

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

郑七振¹, 陈威钢¹, 龙莉波², 马跃强², 陈刚¹

(1. 上海理工大学 环境与建筑学院, 上海 200093; 2. 上海建工二建集团有限公司 上海 200080)

摘要: 为研究节点预制、构件预制、构件后浇 UHPC 连接的装配式混凝土框架的抗震性能, 进行了一榀缩尺比例为 1:2 的两层两跨框架试件的拟静力试验。分析了试件的破坏过程、滞回曲线、骨架曲线、位移延性、刚度退化和耗能能力。试验结果表明, 试件破坏机制为混合破坏机制, 节点核心区仅有少量细微裂缝, 预制装配式框架实现了强柱弱梁、强节点弱构件的设计目标。试件具有较好的承载能力、位移变形能力和耗能能力, 试件顶点正负向极限位移角分别为 1/34 和 1/36, 满足大震不倒的位移角限值要求, 说明这种新型装配式框架具有可靠的抗震性能。

关键词: 装配式混凝土框架; UHPC 材料; 拟静力试验; 抗震性能

中图分类号: TU 375.4 **文献标志码:** A

Experimental Study on the Seismic Performance of Precast Concrete Frames with Precast Joints-Precast Members Connected by UHPC

ZHENG Qizhen¹, CHEN Weigang¹, LONG Libo², MA Yueqiang², CHEN Gang¹

(1. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 20093, China;

2. Shanghai Construction No.2(Group) Co., Ltd., Shanghai 200080, China)

Abstract: To study the seismic performance of precast concrete frames with precast joints-precast members connected by UHPC, quasi-static tests on a two-story, two-span frame specimen with a scale ratio of 1:2 were completed. The failure process, hysteresis curve, skeleton curve, displacement ductility, stiffness degradation and energy dissipation capacity of the specimen were analyzed. The test results show that the failure mechanism of the specimen is a mixed failure mechanism, and there are only a few fine cracks in the core area of the joint. The prefabricated frame realizes the design goal of strong column weak beam and strong joint weak member. The specimen has good bearing capacity, displacement deformation ability and energy dissipation ability. The positive and negative extreme displacement angles of the specimen are 1/34 and 1/36 respectively. It meets the requirements of the displacement angle limit for large earthquakes. These demonstrate that this new fabricated frame has good seismic performance.

Keywords: *precast concrete frame; UHPC material; quasi-static test; seismic performance*

装配式混凝土框架的梁柱节点和构件的连接方式是区分装配式结构和现浇结构的重要依据，是决定装配式框架能否实现“强柱弱梁，强节点弱构件”设计原则的根本。装配整体式框架构件湿式连接是指梁柱等构件在连接部位利用钢筋、型钢等固定，同时在连接部位浇筑混凝土而形成的连接方式^[1]。后浇部位主要是在梁柱的节点部位和梁的跨中部位。针对湿式连接的形式，国内外学者对钢筋连接方式及后浇混凝土性能进行了一系列的研究，提出了大量的改进意见^[2-5]。目前常用的钢筋连接方式有灌浆套筒连接、浆锚搭接、普通搭接连接等形式，但这些连接方式仍存在着许多缺点与不足。钢筋套筒连接的连接方式复杂，对精度和工人技能要求高且灌浆质量无有效手段进行检查。JGJ 1-2014《装配式混凝土结构技术规程》^[6]明确要求直径大于 20 mm 的钢筋和直接承受动力荷载的纵向钢筋不宜(或不应)采用浆锚搭接，因而浆锚搭接在工程应用中受到一定限制，普通钢筋搭接连接方式的钢筋搭接长度较长，现场湿作业量大，构件的连接方式有待进一步改善。

超高性能混凝土(UHPC)是一种新型水泥基复合材料，具有高强度、高韧性、低孔隙率、强抗开裂能力等特点^[7]。目前 UHPC 主要用于桥梁和市政工程，本课题组将其用于预制构件连接处的后浇部位，先后开展了 UHPC 材料与钢筋黏结性能试验^[8]、以 UHPC 材料连接的预制柱抗震性能试验^[9]、以 UHPC 材料连接的预制装配梁受弯性能试验^[10]、以 UHPC 材料连接的装配式框架节点抗震性能试验^[11]等一系列试验。试验结果表明，当钢筋搭接长度为 10 d (d 为钢筋直径)时，以 UHPC 材料连接的装配式试件的力学性能均可等同现浇试件，某些性能指标甚至优于现浇试件。这种采用 UHPC 材料连接预制构件技术的提出，不仅实现了钢筋短连接、简化连接构造、提高工作效率，而且连接质量易于检查，能有效避免连接部位的安全隐患。为解决后浇节点部位梁柱钢筋构造复杂、施工难度大、浇筑质量不易保证的问题，课题组进一步提出了“节点预制-梁柱预制-后浇 UHPC 连接”的装配式框架体系。此体系具有构件预制率高、现场湿作业少、施工方便、质量可控等特点，为装配式混凝土框架构件连接提供了一条新

路径。为进一步研究这种新型装配式框架体系的力学性能和抗震能力，制作了一榀两层两跨装配式混凝土框架，并进行了拟静力试验。

1 试验概况

1.1 试件设计

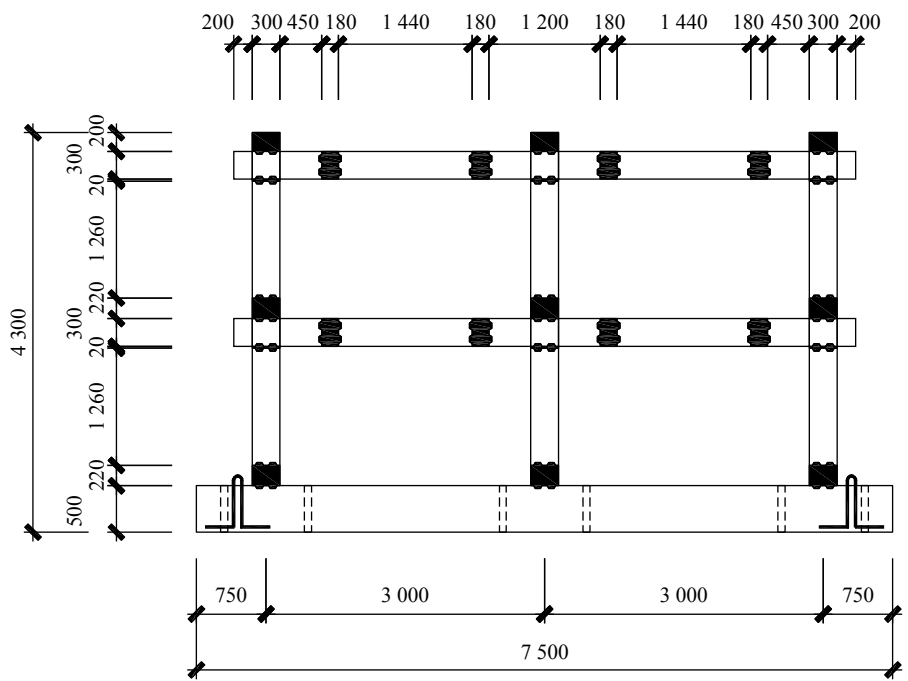
按照 1 : 2 的缩尺比例制作了一榀两层两跨预制装配式框架试件，编号 PC。试件各层高均为 1 800 mm，各跨度均为 3 000 mm。梁截面尺寸为 150 mm×300 mm，柱截面尺寸为 300 mm×300 mm。试件的几何尺寸如图 1 所示，构件配筋如图 2 所示。从耗能角度考虑，为使梁塑性铰出现在梁端部，PC 试件梁后浇连接段设置在离节点核心区 450 mm 梁高处，柱连接后浇段设置在节点核心区顶部，钢筋搭接长度均为 10 d 。预制节点根据预制柱钢筋尺寸及位置预留钢筋孔，钢筋孔直径为 2.5 d 。预制柱钢筋穿过节点预留钢筋孔后与上层柱钢筋在节点上方搭接连接，钢筋孔间隙用普通灌浆料浇筑密实，预制节点与下层预制柱之间设置 20 mm 的普通灌浆料坐浆层。构件连接面均按照国家规范设置键槽及粗糙面，PC 试件构件连接图如图 3 所示。

1.2 材料性能

PC 试件的预制混凝土构件设计强度为 C30，梁柱纵筋及箍筋均采用 HRB400 带肋钢筋，UHPC 采用 Tenacal T180 新型材料，灌浆料采用 CGM-1 高强无收缩灌浆料。构件在实验室场地制作，试件在室外养护且正值冬季，气温较低，PC 试件出现部分冻损现象，影响了试件的整体强度。钢筋的实测力学性能如表 1 所示，混凝土实测力学性能如表 2 所示。

1.3 加载制度

试验加载装置如图 4 所示。加载方式为低周反复加载，水平荷载由一台 50 t 和一台 100 t MTS 电液伺服作动器提供，分别作用在一、二层梁端。竖向荷载由两台 200 t 和一台 100 t 千斤顶提供，千斤顶上端设有双向滑车，下端设有球铰来保证加载的竖向轴力始终与柱顶截面垂直。轴压比取 0.3，轴压力为 540 kN，并在试验过程中保持不变。



注：图中尺寸单位均为 mm， 为 UHPC， 为坐浆层。

图 1 PC 试件立面尺寸

Fig.1 Facade size of the PC specimen

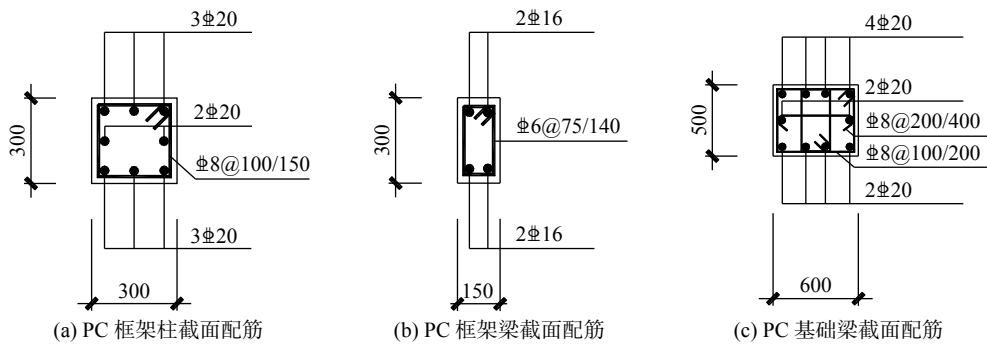


图 2 PC 试件构件截面配筋

Fig.2 Section reinforcement of PC specimen members

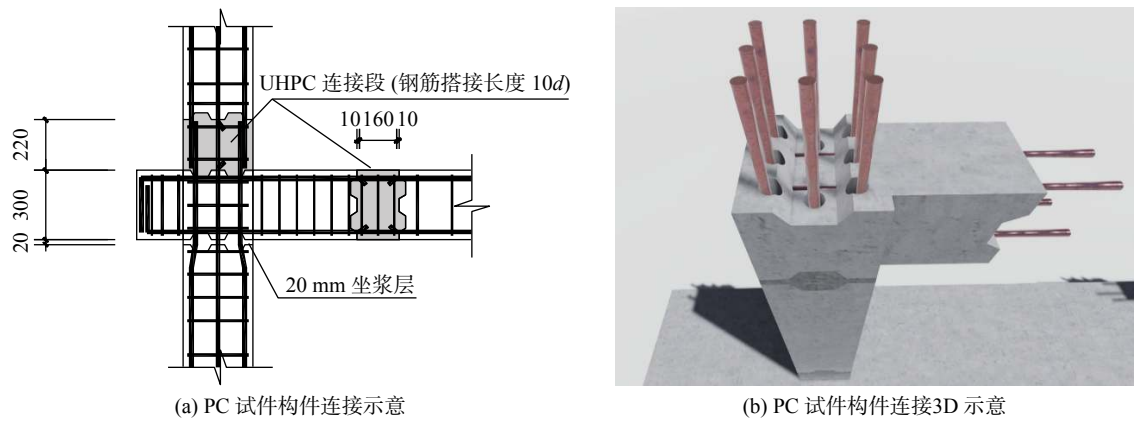


图 3 PC 试件构件连接构造

Fig.3 Connection structure of PC specimen members

表 1 钢筋实测力学性能
Tab.1 Properties of reinforcing bars

钢筋直径 d/mm	屈服强度 f_y/MPa	抗拉强度 f_u/MPa	弹性模量 E_s/MPa	伸长率 $A/\%$
6	511	745	2.1×10^5	27
8	462	737	2.2×10^5	25
16	497	672	1.9×10^5	23
20	509	694	2.0×10^5	26

表 2 混凝土实测力学性能
Tab.2 Material properties of concrete

试件编号	混凝土类型	立方体抗压强度 f_{cu}/MPa
PC	预制部分	31.6
PC	灌浆料	46.5
PC	UHPC	91.3



图 4 加载装置图
Fig. 4 Test setup

水平加载依据 JGJ101-2015《建筑抗震试验方法规程》^[12]中的相关规定,采用荷载-位移混合加载方法。试件屈服前采用荷载控制并分级加载,每级荷载循环 1 次。屈服后采用位移控制加载,每级循环 3 次。加载过程中,应保持反复加载的连续性和均匀性,加载和卸载的速度要保持一致。一层作动器荷载值始终为二层作动器荷载值的 1/2,直至试验框架模型出现较明显的损伤破坏或承载力下降到峰值荷载的 85% 时中止试验,加载制度如图 5 所示。 F_y 为屈服荷载, Δ_y 为屈服位移。

1.4 测量内容

试验测量内容包括: a. 竖向荷载; b. 水平荷载; c. 层间水平位移; d. 梁柱端钢筋应变; e. 节点核心区混凝土应变; f. 梁端塑性区转角。

试验数据统一由英国 Mobrey35951B 数据采集仪采集处理。

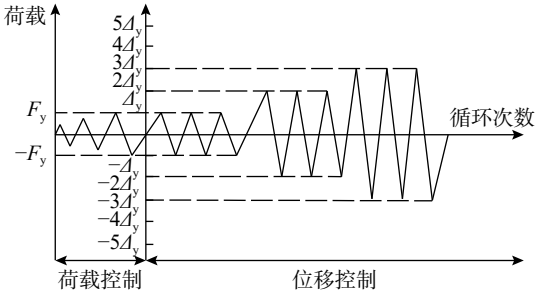


图 5 加载制度
Fig. 5 Test loading program

2 试件的破坏过程

顶层水平力达到-50 kN 时,一层梁梁端首先出现竖向裂缝。顶层水平力达到±75 kN 时,二层梁端相继出现竖向裂缝,一层中柱后浇连接段上部出现横向细微裂缝。顶层水平力达到±90 kN 时,一层柱后浇连接段上部相继出现横向裂缝,梁端裂缝进一步发展。顶层水平力达到±105 kN 时,一层梁端后浇段的结合面出现竖向细微裂缝,一层柱后浇段的结合面出现细微横向裂缝。顶层水平力达到±150 kN 时,一层和二层节点核心区出现细微斜裂缝,梁端和柱端裂缝进一步发展,后浇段结合面相继出现裂缝但发展缓慢。顶层水平力达到 190 kN 时,柱脚后浇段出现细微横向裂缝,一层梁端钢筋屈服,试件进入屈服状态,试件屈服后改用位移控制加载,按 26 mm 位移量加载。顶部位移 52 mm 时,梁端混凝土出现剥落现象,梁后浇段出现细微竖向裂缝,柱脚与基础梁结合面翘起,翘起高度 1~2 mm。顶部位移 78 mm 时,梁端混凝土进一步剥落,二层中柱柱顶出现混凝土剥落现象。顶部位移 104 mm 时,二层中柱柱顶混凝土剥落严重,柱端截面削弱较大,出于安全考虑结束试验,试验结束时一层柱脚未发生严重破坏。

PC 试件的塑性铰首先出现在一层梁端,一层梁端都出现塑性铰以后,二层梁端开始出现塑性铰,一层梁端塑性铰发展程度大于二层梁端塑性铰,最后二层中柱柱顶出现塑性铰,而柱脚未出现塑性铰。试件整体破坏机制为混合破坏机制,实现了强柱弱梁的设计目标。最后试件以二层中柱柱顶混凝土压溃为标志,柱顶混凝土压溃时为小偏心受压破坏,究其原因估计是因竖向荷载偏心并且 PC 试件在养护期内发生冻损影响了构件的强度所致。试件破坏状态如图 6 所示。

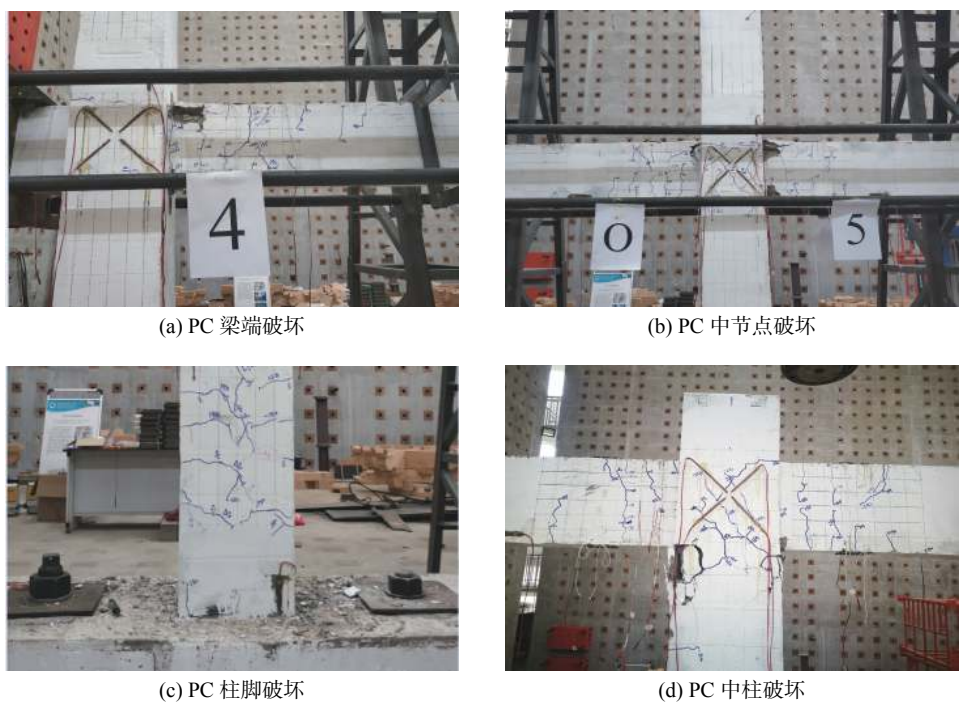


图 6 PC 试件破坏形态

Fig.6 Failure mode of the PC frame specimen

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线

PC 试件水平荷载-顶点位移滞回曲线如图 7 所示，由图可见：

a. 试件加载初期，滞回环面积很小，荷载与位移基本呈线性关系，试件处于弹性状态，随着梁端开裂以后滞回环面积变大，滞回曲线开始向位移轴方向倾斜，并且出现残余变形，试件进入塑性状态。

b. 试件进入塑性状态后滞回环面积继续增大，滞回环出现明显的捏缩现象，同一位移加载条件下 3 个加载循环的峰值荷载逐渐降低，出现

较为明显的强度退化现象，且 3 个循环的滞回环面积也逐渐缩小，说明试件加载过程中不断累积损伤，造成耗能能力退化。

c. 在大变形阶段，试件水平荷载的峰值荷载出现下降，但下降幅度不大，仍维持在较高水平，说明试件有较好的后期承载能力。

d. 试件的滞回曲线整体比较饱满，表现出良好的耗能能力，说明试件设计比较合理。

3.2 骨架曲线和位移延性系数

PC 试件骨架曲线如图 8 所示。表 3 列出了试件的各项特征点和位移延性系数。位移延性系数 μ_d 为极限位移与屈服位移的比值，是评价结构抗

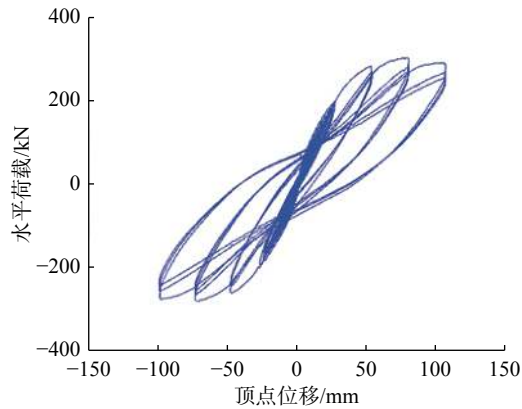


图 7 水平荷载-顶点位移滞回曲线

Fig. 7 Hysteretic curve of horizontal load-top drift

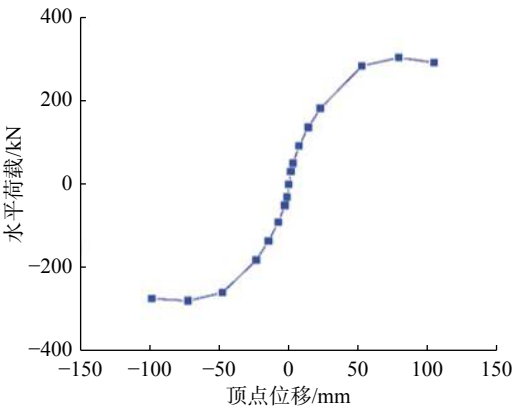


图 8 水平荷载-顶点位移骨架曲线

Fig. 8 Skeleton curve of horizontal load-top drift

表 3 试件骨架曲线特征点

Tab.3 Feature point on the skeleton curve of the specimen

试件编号	开裂荷载 /kN	开裂位移 /mm	开裂位 移角	屈服荷载 /kN	屈服位移 /mm	屈服位 移角	峰值荷载 /kN	峰值位移 /mm	峰值位 移角	极限荷载 /kN	极限位移 /mm	极限位 移角	位移延性 系数	
PC	整体正向	50.2	2.98	1/1208	249.9	43.8	1/82	301.9	79.0	1/46	290.0	104.2	1/34	2.39
	整体负向	-49.9	-2.96	1/1216	-231.4	-39.8	1/91	-277.8	-72.6	1/50	-272.4	-98.5	1/36	2.47

震性能的重要指标^[8], 其计算式为

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \tag{1}$$

式中, Δ_u 为极限位移。

以观测到试件初始裂缝作为开裂状态, 以能量等值法确定屈服状态, 以骨架曲线荷载的最大值为峰值状态, 以试件最终破坏为极限状态, 据此确定开裂荷载 F_{cr} 、屈服荷载 F_y 、峰值荷载 F_m 、极限荷载 F_u 及相应的位移。 Δ_m 为峰值位移, Δ_{cr} 为开裂位移。由图 8 和表 3 可见:

- a. 试件在加载过程中经历了弹性、屈服和极限 3 个阶段, 正向加载和反向加载骨架曲线基本一致。
- b. 试件破坏时顶点的正负向极限位移角分别为 1/34 和 1/36, 大于 GB50011—2010《建筑抗震设计规范》^[12]中罕遇地震作用下弹塑性层间位移角 1/50 的限值, 满足“大震不倒”的位移要求, 说明试件具有良好的抗倒塌能力。
- c. 试件的正负两个方向的位移延性系数分别为 2.39 和 2.47, 表现出较好的位移延性, 说明试件屈服后有较大的变形能力储备。另外, 由于中柱柱顶发生小偏心受压破坏, 基于安全考虑停止加载, 使得 PC 试件位移变形能力没有得到充分发挥。

3.3 刚度退化

采用环线刚度来表征试件在循环加载过程中刚度退化的规律, 环线刚度计算式为

$$K_i = \frac{\sum_{j=1}^n F_{ij,max}}{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}} \tag{2}$$

式中: K_i 为环线刚度; $F_{ij,max}$, Δ_{ij} 分别为第 i 级荷载下第 j 次循环的最大荷载和对应的位移。

试件的刚度退化曲线如图 9 所示。由图 9 可见:

- a. 试件在低周反复加载过程中刚度退化明显, 试件屈服时的刚度约为开裂时刚度的 45%, 峰值时的刚度为开裂时刚度的 21%, 表明试件的刚度退化主要集中在试件开裂到试件屈服前后。
- b. 试件屈服后刚度退化变缓是因为试件的裂

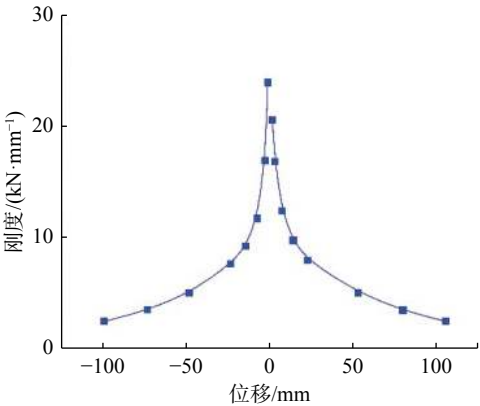


图 9 刚度退化曲线

Fig. 9 Specimen stiffness degradation curve

缝主要是在试件屈服前产生, 试件屈服后产生新的裂缝数量变少。

3.4 耗能能力

耗能能力是反映结构抗震性能的重要指标, 结构的耗能能力大小可用荷载-位移滞回环所包围的面积来衡量。PC 试件耗能值为 W , 具体数值如表 4 所示。

表 4 PC 试件耗能值

Tab.4 Energy consumption value of the PC specimen

试件编号	能量耗散 $W / (kN \cdot mm)$			
	Δ_y	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
PC	1 491	9 341	18 125	28 058

试件还可以采用等效粘滞阻尼系数 ξ_e 评价结构的耗能能力^[13], 其计算简图如图 10 所示。

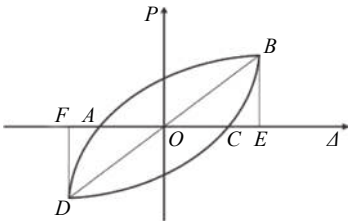


图 10 等效粘滞阻尼系数计算

Fig.10 Equivalent viscous damping coefficient calculation

等效粘滞阻尼系数 ξ_e 表达式为

$$\xi_e = \frac{1}{2} (S_{ABC} + S_{CDA}) / (S_{OBE} + S_{ODF}) \tag{3}$$

式中， S 表示面积。

试件的等效粘滞阻尼系数如图 11 所示。

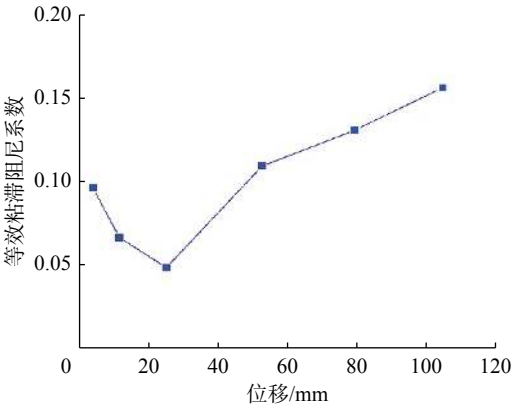


图 11 等效粘滞阻尼系数曲线

Fig.11 Equivalent viscous damping coefficient curve

由图 10~11 和表 3 可知：

- a. 随着位移的增加，试件的耗能能力不断提高。
- b. 随着逐级加载，等效粘滞阻尼系数 ζ_e 呈现出先减小后逐渐增大的趋势，这是因为试件开裂后承载力增长较快，但此阶段试件并未屈服，变形不大，滞回环较窄造成 ζ_e 减小，试件屈服后 ζ_e 不断增加。
- c. 试件的等效粘滞阻尼系数 ζ_e 在 0.05~0.16 之间，说明试件有较好的耗能能力。

4 结 论

- a. 试件在梁端先发生破坏，形成塑性铰。最终破坏为混合破坏机制，试件破坏时柱脚未出现塑性铰，试件节点核心区仅有少量细微裂缝，实现了“强柱弱梁，强节点弱构件”的设计目标。
- b. 试件正负向位移延性系数分别为 2.39 和 2.47，试件具有较好的位移延性和整体变形能力。顶点正负向极限位移角分别为 1/34 和 1/36，大于抗震规范中罕遇地震作用下位移角限值，满足大震不倒的设计要求。
- c. 装配式框架随着混凝土的开裂和损伤的累积，刚度不断减小，但未见显著的刚度突变，后浇结合段仅有少量细微裂缝，未出现明显的剥离现象，试件具有良好的整体性。
- d. 试件滞回环饱满，极限阶段未见承载力有大

幅度下降，试件具有良好的承载能力和耗能能力。
e. 采用“节点预制，梁柱预制，构件后浇 UHPC 连接”的装配式混凝土框架能够满足在地震区域的工程应用要求。

参考文献：

[1] 吴刚, 冯德成. 装配式混凝土框架节点基本性能研究进展[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(2): 1-16.

[2] 薛伟辰, 杨新磊, 王蕴, 等. 六层两跨现浇柱预制梁框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 25-32.

[3] 刘桐, 陈娟, 刘友忠, 等. 基于水泥基复合材料连接的装配式框架节点抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2017, 47(11): 84-88.

[4] MORGEN B G, KURAMA Y C. Seismic design of friction-damped precast concrete frame structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1501-1511.

[5] 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(19): 173-186.

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

[7] 陈宝春, 季韬, 黄卿维, 等. 超高性能混凝土研究综述[J]. 建筑科学与工程学报, 2014, 31(3): 1-24.

[8] 李鹏, 郑七振, 龙莉波, 等. 钢筋埋长对超高性能混凝土与钢筋黏结性能的影响[J]. 建筑施工, 2016, 38(12): 1722-1723.

[9] 彭超凡, 郑七振, 龙莉波, 等. 以 UHPC 材料连接的预制柱抗震性能试验研究[J]. 建筑施工, 2016, 38(12): 1711-1713.

[10] 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.

[11] 谢思昱, 郑七振, 龙莉波, 等. 以 UHPC 材料连接的装配式框架边节点抗震性能试验研究[J]. 建筑施工, 2016, 38(12): 1718-1721.

[12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S]. 北京：中国建筑工业出版社, 2015.

[13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50011—2010 建筑抗震建设规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社, 2010.