-1 ~ A-3) 可进行同步控制。其中, A-1 和 A-2 用于施加垂直轴向力  $F_N$ , A-3 用于施加水平滞回荷载 ( $F_S$ )。A-3 的行程长度为  $\pm 300$  mm, 可满足试件进行 4% 的层间位移角的加载条件。竖向作动器一侧与反力架固结, 一侧与试件固结, 在试验中试件受到水平位移荷载时会带动竖向作动器产生水平位移, 使竖向作动器在为试件提供竖向力的同时产生一定的水平分力。因此, 试件的水平外力由 3 部分组成, A-3 提供的水平力以及 A-1 和 A-2 在提供竖向力时产生的水平分力。

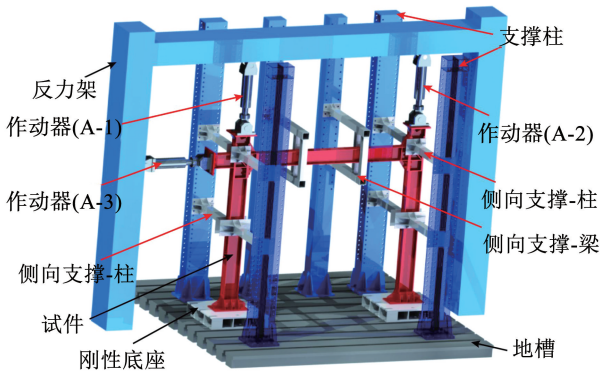


图 3 加载装置

Fig. 3 Test setup

平面外支撑装置主要包括 4 套侧向支撑-柱和两套侧向支撑-梁, 侧向支撑-柱分别位于于节点处和柱子的中间高度处。侧向支撑-梁分别布置在梁跨度的三分点处。刚性底座通过精轧螺纹钢 (施加 300 kN 预拉力) 固定在地槽上, 以确保柱脚完全固结。

### 1.3 测量装置

试件的测量装置布置如图 4 所示, 两个试件的布置完全相同, 每个试件使用 72 个应变片和 26 个位移计。

为了观察梁和柱屈曲的发生和发展程度, 应变片主要分布在预分析确定的可能发生屈曲变形的 6 个截面 (1-1 ~ 6-6)。在每个截面上, 12 个应变片成对布置在每个截面的翼缘和腹板的 1/4 点处, 以监测试件屈曲变形的发展。在位移计的布置方面, D1 ~ D12 用于监测柱脚的水平和垂直移动, D13 和 D14 安装在节点域处的刚性板两侧, 其平均值可用于校准水平位移, D17 可进一步对水平位移进行交叉校验。此外, D15 和 D16 用于监测试件北侧的水平位移, D18 和 D19 记录试件的垂直位移。D20 ~ D24 监测试件关键位置的平面外位移, D25 和 D26 记录竖向作动器的水平位移, 以便校验试件的水平外力。

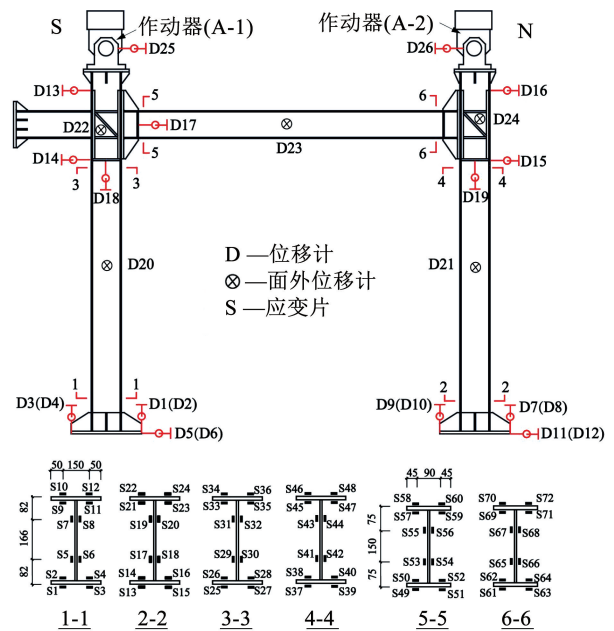


图 4 应变片和位移计布置

Fig. 4 Strain gauges and displacement transducers layout

### 1.4 加载制度

在试件的两个柱子顶部施加 0.2 名义轴压比的恒定荷载, 具体来说, 对 KJ-I 和 KJ-II 分别施加 420、560 kN 的轴压力。

根据加载方案施加周期性水平荷载, 如图 5 所示, 主要由水平位移  $\Delta$  或层间位移角 ( $\theta = \Delta/H$ ) 控制。加载方案主要根据 AISC 341-16<sup>[19]</sup> 确定, 同时, 考虑到本试验的加载持续时间和试件的破坏特征, 增加了 0.25%、0.75%、1.25%、1.75% 和 2.5% 的层间位移角。在 0.75% 之前, 每个加载阶段的幅值以 0.125% 的增量递增。从 0.75% 到 2%, 每个加载阶段的幅值以 0.25% 递增。之后, 加载协议按照 2.5%、3% 和 4% 的加载阶段进行。每个加载阶段重复两个循环。如果出现以下情况, 试验将终止: 1) 层间位移角达到 4%; 2) 出现整体失稳; 3) 承载力下降到极限承载力的 85% 以下。

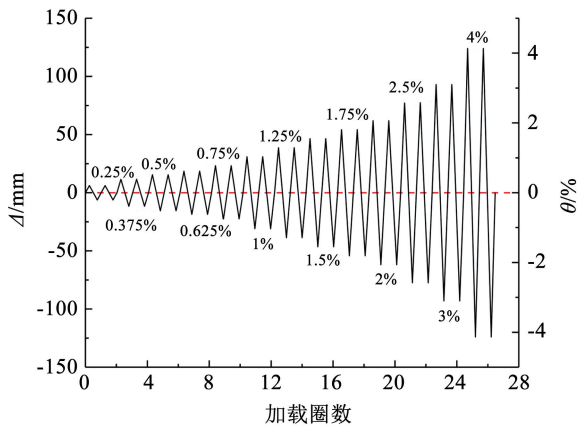


图 5 加载制度

Fig. 5 Loading protocol

## 2 试验现象

### 2.1 试件 KJ-I

图 6 描述了 KJ-I 的典型破坏状态, 包括发生在梁两侧端部和柱底部的屈曲变形。

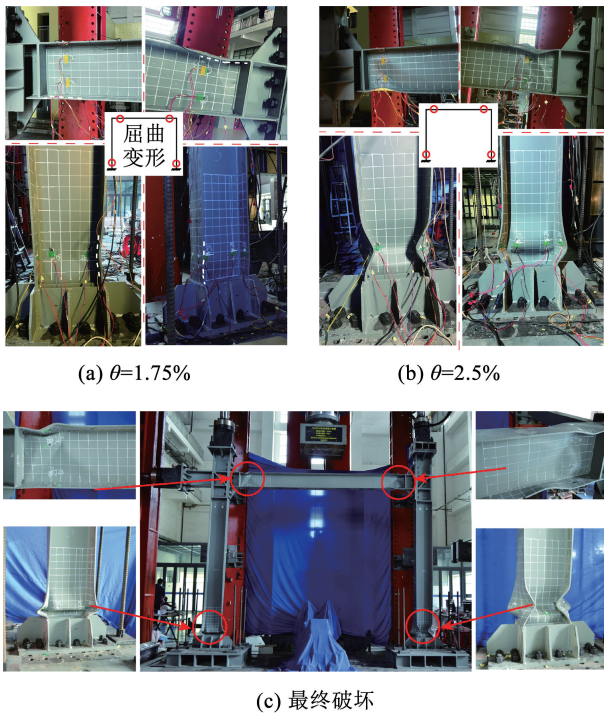


图 6 试件 KJ-I 破坏图

Fig. 6 Failure diagram of specimen KJ-I

由图 6 可以看出, 在  $\theta = 0.75\%$  前, 试件整体保持弹性。  $\theta = 1\%$  时, 梁北侧端部翼缘和北侧柱底部翼缘已进入塑性阶段。在  $\theta = 1.5\%$  的加载阶段, 梁南侧上翼缘和北侧下翼缘分别出现局部屈曲, 并在荷载作用下, 带动腹板发生变形。在  $\theta = 1.75\%$  级循环加载中, 南北两柱的底部区域都出现了屈曲变形。如图 6(a) 所示, 随着加载位移的增大, 在梁端和柱子底部的屈曲变形逐渐加大。图 6(b) 为  $\theta =$

2.5% 时, 梁端和柱底部屈曲变形的试验现象, 可以看出, 此时屈曲变形很严重。第一次加载到 4% 的峰值时, 南北两侧柱底部变形过大, 且在轴压力的作用下南柱底部瞬时轴向挤压发生显著的垂直缩短, 南柱底部腹板和翼缘之间的焊缝出现了明显的裂缝, 试验结束, 最终的破坏现象如图 6(c) 所示。整个试验过程中试件节点域没有出现明显变形, 且所有梁柱连接均未出现裂缝或断裂。

试件 KJ-I 的竖向变形如图 7(a) 所示。可以看出, 在柱子屈曲之前, 大部分竖向变形是可恢复的。在柱底部屈曲后 ( $\theta = 1.75\%$ ), 框架表现出明显不可逆转的竖向变形。

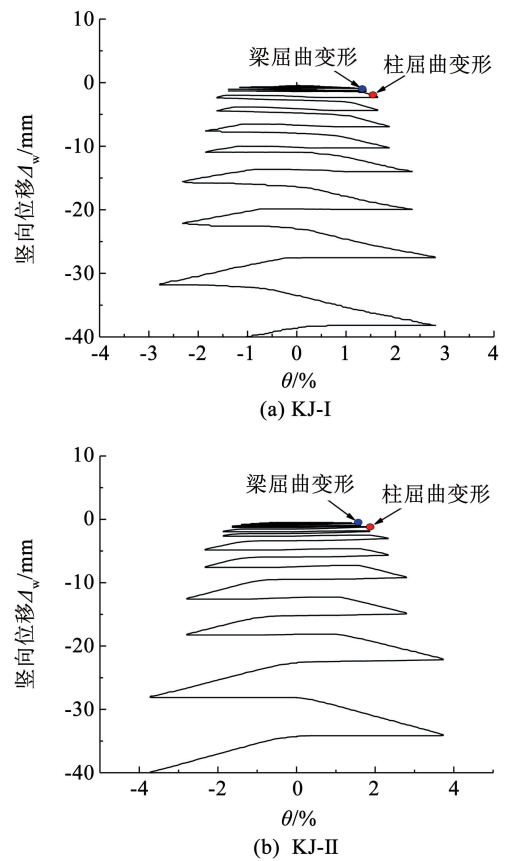


图 7 竖向位移

Fig. 7 Vertical displacement

### 2.2 试件 KJ-II

图 8 展示了试件 KJ-II 的典型破坏。可以看出, 试件 KJ-II 的破坏过程与 KJ-I 相似, 都是在梁端首先发生局部屈曲变形, 然后柱底部的局部屈曲才开始发展。

在  $\theta = 0.75\%$  加载阶段之前, 试件保持弹性。  $\theta = 1.5\%$  时, 梁南侧上翼缘和梁北侧下翼缘出现局部屈曲, 如图 8(a) 所示。随着水平位移荷载的增加, 梁两端的屈曲变形逐渐发展。在  $\theta = 2.0\%$  时, 南柱底部的腹板发生了局部屈曲。当达到  $\theta = 2.5\%$

时,梁和柱的局部屈曲变形很大,如图 8(b)所示。 $\theta = 4\%$  时,柱底部屈曲变形严重,承载力明显下降,试验结束,如图 8(c)所示。需要关注的是,在加载过程中,KJ-I 和 KJ-II 的梁两侧端部以及两柱底部均出现了局部屈曲变形。在这 4 个屈曲段中,与梁屈曲变形相比,柱底部的局部屈曲对框架性能的影响更大,同时,柱屈曲产生了不可逆的垂直位移。与 KJ-I 相比,KJ-II 的柱屈曲变形发展更晚,其变形能力明显高于 KJ-I。

试件 KJ-II 的竖向变形如图 7(b)所示。在  $\theta = 2\%$  之前,竖向变形很轻微,主要是由横梁屈曲引起的。在  $\theta = 2\%$  之后,由于支柱底部发生了不可逆的屈曲变形,竖向变形逐渐增大。

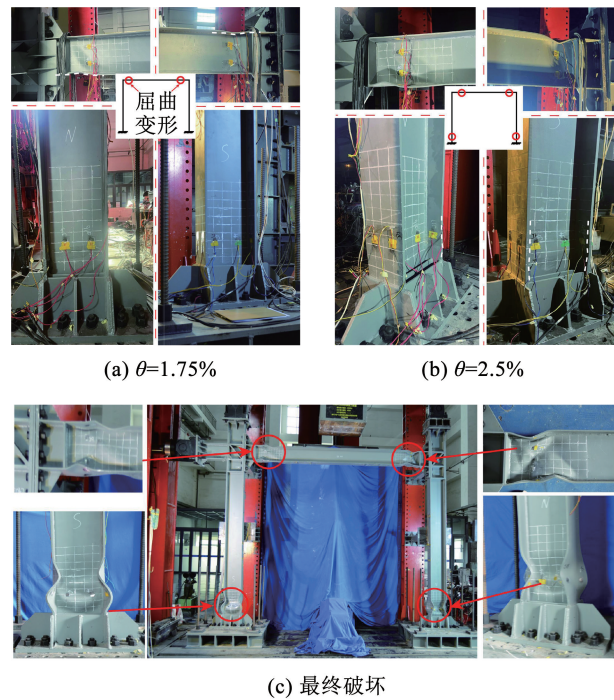


图 8 试件 KJ-II 破坏图

Fig. 8 Failure diagram of specimen KJ-II

### 3 试验结果分析

#### 3.1 滞回曲线

图 9 为试件的滞回曲线,其中,试件 KJ-I 的滞回曲线呈现对称的形状。在 KJ-I 梁发生屈曲之前,每个加载阶段的承载力都在持续增加。梁屈曲后达到试件极限承载力,随后柱底部发生屈曲变形,试件的承载力迅速退化。与 KJ-I 相比,试件 KJ-II 的滞回曲线更加饱满,在承载力退化段,曲线下降趋势更为缓慢。在 KJ-II 中,当梁发生屈曲变形时,试件达到极限承载力,随着梁屈曲变形的发展,承载力缓慢下降;当柱底部发生屈曲变形时,其承载力快速退化。柱采用厚实截面时,试件具有较高的屈曲后强度。

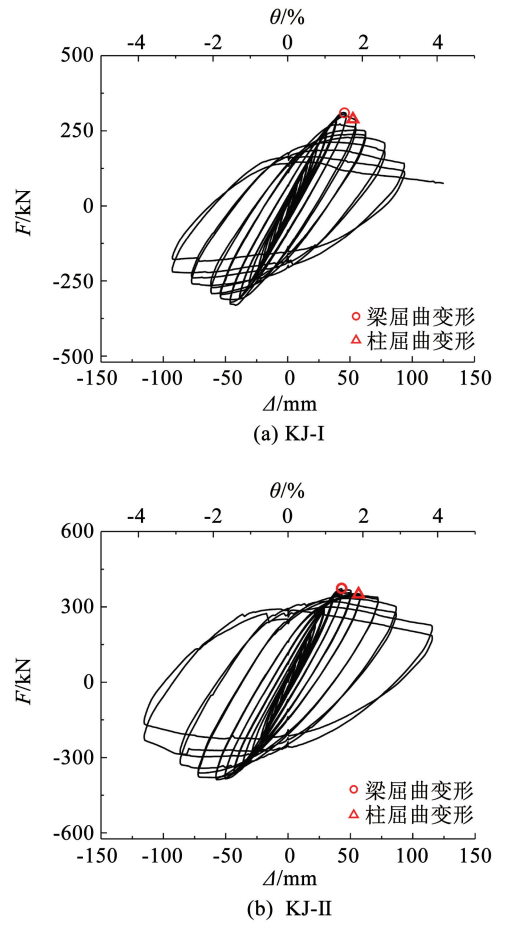


图 9 滞回曲线

Fig. 9 Hysteresis curves

从两个试件的曲线可以看出,对于单层单跨框架,梁发生局部屈曲会导致框架达到极限承载力,并使框架的内力重新分布,而柱的破坏变形会进一步加剧承载力的退化。

#### 3.2 骨架曲线

通过提取试件滞回曲线的各加载级第 1 次循环的峰值点得到试件的骨架曲线,如图 10 所示。试件的骨架曲线形状基本相同,先后经历了弹性段、塑性段、屈曲下降段。其中,在  $\theta = 0.75\%$  以前,试件处于弹性阶段时,曲线比较稳定,初始刚度可达到理论刚度的 90% 以上。弹性段以后,由于试件的构件截面组配不同,曲线表现出不同特征。

试件 KJ-I 在  $\theta = 0.75\%$  以后,梁和柱逐渐进入塑性,刚度开始下降,但承载力仍然增加。在  $\theta = 1.5\%$  时,梁端翼缘出现局部屈曲,承载力达到峰值;在  $\theta = 1.75\%$  时,柱底部也发生局部屈曲,试件承载力迅速退化。在 1.75%、2%、2.5% 和 3% 加载阶段,承载力分别下降了 7%、19%、33% 和 55% 左右。试件 KJ-II 在  $\theta = 0.75\%$  以后,梁和柱的端部陆续进入塑性,刚度退化较为缓慢。在  $\theta = 1.5\%$  时梁端出现局部屈曲,承载力达到峰值;到  $\theta = 2.0\%$  后,柱底部

的局部屈曲变形得到发展,试件的承载力明显降低。在2%、2.5%、3%和4%加载阶段,承载力分别下降了7%、10%、20%和40%左右。

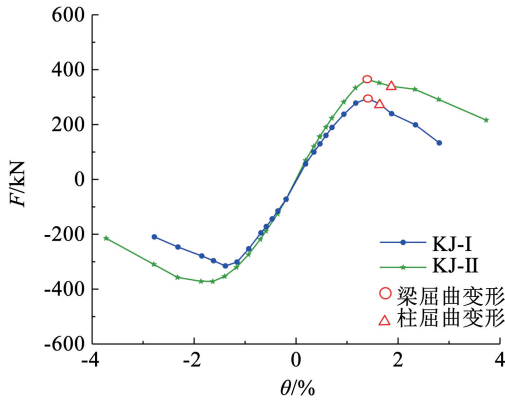


图10 骨架曲线

Fig. 10 Skeleton curves

在试件中梁截面的退化会有效限制结构的极限承载力,试件进入屈曲下降段后,在柱底部的塑性变形发展能有效降低结构的承载能力。

### 3.3 刚度退化曲线

图11显示了两个试件的抗侧刚度退化曲线,并标注了发生局部屈曲的时刻。刚度退化因子  $K$  通过式(1)计算得出:

$$K_i = \frac{|F_i| + |-F_i|}{|\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (1)$$

式中:  $F_i$  和  $-F_i$  分别代表第  $i$  个加载阶段正方向和负方向的峰值荷载值,  $\Delta_i$  和  $-\Delta_i$  分别对应第  $i$  个加载阶段正方向和负方向峰值点的位移值。

试件的抗侧刚度退化曲线表现出相似的趋势,在  $\theta = 0.75\%$  之前的弹性阶段,刚度略有下降,这主要是由试件和侧向支撑之间存在摩擦力造成的。 $\theta = 0.75\%$  以后,由于试件的梁端和柱底部都陆续进入塑性,试件刚度发生退化。当局部屈曲变形发生时,试件的刚度迅速退化,曲线变得陡峭,通过此规律可以进一步确定试件发生局部屈曲的时序。

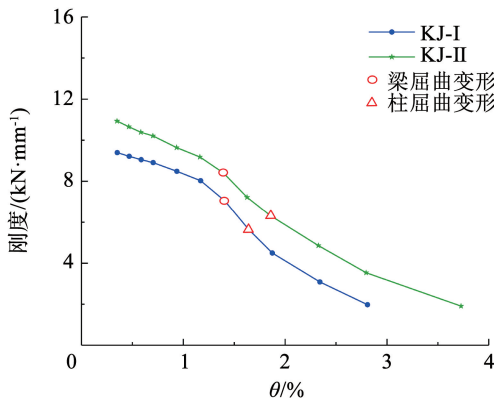


图11 抗侧刚度退化曲线

Fig. 11 Lateral stiffness degradation curves

### 3.4 延性

表3列出了试件的承载能力和延性。KJ-I和KJ-II的极限承载力( $F_u$ )分别为320.8、380.2 kN。对于  $F_u/F_y$ ,两试件相差不多,分别为1.58和1.46。KJ-I和KJ-II的延性系数  $\mu$  分别为2.4和3.3,表明KJ-I的延性明显低于KJ-II。原因为KJ-I的柱截面是薄柔截面,当发生局部屈曲时承载力迅速退化,降低了结构的延性。

表3 试件承载力与延性

Tab. 3 Load-bearing capacity and ductility of test specimens

试件	$F_y$ /kN	$F_u$ /kN	$F_u/F_y$	$\Delta_y$ /mm	$\Delta_u$ /mm	$\mu$
KJ-I	202.9	320.8	1.58	21.4	52.2	2.4
KJ-II	260.1	380.2	1.46	22.6	73.7	3.3

注:  $\Delta_y$  表示理论屈服位移;  $\Delta_u$  表示当荷载下降到极限承载力85%时,正向位移的平均值;延性系数  $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ ;  $F_u$  为试件正负极限承载力的平均值;  $F_y$  为对应  $\Delta_y$  时的承载力。

### 3.5 耗能曲线

为了更好地理解试件的塑性耗能机制,图12展示了试件的黏滞阻尼系数  $h_e$ , 计算如下:

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \times \frac{(A_{ABC} + A_{CDA})}{(A_{\Delta OBF} + A_{\Delta ODE})} \quad (2)$$

式中:  $A_{ABC}$ 、 $A_{CDA}$ 、 $A_{\Delta OBF}$ 、 $A_{\Delta ODE}$  分别表示图12中相关点所围成的区域。例如,  $A_{ABC}$  表示图12中A、B和C点所围成的区域。

从图12可以看出,KJ-I和KJ-II耗能趋势大致相同。局部屈曲变形主要发生在梁端和柱底部。但是薄柔柱塑性发展能力不足,KJ-I的柱底部较早发生局部屈曲变形,KJ-II采用厚实截面柱,柱子局部屈曲的发生时间被延后,局部屈曲变形发展缓慢。因此,KJ-I的  $h_e$  增长较快,KJ-II的  $h_e$  更大。此外,侧向支撑与试件之间的摩擦会产生额外的能量耗散。

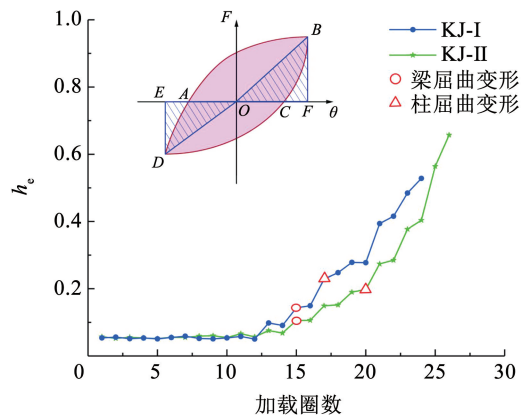


图12 黏滞阻尼系数

Fig. 12 Viscous damping coefficients

## 4 有限元分析

### 4.1 有限元模型建立

通过 ABAQUS 软件建立精细化足尺有限元模型,如图 13 所示。

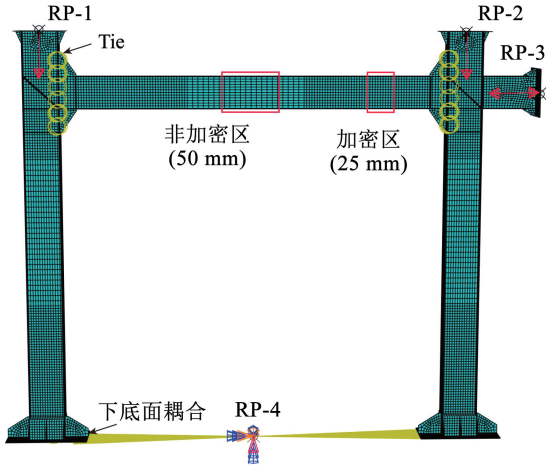


图 13 有限元分析模型

Fig. 13 Finite element analysis model

模型建立选用 SR4 单元(4 节点四边形有限薄膜应变线性缩减积分壳单元)壳单元厚度方向采用 5 个积分点的 Simpson 积分。钢材的材料模型参考材料试验结果设置,泊松比取 0.3。为保证梁柱节点是刚性节点,采用 Tie 约束建立梁柱构件之间的连接,同时建立节点域处的斜向加劲肋及加厚板。边界条件采用底部固接的方法,将两柱底截面共同耦合在选定的控制点 RP-4 上,并限制其所有自由度,达到柱底固结的边界条件。通过约束框架柱翼缘、节点域和梁翼缘的平面外位移为零的方式模拟试验中平面外支撑的效果。

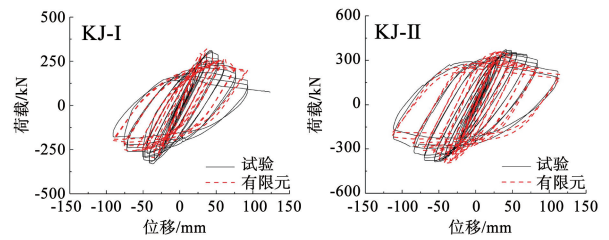
荷载部分,将 3 个加载截面分别与控制点 RP-1、RP-2 和 RP-3 耦合,按照试验加载制度施加荷载。为保证模型的计算精度以及计算效率,按塑性发展程度进行网格划分,处于弹性范围内的网格尺寸为 50 mm,塑性发展范围内的网格尺寸为 25 mm。另外,根据试件的实际情况,在有限元模型中加入初始缺陷。

### 4.2 有限元模型验证

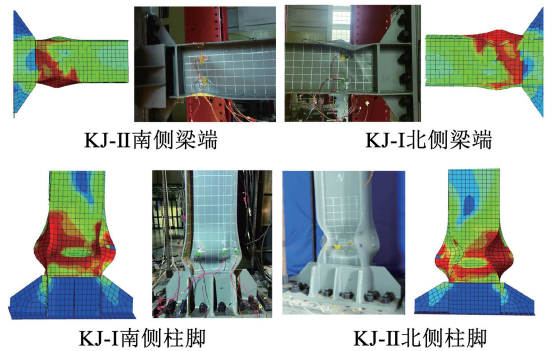
通过对比有限元模型和试件的滞回曲线和变形特征,验证有限元模型的正确性。

图 14(a)为试件和有限元滞回曲线对比,可以看出,两者的变化规律基本相同,且极限承载力较为接近。在承载力退化阶段,模型结果与试验有一定的偏差。分析认为:1)模型所采用的钢材的损伤模型与实际有一定的差异,在加载后期,两者的损伤累积出现差异,在退化段集中表现出来;2)在试验中,

试件与平面外支撑装置和作动器自身等均有摩擦力产生。图 14(b)为有限元模型与试验现象的变形对比,可以看出,两者的吻合程度较高,表明所建模型能够应用于薄柔钢框架的参数分析之中。



(a) 试件和有限元模型滞回曲线



(b) 试验和有限元变形对比

图 14 试验和有限元对比

Fig. 14 Comparison of tests and FE model

### 4.3 参数分析

根据上文构建的有限元模型,对不同板件宽厚比构件组配下的薄柔钢框架进行初步探索。建立 12 个有限元模型进行单向加载分析,其中,试件的高度、跨度、节点形式以及梁柱截面的外包尺寸均不变,与试验试件一致,只改变梁和柱的截面厚度。具体尺寸如表 4 所示,其中,C 表示柱构件,B 表示梁构件,模型 C1-B1 表示柱为 C1 截面,梁为 B1 截面。

表 4 有限元模型构件尺寸

Tab. 4 Finite element model member dimensions

构件编号	腹部厚度/	翼缘厚度/	宽厚比	高厚比
	mm	mm		
C1	8	14	6.9	37.8
C2	7	12	9.7	51.7
C3	6	10	8.0	43.7
B1	7	11	7.9	39.7
B2	6	10	8.7	46.7
B3	5	9	9.7	56.4
B4	4	8	11.0	71.0

提取模型梁端和柱底局部屈曲变形发展处的截面弯矩以及结构承载力进行分析,如图 15 所示。分

析得到模型在加载范围内有 5 种破坏类型, 分别是梁破坏、先梁后柱破坏、梁柱交叉破坏, 先柱后梁破坏、柱破坏。其中, C1-B4 是典型的梁破坏, 在梁端发生局部屈曲后, 梁截面弯矩承载力降低, 试件整体的承载力降低; C2-B4 属于先梁后柱破坏, 当梁发生破坏时, 模型承载力达到峰值, 柱子局部屈曲的发展加剧了承载力的退化趋势; C2-B3 属于梁柱交叉破

坏, 但轴压力产生的二阶效应会加速柱的局部屈曲发展, 从而影响承载力的退化; C3-B3 是先柱后梁破坏, 局部屈曲发生时明显加剧承载力的退化; 模型 C3-B1 和 C3-B2 都是柱破坏类型, 需要注意的是, 在 C3-B1 中, 由于北侧柱上部也出现局部屈曲变形, 结构内力发生变化, 使得梁在未发生破坏时, 梁北侧端部截面弯矩下降, 柱多处破坏进一步加剧承载力退化。

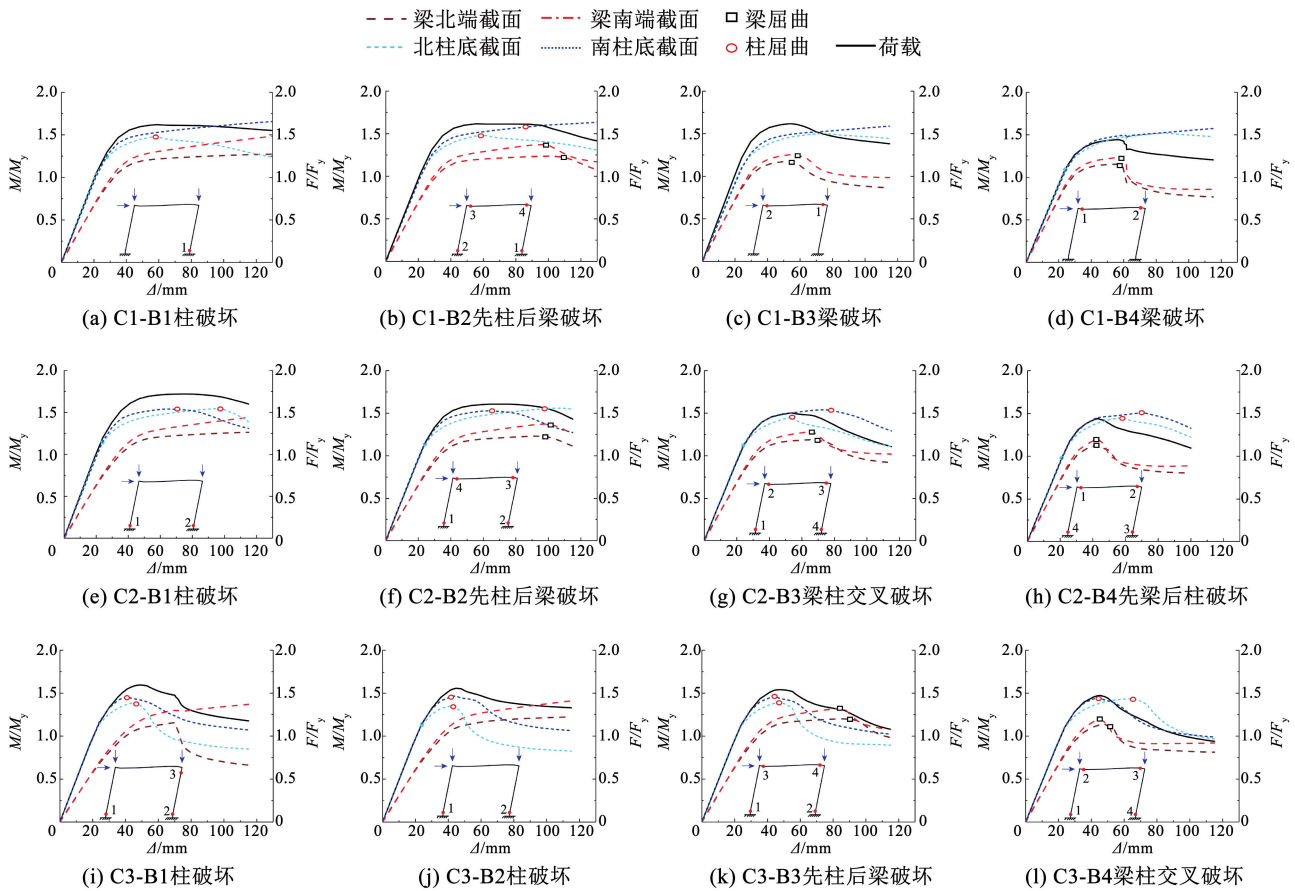


图 15 有限元模型截面弯矩和荷载-位移曲线

Fig. 15 Finite element model cross-section bending moments and load-displacement curves

模型整体承载力是每个局部破坏的综合表征, 当模型中发生单一构件的破坏时, 承载力变化趋势与该截面弯矩承载力变化基本一致。但是, 当模型中梁柱构件均发生局部屈曲时, 两者之间的内力相互影响, 共同影响承载力的变化, 但在加载位移较大时, 承载力退化趋势是由柱截面弯矩承载力主导。此外, 截面宽厚比越大, 构件越容易发生局部屈曲。当截面破坏时, 承载力会降低, 使结构发生内力重分布, 因此, 在设计薄柔钢框架时需要考虑构件的破坏时序。

## 5 结 论

1) 薄柔钢框架体系通过搭配不同截面宽厚比的构件, 可以在实现轻量化的同时, 仍有较高的延性

和塑性耗能能力。

2) 在框架结构中, 当柱子截面宽厚比较大时, 结构的延性显著降低, 不宜在高烈度地区设计使用。

3) 两个试件的主要破坏模式是发生在梁端和柱底部的局部屈曲变形, 在梁端的局部屈曲是最先发展的, 限制了试件整体极限承载力的发展。

4) 在框架结构中, 改变构件的宽厚比组合会影响结构在关键位置屈曲变形的发生顺序和发生程度, 最终对结构的抗震性能产生重大影响。

## 参考文献

[1] 周绪红, 王宇航. 我国钢结构住宅产业化发展的现状、问题与对策[J]. 土木工程学报, 2019, 52(1): 1  
 ZHOU Xuhong, WANG Yuhang. Status, problems and countermeasures of industrialization development of steel structural

- residence in China [J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(1): 1. DOI: 10.15951/j.tmgxb.2019.01.001
- [2] 张爱林. 工业化装配式高层钢结构体系创新、标准规范编制及产业化关键问题[J]. 工业建筑, 2014, 44(8): 1  
ZHANG Ailin. The key issues of system innovation, drawing up standard and industrialization for modularized prefabricated high-rise steel structures [J]. Industrial Construction, 2014, 44(8): 1. DOI: 10.13204/j.gyjz201408001
- [3] UANG C M, BRUNEAU M. State-of-the-art review on seismic design of steel structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(4): 11. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001973
- [4] 刘歌青, 石永久, 王元清, 等. 纯框架体系在多层轻钢住宅中的应用研究[J]. 工业建筑, 2002, 32(12): 64  
LIU Geqing, SHI Yongjiu, WANG Yuanqing, et al. Application of light-steel moment resisting frames on multi-storey residential building [J]. Industrial Construction, 2002, 32(12): 64. DOI: 10.3321/j.issn:1000-8993.2002.12.021
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017  
Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People's Republic of China. Standard for design of steel structures; GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017
- [6] 程欣, 侯雪松, 李卓峰. 考虑板件相关作用的 H 形截面分类准则[J]. 工程力学, 2020, 37(4): 178  
CHENG Xin, HOU Xuesong, LI Zhuofeng. Cross-section classification criteria of steel H-sections considering the plate interaction effect[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(4): 178. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2019.05.0266
- [7] 陈以一, 吴香香, 程欣. 薄柔构件钢框架的承载性能特点研究[J]. 工程力学, 2008, 25(增刊 2): 62  
CHEN Yiyi, WU Xiangxiang, CHENG Xin. Capacity and deformability of steel frames composed of members with non-compact or slender elements[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(Sup. 2): 62
- [8] 周佳, 童根树, 李常虹, 等. 《钢结构与钢-混凝土组合结构设计方法》的理解与应用——钢结构抗震性能化设计[J]. 建筑结构, 2022, 52(18): 145  
ZHOU Jia, TONG Genshu, LI Changhong, et al. Understanding and application of design method for steel and steel-concrete combined structures: seismic performance-based design of steel structures[J]. Building Structure, 2022, 52(18): 145. DOI: 10.19701/j.jzjg.LZ2201
- [9] AVERY P, MAHENDRAN M. Large-scale testing of steel frame structures comprising non-compact sections [J]. Engineering Structures, 2000, 22(8): 920. DOI: 10.1016/S0141-0296(99)00039-5
- [10] KIM S E, KANG K W, LEE D H. Full-scale testing of space steel frame subjected to proportional loads[J]. Engineering Structures, 2003, 25(1): 69. DOI: 10.1016/S0141-0296(02)00119-0
- [11] KIM S E, KANG K W. Large-scale testing of space steel frame subjected to non-proportional loads [J]. International Journal of Solids and Structures, 2003, 40(1): 69. DOI: 10.1016/S0020-7683(02)00463-8
- [12] 贾连光, 许峰, 张绍武, 等. 轻型钢框架结构的抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2005, 35(10): 64  
JIA Lianguang, XU Feng, ZHANG Shaowu, et al. Experimental study on aseismatic property of lightweight steel frame [J]. Industrial Construction, 2005, 35(10): 64. DOI: 10.3321/j.issn:1000-8993.2005.10.020
- [13] HU Fangxin, SHI Gang, SHI Yongjiu. Experimental study on seismic behavior of high strength steel frames: global response[J]. Engineering Structures, 2017, 131: 163. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.11.013
- [14] HU Fangxin, SHI Gang. Experimental study on seismic behavior of high strength steel frames: local response [J]. Engineering Structures, 2021, 229: 111620. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111620
- [15] 陈以一, 吴香香, 田海, 等. 空间足尺薄柔构件钢框架滞回性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(5): 51  
CHEN Yiyi, WU Xiangxiang, TIAN Hai, et al. Experimental study on the hysteretic behavior of full-scale special steel frames composed of non-compact members [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(5): 51. DOI: 10.3321/j.issn:1000-131X.2006.05.008
- [16] 徐勇, 陈以一, 程欣, 等. 轻型门式刚架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(10): 76  
XU Yong, CHEN Yiyi, CHENG Xin, et al. Experimental research on hysteretic behavior of light-weight steel portal frame[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(10): 76. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2010.10.011
- [17] 王素芳. 薄柔钢框架刚性端板连接节点的设计方法[J]. 兰州理工大学学报, 2011, 37(1): 111  
WANG Sufang. Design method for rigid joint of end-plate connection in slender flexible steel frames[J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2011, 37(1): 111. DOI: 10.3969/j.issn.1673-5196.2011.01.026
- [18] 王燕, 孙颖, 刘秀丽. 高强螺栓外伸端板连接受力性能分析[J]. 钢结构, 2011, 26(1): 1  
WANG Yan, SUN Ying, LIU Xiuli. Analysis of high-strength bolts resistance for extended end plate connections [J]. Steel Construction, 2011, 26(1): 1. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9963.2011.01.001
- [19] Committee of Specification. Specification for structural steel buildings; ANSI/AISC 360-10[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010

(编辑 刘 彤)