

学校代号 10532

学 号 S150100038

分 类 号 TU375.4

密 级 公 开



湖南大学
HUNAN UNIVERSITY

硕士学位论文

全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌 静载试验研究

学位申请人姓名 陈太平

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云副教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 装配式结构

论文提交日期 2018年6月1日

学校代号：10532

学 号：S150100038

密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌静 载试验研究

国家重点研发计划项目(2016YFC0701400, 2016YFC0701308)

湖南省重点研发计划项目(2017SK2220)

长沙市科技计划项目(kq1706019)

学位申请人姓名：陈太平

导师姓名及职称：周云副教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2018年6月1日

论文答辩日期：2018年6月4日

答辩委员会主席：易伟建教授

Static load test study on progressive collapse resistance of fully
prefabricated concrete frame structures

by

CHEN Taiping

B.E. (Hunan University) 2015

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Associate Professor ZHOU Yun

June, 2018

湖南大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权湖南大学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，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

- 1、保密 ，在 _____ 年解密后适用本授权书。
- 2、不保密 。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

摘 要

近年来,我国政府大力推广预制装配式混凝土结构,其中,全装配式混凝土框架结构具有安装快速、施工污染少等优点。全装配式混凝土框架结构在遭遇爆炸冲击、不受控制的火灾和车辆撞击等偶然荷载作用时,能否保持其稳固性值得研究。本文以全装配式混凝土框架子结构试验为基础,分析其在中柱移除过程中抗连续性倒塌的受力机理,同时利用有限元软件 ABAQUS 对试件分别进行精细化有限元分析,并建立整楼 RC 框架模型研究了框架结构抗连续倒塌的受力性能。本文主要进行了以下几方面的研究:

(1) 本文利用 PKPM 设计了一栋空间框架结构,提取底层框架子结构按照 1/2 比例缩尺,设计了三个框架子结构试件,包括两个全装配式试件(PC1、PC2)和一个现浇试件(RC),每个试件分别包含三根柱两根梁,装配式试件梁柱采用插梢杆-牛腿-角钢方式连接。完成了三个试件的中柱移除拟静力试验。

(2) 对每个试件荷载位移曲线、每个阶段的梁柱变形曲线、钢筋和混凝土的应变变化曲线等试验结果进行了整理,对比了三个试件的极限承载能力和极限位移,分析了子结构试验在中柱移除过程中的裂缝的发展和最终的破坏模式,探讨了子结构试件在中柱移除过程中的荷载转换机制,为有限元模型改进连接形式提供数据支持。

(3) 基于试验结果的整理分析,利用 ABAQUS 有限元软件分别建立了试件的精细化有限元模型,对试件的受力过程进行非线性有限元模拟,模型曲线与试验曲线吻合良好,最终破坏模式也基本相同,验证了模型的正确性。在此基础上,通过改变装配式试件模型梁柱连接处插梢杆的参数,比如改变材质或增大直径,进行优化设计连接节点,使其受力性能更加良好,提高全装配式混凝土结构抗连续倒塌二次防御能力。

(4) 建立了四个 RC 框架子结构 ABAQUS 精细化有限元模型,通过 Qian K 等的试验进行了有限元模型的验证,模拟曲线和试验曲线吻合良好。在此基础上,分别研究了单层平面框架子结构在两侧不同的边跨约束下移除中柱过程中的受力性能、单层空间框架子结构模型考虑楼板作用时移除框架柱的受力性能和多层空间框架子结构在不同楼层下移除框架柱过程中的受力性能。分析表明,不同的结构约束的变化对倒塌跨各个受力阶段的影响均有所不同。

关键词: 全装配式混凝土结构; 连续倒塌; 梁柱连接; ABAQUS 模拟; 有限元整楼模型

Abstract

In recent years, Chinese government are energetically promoting the precast concrete structures, in which the fully prefabricated concrete structures have the merit of fast installation and less construction pollution. It is worthwhile to study the stability of fully prefabricated concrete frame structures when encounter by accidental loading conditions such as explosion shock, uncontrolled fire and vehicle impact. Based on the experiment of fully prefabricated concrete frame substructures, the paper analyzes the mechanism of progressive collapse resistance of frame structure in the process of removing the middle column. Meanwhile, the finite element analysis models of the test specimens were carried out by the finite element software ABAQUS, and the RC frame model of the whole structure was set up to study the performance of the frame structure to prevent progressive collapse. The main contents are as follows:

(1) A space frame structure was designed by PKPM, and three half-scale frame substructure specimens comprising two fully prefabricated specimens (PC1, PC2) and a cast-in-place specimen (RC) were designed according to the frame substructure extracted from the space structure. Each specimen consisted three columns and two beams. The fabricated specimen beam and column were connected by the dowel bar-corbelt-angle steel. The quasi-static tests were carried out for the three specimens.

(2) The test results, including load-displacement curves, beam and column deformation curves at each stage, local strain curves of steel bar and concrete, were arranged, and the ultimate bearing capacity and ultimate displacement of the three specimens were compared. The development and final failure mode of substructure specimens in the removing of middle column were analyzed. The load transfer mechanism of substructure specimens during the removal of middle columns was discussed. The results provided data support for improving the connection form of the finite element model.

(3) Based on the analysis of the test results, the finite element models established by the ABAQUS finite element software were used to simulate the mechanical behavior of the specimens. The simulated curves were in good agreement with the tested curves, as well as the final failure modes of models were similar with the specimens. Based on the simulation, the joint were optimized by changing the parameters of the dowel bar at the beam-column connection of the model, such as increasing the strength or increasing the diameter. It had better mechanical performance on progressive collapse resistance

after optimizing.

(4) The four RC frame structure ABAQUS finite-element model were established, and the finite element models were verified by the experiment of Qian K. The simulated curves were in good agreement with the tested curves. On this basis, the mechanical behavior of a single layer plane frame structure under different side span constraints and mechanical behavior of a single storey frame structure model considering the action of floor slab and the mechanical behavior of multi-storey frame structure under different floors in the process of removing the middle column were studied. The analysis results showed that the effects of different structural constraints on the collapse stages were different.

Key Words: Fully prefabricated concrete structure; Progressive collapse; Beam-column connection; ABAQUS simulation; The finite-element model of whole building

目 录

学位论文原创性声明.....	I
学位论文授权使用授权书.....	I
摘 要.....	II
Abstract.....	III
第 1 章 绪 论.....	1
1.1 选题背景及意义.....	1
1.2 装配式混凝土结构的概念.....	2
1.3 连续性倒塌的概念.....	3
1.4 装配式混凝土框架节点的研究进展.....	3
1.4.1 湿连接节点的试验研究.....	4
1.4.2 干连接节点的试验研究.....	5
1.4.3 预应力连接节点的试验研究.....	7
1.4.4 梁柱连接节点的理论及数值研究.....	7
1.5 框架结构连续性倒塌的研究进展.....	8
1.5.1 试验研究.....	9
1.5.2 理论、数值研究.....	11
1.6 装配式混凝土框架结构抗连续性倒塌的研究进展.....	12
1.7 本文研究目的及内容.....	13
第 2 章 全装配式框架结构抗连续倒塌试验方案设计.....	15
2.1 试验目的.....	15
2.2 原型结构设计.....	16
2.3 模型结构设计.....	17
2.4 试验加载测量方案.....	21
2.4.1 试验加载装置.....	21
2.4.2 试验测量方案.....	25
2.5 试验加载过程.....	28
2.5.1 RC 试件试验过程照片.....	28
2.5.2 PC1 试件试验过程照片.....	30
2.5.3 PC2 试件试验过程照片.....	32
2.6 本章小结.....	34

第 3 章 全装配式框架子结构抗连续倒塌试验结果分析	36
3.1 荷载位移曲线和边节点侧移曲线	36
3.1.1 RC 试件	36
3.1.2 PC1 试件	37
3.1.3 PC2 试件	38
3.1.4 试件荷载位移曲线及节点侧移曲线对比	39
3.2 框架子结构边柱上端约束反力及水平位移	41
3.2.1 边柱反弯点约束反力及位移	42
3.2.2 边柱反弯点约束刚度	44
3.2.3 边柱反弯点约束对比	45
3.3 框架子结构测试变形图	46
3.3.1 框架子结构试件框架梁变形	47
3.3.2 框架子结构试件框架柱变形	48
3.4 框架子结构测试应变	51
3.4.1 RC 试件测试应变	52
3.4.2 PC1 试件测试应变	54
3.4.3 PC2 试件测试应变	57
3.4.4 试件钢筋应变对比	60
3.5 试件裂缝发展及破坏模式	65
3.5.1 RC 试件裂缝发展及试验现象	65
3.5.2 PC1 试件裂缝发展及试验现象	68
3.5.3 PC2 试件裂缝发展及试验现象	70
3.6 梁柱构件局部转动	73
3.7 试验结果讨论	75
3.8 本章小结	79
第 4 章 全装配式框架子结构试件有限元模拟分析	80
4.1 非线性有限元模型的建立	80
4.1.1 材料本构的选取	80
4.1.2 建模过程	82
4.2 模拟结果	86
4.2.1 RC 试件模拟结果	86
4.2.2 PC1 试件模拟结果	87
4.2.3 PC2 试件模拟结果	89
4.3 参数分析	92

4.3.1 插梢杆的影响	92
4.3.2 角型钢板的影晌.....	94
4.4 本章小结	97
第 5 章 周边结构约束对框架结构抗连续倒塌的影响.....	99
5.1 混凝土框架结构的建立	99
5.1.1 Qian 等试验的简介	100
5.1.2 混凝土和钢筋的本构关系	101
5.1.3 建模过程	102
5.1.4 模拟结果	103
5.2 不同边跨约束下平面框架结构抗连续倒塌分析	105
5.3 考虑楼板影响的单层空间框架结构抗连续倒塌分析	107
5.4 考虑楼层影响的多层空间框架结构抗连续倒塌分析	109
5.5 本章小结	111
结论与展望	113
参考文献	115
致 谢	121
附录 A 攻读学位期间发表的学术论文目录	122

第1章 绪 论

1.1 选题背景及意义

装配式结构就是将建筑的部分或者全部构件在工厂完成预制，然后运输到施工现场将构件通过可靠的连接方式组装而建成的建筑结构形式。从首次在建筑中采用预制混凝土梁到现在为止，装配式混凝土结构已经经历了 120 多年的发展历程。装配式混凝土结构在欧洲、北美、日本等地的应用较为广泛，装配式混凝土结构在这些发达国家建筑中的应用比例通常都在 35%以上^[1]。近年来，随着我国建筑业的转型发展，住宅产业化为装配式混凝土建筑的发展提供了难得的机遇。在我国，相关国家和地方标准相继出台，各地结合国家保障房建设，掀起了一轮预制装配式混凝土结构研究和应用的热潮。

住宅产业化，就是利用现代科学技术，先进的管理办法和工业化的生产方式去全面改造传统的住宅产业，使住宅建筑工业生产和技术符合时代的发展需求。住宅产业化以住宅产品为最终目标，采用一体化的经营方式，将生产过程中的各要素完美地结合起来，优化资源配置，改善工作环境，减少现场湿作业，保证产品质量，提高劳动效率^[2]。联合国曾提出生产的连续性、产品的标准化、生产过程的集成化、工程建设管理的规范化、生产的机械化和技术生产科研的一体化的住宅产业化的六条标准。

为适应国家住宅产业化发展，2013 年 1 月国务院办公厅出台《绿色建筑行动方案》^[3]，文件要求：住房城乡建设等部门要尽快建立促进建筑工业化的设计、施工、部品生产等环节的标准体系，推动结构构件、部件、部品的标准化，丰富标准化的种类，提高通用性和可置换性。2016 年 9 月国务院办公厅印发《关于大力发展装配式建筑的指导意见》^[4]，指出发展装配式建筑是建造方式的重大变革，是推进供给侧结构性改革和新型城镇化发展的重要举措，有利于节约资源能源、减少施工污染、提升劳动生产效率和质量安全水平，有利于促进建筑业与信息化工业化深度融合、培育新产业新动能、推动化解过剩产能。

住宅产业化形式下的装配式结构包括钢结构、钢筋混凝土结构和木结构等类型。装配式混凝土结构是住宅产业化的重要形式，也是实现住宅产业化的有效途径。装配式混凝土结构相比传统现浇结构而言，最主要的区别在于梁、柱、板等构件的连接方式，且通常分为湿连接和干连接两种形式。干连接的装配式结构又称为全装配式混凝土结构。

另一方面，从 1968 年伦敦 Ronan Point 住宅倒塌事故以来，建筑结构的抗连

续倒塌问题成为国内外工程界的研究热点，更多的工程师关心结构在遭遇偶然荷载作用时的安全性能。随着装配式混凝土结构的不断发展与应用，对于其连续倒塌的问题日益突出，因此开展相关的试验与分析，对装配式结构倒塌机理和防控措施进行研究具有重要意义。本文以工程中常用的梁柱插梢杆连接方式为对象，基于结构抗连续倒塌的角度，通过试验和有限元研究手段，对全装配式框架结构进行抗连续倒塌机理研究，并与传统现浇结构对比，研究不同点。对梁柱连接进行优化设计，加强梁柱连接，增强全装配式结构抗连续倒塌性能。

1.2 装配式混凝土结构的概念

由预制混凝土构件或部件通过各种可靠的连接方式装配而成的混凝土结构，简称装配式结构^[5]，包括装配整体式混凝土结构和全装配式混凝土结构。装配整体式结构是由预制混凝土构件通过可靠的连接方式进行连接并在现场后浇混凝土、水泥基灌浆料形成整体的装配式混凝土结构；全装配式混凝土结构即是框架梁、柱等全部采用预制构件建造而成的装配式混凝土结构。

与传统混凝土结构相比，装配式混凝土结构具有以下优点^[6]：

(1) 产品质量好。预制混凝土构件多数是在工厂制作出来的，工厂车间的生产环境好，产品的质量高。调查表明，采用现场施工生产的现浇混凝土的强度变异系数约为 17%，而采用工厂化生产的预制混凝土的强度变异系数仅为 7%；

(2) 生产效率高。预制构件生产过程的标准化，使产品在工厂采用机械化的方式来生产，这种方式的生产效率明显高于在现场浇筑混凝土。因此工作的重心已从现场转移到了工厂，从而缩短了施工周期，具有明显的经济效益；

(3) 节能减排。工厂生产的废水、废料可以得到及时的处理。在进行现场安装时，产生的建筑污水较少、施工的噪音较低、有害气体排放量较低，尤其是对主体结构构件可以原状拆除并回收利用，减少了建筑垃圾，降低了对环境的污染；

(4) 劳动环境好。在工厂里生产出来的预制装配式混凝土构件大部分都是采用自动化的机械设备，工人在工厂里的劳动环境明显优于建造施工现场。在进行现场安装时，湿作业少，工人不需要在恶劣的环境下进行工作，劳动环境好，劳动效率显著提高。

虽然装配式混凝土结构有许多的优点，但也存在一些缺点^[6]：

(1) 整体性差。预制装配式混凝土结构主要是由预制构件在施工现场安装，预制构件之间连接区域容易形成薄弱截面，现场施工难以保证连接的质量，节点的失效容易导致结构的整体破坏，出现结构整体性差的问题；

(2) 初期投资大。虽然预制装配式混凝土结构的综合效益较高，但预制混凝土的推广前期需要建设预制构件厂，这就需要很大的初期场地、设备等方面投资。预制混凝土设计、生产和安装都要求有较高的技术；

(3) 运输成本高。预制构件一般先在预制工厂生产，从工厂运输到施工现场再进行安装，需要用到大型的运输设备和安装设备，提高了运输成本。另外城市中对车辆载重、大小均有较严格的限制。

(4) 连接区域薄弱。预制装配式混凝土结构体系在拼缝处的连接构造方式复杂，施工难度大，技术还不够成熟，浇筑的效果难以得到保证。

1.3 连续性倒塌的概念

Ellingwood 对结构连续倒塌的定义为^[7]：由于意外事件（如煤气爆炸、炸弹袭击、车辆撞击或火灾等）导致结构局部破坏或部分结构损伤，并引发连锁反应导致破坏向结构的其他部分扩散，最终造成结构大范围坍塌。我国规范^[8]对连续倒塌的定义为由初始的局部破坏，从构件到构件扩展，最终导致局部结构或整个结构倒塌。美国土木工程协会在 ASCE7-05^[9]中，把连续倒塌的定义描述为：初始的局部破坏在构件之间发生连锁反应，最终导致结构的整体倒塌或发生与初始局部破坏不成比例的结构大范围倒塌。英国规范^[10]的定义为：在意外事件，五层及五层以上的建筑不应发生整体倒塌或者发生与初始破坏原因不成比例的倒塌。

根据上述的连续倒塌的不同定义，可以看出，连续倒塌应该包括两个明显特征：(1)研究对象及整体结构需产生初始局部的破坏；(2)整体结构的最终破坏或倒塌与初始局部破坏不成比例。对于不成比例的理解，美国规范和英国规范对此不一致，美国规范认为最终破坏不成比例的破坏的范围，而英国规范认为不成比例的是造成破坏的原因。

Starossek 认为连续倒塌可以分为以下五种类型^[11]：

(1) 薄饼型。局部竖向承重构件发生初始缺陷，上部结构失去支撑而倒塌坠落，重力势能转换为动能，对下部结构造成一定的冲击，导致下部结构连续破坏；

(2) 拉链型。初始局部破坏发生后，剩余结构在内力重分布和构件突然失效所产生的动力冲击作用下不断产生新的失效构件，形成新的内力重分布，如同拉链一样环环相扣，直至结构整体倒塌或达到某一平衡状态；

(3) 多米诺骨牌型。如同多米诺骨牌一样的连续倒塌；

(4) 失稳型。作为支撑的受压构件因突然事件而失稳并丧失承载能力，剩余结构由于内力重分布或其他原因相继失效破坏；

(5) 混合型。不能完全归结为上述四种中的任何一种。

1.4 装配式混凝土框架节点的研究进展

二战之后，欧洲大量建筑遭到毁坏。为了尽快恢复经济，工业化生产发展迅速，建筑产业也不例外，预制装配式建筑以其建造速度快而迅速兴起。与此同时，

各国学者对装配式建筑开展了大量的研究，尤其是预制梁柱节点的性能研究。到目前为止，国内外学者对预制梁柱连接节点的抗震受力性能研究已取得了丰硕成果，提出了许多新型连接方式并对其进行性能分析。

1.4.1 湿连接节点的试验研究

湿连接，也称为刚性连接，是装配式混凝土梁柱常用的连接方式之一，对于湿连接节点抗震性能的研究已取得了丰硕的成果。1995年，Restrepo等^[12]设计了包括6个典型梁柱连接的框架子结构的拟静力往复加载试验来验证预制构件采用后浇混凝土方式连接的可靠性，其中4个子结构试件采用预制构件在梁跨中后浇混凝土连接，2个试件采用预制构件在梁柱节点后浇混凝土连接。研究了不同位置处连接时子结构的刚度、强度、延性和耗能特征。试验表明，在不同位置处连接，这种预制构件通过后浇混凝土连接的方式等同于现浇结构。

2005年，Joshi等^[13]设计了4个梁柱节点试件，包括2个预制装配式节点试件和2个现浇对比试件。预制装配式梁柱连接采用后浇混凝土连接，两个装配式连接节点的差异在于节点连接区钢筋的构造设置，一个采用焊接锚固筋，另一个采用U型锚固筋。低周往复加载试验表明，焊接锚固筋的装配式节点受力性能优于现浇对比节点，而U型锚固筋的装配式节点受力性能差于现浇对比节点。

2006年，Ertas等^[14]设计了4个预制装配式混凝土框架节点试件和1个现浇对比节点试件，4个预制装配式梁柱节点连接分别为：节点区后浇混凝土连接、叠合梁后浇混凝土复合连接和预留孔洞螺杆螺栓连接。通过低周往复荷载试验结果比较了几种连接形式的可靠性，表明几种连接都能达到计算的屈服和极限承载能力。

2006年，朱洪进^[15]完成了如图1.1所示的3个不同槽长度的世构体系(预制预应力混凝土装配整体式框架结构)中节点的低周往复荷载试验，分别分析了其滞回曲线、节点延性、耗能能力和刚强度退化等，并通过通用分析软件ANSYS，考虑混凝土和钢筋之间的粘结滑移，对试验进行了全过程模拟，讨论了试件破坏模式、受力机理和塑性铰长度等。

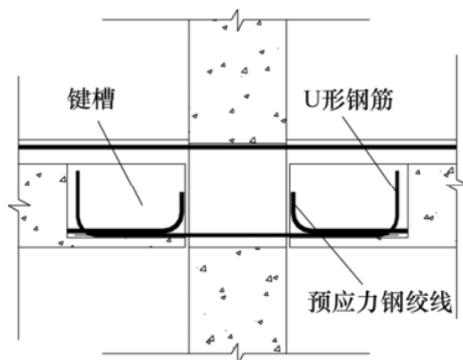


图 1.1 世构体系节点示意图 (朱洪进, 2006)

2010年, 窦祖融等^[16]设计了2个剪跨比不同的足尺装配整体式梁柱节点, 通过低周往复荷载试验研究了其破坏形态、滞回曲线、位移延性、耗能能力和剪切变形等。试验表明, 两个试件均具有很大的安全储备, 且剪跨比大的试件耗能明显高于剪跨比小的试件。

2011年, 陈适才等^[17]设计了1个高轴压预制梁-柱-叠合板足尺装配节点试件, 通过低周往复荷载试验研究了试件的开裂破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、延性和耗能等, 与相同尺寸现浇节点作对比, 利用 OpenSees 建立考虑底层锚固钢筋滑移的装配式节点数值模型, 进行了影响承载力的参数分析。

2013年, Choi 等^[18]设计了4个1/2比例缩尺的装配式混凝土框架中节点试件和1个现浇对比试件, 试验变量为用于连通节点钢筋的构造措施。通过低周往复荷载试验研究了其承载能力和能量耗散特性。试验结果表明, 装配式节点承载能力是现浇节点承载力的1.15倍。

2013年, Maya 等^[19]提出一种简便的易于现场安装的避免复杂构造的预制装配式梁柱连接形式, 在梁柱连接区域采用 UHPFRC 材料进行后浇连接, 可以减少钢筋的搭接长度, 连接更加有效。

2014年, Parastesh 等^[20]提出了一种应用于高地震地区的新型梁柱连接方式, 为了验证这种连接方式的可靠性, 设计了6个足尺节点试件, 试验变量为箍筋类型(开口或闭口)、箍筋间距等。通过低周往复荷载试验研究了试件的承载能力、延性系数、能量耗散能力等。试验结果表明, 这种连接性能等同于现浇连接。

2016年, Breccolotti 等^[21]提出了一种既能提供高强度和延展性, 又能简化预制构件的技术方案, 该方法在梁端设置环形接头并在连接区后浇钢纤维材料。试验结果表明, 该连接具有很好的强度和延性等结构性能。通过有限元方法优化设计, 使得在保持结构强度不变的情况下, 增大位移又减少混凝土的损伤。

梁柱节点区域后浇混凝土连接、叠合构件后浇混凝土整体式连接和后浇新型材料连接是目前装配式混凝土框架结构梁柱湿连接的主要方式, 每种连接方式中钢筋都会通过可靠的方式连接或者锚固, 然后浇筑混凝土, 此连接能够使装配式结构的承载能力和延性等或者优于现浇试件。我国装配式规范^[5]中对此类梁柱湿连接也作了指导, 湿连接以其良好的受力性能应用广泛。

1.4.2 干连接节点的试验研究

梁柱干连接节点, 也称为全装配式节点, 是框架梁和框架柱全部在工厂预制, 然后通过焊接或螺栓连接, 对梁柱干节点的研究已取得了诸多成果。1993年, Ersoy 等^[22]提出了采用焊接方式连接的预制混凝土框架梁柱节点连接形式, 在梁柱连接区梁端的上下面和侧面均设置焊接钢板来传递弯矩和剪力。设计了5个焊接连接节点和2个现浇节点, 通过低周往复荷载试验研究了不同节点连接区域宽度时的

抗震性能。试验表明，连接区域宽度是影响性能的重要因素。

2005年，吕西林等^[23]采用足尺模型对比试验方法设计了4个装配式梁柱节点试件，对比分析了2个采用高强螺杆连接的全装配式节点、1个后浇高强混凝土连接的装配整体式节点和1个现浇节点在低周往复荷载作用下的开裂破坏形态、滞回特性、骨架曲线、耗能能力、节点核心区域的剪切变形和梁端与柱端的转动变形等抗震性能指标。分析结果表明：采用后浇高强混凝土连接的节点与现浇节点具有相同的抗震能力，全装配式梁柱节点的抗震性能指标与现浇节点相比，存在明显的差异。

2005年，Korkmaz等^[24]为了研究全装配式框架结构梁柱连接节点的抗震性能，设计了5个装配式节点和1个现浇对比节点，装配式节点形式为梁端企口焊接连接，所有试件均为2/5比例制作，通过低周往复荷载模拟地震作用，对其骨架曲线进行对比分析，探讨了该连接的抗震受力性能。研究表明，延长钢板与钢筋的焊接长度，可以改进连接的受力性能；增强梁底连接强度，可以得到良好的抗震性能。

栓钉连接是全装配式梁柱常用的连接方式，又称为铰接连接方式。2012-2013年，Vidjeapriya等^[25-26]设计了1/3比例缩尺的系列全装配式节点试件，装配式节点连接分别采用J型栓钉连接和J型栓钉+夹板角钢连接，如图1.2所示，夹板角钢分别设置了不同数目的加劲肋。所有试件均采用低周往复荷载试验进行了研究，对比了装配式节点与现浇节点的滞回曲线、承载能力、能量耗散和延性系数。试验结果表明装配式节点承载能力低于现浇节点，J型栓钉连接的节点延性和耗能大于现浇节点，而J型栓钉+夹板角钢连接的节点延性和耗能低于现浇节点。2个加劲肋的试件正反向加载承载力较1个加劲肋试件承载力高于11.76%和6.25%。

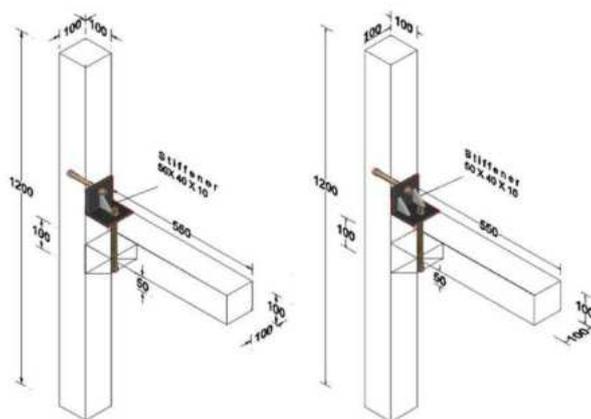


图 1.2 栓钉+夹板角钢连接(Vidjeapriya, 2017)

焊接连接、螺栓连接和栓钉连接是装配式混凝土框架结构梁柱干连接的主要方式，分别由焊缝、螺栓和栓钉传递梁端荷载，不同于湿连接受力性能的可靠性，干连接在受力方面通常差于现浇试件，破坏也通常表现脆性破坏，抗震性能差。由于有限的承载能力，干连接的应用受到限制。

1.4.3 预应力连接节点的试验研究

预应力节点，又称柔性连接，采用穿过于梁柱节点的预应力连接预制梁和预制柱，能够有效提高梁柱节点的受力性能。1995年，Stone等^[27]设计了10个1/3比例缩尺的预制装配式梁柱连接节点，分别采用普通钢筋和预应力钢筋进行节点连接，每个试件在低周往复作用模拟地震作用，研究其抗震性能，试验表明，这种混合连接性能超过了现浇对比节点的性能，说明这种连接受力性能良好，可以用于高地震地区。

2000年，冯健等^[28]指出，企口连接是预制构件的重要连接方式之一，并通过试验方法对12个采用预应力和普通钢筋连接的混凝土平、斜企口接头进行了试验研究，比较了平、斜企口的不同，分析了企口长度、配筋形式以及施加预应力的影响，基于试验结果提出了平、斜企口的设计方法和构造。

2002年，Alcocer等^[29]设计了2个足尺装配式节点低周往复荷载试验试件，为了连通节点区域的纵向钢筋，特设置了贯穿节点的高强钢筋或预应力筋，并通过试验对比了两者受力性能的差异。试验表明，两种连接节点承载力能够达到现浇节点承载力的80%。

2005年，柳炳康等^[30]设计了2个预应力预压装配式梁柱节点，研究了其在低周往复荷载下的受力性能，确定了梁端组合截面屈服荷载和极限荷载，并给出结合部正截面承载力计算方法。试验表明，由于牛腿作用，试件反向加载具有掀起效应，从控制变形和裂缝的角度来考虑应将承载力予以折减。

2010年，杨晓波^[31]设计了3榀预压装配式混凝土框架梁柱节点试件，试验研究了其在低周往复荷载作用下的裂缝分布、损伤图、位移剪切角滞回曲线和荷载剪切角滞回曲线，推导了装配式混凝土节点的抗裂验算公式和剪切变形计算公式，并结合工程有限元软件对试验进行模拟对比。研究表明，预压装配式框架节点核心区处于双向受压状态，具有良好的抗裂能力和抗震性能。

2012年，种迅等^[32]设计了4榀采用后张预应力筋将预制梁柱拼接在一起的梁柱中节点试件，其中2榀为有粘结预应力连接，2榀为梁端部分区域无粘结预应力连接。通过低周往复荷载试验研究其抗震性能。试验结果表明，试件均发生连接面附近的破坏，相比于现浇节点，滞回环面积较小，耗能较差。

2018年，Wang等^[33]提出一种新型的预制预应力连接节点，穿过节点连接区域的无粘结的钢筋和钢绞线将预制梁柱连接。试验结果表明，连接节点在强度、变形能力、层间位移控制等方面具有良好的受力性能。

上述研究表明，预应力梁柱节点受力性能基本能够等同现浇节点，同时预应力的存在增强了梁柱节点的恢复性和框架的整体性，有利于震后恢复。

1.4.4 梁柱连接节点的理论及数值研究

理论与数值分析是科学研究常用的方法，可以对大型结构或复杂结构进行分析计算，相比于试验研究方法，数值分析省去了浇筑、养护试件等繁琐过程，节省了大量时间，对设计提供指导。

1995年，Sucuoglu^[34]通过理论计算方法对预制装配式混凝土框架结构和相应的现浇混凝土框架结构进行了地震反应对比分析，用“固支性”来表征装配式梁柱节点的荷载传递能力。分析表明，预制装配式结构与现浇结构的地震反应差异很小，并且通过实验说明了强柱弱梁的设计思路有利于减少这种差异。

1995年，Englekirk等^[35]提出了一种应用于地震地区的能够吸收地震能量的延性连接器，该连接器用于连接框架结构预制梁柱。作者对该连接器的理论设计、施工方法进行了详细介绍，并通过试验结果验证了该连接器的可靠性。

2008年，Kulkarni等^[36]运用有限元软件ADINA建立了钢混凝土组合连接节点的有限元分析模型，这种连接采用钢骨螺栓连接并后浇混凝土，该模型通过新加坡南洋理工大学的混合连接试验得到验证，基于此有限元模型分析了柱轴压比、连接钢板厚度、梁底部钢筋连续性等对节点受力性能的影响。

2014年，Magliulo等^[37]建立了全装配式梁柱栓钉连接有限元分析模型，模型通过试验数据得到验证，在此基础上进行了参数分析。并对其受力性能进行了理论计算公式的推导。

1.5 框架结构连续性倒塌的研究进展

自从1968年英国Ronan Point公寓因煤气爆炸发生竖向连续倒塌事故^[38]以来，多层结构的连续倒塌问题引起工程界的关注。1995年美国Alfred P. Murrah联邦大楼^[39]和2001年美国纽约世贸大厦^[40]倒塌事故将连续倒塌的研究推向高潮。各国也出台了相应的指导规范，欧洲规范Eurocode 1^[41]强调从概念设计的角度增强结构整体性和延性，进而增强结构的抗连续倒塌能力，采用拉结强度法、拆除构件法和关键构件法三种设计方法分析结构的连续倒塌；美国规范GSA2010^[42]深化了拆除构件法的概念，提出了拆除构件法的详细流程和分析方法，主要分析方法分为线性静力方法、线性动力方法、非线性静力方法和非线性动力方法四类；DOD2010^[43]除了采用拆除构件法外还采用了拉结强度法，提出拉结强度法是以悬链线作用机制为目标的设计，拉结构件需保证相应的变形能力；我国规范CECS392:2014^[8]从概念上强调了结构抗连续倒塌设计的重要性，并给出了拉结强度法、拆除构件法和局部加强法的具体计算公式。表1.1总结了以上规范中几种设计方法。

目前为止，国内外学者对混凝土框架结构连续倒塌的研究已取得丰硕成果，大多学者对框架结构连续倒塌的研究采用拆除构件法，研究其在框架柱失效时剩余结构的荷载转换机制和抗连续倒塌机理。研究方法主要为试验和数值模拟方法。

表 1.1 几种规范设计方法总结

设计方法	内容
概念设计	从结构的布置方案、整体性、延性、冗余度和构造等结构设计概念来改善结构抗连续倒塌能力或降低连续倒塌风险。
拉结强度设计	对构件与构件之间的连接强度进行验算，使其满足一定的强度要求，以保证结构整体性和备用荷载传递路径的能力。
拆除构件设计	将结构中的部分构件拆除，通过分析剩余结构的力学性能来判断结构是否会发生倒塌，又称为“替代路径法”，根据其采用的分析方法，拆除构件法又分为线性静力、线性动力、非线性静力和非线性动力四种。
关键构件设计	对于破坏后无法找到合适替代路径或者实现替代路径很大的构件，可以将其设为关键构件进行专门的设计与加强。

1.5.1 试验研究

Yi 等^[44]提出了一种研究框架结构倒塌机理的拟静力试验方法，即用机械千斤顶替换底层框架柱模拟失效柱，用电液伺服作动器采用力控制的方法在顶层中柱模拟上部结构重力荷载，下部机械千斤顶逐渐卸载模拟中柱失效过程。完成了一榀 4 跨 3 层的平面框架倒塌试验，试验表明，塑性铰破坏荷载约为悬索机构破坏荷载的 70%。

为了研究框架梁中的悬索机制，何庆锋^[45]设计了 6 根约束梁构件的连续加载破坏性试验，分析了框架梁配筋率、钢筋等级、钢筋锚固方式以及加载速率对悬索机制的影响。试验表明，试件均发生由于钢筋断裂而导致承载力大幅降低，悬索极限状态承载力约为塑性时的 2 倍。

三根柱两根梁框架结构中柱移除拟静力试验是研究框架结构防连续倒塌受力机理常用的研究方法，通过中柱移除来模拟框架中柱失效过程，分析结构框架柱失效过程中荷载路径转换机制。

2009 年，Su 等^[46]设计了 12 根钢筋混凝土框架结构试件，通过试验方法研究其抵抗竖向荷载连续倒塌的承载能力，每个试件约束了框架梁的轴向变形。试验表明，由于轴向约束，压拱效应峰值荷载明显高于框架梁的弯曲荷载，并且拱效应的承载能力与框架梁配筋和框架梁截面高有明显的关系。

2011 年，Hai 等^[47]通过试验方法，研究了 2 个足尺框架结构中柱移除过程中抗连续倒塌的承载能力，2 个试件采用不同的抗震等级设计。试验过程中对试件关键点的位移、梁端转角、钢筋应变进行了测量，分析了破坏模式和荷载转换机制，并利用有限元软件对试件进行了模拟分析，探讨了试件在每个阶段的受力性能。

2011 年，Qian 等^[48]以框架梁纵向钢筋配筋率和横向箍筋间距为试验变量，

研究了 4 个足尺框架子结构在移除中柱过程中抗连续倒塌的受力性能。分析了荷载位移曲线、裂缝发展、钢筋应变等试验结果，探讨了中柱失效过程中荷载转换机制和内力重分布的机理。

2013 年，Yu 等^[49]研究了 6 个 RC 框架子结构在中柱施加荷载模拟中柱失效的拟静力试验中的抗连续倒塌受力性能。试验变量包括框架梁上下配筋率和梁跨高比。试验结果表明，由于有效的侧向约束，子结构压拱效应和悬索效应得以充分发挥，且跨高比和配筋率小时压拱效应更明显，而跨高比和配筋率大时悬索效应更明显。

2013 年，Qian 等^[50]为了研究框架结构在角柱失效情况下的承载能力，设计了 7 个 1/3 缩尺的梁柱子结构试验模型，试验变量包括梁横向箍筋配筋率、抗震构造和梁跨高比等。试件角柱节点位置处发生剪切破坏，靠近固定柱头的梁端形成塑性铰。在试件试验前期框架梁主要为空腹梁效应，而在试验后期框架梁主要为悬臂梁效应。

2013 年-2014 年，Yu 等^[51-52]设计了框架子结构系列试件，通过中柱移除拟静力试验研究子结构抗连续倒塌的受力性能。分析了梁柱连接区不同钢筋构造对子结构抗连续倒塌受力性能的影响，并通过有限元分析模型，研究了边柱侧向约束等因素对子结构承载力的影响。

楼板对于框架结构防连续倒塌承载能力的贡献是学者较为关心的问题，国内外学者也对此开展了大量的试验研究。Dat 等^[53]设计了 3 个 1/4 比例缩尺的双向梁板子结构试件，采用 12 点加载方式模拟楼板均布荷载。试验结果表明，T 型梁对负弯矩影响很大，悬索效应代替了正弯矩作用；在大变形下，依赖于不断发展的悬索效应的梁板结构承载能力因钢筋拉断或混凝土压溃等局部破坏而受到影响。

Qian 等^[54-55]为了研究在爆炸等偶然荷载环境中楼板对于楼盖系统抗连续倒塌承载力的贡献，设计了不考虑楼板作用和考虑楼板作用的对比试件。通过框架柱移除拟静力试验研究了试件在框架柱失效情况下的承载能力，试验表明，楼板中形成了拉膜效应(tensile membrane action)，且拉膜效应可以将楼盖系统承载能力提高 60%以上，明显减小了结构连续倒塌的可能性。

Ren 等^[56]设计了 7 个 1/3 比例缩尺的梁板楼盖系统子结构试件，研究梁板结构在抗连续倒塌中的荷载转换机理，试验变量包括梁高、板宽和板厚等，通过中柱移除拟静力试验，分析了梁板参数对子结构各个受力阶段的影响。Lu 等^[57]设计了 5 个 1/3 比例缩尺的梁板楼盖系统子结构，通过试验方法研究其在边柱移除情况下结构防连续倒塌的受力性能。试验结果表明，在小变形下楼板对梁板子结构承载力提高 146%，大变形下提高 98%。

楼板对于框架结构抗连续倒塌具有重要意义，可以大幅度地提高框架结构防连续倒塌承载能力，在设计中忽略楼板的作用，对于结构防连续倒塌来说是偏于

安全的，结构具有较大的安全储备。

1.5.2 理论、数值研究

连续倒塌试验模型建造速度慢、耗资大，尤其是动力试验研究，将耗费大量人力物力，而且试验研究一般局限于子结构，对于大型、复杂结构的分析常采用数值分析方法来研究。

Khandelwal 等^[58]提出了分析结构失去一根柱后的破坏模式和极限承载能力的方法，即“Pushdown Analysis”。并以 1 栋十层平面钢框架结构为例验证了该分析方法。Bao 等^[59]运用 Macromodel-Based Simulation 方法对 2 栋不同地震区的十层平面框架结构进行了模拟分析。研究表明，通过验证的宏模型分析结构连续倒塌是可行的，并且高地震区设计的框架结构承载能力高于低震区设计的框架结构。

2010 年，陈超^[60]编制了非线性静力分析程序，对框架结构考虑楼板刚度和不考虑楼板刚度两种情况进行了分析。分析表明，忽略楼板刚度贡献时，结构承载能力明显不足，考虑楼板刚度贡献时，烈度为 8 度和 9 度短边中柱移除过程满足抗连续倒塌要求，其余防倒塌工况仍然不满足倒塌要求。

2011 年，Li 等^[61]通过数值模拟方法对 2 个钢筋混凝土框架结构进行连续倒塌模拟分析，对拉结设计法进行了验证。分析表明，在考虑荷载重分布机理、动力效应和内力相关联等因素时，当前拉结法无法准确适用，作者改进了拉结法，应用范围和可靠性通过数值模拟得到验证。

2011 年，Sasani 等^[62]采用数值分析方法，建立了一个考虑梁板中轴力弯矩相互作用的非线性结构模型，评估了 1 个有四根相邻柱同时失效的结构抵抗连续倒塌的能力。分析结果表明，分析结果与试验结果吻合良好。

2011 年，李易^[63]基于能量平衡原理，建立了 RC 框架结构连续倒塌抗力需求分析的理论框架，即基于能量平衡原理推导出简洁的 RC 框架结构非线性动力构件抗力需求和线性静力构件抗力需求之间的关系，并通过数值算理验证了理论推导得到的抗力需求关系的正确性。

2016 年，Pham 等^[64]通过有限元软件 LS-Dyna 研究了分别利用拟静力加载和动力加载研究爆炸情况下结构抗连续倒塌的受力性能。研究变量为边界约束刚度、阻尼比等，模拟表明，边界约束刚度对子结构抗连续倒塌承载能力影响很大，并且认为用拟静力方法代替动力方法基本可行，但是会过高估计试件的承载能力，因为动力会造成结构的局部破坏。

2017 年，Yu 等^[65]通过数值模拟方法分析了框架底层柱失效时，影响框架结构抗连续倒塌承载能力的因素，其中，重力荷载和钢筋属性是影响其剩余承载能力最大的因素。

1.6 装配式混凝土框架结构抗连续性倒塌的研究进展

虽然国内外学者对于预制装配式梁柱节点抗震性能的研究已取得很大成果并提出了许多新型梁柱连接形式，但装配式混凝土结构抗连续倒塌的研究还不够深入。在近几年间，装配式结构抗连续倒塌的研究逐渐变热，学者主要以试验和数值模拟为手段进行研究其受力性能。

蔡小宁、陈佳佳^[66-67]对无粘结预应力节点进行了分析与试验，设计了一种梁顶和梁底采用角钢耗能的自复位节点，通过试验和 OpenSees 数值模拟研究了此节点的抗震性能和应用此节点的框架结构抗连续倒塌的性能。研究表明，角钢耗能自复位节点具有良好的自复位能力，同时由于耗能主要集中在角钢上，提高了地震后的可修复性；框架结构抗连续倒塌过程中，中心预应力筋始终保持弹性，结构表现为梁铰耗能机制，抗倒塌性能良好。

2014 年-2015 年，Nimse 等^[68-69]共设计了 5 个 1/3 比例缩尺的框架子结构试件，通过中柱竖向加载模拟中柱移除研究了湿连接和干连接试件抗连续倒塌的受力性能，与现浇试件进行对比分析。试验结果表明，在弹性阶段，预制装配式构件受力性能良好，但是在后期干连接试件相比于现浇试件强度下降明显；湿连接试件性能等同于现浇试件，干连接方式中使用 RC 牛腿连接要比钢坯牛腿连接受力性能好。

2015 年，Kang 等^[70-71]通过试验方法研究了三根柱两根梁的 5 个预制装配式框架子结构防连续倒塌性能，子结构采用叠合梁预制部分和预制柱拼装，在节点区和预制梁上层后浇混凝土的方式制作。改变框架梁底层钢筋的锚固方式，或弯钩，或搭接，研究了不同配筋率的预制装配式子结构防倒塌受力机理。试验表明，配筋率越高，子结构承载能力越高。且后浇采用工程材料 ECC 能使子结构受力性能等同于现浇。

2017 年，Tan 等^[72]对装配式混凝土结构的 2 个内框架和 2 个外框架进行子结构试验，在中柱上施加静力荷载模拟倒塌过程。其中，梁柱节点钢筋采用搭接方式或者 90°弯钩锚固。试验结果表明，梁柱节点钢筋采用搭接形式更容易发生悬链线效应，即具有更好的抗连续倒塌能力；梁柱节点采用 90°弯钩弯曲锚固时，框架抗倒塌机制为压拱机制和梁机制，悬链线作用很小，这是因为该节点方式在大变形时发生脆性破坏，延性变形很小。

2018 年，Feng 等^[73]利用有限元软件 OpenSees 建立了预制装配式框架子结构模型研究子结构防连续倒塌受力性能，模型中用纤维梁单元模拟框架梁和框架柱，而用二维节点单元模拟梁柱节点，针对不同长度的锚固筋长度的滑移关系，采用改变弹簧的荷载位移关系来模拟。利用模型进行了参数分析。

全装配式框架结构抗连续倒塌的问题研究并不多。2015 年，Main 等^[74]设计

了 2 个全装配式框架子结构移除中柱抗连续倒塌承载能力，子结构框架柱为短柱头，框架梁为深梁，梁柱连接采用焊接方式并设置了加强构造。试件破坏方式为剪切破坏，焊接与锚固板的中节点下部钢筋被拉断，对破坏模式和倒塌机制进行了分析研究。

2016 年，Klasila 等^[75]对一全装配式办公楼进行有限元建模，并瞬间拆除角柱分析结构的动力响应。文中指出，按照欧洲规范的拉结力法进行装配式结构设计时，角柱破坏后的结构不能有效抵抗连续倒塌。Tohidi 等^[76]采用 ABAQUS 有限元软件对装配式混凝土剪力墙结构进行连续倒塌分析，验证了拉结强度法在装配式楼板抗连续倒塌中的适用性。

2017 年，Elsanadedy 等^[77]利用 LS-Dyna 有限元软件对工程中常用的预制装配式梁柱干节点连接方式牛腿-插梢连接的框架子结构进行移除中柱倒塌模拟。结果表明，这种连接非常脆弱，承载能力非常低。通过在框架梁端上部安装角钢，用螺母将插梢杆和角钢连接等方式对节点连接进行了改进，提高了该种连接的承载力，但是试件的延性有限，而且二次预防能力较差。

2018 年，Qian 等^[78]设计了包括 1 个现浇和 2 个预制装配式混凝土梁板子结构试件，其中两个装配式试件中梁柱分别采用插杆铰接连接和焊接连接两种干式连接方法。通过边柱移除拟静力试验方法，研究了装配式试件抗连续倒塌的受力性能。试验表明，采用焊接连接的试件破坏形式为脆性破坏，承载能力和延性都比较差，而采用插杆铰接连接的试件虽然初始刚度和承载能力低，但由于其较大的转动保证了其延性良好。

对于装配式框架结构防连续倒塌的研究引起了工程界的关注，但目前大多研究集中为湿连接或者装配整体式框架结构的研究，全装配式或者干连接框架试件抗连续倒塌的研究很少，国家也没有出台相应的指导规范规程。因此，开展全装配式框架结构抗连续倒塌的研究很有必要。

1.7 本文研究目的及内容

建筑工业化是我国建筑业的发展方向，随着国家相关政策的出台，预制装配式建筑在我国迅速发展起来。目前国内学者对于装配式框架结构的研究不足，尤其是全装配式框架结构的研究很少。我国规范对装配整体式结构出台了相关的设计规范，而对全装配式结构没有明确的指导性文件。对全装配式框架梁柱连接节点及整体结构的研究很有必要，尤其是结构在遭遇爆炸、车辆撞击和火灾等偶然荷载时能否保持结构的稳定性和安全性值得深入的研究。

为了研究全装配式混凝土框架结构在遭遇煤气爆炸、车辆撞击、火灾等偶然荷载作用下防连续性倒塌的受力性能，本文采用试验和数值模拟方法对包括一个现浇框架子结构和两个全装配式框架子结构 1/2 比例缩尺的子结构试件进行了研

究，分析了其在移除中柱情况中结构荷载传力路径的变化和转换机制，探讨这种干连接节点的可靠性和安全性。文章主要研究内容为：

(1) 本文根据《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)和《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)设计了一栋纵横向均为四跨的七层空间预制全装配式框架结构，利用结构设计软件 PKPM 进行计算配筋。为了研究其抗连续倒塌受力性能和荷载转换机理，按照 1/2 比例缩尺制作了一个为现浇子结构和两个全装配式子结构。装配式子结构采用混凝土牛腿-插梢杆-角型钢板方式连接，两个试件分别采用名牛腿和暗牛腿方式。设计了试验加载装置，完成了三个试件的试验加载。

(2) 对试件的试验结果进行了整理分析，包括荷载位移曲线、极限承载力、极限位移和钢筋和混凝土的应变等。对比了三个试件承载力和极限位移的大小，分析了试件的裂缝发展和最终破坏模式，比较了现浇试件和装配式试件在抗连续倒塌的受力过程的差异，揭示了装配式试件抗连续倒塌荷载转换机理，评估了装配式节点的安全性和可靠性。

(3) 利用 ABAQUS 中 Explicit 分析模块，建立 ABAQUS 有限元显示算法分析模型，模型的正确性通过试验结果得到验证。对预制装配式试件进行精细化模拟，模拟试件在整个试验过程的受力状态和试件的破坏模式，基于试验结果，优化节点连接，使其在保证节点强度的情况下增加结构延性，并增大结构的二次防御能力，得到防连续倒塌的要求。

(4) 利用 ABAQUS 中 Standsrd 分析模块，建立了 ABAQUS 有限元隐式算法分析模型，研究了周边结构约束对 RC 框架防连续倒塌受力性能的影响。分析了边跨约束、楼板作用和楼层数量等结构约束对失效跨承载能力和变形能力的影响。研究了不同约束的变化对 RC 框架结构移除中柱过程各个受力阶段(弯曲阶段、压拱阶段和悬索阶段)的影响。

第2章 全装配式框架结构抗连续倒塌试验方案设计

结构的局部破坏可能导致整个结构发生倒塌或发生与初始缺陷不成比例的局部破坏。拟静力试验方法是采用一定的载荷控制或变形控制对试件进行低速加载,使试件从弹性阶段直至破坏的一种试验方法^[45]。由于其经济性和实用性的特点,拟静力试验是目前研究结构和构件性能中应用最为广泛的试验方法,并且可以最大限度地获取试验过程中各个阶段的试验数据,包括荷载、位移和应变等。

拆除构件法是目前研究框架结构抗连续倒塌性能常用的手段,通过拆除框架柱等承重构件模拟其失效,并在拆除构件上方施加荷载直至结构发生破坏,获取整个试验过程中构件参数的变化。

2.1 试验目的

目前,国内外对钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌的研究取得了丰硕的成果,但对于预制装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的研究不够深入,尤其是全装配式混凝土框架结构,由于其预制梁、柱连接区的薄弱性,全装配式混凝土框架结构在遭遇偶然荷载时的承载能力和受力性能一直是工程师们关心的问题,而且各国并未统一的全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的设计规范。因此,研究全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌具有极其重要的现实意义。为研究全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的受力性能,本文设计了一栋全装配式混凝土框架结构,并提取底层框架结构进行拟静力试验研究。试验目的主要有以下几点:

(1) 研究两个采用工程中常用的梁柱牛腿-插梢杆连接节点的全装配式混凝土框架结构在中柱移除过程中抗连续倒塌的受力性能和荷载转换机制,对比明牛腿和暗牛腿两种连接的承载能力和极限位移,揭示二者抗连续倒塌的受力机理,分析二者荷载转换机制的差异;

(2) 对比装配式试件和现浇试件在每个受力阶段的承载能力,分析装配式试件和现浇试件裂缝发展的差异与破坏模式的不同,揭示装配式试件抗连续倒塌的传力机制,对比现浇试件,评价装配式混凝土框架结构梁柱连接节点的可靠性与安全性;

(3) 利用数值分析方法,通过 ABAQUS 有限元分析软件,建立装配式混凝土框架结构试件模型,对试件中柱移除拟静力试验进行模拟,根据试验装配式梁柱节点破坏模式,利用有限元模型对梁柱连接节点进行优化设计,改善连接节点的受力性能,增强节点的承载能力,为全装配式梁柱连接提供理论支持。

2.2 原型结构设计

为了研究全装配式混凝土框架结构在遭遇煤气爆炸、恐怖袭击和车辆撞击等偶然荷载作用时抗连续性倒塌的受力性能，本文设计了一栋纵横向均为四跨的七层预制装配式混凝土框架结构，如图 2.1 所示。此框架原型结构横向柱距为 6.0m、纵向柱距为 7.5m、层高为 3.6m，整体形状为长×宽×高=24m×30m×25.2m 的长方体空间规则形状结构。框架柱截面尺寸为 700mm×700mm，框架梁截面尺寸为 400mm×600mm。

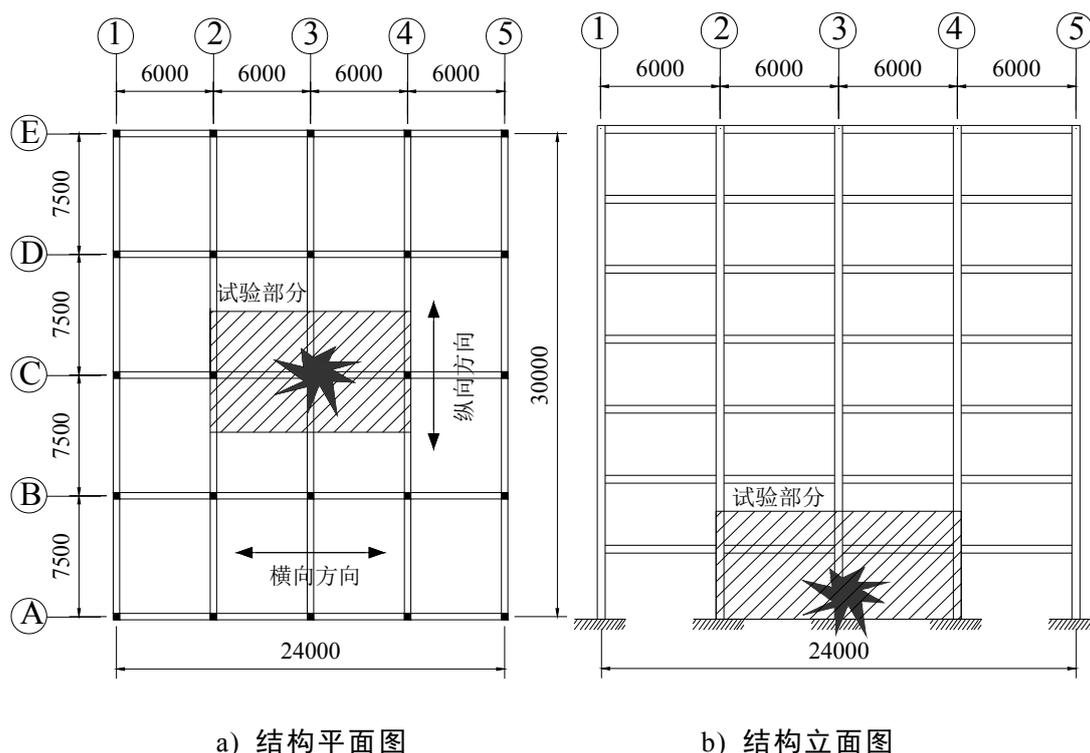


图 2.1 原型结构图

按照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[79]和《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)^[80]的要求设计，利用结构设计软件 PKPM 三维空间分析设计模块 Satwe 计算配筋。荷载按照《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2012)^[81]规定，恒荷载计算时考虑楼板厚度为 160mm，并在除去梁柱板墙的自重外考虑外加 5.0kN/m²的楼板均布荷载，填充墙采用空心小砌块，重度为 11.8kN/m³，所有框架梁通长布置；活荷载按照居民住宅取值，屋面活荷载取为 0.5kN/m²，其他楼层活荷载取为 2.0kN/m²；结构考虑 7 度设防。

框架结构梁柱节点连接采用混凝土牛腿-插梢杆方式连接，利用牛腿承担节点处的剪力，是一种铰接连接方式，如图 2.2 所示。对插梢杆连接方式进行了加强设计，改进前预制梁柱通过牛腿和牛腿伸出的插梢杆连接，改进后在梁端上表面安装了一个角型钢板，利用角型钢板将预制梁上端和预制柱相连，使整个节点利用插梢杆的抗剪能力传递弯矩。并且在牛腿内部，设置了环形箍筋将插梢杆将水

平拉结，在预制框架梁中同样设置了将插梢杆拉结的锚固筋，具体细节布置见试件配筋详图。

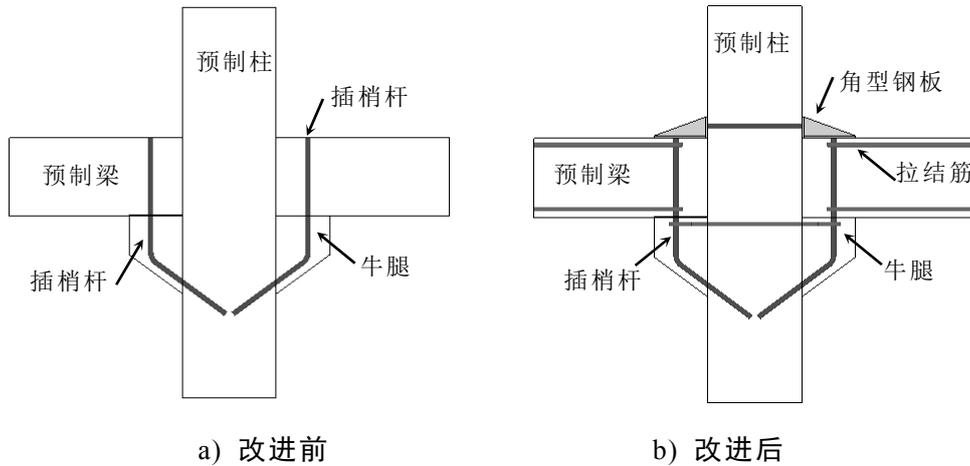


图 2.2 牛腿-插梢杆连接图

虽然设置了角型钢板加强了节点连接，但考虑到这种连接节点的弯矩传递能力有限，介于刚接和铰接之间，本文在 PKPM 软件进行结构设计计算时，考虑了两种计算模型，如图 2.3 所示。分别为 a)梁柱刚接形式，框架梁与框架柱完全刚接，节点区域既传递剪力，又传递弯矩，承载能力等同于现浇结构；b)铰接连接形式，这种连接方式中，框架柱通过可靠连接，性能与整体现浇柱相当，而预制框架梁与预制框架柱在梁端采用铰接形式，节点区域只传递剪力，不传递弯矩。按照两种计算模型配筋方案，考虑到这种半刚性的连接，最终配筋方案满足两种结构形式。

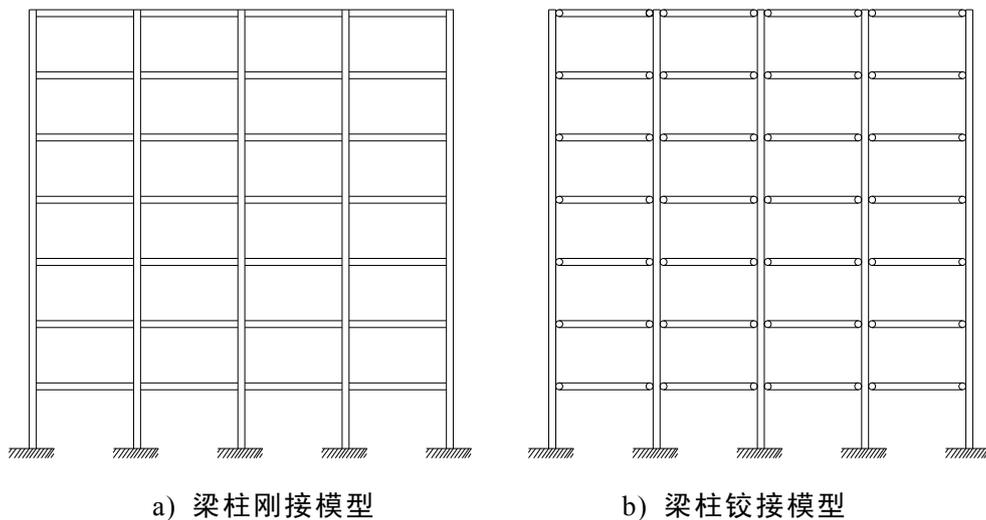


图 2.3 框架结构计算模型(立面图)

2.3 模型结构设计

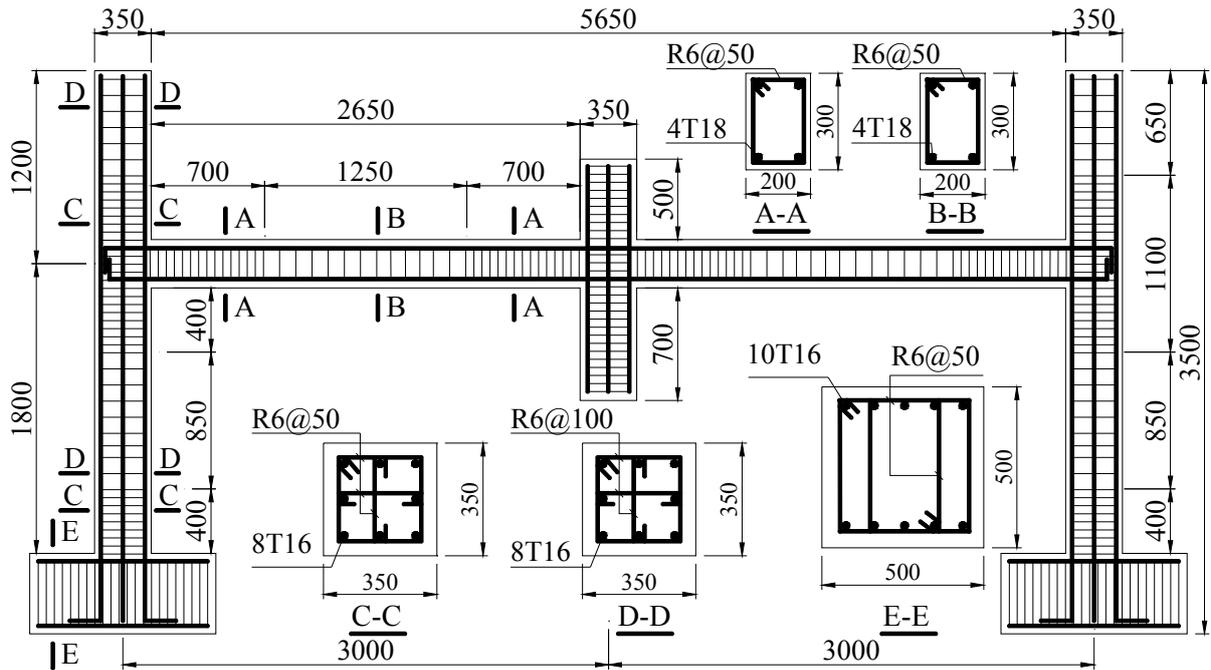
完成原型结构的设计配筋后，提取图 2.1 阴影部分所示的框架子结构作为试验研究对象，按照 1/2 比例缩尺，制作了框架子结构试验模型。总共 3 个试件，

包括 2 个全装配式混凝土框架结构试件(PC1, PC2)和 1 个现浇框架结构对比试件(RC)。子结构试件的详细尺寸见图 2.4, 框架结构试件的框架柱截面是边长为 350mm 的正方形, 边柱取底层整根柱至二层柱的反弯点处, 并考虑约束安装位置, 柱高为 3000mm。为了固定边柱柱底, 设置了截面为 500mm×500mm 的锚固地梁, 框架中柱高度取为 1500mm。框架梁为 200mm×300mm 矩形截面, 梁净跨为 2650mm。详细试件信息见表 2.1, 其中所有纵向钢筋均采用 HRB400 级钢筋, 横向箍筋均采用 HPB300 级钢筋。

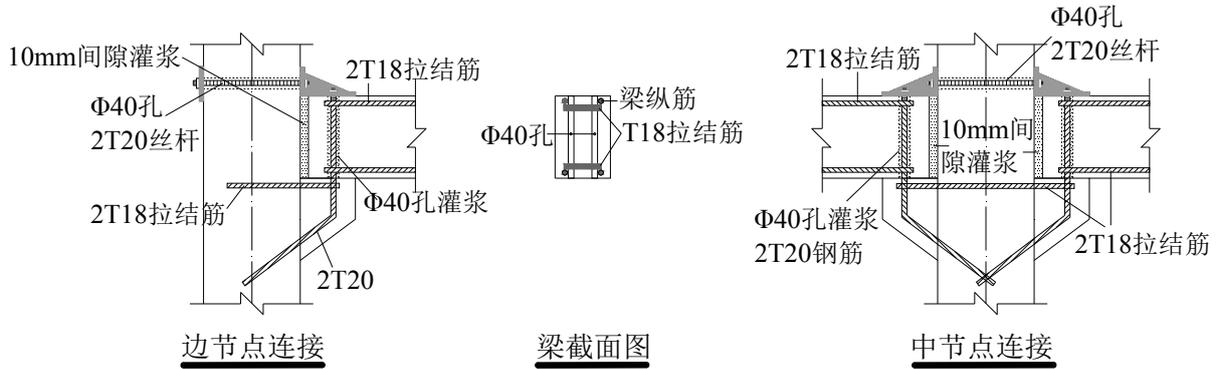
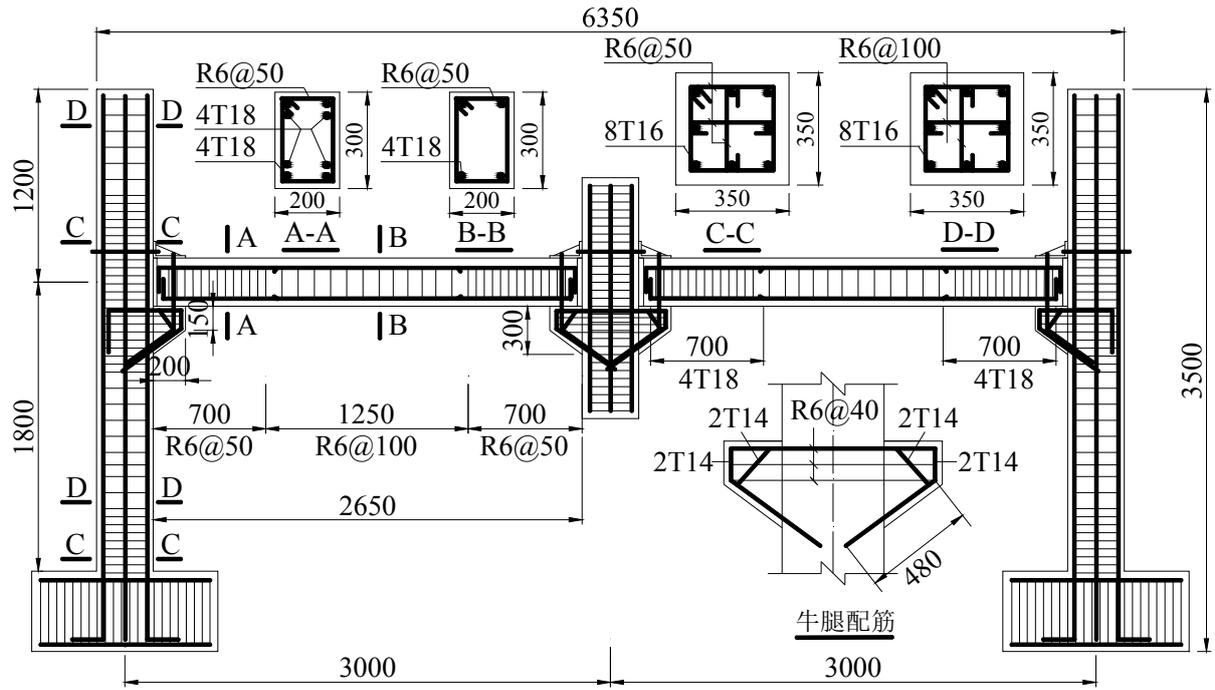
表 2.1 试件详细信息表

试件 编号	试件尺寸				纵向钢筋			横向箍筋		
	柱截面 /(mm ²)	边柱高 /(mm)	梁截面 /(mm ²)	梁净长 /(mm)	柱纵 向筋	梁纵 向筋	牛腿 纵筋	柱箍筋	梁箍筋	牛腿
RC	350×350	3000	200×300	2650	8T16	4T18	-	R6@50	R6@50	-
PC1	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14	/100	/100	R6@40
PC2	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14			R6@40

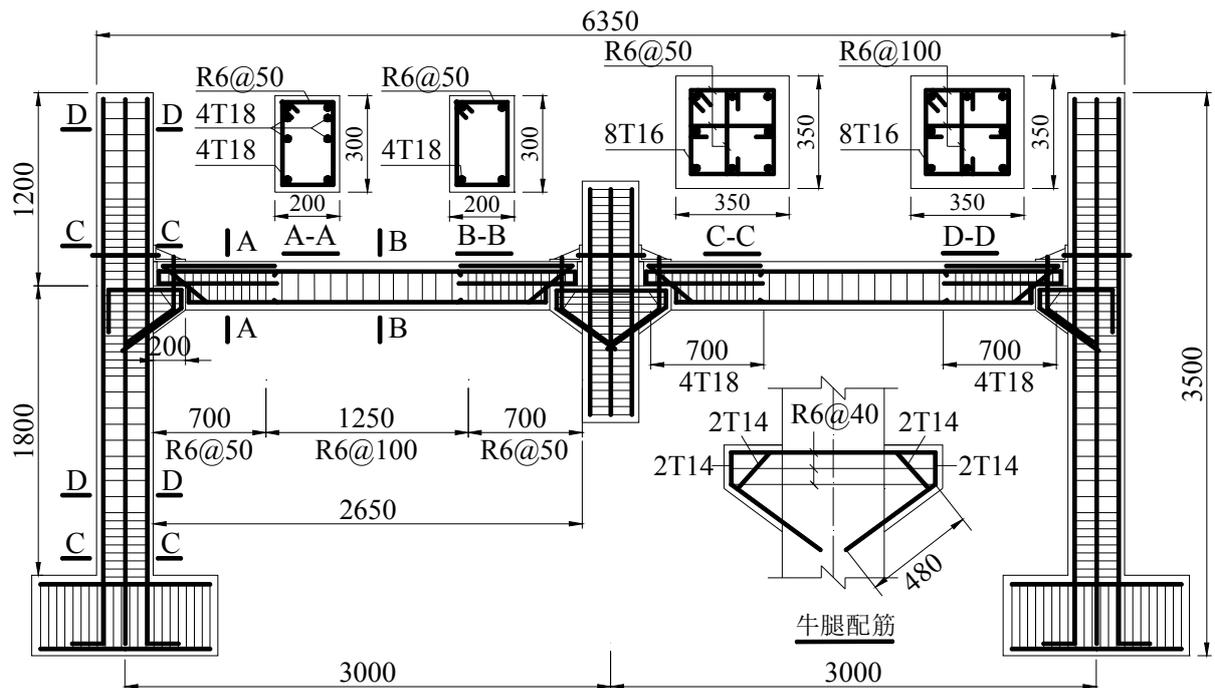
注：表中 T16 表示直径为 16mm 的变形钢筋，R6 表示直径为 6mm 的光圆钢筋。

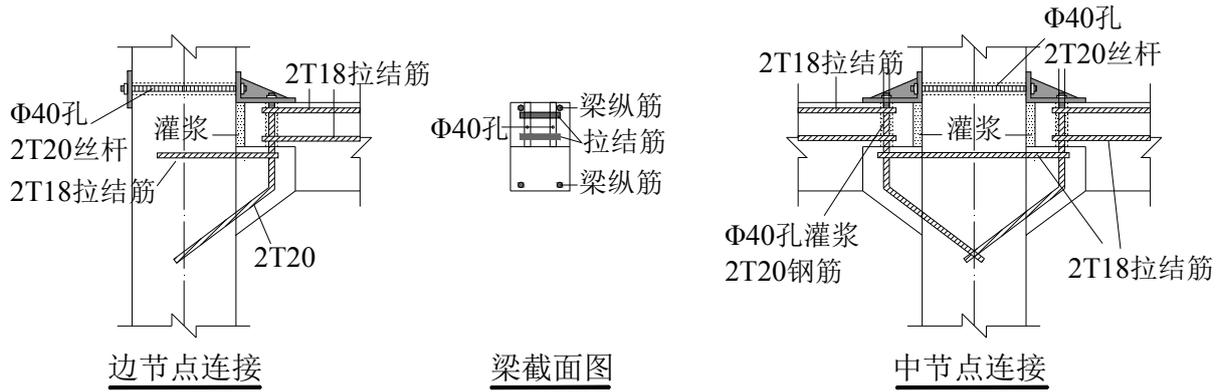


a) 现浇 RC 试件



b) 预制装配式 PC1 试件





c) 预制装配式 PC2 试件

图 2.4 框架子结构尺寸及详细配筋图

根据 PKPM 计算配筋的结果，综合两种计算模型的配筋方案，最终框架子结构试验模型的详细配筋见图 2.4。

试件 RC 为现浇框架子结构试件，为预制装配式框架子结构试件的对比试件。现浇框架梁配筋为通长的 4T18，框架梁上下各两根钢筋，端部利用弯钩锚固在边柱内。

试件 PC1 为装配式节点的预制试件，采用明牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，如图 2.4b)所示。梁柱纵向钢筋与 RC 试件配筋相同，梁纵向受力钢筋在预制梁端弯起。为安装插梢杆，在预制梁端留有 2 个直径为 40mm 的孔，并在预制梁端上下部位设置 U 型锚固钢筋，绕过孔洞将孔洞拉结锚固。预制柱牛腿内部同样设置 U 型锚固钢筋，将牛腿内部插梢部分拉结锚固。

试件 PC2 为装配式节点的预制试件，采用暗牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，如图 2.4c)所示。由于采用暗牛腿连接，预制梁端处为企口形式，梁下部纵向受力钢筋在预制梁端企口处弯起，上部钢筋在梁端向下弯起。预制梁端企口位置有 2 个直径为 40mm 的孔为安装插梢杆预留，在预制梁端上下部位和牛腿内部设置 U 型锚固钢筋，将插梢杆拉结锚固。



图 2.5 角型钢板图

预制试件节点连接处除了插梢杆与牛腿的连接，在预制梁端上表面处插梢杆

顶端还与角型钢板通过螺母连接在一起。角型钢板为钢板弯曲制作，并焊接了三个小钢筋保证其刚度，如图 2.5 所示。长肢面与插梢杆连接，短肢面与穿过预制柱预留孔洞的高强螺杆连接，高强螺杆穿过孔洞，用锚固板锚固于预制柱背面。考虑安装误差，预制梁端面与预制柱相接的地方预留 10mm 宽的间隙，梁柱安装完成后用高强灌浆料填充。

表 2.2 钢筋及混凝土的力学性能指标实测值

项目	钢筋类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	伸长率
钢筋	R6	385	460	$\delta_5=26\%$, $\delta_{10}=21\%$
	D14	465	616	$\delta_5=25\%$, $\delta_{10}=22\%$
	D16	505	630	$\delta_5=28\%$, $\delta_{10}=23\%$
	D18	485	622	$\delta_5=24\%$, $\delta_{10}=21\%$
	D20	493	629	$\delta_5=27\%$, $\delta_{10}=19\%$
混凝土	R C: 立方体(边长 150mm)	27.4 MPa		
	PC1: 立方体(边长 150mm)	35.3 MPa		
	PC2: 立方体(边长 150mm)	37.6 MPa		
灌浆料	PC1: 立方体(边长 100mm)	43.4 MPa		
	PC2: 立方体(边长 100mm)	40.8 MPa		

试验试件纵向钢筋均采用 HRB400 级钢筋，箍筋采用 HPB300 级钢筋。钢筋材性试验按照《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T228-2010)^[82]，在材料检测室里微机控制电液伺服万能试验机(WAW-E600C)上完成。在同批次钢筋中，选取每种直径的钢筋 3 根，长度为 550mm 的试样，将测试得到的钢筋屈服强度、极限强度和伸长率分别取平均值，其结果见表 2.2。

混凝土设计强度为 C35，按照《混凝土强度检测评定标准》(GB/T50107-2010)^[83]，在微型控制恒加载压力试验机(TYA-2000E)上进行。将浇筑当天预留的 150mm 的立方体试块进行测试，每 3 个试块为一组取平均值，结果见表 2.2。灌浆料强度设计为 C50，测试方法同混凝土，灌浆料预留试块为边长 100mm 的立方体。试件 RC 采用现场原位一次性浇筑完成，试件 PC1 和 PC2 采用梁柱单独预制，安装就位时，首先固定预制框架柱，再安装预制框架梁，定位安装后用高强灌浆料对预留孔洞和梁柱连接面间隙进行了填充。

2.4 试验加载测量方案

2.4.1 试验加载装置

根据试验目的，设计了框架子结构试验加载装置，如图 2.6 所示。该装置包括加载钢架、中柱支撑约束装置、边柱反弯点约束装置和子结构地梁约束装置四大部分。加载钢架可以保证试件试验过程中的加载程序顺利完成，又可以为边柱约束装置提供可靠的支撑；中柱支撑约束装置可以使中柱竖直向下运动，不发生

倾斜和侧移；边柱高度为底层层高加二层一半的层高，所以边柱上端反弯点约束装置可以使边柱端沿平面内自由转动，但不发生位移；地梁约束装置的作用是使框架子结构边柱柱底固定约束。所有装置均为预先设计和现场制作安装完成的。

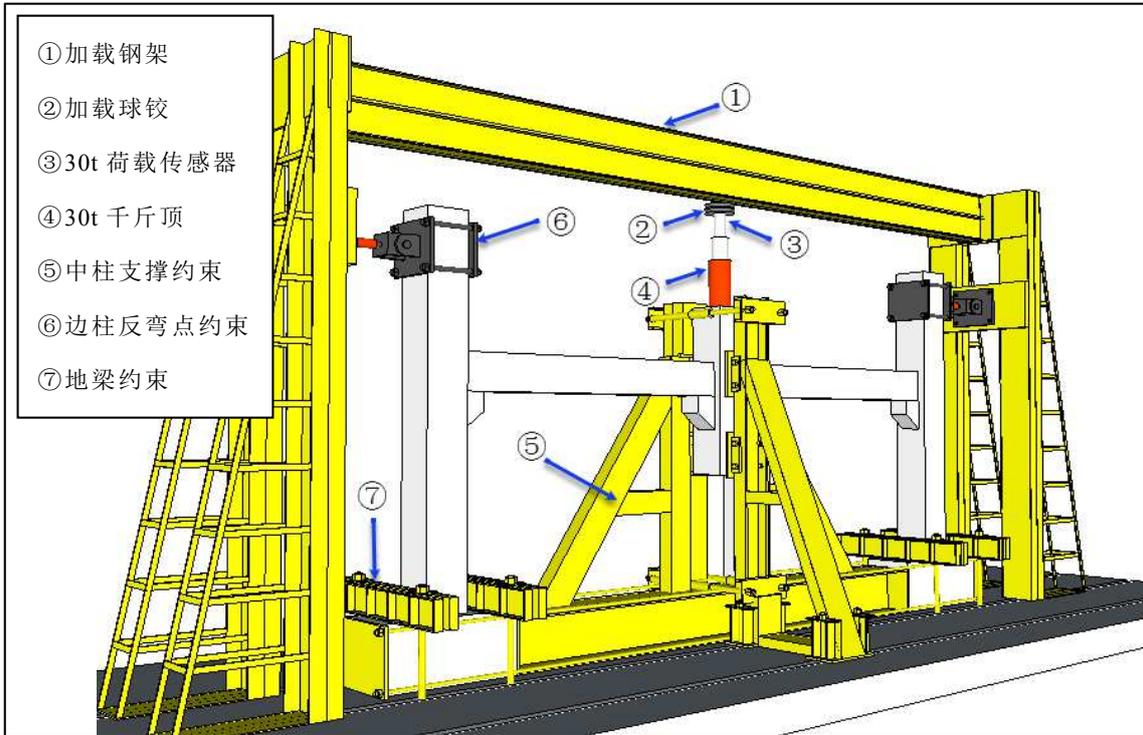


图 2.6 加载装置设计图

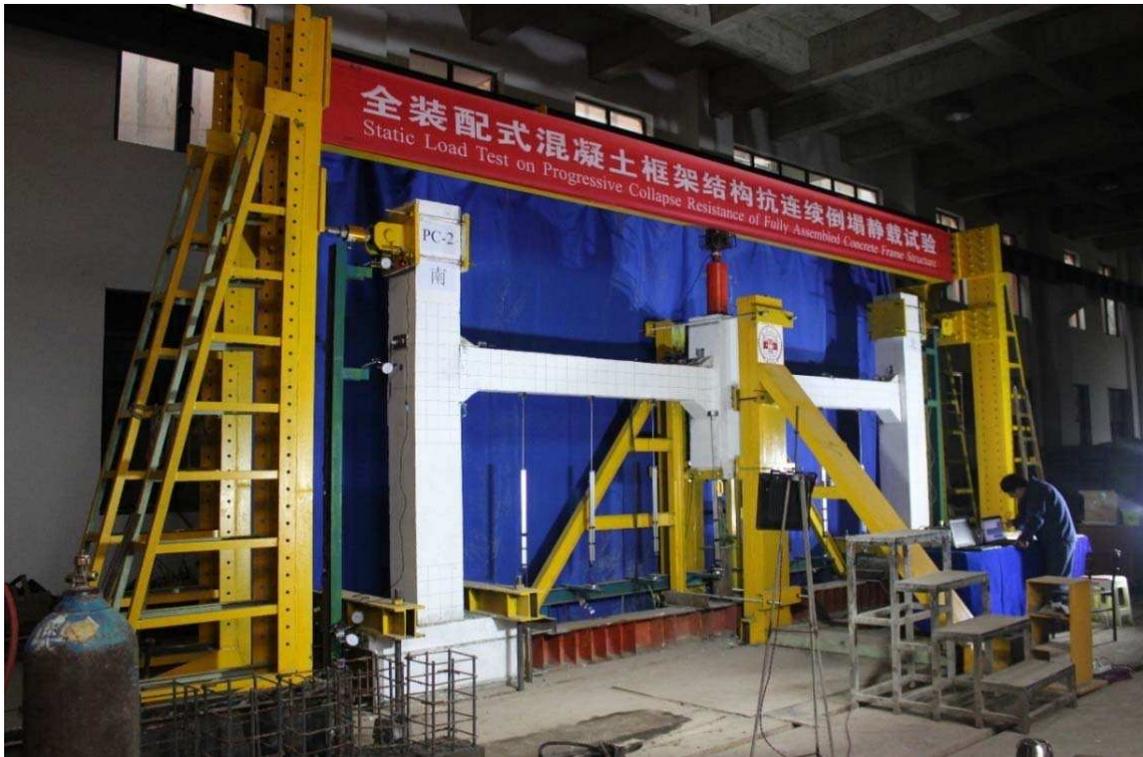


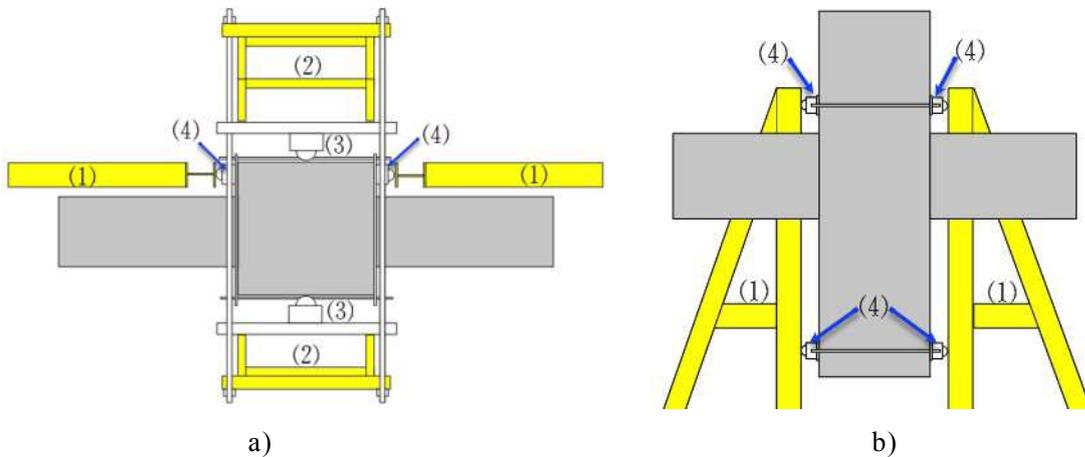
图 2.7 框架子结构装置实物图

图 2.7 为子结构现场试验装置图，图中黄色钢架和支撑为加载约束装置，绿色的支架为测量仪器安装表架，包括用于测量边柱位移的百分表架和测量框架梁

竖向位移的电子尺支架。现场装置与设计完全相符，加载装置与测量装置相互独立，保证试验顺利进行。

中柱支撑约束装置是为了保证试验过程中子结构试件中柱竖直向下运动，不产生平面外的移动和平面内的转动。中柱支撑约束如图 2.8 所示，主要包括平面外的约束和平面内的约束。平面外的约束包括钢支撑、连接螺杆及约束球铰。中柱两侧各两个大球铰以保证中柱不产生平面外的位移，并且球铰可以随意转动不会对试件产生过大的摩擦约束力，安装在平面约束钢支撑上，安装位置可以根据试件高低上下调节，中柱向下运动时，球铰就会转动。依据实验室场地地槽的布置，平面外约束钢支撑一侧采用 A 字型支撑，一侧采用直立的支撑。

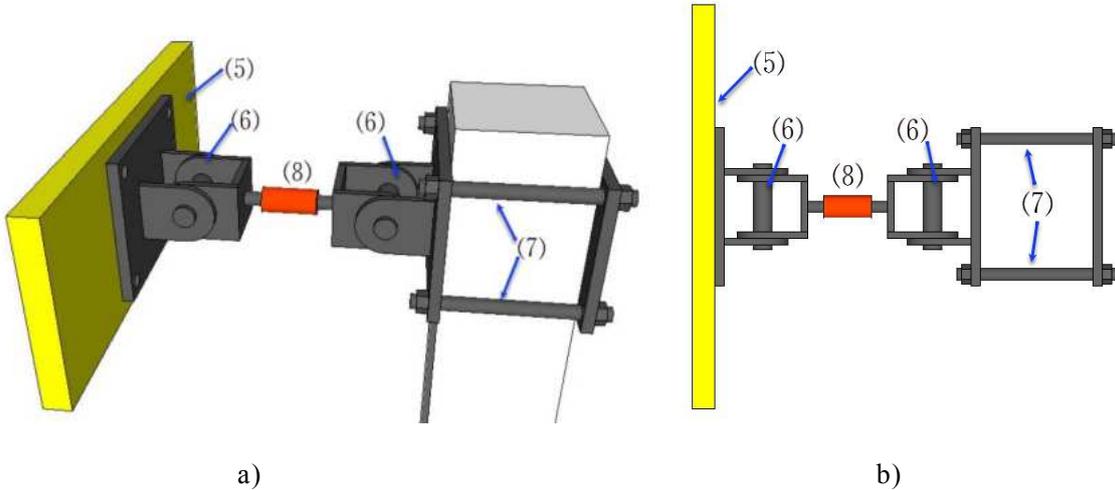
为了使中柱头竖直向下运动，不产生平面内的转动，设置了平面内的转动约束。转动约束包括 A 字型钢支撑和小球铰。平面内 A 字型钢支撑总共两个，布置在中柱两侧，由 I100×100×5 型工字钢焊接制作而成，安装位置为框架梁后面与框架柱突出框架梁的部分。小球铰中柱两侧各两个，通过螺杆螺母固定在中柱上面，随着中柱的向下的移动而运动。小球铰在中柱的安装位置为中柱突出框架的部分，与 A 字型支撑钢架紧密相接，A 字型支撑钢架为小球铰的运动轨道，使小球铰随中柱沿着型钢方向向下运动。



注：(1)中柱平面内约束支撑；(2)中柱平面外约束支撑；(3)大球铰；(4)小球铰。

图 2.8 中柱支撑约束装置图⑤：a) 俯视图；b) 正视图

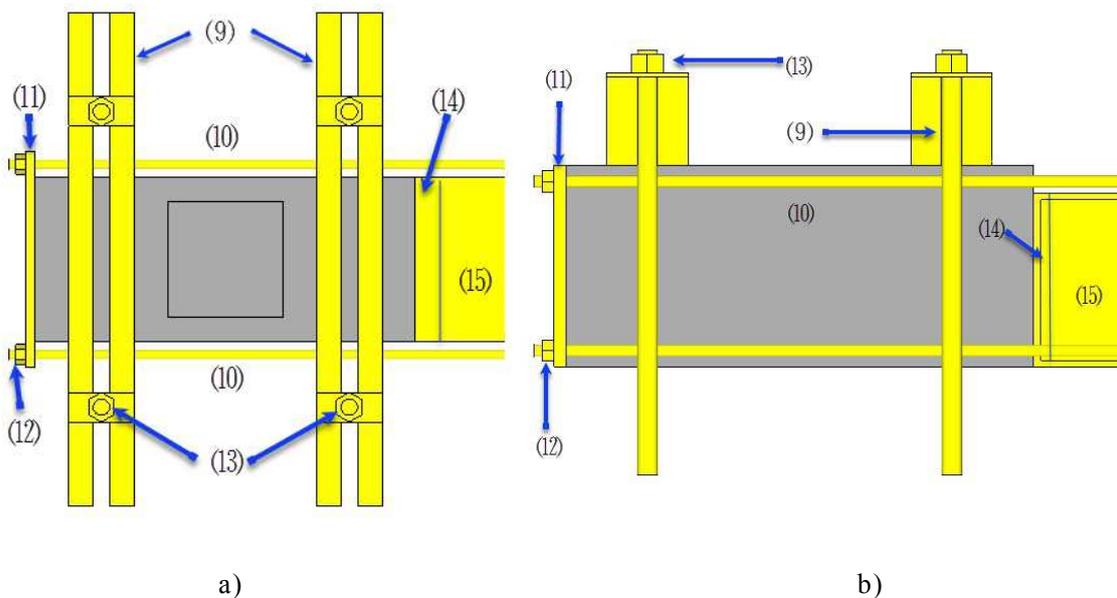
图 2.9 为框架子结构试件边柱上端反弯点的约束装置。子结构边柱高度取为框架底层柱柱底至二层反弯点处，反弯点处约束平动位移，不约束转动位移。(6)为 $\Phi 50$ 可以转动的铰机构，可以随着边柱的位移发生转动，左边的铰用高强螺栓连接在加载钢架上，右边的铰用螺杆和螺母连接在边柱反弯点处。(8)为 30t 荷载传感器，通过 $\Phi 60$ 的螺杆两边分别于边柱处铰机构和钢架处铰机构相连，用来测量边柱反弯点处水平拉压荷载值。



注：(5)锚固板；(6)铰形转动连接；(7)锚固高强螺杆；(8)30t 荷载传感器。

图 2.9 边柱反弯点约束图⑥：a) 三维图；b) 俯视图

图 2.10 为边柱地梁约束装置。此装置是为了保证边柱地梁保持固定，不发生位移，对边柱柱底产生固定约束，包括竖向运动的约束和水平运动的约束。通过高强螺杆用压梁将边柱地梁牢牢锚固，高强螺杆上端用螺母与压梁连接，下端锚固于地槽中。这样使得地梁左右两侧均不产生垂直方向的位移和转动位移。为了使试件在试验过程中不产生水平位移，设置了水平方向运动的约束，南北两根地梁之间放置了一根工字型钢梁，在边柱安装就位后用现浇混凝土填充间隙钢梁与地梁之间的间隙，并用螺杆将锚固钢板与钢梁连接在一起，使地梁与钢梁紧密连接，保证二者不产生相对的位移。



注：(9)钢压梁；(10)高强螺杆；(11)锚固钢板；(12)小螺母；(13)大螺母；(14)混凝土填充间隙；(15)钢梁。

图 2.10 地梁约束图⑦：a) 俯视图；b) 正视图

2.4.2 试验测量方案

为了获取中柱移除过程中框架子结构的承载能力、变形性能以及荷载转换机制，共测取了荷载、位移和钢筋及混凝土应变值。详细测试布置与编号见图 2.11-图 2.12。

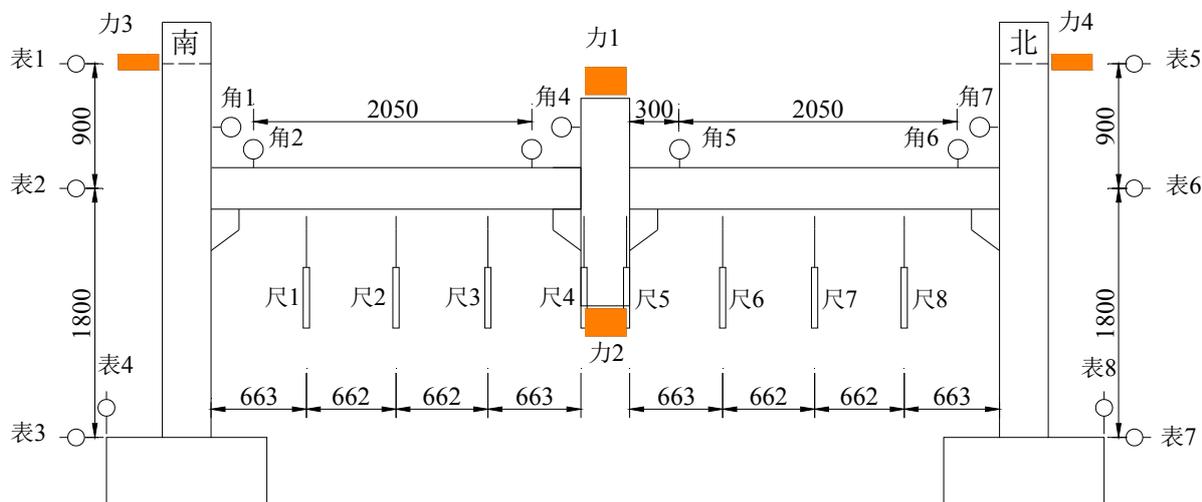


图 2.11 框架子结构试件位移与荷载测量方案

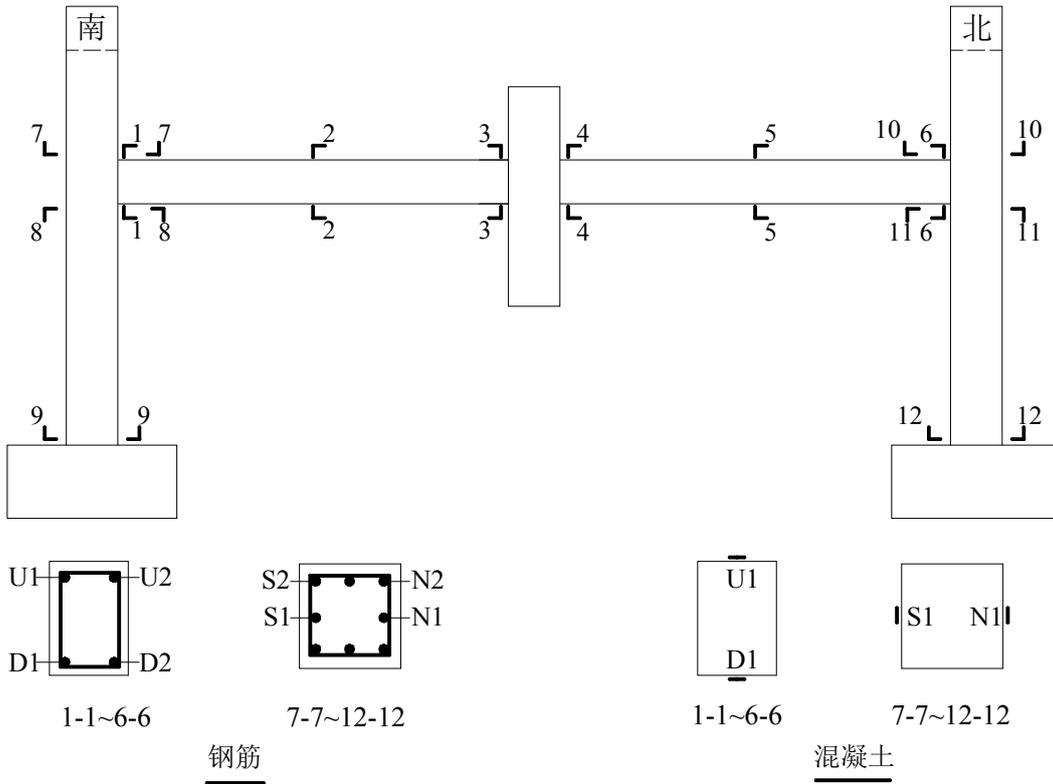
图 2.11 为框架子结构试件荷载和位移测试图。位移项目包括框架梁竖向位移、框架边柱水平侧移及边柱地梁位移、梁柱局部转角。框架梁八个测点的竖向位移可以描绘出子结构两根梁在每个阶段的变形曲线；边柱三个测点的位移描绘出边柱在加载各个阶段的整体变形；中柱施加荷载与竖向位移的关系曲线是评判结构承载能力的重要曲线。边柱反弯点约束荷载和柱顶位移的关系则体现了钢架对边柱反弯点弹性约束的属性。

图中荷载测试布置点共 4 个，分别为中柱上下端和南北两侧边柱反弯点约束处。中柱处的荷载传感器是为了测试试验过程中施加的荷载，边柱反弯点处的荷载传感器则为测试边柱约束荷载。

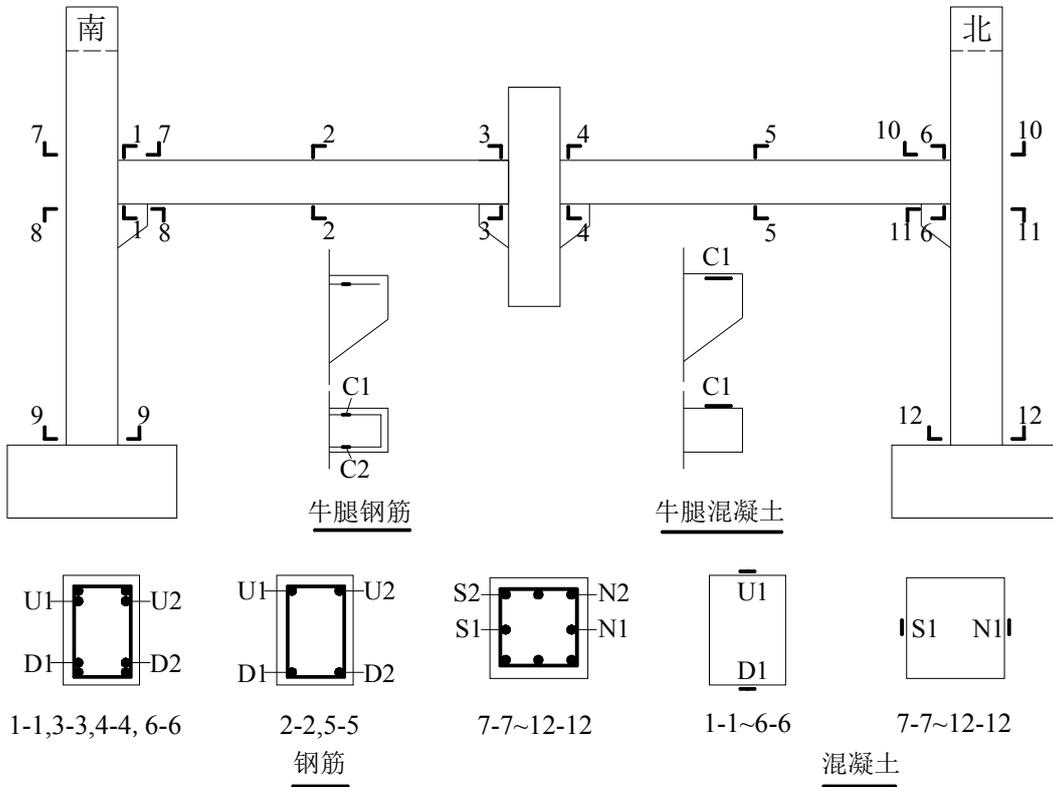
图 2.12 为框架子结构试件应变布置方案图。应变测量主要包括钢筋应变和混凝土应变的测量。图 2.12a) 为子结构 RC 试件的应变布置图。整个子结构每根框架梁设置 3 个测试截面，为 2 个梁端截面和 1 个跨中截面。每根边柱设置 3 个测试截面，为节点区上下截面和边柱柱底截面。框架子结构梁柱应变测试总共 12 个截面。如图所示，每个截面布置 4 个钢筋应变片和 2 个混凝土应变片，框架梁的钢筋应变片布置在每个截面的 4 根钢筋上，混凝土应变片布置在梁顶和梁底；框架边柱的钢筋应变片布置在南北侧各 2 个，混凝土应变片在南北两侧各 1 个。

图 2.12b)-c) 分别为预制装配式混凝土框架试件 PC1 和 PC2 应变片布置图。框架柱纵向配筋与现浇试件 RC 相同，钢筋和混凝土应变布置相同。框架梁的纵向钢筋在梁端设置搭接锚固筋，在梁端截面 (1-1, 3-3, 4-4, 6-6) 钢筋应变片布置在搭

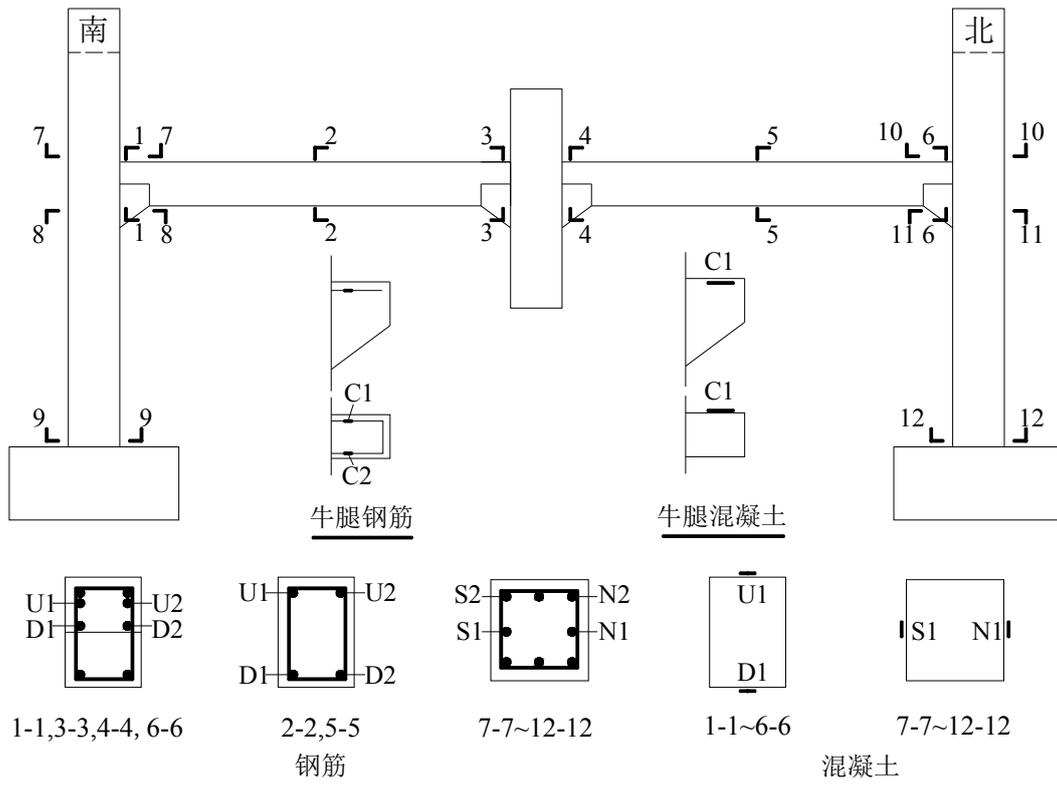
接钢筋上，混凝土应变片布置与 RC 试件相同。与 RC 的不同在于牛腿，在牛腿钢筋布置钢筋 2 个应变片和牛腿表面布置 1 个混凝土应变片。



a) RC 试件



b) PC1 试件



注：图中“U”表示框架梁截面上部；“D”表示框架梁截面下部；“N”表示框架柱截面北部；“S”表示框架柱截面南部；“C”表示牛腿截面。

图 2.12 框架结构试件应变测量方案

表 2.3 为试验加载和测试仪器汇总表。

表 2.3 试验仪器汇总表

类型	仪器名称	型号规格	量程	精度	用途
加载	多节液压千斤顶	30t	300kN	/	试验中柱上部加载
仪器	机械千斤顶	16t	160kN	/	试验中柱下部卸载
	静态应变测试仪	东华 DH3816N-1	/	/	应变测量
	静态应变测试仪	东华 DH3816N-2	/	/	应变测量
	智能数字静态电阻应变仪	泰瑞 YJZ-16	/	/	荷载测量
测量	百分表	50mm	0-50mm	0.01mm	边柱位移测量
仪器	电子尺	LWH-700mm	0-700mm	0.1mm	框架梁位移测量
	传感器显示表	DS3A-NΩ	/	±0.3%F	位移显示器
	金属数显倾角盒	Wd10008007	4×90 °	0.05 °	角度测量
	荷载传感器	科动 KD4030A	300kN	/	荷载测量
	荷载传感器	科动 KD4010A	100kN	/	荷载测量

2.5 试验加载过程

试件安装就位时,在框架中柱下方放置了一个 16t 的机械式千斤顶(1 号千斤顶),模拟试验开始前框架中柱的支撑作用,在框架中柱上方放置了一个 30t 的手动液压式千斤顶(2 号千斤顶),用于试验过程中施加荷载作用。除千斤顶安装外,加载球铰、钢垫板等加载小附件和电子尺、百分表、倾角仪和荷载传感器等测量仪器均同时安装完毕。

试验加载过程分为三两个阶段,第一阶段为试验预加载阶段。首先通过 2 号千斤顶施加荷载使加载装置各部分充分接触,并检测中柱上端荷载传感器和中柱下端荷载传感器的荷载读数是正常;然后卸载 1 号千斤顶检查其他测量仪表是否工作正常;最后通过荷载和中柱位移控制预加载卸载过程,使试件回归初始状态。

第二阶段为中柱下部卸载阶段。试验开始时,通过逐级卸载 1 号千斤顶,测量包括试件自重、中柱上端 2 号千斤顶、加载球铰以及荷载传感器等传递给中柱的荷载。

第三阶段为中柱上部加载阶段。这一过程为试验主要加载阶段,通过放置在框架中柱上端的 2 号千斤顶对中柱逐级施加荷载,直到试件破坏,失去承载能力或发生倒塌。获取加载过程中荷载、位移、应变等试验数据。

试验开始前期为力控制加载,卸载阶段每级卸载 3kN,加载阶段每级加载 5kN,在荷载达到峰值荷载或者荷载有所降低开始,由力控制加载改为位移控制加载。每级荷载施加完毕后,试件持荷 5min,然后进行荷载、位移及应变的采集工作,并进行试件裂缝的观察与记录。

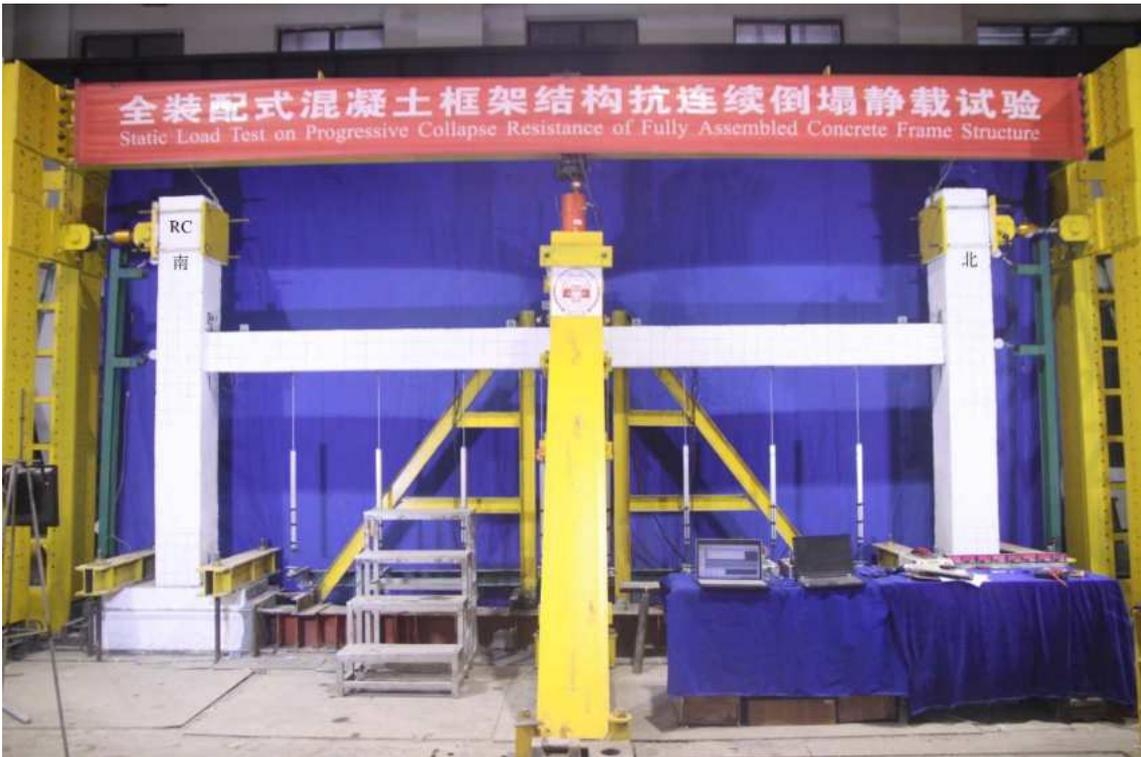
2.5.1 RC 试件试验过程照片

RC 试件为现浇框架子结构,为原位浇筑。试件达到设计强度后开始试验。图 2.13 为 RC 试件试验过程中几个关键阶段的变形图。图 2.13a)为试件加载装置安装就位,测量仪表安装调试完成,试验开始前的照片。

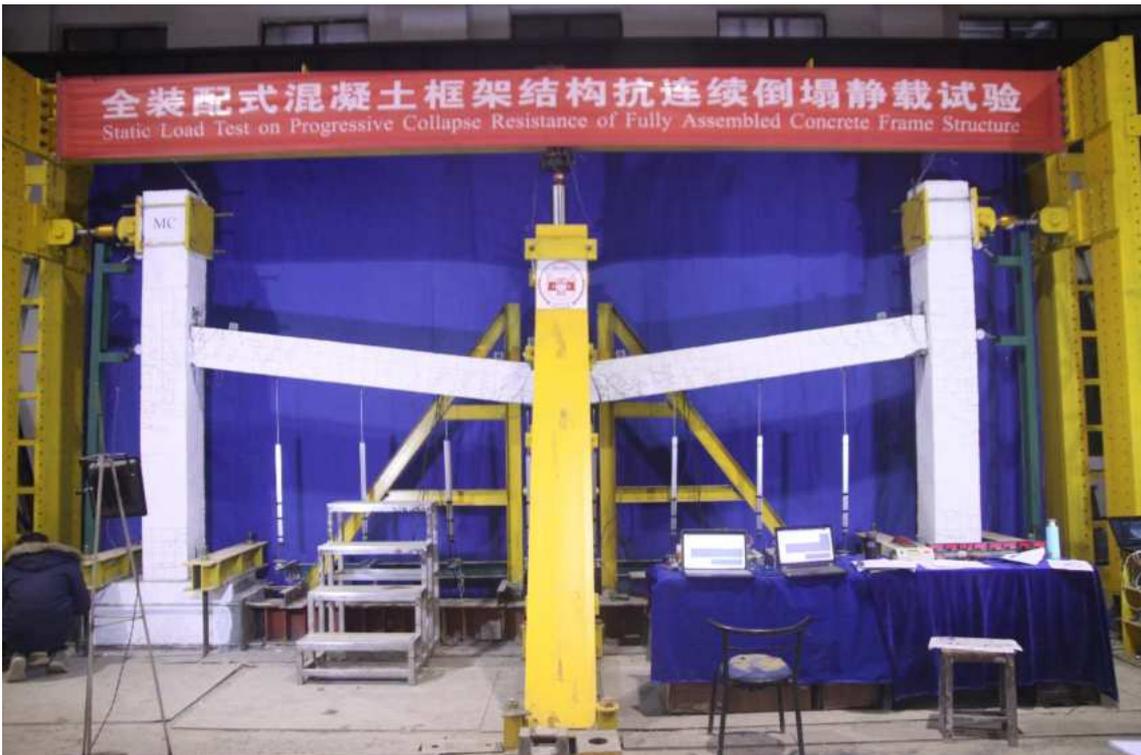
图 2.13b)是边节点水平位移向外转向内的临界点时框架子结构的整体照片,此时为子结构受力从压拱效应阶段转向悬链线效应阶段。图中可以看出,框架子结构已发生了明显的变形,框架梁呈倾斜状态。

图 2.13c)为南侧框架梁靠近中柱下部第一根钢筋发生断裂时的框架子结构整体照片,悬链线效应阶段受力比较充分,钢筋发生断裂,子结构变形较大,体现了子结构较大的变形性能。

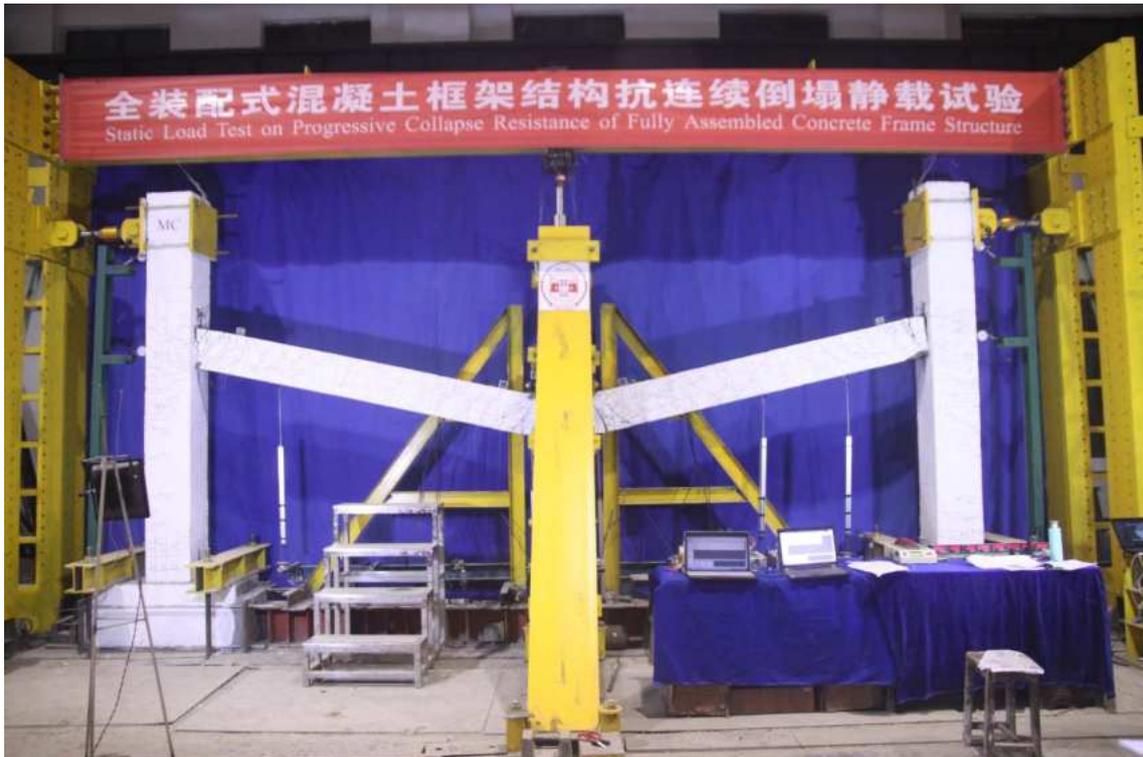
图 2.13d)为最终破坏时的框架子结构整体照片。图中可以看出,子结构框架梁发生较大的变形,靠近中柱处下部混凝土张开,此处多根钢筋发生断裂。靠近边柱梁端下部混凝土被压溃,上部混凝土受拉张开较大的主裂缝。中柱发生了倾斜,框架边柱也发生了变形。



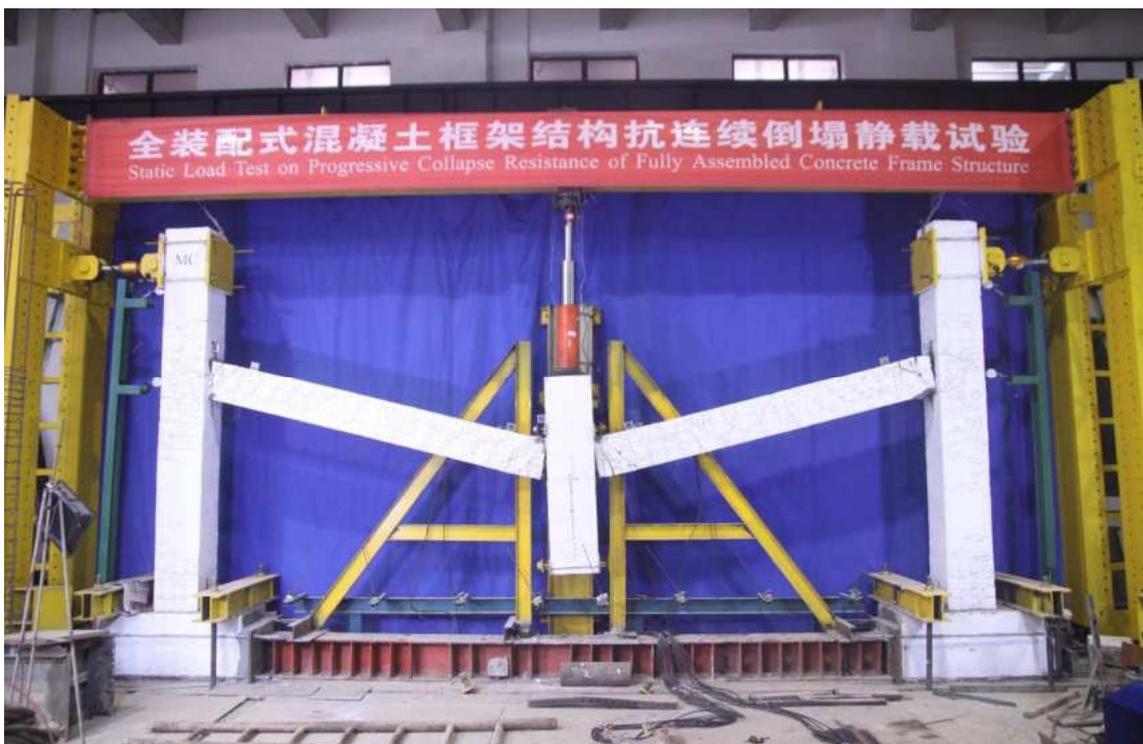
a) 试件安装就位图



b) 边节点向外移动转向向内移动的分界点



c) 框架梁首根钢筋断裂



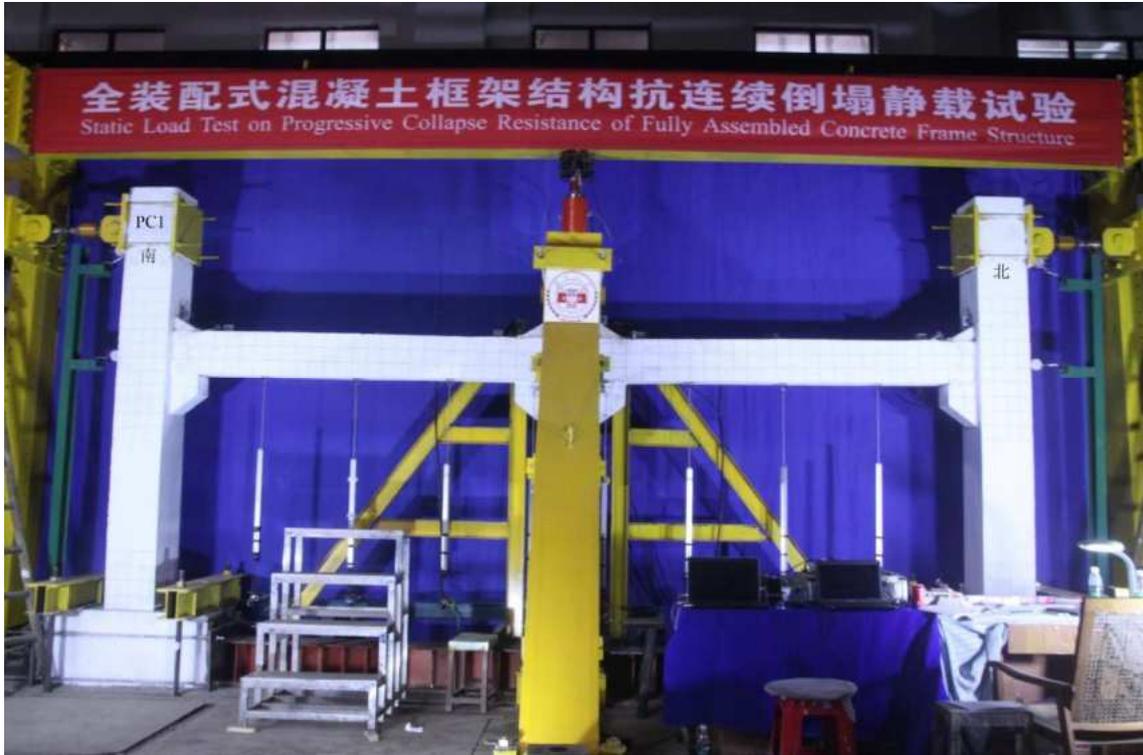
d) 试件破坏图

图 2.13 RC 试件试验过程图

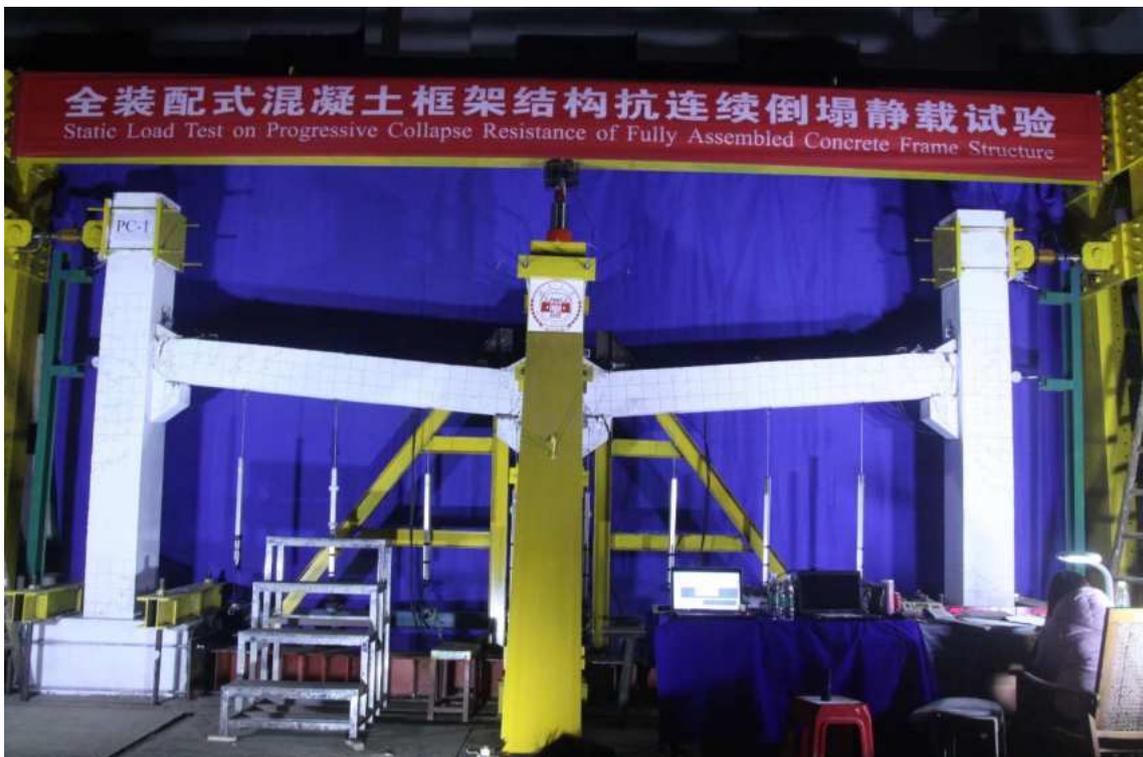
2.5.2 PC1 试件试验过程照片

PC1 试件为全装配式混凝土节点（明牛腿-插梢杆-角型钢板）试件，梁柱单独预制，等达到混凝土设计强度后进行拼装，首先按照尺寸定位框架柱，固定边柱

和中柱，然后安装框架梁，梁柱间间隙及插梢杆处孔洞用灌浆料填充。图 2.14 为试件 PC1 试验过程中关键节点的变形图。图 2.14a)为试件 PC1 安装就位、试验开始前期的照片，图 2.14b)-d)分别为边节点向框架外的位移达到最大、边节点处首根插梢杆被剪断和试件最终破坏时的照片。



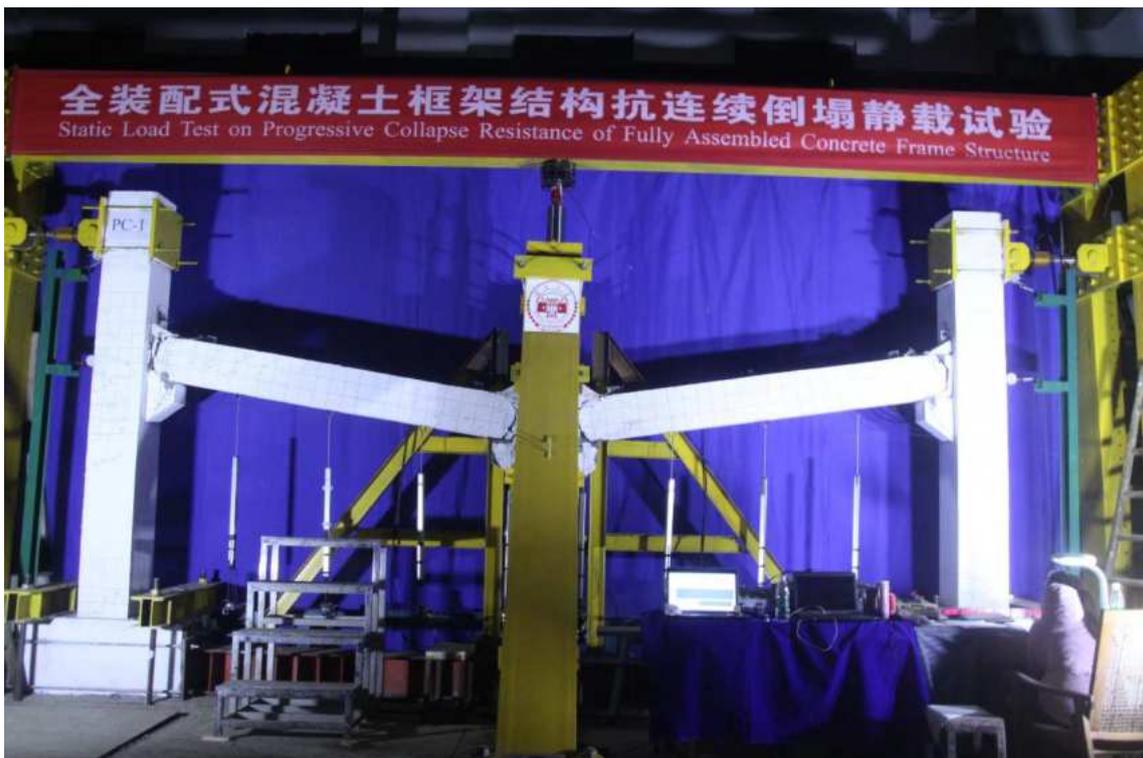
a) 试件安装就位图



b) 边节点向外位移最大



c) 首根插梢杆被剪断



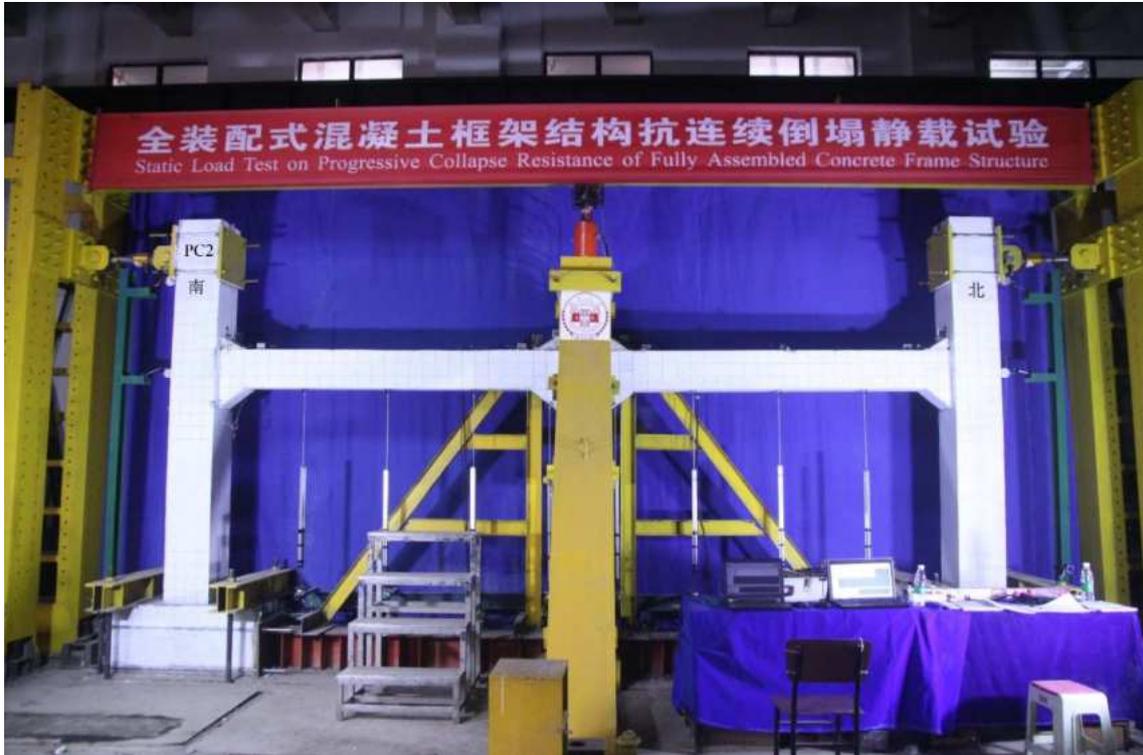
d) 试件破坏图

图 2.14 PC1 试件试验过程图

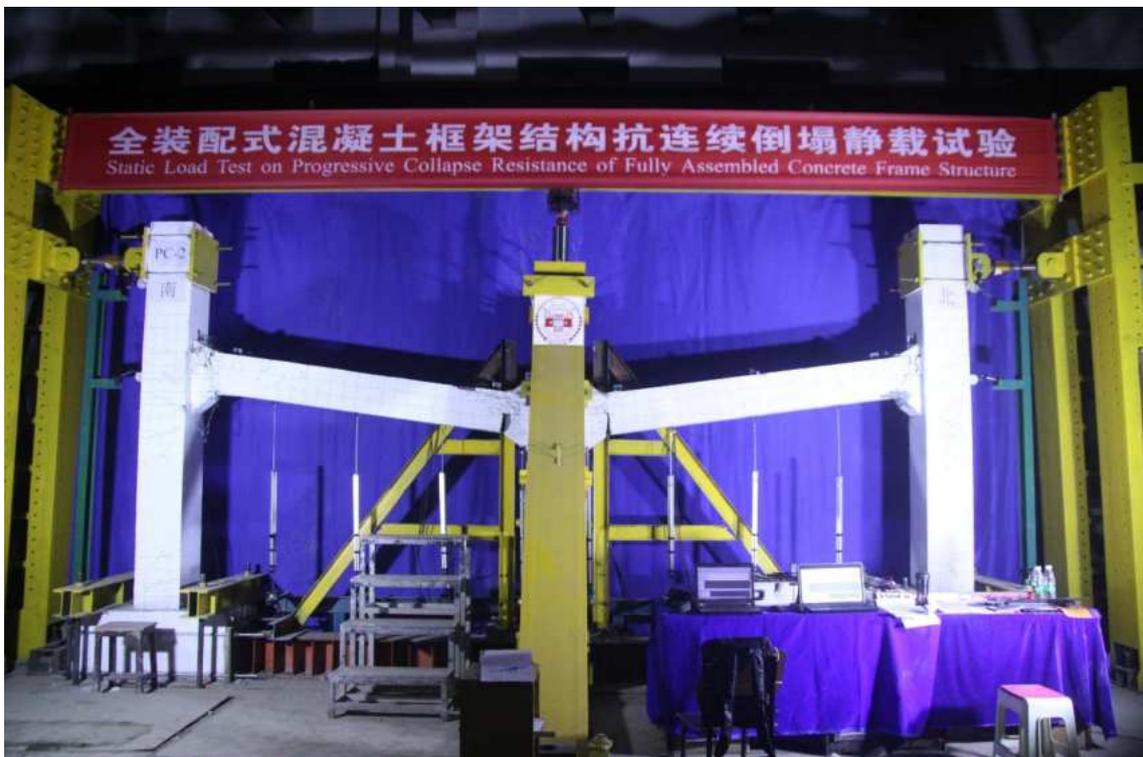
2.5.3 PC2 试件试验过程照片

PC2 试件为全装配式混凝土节点（暗牛腿-插梢杆-角型钢板）试件，梁柱单独预制，等达到混凝土设计强度后进行拼装，首先安装边柱和中柱，然后安装框架

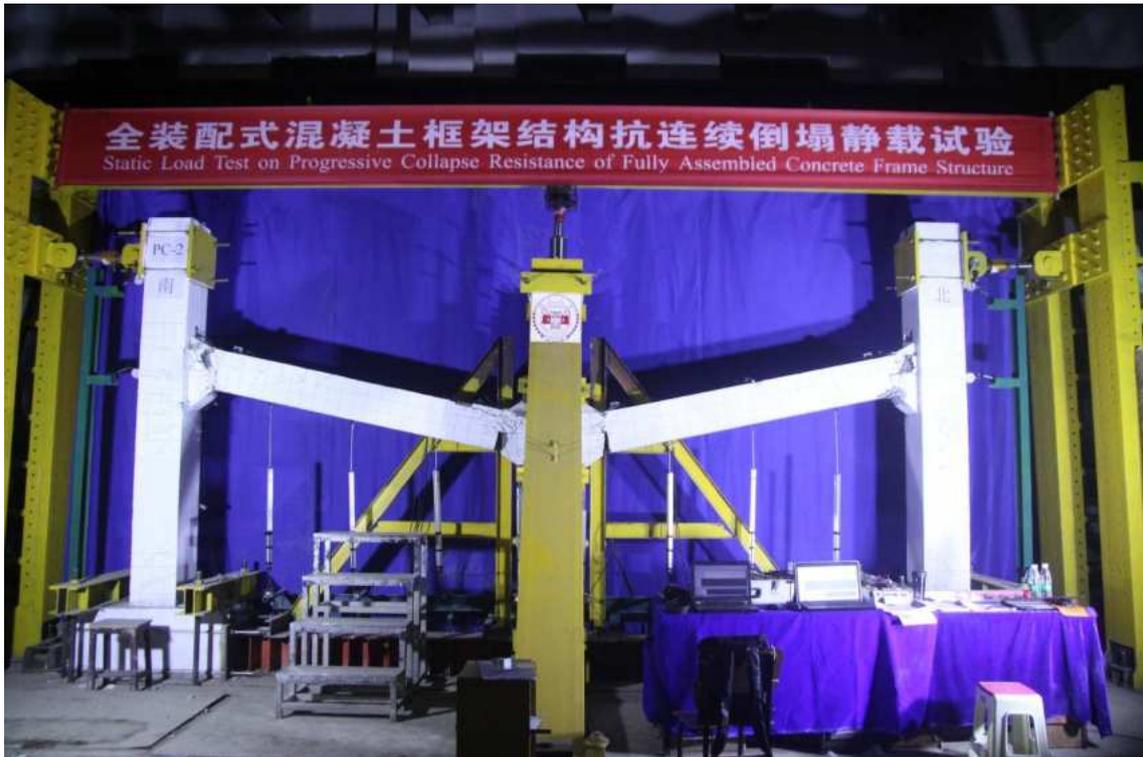
梁，梁柱间隙及插梢杆处孔洞用灌浆料填充。图 2.15 为试件 PC1 试验过程中关键节点的变形图。图 2.15a)为试件 PC2 安装就位、试验开始前期的照片，图 1.15b)-d)分别为边节点向框架外的位移达到最大、边节点由向外位移转向内位移的分界点和试件最终破坏时的照片。



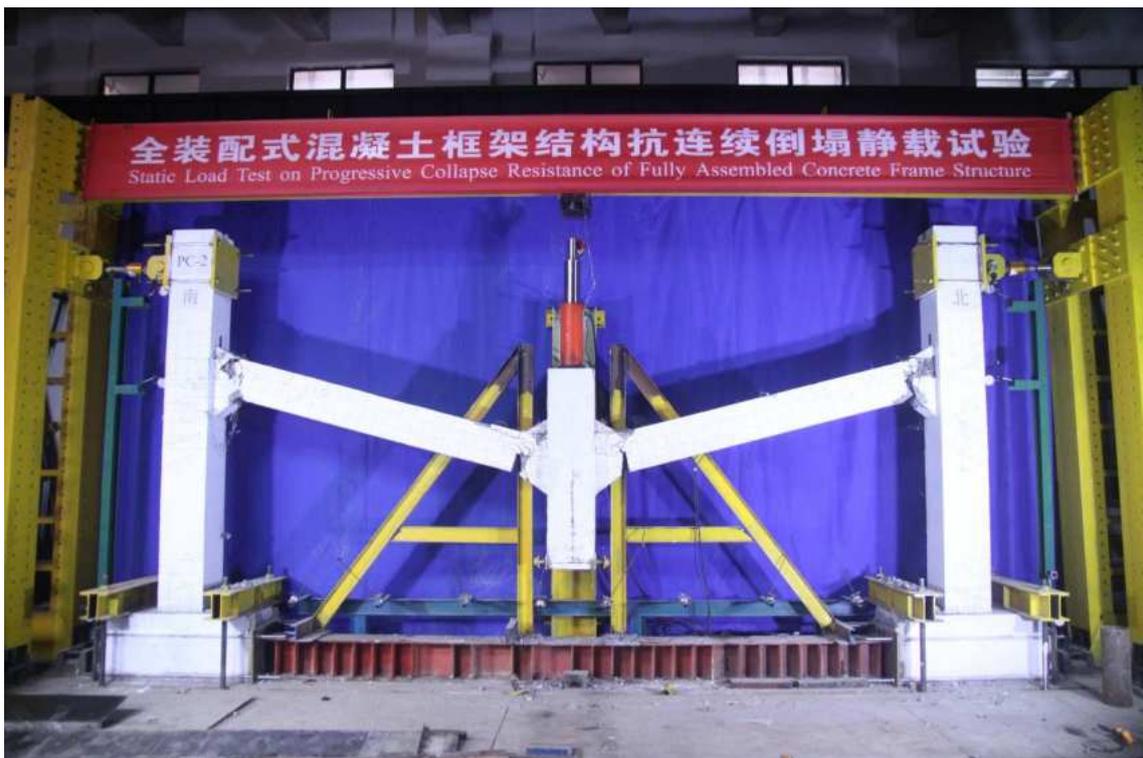
a) 试件安装就位图



b) 边节点向外移动的位移最大



c) 边节点向外移动转向向内移动的分界点



d) 试件破坏图

图 2.15 PC2 试件试验过程图

2.6 本章小结

为了研究全装配式框架结构抗连续倒塌受力机理，本章设计了一栋装配式建筑，提取出底层三根柱两根梁的框架子结构作为研究对象，设计了包括一个现浇

试件和两个装配式试件的三个试件,进行了中柱移除拟静力试验,对试验的方案、装置、加载过程、试件裂缝发展和破坏模式进行了介绍。本章主要的工作内容如下:

(1) 根据我国规范设计了一栋纵横向均为四跨的七层全装配式框架结构,利用结构设计软件 PKPM 对梁柱刚接和铰接两种计算模型进行计算配筋,提取了结构底层框架子结构进行试验研究。对装配式梁柱连接节点和子结构试件设计进行了详细介绍。

(2) 为了达到试验目的,设计制作了试验加载与测量装置,包括试件约束与加载钢架,测量支撑等。介绍了加载方案和测量方案,并完成了三个试件的试验加载过程。

第3章 全装配式框架结构抗连续倒塌试验结果分析

全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的性能是人们目前所关注问题。本章基于前述装配式混凝土框架结构试验，对三个试件的荷载位移曲线、局部应变、裂缝发展和破坏模式等试验结果进行整理分析，对比极限承载能力和极限位移值的大小，研究每个试件在中柱移除过程各个受力阶段的性能。探讨装配式试件中柱移除过程中荷载转换机制与现浇试件的区别。

3.1 荷载位移曲线和边节点侧移曲线

图 3.1 为框架结构试件中柱施加荷载、中柱竖向位移、南北两侧边节点水平位移测点示意图。中柱施加荷载与中柱竖向位移的关系曲线是判断结构受力性能的重要依据；边节点水平位移是划分抗连续倒塌压拱阶段和悬索阶段的依据。

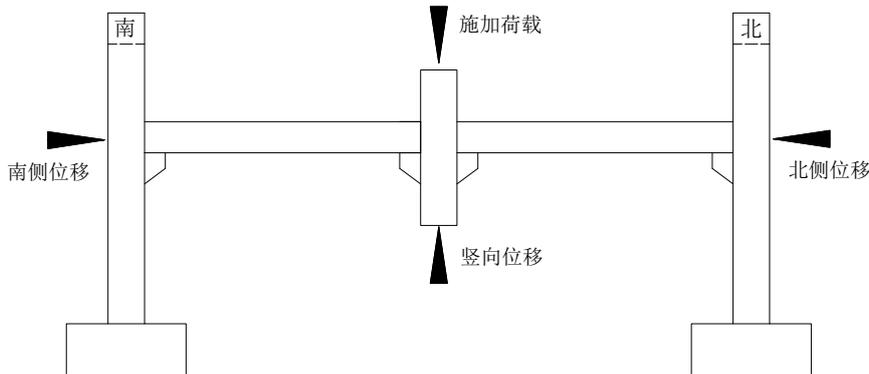


图 3.1 中柱荷载位移及边节点侧移测量示意图

3.1.1 RC 试件

图 3.2 和图 3.3 分别为试件 RC 试件中柱施加荷载和边节点水平侧移与中柱竖向位移之间的关系曲线，表 3.1 为 RC 试件关键受力阶段的具体受力性能描述。

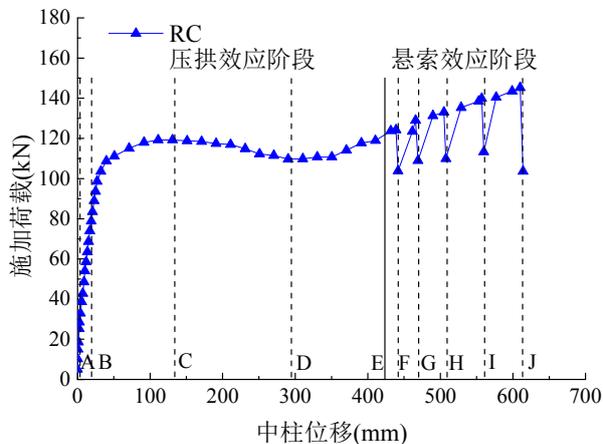


图 3.2 RC 试件荷载-位移曲线

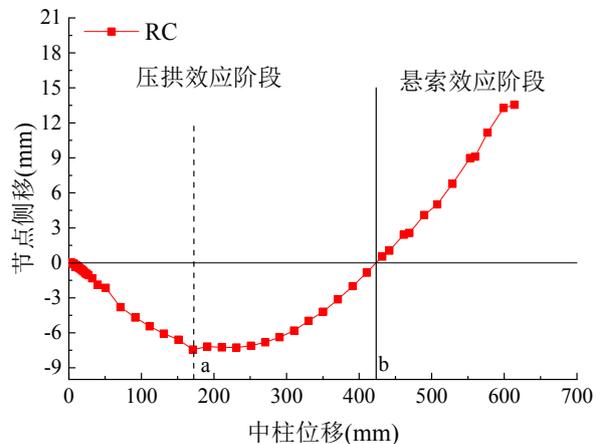


图 3.3 RC 试件边柱节点-位移曲线

表 3.1 RC 各阶段受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (0.80)	15.0	15kN 时框架梁出现首条受拉裂缝。荷载达 18.6kN 时，1 号千斤顶卸载完成，此时中柱竖向位移为 1.35mm。
	B (18.85)	78.8	靠近南北边柱的梁端顶部钢筋首次发生屈服。
	C (130.9)	119.2	压拱效应峰值荷载点，此后加载制度改为位移控制加载。
	D (290.4)	109.7	峰值荷载之后，随着中柱竖向位移的增加，中柱施加荷载逐渐减小，此时施加荷载降为最小值，此后荷载又逐渐增大。
	E (423.5)	121.4	边柱节点水平位移回到初始位置，为压拱作用效应和悬索作用效应的分界点。
	F (441.7)	124.2	靠近中柱处的南侧框架梁端下部钢筋发生断裂。
	G (469.3)	129.0	靠近中柱处的北侧框架梁端下部钢筋发生断裂。
	H (507.6)	133.1	靠近中柱处南侧框架梁端下部第二根钢筋发生断裂。
	I (559.9)	139.9	靠近北侧边柱处的框架梁端上部一根钢筋发生断裂。
	J (613.9)	145.3	靠近北侧边柱处的框架梁端上部第二根钢筋发生断裂。
节点	a (170.9)	118.5	边节点水平向外的位移达到最大值 7.44mm。
侧移	b (423.5)	121.4	边节点向外的位移减小为零，对应荷载位移曲线 E 点。

从图 3.2-3.3 可以看出，整个试验过程主要分为压拱效应和悬索效应两个阶段，OE 为压拱效应作用阶段，边节点水平位移向外发展。EJ 为悬索效应作用阶段，边节点水平位移向内发展。在点 E 和点 b 处，边节点水平位移为 0。根据混凝土开裂变化和钢筋发生屈服，压拱效应阶段由弹性阶段(OA)、弹塑性阶段(AB)和塑性铰发展阶段(BE)。弹性阶段中，混凝土未发生开裂现象，构件处于弹性受力状态。弹塑性阶段中混凝土框架梁已经出现裂缝，钢筋未发生屈服现象。塑性铰发展阶段中框架梁端受力钢筋已经发生屈服。RC 构件整个受力过程可以看出，压拱效应峰值点之后荷载有所下降，在悬索效应阶段荷载高于压拱效应峰值荷载。

3.1.2 PC1 试件

图 3.4-3.5 分别为试件 PC1 中柱施加荷载和边节点水平侧移与框架中柱竖向位移之间的关系曲线，表 3.2 为 PC1 试件各个受力阶段的具体受力性能描述。

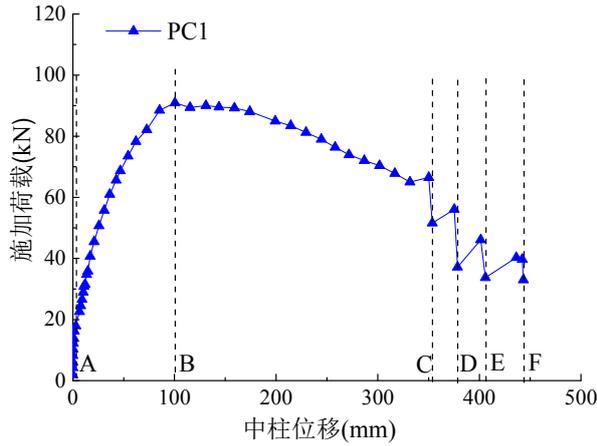


图 3.4 RC 试件荷载-位移曲线

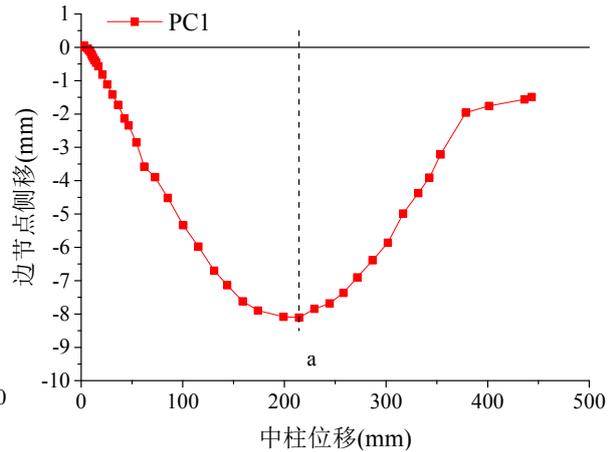


图 3.5 RC 试件边柱节点-位移曲线

表 3.2 PC1 各阶段受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (1.60)	18.0	1 号千斤顶卸载完成，中柱牛腿与左右框架梁连接缝处出现错动裂缝。
	B (100.5)	90.9	压拱效应峰值荷载点，此后加载制度变为位移控制加载。
	C (353.8)	66.5	靠近南侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处一根插梢钢筋被剪断。
	D (378.5)	56.1	靠近北侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处一根插梢钢筋被剪断。
	E (406.0)	46.1	靠近南侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处另一根插梢钢筋被剪断。
	F (443.4)	39.7	靠近南侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处另一根插梢钢筋被剪断。
节点 侧移	a (214.5)	83.5	边节点向外的水平位移达到最大值 8.11mm。

从图 3.4-3.5 曲线可以看出，整个试验过程只经历了压拱效应一个阶段，整个受力过程中，边节点的水平位移一直向外，没有向内的水平位移。弹性阶段(OA)混凝土未发生开裂现象，构件处于弹性受力状态。PC1 构件整个受力过程可以看出，荷载位移曲线下降段比较陡峭，压拱效应峰值点之后荷载下降明显。

3.1.3 PC2 试件

图 3.6-3.7 分别为试件 PC2 中柱施加荷载和边节点水平侧移与框架中柱竖向位移之间的关系曲线，表 3.3 为 PC2 各个阶段受力性能描述。

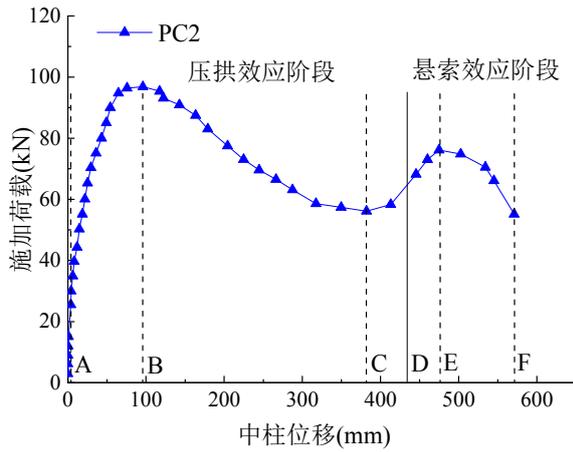


图 3.6 RC 试件荷载-位移曲线

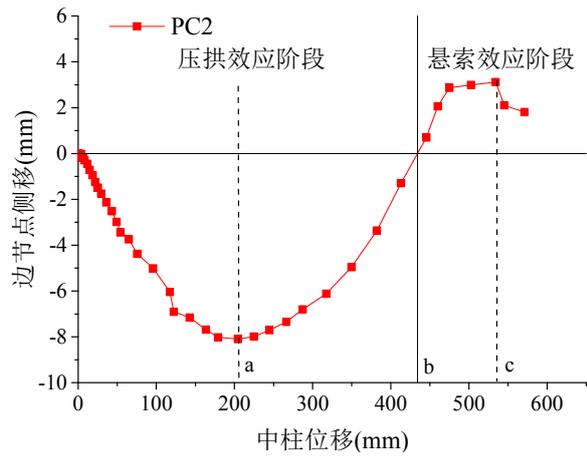


图 3.7 RC 试件边柱节点-位移曲线

表 3.3 PC2 各阶段受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (1.56)	15.0	1 号千斤顶卸载完成,中柱牛腿与左右框架梁连接缝处出现张开裂缝。
	B (95.95)	96.9	压拱效应峰值荷载点,此后加载制度改为位移控制加载。
	C (382.2)	56.1	峰值荷载之后,随着中柱竖向位移的增加,中柱施加荷载逐渐减小,此时施加荷载降为最小值。
	D (434.1)	63.3	子结构试件边柱梁柱节点水平位移回到初始位置,为压拱作用效应和悬索作用效应的分界点。
	E (474.9)	76.2	中柱施加荷载达到第二峰值点。
	F (570.9)	55.2	梁端混凝土被压溃,发生脱落。
节点 侧移 曲线	a (204.4)	77.5	边节点向外的水平位移达到最大值 8.09mm。
	b (434.1)	63.3	边节点向外的位移减小为零,对应荷载位移曲线 D 点。
	c (534.1)	70.5	边节点向内的水平位移达到最大值 3.12mm。

从图 3.6-3.7 曲线可以看出,整个试验过程主要分为压拱效应和悬索效应两个阶段,OD 为压拱效应作用阶段,边节点向外移动。DF 为悬索效应作用阶段,边节点向内移动。在点 D 和 b 处,边节点水平位移为 0。弹性阶段(OA)中,混凝土未发生开裂现象,构件处于弹性受力状态。PC2 构件整个受力过程可以看出,荷载位移曲线下降段比较陡峭,压拱效应峰值点之后荷载下降明显。悬链线效应发展充分,悬链线阶段施加的荷载远小于拱效应阶段的峰值荷载。

3.1.4 试件荷载位移曲线及节点侧移曲线对比

图 3.8 为框架子结构试件荷载位移曲线的对比图。从图中可以看出,现浇试件 RC 和装配式试件 PC2 整个受力过程包括压拱效应和悬索效应两个阶段。RC

试件整个受力过程比较充分, 框架梁纵向受力钢筋发生明显屈服, 并最终被拉断。压拱效应峰值荷载达到 119.2kN, 悬索效应峰值荷载 145.3kN, 较压拱效应峰值荷载提高了近 22%。PC2 虽然受力进入悬链线阶段, 但是受力发展不够充分, 梁端纵向受力钢筋未发生屈服现象, 插梢杆受力复杂, 最终被拉剪破坏。拱效应峰值荷载为 96.9kN, 悬链线阶段荷载仅 76.2kN, 是拱效应峰值荷载的 79%。相比之下, PC1 试件只有压拱效应阶段, 没有出现悬链线阶段。压拱效应峰值荷载为 90.9kN, 低于 RC 试件拱效应峰值荷载。

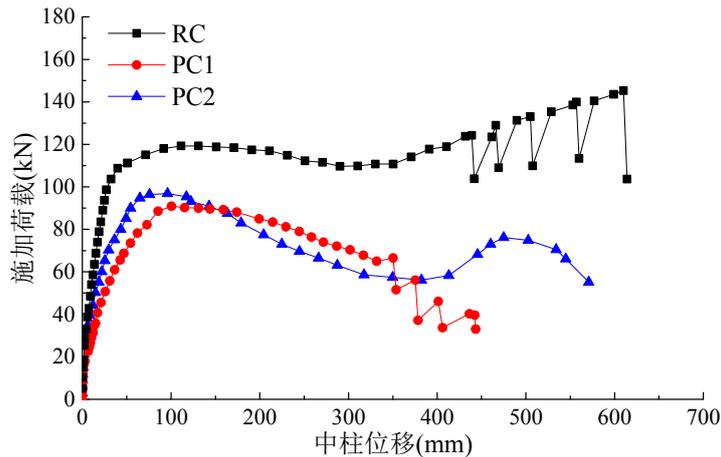


图 3.8 试验试件荷载-位移曲线对比图

表 3.4 列出了三个试件的试验结果, 表中可以看出, 相比于现浇试件 RC 的受力过程, 装配式试件 PC1 和 PC2 承载能力较低, PC1 和 PC2 试件的拱效应峰值荷载分别为 RC 试件的 76%和 81%。拱效应峰值荷载之后, PC 试件 (PC1 和 PC2) 的荷载下降明显, 很快降低, 而 RC 试件相对平缓, 荷载保持稳定发展, 并且在悬索效应阶段荷载提高明显。相比于 RC 试件, PC 试件悬链线阶段荷载则没有提高, 承载能力低于 RC 试件。

表 3.4 试验结果汇总表

试件 编号	压拱效应峰值		最低点*	回原点*	悬索效应峰值		边节点最 大侧移/mm	破坏形式
	荷载 /kN	位移 /mm			荷载 /kN	位移 /mm		
RC	119.2	130.9	109.7	423.5	145.3	613.9	7.44/13.56	梁钢筋拉断
PC1	90.9	100.5	-	-	-	-	8.11/-	插梢杆剪断
PC2	96.9	95.95	56.1	434.08	76.2	474.9	8.09/3.12	混凝土完全脱落

注: “最低点”表示第一峰值后荷载下降至最小值时的荷载; “回原点”表示边节点水平侧移由向框架外的位移转向框架内的位移的临界点时的中柱竖向位移。

图 3.9 为框架子结构试件边节点水平位移与中柱竖向位移之间关系曲线的对比图, 位移为负表示边节点向框架外的移动, 位移为正表示边节点向框架内的移

动。图中可以看出，所有试件的边节点水平位移均呈现先产生向框架外部的位移，在 200mm 左右边节点向框架外的位移达到最大值，随后向外的位移逐渐减小。所不同的是，试件 RC 和 PC2 边节点向外的位移减小为 0，之后又产生向框架内部的位移，而试件 PC1 向外的位移减小到 1.49mm 时由于插梢杆被剪断试验终止，所以边节点并没有产生向框架内部的位移。

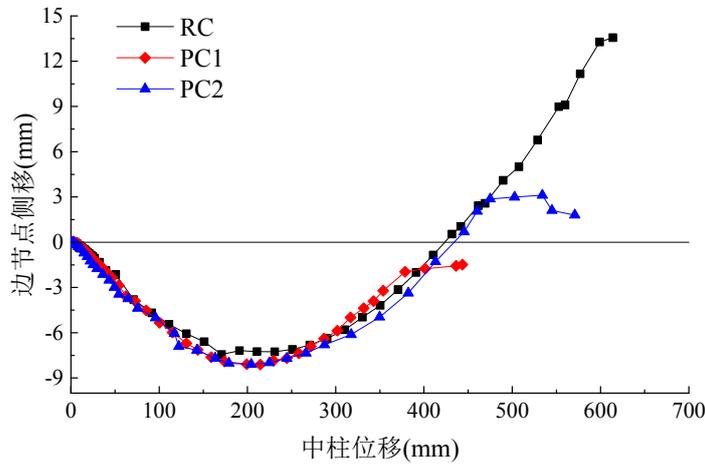


图 3.9 边节点侧移曲线对比图

表 3.4 列出了边节点水平侧移的最大值。现浇试件 RC 边节点向外的位移最大达 7.44mm，之后逐渐减小变为 0，又逐渐向框架内部移动，向内最大的位移为 13.56mm。相比于现浇试件 RC，装配式 PC 试件的边节点向外的最大位移分别 8.11mm 和 8.09mm，而向框架内部变形的能力不如 RC 试件，PC1 没有向框架内的位移，PC2 向框架内部的位移位 3.12mm 小于 RC 试件的 13.56mm。说明装配式试件悬链线效应阶段发展不充分。

3.2 框架子结构边柱上端约束反力及水平位移

图 3.10 为边柱反弯点约束测量示意图。反弯点约束为铰接约束，由于约束钢架的刚度弱，试验过程中反弯点约束处产生了水平位移。试验中测量了其水平反力和水平位移。

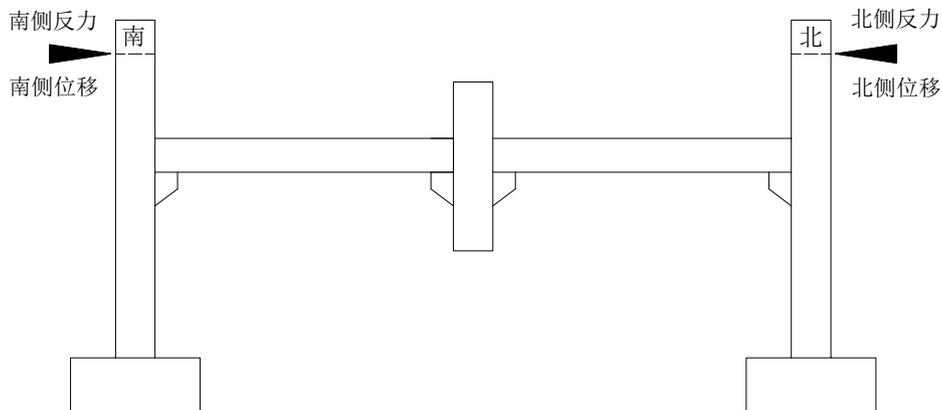


图 3.10 边柱反弯点约束测量示意图

3.2.1 边柱反弯点约束反力及位移

图 3.11 为 RC 试件南北两侧边柱反弯点约束反力随框架中柱竖向位移的变化曲线，负值表示压力，正值表示拉力。由图可以看出，试验前期，约束反力为压力，且随着中柱竖向位移的增加，压力逐渐增大。在中柱竖向位移分别为 190.95mm 和 210.9mm 时，南侧边柱和北侧边柱约束反力(压力)达到最大值，分别为 43.1kN 和 39.0kN。此后随着中柱竖向位移的增加，压力逐渐减小，中柱位移分别为 371mm 和 360.5mm 时压力减小为 0。之后约束反力变成拉力，且随着中柱竖向位移的增加拉力逐渐增大。在中柱竖向位移为 598.95mm 时，南北两侧约束拉力达到最大值分别为 115.5kN 和 109.1kN。

图 3.12 为 RC 试件南北两侧边柱反弯点水平约束位移随框架中柱竖向位移变化的趋势，位移为负数表示向框架外的位移，位移为正数表示向框架内的位移。由图可以看出，试验开始前期，边柱端产生向框架外的水平位移，且随着中柱竖向位移的增加位移越大。在中柱竖向位移分别为 190.95mm 和 210.9mm 时，南侧边柱和北侧边柱水平约束位移达到最大值，分别为 5.554mm 和 6.015mm。中柱竖向位移为 391.1mm 时向外的位移减小为 0。之后水平位移变成向框架内的位移，且随着中柱竖向位移的增加位移增大。在中柱竖向位移为 613.9mm 时，南侧水平约束位移达到最大值分别为 14.016mm。而北侧水平位移在中柱竖向位移分别为 559.85mm 和 613.9mm 时，有一个突然的下降段，这是因为靠近北侧边柱的框架梁端上部钢筋被分别拉断。最后北侧边柱的水平约束位移为 6.735mm。

图 3.13 为装配式试件 PC1 南北侧边柱反弯点水平约束反力随框架中柱竖向位移变化的趋势图。由图可以看出，试验前期，约束反力为压力，且随着中柱竖向位移的增加逐渐增大。在中柱竖向位移为 199.3mm 时，南侧边柱和北侧边柱约束压力达到最大值，分别为 73.9kN 和 72.9kN。之后随着中柱竖向位移的继续增加，约束压力逐渐减小，中柱位移分别为 443.4mm，约束压力为 8.8kN 和 10.9kN 时，试验终止。图 3.14 为装配式试件 PC1 南北侧边柱反弯点水平约束位移随框架中柱竖向位移变化的趋势。由图可以看出，试验前期，边柱端产生向框架外的水平位移，且随着中柱竖向位移的增加位移变大。在中柱竖向位移分别为 174.1mm 和 199.3mm 时，南侧边柱和北侧边柱水平约束位移达到最大值，分别为 6.583mm 和 6.571mm。之后随着中柱竖向位移的继续增加，向外的水平位移逐渐减小。中柱位移为 443.4mm 时向外的位移减小到最小值 0.56mm 和 0.816mm。

图 3.15 为装配式试件 PC2 南北侧边柱反弯点水平反力随框架中柱竖向位移变化的趋势图。由图可以看出，试验前期随着中柱竖向位移的增加，压力逐渐增大。在中柱竖向位移为 204.35mm 时，南侧边柱和北侧边柱约束压力达到最大值，分别为 73.95kN 和 74.49kN。之后随着中柱竖向位移的继续增加，约束压力逐渐

减小，中柱位移分别为 413.05mm 时约束压力减小为 0。之后约束反力变成拉力，且随着中柱竖向位移的增加拉力增大。中柱竖向位移为 502.6mm 时，南北两侧约束拉力达到最大值，分别为 45.1kN 和 43.6kN。

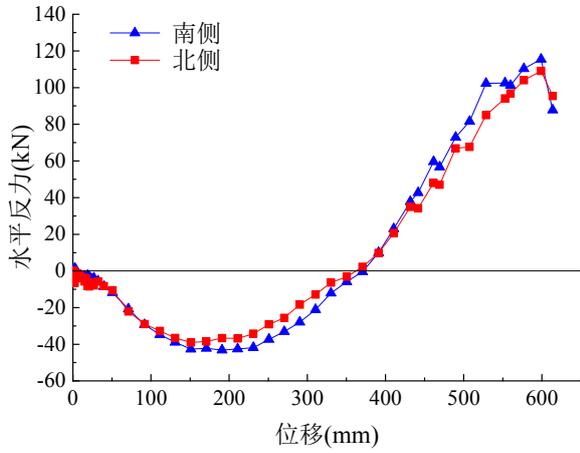


图 3.11 RC 水平反力与中柱位移的关系

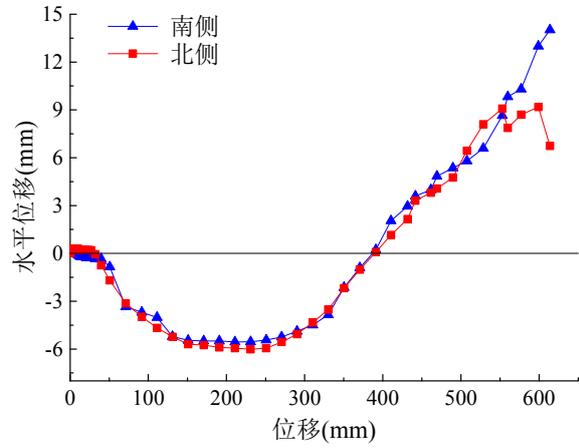


图 3.12 RC 水平位移与中柱位移的关系

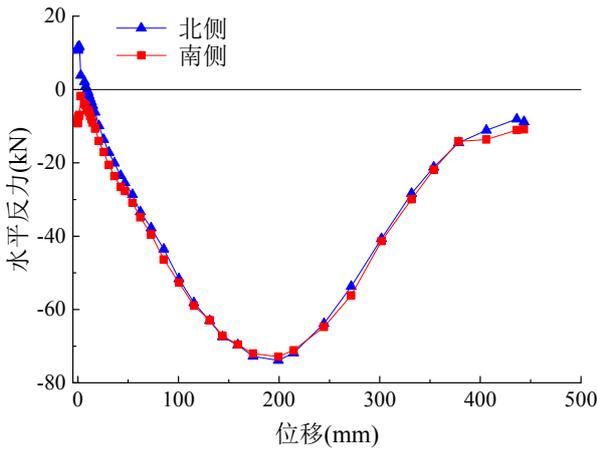


图 3.13 PC1 水平反力与中柱位移的关系

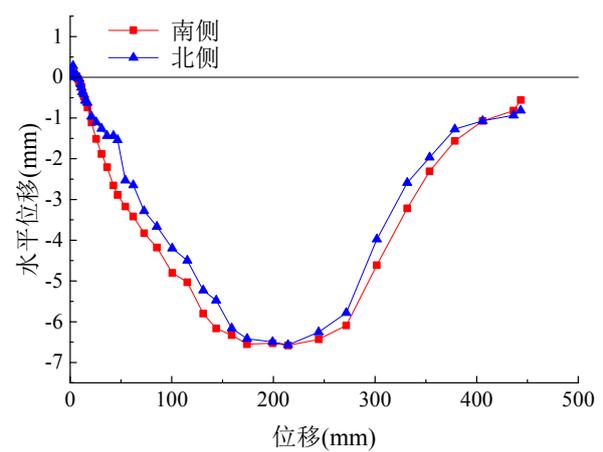


图 3.14 PC1 水平位移与中柱位移的关系

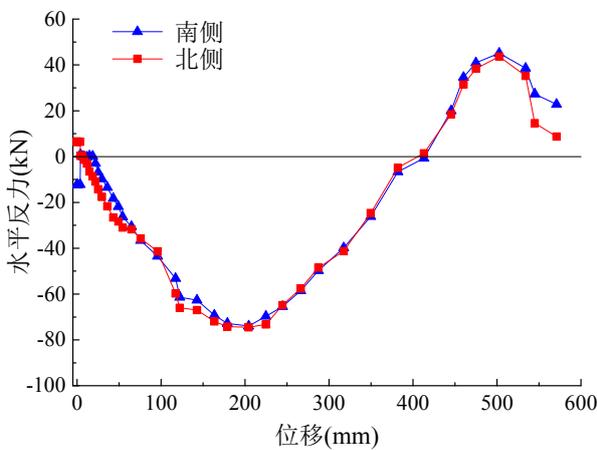


图 3.15 PC2 水平反力与中柱位移的关系

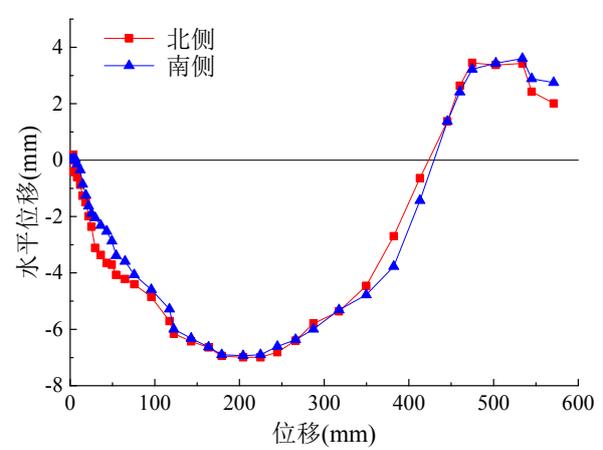


图 3.16 PC2 水平位移与中柱位移的关系

图 3.16 为装配式试件 PC2 南北侧边柱反弯点水平约束位移随框架中柱竖向位移变化的趋势。由图可以看出，试验前期边柱产生向框架外的水平位移，随着中柱竖向位移的增加位移越大。在中柱竖向位移为 204.35mm 时，南北侧边柱水平约束位移达到最大值，分别为 6.935mm 和 6.989mm。之后随着中柱竖向位移的增加，向外的水平位移逐渐减小，中柱位移为 413.05mm 时向外的位移减小为 0。此后水平位移变成向框架内的位移，随着中柱竖向位移的增加位移增大。在中柱竖向位移为 534.05mm 时，南北两侧水平约束位移达到最大值分别为 3.6mm 和 3.424mm。

3.2.2 边柱反弯点约束刚度

图 3.17 为 RC 子结构试件边柱反弯点处水平约束反力和水平约束位移之间的关系曲线。从图中可以看出，南北两侧边柱约束曲线变化趋势相同，呈现荷载随位移的增大而增加。利用修正的高斯-牛顿法即麦夸特法(Levenberg-Marquardt)将约束反力与约束水平位移的关系拟合成一条直线，南侧约束的刚度为 8.99kN/mm。北侧约束的刚度为 9.12kN/mm。南北两侧边柱反弯点约束刚度相差 1.4%，差距很小，基本属于对称约束。

图 3.18 为 PC1 子结构试件边柱反弯点处水平约束反力和水平约束位移之间的关系曲线。南侧反弯点约束的刚度为 10.87kN/mm。北侧反弯点约束刚度为 12.06kN/mm。南北两侧边柱反弯点约束刚度相差 9.8%。图 3.19 为 PC2 子结构试件边柱反弯点处水平约束反力和水平约束位移之间的关系曲线。南侧边柱反弯点约束刚度为 10.71kN/mm。北侧反弯点约束刚度为 11.51kN/mm，南北两侧边柱反弯点约束刚度相差 6.9%。

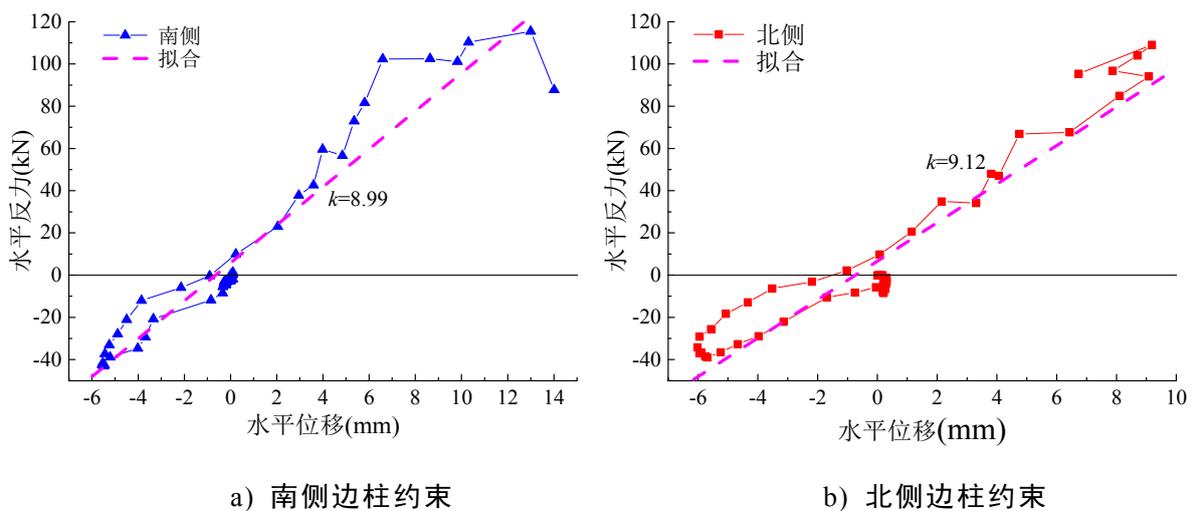


图 3.17 RC 边柱上端约束刚度

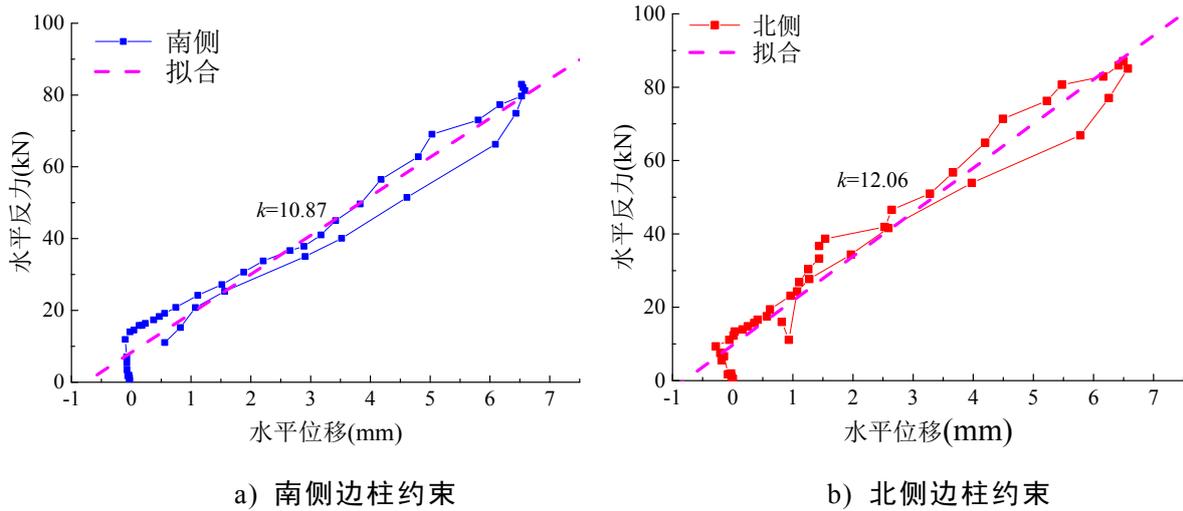


图 3.18 PC1 边柱上端约束刚度

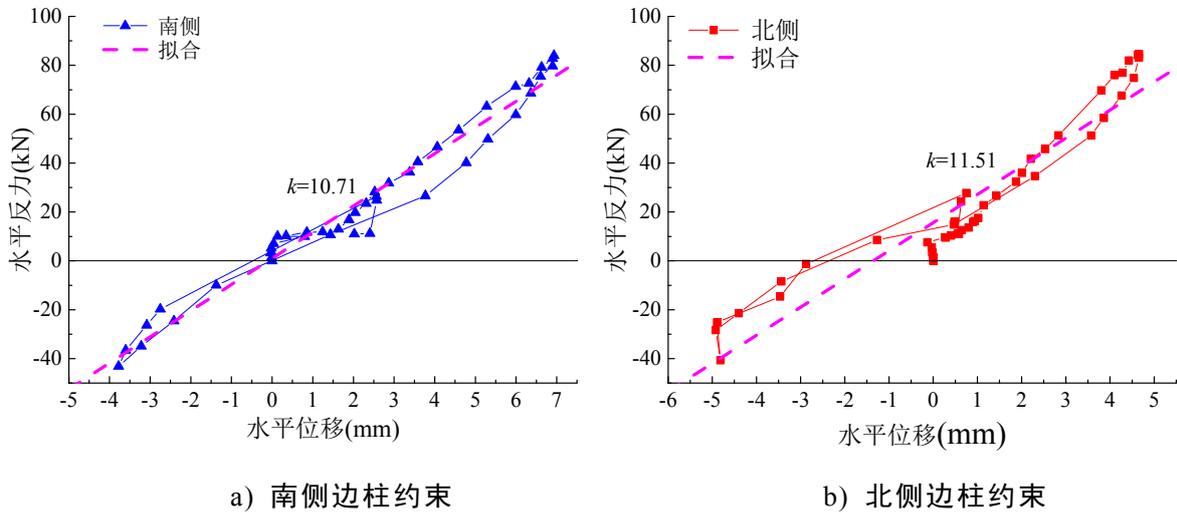


图 3.19 PC2 边柱上端约束刚度

3.2.3 边柱反弯点约束对比

图 3.20 为框架子结构边柱反弯点处水平约束反力的对比图。由于每个试件南北两侧水平约束反力相差不大，故水平约束反力取南北两侧约束反力的平均值。图中可以看出，三条曲线差别较大，RC 试件和 PC2 试件在试验前期产生水平约束压力，在试验后期产生了水平约束拉力。PC1 试件在整个试验过程中，则只产生了水平约束压力。现浇试件 RC 水平约束的最大压力为 40.8kN，小于装配式试件 PC1 和 PC2 的 73.4kN 和 74.2kN，两个装配式试件的约束压力最大值相差不大。这说明在装配式试件的受力过程中，牛腿起到了作用，特别是压拱效应阶段，牛腿强大的抗压能力起到了很大的作用。RC 试件的最大水平约束拉力 112.27kN 大于 PC2 试件的最大水平约束拉力 44.37kN。关键点的荷载位移见表 3.5。

图 3.21 为框架子结构边柱反弯点处水平约束位移的对比图。由于每个试件南北两侧水平约束位移相差不大，故水平约束位移取南北两侧约束位移的平均值。

试件 RC 和试件 PC2 不仅有向框架外的位移，在试验后期还产生了向框架内的位移。现浇试件 RC 向外的最大水平约束位移为 5.777mm，小于装配式试件 PC1 和 PC2 向外的最大水平位移 6.577mm 和 6.962mm。两个装配式试件向外的最大水平位移相差不大。RC 试件向内的水平约束位移 11.091mm 大于 PC2 试件向内的水平约束位移 3.512mm。关键点的荷载位移见表 3.5。

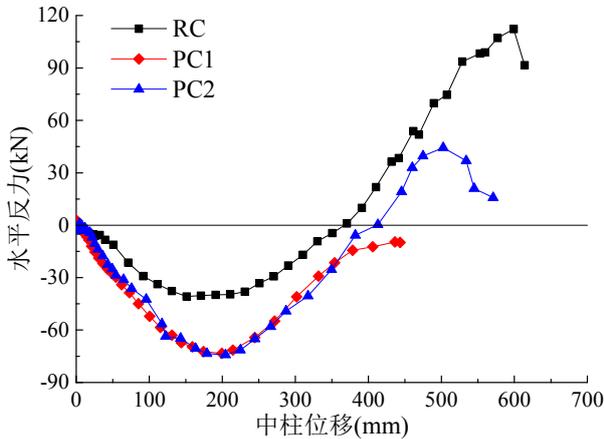


图 3.20 水平反力对比图

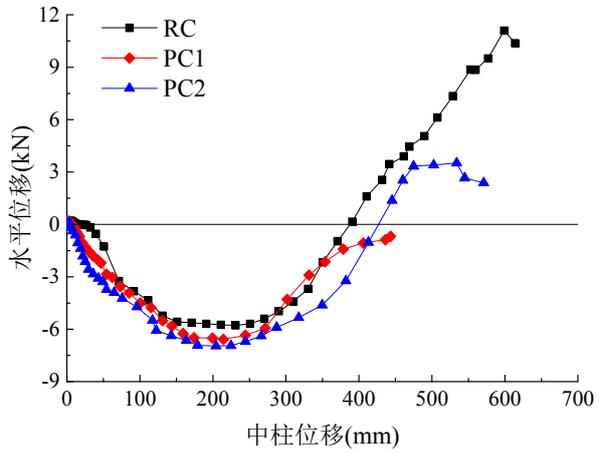


图 3.21 水平位移对比图

表 3.5 边柱反弯点约束属性表

试件 编号	向外移动最大值		向内移动最大值		回原点中柱荷载位移*		约束刚度 kN/mm
	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	
RC	40.8	5.777	112.27	11.091	117.73	391.1	9.06
PC1	73.4	6.577	-	-	-	-	11.47
PC2	74.2	6.962	44.37	3.512	63.2	438.25	11.11

注：“回原点中柱荷载位移”表示水平约束反力由受压变为受拉的分界点或水平位移由向框架外的移动变为向框架内的位移的分界点时的中柱施加荷载和中柱竖向位移。

3.3 框架子结构测试变形图

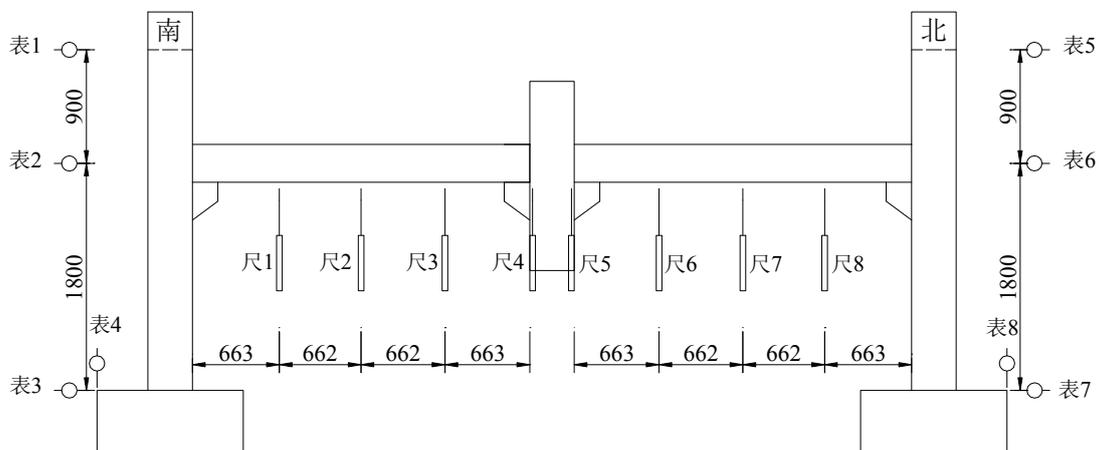
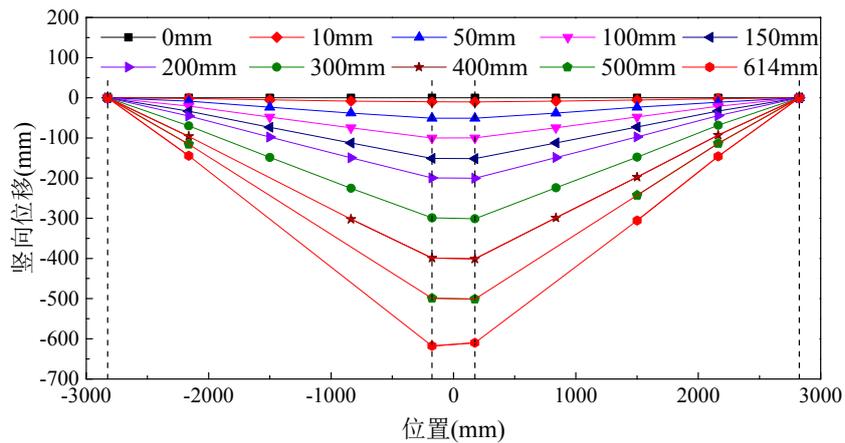


图 3.22 框架子结构梁柱位移测试示意图

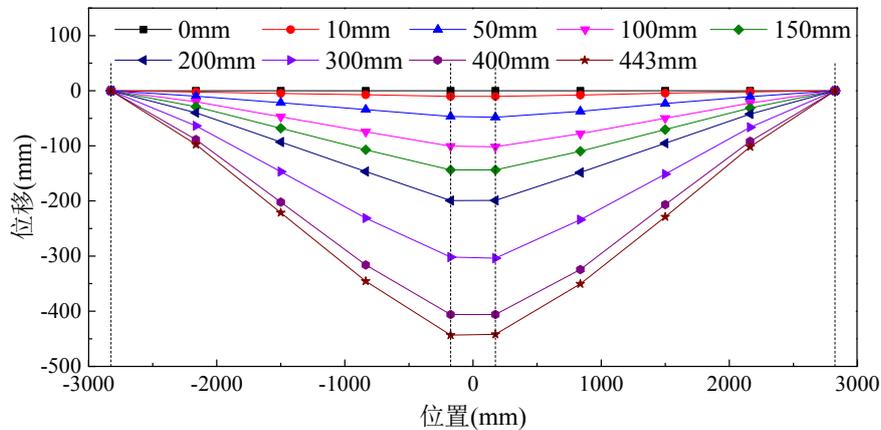
图 3.22 为框架子结构试件各个位置点位移测试示意图。框架梁布置了 8 个竖向位移的测点，两侧框架柱各布置 3 个水平位移测点。

3.3.1 框架子结构试件框架梁变形

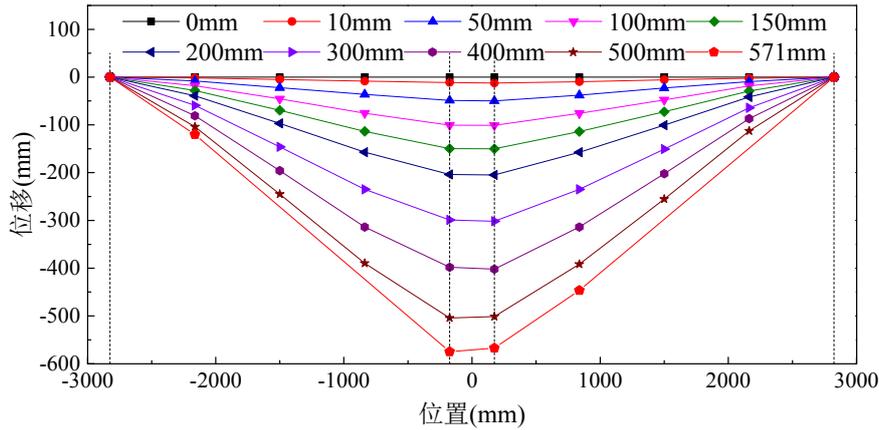
图 3.23 为三个框架子结构试件的框架梁在试验过程各个阶段的变形图，图中虚线表示框架柱边，图例表示每个中柱竖向位移阶段。图 3.23a)为 RC 试件框架梁变形图。由图可以看出，试件在各个阶段南北两侧框架梁变形处于对称，在中柱竖向位移为 614mm 时，中柱两侧的框架梁端位移产生差别，主要是因为框架中柱在梁端钢筋被拉断后发生了倾斜。图 3.23b)为框架子结构 PC1 试件的框架梁在试验过程中各个阶段的变形图。框架梁变形并不是完全的刚体变形。试件在各个阶段南北两侧框架梁基本处于对称状态，在中柱竖向位移为 443mm 时，框架边柱牛腿处插梢被剪断，试验终止。图 3.23c)为框架子结构 PC2 试件的框架梁在试验过程中各个阶段的变形图。试件在各个阶段南北两侧框架梁基本处于对称状态，在中柱竖向位移为 571mm 时，北侧边柱处的框架梁端混凝土被压溃，框架中柱发生了倾斜。



a) RC 试件框架梁变形图



b) PC1 试件框架梁变形图



c) PC2 试件框架梁变形图

图 3.23 框架子结构试件框架梁变形图

3.3.2 框架子结构试件框架柱变形

3.3.2.1 框架边柱各点的水平位移图

图 3.24 为 RC 试件框架边柱基础梁(3 号表和 7 号表)、梁柱节点(2 号表和 6 号表)和边柱上端(1 号表和 5 号表)三个位置水平位移随试验加载步的变化趋势,负数表示向南方向的水平位移,正数表示向北方向的水平位移。由图可以看出,南侧边柱变形中,地梁水平位移很小,可以忽略。框架节点水平位移和边柱上端水平位移均随着加载步的增加先向框架外移动(南侧边柱向南移动,北侧边柱向北移动),向外的位移达到最大值后又逐渐减小,最后向框架内移动,两侧边柱变化趋势相同,边柱上端的水平位移略小于节点水平位移。框架边柱上端比节点先发生向框架内部的位移,但最终还是节点向框架内的水平位移大于边柱上端。试验结束阶段北柱上端向框架内的位移突然有所降低,主要是因为靠近北侧边柱的框架梁端钢筋被拉断的原因。

图 3.25 为 PC1 试件框架边柱基础梁、梁柱节点和边柱上端三个位置水平位移随试验加载步的变化曲线。地梁水平位移很小。框架节点水平位移和边柱上端水平位移均随着加载步的增加向框架外的移动变大,之后又变小,两个变化趋势相同,但边柱上端的水平位移小于节点水平位移。与 RC 试件所不同的是,PC1 试件梁柱节点和边柱上端仅有向框架外的移动,没有向框架内部的位移。图 3.26 为 PC2 试件框架边柱基础梁、梁柱节点和边柱上端三个位置水平位移随试验加载步的变化趋势。地梁水平位移同样很小,框架节点水平位移和边柱上端水平位移均随着加载步的增加先向框架外移动,之后又向框架内部移动,二者趋势相同。在边柱向框架外位移时,上端的水平位移小于节点水平位移,边柱向框架内位移时,上端位移大于节点位移,边柱呈现整体向内倾斜的状态。并且框架边柱上端较节点先发生向框架内部的位移。

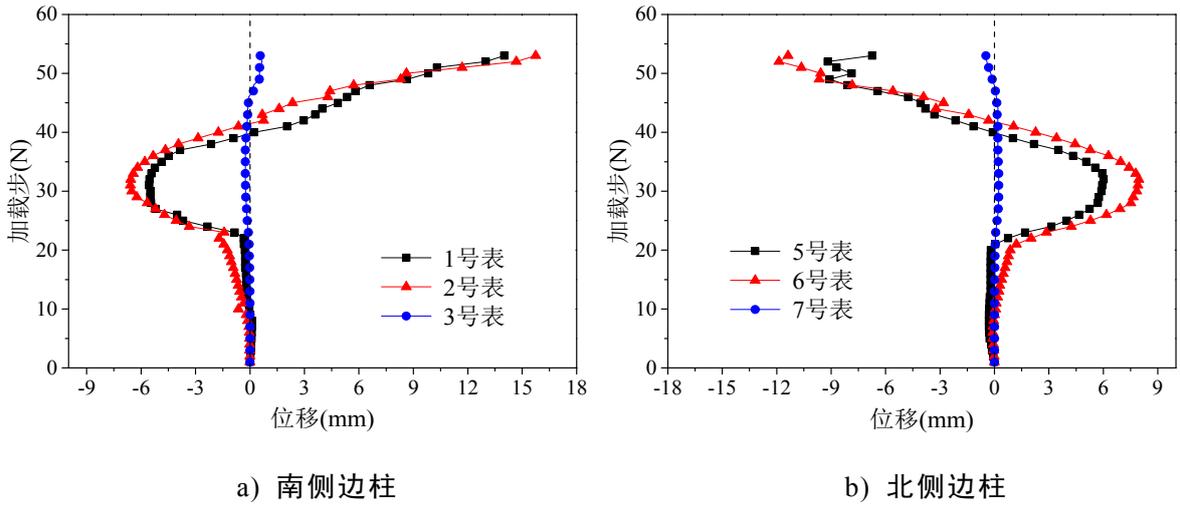


图 3.24 RC 框架边柱柱各点位移随中柱竖向位移的关系

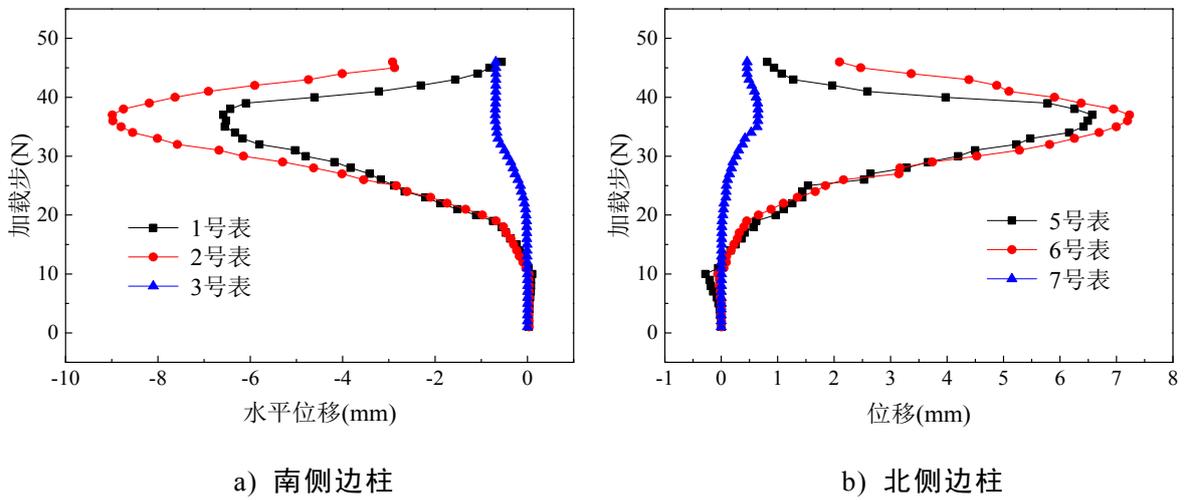


图 3.25 PC1 框架边柱柱各点位移随中柱竖向位移的关系

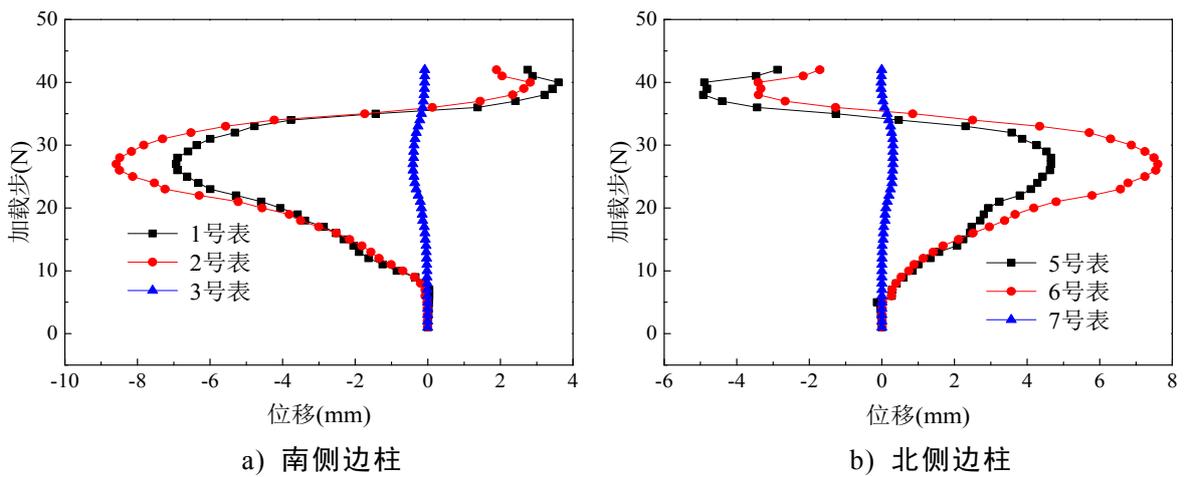


图 3.26 PC2 框架边柱柱各点位移随中柱竖向位移的关系

3.3.2.2 框架边柱各个阶段变形图

图 3.27 为框架边柱在各个阶段的变形图，负数表示向南方向的水平位移，正

数表示向北方向的水平位移。图中实线表示向框架外的方向的位移，虚线表示向框架内方向的位移，图例表示每个中柱竖向位移阶段。a)表示南侧边柱，试验开始前期，边柱呈现向框架外（向南）的变形，中柱竖向位移达 211mm 时梁柱节点和边柱上端向框架外的最大位移分别为 6.589mm 和 5.554mm。之后边柱向外的变形位移开始变小，之后转向框架内部（向北）的位移。产生向框架内部位移的前期，边柱上端位移大于节点位移，之后节点位移超过边柱上端位移。边柱上端和梁柱节点向框架内部最大水平位移分别为 14.016mm 和 15.739mm。b)为北侧边柱各个阶段的变形图，北侧边柱的变形发展与南侧相同，节点和边柱上端向框架外的水平位移分别为 7.905mm 和 5.945mm。边柱上端和梁柱节点向框架内部最大水平位移分别为 9.185mm 和 11.875mm。

图 3.28 为 PC1 框架边柱在各个阶段的变形图。a)表示南侧边柱，试验开始前期，边柱呈现向框架外的变形，地梁位移很小，梁柱节点和边柱上端向框架外最大的位移分别为 8.985mm 和 6.583mm。之后边柱向外的变形位移开始变小。b)为北侧边柱各个阶段的变形图，北侧边柱的变形发展与南侧相同，北侧节点和边柱上端向外的最大位移分别为 7.23mm 和 6.571mm。南北两侧梁柱节点和边柱上端均没有产生向框架内的移动。图 3.29 为 PC2 试件框架边柱在各个阶段的变形图，a)表示南侧边柱，试验开始前期，边柱呈现向框架外的变形，地梁位移很小，梁柱节点和边柱上端向框架外最大的位移分别为 8.585mm 和 6.935mm。之后边柱向外的变形位移开始变小，之后向框架内部移动。边柱上端向框架内部的位移大于节点，两者最大位移分别为 3.6mm 和 2.821mm。b)为北侧边柱各个阶段的变形图，北侧边柱的变形发展与南侧相同，节点和边柱上端向框架外的水平位移分别为 7.6mm 和 4.659mm，上端和节点向内的最大水平位移分别为 4.891mm 和 3.41mm。

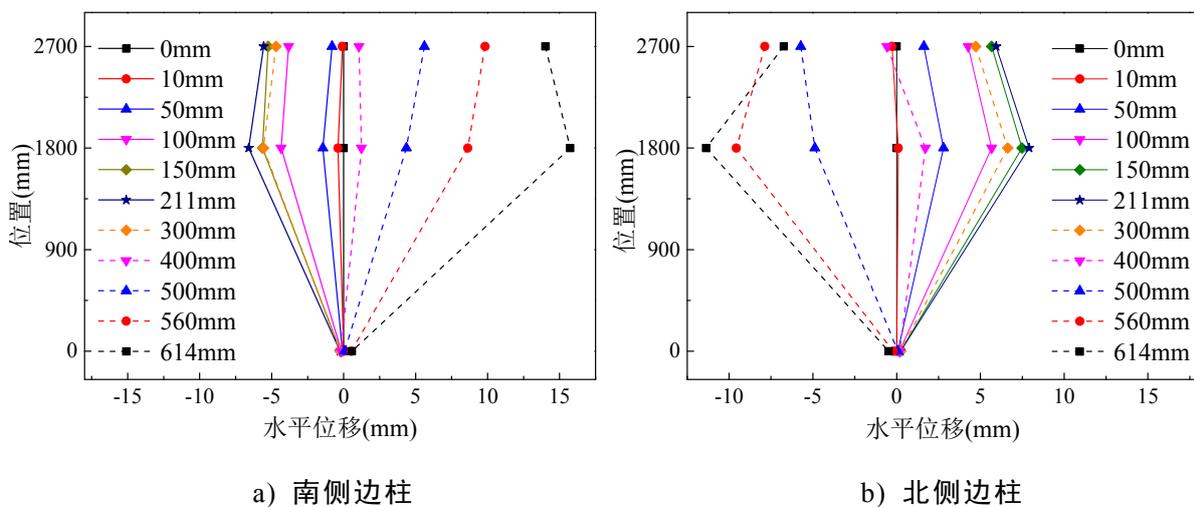


图 3.27 RC 试件边柱变形图

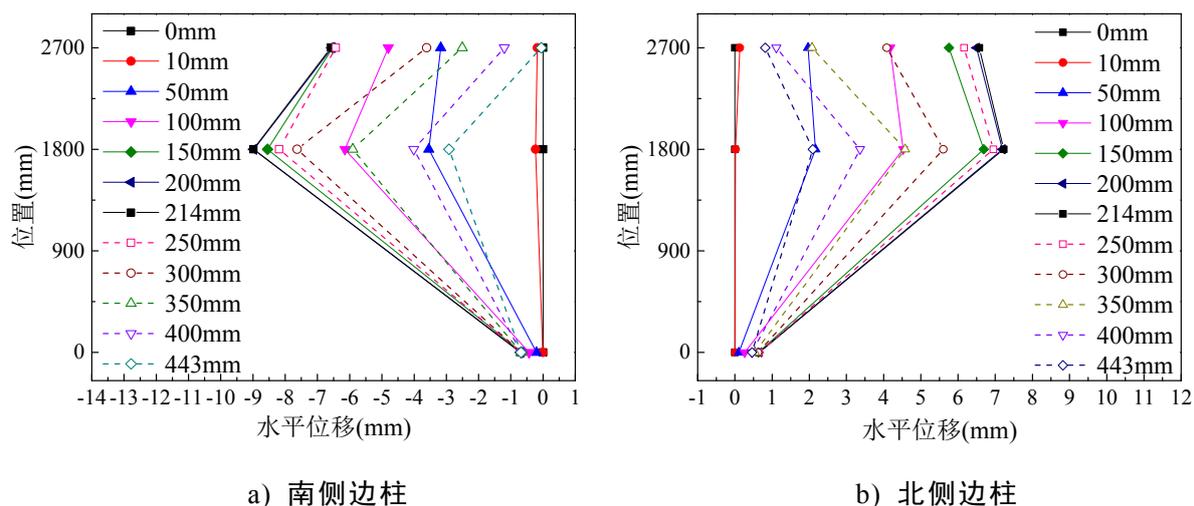


图 3.28 PC1 试件边柱变形图

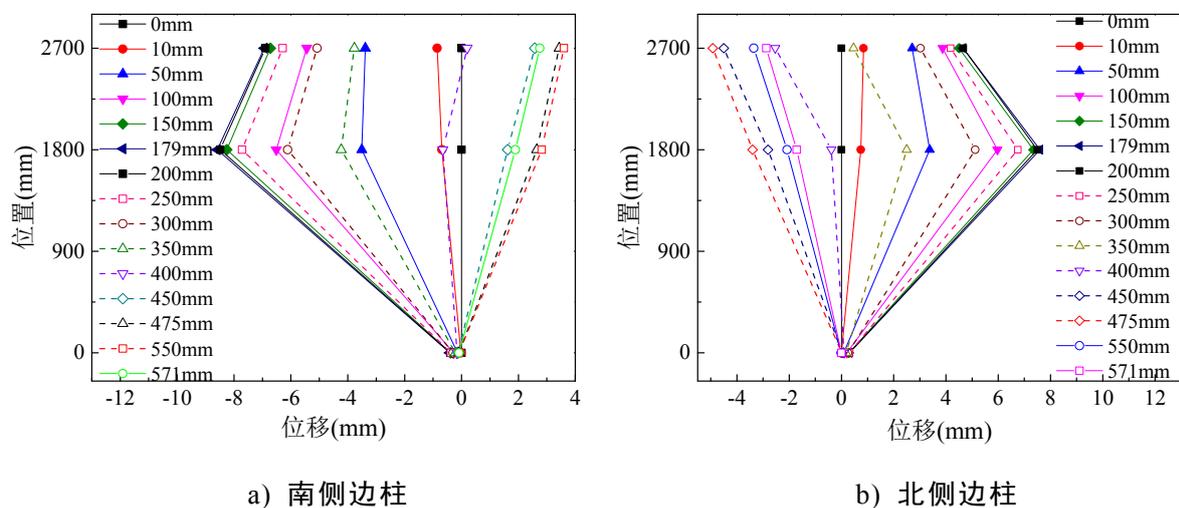


图 3.29 PC2 试件边柱变形图

3.4 框架结构测试应变

图 3.30 为框架结构试件各截面应变布置图。

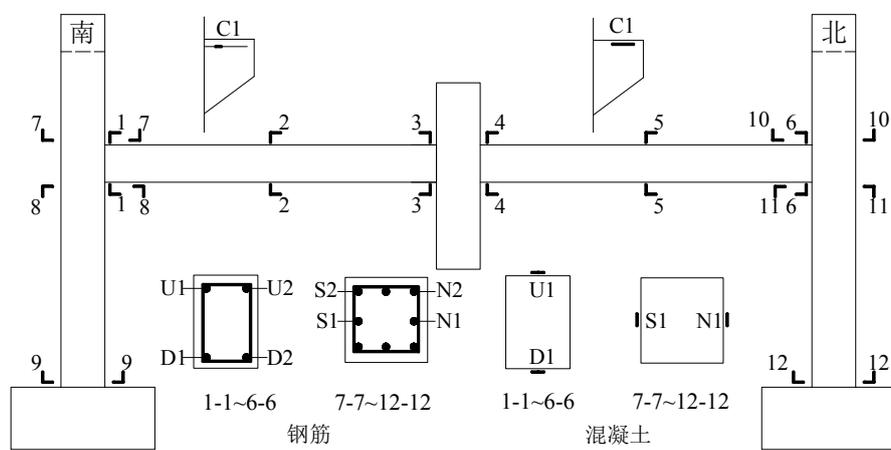
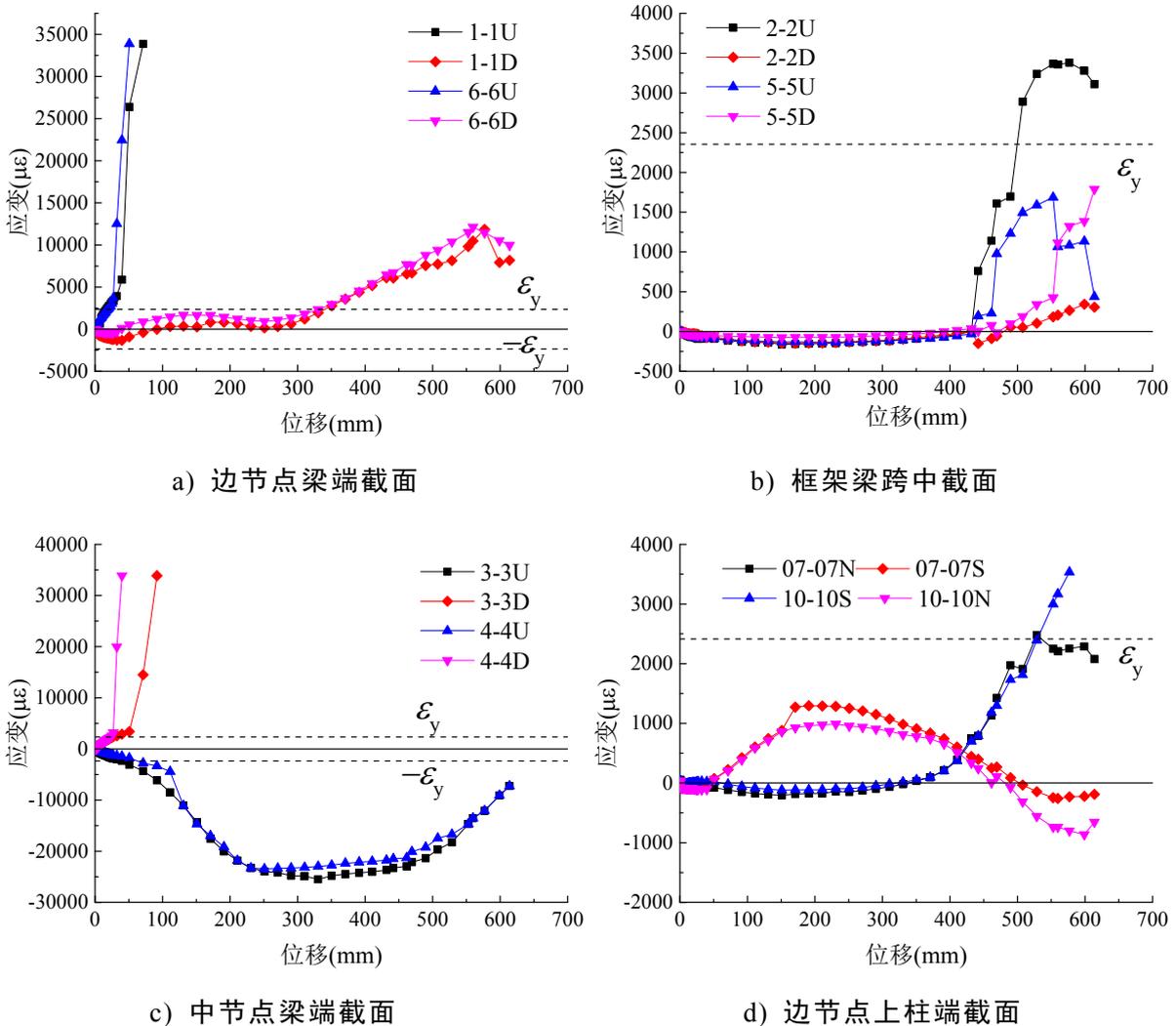


图 3.30 框架结构各截面应变布置图

3.4.1 RC 试件测试应变

图 3.31 为试件 RC 试件各截面钢筋应变随中柱竖向位移变化的曲线。a)~c)分别为试件框架梁各个截面钢筋的应变，由图可以看出，靠近边柱处框架梁端截面(1-1U,6-6U)钢筋在试验初期应变迅速增长，很快达到屈服；下部钢筋试验初期受压，在中柱位移 50mm 左右时就变为受拉状态；梁跨中截面(2-2,5-5)各钢筋试验前期均为受压状态，在中柱竖向位移为 423.5mm 时钢筋由受压转变为受拉状态，在中柱竖向位移为 441.7mm 时钢筋应变呈现突然增大的趋势；靠近中柱处框架梁截面(3-3D,4-4D)钢筋在中柱位移分别为 100mm 和 40mm 突然迅速增大，上部钢筋一直处于受压状态，压应变在 350mm 左右达到最大后逐渐减小。



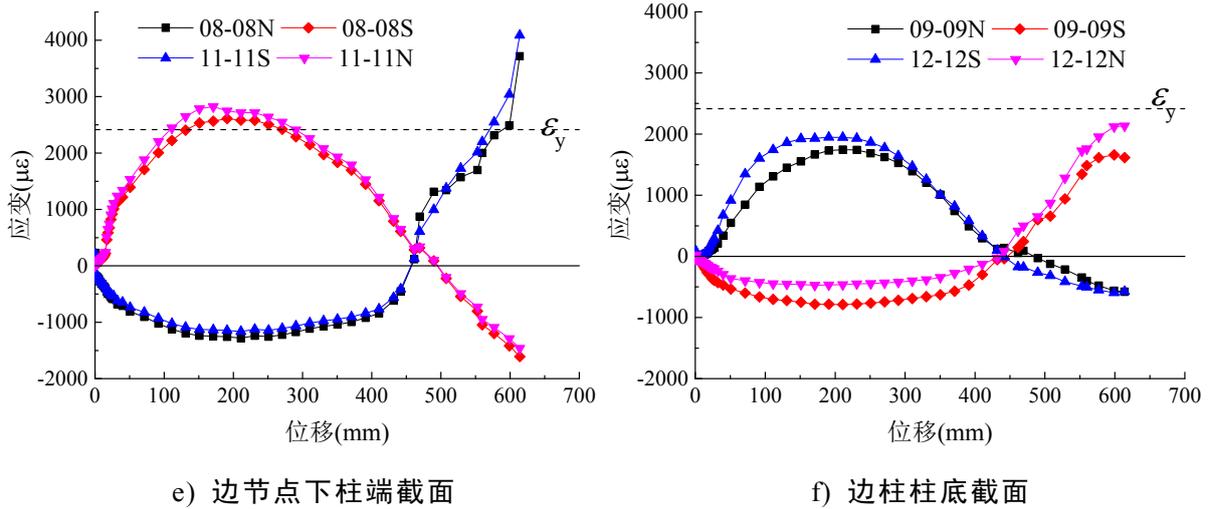
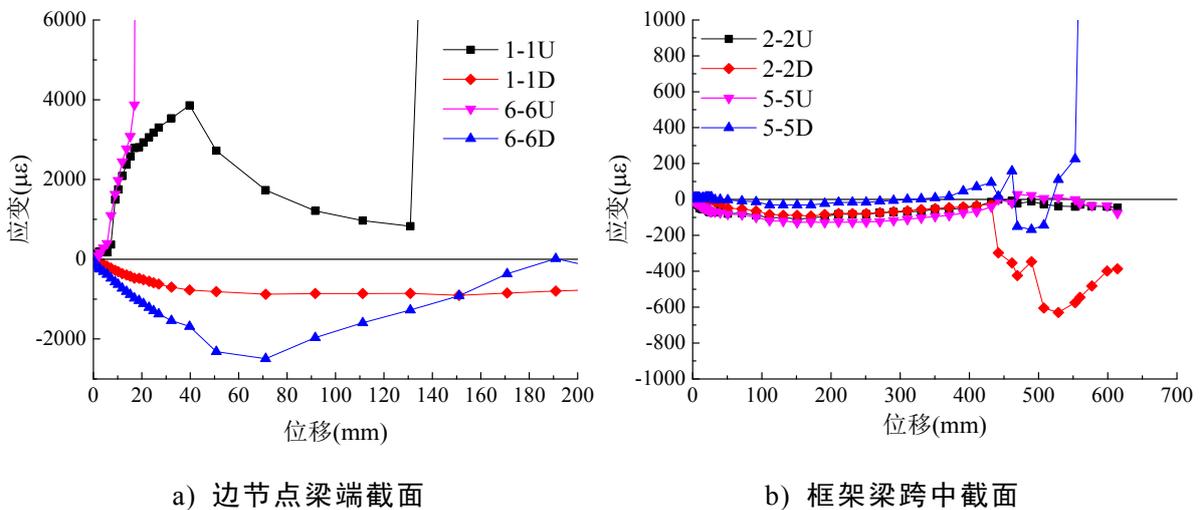


图 3.31 RC 试件钢筋应变与中柱竖向位移的关系

图 3.31d)~f)为框架柱各截面钢筋应变，由图可见，南北两侧边柱各截面应变相差不大，变化趋势完全相同。d)为框架柱节点上截面外侧钢筋(7-7S,10-10N)试验前期受拉，中柱位移为 450mm 时转向受压，节点上截面内侧钢筋(7-7N,10-10S)则刚好相反，中柱竖向位移 400mm 之前为受压，之后为受拉；节点下截面(8-8,11-11)与柱底截面(9-9,12-12)应变变化与节点上截面规律相同。几个截面中，节点下截面应变最大，南北两侧钢筋最后均达到受拉屈服。

图 3.32 为 RC 试件各截面混凝土应变与中柱竖向位移的关系曲线。其中 a)~c)为框架梁截面应变，梁端截面中靠近边柱截面(1-1,6-6)上部受拉下部受压，靠近中柱截面(3-3,4-4)上部受压下部受拉。梁端截面受拉区域应变片在 30mm-40mm 时就达到很大值，并且在此之后由于混凝土开裂，应变片失效；梁跨中截面(2-2,5-5)在 423.5mm 前为全截面受压，423.5mm 之后出现跳动现象。d)~f)为框架柱截面应变。节点上下截面混凝土应变变化趋势同钢筋应变变化相同，外侧截面(9-9S,12-12N)应变在 423.5mm 时由受压转为受拉。



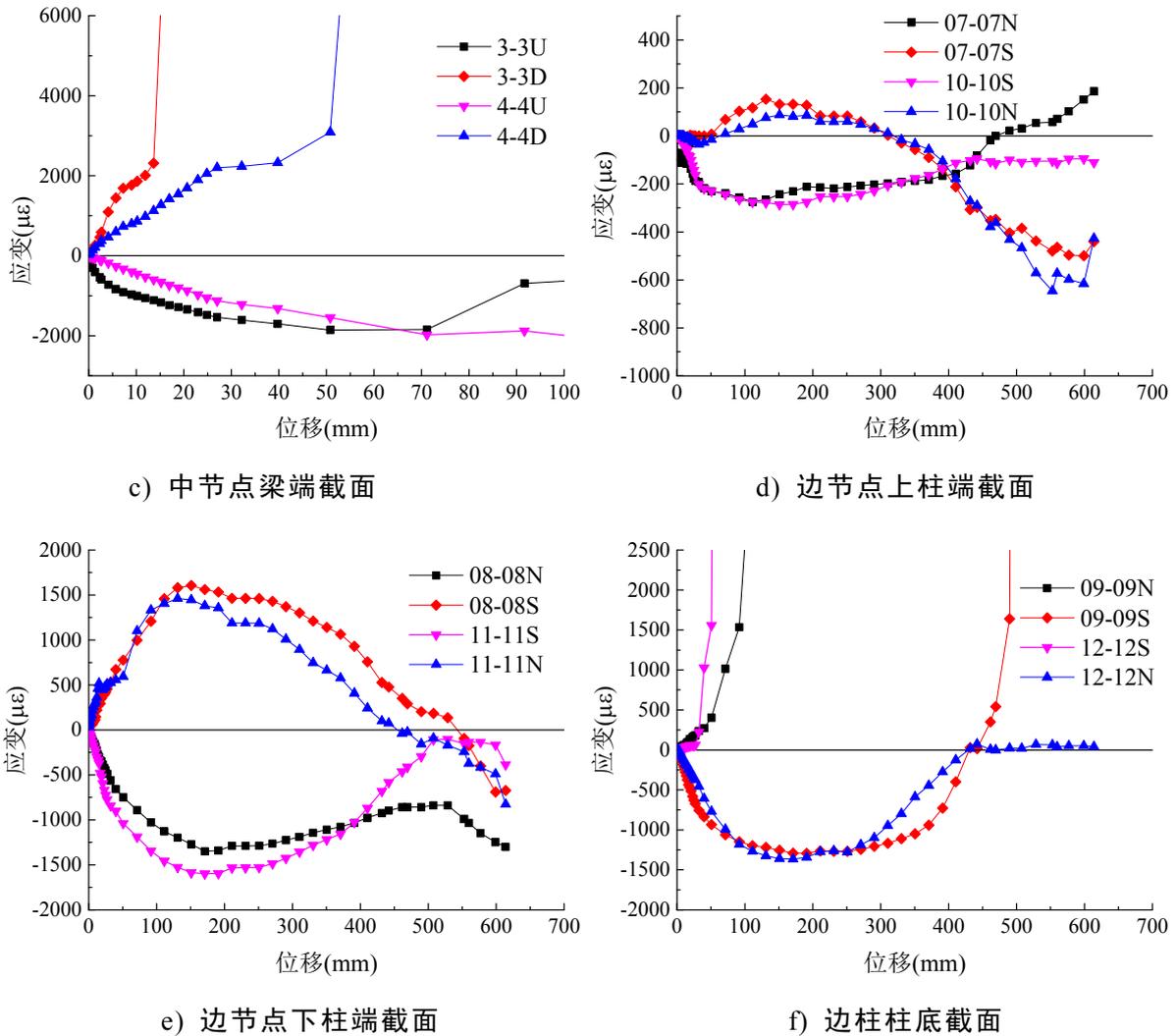


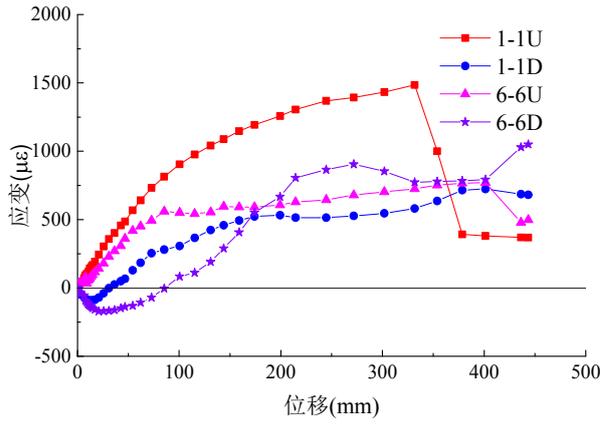
图 3.32 RC 试件混凝土应变与中柱竖向位移的关系

3.4.2 PC1 试件测试应变

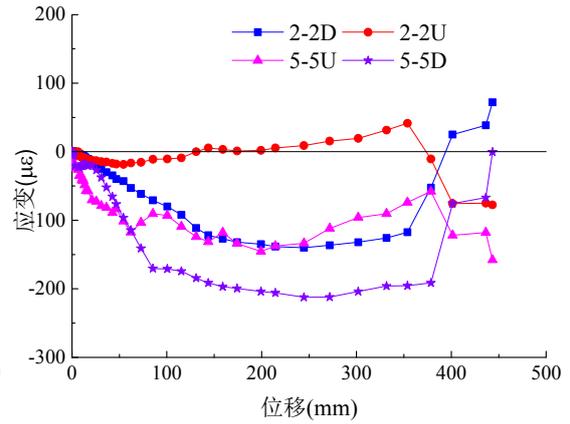
图 3.33 为 PC1 试件各截面钢筋应变。a)-c)为预制框架梁各截面钢筋应变，靠近边柱梁端截面(1-1U,6-6U)钢筋受拉，(1-1D,6-6D)钢筋试验前期受拉，在 100mm 之后就全转为受拉；靠近中柱梁端截面(3-3U,4-4U)钢筋试验过程中一直受压，(3-3D,4-4D)钢筋应变片在 75mm 时就失效了。梁端钢筋应变均未发生屈服；梁跨中截面(2-2,5-5)钢筋应变不大，整体来说呈受压状态。d)-f)为预制框架柱各截面应变变化趋势图。节点上截面外侧(7-7S,10-10N)钢筋受拉，在 220mm 左右拉应变达到最大值，220mm 之后拉应变随着中柱竖向位移的增长逐渐变小，而节点上截面内侧(7-7N,10-10S)钢筋受压，同样在 220mm 左右压应变达到最大值。节点下截面(8-8,11-11)和柱底截面(9-9,12-12)钢筋应变变化趋势与节点上截面相同。框架柱各截面应变中，节点下截面钢筋应变值最大，受拉钢筋发生屈服，受压钢筋变为受拉。

在牛腿上部 U 型钢筋布置了钢筋应变片，图 3.33g)为牛腿截面钢筋应变变化趋势，由图可以看出，中柱牛腿内钢筋受拉，边柱牛腿内钢筋受压，中柱受拉钢

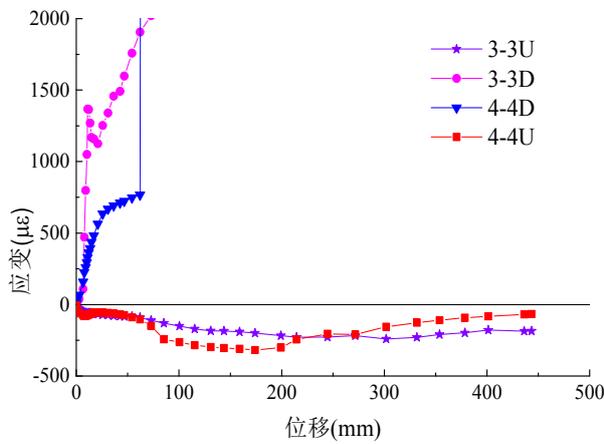
筋应变大于边柱受压钢筋应变，但应变值不大，均未发生屈服。



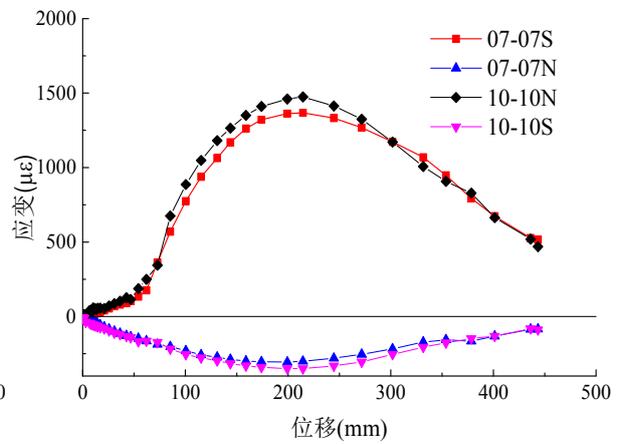
a) 边节点梁端截面



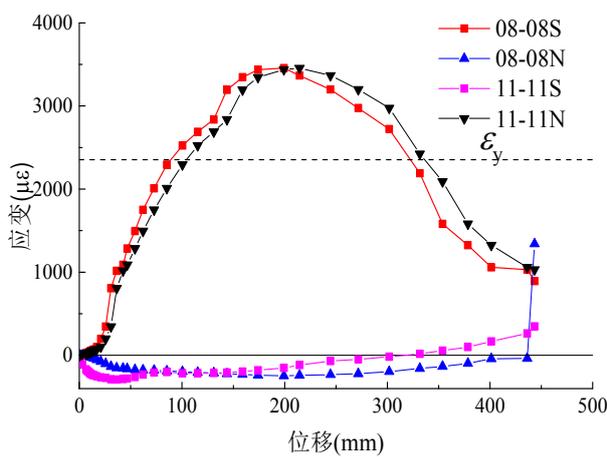
b) 框架梁跨中截面



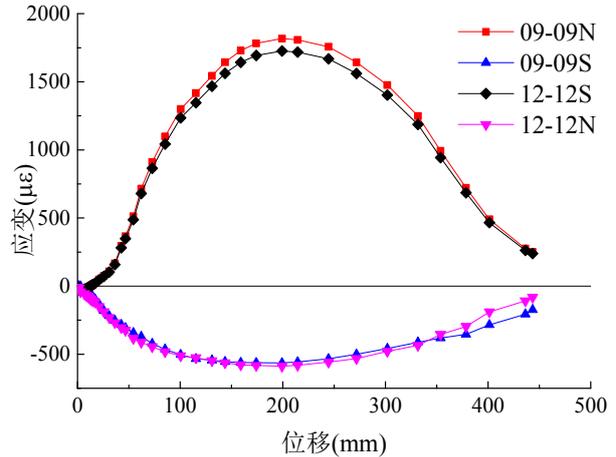
c) 中节点梁端截面



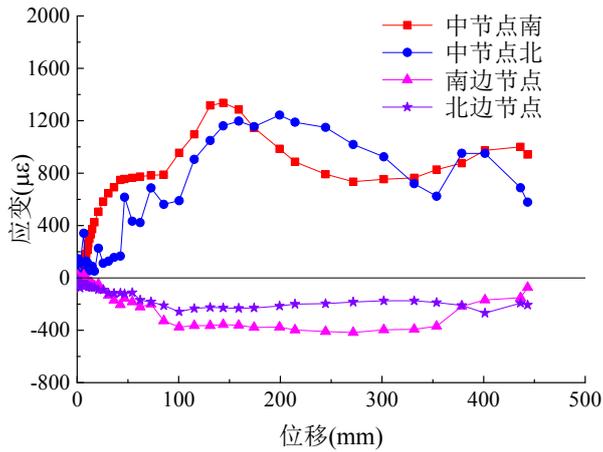
d) 边节点上柱端截面



e) 边节点下柱端截面



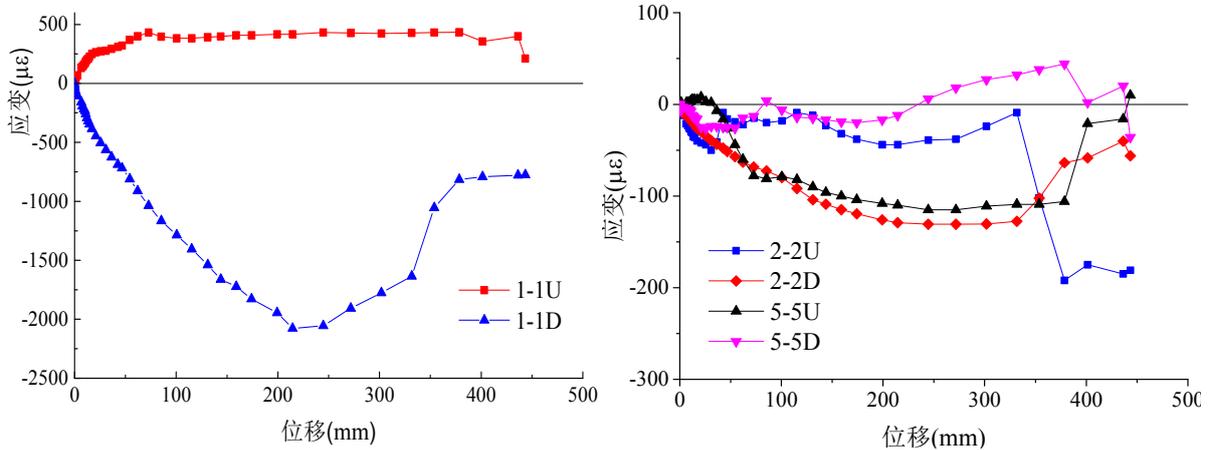
f) 边柱柱底截面



g) 牛腿截面

图 3.33 PC1 试件钢筋应变与中柱竖向位移的关系

图 3.34 为试件 PC1 各截面混凝土应变随中柱竖向位移的变化趋势。a)~c)为框架梁截面应变，梁端截面中靠近边柱截面上部(1-1U)受拉下部(1-1D)受压，靠近中柱截面上部(3-3U,4-4U)受压下部(3-3D,4-4D)受拉。梁端截面混凝土应变变化不大，可能是应变片旁边混凝土开裂造成的；梁跨中截面(2-2,5-5)钢筋应变值不大，整体来说呈受压状态。d)~f)为框架柱截面应变。节点上下截面混凝土应变变化趋势同钢筋应变变化相同，其中，边节点上截面外侧(10-10N)和边节点下截面外侧(8-8S)分别有一个应变片很快发生破坏，可能是裂缝穿过了应变片。柱底内侧截面(9-9N,12-12S)受拉应变较小，外侧截面(9-9S,12-12N)应变受压。



a) 边节点梁端截面

b) 框架梁跨中截面

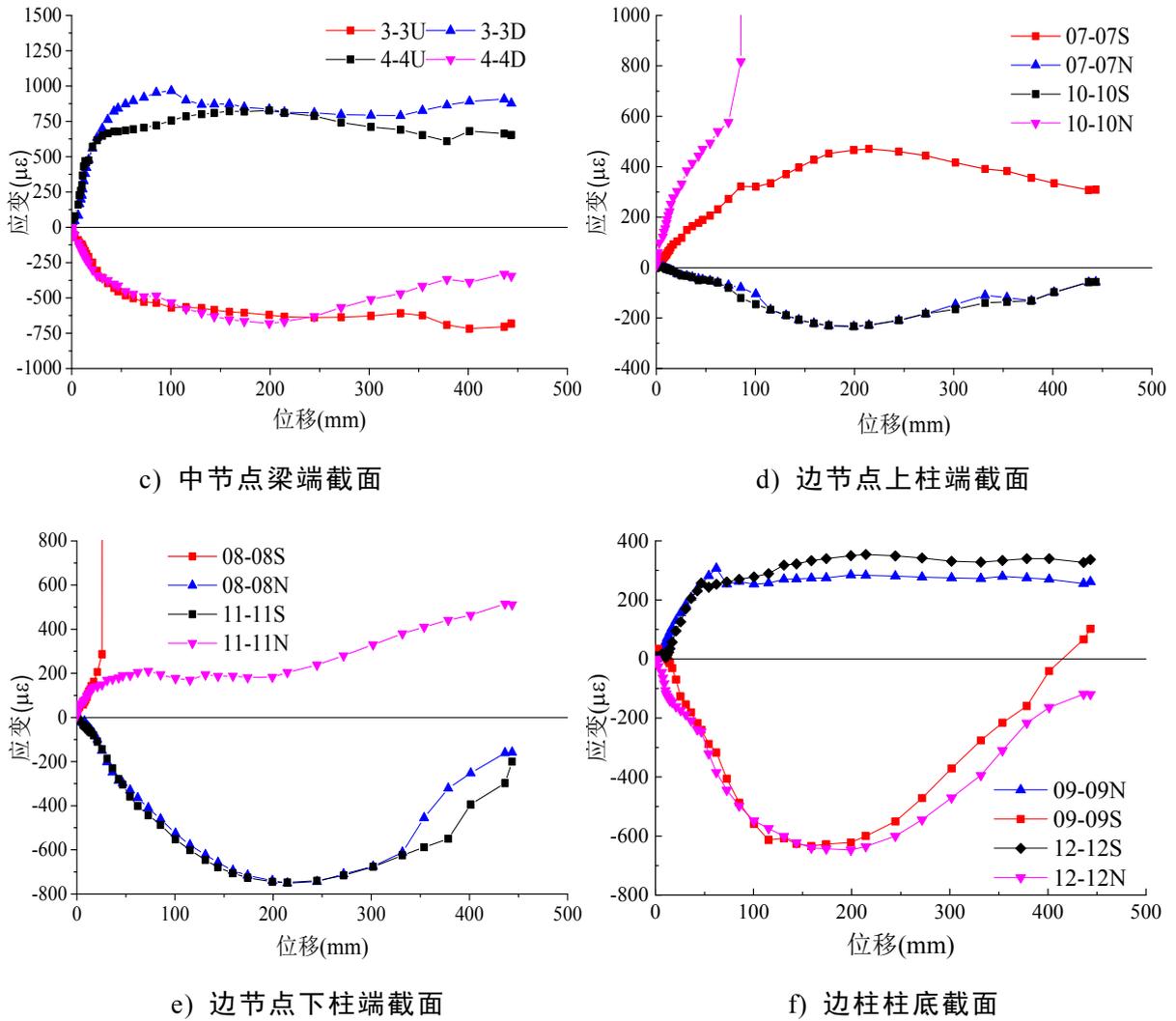


图 3.34 PC1 试件混凝土应变与中柱竖向位移的关系

3.4.3 PC2 试件测试应变

图 3.35 为 PC2 试件各截面钢筋应变。a)-c)为预制框架梁各截面钢筋应变，靠近边柱梁端截面上部(1-1U,6-6U)钢筋受拉，受拉应变达到屈服；靠近中柱梁端截面上部(3-3U,4-4U)钢筋试验过程中一直受压，受压应变同样达到屈服。梁跨中截面(2-2,5-5)钢筋应变不大，整体来说呈前期受压状态变,400mm 之后为受拉状态。d)-f)为预制框架柱各截面应变变化趋势图。节点上截面外侧(7-7S,10-10N)钢筋受拉，在 220mm 左右拉应变达到最大值，220mm 之后拉应变随着中柱竖向位移的增长逐渐变小，470mm 后变为受压。而节点上截面内侧(7-7N,10-10S)钢筋前期受压，在 435mm 由受压变为受拉。节点下截面(8-8,11-11)和柱底截面(9-9,12-12)钢筋应变变化趋势与节点上截面相同。框架柱各截面应变中，节点下截面受拉钢筋应变值最大，发生屈服。g)为预制框架柱牛腿截面钢筋应变变化图。中节点牛腿和边节点牛腿钢筋应变均为拉应变，应变值不大，维持在 $600\mu\epsilon$ 左右。在 450mm 之后，中节点牛腿应变明显变大。