引用格式：程怡文，樊健生，丁然，等. 工程中装配式剪力墙结构灌浆套筒与预制构件力学性能研究[J]. 工业建筑，2026，56(1)：11-21.
CHENG Yiwen，FAN Jiansheng，DING Ran，et al. Mechanical Properties of Grouting Sleeves and Prefabricated Components in Actual Engineering of Prefabricated Shear Wall Structures[J]. Industrial Construction，2026，56(1)：11-21 (in Chinese). DOI：10.3724/j.gyjzG25050805

工程中装配式剪力墙结构灌浆套筒与预制构件力学性能研究*

程怡文[1]　樊健生[1,2]　丁　然[1,2]　王聪颖[3]　卢晓岩[3]　刘宇飞[1,2]

（1. 清华大学土木工程系，北京　100084；2. 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室，北京　100084；
3. 北京城建房地产开发有限公司，北京　100010）

摘　要　实际工程中装配式剪力墙结构的典型构件，包括灌浆套筒、含拼缝混凝土叠合板、叠合板-预制剪力墙节点等。为研究其力学性能，对连接预制剪力墙纵向钢筋的灌浆套筒开展工业CT扫描和拉拔试验，发现实际施工中，上下钢筋难以对中，但灌浆套筒的拉拔性能仍满足要求；对含拼缝混凝土叠合板开展静力单调加载试验，叠合板均表现出了良好的弯曲延性，抗弯承载力试验值与计算值符合较好；对节点试件进行低周往复荷载试验，发现试件的荷载-挠度骨架曲线呈倒S形，试件延性和耗能能力较好。表明三种构件的承载力和损伤模式均符合设计要求。

关键词　装配式剪力墙；灌浆套筒；工业CT；缺陷；受力性能

Mechanical Properties of Grouting Sleeves and Prefabricated Components in Actual Engineering of Prefabricated Shear Wall Structures

CHENG Yiwen[1]　FAN Jiansheng[1,2]　DING Ran[1,2]　WANG Congying[3]　LU Xiaoyan[3]　LIU Yufei[1,2]

(1. *Department of Civil Engineering*, *Tsinghua University*, *Beijing* 100084, *China*; 2. *Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of China Ministry of Education*, *Tsinghua University*, *Beijing* 100084, *China*; 3. *Beijing Urban Construction Real Estate Exploitation Co.*, *Ltd.*, *Beijing* 100010, *China*)

Abstract: In this paper, experimental studies were conducted on the mechanical properties of typical components of a practical prefabricated shear wall structure, including grouting sleeves, laminated reinforced concrete slabs containing joints, and joints between laminated slabs and prefabricated reinforced concrete shear walls. Industrial computerized tomography (CT) and pull-out tests were conducted on the grouting sleeves connecting the vertical rebars of the upper and lower prefabricated shear walls. It was found that the rebars were generally difficult to align in actual construction. However, the pull-out properties of grouting sleeves met the requirements. Static loading tests were conducted on the slabs. Both slab specimens showed good flexural ductility, and their experimental and calculated bearing capacity values were in good agreement. Quasi-static cyclic tests were conducted on the joints. The load-deflection skeleton curves showed an inverted S-shape, indicating good ductility and energy dissipation capacity. The bearing capacities and failure modes of all three types of components met the design requirements.

Keywords: prefabricated shear wall; grouting sleeve; industrial CT; defect; mechanical performance

* 国家自然科学基金项目(52121005)。

第一作者：程怡文，博士研究生，主要从事装配式结构研究，chengyw22@mails.tsinghua.edu.cn。

通信作者：丁然，博士，副研究员，主要从事组合结构和新材料结构研究，dingran@tsinghua.edu.cn。

收稿日期：2025-05-08

© 2026 工业建筑

0 引 言

装配式建筑是指采用预制构件在施工现场装配而成的建筑，与传统的现浇结构相比，具有施工速度快、构件精度和质量好、现场施工污染少等优点[1]，是现代建筑的重要形式。目前，对装配式结构构件的研究集中在施工条件较为理想的实验室条件下的构件性能评估，其构件制作精度高、浇筑和养护环境优良。而在实际工程中，工人施工精度、现场钢筋定位准确度、灌浆套筒连接可靠性[2]等施工质量因素，显著影响了结构受力性能[3-6]。

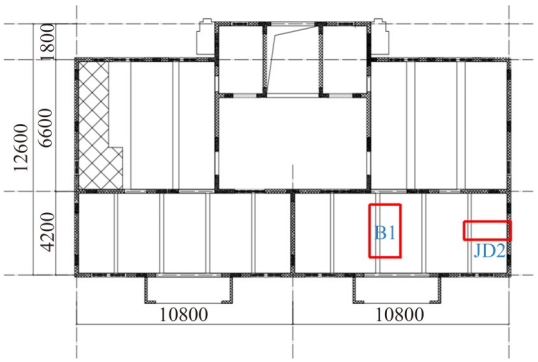
装配式结构的整体性和传力有效性依赖连接的可靠性。其中，预制剪力墙的竖向钢筋连接作为装配式混凝土结构的关键技术问题[7]，其连接质量直接影响着结构的承载力和抗震性能。灌浆套筒是一种常见的纵向钢筋连接方式[8]。按钢筋与套筒连接方式不同，灌浆套筒可分为全灌浆套筒和半灌浆套筒两种[9]，半灌浆套筒一端通过螺纹连接，在预制工厂完成，另一端通过灌浆连接，在现场完成。与全灌浆套筒相比，半灌浆套筒具有套筒尺寸小、灌浆用料少、生产效率高、操作方便、施工质量较高等优点[10]。

在水平受力构件中，混凝土叠合板是装配式建筑中常用的楼板形式，其由预制底板和现浇层组成，可节省模板和脚手架、缩短现场施工时间[11]。已有较多研究表明，这种结构形式具有良好的受力性能和整体性[12-13]。节点作为预制构件的连接部位，其变形能力和耗能性能是评估装配式结构抗震性能的关键因素。

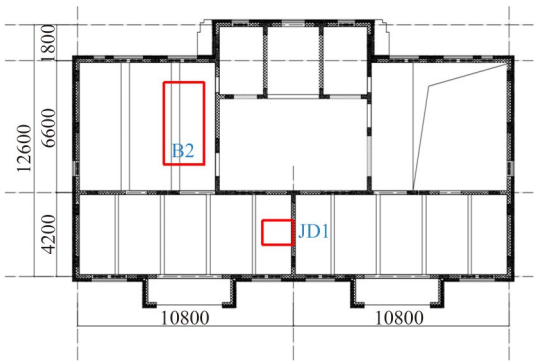
本文依托某实际装配式剪力墙住宅项目，通过对一装配式结构样板房进行原位切割，获取灌浆套筒、叠合板、预制剪力墙-叠合板节点三种典型构件的样本，进而通过力学性能测试与结构分析，评估实际施工条件下各构件的力学性能。

1 工程概况

本文研究对象取样于一装配式结构样板房，其主体结构采用混凝土叠合板和预制剪力墙板，上下预制剪力墙之间的纵向钢筋采用半灌浆套筒连接，受力钢筋均采用HRB400钢筋，混凝土强度等级为C30。主要针对三种典型构件样本进行研究：通过从预制剪力墙中取出套筒试样进行试验，研究半灌浆套筒的施工质量和受拉性能；取两种不同规格的叠合板试件进行静力单调加载试验，研究含拼缝单向叠合板主方向受力性能；取不同位置的两个墙板节点试件进行低周反复荷载试验，研究叠合板-预制剪力墙节点弱方向抗震性能。叠合板试件和楼板-墙板节点试件均从现场切割得到，并运输至实验室进行加载。结构平面布置和试件取样位置如图1所示。



（a）首层顶板平面



（b）二层顶板平面

注：B1、B2为含拼缝混凝土叠合板试件位置；JD1、JD2为叠合板-预制剪力墙节点位置。

图1 试件取样位置 mm

Fig. 1 Specimen sampling positions

2 灌浆套筒试验

2.1 试验设计

该工程中的套筒均为半灌浆套筒，在预制构件端采用直螺纹方式连接钢筋，现场装配端采用灌浆方式连接钢筋，截面构造如图2所示。套筒共有两种规格，长度分别为140，155 mm，对应的连接钢筋直径分别为12，14 mm，具体参数如表1所示，其中，GT1试件有15个，GT2试件有10个。

从套筒两端分别截取长度300 mm的钢筋试样，用于材料强度测试。材料强度测试结果见表2。

通过工业CT扫描对灌浆套筒内钢筋的位置和灌浆缺陷进行无损检测，经拉拔试验确定灌浆套筒的极限拉力和破坏模式，拉拔试验加载速率保持与套筒连接钢筋拉伸试验加载速率一致，均为0.0375 mm/s。

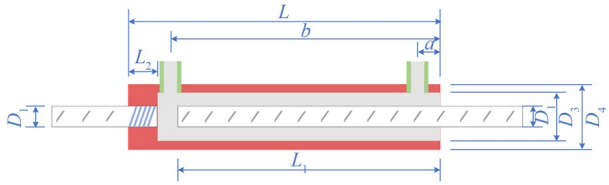


图 2　半灌浆套筒示意

Fig. 2　Schematic diagram of the semi-grouted sleeve

表 1　试件参数

Table 1　Specimen parameters　mm

试件	D_1	D_2	D_3	D_4	L	L_1	L_2	a	b
GT1	12	12	26	33	140	95	20	20	105
GT2	14	14	30	38	155	110	20	20	120

表 2　钢筋材性试验结果

Table 2　Test results of rebar material properties

套筒编号	套筒类型	钢筋直径/mm	屈服强度f_y/MPa	极限强度f_u/MPa
GT1-01~GT1-15	GT1	12	428.5	593.1
GT2-01~GT2-10	GT2	14	449.9	627.6

2.2　工业 CT 扫描结果

随机选取 5 个 GT1 和 5 个 GT2 类型套筒进行工业 CT 扫描，获得套筒内部三维扫描图，如图 3 所示。图中，左侧两个纵断面图为套筒纵向两互相垂直的断面，右上横断面为剖切线处的剖面，右下横断面为疑似缺陷处的剖面。图中黑色部分为套筒外空气，钢材处颜色较亮，套筒内灰色部分表示硬化水泥浆体，水泥浆体中有明显边界的暗部，表示浆体中的缺陷。可知：套筒灌浆端钢筋歪斜，钢筋端部与套筒内壁接触；位置①处有直径 26 mm、高 6.3 mm 的暗部，位于出浆口之上，不影响钢筋的锚固长度；位置②处有气泡，直径小于 1 mm。

工业 CT 扫描结果表明，套筒普遍存在钢筋不居中、钢筋歪斜等情况，部分套筒灌浆顶部有空区，但空区均不影响灌浆端钢筋的锚固长度。

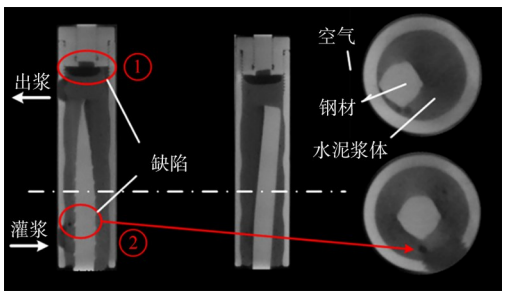


图 3　灌浆套筒内部扫描图像

Fig. 3　Internal scan of the grouting sleeve

2.3　拉拔试验结果

灌浆套筒拉拔试验和外观检查结果见表 3。拉拔试验中，随着拉拔力增大，套筒两端钢筋伸长，灌浆端钢筋与套筒间出现滑移，灌浆表面钢筋周围的浆体破碎，套筒 GT1-12 的破坏模式为螺纹端拉坏，如图 4(a)所示；其余套筒破坏模式均为套筒外连接钢筋拉断，如图 4(b)所示。

表 3　灌浆套筒材性试验结果

Table 3　Test results of grouting sleeve material properties

套筒编号	钢筋直径/mm	极限拉力/kN	破坏模式	灌浆端钢筋是否居中	偏心率/%
GT1-01	12	69.6	钢筋拉断	否	53.8
GT1-02	12	65.6	钢筋拉断	否	30.8
GT1-03	12	64.7	钢筋拉断	否	46.2
GT1-04	12	69.9	钢筋拉断	否	38.5
GT1-05	12	70.2	钢筋拉断	否	30.8
GT1-06	12	69.0	钢筋拉断	否	53.8
GT1-07	12	66.5	钢筋拉断	是	0.0
GT1-08	12	70.2	钢筋拉断	否	30.8
GT1-09	12	67.7	钢筋拉断	否	23.1
GT1-10	12	64.8	钢筋拉断	否	7.7
GT1-11	12	69.8	钢筋拉断	否	46.2
GT1-12	12	64.3	螺纹端拉坏	否	46.2
GT1-13	12	69.6	钢筋拉断	否	38.5
GT1-14	12	68.9	钢筋拉断	否	46.2
GT1-15	12	65.3	钢筋拉断	否	46.2
GT2-01	14	90.7	钢筋拉断	否	20.0
GT2-02	14	92.9	钢筋拉断	否	20.0
GT2-03	14	93.1	钢筋拉断	否	20.0
GT2-04	14	92.6	钢筋拉断	否	40.0
GT2-05	14	92.6	钢筋拉断	否	20.0
GT2-06	14	91.3	钢筋拉断	否	20.0
GT2-07	14	89.4	钢筋拉断	否	26.7
GT2-08	14	92.0	钢筋拉断	否	33.3
GT2-09	14	96.1	钢筋拉断	是	0.0
GT2-10	14	94.6	钢筋拉断	否	40.0

注：偏心率取灌浆表面处钢筋横截面中心与套筒中心的距离 r 与套筒内半径 $\frac{D_3}{2}$ 的比值，如图 5 所示。

根据工业 CT 扫描结果和外观观察可知，灌浆端钢筋普遍存在不居中的情况，部分钢筋贴近套筒内缘，可能影响灌浆套筒的抗拔能力。而根据拉拔试验结果，除 GT1-12 个例外，套筒破坏均位于套筒外的连接钢筋处，实测极限拉力均与两端钢筋极限拉力相近，相差不超过 8%，且实测极限抗拉强度均不小于



（a）螺纹端破坏



（b）套筒外连接钢筋破坏

图4 破坏模式

Fig. 4 Failure modes

HRB400钢筋的抗拉强度标准值，满足JGJ 355—2015《钢筋套筒灌浆连接应用技术规程》（局部修订）的要求。这表明尽管现场施工时，灌浆端钢筋难以对中，但仍可保证套筒钢筋拔出不早于钢筋拉断，灌浆套筒符合要求。套筒GT1-12破坏位于螺纹端，推测破坏原因为钢筋螺纹处生锈或远距离运输导致松动。

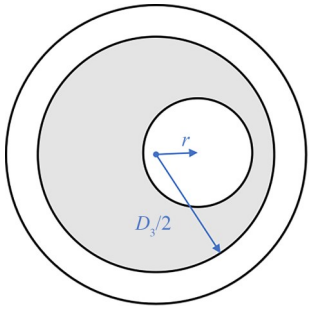


图5 偏心率示意

Fig. 5 Schematic diagram of eccentricity

3 含拼缝混凝土叠合板

3.1 试验概况

3.1.1 试件尺寸和构造

试验对象为含拼缝单向叠合板楼板构件，包括两块预制板，其中预制板间拼缝和上部叠合层为现浇混凝土。试件B1厚度为140 mm，其中，预制层厚度60 mm，叠合层厚度80 mm，平面尺寸为3600 mm×1200 mm，加载时两端支座距离板两端各100 mm，楼板净跨3400 mm。试件B2厚度为170 mm，其中，预制层厚度80 mm，叠合层厚度90 mm，平面尺寸为4300 mm×2000 mm，加载时两端支座距离板两端各250 mm，楼板净跨3800 mm。两个试件尺寸如表4所示。

表4 试件参数

Table 4 Specimen parameters mm

试件名	厚度	净跨	宽度
B1	140	3200	1200
B2	170	3800	2000

为确定试验板件内部真实构造，试验完成后砸除混凝土，通过观察配筋、拼缝位置和浇筑面可以发现，砸开后的混凝土截面现浇部分和预制板有轻微颜色差异，详见图6。现场通过板件内部配筋和浇筑面以及施工图，可以确定拼缝的位置。



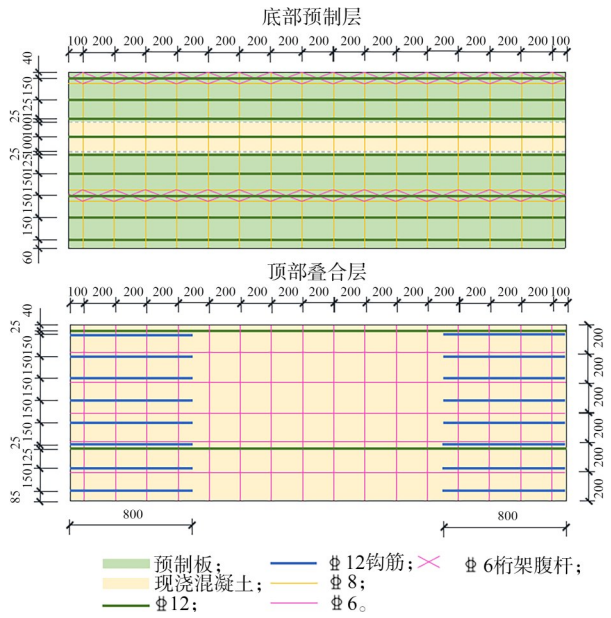
图6 板件预制部分和现浇部分

Fig. 6 Prefabricated and cast-in-place parts of the slab

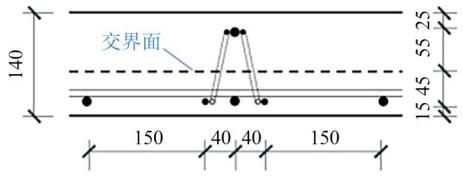
还原试件B1、B2的内部构造分别如图7和图8所示。试件B1和B2均由相邻两块预制板的一部分和对应的后浇层组成，两块预制板之间拼缝宽度分别为200，415 mm，拼缝处采用预留胡子筋的方式。试件B2和B1对应配筋基本相同，顶部横向钢筋间隔为150 mm，叠合层纵筋、整体大小、拼缝大小和位置不同，故在图中仅展示了拼缝大小和位置，以及叠合层纵筋。

3.1.2 材料性能

试验完成后，在试件支座附近没有裂缝的区域取样，受条件所限，两个试件各取4个混凝土圆柱体芯样和每个规格的3根钢筋进行材性试验，材性测试结果分别如表5和表6所示。



（a）配筋



（b）桁架部位剖面

图 7　试件 B1 构造　mm

Fig. 7　Structural details of specimen B1

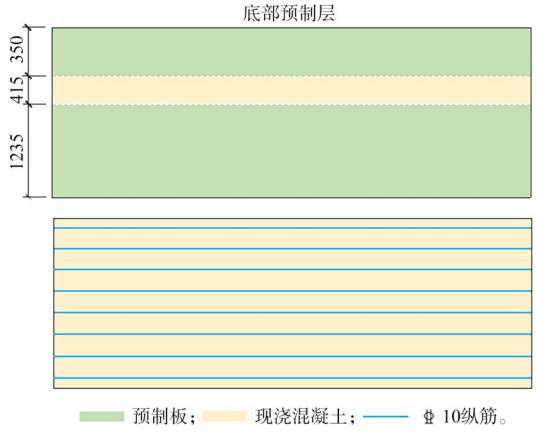


图 8　试件 B2 构造

Fig. 8　Structural details of specimen B2　mm

表 5　混凝土材性试验结果

Table 5　Test results of concrete material properties

试件	直径/mm	高度/mm	抗压强度 f_c/MPa
B1	110	140	43.6
B2	110	155	35.2

3.1.3　加载和量测方案

对两个试件进行静力单调加载试验，采用四点弯曲加载，边界简支，两侧剪跨段长度为 900 mm，试件 B1 中间纯弯段长度为 1400 mm，B2 中间纯弯段长度为 2000 mm。试验加载采用两阶段加载模式，参考 GB/T 50152—2012《混凝土结构试验方法标准》，试件屈服前采用力控制加载，力逐级增加，每级 5 kN，每级加载完毕后观察试验现象；试件屈服后采用位移控制加载，加载速率控制在 0.02 mm/s 左右。

表 6　钢筋材性试验结果

Table 6　Test results of rebar material properties

试件	钢筋直径/mm	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa
B1	6	518.5	681.0
	8	456.2	638.0
	12	436.3	609.2
B2	6	420.1	634.4
	8	463.5	647.3
	10	511.1	682.5
	12	525.7	581.7

试验中对荷载、位移、应变、裂缝宽度进行了量测和记录。量测的内容包括：施加在叠合板中心的竖向集中荷载，通过力传感器进行测量；叠合板两侧支座位移，加载点位移，跨中位移等，通过架设在构件下方的位移计进行测量；叠合板跨中顶面应变，通过叠合板表面布置的混凝土应变片进行测量；加载过程中出现的裂缝宽度，通过裂缝观测仪以及裂缝比对卡进行测量。

3.2　试验结果及分析

3.2.1　试验现象

由于试件较长，为更为清晰地展示裂缝分布，对观测面进行分区，如图 9 所示。

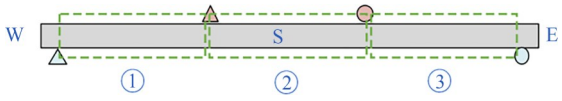
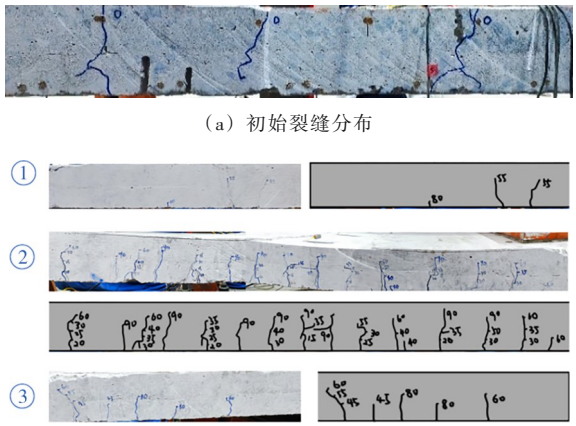


图 9　分区示意

Fig. 9　Schematic diagram of numbered sections

对于试件 B1，初始状态下正面（S 面）无可视初始裂缝，背面（N 面）②区有 3 条初始裂缝。加载至 32 kN 时，试件底部纯弯段跨中附近出现新的可视裂缝，加载至 72 kN 时，试件进入屈服阶段。位移达到 140 mm 时，顶面跨中附近面层与混凝土结构层分离、崩裂，发出响声。此面层为楼板顶面用水泥砂浆抹光的找平层，厚度仅 5 mm 左右，与混凝土结构层结合紧密，难以进行分离，因此在试验前仅将板

跨中贴应变片位置的面层凿除。在试验过程中，当纯弯段变形很大时，受压区混凝土表面与面层变形不协调，且面层水泥砂浆的承载力比混凝土低，导致面层与混凝土板分离且在混凝土未压碎时即发生破坏。此时观察混凝土板，底部主裂缝未贯通，受压区混凝土未压坏。荷载达到108 kN时，位移达到170 mm，停止加载。试件B1初始裂缝和最终裂缝分布如图10所示。



（a）初始裂缝分布

（b）最终裂缝分布

图10 试件B1裂缝分布

Fig. 10 Crack distribution of specimen B1

对于试件B2，初始状态下正面（S面）有4条初始裂缝，最大宽度为1.0 mm。加载至67 kN时，试件底部纯弯段出现新的可视裂缝。加载至92 kN时，试件进入屈服阶段。持续位移控制加载，正面主裂缝逐渐向板顶延伸，叠合板交界面出现分离，当位移达到194.7 mm时，顶部主裂缝处混凝土压坏。裂缝分布和破坏模式与试件B1相似。

3.2.2 荷载-跨中挠度曲线

试件B1和B2的荷载-跨中挠度（P-δ）曲线如图11所示。由于试验条件限制，试件B1的P-δ曲线未出现下降段，但挠跨比已达到1/20，进入塑性发展阶段，位移增长迅速，荷载增长缓慢，故停止加载。

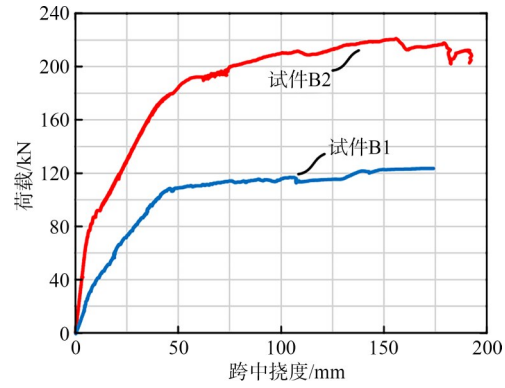


图11 荷载-挠度曲线

Fig. 11 Load-deflection curves

试件荷载-挠度曲线中，由于试件有初始裂缝，且弹性段较短、位移计初始读数精度不够，初始刚度计算可能存在较大误差，因此使用等能量法确定试件的屈服点。各构件的特征点参数如表7所示，由于初始裂缝的存在，未列出试件开裂点。

表7 试验特征点

Table 7 Experimental characteristic points

试件	屈服点			峰值点			破坏点		延性系数
	P_y/kN	δ_y/mm	δ_y/l_0	P_p/kN	δ_p/mm	δ_p/l_0	P_u/kN	δ_u/mm	δ_u/δ_y
B1	113.0	65.8	1/49	125.7	172.6	1/19	—	—	2.62
B2	189.4	61.2	1/62	221.4	157.1	1/24	208.4	194.7	3.18

注：试件B1延性系数按停止加载时位移计算。

按照跨中弯矩等效原则，将试件承载力还原到原结构中，即图1所示的B1和B2所在的楼板中，计算时认为楼板均为单向板，两支座均为铰接，按式（1）可计算得到原结构楼板的等效均布荷载承载力p：

$$p = \frac{4 \times 900 \times (P - P_0)}{KL_0^2} \tag{1}$$

式中：K为试件宽度；L_0为试件所在原楼板跨度；P_0为试件自重；P为试验所得荷载（数据处理时考虑自重）。

将试件的屈服荷载换算成均布荷载，B1、B2试件分别为18.0 kN/m^{2}和6.5 kN/m^2，将试件的峰值荷载换算为均布荷载，分别为18.5 kN/m^{2}和7.9 kN/m^2（表8），而一般住宅楼面均布活载标准值为2 kN/m^2，分项系数为1.5，附加恒载取2 kN/m^2，分项系数为1.3，总计5.6 kN/m^2，可见所有试件均满足承载力要求。

试件B1为单筋截面，根据式（2）计算试件的理论承载力。

表 8　楼板的等效均布荷载承载力

Table 8　Equivalent uniform load-bearing capacities of slabs

试件	状态	试验荷载 P/kN	自重 P_0/kN	宽度 K/mm	原楼板跨度 L_0/mm	均布荷载 p/(kN·m^{-2})
B1	屈服点	113.0	17	1200	4000	18.0
	峰值点	125.7	17	1200	4000	18.5
B2	屈服点	189.4	42	2000	6400	6.5
	峰值点	221.4	42	2000	6400	7.9

$$x = \frac{f_y A_s}{f_c K} \tag{2a}$$

$$M = f_y A_s (h_0 - \frac{x}{2}) \tag{2b}$$

$$P = \frac{2M}{S_2} \tag{2c}$$

式中：A_s 为受拉钢筋面积；α 为等效矩形图形系数，取 1.0；h_0 为有效高度；f_y 和 f_c 取材性试验平均值；S_2 为单侧剪跨段长度。

试件 B2 为双筋截面，A_s' 为受拉钢筋面积。得到板件的承载力理论值计算结果汇总于表 9，可见理论计算结果与试验得到的试件承载力接近。

表 9　钢筋屈服时板件荷载理论值

Table 9　Theoretical loads on slabs at rebar yielding

试件	A_s/mm^2	K/mm	h_0/mm	A_s'/mm^2	M/(kN·m)	P/kN	相对误差/%
B1	1219	1200	119	—	62.8	139.5	11.0
B2	1433	2000	141	628	105.1	233.6	5.5

3.2.3　板件变形

根据板件不同位置的挠度，得出板件变形随荷载变化的曲线如图 12 所示。可以看出：纯弯段主裂缝所在一侧挠度相对更大，曲线偏移与剪弯段初始裂缝的位置无明显关系。

3.2.4　跨中混凝土应变

对试件跨中截面受压区上表面混凝土的应变进行测量，得到跨中截面受压区顶部应变分布随荷载的变化，如图 13 所示。可以看出：跨中截面受压区沿短边方向不同位置的应变不完全均匀；B1 在 350 mm 位置处应变明显较周围测点大，该位置与桁架筋对应，可能与桁架筋造成的局部刚度增大有关；B2 在 700 mm 位置处应变与附近比偏小，这与板件的构造没有明显的对应关系，可能是由裂缝引起的应力重分布和应变片的误差所致；拼缝的存在与应变分布无明显关系。

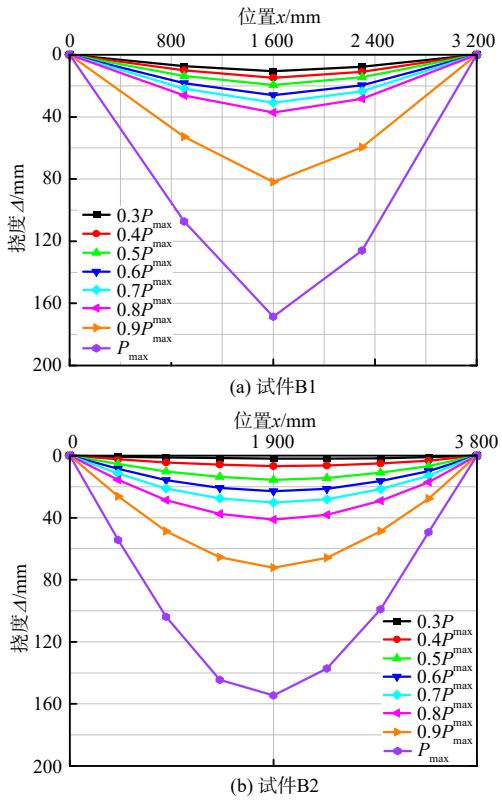


图 12　板件变形

Fig. 12　Slab deformation

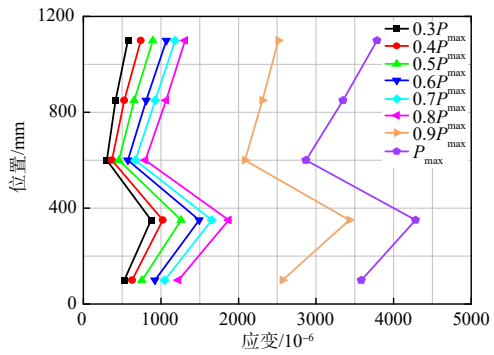
4　叠合板-预制剪力墙节点

4.1　试验概况

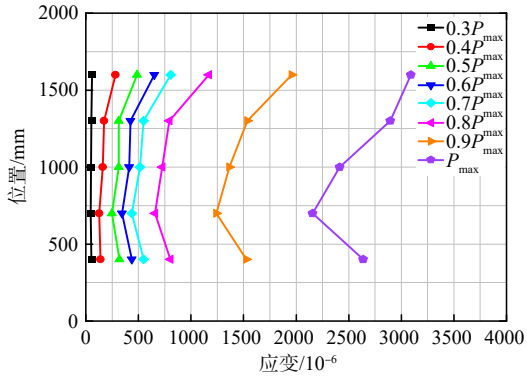
4.1.1　试件尺寸和构造

2 个叠合板-预制剪力墙节点试件中，楼板厚 140 mm，其中，叠合层厚 60 mm，预制墙板厚 200 mm。试件形状和基本参数如图 14 和表 10 所示。节点两翼板为预制墙板，灌浆套筒位于节点处上层墙板的底部；节点腹板为叠合楼板，预制楼板和后浇区域位置如图 15 所示。

试验完成后将试件节点处混凝土砸除观察配



(a) 试件 B1



(b) 试件 B2

图 13 跨中应变分布与发展

Fig. 13 Mid-span strain distribution and development

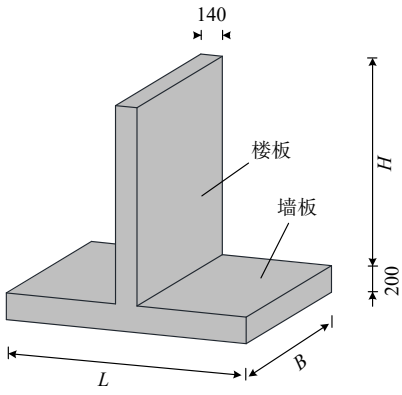


图 14 节点试件基本参数 mm

Fig. 14 Basic parameters of the joint specimens

表 10 试件参数

Table 10 Specimen parameters mm

试件名	*L*	*B*	*H*
JD1	1400	580	600
JD2	1650	900	2000

筋,并结合施工图还原配筋情况。试件 JD1 和 JD2 均为弱方向叠合板-预制剪力墙节点,且叠合板配筋相同,拟静力试验加载正方向受拉区配筋为通长

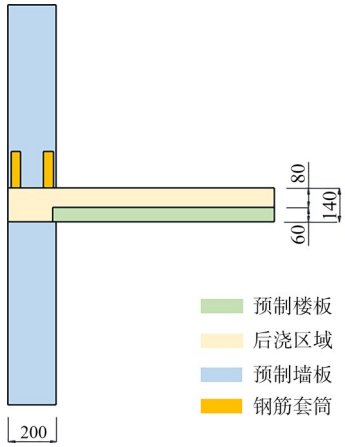


图 15 节点构造 mm

Fig. 15 Structural details of the joint

ϕ8@200,受压区配筋为通长ϕ10@200。

4.1.2 材料性能

试验完成后,在楼板顶端和墙板两端无裂缝的区域切割取样,取出混凝土圆柱体试件和钢筋进行材性试验,由于 JD1 楼板尺寸较小,且裂缝范围较大,无法取出满足要求的混凝土试块和钢筋,JD1 墙板在切割和运输过程中混凝土部分有较为明显的损伤,无法取出满足要求的混凝土试块。其材性结果如表 11 和表 12 所示。

表 11 混凝土材性试验结果

Table 11 Test results of concrete material properties

试件	直径/mm	高度/mm	抗压强度 f_c/MPa
JD2 墙板试块	110	200	46.0
JD2 楼板试块	110	140	45.0

表 12 钢筋材性试验结果

Table 12 Test results of rebar material properties

试件	钢筋直径/mm	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa
JD1 墙板	8	454.2	632.0
	10	513.6	684.1
	12	420.1	602.3
JD2 墙板	8	457.6	633.1
	12	421.6	565.9
JD2 楼板	6	420.8	633.7
	8	448.4	634.2
	10	460.8	670.2
	12	442.9	612.1

4.1.3 加载和量测方案

对两节点试件进行拟静力试验,用地梁将墙板垫高并固定,防止地面阻碍加载过程中节点的转动。通过水平作动器对楼板施加低周往复荷载,试件 JD1 和 JD2 作动器垫板中心距离墙板上表面分

别为 500 mm 和 1700 mm。根据 JGJ/T 101—2015《建筑抗震试验规程》[14]中规定，采用荷载-位移双控制的方法，试件屈服前采用荷载控制加载，JD1 每级荷载 3 kN，JD2 每级荷载 2 kN，反复一次；屈服后转为位移控制加载，每级位移为屈服位移，每级循环三次；在试件承载力下降为峰值荷载的 85% 之后，停止加载。

试验中对荷载、位移、裂缝宽度进行了测量和记录。量测的内容包括：施加在叠合板上的荷载，通过力传感器进行测量；叠合板的水平位移，通过沿高度均匀布设在叠合板侧面的位移计进行测量；加载过程中出现裂缝的宽度，通过裂缝观测仪以及裂缝比对卡进行测量。

4.2　试验结果及分析

4.2.1　试验现象

试件 JD1 初始裂缝和停止加载时裂缝分布如图 16 所示。可知力控制加载至第六级（18 kN）时试件发生屈服；位移第一级 13.5 mm（2.7% 位移角），裂缝发展很快，重复加载时节点处混凝土发生胀裂，楼板根部主裂缝随往复加载扩展，主裂缝处钢筋拔出；位移加载至第三级 40 mm（8.0% 位移角），楼板根部主裂缝宽度超过 1 cm，正负方向荷载均下降到峰值的 85% 以下，停止加载。试件 JD1 的破坏模式为腹板楼板的受弯破坏，由于正负两侧配筋不同，负向加载时构件承载力明显高于正向，主裂缝位于腹板根部，由初始裂缝扩展而来，加载过程中几乎没有新裂缝出现，主要表现为主裂缝的扩展。

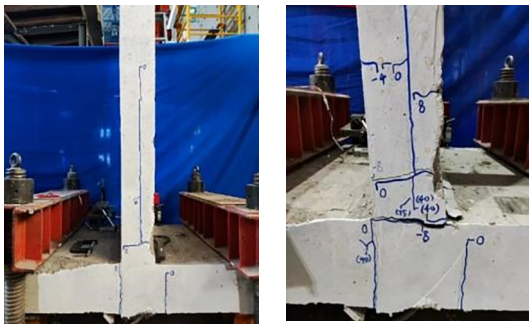


（a）初始裂缝分布　（b）最终裂缝分布

图 16　JD1 裂缝分布

Fig. 16　Crack distribution of specimen JD1

试件 JD2 初始裂缝和停止加载时裂缝分布如图 17 所示。力控制加载至第四级（8 kN）时屈服；位移第一级 25 mm（1.5% 位移角），主裂缝扩展；位移加载至第五级 125 mm（7.4% 位移角），两侧荷载均下载到 85% 峰值以下，停止加载。试件 JD2 的破坏模式为腹板楼板的受弯破坏，由于正负两侧配筋不同，负向加载时构件承载力明显高于正向。



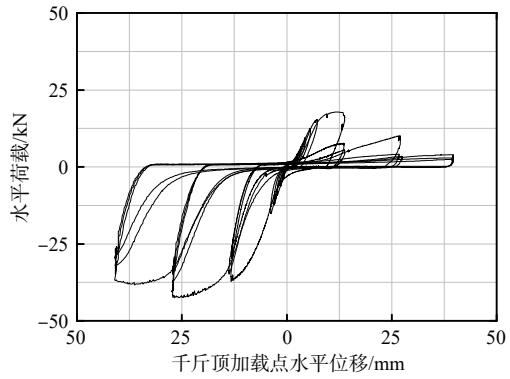
（a）初始裂缝分布　（b）最终裂缝分布

图 17　JD2 裂缝分布

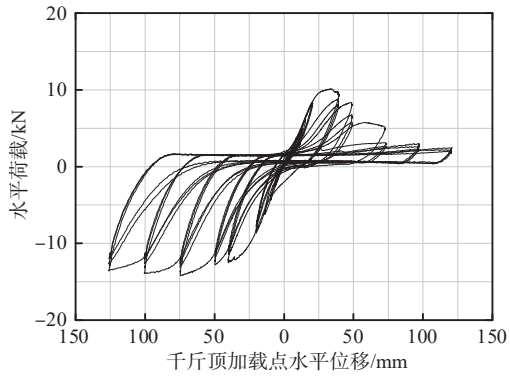
Fig. 17　Crack distribution of specimen JD2

4.2.2　荷载-位移曲线

试件的加载点荷载-位移滞回曲线和骨架曲线如图 18 和图 19 所示。可见：滞回曲线存在明显的捏拢现象，可能原因是混凝土开裂、钢筋与混凝土滑移影响[15]，推测主要是因为试件切割过程中造成



（a）试件 JD1

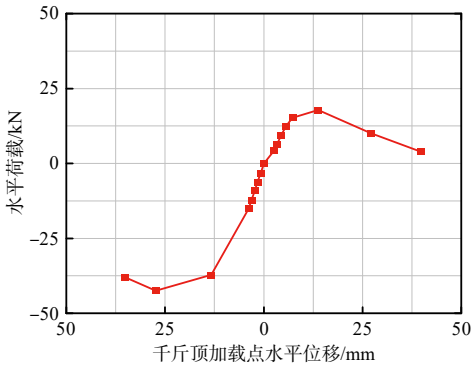


（b）试件 JD2

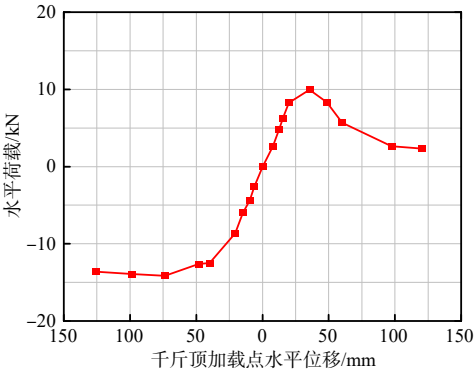
图 18　加载点荷载-位移滞回曲线

Fig. 18　Load-displacement hysteresis loops at loading points

了初始损伤和裂缝。两试件骨架曲线均呈倒S形，表明节点具有良好的承载力和延性。



（a）试件JD1



（b）试件JD2

图19 骨架曲线

Fig. 19 Skeleton curves

4.2.3 强度与延性

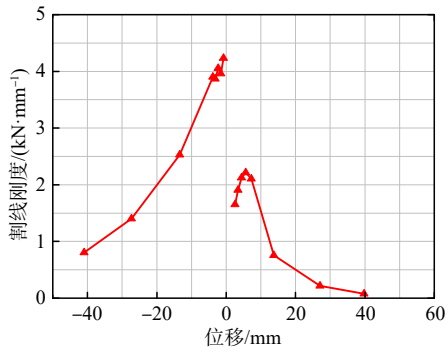
荷载-位移骨架曲线中，由于试件第一级荷载值小，导致位移计读数精度不够，初始刚度计算可能存在较大误差，因此使用等能量法确定墙板试件的屈服点。各构件的特征点参数如表13所示。可知：两试件在反向加载工况下延性系数较高，延性良好；而在正向加载工况下延性系数较小，这种差异可能由不对称的配筋及初始损伤引起。

4.2.4 刚度

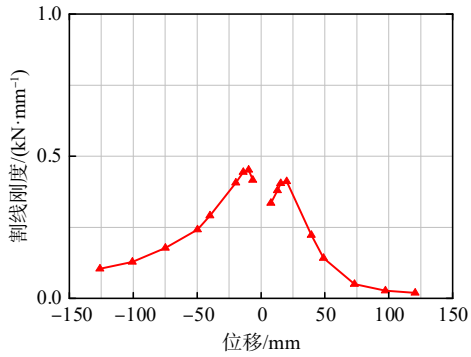
按照 $K_1=\sum_{i=1}^{n}P_j^i\Big/\sum_{i=1}^{n}\Delta_j^i$ 计算得到各级位移幅值下的环线刚度值，其中 Δ_j^i 为第 i 次正（反）向峰值点的位移值，P_j^i 为第 i 次正（反）向峰值点的荷载值。由于两侧配筋情况不同，正负方向的环线刚度值分开计算，由此可得各试件的刚度退化结果，如图20所示。可以看出：试件在前2~4级荷载控制加载过程中刚度略有提高，但不排除因此时位移较小位移计读数误差较大的原因；在之后过程中试件刚度退化明显，且趋于稳定。

4.2.5 耗能能力

用滞回曲线所包围的面积表征耗能，试件的耗能-周期数曲线如图21所示。可见，随周期数的增



（a）试件JD1



（b）试件JD2

图20 刚度退化曲线

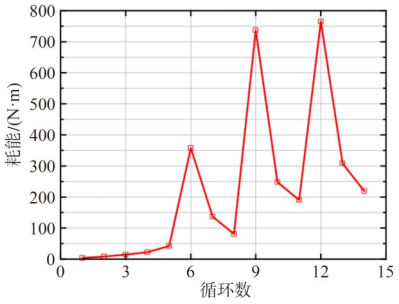
Fig. 20 Stiffness degradation curves

表13 特征荷载及位移

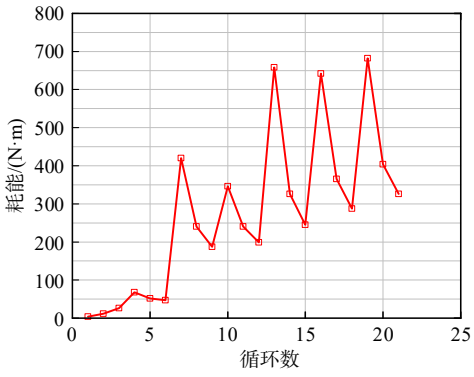
Table 13 Characteristic loads and characteristic displacements

试件	加载方向	屈服点			峰值点			破坏点			延性系数
		P_y/kN	Δ_y/mm	位移角	P_u/kN	Δ_u/mm	位移角	P_u/kN	Δ_u/mm	位移角	μ
JD1	正向	16.09	9.35	1/53	17.72	12.52	1/40	15.06	18.55	1/27	1.99
	反向	37.86	15.08	1/33	42.47	25.73	1/19	36.10	38.45	1/13	2.55
JD2	正向	8.70	27.18	1/63	9.95	35.60	1/48	8.46	47.02	1/36	1.73
	反向	12.67	42.98	1/40	14.14	73.60	1/23	12.02	150.15	1/11	3.49

加，两节点试件的耗能能力总体是提高的趋势，试件均具有良好的耗能能力。



（a）试件 JD1



（b）试件 JD2

图 21　耗能-周期数曲线

Fig. 21　Energy dissipation-cycle number curves

5　结束语

针对实际工程中装配式剪力墙结构的灌浆套筒、含拼缝混凝土叠合板、叠合板-预制剪力墙节点三种典型构件进行了系列试验研究，主要结论如下：

1）本例样板房所取样的半灌浆套筒内部存在钢筋不居中、钢筋歪斜等情况，偏心率最大达 53.8%，实际施工中钢筋难以实现对中。尽管存在施工缺陷，灌浆套筒的力学性能仍满足相关规范要求。

2）两个含拼缝混凝土叠合板试件均表现出了良好的抗弯承载力和延性，且试验值与理论计算结果符合良好。

3）2 个叠合板-预制剪力墙节点试件表现出良好的承载力与耗能能力，且在负向加载工况下，表现出良好的延性。在正向加载工况下延性系数较小，可能是由不对称的配筋及初始损伤引起。

参　考　文　献

[1] 李天华，袁永博，张明媛. 装配式建筑全寿命周期管理中 BIM 与 RFID 的应用[J]. 工程管理学报，2012，26(3)：28-32.

[2] 高润东，李向民，许清风. 装配整体式混凝土建筑套筒灌浆存在问题与解决策略[J]. 施工技术，2018，47(10)：1-4.

[3] 匡志平，郑冠雨，焦雪涛. 灌浆不足对钢筋套筒连接力学性能影响试验[J]. 同济大学学报(自然科学版)，2019，47(7)：934-945.

[4] 郑清林，王霓，陶里，等. 灌浆缺陷对钢筋套筒灌浆连接试件性能影响的试验研究[J]. 建筑科学，2017，33(5)：61-68.

[5] 陈建伟，王占文，鞠士龙，等. 半灌浆套筒钢筋偏心连接受拉性能试验研究与数值模拟[J]. 建筑结构学报，2020，41(增刊 2)：160-171.

[6] 任刚，王琼，张宗军，等. 基于灌浆缺陷的半灌浆套筒力学性能研究[J]. 施工技术(中英文)，2022，51(21)：70-73.

[7] 景赵丰，刘波，李翔宇，等. 装配整体式混凝土结构钢筋连接技术综述[J]. 施工技术，2018，47(10)：24-26.

[8] 韩超，郑毅敏，赵勇. 钢筋套筒灌浆连接技术研究与应用进展[J]. 施工技术，2013，42(21)：113-116.

[9] 黄远，朱正庚，黄登，等. 钢筋半套筒灌浆连接的静力拉抻试验研究[J]. 华南理工大学学报(自然科学版)，2016，44(2)：26-32.

[10] 朱万旭，邵炼，汪洋，等. 钢筋的半灌浆式套筒连接技术研究[J]. 建筑技术，2015，46(10)：937-940.

[11] 聂建国，姜越鑫，聂鑫，等. 叠合板中桁架钢筋对预制板受力性能的影响[J]. 建筑结构学报，2021，42(1)：151-158.

[12] 聂建国，陈必磊，陈戈，等. 钢筋混凝土叠合板的试验研究[J]. 工业建筑，2003，43(12)：43-46.

[13] 马兰，陈向荣，蒋路，等. 钢筋桁架混凝土叠合楼板试验及有限元分析[J]. 建筑结构，2013，43(21)：54-57.

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

[15] 余江滔，许万里，林建辉，等. 基于扩展有限元进行钢筋混凝土柱捏拢效应的机理分析[J]. 工程力学，2015，32(11)：170-179.