引用格式：欧阳利军，吴宗汉，霍涛，等．超高性能混凝土（UHPC）后浇的装配式混凝土梁柱十字型节点抗震性能研究[J]．工业建筑，2026，56（2）：224-233．OUYANG Lijun，WU Zonghan，HUO Tao，et al. Seismic Performance of UHPC Post-Cast Precast Concrete Cruciform Beam-Column Joints[J]. Industrial Construction，2026，56(2)：224-233 (in Chinese)．DOI：10.3724/j.gyjzG25112703

超高性能混凝土（UHPC）后浇的装配式混凝土梁柱十字型节点抗震性能研究*

欧阳利军[1]　吴宗汉[1]　霍　涛[2]　刘卫东[3]　邱　璇[3]

（1. 上海理工大学环境与建筑学院，上海　200093；2. 中国建筑第八工程局有限公司总承包公司，上海　201204；3. 广西城市职业大学智能建筑工程学院，南宁　532100）

摘　要　提出一种适用于超高性能混凝土（UHPC）后浇节点的上下柱纵筋错位连接构造，有望提高装配过程中的容错性。通过4个足尺试件的低周反复加载试验与有限元模拟，评估了各节点的滞回性能、刚度退化与耗能能力。通过参数化分析在保持其余参数一致的前提下隔离关键变量影响，从而弥补了试验中多变量同时变化的局限性，提升了对单一因素影响针对性评估的能力。结果表明：新构造节点的峰值承载力仍能保持与RC-A-2相近水平，累计耗能能力与延性略有提升。破坏模式均为梁端弯曲破坏，符合“强节点、弱构件”原则；大直径纵筋方案在保持承载力基本不变的同时，显著降低了节点区钢筋数量，增加了钢筋的间距，减少了装配过程中钢筋碰撞的风险，有望提升装配效率；有限元分析结果与试验结果吻合较好，验证了模型合理性；相较于传统材料后浇的装配式节点，UHPC后浇装配式节点展现出较优的抗震性能和抗剪切变形能力。

关键词　UHPC后浇装配节点；抗震性能；低周反复荷载；滞回性能；有限元模拟

Seismic Performance of UHPC Post-Cast Precast Concrete Cruciform Beam-Column Joints

OUYANG Lijun[1]　WU Zonghan[1]　HUO Tao[2]　LIU Weidong[3]　QIU Xuan[3]

（1. *School of Environment and Architecture*, *University of Shanghai for Science and Technology*, *Shanghai* 200093, *China*; 2. *General Contractor of China Construction Eighth Engineering Division Co.*, *Ltd.*, *Shanghai* 201204, *China*; 3. *School of Architectural Engineering*, *Guangxi City Vocational University*, *Nanning* 532100, *China*）

Abstract: This paper proposes a staggered longitudinal reinforcement configuration suitable for UHPC post-cast precast joints, which significantly improves assembly tolerance during construction. The hysteretic performance, stiffness degradation, and energy dissipation capacity of the joints were evaluated through quasi-static loading tests and finite element simulations on four full-scale specimens. Parametric studies isolated key variables, overcoming the limitation of concurrent changes in tests and allowing targeted evaluation. The results indicated that the proposed joint configuration maintained a peak bearing capacity comparable to that of the specimen RC-A-2, with slight improvements in cumulative energy dissipation and ductility. All specimens exhibited a flexural failure mode at the beam ends, in accordance with the “strong joint-weak component” principle. Furthermore, tests demonstrated that the larger-diameter longitudinal rebar scheme substantially reduced the number of rebars and increased rebar spacing in the joint zone while maintaining essentially equivalent bearing capacity. This effectively reduced

* 国家自然科学基金项目（51708349，11672185）。

第一作者：欧阳利军，博士，副教授，主要从事工程结构加固理论、结构抗火与抗震研究。

通信作者：邱璇，xuanqiu_harbin@163.com。

收稿日期：2025-11-27

the risk of rebar collision during assembly, thereby showing potential for improving construction efficiency. The numerical analysis results showed good agreement with the experimental data, validating the model. This confirmed that the UHPC post-cast precast joint exhibits superior seismic performance and shear resistance compared to joints with conventional cast-in-place materials.

Keywords: UHPC post-cast precast joint; seismic performance; quasi-static load; hysteretic performance; numerical simulation

装配式混凝土结构通过在工厂预制构件，现场拼装而成，与传统的现浇结构相比，其生产效率得到显著提升[1]。在建筑结构中，梁柱节点作为关键的连接部位，不仅受力状态复杂，还需承受较大荷载。多次震害调查显示[2-3]，框架结构的抗震能力在很大程度上依赖于梁柱节点的性能，节点一旦发生破坏，极易导致整体结构倒塌。因此，为满足“强节点、弱构件”的抗震设计要求，节点核心区通常需设置大量钢筋，这也带来了现场连接施工困难及混凝土浇筑质量难以保证等问题。

根据JGJ 1—2014《装配式混凝土结构技术规程》[1]规定，装配式结构中节点及接缝处的纵向钢筋连接，可根据受力特性和施工条件选用机械连接、套筒灌浆连接或浆锚搭接等方式。钢筋机械连接虽能较好地满足现行抗震规范的要求[4]，且成本相对较低，但该类连接对钢筋对位精度要求较高，增加了现场施工质量管理的难度。在浆锚搭接方面，Cheok等[5]对采用该类连接的预应力框架节点开展的低周反复加载试验表明，预应力节点的耗能能力与恢复性能优于对应的现浇节点。然而，现行规程指出，浆锚搭接不适用于直接承受动荷载构件的纵向钢筋以及直径超过20 mm的钢筋，因此其应用仍存在一定限制[1]。相比之下，采用灌浆套筒连接的装配式竖向构件有利于提高装配节点的设计质量[6]。

近年来，超高性能混凝土（UHPC）的发展为装配式混凝土结构提供了新的材料选择。已有研究尝试将UHPC用于装配式结构的主要受力区域，以期进一步提升其抗震性能[7-8]。UHPC是一种具有高密实度、高耐久性和超高抗压强度的水泥基复合材料，与钢筋具有非常高的黏结性能，能够有效缩短钢筋搭接或锚固长度，减少现场湿作业的工程量与复杂程度。管东芝等[9]通过在梁端设置UHPC外壳，既增强了节点的抗震能力，又便于震后修复。Maya等[10]提出了在梁端与梁跨中采用钢筋搭接后浇UHPC连接预制构件的方法，并通过单调与滞回试验发现，搭接长度达到15d（d为梁端纵筋钢筋直径）时搭接区未发生破坏。郑七振等[11-12]采用钢筋搭接后浇UHPC连接形式在梁跨中、梁端及柱端进行预制构件的连接试验，结果表明在10d的搭接长度下未出现搭接失效。马福栋等[13]对节点核心区采用钢筋搭接后浇UHPC的梁柱节点进行了滞回试验，发现此类节点的抗震性能甚至优于普通混凝土现浇节点。

目前，UHPC在装配式结构中的应用研究多集中于梁跨中、梁端或柱端等受力相对明确的部位，或主要针对采用钢筋搭接的UHPC连接节点。然而，对于在节点核心区同时采用灌浆套筒连接与UHPC后浇材料的相关研究仍较为有限。在实际工程中，套筒数量密集、钢筋布置拥挤以及对位精度要求高等问题，常导致节点区域施工困难。如何借助UHPC优异的力学性能，改善灌浆套筒连接中钢筋定位不准的问题，缓解节点区因钢筋过密导致的施工操作困难与作业效率低下，目前尚缺乏系统性的验证。

基于此，本文提出一种新型构造措施：在UHPC后浇装配式混凝土梁柱节点中，采用上下柱纵筋错位布置的方式，将上柱纵筋插至上柱套筒中部为止，下伸柱纵筋则从该套筒中部向下延伸，并与下柱向上延伸的纵筋在节点区高度范围内进行错位搭接。在此基础上，本文将对不同工况下该类UHPC后浇装配式混凝土梁柱节点的抗震性能展开研究。

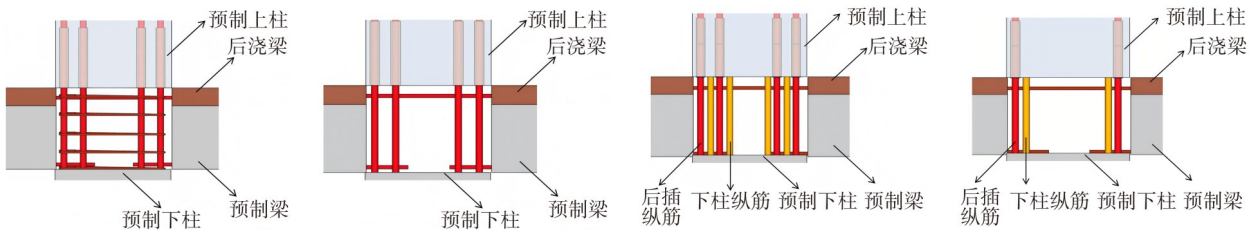
1　试验概况

1.1　试件设计及制作

本试验共设计制作了4个足尺装配式梁柱节点，设计轴压比均为0.25，各试件节点的构造细节如图1所示，试件尺寸和配筋如图2所示。所有试件的预制梁均采用C30混凝土，预制柱均采用C50混凝土，后浇梁采用C30混凝土，钢筋规格为HRB400。所用UHPC配合比见表1，试件基本参数见表2。

1.2　材料性能

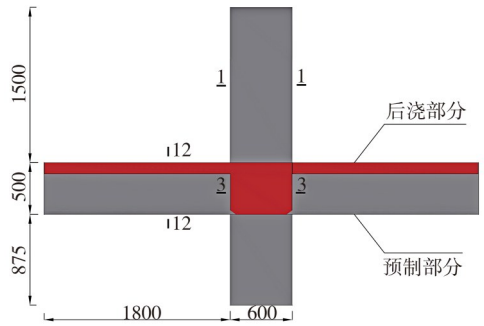
材料性能试验主要涉及钢筋的拉伸性能测试以及混凝土的抗压强度测定。其中，UHPC采用边



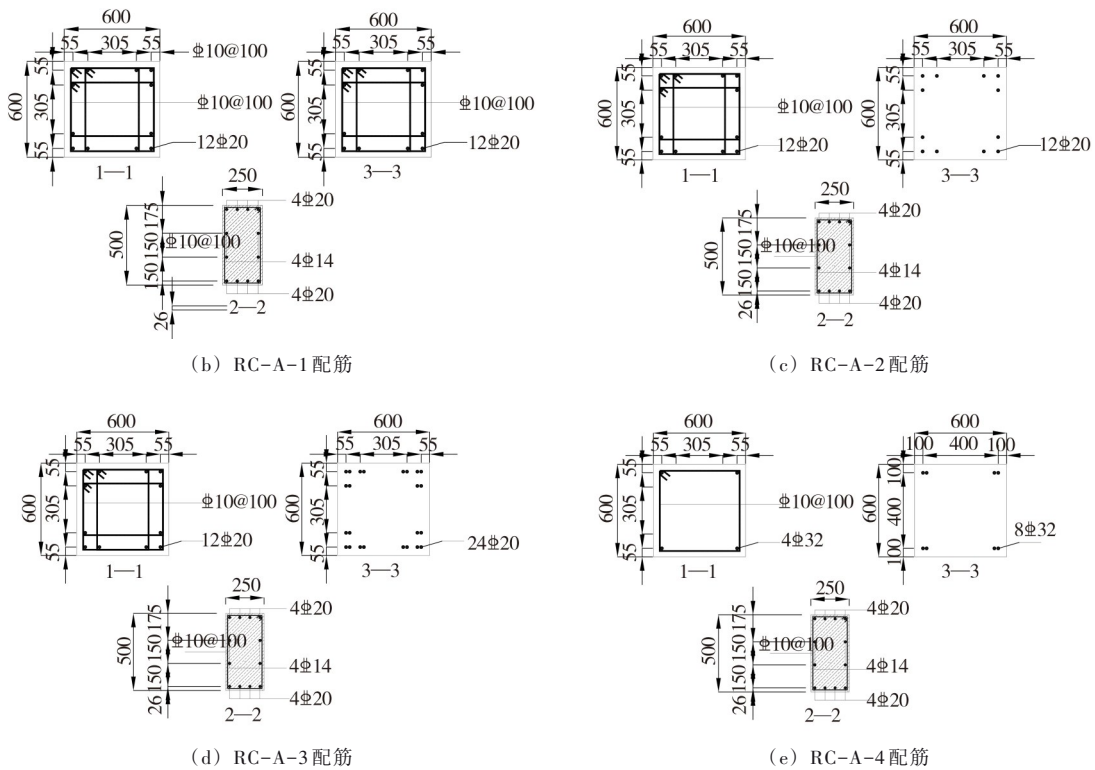
(a) RC-A-1　(b) RC-A-2　(c) RC-A-3　(d) RC-A-4

图1　各试件节点的构造细节

Fig. 1　Structural details of the joints



(a) 试件整体尺寸



(b) RC-A-1配筋　(c) RC-A-2配筋

(d) RC-A-3配筋　(e) RC-A-4配筋

图2　各试件尺寸及配筋　mm

Fig. 2　Dimensions and reinforcement details of specimens

长为100 mm的立方体试件,而C30与C50普通混凝土则均采用边长150 mm的立方体试块进行抗压强度试验,所得具体强度数值详见表3。钢筋的屈服强度与极限抗拉强度的试验结果见表4。

1.3　加载制度和测试方案

本试验按照JGJ/T 101—2015《建筑抗震试验方

表 1　UHPC 配合比

Table 1　Mix proportion of UHPC　kg/m³

水泥	石英砂	粉煤灰	硅灰	减水剂	水	钢纤维
690	967	220	172	32	189	179

表 2　试件参数

Table 2　Parameters of specimens

试件编号	核心区箍筋箍筋设置	柱纵筋连接形式	梁底纵筋锚固形式	节点区材料
RC-A-1	5⌀10@100	套筒灌浆	端锚 15d	C50 混凝土
RC-A-2	—	套筒灌浆	端锚 10d	UHPC
RC-A-3	—	套筒灌浆下柱纵筋错位	端锚 10d	UHPC
RC-A-4	—	套筒灌浆下柱纵筋错位	端锚 10d	UHPC

表 3　混凝土抗压强度试验值

Table 3　Compressive strength test results of concrete　MPa

混凝土类型	抗压强度			混凝土强度平均值
	1	2	3	
C30	33.1	41.0	39.5	37.9
C30 后浇	43.9	36.4	41.5	40.6
C50	51.3	62.7	48.4	54.1
C50 后浇	58.8	58.6	50.7	56.0
UHPC	147.7	144.9	156.4	149.7

表 4　钢筋材性测试

Table 4　Material property test results of rebars

钢材类型	直径/mm	屈服强度/MPa	极限抗拉强度/MPa
HRB400	10	413	620
	14	447	612
	20	433	600
	32	435	655

法规程》[14]的相关规定采用柱端加载方式进行试验。试验加载装置如图 3 所示，试验加载时梁端均为铰支座，柱顶千斤顶处采用滑动支座，柱底采用固定铰支座。试件轴向压力为 2079 kN，试验水平加载采用荷载和位移混合控制的加载制度。试件屈服以前，采用荷载控制，每级循环加载 1 次；试件屈服以后，改为位移控制，每级循环加载 3 次。当水平荷载下降至峰值荷载的 85% 以下时，停止加载。由于 4 个试件屈服位移均在 15 mm 左右，所以均采用 15 mm 作为屈服位移，便于进行后续加载计算。试验加载制度如图 4 所示，试件位移计布置如图 5 所示。

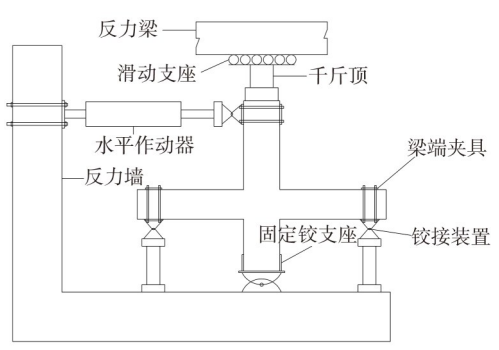


图 3　试验加载装置示意

Fig. 3　Schematic diagram of the test setup

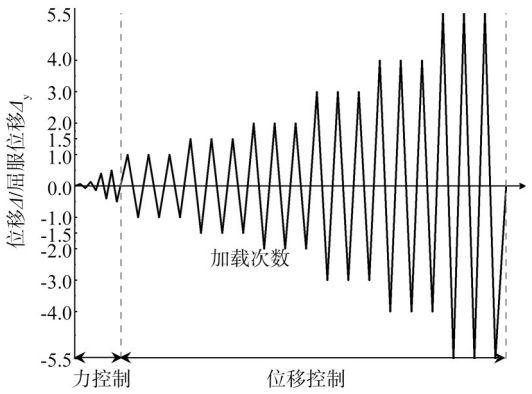


图 4　加载制度

Fig. 4　Loading protocol

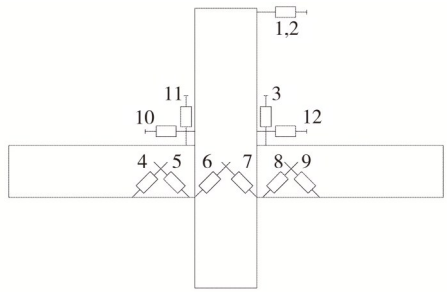


图 5　试件位移计布置

Fig. 5　Arrangement of displacement meters

2　试验现象

1）RC-A-1 试件。该试件作为普通混凝土对比试件，节点核心区配置箍筋，梁端纵筋锚固长度为 15d。加载至 103.1 kN 时，左梁侧面自核心区起 14 cm 处出现第一条微细裂缝；加载至 201.25 kN 时，试件梁端下侧纵筋屈服，荷载-位移曲线偏离直线，改为位移控制加载。当位移增大至 22.5 mm（位移角为 1/129）时，试件达峰值荷载 240.1 kN；位移为 30 mm（位移角为 1/96）时，强度开始下降，梁端塑性铰区斜裂缝发展迅速；最终加载至 82.5 mm（位移角为 1/35）时，破坏加剧，梁底钢筋屈曲外露，塑性铰区混凝土大面积剥落，荷载降至峰值荷载的 85%，试

验终止。由位移计数据可以分析出试件最终为梁端受弯破坏，节点核心区未发生剪切变形。

2）RC-A-2试件。该试件采用UHPC替代节点区混凝土，同时取消了节点区箍筋配置，并将梁端纵筋锚固长度缩短至10d。加载至102.8 kN时，左梁侧面距核心区约18 cm位置处出现第一条微细裂缝；加载至164.8 kN时，试件梁端下侧纵筋屈服，荷载-位移曲线偏离直线，改为位移控制加载。当位移增大至30 mm（位移角为1/96）时，试件达负向峰值荷载238.0 kN；位移为45 mm（位移角为1/64）时，达正向峰值荷载217.4 kN；最终加载至82.5 mm（位移角为1/35）时，破坏加剧，左右梁底纵向受力钢筋压弯外露，梁端塑性铰区混凝土大块剥落，此时正向和负向最大水平荷载分别降至183.2 kN和195.2 kN，均低于峰值荷载的85%，试验终止。由位移计数据可以分析出试件最终为梁端弯曲破坏，节点核心区未发生剪切变形。

3）RC-A-3试件。该试件在RC-A-2基础上，引入了采用上下柱纵筋错位布置，上柱纵筋插入上柱套筒中间部位终止，下伸柱纵筋从该上柱套筒中部向下柱顶部延伸，与下柱向上延伸纵筋在节点区高度范围内错位搭建的连接构造。加载至103.5 kN时，右梁侧面距核心区约16 cm位置处出现第一条微细裂缝；加载至206.6 kN时，试件梁端下侧纵筋屈服，荷载-位移曲线偏离直线，改为位移控制加载。当位移增大至22.5 mm（位移角1/129）时，试件达峰值荷载235.7 kN；最终加载至82.5 mm（位移角为1/35）时，破坏加剧，左右梁底纵向受力钢筋压弯外露，梁端混凝土大块剥落，此时正向和负向最大水平荷载分别降至182.7 kN和193.8 kN，均低于峰值荷载的85%，试验终止。由位移计数据可以分析出试件最终为梁端弯曲破坏，节点核心区未发生剪切变形。

4）RC-A-4试件。该试件采用了与RC-A-3相同的连接构造，不同之处在于纵筋配置，RC-A-4采用4根HRB400级32 mm大直径纵筋，而RC-A-3为12根HRB400级20 mm纵筋。加载至111.4 kN时，左梁侧面距核心区约18 cm位置处出现第一条微细裂缝；加载至202.6 kN时，试件梁端下侧纵筋屈服，荷载-位移曲线偏离直线，改为位移控制加载。当位移增大至22.5 mm（位移角为1/129）时，试件承载力达到峰值，正向225.8 kN、负向233.0 kN；最终加载至82.5 mm（位移角为1/35）时，破坏加剧，左右梁底纵向受力钢筋压弯外露，梁端混凝土大块剥落，此时正向和负向最大水平荷载分别降至197.5 kN和181.0 kN，均低于峰值承载力的85%，试验终止。试件最终破坏形态表现为梁端弯曲破坏。

表5总结了各试件各阶段对应的荷载和位移。在开裂阶段，梁柱试件的首条裂缝均出现在梁端距柱面约5~30 cm处，随着横向荷载的增加，检测到的裂缝越来越多，梁的纵筋开始屈服，表明试件逐渐达到屈服阶段，屈服点根据Park[15]提出的等效弹塑性能量法进行评估得出。在峰值阶段，更多的梁裂缝继续发展并向对角线延伸，裂缝的宽度明显增加，并伴有混凝土剥落。从位移计数据可以观察到4个试件最终均表现为梁端弯曲破坏。图6给出了

表5　试件主要阶段试验结果

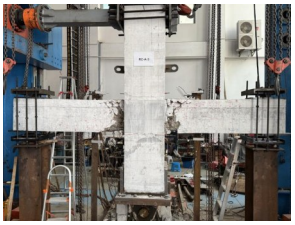
Table 5　Test results of specimens at main stages

试件编号	方向	开裂阶段		屈服阶段		峰值阶段		极限阶段		延性系数
		P_{cr}/kN	Δ_{cr}/mm	P_y/kN	Δ_y/mm	P_p/kN	Δ_p/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	
RC-A-1	正向	103.10	4.14	201.25	12.52	240.16	23.47	204.09	66.97	5.35
	反向	63.10	4.77	192.99	15.68	221.12	23.21	187.94	69.95	4.46
	平均	83.10	4.46	197.12	14.10	230.64	23.34	196.02	68.46	4.91
RC-A-2	正向	102.83	5.24	171.18	16.31	217.42	43.94	184.79	81.20	4.32
	反向	128.82	5.99	202.61	13.65	237.98	29.63	202.30	73.63	5.39
	平均	115.83	5.62	195.82	16.23	227.70	34.79	193.55	77.42	4.86
RC-A-3	正向	99.42	5.75	207.84	13.85	235.61	21.62	200.26	77.85	5.62
	反向	81.96	5.53	206.86	16.96	229.73	22.96	195.25	74.15	4.37
	平均	90.74	5.64	207.35	15.41	232.67	22.29	197.76	76.00	5.00
RC-A-4	正向	111.40	5.82	192.83	14.07	225.84	22.67	191.93	65.30	4.64
	反向	116.90	5.78	202.67	14.75	233.02	22.33	198.05	81.75	5.54
	平均	114.20	5.80	197.75	14.41	229.43	22.50	194.99	73.53	5.09

所有构件最终失效时的图片。


（a）RC-A-1


（b）RC-A-2


（c）RC-A-3

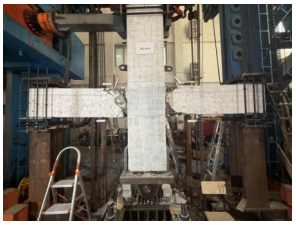

（d）RC-A-4

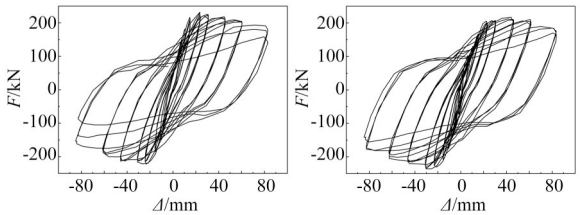
图 6　试件破坏形态

Fig. 6　Failure modes of beam-column joints

3　试验结果及其分析

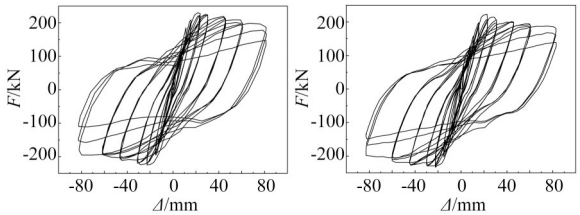
3.1　滞回曲线

图 7 为 4 个试件在低周往复加载下的滞回曲线。图中 F 与 Δ 分别表示试件的柱顶水平荷载和柱顶水平位移。可见：



（a）RC-A-1

（b）RC-A-2



（c）RC-A-3

（d）RC-A-4

图 7　各试件滞回曲线

Fig. 7　Hysteretic curves of specimens

加载初期，荷载-位移曲线近乎线性关系，残余变形很小，滞回环呈针状，混凝土的正负方向滞回曲线基本对称，说明混凝土由受拉转为受压时混凝土恢复刚度未出现折减，试件处于弹性阶段。

随着水平位移增大，梁端首先出现裂缝并逐渐发展，滞回曲线偏离线性，环面积逐渐增大，出现一定的“捏拢”现象并呈“弓”形特征，表明试件进入弹塑性阶段。在这一阶段，梁端混凝土开裂与钢筋屈服导致黏结作用减弱，构件产生一定的滑移，使得滞回曲线中部略有收敛。由于试件均以梁端弯曲变形为主，节点核心区在整个加载过程中保持完整，未出现剪切破坏或明显损伤。

进入加载后期，各试件表现出明显的强度与刚度退化，滞回曲线逐渐呈现反“S”型，残余变形显著增大，裂缝加宽，钢筋与混凝土界面进一步滑移，捏拢程度继续加剧。反向加载在位移加载后期残余变形增大更多，荷载下降速度稍快。整体来看，4 个试件的滞回特征主要受梁端塑性发展与黏结滑移控制，在水平荷载增大时各构件剪切滑移效应显著，滞回曲线“捏拢”效应明显。

整体来看，各试件滞回曲线的变化过程具有一致的规律，均表现出由弹性阶段、弹塑性阶段到退化阶段的典型演化特征。但在滞回环饱满程度、捏拢程度及环面积上存在差异，说明构造措施对滞回性能仍具有一定影响。

1）RC-A-1 由于节点区混凝土强度适中且配置剪力箍筋，节点具有良好约束，滞回环较为饱满，对称性好，但在中大位移下其强度退化最为严重。

2）RC-A-2 使用 UHPC 提高了节点承载力和刚度，但节点区未配置箍筋且梁端锚固长度较 RC-A-1 缩短至 10d，更易产生钢筋滑移。其滞回环张开程度低于 RC-A-1，循环曲线相对收窄且出现中部捏缩现象，左右循环略显不对称，但在加载后期其强度退化优于 RC-A-1 试件，滞回环面积更大，表明其能量耗散能力优于 RC-A-1 试件。

3）RC-A-3 在 RC-A-2 的基础上改变了上下柱连接形式，对称性相较于 RC-A-2 得到了改善。其峰值承载力优于 RC-A-2，说明上下柱纵筋错位配置使得构件在正、反向循环荷载作用下的受力性能更为均衡。由于下柱顶部伸至灌浆套筒中部的柱纵筋在大位移情况下可能发生相对滑移，导致在加载后期其强度退化相比 RC-A-2 更为明显，但其滞回环面积更大，表明其能量耗散能力优于 RC-A-2 试件。

4）RC-A-4 在 RC-A-3 的基础上将柱纵筋 12 根 HRB400 级 20 mm 钢筋调整为 4 根 HRB400 级 32 mm 钢筋，并保持上下柱纵筋错位连接形式。由于采用

大直径纵筋，构件在弹塑性阶段表现出更高的初始刚度，峰值承载力与RC-A-3接近。由于纵筋数量相较于RC-A-3更少，使得加载初期滞回曲线的对称性略有提升。但在进入大位移循环后，RC-A-4的强度退化亦较为明显。其原因同样源于下柱顶部伸至灌浆套筒中部的柱纵筋在大位移情况下可能发生相对滑移；同时，大直径钢筋因配筋分布更稀，节点区应力集中程度更高，使该试件在后期循环的承载力下降更加迅速，在能量耗散方面，RC-A-4的表现介于两者之间，其滞回环包络面积小于RC-A-3，但略优于RC-A-2。

3.2 骨架曲线

荷载-位移曲线的包络曲线为骨架曲线，如图8所示。可见：

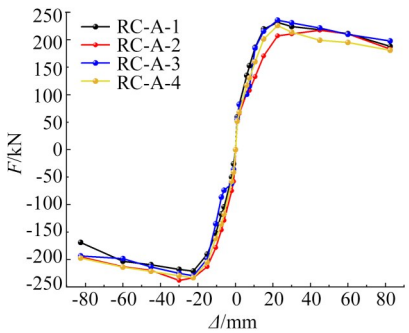


图8 各试件骨架曲线

Fig. 8 Skeleton curves of specimens

1）与RC-A-1试件对比，RC-A-2试件的负向峰值承载力提升至238.0 kN，较RC-A-1提升约7.7%，展示出优异的力学性能。这主要归因于UHPC致密的微观结构和超高的抗压强度，有效增强了节点区的抗剪及承载能力。然而在正向加载下，RC-A-2的峰值荷载为217.4 kN，略低于RC-A-1的240.16 kN，可能由于局部钢筋锚固条件或钢筋定位偏差及应力集中问题，抑制了UHPC优势的充分发挥。尽管如此，RC-A-2试件滞回环面积整体更大，表现出更强的能量耗散能力和良好的延性特征。

2）与RC-A-2相比，RC-A-3试件在正向加载下峰值荷载达235.6 kN，提升约8.4%。这一提升得益于其采用纵筋错位的新型连接构造，该构造有效改善了现场上下柱纵筋轴线难以对准的施工问题。同时，该试件滞回环更为饱满，能量耗散能力显著增强，体现了更优的抗震性能。

3）RC-A-4试件负向峰值荷载达到233.0 kN，略高于RC-A-3（229.7 kN）。尽管因配筋稀疏带来的应力集中效应导致其刚度退化速率略快于RC-A-3，但该大直径配筋方案与上下柱纵筋错位布置，显著降低了节点区的钢筋拥挤度。在维持承载力与RC-A-3基本相当的前提下，该方案有效平衡了抗震性能与施工便利性。

3.3 刚度退化

一般情况下，结构在反复加载过程中刚度会产生衰退，采用割线刚度K[14]对试件整体刚度变化情况进行分析。图9展示了4个试件在不同位移幅值下的刚度退化曲线。可见：

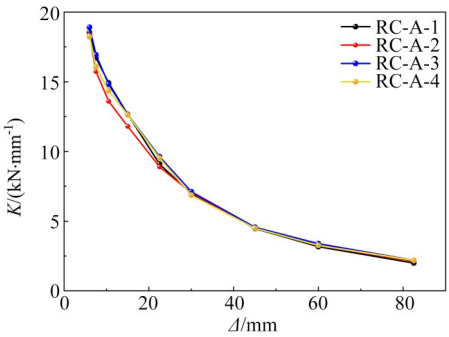


图9 各试件刚度退化

Fig. 9 Stiffness degradation curves of specimens

1）所有构件刚度均随位移增加逐步降低，随着试件位移增大而荷载增速缓慢，试件刚度退化放缓，结构刚度退化曲线斜率减小，且趋于平稳，呈现典型的非线性退化趋势。

2）RC-A-1因其较长的梁纵筋锚固长度且节点区配置箍筋，在加载初期获得了较高的初始刚度（18.54 kN/mm）。然而，在低周往复荷载下，该试件刚度退化最快，最终残余刚度仅为1.99 kN/mm。其原因主要是后浇普通混凝土的材料强度低于超高性能混凝土的材料强度。在循环荷载下，普通混凝土后浇节点对梁端纵筋的黏结锚固能力相对不足，导致节点区对梁端的转动约束减弱。因此，梁端塑性铰需发展更大的转角以耗能，从而造成该区域损伤的快速累积与刚度的急剧下降。

3）RC-A-3在整个加载过程中展现出最优的刚度保持能力，其初始割线刚度达18.91 kN/mm，且在所有位移点上的刚度值均高于其他试件。这得益于其采用12根HRB400级20 mm钢筋带来的均匀受力和良好黏结性能。

4）RC-A-4虽使用了更大直径纵筋（4根HRB400级32 mm钢筋），但因配筋分布稀疏，间距

较大，可能加剧了节点区应力集中现象，导致其初始刚度（18.24 kN/mm）低于 RC-A-3，且退化曲线更为陡峭。

5）RC-A-2 因采用下柱纵筋直接插入套筒的连接方式，可能存在钢筋定位偏差及应力集中问题，整体刚度水平处于 RC-A-3 和 RC-A-4 之下。

3.4　耗能能力分析

本文采用等效黏滞阻尼系数 ξ_{eq} 对节点耗能进行分析。ξ_{eq} 反映试件滞回环的饱满程度，其计算方法见式（1），式中各对应面积示意见图 10。

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S_{\Delta ABC} + S_{\Delta CDA}}{S_{\Delta OBE} + S_{\Delta ODF}} \tag{1}$$

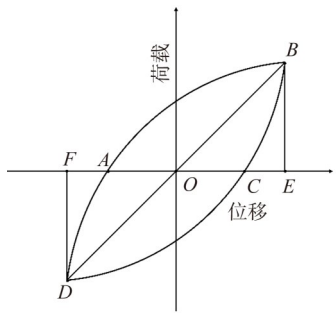


图 10　等效黏滞阻尼系数计算示意

Fig. 10　Calculation diagram of equivalent viscous damping coefficient

各试件等效黏滞阻尼系数计算结果如图 11 所示。各试件在加载初期均处于弹性阶段，滞回曲线接近线性，故而等效黏滞阻尼系数较小，并且初期由于钢筋滑移等因素，在前期加载阶段等效黏滞阻尼系数存在波动的现象；随着加载等级的提升，试件进入屈服状态，试件裂缝开裂不断加剧，滞回曲线逐渐饱满，等效黏滞阻尼系数逐渐增大。

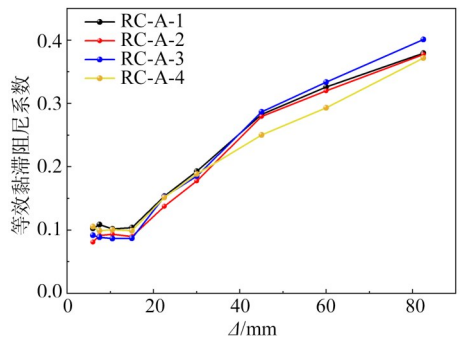


图 11　各试件等效黏滞阻尼系数

Fig. 11　Equivalent viscous damping coefficients of specimens

RC-A-1 作为基准工况，其等效黏滞阻尼系数发展较为平稳；RC-A-2 在 RC-A-1 基础上，将节点区混凝土更换为 UHPC 的同时，未配置箍筋且梁纵筋锚固长度缩短至 10d，却仍能维持与 RC-A-1 相当的等效黏滞阻尼系数，充分体现了 UHPC 优异的韧性和黏结性能；RC-A-3 采用纵筋错位的新型构造措施，其等效黏滞阻尼系数较 RC-A-2 提高 6.4%，表明错位构造有效优化了内力传递，使塑性铰在更有利区域发展，提升了能量耗散能力和延性；RC-A-4 在 RC-A-3 的基础上采用 4 根 HRB400 级 32 mm 纵筋，最终等效黏滞阻尼系数较 RC-A-3 降低约 7.3%。柱纵筋根数虽可提高施工便捷性，但随之带来的钢筋-混凝土界面黏结面积显著减小，导致整体耗能能力和延性较 RC-A-3 有所下降。

4　有限元模拟

4.1　ABAQUS 建模

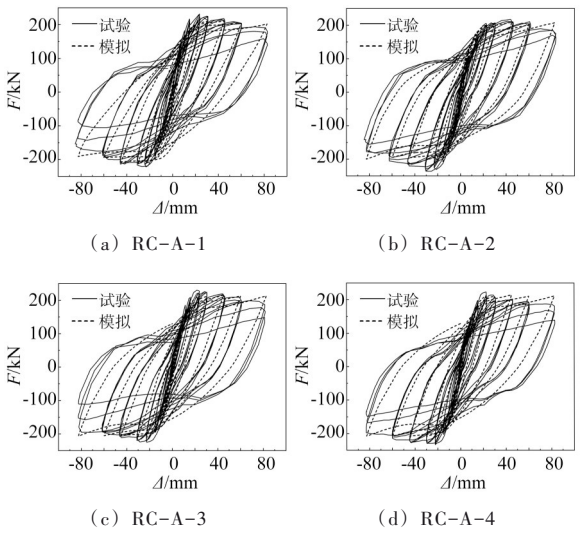
混凝土采用混凝土塑性损伤（CDP）模型，其单轴受压应力-应变关系采用 GB/T 50010—2011《混凝土结构设计标准》[16] 所建议的曲线和参数方程。UHPC 的受压本构采用马亚峰[17] 的单轴受压本构模型，受拉本构采用徐海宾等[18] 的单轴受拉模型。钢筋采用方自虎等[19] 的钢筋滞回模型，该模型通过削弱钢筋的卸载刚度来代替钢筋与混凝土之间的黏结滑移效果。采用 C3D8R 对混凝土构件和超高性能混凝土连接件进行建模，柱内的纵向和横向钢筋用桁架单元 T3D2 建模，UHPC 与预制混凝土以及预制混凝土与现浇混凝土之间的界面采用面-面接触。采用内聚力-摩擦模型[20] 既能反映新老混凝土之间的黏结作用又能考虑界面应力随法向应力的变化。轴向载荷通过“表面压力”施加在柱顶，侧向载荷则通过位移函数施加在柱侧。位移幅值按照实际试验过程施加。

4.2　有限元模拟与试验结果对比

有限元模拟得到的各试件滞回曲线如图 12 所示。整体来看，数值模拟结果与试验曲线在峰值承载力、卸载刚度及滞回环形态上均表现出较好的一致性，能够较为准确地反映构件在循环荷载作用下的非线性响应规律，特别是对曲线的捏缩效应、强度与刚度退化等关键特征的再现较为理想。在屈服阶段与破坏阶段，模拟曲线与实测曲线的趋势高度吻合，未出现明显偏差。该结果验证了所建模型的合理性与有效性。

4.3　有限元模拟与 UHPC 节点抗震分析

由于试验在试件数量上的局限以及破坏模式的局部性问题，原有 4 个试验试件存在多变量同时



（a）RC-A-1　（b）RC-A-2

（c）RC-A-3　（d）RC-A-4

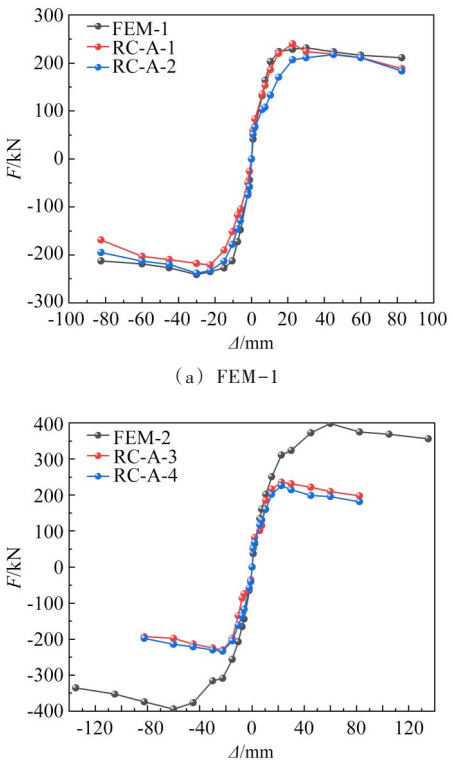
图 12　各试件滞回曲线对比

Fig. 12　Comparison of hysteretic curves

变化，可能导致难以分离单一因素影响，从而影响结论的普适性。本研究补充开展了3组针对性数值模拟分析，分别设计了以下4个参数化试件：1）节点核心区配置箍筋并浇筑UHPC的FEM-1；2）12根HRB400级32 mm柱纵筋在节点区采用新型构造措施并浇筑UHPC的FEM-2；3）梁截面宽度加大至300 mm且节点核心区浇筑C50混凝土的FEM-3；4）梁截面宽度加大至300 mm且节点核心区浇筑UHPC的FEM-4。其中，FEM-1与FEM-2用于隔离多变量影响并与原有试验试件两两对比；FEM-3与FEM-4在相同梁宽加大条件下，通过直接对比普通混凝土与UHPC节点核心区性能，探究UHPC浇筑节点在同等受力水平下更不易破坏、损伤发展更缓慢，从而突出其更卓越的力学性能。将FEM-1、FEM-2分别与试验试件RC-A-1、RC-A-2及RC-A-3、RC-A-4的骨架曲线进行对比，如图13所示，FEM-3与FEM-4的破坏形态如图14所示。

1）通过两两对比（图13）分析可知：FEM-1骨架曲线与RC-A-1、RC-A-2上升段与下降段趋势基本一致。FEM-2骨架曲线与RC-A-3、RC-A-4在加载初期阶段曲线趋势基本相同，后期承载力更高且下降段更平缓，这主要归因于柱纵筋数量为12根HRB400级32 mm钢筋带来的更高纵筋配筋率和锚固性能。该对比结果表明原有试验中多变量耦合问题得到了有效分离，提升了单一因素影响分析的可靠性。

2）由图14可知，在相同梁宽加大至300 mm条

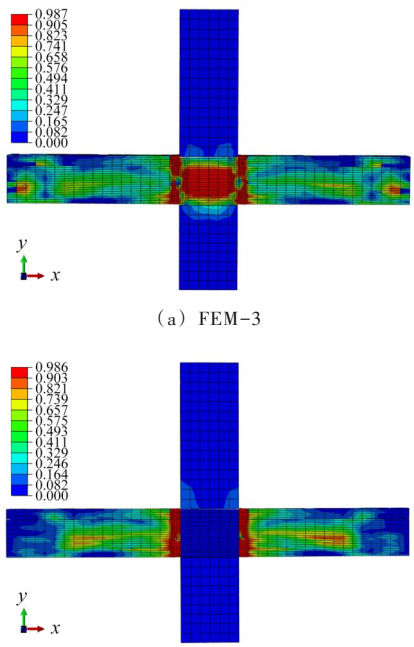


（a）FEM-1

（b）FEM-2

图 13　骨架曲线对比

Fig. 13　Comparison of skeleton curves



（a）FEM-3

（b）FEM-4

图 14　破坏形态

Fig. 14　Failure modes of numerical models

件下，FEM-3节点核心区出现大面积高损伤集中，破坏严重。FEM-4核心区并未发生损伤，仅上柱与

节点区混凝土交界处出现轻微损伤，最终表现形式为梁端弯曲破坏。表明UHPC浇筑节点在同等受力水平下抗损伤能力更强，体现了其优异的力学性能和抗震优势。

5　结　论

对3个UHPC后浇装配整体式梁柱节点及1个RC后浇装配整体式梁柱节点进行低周反复加载试验和有限元分析，得出以下结论：

1）在低周反复荷载作用下，UHPC后浇装配式十字型节点滞回曲线饱满，各阶段的内力传递路径明确，试件具有较好的承载能力、位移变形能力和耗能能力。试验过程中节点核心区未发生剪切破坏，破坏模式均集中于梁端弯曲破坏。这一结果符合“强节点、弱构件”的抗震设计理念。

2）采用UHPC材料后浇的装配式十字型节点，在梁端锚固长度减少至10d且节点核心区未配置箍筋的条件下，UHPC后浇装配式节点负向峰值承载力较普通对比试件最高提升约7.7%，等效黏滞阻尼系数与之相当，刚度退化更为平缓，能量耗散能力优于RC-A-1。

3）采用新型构造措施的试件RC-A-3，其屈服荷载相较于UHPC节点RC-A-2提升约5.9%，正向峰值承载力相较于UHPC节点RC-A-2提升约8.4%，说明了该构造的节点承载能力略有提升。RC-A-3因为采用多根细直径纵筋以及新型构造措施，表现出较为优异的延性与刚度退化性能。而RC-A-4节点通过采用大直径纵筋简化了纵筋数量，尽管其刚度退化速率略快于RC-A-3，但仍保持了与之相当的峰值承载力，同时降低了节点区钢筋密集度，减少装配时的碰撞概率。试验结果表明，该新型构造在保持节点承载力的同时，有效避免了上下柱纵筋需在套筒内严格对中造成的施工不便，有利于提升现场安装效率。

4）建立的有限元模型能够准确模拟各试件在循环加载下的滞回性能，滞回曲线与试验结果吻合良好，验证了该有限元模型参数设置的合理性，表明模型具有良好的可靠性。此外，补充的4个参数化试件实现了关键构造措施的单一变量分析，弥补了试验中多变量同时变化的局限性。在梁宽加大条件下，UHPC节点核心区损伤更轻、发展更缓，相比普通混凝土表现出显著优异的抗损伤能力和抗震性能，充分体现了UHPC在装配式节点中的应用优势。

参　考　文　献

[1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 装配式混凝土结构技术规程：JGJ 1—2014[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2014.

[2] YAN Q，CHEN T，XIE Z. Seismic experimental study on a precast concrete beam-column connection with grout sleeves[J]. Engineering Structures，2018，155：330-344.

[3] 黄俊，康爽，单英杰，等. UHPC后浇装配式节点抗震性能试验研究[J]. 铁道科学与工程学报，2024，21(1)：286-298.

[4] 吕雪源，王英，符程俊，等. 活性粉末混凝土基本力学性能指标取值[J]. 哈尔滨工业大学学报，2014，46(10)：1-9.

[5] CHEOK G S，LEW H S. Performance of precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading[J]. PCI Journal，1991，36(3)：56-67.

[6] 曾宪纯，马旭新，李海波，等. 连接预制梁钢筋的直型半灌浆套筒组件研制及标准化应用[J]. 建筑结构，2019，49(增刊1)：904-910.

[7] 陈柯臻，李秀领，李言，等. 自密实GHPFRCC装配式梁柱节点抗震性能研究[J]. 施工技术(中英文)，2022，51(15)：39-45.

[8] 丁然，芶双科，樊健生，等. 后浇LSECC装配整体式梁受力性能试验研究[J]. 工程力学，2018，35(10)：56-65.

[9] 管东芝，田文华，陈子轩，等. 基于UHPC壳的装配式混凝土梁柱连接抗震性能研究[J]. 土木工程学报，2023，56(1)：49-56.

[10] MAYA L F，ZANUY C，ALBAJAR L，et al. Experimental assessment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fibre reinforced concrete[J]. Construction and Building Materials，2013，48：173-186.

[11] 郑七振，陈威钢，龙莉波，等. UHPC连接的节点预制-构件预制装配式框架抗震性能试验研究[J]. 上海理工大学学报，2019，41(6)：584-590.

[12] 冯军骁，郑七振，龙莉波，等. 超高性能混凝土连接的预制梁受弯性能试验研究[J]. 工业建筑，2017，47(8)：59-65.

[13] 马福栋，邓明科，杨勇. 超高性能混凝土装配整体式框架梁柱节点抗震性能研究[J]. 工程力学，2021，38(10)：90-102.

[14] 中国建筑科学研究院. 建筑抗震试验方法规程：JGJ/T 101—2015[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.

[15] PARK R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing[J]. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering，1989，22(3)：155-166.

[16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计标准：GB/T 50010—2011[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2024.

[17] 马亚峰. 活性粉末混凝土(RPC200)单轴受压本构关系研究[D]. 北京：北京交通大学，2006.

[18] 徐海宾，邓宗才. 新型UHPC应力-应变关系研究[J]. 混凝土，2015(6)：66-68.

[19] 方自虎，简旭阳，周尧，等. 考虑屈曲的钢筋滞回模型[J]. 武汉大学学报(工学版)，2016，49(2)：254-258.

[20] 周剑. 预制混凝土空心模剪力墙应用技术研究[D]. 北京：清华大学，2015.