装配式短肢剪力墙平面模型抗震性能试验

朱张峰，郭正兴

（东南大学 土木工程学院，210096 南京）

摘 要：为促进建筑工业化和住宅产业化，进行了预制装配式短肢剪力墙平面模型的抗震性能试验研究. 对2个预制装配式和1个现浇的1/2比例单跨三层平面模型进行了低周反复荷载试验. 通过观察这两类模型的裂缝开展、破坏过程及破坏形态，对比分析两类模型的滞回曲线、骨架曲线、位移延性系数及耗能能力等，从强度、刚度、延性和耗能等方面综合评价了其抗震性能. 试验结果表明：与现浇模型相比，预制装配式模型具有相近的承载能力、位移延性及耗能能力，初始刚度较大，具有相当的抗震性能.

关键词：预制混凝土；短肢剪力墙；平面模型；抗震

中图分类号：TU398.2 **文献标志码**：A **文章编号**：0367－6234(2012)04－0094－06

Test research on seismic performance of plane model of new precast concrete short-limbed shear wall

ZHU Zhang-feng, GUO Zheng-xing

(School of Civil Engineering, Southeast University, 210096 Nanjing, China)

Abstract: To promote building and housing industrialization, test research was carried out on the plane model of new precast concrete short-limbed shear wall (NPC). Low-cyclic reversed load test was carried out on two NPC and one cast-in-situ 1/2 scale plane models of three story and single span. By observing their failure processes and failure modes and contrasting their hysteretic curves, skeleton curves, displacement ductility coefficients and energy dissipation capacity, the seismic behavior was synthetically evaluated on aspects of strength, stiffness, ductility and energy dissipation. The test result shows that, compared to cast-in-situ models, NPC models have similar carrying capacity, displacement ductility, energy dissipation capacity and high initial stiffness, and show similar seismic performance.

Key words: precast concrete; short-limbed shear walls; plane model; seismic

预制装配式剪力墙结构(new precast concrete shear wall structure，NPC)是适应我国国情的一种新的住宅结构形式，其原理即采用预制钢筋混凝土墙、U形梁、叠合板，通过预留连接钢筋、后浇混凝土将墙、梁、板及节点拼装连成整体[1]. 它不仅保留了剪力墙结构建筑功能强、节省材料、抗震有利等优点，而且采用了预制拼装工艺，符合建筑工业化和住宅产业化的大趋势并可实现绿色施工，具有广泛的应用前景.

NPC结构中使用了较多的短肢剪力墙，而当前对预制装配式短肢剪力墙的研究国内外都很少，国外学者[2－6]进行了预应力装配的混合剪力墙结构的试验研究和理论分析，国内研究同样集中在预应力装配式短肢剪力墙中[7－8]，而对预制装配式短肢剪力墙的研究几乎为空白.

因此，在节点试验已证明各种节点连接构造的安全性和可靠性的基础上[9－11]，拟对NPC短肢剪力墙、梁及板的平面组合件进行抗震性能试验. 选取试点工程中具有代表性的1/2缩尺比例单跨三层平面单元制作了1个现浇模型和2个NPC模型，并进行低周反复荷载试验，通过对比对NPC模型的抗震性能作出评价.

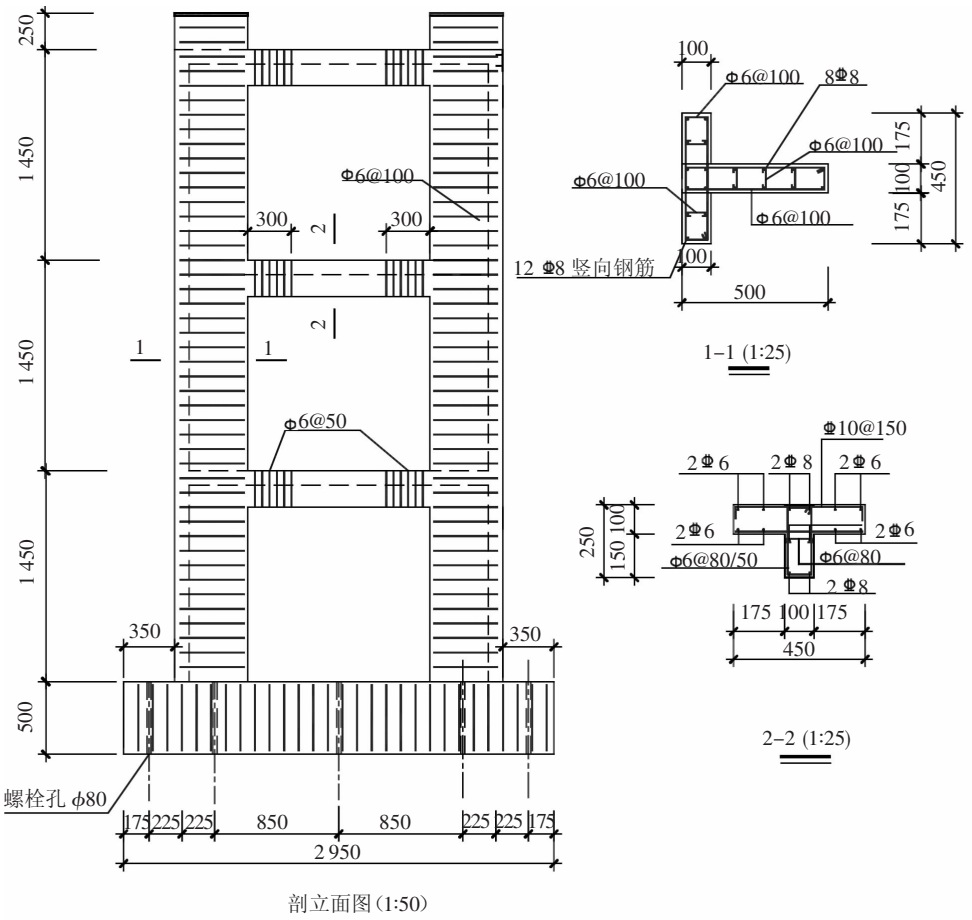
收稿日期：2010－12－30.
基金项目：国家科技支撑计划项目(2011BAJ10B03).
作者简介：朱张峰(1985—)，男，博士；
郭正兴(1956—)，男，教授，博士生导师.
通讯作者：朱张峰，zzfking2210@163.com.

1　试验概况

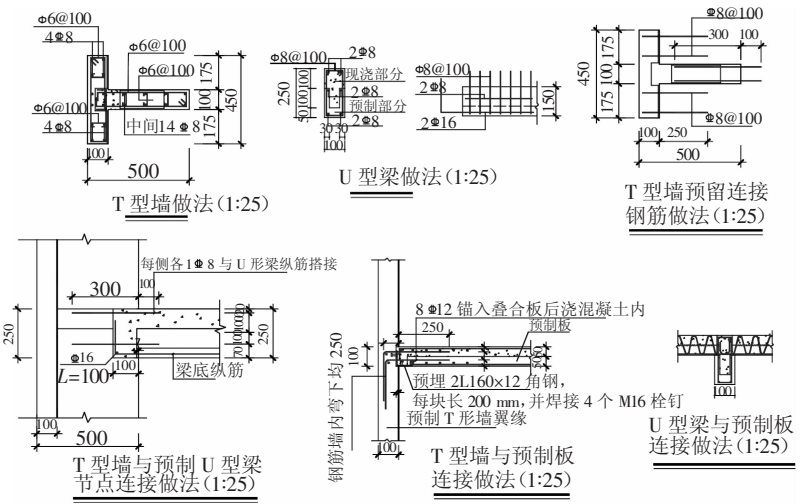
1.1　模型制作

制作 1 个现浇以及 2 个 NPC 单跨三层 1/2 缩尺比例平面模型,模型由 T 形墙、梁、板以及地基梁组成,编号分别为 XJ1、ZP1、ZP2. 3 个模型的成型尺寸、构件配筋率保持一致. 模型采用 C30 混凝土浇筑,纵向受力钢筋采用 HRB400 级钢筋,箍筋采用 HPB235 级钢筋. 地基梁留足相应的 Φ80 锚固孔及钢绞线穿束孔.

NPC 模型采用预制墙翼板、腹板、预制 U 形梁、预制叠合板,并于节点处预留连接钢筋,然后二次浇筑混凝土,形成整体结构(图 1(b)). 其中,由于模型尺寸较小,墙体竖向连接构造较难实现,因此,本次试验未考虑墙体分段预制,制作时将整个高度上的翼缘板、腹板整体预制,安装后一次现浇翼缘板与腹板相交处混凝土. 现浇及 NPC 模型制作详见图 1.



(a) XJ1 现浇制作详图



(b) ZP1、ZP2 预制制作详图

图 1　模型制作详图

1.2 试验加载装置及加载方式

试验在江苏省交通科学研究院结构试验室进行,水平加载设备为 1 000 kN 液压伺服控制系统(MTS). 试验时,通过地脚螺杆穿过预留孔将模型锚固于地面上,采用张拉预应力钢绞线施加轴压,钢绞线锚固端采用特制的可微转动锚具,以保证结构侧移时钢绞线不产生折角,并保持轴压恒定. 为防止加载过程中模型平面外失稳,于模型两侧加钢管脚手架支撑,保证试验安全. 试验加载简图见图 2.

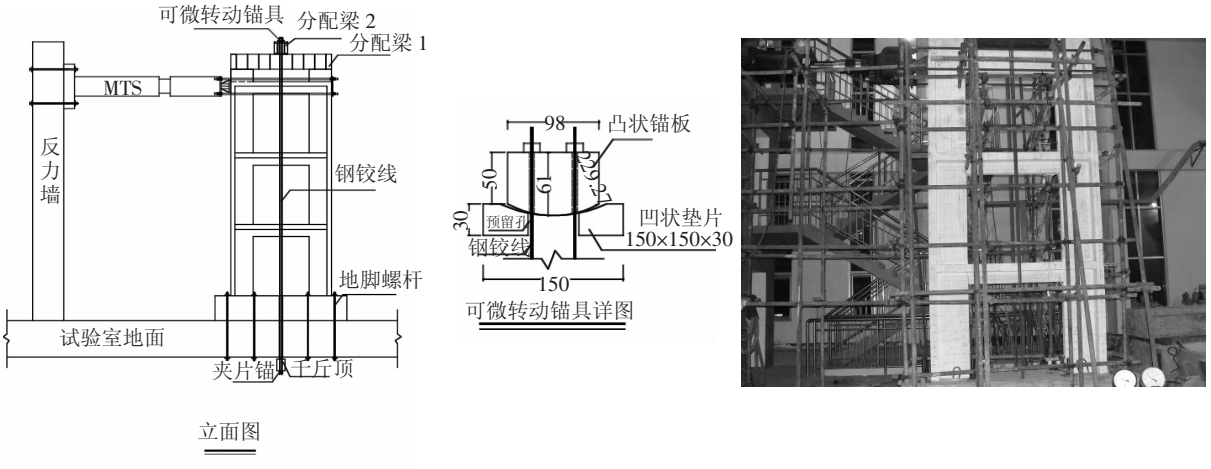


图 2 试验加载简图

试验开始前,先于墙肢顶部施加设计轴压,轴压比控制为 0.15,其中计算轴压比时采用实测混凝土立方体抗压强度(根据混凝土材性试验,现浇及预制部分混凝土强度分别为 37、38 MPa,此处取 38 MPa)换算得轴心抗压强度设计值,施加轴压为 528 kN. 轴压分三级加载,以便检查试验仪器是否正常工作以及轴压是否存在偏心.

待轴压稳定后,施加水平荷载,模型屈服前以力控制加载,每级循环 1 次,屈服后以位移控制加载,每级循环 2 ~ 3 次[12]. 试验过程中规定 MTS 外推时为正,内拉时为负.

2 试验结果

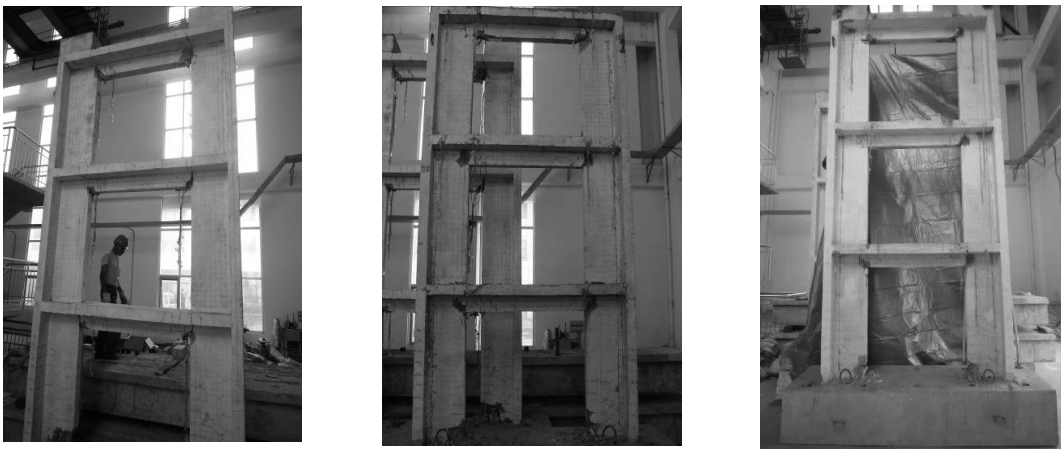
各模型裂缝开展及破坏过程分述如下:

1) XJ1. 加载初期(荷载绝对值 < 27.5 kN),模型未出现裂缝,荷载和位移呈线性变化,卸载后几乎无残余变形,处于弹性阶段;到荷载绝对值等于 27.5 kN 加载周期,一层梁与墙连接处出现竖向裂缝;随着荷载增加,二、三层梁与墙连接处相继出现竖向裂缝,到荷载绝对值等于 50 kN 加载周期,墙肢底部出现水平裂缝,各层梁裂缝向跨中方向扩展;到荷载绝对值等于 100 kN 加载周期,一层梁受拉纵筋屈服,此时顶点位移为 20 mm,之后进入位移加载阶段;到 4Δ 周期时,荷载达到峰值点,各层梁均形成塑性铰;到 6Δ 周期时,墙肢根部腹板混凝土压碎剥落,墙纵筋压屈,荷载下降至极限荷载的 85% 以下,模型宣告破坏.

2) ZP1. 加载初期(荷载绝对值 < 27.5 kN),模型未出现裂缝,荷载和位移呈线性变化,卸载后几乎无残余变形,处于弹性阶段;到荷载值为 -27.5 kN加载周期,一层梁与墙连接处出现竖向裂缝;随着荷载增加,二、三层梁与墙连接处相继出现竖向裂缝,到荷载绝对值等于 70 kN 加载周期,墙肢底部出现水平裂缝,梁端拼缝出现水平裂缝,到荷载绝对值等于 116 kN 加载周期,一层梁受拉纵筋屈服,此时顶点位移为 18 mm,之后进入位移加载阶段;到 0.5Δ 周期时,墙肢腹板底部出现水平裂缝,各层梁裂缝向跨中扩展不明显,主要集中在梁端拼缝处;到 4Δ 周期时,荷载达到峰值点,一层梁根部混凝土出现剥落;到 7Δ 周期时,墙肢根部腹板混凝土压碎,墙纵筋压屈,荷载下降至极限荷载的 85% 以下,模型宣告破坏.

3) ZP2. 加载初期(荷载绝对值 < 25 kN),模型未出现裂缝,荷载和位移呈线性变化,卸载后几乎无残余变形,处于弹性阶段;到荷载绝对值等于 25 kN 加载周期,一层梁与墙连接处出现竖向裂缝;随着荷载增加,二、三层梁与墙连接处相继出现竖向裂缝,到荷载绝对值等于 70 kN 加载周期,墙肢底部出现水平裂缝,梁端拼缝出现水平裂缝,到荷载绝对值等于 90 kN 加载周期,一层梁受拉纵筋屈服,此时顶点位移为 18 mm,之后进入位移加载阶段;到 0.5Δ 周期时,墙肢腹板底部出现水平裂缝,各层梁裂缝向跨中扩展不明显,主要集中在梁端拼缝处;到 4Δ 周期时,荷载达到峰值点,一层梁根部混凝土出现剥落;到 7Δ 周期时,墙肢根部混凝土压碎,墙纵筋压屈,荷载下降至极限荷载的 85% 以下,模型宣告破坏.

各模型的破坏形态见图 3.



(a) XJ1　　(b) ZP1　　(c) ZP2

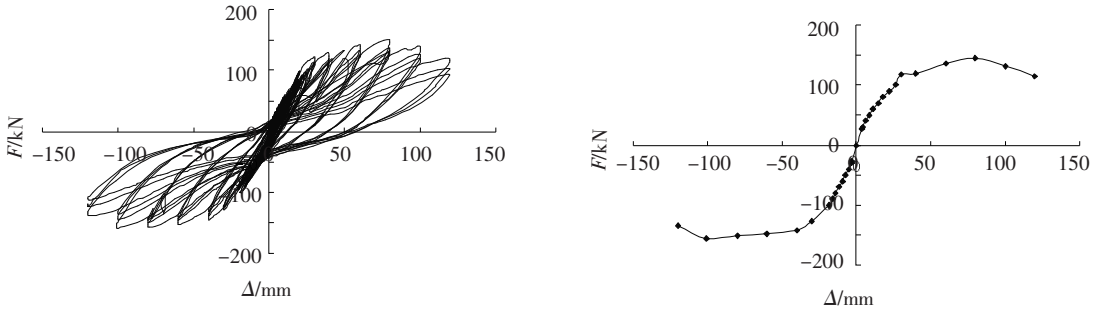
图 3　模型破坏形态

3　试验分析

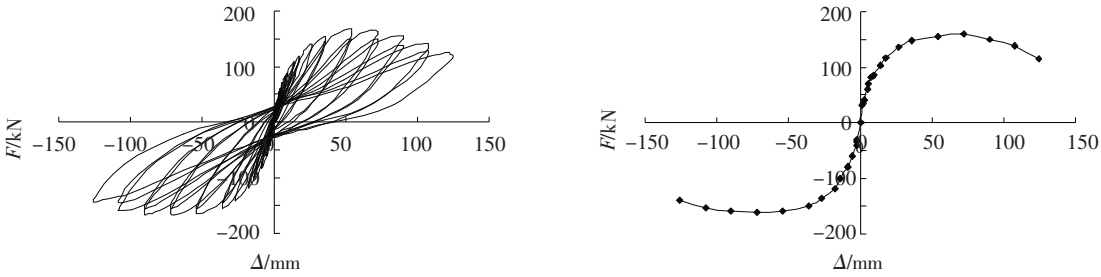
3.1　滞回曲线、骨架曲线

各模型的滞回曲线、骨架曲线见图 4.

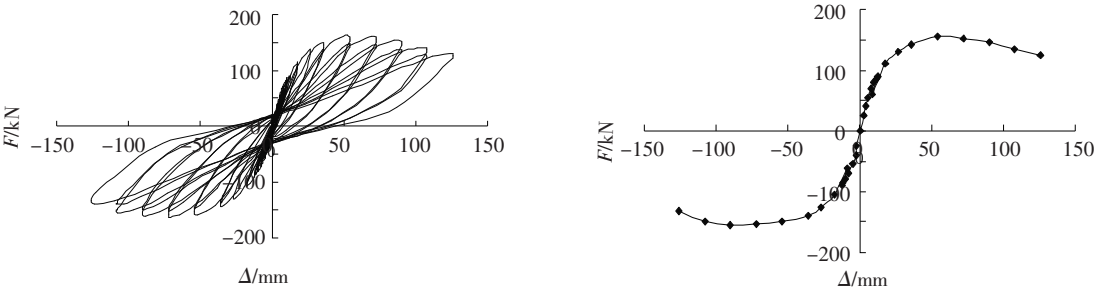
对于滞回曲线,各模型具有如下共性:在开裂后至屈服前,滞回环处于稳定发展阶段,卸载后残余变形很小,滞回环面积较小;屈服后,滞回环呈反“S”型,面积明显增大,表明了较好的耗能能力,在同一位移级别下,后面循环与第一次循环相比,强度和加载刚度均有明显退化;达到极限承载力后,承载力下降缓慢,滞回曲线平缓下降,同时,滞回环开始出现捏缩,有向“Z”型过渡的趋势.



(a) XJ1



(b) ZP1



(c) ZP2

图 4　模型滞回曲线、骨架曲线

对于骨架曲线,各模型曲线走势基本一致,表现出相近的发展规律,在低周反复荷载作用下都经历了弹性、屈服、极限、破坏等几个阶段. 同时,三者骨架曲线下降段都比较平缓,说明后期模型承载力下降缓慢、延性较好,有利于抗震.

3.2 加载特征点、延性系数、刚度的比较

各模型在开裂、屈服、极限 3 个阶段的荷载和位移值、位移延性系数以及弹性刚度列于表 1.

表 1 加载特征点、延性、刚度对比

试件	开裂荷载 F_{cr}/ kN	开裂位移 Δ_{cr}/ mm	屈服荷载 F_y/ kN	屈服位移 Δy/ mm	极限荷载 F_u/ kN	极限位移 Δu/ mm	位移延性系数 δ	弹性刚度 E/ (kN · mm^{-1})
XJ1	27.50	3.26	100	20	155	120	6	8.44
ZP1	27.50	2.11	116	18	160	126	7	13.03
ZP2	25	2.56	107.50	18	154	126	7	9.77

从表中可以看出,3 个模型各加载特征点荷载、位移基本接近. NPC 模型与现浇模型的位移延性系数基本相同,甚至有所提高. 由于模型制作离散性,弹性刚度项 ZP1 和 ZP2 相差较大,但是相对于 XJ1,两者都得到了提高.

模型在各级位移循环下的平均刚度计算可参见文献[11]. 各模型平均刚度退化曲线见图 5.

由图 5 可以看出,ZP1、ZP2 刚度退化曲线前期较 XJ1 要陡,后期与 XJ1 基本重合,刚度退化减缓. 分析认为,位移加载阶段初期,墙、梁连接钢筋使截面刚度提高,从而使墙、梁节点刚度提高,导致 NPC 模型较现浇模型受力整体性更好,因此,初始刚度较高. 到加载后期,由于混凝土开裂严重,且连接钢筋也已屈服,截面刚度主要由截面受压侧混凝土提供,因此,此时现浇模型与 NPC 模型刚度接近.

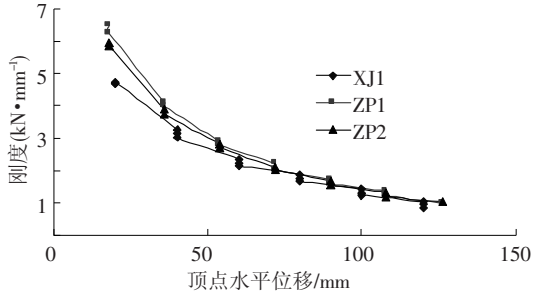


图 5 刚度退化曲线比较

3.3 耗能能力

结构耗散能量的能力以一周滞回环所包围的面积来衡量[13]. 各模型在加载特征点的等效粘滞阻尼系数列于表 2.

表 2 等效粘滞阻尼系数比较

试件	XJ1	ZP1	ZP2
开裂荷载阶段	0.036	0.030	0.041
屈服荷载阶段	0.054	0.060	0.067
极限荷载阶段	0.114	0.118	0.119

从表 2 可以看出,ZP1、ZP2 在各阶段的耗能能力与 XJ1 基本接近,随着控制荷载的增大,耗能系数呈上升趋势. 由于节点区连接钢筋的耗能作用,模型屈服后甚至有所提高.

3.4 破坏机理和耗能机理

对于破坏机理,从试验过程可以看出,3 个模型均是“混合铰”机制,有利于抗震. 同时,相比现浇模型,NPC 模型塑性铰则集中在墙、梁连接处.

对于耗能机理,三者原理相同,都是依靠裂缝的产生和发展、钢筋的屈服、混凝土的压碎等过程消耗能量. 在加载初期,由于梁对墙肢的约束作用,结构整体弯矩与局部弯矩共同抵抗外部水平荷载,顶点侧移曲线呈弯剪型,耗能能力较好,滞回曲线呈较丰满的反“S”型;当梁逐层屈服、塑性铰充分发展后,水平荷载的继续增加主要由两墙肢单独承担,顶点侧移曲线呈剪切型,耗能能力下降,滞回曲线发生水平滑移,出现捏缩效应,呈较狭长的“Z”型.

但仔细观察可以发现,NPC 模型与现浇模型的耗能钢筋发生了变化,现浇模型主要依靠梁上、下层纵筋消耗能量,而 NPC 模型依靠节点区连接钢筋消耗能量,梁纵筋没有做出太大贡献,从图 6 梁底纵筋与同一位置处连接钢筋应变变化可以看出,NPC 模型中梁底纵筋基本处于弹性状态,没有残余应变,而连接钢筋随着位移级别增加,残余变形逐渐累积,耗散外界输入能量. 选取了三模型同一节点处破坏对比照片见图 7.

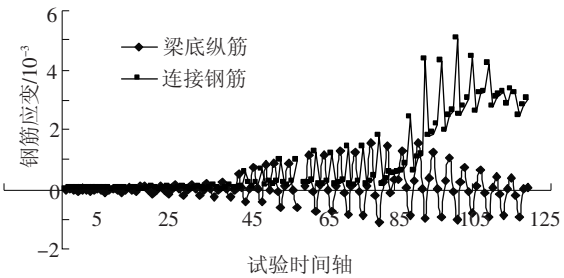


图 6 钢筋应变对比

(a) XJ1

(b) ZP1

(c) ZP2

图 7　节点破坏照片

4　结　论

1)在弹性工作阶段,NPC 模型较现浇模型承载能力相近,且具有足够的抗侧刚度;在弹塑性工作阶段,两者承载能力与耗能能力基本相近,NPC 模型位移延性稍高,且均为"混合铰"破坏机制. 总体看来,现浇模型和 NPC 模型表现相当.

2)由于 NPC 节点构造特点,造成预制墙与梁之间形成近似铰接连接,但仍能保持两侧墙肢的受力整体性,因此,对整体模型的抗震性能影响不是很大.

3)通过探索更合理的节点细部构造与设计方法,NPC 结构的抗震性能可以进一步提高.

参考文献:

[1] 张军, 侯海泉, 董年才,等. 全预制装配整体式剪力墙住宅结构设计及应用[J]. 施工技术, 2009, 38(5): 22 - 24.

[2] SHEN Q, KURAMA Y. Lateral load behavior of unbonded post-tensioned hybrid coupled walls [C]//Sixth ASCCS Conference on Steel and Concrete Composite Structures. Los Angeles: [s. n.], 2000, 22/23/24: 793 - 800.

[3] KURAMA Y, SAUSE R, PESSIKI S, *et al.* Seismic response evaluation of unbonded post-tensioned precast walls [J]. ACI Struct J, 2002, 99(5): 641 - 651.

[4] SHEN Q, KURAMAY. Nonlinear behavior of post-tensioned hybrid coupled wall subassemblages [J]. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, 2002, 128(10): 1290 - 1300.

[5] KURAMA Y, SHEN Q. Post-Tensioned hybrid coupled walls under lateral loads [J]. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, 2004, 130(2): 297 - 309.

[6] SHEN Q, KURAMAY, WELDON B. Seismic design and analytical modeling of post-tensioned hybrid coupled wall subassemblages [J]. Struct Eng, 2006, 132(7): 1030 - 1040.

[7] 刘华. 预制预应力短肢剪力墙结构抗震性能试验研究[D]. 扬州:扬州大学,2007.

[8] 孙巍巍. 后张无粘结预应力装配式短肢剪力墙抗震能力及设计方法研究[D]. 南京:东南大学,2007.

[9] 刘晓楠, 郭正兴, 董年才,等. 全预制装配剪力墙结构节点性能实验研究[J]. 江苏建筑, 2010, 133: 21 - 24.

[10] 陈耀钢. 工业化全预制装配整体式剪力墙结构体系节点研究[J]. 建筑技术, 2010, 41(2): 153 - 156.

[11] 朱张峰, 郭正兴. 预制装配式剪力墙结构节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(1): 69 - 76.

[12] JGJ101-96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,1997.

[13] 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.

(**编辑**　赵丽莹)