

硕士学位论文

不同连接形式预制装配式钢筋混凝土构件
抗震性能研究

Research on Seismic Behavior of Pre-cast Reinforced
Concrete Members with different connection forms

专 业 土木工程

作 者 彭晓丹

导 师 余志武 教授

中南大学土木工程学院

2016 年 5 月

中图分类号 TU375

UDC 624

学校代码 10533

密级 公开

硕士学位论文

不同连接形式预制装配式钢筋混凝土构件抗震性能研究

Research on Seismic Behavior of Pre-cast Reinforced Concrete Members with different connection forms

作者姓名 : 彭晓丹
学科专业 : 土木工程
研究方向 : 结构工程
学院系所 : 土木工程学院
指导教师 : 余志武 教授
副指导老师: 国 巍 副教授

论文答辩日期_____ 答辩委员会主席_____

中 南 大 学
2016 年 5 月

学位论文原创性声明

本人郑重声明，所提交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了论文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得中南大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我共同工作的同志对本研究所作的贡献均已在论文中作了明确的说明。

申请学位论文与资料若有不实之处，本人承担一切相关责任。

作者签名：_____ 日期：_____年___月___日

学位论文授权使用授权书

本学位论文作者和指导教师完全了解中南大学有关保留、使用学位论文的规定：即学校有权保留并向国家有关部门或机构送交学位论文的复印件和电子版；本人允许本学位论文被查阅和借阅；学校可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用复印、缩印或其它手段保存和汇编本学位论文。

保密论文待解密后适应本声明。

作者签名：_____

导师签名_____

日期：_____年___月___日

日期：_____年___月___日

不同连接形式预制装配式钢筋混凝土构件

抗震性能研究

摘要：由于住房需求的激增以及环境问题日益突出，对传统的粗放型生产的建筑行业提出了转型要求。国家提出“建筑工业化、住宅产业化”的口号，积极推进预制建筑在我国的第二次革命。预制钢筋混凝土剪力墙结构体系抗水平侧移刚度大，比框架结构更适合我国住宅产业化发展，同时兼具快速施工、高质量、低污染、低能耗等优点。预制构件连接的可靠性，尤其是钢筋连接的有效性，是决定预制构件整体性及其抗震性能的关键。因此，对预制构件连接形式的研究是目前此领域的研究热点，同时也是普及预制装配式剪力墙结构，提升建筑预制率的必由之路。

本文在课题组前期研究的基础上，对提出的新型连接方法 U 型套箍连接进行改进和研究。在 U 型套箍连接的基础上，提出钢筋 U 型套箍连接并焊接、钢筋冷挤压套筒连接两种不同预制构件连接方法，制作预制混凝土柱进行节点抗震性能的试验，从破坏形态、钢筋应变传递效果、位移能力及耗能能力等多方面对比，发现采用挤压套筒连接的 U 型套箍改进型连接方法的连接效果可靠。为验证改进后连接方法的有效性，设计 5 个剪力墙试件，包括 1 个现浇试件和 4 个带水平缝的装配式剪力墙试件进行拟静力试验。从试验现象分析发现，全截面 U 型套箍连接对于后浇混凝土强度提出更高要求，虽施工方法简单，但对临时固定装置依赖度高，而采用冷挤压套筒连接边缘构件，钢筋连接的连续性提高，连接可靠，同时解决了施工临时固定的问题。

最后，通过基于 ABAQUS 的数值模拟发现，在有限元分析中用非线性弹簧单元考虑钢筋混凝土之间的粘结滑移效应，使得有限元分析结果基本与试验结果吻合，也进一步明确了试件应力分布状况和试件的破坏特征。

本文图 55 幅，表 18 个，参考文献 57 篇。

关键词：预制装配式剪力墙；拟静力试验；U 型套箍；抗震性能；ABAQUS

分类号：TU375

Research on Seismic Behavior of Pre-cast Reinforced Concrete Members with different connection forms

ABSTRACT: As a consequence of rapidly increasing housing demand and environmental problems has becoming increasingly prominent, the traditional extensive production construction industry has to change its origin model of production. China has put forward the "industrial building, housing industry" slogan timely, and actively promoting the second revolution of precast concrete building in our country. Precast concrete Shear Wall structural system has nice horizontal lateral stiffness, more suitable for the industrial development of China's housing than the frame structure, while it has the properties of both rapid construction, high-quality, low pollution, low energy consumption and other advantages. The reliability of connections of precast members, especially the effectiveness of rebar connections, is the key determinants of precast members integrity and its seismic performance. Therefore, the research are focused in connection area, but also only wall to put the precast concrete shear wall structure into application and enhance the rate of precast buildings.

Based on our previous studies, we have been making improvements on the U-shaped ferrule connections properties and do further research. On the basis of the U-shaped ferrule connection, two different connection forms was proposed, the U-shaped steel edge reinforcement welding connection or cold extrusion sleeve connection. The experiment of precast reinforced concrete column was conducted. Judged from failure modes, reinforced strain transferring effect, displacement and energy dissipation capacity and other aspects of the specimen, the improvements of extruded sleeve connection is reliable. In order to verify the effectiveness of enhanced connection, while acting as supplement of our previous research, 5 shear wall specimens was designed, including an in-situ specimens and 4 precast concrete shear wall specimens with horizontal seam. Quasi-static test was conducted. From the aspect of the test failure modes, fracture distribution and development law, specimens ductility and energy dissipation capacity of the specimens it is verified

that total cross section of U-shaped connector ferrule are more reliable on the strength of post cast concrete. Although the construction method is simple, it is highly depended on the temporary fixing methods, while the use of cold extrusion sleeve member connected to the edge, to improve the continuity and reliability of steel connections was improved, while addressing the construction of temporary fixing problems at the same time.

Finally, through numerical simulation based on ABAQUS, it is founded that in the finite element analysis, by using nonlinear spring elements with bond slip effect between the reinforced concrete, the finite element analysis results are basically in consistent with the experimental results. Through the simulation that the stress test distribution status and failure characteristics of the specimen was clarified.

Key Words: precast concrete shear wall; quasi-static test ; U-shaped joint ; seismic behavior ; ABAQUS

Classification: TU375

目 录

1 绪 论.....	1
1.1 住宅产业化发展概况及现状.....	1
1.1.1 国外的发展及应用.....	1
1.1.2 国内的发展及应用.....	3
1.2 预制装配式钢筋混凝土剪力墙结构研究概况.....	5
1.2.1 国外研究现状.....	6
1.2.2 国内研究现状.....	8
1.3 本文主要研究内容.....	11
2 不同连接形式的装配式钢筋混凝土构件抗震性能研究.....	13
2.1 装配式钢筋混凝土构件传统连接形式分析.....	13
2.2 新型连接形式的构造及性能分析.....	13
2.3 不同连接形式抗震性能试验设计.....	14
2.4 试验结果分析.....	22
2.4.1 试验现象及试件破坏机理.....	22
2.4.2 水平力-位移骨架曲线.....	27
2.4.3 水平力-位移滞回曲线.....	29
2.4.4 试件位移特征及刚度分布.....	32
2.4.5 试件钢筋应变分析.....	35
2.4.6 刚度退化分析.....	37
2.4.7 试件耗能能力分析.....	38
2.5 本章小结.....	39
3 装配式剪力墙水平缝不同连接方法抗震性能试验研究.....	40
3.1 装配式剪力墙构件试验模型选取及试验目的.....	40
3.2 试件设计及制作.....	40
3.3 试验制度与试验方案.....	42
3.4 材料性能试验.....	43
3.5 试验结果分析.....	43
3.5.1 试验现象及试件破坏机理.....	43
3.5.2 水平力-位移骨架曲线.....	46
3.5.3 水平力-位移滞回曲线.....	48
3.5.4 试件钢筋应变分析.....	49

3.5.5 试件位移特征及刚度变化分析.....	50
3.5.6 剪力墙试件耗能能力比较.....	52
3.6 本章小结.....	53
4 基于 ABAQUS 不同连接形式的装配式构件数值模拟.....	54
4.1 ABAQUS 非线性有限元分析概述.....	54
4.2 有限元模型的建立.....	54
4.2.1 有限单元的选取及建模过程.....	54
4.2.2 有限元分析材料本构模型.....	55
4.2.3 钢筋混凝土有限元分析模型.....	57
4.2.4 钢筋混凝土粘结滑移的有限元实现.....	57
4.3 新型节点有限元模拟.....	58
4.3.1 有限元模型及边界条件.....	58
4.3.2 有限元模型滞回曲线对比.....	58
4.3.3 有限元模型应力情况对比.....	59
4.3.4 混凝土损伤发展情况.....	61
4.4 装配式剪力墙有限元模拟.....	61
4.4.1 有限元模型及边界条件.....	61
4.4.2 有限元模型滞回曲线对比.....	62
4.4.3 U 型套箍连接剪力墙应力情况分析.....	63
4.4.4 U 型套箍剪力墙混凝土损伤发展情况.....	63
4.5 本章小结.....	64
5 结论与展望.....	65
5.1 结论.....	65
5.2 展望.....	66

1 绪论

近年我国处在改革开放的高速发展时期，我国的城镇化进程进一步加速，以大量资金和土地投入为基础的建筑行业高速增长。与此同时，由于早年相对廉价的劳动力成本，对结构使用性能以及环境保护的忽视，使得建筑行业成为劳动密集、高污染、高能耗的产业。为响应建设“资源节约型、环境友好型”两型社会的政策要求，建筑行业从粗放型的生产方式向产业化的集约型生产成为必然。

住宅产业化（Housing Industrialization）的概念最早在 1968 年由日本提出，即采用工业化生产的方式生产住宅，以提高住宅生产的劳动生产率，降低成本^[1]。我国早在 1994 年国家“九五”科技工作计划中就建立了住宅产业化发展框架，但由于预制构件工厂的建造成本高，运输成本高及建筑抗震性能、使用性能不佳等因素制约，一直没有得到普及^[2]。进入 21 世纪，人口及环境带来的压力逐渐加剧，国家对建筑行业提出了“建筑工业化、住宅产业化”的发展要求。

我国建筑行业传统的施工方式采用现浇方法现场施工，虽然结构可靠性高，但这种施工方法存在着建安成本高、施工周期长、环境污染大的不足。而预制装配式混凝土结构，将部分或全部结构构件在工厂制作、养护成型，在施工现场只需进行预制构件的拼装，有效减小了现场施工的工序，提高施工效率，降低环境污染。装配式结构符合住宅产业化发展需求，在节能环保方面具有较大优势，国家政策大力扶持，提出^[3]以保障房推动住宅产业化发展等激励和优惠措施。因此，有必要对制约装配式结构广泛应用的抗震性能问题进行研究，为装配式结构的广泛应用提供借鉴。

1.1 住宅产业化发展概况及现状

1.1.1 国外的发展及应用

国外的住宅产业化始于二战后，由于战乱对住房造成了严重的破坏，各国政府要兴建大量住宅来满足国内民众的需求。由于需求量的激增与劳动力和资源匮乏的矛盾，对住宅产业的提出了新的要求——住宅产业化。

1) 日本

日本的住宅产业化源于二战期间的破坏，日本政府为了解决战后居民的住房问题，住宅产业化在日本得到了大量政策扶持，实现了^[4]单纯从追求数量增长到数量与质量并重到多方发展的一个转变。日本的住宅产业化发展依赖于资源的高度整合。70年代日本住宅产业化发展走向成熟，大型企业强强联合，开展材料、设备、部品标准、住宅性能标准、结构材料安全标准等方面的研究推进工作。到80年代中期，日本采用

产业化方式生产的住宅已占竣工住宅总数的15%~20%，住宅的使用性能和质量都得到了很大的提高。90年代产业化住宅占竣工住宅总数的25%~28%。由于建筑部品标准化，预制构件通用性强，住宅建筑劳动生产率已达到人均年竣工面积110~120平方米。



图1-1日本新泻预制框架结构

2) 欧洲

住宅产业化在欧洲的产生和推行同样是在二战结束后，一方面由于住房需求的激增为住宅产业化的产生创造了客观环境，另一方面由于技术的发展和革新为工业化的住宅建造方式提供了技术基础。装配式住宅是欧洲住宅产业化的最集中体现，各国政府通过不断的资金投入和技术研发，都已经形成了完整的住宅建设体系。

法国^[5]住宅产业化发展初期成果是装配式的大板建筑，由于这种结构形式建造速度快，得到了很好的发展，法国经历了住宅产业化的“数量期”。随着经济技术的发展，国内的需求逐渐呈现出多元化，此时法国的住宅产业化向着“高性能”发生转变，以此满足不同人的需求。由于环境恶化和温室效应的加剧，对建筑尤其是住宅提出了更高的要求，为实现节能、环保的可持续发展方式，法国首先做了“绿色建筑”的尝试，其住宅产业化进入了“高品质环保”的高级阶段。

丹麦的住宅产业化高度发展得益于将建筑模数法制化，确定的建筑模数使得住宅从预制部品的设计、部品制作、运输、现场施工等实现了无缝对接，在满足部品通用性的前提下，实现了建筑造型的多样和个性化。丹麦标准业成为了国际标准化组织发布 ISO 标准的蓝本。

3) 加拿大

加拿大没有经历二战期间的破坏，其住宅产业化的兴起方式与日本和欧洲都有着明显的不同。加拿大不同与欧洲的大规模预制发展模式，其装配住宅主要以中低层的木质装配住宅为主，着眼于建筑的舒适度、建筑造型，实现了太阳能、风能、地热能运用，污水处理等多种环保节能的技术集成。

美国、瑞典等的住宅产业化发展程度也很高。从20世纪90年代开始，美国一直推行产业化住宅的评定制度，可持续发展的住宅理念已经成为主导。在瑞典，住宅产业化高度发展，全国有80%以上的新建住宅都采用通用的预制部品。



图 1-2 法国蒙皮利埃的预制建筑



图 1-3 加拿大栖息地预制建筑

综合各国住宅产业化的发展道路与发展方式，我们不难发现，住宅产业化的产生和萌芽往往是由于对住房需求的激增。各国住宅产业化的蓬勃发展都离不开国家政策的扶持，在政策大力支持的背景下，加大资金和技术的投入以及时获得产出，成了住宅产业化发展的共通之路。

1.1.2 国内的发展及应用

我国的住宅产业化起源于新中国成立后，城市住宅主要以砖混结构为主，多为 2~4 层的住宅，采用预制混凝土楼板作为水平承重构件。到 60~70 年代，随着经济恢复以及人口增长，对住宅的需求量激增。参考前苏联的发展模式，我国住宅行业也开始尝试大量使用预制混凝土空心楼板及预制门窗构件，起重机械等辅助施工设备开始投入到生产中来，这是我国住宅产业化发展的最初模式。

预制装配式混凝土结构在随后的时间里得到了大量运用，但由于建造技术、建造标准的滞后，也暴露出了许多问题，比如预制构件接缝性能差导致建筑防水性能不佳、隔音效果差、抗震性能差^[6]，严重影响了房屋的正常使用。同时，由于当时我国正处于计划经济时代，装配式混凝土结构的成本普遍高于传统砖混结构的成本，国家并没有出台鼓励、激励乃至一些限制性的措施鼓励住宅产业化，装配式结构的发展在相当长一段时间内陷入了停滞。

90 年代初，我国住宅产业化迎来了第二次蓬勃发展的时期。在 1992 年联合国环境与发展大会之后，中国发布了《中国 21 世纪议程》，其中构思了住宅产业的基本思路。随着改革开放的深入，国际技术交流更加深入，结合欧美等国家的住宅产业化发展经验，国务院八部委联合启动“小康型城乡住宅科技产业工程”列为重中之重的科技项目，大力强调科技在住宅建造的推广、重视住宅部品化的建设，特别是厨房卫生间的整体化系列化配置。期间，“住宅产业化”这一名词正式出现在我国的住宅科研及规划设计领域。1996 年又分别颁布《小康住宅规划设计导则》和《住宅产业现代化试点工作大纲》，在全国各城市进行小康住宅小区示范建设，与此同时选择十个省(市)作为住宅产业现代化建设的试点省市。1998 年国务院办公厅转发了建设部等部委《关

于推进住宅产业化，提高住宅质量的若干意见》（即 72 号文件），同年，我国设立了 1998 年，我国构建了“住宅产业化建设办公室”，即住宅产业化促进中心，住宅产业化正式上升至国家战略层面。

进入 21 世纪，国家相继出台了促进住宅产业化发展的扶植政策^[7]。2002 年颁布了《国家住宅产业化基地实施大纲》，将产业基地作为住宅产业化发展载体，鼓励企业进行技术创新，为成果转化提供便利，积极推进先进适用的新型住宅建筑体系和住宅部品。政策颁布后，住宅产业化基地如雨后春笋般涌现，主要分为开发企业联盟型（集团型）、部品生产企业型和综合试点城市型三大类别，截止 2015 年 6 月，国家已先后批准住宅产业化基地 61 家，辐射到除西藏外的所有省级行政区域。

2013 年初，国务院转发了由国家发展改革委和住房城乡建设部 1 号文件—《绿色建筑行动方案》将推动新型建筑工业化作为一项重要内容。2014 年国务院出台了《2014-2015 年节能减排低碳发展行动方案》，明确“建筑工业化”在节能减排中的核心地位，加大对建筑部品生产的扶持力度。2015 年 8 月，住建部发布《工业化建筑评价标准》，旨在规范建筑工业化健康发展，促进建筑行业的转型升级。

国内 80% 的省市都出台了地方“红头文件”响应国家在住宅产业化方面的号召。在 2006 年，深圳颁布《深圳市经济特区循环经济促进条例》，明确提出“大力发展节能省地型住宅，积极推进住宅产业化现代化。”的口号，深圳成为我国第一个国家住宅产业化综合试点城市。2014 年 11 月，深圳市住建局颁布《关于加快推进深圳住宅产业化的指导意见(试行)》，规定从 2015 年起，对新出让住宅用地项目和政府投资建设的保障性住房项目统一要求，全部必须使用产业化方式建造，这是深圳从试点城市向示范城市转变的积极努力。浙江省也是住宅产业化的先行者，在 2012 年颁布《关于推进新型建筑工业化的意见》，明确了浙江省建筑产业现代化的发展目标，对新建建筑的产业化施工面积提出明确计划和目标。2010 年，北京市住房和城乡建设委，联合北京市规划委员会等部门联合下发了《关于推进本市住宅产业化的指导意见》的通知，明确了对采用装配式施工的建设项目采取面积奖励的标准。同年还颁布了《北京市产业化住宅部品评审细则》，统一了全市产业化住宅的评价标准。

我国建筑行业一直处于粗放式的发展阶段，传统的现浇施工方法现场湿作业量大，高污染、高能耗，手工作业量大，作业效率低下，施工周期长，质量难以得到保证。近年来，随着环境污染的加剧和人工成本的快速增长，建筑行业实现从传统粗放型生产方式向集约型、工业化的生产方式转型成为了必然。我国目前已经做了许多尝试，并取得了不错的成果。

万科是我国最大的住宅开发商，也是我国住宅产业化的先行者。万科对国内外成熟的预制建筑技术及装配体系进行充分调研和方案的比选，考虑到国内的实际情况，将预制混凝土结构作为万科住宅产业化的主要结构形式。在 1999 年，万科成立“建筑研究中心，2003 年，万科发布了《住宅使用标准》和《住宅性能标准》，标志着万

科住宅产业化走上标准化之路。2007 年，万科住宅产业化经过了标准化部品研究与应用、标准化项目设计研究与应用、工业化住宅技术研发与应用三个阶段，最终获得建设部的许可，正式成为国家住宅产业化基地。

万科在住宅产业化的初期，主要研究及应用的对象集中在预制钢筋混凝土框架结构，选用混凝土框架挂板结构体系，将框架梁、框架柱及满足运输条件的框架节点在工厂完成预制，运至施工现场进行拼装，采用钢筋锚固板连接、冷挤压套筒连接、浆锚搭接等方式完成预制构件的连接。



(a) 冷挤压套筒连接梁中点锚固连接

(b) 预制框架吊装外墙板

图 1-4 万科住宅产业化施工现场

远大住工是最早涉足住宅产业化的建筑企业之一。早在 1999 年，远大就开始了以装配式钢结构为主线的探索，陆续形成了预制钢结构、预制混凝土结构、预制集成住宅等装配体系，并率先开张了预制装配式剪力墙结构的研究及应用。国内有代表性的涉足住宅产业化领域的企业还宝业集团、三一快而居、中民筑友科技等，目前国内预制装配式建筑的应用技术已经日趋成熟。

1.2 预制装配式钢筋混凝土结构研究概况

预制钢筋混凝土结构主要包括预制钢筋混凝土框架结构和预制钢筋混凝土剪力墙结构，国内外早期研究主要集中在预制钢筋混凝土框架结构的使用性能尤其是抗震性能上。预制框架结构适用于宽敞的大空间结构，而构件连接节点是其结构体系中的薄弱环节，所以预制钢筋混凝土框架节点成为预制建筑早起研究的核心方向。

1990 年，美国和日本^[8]合作开展了一项为期 10 年的预制钢筋混凝土结构抗震研究项目 PRESS(Precast Seismic Structural System Research Program)，旨在为预制建筑抗震设计规范的修订提供指导和帮助。2002 年，Alcocer^[9]对预制钢筋混凝土结构平面框架节点和空间框架节点进行低周反复荷载试验表明，采用节点区内构件端部钢筋搭接的节点强度与现浇试件相比降低了 10%~20%，并提出改进的连接方法。国内也

对预制钢筋混凝土框架结构的抗震性能做了不少研究，东南大学朱宏进^[10]进行了 3 个不同键槽长度的世构体系梁柱中节点的低周反复荷载试验，并基于 Ansys 数值模拟提出在合理设计的前提下，世构体系能满足“强柱弱梁”的要求，基本达到现浇结构的抗震性能。

随着城市化进程的加快，对于高层住宅的需求加剧。相比装配式框架结构，装配式剪力墙结构抗侧刚度更大，用作高层预制建筑的成本更低，成为近年的研究热点。由于预制结构仍存在节点处理困难、节点区域防水、抗渗性能不佳、结构整体性不明确等问题，所以预制构件的连接方式和预制结构与现浇结构整体性能的对比研究是目前国内外研究的两个焦点。

1.2.1 国外研究现状

Harry^[11]等制作了缩尺比为 3/32 的 2 个预制装配式剪力墙结构动力模型，楼层数分别为 3 层和 5 层，进行拟静力试验并对一个 6 层预制装配式剪力墙结构动力模型进行振动台试验。试验发现，随着剪力墙结构中竖向拼装缝的配筋率提高，试件的延性有较明显的增长，滞回曲线的捏拢效应明显；随着竖向拼装缝配筋率的提高，试件的受剪承载力呈下降趋势。

Pekau^[12]等基于有限元模拟，对一受损的 6 层预制钢筋混凝土剪力墙结构在瞬时荷载作用下的动态响应进行研究，并对考虑所有响应参数的平均动态响应因子进行研究，得出了竖向连接的延性和水平连接最大承载能力的动力响应范围。

C.Todut^[13]等以罗马尼亚一个实际的多层预制剪力墙结构为原型，制作了 1: 1.2 的有开口及无开口的预制剪力墙模型，进行试验研究及理论分析，以判断预制剪力墙抗剪性能及其抗震性是否满足规范的要求。试验中墙体的失效模式主要以剪切破坏为主，墙体裂缝集中在剪力墙开口处。通过数值模拟进行参数的调整，并给出合理的设计建议，明确了预制开口剪力墙的适用范围。

加拿大 Khaled 教授^[14, 15]等对采用 5 种不同钢筋连接方法的预制混凝土剪力墙进行低周反复荷载试验，以对比研究连接方法应用于试件后的抗震性能。其中，RW 方式是钢筋焊接连接，把下部墙体竖向钢筋焊到上部墙体中的预留角钢上，并在接缝和孔洞处灌注混凝土；RS 方式是灌浆套筒连接，在日本和美国的预制建筑中应用较多，国内后期对预制装配式剪力墙结构的研究也是以此为基础；RSU 纵筋连接方式与 RS 相同，但在锚固区域上方设置了一段钢筋与混凝土的无粘结区段；RSK 的竖筋连接方法与 RS 相同，但在水平连接处制作了 5 个键槽加强抗剪；RT 方式即将上下钢筋均通过螺栓连接到钢管上。试验结果表明，预制剪力墙钢筋采用这五种水平连接方法的强度、刚度、延性、耗能性能、变形性能都令人满意，其中 RSU 延性最好，RSK 承载力最高，RSK、RT 承载力与延性均较差，RSK 耗能能力较低，但所有试件的极限位移角均大于 1/100，延性良好。

随着结构预应力技术的发展与成熟,国外也对预应力应用与装配式剪力墙结构的水平拼装缝做了相关的研究和尝试。Kurama^[16]基于 PRESSS 的研究成果“后张有阻尼干性连接技术”,适当改进后引入到装配式剪力墙结构中,形成混合装配式剪力墙体系,这种结构体系具有一定自恢复能力。

为了提高震区装配式剪力墙结构的抗震性能,包括延性及耗能能力、减缓结构的破坏, Su-Min Kang^[17]等提出一种适当削弱钢筋截面,在预制墙体中形成塑性铰提前耗能的方法,避免在试件连接缝的薄弱环节产生塑性铰,造成结构抗震性能过差。三个试件的设计如下图所示,图中 a 在预制墙体中预应力钢筋上设置了无粘结段并适当减小钢筋截面积对钢筋进行削弱、图 b 在削弱的预制墙体预应力钢筋与混凝土有可靠粘结,图 c 为底部现浇的混合式装配式剪力墙结构体系。在预制墙体的水平缝之间,填充的是无粘结砂浆。通过对试件的低周反复荷载试验发现,通过使用使预制墙体中钢筋截面削弱的办法使得预制墙体拼装缝过早的开裂以及墙体之间的剪切滑移现象得到有效缓解,因此,预制装配式墙体的耗能能力和延性相对现浇试件有了较大提高。

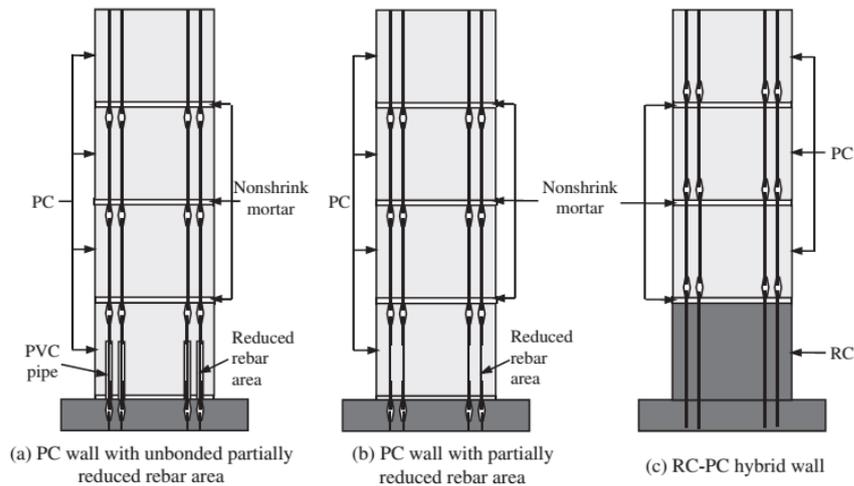


图 1-5 削弱钢筋截面的装配式剪力墙

对于无粘结预应力装配式剪力墙的力-位移曲线及抗震性能, Hassanli R^[18]对比了美国、新西兰、澳大利亚等国家对于无粘结预应力钢筋应力的试验成果及分析成果发现,无粘结预应力装配式剪力墙的位移延性对试件轴压比的变化是高度敏感的。

国外对于混凝土夹心板式剪力墙,学者 David C.Salmon^[19]首先对这种装配式剪力墙结构体系进行研究。预制混凝土夹心式墙板形状与三明治类似,其两侧为预制的混凝土剪力墙板,预制墙板之间填充保温、隔声、防水等建筑材料,内、外两块墙板之间用剪式支架或者桁架钢筋进行连接。David 研究了在墙体之间用型钢连接对夹心墙体承载能力的提高情况,对中间连接支架或者桁架钢筋的可能形式进行了研究。

学者 Daniel^[20]等,针对于钢筋采用环形搭接后,在节点区域需要较大锚固深度的问题,尝试用钢纤维混凝土,通过改善混凝土的延性和变形性能来减少横向钢筋的锚固深度,使得这种连接方法能满足预制构件的快速安装要求。

1.2.2 国内研究现状

近年来,全国各地积极响应国家“建筑工业化,住宅产业化”的号召,积极开展预制钢筋混凝土装配式剪力墙结构的应用研究。在学习和借鉴国外先进装配技术的同时,我国也开展了很多符合我国国情的预制构件连接方式及结构体系的研究和尝试。

我国对于预制钢筋混凝土装配式剪力墙结构预制构件连接方式的研究主要集中在“湿连接”方面,这种连接方式相对于以在墙体施加预应力为特点的“干连接”,施工操作更加便捷、对施工精度要求较低,符合我国建筑行业的转型要求,所以成为了目前研究的热点。

清华大学的钱稼茹教授等^[21]进行了 5 个剪跨比为 2.25 的预制钢筋混凝土剪力墙试件的拟静力试验研究,5 个试件钢筋连接分别为现浇整体连接、钢筋的搭接连接、浆锚套筒连接(竖向分布钢筋连接、竖向分布钢筋不连接)、套箍连接,试验主要研究不同连接方式对装配试件抗震性能的影响。其中,钢筋搭接试件是剪力墙竖向分布钢筋与地梁不连接,约束边缘构件采用钢筋搭接并后浇筑混凝土这种连接方式。试验表明,预制剪力墙试件与现浇试件破坏时都是约束边缘构件受拉钢筋屈服,受压区混凝土压溃,破坏形态基本相同,采用浆锚套筒连接的试件钢筋能有效传递应力,耗能能力强,而套箍试件抗剪能力较差,在后浇缝新老混凝土界面处发生了面内错动,其延性及耗能能力最差。

钱稼茹、彭媛媛^[22, 23]等对水平缝采用留洞浆锚间接搭接及竖直缝采用直接搭接的装配式剪力墙进行拟静力试验发现,钢筋留洞浆锚间接连接能有效传递应力,带这种水平缝的装配式剪力墙可以采用现浇的规范计算预制墙体相应的压弯承载力。对于套筒浆锚的试件,其破坏形态与现浇试件相同,同样也可以按现行规范计算压弯承载力。而剪力墙竖缝采用钢筋直接搭接并后浇混凝土这种连接方式具有较好的整体性,在竖缝的预制墙体待拼装面设置粗糙面的试件整体性由于设置键槽的预制试件。

钱稼茹等的试验中,预制构件钢筋留洞浆锚间接搭接,在留设洞口周围布置了螺旋箍筋,用来分散搭接区混凝土的局部应力。朱张峰、郭正兴^[24, 25]等通过金属波纹管预留孔洞,并在孔洞周围用箍筋约束金属波纹管的变形,并将这种连接方法用于预制墙体竖向钢筋连接,以此为基础提出新型预制装配式剪力墙结构(NPC,即 New precast concrete),并对 NPC 结构中的墙-板节点及墙-板-梁节点制作模型进行低周反复荷载试验,并基于有限元分析软件 ANSYS 进行钢筋材性、搭接长度等相关参数分析。试验发现, NPC 结构与现浇结构有相似的抗震性能,通过参数分析,给出了建议的连接钢筋强度等级、直径及搭接长度。

哈尔滨工业大学姜洪斌课题组提出一种采用插入式预留孔灌浆钢筋连接的预制装配式混凝土剪力墙结构体系,并开展了一系列的研究。姜洪斌、张海顺^[26, 27]等,为确定预留孔灌浆钢筋连接的连接参数,以钢筋直径、混凝土强度及锚固长度为主要试

验变量, 设计了 81 个预制混凝土插入式预留孔灌浆钢筋连接拉拔试件, 所有试件的最终破坏形态都是钢筋屈服或外露钢筋被拉断, 没有发生锚固破坏, 并综合试验数据, 给出了建议的锚固长度为 $0.8l_a$ 。在确定留孔灌浆钢筋连接参数后, 姜洪斌、张家齐^[28]进行了采用预留孔灌浆钢筋连接的“一字形”剪力墙静力受压性能试验, 并与整体现浇试件进行性能对比, 发现采用预留孔灌浆钢筋连接的装配式剪力墙与现浇墙体有相当的承载能力和抗震性能, 符合我国装配式混凝土“等同现浇”的设计理念。

根据墙体构造方式的不同, 预制剪力墙主要分为装配式混凝土剪力墙、叠合式混凝土剪力墙及预制混凝土夹心保温剪力墙 3 种不同的形式。预制混凝土夹心保温剪力墙具有施工速度快、承重节能一体化的优势。同济大学薛伟辰^[29]等对预制混凝土夹心保温剪力墙进行低周反复荷载试验, 制作了 6 个内叶墙板、保温层和外叶墙板不同厚度的试件。试验结果表明, 6 片剪力墙最终的破坏形态都是受弯破坏, 内叶墙厚度为 200mm 的相对其他试件其性能与现浇试件更为相似, 具有相近的耗能能力和位移延性; 试件采用单排钢筋全截面连接的效果与双排钢筋全截面连接方案的效果在位移延性及耗能能力方面基本相同, 为实际工程中简化连接工艺、减少钢筋连接数量提供了理论依据。

天津大学李义龙^[30]等在考察装配式剪力墙拼装缝抗弯性能的同时, 研究了拼装缝齿槽式连接对于装配式剪力墙水平拼装缝抗剪性能的影响。考虑试件的连接参数和抗剪性能, 提出了 3 种不同的连接方案, 在拼装缝处留有较宽后浇带或者较薄的座浆层。通过低周反复荷载试验对比分析不同连接方法试件的开裂荷载、骨架曲线、滞回曲线、研究其变形和延性。

近两年来, 在预制装配式钢筋混凝土剪力墙结构预制构件“干连接”领域, 国内众多学者也开始了相关尝试。朱张峰、郭正兴^[31]等基于 NPC 结构体系, 提出了集成预应力压接技术、局部无粘结浆锚钢筋间接搭接连接技术、扣接封闭箍筋技术的新型混合装配式混凝土剪力墙结构。在混合剪力墙中, 设置了无粘结段, 将墙体的薄弱部位从拼装缝位置上移。试验中, 对比了采用不同预压应力大小的装配式剪力墙的性能, 试验发现, 引入预压应力能很好地解决混凝土剪力墙结构开裂过早、弹性刚度较低的问题, 装配试件的屈服荷载、峰值承载力相对于现浇试件均有所提高, 但耗能能力相对现浇试件有一定降低, 设计中要注意考虑。

东南大学孙建^[32, 33]等提出一种基于内嵌边框、高强螺栓及连接钢框的连接的新型装配式剪力墙结构体系 (Innovative Precast Shear Wall, IPSW)。IPSW 剪力墙结构体系中水平缝节点是在预制上、下墙板边缘构件处设置内嵌钢边框。墙板内的竖向受力钢筋及分布钢筋焊接于内嵌边框内侧。同一楼层内预制墙体之间作用力通过连接钢框及高强螺栓传递。对装配式剪力墙水平缝的试验研究及数值模拟发现, 新型连接方法的传力路径明确, 受压区连接钢框的应力大于受拉区, 受压区的连接螺栓传递的剪应力也显著大于受拉区, 先发生滑移破坏。试验中, 试件进入弹塑性状态时, 由于钢框内

嵌，试件发生应力重分布，其开裂较晚，试件的延性也有所提高。通过低周反复荷载试验，对于装配式剪力墙由内嵌边框、高强螺栓及连接钢框组成的竖缝连接方式的有效性进行了验证，并建立计算模型推导相关的理论公式。

国内对于装配式剪力墙结构体系也开展了相关研究，姜洪斌、张家齐^[28]等在课题组前期研究的基础上，选取实际工程结构底部的三层作为试验的子结构模型，先后进行拟静力、拟动力试验。拟静力试验发现，采用插入式预留孔灌浆钢筋连接方式建造的装配式剪力墙子结构具有良好的恢复性能，整体结构在开裂后刚度下降缓慢，进行拟动力试验时，结构进入弹塑性状态，结构破坏的过程与现浇试件基本相同，各个部位没有发生锚固破坏，结构延性明显，耗能能力良好。

朱张峰、郭正兴^[34]等对采用 NPC 连接的装配式混凝土剪力墙结构底部 4 层制作了缩尺比为 1/2 的模型进行拟静力试验。NPC 结构中，装配式剪力墙水平缝连接采用预留金属波纹管浆锚搭接，装配式剪力墙竖直缝采用局部现浇连接的方法，墙-梁节点选择整体预制或将用叠合梁并后浇混凝土完成连接。试验原型为处于 7 度抗震设防区、一类场地、二级抗震的 18 层剪力墙结构，按现浇结构规范设计，截取结构中间部分进行试验，水平荷载的加载点位于模型结构的顶端。在试验结果的基础上进行了原型结构的弹塑性分析，结果表明 NPC 结构体系的抗震性能满足我国规范要求，结构承载力及刚度由于局部现浇带的有效约束及填充墙效应有一定增长，使得 NPC 结构体系用于实际工程具有较大的安全冗余度。

东南大学王维^[35]等联合中铁建设集团，对预制混凝土剪力墙结构的抗震性能进行研究。在实验室按照 1/4 的缩尺比分别制作了 1 个现浇剪力墙结构和 1 个预制剪力墙结构，进行振动台试验对比两者地震动力响应的差异。试验发现，预制剪力墙水平拼装缝的连接可靠，满足规范抗震设防的要求，预制结构与现浇结构有相似的破坏过程和破坏形态。

在总结国内外众多经典研究成果的基础上，我国已经出台了不少全国性或者地方性的技术标准和规范，形成了比较成熟的装配式结构规范体系。在 2014 年，住建部发布了《装配式混凝土结构技术规程》^[36]，作为引领建筑行业转型的行业标准，也是装配式建筑设计和施工必须遵守的强制性条文。在《装配式混凝土结构技术规程》中提到装配式结构节点处的纵向钢筋宜选用机械连接、灌浆套筒、浆锚套筒等连接形式，对套筒材料、钢筋搭接长度、坐浆材料、结合面的宽度、粗糙的设置都做出相应的规定。这本行业标准是对我国装配式建筑研究成果的提炼和总结。不少省市是我国住宅产业化的先行者，结合各自的实际情况，颁布了相应的地方性标准，比如北京市的《装配式剪力墙结构设计规程》将适用范围限定在采用灌浆套筒连接、约束浆锚搭接连接、型钢或钢板连接进行预制墙板的水平缝连接并且预制墙体竖缝采用现浇方法连接的装配式剪力墙结构体系。安徽省出台了《迭合板式混凝土剪力墙结构技术规程》(DB34_810-2008)，对叠合板式剪力墙构件的承载力计算、连接、抗震性能、养护和

吊装等做了明确规定。类似的地方标准还有黑龙江省的《预制装配式房屋混凝土剪力墙结构技术规程》，辽宁省的《装配整体式剪力墙结构设计规程(暂行)》，江苏省的《预制装配整体式剪力墙结构体系技术规程》以及深圳出台的《预制装配整体式钢筋混凝土结构技术规范》。上述的这些地方标准的形成，多是由高校与企业联合科研，并已经在许多政府保障房项目及商业项目中得到应用。

1.3 本文主要研究内容

我国的住宅产业发展之路既要学习国外的先进技术，又要结合自身国情。预制钢筋混凝土装配式剪力墙结构体系是一种非常适用于我国住宅产业化发展的结构体系，而装配式剪力墙体系中竖向钢筋的连接问题是保证装配式剪力墙连接后的整体性能、结构承载能力及抗震性能的关键。

综合来看，我国住宅产业化正处在一个快速发展的过程中，但预制装配式结构的标准体系还有不完善之处，在实际生产应用中，预制建筑体系的装配率仍比较低，常见的预制装配建筑部品包括阳台、楼梯、预制内墙板等，竖向受力的结构构件仍然装配率低。其次，国内目前对于装配式结构的研究主要关注的是结构整体性、受力性能、抗震性能方面的研究，对于建筑节能、保温、隔声等方面的性能仍缺乏相应的研究。

结合国内外关于预制钢筋混凝土剪力墙结构连接方法的研究，考虑我国住宅产业化发展现状，中南大学余志武^[37]等提出一种适用于装配式剪力墙结构的新型连接方法-U型套箍连接，这种连接方法有着广泛的适用范围，能用于预制墙体水平拼装缝、竖直拼装缝、预制叠合梁与楼板拼装缝、预制楼板之间拼装缝、预制墙板之间拼装缝等。课题组^[38]前期对U型套箍连接方法中U型钢筋的锚固性能进行了静力拉拔试验和数值模拟，同时完成了钢筋U型套箍连接应用于1.3m长装配式剪力墙水平缝和竖直缝的低周反复荷载试验以研究这种连接方式的抗震性能。在前期研究中，发现这种采用这种方式连接的装配式剪力墙虽然与现浇剪力墙在承载能力、抗震性能方面差异很小，但仍然存在着U型钢筋连接后抗压性能不足，施工时试件临时固定不方便等问题。

本文在总结课题组前期研究成果的基础上，对U型套箍连接方法提出了几种改进的方案，并用不同的连接方法制作了装配柱试件进行低周反复荷载试验，对改进后的连接方案的性能进行比选。同时，为与课题组前期试验结果进行对比，同时验证不同装配式钢筋混凝土剪力墙水平缝连接方法对剪力墙构件抗震性能的影响，制作5个墙长为1700mm，墙高2900mm的带水平缝装配式剪力墙试件进行拟静力试验。

本文主要研究内容如下：

(1) 基于课题组前期的研究成果，针对U型套箍连接的不足，提出了几种改进型的U型套箍连接方法，并进行拟静力试验验证采用不同连接方法节点的抗震性能；

(2) 通过对比研究, 比较整体现浇、全截面采用 U 型套箍连接以及采用边缘钢筋冷挤压套筒连接、分布钢筋采用 U 型套箍连接的装配式钢筋混凝土剪力墙构件在滞回曲线、破坏形态、骨架曲线和耗能能力等方面的异同点, 验证装配试件对平截面假定的符合程度, 确定不同连接方法的连接效果, 判断装配式剪力墙的设计能否参照传统现浇混凝土的设计规范进行。

(3) 通过有限元软件 ABAQUS 对试验模型进行数值模拟, 与试验结果相互验证, 进一步研究装配试件的应力分布和破坏特征。

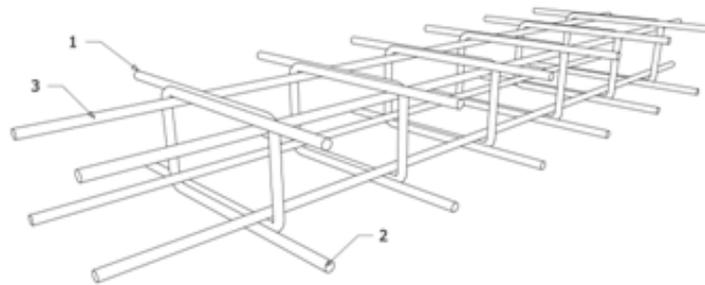
2 不同连接形式的装配式钢筋混凝土构件抗震性能研究

2.1 装配式钢筋混凝土构件传统连接形式分析

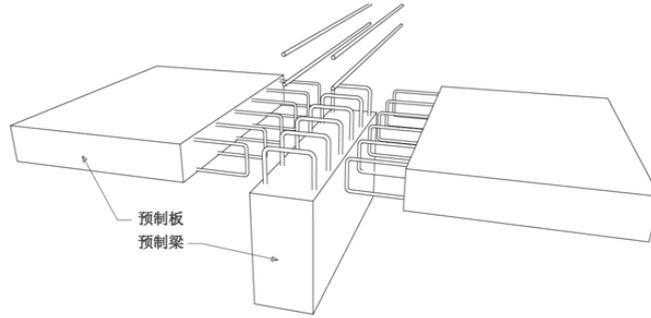
预制装配式结构与传统现浇混凝土结构最大的区别是钢筋在节点等关键区域是否连续。装配式剪力墙结构中,目前运用较多的钢筋连接方法有浆锚套筒连接、留洞浆锚搭接、焊接,也有部分干连接方法即预应力连接和螺栓连接等。这些连接方法得到较广泛应用的同时,也出现了一些问题。比如钢筋浆锚套筒连接成本较高,对于预制构件钢筋施工精确度要求高,施工时灌浆密实度难保证;留洞浆锚连接则存在预制构件因留洞导致混凝土层较薄,预制构件钢筋外露长度较大的问题,对于预制构件的运输、吊装都提出了更高的要求,而一些干连接方法还存在着连接性能不明确,施工工序复杂的问题。课题组在总结对比已有连接方法优劣的基础上,提出了一种工序简单、适用范围广、施工成本低的新型连接方法-装配式剪力墙钢筋 U 型套箍连接。

2.2 新型连接形式的构造及性能分析

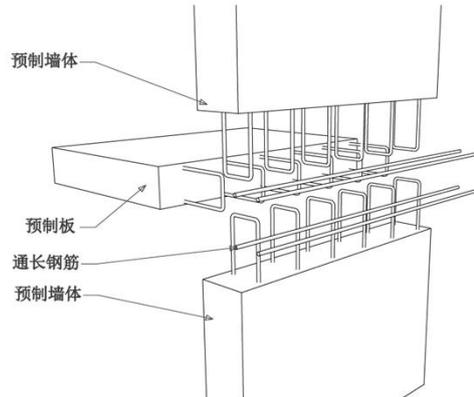
中南大学在对已有装配式结构中连接方式进行调研的基础上,与中铁四局合作提出一种仿现浇的连接方式—U 型套箍连接^[39],这种连接方式在装配式结构施工现场可以广泛应用,适用于板缝拼接、梁板连接、墙板连接、剪力墙水平接缝、剪力墙竖直接缝、剪力墙墙梁节点的连接施工,改进后也能适用于主次梁节点、梁柱节点连接。U 型套箍连接的钢筋构造如图 2-1,其中 1、2 分别表示预制构件外露的 U 型的钢筋,3 表示穿插的纵向通长钢筋。



(a)U 型套箍钢筋的连接方式



(b) U型套箍连接用于梁-板连接示意图



(c) U型套箍连接用于墙-板连接示意图

图 2-1 U型套箍连接构造及基本连接图示

2.3 不同连接形式抗震性能试验设计

余志武^[37]等对采用U型套箍连接的装配式剪力墙结构进行拟静力试验发现,采用这种连接方式的水平缝试件和竖直缝试件与现浇试件有相似的承载能力和抗震性能,同时能有效减少施工现场钢筋连接的工作量。但是,由于后浇缝的存在,对施工的临时固定精度要求较高,而且新老混凝土界面在试验中开裂较早,装配试件还存在着延性不佳的问题。

为解决上述问题,在U型套箍连接的基础上提出几种不同的改进方式,包括在边缘构件钢筋冷挤压套筒连接与分布钢筋U型套箍连接的组合,边缘构件钢筋U型搭接后用不同长度焊缝焊接辅以分布钢筋的U型连接等几种方式。低周往复荷载试验能再现混凝土的开裂、裂缝发展及闭合、混凝土局部压碎、钢筋与混凝土之间粘结滑移破坏以及混凝土和钢筋的应力刚化、钢筋包辛格效应等非线性因素,较好地反映了结构或者构件的抗震性能。因此,设计7个钢筋混凝土柱进行低周反复荷载试验,包括1个现浇试件(XJ1)及6个装配试件(ZP1~ZP6),比较研究改进后节点的承载能力及其抗震性能。

2.3.1 试件设计及制作

现浇试件及装配试件预制部分统一采用强度等级为 C30 的商品混凝土，钢筋统一采用 HRB400 钢筋，保护层厚度取 25mm。试件截面尺寸为 240mm×350mm，柱高 1600mm，与地梁相接处有 100mm 高的扩大部分，避免后浇缝处应力过于集中。后浇缝混凝土采用强度等级为 C40 的微膨胀混凝土，后浇缝的高度为 300mm，预制构件的外露钢筋在后浇缝处采用不同连接方法，试件编号及装配方式见表 2-1。由于新老混凝土的粘结面是一个非常薄弱的结合面，同时，由于后浇混凝土在硬化时收缩，使得结合面混凝土产生初始的拉应力，粘结区混凝土极易产生受剪或受拉破坏。浇筑后浇部分混凝土时，为削弱薄弱面对实际试验效果的影响，将预制构件放平浇筑，试件的结合面充分凿毛，试件尺寸及制作照片如图 2-2~2-5 所示。

表 2-1 试件编号及装配连接方式

试件编号	试件类别
XJ1	现浇
ZP1	U 型套箍
ZP2	钢筋冷挤压套筒连接
ZP3	U 型套箍连接单面焊接 10d-不错位置
ZP4	U 型套箍连接单面焊接 10d-焊缝位置错开
ZP5	U 型套箍连接单面焊接 15d-焊缝位置错开
ZP6	U 型套箍连接单面焊接满焊

注：焊接长度 10d、15d 分别为钢筋直径 10 倍和 15 倍。

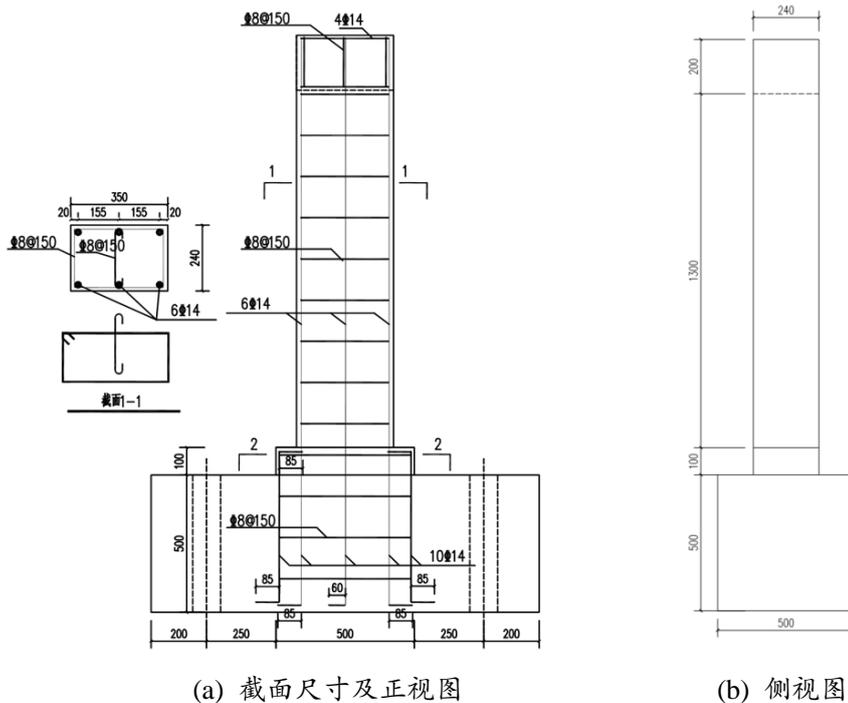
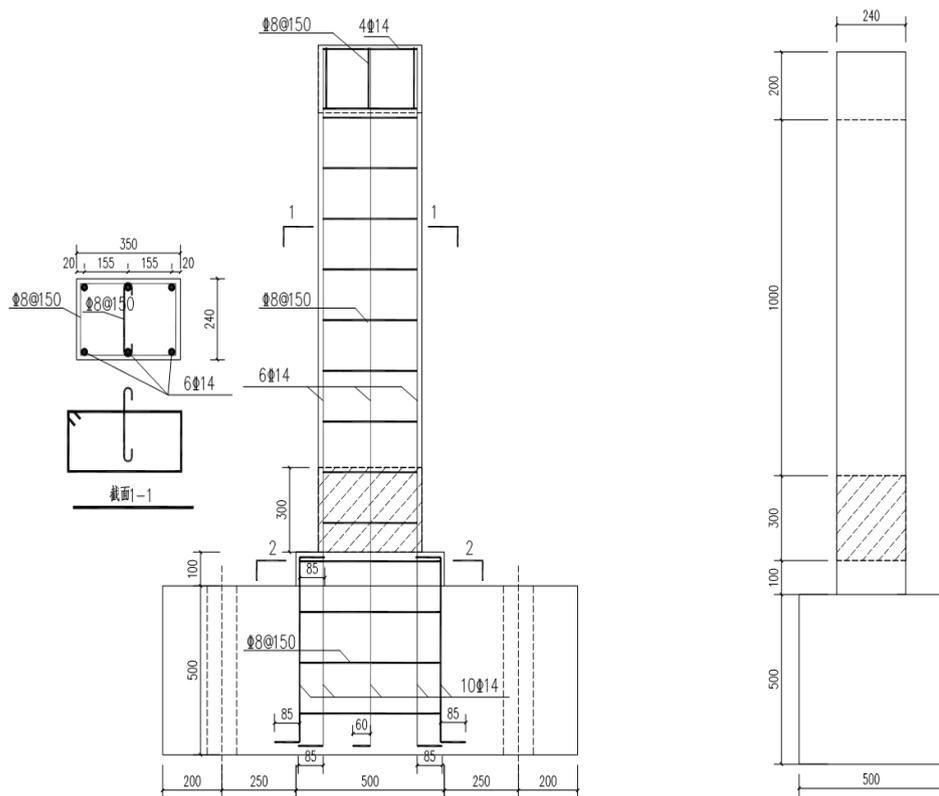


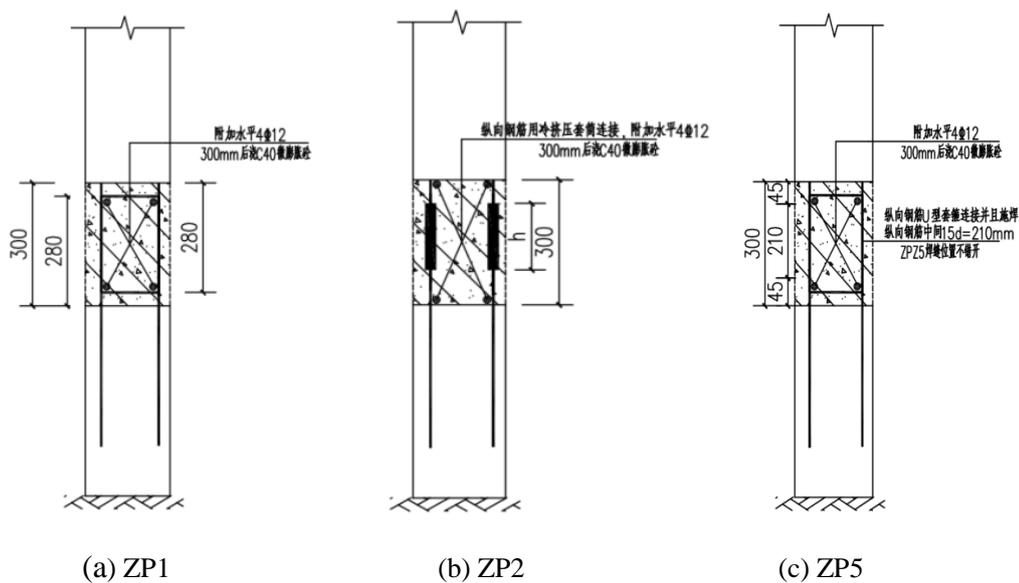
图 2-2 现浇柱 XJ1 尺寸及配筋示意图



(a) 截面尺寸及正视图

(b) 侧视图

图 2-3 装配试件 ZP1~ZP6 尺寸及配筋示意图



(a) ZP1

(b) ZP2

(c) ZP5

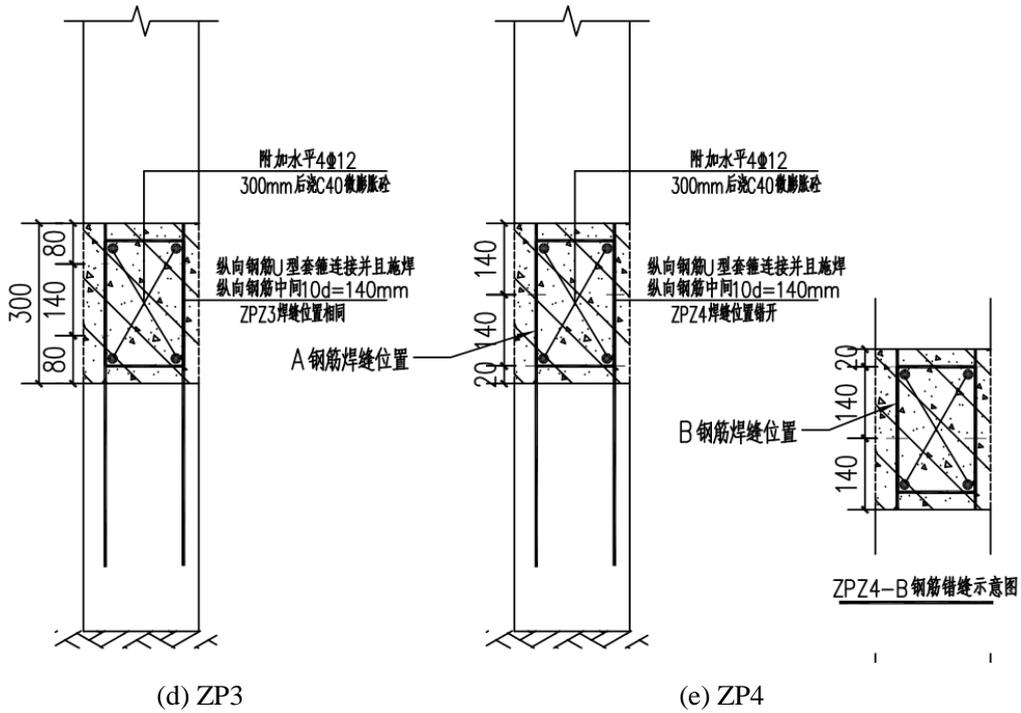


图 2-4 装配试件钢筋连接大样图

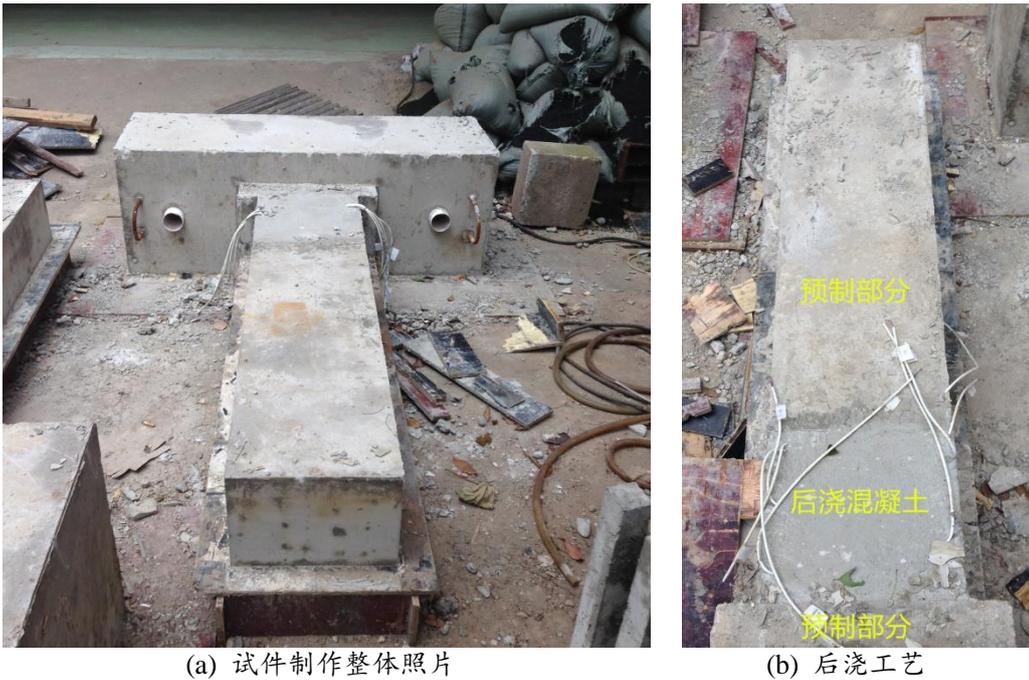


图 2-5 试件制作照片

2.3.2 试验制度与试验方案

装配柱的拟静力试验轴压比定为 0.3，采用荷载-位移施加水平力，试验过程中保持轴力恒定。施加完轴力后，在试件顶端逐级施加水平力至试件屈服，每级水平力反复一次；试件屈服后，采用水平位移控制加载，控制位移为屈服位移的 2 倍、3 倍……每级位移反复两次，直到试件最终承载力下降至最大承载能力的 85%时认为试件失效。

试件轴压力按公式 (2-1) 进行计算, 其中 f_c 为试件混凝土轴心抗压强度设计值, 试件预制部分采用强度等级为 C30 的混凝土, f_c 取值为 $14.3\text{N}/\text{mm}^2$, 分项系数为 1.2, 根据节点试件的截面尺寸, 计算得到施加的轴力为 360.36kN。

$$n = 1.2 \times \frac{N}{f_c \cdot b_w \cdot h_w} \quad (2-1)$$

试验前根据《混凝土结构设计规范》^[40] 规定的压弯承载力计算轴压对应的试件屈服水平力 F 并确定竖向轴力。试件屈服以边缘钢筋是否达到屈服应变以及试件持荷稳定后位移是否持续增长来确定试件是否屈服。正式试验前对试件进行预加载。预载期间需要详细检查试验中各项仪器及连接是否工作正常。

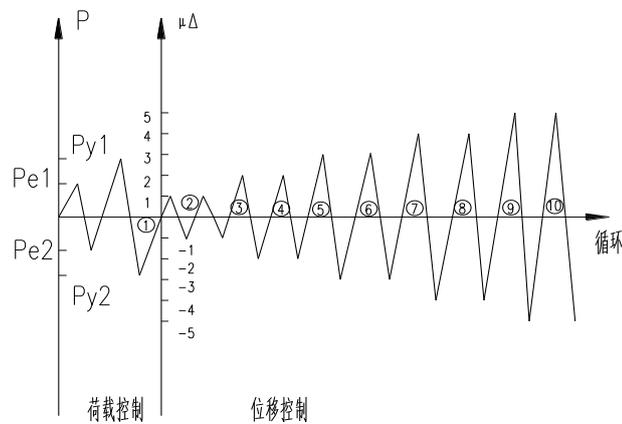


图 2-6 水平力加载历程图示

试验加载装置如图 2-7、2-8 所示, 柱顶水平力加载点距柱底 1500mm, 柱剪跨比为 4, 保证柱的破坏形态以弯曲破坏为主。液压千斤顶在柱顶施加竖向轴力, 千斤顶随柱顶能水平移动。

根据《建筑抗震试验方法规程》^[41] (JGJ101-96) 的要求及试件设计时的实际情况, 对试验实施方案做以下规定:

(1) 钢筋混凝土柱受拉区或受压区钢筋应变绝对值超过 $2000\mu\epsilon$ 时, 判断钢筋屈服, 对应的荷载及变形, 称为屈服荷载及屈服变形。

(2) 钢筋混凝土柱试验过程中所能达到的最大水平力及其相对应位移称为最大峰值荷载及峰值位移。试验达到峰值荷载后, 试件的承载力会随着水平位移的增长及循环次数增加而下降。试件承载力下降到最大峰值荷载的 85% 附近, 或出现其它显著影响试件力的因素, 即认为试件达到承载能力极限状态, 相应的荷载及变形称为极限荷载及极限变形。



图 2-7 试验加载装置

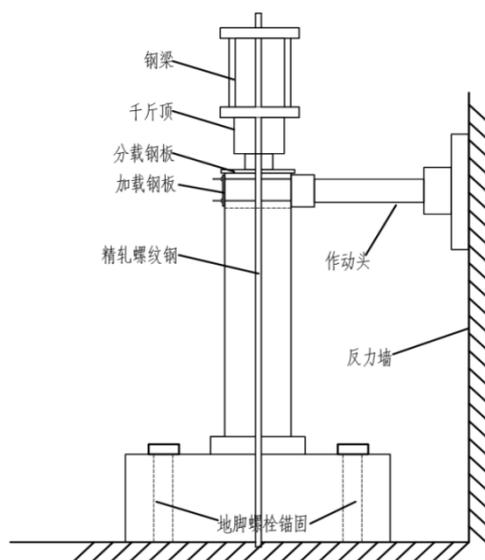


图 2-8 试验加载示意

2.3.3 试验测点布置

节点装配柱的拟静力试验观测内容包括柱纵向钢筋应变、柱位移沿墙高分布、柱顶水平力和混凝土裂缝开展情况。

(1) 应变测量

应变测量对象为柱底纵向钢筋应变。在现浇柱底部纵向钢筋及对接的预制构件纵向钢筋两侧埋置钢筋应变片，量测竖向钢筋的应变、判定钢筋屈服及不同钢筋连接方法的传力效果。现浇试件 XJ1 应变片布置在距地梁顶面高 30mm 处截面位置的 4 根纵向钢筋上(B1~B4)，装配试件 ZP1~ZP6 应变片布置在距地梁顶面高 30mm(B1~B4)、220mm(A1~A4)处截面位置 4 根采用不同方式连接的纵向钢筋两侧，钢筋应变片布置如图 2-9 所示。

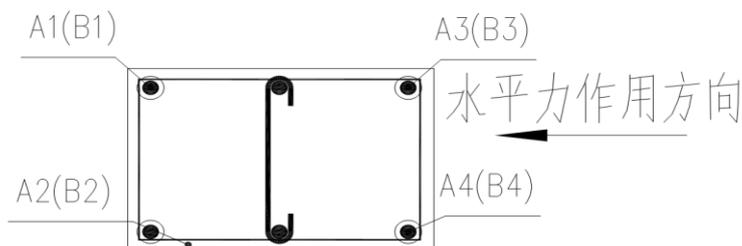
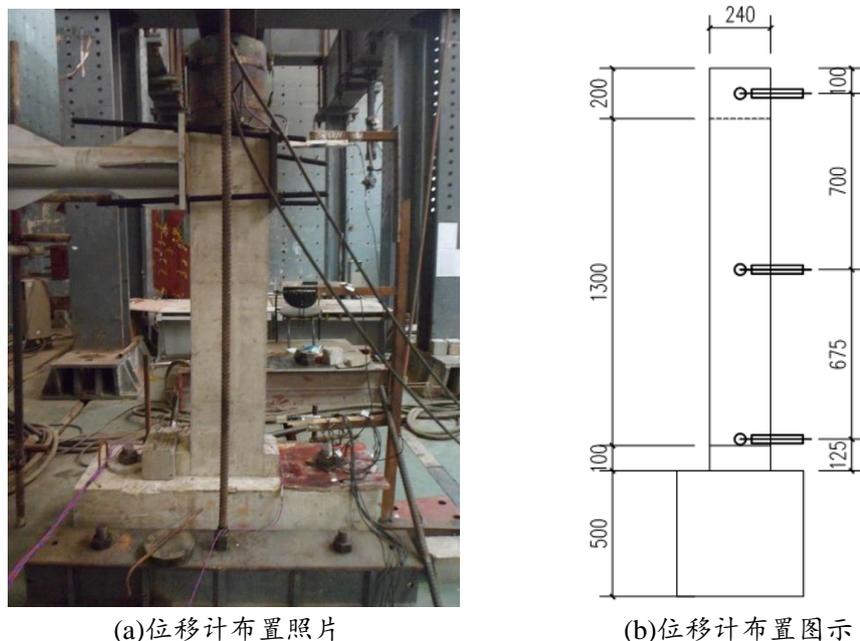


图 2-9 装配柱钢筋应变测点布置

(2) 位移测量

位移测量对象为装配柱在水平荷载作用下位移沿墙肢的分布情况,沿柱高共布置 3 个位移计。其中,柱顶位移计距柱顶距离 100mm,以此位移计 D1 读数作为试件柱顶位移读数,绘制试件骨架曲线、滞回曲线等。试件底部位移计 D3 距地梁顶面 200mm,中部位移计 D2 距地梁顶面 600mm。



(a)位移计布置照片

(b)位移计布置图示

图 2-10 装配柱位移测点布置

2.3.4 试验材料性能试验

试件预制部分采用强度等级为 C30 的混凝土,后浇部分混凝土按强度等级 C40 配置,掺加水泥用量 5% 的微膨胀剂,掺加膨胀剂后对混凝土的强度有一定降低。试验所用钢筋全部为 HRB400 钢筋。

表 2-2 列出了混凝土立方体试块抗压强度的实测值。根据《混凝土结构设计规范》^[40] 的要求,制作变长为 150mm 的混凝土立方体试块,与试件同条件养护,28 天后在万能试验机上进行材料性能试验。

表 2-2 试件混凝土试块强度实测平均值

试件编号	预制混凝土强度/MPa	后浇混凝土强度/MPa
XJ1	32.67	35.38
ZP1	32.67	35.38
ZP2	32.67	35.38
ZP3	32.67	35.38
ZP4	31.46	35.38
ZP5	31.46	35.38
ZP6	31.46	35.38

表 2-3 列出试验所用钢筋实测强度的平均值, 包括钢筋屈服强度 f_y 和极限强度 f_u 及钢筋屈服应变 $\varepsilon_y = f_y / E_s$, 其中, 钢筋弹性模量 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。在进行材料性能试验时, 钢筋有明显的线弹性阶段、屈服点、屈服平台及强化阶段。钢筋强屈比^[42]是钢筋抗拉强度与屈服强度的比值, 能反映钢筋的安全储备, 是钢筋抗震性能及延性的重要评价指标, 根据《混凝土结构工程施工质量验收规范》^[42], 钢筋强屈比应大于 1.25。试件主筋的强屈比满足规范要求, $\Phi 8$ 钢筋作为试件箍筋使用, 由于尺寸效应及锈蚀的原因, 强屈比低于规范要求。

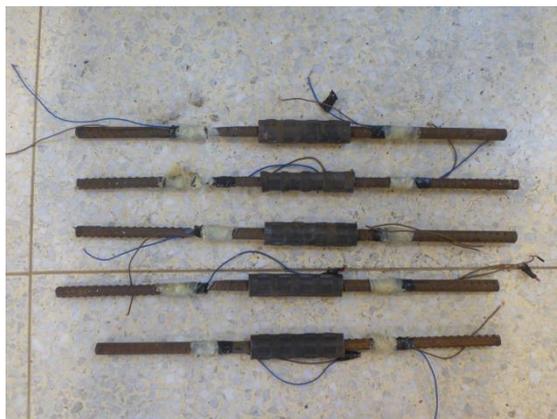
表 2-3 钢筋强度实测值

d / mm	f_y / MPa	f_u / MPa	$\varepsilon_y / \times 10^{-6}$	强屈比
$\Phi 8$	557	646	2785	1.16
$\Phi 14$	442	558	2210	1.26

2.3.5 挤压套筒钢筋接头拉拔试验

钢筋接头挤压套筒连接具有施工速度快、工序少、操作方便的优点, 但《带肋钢筋套筒挤压连接技术规程》^[43]中建议采用挤压套筒连接钢筋直径为 16~40mm, 与装配式剪力墙结构中约束边缘构件钢筋直径的范围有一定差异。截取 $\Phi 14$ 钢筋, 制作了 6 个接头进行挤压套筒钢筋接头的拉拔试验, 试验在万能材料性能试验机上进行。为研究挤压套筒接头钢筋的传力效果, 接头静力拉拔试验属于《钢筋机械连接通用技术规程》^[44]规定的钢筋机械连接接头型式试验的一部分。挤压套筒接头及试验装置照片分别如图 2-11。

试验中, 所有的挤压套筒钢筋接头没有发生拔出的现象, 最终的破坏均为母材钢筋在粘贴应变片处的断裂破坏, 钢筋断裂裂口为斜裂口。钢筋母材在做材



(a) 接头试件



(b) 试验装置

图 2-11 挤压套筒接头拉拔试验

料性能试验时, 破坏力的平均值为 85.96kN, 而接头试件破坏力的平均值为 100.06kN, 破坏力增加 14.1%。图 2-12 是进行钢筋材料性能试验时的力-位移曲

线与接头拉拔试验时力-位移曲线的对比, 由于承载力达到 90kN 时, 更换了试验设备, 接头试件的力-位移曲线不完整; 图是代表试件上、下两个钢筋应变片应变值随试验力的变化曲线。由图 2-12 可知, $\Phi 14$ 挤压套筒接头连接可靠且具有较好的延性, 同时在静力拉拔试验时, 发生破坏的位置是钢筋母材, 接头位置没有断裂, 静力拉拔试验的结果符合《钢筋机械连接通用技术规程》^[44]的要求。

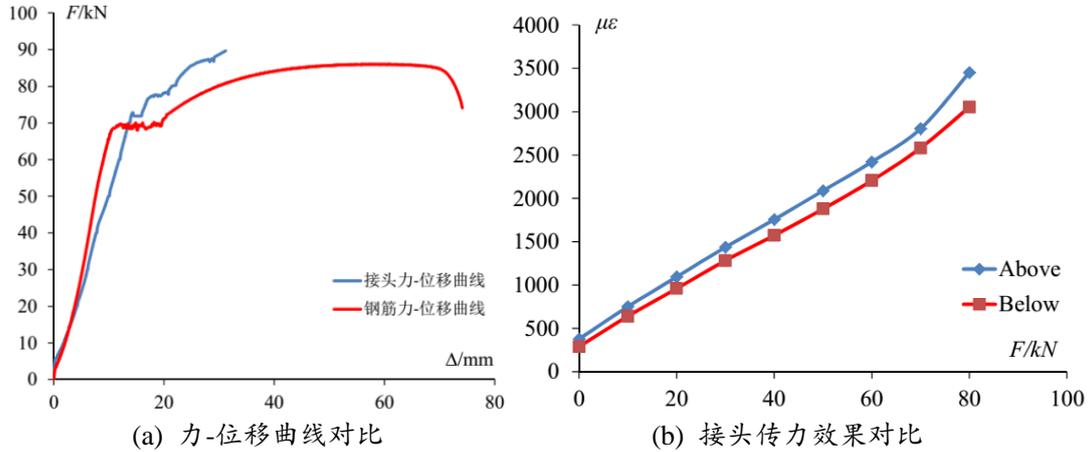


图 2-12 挤压套筒接头拉拔试验结果

2.4 试验结果分析

2.4.1 试验现象及试件破坏机理

2.4.1.1 各阶段试验现象

试件试验现象如表 2-4 所示。

表 2-4 各阶段试验现象

	XJ1	ZP1	ZP2
弹性	柱顶施加轴压力后, 试件顶端位移随水平荷载增长线性增加。	柱顶施加轴压力后, 试件顶端位移随水平荷载增长线性增加。	柱顶施加轴压力后, 试件顶端位移随水平荷载增长线性增加。
开裂阶段	当水平荷载达到 50kN 时, 试件根部上高约 90mm 处混凝土出现第一条水平裂纹; 随着水平荷载的增加, 沿着高度方向新出现混凝土的水平裂缝, 同时原有裂缝不断加深和发展。	当水平荷载达到 40kN 时, 在后浇混凝土与预制构件接触上表面, 混凝土出现第一条水平裂纹; 随着水平荷载的增加, 界面混凝土裂缝不断延伸, 沿着高度方向柱预制部分新出现混凝土的水平裂缝, 同时原有裂缝不断加深和发展。	当水平荷载达到 40kN 时, 在后浇混凝土与预制构件接触上表面, 混凝土出现第一条水平裂纹; 随着水平荷载的增加, 界面混凝土裂缝不断延伸, 沿着高度方向柱预制部分新出现混凝土的水平裂缝, 同时原有裂缝不断加深和发展。
屈服阶段	加载到 60kN 时, 试件受压钢筋屈服, 判断试件进入屈服状态, 屈服位移为 8mm, 采用位移控制加载。当荷载增加到 16mm 时, 试件的水平裂缝逐渐斜向发展。此阶段试件约每 250mm 高度出现一条新的水平	加载到 70kN 时, 试件受压钢筋屈服, 判断试件进入屈服状态, 屈服位移为 8mm, 采用位移控制加载。此时, 预制构件与后浇混凝土上、下界面裂缝出现贯通现象, 同时裂缝开始斜向发展。预制构件距后浇	加载到 60kN 时, 试件受压钢筋屈服, 判断试件进入屈服状态, 屈服位移为 6mm, 采用位移控制加载。此时, 混凝土后浇区中部开始出现水平裂纹。当水平位移加载到 12mm 时, 预制构件与

	裂缝, 最高一条水平裂缝高度为 720mm。	缝高约 300mm 高度出现一条新的水平裂缝。	后浇混凝土上界面裂缝出现贯通现象, 同时裂缝开始斜向发展。预制构件距后浇缝高约 300mm 高度出现一条新的水平裂缝。
极限阶段	当位移达到 24mm 时, 现浇试件达到峰值荷载 90.07kN, 试件斜向裂缝贯通, 在试件根部, 混凝土出现多条竖向裂缝, 混凝土被压溃。	当位移达到 24mm 时, 试件达到峰值荷载 112.08kN, 试件斜向裂缝贯通, 在后浇混凝土区, 出现竖向裂缝。预制构件距后浇缝高约 500mm 高度出现一条新的水平裂缝, 原有裂缝进一步发展。	当位移达到 18mm 时, 试件达到峰值荷载 118.45kN, 后浇缝中部混凝土的水平裂缝逐渐延伸并斜向发展。柱预制部分未出现新的水平裂缝, 后浇混凝土下界面裂缝进一步发展。
破坏阶段	当柱顶水平位移加载到 30mm, 柱顶水平力下降至 75.85kN, 为峰值荷载的 84%。混凝土柱根部出现混凝土剥落, 试件破坏。	当柱顶水平位移加载到 32mm, 柱顶水平力下降至 96.05kN, 为峰值荷载的 85.2%。混凝土柱根部受拉侧出现较宽开脱, 受压侧混凝土严重剥落, 试件破坏。	当柱顶水平位移加载到 30mm, 柱顶水平力下降至 106.71kN, 为峰值荷载的 90%。混凝土柱根部受拉侧出现明显开脱, 受压侧混凝土轻微剥落, 试件破坏。

续表 2-4 各阶段试验现象

	ZP3	ZP4	ZP5	ZP6
弹性	柱顶施加轴压力后, 试件顶端位移随水平荷载增长线性增加。	柱顶施加轴压力后, 试件顶端位移随水平荷载增长线性增加。	柱顶施加轴压力后, 试件顶端位移随水平荷载增长线性增加。	柱顶施加轴压力后, 试件顶端位移随水平荷载增长线性增加。
开裂阶段	当水平荷载达到 40kN 时, 在后浇混凝土与预制构件接触上、下表面, 混凝土出现第一条水平裂纹; 随着水平荷载的增加, 界面混凝土裂缝不断延伸, 加载到 50kN 时, 后浇混凝土中部出现水平裂缝。加载至 70kN, 界面裂缝及后浇混凝土中部裂缝贯通, 同时距后浇缝高约 220mm 处的预制部分出现新的水平裂缝。	当水平荷载达到 40kN 时, 在后浇混凝土与预制构件接触上表面, 混凝土出现第一条水平裂纹; 水平荷载达到 50kN 时, 下界面处出现混凝土裂缝。随水平荷载增加, 界面混凝土裂缝不断延伸。	当水平荷载达到 40kN 时, 在后浇混凝土与预制构件接触上表面, 混凝土出现第一条水平裂纹; 水平荷载达到 50kN 时, 下界面处出现混凝土裂缝。随着水平荷载的增加, 界面混凝土裂缝不断延伸, 沿着高度方向柱预制部分新出现混凝土的水平裂缝, 距后浇缝高度约 300mm。混凝土后浇区中部开始出现水平裂纹。	当水平荷载达到 40kN 时, 在后浇混凝土与预制构件接触上表面, 混凝土出现第一条水平裂纹; 水平荷载达到 50kN 时, 下界面处出现混凝土裂缝。随着水平荷载的增加, 界面混凝土裂缝不断延伸。加载至 60kN, 混凝土后浇区中部开始出现水平裂纹。加载至 70kN, 沿着高度方向柱预制部分新出现混凝土的水平裂缝, 距后浇缝高度约 200mm。
屈服阶段	加载到 80kN 时, 试件受压钢筋屈服, 判断试件进入屈服状态, 屈服位移为 8mm, 采用位移控制加载。此时, 预制构件与后浇混凝土上界面裂缝开始斜向发	加载到 70kN 时, 试件受压钢筋屈服, 判断试件进入屈服状态, 屈服位移为 10mm, 采用位移控制加载。当试件顶端位移达到 10mm 时, 预制构件与后浇混凝土上、下界面裂缝出	加载到 70kN 时, 试件受压钢筋屈服, 判断试件进入屈服状态, 屈服位移为 8mm, 采用位移控制加载。混凝土后浇区中部水平裂纹不断发展。当水平位移加载到 8mm 时, 预制构件	加载到 80kN 时, 试件受压钢筋屈服, 判断试件进入屈服状态, 屈服位移为 8mm, 采用位移控制加载。混凝土后浇区中部水平裂纹不断发展。当水平位移加载到 16mm 时, 预

	展。预制构件距后浇缝高约 220mm 高度处水平裂缝转向斜向发展。	现贯通现象,同时裂缝开始斜向发展。预制构件距后浇缝高约 300mm 高度出现一条新的水平裂缝。	与后浇混凝土上、下界面裂缝出现贯通现象,同时裂缝开始斜向发展。加载至 16mm 时,预制构件距后浇缝高约 550mm 高度出现一条新的水平裂缝。	制构件与后浇混凝土上、下界面及后浇区中部混凝土裂缝贯通,同时裂缝开始斜向发展。加载至 16mm 时,预制构件距后浇缝高约 400mm 高度出现一条新的水平裂缝。
极限阶段	当位移达到 16mm 时,试件达到峰值荷载 110.05kN,试件斜向裂缝进一步发展,在后浇混凝土区,出现竖向裂缝。预制构件沿高度方向没有新的裂缝形成。	当位移达到 20mm 时,试件达到峰值荷载 96.57kN,试件斜向裂缝贯通,在后浇混凝土区,出现竖向裂缝。预制构件沿高度方向没有新的裂缝形成。	当位移达到 24mm 时,试件达到峰值荷载 126.36kN,后浇缝中部混凝土的水平继续水平发展。柱预制部分未出现新的水平裂缝,原有裂缝未发展。	当位移达到 24mm 时,试件达到峰值荷载 117.7kN,后浇缝中部混凝土斜向裂缝继续发展。柱预制部距后浇缝高 600mm 处出现新的水平裂缝,原有裂缝继续发展。
破坏阶段	当柱顶水平位移加载到 32mm,柱顶水平力下降至 89.79kN,为峰值荷载的 81.6%。混凝土柱根部受拉侧出现较宽开脱,受压侧混凝土压溃,严重剥落,试件破坏。	当柱顶水平位移加载到 48mm,柱顶水平力下降至 81.94kN,为峰值荷载的 84.8%。混凝土柱根部受拉侧出现较宽开脱,受压侧混凝土严重剥落,试件破坏。	当柱顶水平位移加载到 42mm,柱顶水平力下降至 108.94kN,为峰值荷载的 86.21%。混凝土柱根部受拉侧出现明显开脱,受压侧混凝土严重剥落,可以观测到纵筋压屈外露,试件破坏。	当柱顶水平位移加载到 32mm,柱顶水平力下降至 104.59kN,为峰值荷载的 88.8%。混凝土柱根部受拉侧出现明显开脱,受压侧混凝土有少量宽度细小的竖向裂缝,未观测到纵筋压屈外露,试件破坏。

不同连接方法的试件在试验的各阶段,具有不同的特征荷载或特征位移,但试验过程中,都经历弹性、开裂、屈服、极限及破坏五个阶段,表现出一定共性:

(1) 弹性阶段试件损伤很小,试件顶部位移荷载线性增加。

(2) 开裂阶段表征试件从第一条裂缝出现到试件屈服这一过程,装配试件第一条裂缝均出现在后浇混凝土与预制构件连接的上界面,并伴随着界面裂缝的延伸和新裂缝沿预制构件高度方向的出现和发展。

(3) 屈服阶段以试件受压钢筋应变超过 $2000 \mu \varepsilon$ 为开始标志,到试件达到峰值荷载时结束。装配试件的屈服荷载大于现浇试件,加载方式从力控制转由位移控制,试件后浇区裂缝呈现贯通并有斜向发展迹象。

(4) 极限阶段及破坏阶段表征试件从达到峰值承载力到承载能力下降至峰值承载力 85% 以下或出现不适宜继续承载的变形为止。此阶段试件原有裂缝加深发展,斜向裂缝贯通。试件破坏时的状态是受压侧混凝土出现压溃伴随大面积剥落,部分试件能观测到纵筋屈曲外鼓,受拉侧混凝土出现较宽的开脱裂缝。

2.4.1.2 试件破坏机理及裂缝发展情况分析

试件从线弹性阶段进入屈服阶段, 呈现类似小偏心受压破坏形态^[45]。作动器正向加载时, 试件固定端受压钢筋在轴压力及水平力作用下首先发生屈服, 受压侧最边缘混凝土已经先于受压钢筋达到抗压强度。这是由于节点试验轴压比为尽可能与剪力墙结构试验轴压比贴近, 取轴压比为 0.3, 作用在试件表面轴压力大, 而试验初期作用的水平力较小, 造成截面的偏心距较小, 中和轴距受拉钢筋很近, 钢筋拉应力很小, 受拉钢筋的屈服要滞后于受压钢筋。受压钢筋屈服后, 随水平荷载增加, 其应变增长明显, 这一侧混凝土出现纵向裂缝, 保护层剥落。

柱顶施加轴压力 912kN, 水平力作用点距试件固定端高度为 1400mm。试件屈服时, 最大水平力 $F_k=70\text{kN}$ 。不考虑偏心受压构件的二次效应, 利用水平屈服荷载计算得试件偏心距, 按下式 (2-2) 计算。合力作用点落在截面内, 试件属于小偏心受压破坏。

$$e = \frac{M}{N} = \frac{F_y \cdot h}{N} = 107.45\text{mm} \leq 120\text{mm} \quad (2-2)$$

试件裂缝分布如下图 2-13 所示。试验中, 各试件的裂缝分布高度范围都在试件固定端 0~1000mm 的范围内, 其中, 在 0~300mm 的范围内裂缝分布较为集中。裂缝以水平裂缝为主, 个别试件在试验过程中出现少量斜裂缝, 试件的主要破坏形态以弯曲破坏为主。所有装配试件第一条水平裂缝都出现在后浇混凝土上表面与预制构件的结合面处, 虽然后浇混凝土采用了微膨胀混凝土且在新老混凝土结合面进行了凿毛处理, 新老混凝土的界面仍是一个粘结薄弱面, 在水平荷载作用下首先开裂。装配试件破坏时, 在混凝土后浇区出现了一些竖向裂缝, 这是由试件的小偏压破坏模式决定的。受压钢筋屈服后, 受压区混凝土快速达到极限压应变, 混凝土产生竖向裂缝, 保护层剥落, 在两个箍筋间的钢筋屈曲, 发生外鼓现象, 见图 2-14。装配试件破坏时的裂缝分布模式与现浇试件相近, 其中, 试件 ZP2、ZP6 裂缝发展较为明显, 与现浇试件裂缝发展模式最贴近, 有相似的损伤模式。ZP2 试件破坏时竖向裂缝少, 由于预制构件钢筋采用的挤压套筒连接, 钢筋连接处的抗压能力相对其他试件要强, 试件破坏时, 其裂缝较少, 承载力达到峰值后降低缓慢, 试件延性较好, 发生了很大位移认为试件破坏; 试件 ZP6 预制构件钢筋采用 U 型搭接并在搭接处采用单面焊满焊, 其承载力变化曲线及裂缝发展模式与现浇试件相近, 但由于后浇混凝土强度提高, 所以其裂缝发展高度高于试件 XJ1, 且承载力也有所提高。

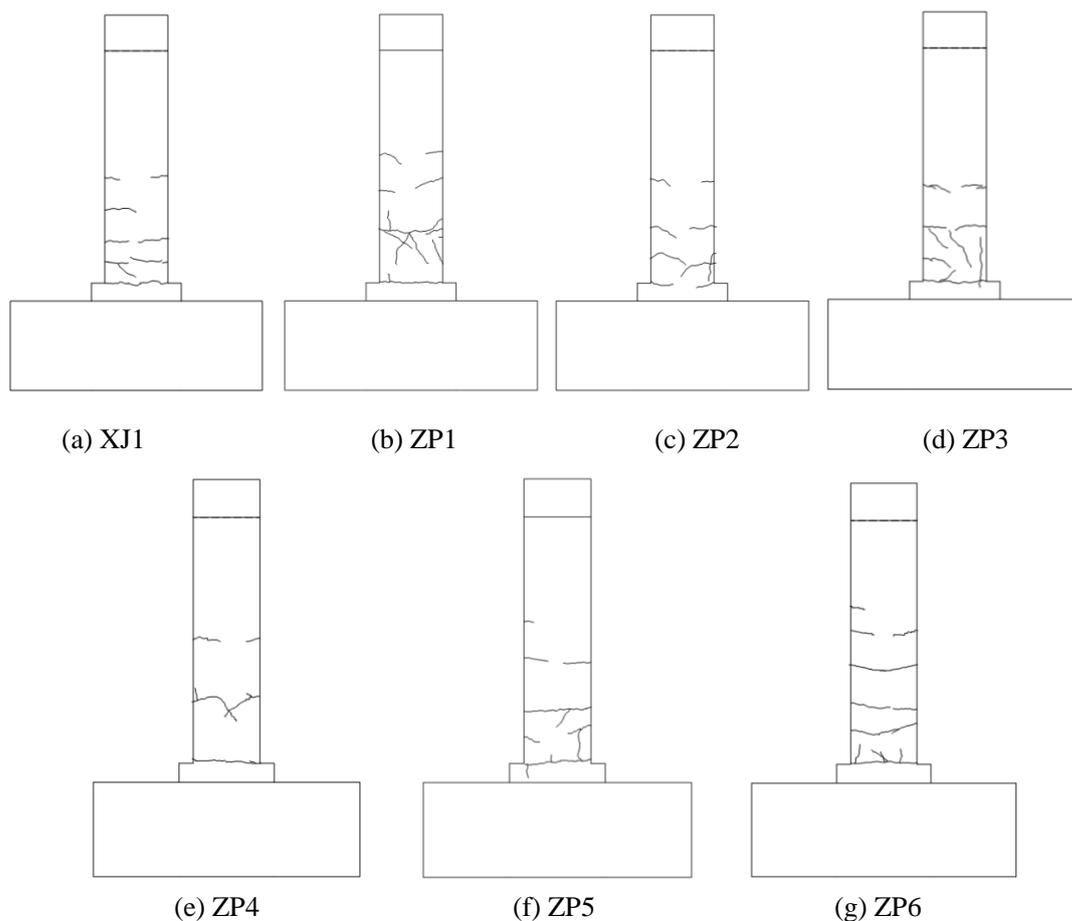


图 2-13 试件破坏时裂缝分布示意图



(a) 现浇试件斜裂缝

(b) 挤压套筒试件裂缝图

(c) 满焊试件裂缝图

图 2-14 试件破坏时裂缝照片

2.4.2 水平力-位移骨架曲线

拟静力试验结果分析中有两种常见的荷载-位移曲线,即滞回曲线和骨架曲线,分别反映试件在往复荷载作用下和单调荷载作用下的受力性能。

骨架曲线是将试件各次循环加载的荷峰值点连线的曲线,根据骨架曲线可得出试件在屈服和极限强度时的位移及荷载的大小,试件在试验过程中的刚度变化等特征,是结构抗震性能和非线性反应分析的重要依据之一^[41, 46]。各试件的水平力-位移骨架曲线如图 2-15 所示,表中 F 表示加载装置作用在试件上的水平力, Δ 表示试件顶端的水平位移(下同)。由于加载装置的不对称性,只取试件正向加载时的骨架曲线进行分析。从各个试件的骨架曲线可得试件的承载力如表 2-5。

相比现浇试件 XJ1,装配试件 ZP1~ZP6 的开裂荷载较低。在往复荷载作用下,试件根部截面混凝土应变超过其极限拉应变,出现混凝土水平拉裂缝。XJ1 首条裂缝出现在试件固定端,但装配试件首条裂缝都出现在后浇缝的上表面,这主要是由于后浇混凝土收缩,尽管新老混凝土界面严格的凿毛处理,但仍是薄弱界面,在水平往复荷载作用下,界面处的混凝土首先被拉裂。

装配试件 ZP1~ZP6 相比现浇试件 XJ1,其屈服承载力高于现浇试件或与现浇试件相当。装配试件的峰值荷载及破坏荷载相较于现浇试件都有了明显提高,其中挤压套筒试件 ZP2 峰值荷载提高 31.5%,U 型套箍满焊连接试件 ZP6 峰值荷载提高 51.5%。这是由于试件屈服以受压区钢筋屈服为判断依据,而试件破坏都以受压区混凝土压溃为最终破坏特征。

在装配试件底部的拼装区,按强度等级 C40 配置了后浇混凝土,虽掺加了水泥用量 5% 的微膨胀剂,其强度有一定降低,但混凝土立方体试块抗压强度的平均值仍然达到 35.83MPa,强度等级达到 C35 的标准,而同位置现浇试件混凝土强度等级为 C30。在同样数值的水平荷载作用下,在试件同截面位置,混凝土强度等级越高,其受压区截面混凝土所受压应变越小,在钢筋混凝土粘结可靠的条件下,混凝土强度低的试件其受压钢筋先屈服。所以现浇试件的屈服承载力等于或低于装配试件的屈服承载力。

试件屈服前,骨架曲线上试件的刚度变化很小,顶端水平位移随着水平力的增长而近似线性发展。试件屈服后,加载方式从力控制转变为由位移控制。随着水平位移的增加,试件骨架曲线的斜率趋于平缓,试件刚度下降,承载能力增长缓慢或者不再增长,试件的位移快速发展。水平位移的进一步增加,试件承载力在到达峰值后逐渐下降,位移进一步增长,发生不能承载的破坏。

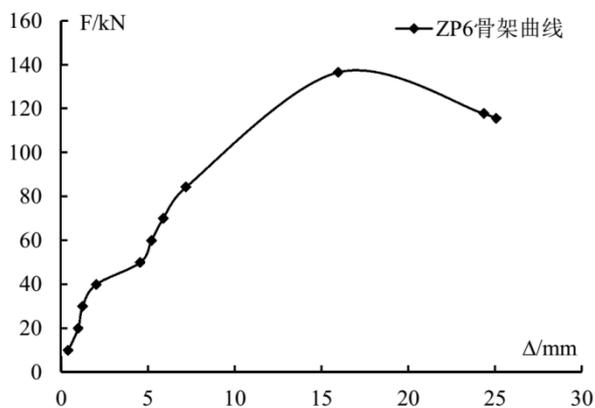
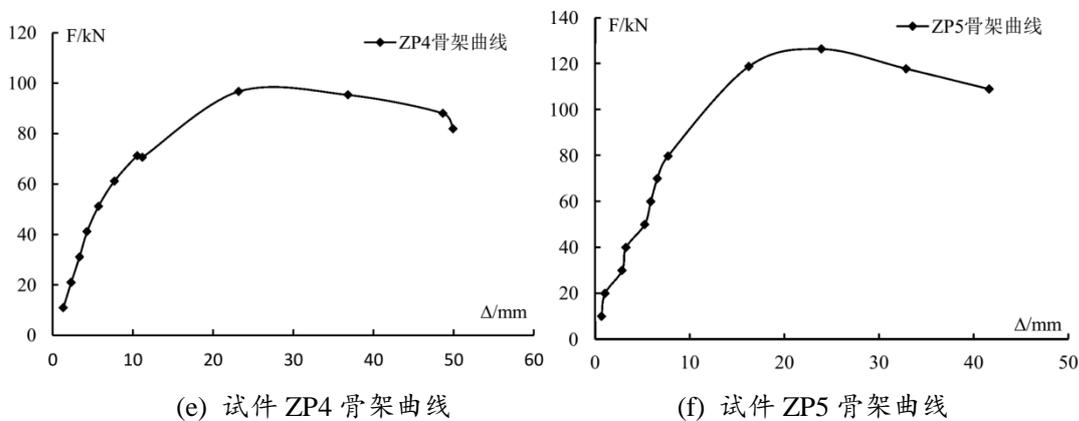
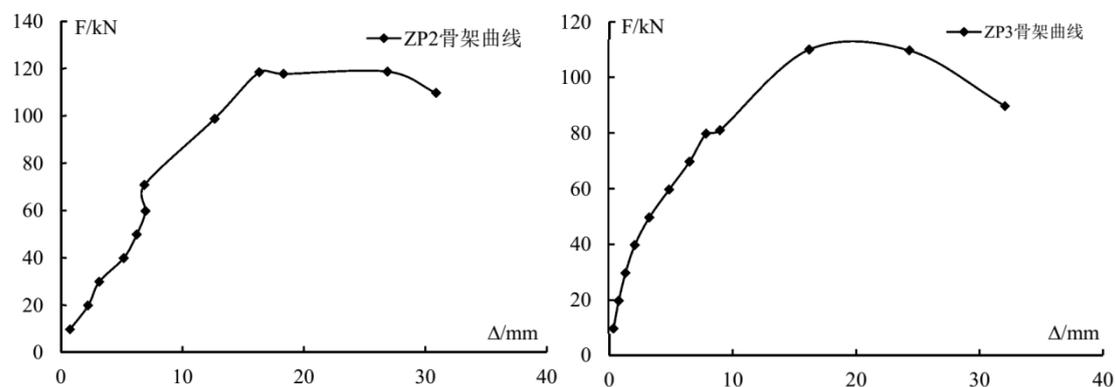
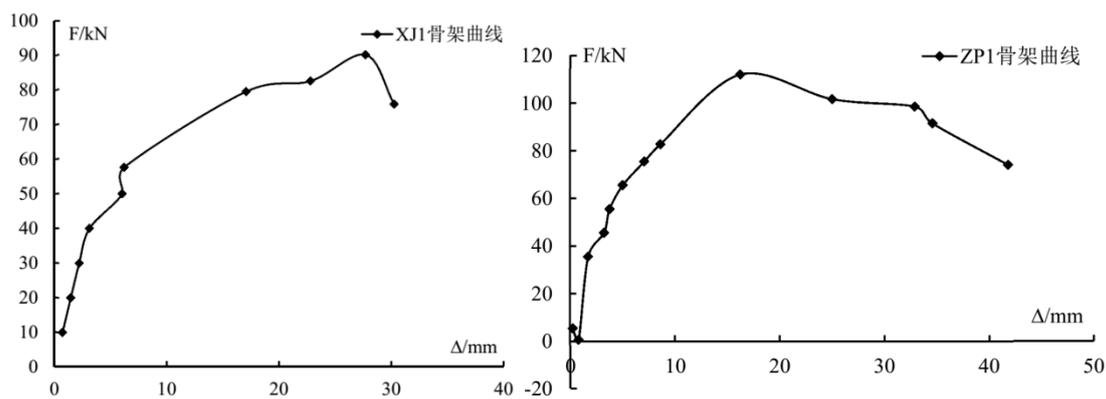


图 2-15 装配柱试件骨架曲线

表 2-5 不同连接方式装配柱的承载能力比较

试件编号	连接方式	开裂荷载/kN	屈服荷载/kN	峰值荷载/kN	破坏荷载/kN
XJ1	现浇	45	60	90.07	75.85
ZP1	U型套箍	40	60	112.08	96.05
ZP2	挤压套筒	40	70	118.45	106.71
ZP3	10d-不错缝	40	80	110.05	89.79
ZP4	10d-错缝	40	70	95.21	81.81
ZP5	15d-错缝	40	70	126.36	99.04
ZP6	满焊	40	80	136.5	95.02

注：上表中 d 表示钢筋直径，连接方式表示预制构件待连接钢筋的连接方式。

从钢筋混凝土之间的粘结力作用及其破坏过程对试件屈服后过程进行分析，钢筋和混凝土之间的作用力主要包括钢筋混凝土之间的化学胶着力、机械咬合力及摩擦阻力三部分共同组成^[47]。试件在水平低周反复荷载作用下，固定端应变超过混凝土极限拉应变，混凝土出现水平裂缝。在裂缝处界面处，钢筋应力出现显著增加，应变明显，在试件所用变形钢筋肋背部，混凝土出现拉脱现象，钢筋和混凝土之间的化学胶着力失效，肋部混凝土拉力退出工作。随着水平荷载的进一步增加，钢筋的拉力转由肋部钢筋与混凝土的挤压力承担，而钢筋肋部与混凝土作用面积小，一旦此处应变超过混凝土的极限压应变，混凝土将发生局部压碎破坏，钢筋和混凝土之间的挤压作用力逐渐失效，在一定范围内出现滑移现象，骨架曲线趋于平滑。此后，钢筋和混凝土之间的作用力只有摩擦阻力，这一部分作用力很小，而前一阶段环绕钢筋的混凝土产生局部破坏后，环绕钢筋周界形成圆锥形界面裂缝，界面裂缝沿钢筋表面径向发展，伴随钢筋滑移的急剧增长，试件迅速达到承载能力峰值并进入下降段。

由表 2-5，装配试件的峰值承载力和极限承载力都高于现浇试件。这是由于在试验中试件固定端是应力最大的部位，在此处装配试件此处混凝土抗压强度为 35.83Mpa，高于现浇试件，高强度等级的混凝土与钢筋的化学胶着力作用更大，同时对于局部受压破坏的抵抗能力更强，在同等荷载作用条件下，钢筋混凝土之间的粘结滑移破坏较小，延缓试件破坏。从试验现象分析中可知，装配试件的薄弱面是新老混凝土的界面。

2.4.3 水平力-位移滞回曲线

钢筋混凝土材料具有非线性特性，钢筋混凝土构件在往复荷载作用下的恢复力特征曲线具有滞回性质，并且特征曲线呈环状，被称为滞回曲线^[41, 46]。滞回曲线包裹的面积，能很好地反映钢筋混凝土构件在往复荷载作用下的耗能能力以及构件的强度、刚度、延性等重要的力学性能，也是衡量结构及构件抗震性能和非线性性能的重要依据。理想弹塑性体的滞回曲线为一个对边相互平行的菱形，

而钢筋混凝土试件因其受力类型、材料、配筋和反复荷载的次数的不同，滞回曲线常呈现出以下四种不同形态^[47]。

(1) 梭形

试验过程中，试件的抗剪承载力大于其极限荷载，没有出现滑移，这种试件的滞回曲线多呈梭形，滞回环饱满，塑性变形能力强，其吸收能量和耗散能量都很大，抗震性能突出，往复荷载下的受力性能好。

(2) 弓形

试件在往复荷载作用下，由于混凝土受拉区裂缝尚未闭合以及钢筋粘结被破坏，产生少量滑移，使得构件刚度有所下降；待裂缝闭合，受压区混凝土参加工作后，刚度有所恢复，滞回曲线也上升了，滞回曲线出现“捏缩”现象，呈现出弓形。这种试件的塑性变形能力较强，滞回曲线饱满程度相较于梭形要小，但仍有较理想的抗震性能。

(3) 反 S 形

加载后期，试件滞回曲线的坡度很平缓，有较明显滑移段，在历经滑移段位移后，其承载能力才有所上升，滞回曲线有小幅上升。这种滞回曲线所包围的面积大幅减小，反映试件的抗震性能和耗能能力较差。

(4) Z 形

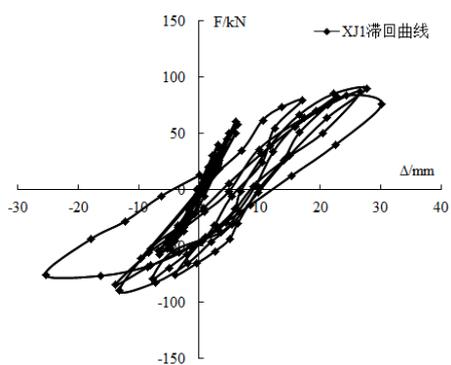
这类滞回曲线反映试件在试验过程中有大量滑移的影响，这类试件往往斜裂缝能够在破坏前充分发展。

试件滞回曲线如图 2-16 所示，滞回曲线根据 MTS 加载设备力示数确定水平力大小，水平位移计距实验室台座 2m，距试件地梁顶端 1.5m。由图 2-16 可得：

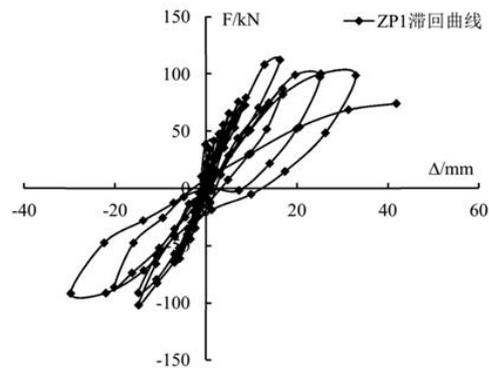
(1) 在荷载控制加载阶段，所有试件的滞回环面积均比较小，试件基本处于弹性阶段，试件耗能很小。试件屈服后，进入位移控制加载阶段，不同屈服位移等级下，随着水平位移等级的增加，即从 $1\Delta, 2\Delta, 3\Delta \dots$ 试件滞回环包裹的面积随之增加，试件的耗能增长明显。

(2) 滞回曲线的捏拢现象表达试件钢筋混凝土之间的粘结滑移损伤，往复荷载作用下，在一向加载时，钢筋混凝土之间会发生明显开脱，当荷载方向发生变化时，荷载作用初始阶段，表现为试件的抗力较小，加载端位移增长较明显，滞回曲线呈现出平缓的趋势。

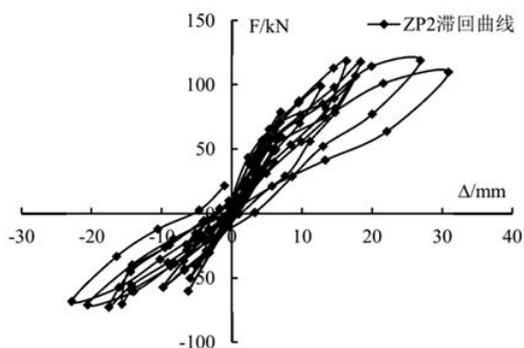
(3) 滞回环的对角线斜率可以反映试件在往复荷载作用下的刚度变化，斜率越大，试件刚度越大。在采用位移控制加载前，试件在每级往复荷载作用下刚度基本不发生变化；采用位移控制加载后试件达到峰值荷载之前，滞回环的对角线斜率逐渐减小，但降低缓慢。在试件达到峰值荷载之后，其刚度的降低有加速的趋势。



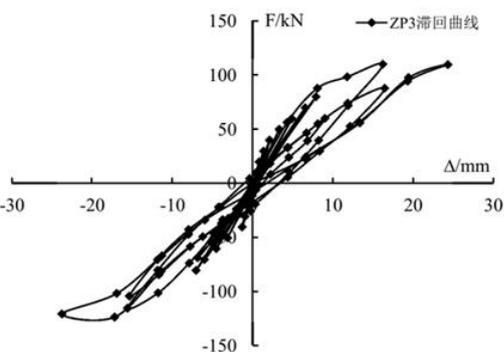
(a) 试件 XJ1 滞回曲线



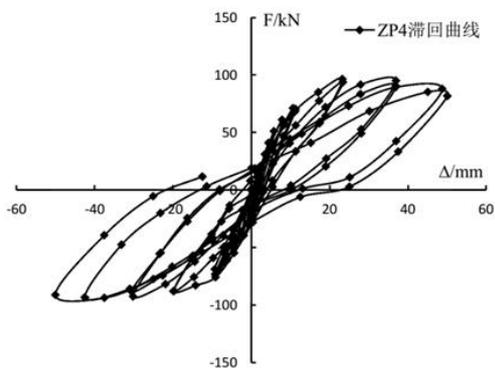
(b) 试件 ZP1 滞回曲线



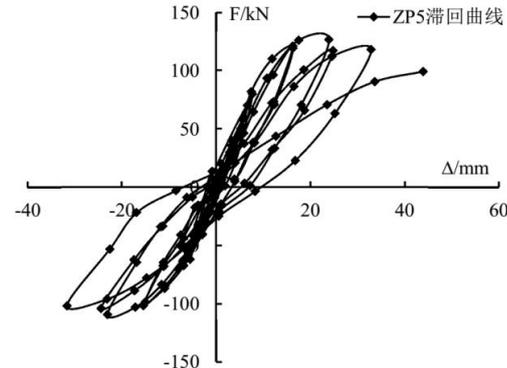
(c) 试件 ZP2 滞回曲线



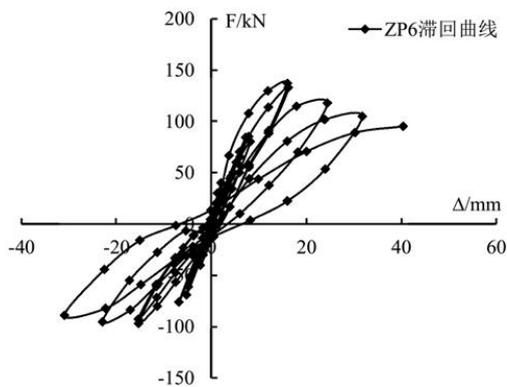
(d) 试件 ZP3 滞回曲线



(e) 试件 ZP4 滞回曲线



(f) 试件 ZP5 滞回曲线



(g) 试件 ZP6 滞回曲线

图 2-16 装配柱试件滞回曲线

(4) 试件滞回曲线近似“弓形”，试件都有较强的塑性变形能力。试件 ZP3 在加载后期，试验装置整体发生少量平动位移，导致试验数据不理想。试件 XJ1 滞回环包裹的面积相对装配试件要小，其中 ZP1、ZP4~ZP6 的滞回环面积相对 ZP2、ZP3 都要大。这是由于钢筋混凝土构件的捏拢程度主要取决于混凝土受拉裂缝的开展宽度、受拉钢筋伸长应变、钢筋与混凝土的相对滑移，以及混凝土受压塑性(残余)变形的积累、中和轴的变化等因素^[47]。装配试件在后浇区混凝土强度高于现浇试件，同等荷载条件下，混凝土受拉区裂缝的开展宽度较小，混凝土的塑性变形也较小，钢筋和混凝土之间的粘结滑移破坏要晚于现浇试件；装配试件采用 U 型套箍连接并施焊或采用挤压套筒连接，在拼装缝处的钢筋实际上形成了一个钢筋加强区域，在此区域钢筋受拉伸长应变较小，钢筋和混凝土之间的滑移量较少，所以试件滞回环包裹面积较大。

2.4.4 试件位移特征及刚度分布

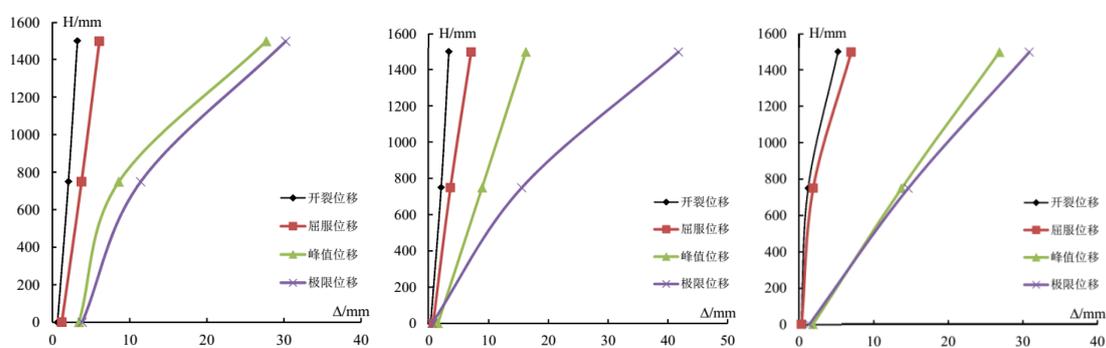
试验位移沿墙高的分布能体现试件的破坏模式，同时反映试件的变形特征和延性特征。试件的对应特征点对应的数值如表 2-6 所示，其中反向荷载及反向位移都不考虑正负，为其绝对值。

为考察各个试件在悬臂端水平往复荷载作用下的破坏模式，绘制各个试件位移沿试件高度的分布曲线如图 2-17 所示。

表 2-6 试件特征点对应的数值

试件 编号	特征点	F / kN		Δ / mm	
		正向	反向	正向	反向
XJ1	开裂	40	40	3.17	4.23
	试验屈服点	60	60	6.05	9.56
	峰值	86.73	84.79	26.69	13.78
	极限	75.85	75.53	30.22	25.34
ZP1	开裂	45.63	34.52	3.23	2.35
	试验屈服点	75.55	64.5	7.06	6.98
	峰值	112.08	91.73	16.21	14.88
	极限	74.14	—	41.76	—
ZP2	开裂	40.01	40.12	5.18	4.98
	试验屈服点	59.98	60.02	6.97	6.23
	峰值	117.78	72.46	18.32	17.54
	极限	109.71	68.09	30.85	22.81
ZP3	开裂	39.82	40.02	2.11	1.31
	试验屈服点	79.88	80.38	7.88	7.04
	峰值	110.05	115.27	16.21	15.54
	极限	89.76	—	32.01	—

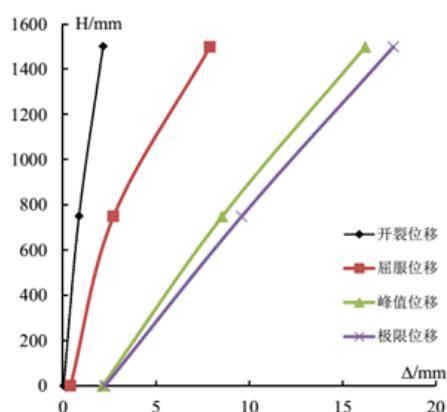
ZP4	开裂	41.15	38.03	4.31	2.51
	试验屈服点	71.18	68.84	10.57	8.2
	峰值	96.57	87.53	23.19	19.87
	极限	81.81	90.83	49.91	50.08
ZP5	开裂	40.01	40.02	3.28	2.98
	试验屈服点	70.03	70.01	6.58	8.05
	峰值	126.36	109.13	23.88	23.02
	极限	99.04	—	43.82	—
ZP6	开裂	45.63	34.52	3.23	2.35
	试验屈服点	75.55	64.52	7.06	6.98
	峰值	112.08	101.66	16.21	14.85
	极限	74.74	—	46.16	—



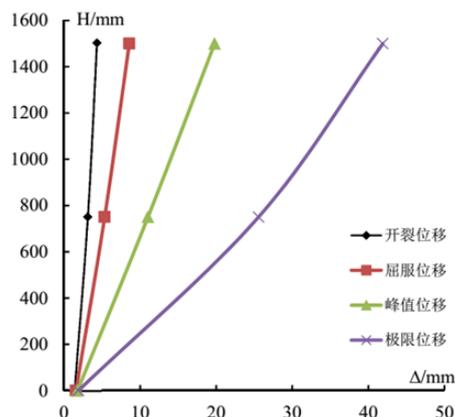
(a) XJ1位移沿墙高分布

(b) ZP1位移沿墙高分布

(c) ZP2位移沿墙高分布



(d) ZP3位移沿墙高分布



(e) ZP4位移沿墙高分布

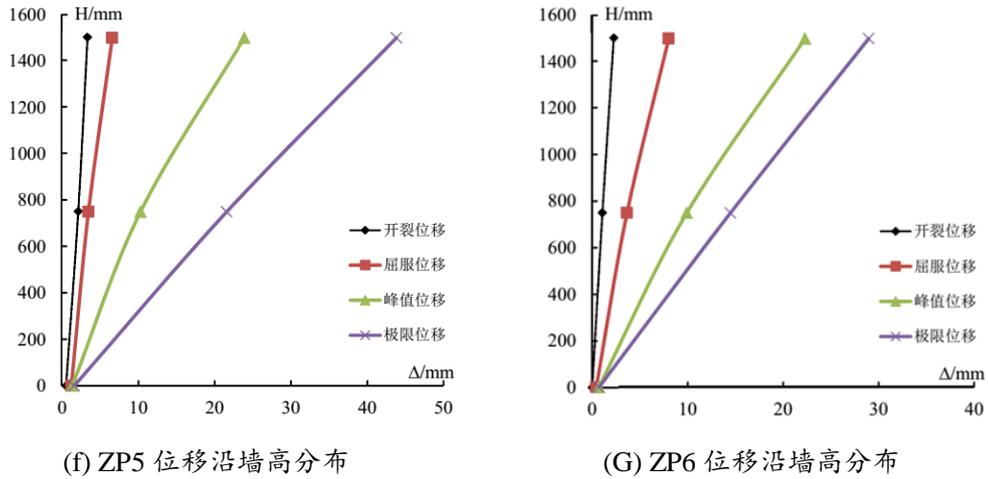


图 2-17 装配柱试件位移沿墙高分布

由试件位移沿墙高的分布，试件最终的破坏形态以弯曲破坏模式为主。可以看到试件在开裂荷载和屈服荷载时表现出的位移沿墙高的分布模式以及位移的绝对值相近，即试件开裂后，试件的损伤及刚度退化缓慢。在试件从屈服荷载到峰值荷载阶段，试件位移有明显发展，在这个阶段发生明显的损伤累积，试件刚度进一步退化。表 2-为不同连接方法装配柱试件的位移延性系数，按下式(2-3)进行计算。

$$\mu = \frac{\mu_u}{\mu_y} \tag{2-3}$$

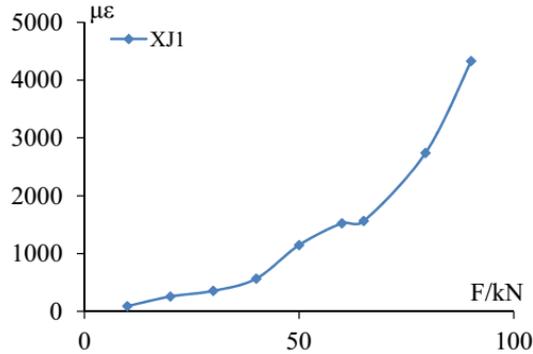
式中， μ 为位移延性系数，为试件达到承载力极限状态时试件顶端所对应的位移， μ_u 为试件达到屈服状态时顶端的水平位移。过镇海^[47]认为，钢筋混凝土抗震结构要求的延性比 μ 取值在 3~4 之间较为合理。从表 2-7，所有试件的位移延性系数都超过 3，但有部分试件的位移延性系数大于 4，这是由于试件仅是一个钢筋混凝土柱预留待拼装缝，抗侧刚度要小于一般的结构，所以极限状态时，位移较大。

表 2-7 不同连接方式装配柱的延性系数比较

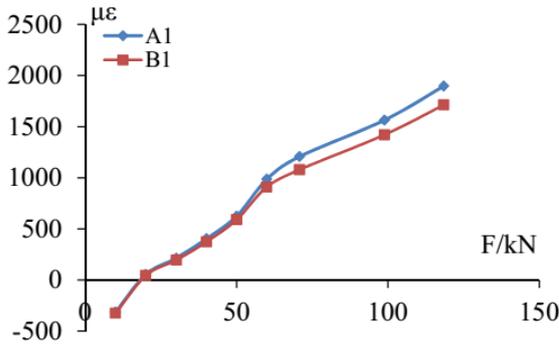
试件编号	屈服位移 mm	峰值位移 mm	极限位移 mm	延性系数
XJZ1	8	27.69	30.22	3.78
ZPZ1	8.2	16.21	31.55	3.85
ZPZ2	6.2	16.32	30.85	4.98
ZPZ3	7.98	16.24	32.01	4.01
ZPZ4	10.57	23.19	50.02	4.73
ZPZ5	7.7	23.88	41.59	5.4
ZPZ6	8.12	15.94	25.03	3.08

2.4.5 试件钢筋应变分析

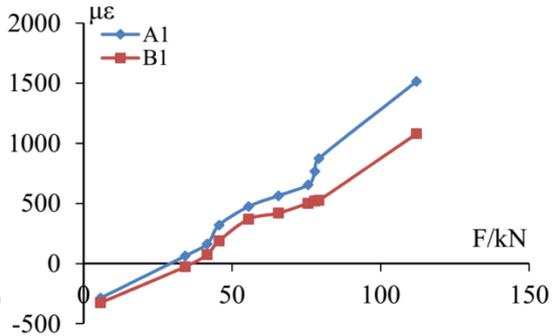
钢筋应变测点布置如 2-9，主要量测装配柱试件 4 根纵向钢筋在固定端的应变，在试验中作为试件屈服的判定依据及对比不同连接方式的传力效果。图 2-18 为试件固定端边缘钢筋应变随试验承载力的变化曲线，图中 $\mu\epsilon$ 表示钢筋微应变，绘图应变测点的位置与作动器同侧，当作动器对试件施加推力时，顶端推力的作用使得此位置钢筋受拉。



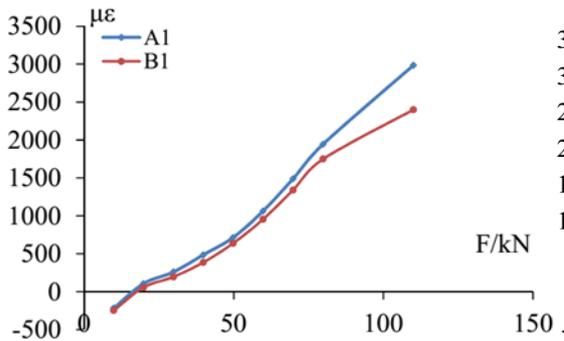
(a) XJ1 钢筋应变



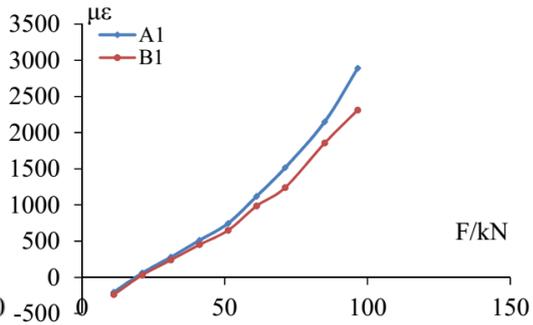
(b) ZP1 钢筋应变



(c) ZP2 钢筋应变



(d) ZP3 钢筋应变



(e) ZP4 钢筋应变

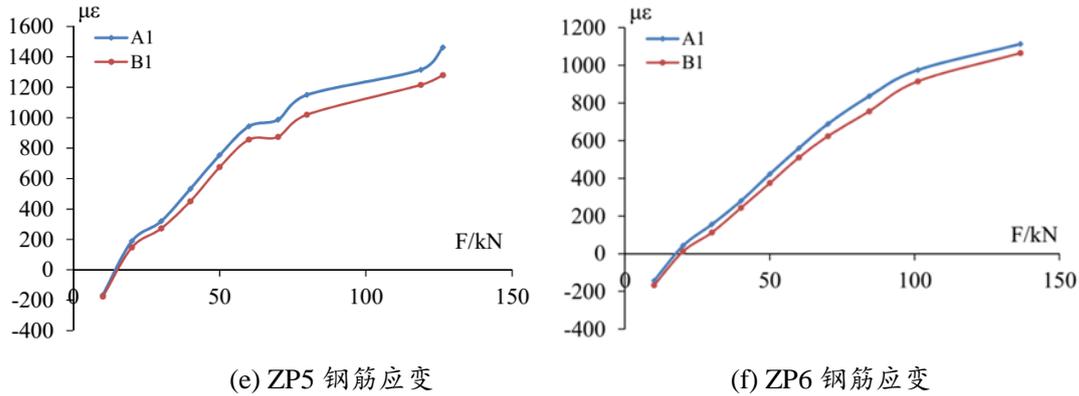


图 2-18 装配柱试件位钢筋应变变化曲线

从图 2-18(a)结合前述分析，在试件屈服时，受拉钢筋没有达到屈服应变，钢筋应变在试件屈服前近似线性的增加，但增长较缓慢。试件屈服时，现浇试件钢筋对应应变数值为 1546.57 $\mu\epsilon$ ；试件屈服后，钢筋应变有显著的增加。图图 2-18(b)~(f)为装配试件钢筋应力随水平作用力的变化曲线，取各个试件的 1 号测点，A1 代表预制构件外伸钢筋、B1 代表地梁预留的外露钢筋，比较 A1 和 B1 的变化趋势及应变绝对值，判断不同连接方法应用于节点试件的传力效果。

由图 2-18，各种连接方法在试件屈服前都有较好的传力效果。同位置两根钢筋的应变变化趋势相同，在试件屈服前，应变近似线性的变化，在试件屈服后，应变曲线趋于平缓。这是由于试件屈服后，钢筋混凝土的粘结滑移破坏，应变片超出其量程后，应变值出现一定程度的失真，即同钢筋之间的粘结可能出现滑移。

表 2-8 将各个试件应变作差后取百分数进行比较，得出不同连接方法的传力效果之间的差异。ZP1 屈服状态和极限状态时与初始状态偏离值在所有试件中差异最大，ZP1 采用 U 型套箍连接，应力由 U 型钢筋或通长钢筋传递给后浇混凝土后再传递给另一侧预制构件。这种连接抗拉、抗拔能力较强，但抗压性能不好，后浇混凝土在反复拉压荷载作用下发生破坏后，连接失效较快。装配试件 ZP2、ZP5 和 ZP6 钢筋应变传力效果较好，试件达到屈服状态时应力传递的损失约 5% 上下，极限状态时的应力损失约 7%，小于其他试件 10% 以上的应力损失值。

表 2-8 不同连接方式装配试件钢筋传力应力损失比较

试件编号	ZP1	ZP2	ZP3	ZP4	ZP5	ZP6
初始荷载	12.0%	3%	11.4%	14.1%	6.63%	7.5%
屈服状态	28.5%	8.4%	16.6%	22.1%	11.5%	12.4%
极限状态	30.4%	10.7%	21.4%	25.2%	14.3%	13.5%
初始-屈服 偏离值	16.50%	5.40%	5.20%	8.00%	4.87%	4.90%
初始-极限 偏离值	18.40%	7.70%	9.80%	11.10%	7.67%	6.00%

注：表格前 3 行为同位置应变片数值差值的百分比，后 2 行为屈服和极限状态与初始状态差。

2.4.6 刚度退化分析

地震时建筑物所受的地震作用大小，与建筑物动力特征密切相关。根据《建筑抗震设计规范》^[46]及张弢^[48]论文中的结论，结构总水平地震作用的大小跟结构抗推刚度的平方根成正比。结构刚度会随着往复荷载作用次数的增加而相应降低，结构刚度发生退化后，内力会发生重分布效应，从而引起结构受力状况及位移形态的变化。因此，要对新型节点试件在试验过程中的刚度变化进行分析。

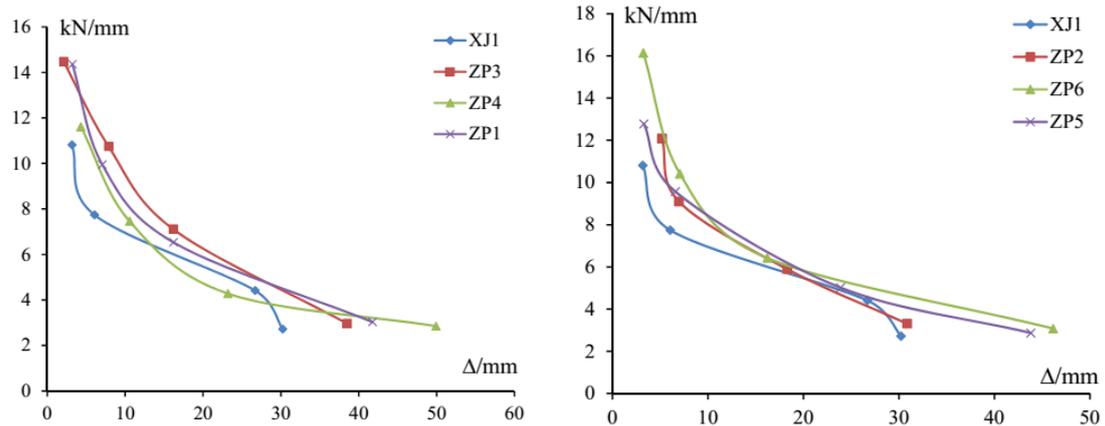
根据《建筑抗震试验方法规程》^[41]，试件的刚度可以用割线刚度来表示，割线刚度的计算式如式(2-4)：

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (2-4)$$

其中， F_i 和 X_i 分别表示第 i 次峰值点时所对应的荷载和位移。各个试件在开裂荷载、屈服荷载、峰值荷载及极限荷载下所对应的刚度如下表 2-9 所示。将试件 XJ1、ZP2、ZP5、ZP6 和试件 ZP1、ZP3、ZP4 的刚度退化曲线分别绘制在图 2-19 上。

表 2-9 不同连接方式装配柱刚度比较

试件编号	XJ1	ZP1	ZP2	ZP3	ZP4	ZP5	ZP6
开裂刚度	10.81	14.36	12.08	14.47	11.61	12.78	16.14
屈服刚度	7.74	9.95	9.09	10.74	7.46	9.57	10.41
峰值刚度	4.41	6.53	5.89	7.1	4.28	5.02	6.42
极限刚度	2.72	3.03	3.31	2.96	2.85	2.87	3.08



(a) ZP1、ZP3、ZP4 与 XJ1 刚度退化对比 (b) ZP1、ZP3、ZP4 与 XJ1 刚度退化对比
图 2-19 试件刚度退化分析

从图 2-19(a)中，3 个装配试件分别采用 U 型套箍连接及在 U 型套箍连接基础上用钢筋直径 10 倍长度错位和不错位焊缝连接，而图 2-19(b)，3 个装配试件焊缝长度增加，或者钢筋采用冷挤压套筒的方式进行连接。装配试件的初始刚度

相对于现浇试件有一定提高。所有试件的刚度在试件混凝土开裂后到试件屈服状态前,下降速度较快,这一阶段,由于混凝土出现较多的受拉裂缝且这一阶段裂缝发展较快,试件损伤累积明显,产生不可恢复的变形,所以呈现出刚度的快速下降。试件进入屈服状态,采用位移控制加载后,往复荷载的作用主要是使已经存在的裂缝张开、闭合,新产生的混凝土裂缝较少,钢筋屈服后持续加载产生一定程度的强化,抵消了一部分由于混凝土损伤及钢筋混凝土之间粘结力失效退出工作所带了的刚度下降,所以此时试件刚度的下降速度减慢。

结合表 2-9 在各个装配试件中,ZP6、ZP5、ZP2 的刚度明显高于其他装配试件,且这 3 个试件的刚度退化曲线与现浇试件的变化趋势最为接近。由此可见,采用挤压套筒连接或者在 U 型套箍连接的基础上,将错位搭接的钢筋单面施焊,能够获得理想的连接效果,同时也能简化施工时预制构件固定的工序。

2.4.7 试件耗能能力分析

试件的耗能能力,可由滞回曲线中单个滞回环所包裹的面积来衡量,选取试件在开裂荷载、屈服荷载及峰值荷载所对应的首次加载循环的滞回环,采用 Origin 软件求得单个滞回环面积如表 2-10。

从 2-10 表中,在力控制加载阶段,滞回环面积数值都很小,结构内部损伤极少,基本不耗能。屈服循环所耗散的能量约为开裂循环所耗散能量的 5~10 倍。试件在位移控制加载阶段,损伤逐渐积累,滞回环的面积随着损伤的积累快速增长。峰值循环滞回环包裹的面积是屈服循环时的 8~12 倍。对峰值循环滞回环的面积进行比较,发现 ZP1 的滞回环面积在所有试件中最小,其他预制构件钢筋或采用焊接,或采用冷挤压套筒连接,随着钢筋连接的加强,滞回环包裹的面积越大,说明这种连接方法的试件耗能能力越强。

表 2-10 试件不同状态滞回环面积(单位: kN/m)

试件编号	开裂循环	屈服循环	峰值循环
XJZ1	8.586	101.435	1428.717
ZPZ1	12.873	80.95	887.54
ZPZ2	20.293	142.36	1549.516
ZPZ3	12.456	105.74	964.716
ZPZ4	18.267	134.57	1181.984
ZPZ5	17.283	176.25	1850.74
ZPZ6	16.223	204.775	2146.35

2.5 本章小结

本章主要设计了装配式钢筋混凝土剪力墙结构新型节点抗震性能试验，并对试验结果进行分析。试件的设计主要基于前期研究成果 U 型套箍连接中所出现的问题以及对现有节点连接方式的调研，提出了几种改进的连接方法，制作了带拼装缝的装配柱，进行拟静力试验，对比不同连接方法装配柱的破坏形态、承载能力、骨架曲线、滞回曲线及钢筋应变分布等性能，得出结论如下：

(1) 所设计试件在轴压力及试验荷载作用下，属于小偏心试件，在往复荷载作用下呈现受压钢筋先屈服的屈服状态。

(2) 由于后浇缝浇筑时试件平放浇筑，且后浇混凝土强度高于预制混凝土，所以装配试件的承载能力高于现浇试件。因此，后浇混凝土强度及新老混凝土界面密实程度有保障的前提下，几种改进型的连接方法都是有效的。

(3) 比较几种不同的改进型连接方法，以钢筋冷挤压套筒连接、U 型套箍连接辅以钢筋 15d 焊缝焊接及满焊焊接几个连接方法传力效果最优，耗能能力最强。对施工负责程度加以考虑的话，建议优先考虑采用冷挤压套筒连接配合 U 型套箍连接，完成装配试件的连接。

3 装配式剪力墙水平缝不同连接方法抗震性能试验研究

3.1 装配式剪力墙构件试验模型选取及试验目的

剪力墙结构体系，包括框架-核心筒、框架-剪力墙结构体系在高层建筑中应用广泛。在对于高层建筑的实际情况计算分析中及目前的研究中，结构中节点是保证结构构件之间连接可靠，提高结构整体抗震性能的关键。我国《建筑抗震设计规范》^[46]使用的是基于性能的抗震设计方法，要求实际工程结构的设计满足“强柱弱梁、强剪弱弯、强节点弱构件”的性能设计要求。剪力墙结构中，剪力墙是最重要的水平力抗力构件，装配式剪力墙的水平缝直接决定了剪力墙结构体系的整体性，是保证装配式剪力墙结构抗震性能的关键。

基于本文第二章试验结果以及课题组前期研究成果^[49]，分别研究 U 型套筒连接方法对于不同墙肢长度的适用性及将约束边缘构件钢筋改用冷挤压套筒连接后的水平缝装配式剪力墙的抗震性能。采用的试验方法为拟静力试验，模型原型为实际剪力墙结构中的底层墙体，拟测试的试验内容包括装配式剪力墙结构的破坏现象与现浇试件破坏现象对比，滞回曲线及骨架曲线分析，钢筋应变分析，平截面假定符合程度检验，试件耗能能力分析等内容。

3.2 试件设计及制作

试验一共制作 5 个剪力墙试件进行拟静力试验，试件的制作方式见表 3-1，试件按《混凝土结构设计规范》^[40]进行设计，剪力墙高度取结构层通常层高 2900mm，剪力墙在平面内长度为 1700mm，墙体厚度为 200mm，全截面材料为钢筋混凝土。在试件顶端设置高 400mm 的暗梁作为加载分配梁，装配试件预制墙体与底座之间设置高度为 250mm 的后浇缝。试件平面尺寸及配筋如图 3-1。其中，在装配试件的后浇区设置了改善试件抗剪性能的剪力键，HWS2/HSW3 剪力键设置是将后浇区边缘构件的高度提高 100mm 到 350mm，HWS4/HSW5 在后浇缝位置设置 5 个凸起的键槽，凸起高度 20mm。

表 3-1 试件制作及装配方式

编号	制作方式	边缘钢筋连接	分布钢筋连接	后浇缝剪力键设置
HSW1	现浇	整体	整体	现浇
HWS2/HSW3	装配	U 型套筒	U 型套筒	边缘构件后浇缝加高
HSW4/HSW5	装配	冷挤压套筒	U 型套筒	后浇缝小齿槽

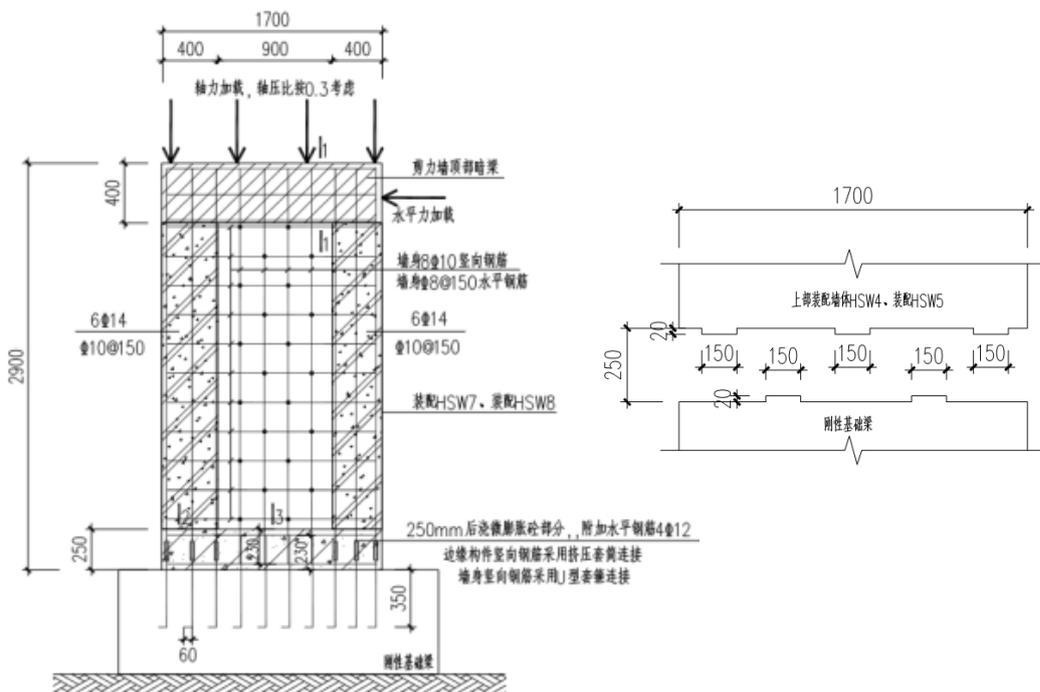
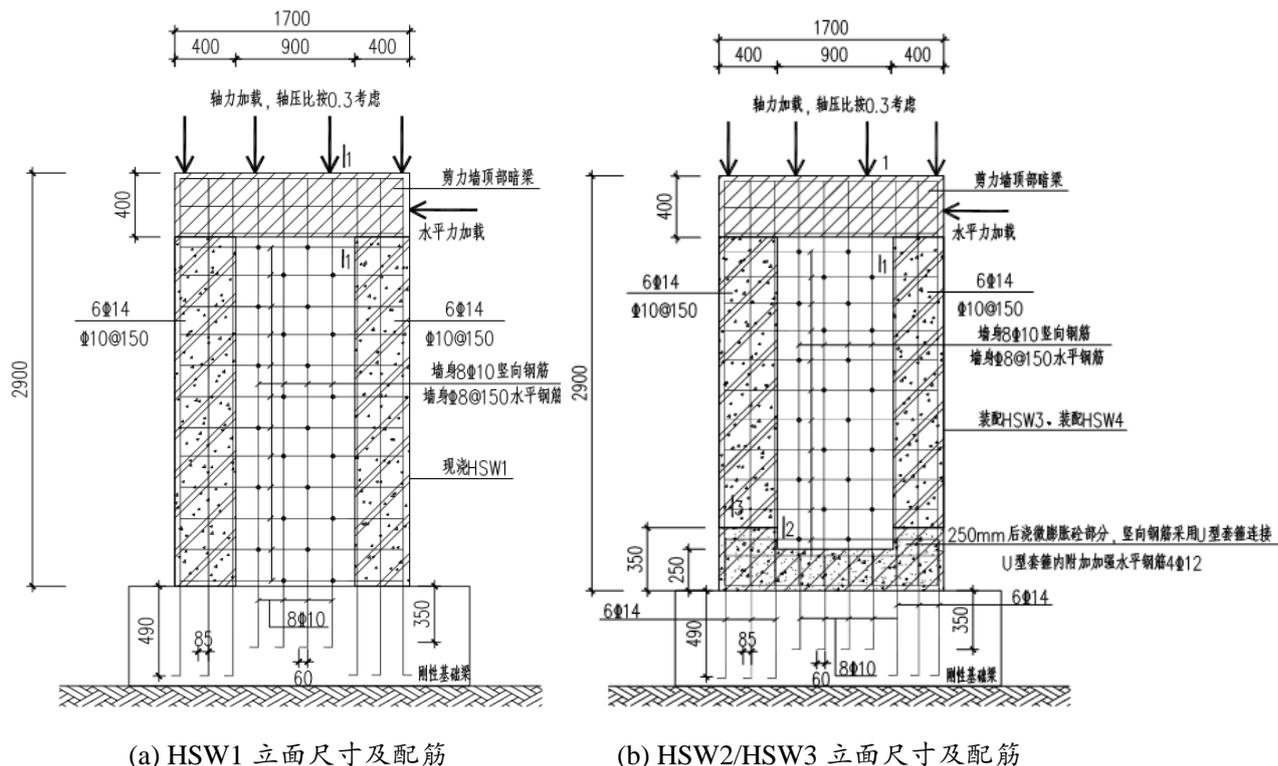


图 3-1 试件平面尺寸及配筋图示

现浇试件及装配式试件的预制部分混凝土强度等级为 C30，试件拼装缝的后浇混凝土采用强度等级为 C40 的微膨胀混凝土，膨胀剂的掺量为水泥用量的 5%，试件采用钢筋为 HRB400 钢筋。

图 3-5 为试件制作照片。试件地梁通过地锚螺杆与实验室地面固定。后浇区

施工，模板高度高于后浇缝高度，并预留两个洞口浇筑后浇的微膨胀混凝土。



(a) 试件装配照片



(b) 后浇区钢筋应变测点布置



(c) 混凝土后浇区模板及施工洞预留

图3-2 墙体试件制作照片

3.3 试验制度与试验方案

对剪力墙试件进行拟静力试验研究，拟静力试验轴压比为 0.3，利用千斤顶通过分载梁对墙体顶部施加恒定轴压力，根据混凝土材料性能试验混凝土立方体试块抗压强度标准值结果确定轴压力。利用 1000kN 作动器通过加载装置施加水平向往复低周荷载，加载装置由 4 根精轧螺纹钢及钢板组成，使得单个作动器能完成对试件的推拉荷载作用。

试验加载制度与加载装置同本文 2.3.2 小节。计算得剪力墙顶部的竖向轴压力为 1740kN，同样采用力-位移双控加载方法，加载装置如图 3-3 所示。



图3-3 剪力墙试件低周反复荷载加载装置

3.4 材料性能试验

装配式剪力墙拟静力试验试件预制部分采用强度等级为 C30 的混凝土，后浇部分混凝土按强度等级 C40 配置，掺加水泥用量 5% 的微膨胀剂，掺加膨胀剂后对混凝土的强度有一定降低。试验所用钢筋全部为 HRB400 钢筋。

混凝土试块材料强度如下表 3-2 所示，现浇试件 HSW1 和装配试件的预制部分采用同一批混凝土，装配试件 HSW2/HSW3 与 HSW4/HSW5 采用不同批次后浇混凝土。试件 HSW2 和 HSW3 所用后浇混凝土，由于膨胀剂掺量控制不够严格，施工时混凝土未充分搅拌及振捣，28 天强度值出现明显降低。

表 3-2 试件混凝土试块强度实测平均值

混凝土类别	预制及现浇混凝土	HSW2/HSW3 后浇混凝土	HSW4/HSW5 后浇混凝土
混凝土强度/MPa	31.25	26.50	30.84

表 3-3 列出剪力墙试件所用钢筋实测强度的平均值，包括 C10 和 C14 两种型号钢筋。试件主筋 $\Phi 14$ 的强屈比满足规范要求， $\Phi 10$ 钢筋作为试件箍筋及分布钢筋使用，由于尺寸效应及锈蚀的原因，强屈比低于规范要求。

表 3-3 钢筋强度实测值

d / mm	f_y / MPa	f_u / MPa	$\varepsilon_y / \times 10^{-6}$	强屈比
$\Phi 10$	532	613	2666	1.15
$\Phi 14$	442	558	2210	1.26

3.5 试验结果分析

3.5.1 试验现象及试件破坏机理

装配式剪力墙试件在各阶段的破坏状态见表 3-4。由于试件 HSW2 与 HSW3，

试件 HSW4 与 HSW5 分别采用相同尺寸，配筋相同，运用同一批材料，所以将试件 HSW2 同 HSW3，试件 HSW4 同 HSW5 一同描述试验现象。

表 3-4 剪力墙试件各阶段试验现象

试件	HSW1	HSW2/HSW3	HSW4/HSW5
弹性阶段	墙顶施加轴压力后，顶端位移随水平荷载增长线性增加。	墙顶施加轴压力后，顶端位移随水平荷载增长线性增加。	墙顶施加轴压力后，顶端位移随水平荷载增长线性增加。
开裂阶段	当水平荷载达到 500 kN 时，试件根部上高约 100mm 处混凝土出现第一条水平裂纹；随着水平荷载的增加，沿着高度方向新出现混凝土的水平裂缝，同时原有裂缝不断加深和发展。	当水平荷载达到 400 kN 时，剪力键边缘处后浇混凝土上表面，混凝土出现第一条水平裂纹；随着水平荷载的增加，界面混凝土裂缝沿剪力键不断延伸，沿着高度方向预制部分新出现混凝土的水平裂缝，同时原有裂缝不断加深和发展。	当水平荷载达到 350 kN 时，在后浇混凝土与预制构件接触上表面，混凝土出现第一条水平裂纹；随着水平荷载的增加，界面混凝土裂缝不断延伸，沿着高度方向剪力墙预制部分新出现混凝土的水平裂缝，同时原有裂缝不断加深和发展。
屈服阶段	加载到 650 kN 时，试件受压钢筋屈服，判断试件进入屈服状态，屈服位移为 10mm，采用位移控制加载。当荷载增加到 30mm 时，试件的水平裂缝逐渐斜向发展。此阶段试件约每 150mm 高度出现一条新的水平裂缝，最高一条水平裂缝高度为 900mm。	加载到 500 kN 时，试件受压钢筋屈服，判断试件进入屈服状态，屈服位移为 8mm，采用位移控制加载。此时，预制构件与后浇混凝土上、下界面裂缝出现贯通现象，同时裂缝开始斜向发展。预制构件距后浇缝高约 300mm 高度出现一条新的水平裂缝。	加载到 600kN 时，试件受压钢筋屈服，判断试件进入屈服状态，屈服位移为 10mm，采用位移控制加载。此时，混凝土后浇区中部开始出现水平裂纹，伴随后浇缝的裂缝贯通，同时裂缝开始斜向发展。预制构件端部每隔 300mm 高出现新的水平裂缝。
极限阶段	当位移达到 40mm 时，现浇试件达到峰值荷载 889.34 kN，试件斜向裂缝贯通，在试件根部，混凝土出现多条竖向裂缝，边缘部分混凝土发生剥落。	当位移达到 24.28mm 时，试件达到峰值荷载 659.75 kN，试件斜向裂缝贯通，在后浇混凝土区，出现竖向裂缝。预制构件约束边缘构件钢筋底部区域出现少量与混凝土粘结破坏现象。	当位移达到 31.56 mm 时，试件达到峰值荷载 760.52 kN，预制构件斜向裂缝与界面混凝土水平裂缝相互贯通，预制墙体最高水平裂缝约在墙体高 1000mm 处，后浇区出现混凝土剥落。
破坏阶段	墙顶水平位移进一步增长，试件发生脆性破坏。	当墙顶水平位移加载到 18mm，墙顶水平力下降至 510.31 kN。剪力墙后浇缝根部受拉侧出现较宽开脱，受压侧混凝土严重剥落，试件破坏。	墙顶水平位移加载到 38.12mm，墙顶水平力下降至 620.57 kN，为峰值荷载的 81%。试件承载力显著下降，但界面没有发生裂缝明显开脱，未发生脆性破坏。

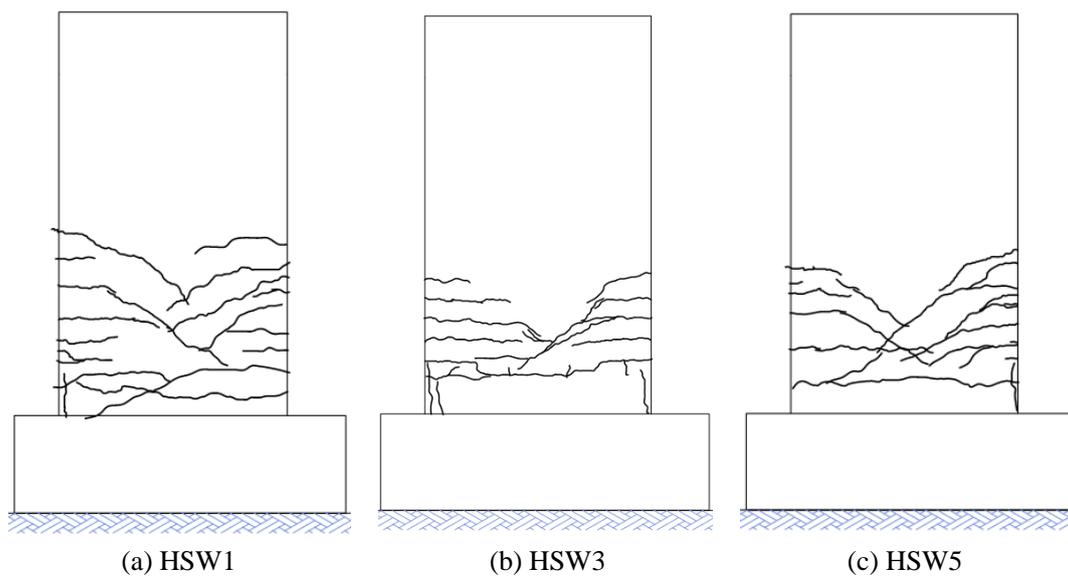
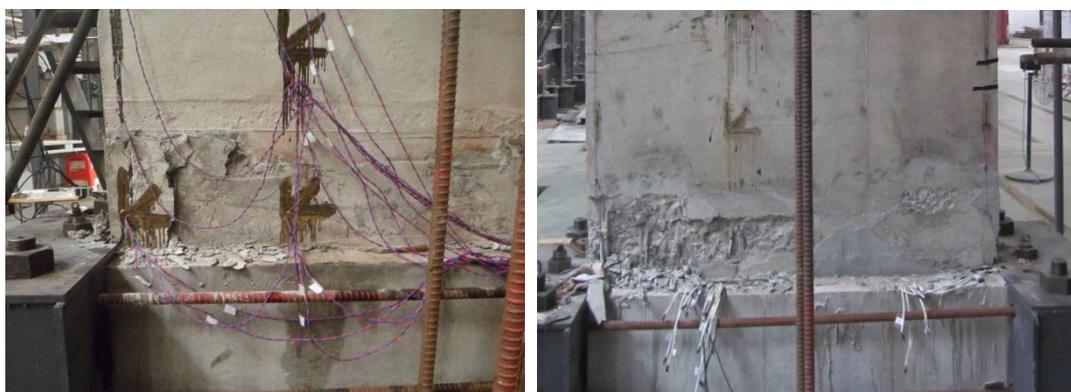


图 3-4 剪力墙试件裂缝分布示意图



(a) HSW1 破坏时裂缝分布 (b) HSW3 作动器侧裂缝分布 (c) HSW5 破坏时裂缝分布



(d) HSW3 后浇混凝土剥落 (e) HSW3 后浇区钢筋压屈

图 3-5 剪力墙试件破坏时照片

不同试件破坏时的裂缝分布如图 3-4 所示。各试件的裂缝分布高度范围主要集中在试件地梁上部 0~1000mm 的范围内。试件裂缝以水平裂缝为主,在水平荷载及顶部轴向压力的共同作用下,混凝土截面主拉应力产生的拉应变超过混凝土的极限抗拉强度,混凝土截面开裂。图 3-4(b)、图 3-4(c)中,装配试件在后浇混凝土的上部产生贯通裂缝,并且裂缝首先在预制混凝土与后浇混凝土之间的界面开展,这是由于后浇混凝土强度由于膨胀剂掺量偏高而降低,同时未在后浇缝位置全截面留设施工洞,使得后浇混凝土浇筑不密实,导致界面粘结力差,在水平荷载作用下被拉坏。

所有试件进入屈服阶段后,水平方向发展的裂缝转由斜向发展,并逐步贯通,装配试件斜裂缝贯通后与界面混凝土的通缝连接。相比现浇试件 HSW1,装配试件 HSW3、HSW5 的裂缝发展高度较低,由于混凝土界面开裂较早,此部分较早退出工作,耗能能力偏低。试件 HSW5 相比与 HSW3,裂缝的发展高度增加,同时裂缝的分布更接近现浇试件,可以推断约束边缘构件采用冷挤压套筒连接效果要优于采用 U 型套箍将钢筋进行连接。

剪力墙试件破坏时的照片如图 3-5 所示,由于试件 HSW2/HSW3 约束边缘构件仍采用 U 型套箍连接,相比 HSW4/HSW5 边缘构件钢筋采用冷挤压套筒连接,纵向钢筋在接缝处不连续,导致其传力效果不连续。后浇区混凝土在拉压往复应力作用下开裂后,部分退出工作,使得受压侧 U 型钢筋通过粘结传力的同时,通过挤压后浇区混凝土来抵抗受压变形,U 型钢筋竖直段出现外鼓现象。在试件的受拉侧,U 型钢筋锚固的混凝土区域需要通过粘结传递应力,但在拉应力作用下发生开裂后,裂缝进一步扩展,裂缝区域混凝土不能传递粘结应力,U 型钢筋在后浇区内往复运动,使得混凝土较大面积剥落。而试件 HSW4/HSW5,由于边缘构件钢筋采用冷挤压套筒连接,且接头的已被试验证明传力明确、有效,所以在后浇区连接钢筋应力连续变化,试件未出现较大面积混凝土剥落的现象,但因为冷挤压套筒的存在,削弱了保护层厚度,出现了轻微的混凝土脱落现象。

3.5.2 水平力-位移骨架曲线

骨架曲线是试件抗震性能的综合体现,选取三个典型的试件骨架曲线进行分析,并对比试验与计算方法所得出来的承载力,判断装配式剪力墙对比传统规范在计算方法上的适用性。

首先判断剪力墙试件属于大偏心状态或小偏心状态,采用界限轴压力 N_b ^[45] 的方法进行判断,当剪力墙实际所受轴力 $N \leq N_b$ 时,剪力墙试件为大偏心受压状态,否则试件为小偏心。 N_b 按公式 (3-1) 进行计算。

$$N_b = \alpha_1 f_c b h_0 + f_y' A_s' - f_y A_s \quad \text{按} \quad (3-1)$$

计算得 $N = 1740kN$ 小于界限轴压力 $N_b = 2474kN$, 因此判断试件为大偏心试

件, 计算其极限承载力时, 受拉侧的钢筋达到屈服状态。大偏心试件的极限承载力计算参考《混凝土结构设计规范》^[40]公式 (6.2.19-1~6.2.19-4) 进行计算, 墙顶计算水平极限承载力见表 3-5。

表 3-5 剪力墙试件承载能力比较

试件编号	开裂荷载/kN	屈服荷载/kN	峰值荷载/kN	破坏荷载/kN	计算极限承载力/kN
HSW1	400	650	889.34	-	
HSW2	400	500	650.75	510.31	
HSW3	386.75	586.75	694.15	630.3	943
HSW4	350.22	603.58	780.42	650.24	
HSW5	350.56	600.74	760.52	620.57	

相比现浇试件 HSW1, 在墙体顶部水平力作用下, 剪力墙底部截面产生较大弯矩。在底部截面位置, 混凝土应变超过其极限拉应变, 出现混凝土水平拉裂缝。对于装配试件, 由于新老混凝土的界面粘结不够密实, 界面的抗力小于试件底部混凝土的抗力, 装配试件先于现浇试件出现水平裂缝。试件 HSW4、HSW5 相对 HSW2、HSW3, 开裂荷载更小, 是由于边缘钢筋采用冷挤压套筒连接, 在一定程度上削弱了混凝土保护层厚度, 降低了整体性。同时其边缘后浇缝的位置相对于全截面 U 型套箍连接的试件 HSW2、HSW3 要低 100mm, 所以界面处在顶端同样等级的荷载作用下, 其开裂更早。

在试验时, 由于钢筋的受压屈服先于受拉钢筋屈服, 所以将受压钢筋屈服作为试件屈服的判断依据。装配试件后浇混凝土在拉应力的作用下, 较早发生破坏, 导致钢筋在往复荷载作用下, 需要分担更多应力, 所以试件的屈服荷载与钢筋连接的连续状态呈正相关, 现浇试件 HSW1 钢筋整体连续, 屈服荷载最大; 装配试件 HSW4、HSW5 边缘钢筋采用冷挤压套筒连接, 传力路径明确, 效果较好, 屈服荷载较大; 装配试件 HSW2、HSW3 全截面钢筋采用 U 型套箍连接传力, 在混凝土开裂后, 传力性能下降快, 屈服荷载最小。

所有试件中, 现浇试件峰值荷载最大, 现浇试件在位移控制加载阶段后期, 发生突然破坏, 底部区域混凝土出现脆性断裂, 同时, 由于试验设备最大水平力为 1000kN, 现浇试件峰值荷载已达到设备最大力的 90%, 所以未测量现浇试件的破坏荷载。装配试件的峰值荷载相对于现浇试件有一定程度下降, 采用 U 型套箍连接的试件下降相比边缘钢筋采用冷挤压套筒连接的试件要大。一方面, 试件的破坏形态主要是底部区域混凝土的压溃发生破坏, 而后浇混凝土由于掺加膨胀剂以及施工时界面密实程度的影响, 而削弱后浇混凝土的抗压强度; 另一方面, 由于装配试件的钢筋连续程度相比现浇试件有所降低, 在后浇混凝土开裂后, 钢筋和混凝土之间的粘结力损失较多, 导致试件较早发生破坏。三个典型试件的骨架曲线如图 3-6。

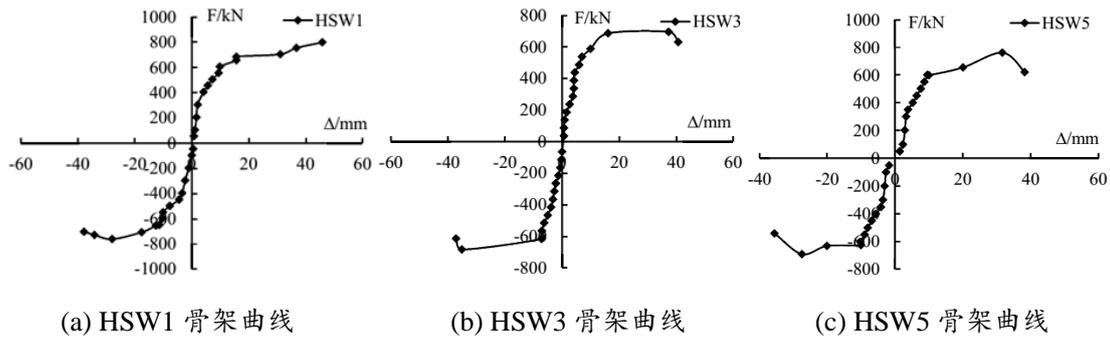


图 3-6 装配式剪力墙水平缝 U 型套箍连接试件骨架曲线

试件屈服前，骨架曲线上试件的刚度变化很小，试件顶端水平位移随着水平力的增长而近似线性发展。试件屈服后，加载方式从力控制转变为由位移控制。随着水平位移的增加，试件骨架曲线的坡度趋于平缓，试件的刚度下降，承载能力不再增加或增加缓慢，但试件的位移发展较快。随着水平位移的进一步增加，试件承载力在到达峰值后逐渐下降，位移进一步增长，发生不能承载的破坏。可以看到，三个试件的骨架曲线基本相同，而 HSW1、HSW5 在试件发生屈服后，承载能力还有较大增长，试件 HSW3 在屈服后，承载力基本处于同一平台，增长较小，可以认为其安全储备不够。试件正、反两个方向的骨架曲线并不是严格对称，这主要是由于加载设备只位于试件一端，另一端通过螺杆及钢板与试件相连，试验时加载辅助装置的位移部分抵消了试件的位移。

3.5.3 水平力-位移滞回曲线

滞回曲线体现了钢筋混凝土结构或构件的非线性特征，是衡量其抗震性能的重要指标之一。选取 3 个典型试件的水平力-位移滞回曲线如图 3-7 所示。

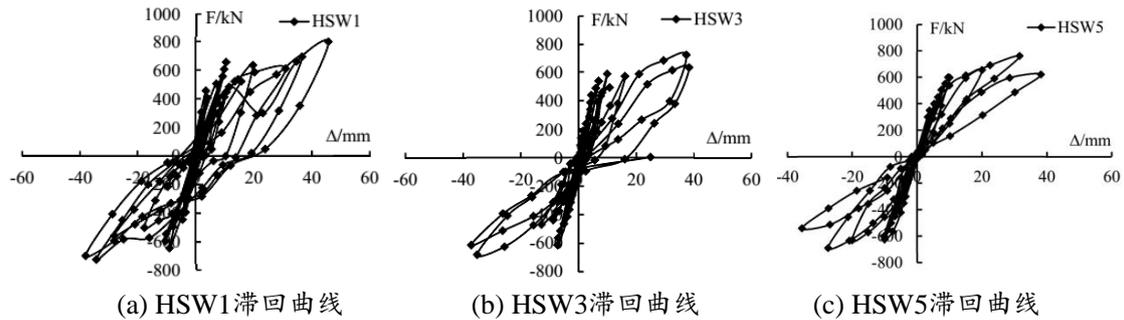


图 3-7 剪力墙试件滞回曲线

由图 3-7 剪力墙试件滞回曲线可得：

在荷载控制加载阶段，所有试件的滞回环面积均比较小，基本处于弹性阶段，耗能很小。试件屈服后，进入位移控制加载阶段，不同屈服位移等级下，随着水平位移等级的增加，即试件滞回环包裹的面积随之增加，试件的耗能增长明显。

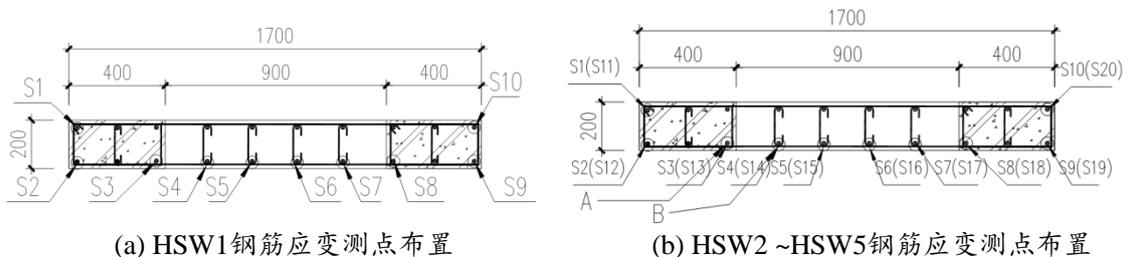
从试件滞回曲线形态来看属于“弓形”滞回曲线，现浇试件和装配试件都有较强的塑性变形能力。由于钢筋混凝土构件滞回曲线的捏拢程度主要取决于混凝土

受拉裂缝的开展宽度、受拉钢筋伸长应变、钢筋与混凝土的相对滑移，以及混凝土受压塑性(残余)变形的积累、中和轴的变化等因素^[47]。现浇试件相比于装配式试件，同等荷载条件下，混凝土受拉区裂缝的开展宽度较小，混凝土的塑性变形也较小，钢筋和混凝土之间的粘结滑移破坏要晚于现浇试件，导致钢筋和混凝土之间的粘结滑移出现较晚，所以现浇试件滞回环包裹面积较装配式试件要大，“捏拢”现象明显。

从滞回曲线角度对试件进行刚度分析，在位移控制加载阶段，图 3-7(b)、3-7(c)中滞回环端点连线的斜率明显低于图 3-7(a)，两种不同连接方法的装配式试件相比现浇试件都有明显降低，这是由于后浇缝与预制构件界面破坏较早，同时后浇缝位于剪力墙底部，在顶端水平力作用下，底部区域应力是整个试件中应力最大的区域，界面破坏后，截面的刚度被显著削弱，在大位移的作用下，刚度发生明显退化。

3.5.4 试件钢筋应变分析

对装配式剪力墙试件的钢筋应变布置测点，用于试验时对试件屈服的判断，装配式试件对于平截面假定的符合程度以及本文提出的装配式试件钢筋连接方法的传力效果。试件 HSW1 应变测点位置位于地梁顶面高 50mm 的截面处的钢筋上，试件 HSW2~HSW5 钢筋应变测点在同一位置钢筋处布置 2 个，分别在地梁顶面 50mm 处及地梁顶面 200mm 处。钢筋应变测点布置如图 3-8 所示。



(a) HSW1 钢筋应变测点布置

(b) HSW2 ~ HSW5 钢筋应变测点布置

图 3-8 剪力墙钢筋应变测点布置图示

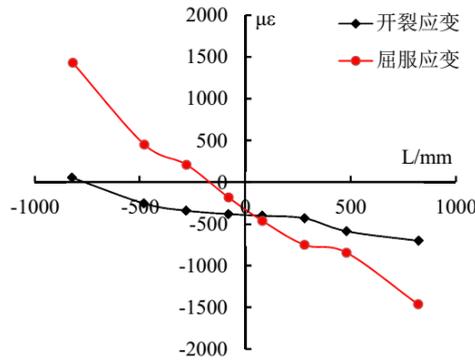
三个典型试件在低周往复荷载作用下的应变同截面位置变化的关系曲线如图 3-9 所示。由于钢筋屈服后，试件中钢筋和混凝土之间已经发生粘结滑移破坏，损伤不断累积，此时钢筋应变片可能与钢筋没有完全粘合，导致钢筋应变的测试值离散程度大，所以钢筋屈服后的试件应变分布状况本章未进行分析。

三个试件在开裂及屈服状态下，应变近似呈线性分布，装配式试件的变化趋势与现浇试件基本相同，截面钢筋应变数值呈现两边大，中间小的变化趋势，认为装配式试件在钢筋屈服前，是满足平截面假定的，可以安装现浇混凝土结构的设计规范对装配式试件进行设计和计算。

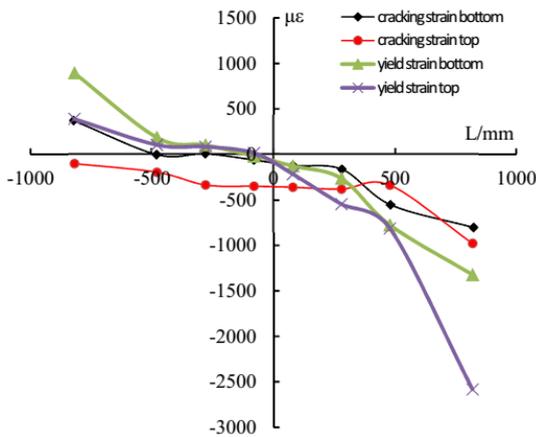
图 3-9(b)、3-9(c)分别为试件 HSW3 和试件 HSW5 的应变分布变化曲线，其中，cracking strain 和 yield strain 分别表示开裂荷载及屈服荷载下试件对应位置

的钢筋应变, **bottom** 和 **top** 分别代表支座外露的待连接钢筋和预制构件外伸的待连接钢筋。在开裂荷载和屈服荷载下, **bottom** 和 **top** 曲线变化趋势相同, 且曲线基本粘合, 但 **HSW5** 的曲线粘合度要高于 **HSW3**, 表明采用挤压套筒连接的试件钢筋传力效果更优。

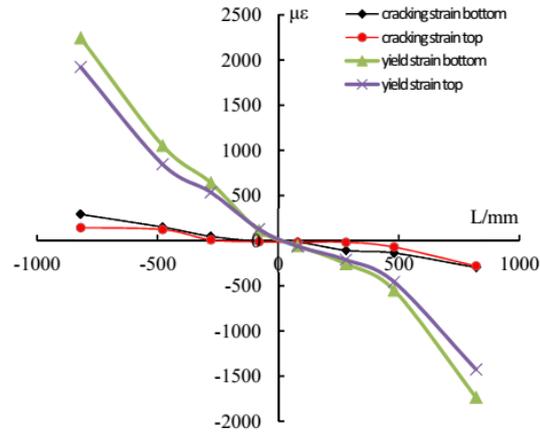
在图 3-9(b)中, 试件 **HSW3** 的受压侧和受拉侧边缘钢筋应变变化量及曲线斜率有一定差别, 而图 3-9(c)中, 试件 **HSW5** 的曲线受拉侧和受压侧应变变化趋同。这主要因为全截面 U 型套箍连接对后浇混凝土的强度要求高, 若后浇混凝土强度不够, 会显著降低这种连接方法的抗压性能, 所以全截面 U 型连接的受压侧应变在钢筋屈服后显著增大。



(a) HSW1钢筋应变曲线



(b) HSW3钢筋应变曲线



(c) HSW5钢筋应变曲线

图 3-9 典型剪力墙试件钢筋应变曲线

3.5.5 试件位移特征及刚度变化分析

试件在特征荷载作用下所对应的位移如表 3-6 所示。其中反向荷载及反向位移都不考虑正负, 为其绝对值。各个试件在开裂荷载时及屈服荷载时, 试件顶端的水平位移基本对称, 当加载方式从力控制加载转向位移控制加载后, 由于作动器设备位移行程有部分不对称的现象, 所以位移数值正、反两向加载时有所区别。

表 3-6 试件特征点对应的数值

试件 编号	特征点	F / kN		Δ / mm	
		正向	反向	正向	反向
HSW1	开裂	400	393.65	4.06	3.44
	试验屈服点	650	644.27	11.58	12.59
	峰值	889.34	756.53	45.12	27.95
	极限	-	-	-	-
HSW2	开裂	400	346	4.41	5.68
	试验屈服点	500	399.63	13.14	14.54
	峰值	659.75	549	24.28	26.32
	极限	510.31	465	31.05	28.16
HSW3	开裂	386.75	413.27	4.01	3.39
	试验屈服点	586.75	613.31	9.87	7.25
	峰值	694.15	680.1	31.79	35.12
	极限	630.3	612.1	40.53	37.14
HSW4	开裂	350.22	350.83	4.02	3.95
	试验屈服点	603.58	597.64	9.13	9.64
	峰值	780.42	672.59	32.14	28.17
	极限	650.24	562.64	39.35	34.52
HSW5	开裂	350.56	356.23	3.83	4.16
	试验屈服点	600.74	600.09	9.54	10.24
	峰值	760.52	689.41	31.56	27.14
	极限	620.57	540.56	38.12	35.45

根据试件的位移特征值，按式(2-2)计算各个试件的位移延性系数，按式(2-3)计算各个试件在不同荷载条件下的刚度变化，计算结果如表 3-7 所示。

表 3-7 装配式剪力墙试件刚度及延性系数计算表格

试件编号	HSW1	HSW2	HSW3	HSW4	HSW5
开裂刚度	105.82	73.93	76.54	87.96	88.46
屈服刚度	53.55	32.50	34.28	64.00	60.71
峰值刚度	22.52	23.89	20.54	24.09	24.70
极限刚度	-	16.47	16.00	16.42	15.78
延性系数	3.89	3.36	3.58	4.3	4.01

表 3-7 中，现浇试件的延性系数由于没有测到现浇试件破坏时的极限位移，采用峰值位移代替极限位计算 HSW1 的延性系数。从表 3-7 中可以看到，在两类装配试件中，HSW2 和 HSW3 的位移延性系数相对 HSW4 和 HSW5 的位移延性系数有所降低，而现浇试件 HSW1 的位移延性系数相比，高于 HSW2、HSW3，但与另外两个装配试件无法比较。综合延性系数的分析结果，采用冷挤压套筒连接的墙体延性及变形能力优于边缘钢筋采用 U 型套箍连接的钢筋。

将表 3-7 中，试件刚度退化绘图在图 3-10 中。现浇试件 HSW1 刚度退化曲

线基本在其他试件刚度退化曲线的上方变化,说明试验中,由于后浇混凝土施工使得界面不够密实,掺加膨胀剂后导致混凝土强度降低等因素的影响,装配试件在各种荷载状态下的刚度都低于传统的现浇试件。而 HSW4 和 HSW5 的刚度退化曲线整体在 HSW2 和 HSW3 上方变化,刚度相比较,试验用作相互对照的试件粘合的较好,发展趋势相同,模型制作及试验方法的离散性较小。

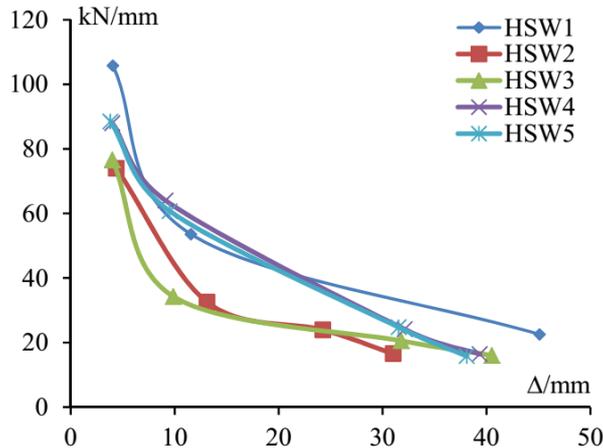


图 3-10 剪力墙试件刚度退化曲线

3.5.6 剪力墙试件耗能能力比较

将剪力墙试件不同状态下首次循环时滞回环面积求得并列于表 3-8。滞回环的面积直接体现试件在往复荷载作用下的耗能能力。

表 3-8 剪力墙试件不同状态滞回环面积(单位: kN/m)

试件编号	开裂循环	屈服循环	峰值循环
HSW1	660	1496	24650
HSW2	672	1422	18046
HSW3	542	1347	19471
HSW4	647	1681	21164
HSW5	705	1580	22613

表 3-8 中,剪力墙试件在开裂循环及屈服循环时,滞回曲线包裹的面积都较小,屈服循环包裹的面积相当于开裂循环的 2~3 倍。试件屈服后,在往复荷载作用下损伤逐渐积累,后一级荷载相比前一级荷载以及同一级荷载的后次循环和前次循环相比,滞回环的面积都有显著增长,耗能明显增加。对比单个试件在峰值状态时的耗能能力,仍与钢筋的连接效果密切相关,虽然 5 个试件的耗能能力比较接近,但仍是现浇试件 HSW1 的耗能能力最佳,边缘钢筋采用冷挤压套筒连接的试件 HSW4 和 HSW5 次之,全截面 U 型连接的试件 HSW2 和 HSW3 由于后浇混凝土强度及新老混凝土界面的影响,耗能能力最弱。

3.6 本章小结

本章主要设计了装配式钢筋混凝土剪力墙水平缝 U 型套箍连接抗震性能试验,并对试验结果进行分析。试件的设计基于前期研究成果及本文第二章小结中的建议,对原有装配式剪力墙水平缝全截面采用 U 型套箍连接的方法进行了改进,将预制剪力墙的边缘钢筋采用冷挤压套筒连接,分布钢筋采用施工操作便捷,成本较低的 U 型套箍连接方法,同时方便了施工时预制构件的临时固定。

分别制作了现浇剪力墙、全截面 U 型套箍连接以及边缘钢筋改用冷挤压套筒连接的 3 类剪力墙进行拟静力试验,研究试件的试验破坏现象、骨架曲线、滞回曲线以及钢筋应变、耗能能力等响应特征,评价试件的抗震性能,得出结论如下:

(1) 所设计试件在轴压力及试验荷载作用下,按混凝土结构设计原理相关知识进行计算,试件属于大偏心受压试件,但个别试件在试验中,仍呈现出边缘受压钢筋先屈服。

(2) 由于后浇缝施工时,预制构件及地梁在一个竖直平面内,对后浇混凝土膨胀剂掺量与后浇混凝土硬化后的收缩补偿之间的关系及膨胀剂对于混凝土千古的折减程度没有明确把握,导致了后浇混凝土强度偏低,同时在预制构件底部与后浇缝顶部的结合部位,混凝土结合不紧密,装配试件在界面处首先发生破坏。

(3) 虽后浇混凝土强度偏低虚弱了装配试件的承载能力,但装配试件的骨架曲线中仍存在一个“屈服平台”,装配试件有较好的变形能力,设计使用中考虑作为安全储备。

(4) 在试件钢筋屈服前,U 型套箍连接的钢筋和冷挤压套筒连接的钢筋都有很好的传力能力。但试件屈服后,钢筋应变迅速增加导致后浇混凝土损伤发展较快,U 型套箍连接呈现出拉压不对称的现象,这种连接方法在钢筋屈服后性能退化较快,而冷挤压套筒连接的试件在屈服后,拉压区钢筋的应变也近似对称,而且试件耗能能力明显提高。因此,后续研究及应用中,优先考虑将剪力墙边缘钢筋采用冷挤压套筒连接。

4 基于 Abaqus 不同连接形式的装配式构件数值模拟

4.1 Abaqus 非线性有限元分析概述

非线性有限元分析是丰富试验成果的重要工具之一,能够很好地弥补试验参数设定变量较少、试验成本高的不足。通过数值分析,能模拟构件和结构在各种荷载作用下的受力状态,研究不同结构参数或荷载参数对于结构自身承载能力、抗震性能、位移能力等各方面的影响,有效的指导实际工程的设计和施工。

Abaqus 是一个大型的商用非线性有限元分析软件,本文的数值模拟基于 Abaqus 平台。Abaqus 具有求解几何非线性、材料非线性、接触非线性以及组合非线性问题的能力,其数值稳定性高,容易收敛。在 Abaqus 中完成分析模型的建立有两种方式,即在 CAE(Computer Aided Engineering)中交互式的建立分析模型,或者运用软件语言文件 inp 文件完成模型的建立。在土木工程领域, ABAQUS 有两个常用的分析模块^[50], ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/ Explicit。其中, ABAQUS/Standard 能够求解领域广泛的线性和非线性问题,包括静力、动力、温度场问题; ABAQUS/ Explicit 采用显示动态有限元格式,适用于对短暂、瞬时的动态问题进行模拟。ABAQUS/ Explicit 同时,显示分析对改变接触条件的高度非线性问题分析也非常高效。

本章用 Abaqus 软件对本文第二章、第三章新型节点试验结果及装配式剪力墙水平缝 U 型套箍连接试验结果进行数值模拟,对比验证试验结果并进行补充。引入了非线性弹簧单元来考虑钢筋和混凝土之间的粘结滑移作用,同时在新老混凝土的界面,在作用力同向建立了新、老混凝土节点之间的非线性弹簧单元,剪力墙平面外和轴压力作用方向则采用线性弹簧单元来模拟界面混凝土的作用。

4.2 有限元模型的建立

4.2.1 有限单元的选取及建模过程

有限元模拟的第一步是用一个有限单元的集合将实际结构的几何形状进行离散,单元之间通过节点连接,每个单元代表着实际结构中的一个离散部分。选取合适的有限单元来模拟实际结构中的离散部分是提高有限元分析精度的重要

一环。Abaqus 中有丰富的单元库，包括壳单元、膜单元、纤维单元、梁单元、实体单元等多种类型。壳单元是平面应力单元，用来模拟那些厚度方向尺寸远小于另外两维尺寸的构件或结构^[51]，无法对平面外的作用进行模拟，所以剪力墙约束边缘构件中箍筋的作用力就无法在模拟中再现。在不同的单元族中，实体单元能够模拟的构件种类最多。本章研究中，混凝土采用 8 节点实体立方体单元，钢筋采用桁架单元在混凝土实体中进行建模。

4.2.2 有限元分析材料本构模型

4.2.2.1 混凝土本构模型

在 Abaqus 软件里面，对于混凝土材料自带了三种本构模型，其中塑性损伤模型(Concrete Damaged Plasticity)和弥散裂缝模型(Concrete Smeared Cracking)可用于隐式分析，混凝土开裂模型可以用于显示分析模块，不同的分析模型有各自的适用范围和优缺点。

Abaqus 中混凝土塑性损伤模型是基于塑性连续介质而形成的损伤模型^[52, 53]，适用范围广，能模拟结构中的梁、桁架、实体等多种不同条件下的混凝土。相比于弥散裂缝模型，混凝土塑性损伤模型不存在剪力锁死^[54]的问题，不仅能适用与模型单调加载的模拟，更可以模拟出模型在承受动力荷载、循环荷载作用下的受力性能。对于混凝土中钢筋的模拟，弥散裂缝模型要定义拉伸硬化参数来描述混凝土开裂后的应变软化行为和混凝土与钢筋之间的粘结等行为，而塑性损伤模型中，钢筋可以通过 REBAR 命令，模拟单根钢筋使用连接单元或采用共节点的方式嵌入混凝土中，这种钢筋混凝土之间粘结的模拟相对于弥散裂缝模型要更加复杂，但更能反应钢筋混凝土之间粘结的力学行为。因此，本章模拟对于混凝土材料主要采用塑性损伤本构模型。

本章混凝土本构模型采用《混凝土结构设计规范》^[40]中混凝土的单轴应力-应变关系曲线，其中 $x = \varepsilon / \varepsilon_0$ ， $y = \sigma / \sigma_0$ 。 σ_0 、 ε_0 分别为曲线的峰值应力、应变，其余参数见规范说明，其单轴应力-应变关系曲线如图 4-1。

ABAQUS 混凝土塑性损伤模型的核心假定是混凝土的破坏形式是拉裂和压碎^[55]，混凝土进入塑性后的损伤分为受拉和受压损伤，分别用 2 个独立的损伤因子来模拟由损伤引起的弹性刚度退化。模拟中混凝土的应力-应变变化曲线见图 4-2。

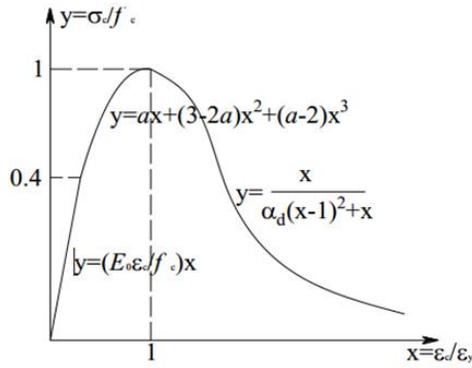
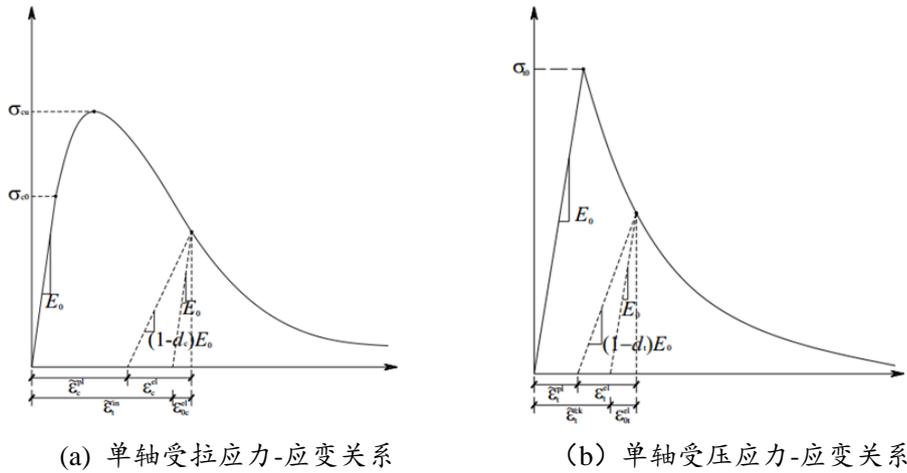


图 4-1 混凝土本构模型应力-应变曲线



(a) 单轴受拉应力-应变关系

(b) 单轴受压应力-应变关系

图 4-2 ABAQUS 混凝土塑性损伤本构模型应力-应变曲线

4.2.2.2 钢筋本构模型^[56]

钢筋本构模型采用弹塑性随动硬化单轴本构模型，参考清华大学陆新征教授个人网站^[56]中提出的适用于 ABAQUS 的材料子程序。子程序中的 3 个参数分别为 props(1)弹性模量、props(2)材料屈服强度、props(3)材料硬化刚度系数，即第二阶段刚度与弹性模量之比。钢筋本构关系如图 4-3，这种本构模型能较好地模拟钢筋的滞回性能，模拟的混凝土构件滞回曲线也能呈现出较明显的捏缩特征。

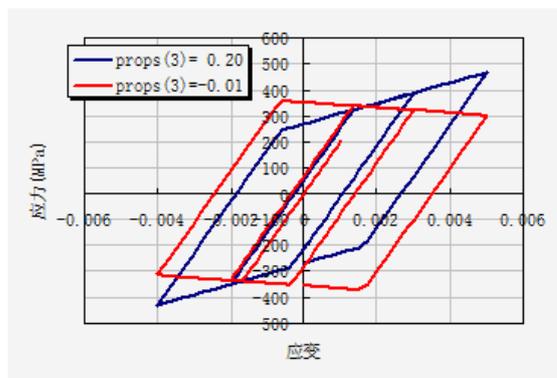


图 4-3 钢筋本构曲线示意图

4.2.3 钢筋混凝土有限元分析模型

钢筋混凝土构件中钢筋与混凝土之间粘结作用力是使得钢筋和混凝土之间能共同作用，抵抗外荷载及内力作用的关键。构件或结构中，混凝土开裂后，由于钢筋混凝土之间力学性能的差异导致两种材料之间出现变形不协调从而导致粘结力的破坏。钢筋混凝土粘结力破坏后的性能及破坏区域的发展能较真实地反映构件或结构在地震往复荷载作用下的抗震性能、耗能能力及承载力的下降状况，所以在有限元分析过程中，为尽可能真实地再现试件在低周往复荷载作用下的受力状况，需要对钢筋混凝土之间的粘结力进行模拟。

钢筋混凝土有限元建模分析方法主要有三种，即分离式模型、组合式模型和整体式模型^[57]。分离式模型是把钢筋和混凝土分别用不同的单元进行处理，在空间问题中，混凝土通常用三维实体单元来代替，钢筋则考虑到其是一种细长材料，忽略其横向抗剪刚度，采用线性单元进行模拟。分离式的模型能够通过插入连接单元对钢筋和混凝土之间的相互作用进行模拟，若不考虑粘结力破坏引起的相对滑移，连接单元可以采用刚性连接单元进行模拟；若考虑钢筋混凝土之间粘结力破坏引起的粘结滑移，可在钢筋单元和混凝土单元之间插入弹簧等连接单元或采用 ABAQUS 中用户子程序单元对粘结力的退化进行模拟。

组合式模型和整体式模型都是基于钢筋混凝土之间粘结良好，不考虑粘结滑移作用力的模型，这是它们与分离式模型最大的区别。组合式模型的核心思想是将钢筋和混凝土进行分层，对截面应变作出相应假定或认为钢筋和混凝土层处于同一个位移场中。整体式模型是将单元视为均质材料，将钢筋弥散在整个单元中，通过调整单元的刚度矩阵等力学参数，体现钢筋的性能，这两种建模方法适合对于宏观结构的有限元模拟。本章分析对象为实际剪力墙结构中的局部节点，采用分离式建模方法进行有限元分析。

4.2.4 钢筋混凝土粘结滑移的有限元实现

钢筋和混凝土是两种具有完全不同力学性能的材料，界面传力及粘结滑移的影响因素众多，同时对试件或结构的承载能力、抗震性能、耗能能力等有较大影响，数值仿真中考虑钢筋混凝土粘结滑移的影响能提高模拟结果的真实度。

在 ABAQUS 中，实现钢筋混凝土之间粘结滑移的模拟主要采用非线性弹簧

模拟或者界面单元进行模拟。本章主要采用非线性弹簧模拟钢筋混凝土之间的粘结滑移行为，采用的本构模型为Houde本构模型^[58]，粘结作用力与混凝土强度有关。建立非线性弹簧的过程中，ABAQUS中CAE模块无法识别非线性弹簧，所以建立弹簧的过程在inp文件中实现，关键字为Spring, Nonlinear。

4.3 新型节点有限元模拟

4.3.1 有限元模型及边界条件

根据试验时新型节点试件的边界条件，确定数值模拟时的边界条件。轴压比通过在混凝土柱顶端施加恒定的竖向均布作用力模拟。试件在试验中通过地脚螺栓与实验室地面固定，模拟时考虑基础底面为固定端。

试件在试验中承受的荷载主要为作用在柱顶的水平荷载，顶部水平荷载通过建立参考点并将集中力作用在与试件端部耦合的参考点上。分别选择现浇试件XJ1和装配试件ZP4进行有限元分析的模型荷载及边界条件如图4-4，网格划分见图4-5。

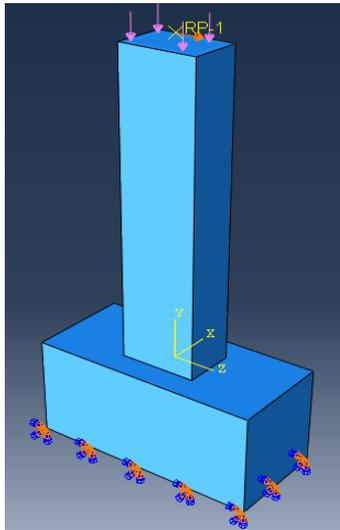


图 4-4 模型荷载及边界条件

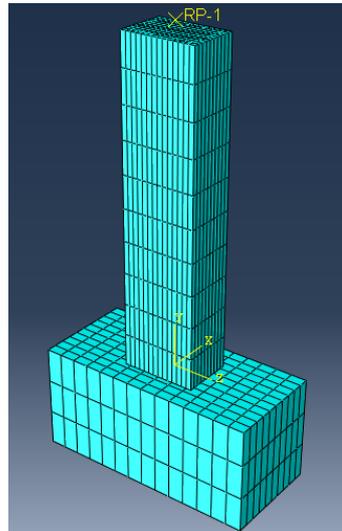


图 4-5 模型网格划分

4.3.2 有限元模型滞回曲线对比

在图4-6为XJ1试验和ABAQUS有限元分析结果力-位移滞回曲线的对比，从对比结果可见，试验滞回曲线和数值仿真的滞回曲线基本重合，变化趋势相似，但试验承载力的峰值相对模拟结果要大15%~20%，可能因为试验时轴压力控制不够精确、材料性能试验的结果与材料实际强度有一定差异、有限元模拟中网格划分精度不够而造成最终计算结果的差异。

图4-7为试件ZP4试验和仿真结果滞回曲线的对比，试件ZP4是在U型套箍连接基础上采用10倍钢筋长度的单面焊缝进行连接，模拟时预制构件外露钢筋采用U型，相互搭接区域用绑定约束Tie模拟焊缝作用。在后浇带与预制构件连接处的界面采用弹簧连接，沿顶部水平力方向的剪切弹簧采用非线性弹簧，另两个方向弹簧用线性弹簧进行模拟。对比试验曲线和仿真曲线，发现滞回曲线的变化趋势基本相同，试件在开始阶段，线弹性行为明显，在接近破坏阶段，耗能能力增长明显。试件最终承载能力仿真结果相比试验结果有所降低，有5%左右差值。

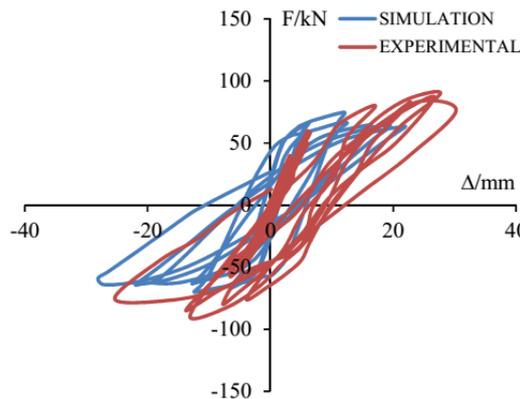


图 4-6 XJ1 试验及模拟滞回曲线对比

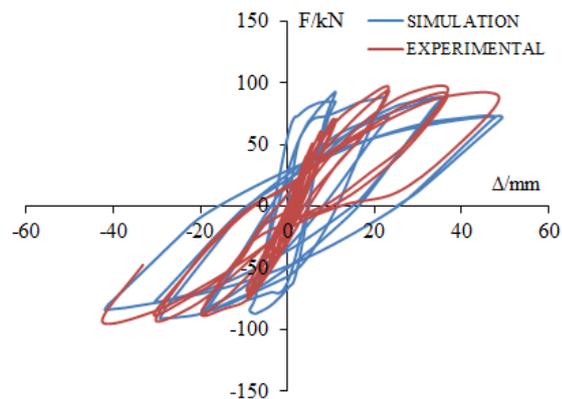


图 4-7 ZP4 试验及模拟滞回曲线对比

4.3.3 有限元模型应力情况对比

图 4-8~图 4-11 为两个试件钢筋和混凝土在破坏时的 Mises 应力云图。图 4-8 中，现浇试件钢筋最大应力出现在混凝土柱的底部区域，与试验时基本一致，有限元模拟时，XJ1 底部箍筋承受应力为最大，破坏时钢筋应力约为 314MPa，而 ZP4 破坏时，图 4-10，钢筋应力最大的位置也在底部箍筋处，底部两个箍筋上应力都超过 40MPa，说明箍筋对采用 U 型套箍连接加焊接的纵筋压屈有很大限制。

试验中，各个试件破坏时发生的现象也是后浇拼装缝处混凝土发生压溃现象，同时伴随钢筋的屈曲。钢筋发生屈曲后，由柱底部的箍筋限制钢筋向外屈曲的倾向，所以最终试件发生破坏时，试件底部箍筋应力显著大于其他区域钢筋应力。模拟结果中，混凝土应力最大的位置出现在柱底部混凝土的核心区域，图 4-9 为 XJ1 试件仿真分析结果的切面显示云图，最终状态下底部核心区混凝土单元 Mises 应力为 20.43MPa。图 4-11 为 ZP4 破坏时的混凝土应力云图，最大应力的位置分别出现在预制构件的底部和后浇带的底部，最大应力接近 20MPa。XJ1 试件和装配试件 ZP4 混凝土应力有所不同，主要在于界面处混凝土断开，新老混凝土粘结性能劣化导致传力效果不理想所致。

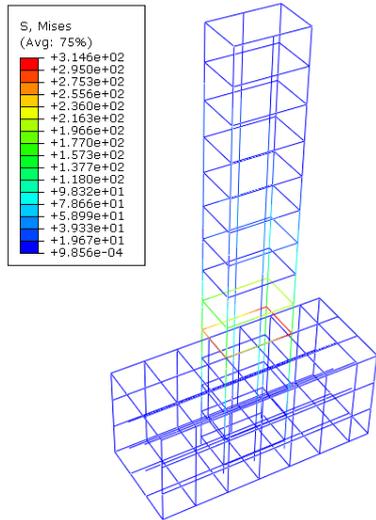


图4-8 XJ1试件钢筋应力云图

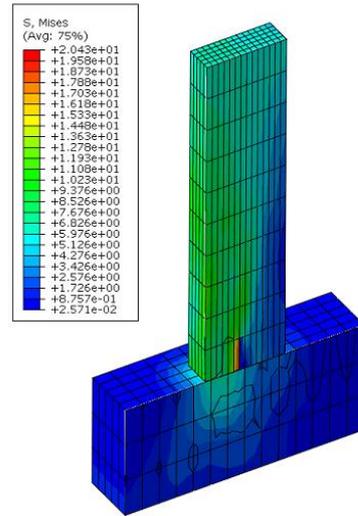


图4-9 XJ1破坏时截面混凝土应力云图

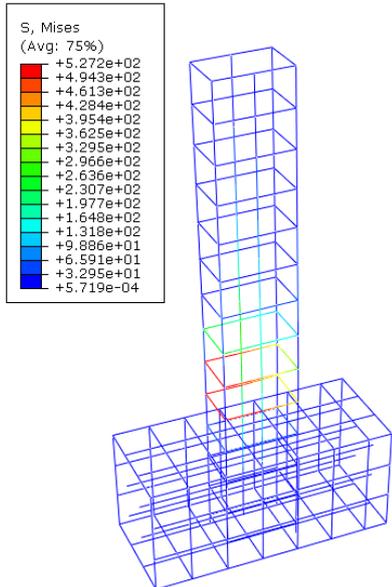


图4-10 ZP4试件钢筋应力云图

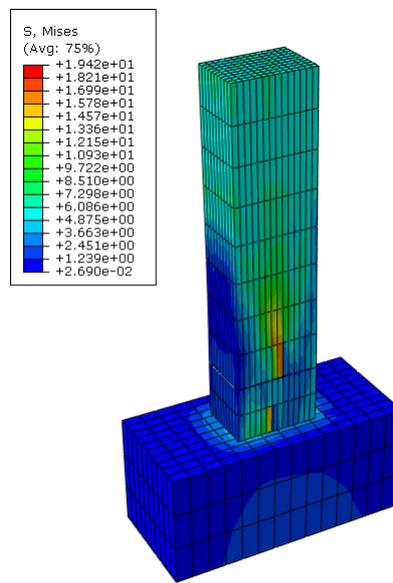


图4-11 ZP4破坏时截面混凝土应力云图

图 4-12、图 4-13 为试件底部混凝土及钢筋应力随分析时间的变化曲线。混凝土应力曲线不计混凝土受拉情况下应力，混凝土在达到极限强度后再承受荷载时，应力变化很小，说明底部混凝土基本破坏退出工作。装配试件和现浇试件混凝土应力变化曲线趋势基本相同，但装配试件的初始峰值应力相对于现浇试件要小，这是由于模拟时新老混凝土界面存在着刚度较大的弹簧，应力响应速度降低所致。两个试件底部钢筋应力变化曲线发展趋势相同，但装配试件相对于现浇试件略有提高。在模拟时，钢筋的应力峰值约 400MPa，当水平向荷载持续增加，模拟中钢筋的应变也没有发生显著变化，说明此时钢筋屈服，与试验判定条件将钢筋应变达到 $2000 \mu \varepsilon$ 时钢筋屈服吻合。

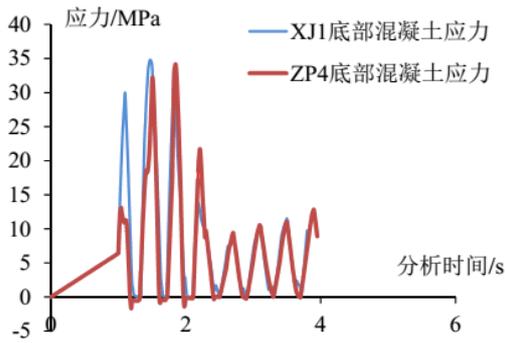


图4-12 底部混凝土应力变化曲线

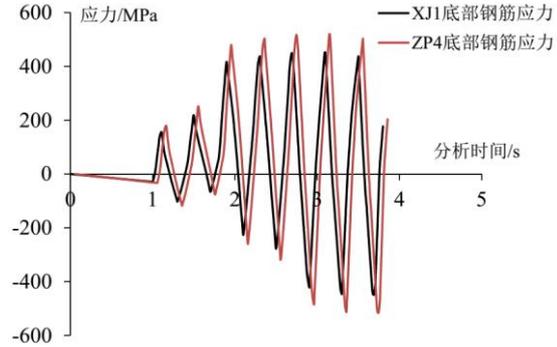
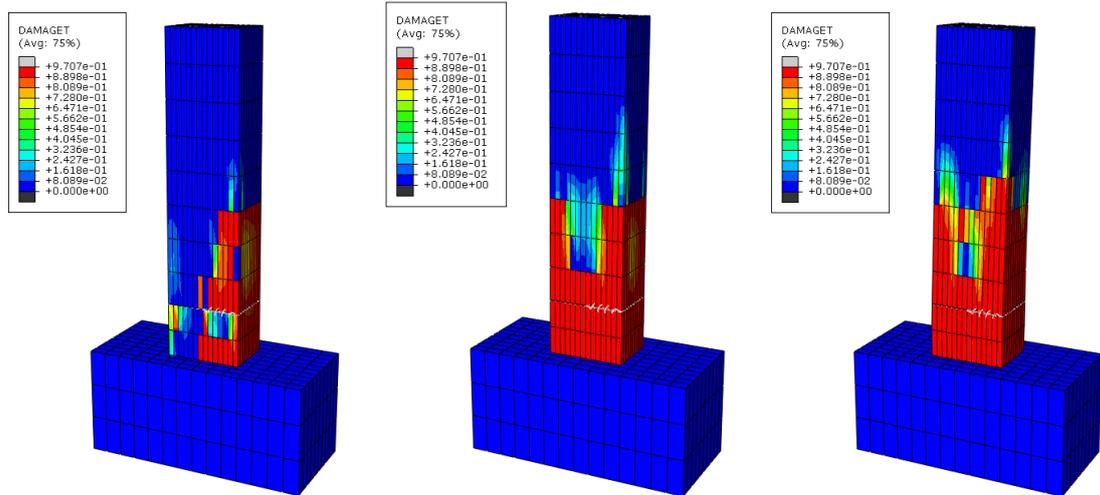


图4-13 底部钢筋应力变化曲线

4.3.4 混凝土损伤发展情况

装配试件混凝土损伤随时间的变化情况如图 4-14 所示。混凝土损伤首先发生在受力最大的底部区域，新老混凝土界面也发生了裂缝的开展。加载时间增加后，混凝土底部范围发生大面积损伤，同时损伤沿着高度方向发展。试验时，装配柱最大裂缝高度距柱底部 1.1m，模拟试件最终破坏时混凝土裂缝发展到了距柱底约 1.2m 处，与试验结果基本吻合。



(a) 加载时间1s混凝土损伤 (b) 加载时间2.5s混凝土损伤 (c) 加载结束时混凝土损伤

图4-14 装配柱混凝土损伤模拟

4.4 装配式剪力墙有限元模拟

4.4.1 有限元模型及边界条件

数值仿真的边界条件依据试验时剪力墙试件的边界条件确定。轴压比通过在剪力墙顶部施加恒定的竖向均布作用力模拟，试件在试验中通过地脚螺栓与实验室地面固定，模拟时考虑基础底面为固定端，限制基础的平动及转动自由度。

试件在试验中承受的荷载除竖向轴压力外极为在墙体顶部水平荷载，水平荷

载通过建立参考点并将集中力作用在与顶面耦合的参考点上。分别选择现浇试件和装配试件进行分析，为研究新老混凝土界面性能对试件抗震性能的影响，在后浇混凝土与预制构件界面处布置切向弹簧。模型荷载边界条件及网格划分见图 4-15、图 4-16。

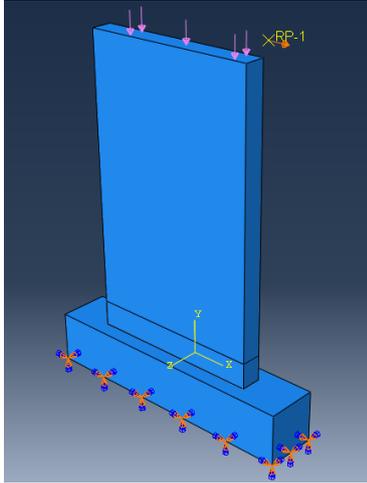


图4-15 剪力墙模型边界条件

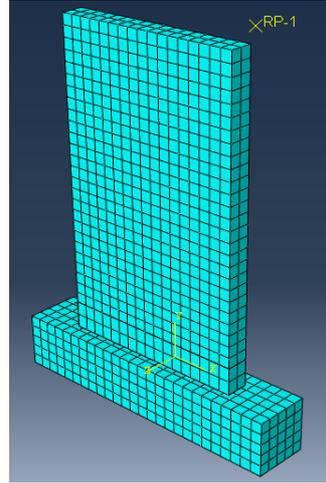


图4-16 剪力墙模型网格划分

4.4.2 有限元模型滞回曲线对比

在图4-17、图4-18分别为试件HSW1和试件HSW3试验和ABAQUS有限元分析结果力-位移滞回曲线的对比。进行剪力墙试件数值模拟时，考虑模拟的工作量和计算成本，未在试件钢筋和混凝土之间建立非线性弹簧单元来考虑钢筋和混凝土之间的粘结滑移效应。装配试件建模时具有后浇带，新老混凝土界面之间采用非线性弹簧进行连接。

从对比结果可见，在试验的力控制加载阶段，试件的损伤较小，刚度退化不明显，试验滞回曲线和仿真滞回曲线基本重合，呈现近似线性的状态。当试件采用位移控制加载后，仿真曲线和试验曲线的变化趋势则呈现出较大差异，模拟滞回曲线比较饱满，这是由于没有考虑钢筋和混凝土之间粘结力退化的影响。而模拟曲线后期滞回环的承载能力低于试验值，而同等级荷载作用下对应的位移相对试验值要大，这与模拟钢筋本构所采用的PQ-Fiber子程序在多次往复荷载作用下，钢筋强度发生退化有关。

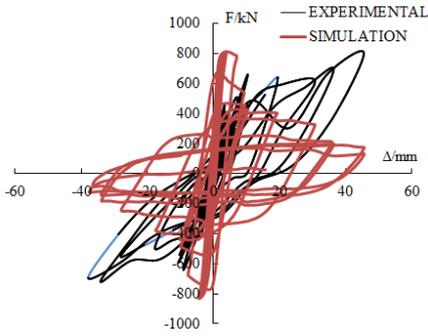


图4-17 HSW1滞回曲线对比

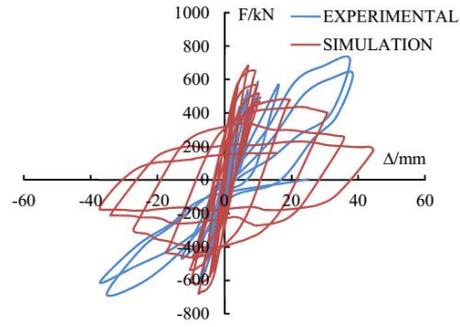


图4-18 HSW3滞回曲线对比

4.4.3 U 型套箍连接剪力墙应力情况分析

图 4-19、图 4-20 为采用 U 型连接的 HSW3 试件钢筋和混凝土在破坏时的 Mises 应力云图。图 4-19 中，试件 HSW3 钢筋应力最大位置出现在试件底部区域，其中边缘构件纵向钢筋发生较明显的外鼓现象，边缘构件水平约束钢筋及墙体水平分布筋应力较大，超过了钢筋的屈服应力。模拟时钢筋的破坏形态与试验试件发生弯剪破坏状况基本相同。

由图 4-20，有限元模拟试件最终发生破坏时，底部边缘混凝土为应力最大区域，发生破坏，同时伴随底部边缘区域混凝土产生较明显的外鼓现象。这是由于底部角区混凝土在拉压反复作用下产生较多的损伤累积，逐渐退出工作，钢筋抗力不能够单独承担压应力，发生屈曲，使得包裹的混凝土也发生了较明显的外鼓。

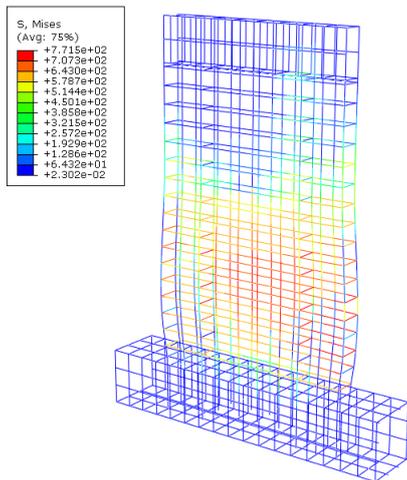


图4-19 HSW3破坏时钢筋应力云图

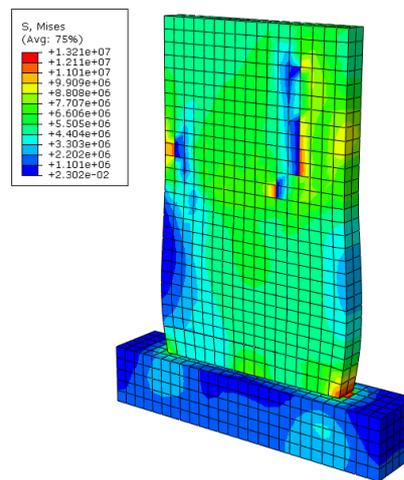


图4-20 HSW3破坏时截面混凝土应力云图

4.4.4 U 型套箍剪力墙混凝土损伤发展情况

HSW3 试件混凝土损伤随时间的变化情况如图 4-21 所示。混凝土损伤首先发生在受力最大的底部区域，即剪力墙底部角区，新老混凝土界面也发生了裂缝

的开展,混凝土的损伤发展主要集中在后浇混凝土区域。加载时间增加后,后浇区混凝土几乎全部发生较大损伤,对应的试验状态是后浇区裂缝发生贯通时。试件混凝土损伤沿着高度方向发展,达到最终状态时,损伤主要在墙底 1.5m 的高度范围内发展。而在试验时,HSW3 裂缝最高位置为 1.43m,模拟结果与试验结果基本吻合。

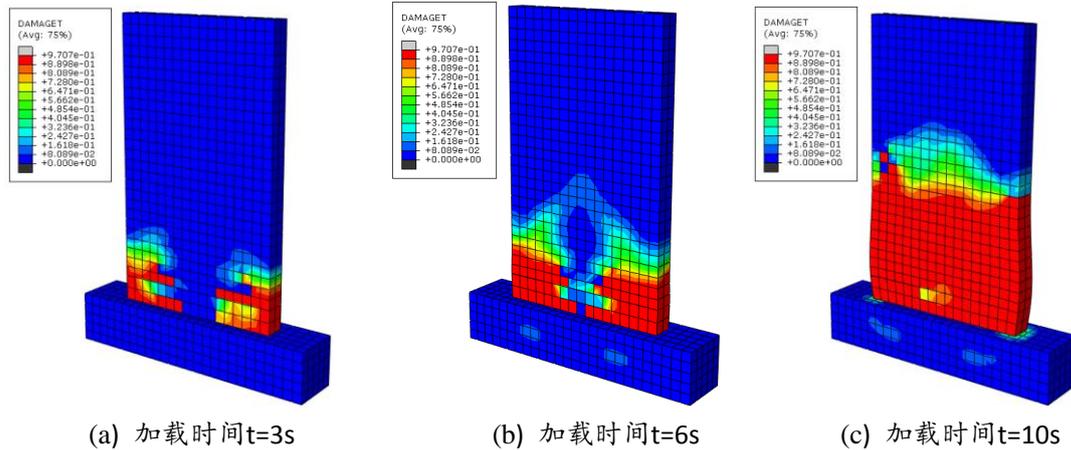


图4-21 HSW3试件混凝土损伤发展图

4.5 本章小结

本章主要内容为数值模拟,对比本文第二章、第三章的试验,分别选取了代表性的现浇试件和装配试件进行数值模拟。通过仿真结果与试验结果的对比,验证试验现象的正确性,深入挖掘本文提出连接形式的性能。钢筋混凝土有限元建模采用分离式模型,新型节点部分有限元模拟考虑钢筋混凝土之间的粘结滑移,装配式剪力墙部分有限元模拟未考虑钢筋和混凝土之间的粘结滑移,重点对比和分析了试件滞回曲线、应变发展情况和混凝土损伤的累积情况,得出结论如下:

(1) 有限元分析试件的模拟结果和试验结果基本吻合,如计算条件允许,对于钢筋混凝土试件的模拟应当考虑粘结滑移作用,采用非线性弹簧连接混凝土单元和钢筋单元的节点是一个有效的途径。

(2) 对新老混凝土界面的模拟,采用了与荷载方向同向的非线性剪切弹簧,另外两个方向仍采用大刚度的线性弹簧来连接预制混凝土和后浇带混凝土的单元节点,这种模拟方式与试件实际受力状态仍有差别,但能够达到工程精度要求。

(3) 从混凝土损伤发展角度,无论试验或有限元模拟,后浇带混凝土都是损伤发展充分的区域,裂缝在此区域集中发展,这是因为试验中这两类试件的后浇混凝土都位于试件受力最大区域。实际工程中,在满足预制构件生产、养护及运输吊装的前提下,适当将后浇混凝土区域变换到受力较小区域或者提高混凝土强度,都是改善 U 型套箍连接性能的有效方法。

5 结论与展望

5.1 结论

本文是对中南大学装配式结构课题组与中铁四局建筑总公司联合研究的适用于装配式剪力墙结构预制构件连接的钢筋 U 型套箍连接方法的补充及改善。研究思路是以试验结果为基础,以 U 型钢筋和混凝土之间的粘结锚固理论为核心,以数值仿真技术为辅助手段,对适用于装配式剪力墙结构连接形式的整体性、抗震性能、使用性能及施工的便捷性等进行多方面的评价。

针对课题组提出的 U 型套箍连接及几种不同的改善型连接方法,本文分别完成了连接方法用于柱构件及取自原型剪力墙结构中的剪力墙试件的抗震性能试验,运用拟静力试验作为抗震性能的试验方法。通过试验现象的分析,结合数值仿真验证,得到结论如下:

(1) 结合不同连接形式节点及装配式剪力墙试件的破坏形态研究发现,后浇区混凝土的强度及其与预制混凝土的界面粘结性能对 U 型套箍连接效果的影响显著。这是由于 U 型套箍连接方法本身原理是对于预制构件之间反方向的位移,由 U 型钢筋与混凝土的锚固作用及垂直于 U 型钢筋平面的通长钢筋来限制;而对于预制构件之间相互靠近方向的位移,主要由后浇混凝土来限制,一旦由于后浇混凝土膨胀剂掺量控制不合理,或施工方法不恰当导致混凝土界面粘结性能较差,在往复荷载作用下,U 型套箍连接承受反复拉压,易导致连接性能的劣化。

(2) 基于结论 1 所述 U 型套箍连接方法的不足,同时考虑预制构件吊装施工时临时固定的便捷及可靠性,在不显著增加施工现场作业量的前提下,本文第二章提出包括在 U 型套箍连接基础上采用不同长度的单面焊缝连接 U 型钢筋的竖直段、U 型套箍连接处边缘钢筋改用冷挤压套筒连接等两大类改进型的 U 型套箍连接方法。

(3) 本文第二章不同连接方法节点试件在制作的过程中,浇筑后浇缝混凝土时采用方法为将试件放置水平进行浇筑,同时后浇缝混凝土强度略高于现浇混凝土,新老混凝土界面粘结可靠。从试件最终破坏形态分析,试件最终破坏是以受压区混凝土压溃为特征,因此装配试件的承载能力相对现浇试件有较大提高,其

中,峰值承载力钢筋采用挤压套筒连接的试件 ZP2 相对现浇试件提高 31.5%,而采用单面满焊的 U 型套箍连接试件,其承载能力提高 51.5%。试件在开裂荷载、屈服荷载及峰值荷载作用下,单个位移滞回环的耗能能力对比,也呈现出装配式试件高于现浇试件的状态。综合考虑各个装配式试件的钢筋应变传递效果,确定将边缘钢筋采用冷挤压套筒连接为 U 型套箍连接的改进方案。

(4) 为比较不同连接方法应用于装配式剪力墙水平缝连接的有效性及其可靠性进行验证,本文第三章分别将全截面 U 型套箍连接和边缘构件采用挤压套筒连接,分布钢筋采用 U 型套箍连接的两种不同连接方法应用于 4 个装配式试件,并制作一个现浇试件作为参照,进行拟静力试验。从试验破坏机理及破坏现象、骨架曲线、滞回曲线对比、钢筋应变分析、试件刚度及耗能能力等方面进行对比研究。试验发现,全截面 U 型套箍连接的试件屈服后,试件呈现拉压不对称现象,该连接方法在钢筋屈服后性能退化较快,而冷挤压套筒连接的试件在屈服后,拉压区钢筋的应变也近似对称,基本符合平截面假定,而且试件耗能能力明显提高。

(5) 在数值模拟中,考虑钢筋混凝土粘结滑移效益及界面新老混凝土之间性能的劣化效益,能较精确的再现试件破坏的过程。

5.2 展望

本文提出的 U 型套箍连接方法相比其他应用于装配式结构的连接方法具有施工速度快、运输方便、对多种节点适用能力强的优点,但也存在着预制构件施工临时固定不方便,对后浇混凝土强度要求高等问题。通过试验和有限元模拟发现,改进后的 U 型套箍连接即边缘钢筋采用冷挤压套筒连接,分布钢筋采用 U 型套箍连接的试件,在保证后浇混凝土强度及新老混凝土界面粘结性能的前提下,能获得与现浇试件基本相同的抗震性能,这种连接方法应用于装配式剪力墙结构中是有效而且可行的。此外,在满足设计及施工条件下,将拼装缝位置从受力复杂的节点区域适当外移以及选用合适膨胀量的补偿收缩混凝土应用在后浇缝是继续改进这种连接方法的基本思路,也是课题组继续研究的方向之一。

参考文献

- [1] 韩琦. 中国住宅产业化存在的问题及对策研究[D]. 华中师范大学, 2007.
- [2] 汪涛, 李桂君, 王硕, 等. 住宅产业化与传统建设方式成本比较研究[J]. 工程管理学报, 2015(02).
- [3] 夏楠, 胡雅丽, 陆彦. 以保障房建设推动住宅产业化发展[J]. 工程管理学报, 2012(06):87-91.
- [4] 张铁山, 洪媛, 许炳. 日本住宅产业化发展的经验与启示[J]. 商业时代, 2010(06):116-118.
- [5] 张少伟. 我国房地产业实施住宅产业化的策略研究[D]. 山东大学, 2013.
- [6] 开彦. 中国住宅产业化60年历程与展望[J]. 住宅科技, 2009(10):1-5.
- [7] 崔丹. 我国住宅产业化政策体系构建研究[D]. 西安建筑科技大学, 2013.
- [8] Priestley M J N. Overview of PRESS research program[J]. PCI Journal, 1991,36(4):50-57.
- [9] Alcocer S M E A. Seismic tests of beam-to-column connection in a precast Concrete frame[J]. PCI Journal, 2002,47(3):70-88.
- [10] 朱洪进. 预制预应力混凝土装配整体式框架结构（世构体系）节点试验研究[D]. 东南大学, 2006.
- [11] Harry G. Harris G J W. Static and dynamic testing of model precast concrete shear walls of large pannel buildings[J]. Special Publication, 1982(3):205-237.
- [12] A P O, A Z Z, Lee A W K E A. Dynamic effects of panel failure in precast concrete shear walls[J]. ACI Structural Journal, 1988,85(3):277-285.
- [13] C. Todut D D V S. Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force[J]. Engineering Structures, 2014,2014(80):323-338.
- [14] Khaled A. Soudki S H R B. Horizontal connection for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations part2: prestressed connections[J]. PCI Journal, 1995(5):82-96.
- [15] Khaled A. Soudki S H R. Horizontal connections for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations part1:mild steel connections[J]. PCI Journal, 1995(4):78-96.
- [16] Y K. Hybrid post-tensioned precast concrete walls for use in seismic regions[J]. PCI Journal, 2002,47(5):37-59.
- [17] Su-Min Kang O K H P. Cyclic loading test for emulative precast concrete walls with partially reduced rebar section[J]. Engineering Structures, 2013,56:1645-1657.
- [18] Hassanli R, ElGawady M A, Mills J E. Force - displacement behavior of unbonded post-tensioned concrete walls[J]. Engineering Structures, 2016,106:495-505.
- [19] Salmon D C E A T M. Panels, Full Scale Testing Of precast concrete sandwich panels [J]. ACI Structural Journal, 1997,94:239-247.
- [20] De Lima Araújo D, Curado M C, Rodrigues P F. Loop connection with fibre-reinforced precast concrete components in tension[J]. Engineering Structures, 2014,2014(72):140-151.
- [21] 钱稼茹, 杨新科, 秦珩, 等. 竖向钢筋采用不同连接方法的预制钢筋混凝土剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构学报, 2011(06):51-59.
- [22] 钱稼茹, 彭媛媛, 秦珩, 等. 竖向钢筋留洞浆锚间接搭接的预制剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构, 2011(02):7-11.
- [23] 钱稼茹, 彭媛媛, 张景明, 等. 竖向钢筋套筒浆锚连接的预制剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构, 2011(02):1-6.
- [24] 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(01):69-76.
- [25] 朱张峰, 郭正兴. 预制装配式剪力墙结构墙板节点抗震性能研究[J]. 地震工程与工程振动, 2011(01):35-40.
- [26] 姜洪斌, 张海顺, 刘文清, 等. 预制混凝土结构插入式预留孔灌浆钢筋锚固性能[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011(04):28-31.
- [27] 张海顺. 预制混凝土结构插入式预留孔灌浆钢筋锚固搭接试验研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2009.
- [28] 张家齐. 预制混凝土剪力墙足尺子结构抗震性能试验研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2010.
- [29] 薛伟辰, 杨佳林, 董年才, 等. 低周反复荷载下预制混凝土夹心保温剪力墙的试验研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2013(5):1104-1110.
- [30] 李义龙. 装配式剪力墙齿槽式连接抗震性能试验研究[D]. 天津大学, 2014.
- [31] 朱张峰, 郭正兴, 汤磊, 等. 考虑不同预拉力的新型混合装配式混凝土剪力墙抗震性能试验[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2015(11):41-48.
- [32] 孙建, 邱洪兴, 陆波. 新型全装配式剪力墙结构水平缝节点的机理分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2014(11):15-23.
- [33] 孙建, 邱洪兴, 许家鹏. IPS W结构竖向缝连接抗剪承载力试验及理论研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2014(3):631-637.
- [34] 朱张峰, 郭正兴. 装配式混凝土剪力墙结构空间模型抗震性能试验[J]. 工程力学, 2015(04):153-159.
- [35] 王维, 李爱群, 贾洪, 等. 预制混凝土剪力墙结构振动台试验研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2015(08):12-17.
- [36] 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.
- [37] 余志武, 彭晓丹, 国巍, 等. 装配式剪力墙U型套箍连接节点抗震性能[J]. 浙江大学学报(工学版), 2015(05):975-984.
- [38] 余志武, 彭晓丹, 国巍, 等. 装配式剪力墙结构新型连接节点的构造与抗震性能研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2015(02):160-164.
- [39] 伍军, 吴吉祥等. 一种预制砼构件的钢筋连接结构: 2014-12-31.
- [40] GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [41] 中华人民共和国建设部. JGJ 101-96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 1997.
- [42] GB50204-2015 混凝土结构工程施工质量验收规范[S]. 北京: 2015.
- [43] JGJ 108-96 带肋钢筋套筒挤压连接技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [44] JGJ 107-2010 钢筋机械连接技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [45] 袁锦根, 余志武. 混凝土结构设计基本原理[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2007.
- [46] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [47] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013.
- [48] 张弢. 钢筋混凝土空心剪力墙刚度退化试验研究及框一剪结构中应用方法分析[D]. 西安建筑科技大学, 2004.
- [49] 余志武, 彭晓丹, 国巍, 等. 装配式剪力墙U型套箍连接节点抗震性能[J]. 浙江大学学报(工学版), 2015,49(5):975-984.
- [50] 庄茁, 张帆, 岑松等. ABAQUS非线性有限元分析与实例[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [51] 王玉镯, 傅传国. ABAQUS结构工程分析及实例详解[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [52] 方秦, 还毅, 张亚栋, 等. ABAQUS混凝土损伤塑性模型的静力性能分析[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2007(03):254-260.

- [53] LEE J, FENVES G L. A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1998,27(9):937-956.
- [54] 周小军. ABAQUS中弥散裂缝模型与损伤塑性模型比较[J]. *福建建筑*, 2010(05):49-50.
- [55] 聂建国, 王宇航. ABAQUS中混凝土本构模型用于模拟结构静力行为的比较研究[J]. *工程力学*, 2013(04):59-67.
- [56] 陆新征. [3月18]. <http://www.luxinzheng.net/gbindex.htm>.
- [57] 江见鲸. 钢筋混凝土结构非线性有限元分析 [M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1993.
- [58] 赵明, 苏三庆, 周希茂, 等. 钢筋混凝土粘结滑移相关问题[J]. *施工技术*, 2009(S1):5-9.

攻读学位期间主要的研究成果

参与的主要科研项目：

1. 中铁四局建筑总公司装配式剪力墙结构系列试验研究项目，2014.06~2016.06
2. 朔黄重载铁路超低高度梁疲劳性能试验研究，2013.9~2014.6

参与申请的专利及实用新型：

1. 预应力拼接的装配式剪力墙, CN204311614U
2. 用于预制板防渗水施工的板面施力机构, CN204311757U
3. 低周反复荷载试验装置, 201520251596.2

撰写期刊论文：

1. 装配式剪力墙结构新型连接节点的构造与抗震性能研究，《西安建筑科技大学学报》。
2. 装配式剪力墙 U 型套箍连接节点抗震性能，《浙江大学学报(工学版)》。
3. 装配式剪力墙结构中 U 型套箍钢筋连接的锚固性能研究，《铁道科学与工程学报》。

致 谢

本课题研究全过程中都受到了导师余志武教授的悉心指导，余教授丰富的科研经验、严谨的治学态度及对前沿科研领域的敏感性让我印象深刻，总在论文的瓶颈处给予我关键的指导，他博学务实的大家风范让我获益良多。

论文中试验及数值仿真工作都得到了中铁四局的资金支持，在此深表感谢！

论文写作过程中，国巍副教授给了我很多无私的关怀和教导，提出了许多宝贵的建议。国老师思维敏锐、工作细致入微、专业知识扎实，在很多问题上都有自己独到的见解。

中南大学高速铁路建造技术实验室线桥隧静力实验室朱志辉主任，李昀、冯俭等众多老师在本文试验实施过程中给予了大力支持与帮助，非常感谢！

本文试验部分得到了同课题组的师弟（妹）刘群、吴玲玉、李海燕、成晟、李志刚、袁举等人的大力支持和帮助，在此特别表示感谢！论文的试验及撰写过程中还得到了刘鹏老师、谈遂、毛建峰师兄的大力帮助，在此特别表示感谢！在三年的学习生活中，感谢金城、高晶带给我同门之间珍贵的情谊，感谢方常靖、马远帅等同学一同走过这三年道路，给我留下了值得珍藏的美好记忆。

还要对许许多多曾经关心和帮助过我的老师、同学和朋友道一声：谢谢！

最后感谢我的家人及长辈，学业上的许多进步无不是他们长期支持和关爱的结果。

谨在此向所有关心和帮助我的老师和同学表示诚挚的感谢！

彭晓丹

2016年5月于长沙