

预制装配式部分钢骨混凝土框架梁柱中节点抗震性能试验研究

程万鹏, 宋玉普*, 王 军

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 预制装配式混凝土结构的节点连接方式是日前解决该技术推广的重点问题, 提出了预制装配式部分钢骨混凝土框架结构的概念, 即把钢筋混凝土框架结构分解成柱预制构件和梁预制构件两个部分, 只在构件连接区和梁柱核心区设置钢骨, 钢骨在混凝土构件中不连续, 连接区为无筋钢骨混凝土. 开展了3个预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的低周往复试验, 并与两个相同工况的钢筋混凝土框架中节点试件进行了对比. 对2种形式5个试件的破坏规律、滞回曲线、承载能力、刚度退化及延性进行了分析, 发现预制装配式部分钢骨混凝土试件的承载力是相同配筋的钢筋混凝土试件的3倍, 承载力及刚度退化缓慢, 延性和耗能能力较好, 说明装配式连接节点的设计可靠、抗震性能好, 符合强节点、弱构件的抗震设计理念, 可用于预制装配式混凝土框架结构的现场装配施工.

关键词: 预制装配式部分钢骨混凝土; 框架; 梁柱中节点; 抗震性能

中图分类号: TU375.4 **文献标识码:** A **doi:** 10.7511/dllgxb201502008

0 引言

预制装配式混凝土结构设计是实现建筑工业化重要技术之一. 我国在20世纪80年代中期应用较多的装配式大板建筑、装配式墙板结构, 由于连接方式上的缺陷, 到90年代逐渐被现浇结构所取代^[1]. 现浇混凝土的施工方法, 存在工人用量多、环境污染重、工程质量问题多等问题, 亟待改进. 建筑工业化生产模式, 提高了建设过程中技术含量和工厂化生产比例, 减少了劳动力用量, 增加了机械作业的工作量, 是提高建筑生产效率的有效技术之一. 全国各地已建立起多处预制装配式混凝土结构的生产制造企业, 对装配式墙板、楼板的研究和应用较多, 对装配式框架结构的研究相对较少. 现有的装配式框架技术主要是通过预留钢筋, 现场后浇筑的办法实现. 此类技术的安装工艺复杂, 湿作业多, 不便于现场安装, 未能大规模推广. 目前急需一种可以被市场接受的简单、经济、可靠的构件之间的连接方式. 本文在总结现有连接方式^[1-7]的基础上, 提出预制装配式部

分钢骨混凝土框架结构的概念, 即把钢筋混凝土框架结构分解成柱预制构件和梁预制构件两个部分, 只在构件连接区段范围内和梁柱核心区设置钢骨, 钢骨在混凝土构件中不连续, 连接区为无筋钢骨混凝土. 后浇混凝土作为构造需要, 不必在主体结构施工阶段实施, 便于现场安装. 目前国内外尚没有对类似连接方式的研究, 为充分了解此类结构的力学性能, 有效指导其推广应用, 本文开展3个预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件抗震性能的低周往复试验, 为了对比, 还进行两个钢筋混凝土框架结构中节点试件在相同加载条件下的低周往复试验, 通过试验, 验证预制装配式部分钢骨混凝土框架结构的抗震性能及连接节点设计的可靠性.

1 试验概况

1.1 试验设计及加工

选取预制装配式部分钢骨混凝土框架结构梁柱中节点的3个试件, 其编号分别为SI1、SI2、

SI3. 钢筋混凝土框架结构梁柱中节点的两个试件编号分别为 RI1、RI2, 试件尺寸设计及钢骨配置情况见图 1.

预制装配式部分钢骨混凝土框架结构试件的钢骨位于截面的中心位置. 梁中的钢骨采用焊接工字钢, 翼缘宽度为 150 mm, 型钢高度为 260 mm, 腹板和翼缘的钢板厚度均为 12 mm. 梁连接区采用在上下翼缘及腹板两面焊接 12 mm 厚钢盖板的方式连接. 柱中的钢骨采用 12 mm 厚的钢

板焊接成十字形对称, 钢骨高度为 230 mm, 翼缘宽度为 100 mm, 主连接区域采用在十字形钢骨的腹板和翼缘上分别焊接 12 mm 厚的钢盖板连接. 连接区为无筋钢骨混凝土, 通过 20 mm 厚的转换钢板与钢筋混凝土梁内预埋的钢骨及纵向钢筋进行连接. 试件的主要参数详见表 1.

钢筋混凝土框架结构试件的尺寸配筋与预制装配式部分钢骨混凝土框架结构试件完全相同, 但未配置钢骨, 未设置连接区.

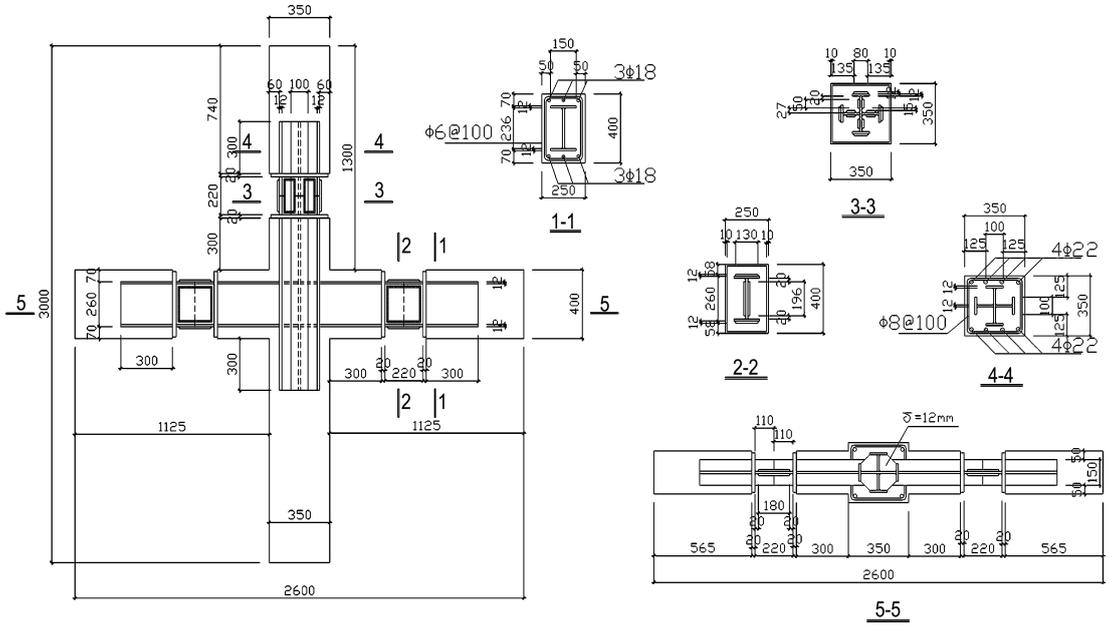


图 1 试件钢筋、钢骨尺寸及配置

Fig. 1 Specimen sizes and configurations of reinforcing bars and steels

表 1 试件的主要参数

Tab. 1 Main parameters of the specimens

试件编号	梁宽×高/ (mm×mm)	梁纵筋数量	梁箍筋	梁内钢骨宽×高×厚/ (mm×mm×mm)	钢骨梁转换 钢板厚/mm	柱宽×高/ (mm×mm)	柱纵筋数量
SI1/SI2/SI3	250×400	3φ18+3φ18	φ6@100	150×260×12	20	350×350	4φ22+4φ22
RI1/RI2	250×400	3φ18+3φ18	φ6@100	—	—	350×350	4φ22+4φ22
试件编号	柱箍筋	核心区箍筋	柱内钢骨宽×高×厚/ (mm×mm×mm)	钢骨柱转换 钢板厚/mm	混凝土强度 等级/MPa	钢骨强度 等级/MPa	
SI1/SI2/SI3	φ8@100	6φ8	100×230×12	20	30	235	
RI1/RI2	φ8@100	6φ8	—	—	30	—	

1.2 加载装置及加载制度

试验采用如图 2 所示的北京佛力系统公司开发的电液伺服控制系统对试件进行加载, 该系统可以控制 3 个方向作动器进行动静态加载. 试验

时柱根和柱顶分别进行固定, 柱根部在 X、Y、Z 3 个方向均施加约束, 柱顶在 X、Y(水平方向)2 个方向施加约束, Z 方向(竖向)设置 200 t 作动器, 施加竖向荷载. 梁端连接带有球铰装置的作动器,

施加竖向反对称低周往复荷载, 中节点梁两端分别安装 30 t 和 50 t 的作动器。

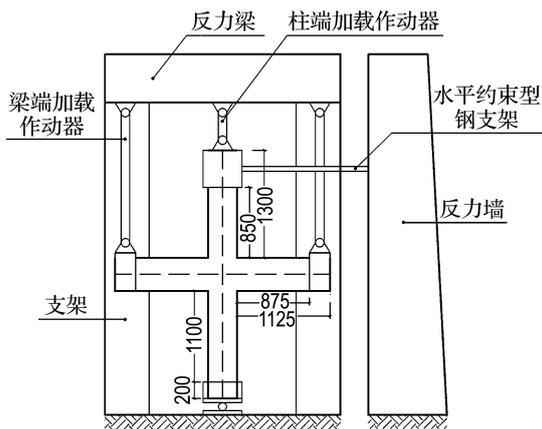


图2 加载装置

Fig. 2 Loading equipment

试验首先通过 200 t 作动器施加竖向荷载, 基本稳定后, 调整梁端的作动器至初始值为零, 按照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)^[8]中关于拟静力试验的加载方法进行加载。加载前通过有限元模拟计算, 得出钢筋混凝土框架节点的屈服位移为 10 mm, 试验时采用梁端位移加载模式, 反对称加载, 施加的位移分别为 5 mm 循环 1 次, 10 mm 循环 1 次, 20、30、40 mm 各循环 2 次, 至 50 mm 循环时试件破坏。

1.3 数据采集

本试验主要采集的数据为(1)柱顶荷载、梁端荷载及位移。采用 FSC 全数字多通道电液伺服控制系统进行记录。每 0.5 s 采集 1 次数据, 包括该时点的荷载值与加载位移值。(2)混凝土表面裂缝观测。试验前在混凝土构件表面刷白色石灰浆, 画出 50 mm×50 mm 的方格, 试验中每循环 1 次, 记录混凝土裂缝开展情况, 并拍照留存。

1.4 材性试验

梁柱混凝土强度等级均为 C30, 采用自密实商品混凝土, 立方体抗压强度为 33.5 MPa, 弹性模量为 31.1 GPa。钢骨采用 Q235b 的钢板焊接, 梁柱内纵筋级别为 HRB335, 箍筋级别为 HPB235。(因钢筋混凝土梁柱节点早在新版混凝土结构设计规范出版前制好, 所以钢筋级别偏低。)材性试验结果见表 2。

表2 材性试验结果

Tab. 2 Test results of material properties

类型	级别	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa
钢骨(厚度 12 mm)	Q235b	275	440	206
钢骨(厚度 20 mm)	Q235b	290	440	206
梁柱纵筋(直径 22 mm)	HRB335	433	593	200
梁柱纵筋(直径 18 mm)	HRB335	404	623	200
梁柱箍筋(直径 8 mm)	HPB235	369	526	210
梁柱箍筋(直径 6 mm)	HPB235	335	475	210

2 试验结果

2.1 试验现象及破坏机理分析

如图 3(a)所示, 试件 SI1 加载过程中, 当进行梁端位移 10 mm 的循环时, 在两侧梁的连接区出现两条裂缝, 裂缝沿梁截面竖向发展, 从梁顶面开始, 长约 200 mm, 宽小于 0.1 mm。梁柱节点核心区出现斜向裂缝, 长约 250 mm, 与水平面约呈 45°, 发展缓慢, 裂缝宽度均未超出 0.2 mm。梁端夹具区域内出现贯穿梁截面的斜裂缝, 由于与钢骨混凝土区域太近, 未继续发展成破坏裂缝; 当加载至 30 mm 位移, 柱下部钢骨边缘位置出现水平及斜向裂缝, 并且开展迅速, 裂缝宽度及数量都在不断增加, 最终发展成为试件破坏的主裂缝, 当加载至 50 mm 位移时, 试件沿此裂缝破坏。如表 3 所示, 此时两个作动器承载力的平均值是试件 RI1 的 2.47 倍。整个试验过程中梁柱连接区的裂缝基本未发展, 未成为试件破坏的主裂缝。如图 3(b)所示, 试件 SI2 的裂缝发展情况及试件破坏情况与 SI1 基本相同, 最终也为节点下部柱身破坏, 承载力平均值是试件 RI2 的 2.34 倍。如图 3(c)所示, 试件 SI3 在柱下部进行了钢板加固, 目的在于保证钢筋混凝土柱不被破坏的情况下, 比较梁柱连接区与梁柱核心区的强度及抗震性能。试验结果表明试件裂缝发展规律与试件 SI1、SI2 相近, 柱下部由于加固未破坏, 最终试件在梁连接区发生破坏。承载力平均值是试件 RI2 的 2.41 倍。

如图 4(a)所示, 试件 RI1 加载过程中首先在梁根及核心区出现裂缝, 随着加载循环的增加, 梁柱核心区混凝土开裂严重, 最终为核心区破坏而失去承载能力。如图 4(b)所示, 试件 RI2 加载过程中裂缝开展情况与 RI1 相近, 最终破坏形式与

RI1 不同,为梁根部及靠近梁根部的梁柱核心混凝土破坏而失去承载能力。

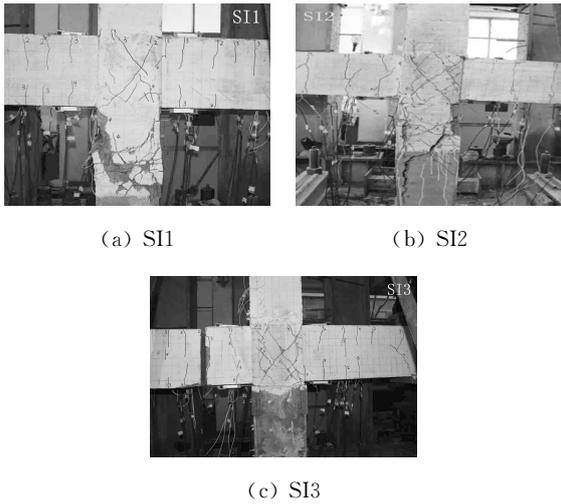


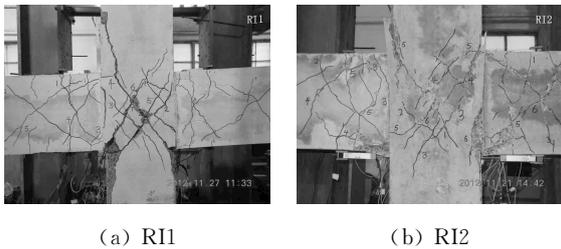
图 3 部分钢骨混凝土框架中节点试件裂缝及破坏情况

Fig. 3 Cracks and damage of steel reinforced concrete frame interior joint specimens

表 3 试件承载力分析

Tab. 3 Bearing capacity analysis of specimens

序号	试件编号	轴压比	试件破坏时荷载最大值/kN	
			50 t 作动器	30 t 作动器
1	SI1	0.05	237.33	286.29
2	SI2	0.15	235.48	282.81
3	SI3	0.15	245.11	288.72
4	RI1	0.05	103.42	108.54
5	RI2	0.15	109.76	111.77



(a) RI1

(b) RI2

图 4 钢筋混凝土框架中节点试件裂缝及破坏情况

Fig. 4 Cracks and damage of reinforced concrete frame interior joint specimens

钢筋混凝土框架梁柱中节点试件在梁柱核心区表现为由 45° 斜向剪切裂缝引起的破坏,是典型的桁架机构加斜压杆机构节点破坏形式.梁上荷载通过钢筋的黏结效应以周边剪力流的形式传入节点,使节点处于典型的纯剪状态,剪力场产生

的斜向主拉应力使节点混凝土开裂,开裂后主拉应力由节点箍筋和梁柱主筋组成的钢筋网格(类似桁架)承担.

预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件由于在梁柱节点处增加了钢骨,提高了节点抗剪强度,剪力流通过柱内钢骨和钢筋与混凝土的黏结效应传至柱身下部,在柱钢骨边缘的强度薄弱点产生 45° 斜向剪切裂缝破坏,SI1、SI2 在此部位最终发生剪切破坏.SI3 由于在柱下部进行了加固,剪力流最终在梁上的薄弱环节,即钢骨的竖向焊缝处产生剪切破坏.

试件承载力分析结果见表 3,由表 3 中 SI1 与 SI2 的数据对比分析可知,轴压比的变化对承载能力的影响不明显.

2.2 梁端位移-荷载滞回曲线

位移-荷载滞回曲线反映了结构在往复荷载作用下荷载与变形的关系,是研究结构抗震性能的重要工具^[1,9-12].预制装配式部分钢骨混凝土框架梁柱中节点试件 SI1、SI2、SI3 和钢筋混凝土框架中节点试件 RI1、RI2 在梁端低周往复荷载的作用下,位移-荷载滞回曲线如图 5 和 6 所示.由图 5 可知,试件 SI1、SI2、SI3 的滞回曲线呈梭形,形状不够饱满,反映出整个结构或构件在加载过程中弹性变形阶段较长,塑性变形较小,在较小的变形情况下,承载能力达到钢筋混凝土框架结构的 3 倍左右,试件未出现滑移现象.试件 SI3 比 SI1、SI2 在滞回曲线的饱满程度上降低,通过对破坏后的试件观察分析发现,原因是梁钢骨焊接质量存在缺陷,还由于该试件下部柱采用钢板加固后,限制了塑性变形,试件塑性变形相对较小.由图 6 可知,试件 RI1、RI2 的滞回曲线捏缩,不饱满,略呈现出反 S 形,是较为典型的钢筋混凝土框架梁柱节点滞回曲线,轻微的反 S 形反映出试件钢筋与混凝土之间有滑移,说明该试件延性和吸收地震能量的能力一般.

2.3 梁端荷载-位移骨架曲线

滞回曲线的外包线称为骨架曲线^[1,9-10],反映出荷载与位移之间的相关变化规律.图 7 为本试验各试件的荷载-位移骨架曲线.如图 7(a)所示,试件 SI1、SI2、SI3 的承载力随着变形的增加而增长,当梁端位移达到 35 mm 左右时最大,是钢筋混凝土试件的 3 倍左右,说明部分钢骨混凝土框

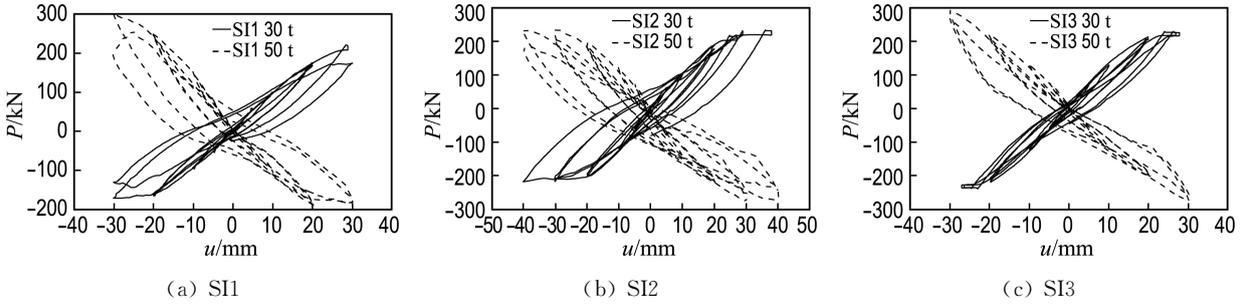


图 5 部分钢骨混凝土框架中节点试件滞回曲线

Fig. 5 Hysteresis curves of steel reinforced concrete frame interior joint specimens

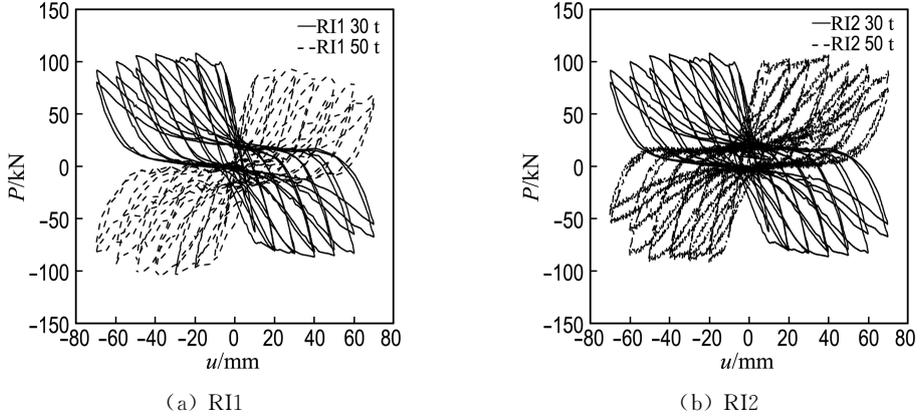


图 6 钢筋混凝土框架中节点试件滞回曲线

Fig. 6 Hysteresis curves of reinforced concrete frame interior joint specimens

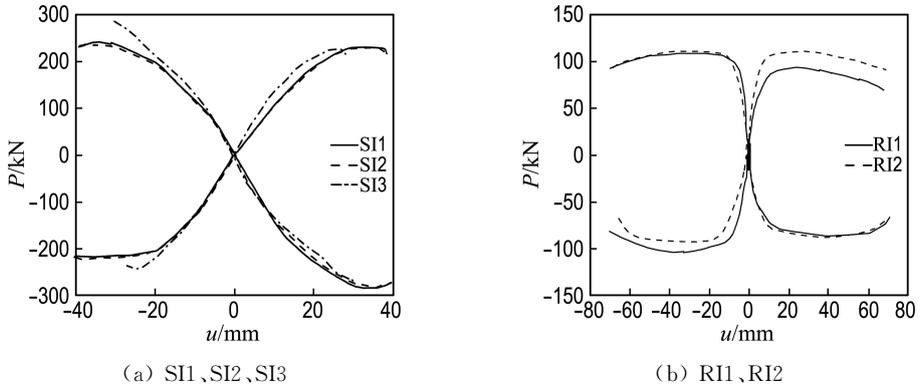


图 7 试件骨架曲线

Fig. 7 Skeleton curves of specimens

架结构的承载力高于钢筋混凝土框架结构，且弹性变形范围也增长近 3 倍。如图 7(b)所示，试件 RI1、RI2 的骨架曲线反映出，试件的承载能力在梁端位移达到 13 mm 左右时最大，随着位移的增加，承载力逐渐降低。

2.4 承载力退化分析

本文采用承载力退化系数，即同一级加载各次循环所得峰点荷载与该级第一次循环所得峰点

荷载的比值^[5]，来分析试件强度退化的特征：

$$\lambda_{ji} = F_{ji} / F_{j1} \quad (1)$$

式中： F_{ji} 为第 j 级加载第 i 次循环的峰点荷载； F_{j1} 为第 j 级加载第 1 次循环的峰点荷载。

图 8 为试件节点的总承载力退化系数 λ_j 随着加载位移 (Δ/Δ_y) 的变化情况。通过试件 SI1、SI2、SI3 与试件 RI1、RI2 的对比可见：预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的承载力退化

趋势平缓,退化速度慢,强度保持较好.同时发现轴压比对试件承载力退化影响不明显.

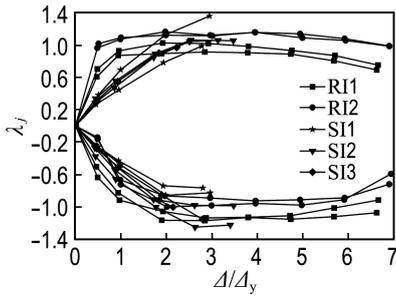


图 8 中节点试件强度退化曲线

Fig. 8 Strength degradation curves of interior joint specimens

2.5 刚度退化

刚度反映构件抵抗变形的能力,在位移不变的条件下,随着荷载循环次数的增加,节点刚度(梁的抗弯刚度)将有所降低.降低率越小,滞回曲线越稳定,耗能能力也越好.本文采用同级控制位移下的环线刚度表示刚度退化^[5]:

$$k_j = \frac{\sum_{i=1}^n F_j^i}{\sum_{i=1}^n \Delta_j^i} \quad (2)$$

式中: F_j^i 为加载位移 $\Delta/\Delta_y = j$ 时,第*i*次循环的峰点荷载值; Δ_j^i 为加载位移 $\Delta/\Delta_y = j$ 时,第*i*次循环的峰点位移值;*n*为循环次数.环线刚度越大,节点耗能越好.

本试验中各试件的环线刚度退化情况如图 9 所示,试件 SI1、SI2 和 SI3 的刚度随着变形的增加基本呈线性下降趋势,与钢筋混凝土框架中节点试件相比,趋势平缓,不存在陡降情况;试件 RI1 和 RI2 的刚度变化规律基本一致,初始刚度较大,随着变形的增加,刚度衰减得比较迅速,梁端位移超过 30 mm 后,刚度衰减得比较平缓.梁端位移为 20~30 mm 时,SI1、SI2 和 SI3 的环线刚度达到 RI1 和 RI2 的 2 倍左右.说明预制装配式部分钢骨混凝土框架结构抗变形能力强,耗能好.

2.6 延性分析

延性是反映结构、构件非弹性变形能力的一个度量指标,屈服后非弹性变形能力大,则延性好.但对延性的要求并不是越大越好,有一定承载能力和一定范围的延性,称为有效的延性.

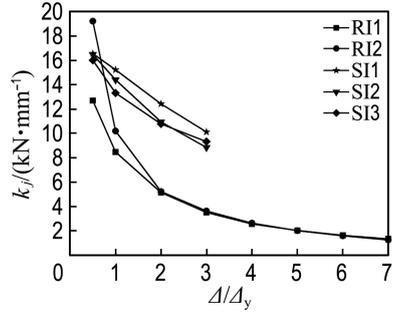


图 9 中节点试件刚度退化曲线

Fig. 9 Stiffness degradation curves of interior joint specimens

本试验采用位移延性系数 $\mu^{[9]}$ 来表示构件延性,其定义为梁端的竖向极限位移和屈服位移的比值:

$$\mu = D_u / D_y \quad (3)$$

式中:试件极限位移 D_u 定义为试件荷载-位移骨架曲线下降段中对应承载力最大值 0.85 倍的位移值;试件屈服位移 D_y 采用能量等值法确定,其计算方法如图 10 所示,初始屈服点为 Y、极限点为 U,作二折线 OY-YU 代替原 F-D 曲线,条件是图中 $S_{OAB} = S_{YUB}$.

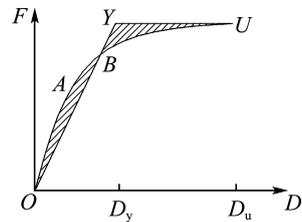


图 10 能量等值法示意图

Fig. 10 Schematic diagram of energy equivalent method

根据表 4 可得,预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的位移延性系数均大于 3.3,平均为 4.07,符合钢筋混凝土结构位移延性系数大

表 4 试件延性系数

Tab. 4 Ductility coefficients of specimens

试件编号	D_y /mm	P_y /kN	D_u /mm	P_u /kN	P_{max} /kN	μ
SI1	9.95	141.45	42.45	203.12	238.96	4.27
SI2	9.58	149.44	43.53	187.97	221.14	4.54
SI3	10.11	166.45	34.24	230.28	270.92	3.39
RI1	10.56	86.59	69.59	92.26	108.54	6.59
RI2	10.14	57.64	62.43	78.68	92.57	6.16

注:表中数据为保证同条件比较,均选择屈服位移接近试验设计值 10 mm 的单向加载数据,故最大荷载值与表 3 略有不同

于 2.57 的要求^[13], 说明预制装配式部分钢骨混凝土框架结构试件的延性较好. 同时, 梁内钢骨的增加, 提高了强节点的耗能能力, 符合强节点、弱构件的结构抗震设计原则.

3 结 论

(1) 预制装配式部分钢骨混凝土框架结构的连接区采用无筋钢骨的连接方式满足结构整体抗震需求, 连接方式可靠. 3 个试件中, SI1 和 SI2 的连接区未出现破坏, SI3 的连接区破坏是因为对柱下部进行了钢板加固, 以便对比连接区和梁柱节点核心区的强度. 连接区裂缝始终小于 0.2 mm, 符合规范要求, 未出现混凝土从钢骨上剥落的情况, 剪力键抗滑移作用可靠, 可以通过无筋钢骨混凝土结构的连接方式连接钢筋混凝土构件.

(2) 预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的承载能力是钢筋混凝土中节点试件的 2~3 倍. 在往复加载下, 承载力退化速度慢, 退化趋势平缓, 承载能力保持好. 轴压比变化对预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件承载能力退化影响不明显.

(3) 预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的延性较好, 位移延性系数均大于 3.3, 平均为 4.07, 符合钢筋混凝土结构位移延性系数大于 2.57 的要求^[13], 说明预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件在提高承载力的同时, 保持了较好的延性. 梁柱核心区内的钢骨, 提高了节点的耗能能力, 符合强节点、弱构件的抗震设计原则.

(4) 预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的刚度在试验的全过程中均大于钢筋混凝土框架中节点试件, 退化速度慢, 梁端位移超过 20 mm 后, 预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的环线刚度为钢筋混凝土框架中节点试件的 2 倍左右. 说明预制装配式部分钢骨混凝土框架中节点试件的刚度大, 保持性能较好, 变化平缓, 退化率低, 耗能能力好. 试验数据对比表明, 试件的环线刚度随着轴压比的加大变化不明显, 即轴压比变化对试件的刚度影响不大.

参考文献:

[1] 范 力. 装配式预制混凝土框架结构抗震性能研究

[D]. 上海: 同济大学, 2007.

FAN Li. Investigation on seismic behavior of jointed precast concrete frame structures [D]. Shanghai: Tongji University, 2007. (in Chinese)

[2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 224—2010 预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. JGJ 224—2010 Technical Specification for Framed Structures Comprised of Precast Prestressed Concrete Components [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)

[3] Ertas O, Ozden S, Ozturan T. Ductile connections in precast concrete moment resisting frames [J]. **PCI Journal**, 2006, **51**(3):66-76.

[4] Unal M, Burak B. Development and analytical verification of an inelastic reinforced concrete joint model [J]. **Engineering Structures**, 2013, **52**: 284-294.

[5] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京: 东南大学出版社, 1989.

TANG Jiu-ru. **Seismic Study on the Reinforced Concrete Frame Joints** [M]. Nanjing: Southeast University Press, 1989. (in Chinese).

[6] Maya L F, Albajar L. Beam-column connections for precast concrete frames using high performance fiber reinforced cement composites [R] // **RILEM State of the Art Reports Volume 2: High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6**. Netherlands: Springer Netherlands, 2012: 347-354.

[7] Ren R, Natio C J. Precast concrete diaphragm connector performance database [J]. **Structural Engineering (United States)**, 2013, **139**(1): 15-27.

[8] 中国建筑科学研究院. JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. China Academy of Building Research. JGJ 101—96 Specification of Testing Methods for Earthquake Resistant Building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997. (in Chinese)

[9] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.

GUO Zhen-hai, SHI Xu-dong. **Principle and Analysis of Concrete** [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)

- [10] Alva G M S, EI Debs A L H C. Application of lumped dissipation model in nonlinear analysis of reinforced concrete structure [J]. **Engineering Structures**, 2010, **32**(4):974-981.
- [11] Kazem Sharbatdar A, Kheyroddin A, Emami E. Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop [J]. **Construction and Building Materials**, 2012, **36**:287-294.
- [12] 闫长旺. 钢管超高强混凝土框架节点抗震性能研究 [D]. 大连:大连理工大学, 2009.
YAN Chang-wang. Study on seismic performance of steel reinforced ultra high strength concrete frame connection [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2009. (in Chinese)
- [13] 蔡健, 周靖, 方小舟. 钢筋混凝土框架抗震位移延性系数研究 [J]. 工程抗震与加固改造, 2005, **27**(3):2-6.
CAI Jian, ZHOU Jing, FANG Xiao-zhou. Study on seismic displacement ductility factor of reinforced concrete frame structure [J]. **Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting**, 2005, **27**(3):2-6. (in Chinese)

Experimental study of seismic performance for interior beam-column joints of precast and discontinuous steel reinforced concrete frames

CHENG Wan-peng, SONG Yu-pu*, WANG Jun

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The joint connection manner of precast concrete structure is the key to solve the problem of technology promotion at present. A new concept of precast and discontinuous steel reinforced concrete frame structure is put forward. In this new structure, the reinforced concrete frame is divided into two parts, which are precast column members and precast beam members. Steels are only installed in the connect region of members and the core region of beam and column. Steels in the concrete members are discontinuous and unreinforced steels are installed in the connection region. The low cyclic tests are performed for three interior joint specimens of precast and discontinuous steel reinforced concrete frame. The test results are compared with the data of two reinforced concrete frame interior joint specimens in the same working condition. The analyses of the damage law, hysteretic curve, bearing capacity, stiffness degradation and ductility are performed for five specimens of two types. Analytical results indicate that the bearing capacity of the precast and discontinuous steel reinforced concrete specimens is about three times that of the ordinary reinforced concrete specimens. Their degradations of bearing capacity and stiffness are slow and the ductility and energy dissipation are well. The design of prefabrication connection joints is reliable and their seismic performance is well, which is in line with the seismic design principles that joints should be strong and members should be weak. They are suitable for the site assembly construction of the precast and reinforced concrete frame structures.

Key words: precast and discontinuous steel reinforced concrete; frame; interior beam-column joint; seismic performance