## 钢-混凝土组合梁钢框架节点抗震性能试验

王 力1, 闫世杰2, 郑 圆1, 张成龙1

(1.哈尔滨工业大学 土木工程学院, 150090 哈尔滨; 2.铁道第三勘察设计院集团有限公司, 300142 天津)

摘 要:为了研究钢-混凝土组合梁钢框架节点的抗震性能,本文进行了3个1/2缩尺的钢-混凝土组合梁钢框架节点 的拟静力试验,主要研究了节点类型(2个中柱节点、1个边柱节点)、混凝土板宽度等对组合节点抗震性能的影响,对节 点的破坏模式、滞回曲线、耗能能力、延性、强度和刚度退化等性能进行了研究,并利用有限元软件 ABAQUS 对组合节点 在单调荷载作用下弹塑性性能进行分析,对比可知理论分析与试验结果吻合较好.研究表明:组合节点的变形能力以及 耗能能力较强,强度与刚度退化不明显,节点位置和混凝土板有效宽度对节点抗震性能影响较大.

关键词:钢-混凝土组合梁钢框架节点;拟静力试验;抗震性能

中图分类号: TU318 文献标志码: A 文章编号: 0367-6234(2014)04-0001-06

# Tests on seismic behavior of joints in steel frame with steel-concrete composite beams

WANG Li<sup>1</sup>, YAN Shijie<sup>2</sup>, ZHENG Yuan<sup>1</sup>, ZHANG Chenglong<sup>1</sup>

(1.School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China;

 $\ensuremath{\text{2. Third Survey and Design Group of the Ministry of Railways}, \ensuremath{\operatorname{300142 Tianjin}}, \ensuremath{\operatorname{China}})$ 

Abstract: To study the seismic behavior of joints in steel frame with steel-concrete composite beams, 3 quasistatic tests of 1/2 reduced scale joints in steel frame with steel-concrete composite beams were carried out, which mainly focused on the influence of joint location (two middle column joints, a side column joint) and effective width of concrete slab on seismic performance of the composite joints. The failure mode of the joint, the hysteresis curve, energy dissipation capacity, ductility, strength degradation and stiffness degradation properties have also been studied. ABAQUS software has been used to analyze the elastic-plastic performance of the joints under monotonic loading. The finite element analysis results are in good agreement with the experimental results. It is shown that deformation capacity and energy dissipation ability of joints are high; strength degradation and stiffness degradation are not obvious; joints location and the effective width of concrete slab have much influence on the seismic performance of the joints.

Keywords: joints in steel frame with steel-concrete composite beams; quasi-static test; seismic behavior

在1994年美国洛杉矶北岭地震和1995年日本阪神地震的破坏中,大部分钢框架梁柱连接节点都发生了意想不到的脆性破坏<sup>[1]</sup>,因此为了提高节点的延性以及抗震性能,人们将目光投向了组合结构,而钢-混凝土组合梁钢框架结构作为组合结构的一种典型代表,是目前组合结构研究

收稿日期: 2013-01-15.

的趋势.该梁柱组合节点主要由钢框架梁柱连接 节点以及覆盖在其上面的钢筋混凝土板通过钢梁 与混凝土板之间的抗剪连接件组成.

文献[2-5]对组合节点进行了单向荷载试验 研究;文献[6-7]分别对组合节点进行了循环荷 载试验,研究组合节点的抗震性能;文献[8-9]分 别利用 ANSYS 和 ABAQUS 软件,数值模拟研究 了组合节点和框架在静力荷载以及往复荷载作用 下的力学性能.

鉴于目前国内外对钢-混凝土组合梁钢框架

基金项目:国家自然科学基金资助项目(50978074);黑龙江省自然科学基金资助项目(E200925).

**作者简介:**王 力(1964—),女,博士,教授.

通信作者: 王 力, wanglihit@ sina.com.

节点的研究主要在静力研究上,本文进行了3个 钢-混凝土组合梁钢框架节点的抗震性能试验研 究,主要研究节点类型、混凝土板有效宽度对节点 抗震性能的影响.分析了节点的破坏模式、影响因 素,得到了加载点竖向荷载与竖向位移的滞回曲 线和骨架曲线,对节点的耗能能力、延性、强度退 化和刚度退化进行了研究.

1 试验概况

## 1.1 试件设计

本试验共制作了3个节点试件,编号分别为

HCJ-1~HCJ-3.试件尺寸为 1/2 缩尺.钢梁截面 规格为 H200×100×5.5×8,钢柱截面规格为 H200×200×8×12;钢梁长度为1 350 mm,钢柱长 度为1 900 mm;混凝土板厚度为 80 mm,纵向钢 筋配为 8B12,横向分布筋配为 A 8@ 100,试件几 何尺寸及构造详图见图 1.

节点连接形式均采用我国 JGJ 99—98《高层 建筑钢结构技术规程》中规定的栓焊连接.螺栓选 用 10.9级 M16 高强螺栓,现场用扭力扳手根据 所需的扭力进行安装,使螺栓达到规定的预拉 力值.



图 1 试件几何尺寸及构造详图(mm)

试件 HCJ-1 为组合边节点,试件 HCJ-2 和 HCJ-3 为组合中节点,3 个试件的钢框架尺寸完 全一致,试件 HCJ-2 和 HCJ-3 的区别在于混凝 土板宽度不同,HCJ-2 混凝土板宽为 800 mm, HCJ-3 混凝土板宽为 1 000 mm.试件所用钢材均 为 Q235B,混凝土板强度等级为 C30,试件设计参 数见表 1.

表1 试件设计参数

试供绝早	节点位置	楼板厚度/	楼板宽度/	纵筋/
风干痈 与		mm	mm	mm
HCJ-1	边节点	80	800	8B12
HCJ-2	中节点	80	800	8B12
HCJ-3	中节点	80	1 000	10B12

混凝土板中纵筋在与钢柱相交范围内截断, 与钢柱翼缘外侧焊接,内侧钢筋截断未连接,在梁 两端加载装置对应位置均设置加劲肋.

根据 GB 50017—2003《钢结构设计规范》中关 于抗剪连接件的构造规定,栓钉长度不应小于其杆 径的4倍,带头栓钉直径 *d* 一般为13~25 mm,长度 *h* 一般为65~100 mm.采用 φ13 × 65 的抗剪栓钉, 为了保证纵向受拉钢筋有较大的计算长度,节点 在负弯矩作用下具有较大的转动能力,第一个栓 钉与钢柱翼缘的距离不得小于 100 mm.

## 1.2 材性试验

本试验的钢柱与钢梁均采用标准规格的 H 型钢,柱加劲肋为 Q235B 的 16 mm 钢板.试验前 分别对梁翼缘(BF)、梁腹板(BW)、柱翼缘(CF)、 柱腹板(CW)、柱加劲肋(CL)5 个位置的钢材取 样进行材性试验,测试结果见表 2.

表 2 材料性能试验结果

钢材类型	厚度/ mm	屈服强度 f <sub>y</sub> / MPa	极限强度 f <sub>u</sub> / MPa	弹性模量 <i>E</i> <sub>s</sub> / 10 <sup>5</sup> MPa
BF	5.5	268.7	389.9	2.04
BW	8.0	284.8	402.0	2.04
$\mathbf{CF}$	8.0	270.8	445.4	2.06
CW	12.0	293.7	465.4	1.99
CL	16.0	236.3	331.0	2.10

## 1.3 加载装置及加载制度

## 1.3.1 试验加载装置

试验在哈尔滨工业大学结构与抗震实验中心 进行,加载装置见图 2、3.柱上、下两端为固定铰 接,分别用刚性连接件与反力架固定.加载方式为 在试件梁端用拉压力千斤顶施加竖向低周往复荷 载.为便于描述,规定千斤顶出缸为负、回缸为正.



图 2 试验装置示意(mm)



图 3 试验加载装置

### 1.3.2 试验加载制度

采用荷载与位移混合控制的加载方法.试件 屈服前,采用荷载控制加载方法;出现塑性屈服 后,为了研究节点的强度退化和刚度退化,采用位 移增量控制加载方法. 屈服前的加载历程按照有 限元计算的屈服荷载  $P_y$  分为四级, ±0.25 $P_y$ 、 ±0.5 $P_y$ 、±0.75 $P_y$ 、± $P_y$ ,每级荷载循环一次;屈 服之后记载历程为 ± $\Delta_y$ 、±1.5 $\Delta_y$ 、±2 $\Delta_y$ ···,每级 荷载循环两次,直至试件承载能力下降为最大承 载能力的 85%.

## 1.4 测点布置及测量内容

在钢梁下翼缘、腹板、上翼缘处布置单向应变 片,在钢节点核心域内布置三向应变花,测量并监 测钢节点的应力状态的发展过程.在混凝土板上 表面布置平行于板宽方向的应变片,测量混凝土 板的应力状态.

在混凝土板中沿着纵向钢筋布置应变片,测量纵向受力钢筋沿板宽方向的应力变化情况.在 梁两端加载位置布置2个量程为±150 mm的位移计,以测量与监测梁加载端位移.应变数据使用 DH3816 应变采集箱采集,荷载和位移值使用北 京波谱仪采集.

## 2 试验现象与破坏过程

在加载初期,滞回曲线基本呈线性,试件处于 弹性阶段.随着荷载的增大,受拉一侧混凝土开始 出现裂缝,随着荷载的进一步增大,滞回曲线出现 拐点,试件开始屈服.进入塑性阶段后,当位移加 载到 32 mm 时,试件 HCJ-1 裂缝数量急剧增加, 裂缝宽度进一步扩展,混凝土核心区有压溃现象. 当位移加载达到 68 mm 时,试件 HCJ-3 左侧钢梁 下翼缘出现明显屈曲,左侧加载端混凝土板与钢 柱翼缘交界处被完全拉开,钢梁节点核心区域出 现明显的剪切变形.最终混凝土板面裂缝为贯通 裂缝,沿着板宽方向平行发展.3个节点试件钢梁 下翼缘塑性区均从焊接孔末端开始发展,这使得 塑性区域距离柱翼缘较远,能够有效地削弱应力 集中的程度,使得应力分布在钢梁下翼缘在一定 范围内趋于均匀,这样能够有效地将塑性发展区 从柱表面移到钢梁上,减轻了对钢梁连接处焊缝 的作用,有效地提高了节点防止脆断的能力,最后 的破坏形式体现为钢梁的屈曲变形过大并且还伴 随着节点核心域的剪切变形过大、节点域混凝土 压溃、混凝土板与柱翼缘处出现较宽裂缝等.试件 各破坏形态见图 4.

## 3 试验结果与分析

#### 3.1 滞回曲线

3个试件的 P-Δ滞回曲线见图 5,可看出:

1) 试件在开裂之前, 滞回曲线基本上呈直 线, 卸载后残余变形很小, 滞回环包围的面积很 小.当试件开裂后, 滞回曲线出现弯曲, 滞回环的 面积开始增大, 整体表现为饱满的梭形, 并未发生 明显的捏缩现象, 说明组合节点试件都具有较好 的耗能能力.

2)试件 HCJ-1 与 HCJ-2 的滞回曲线比较表 明,边节点与中节点相比同样具有很好的滞回性 能,在地震荷载作用下同样能够具有很好的耗能 能力,在实际工程中要合理考虑边节点的承载 能力.

3)试件 HCJ-3 滞回环最为饱满,耗能能力最 强.说明:在混凝土板有效宽度范围内,增加板的 宽度,可以有效提高节点的抗震能力.因此,在设 计中,应合理的选择混凝土板的有效宽度.

4)达到峰值承载能力之后,由于钢梁下翼缘 屈曲变形过大,使试件的承载能力逐渐下降,强度 逐渐退化,但试件刚度退化不明显.因此,在实际 工程中,应加强中节点钢梁下翼缘的防屈曲设置.



(a)HCJ-1钢梁下翼缘破坏



(d)HCJ-2钢梁下翼缘屈曲变形



(g)HCJ-3钢梁下翼缘屈曲变形

100

80

60 40

20

-60

-80

(a)HCJ-1

P/kN

20 40 60

 $\Delta$ /mm



(b)HCJ-1钢柱根部裂缝



(e)HCJ-2节点核心域剪切变形



(h)HCJ-3节点核心域剪切变形

图 4 试件的破坏形态



图 5 各试件的 P-Δ 滞回曲线



-80 -60

由各试件的滞回曲线可以得出试件的骨架曲 线见图 6,各阶段的荷载和位移值(均取为正值)见 表 3,利用"能量法"确定试件的屈服荷载  $P_y$  与屈 服位移  $\Delta_y$ .极限状态为试验中峰值荷载  $P_u$  所对应 的状态,极限位移为试件破坏时所对应的位移  $\Delta_u$ .

对比3个试件骨架曲线可以得出:

1)3个试件的骨架曲线均呈现斜S形,说明 试件在循环荷载作用下经历了弹性、塑性与极限 破坏3个阶段.

2) 边节点 HCJ-1 较中节点 HCJ-2 初始刚度 要高,承载力也有所提高.HCJ-2 试件在达到峰值 承载力之后,具有较好的延性.



(c)HCJ-1混凝土板面裂缝



(f)HCJ-2整体变形



(i)HCJ-3混凝土板底裂缝



(c)HCJ-3



图 6 试件 P-△ 骨架曲线

3) 对比 HCJ-2 与 HCJ-3 的骨架曲线,在有效宽度范围内,节点混凝土板宽度的增加对峰值 承载力、初始刚度以及延性均有较明显提升.

4) 试件在正弯矩作用下的初始线刚度要略

## 高于负弯矩作用下的初始线刚度.

	<b>秋5 日前校尚载次回扬</b>				
试件编号	荷载类型	$P_y/kN$	$\Delta_y/mm$	P <sub>u</sub> ∕ kN	$\Delta_{ m u}$ /
		KI	mm	KI	
HCI-1	负弯矩	43.6	14.3	70.8	63.6
порт	正弯矩	66.7	16.5	92.1	72.6
HCJ-2	负弯矩	46.9	29.7	54.3	66.5
	正弯矩	39.2	35.5	54.1	68.5
HCJ-3	负弯矩	55.1	28.3	67.5	84.5
	正弯矩	53.1	24.0	72.2	71.4

**去3** 冬阶段荷载及位移

## 3.3 延性及耗能能力

结构的延性用位移延性系数 μ 来表示, 耗能 能力通过等效粘滞阻尼系数 h<sub>e</sub>(取最后一个滞回 环计算)和功比指数 I<sub>x</sub> 来表示. 各试件的位移延 性系数和耗能指标见表 4, 可看出:

1) 对于 HCJ-1 与 HCJ-3 试件,正、负弯矩作 用下的位移延性系数均集中在 3~5,而 HCJ-2 在 加载过程中由于钢梁底部出现滑移并未使得最终 加载的荷载值下降到最大承载力的 85%,导致所 测得的正、负弯矩作用下的位移延性系数偏小,若 不出现钢梁的滑移,节点在正、负弯矩作用下应具 有更大的位移延性系数.因此,钢-混凝土组合梁 钢框架节点具有良好的延性.

2)试验所测得 3 个试件的等效粘滞阻尼系 数集中在 0. 27~0. 36, 而纯钢框架节点的等效粘 滞阻尼系数在 0. 2 左右, 因此本试验的组合节点 的耗能能力为纯钢框架节点的 1. 5 倍左右.

3)从功比指数上可以看出边节点 HCJ-1 要 明显优于中节点 HCJ-2(大致提高了 43.8%),中 节点的耗能能力要优于组合边节点的耗能能力. 然而混凝土板宽度的增加对于功比指数的影响 不大.

表4 谷	占试件延性	系数及	耗能指标	沶
------	-------	-----	------	---

试件编号	$\mu^{*}$	$\mu^-$	$h_{ m e}$	I <sub>w</sub>
HCJ-1	4.40	4.44	0.27	69.90
HCJ-2	1.93	2.24	0.30	48.60
HCJ-3	3.02	3.17	0.36	40. 54

#### 3.4 强度退化与刚度退化

结构性能的退化包括强度退化与刚度退化. 强度退化 λ<sub>ii</sub> 和刚度退化 K<sub>i</sub> 的计算公式分别为:

 $\lambda_{ij} = P_j^i / P_j^1, K_j = \sum_{i=1}^n P_j^i / \sum_{i=1}^n \Delta_j^i, 采用归一化环线刚 度 K_j 来对比 3 个试件的刚度退化, <math>k_j = K_j / K_{max}$ . 各 试件的强度退化见图 7, 刚度退化见图 8.



从图 7、8 可得出:

1)3个试件的强度退化均不明显,一般均集 中在0.85~1.0,这主要是因为在组合节点中,混 凝土板所占的成分不大,导致混凝土开裂之后承 载力的下降有限.

2)在负弯矩区试件 HCJ-2 的刚度退化程度要高于试件 HCJ-3,在正弯矩区初始时候环线刚度 HCJ-3 略低,在进入塑性阶段之后与试件 HCJ-2 有重合的趋势.

4 有限元分析

#### 4.1 有限元模型

针对试验中的 3 个试件,采用 ABAQUS 6.8.1 进行有限元模拟分析<sup>[10]</sup>.混凝土板采用实体单元 C3D8 来模拟,钢梁与钢柱采用壳单元 S4R 模拟,钢筋采用桁架单元 T3D2 来模拟.图 9 为试件 HCJ-2 的有限元模型.



图 9 试件 HCJ-2 的有限元模型 混凝土材料采用损伤塑性本构模型,在混凝 土中定义 Rebar 和使用 Embedded element(嵌入

单元)来模拟钢筋和混凝土之间的相互作用,混 凝土板与钢柱之间的相互摩擦通过建立"硬"接 触,采用罚摩擦公式来模拟.

采用 ABAQUS 中的混凝土损伤模型<sup>[11]</sup>,通过 引入损伤因子的概念来描述混凝土开裂之后刚度 退化及强度退化的现象,有限元模拟与试验所得 的荷载-位移曲线吻合较好.图 10 为 HCJ-3 有限 元分析与试验骨架曲线对比.



图 10 HCJ-3 有限元分析与试验骨架曲线对比

4.2 循环加载弹塑性分析

在单向加载的基础上,施加与试验相同的循 环荷载,研究钢-混凝土组合梁钢框架节点的抗 震性能.图 11 为有限元模拟 HCJ-3 中纯钢框架 节点、钢-混凝土组合梁钢框架节点与 HCJ-3 节 点试验所得荷载-位移滞回曲线对比图.



图 11 HCJ-3 滞回曲线对比图

从图 11 可得出:

 1)钢-混凝土组合梁钢框架节点在循环荷载 作用下有限元结果与试验值吻合很好,能较好模 拟钢-混凝土组合梁钢框架节点的抗震性能,可 以作为试验数据的补充.

2)将纯钢框架节点与组合节点的滞回曲线 进行对比,得出考虑混凝土板组合作用的钢-混 凝土组合梁钢框架节点与纯钢框架节点相比,承 载力有很大程度提高.

5 结 论

1) 栓焊连接的钢-混凝土组合梁钢框架节点

抗震性能比纯钢框架节点抗震性能有很大程度提高.并且,在混凝土板有效宽度范围内,增加板的宽度,可以有效提高节点的抗震性能.因此,在设计中,应合理选择混凝土板的有效宽度.

2)在实际工程设计中,应加强钢-混凝土组 合梁钢框架中节点钢梁下翼缘的防屈曲设置,加 强边节点框架柱翼缘板位置纵向钢筋的锚固.

3) 栓焊连接钢-混凝土组合梁钢框架节点并 没有明显的强度退化与刚度退化现象, 归一化刚度 主要集中在 0.85~1.0; 钢-混凝土组合梁钢框架节 点具有良好延性, 为纯钢框架节点的 2~3.5倍, 具 有良好抗震耗能能力.

## 参考文献

- [1] 徐培福,傅学怡,王翠坤.复杂高层建筑结构设计[M].北京:工业建筑出版社,2005.
- [2] LEON R T. Semi-rigid composite construction [J].
   Journal of Constructional Steel Research, 1990, 15(2): 99-120.
- [3] XIAO Y, CHOP B S, NETHERCOT D A. Composite connections in steel and concrete. Part 1: Experimental behavior of composite beam column connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1994, 31 (01):3-30.
- [4] LOH H Y, UY B, BRADFORD M A. The effects of partial shear connection in composite flush end plate joints part I-experimental study [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(4):378-390.
- [5] WANG J Y.Nonlinear behavior of semi-rigid composite joints under lateral loading-experiment and theoretical study. Dissertation of Doctoral thesis [D]. Hong Kong: The Hong Kong Polytechnic University, 1999.
- [6] 郑德胜.平齐式端板连接组合节点抗震性能的试验研 究[D].南京:南京工业大学,2005.
- [7] 苏迪.考虑组合效应的钢结构梁柱节点抗震性能研究 [D].北京:清华大学,2005.
- [8] JOH C, CHEN W. Seismic behavior of steel moment connections with composite slab[J].International Journal of Steel Structures, 2001,4(3):13-19.
- [9] HAJJAR J F, LEON R, MICHAEL A G, et al. Seismic response of composite moment-resisting connections II behavior [J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(8):877-885.
- [10] 郜京峰.部分高度端板半刚性薄钢-混凝土组合节点 受力性能研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2010.
- [11] 张劲, 王庆扬, 胡守营. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型 参数验证[J]. 建筑结构, 2008, 38(8):127-130.

(编辑 赵丽莹)