

学校代号 10532

学 号 S150100039

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 动载试验研究

学位申请人姓名 胡翔

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01日

学校代号：10532

学 号：S150100039

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动 载试验研究

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

湖南省重点研发计划(2017SK2220)

长沙市科技计划(kq1706019)

学位申请人姓名：胡翔

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

Dynamic load tested study on progressive collapse resistance of fully
precast concrete frame structures

by

HU XIANG

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：所呈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

随着建筑工业化在我国的快速发展,装配式混凝土结构作为建筑工业化中重要的一项,得到了广泛的关注。其中全装配式混凝土结构具有施工方便、安装快速和绿色环保的优点,但节点区域是整个结构的薄弱区,在遭遇爆炸、撞击和火灾等偶然荷载作用造成的局部破坏的条件下,结构是否能够保持整体完整性,不发生连续性倒塌值得研究。本文以全装配式混凝土框架结构动力试验为基础,分析其在动力荷载作用下的抗连续倒塌性能,同时利用有限元软件 ABAQUS 对试件进行了有限元分析,并研究了材料应变率效应对动力抗连续倒塌试验的影响。本文主要从如下几方面展开研究:

(1) 利用结构设计软件 PKPM 设计了一栋空间框架原型结构,从原型框架中选取了包含 3 个梁柱节点的子结构,按照 1/2 比例缩尺设计了一个全装配式试件和一个现浇试件。装配式试件梁柱节点采用插销杆-牛腿-角钢方式连接,两个试件具有相同的纵向配筋。

(2) 设计并完成了两个试件的中柱快速移除试验。对两个试件的中柱快速移除试验结果进行了整理和分析,包括轴力响应、位移响应、钢筋应变响应、裂缝开展模式以及破坏模式等结构信息。根据试验结果,从承载力、竖向刚度、材料利用率以及结构抗力机制四个方面对比了上述两个试件的受力性能。

(3) 根据试验结果的整理与分析,利用了大型有限元软件 ABAQUS/Explicit 建立了与试件相同尺寸和边界条件的有限元模型。根据结构未损伤前的试验数据对有限元模型进行了校验,将校验好的模型进行与试验相同荷载的加载,对比了模型结果与现场试验结果。

(4) 利用 ABAQUS/Explicit 模块,结合钢筋混凝土材料应变率理论,对 Qian K 等框架结构角柱快速移除动力试验进行了精细化的有限元模拟。在此基础上,研究了角柱失效时间以及横向水平约束刚度对结构动力响应的影响。

关键词: 全装配式混凝土结构; 连续性倒塌; 快速移除; 梁柱节点; 应变率

Abstract

With the rapid development of construction industrialization in China, precast concrete structure has attracted wide attention of the society. The fully assembled concrete structure has the advantages of convenient construction, quick installation and green protection, but the joint is the weak area of the entire structure. It is worth investigating whether the structure could maintain the integrity under the local damage caused by accidental loads such as explosion, impact, and fire, etc. On the basis of dynamic test of fully assembled concrete frame substructure, this paper analyzed its resistance to progressive collapse under dynamic load. Further, the finite element software ABAQUS was used to analyze the specimen, and the influence of the material strain rate effect on the dynamic collapse resistance test was studied. This article focuses on the following aspects:

(1) A prototype structure of spatial frame was designed by using structure design software PKPM. And a full assembly specimen and a cast-in-place specimen were designed according to 1/2 scale. The specimen was a frame substructure containing three beam-column joints. The beam-column joints of the assembled test specimens were connected by bolt rods-cattle legs-angular steels. The two test specimens had the same longitudinal reinforcement.

(2) The rapid removal test of two specimens was designed and completed. The results of the rapid removal test of the center column of the two specimens were analyzed, including structural information such as axial force response, displacement response, strain response of the steel bar, crack propagation, and failure mode.

(3) According to the test results, the FE models with the same dimensions and boundary conditions as the specimens were established using ABAQUS/Explicit. The FE model was checked according to the test data before the structure was damaged, and the results were compared with the test results.

(4) Based on the strain rate theory of reinforced concrete material, the dynamic test of rapid removal of corner column of frame substructure by Qian K was simulated by finer finite element method. The influence of failure time of corner column and lateral horizontal restraint stiffness on the dynamic response of the structure was studied.

Key Words: Fully assembled concrete structure; Progressive collapse; Rapid removal; Beam column joints; Strain rate

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 装配式混凝土框架结构的研究现状	4
1.3 混凝土框架结构动力抗连续倒塌研究现状	8
1.4 本文研究目的及内容	11
第 2 章 混凝土框架结构快速移除试验方案	13
2.1 试验背景	13
2.2 试件原型结构基本信息	13
2.3 试件配筋方案	15
2.4 加载装置	17
2.5 加载方案和步骤	21
2.6 测量方案	22
2.7 本章总结	26
第 3 章 框架结构中柱快速移除试验结果分析	27
3.1 引言	27
3.2 框架结构快速移除试验结果	27
3.2.1 第一级加载试验结果	28
3.2.2 第二级加载试验结果	34
3.2.3 第三级加载试验结果	41
3.2.4 第四级加载试验结果	48
3.2.5 第五级加载试验结果	58
3.2.6 第六级加载试验结果	61
3.3 试验结果总结	69
3.4 本章小结	69
第 4 章 全装配式混凝土试件有限元模拟分析	70

4.1 引言.....	70
4.2 有限元建模方法.....	70
4.2.1 混凝土模型.....	72
4.2.2 钢筋模型.....	72
4.2.3 其他材料本构模型.....	72
4.2.4 加载过程模拟.....	72
4.3 试验与模拟结果对比分析.....	73
4.3.1 模型校验.....	74
4.3.2 参数分析.....	77
4.4 本章小结.....	79
第 5 章 考虑应变率效应的框架子结构角柱快速移除数值分析.....	80
5.1 材料应变率效应.....	80
5.1.1 混凝土材料的应变率效应.....	80
5.1.2 混凝土材料的应变率效应.....	81
5.2 QIAN K 等角柱快速移除试验简介.....	81
5.3 有限元建模方法.....	83
5.3.1 混凝土模型.....	84
5.3.2 钢筋本构模型.....	86
5.3.3 加载过程.....	86
5.4 试验与模拟结果比较.....	87
5.4.1 数值稳定分析.....	87
5.4.2 试验结果与模拟结果对比.....	88
5.5 参数分析.....	89
5.5.1 失效时间对结构动力响应的影响.....	89
5.5.2 横向水平约束刚度对结构动力响应的影响.....	91
5.6 本章小结.....	93
结论与展望.....	95
参考文献.....	97
致 谢.....	102
附录 A 攻读学位期间发表的学术论文目录.....	103

第1章 绪 论

1.1 选题背景及意义

党的十八大指明了我国经济发展方向即新型城镇化发展战略和“美丽中国”构想，由国务院出台的《绿色建筑行动方案》^[1]进一步指明了城乡建设将走绿色、循环、低碳的科学发展道路。根据新型城镇化发展战略，从2013年以来，中央出台了多项关于建筑工业化的文件：2014年《国家新型城镇化规划(2014~2020年)》^[2]、2014年《关于推进建筑业的发展与改革的若干意见》^[3]、2016年《关于进一步加强城市规划建设管理工作的若干意见》^[4]等。上述文件明确提出了推进建筑工业化的指标：用工业化建造的新开工住宅面积所占比例逐年增长，力争用10年左右的时间，装配式占新建建筑的比例达到30%，同时积极稳妥推广钢结构建筑 and 现代木结构建筑。根据国家发改委测算，到2020年前，用于建筑节能项目的总投资至少将达到1.5万亿元，大量的投资基金的涌入，给装配式建筑等建筑工业化行业带来了空前的发展机遇。为了响应国家的发展战略与政策，各地方均出台了相应新型建筑工业化政策。到2015年底，中央共批准了和建成了国家住宅产业化综合试点城市11个以及国家住宅产业化基地59个。从中央到地方再到企业的鼓励政策将整个建筑工业化的发展推到高潮。

装配式建筑是建筑工业化中重要的一项，装配式建筑是指用预制构件在施工现场通过可靠连接方式装配而成的建筑。装配式建筑到目前为止已经具有数百年的历史，17世纪出现在北美的采用木构架拼装的房屋可以认为是装配式建筑的雏形^[5]。装配式建筑具有施工快速、节省人力、受气候条件制约小和质量易控制等优点，在实际生活中有广泛的应用和发展前景。如今，装配式建筑的技术种类繁多，拥有不同的结构形式和施工方法，常见的装配式混凝土结构以及采用钢结构木结构、钢木组合结构在工厂施工现场组装的结构均属于装配式建筑。

根据2014年中国建筑工业出版社出版的《装配式混凝土结构技术规程 JGJ 1-2014》^[6]说明：装配式混凝土结构是指由预制构件通过有效连接节点装配而成的混凝土结构型式。按装配式连接方式可分为两类：装配整体式混凝土结构和全预制装配混凝土结构。装配整体式混凝土结构是指预制构件通过有效的连接方式连接，并与后浇的砼、水泥基灌浆料等形成统一整体的结构，该种连接形式的特点：能达到与现浇结构相同的受力性能，但需要现场湿作业，施工周期较长；相应的全装配式混凝土结构是指预制构件通过有效的连接方式连接，不需要后浇混凝土或者水泥基灌浆料的参与的结构，该种连接形式的特点：不需要现场湿作业，

施工周期短，现场装配工作简单易行，但整体的受力性能与现浇结构存在一定的差距。目前我国装配整体式结构多应用于中高层建筑结构，比较典型的应用有上海浦东新区惠南新市镇惠南万华城 23#楼项目和北京市昌平区北七家镇 B1#楼安置房项目等如图 1.1 所示，上述项目中构件均采用预制而在节点处采用后浇混凝土与之形成整体。而全装配式混凝土结构多应用于别墅等整体高度较小的建筑，典型的应用有远大住工的 B-house 别墅结构和河北丽建丽筑集成房屋有限公司承建“鹿港一号院”，如图 1.2 所示。



a) 上海浦东新区惠南新市镇惠南万华城

b) 北京市昌平区北七家镇 B1#楼

图 1.1 装配式整体式混凝土结构应用



a) 远大住工的 B-house 别墅

b) 鹿港一号院

图 1.2 全装配式混凝土结构应用

由于混凝土装配式结构自身的特点，结构节点区域并未与构件同时现浇，因此节点区域成为了装配式最薄弱的环节。《装配式混凝土结构技术规程 JGJ 1-2014》^[6]中对装配整体式节点有明确的要求，即要求装配整体式节点与现浇结构具有相同的结构性能。而全装配式结构由于在国内应用还不够广泛，相应的节点要求有点仅出现在企业规范中。相对于我国尚未完善的装配式混凝土结构的规范标准，美国的规范更为成熟和全面，其中就包括由美国混凝土协会(ACI)制定颁发的《ACI 技术标准》，由美国预制与预应力混凝土协会颁发的《PCI 设计手册》以及美国联邦政府住房和城市发展部颁发的《联邦装配式住宅建设和安全标准(FAHCS)》。上述协会和组织都致力于有关预制混凝土和钢筋混凝土结构的设计、

建造和保养技术的安装，不仅在美国，在整个国际上都具有广泛的影响力，为美国的装配式混凝土结构的发展提供了坚实的基础。

即使按照规范规定对混凝土装配式结构进行设计，但在实际的自然灾害中，装配式结构的节点区域中还是屡屡遭到破坏，是整个混凝土装配式建筑的薄弱区。2012年，在意大利罗麦利娅·埃米莉亚地震的调查中发现^[7]，多数的装配式结构发生了破坏和倒塌，而这些结构发生破坏和倒塌的主要原因是由于局部的梁柱节点或者屋顶与梁节点失效，如图 1.3 所示。因此如何加强混凝土装配式结构节点区域的结构性能，使之不再成为整体结构的薄弱环节是混凝土装配式结构研究的重点和难点。

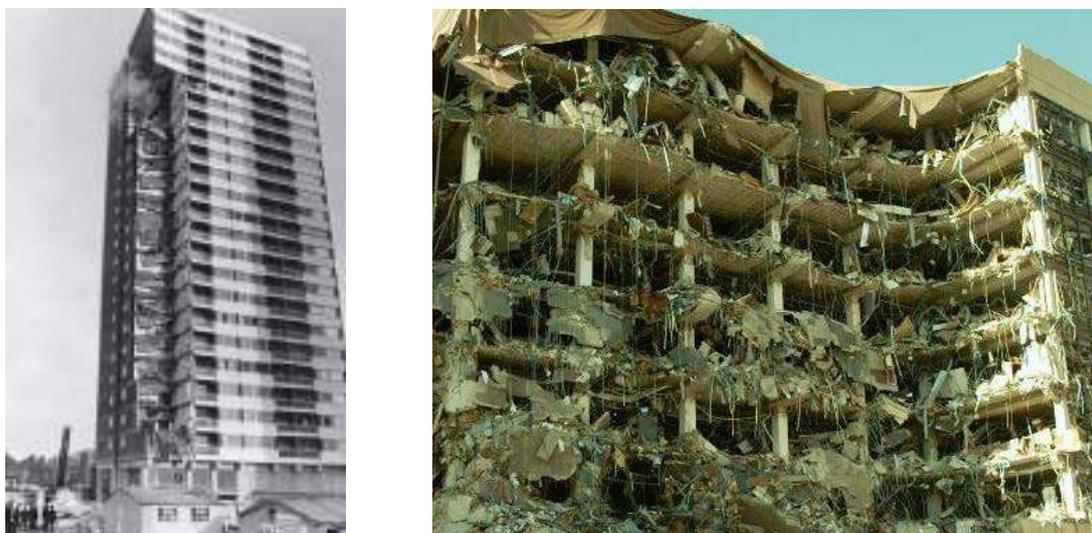


图 1.3 装配式混凝土结构节点破坏

20 世纪中后期发生的 Ronan Point 公寓楼煤气爆炸导致的连续倒塌事件以及 Alfred P. Murrah 联邦大楼汽车炸弹导致的连续倒塌事件，引发了人们对此类倒塌的广泛关注。结构连续性倒塌是指结构由于局部破坏而引发的一系列连锁反映，最终导致较大程度结构倒塌^[8]。欧洲规范 Eurocode 1^[9]强调从概念设计的角度增强结构整体性和延性，采用拆除构件法、拉结强度法和关键构件法三种设计方法分析结构的连续倒塌；美国 GSA2010^[10]深化了拆除构件法的概念，提出了拆除构件法的分析方法，主要分析方法分为线性静力法、线性动力法、非线性静力法和非线性动力法四类；我国规范 CECS392:2014^[11]从概念上强调了结构防连续倒塌设计的重要性，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。目前对于该问题的研究主要集中在钢结构和现浇混凝土结构上，装配式结构作为一种新型的结构形式，节点区域是整体中的薄弱环节易受到局部损伤，因此对此类结构的抗连续性倒塌性能的研究十分必要，为未来混凝土装配式结构的长足发展提供了前提。

本文根据上述装配式混凝土结构的发展背景和自身特点，开展全装配式混凝土框架子结构的抗连续倒塌快速移除动力试验研究。本课题的主要目的为：通过采用子结构和大比例尺试验，研究全装配式混凝土结构动力抗连续倒塌能力，获

取其破坏机理，提供有限元模型校验数据，并与现浇结构进行对比，为未来装配式结构倒塌全过程非线性有限元模拟分析研究，以及考虑偶然荷载以及随机缺陷的装配式结构连续倒塌机制与整体稳固性研究提供试验基础和依据。



a) Ronan Point 公寓楼煤气爆炸

b) Alfred P.Murrah 联邦大楼汽车炸弹袭击

图 1.4 典型的连续倒塌事故

1.2 装配式混凝土框架结构的研究现状

装配式建筑自诞生以来就受到了人们广泛地关注，特别是“二战”后，经济高效、节省人力的预制混凝土结构以及装配技术迎来了黄金时期，被大量应用于城市战后重建^[5]。例如，法国港口城市 Le Havre 在二战中几乎完全被炸毁，战后重建中就广泛地应用了现浇混凝土框架与预制混凝土填充墙组成的体系，由于装配技术的高效率当时引起了工程师和建筑师们的广泛关注。但到了 20 世纪末，随着若干次大地震的发生，早期装配式混凝土结构的抗震性能较差的问题暴露了出来。对此，各国学者对装配式结构，特别是装配式混凝土结构进行了大量的研究工作，提出了许多新型节点连接方式并对其进行性能分析，逐渐完善了装配式建筑理论。

1994 年，Ekwueme C G 等^[12]建立了一套新的装配式混凝土结构可靠度计算方法，在这套新的可靠度计算理论中，梁柱节点将作为一个整体的评估单元而不是分别考虑梁构件和柱构件。

1995 年，H. Sucuoğlu 等^[13]针对装配式混凝土结构提出了一种新的抗震设计思想，即在预制的梁柱节点外构造出屈服能力较低的梁塑性铰，以塑性铰的位置和屈服能力作为整体结构非线性动力分析的基本参数，计算和比较了两种地震激励下传统预制框架结构的非弹性动力响应，通过对离梁端一较远处的预制梁上塑性铰的优化设计，使得柱面的预制梁柱连接可以在强震作用下保持弹性。

2000年, Elliott K S^[14]回顾了装配式混凝土框架结构 20 年来的重要进展, 阐述了关于装配式结构性能与试验之间的相关性, 并表明通过全面的实验测试, 数值研究和三维非线性仿真, 使设计更加安全和高效。

2004年, Englekirk R E^[15]总结了装配式结构在北岭地震中的所反映出来的抗震性能薄弱的问题, 为装配式混凝土结构设计提供指南。

2005年, 吕西林等^[16]通过试验研究了现浇梁柱节点、后浇整体式梁柱节点和预制混凝土结构全装配式梁柱节点的抗震性能, 试验对比了梁柱节点在低周往复荷载作用下的开裂模式、滞回曲线和强度与刚度等抗震性能指标, 研究表明后浇整体式梁柱节点与现浇梁柱节点具有相似的抗震性能, 而全装配式梁柱节点的性能较差。

2006年, 李振宝等^[17]对 6 个混合装配式混凝土节点进行了低周反复试验, 对其破坏模式、滞回曲线、延性和耗能能力等抗震性能进行了研究, 研究表明, 混合装配式混凝土节点有较强的综合抗震性能。

2007年, 范力等^[18]进行了两个全装配式一层两跨的混凝土框架结构试验, 研究了试件的破坏形态、延性与耗能能力等抗震性能。研究表明, 该类形式的全装配式混凝土结构具有良好的抗震性能。

2007年, Rahman M A 等^[19]利用层间框架位移和楼板加速度定义的失效准则, 对两座五层装配混凝土框架结构进行了多层次抗震性能评估, 对采用基于位移和基于力的两种设计方案进行了分析, 使分析模型能够用试验数据进行验证。

2010年, 闫维明等^[20]对一个装配式混凝土住宅楼进行了足尺试验, 研究了装配式混凝土结构在低周往复荷载作用下的抗震性能, 包括破坏形式、滞回曲线、刚度退化和能量耗散等评估指标, 结果说明该类装配式梁柱节点具有与现浇相似的抗震性能,

2010年, Ren T R 等^[21]总结了以往装配式结构板与板之间连接件的试验成果, 将每一次试验生成的标准曲线数据汇总在一个综合数据库中。该数据库提供了每个试验中使用的连接件细节以及试验载荷和变形性能, 根据各个连接件的试验性能, 将其划分为低变形单元(LDE)、中变形单元(MDE)和高变形单元(HDE), 该连接件性能数据库可用于辅助预制混凝土板的设计和建模。

2012年, 庞瑞等^[22]通过 5 个平面内低周往复荷载作用下足尺模型试验研究了新型全预制装配式混凝土楼盖板缝连接节点的抗震性能, 对板缝节点的开裂模式、破坏形态、滞回曲线、位移延性、刚度退化和耗能能力进行了较为系统的研究。结果表明: 在 5 种板缝节点中, 发卡式节点、盖板式节点和发卡-盖板混合式节点滞回曲线饱满、延性好, 具有较好的抗震性能, 是理想的板缝连接节点。(两篇)

2012年, Aguiar E A B 等^[24]研究了装配式混凝土框架结构中梁柱节点使用的灌浆销的性能, 通过对比试验和理论分析探讨了销钉直径、销钉倾角、混凝土抗

压强度以及是否存在预压处理等四个方面对节点性能的影响,结果表明:斜销的抗剪极限承载力和抗剪刚度明显高于垂直销的极限承载力和剪切刚度。在此基础上,提出了考虑所研究参数对销钉承载力影响的解析模型。

2012年, Toniolo G 等^[25]总结了2009年拉奎拉地震对装配式结构的影响,对装配式混凝土结构抗震设计中存在的问题进行了探讨。在对地震刚发生后的相关建筑物进行详细勘察的基础上,分析了装配式混凝土结构在地震中的受力行为,指出了覆盖板连接方式的不足。同时对装配式单层工业建筑,提出了一些可行的替代方案。

2013年,李向民等^[26]开展了4个足尺的新型装配式延性节点的低周往复试验,试件模拟比例为足尺。研究表明,该类节点的极限承载能力和延性性能优于现浇节点,

2013年,刘阳等^[27]通过12个1/2比例的低周往复荷载试验对装配式混凝土梁柱节点的抗震性能进行了研究,研究表明,该类装配式混凝土结构具有良好的受力性能,可满足梁柱刚性节点假设。

2013年, Yardim Y 等^[28]研究了高压加气混凝土(AAC)作为预制板填充材料的应用,通过与传统实心预制板的性能对比试验, AAC复合预制板在不牺牲结构承载力的情况下,提供了合理的减重措施,为装配式混凝土结构的安装带来便利。

2013年, Choi H K 等^[29]进行了5个1/2比例尺的梁柱节点抗震试验,试件中包含4个不同装配式梁柱节点和1个现浇梁柱节点,试件的设计遵循强柱-弱梁的概念。试验中根据节点强度、刚度和耗能能力对节点性能进行了评价,试验结果表明,梁端的塑性铰控制了整个试件的破坏,各个装配式梁柱节点形式均表现出令人满意的抗震性能,同时用ECC和钢板加固的梁柱节点还表现出较好的延展性。

2013年, Bournas D A 等^[30]对一座足尺的三层装配式混凝土房屋进行了拟动力试验,房屋的楼板与楼板、楼板与梁、墙与结构、柱(和墙)与基础、梁柱之间的连接均采用全装配式混凝土结构。提出了一种新型机械连接的铰接梁柱节点,研究表明,所提出的新型梁柱连接是一种可行的连接方案,当该节点应用于所有节点处并在施工过程中进行质量监测时,该节点形式能有效地提高装配式混凝土框架在地震荷载作用下的性能。

2014年, Parastesh H 等^[31]提出了一种适用于高地震烈度区装配式钢筋混凝土框架的延性抗震梁柱连接方式,该连接形式提供了良好的结构完整性,并且可以通过减少模板和焊接的需要以及现浇混凝土体积来缩短施工时间。同时还设计了6个全尺寸内、外预制连接和2个整体连接进行了一系列循环加载试验,比较了预制连接和整体连接的抗弯强度、延性、强度退化和耗能能力。

2014年, Snežana R 等^[32]对贝尔格莱德大学预制加筋构件,上部浇铸,中间支撑连续接缝的连续混凝土进行了试验研究,同时还对两根相同跨度、相同荷载

的现浇连续梁进行了对比研究。试验梁均受相同持续荷载作用超过 4 年，并测量了挠度、应变和反应，文中给出了试验，并综合考虑了混凝土徐变、收缩和开裂的影响对试验进行了解析模拟，提出了用 AAEM 法和双线性法计算约束力矩的简化程序，得到的计算结果与试验值接近。

2015 年，高杰等^[33]通过设计足尺试件进行低周往复荷载试验研究了装配式混凝土梁柱连接件的抗震性能，研究节点的极限承载力、骨架曲线、延性能力和能量耗散等抗震性能，研究表明此类装配式节点与现浇结构有类似的抗震性能，主要破坏形式均为弯剪混合破坏。

2015 年，Main J A 等^[34]对一足尺的装配式混凝土框架结构进行了现场试验，并根据试验结果进行了有限元建模分析，结果表明整体结构失效是由于与中心柱焊接连接附近的底部锚固筋的脆性断裂所致，有限元分析和试验测量结果的比较也为深入了解预制混凝土构件的承载机理，包括初始弯曲作用和拱起作用提供了理论依据。

2015 年，Kang S B 等^[35]研究了由两根预制梁和一根预制柱组成的装配式混凝土子结构的抗连续倒塌性能，由于预制节点底部梁纵向配筋的不连续性，必须研究该连接形式产生压拱作用和悬链线作用的能力，特别是顶梁和底梁纵向配筋率的影响。试验结果表明，在移柱情况下，梁的拱效应和悬链线作用明显，节点底部梁发生拉拔破坏，压拱作用和悬链线作用对结构抗力的增强，在很大程度上取决于节点布置和梁的配筋率。

2015 年，Henin E 等^[36]介绍了一种新型的用于装配式混凝土结构的钢筋连接套筒，通过不同的套筒长度测试了 18 个不同型号的钢筋连接套筒试样，试验结果表明该钢筋连接套能够充分利用钢筋抗拉性能，且使用简单，比目前普遍使用的钢筋套筒更加经济实惠。

2015 年，Yuksel E 等^[37]对两种不同的装配式混凝土梁柱节点进行了试验研究，其中工业型节点采用干式和湿式安装技术，住宅式节点采用湿连接方式。为了获得梁柱节点的强度、刚度和延性的性能，对两种形式的节点进行了低周往复荷载试验。在试验过程中，根据所观察到的损伤情况，对节点的初步设计进行了优化，同时对试验试件进行了有限元数值模拟，数值结果于试验结果接近。

2016 年，Yekrangnia M 等^[38]对两个足尺度装配式混凝土梁柱横向连接试件进行了试验研究，提出了一种新型的预制梁柱连接节点，通过对试件的刚度、强度、延性和耗能能力与数值整体模型比较，表明提出的新型梁柱连接节点能够提供与现浇梁柱节点的相近的结构性能，可用于制定可靠的装配式混凝土结构抗震准则。

2016 年，Nzabonimpa J D 等^[39]提出了一种全新形式的装配式混凝土干式机械梁柱节点，并通过试验和理论研究验证了该连接形式的结构性能，确定了影响节

点结构性能的相关参数。

2016年, Qian K 等^[40]在新加坡南洋理工大学开展了一系列不同连接形式的装配式混凝土结构抗连续倒塌试验, 通过与现浇结构对比, 试验研究了不同的板梁连接方式和梁柱节点形式对装配式混凝土结构抗连续倒塌性能的影响, 给出了初步的试验结果, 并讨论了装配式混凝土结构抗连续倒塌的破坏模式和可能的抗力发展机理。

上述研究表明, 目前对装配式混凝土结构的研究主要集中在抗震性能分析, 提出了一批新型的干湿节点连接方式, 大部分试验均表明湿节点与现浇节点具有相似的抗震性能, 而干节点连接相对而言性能较差, 对于全面推广全装配式混凝土结构还需要投入大量的研究工作。

1.3 混凝土框架结构动力抗连续倒塌研究现状

结构的局部破坏往往是由煤气爆炸、炸弹冲击、车辆撞击等偶然动力荷载引起的, 早期英国伦敦的 Ronan Point 公寓倒塌事故引发了人们对结构连续倒塌的关注, 结构抗连续倒塌本质上属于复杂的动力非线性过程^[41]。针对混凝土框架结构连续倒塌问题, 相关学者开展了大量的研究工作, 但主要集中在混凝土现浇结构。

1993年, Hakuno M 等^[42]采用扩展离散单元法(EDM)建立了混凝土框架多自由度系统的模型, 并对框架结构地震作用下的倒塌进行了一系列数值模拟, 模拟结果与地震造成的破坏的记录吻合得很好。

2007年, Sasani M 等^[43]利用现场试验结果, 对某10层钢筋混凝土结构在边柱爆炸后可能发生的连续倒塌进行了整体评估, 评估表明梁效应是结构荷载重分布的主导机制, 同时还研究了移除柱附近弯矩方向的变化及其对潜在钢筋拔出(粘结破坏)的影响, 指出了现行规范中完整性要求存在的一些不足, 并详细讨论了梁加固对结构内力重分布的影响。

2008年, Sasani M 等^[44]根据一个3/8缩尺的混凝土框架结构的中柱移除试验建立了精细化有限元模型, 并根据有限元结果结合梁柱和壳单元建立了整体结构有限元模型, 研究了移除各层柱之后的模型动力响应以及荷载重分布现象。

2008年, Sasani M 等^[45]对一座近一个世纪的6层钢筋混凝土框架结构进行了爆炸移柱试验, 试验结果表明梁效应是框架结构内力重分布的主要机制, 证明了移除柱附近梁弯矩方向的变化, 结构虽然没有完全满足规范完整性要求, 但在炸掉两个柱之后依然没有倒塌, 记录到的最大的竖直位移仅为6.4mm。

2011年, Tian Y^[46]等进行了4个1/2缩尺的混凝土框架结构中柱的快速移除试验, 试验边界条件模拟了相邻结构构件对框架梁施加的弯矩和轴向约束, 试验研究了构件在不同级别荷载作用下的动力响应, 试验结果证实了在动荷载作用

下混凝土梁的压拱效应，同时还表明实际结构中动力放大因子远小于目前设计规范中的取值。

2012年，Qian K 等^[47]进行了6个1/3缩尺的混凝土框架子结构的角柱快速移除试验，研究了存在初始损伤的钢筋混凝土子结构动荷载重分布性能，同时试验还考虑了跨度比、纵横向配筋、抗震措施等参数的影响，试验结果证实了设计跨度对框架抗连续倒塌能力的影响以及抗震构造措施在抗连续倒塌方面具有更强的性能，并结合之前做的柱静力试验结果，给出了子结构动力放大系数的范围。

2012年，Tsai M H^[48]等设计了一套小型试验装置，用于研究结构在突然失稳时的非弹性动力放大系数，根据试验结果对比研究了三种不同定义下的动力放大因子之间的区别和应用范围，并从拟静力响应分析中推导出考虑后屈服刚度比的解析公式，结果表明该公式能够计算非弹动力放大系数随延性需求的变化。

2013年，Liu M 等^[49]提出了一种新的计算动力放大因子(DIF)的经验方法，该公式来源于对三种不同水平抗震设计的框架非线性静力交替路径分析得到的曲线拟合，数值算例表明，对于不同的移除柱子情况，新的DIF均能代替非线性动力分析来评估建筑物框架的抗连续倒塌能力。

2013年，宗周红等^[50]对一座三层的混凝土框架结构的爆炸试验，试验研究了炸药位置、爆炸距离和炸药量等不同条件下的结构动力响应。

2013年，肖岩等^[51]对一座3跨3层的空间混凝土框架试件进行了角柱快速移除试验，试件缩尺比例为1/2，试验研究了结构动力响应，破坏模式和内力重分布等抗连续倒塌性能。研究结构表明抗震措施能够有效的提高结构的抗连续倒塌性能。

2014年，Yu J 等^[52]对一个梁柱混凝土框架子结构的中柱进行了爆炸移除试验，研究了动力荷载作用下的受力机制、裂缝发展、局部失效模式、动力放大因子等，试验还表明结构在动力响应下，钢筋的应变率可达 $10^{-2} \sim 10^{-1} \text{ s}^{-1}$ 。

2014年，肖诗云等^[53]研究了钢筋混凝土框架结构连续倒塌破坏设计中的动力放大系数的取值，系统性地研究了结构的塑性角、高度、宽度、配筋率及跨度对动力放大系数的影响，结果表明：动力放大系数变化趋势一样，最大值仅为1.13，小于美国GSA规范给定的2.0。

2014年，Orton S L 等^[54]完成了一榀两层两跨的平面框架子结构的中柱快速移除试验，试验中对同一个钢筋混凝土框架结构进行了四次不同荷载作用下的动力试验，动力试验中观察到了悬链线效应，并且可以提高了结构的极限承载能力。

2015年，Russell J M 等^[55]进行了7个1/3缩尺的平板结构静动力试验，试验研究了结构的反力、挠度、钢筋应变以及混凝土的开裂模式，试验结果表明板一般能够在柱损失后有效地重新分配荷载，即使结构发生了很大程度的损伤，但依然没有发生倒塌，研究还表明结构动力放大因子在出现非线性损伤时会减小，目

前设计规范中规定的值过于保守。

2015年, Peng Z H等^[56]评估了一座老旧钢筋混凝土平板建筑在失去支撑柱的情况下发生不成比例的倒塌的可能性, 试验结果表明, 动荷载能使板的延性提高23%, 但连接强度并没有明显提高, 此外还对一座平板建筑进行动态测试, 结构底层边柱被动态移除, 但并未发生连续倒塌现象。

2015年, Qian K等^[57]完成了5个1/3缩尺平板子结构柱的快速移除试验, 研究了结构在动力荷载作用下的失效模式、加速度响应、位移响应等, 为了更深入地了解平板结构的动荷载重分布能力, 还进行了数值分析和参数分析, 文中还讨论了平板结构可能的承载力机理(膜作用、后冲切行为和抗弯强度等), 以防止连续倒塌的发生。

2016年, Yu J等^[58]建立了一个非线性单自由度(SDOF)模型, 该模型由分段线性阻力函数、粘性阻尼和由斜坡部分和相应的恒定载荷的加载函数组成, 用Laplace变换技术导出了封闭形式的解析解, 并通过柱移除方案下钢梁-柱组件的试验结果进行了验证, 然后利用该模型研究了不同初始条件、不同结构阻力类型和不同荷载水平情况下, 阻尼对结构的动力位移响应的影响, 结果表明阻尼对结构位移响应的影响不仅取决于结构的阻力, 还取决于荷载的大小。

2016年, Pham A T等^[59]根据已完成的静力连续倒塌试验和爆炸荷载快速移除试验建立了精细化的有限元模型, 在校正完有限元模型后进行了边界条件刚度, 阻尼比、荷载等级等参数分析, 并对比了试件非线性动态响应和非线性静态响应的结果, 研究表明: 子结构中的悬链线效应可以有效地防止结构发生倒塌, 同时水平方向的约束对结构防止倒塌有至关重要的作用。

2016年, 何庆锋等^[60]采用有限元软件LS-DYNA对两个单层、四个三层钢筋混凝土框架结构在冲击荷载作用下的抗连续倒塌性能进行了数值模拟分析, 对比分析了框架结构的内力、位移和破坏过程, 分析结果表明: 冲击作用下各框架结构均经历了明显的拱效应和悬索效应受力阶段, 且配筋率越低, 拱效应越明显, 框架的空腹作用能提高多层框架结构的承载能力。

2017年, Peng Z H等^[61]进行了一榀一层纵横向均为两跨的平板结构快速移柱试验, 研究了平板结构在3个不同级别的重力荷载动力反应, 并检验了材料应变率的影响, 确定了楼板的压膜效应。

2017年, Mashhadi J等^[62]研究了在拆除柱后剩余结构非线性静力分析中, 弹性刚度比对动力放大系数(DIF)的影响, 并给出了修正的经验DIF, 为此编制了一系列不同跨度、不同层数的低、中弯矩框架结构, 并利用多个非线性静力和动力分析研究了弹性刚度比对DIF的影响, 对于每个弹性刚度比, 进行了非线性动力分析和逐步非线性静力分析, 并导出了修正的经验DIF公式。

2017年, Tan K H等^[63]对平面钢筋混凝土梁柱框架进行了一系列动力试验,

模拟了通过快速释放装置突然拆除支撑柱的过程，在该过程中捕捉到了结构的悬链线效应，研究还揭示了惯性和应变率效应对结构响应的影响，并对动态试验和静态试验损伤模式和破坏模式进行了比较。

综述上述研究表明，相关的动力连续性倒塌研究均集中在现浇结构。由于动力试验对场地条件和设备要求较高，因此一般的动力荷载试验的构件数目较少，或者试验模型的缩尺比例较小，因此对应的有限元研究较多。但集中在着重研究了混凝土框架结构在动力荷载作用下的受力机理和失效模式的有限元研究较少。

1.4 本文研究目的及内容

随着装配式混凝土结构在我国的快速发展，装配式结构理论也逐渐趋于完善，但目前对于全装配式框架结构的研究还不够充分，尤其是结构在遭遇爆炸、车辆撞击和火灾等偶然荷载作用下时能否保持结构的整体性，以及是否会发生连续倒塌等方面尚缺乏可靠的研究数据。本文采用快速移除动力试验和数值模拟方法研究了一个 1/2 比例缩尺的全装配式框架结构和一个现浇对照框架结构的抗连续倒塌性能，分析了两个子结构在动力荷载作用下的荷载传力路径、内力重分布机制以及破坏模式等结构性能特征，探讨了两种结构形式在极端动力荷载作用下的可靠性和安全性，本文的主要内容分布如下几个部分：

(1) 根据《混凝土结构设计规范 GB50010-2010》^[64]和《建筑抗震设计规范 GB50011-2010》^[65]设计了一栋纵横向均为四跨的七层空间混凝土框架结构，利用结构设计软件 PKPM 对其进行了整体的配筋计算。为了研究全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌性能，从原型框架结构中选取了包含梁柱节点的子结构，按照 1/2 比例缩尺设计了一全装配形式的框架子结构，梁柱节点形式参考了美国 PCI 设计手册，并结合实际情况进行了优化设计，形成了牛腿-插梢杆-角型钢板的梁柱连接方式，同时还设计了一尺寸配筋完全相同的现浇形式框架子结构作为对照试件。

(2) 完成了包含一个全装配式混凝土框架子结构和现浇框架子结构的快速移除抗连续倒塌试验，试验过程中测量了在动力荷载作用下结构不同位置的位移、钢筋应变、约束荷载、加速度等结构参数，同时还利用高速摄像机捕捉到了全装配式混凝土梁柱节点在极端荷载作用下的破坏过程。

(3) 根据完成的快速移除动力试验，利用了大型有限元软件 ABAQUS/Explicit 建立了与试件相同尺寸和边界条件的有限元模型，模拟了现场试验的荷载加载和快速移除全过程，模拟获得的结果与现场试验吻合良好，较好地模拟了混凝土框架子结构在动力荷载作用下的的全过程。在成功进行了模型校验的基础上，利用校验好的模型进行与试验相同荷载的加载，对比了模型结果与现场试验结果。

(4) 利用有限元软件 ABAQUS，结合钢筋混凝土材料应变率理论，对 Qian K 等框架子结构角柱快速移除动力试验进行了精细化的有限元模拟。在成功校核了

有限元模型的基础上，研究了角柱失效时间以及横向水平约束刚度对结构动力响应的影响。

第2章 混凝土框架结构快速移除试验方案

2.1 试验背景

自从英国伦敦 Ronan Point 公寓煤气爆炸事故受到人们的关注以来，混凝土框架结构抗连续倒塌研究已经发展了几十年，但主要的试验研究均集中在现浇结构和小比例尺的静力荷载试验上，考虑到动力试验的高额成本以及全装配式结构并未完全普及，有关的大比例尺全装配式混凝土框架结构的动力抗连续倒塌试验尚为空白。本文设计了 1/2 比例缩尺的全装配式混凝土框架结构的快速移除动力试验，同时设置了现浇的框架结构作为对照组，并结合团队已完成的拟静力抗连续倒塌试验，为全装配式混凝土框架结构理论的发展提供了试验基础。

2.2 试件原型结构基本信息

为了研究全装配式混凝土框架结构在遭遇煤气爆炸、汽车撞击和炸弹袭击等偶然荷载作用下结构抗连续性倒塌性能，本文设计了一栋纵横向均为四跨的七层全装配式混凝土框架结构，如图 2.1 所示。该框架结构横向柱距为 6.0m，纵向柱距为 7.5m，层高为 3.6m，整体为边长 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。

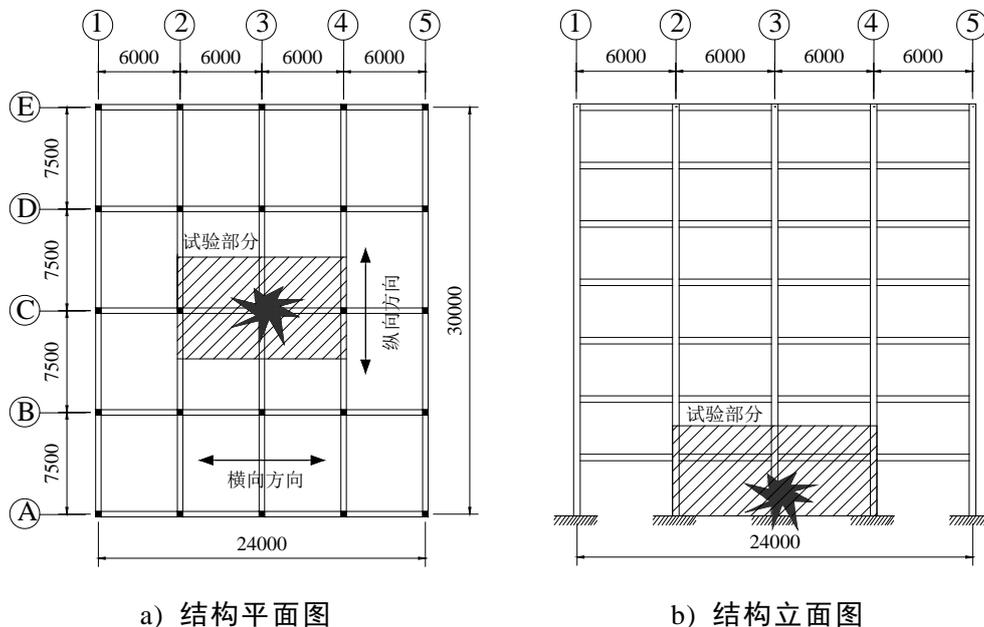


图 2.1 原型结构尺寸图以及试验研究区域

该结构按照《混凝土结构设计规范 GB50010-2010》^[64]和《建筑抗震设计规范 GB 50011-2010》^[65]，利用结构设计软件 PKPM 三维空间分析设计模块 SATWE 对结构整体进行配筋计算。结构荷载按照《建筑结构荷载规范 GB 50009-2012》

[66]规定，屋面活荷载取为 0.5kN/m^2 ，其它楼层活荷载取为 2kN/m^2 ，填充墙采用空心小砌块，重度为 11.8kN/m^3 。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 5kN/m^2 的荷载。结构考虑 7 度设防。

该结构的梁柱连接节点采用混凝土牛腿-插梢杆连接方式，柱子牛腿承担节点处的剪力，通过插梢杆将节点钢筋间接连通，传递弯矩。对现有工程中常用的插梢杆连接方式进行了加强设计，如图 2.2 所示，改进前装配式梁柱节点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，使整个节点能够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。

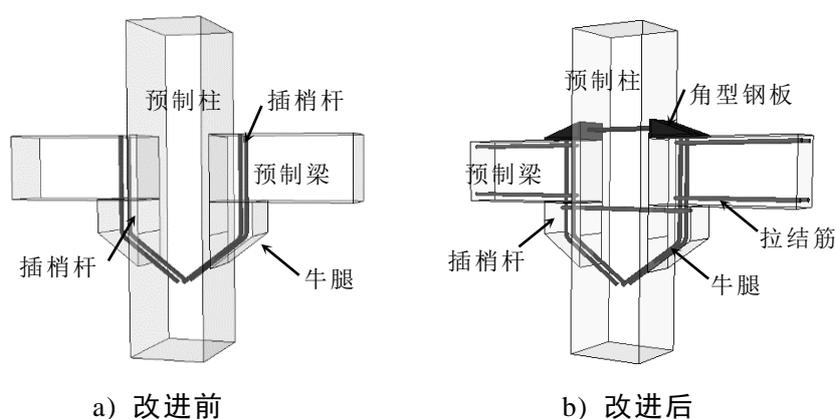


图 2.2 牛腿-插梢杆连接图

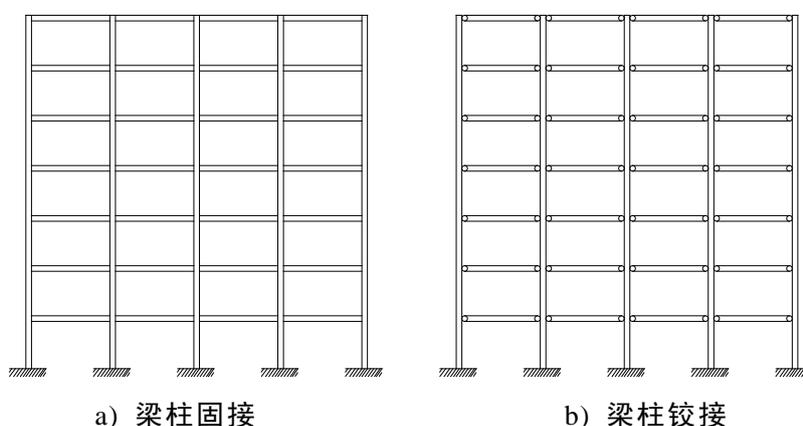


图 2.3 框架结构计算模型(立面图)

考虑到该连接节点形式的弯矩传递能力有限，本文在 PKPM 软件进行结构计算时，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，节点区域既传力剪力，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。分别采用这两种计算模型进行配筋计算，最终配筋方案取两种方案中配筋的较大值。

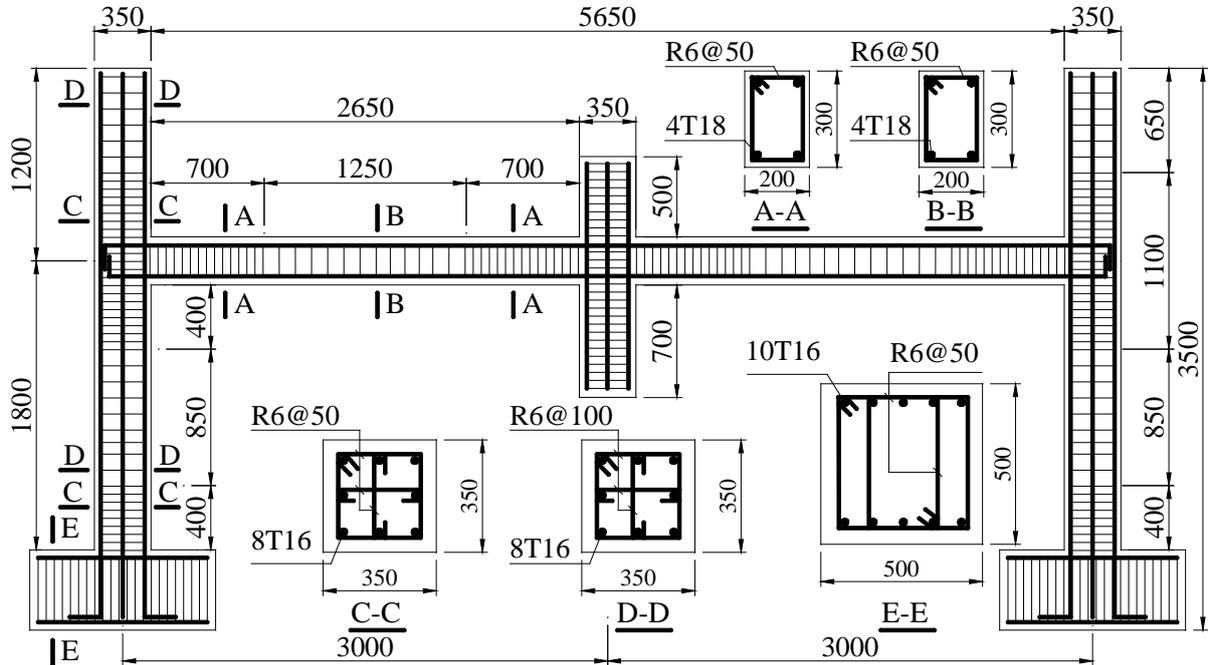
2.3 试件配筋方案

选取图 2.1 中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，制定了框架子结构的试验模型。试件包括 1 个全装配式混凝土框架子结构（PC）和 1 个作为对照组的现浇框架子结构（RC）。试件的详细尺寸如图 2.4 和表 2.1 所示，柱截面是边长为 350mm 的正方形，框架中柱高度取为 1500mm，边柱取试件原型中底层整根柱至二层柱的反弯点，并考虑了现场试验中侧向约束所占用的安装位置，边柱总高为 3000mm。通过约束边柱底端截面为 500mm×500mm 的地梁来模拟原型结构中柱子的底端约束。框架梁为 200mm×300mm 矩形截面，梁净跨为 2650mm。根据 PKPM 结构计算配筋的结果，最终框架子结构试验模型的详细配筋如图 2.4 和表 2.1 所示。

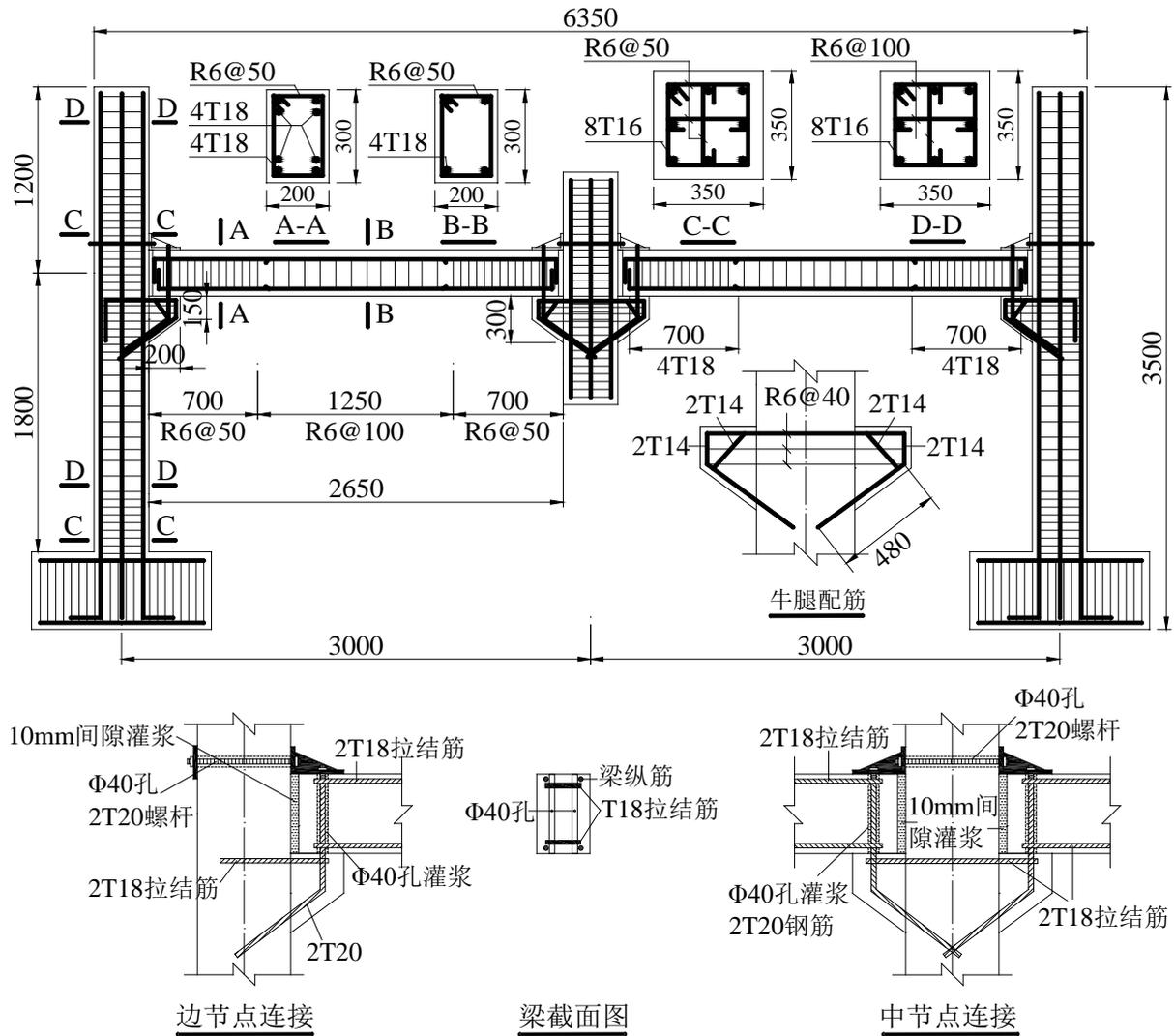
表 2.1 试件详细信息表

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
PC	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14	R6@50	R6@50	R6@40
RC	350×350	3000	200×300	2650	8T16	4T18	-	/100	/100	-

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) 全装配式 PC 试件

图 2.4 试件尺寸详图和配筋方案

试件 PC 为全装配式节点试件, 采用明牛腿-插梢杆-角型钢板作为预制梁柱的连接方式, 如图 2.4a) 所示。预制框架梁配筋为 4T18, 纵向受力钢筋在预制梁端弯起作为纵筋的锚固措施。梁端留有 2 个直径为 40mm 的孔, 为安装插梢杆预留, 并在预制梁端上下纵向钢筋位置设置 U 型拉结钢筋, 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。预制框架柱纵向配筋为 8T16, 地梁设置了较多的纵向钢筋以保证该部分在试验中保持在弹性阶段。PC 试件节点处除了插梢杆与牛腿的连接外, 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。角型钢板为不等肢角钢, 并焊接了三个小钢肋保证其刚度, 如图 2.5 所示。角钢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, 此安装间隙在安装完成后用高强灌浆料填充。试件 RC 为现浇框架子结构试件, 做为全装配式框架子结构的对照试件, 该试件的配筋方案与 PC 试件一致, 中柱节点

处纵向钢筋通长，端部节点处钢筋通过弯钩锚固在边柱内。

试验试件的混凝土设计强度为 C35，纵向钢筋均采用 HRB400 级钢筋，横向箍筋采用 HPB300 级钢筋，现场试验实测的钢筋和混凝土力学性能指标如表 2.2 所示。PC 试件采用梁柱单独预制，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填充。RC 试件采用现场原位一次性浇筑完成。



图 2.5 角型钢板图

表 2.2L 材料性能实测值

项目	钢筋类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	断后伸长率
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	PC: 立方体(边长 150mm)35.4 MPa; RC: 立方体(边长 150mm)37.4 MPa			
灌浆料	PC: 立方体(边长 100mm)45.1 MPa			

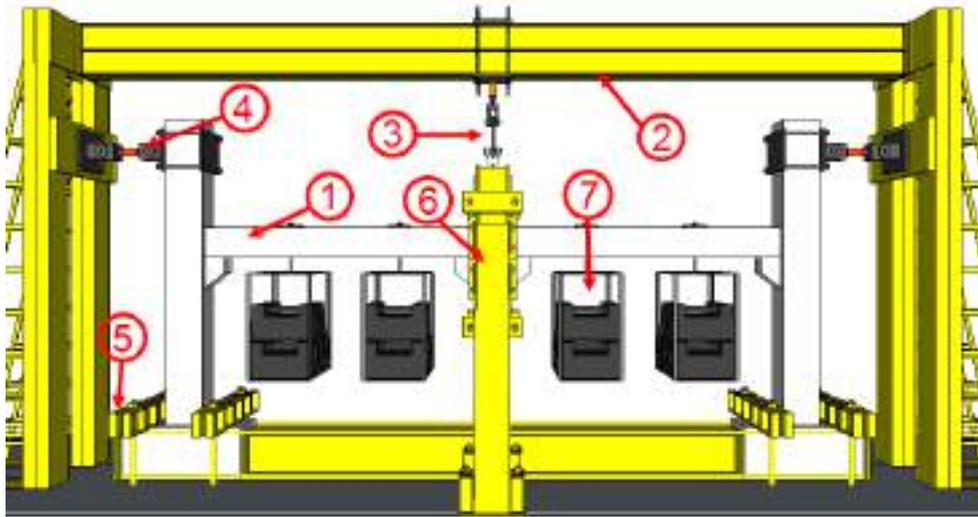
2.4 加载装置

混凝土框架结构快速移除动力试验加载装置如图 2.6 所示，该装置包括钢架加载装置、中柱脱钩装置、边柱侧向铰接约束装置、地梁约束装置、中柱侧向约束装置和梁身重物加载装置六大部分，为了保证试验能够顺利完成，所有装置均为预先设计和现场制作安装完成。

钢架加载装置如图 2.6 中物件 2 所示，包括两个侧向支撑钢架和一个横向加载钢梁。侧向支撑钢架高 4.45m，由 4 个型号 [36b 360×98×11.0 的槽钢焊接而成，同时在槽钢背面焊接钢条桁架结构以增强该支撑的约束能力。横向加载钢梁长 8.1m，由 4 个型号为 I24b 240×118×10.0 的工字型钢焊接而成。加载钢架装置为

中柱的脱钩装置提供了着力点，同时又可以为边柱的侧向约束装置提供支撑。

中柱脱钩装置如图 2.6 中 3 所示，设计详图和照片详图如图 2.7 所示。脱钩装置的目的是为了模拟实际结构中柱构件在偶然荷载下的突然破坏，通过快速释放机制将脱钩装置内的轴力迅速释放，以达到柱构件破坏轴力快速释放的效果。脱钩装置包括脱钩器、荷载传感器以及连接装置。脱钩器采用的是扬州雷励斯公司生产的 TGQ-10-LS 型 10t 拉绳快速脱钩器，该脱钩器能保证在较短的时间内将轴力卸载。荷载传感器采用的是扬州科动公司生产的 KD4010 型 10t 荷重传感器，该荷载传感器用来测量脱钩装置中的轴向拉力。荷载传感器与脱钩器装置通过螺杆相连。连接装置将已连接好的荷载传感器与脱钩装置连接到上方的加载横梁上，为脱钩装置提供竖向着力点。



a) 加载装置设计示意图



注：①试件；②钢架加载装置；③中柱脱钩装置；④边柱侧向铰接约束装置；⑤地梁约束装置；⑥中柱侧向约束装置；⑦梁身重物加载装置。

b) 加载装置照片

图 2.6 加载装置设计图与照片



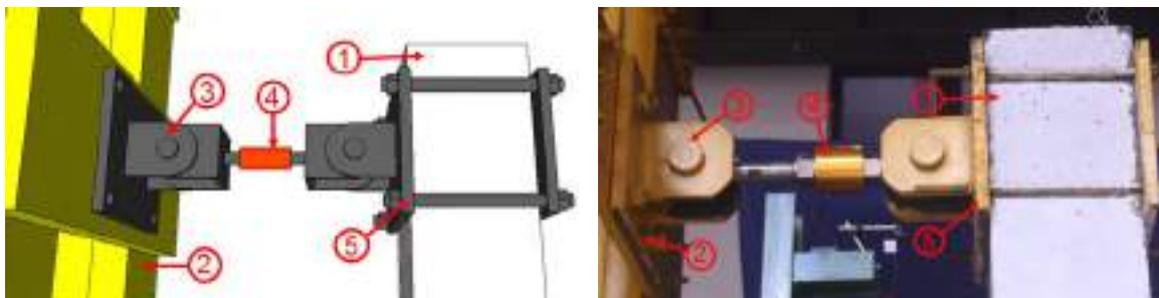
注：①10t 拉绳式脱钩器；②10t 荷载传感器；③连接装置。

a) 脱钩装置设计示意图

b) 脱钩装置照片

图 2.7 脱钩装置设计图与照片

边柱侧向铰接约束装置如图 2.6 中 4 所示，详细设计和照片如图 2.8 所示。该约束装置安装在边柱第二层反弯点处，用来模拟实际结构上层柱对子结构边柱的约束，由于侧向支撑钢架以及侧向铰接约束装置位有限刚度，根据已完成的荷载试验数据结果，该侧向铰接约束装置的水平刚度约为 10kN/mm 。边柱侧向铰接约束装置包括 2 个单项铰、1 个荷载传感器和相应的连接装置。单向铰只传递水平方向的轴力，而不传递弯矩。荷载传感器采用扬州科动公司生产的 KD4030 型 30t 荷重传感器。相应的连接装置用来保证边柱反弯点与侧向加载钢架的可靠的连接。



注：①试件边柱；②侧向支撑钢架；③单向铰；④30t 荷载传感器；⑤连接装置。

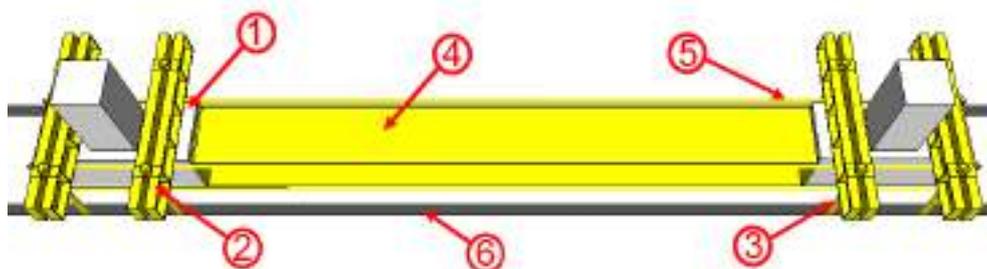
a) 铰接侧向约束装置设计示意图

b) 铰接侧向约束装置照片

图 2.8 铰接侧向约束装置设计与照片详图

地梁约束装置如图 2.6 中 5 所示，设计示意图和照片详图如图 2.9 所示。该

装置的目的是通过底部横向支撑钢梁，以及扁担梁固定边柱地梁，为边柱提供一个相对可靠的固定约束边界，模拟实际结构中柱底约束条件。地梁约束装置包括 4 根扁担梁、8 套地脚螺栓、1 根横向支撑钢梁以及相应的连接装置。扁担梁长 1.5m，由 2 根带肋型号为 [22#b 220×79×9.0 的槽钢背向焊接加工组成。地脚螺栓的直径为 100.0mm，通过和扁担梁配套使用，为地梁提供竖向约束。底部横向支撑钢梁长 4.8m，由一根型号为 HW400×400 的 H 型钢加工而成。通过相应的连接装置将试件的两根地梁连接起来，使试件的两根地梁横向水平方向处于自平衡状态，从而提供可靠有效的水平约束。



注：①边柱地梁；②扁担梁；③地脚螺栓；④横向支撑钢梁；⑤连接装置；⑥地槽

图 2.9 地梁约束装置设计图

中柱侧向约束装置如图 2.6 中 6 所示。该装置的目的是提供试件平面外的水平约束，防止试件整体发生平面外的位移，以及提供中柱平面内的水平约束，防止试件中柱在试验过程中发生偏头现象。中柱侧向约束装置包括两个部分，平面外约束装置和平面内约束装置。

梁身重物加载装置如图 2.6 中 7 所示，在梁身施加重物荷载是为了模拟实际结构中的梁身荷载。该装置由重物篮和钢绞线组成。重物篮根据 25kg 砝码的尺寸设计，为一个边长 1.9m×0.9m×0.7m 长方体空间，施加的 25kg 砝码重物按层添加，每层砝码个数为 40 个，总计每层质量为 1t。重物篮主体由型号为 I8# 100×68×4.5 的工字型钢焊接而成，在底面和侧面槽钢空隙中焊接直径为 18mm 的钢筋，用于防止砝码从槽钢空隙中跌落，每个重物篮自重为 235kg，钢绞线直径为 9.5mm。重物篮通过钢绞线固定在梁身指定位置，为了防止钢绞线与梁身接触面发生局压破坏，在钢绞线和梁身接触面中放入了尺寸为 200mm×200mm 的橡胶垫片。重物篮的具体悬挂位置如图 2.10 所示，悬挂点位置的选取综合考虑了荷载分布、重物篮尺寸、梁身变形后是否会发生碰撞等多种因素。

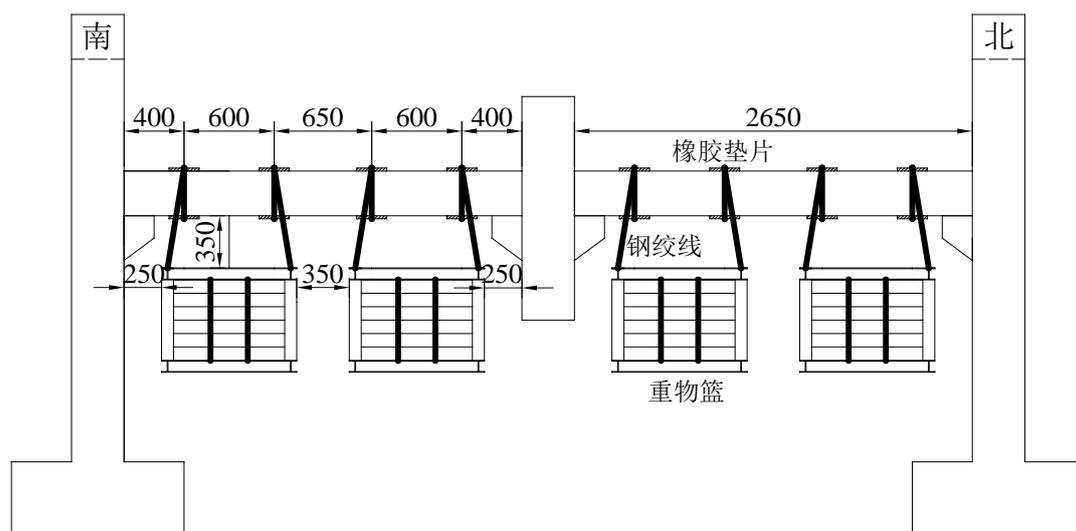


图 2.10 梁身重物悬挂位置示意图

2.5 加载方案和步骤

由于本次试验设计的全装配式试件和现浇试件均仅一个，因此不能同一批试件进行不同荷载下的多次试验，而只能利用同一个试件进行不同荷载级别试验，试件的加载过程按照如下步骤进行：

(1) 自重测量。为了方便装配式试件的安装以及现浇试件的浇筑，此时中柱并未通过脱钩装置与横向加载钢梁相连，而是通过中柱底下的千斤顶提供竖向轴力。为了测量由于混凝土自重产生的竖向轴力，测量按如下步骤进行：第一步将脱钩装置中的荷载传感器接入测量仪器并归零，并通过脱钩装置将中柱头和加载横梁连接起来；第二步在中柱头表面接入位移测量仪器用来监测中柱头的竖向位移变化；第三步缓慢将中柱头下面千斤顶中轴力释放，将竖向轴力的承担者由柱下千斤顶逐渐转变为柱上脱钩装置；第四步由于脱钩装置与中柱头连接并未卡紧，且脱钩装置的刚度也并非无穷大，根据监测到的中柱头竖向位移显示，中柱头有较小向下位移，此时再调节脱钩装置中的连接装置将装置整体往上移动，直到中柱头上的监测整体的竖向位置与未卸千斤顶时位置一致时结束；第五步读取脱钩装置中荷载传感器的读数，即为中柱自重轴力。

(2) 梁身重物加载。将梁身加载装置按照指定的悬挂位置安装，根据第 1 步测到自重荷载下的中柱轴力以及重物篮的自重，为保证第一级试验结构始终处于弹性阶段，根据试验的有限元模型计算得到第一级每个重物篮中的加载荷载为 1kN，即 0.1t 重物。

(3) 脱钩器快速释放。待第 2 步中梁身重物加载完毕，撤下脱钩器的保险栓，并沿着脱钩器的驱动臂方向拉开驱动臂将脱钩器中的轴力快速释放，以达到模拟实际结构中框架柱破坏轴力释放的效果。

(4) 中柱头回顶。为了进行下一级荷载试验，利用预留在中柱底下的液压千

斤顶将中柱头竖向顶回，直到中柱头位移监测显示柱头已达到释放前位置停止，并将脱钩器重新卡住。

(5) 第二级加载直至结构破坏。将柱下的液压千斤顶移开，并开始往重物篮中添加第二级试验荷重，根据计算结果以后每个重物篮内的每级加载荷载均为 10kN，即 1.0t 重物，加载完毕后重复第 2 至 5 步，直到结构发生预期的破坏，试验结束。

2.6 测量方案

测量方案总共包括位移测量、钢筋应变测量、荷载测量、加速度测量以及高速摄像机破坏模式捕捉等五个方面。位移、钢筋应变以及荷载共用一台采集仪器。位移测量布置方案如图 2.11 所示，考虑到本次试验试件具有较快的变形速度，一般的接触式位移传感器可能会面临困难，因此本次试验位移传感器均采用非接触式的激光位移传感器。其中 D1 和 D2 位置处的位移较大，采用的是日本基恩士公司生产的 IL-600+IL-1000 型激光传感器，该型号传感器量程为 800mm，精度为 1.0mm，盲区为 0~200mm，测量中心位置距激光发射头 600mm，本次试验该激光传感器输出的是 0~5V 的电压模拟信号。照片以及测量安装图如图 2.12 所示。边柱位移 S1~S4 位移较小，采用的是日本松下公司生产的 HG-C1200 型激光传感器，照片以及测量安装图如图 2.13 所示。该型号传感器量程为 160mm，精度为 0.2mm，盲区位 0~120mm，测量中心位置距激光发射头 120mm，本次试验该激光传感器输出的是 0~5V 的电压模拟信号。测量仪器采用的是德国 HBM 公司生产的 MGCplus，仪器照片如图 2.14 所示。该仪器拥有 16 个 0~5V 电压模拟信号采集通道，通道通过桥盒连接，本次试验位移的采样频率为 2400Hz。

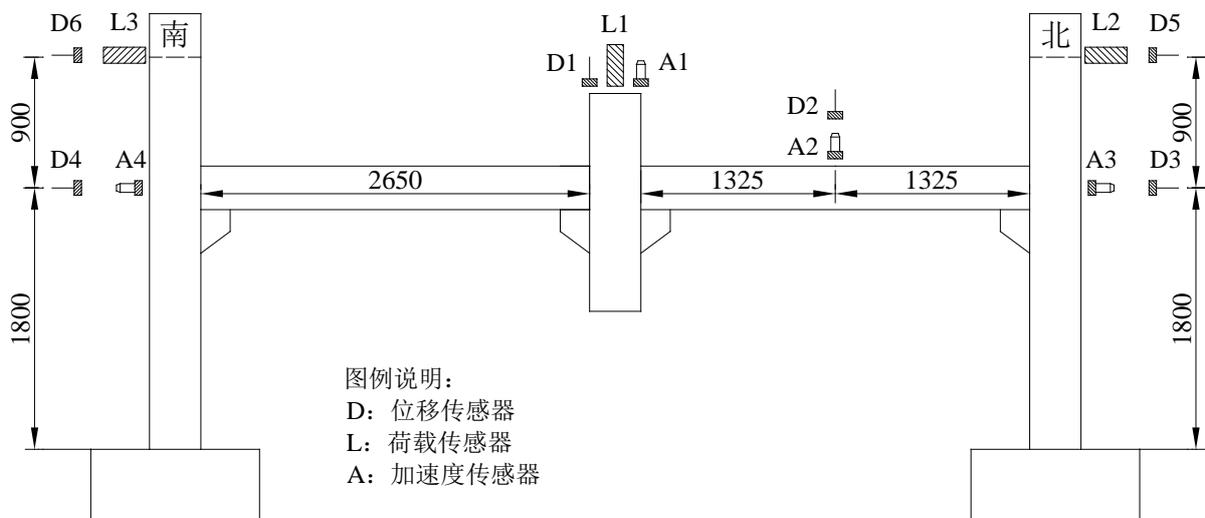


图 2.11 测量传感器布置示意图 (mm)

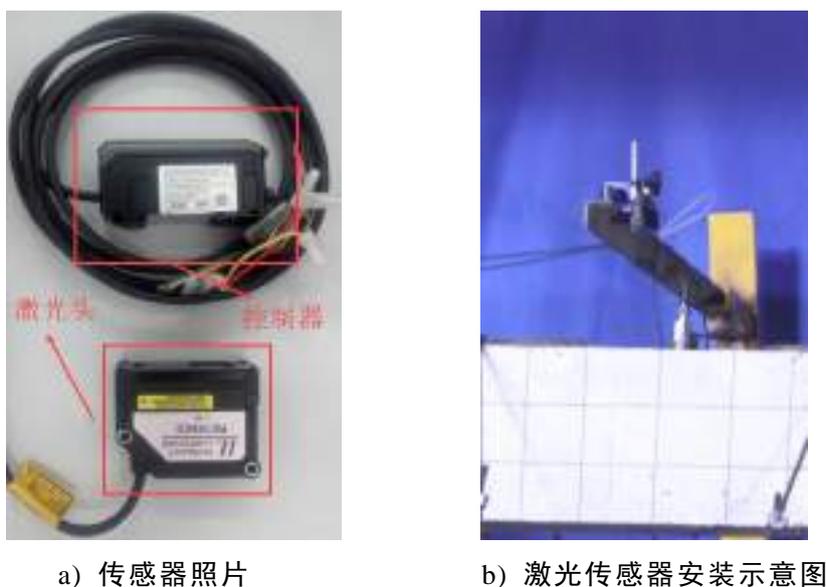


图 2.12 基恩士传感器照片及安装示意图

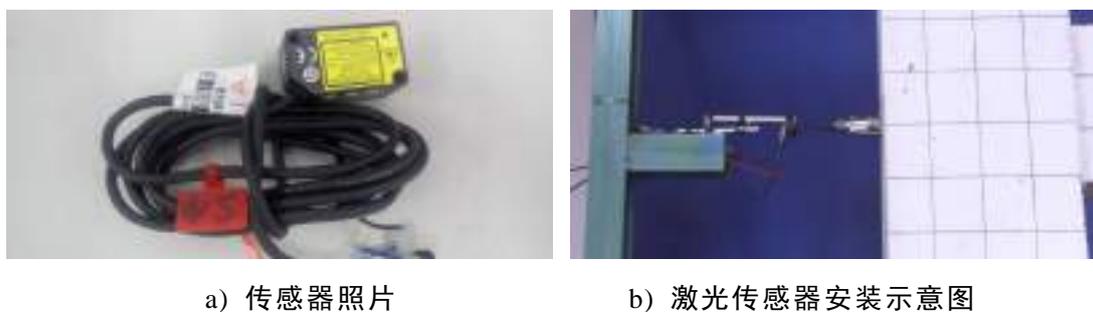


图 2.13 松下传感器照片及安装示意图



图 2.14 MPCplus 仪器照片

荷载测量方案如图 2.11 所示，根据预期的试验结果，不同位置采用的荷载传感器吨位不同，L1 处采用的是扬州科动公司生产的 KD4010 型 10t 荷载传感器，L2 和 L3 处采用的是扬州科动公司生产的 KD4030 型 30t 荷载传感器，该系列传感器属于拉压类传感器，能够同时测量拉力和压力。根据厂家提供的参数信息以及标定结果，两种传感器的灵敏度系数均为 1.9mV/V 。两种荷载传感器的照片如图 2.15 所示。荷载传感器信号同样采用 MGCplu 仪器测量，通道通过 25 针串口连接，传感器信号按照全桥接线方式采集。



图 2.15 荷载传感器照片

加速度测量方案如图 2.11 所示，加速度传感器采用的是美国 Wilcoxon 公司生产的型号为 799LF 的加速度传感器，该传感器的灵敏度系数为 500mV/g，加速度传感器照片和试验安装照片如图 2.16 所示。采集系统用的是动态数据采集仪，由北京东方研究所研发，该系统能够同时采集 4 个加速度信号，本次试验加速度信号采集频率为 12.28HZ，动态数据采集仪照片如图 2.17 所示。



a) 传感器照片



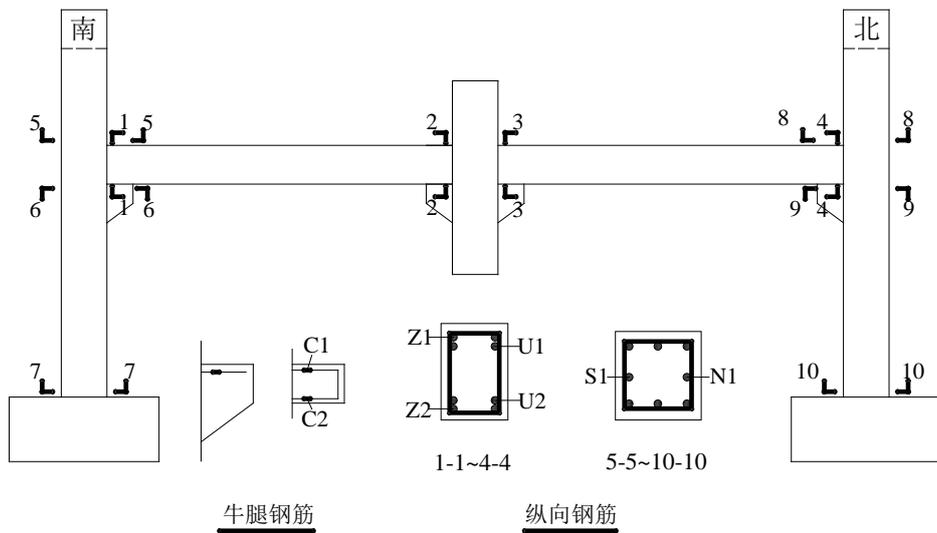
b) 加速度传感器安装示意图

图 2.16 荷载传感器照片

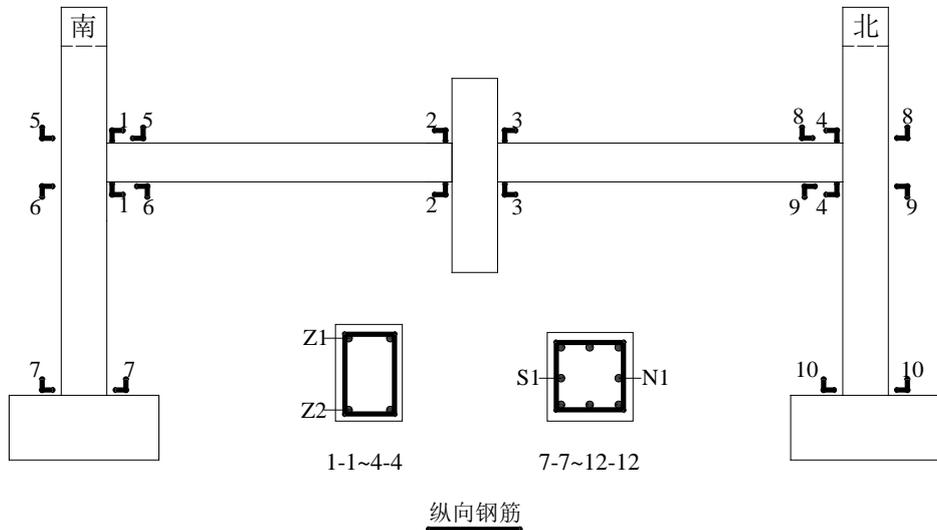


图 2.17 动态数据采集仪照片

钢筋应变测量方案如图 2.18 所示，PC 试件预计采集 36 个应变片数据，RC 试件预计采集 20 个应变片数据。钢筋应变片采用的是中航电测公司生产的 BE120-5AA(11)型应变片，电阻值为 120.3 Ω 。应变信号同样采用 MGCplus 仪器测量，通道通过 25 针串口连接，应变片信号按照全桥自补偿方式采集，应变信号采样频率为 2400Hz。



a) PC 试件



b) RC 试件

图 2.18 试件钢筋应变片采集方案

高速摄像机采用的是日本生产的型号为 160K-M-16GB 的高速摄像机，该摄像机的目的在于捕捉试件边柱节点的开裂模式以及破坏过程。摄像机的采样频率为 1024 帧/s，采样时长为 8s，相机照片如图 2.19 所示。



图 2.19 高速摄像机照片

2.7 本章小结

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混凝土框架结构，利用结构设计软件 PKPM 对其进行了整体的配筋计算。为了研究全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌性能，从原型框架结构中选取了包含梁柱节点的子结构，按照 1/2 比例缩尺设计了一全装配形式的框架子结构，梁柱节点形式参考了美国 PCI 设计手册，并结合实际情况进行了优化设计，形成了牛腿-插梢杆-角型钢板的梁柱连接方式，同时还设计了一尺寸配筋完全相同的现浇形式框架子结构作为对照试件。

第3章 框架子结构中柱快速移除试验结果分析

3.1 引言

为了研究全装配式混凝土框架子结构的抗连续倒塌性能，本文设计并完成了一个 1/2 缩尺比例的全装配式混凝土框架子结构的中柱快速移除试验，以及一个作为对照的现浇框架子结构。试验过程中测量结构荷载、位移、钢筋应变和加速度等结构信息。

3.2 框架子结构快速移除试验结果

全装配式混凝土框架子结构试件（PC 试件）总共完成了 4 级加载，在第 4 级中柱轴力释放过程中，南侧梁柱节点中的两根插销被剪坏，随即整体发生了倒塌，梁身重物篮倒塌在地，中柱总竖向位移达 520mm，子结构完全破坏。此时，梁身全部重物约为 13.34t，试验结束。现浇混凝土框架子结构试件（RC 试件）总共完成了 6 级加载，在第 6 级中柱轴力释放后，结构并未马上发生倒塌，持荷约为 20 分钟后，北侧边节点梁端上部两根纵向受力钢筋发生断裂，随即中柱整体竖直向下发生大位移，总竖向位移达 490mm，但由于子结构的悬链线效应整体并未直接倒塌在地。此时，梁身全部重物约为 17.34t，试验结束。为了直接客观地对比 PC 试件和 RC 试件抗连续倒塌的性能，本文采用完全相同的试验加载方案对两个试件进行加载。根据试验加载方案，PC 试件和 RC 试件在未施加梁身荷载前，测得由结构自重效应产生的中柱竖向轴力分别为 14.7kN 和 13.5kN。各级荷载中柱轴力值如表 3.1 所示。

表 3.1 各级加载荷载和中柱轴力值

单位：kN

荷载级数	加载点 1	加载点 2	加载点 3	加载点 4	总荷载	PC 试件 中柱轴力	RC 试件 中柱轴力
自重	\	\	\	\	\	14.7	13.5
第一级	3.35	3.35	3.35	3.35	13.4	20.6	21.5
第二级	13.35	13.35	13.35	13.35	53.4	43.8	39.7
第三级	23.35	23.35	23.35	23.35	93.4	60.6	59.8
第四级	33.35	33.35	33.35	33.35	133.4	81.1	76.8
第五级	33.35	43.35	43.35	33.35	153.4	\	101.0
第六级	33.35	53.35	53.35	33.35	173.4	\	114.3

3.2.1 第一级加载试验结果

第一级荷载总计 13.4kN，其中每个重物篮荷载为 3.35kN，中柱脱钩器未脱开前试件的受力示意图如图 3.1 所示。

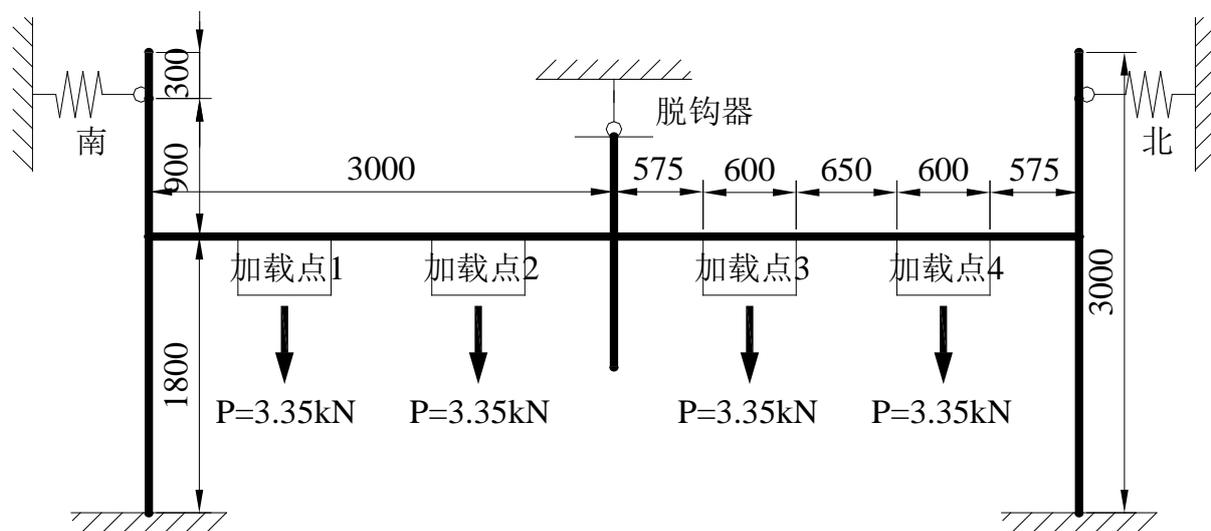
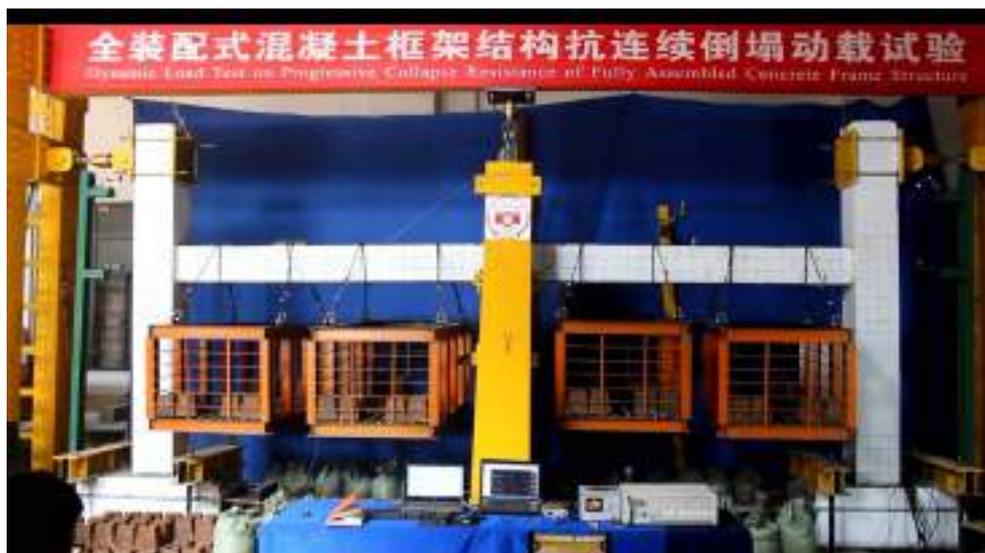


图 3.1 第一级加载结构受力示意图

第一级梁身荷载加载完毕后，沿着脱钩器驱动臂的方向拉开脱钩器，完成中柱轴力释放过程。PC 试件和 RC 试件完成第一级加载后照片如图 3.2 所示。中柱脱钩装置中的荷载传感器记录的轴力释放过程如图 3.3 所示，荷载传感器在试验脱钩前读数归零，释放结束后根据读数差值得到中柱轴力。由图可得，PC 试件和 RC 试件释放前的中柱轴力分别为 21.5kN 和 20.6kN，轴力释放时间分别为 0.030s 和 0.064s，试件在轴力释放时间上存在较大的差异，原因可能是前几级轴力较小，轴力的释放时间对人工拉开脱钩器过程较为敏感，后几级轴力逐渐增大后，轴力释放时间逐渐趋于稳定。两个试件的中柱轴力基本相同，除去试件自重效应的影响，梁身荷载对 PC 和 RC 试件中柱轴力的贡献分别为 6.8kN 和 7.1kN，约为整个梁身荷载的一半。



a) PC 试件



b) RC 试件

图 3.2 第一级轴力释放完成后照片

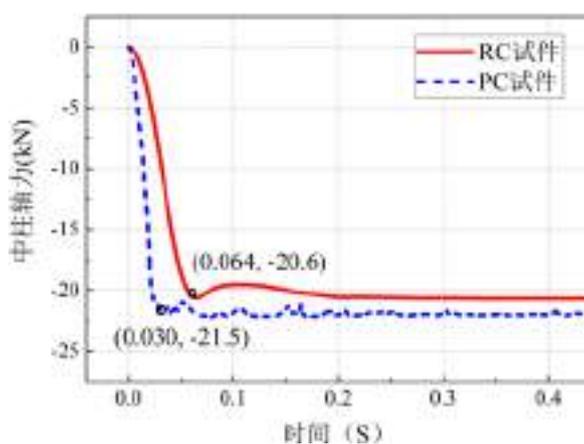


图 3.3 第一级加载中柱轴力释放曲线

中柱脱钩器脱开后，中柱竖向位移以及北侧梁跨中响应曲线如图 3.4 所示，位移响应曲线特征值如表 3.2 所示。从图表中可得，在相同荷载条件下，PC 试件竖向位移幅值以及振动幅度都比 RC 试件更大，说明 PC 试件的竖向刚度较小。在相等的质量下，PC 试件的自振周期比 RC 试件更大，同样也能说明该问题。位移动力放大系数是指峰值位移与平衡位移之比，该比值反映了结构的动力效应。由于本级荷载较小，未能激发较大的竖向位移，因此该项数据不足以说明此时的受力状态。表中响应时间是指结构达到峰值位移的时间与轴力释放时间之差，该数据也在一定程度上反映了结构的刚度大小，在相同荷载作用下，响应时间越小，结构刚度越大，响应时间越大，结构刚度越小。PC 试件中柱响应时间较 RC 试件短，也从侧面反映了 PC 结构刚度较小的现象。位移响应曲线还反映出一个现象，随着振动幅值的衰减，结构自振周期有小幅度的减小。

试件边柱水平位移响应曲线如图 3.5 所示，图中位移为负值代表边柱往远离中柱方向移动，正值代表边柱往靠近中柱方向移动。由于测量边柱的 HG-C1200 型激光传感器的精度只有 0.2mm，而测量得到的 PC 试件和 RC 试件边柱水平位移均小于该精度值，因此该数据信噪比较小，存在较大的误差。但数据整体趋势

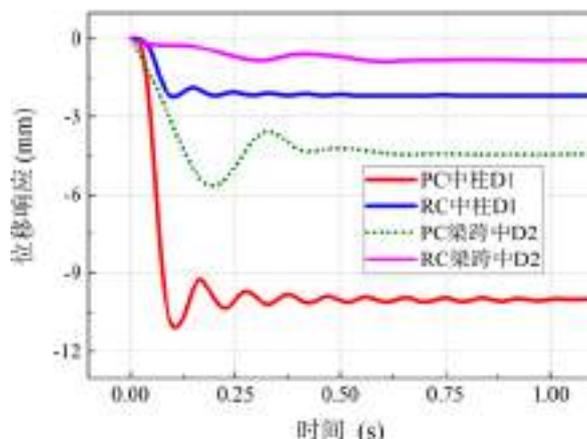
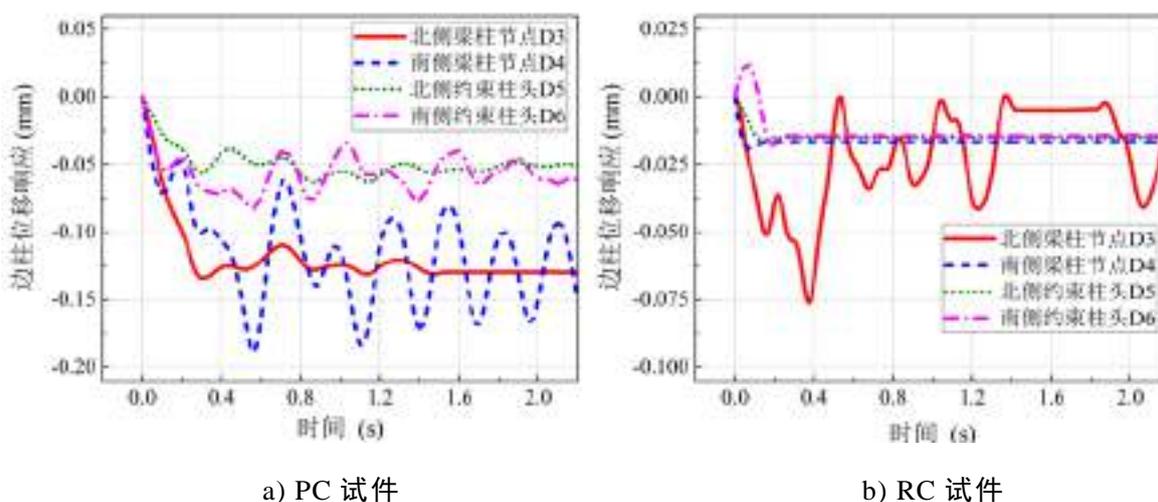


图 3.4 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线

表 3.2 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线特征值

项目	峰值位移 (mm)	平衡位移 (mm)	中柱轴力/峰值位移 (kN/mm)	位移动力放大系数	峰值位移时点 (s)	轴力释放时间 (s)	响应时间 (s)	自振周期 (s)
PC	中柱	-11.1 ^注	-10.0	1.93	1.11	0.106	0.076	0.100
	梁跨	-5.6	\		1.27	0.194	0.164	
RC	中柱	-2.2	-2.1	9.36	1.05	0.102	0.0038	0.090
	梁跨	-0.9	-0.8		1.13	0.304	0.240	

注：“-”是指竖直向下的位移。



a) PC 试件

b) RC 试件

图 3.5 边柱水平位移响应曲线

表明，南北两侧边柱均往远离中柱方向移动，结构处于拱效应阶段，PC 试件的水平位移整体大于 RC 试件，PC 试件梁柱节点和边柱柱头南北两侧位移相当，说明结构两侧受力较为对称。

钢筋应变片截面位置说明图如图 2.18 所示，PC 试件梁纵向受力钢筋和梁端 U 型拉结钢筋的应变响应曲线如图 3.6 所示。由图可得，边节点梁端上部纵向钢筋以及中节点梁端下部纵向钢筋在轴力释放结束后，处于受拉状态，最大峰值拉应变为 $909\mu\epsilon$ ，在北侧边节点梁端上部钢筋取得。边节点梁端下部纵向钢筋以及中节点梁端上部纵向钢筋在轴力释放结束后，处于受压状态，最大峰值压应变为 $-529\mu\epsilon$ ，在北侧中节点梁端上部钢筋取得。梁端 U 型拉结钢筋的应变响应曲线与纵向受力钢筋趋势基本一致，但整体幅值均小于梁纵向钢筋的应变值，说明 U 型拉结钢筋只传递了部分来自纵向钢筋中的轴力。最大峰值拉应变为 $398\mu\epsilon$ ，在南侧边节点梁端上部 U 型钢钢筋取得，最大峰值压应变为 $-498\mu\epsilon$ ，在北侧边节点梁端下部 U 型钢钢筋取得。

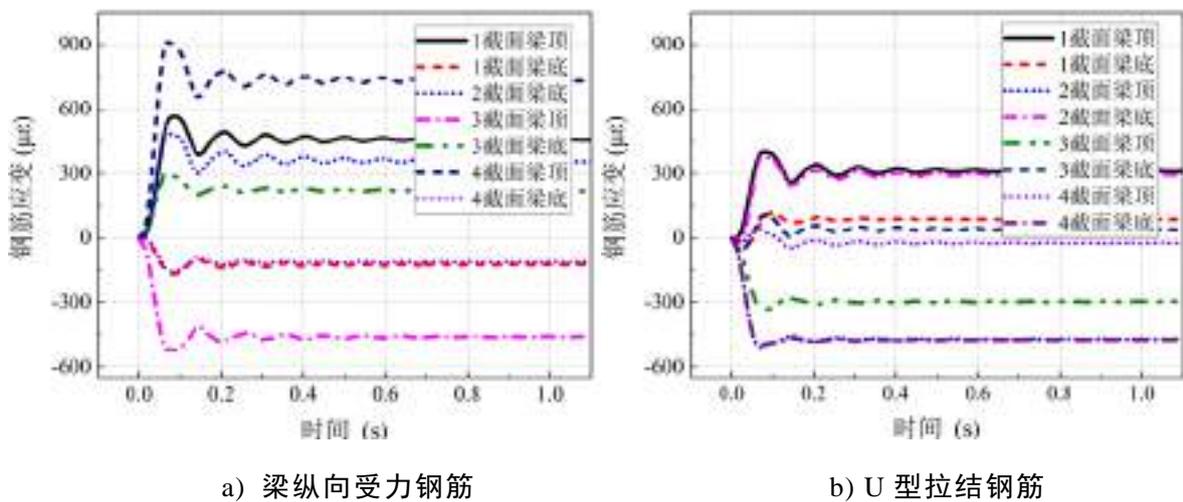


图 3.6 PC 试件钢筋应变响应曲线

PC 试件牛腿 U 型拉结筋和南侧边柱纵向受力钢筋的应变响应曲线如图 3.7 所示，试验过程中采集北侧边柱应变数据的仪器通道不能平衡，未能采集到数据。所测得钢筋应变幅值在该区间段较小，噪声干扰程度较大，数据的可靠性较低，但应变曲线趋势反映 1、4 截面牛腿的 U 型钢钢筋受压，2、3 截面牛腿的 U 型钢钢筋受拉与理论估计一致。边柱钢筋应变同样反映了边柱有远离中柱向外位移的趋势，即结构整体处于拱效应阶段。RC 试件采用的应变片粘贴防水方式不当，仅采集到 3 个梁端上部纵向受力应变和 5 个南侧边柱纵向钢筋应变，应变响应曲线如图 3.8 所示。与 PC 试件相同，在第一级中柱轴力释放前，采集仪器进行了清零处理，因此本次数据采集的数据只描述了轴力释放过程中的应变变化。与 PC 试件相比，测量到的 RC 试件钢筋应变变化趋势一致，但整体幅值较小，最大峰值拉应变为

218 $\mu\epsilon$ ，最大峰值压应变为-258 $\mu\epsilon$ 。边柱钢筋应变数据均小于 30 $\mu\epsilon$ ，此幅值阶段信号干扰较大，数据可靠性较低。

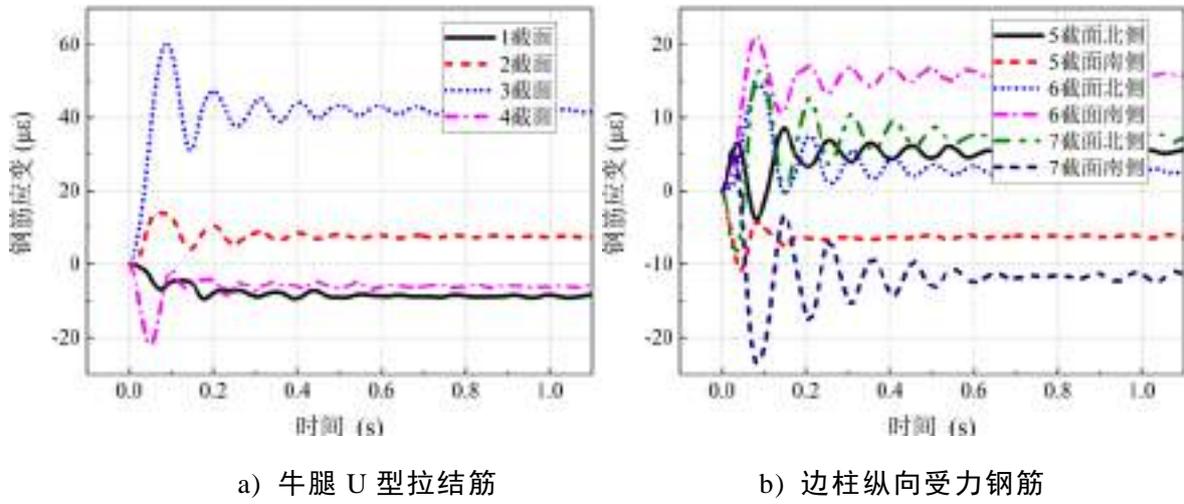


图 3.7 PC 试件钢筋应变响应曲线

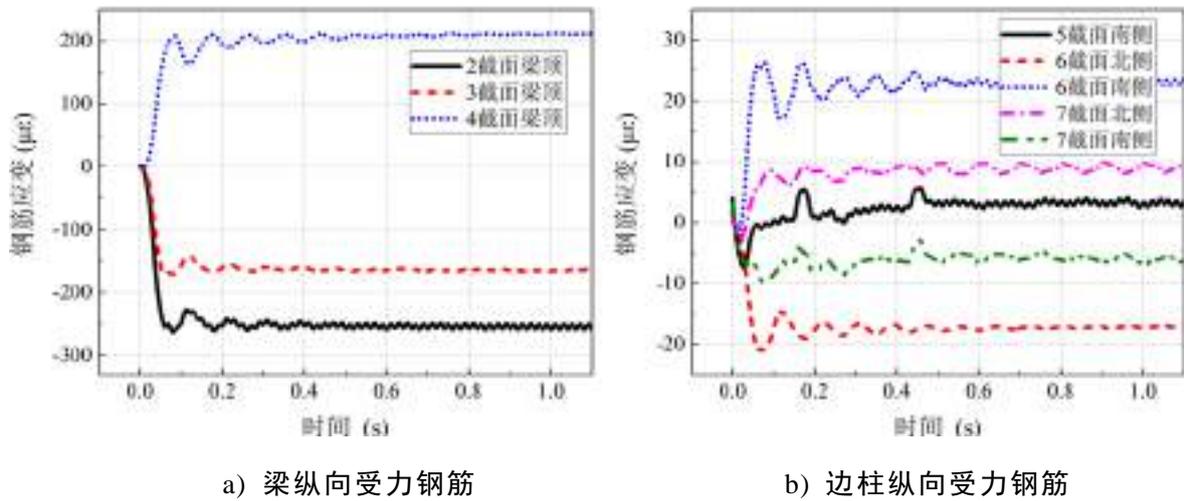
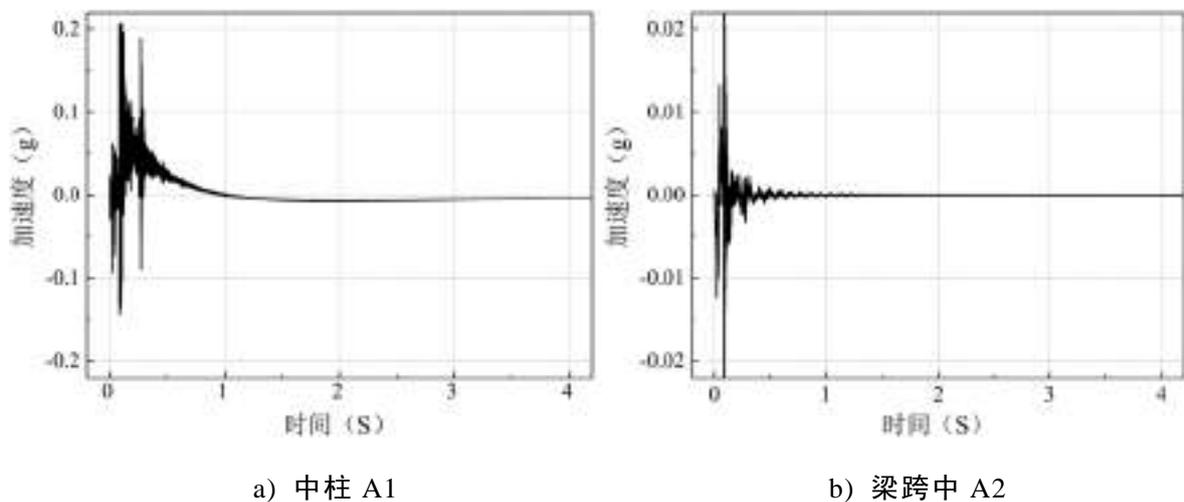
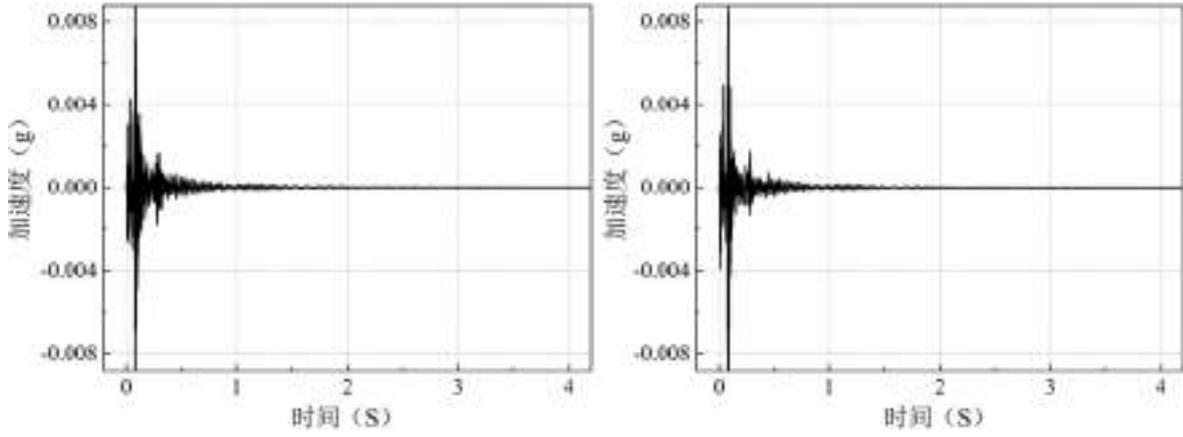


图 3.8 RC 试件钢筋应变响应曲线

PC 试件和 RC 试件的加速度响应曲线如图 3.9 和 3.10 所示。

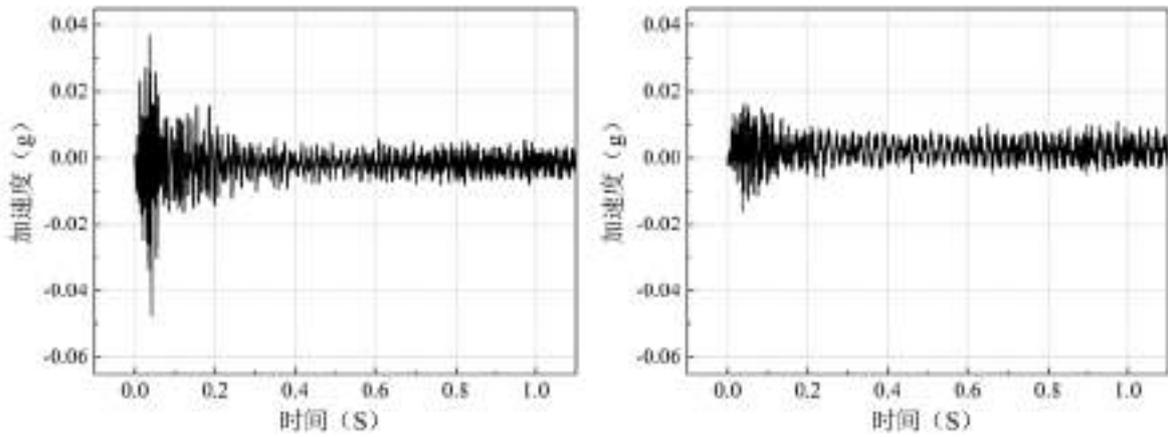




c) 北侧梁柱节点 A3

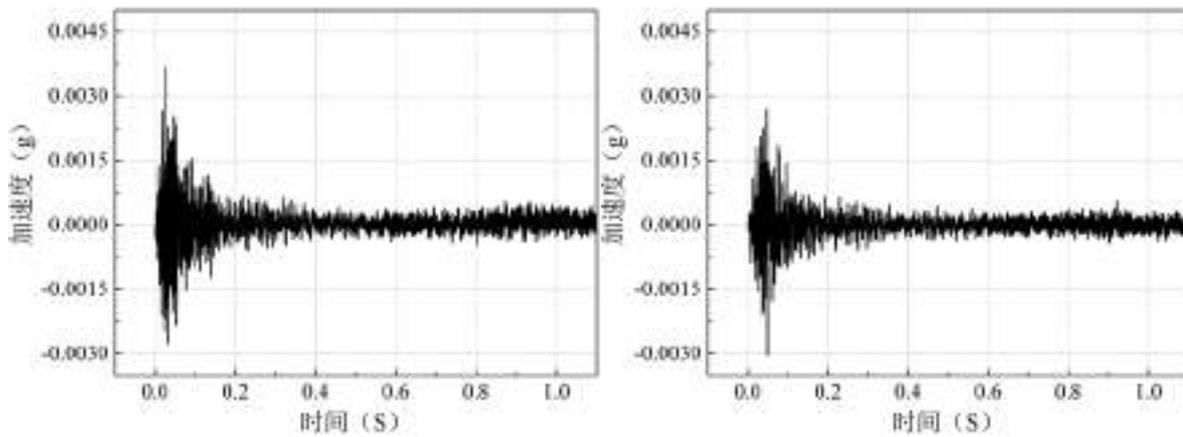
d) 南侧梁柱节点 A4

图 3.9 PC 试件加速度响应曲线



a) 中柱 A1

b) 梁跨中 A2



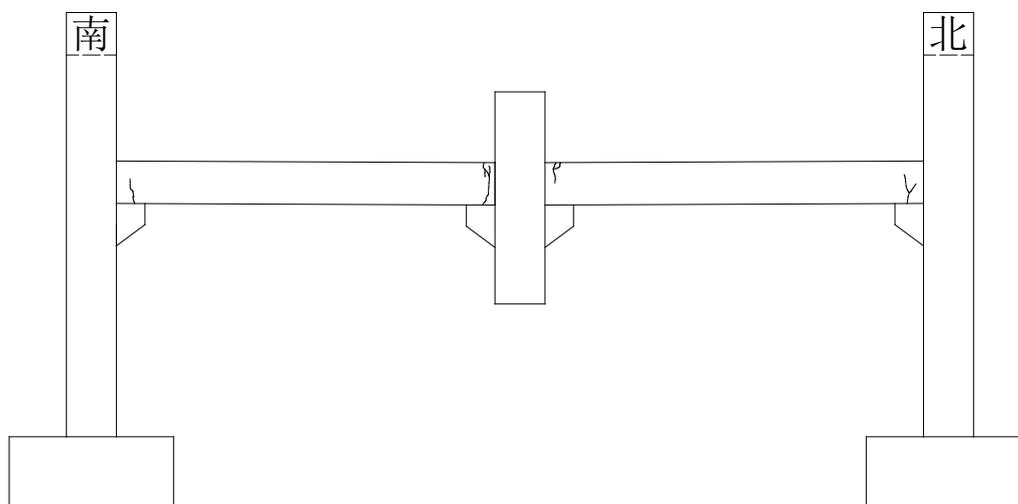
c) 北侧梁柱节点 A3

d) 南侧梁柱节点 A4

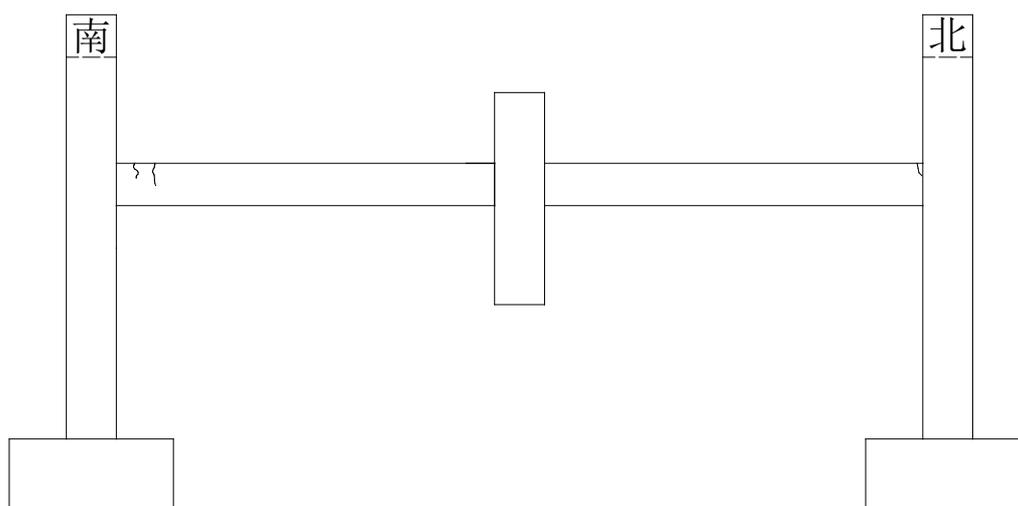
图 3.10 RC 试件加速度响应曲线

PC 试件裂缝发展示意图如图 3.11(a)所示, 裂缝主要集中在梁端节点区域, 沿插销方向开展, 边节点裂缝从梁底往梁顶开展, 中节点裂缝从梁顶往梁底开展,

未发现柱身裂缝。RC 试件裂缝发展示意图如图 3.11(b)所示，与 PC 试件相比，裂缝从边节点沿梁长分布，从梁顶向梁底开展，未见中节点附近梁身裂缝以及柱身裂缝。



a) PC 试件



b) RC 试件

图 3.11 PC 和 RC 试件裂缝发展示意图

综合对比 PC 试件和 RC 试件第一级加载结果发现，无论是位移幅值大小、自振周期、钢筋应变以及裂缝开展情况而言，PC 试件的竖向刚度均比 RC 试件偏小。位于 PC 试件梁端的 U 型拉结钢筋能在一定程度上传递梁身纵向钢筋中的轴力，这为 PC 结构在节点区域纵向受力钢筋保持连续的抗连续倒塌要求提供了一定的帮助。

3.2.2 第二级加载试验结果

第二级荷载总计 53.4kN，其中每个重物篮荷载为 13.35kN，中柱脱钩器未脱开前结构受力示意图如图 3.12 所示。PC 试件和 RC 试件完成第二级轴力释放完

成后照片如图 3.13 所示。脱钩装置中的荷载传感器记录的中柱轴力释放过程如图 3.14 所示。

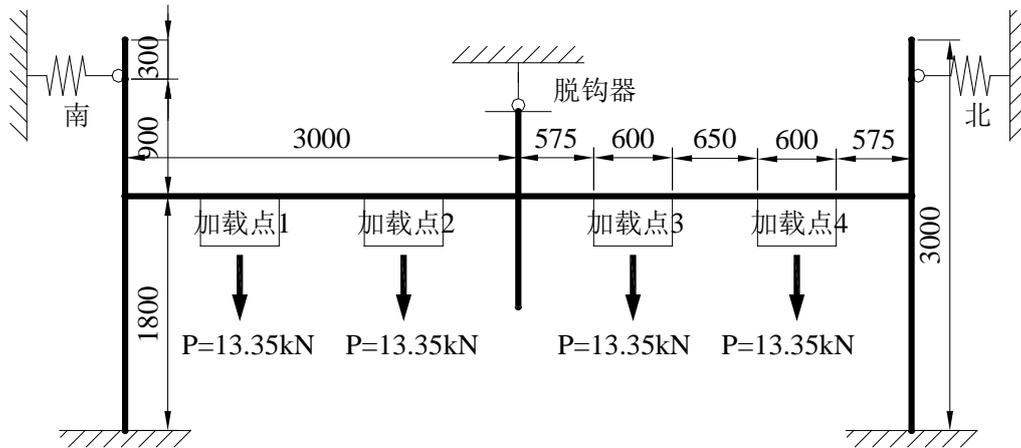


图 3.12 第二级加载结构受力示意图



a) PC 试件



b) RC 试件

图 3.13 第二级轴力释放完成后试件照片

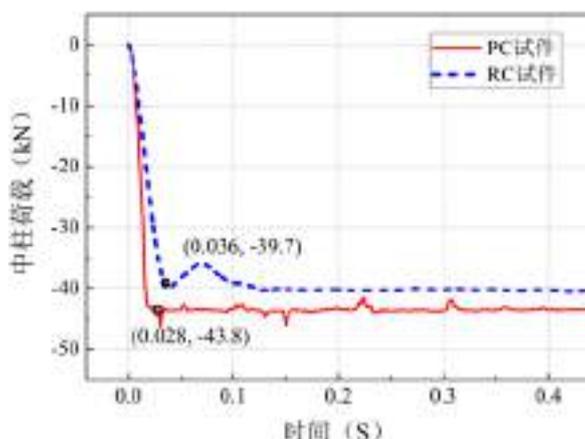


图 3.14 中柱轴力释放曲线

由图可得 PC 试件和 RC 试件释放前中柱轴力分别为 43.8kN 和 39.7kN，轴力释放时间分别为 0.028s 和 0.036s。与第一级加载相比，梁身荷载对 PC 和 RC 试件中柱轴力的贡献分别为 22.3kN 和 19.1kN，约为整个梁身荷载的一半，两者之间轴力的差异来源于第一级中柱重新归位的位移误差，当重新归位的中柱超过了原来的位置，此时轴力将大于一半的梁身荷载，当重新归位的中柱未达到原来的位置，此时轴力将小于一半的梁身荷载，同时不同刚度的梁柱节点形式对中柱轴力也有一定程度的影响。与第一级轴力释放相比，释放时间均有所减少，特别是 RC 试件释放时间减少了 43.3%，这与人为脱钩影响减小有关。

中柱竖向位移以及北侧梁跨中响应曲线如图 3.15 所示，位移响应曲线特征值如表 3.3 所示。从图表中可得，与第一级加载相比，PC 试件的中柱和梁跨中峰值位移分别增加了 13.0mm 和 5.6mm，中柱轴力与峰值位移的比值下降了 5.7%，结构竖向刚度略微下降。由于结构整体质量的增加，自振周期增大了 58%。RC 试件的中柱和梁跨中峰值位移分别增加了 4.4mm 和 2.6mm，中柱轴力与峰值位移的比值下降了 36.1%，第一级加载采集的位移在 2.5mm 以内，而激光位移计的精度为 1mm，因此测量到的位移数据有一定的偏差。由于结构整体质量的增加，自振

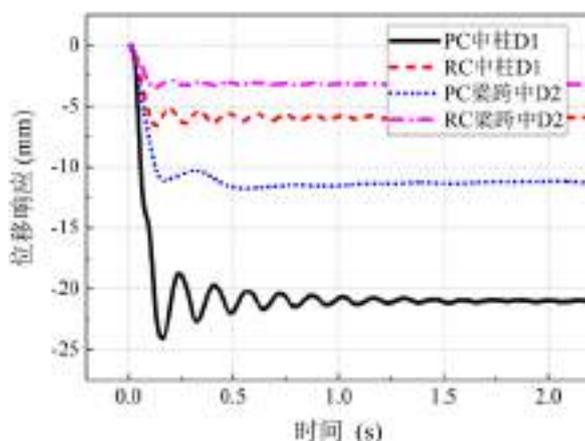


图 3.15 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线

周期增大了 52.2%。综合对比两个试件的试验数据,PC 试件具有较大的位移响应,自振周期以及响应时间,都反映出 RC 试件具有更大的刚度,而位移动力放大系数基本相同,说明二者均处于相同的受力阶段。

表 3.3 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线特征值

项目	峰值位移 (mm)	平衡位移 (mm)	中柱轴力/峰值位移 (kN/mm)	位移动力放大系数	峰值位移时 间点 (s)	轴力释放 时间 (s)	响应 时间 (s)	自振 周期 (s)
PC	中柱	-24.1 ^注	-21.1	1.82	1.14	0.159	0.131	0.158
	梁跨	-11.2	\	\	0.165	0.028	0.137	
RC	中柱	-6.6	-6.0	5.98	1.11	0.130	0.094	0.137
	梁跨	-3.5	-3.3	1.06	0.127	0.036	0.091	

注：“-”是指竖直向下的位移。

边柱水平位移曲线如图 3.16 所示,图中位移为负值代表边柱往远离中柱方向移动,正值代表边柱往靠近中柱方向移动。从图中可得,与第一级加载相比,PC 试件南北两侧边柱表现出相同的水平位移,其中梁柱节点的水平位移为-0.82mm,柱头由于水平约束装置的影响,水平位移为-0.44mm。RC 试件南北两侧边柱位移存在一定的差异,其中梁柱节点的水平位移约为-0.30mm,柱头水平位移约为-0.19mm。边柱位移值显示上述两个试件均处于拱效应阶段。

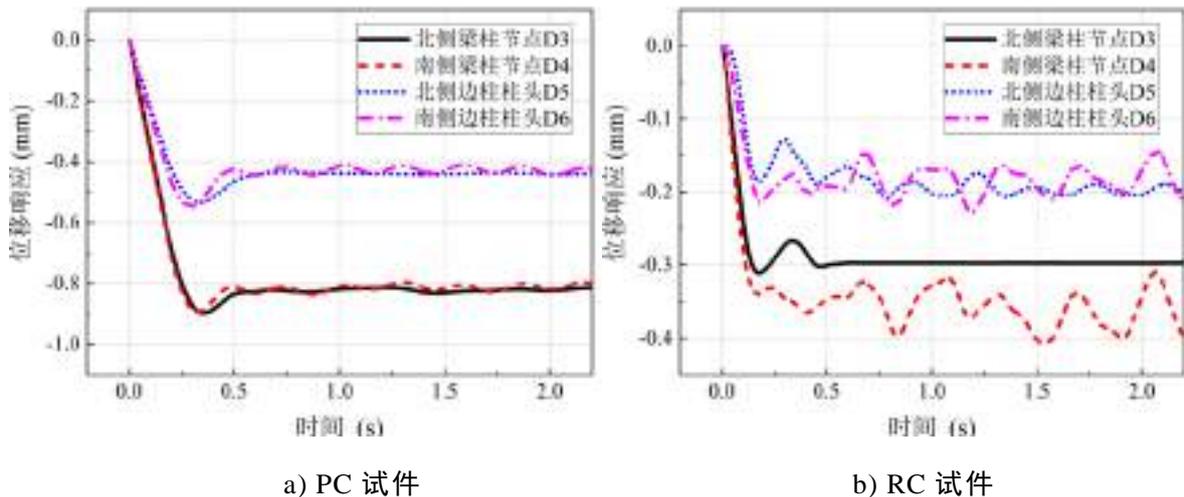


图 3.16 边柱水平位移响应曲线

PC 试件梁纵向受力钢筋和梁端 U 型拉结钢筋的应变响应曲线如图 3.17 所示。从图中可得,PC 试件梁纵向受力筋的变化趋势与第一级加载一致,即边柱梁端上部钢筋与中柱梁端下部钢筋受拉,边柱梁端下部钢筋与中柱梁端上部钢筋受压,且所测量的梁端纵向受力钢筋均处于弹性阶段。其中最大峰值拉应变为 1326 $\mu\epsilon$,

较第一级加载增大了 45.7%，最大峰值压应变为 $-1045\mu\epsilon$ ，较第一级加载增大了 97.5%。梁端 U 型拉结钢筋整体的应变幅值较纵向受力钢筋较小，最大峰值拉应变为 $955\mu\epsilon$ ，较第一级加载增大了 140%，最大峰值压应变为 $-1012\mu\epsilon$ ，较第一级加载增大了 103%。

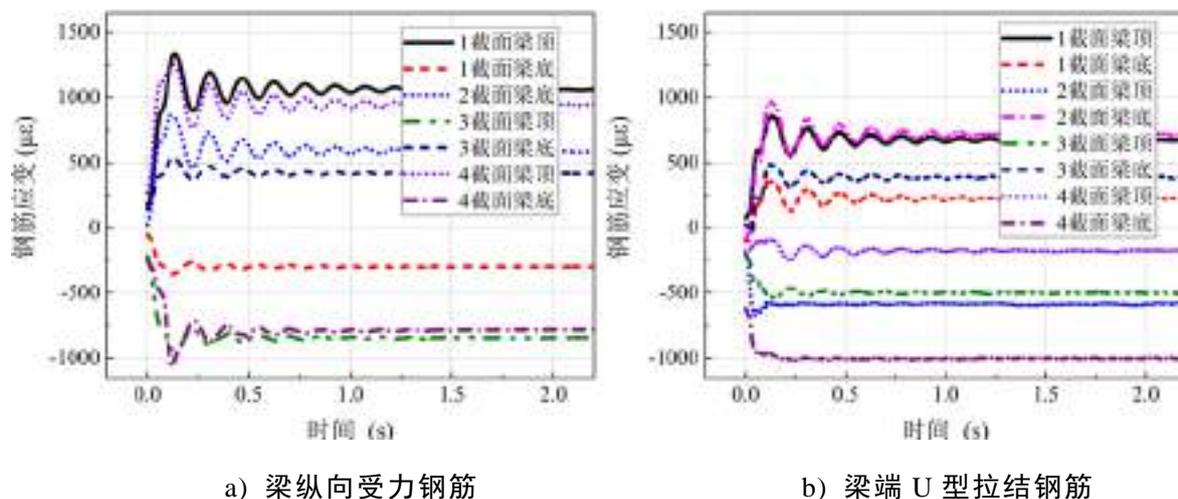


图 3.17 PC 试件钢筋应变响应曲线

PC 试件牛腿 U 型拉结筋和南侧纵向受力钢筋的应变响应曲线如图 3.18 所示。从图中可得，与第一级加载相比，牛腿 U 型拉结钢筋的应变有较大幅值的增大，其中最大峰值拉应变为 $428\mu\epsilon$ ，最大峰值压应变为 $-168\mu\epsilon$ 。边柱纵向受力钢筋的最大峰值拉应变为 $243\mu\epsilon$ ，最大峰值压应变为 $-116\mu\epsilon$ ，同一截面内钢筋拉应变值约为压应变的 2 倍。同时边柱钢筋应变数据反映了边柱发生了远离中柱向外的位移，表明结构处于拱效应阶段。

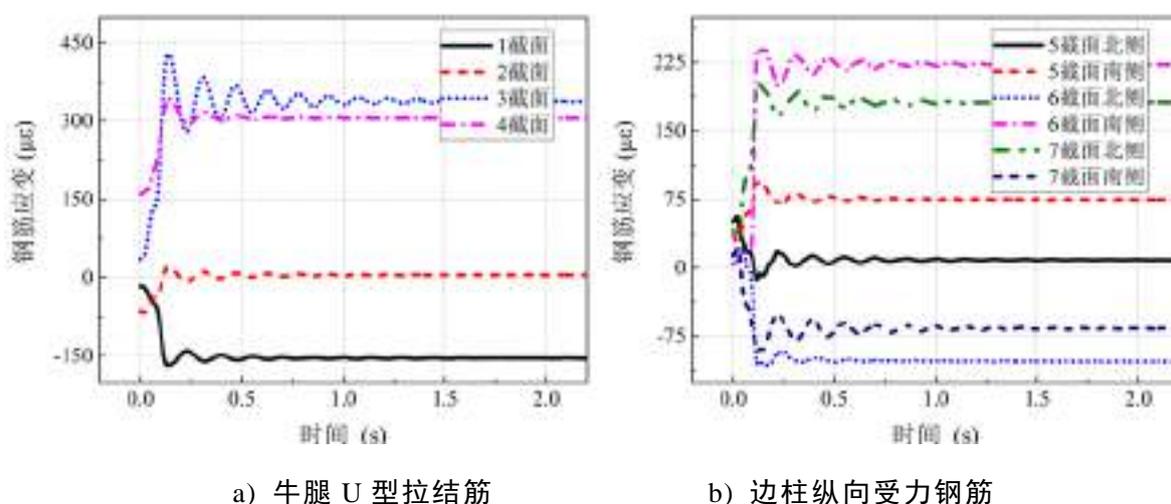
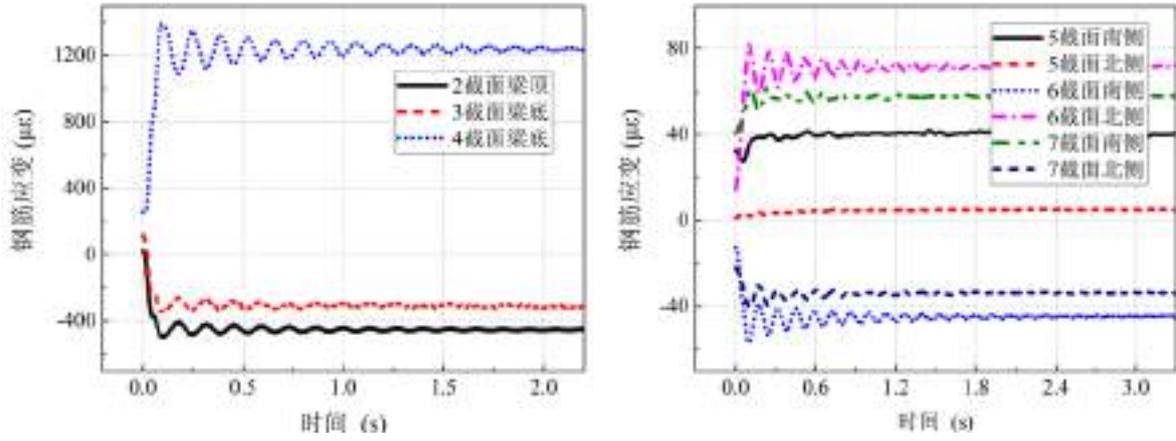


图 3.18 PC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件的钢筋应变响应曲线如图 3.19 所示。由图可得，与第一级加载相比，RC 试件梁纵向受力钢筋应变幅值有较大的增幅。其中峰值拉应变为 $1380\mu\epsilon$ ，增

大了 530%，峰值压应变为 $-490\mu\epsilon$ ，增大了 97%。与 PC 试件相比，峰值拉应变基本相同，峰值压应变差值较大，这是因为 RC 试件采集的应变片并非出现最大压应变的位置。RC 试件边柱纵向受力钢筋与 PC 试件类似，关于边柱中性面对称分布，但对应的幅值较小，其中最大峰值拉应变为 $81\mu\epsilon$ ，最大峰值压应变为 $-56\mu\epsilon$ 。

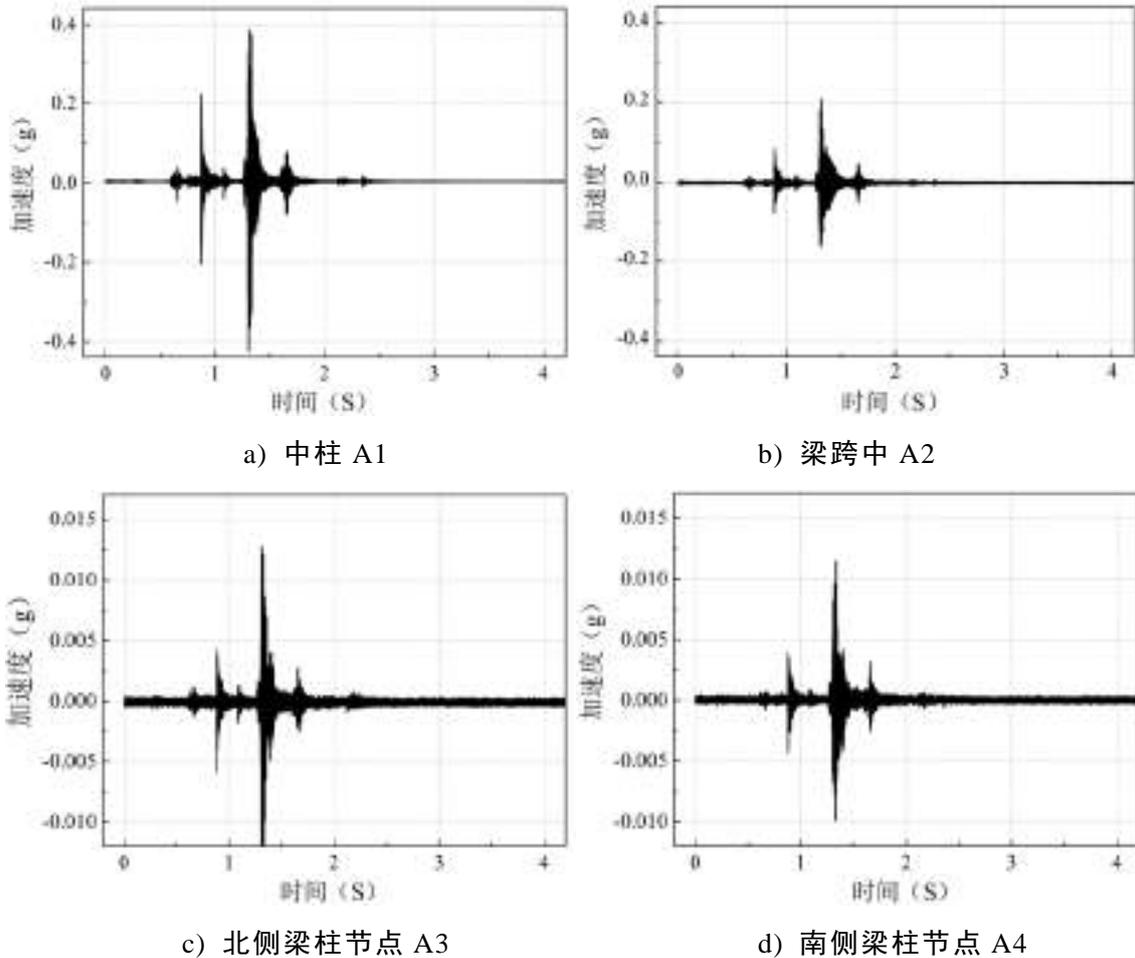


a) 梁纵向受力钢筋

b) 边柱纵向受力钢筋

图 3.19 RC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件和 PC 试件的加速度响应曲线如图 3.20 和 3.21 所示。



a) 中柱 A1

b) 梁跨中 A2

c) 北侧梁柱节点 A3

d) 南侧梁柱节点 A4

图 3.20 PC 试件加速度响应曲线

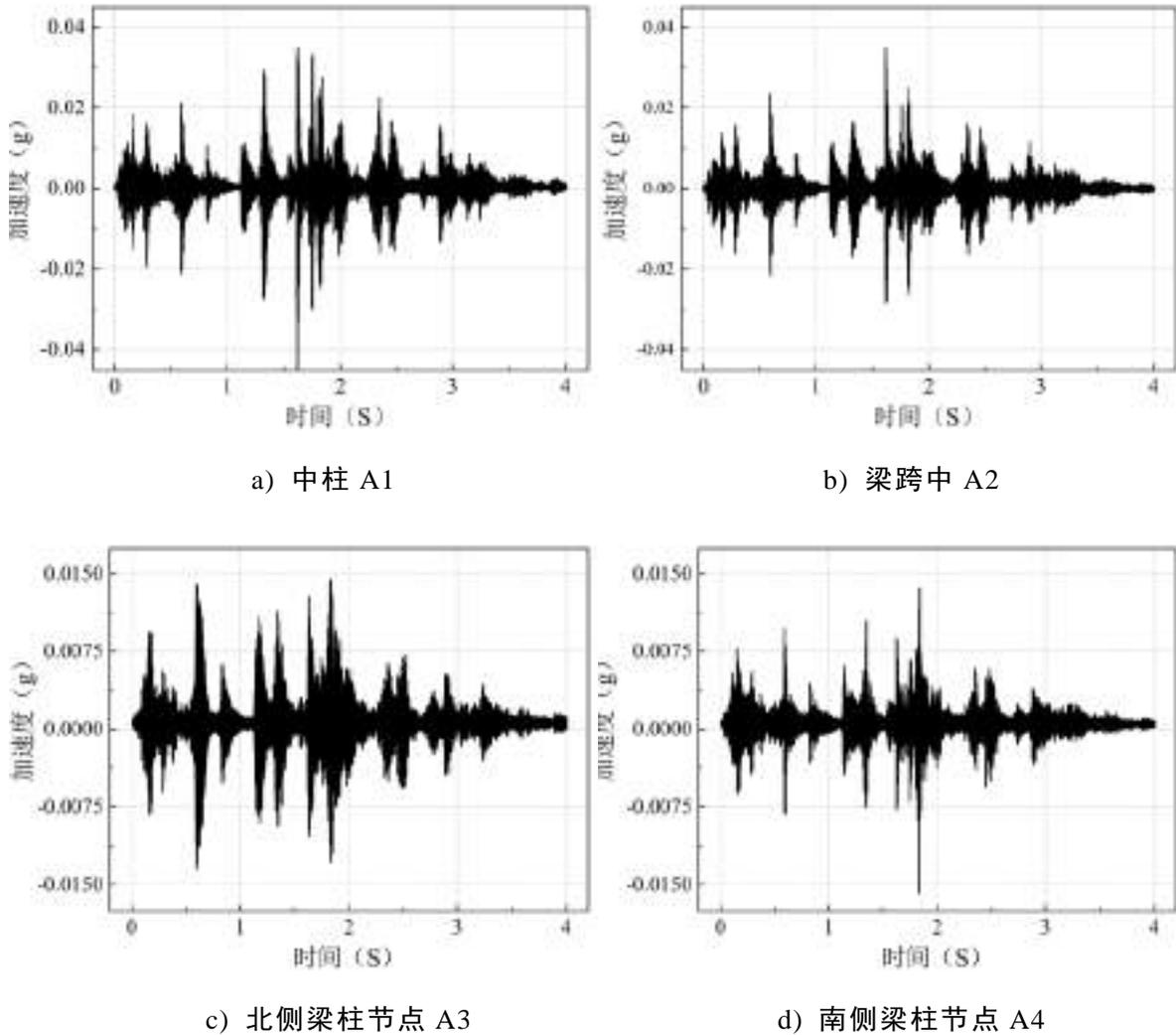


图 3.21 RC 试件加速度响应曲线

PC 试件裂缝发展示意图如图 3.22(a)所示。与第一级加载相比，柱身及中节点均产生了裂缝，裂缝数量和开展长度均有大幅度的增长。梁身裂缝主要集中在梁端节点区域，沿插销方向开展，裂缝已基本沿梁上下表面贯通。柱身裂缝较少，从远离中柱侧向靠近中柱侧发展，表明边柱发生了远离中柱向外的位移。未见柱脚和牛腿裂缝。RC 试件裂缝发展示意图如图 3.22(b)所示，与 PC 试件相比，梁身裂缝从节点沿梁长方向等间距分布，裂缝间距约为 150mm 左右，最大的开展长度约为 150mm。边节点处裂缝从梁顶向梁底开展，中节点处裂缝从梁底向梁顶开展，且中节点处开展的裂缝比边节点处多，同时未见柱身裂缝。

综合对比第二级加载 PC 试件和 RC 试件试验结果发现，与第一级加载相比，结构的荷载、位移和钢筋应变均有较大幅度的提升，裂缝也具有较为明显的发展。位移结果表明两试件均处于拱效应阶段，PC 试件有较大的位移幅值；钢筋应变数据表明两试件所测的钢筋均处于弹性阶段，PC 试件的 U 型拉结筋逐步发挥了作用；裂缝开展模式方面两试件有较大的不同，PC 试件裂缝主要集中在梁柱节点处，

沿插销方向开展与增多，并贯穿整个梁高，同时出现了柱身裂缝，RC 试件裂缝从节点沿梁身均匀开展，未见贯穿型裂缝，同时也未出现柱身裂缝。

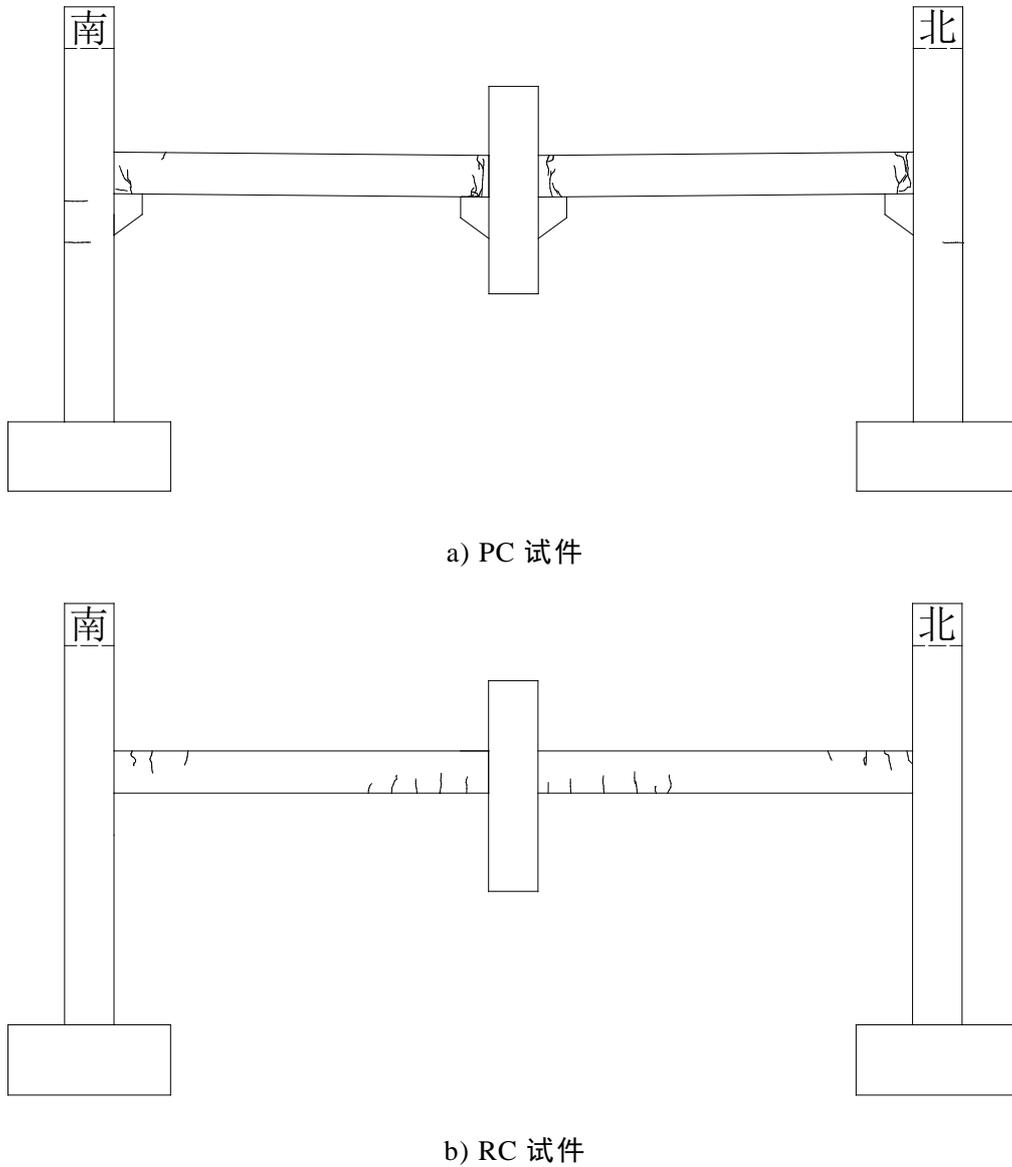


图 3.22 PC 和 RC 试件裂缝发展示意图

3.2.3 第三级加载试验结果

第三级加载荷载总计 93.4kN，其中每个重物篮荷载为 23.35kN，中柱脱钩器未脱开前试件的受力示意图如图 3.23 所示。PC 试件和 RC 试件完成第三级轴力释放后照片如图 3.24 所示，脱钩装置中的荷载传感器记录的轴力释放过程如图 3.25 所示。由图可得，PC 试件和 RC 试件释放前中柱轴力分别为 59.8kN 和 60.6kN，轴力释放时间分别为 0.026s 和 0.029s。与第二级加载相比，梁身荷载对 PC 和 RC 试件中柱轴力的贡献分别为 16kN 和 20.9kN。与第一、二级轴力释放时间相比，释放时间开始稳定在 0.020s~0.030s 之间。

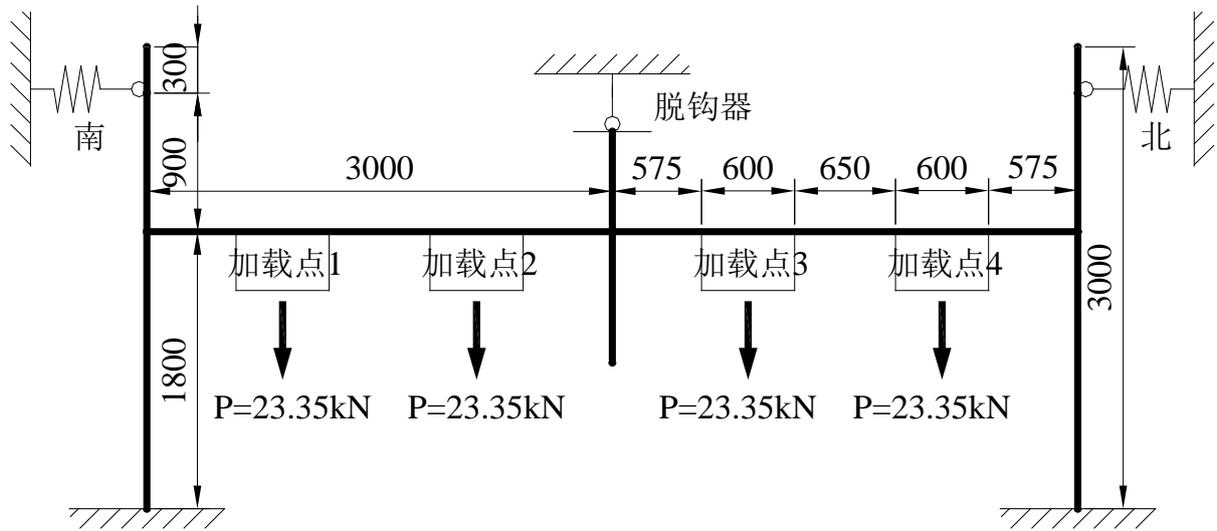
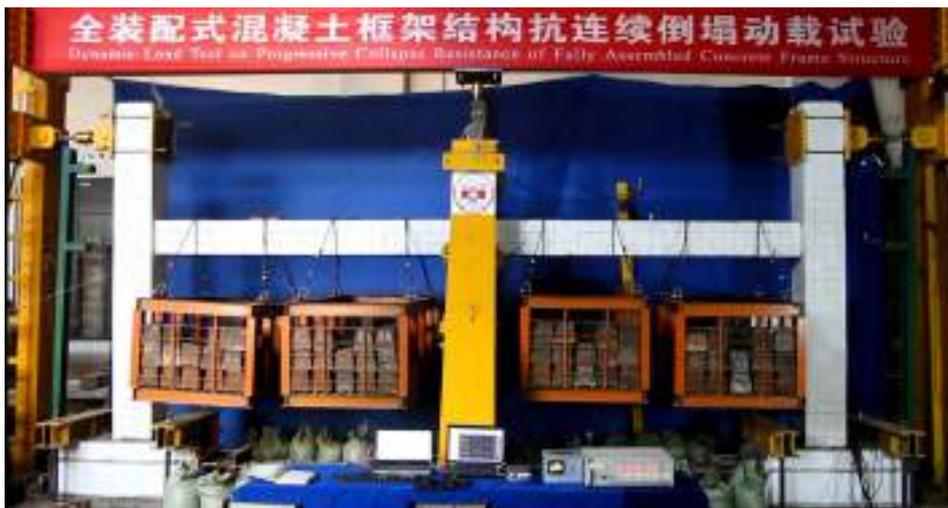


图 3.23 第三级加载结构受力示意图



a) PC 试件



b) RC 试件

图 3.24 第三级轴力释放完成后试件照片

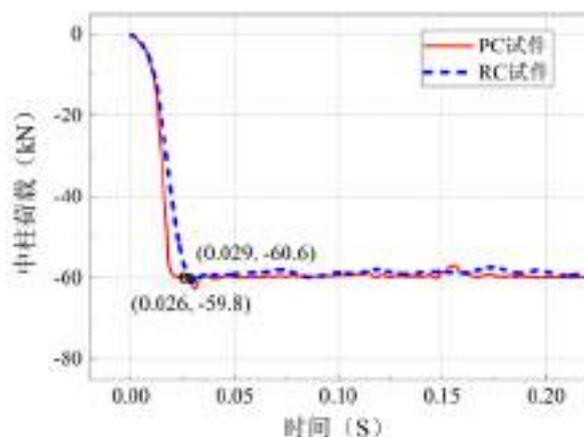


图 3.25 中柱轴力释放曲线

中柱竖向位移以及北侧梁跨中响应曲线如图 3.26 所示，位移响应曲线特征值如表 3.4 所示。从图表中可得，与第二级加载相比，PC 试件的中柱和梁跨中峰值位移分别增加了 34.0mm 和 17.6mm，中柱轴力与峰值位移的比值下降了 40.7%，结构竖向刚度发生了较大程度的减少，自振周期增大了 38.0%。RC 试件的中柱和梁跨中峰值位移分别增加了 5.2mm 和 2.9mm，中柱轴力与峰值位移的比值下降了 14.2%，说明 RC 结构的竖向刚度同样减小了，但竖向刚度削减程度远低于 PC 结构，自振周期增大了 38.7%。

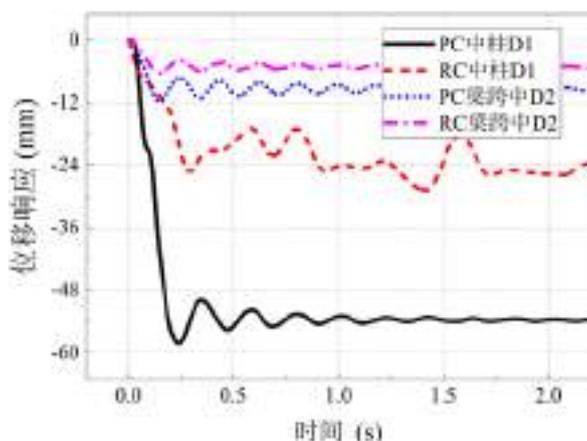


图 3.26 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线

边柱水平位移曲线如图 3.27 所示，图中位移为负值代表边柱往远离中柱方向移动，正值代表边柱往靠近中柱方向移动。从图中可得，PC 试件北侧梁柱节点水平位移为-2.9mm，边柱柱头水平位移为-1.9mm，南侧梁柱节点水平位移为-3.2mm，边柱柱头水平位移为-2.1mm，南北两侧边柱表现出不同的水平位移。RC 试件北侧梁柱节点通道未采集到数据，因此仅列出 3 条水平位移曲线。其中北侧梁柱节点水平位移为-0.4mm，边柱柱头水平位移为-0.3mm，南侧梁柱节点水平位移为-0.4mm，南北两侧边柱梁柱节点表现出相同的水平位移。

表 3.4 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线特征值

项目	峰值位移 (mm)	平衡位移 (mm)	中柱轴力/ 峰值位移 (kN/mm)	位移动力 放大系数	峰值位移时 间点 (s)	轴力释放 时间 (s)	响应 时间 (s)	自振 周期 (s)
PC	中柱	-58.1 ^注	-53.7	1.03	1.08	0.233	0.207	0.218
	梁跨	-28.8	\	\	\	0.026	\	\
RC	中柱	-11.8	-9.5	5.13	1.24	0.144	0.115	0.190
	梁跨	-6.4	-5.2		1.23	0.144	0.115	

注：“-”是指竖直向下的位移。

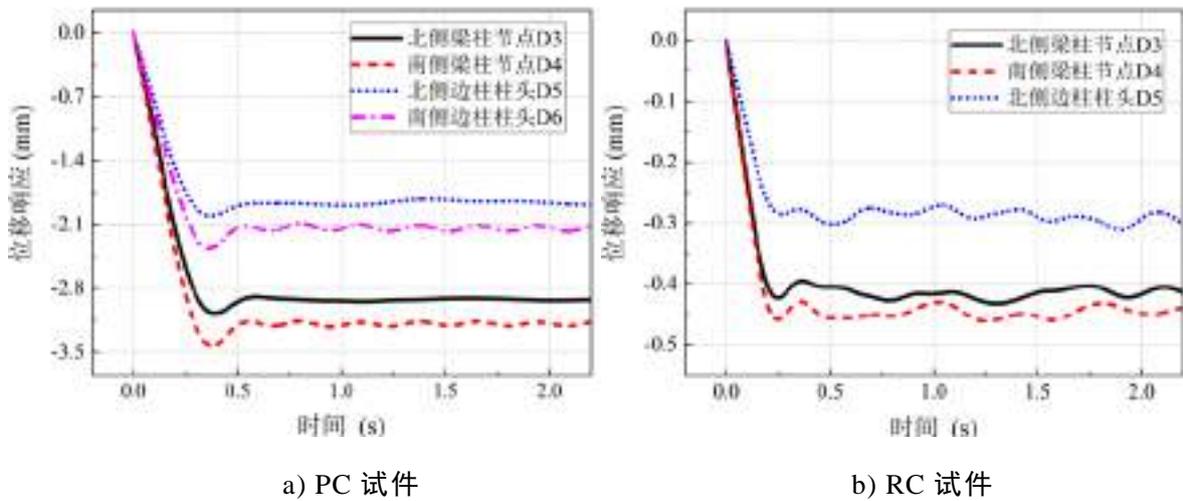


图 3.27 边柱水平位移响应曲线

PC 试件梁纵向受力钢筋和梁端 U 型拉结钢筋的应变响应曲线如图 3.28 所示，截面位置说明图详见第二章图 2.18。从图中可得，PC 试件梁纵向受力筋的变化趋势与第二级加载一致，即边柱梁端上部钢筋与中柱梁端下部钢筋受拉，边柱梁端下部钢筋与中柱梁端上部钢筋受压。其中最大峰值拉应变为 $1862\mu\epsilon$ ，较第二级加载增大了 40.4%，最大峰值压应变为 $-2320\mu\epsilon$ ，较第一级加载增大了 122%，受压钢筋已开始接近屈服应变 $2425\mu\epsilon$ 。梁端 U 型拉结钢筋整体的应变幅值较纵向受力钢筋较小，最大峰值拉应变为 $1504\mu\epsilon$ ，较第二级加载增大了 57.5%，最大峰值压应变为 $-1455\mu\epsilon$ ，较第二级加载增大了 43.8%。

PC 试件牛腿 U 型拉结筋和南侧纵向受力钢筋的应变响应曲线如图 3.29 所示。从图中可得，与第二级加载相比，牛腿 U 型拉结钢筋的应变有较大幅值的增大，其中最大峰值拉应变为 $852\mu\epsilon$ ，较第二级增大了 99.0%，最大峰值压应变为 $-325\mu\epsilon$ ，较第二级增大了 93.5%。边柱纵向受力钢筋的最大峰值拉应变为 $1737\mu\epsilon$ ，较第二级增大了 610%，最大峰值压应变为 $-210\mu\epsilon$ ，较第二级增大了 81%，边柱钢筋应变

数据反映了边柱发生了远离中柱向外的位移，表明结构处于拱效应阶段，接近屈服应变的的钢筋拉应变也说明了装配式节点传递了弯矩。

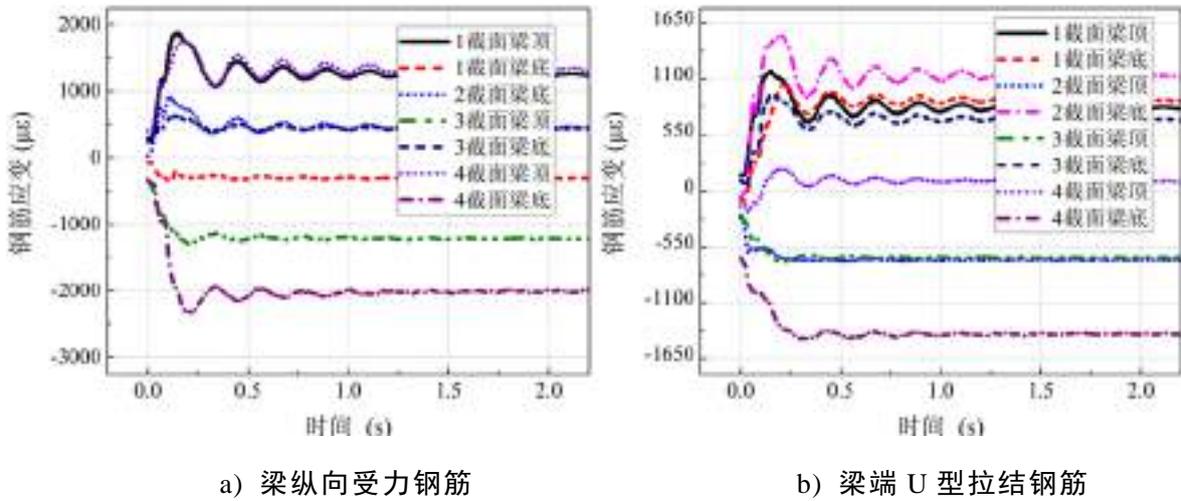


图 3.28 PC 试件钢筋应变响应曲线

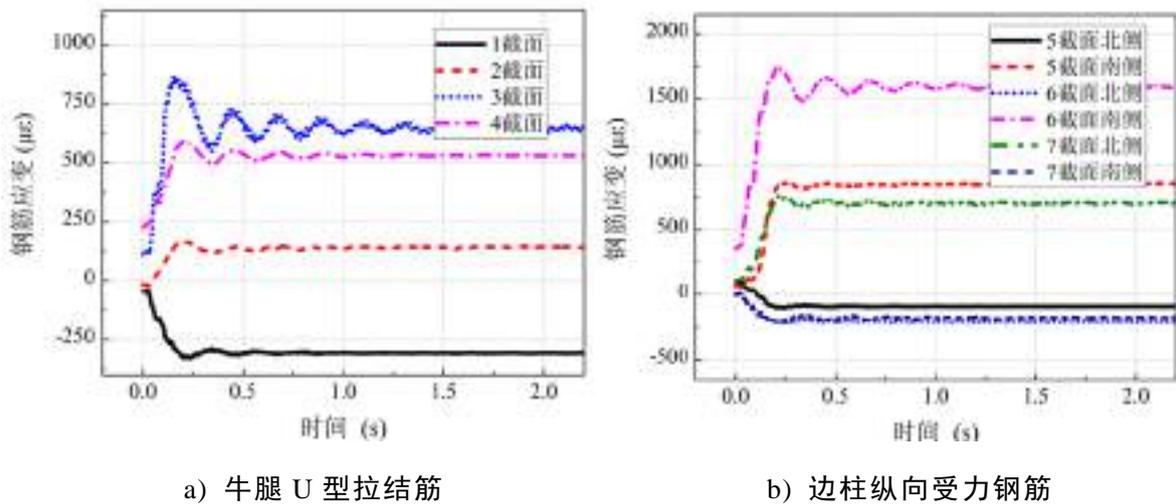
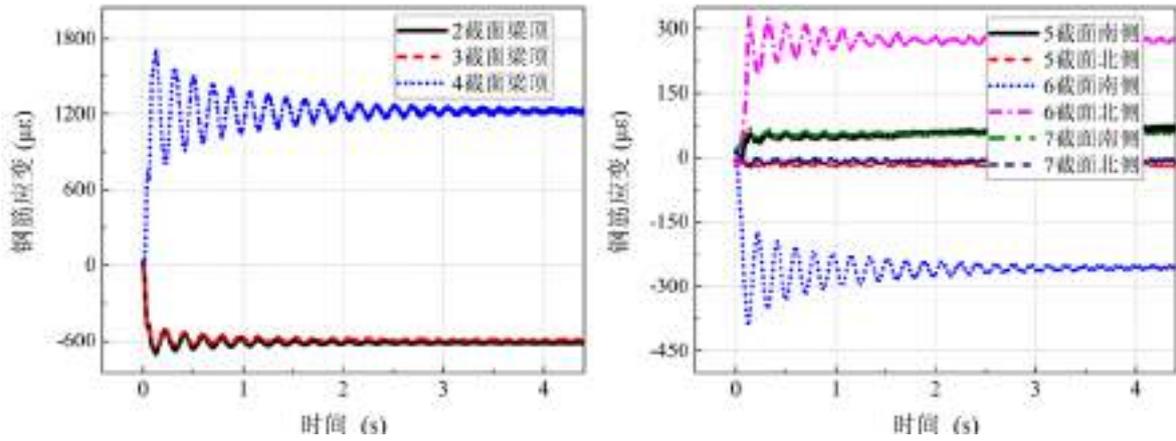


图 3.29 PC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件的钢筋应变响应曲线如图 3.30 所示。由图可得，与第二级加载相比，RC 试件梁纵向受力钢筋应变幅值有较大的增幅，但所测钢筋均处于弹性阶段。其中峰值拉应变为 $1697\mu\epsilon$ ，增大了 23.0%，峰值压应变为 $-706\mu\epsilon$ ，增大了 44.1%。RC 试件边柱纵向受力钢筋与 PC 试件类似，关于边柱中性面对称分布，但对应的幅值较小，与第二级加载相比，其中最大峰值拉应变为 $316\mu\epsilon$ ，增大了 290%，最大峰值压应变为 $-378\mu\epsilon$ ，增大了 575%。

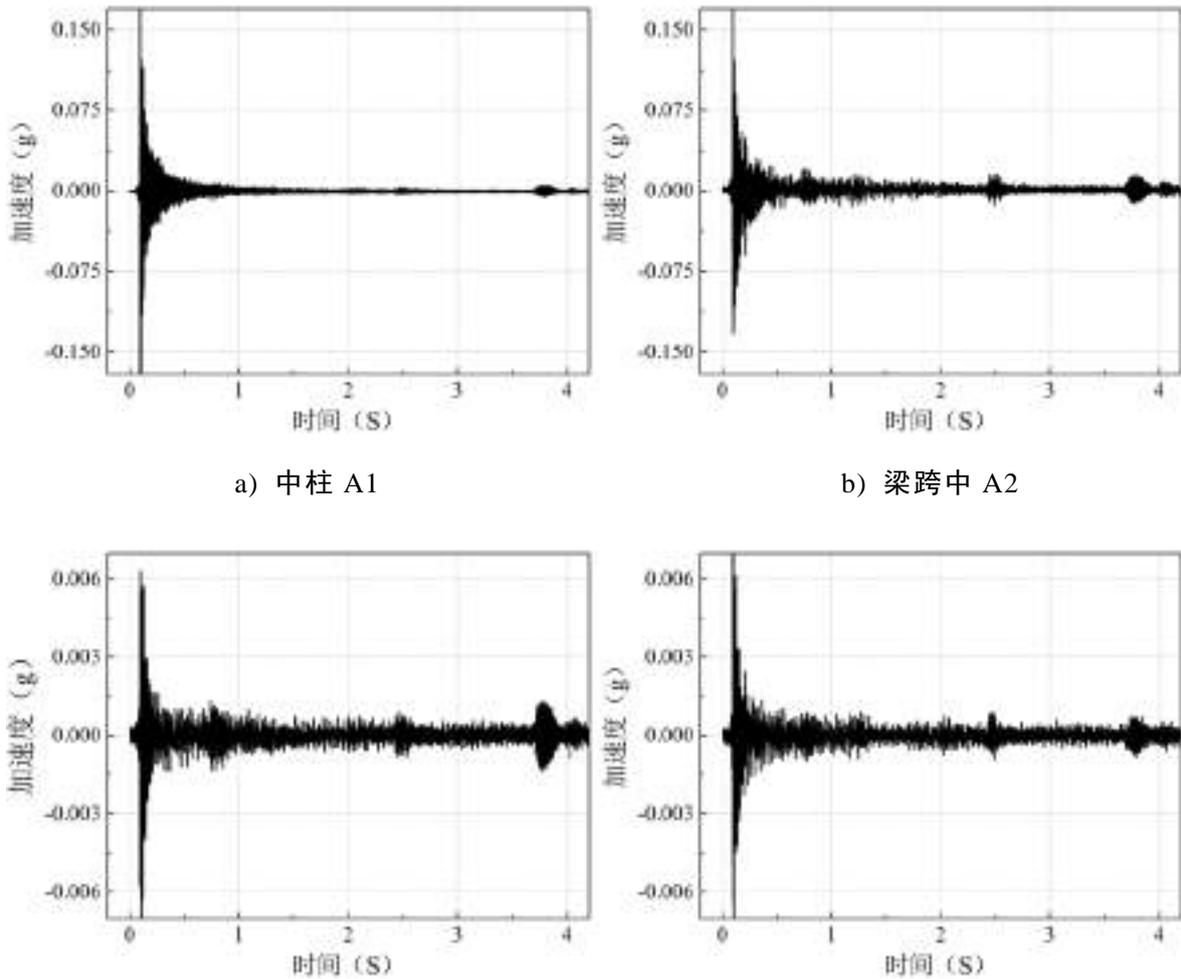


a) 梁纵向受力钢筋

b) 边柱纵向受力钢筋

图 3.30 RC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件和 PC 试件的加速度响应曲线如图 3.31 和 3.32 所示。



a) 中柱 A1

b) 梁跨中 A2

c) 北侧梁柱节点 A3

d) 南侧梁柱节点 A4

图 3.31 PC 试件加速度响应曲线

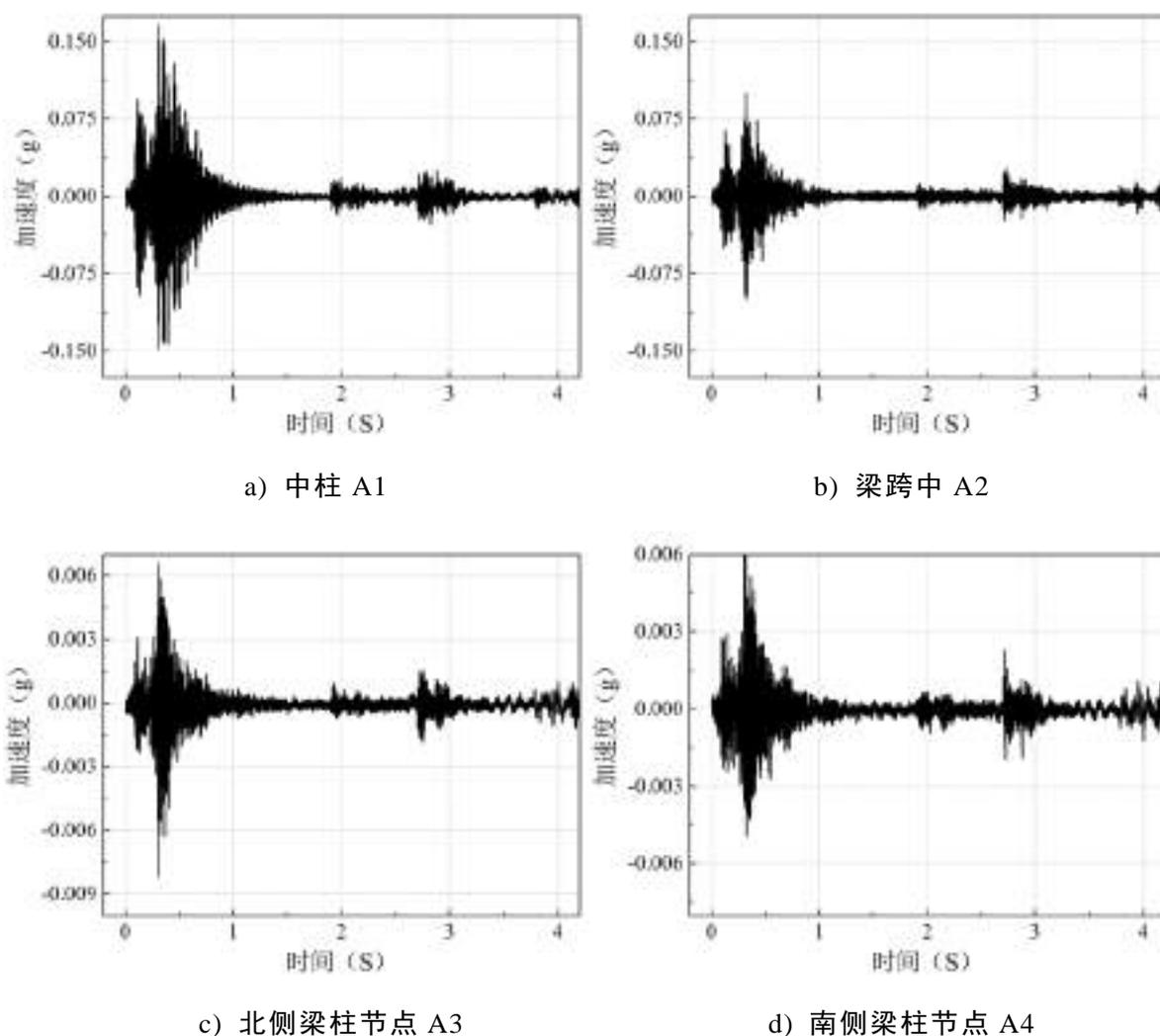
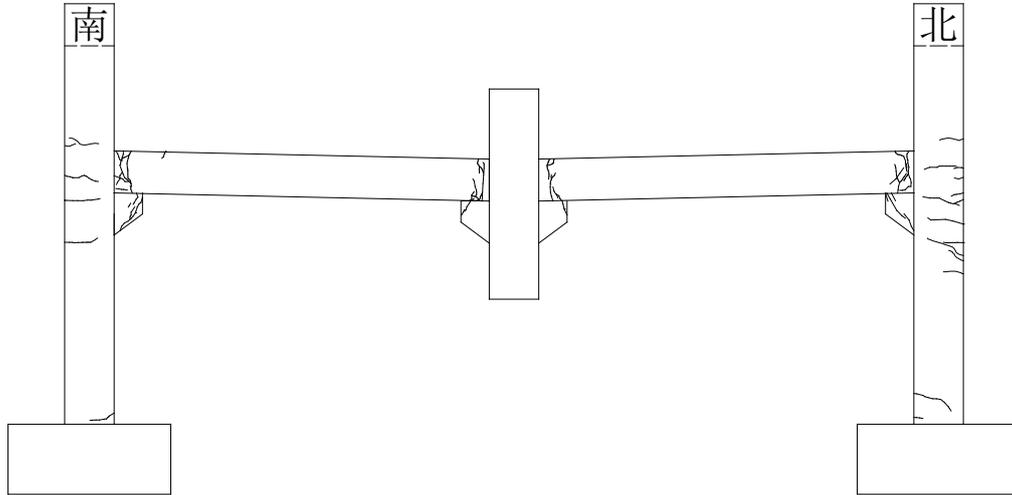


图 3.32 RC 试件加速度响应曲线

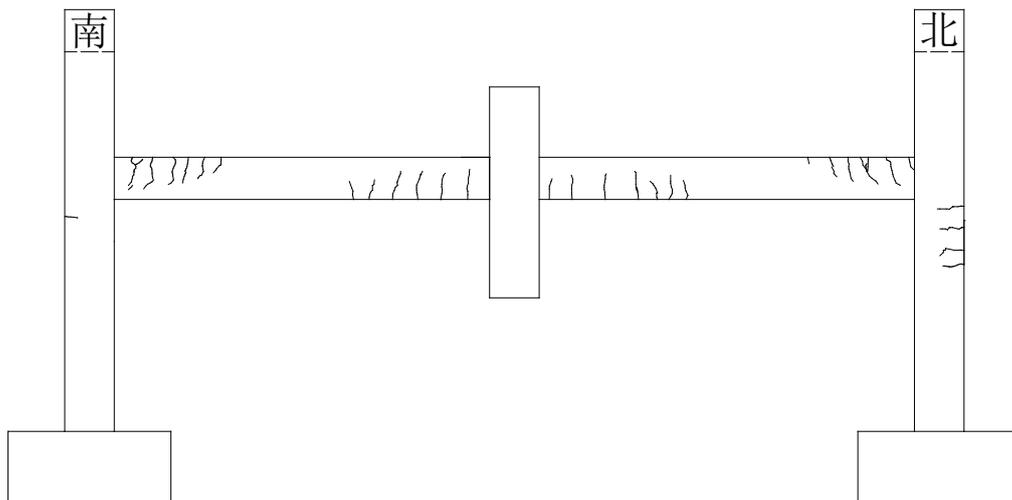
PC 试件裂缝发展示意图如图 3.33(a)所示。与第二级加载相比，梁柱节点和柱身裂缝数目和长度都有所增长，同时还出现了斜向的牛腿裂缝和少量的柱脚裂缝。梁身裂缝主要集中在梁端节点区域，沿插销方向开展，裂缝已基本沿上下表面贯通。柱身裂缝数目有所增加，最大开展长度在约为 300mm。RC 试件裂缝发展示意图如图 3.33(b)所示，与第二级加载相比，梁身裂缝数目和长度都有所增长，同时还出现了柱身裂缝。梁身裂缝间距约为 150mm 左右，最大开展长度约为 200mm，边柱梁身裂缝开展方向由原来的垂直梁边方向转为与梁边呈 45° 方向发展。柱身裂缝沿柱长等间距分布，间距约为 150mm 左右，最大开展长度约为 200mm，未见柱脚裂缝。

综合对比第三级加载 PC 试件和 RC 试件试验结果发现，与第二级加载相比，结构的轴力、位移和钢筋应变均有较大幅度的提升，裂缝也具有较为明显的发展。位移结果表明两试件均处于拱效应阶段，但 PC 试件的竖向刚度有大幅的降低；钢筋应变数据表明两试件所测的钢筋均处于弹性阶段，但 PC 试件纵向钢筋接近

屈服，PC 试件的 U 型拉结筋逐步发挥了作用；裂缝开展模式两试件有较大的不同，PC 试件裂缝主要集中在梁柱节点处，沿插销方向发展与增多，并贯穿整个梁高，同时出现了牛腿斜向裂缝和柱脚裂缝，RC 试件裂缝从节点沿梁身均匀发展，未见贯穿裂缝。



a) PC 试件



b) RC 试件

图 3.33 PC 和 RC 试件裂缝发展示意图

3.2.4 第四级加载试验结果

第四级加载荷载总计 133.4kN，其中每个重物篮荷载为 33.35kN，中柱脱钩器未脱开前试件的受力示意图如图 3.34 所示。PC 试件和 RC 试件完成第四级轴力释放完成后照片如图 3.35 所示，PC 试件发生了倒塌，中柱头和重物接触到地面，PC 试件试验结束。脱钩器脱开后，中柱脱钩器中荷载传感器记录的轴力释放过程如图 3.36 所示。

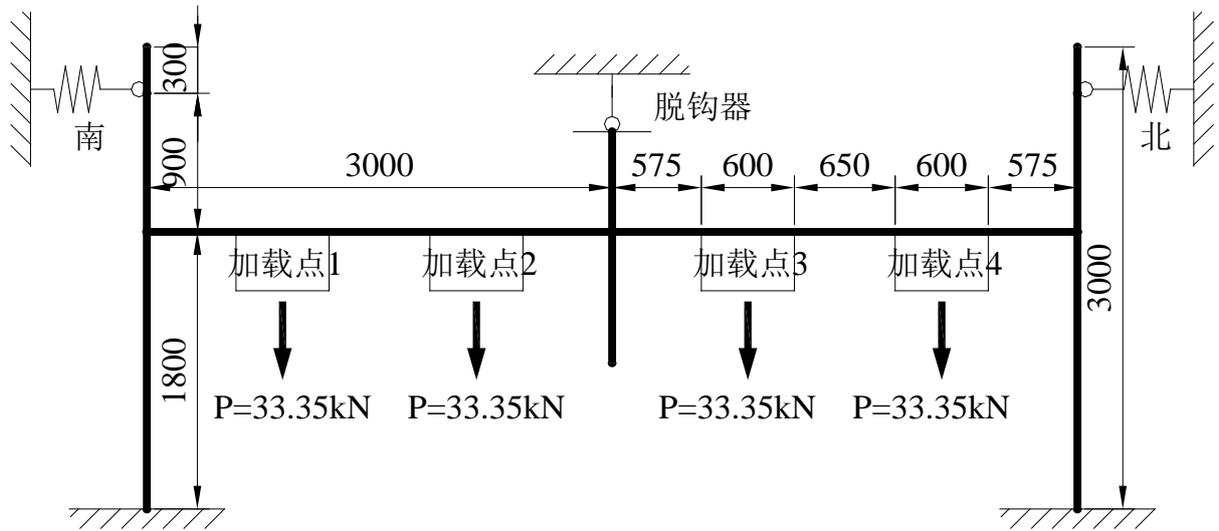
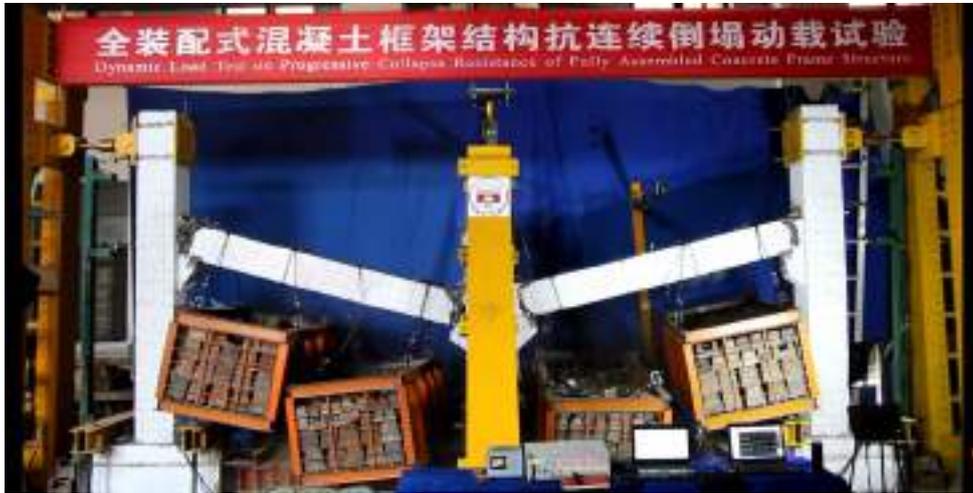
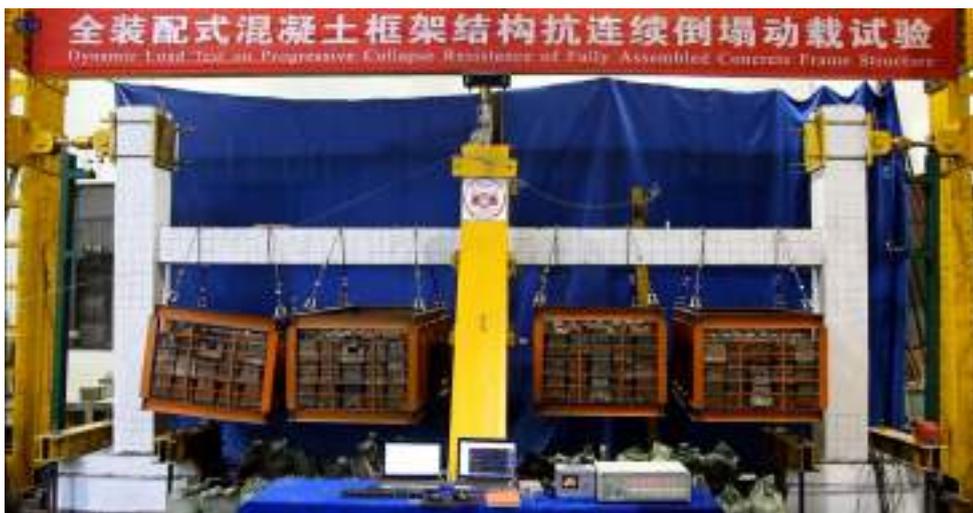


图 3.34 第四级加载结构受力示意图



a) PC 试件



b) RC 试件

图 3.35 第四级轴力释放完成试件照片

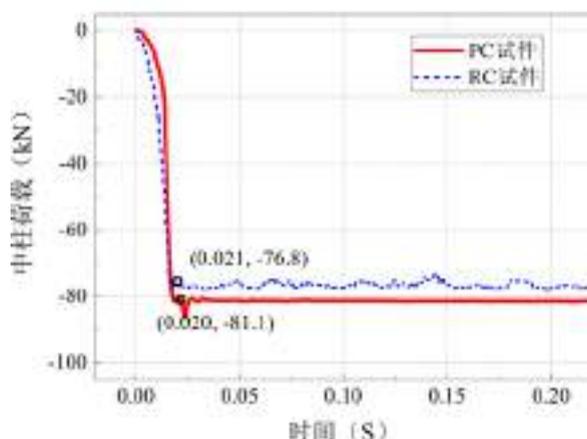
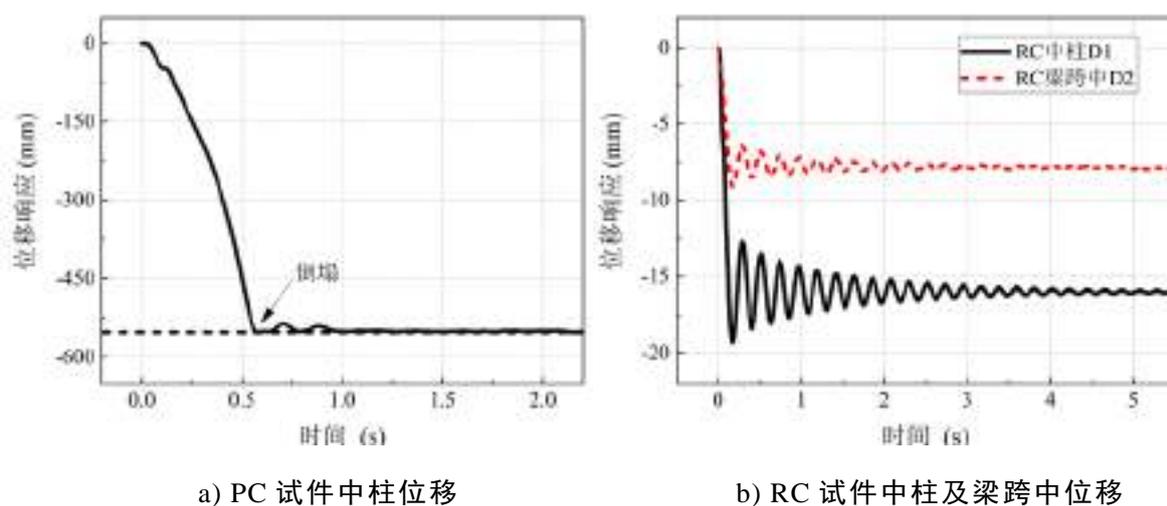


图 3.36 中柱轴力释放曲线

由图可得，PC 试件和 RC 试件在本级轴力释放前中柱轴力分别为 81.1kN 和 76.8kN，释放时间分别为 0.020s 和 0.021s。与第三级加载相比，梁身荷载对 PC 和 RC 试件中柱轴力的贡献分别为 20.5kN 和 17.0kN。PC 试件中柱竖向位移如图 3.37 中 a)所示，北侧梁跨中位移响应通道未能采集到数据。从图中可得，PC 试件在该级发生了倒塌，中柱头接触到地面后位移结束，中柱竖向位移达 522.2mm，是第三级竖向位移的 9 倍。RC 试件的中柱竖向位移以及北侧梁跨中响应曲线如图 3.37 中 b)所示，位移响应曲线特征值如表 4.5 所示。从图表中可得，与第三级加载相比，RC 试件的中柱和跨中峰值位移分别增加了 7.4mm 和 6.5mm，中柱轴力与峰值位移的比值下降了 22.0%，结构的竖向刚度同样减小了，自振周期增大了 18.9%。



a) PC 试件中柱位移

b) RC 试件中柱及梁跨中位移

图 3.37 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线

边柱水平位移曲线如图 3.38 所示，图中位移为负值代表边柱往靠近中柱方向移动，正值代表边柱往远离中柱方向移动。从图中可得，PC 试件的水平位移在倒塌过程中发生了方向上的转变，由原来的远离中柱到后来的接近中柱，说明 PC

结构拱效应失效后开始转向悬链线阶段，但由于梁柱节点破坏，没能形成有效的悬链线效应抵抗荷载，最终结构直接破坏倒塌在地。RC 试件北侧梁柱节点通道未采集到数据，因此仅列出 3 条水平位移曲线。其中北侧梁柱节点水平位移为-1.1mm，边柱柱头水平位移为-1.2mm，南侧梁柱节点水平位移为-0.9mm，负值数据表明此时边柱发生远离中柱的位移，结构处于拱效应阶段。

表 3.5 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线特征值

项目	峰值位移 (mm)	平衡位移 (mm)	中柱轴力/峰值位移 (kN/mm)	位移动力放大系数	峰值位移时间 (s)	轴力释放时间 (s)	响应时间 (s)	自振周期 (s)
RC	中柱	-19.2 ^注	-16.0	4.0	1.20	0.170	0.150	0.226
	梁跨	-9.1	-7.8		1.16	0.172		

注：“-”是指竖直向下的位移。

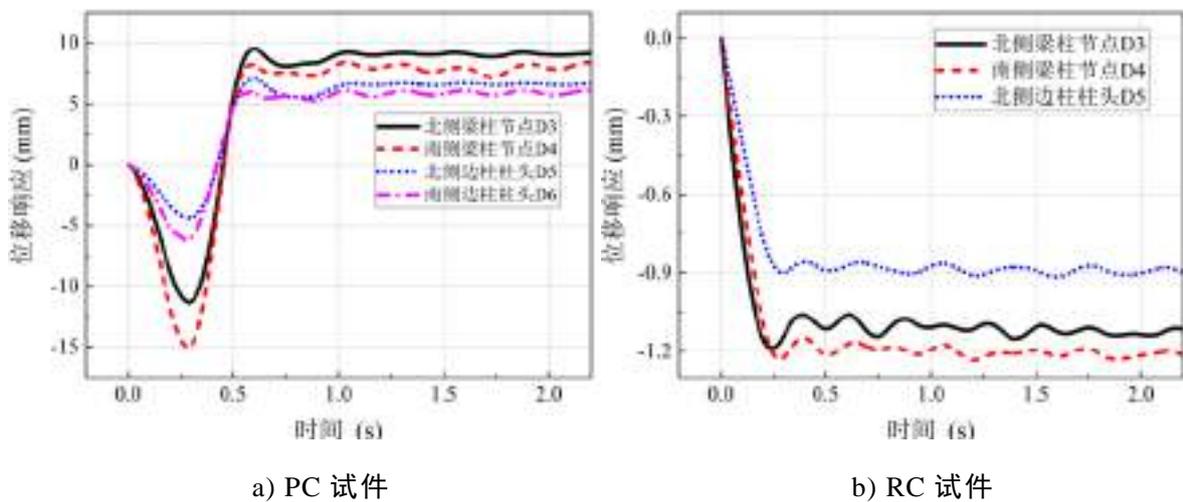


图 3.38 第边柱水平位移响应曲线

PC 试件梁纵向受力钢筋和梁端 U 型拉结钢筋的应变响应曲线如图 3.39 所示，其中部分截面应变通道未采集到数据。从图中可得，2 截面梁底与 4 截面梁底钢筋应变超过了屈服应变 $2425\mu\epsilon$ ，最大峰值压应变达 $-3299\mu\epsilon$ ，较第三级加载增大了 42.2%。所测纵向钢筋受拉应变处于弹性范围之类，最大峰值拉应变为 $1730\mu\epsilon$ ，较第三级加载增大了 12.2%。即使结构发生了倒塌，由于梁柱节点没有提供足够的约束，梁内纵向钢筋未得到充分的发挥。梁端 U 型钢筋应变幅值整体较纵向受力钢筋较大，其中除了 1 截面梁底和 2 截面梁底的 U 型拉结筋在倒塌过程中受拉应变超过了采集仪器量程，其他截面钢筋受拉应变均处于弹性阶段，最大峰值拉应变为 $1982\mu\epsilon$ ，较第三级加载增大了 31.8%。2 截面梁顶和 4 截面梁底的 U 型拉结筋受压应变超过了屈服应变，最大峰值压应变达 $-7788\mu\epsilon$ ，较第三级加载增大了

435%。整体而言，在结构倒塌过程中，U型拉结筋未能充分发挥其作用。

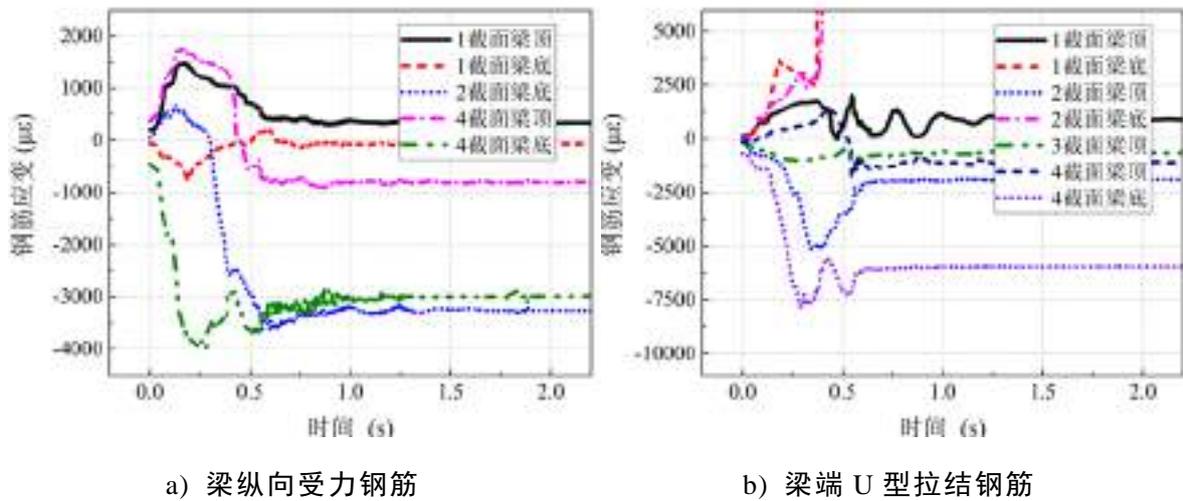


图 3.39 PC 试件钢筋应变响应曲线

PC 试件牛腿 U 型拉结筋和南侧纵向受力钢筋的应变响应曲线如图 3.40 所示。从图中可得，与第三级加载相比，牛腿 U 型拉结钢筋的应变幅值增大，其中最大峰值拉应变为 $1560\mu\epsilon$ ，较第三级增大了 83.1%，最大峰值压应变为 $-828\mu\epsilon$ ，较第三级增大了 155.1%。即使结构已经发生了倒塌，牛腿 U 型拉结筋依然没有屈服，说明该部件并没有充分发挥其作用。边柱纵向受力钢筋应变在倒塌过程中发生了拉压方向的改变，说明了边柱从开始远离中柱转变为靠近中柱，结构拱效应阶段失效进入悬链线阶段。其中最大峰值拉应变为 $2192\mu\epsilon$ ，较第三级增大了 155%，最大峰值压应变为 $-615\mu\epsilon$ ，较第三级增大了 192.5%。

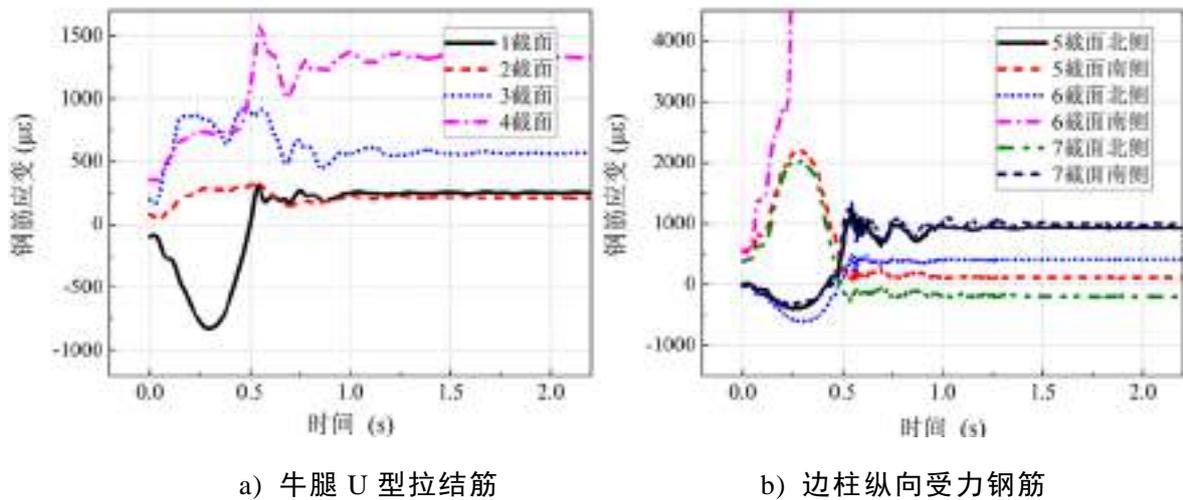


图 3.40 PC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件的钢筋应变响应曲线如图 3.41 所示。由图可得，与第三级加载相比，梁内纵向受力钢筋开始出现受拉屈服，其中 4 截面顶的钢筋最大峰值拉应变达 $4112\mu\epsilon$ ，增大了 142%，峰值压应变为 $-931\mu\epsilon$ ，增大了 31.9%。与 PC 试件相比，

梁内纵向受力钢筋利用率更高，即使 PC 试件已经发生了倒塌。RC 试件边柱纵向受力钢筋应变，关于边柱中性面对称分布，与第三级加载相比，其中最大峰值拉应变为 $825\mu\epsilon$ ，增大了 130%，最大峰值压应变为 $-645\mu\epsilon$ ，增大了 70.6%。

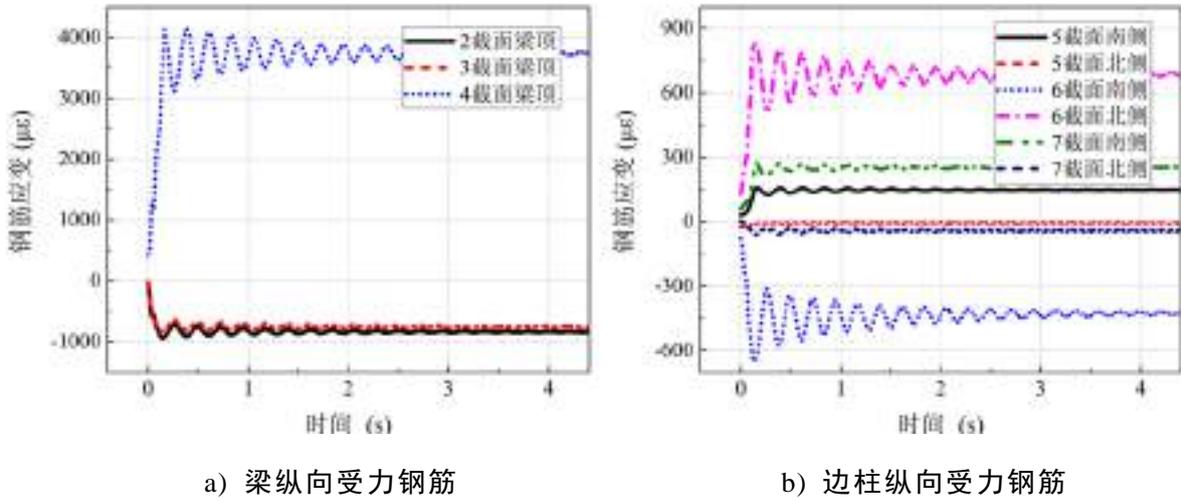


图 3.41 RC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件和 PC 试件的加速度响应曲线如图 3.42 和 3.43 所示。

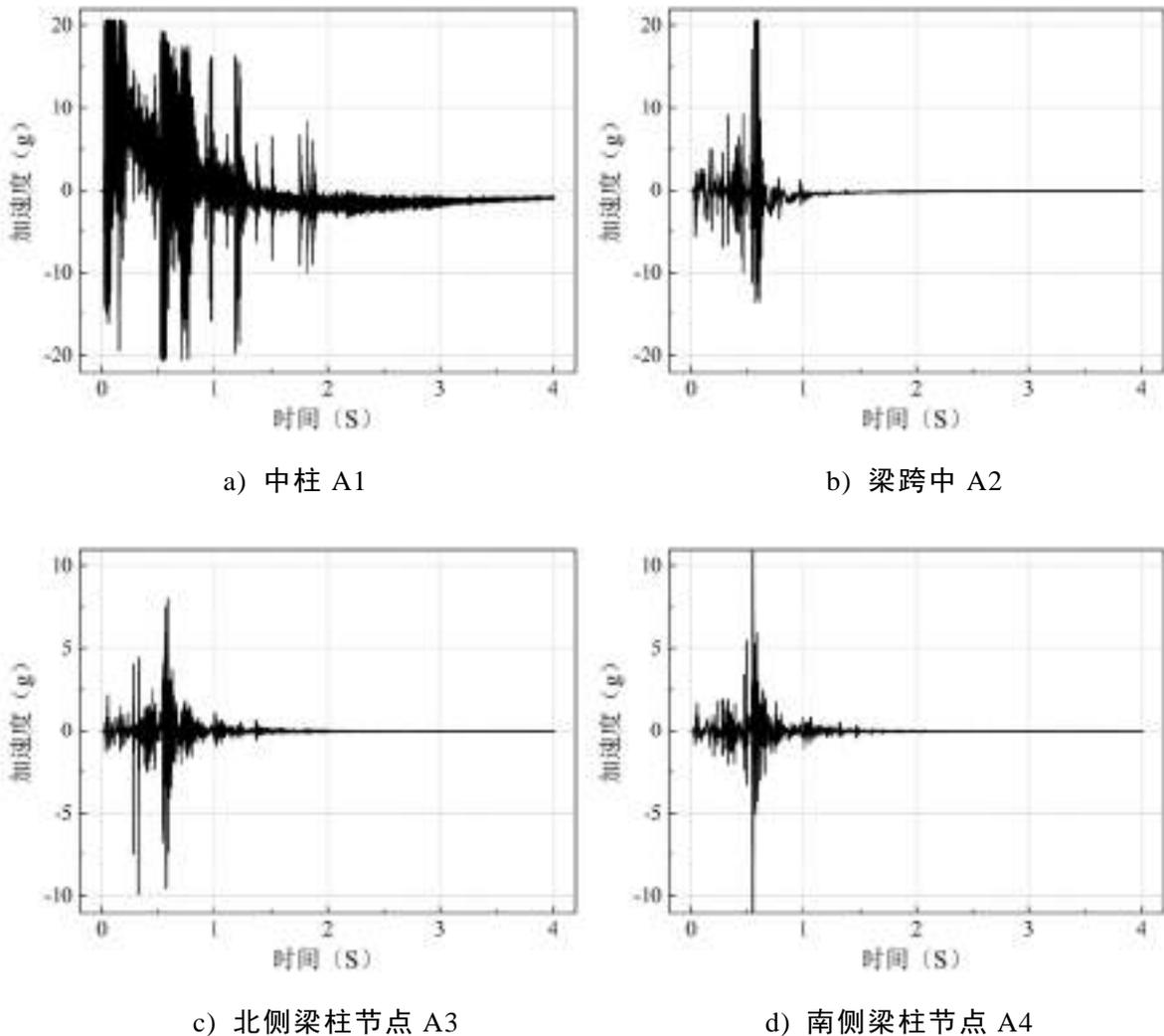


图 3.42 PC 试件加速度响应曲线

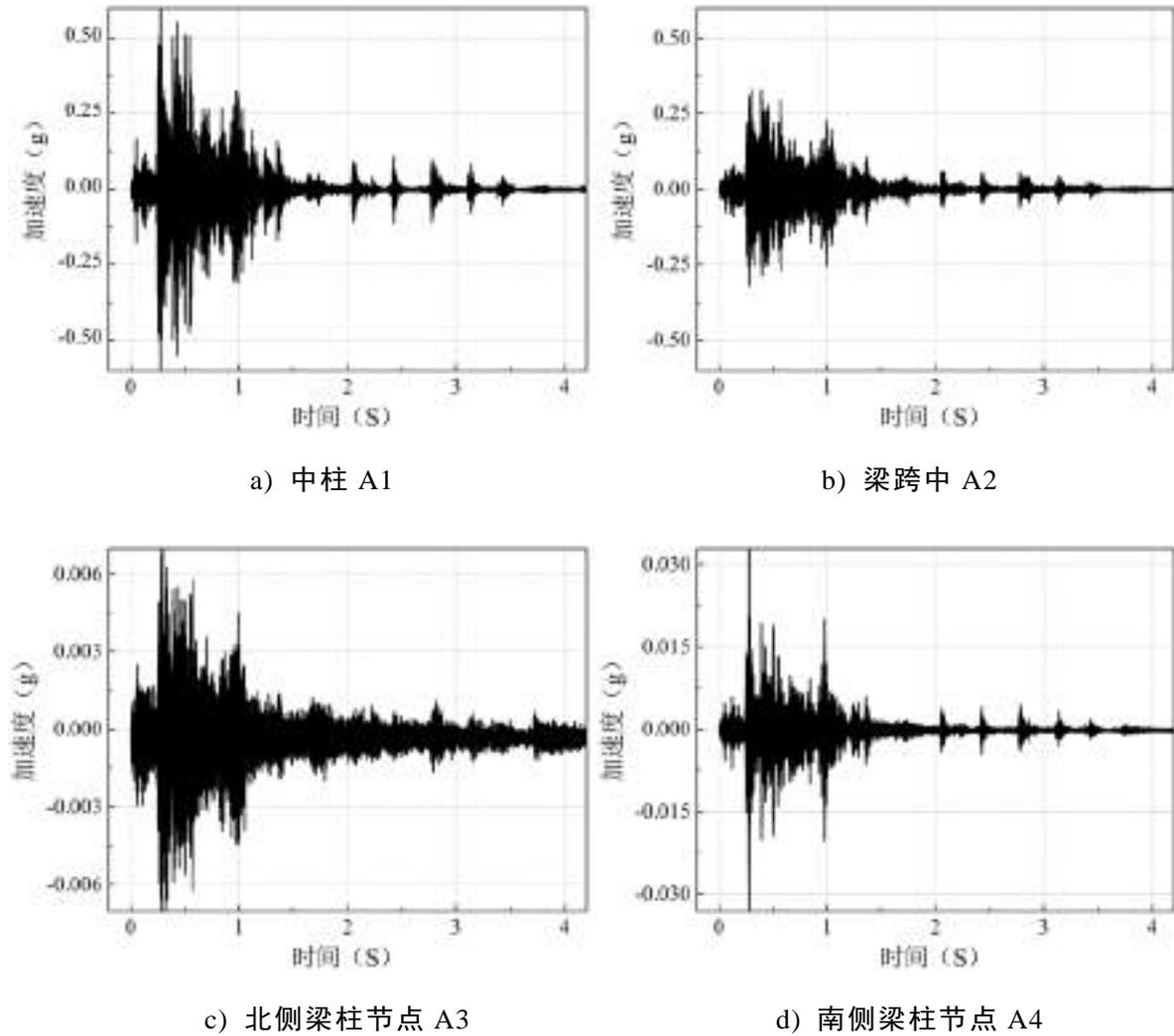
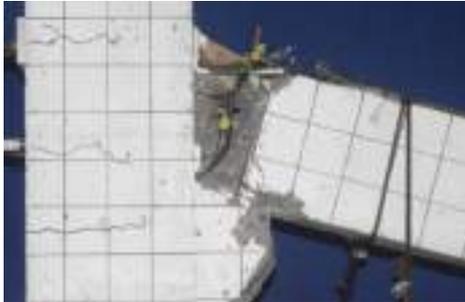


图 3.43 RC 试件加速度响应曲线

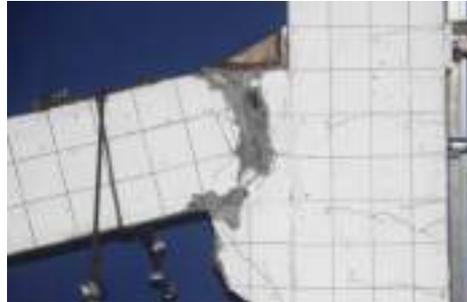
PC 试件整体的破坏照片如图 3.44 所示,通过高速摄像机记录的 PC 试件南侧边节点破坏照片如图 3.45 所示,完整地记录了节点破坏的全过程。结构破坏的直接原因是因为南侧梁柱节点插销被剪断,裂缝宽度不断增大,梁底和牛腿部分混凝土被压溃,节点处形成变形铰,结构变成了可变体系,无法形成有效的抗力机制,荷载无法承担,最终导致了结构的整体破坏。南北两侧边节点及中节点均形成了变形铰,其中南侧边节点破坏最为严重。同时边柱柱脚也形成由远离中柱面向靠近中柱面开展的裂缝,也验证了结构传递路径发生了改变,由原来的拱效应机制转变为悬链线机制,但无法形成有效的悬链线机制抵抗荷载。



a) 试件破坏整体照片



b) 南侧边节点



c) 北侧边节点



d) 中节点南侧



e) 中节点北侧

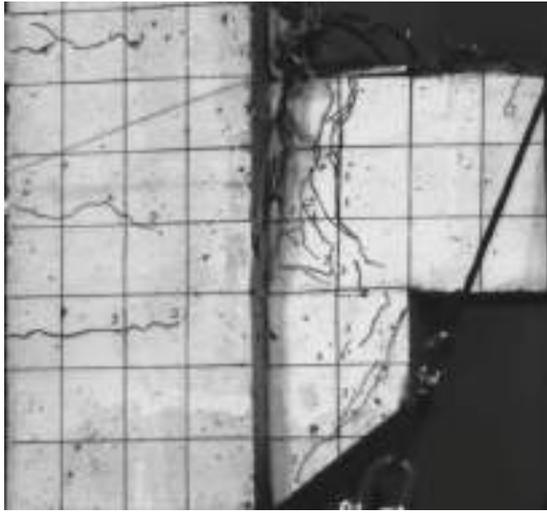


f) 南侧边柱柱脚

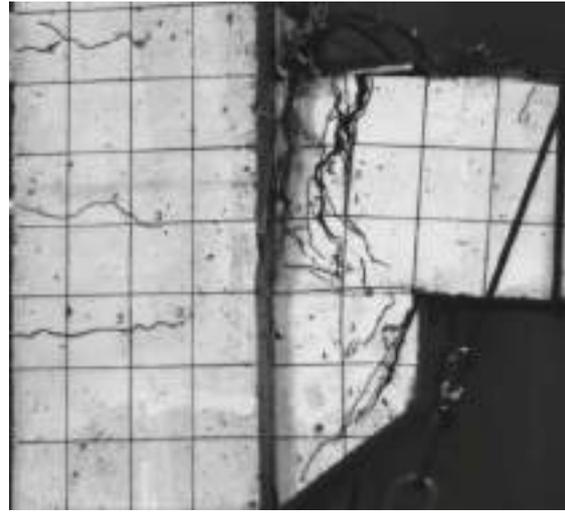


g) 北侧边柱柱脚

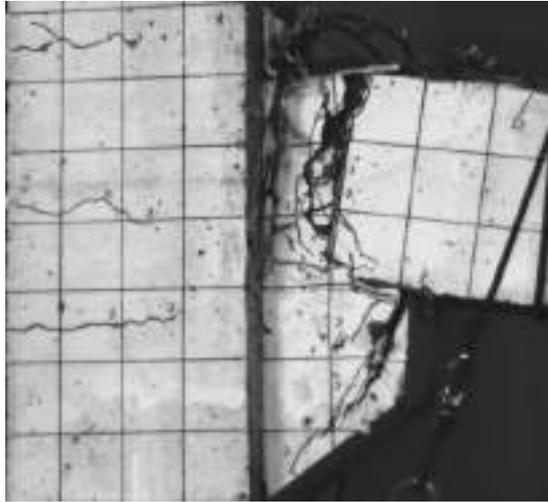
图 3.44 PC 试件倒塌破坏照片



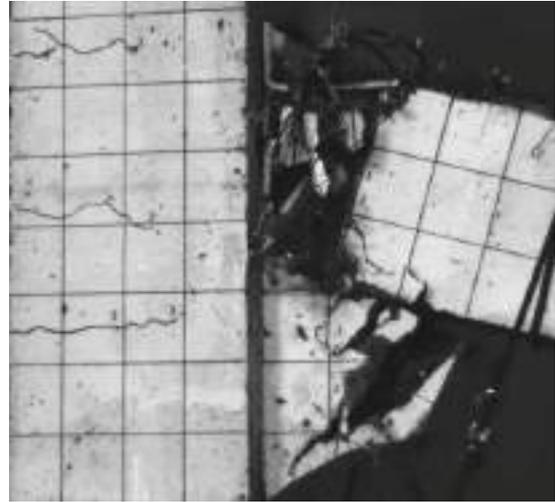
(a) $t = 0\text{ms}$



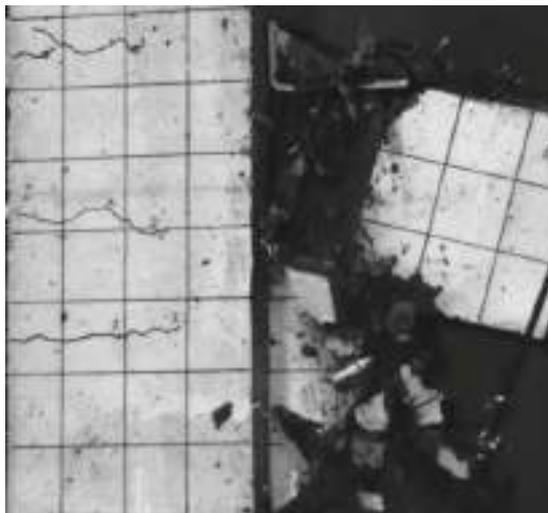
(b) $t = 140\text{ms}$



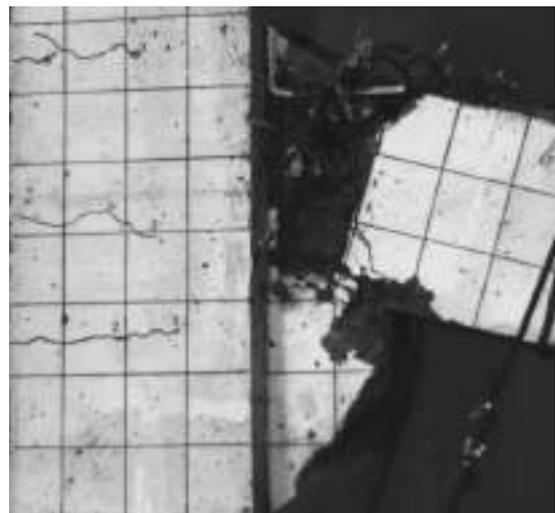
(c) $t = 280\text{ms}$



(d) $t = 420\text{ms}$



(e) $t = 560\text{ms}$



(f) $t = 1120\text{ms}$

图 3.45 PC 试件南侧边节点破坏照片

PC 试件裂缝发展示意图 3.46(a)所示,由于 PC 试件在释放过程中发生了倒塌,当中柱头接触到地面时,梁身跨中出现了数量较多的横向裂缝。边柱柱身裂缝数目增多,北侧柱身裂缝多于南侧,裂缝长度也有所开展,部分裂缝已贯穿整个柱宽,柱脚出现靠近中柱侧向远离中柱侧开展的水平裂缝。RC 试件裂缝照片如图 3.46(b)所示,与第三级加载相比,结构整体裂缝数目和开展长度均有一定的发展,梁柱节点处的梁身出现贯通型裂缝,这与结构竖向方向较大的振动幅值有关。同时边节点处裂缝较中节点处更为密集,最大开展长度已经超过 300mm。柱身裂缝进一步增多,最大开展长度约为 300mm,未见柱脚裂缝。

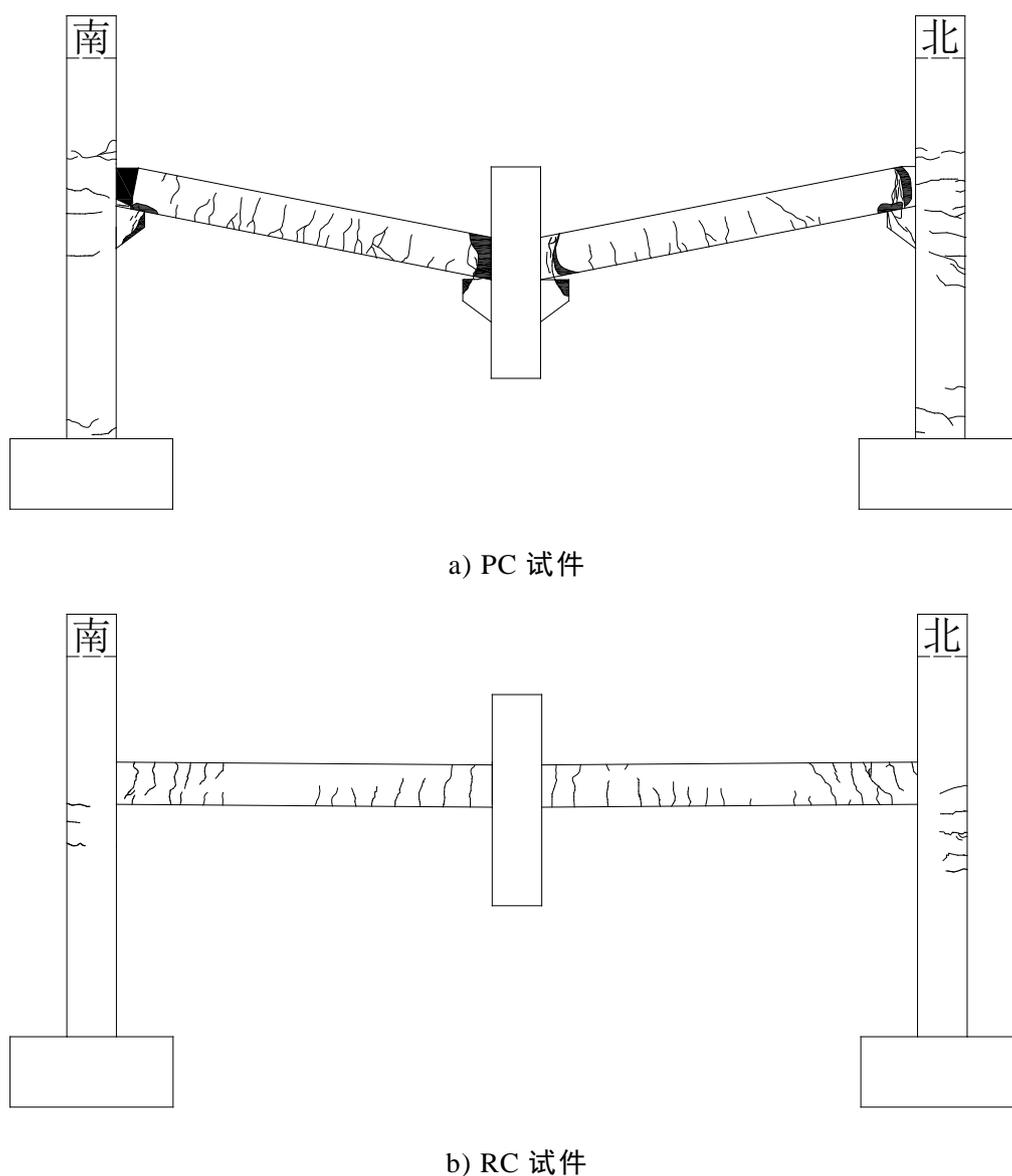


图 3.46 PC 和 RC 试件裂缝发展示意图

综合对比第四级加载 PC 试件和 RC 试件试验结果发现, PC 试件在该级荷载下发生了倒塌,主要原因是由于梁柱节点处形成了变形铰,结构形成了机构,位移、钢筋应变以及裂缝发展均表明结构的拱效应机制发生了失效,同时由于梁柱

节点缺乏有效的连接约束，梁内纵向受力钢筋以及 U 型拉结筋均未能充分的发挥其作用，甚至部分钢筋尚未达到屈服。RC 试件在相同的荷载作用下还处于拱效应阶段，竖向刚度较上一级荷载有所降低，但未见明显的破坏损伤现象。梁内纵向受力钢筋开始屈服，性能得到有效的发挥。同时梁身出现沿梁高贯通性裂缝，说明动力荷载作用下结构产生较大振幅，使梁身受压区转变成了受拉区，这与静载实验形成明显的对比。

3.2.5 第五级加载试验结果

第五级加载荷载总计 153.4kN，与上一级加载不同的是本次只在中间两个重物篮中添加荷载，而边侧的重物篮荷载与上一级保持一致。中柱脱钩器未脱开前 RC 试件的受力示意图如图 3.47 所示。第五级轴力释放完成后照片如图 3.48 所示，中柱脱钩器中荷载传感器记录的轴力释放过程如图 3.49 所示。

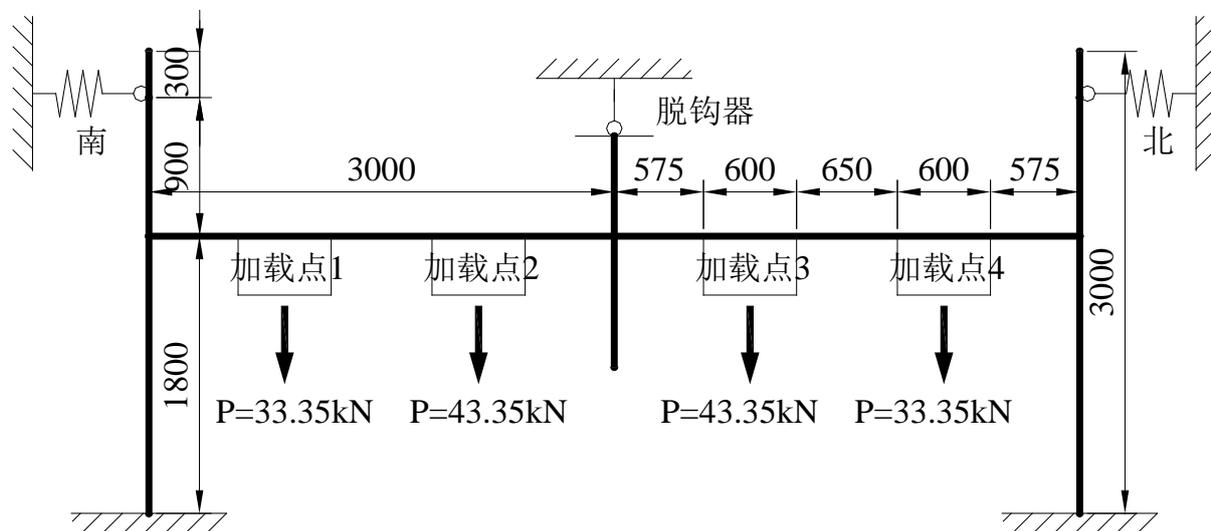


图 3.47 第五级加载结构受力示意图



图 3.48 第五级轴力释放完成试件照片

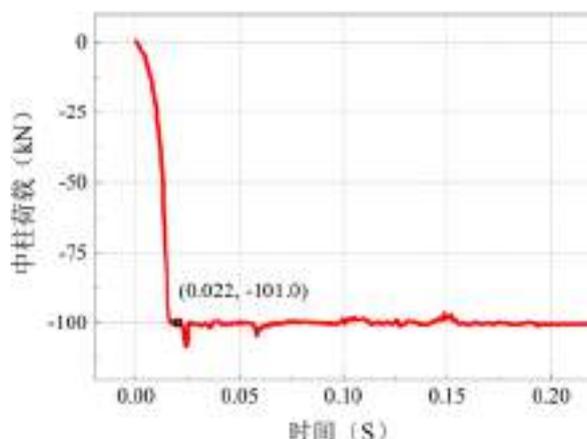


图 3.49 中柱轴力释放曲线

由图可得，RC 试件在本级轴力释放前中柱轴力为 101.0kN，轴力完全释放时间分别为 0.022s。与前几级加载相比，轴力释放时间基本维持在 0.020s 附近，梁身轴力对 RC 试件中柱轴力的贡献为 24.2kN。RC 试件的中柱竖向位移以及北侧梁跨中响应曲线如图 3.50 所示，位移响应曲线特征值如表 3.6 所示。从图表中可得，与上一级加载相比，RC 试件的中柱和跨中峰值位移分别增加了 13.1mm 和 8.5mm，中柱轴力与峰值位移的比值下降了 22.5%，结构的竖向刚度同样减小了，自振周期增大了 16.8%。响应时间和位移动力放大系数都有一定程度的减小。

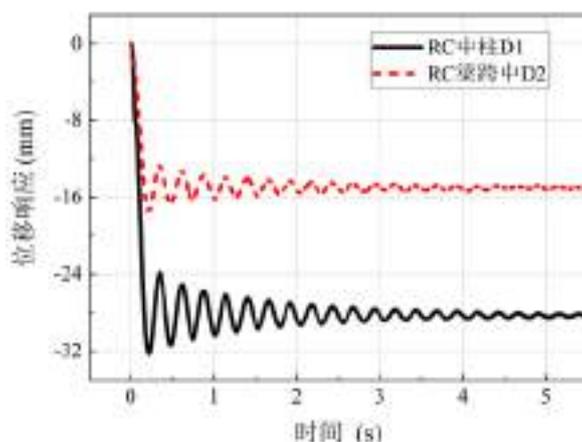


图 3.50 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线

边柱水平位移曲线如图 3.51 所示，图中位移为负值代表边柱往靠近中柱方向移动，正值代表边柱往远离中柱方向移动。从图中可得，南北侧边柱水平位移相当，其中梁柱节点水平位移约为-1.9mm，边柱柱头水平位移为-1.4mm，负值数据表明此时边柱发生远离中柱的位移，结构处于拱效应阶段。

RC 试件的钢筋应变响应曲线如图 3.52 所示。由图可得，4 截面梁顶的纵向受力钢筋的最大拉应变超过了采集仪器的量程，最大峰值压应变为-1276 $\mu\epsilon$ ，增大了 37.1%。RC 试件边柱纵向受力钢筋应变，关于边柱中性面对称分布，与上一级

加载相比，其中最大峰值拉应变为 $1451\mu\epsilon$ ，增大了 75.9%，最大峰值压应变为 $-859\mu\epsilon$ ，增大了 33.2%。

表 3.6 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线特征值

项目	峰值位移 (mm)	平衡位移 (mm)	中柱轴力/ 峰值位移 (kN/mm)	位移动力 放大系数	峰值位移时 间点 (s)	轴力释放 时间 (s)	响应 时间 (s)	自振 周期 (s)
RC	中柱	-32.3 ^注	-28.2	3.1	1.15	0.216	0.194	0.264
	梁跨	-17.6	-15.0		1.17	0.211	0.022	

注：“-”是指竖直向下的位移。

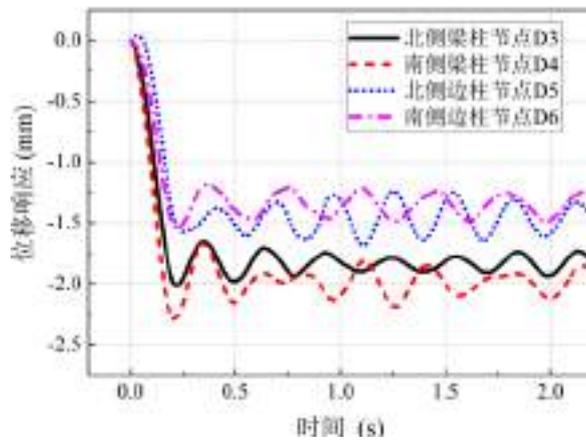
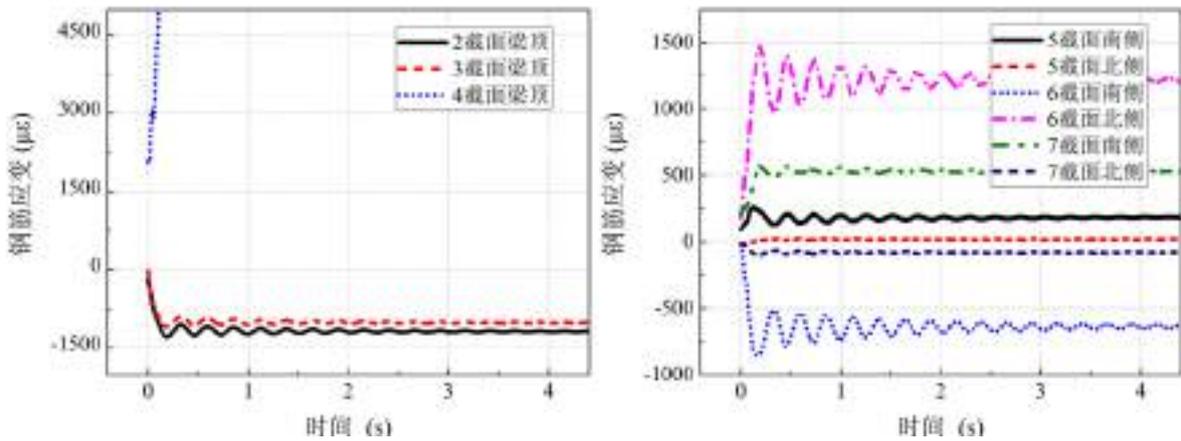


图 3.51 边柱水平位移响应曲线



a) 梁纵向受力钢筋

b) 边柱纵向受力钢筋

图 3.52 RC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件第五级释放过程中仅采集到中柱加速度响应曲线如图 3.53 所示。

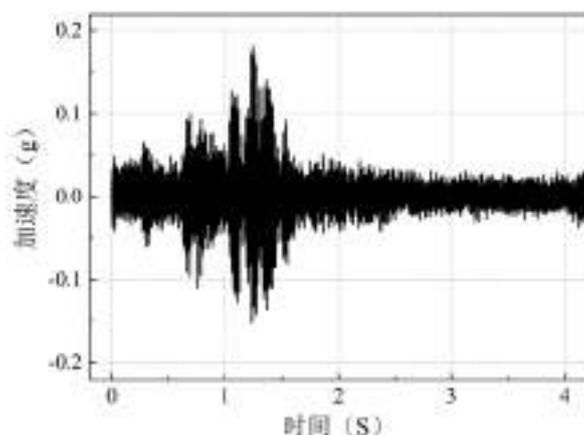


图 3.53 RC 试件中柱加速度响应曲线

RC 试件裂缝发展示意图如图 3.54 所示，与上一级加载相比，梁身裂缝数目不在增加，主要是原裂缝的长度的延伸和宽度的增长，沿梁高方向贯通的裂缝增多。柱身的裂缝增多，沿柱身等距分布，最大裂缝长度约为 350mm，由远离中柱向靠近中柱方向发展，未见柱脚裂缝。

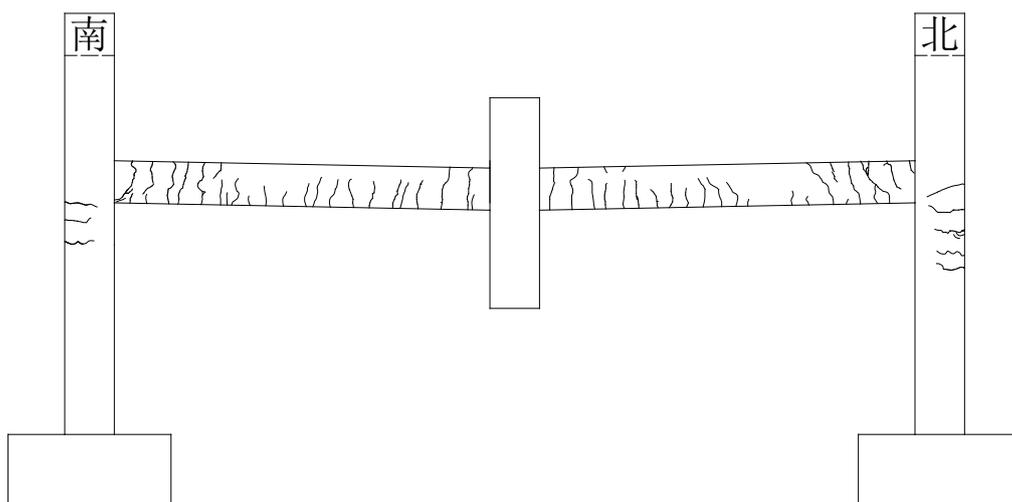


图 3.54 RC 试件裂缝发展示意图

3.2.6 第六级加载试验结果

第六级加载荷载总计 173.4kN，与上一级加载方式相同，即只在中间两个重物篮中添加荷载，而边侧的重物篮荷载与上一级保持一致。中柱脱钩器未脱开前 RC 试件的受力示意图如图 3.55 所示。第六级轴力释放完成后照片如图 3.56 所示，RC 试件在轴力释放完成后没有发生倒塌，持荷约为 20 分钟左右，北侧边节点梁端顶部 2 根纵向受力钢筋同时拉断，随即南侧边节点梁端发生剪切破坏，中柱头向下位移了 490mm，由于有效的悬链线机制，结构整体并未像 PC 试件倒塌在地，在该状态下连续持荷约 20 小时，中柱头向下位移约 3cm。由于试件倒塌较为突然，试验过程中并未预料到，因此试件倒塌过程数据均未采集到，仅采集到倒塌完成

之后的数据，RC 试件倒塌后照片如图 3.57 所示。中柱脱钩器中荷载传感器记录的轴力释放过程如图 3.58 所示。

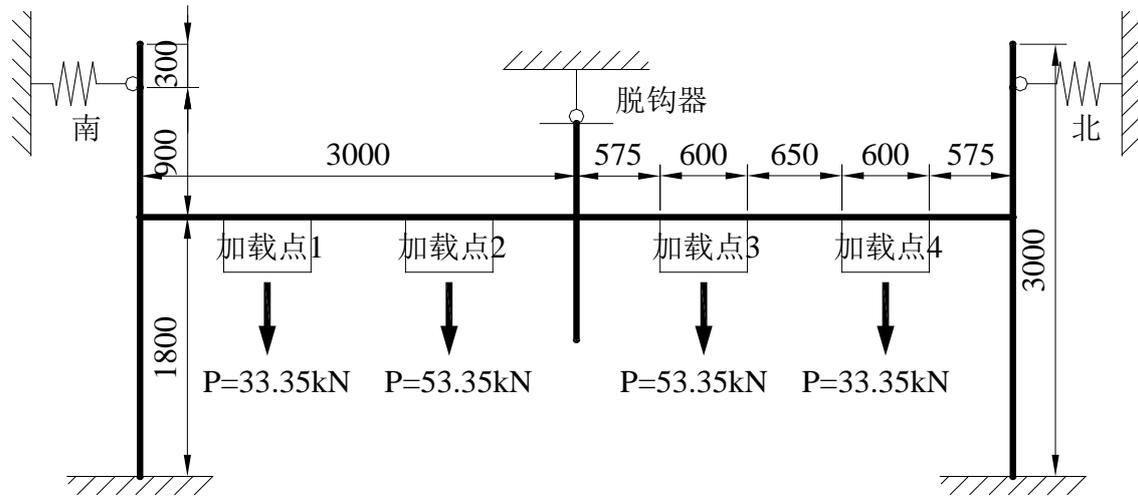


图 3.55 第六级加载结构受力示意图

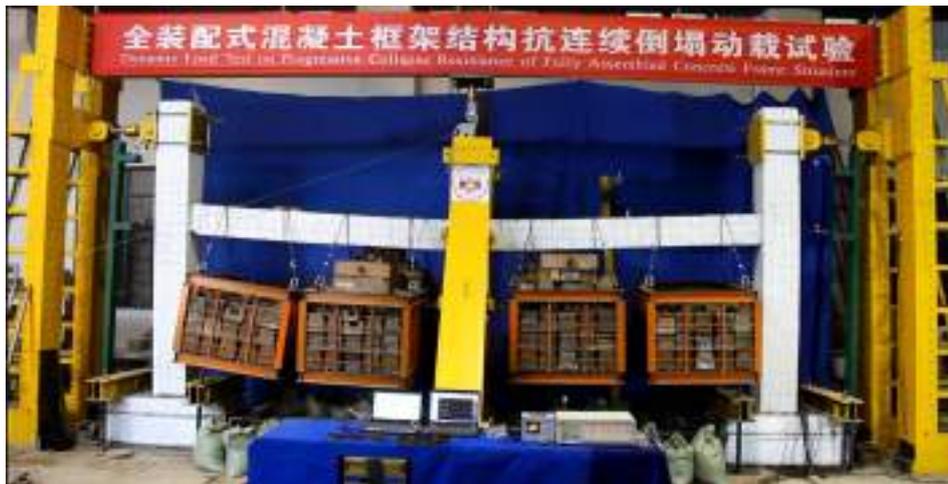


图 3.56 第六级轴力释放完成后试件照片

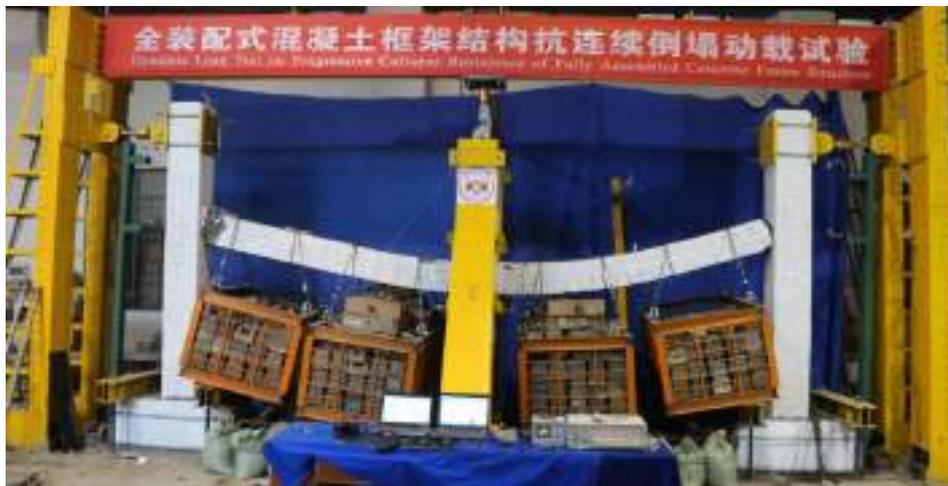


图 3.57 RC 试件倒塌照片

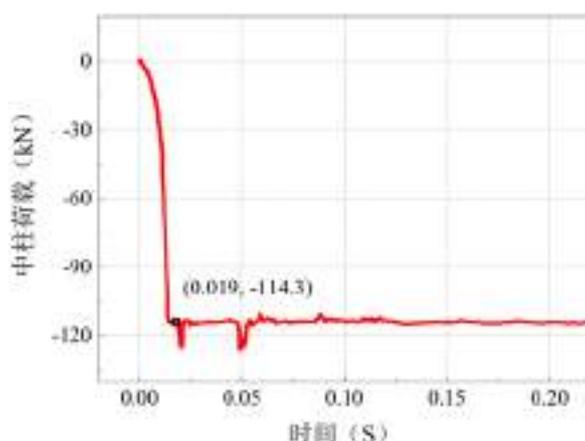


图 3.58 中柱轴力释放曲线

由图可得，RC 试件在本级轴力释放前中柱轴力为 114.3kN，该轴力值已经超过了传感器的量程，数值可靠性较低。轴力完全释放时间分别为 0.019s。RC 试件的中柱竖向位移以及北侧梁跨中响应曲线如图 3.59 所示。从图中可得，此时结构基本已停止了振动，位移维持在一个恒定值，结构已经进入了塑性阶段，其中中柱位移为-105.5mm，梁跨中位移为-49.4mm，较上一级加载分别增加了 73.2mm 和 31.8mm。中柱轴力与峰值位移比值为 1.08kN/mm，较上一级加载下降了 65%，结构竖向刚度大幅度的降低。

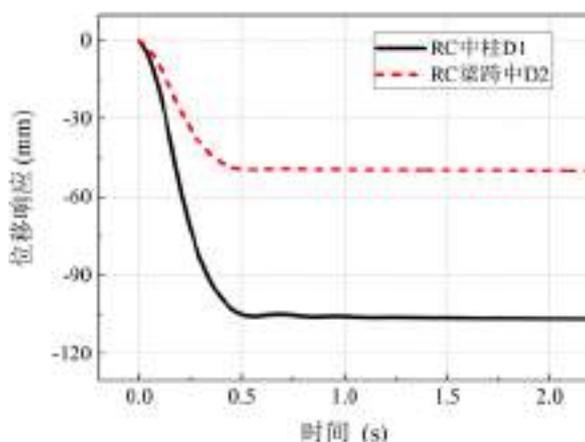


图 3.59 中柱及梁跨中竖向位移响应曲线

边柱水平位移曲线如图 3.60 所示，图中位移为负值代表边柱往靠近中柱方向移动，正值代表边柱往远离中柱方向移动。从图中可得，梁柱节点水平位移在释放前约为-2.0mm，说明在轴力加载过程中边柱已经发生了远离中柱向外的水平位移。轴力释放完毕后，南北两侧边柱水平位移相当，其中梁柱节点水平位移约为-7.4mm，边柱柱头水平位移约为-5.2mm。RC 试件在该级荷载倒塌后，梁柱节点水平位移为 8.3mm，边柱柱头水平位移约为 6.6mm。说明边柱在试件倒塌过程中水平位移发生了改变。

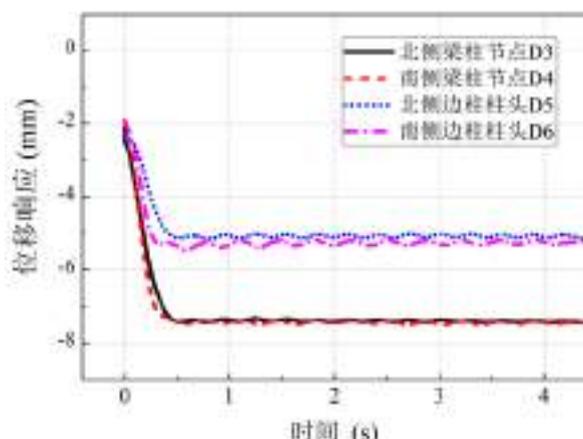
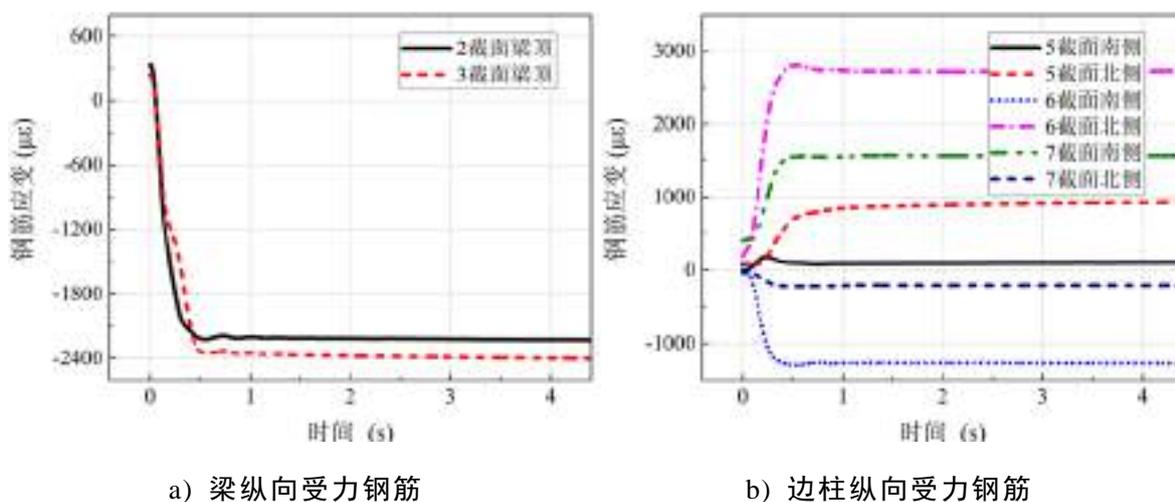


图 3.60 边柱水平位移响应曲线

RC 试件的钢筋应变响应曲线如图 3.61。由图可得，2 截面和 3 截面分别为梁柱中节点南北两侧梁截面，该处纵向钢筋由原来的受拉状态转变为受压状态，最大压应变为 $2347\mu\epsilon$ ，说明中柱节点两侧弯矩方向在释放前后发生了改变，释放后中节点梁顶钢筋已经发生了受压屈服。RC 试件边柱纵向受力钢筋应变，关于边柱中性面对称分布，其中最大的应变幅值均发生在柱身 6 截面，与柱身裂缝主要集中在该处对应。与上一级加载相比，其中最大峰值拉应变为 $2806\mu\epsilon$ ，增大了 93.4%，柱纵向受拉钢筋发生屈服，最大峰值压应变为 $1271-\mu\epsilon$ ，增大了 48.0%。



a) 梁纵向受力钢筋

b) 边柱纵向受力钢筋

图 3.61 RC 试件钢筋应变响应曲线

RC 试件加速度响应曲线如图 3.62 所示。试验过程中利用高速摄像机记录了南侧边节点的响应，如图 3.63 所示。高速摄像机完全记录了节点在第六级轴力释放过程中的反应，梁顶裂缝在轴力释放过程中宽度增大，并发展了新的裂缝，梁底部分混凝土被压溃。

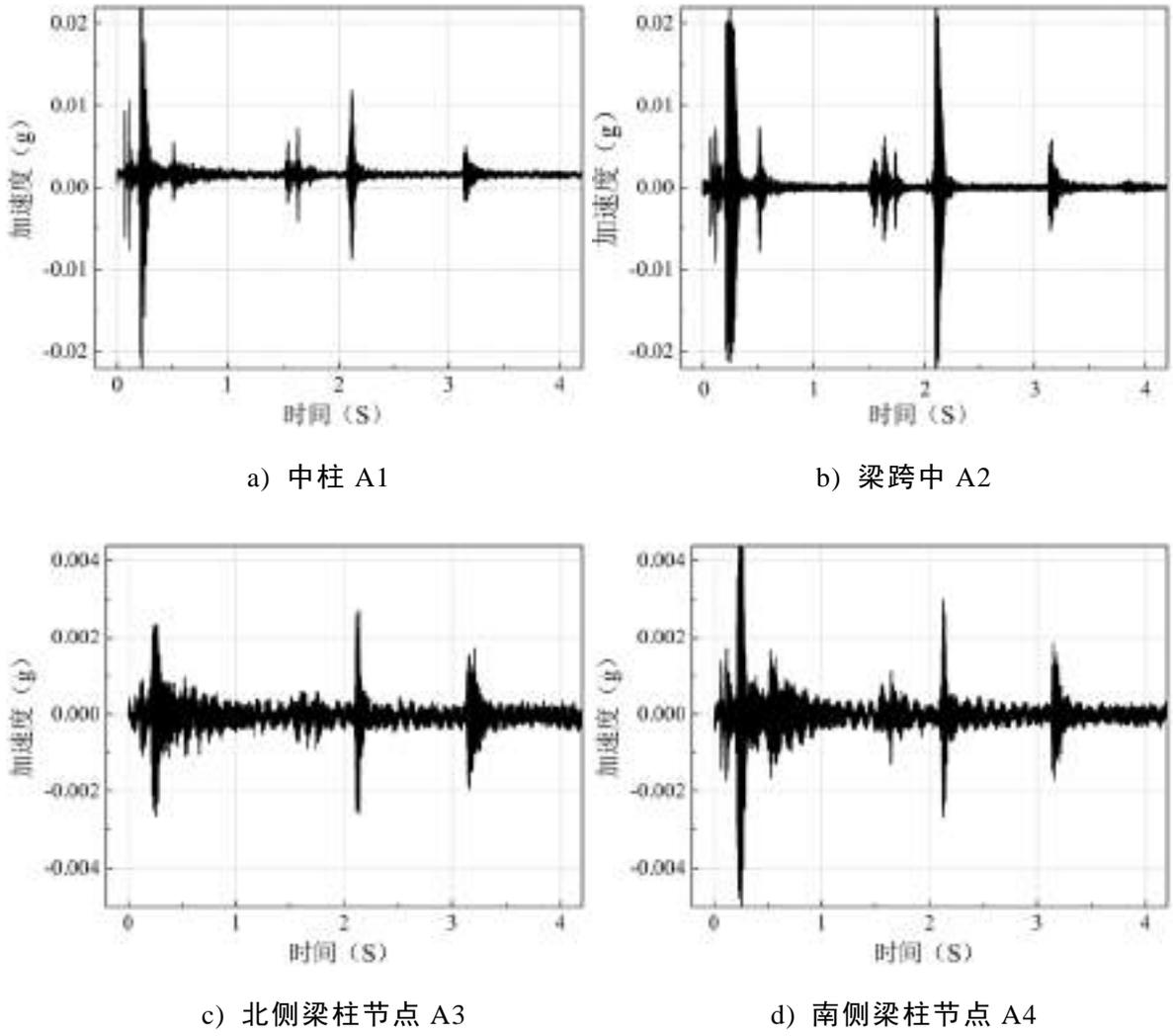
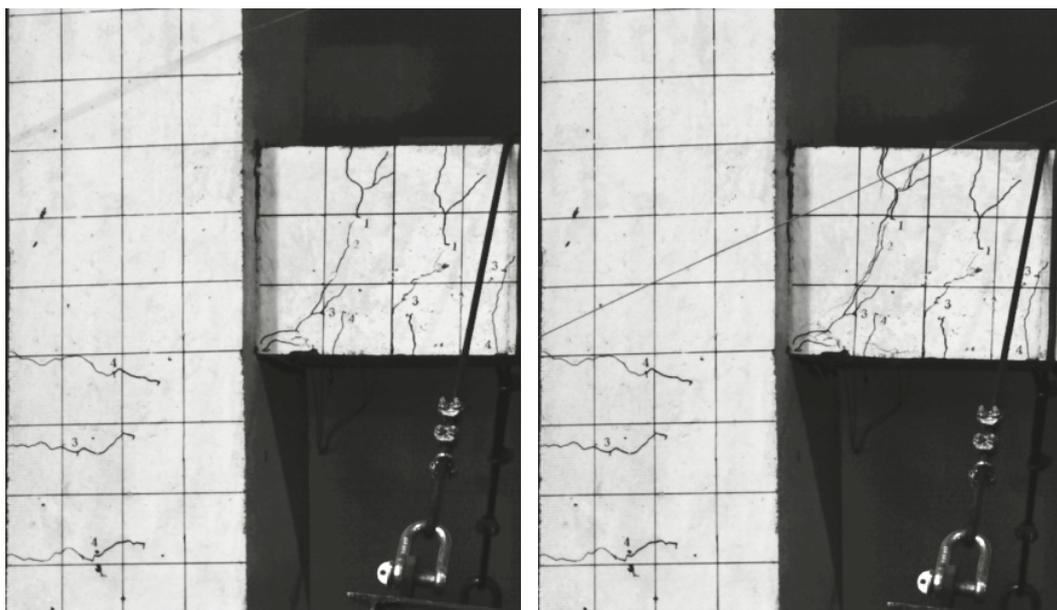


图 3.62 RC 试件加速度响应曲线



(a) $t = 0\text{ms}$

(b) $t = 140\text{ms}$