

学校代号 10532

学 号 S160100080

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 鲁棒性及可靠度分析

学位申请人姓名 张琴

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 装配式结构

论文提交日期 2019年5月13日

学校代号：10532

学 号：S160100080

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鲁棒性及可靠度分析

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

湖南省重点研发计划项目(2017SK2220)

国家自然科学基金 (51878264)

长沙市科技计划项目资助 (kq1706019)

学位申请人姓名：张琴

导师姓名及职称：周云教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2019年5月13日

论文答辩日期：2019年5月16日

答辩委员会主席：邓铁军教授

Research on Robustness and Reliability of Fully-assembled Concrete
Frame Structure Against Progressive Collapse

by

ZHANG Qin

B.E. (Hunan Agricultural University) 2016

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

Professor ZHOU Yun

May, 2019

摘 要

为分析全装配式 (Fully precast concrete 简称为 FPC) 框架结构抗连续倒塌性能, 本文在两个全装配式试件(PC1、PC2)和一个现浇试件(RC)的中柱移除静力试验及动力试验的基础上, 利用 OpenSees 有限元软件建立三个子结构宏模型, 对比分析试验结果与校验结果, 继而设计了两栋七层全装配式框架结构 (PC1-Frame、PC2-Frame) 和一栋现浇框架结构 (RC-Frame), 采用拆除构件法和基于随机 Pushdown-矩法的整体可靠度分析方法对其进行抗连续倒塌承载能力、可靠度以及鲁棒性的评估。本文主要进行了以下几方面的研究:

(1) 利用 OpenSees 平台建立了两个装配式节点宏模型以及现浇节点宏模型, 选择合适的材料本构模型与非线性梁柱单元, 建立梁、柱截面恢复力模型, 再根据装配式节点的构造特征与受力特性模拟其牛腿及螺栓-插梢杆的作用。并将数值模拟结果与框架结构抗连续倒塌静动载试验进行了分析对比。结果表明, 有限元计算数值与试验数值吻合较好, 提出的建模方法可应用于装配式结构的连续倒塌问题研究。

(2) 基于校验好的全装配式节点模型, 建立起七层四跨的两栋全装配式框架结构及与之对比的一栋现浇结构。利用拆除构件法对三个框架结构进行不同工况的拆柱之后的瞬时动力反应分析, 然后对结构做非线性静力分析以进一步了解结构的抗连续倒塌机制, 最后利用基于等能量原理的简化动力分析方法转化了非线性静力分析的抗力曲线, 得到结构的非线性动力响应及动力放大系数, 从而对不同拆柱工况下的全装配式和现浇框架结构的整体抗连续倒塌能力进行评估。

(3) 基于结构整体可靠度的理念, 利用结构极限承载能力与结构所受总荷载之差构建结构的全局功能函数, 采用基于 Nataf 变换的点估计法 (也称为改进的点估计法 IPEM) 进行影响结构承载能力的随机变量的抽样, 将 IPEM 方法与非线性静力分析 Pushdown 方法结合, 最后利用高阶矩法可计算完整结构和损伤结构的可靠度指标, 从而对整体结构的可靠性进行安全评定。

(4) 从承载力和可靠度两方面对结构鲁棒性进行定量的评估, 在承载力方面, 计算最不利情况 A 轴线各层柱失效时结构的鲁棒性指标; 在可靠度方面, 计算了在不同矩法下各结构的鲁棒性指标。通过鲁棒性指标定量地分析比较了全装配式结构和现浇结构的抗连续倒塌能力。

关键词: 全装配式混凝土结构; 连续倒塌; OpenSees; 拆除构件法; 可靠度; 鲁棒性

Abstract

To study the behavior of progressive collapse performance of fully precast frame structures, based on the static and dynamic tests of two fully assembled specimens (PC1 and PC2) and one cast-in-situ specimen (RC), three sub-structural macro-models were established by using OpenSees finite element software, and the results of model verification were compared with this test results. Two seven-story fully assembled frame structures (PC1-Frame, PC2-Frame) and a cast-in-situ frame (RC-Frame) were designed. Progressive collapse analysis was conducted for the residual structure of which middle/exterior column at the bottom removed by using column removal method, respectively. The overall structural reliability analysis method based on stochastic Pushdown-moment method is used to evaluate the reliability and robustness of fully assembled frame structures. This paper mainly studies the following aspects:

(1) Two assembly node macro-models and a cast-in-place macro-models are established by using OpenSees platform. The appropriate material constitutive model and nonlinear beam-column elements are selected to establish the beam and column section restoring force model, and then according to the structural characteristics of the fabricated nodes. The force characteristics are used to simulate the function of the beef leg and the bolt-plug. The numerical simulation results are compared with the frame structure against continuous collapse static load test. The results show that the finite element simulation results are in good agreement with the experimental results. The proposed modeling method can be applied to the study of continuous collapse of fabricated structures.

(2) Based on the verified fully assembled node model, two fully assembled frame structures with seven layers and four spans and a cast-in-place structure are established. The instantaneous dynamic response analysis of the three frame structures after disassembling the column under different working conditions is carried out by means of the demolition component method. Then the nonlinear static analysis of the structure is carried out to further understand the continuous collapse mechanism of the structure, and finally the simplification based on the equal energy principle is used. The dynamic analysis method transforms the resistance curve of nonlinear static analysis, and obtains the nonlinear dynamic response and dynamic amplification factor of the structure. Therefore, the overall collapse resistance of the fully assembled and cast-in-place frame structures under different working conditions

is evaluated.

(3) Based on the concept of structural overall reliability, the global functional function of the structure is constructed by the difference between the ultimate bearing capacity of the structure and the total load of the structure. The point estimation method based on the Nataf transformation (also known as the improved point estimation method IPEM) is used to sample random variables that affect the carrying capacity of the structure. Combined with the IPEM method and the nonlinear static analysis Pushdown method, the high-order moment method can be used to calculate the reliability index of the complete structure and the damage structure, so as to evaluate the reliability of the overall structure.

(4) The structural robustness is quantitatively evaluated from the aspects of bearing capacity and reliability. In terms of bearing capacity, the robustness index of the structure of the most unfavorable A-axis column failure is calculated. In terms of reliability, the robustness of each structure under different moments is calculated. Through the robustness index, the continuous collapse resistance of the fully assembled structure and the cast-in-situ structure was compared quantitatively.

Key Words: Fully precast concrete structure; Progressive collapse; OpenSees; Column removal method; Reliability; Robustness

目 录

学位论文原创性声明与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节点的研究概况	2
1.2.1 节点的主要形式	2
1.2.2 节点的国内外研究进展	3
1.3 结构抗连续倒塌的研究概况	4
1.3.1 规范概况	4
1.3.2 设计方法	5
1.3.3 现浇混凝土结构抗连续倒塌研究进展	6
1.3.4 装配式混凝土结构抗连续倒塌研究进展	8
1.4 结构可靠度的研究概况	9
1.5 结构鲁棒性的研究概况	11
1.6 本文研究内容	12
第 2 章 全装配式混凝土框架子结构有限元建模及模型校验	14
2.1 OpenSees 分析软件介绍	14
2.2 有限元模型建立	15
2.2.1 材料对象	15
2.2.2 截面对象	17
2.2.3 单元对象	18
2.2.4 零长度单元	18
2.2.5 坐标转换及非线性分析	18
2.3 有限元模型验证	19
2.3.1 子结构试验概况	19
2.3.2 全装配式节点宏模型	25
2.3.3 模型参数确定	27
2.3.4 校验结果	28
2.4 本章小结	30

第 3 章 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌分析	32
3.1 多层有限元框架模型建立	32
3.1.1 框架结构设计	32
3.1.2 模型参数确定	34
3.2 框架结构非线性静力分析	34
3.2.1 拆除中柱 C1 结果分析	35
3.2.2 拆除边柱 A1 结果分析	37
3.3 框架结构非线性动力分析	39
3.3.1 拆除中柱 C1 结果分析	39
3.3.2 拆除边柱 A1 结果分析	43
3.4 基于等能量法的简化动力分析	47
3.5 本章小结	49
第 4 章 全装配式结构非线性抗连续倒塌可靠度分析	50
4.1 结构可靠度理论概述	50
4.1.1 可靠度概念	50
4.1.2 不确定性分析的研究方法	52
4.1.3 变量相关情形	53
4.1.4 结构整体可靠度	56
4.2 基于随机 Pushdown 法-矩法结构整体抗连续倒塌可靠度分析	57
4.2.1 基于 Nataf 变换的点估计法 (IPEM)	58
4.2.2 Zhao-One 高阶矩法	59
4.2.3 结构整体抗连续倒塌可靠度分析步骤	61
4.3 全装配式框架结构整体抗连续倒塌可靠度分析	61
4.3.1 极限状态函数及结构样本	61
4.3.2 完好结构抗连续倒塌可靠度分析	63
4.3.3 损伤结构抗连续倒塌可靠度分析	64
4.4 本章小结	67
第 5 章 全装配式框架结构抗连续倒塌鲁棒性分析	68
5.1 结构鲁棒性及评估指标	68
5.1.1 基于结构属性的鲁棒性指标	69
5.1.2 基于确定性结构性能的鲁棒性指标	69
5.1.3 基于概率性结构性能的鲁棒性指标	71
5.2 全装配式框架结构的鲁棒性评价	71

5.2.1 基于承载力的鲁棒性指标.....	71
5.2.2 基于可靠度的鲁棒性指标.....	75
5.3 本章小结	76
结论与展望	78
参考文献	80
致谢	89
附录 A （攻读学位期间所发表的学术论文）	90

第1章 绪 论

1.1 选题背景及意义

建筑业是我国经济的支柱产业，根据国家统计局数据可知，2016年我国建筑业总产值超过了19万亿元^[1]，2017年全国建筑业总产值高达21万亿元^[1]。目前我国普遍采用现浇混凝土施工技术，现场生产效率低，仍处于高成本、高物耗、高能耗的粗放型生产模式。近年来，为匹配建筑业高速度和高质量的发展，我国建筑业正在积极寻求转型，国家相关部门也大力支持，出台了大量相关政策。1995年，建设部印发的《建筑工业化发展纲要》^[2]首先提出建筑工业化是通过现代化和科学管理的生产方式和手段，来代替传统建筑业中复杂的、繁重的、低效率的手工业生产方式，以适应和发展社会主义市场经济的大量需求。

装配式建筑是指用预制梁板柱等部件在工地装配而成的建筑，可大大提高劳动生产效率，降低现场施工污染，同时还有利于施工质量和施工安全。在国外，装配式建筑的应用非常广泛，在欧洲、日本及北美等发达国家的应用比例更是达到了35%以上^[3]。为推进我国装配式建筑的发展，2016年国务院出台的《关于深入推进新型城镇化建设的若干意见》^[4]提出积极鼓励建造方式上的创新，积极应用环保建筑材料，大力发展以节能环保为导向的装配式建筑，加强规范施工过程和验收程序，促进装配式施工在建筑行业中的发展，提高现场装配在整体施工中的比例；2018年11月，湖南省住房和城乡建设厅也发布了关于推进湖南省装配式建筑发展的通知^[5]，指出要对政府投资的居住建筑和公共建筑等采用装配式建筑并逐步完善装配式建筑项目的管理监督制度。

另一方面，1968年英国伦敦东部的Ronan Point住宅因煤气爆炸发生倒塌事故^[6]引起了国内外学者对结构抗连续倒塌研究的关注。1995年位于美国俄克拉荷马州的Alfred P Murrah联邦政府办公楼遭恐怖袭击从而倒塌^[7]和2001年的美国世贸中心遭遇飞机撞击从而倒塌^[8]的重大事故也提升了各学者对结构抗连续倒塌的关注。结构因突发事件发生倒塌往往会对人们的生命财产带来不可估量的损失，随着装配式建筑的不断发展，且装配式的节点连接形式多样，对于其抗连续倒塌能力的评估也日益重要。本文将在全装配式混凝土框架子结构抗连续倒塌试验为基础，利用有限元软件建立全装配式框架多层模型，并与传统现浇结构进行比较，最终对结构进行鲁棒性分析和结构连续倒塌可靠度的评估，为今后实际工程中全装配式混凝土框架结构的设计提供一定的理论支撑。

图 1.1 英国Ronan Point 住宅发生倒塌事故^[6]图 1.2 美国世贸中心遭遇袭击发生倒塌^[8]

1.2 装配式混凝土框架结构节点的研究概况

装配式建筑按其装配化程度可以分为两大类：全装配式建筑和装配整体式建筑^[9]。全装配式结构形式有板柱结构、装配式大板、框架结构、盒子结构、剪力墙结构等。全装配式建筑所有部件都在工厂批量制作，然后现场组装，维护结构可以现场浇筑。装配整体式结构的主要部件局部现场浇筑，其余部分采用预制构件。它的主要优点是性价比较高。在满足一定的条件下也可实现大面积流水施工，取得良好的经济效益及结构完整性。

节点作为整个结构的连接处，其质量决定了整个预制装配式结构的性能。梁柱节点将预制梁柱连接成一个整体，起到抗震耗能和荷载传递的作用。至今，国内外众多研究者对装配式梁柱节点的性能进行了大量的试验以及理论研究，并对连接方式做出了大量的创新。

1.2.1 节点的主要形式

目前，装配式框架梁柱节点形式从施工方法上分主要有两种形式——干节点和湿节点。

干连接节点指的是在工厂预制好的梁柱等构件通过螺栓或焊接形成的节点，常见的连接方式一般有预应力连接、混合连接、延性杆连接和牛腿连接。预应力压接是指用高强后张预应力筋连接预制梁柱^[10]。混合连接指的是在节点连接处除了有无粘结的预应力筋，还添加普通的钢筋来提高滞回耗能能力。但施工工艺比单纯的预应力连接要复杂很多。延性杆连接是指使用高强螺栓将在梁端预埋的连接块或钢板和在柱中预埋的延性杆进行连接。牛腿式连接多用于工业建筑，较少用于民用建筑，连接形式众多。

湿连接节点，也称刚性连接。主要有预制梁节点处现浇连接、预制梁跨中现浇连接和 T 形预制构件跨中现浇连接三种构造形式^[11]。

1.2.2 节点的国内外研究进展

目前对于装配式梁柱节点的研究，国内外学者已取得了诸多成果。

1995年，William C. Stone 等^[12]进行了 10 组预制混凝土梁柱组合节点的反向循环加载试验，混合连接由用于耗散能量的低碳钢和用于提供所需剪切阻力的后张拉钢组成。试验目的是为高地震活动性地区的抗弯预制连接设计制定指导方针。

2005年，柳炳康等^[13]对两个预应力装配式梁柱构件进行了抗震试验，通过试验研究了解了节点的应力分布及承载能力。试验表明，反向加载存在掀起效应。为了控制截面曲率和裂缝宽度，在承载力中应考虑折减系数。

2006年，Ozturan 等^[14]介绍了四种预制混凝土框架连接节点和一种整体式混凝土连接节点的试验结果，预制混凝土连接节点为焊接复合和螺栓连接。结果表明改进的预制螺栓连接混凝土节点可能适用于高地震区。

2011年，陈适才等^[15]对高轴压预制梁-柱-叠合板装配式边节点试件进行了抗震性能的研究，并对比了现浇试件。利用 OpenSees 有限元软件建模并验证了装配节点建模的准确性，并进行了柱轴压水平、柱截面尺寸、配筋率和钢筋直径等不同影响因素的参数分析。

2012年，种讯等^[16]研究了两榀有粘结后张预应力筋梁柱中节点和两榀无粘结后张预应力筋梁柱中节点试件的抗震性能，对其进行了低周反复加载试验。结果表明，四个构件的破坏主要是梁柱缝隙的张开及受压区混凝土压碎，与普通混凝土构件相比，试件耗能能力较差，但恢复性能较好。

2013年，Choi 等^[17]对五个 1/2 缩尺的梁柱构件进行了抗震试验，包括一个现浇构件和四个预制装配式试件。试验变量包括在节点处使用的构造细节，试样设计遵循了强柱弱梁概念。试验结果表明，预制节点强度是整体式钢筋混凝土结构的 1.15 倍。

2016年，Nzabonimpa 等^[18]提出了一种可用于钢筋混凝土预制框架和钢-混凝土组合预制框架的干式机械梁柱节点。新型节点由延伸的钢板组成，带有用于传递拉力和压缩力的螺栓，在梁柱接头处提供完全约束的力矩连接。利用试验和分析研究影响干式梁柱连接节点的结构性能的参数验证了新型节点的结构性能。

2016年，单奇峰^[19]提出了两种新的应用 ECC 材料的梁柱连接节点，并设计了梁柱节点试件对其进行节点抗震试验，采用 OpenSees 有限元软件对其中五个节点试件进行了不同影响因素的参数分析。结果表明：ECC 的强度对节点的屈服荷载和峰值荷载有不同程度的影响，ECC 弹性的折减对节点的初始强度影响较小。

2016年，周宇凌^[20]提出一种混合装配式预应力混凝土框架节点形式，利用低周往复荷载试验和 ABAQUS 以及 OpenSees 有限元软件对节点以及节点处无肋角钢进行抗震性能的研究，全面了解该新型节点的受力机理及抗震性能，为新型节点的应用及推广提供了理论基础。

2017年, Elsanadedy等^[21]利用LS-DYNA软件建立装配式结构非线性有限元模型,以预测预制钢筋混凝土梁柱子结构在柱移除情形下的性能。该模型考虑了混凝土和钢筋的非线性行为、应变率对材料性能的影响以及节点表面的接触。

2018年,吴刚等^[22]从试验研究、数值模拟和设计方法三个方面系统梳理了国内外学者关于装配式节点的研究概况,介绍了常用的装配式节点形式、试验和模拟方法以及设计方法。

上述研究表明,关于装配式梁柱节点的研究从20世纪陆续展开,由于装配式节点的复杂和多样性,各国学者开展的装配式节点试验以及理论研究各不相同,但基本上集中于对装配式节点抗震性能的研究。

1.3 结构抗连续倒塌的研究概况

结构的连续倒塌是指由于偶然事件或自然灾害导致整体结构的局部失效,进而触发连锁反应从而引起结构的局部失效扩散到结构的其他构件,最终结构主体失效,发生大面积坍塌。此类破坏形式的极限破坏状态趋势较起始破坏状态是发散的^[23]。目前国内外学者也对现浇和装配式结构开展了一系列关于结构抗连续倒塌的研究,各国也纷纷制定相应的抗连续倒塌规范,

1.3.1 规范概况

英国首先提出考虑意外荷载和抗连续倒塌的结构设计思路。1976建筑规程(Building Regulations)^[24]指出五层及其以上的建筑要考虑抗连续倒塌的设计。上个世纪末,英国规范BS6399^[25]提出以构件的跨越能力设计、关键构件设计和拉结强度设计为指导的三个层次的设计思想。

欧洲Eurocode I^[24]提出两类结构抗连续倒塌的设计方法:第一类是从灾害防治的角度出发,通过防止和减弱灾害作用的设计方式减少结构局部损坏的可能性;第二类则通过改进结构完整性、增加结构冗余度和增强塑性性能的设计方法,使结构能控制局部损伤程度避免整体倒塌。

美国混凝土协会ACI 318-02^[26]规范中通过提出一些连接构件的构造要求,例如保证钢筋的连续性来提高结构的整体性。规范中规定结构满足抗震要求的构造措施可以帮助结构抵御抗连续倒塌同时也增加了构件的延性,在意外荷载下的生存能力更强。美国公共事务管理局最新规范GSA 2013^[27]综合了美国联邦安全委员会、美国公共事务管理局以及美国国防部对于结构抗连续倒塌设计的理念与决策方式。美国国防部最新规范DoD 2013^[28]修改了拉结力公式,将拆除构件法中荷载组合公式中删除了对恒荷载有利的系数和水平作用力,同时删除了局部抗力法等。

我国抗倒塌设计规范(CECS392-2014)^[29]提出了抗地震倒塌计算、地震倒塌判别、钢筋混凝土结构和砌体结构抗地震倒塌的措施。可靠度设计标准

(GB50068-2018)^[30]中要求结构在遭遇到可预见的偶然事件时及之后,依然能保证足够的整体稳定性,并要求建筑结构抵抗偶然荷载的设计以承载力极限状态为依据。混凝土规范(GB50010-2010)(2015版)^[31]提出了一系列设计原则来抵抗结构的连续倒塌,并对高安全等级结构抗倒塌设计提出了更深化的设计思路。高层规程(JGJ3-2010)^[32]对结构抵抗倒塌的概念设计和拆除构件设计都提出相应的规定,并认为结构构件应能承受一定的反向荷载的和有适宜的延性。

1.3.2 设计方法

根据各国有关设计规范,结构抗连续倒塌设计主要运用概念设计法、关键构件设计、拉结强度设计法和拆除构件法四种设计方法。对于相同的设计方法,各国规范也进行了不同程度的修改,对于抗连续倒塌问题的认识与侧重点也存在一定差异。

概念设计法主要通过结构的设计概念,如结构的整体性、塑性性能、多余约束和构造等方面提高结构抗连续倒塌的可靠性^[33]。主要包括以下两个方面^[34]:(1)进行适当的结构方案设计以保证结构连续性和备用传递路径;(2)采取适当的措施以加强节点的构造,使结构达到极限状态前能产生悬链线效应从而减小抗连续倒塌风险。概念设计措施相对于其他方法简易方便,且对于一般的结构可以有效地提高结构的整体性,但其不足在于该思路停留在定性的设计上,无法准确在计算上指导设计,一般取决于设计者的水平和经验。

拉结构件法是通过一定的构造措施将构件和节点结合成整体,使其在一定程度上满足抗拉要求,保证荷载从局部损伤区传递到无损区^[33]。拉结构件法认为结构的极限状态出现在竖向承重构件破坏之后,此时将结构近似简化为静定结构,根据其承担的荷载得到在极限状态下构件所需的抗拉承载力。拉结强度法所认为的极限状态下,构件应满足大变形的条件,因此要求构件拥有足够的变形能力。为了保证构件极限状态下的悬链线作用,美国标准UFC 4-023-03(2013版)^[35]提出了一种新的拉结强度法来保证普通结构的节点的转动能力,该方法假定由楼板提供拉结力的水平分力,再通过薄膜作用或悬链线作用将竖向荷载从局部损伤区传递到无损区。

拆除构件法遵循既有的法则依次拆除整体结构中不同部位的构件,对剩余结构进行设计并最终评估结构抗连续倒塌的能力^[33]。在该方法中,通常是拆除结构从顶层到底层的边柱、角柱及底层内柱^[24]。该方法可以通过提高拆除后的剩余构件的延性或者承载能力或通过初始失效位置将构件失效造成的损坏限定在一定程度上来避免结构连续倒塌,实际上为结构提供了有效的备用传力途径并且不依赖于具体的荷载形式,适用于各种偶然荷载作用下的结构倒塌分析。

关键构件法是先通过设计者挑选或通过特定方法计算选出结构的薄弱构件或

无法满足结构抗连续倒塌极限状态的构件作为结构的关键构件，然后对此类构件进行深化加固，使其直接遭受特定的非常规作用时拥有足够的承载力而不会被破坏^[33]。日本设计指南^[36]认为，为了增加冗余度，应该优先保护关键构件，保护关键构件能降低增加结构多余约束的成本。该指南还推荐采用高性能钢材和钢管混凝土结构等材料来保证构件的安全性。

1.3.3 现浇混凝土结构抗连续倒塌研究进展

英国罗南角公寓发生倒塌事件后，国内外学者开始了对现浇结构的抗连续倒塌研究。

2006年，Dusenberry等^[37]提出了两种基于能量的方法，用来捕捉倒塌现象的物理本质。通过跟踪下落重量释放出的能量和结构吸收的能量，对倒塌现象进行分析，比较判断破坏是否停止。结果表明，如果结构吸收的能量超过势能的变化，那么结构不易发生连续倒塌。

2007年，易伟建等^[38]设计了一榀3层4跨的RC框架，通过抗连续倒塌试验探讨了结构传力机理的变化过程。结果表明：按现行规范设计的RC框架具有较好的抗连续倒塌机制。

2008年，陆新征等^[39]对结构连续倒塌的荷载取值和材料强度取值提出了建议，重点研究了拆除构件法中的非线性动力分析方法和拉结强度法，结合国外规范进行了相关的调整，并利用计算程序THUFIBER很好地模拟了结构的连续倒塌过程，提出适合我国工程的设计建议。

2008年，Bao等^[40]采用OpenSees宏模型对钢筋混凝土框架结构在首层柱失效引起的连续倒塌的可能性进行了数值模拟，并使用拆除构件法研究框架的大位移非线性动力响应。结果表明，利用宏模型能更准确地描述梁柱节点处传递力的非线性行为。

2008年，Khandelwal等^[41]提出结构的抗连续倒塌能力可以用Pushdown分析方法(PAM)来评估，该方法包括满跨加载(Uniform pushdown)、受损跨加载(Bay pushdown)、增量动力加载(Incremental dynamic pushdown)三种方法，并在一个十层的二维框架上进行了应用。结果表明，该方法既可以确定结构的破坏模式，又可以确定结构的极限承载力。

2008年，Tsai等^[42]按照美国总署(GSA)推荐的线性静力分析程序评估了抗震钢筋混凝土建筑物连续倒塌的可能性。通过拆除构件法中的非线性静力分析(Nonlinear Statics Analysis)和非线性动力分析方法(Nonlinear Dynamics Analysis)，估算了拆除柱之后的建筑物抗连续倒塌能力。结果表明，这两种非线性分析方法可以采用不同的抗倒塌准则。

2011年，Li等^[43]对两个钢筋混凝土框架结构进行了抗连续倒塌数值研究，

并详细研究了现有的拉结力法的基本原理。结果表明，拉结力法对于提高框架结构的抗连续倒塌能力是不够的。现有方法没有考虑荷载重分布、动力效应和内力修正等重要因素，因此提出了一种改进的拉结力法并通过实例验证了该方法的适用性和可靠性。

2011年，Santafé Iribarren 等^[44]采用一维非线性本构关系对混凝土和钢筋的材料响应进行了数值模拟。将此本构用于多层平面框架在冲击荷载作用下的动力连续倒塌模拟研究，并对不同的结构设计方案和材料参数以及连续倒塌建模方案进行了各种分析，特别以配筋率为变化参数对结构性能进行了深入研究。

2012年，Helmy 等^[45]根据美国(ACI 318-08)规范评估了一10层典型RC框架结构进行了抗连续倒塌性能。采用应用单元法对该结构进行了非线性动力分析，包括角柱、边柱、边剪力墙、内柱和内剪力墙的拆除。结果表明，楼板对拆除支撑后的结构完整性有显著影响；当拆除角柱边剪力墙时，结构很容易发生连续倒塌。

2012年，Kai 等^[46]设计并试验了6个不同的跨度长度和跨度长宽比的1/3缩尺的钢筋混凝土梁柱子结构，以研究角支撑突然拆除后钢筋混凝土子结构的动力荷载重分布性能。试验变量包括梁、柱、节点的配筋率、设计跨长和跨高比。试验结果表明，该柱移除装置是有效的，并且证实了设计跨度长度对框架抗连续倒塌能力有显著影响。

2013年，Yu 等^[47]分别设计了抗震和非抗震详细设计两个1/2缩尺的子构件，采用交替荷载路径法对钢筋混凝土梁柱子构件在中柱拆除方案下的抗连续倒塌性能进行了试验研究，并检验了详细设计对结构性能的影响。

2014年，Bao 等^[48]对两个钢筋混凝土梁柱子构件在拆除中心支撑柱的情况下，分别施加单调递增的竖向荷载。并利用有限元软件LS-DYNA和OpenSees建立了两类模型，第一类是采用精细化的实体单元和梁单元来表示混凝土和钢筋的非线性材料行为；第二类是采用较少的梁单元和弹簧单元的降阶模型来表示构件的非线性行为。结果表明，该模型能较好地反映梁内压拱作用和悬链线作用以及梁柱界面钢筋的断裂等主要响应特征和破坏模式。

2015年，于晓辉等^[49]先以钢筋混凝土梁-柱子结构的拟静力加载试验校验了建模的准确性，再对框架结构在不同竖向加载模式即满跨加载、受损跨加载以及局部加载下，进行了Pushdown分析。结果表明：满跨加载和受损跨加载对结构的影响区别不大，局部加载模式使结构产生了更大的位移。

2015年，Qian 等^[50]对6个1/4比例的钢筋混凝土试件进行了试验，给出了破坏模式、荷载位移关系、荷载重分布响应和应变测量结果并讨论了各机构对承载能力的贡献。结果表明：不含钢筋混凝土板的三维效应可使框架梁作用力提高100%，而含钢筋混凝土板的三维效应可使框架梁作用力提高246.2%。在钢筋混

混凝土梁和板中发展的张拉悬链线和张拉膜作用响应将显著降低结构倒塌的可能性。

2016年, Arshian 等^[51]研究了钢筋混凝土框架结构在柱移除情况下交替路径响应量的主要不确定性来源。利用基于全局方差的灵敏度分析方法, 研究了非线性建模方法对不确定性传播的影响。结果表明, 当需要执行数百或数千次模拟时, 结构理想化是降低概率分析计算成本的有效方法。

2017年, 于晓辉等^[52]利用 OpenSees 有限元软件建立可以考虑悬链线效应的 RC 框架结构有限元模型, 先通过试验验证了建模准确性, 分别采用拆除构件法中的非线性动力方法和非线性静力方法对框架结构进行抗连续倒塌能力研究。结果表明: 在不考虑悬链线效应的影响的情况下, RC 框架结构的抗连续倒塌能力将会被低估。

2017年, Lu 等^[53]设计了五个 1/3 比例的钢筋混凝土框架子结构, 包括四个梁板试件和一个无楼板的梁试件。结果表明, 与梁试件相比, 梁板试件在小变形下的抗倒塌能力提高了 146%, 而在大变形下的抗倒塌能力提高了 98%。

2017年, Yu 等^[54]采用准静态 Pushdown 分析评估具有初始损伤结构的剩余承载能力。以 2 种不同跨高比的典型 RC 框架结构为研究对象。采用 OpenSees 建立宏模型并通过试验结果进行了验证。研究结果表明, 结构不确定性对钢筋混凝土框架结构柱拆除引起的连续倒塌有重要影响。在所研究的不确定参数中, 重力荷载和钢筋性能对受损框架剩余承载力的影响最大。

2018年, He 等^[55]针对设计的不规则钢筋混凝土框架结构提出了一种快速识别出最坏移柱方案的不规则度指标定量方法。在 OpenSees 中建立了三维非线性有限元模型, 并通过大量试验验证了模型的合理性。结果表明: 所提出的不规则度指标可以快速识别出各种不规则结构中最糟糕的移柱情况。

上述研究表明, 现有的 RC 结构的抗连续倒塌的试验和理论数值模拟方面的研究已比较完善, 各国学者针对现浇结构抗连续倒塌的倒塌机制、设计分析方法都研究的较为透彻, 对于全装配式混凝土结构的抗连续倒塌研究有一定的参考价值。

1.3.4 装配式混凝土结构抗连续倒塌研究进展

在装配式建筑大力推行的背景以及对装配式节点的研究日益增加的背景下, 装配式混凝土结构抗连续倒塌的研究也变得炙手可热。

2014年, Nimse 等^[56]研究了三种不同尺寸的 1/3 湿式预制梁柱节点在连续倒塌情况下的性能, 并与现浇构件进行了比较。预制连接在节点处采用不同的连接细节, 分别为两个在节点处采用钢筋混凝土牛腿、一个采用钢坯的试件。根据梁的极限承载力、最大挠度和沿梁跨方向的挠度等指标, 对试件的性能进行评价。结果表明, 本文所考虑的预制节点的承载力和延性均大于现浇节点。

2015年, Kang等^[57]进行了由一根预制柱和两根预制梁构成的预制装配式混凝土子构件的试验以研究其受力性能。结果表明,在拆除柱之后,梁中发生了显著的压拱作用和悬索效应。结构抗力的增强在很大程度上取决于节点构造和梁内钢筋。最后提出了提高类似预制混凝土子结构抗力的具体建议。

2016年, Qian等^[58]分别设计了两个具有焊接连接和整体连接的预制混凝土子结构的试验。评价了不同板梁连接形式和梁柱连接形式对预制混凝土结构连续倒塌性能的影响。结果表明:焊接连接不是预制混凝土抗连续倒塌的良好选择。对于具有整体连接的预制混凝土子结构观察到具有一般良好性能的高延性。

2017年,潘毅等^[59]利用有限元软件 OpenSees 建立无粘结预应力梁柱节点模型,并用试验结果进行了校验,然后利用拆除构件法对无粘结预应力装配式框架结构进行连续倒塌分析并与现浇框架结构进行对比。研究结果表明:在配筋和柱截面尺寸相同、受弯承载力和梁截面尺寸相同的情况下,现浇框架结构防连续倒塌性能稍弱于无粘结预应力装配式框架结构。

2017年, Kang等^[60]设计了四个预制混凝土框架(梁柱节点底部钢筋 90° 弯曲或搭接)并进行了准静态荷载试验,研究了中柱移除方案下的结构抗力和变形能力。结果表明:在准静态加载条件下,预制混凝土框架在受压拱作用阶段具有相似的性能,四个框架受压拱作用能力大致相同;与梁底钢筋 90° 弯曲的试件相比,搭接钢筋的试件能够产生较高的悬链线作用,根据试验结果,建议在预制混凝土结构抗连续倒塌设计时采用节点梁底钢筋搭接。

2018年, Lin等^[61]提出了一种新型的多重抗震预制混凝土框架体系以满足结构抗震和抗连续倒塌设计的要求,为了验证这种新型结构体系的性能,进行了循环和抗连续倒塌破坏试验。并根据试验结果利用 OpenSees 进行数值模拟,分析了该框架系统在循环荷载和中柱移除两种情况下的受力和破坏机理。结果表明,该框架系统能够满足钢筋混凝土框架抗震和抗连续倒塌的多重危险性设计要求。

2018年, Feng等^[62]对预制钢筋混凝土框架构件的连续倒塌行为进行了数值研究。基于 OpenSees 有限元软件,建立了预制钢筋混凝土框架结构连续倒塌的数值模型,从荷载-位移曲线和悬链线作用能力等方面,通过与拆柱方案下装配式钢筋混凝土子结构试验结果比较,验证了该数值模型的正确性。

上述研究表明,目前装配式结构抗连续倒塌的研究多集中在子结构性能试验和数值分析方面的研究,针对的节点也多集中为湿连接节点,并且对于整体结构的研究较少。

1.4 结构可靠度的研究概况

在20世纪20年代,结构可靠性的概念萌芽于航空航天工程领域中,继而逐步拓展应用到建筑结构的安全评估和设计中。采用可靠度设计可以考虑到各类

不确定性因素对结构造成的影响，利用概率的方法对结构的可靠度指标以及失效概率进行计算，从而对结构进行可靠度的评估。

1978年，Rackwitz等^[63]提出了一种组合荷载作用下结构可靠度的计算方法。假设荷载或对结构的任何其他作用可以由独立的固定随机序列建模。该方法可以直接用于结构的概率设计。

1986年，Der Kiureghian等^[64]提出了不完全概率信息下结构可靠度分析的综合框架。在一致性、不变性、可操作性和简单性的规定要求下，提出了一种将随机变量的不完全概率信息，包括矩、界、边缘分布和局部联合分布，纳入可靠性分析的方法。该方法符合Ditlevsen广义可靠度指标的原理，补充了现有的二阶矩和全分布结构可靠度理论。

1990年，Nowak等^[65]在进行桥梁的系统可靠性分析中应用了该分析思路。

1994年，Sigursdo等^[66]使用结构的概率崩溃分析方法来研究夹套平台结构的系统可靠性。

1998年，Hong^[67]提出了一种新的有效的点估计方法，用于计算随机变量 Z 的统计矩，该方法是Rosenblueth两点估计法的推广。方案考虑了概率密度函数的偏态和峰度，利用基于协方差矩阵特征向量的旋转变换，考虑了随机变量之间的相关性。

1998年，Zhao等^[68]构造了框架结构的总极限载荷方程，并采用响应面法等获得了这种结构的系统可靠性。

2001年，Onoufriou等^[69]系统地总结了固定钢海上平台的整体可靠性理论。

2002年，Li等^[70]建立了钢结构的总承载极限状态方程，提出了复合抽样方法来计算结构的系统可靠度。

2003年，Zhao等^[71]提出了一种基于矩近似的结构系统可靠性评估方法，适用于串联系统和非串联系统。采用点估计法对某结构系统性能函数的前几阶矩进行了评估，无需蒙特卡罗模拟即可对基于矩的可靠性指标和失效概率进行评估。该程序的优点在于不需要计算导数，也不需要确定设计点，也不需要计算失效模式之间的相互关系。

2003年，欧进萍等^[72]提出了利用结构整体可靠度理论计算海洋平台结构的可靠度，以评定平台结构的安全性。

2010年，Lu等^[73]基于现有的结构系统可靠性评估矩量法和性能函数前几阶矩点估计法，提出了一种分析结构系统可靠性灵敏度的有效方法。该方法的显著优点是性能函数显式的独立性，对基本随机变量的联合概率密度函数（PDF）类型没有限制，适用于多种失效模式。

2013年，Fang等^[74]提出了一种新的结构在重复随机荷载作用下的动力可靠性分析方法和一种基于单次随机荷载概率密度可导出若干次随机荷载概率密度的

方法，采用概率密度演化方法建立了结构在多次随机荷载作用下有强度衰减和无强度衰减时的时间响应可靠性预测模型。

2015年，Faraq^[75]介绍了一种基于响应面的快速提取框架-墙结构的可靠性和安全性信息简单高效并易于实现的方法。该方法耦合了框架-墙结构的有限元模型、改进的响应面格式和二阶可靠度方法，最后通过蒙特卡罗模拟验证了该方案的有效性。

2018年，Salimi等^[76]利用随机地震荷载作用下的分析脆弱性曲线，对非线性结构进行了可靠度分析。将地面运动模拟的随机方法与随机振动理论相结合，计算结构的失效概率，研究了不同水平结构非线性行为下地震动频率分量对结构破坏概率的重要性，最后通过蒙特卡罗模拟证明了该方法的有效性。

上述研究表明，现有研究对于结构整体可靠度领域的研究还尚有欠缺，特别是已有的研究大多是利用蒙特卡罗模拟来进行随机变量的抽样，计算量过大。并且目前的可靠度理论大多集中于结构的承载力或正常使用极限状态，对于偶然作用下结构的可靠度研究相对较少。

1.5 结构鲁棒性的研究概况

自从1968年伦敦Ronan Point公寓因第18楼瓦斯爆炸而引起的阳台连续坍塌以来，“结构鲁棒性”的概念应运而生，意为结构抵抗连续倒塌的能力。国内外学者纷纷针对此概念特地提出了具体量化结构鲁棒性的各种方法和研究：

1995年，Lind^[77]首先提出“脆弱性”概率定义，将脆弱性定义为受损系统的失效概率与未受损系统的失效概率之比。

1997年，Pandey等^[78]给出了结构响应灵敏度定义的冗余度的广义定义，适用于连续结构和离散结构。与传统的冗余定义不同，冗余定义被假定为对给定的结构是固定的，并且被认为独立于载荷和材料特性，新定义将取决于结构在其使用寿命的给定阶段的强度和响应。

2007年，Izzuddin等^[79]以瞬间移除柱构件为设计方案，提出了多层建筑渐进倒塌评估的简化框架。该框架可应用于不同层次的结构理想化，并能够量化结构鲁棒性，同时考虑冗余、延性和能量吸收的综合影响。并以多层钢框架组合结构为例，说明了该方法的应用。

2008年，Baker等^[80]提出了一种基于决策分析理论的鲁棒性评估框架。通过计算与系统潜在损害的直接后果相关的直接风险和与受损系统风险增加相对应的间接风险来评估鲁棒性。结果表明，影响系统可靠性的因素如构件数量或荷载的随机性会影响系统的鲁棒性。并且人们发现诸如故障后果和修复受损系统的时间等特性也会影响这种鲁棒性度量。

2011年，Khandelwal等^[81]受地震工程中常用的Pushover方法的启发，提出

了 Pushdown 分析方法计算剩余容量和建立受损结构的倒塌模式来研究建筑系统的鲁棒性，并设计了用于中等和高地震风险水平的 10 层钢框架进行非线性分析，验证了该方法的实用性。

2015 年，Fascetti 等^[82]提出了一种新的非线性静动力分析方法比较钢筋混凝土框架结构的相对鲁棒性。该方法为评估一个或多个竖向承载构件突然损失后结构的抗倒塌性提供了一种正式的方法。

2015 年，Brunesi 等^[83]提出了低层钢筋混凝土框架结构在连续倒塌风险评估中采用的脆性函数，开发了基于纤维的有限元模型。多损伤状态下的脆性函数表明抗震设计对钢筋混凝土框架结构的鲁棒性有显著影响。

2017 年，Bao 等^[84]提出了一种在结构拆除柱的情况下计算鲁棒性的方法，采用降阶建模方法对柱损失情况下的原型建筑进行静力分析，提出了结构鲁棒性的度量，并发现有更严格的抗震设计的建筑具有更高的鲁棒性。

2018 年，Adam 等^[85]对自 21 世纪初以来结构抗连续倒塌鲁棒性的研究进行了总结。该综述涉及了鲁棒性概念定义的集合、代码和设计建议的现状和演变、鲁棒性的量化、试验测试、数值建模等方面。

1.6 本文研究内容

随着国家在预制装配式建筑上的大力推广，预制装配式建筑的发展势头迅猛，但值得注意的是，目前对于装配式结构抗连续倒塌的分析多集中在子结构性能试验和数值分析方面，对于整体结构的研究也不多，并且由于装配式结构节点的多样性和复杂性，目前对于全装配式混凝土节点和整体框架结构的抗连续倒塌分析还相对较少。因此，研究装配式混凝土框架结构在偶然荷载作用下的整体抗连续倒塌能力尤为重要。

本文以一组明牛腿-插销杆-角型钢板连接和一组暗牛腿-插销杆-角型钢板连接的全装配式混凝土框架子结构抗连续倒塌静动载试验为基础，利用 OpenSees 有限元软件建立相应连接节点宏模型，并与试验结果进行对比，继而建立多层全装配式框架结构有限元模型，利用拆除构件法和基于随机 Pushdown-矩法的结构整体可靠度分析方法对全装配式框架结构进行抗连续倒塌承载能力、可靠度以及的鲁棒性评估。具体研究内容如下：

(1) 利用 OpenSees 开源软件建立了两个装配式节点宏模型，并将数值模拟结果与框架结构抗连续倒塌静动载试验进行了分析对比。结果表明，有限元数值计算结果与试验结果相差不大，该数值模型可较好地模拟全装配式节点的性能，提出的建模方法可应用于装配式结构的连续倒塌问题研究。

(2) 基于校验好的全装配式节点模型，建立多层全装配式框架结构及与之对比的现浇结构。利用拆除构件法对各结构进行不同工况的拆柱之后的瞬时动力反

应分析，然后对结构做非线性静力分析以进一步了解结构的抗连续倒塌机制，最后利用基于等能量原理的简化动力分析方法转化了非线性静力分析的抗力曲线，得到结构的非线性动力响应及动力放大系数，从而对不同拆柱工况下的现浇和全装配式框架结构的整体抗连续倒塌能力进行评估。

(3) 基于结构整体可靠度的理念，利用结构极限承载能力与结构所受总荷载之差构建结构的全局功能函数，采用基于 Nataf 变换的点估计法（改进的点估计法 IPEM）进行影响结构承载能力的随机变量的抽样，将 IPEM 方法与上章提及的 Pushdown 方法结合，再利用高阶矩法可计算完整结构和损伤结构的可靠度指标，从而对整体结构的可靠性进行安全评定。

(4) 结构的鲁棒性指标是衡量结构是否具备良好的抗连续倒塌的关键因素。从承载力和可靠度两方面对结构鲁棒性进行定量的评估，在承载力方面，计算最不利情况 A 轴线各层柱失效时结构的鲁棒性指标；在可靠度方面，基于上章可靠度指标的计算结果，计算了在不同矩法下各结构的鲁棒性指标。通过鲁棒性指标定量地分析比较了明牛腿-插销杆-角型钢板连接全装配式结构、暗牛腿-插销杆-角型钢板连接全装配式结构和现浇结构的抗连续倒塌能力。

第2章 全装配式混凝土框架结构有限元建模及模型校 验

为了深入研究全装配式框架结构的受力性能，本章从全装配式节点子结构的拟静力试验和快速移除中柱的动力试验出发，将进行全装配式节点的有限元模拟，利用试验数据验证有限元模拟的准确性，为后续全装配式框架结构的静动力分析做准备。

本文将利用 OpenSees 有限元模拟软件进行有关数值分析。论文分析的全装配式梁柱节点，包含预制梁柱构件、插梢杆、牛腿以及角型钢板，接下来就该模型的建模进行详细的过程说明。

2.1 OpenSees 分析软件介绍

目前常用的数值分析软件较多，如 ANSYS、SAP2000、ABAQUS、MIDAS、OpenSees 等等，其中 OpenSees 分析软件有强大的非线性分析算法和非线性单元及材料库，计算性能非常优秀。

OpenSees 作为近年来学术界广泛使用的热门有限元分析软件，其全称是 Open System for Earthquake Engineering Simulation，它的开发是由太平洋地震工程研究中心赞助，多所美国著名高校共同协作研究。该软件最大的优点是源代码公开，多年来涵盖了各国各高校教授的众多研究成果，为科研者提供了极大的便利，并且由于其使用面向对象的语言，使用人员可以较为方便地进行二次开发，是一个非常全面且不断在进行发展更新的软件。该程序可以模拟地震的动力响应和破坏过程；研究超高层结构的倒塌机理，也适用于桥梁工程及岩土工程等。大体框架如图 2.1 所示。

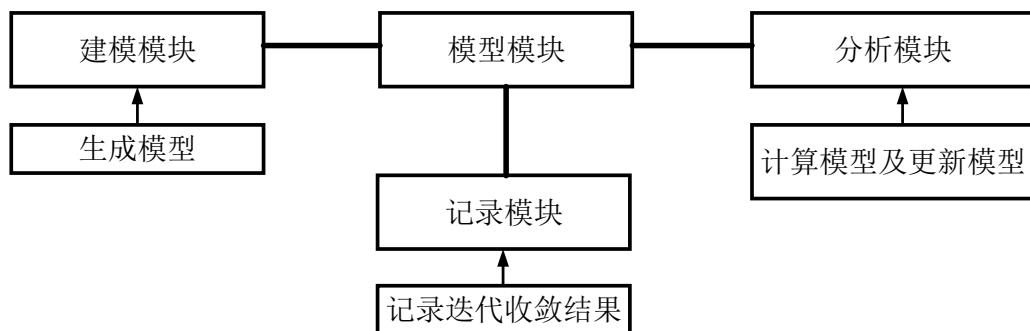


图 2.1 OpenSees 框架

2.2 有限元模型建立

2.2.1 材料对象

根据所分析的结构类型, 本文将从 OpenSees 的材料库中选取单轴材料进行分析。下面将详细介绍文中涉及的材料模型。

1. 混凝土本构模型

混凝土本构模型采用 Concrete02, 该模型可以考虑混凝土的抗拉强度的影响。为考虑箍筋约束的作用, 把梁柱截面内的混凝土分为约束混凝土和无约束混凝土两类, 其中约束混凝土的提高作用可采用修正的 Kent-Park 模型进行计算^[86]。图 2.2 为该本构模型的包络曲线^[87]。

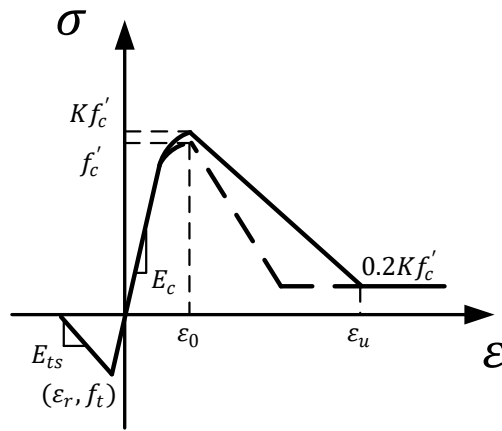


图 2.2 Concrete02 材料本构关系^[87]

上升区段:

$$f = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (\varepsilon_c \leq \varepsilon_0) \quad (2.1)$$

下降区段:

$$f = Kf'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u) \quad (2.2)$$

平台区段:

$$f = 0.2Kf'_c \quad (\varepsilon_u \leq \varepsilon_c) \quad (2.3)$$

其中:

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (2.4)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002K} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002K \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_u = 0.004 + 0.9 \frac{\rho_s f_{yh}}{300} \quad (2.7)$$

混凝土受拉段的方程可表示为：

上升区段：

$$f = E_c \varepsilon_c \quad (\varepsilon_c \leq \varepsilon_t) \quad (2.8)$$

下降区段：

$$f = E_{ts} (\varepsilon_c - \varepsilon_t) + f_t \quad (\varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u) \quad (2.9)$$

$$E_c = \frac{2f'_c}{\varepsilon_0} \quad (2.10)$$

式中各参数的意义为： ε_0 为混凝土峰值应变值； ε_u 为混凝土极限应变值； K 为箍筋约束作用引起的强度增大系数； f_{yh} 为箍筋屈服强度； Z 为混凝土受压软化段斜率； f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度； ρ_s 为混凝土核心区箍筋体积配箍率； s_h 为箍筋间距； h' 为箍筋外边缘到核心区混凝土的宽度； f_t 为混凝土轴心抗拉强度； E_c 为混凝土初始弹性模量； E_{ts} 为峰值拉应力后的受拉软化段刚度。

该本构模型具有简单的计算公式，可以充分的表现出在反复荷载作用下的滞回耗能与刚度退化性能，并具有较高的数值稳定性，能更好地反映混凝土的实际受力情况。

2. 钢筋本构模型

钢筋本构模型选取 Steel102 本构模型^[88]，该模型与钢筋材料试验结果更为接近，分析计算时容易收敛，图 2.3 所示为该本构模型的滞回曲线。

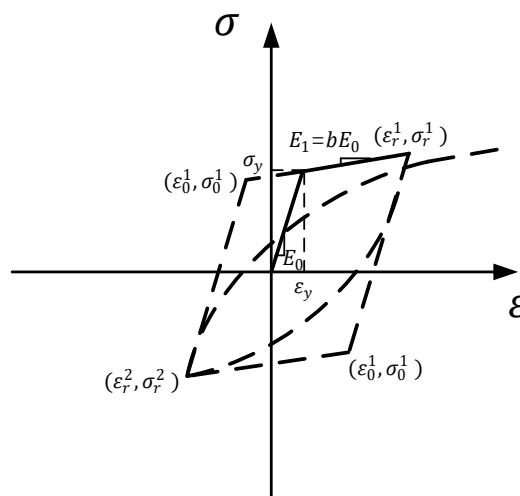


图 2.3 Steel102 材料本构关系^[88]

具体表达如下：

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^*)^{1/R}} \quad (2.11)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.12)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.13)$$

式中的部分参数采用以下形式：

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.14)$$

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (2.15)$$

式中各参数的意义为： σ_0 为双线性包络线屈服点处钢筋应力； σ_r 为双线性包络线反向屈服点处钢筋应力； ε_0 为双线性包络线屈服点处钢筋应变； ε_r 为双线性包络线反向屈服点处钢筋应变； b 为钢筋应变硬化率，为图 2.3 中 E_1/E_0 ； R 为反应包兴格效应的影响过渡曲线形状参数； R_0 为初次加载时曲线的曲率系数，即初始 R 值； a_0 、 a_1 为往复加载时曲率退化系数； ε_{\max} 为历史最大应变； ε_y 为钢筋屈服应变。

2.2.2 截面对象

在本文中，截面模型使用的是纤维截面模型，假定模型平面应变保持平面，如图2.4所示。模型中不考虑钢筋黏结滑移与剪切变形的影响，沿着单元纵向分别将各个控制截面中的混凝土与钢筋离散为若干个小纤维单元，假定每根纤维应变均匀分布，且仅考虑轴向应力应变关系，可以得到全截面的荷载与位移之间的关系，并且对于箍筋的约束效果也通过修正纤维单轴本构关系加以考虑^[89]。

使用纤维截面模型基于以下具体假定^[90]，假定梁柱截面始终保持平面状态并与纵轴正交；假定纤维材料都处于单轴应力状态；假定混凝土与钢筋间不出现相对滑移，充分粘结。该模型的计算精度主要受纤维划分单元的数量和划分方式的影响，当划分单元数目达到一定数量后，积分产生的误差会相对较低^[91]。

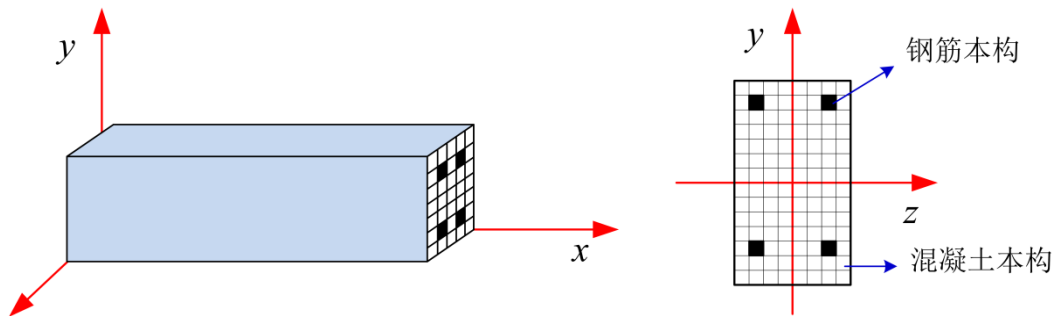


图 2.4 纤维截面模型

2.2.3 单元对象

混凝土梁柱采用基于位移的非线性梁柱单元模型（Displacement-Based Beam-Column Element）进行模拟，该单元采用位移插值函数，运用高斯-勒让德积分方法从而得到整个梁柱单元的受力特征。通过考虑材料非线性，单元刚度矩阵表达如下：

$$[k]^e = \int_L [B(x)]^T [k(x)]^s [B(x)] dx \quad (2.16)$$

其中： $[B(x)]$ 为单位位移的插值型函数， $[k(x)]^s$ 为单元截面的切线刚度矩阵。

该模型能够更准确地反映单元截面的软化行为，且截面反应不随单元离散点数的增多而变化，即其收敛性较好。

2.2.4 零长度单元

Zerolength单元可以创建两个坐标相同的节点之间的零长度单元，并可以设定多个单轴材料来表达节点间单元的力-变形的关系，从而实现弯矩释放等功能，其简化模型如图 2.5 所示。零长度单元通常使用equalDOF连接，当节点受到作用力并发生相对位移时，原本坐标重合的两个节点出现相对位移。本文采用零长度单元实现全装配式梁柱节点之间的连接，模拟螺栓-角型钢板以及梁与牛腿之间插梢的性能。

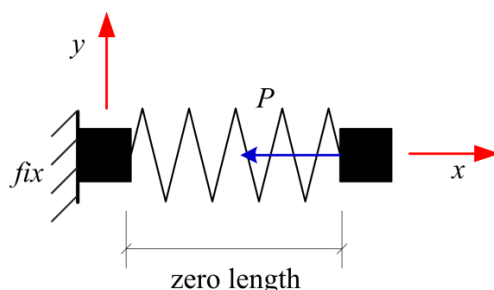


图 2.5 零长度单元

2.2.5 坐标转换及非线性分析

在 OpenSees 中通过 geoTransf 命令可以定义从基本的局部坐标系到整体坐标系的转换，常用的几何变换有线性坐标变换、P-Delta 转换以及协同转换（corotational）。对于结构的竖向倒塌分析，梁会发生大变形，因此产生压拱效应和悬链线效应，为此采用协同变换（corotational）来描述梁的几何非线性行为，柱则采用 P-Delta 变换。

对结构进行精准的非线性分析需要设定相关命令，包括边界约束方程的处理方法、结构自由度的编号方法、方程的存储和求解方法、容差收敛精度、迭代准则等。

2.3 有限元模型验证

本文采用的是湖南大学结构健康监测团队(www.hnutest.com)开展的两个全装配式子结构(PC1、PC2)和一个现浇子结构(RC)的拟静力和动力试验所得到的数据^[92,93]。利用OpenSees有限元软件建立梁柱节点宏模型,将得到的有限元数据与试验数据进行对比,在进行结构整体分析之前,验证了有限元建模的正确性。

2.3.1 子结构试验概况

1. 试件设计

预制装配式混凝土框架子结构(PC1)的节点连接形式为明牛腿-插梢杆-角型钢板,如图 2.6 所示。梁的纵筋在端部弯起。在梁端预留孔洞以方便安装插梢杆构件,梁端顶部和底部以及牛腿内各配置了 U 型钢筋,将预留孔和牛腿内插梢部分锚固。

预制装配式混凝土框架子结构(PC2)的节点连接形式为暗牛腿-插梢杆-角型钢板,如图 2.7 所示。预制梁端预留企口,梁的下部纵筋在端部的企口处弯起,上部钢筋在梁端向下弯起。同样在梁端企口位置预留孔为安装插梢杆,在预制梁端顶部和底部及牛腿内分别配置 U 型钢筋,用以拉结锚固插梢杆。

现浇框架子结构(RC)如图 2.8 所示。现浇框架梁上下各配置两根通长钢筋,端部利用弯钩进行锚固。

材料的性能指标值如表 2.1 所示。试件尺寸及配筋详细信息见表 2.2。

表 2.1 材料性能指标实测值^[92]

材料	钢筋类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/10 ⁵ MPa
钢筋	R6	385	460	2.01
	D14	465	616	1.99
	D16	505	630	2.02
	D18	485	622	1.98
	D20	493	629	2.01
混凝土			RC: 立方体 27.4 MPa 圆柱体 24.7 MPa PC1: 立方体 35.3 MPa 圆柱体 26.6 MPa PC2: 立方体 37.6 MPa 圆柱体 28.3 MPa	

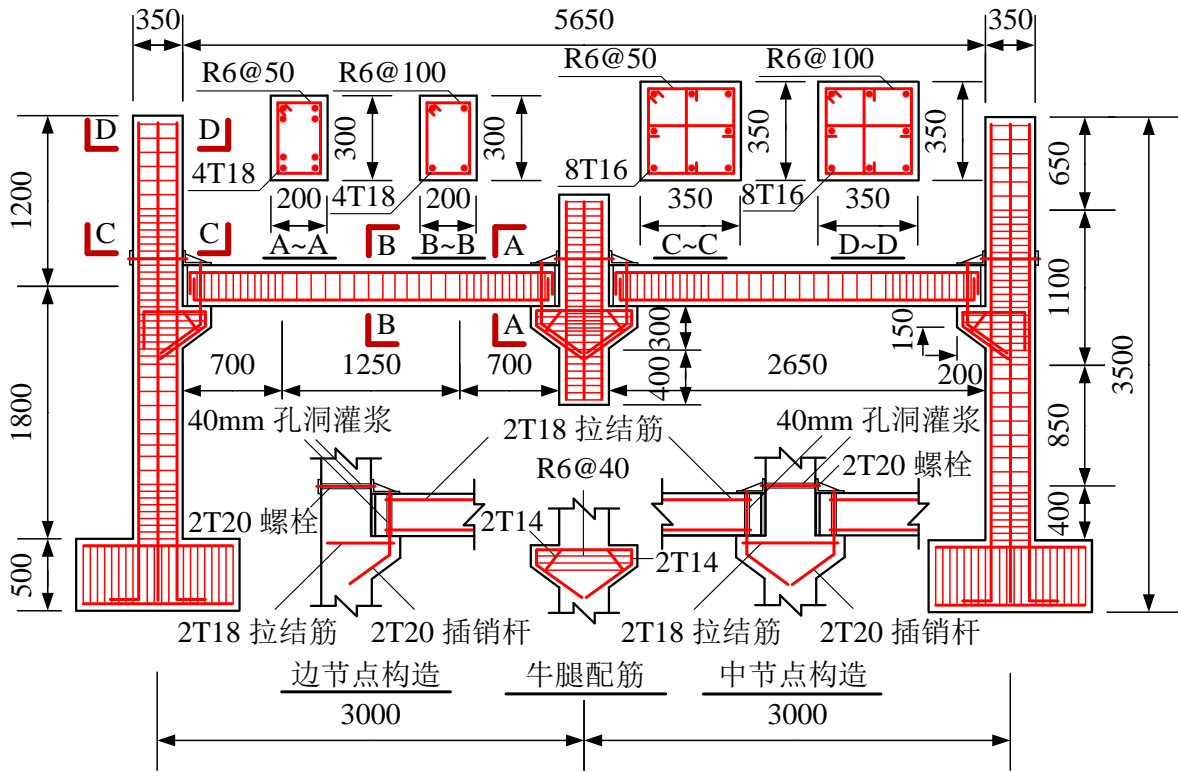


图 2.6 装配式构件 PC1^[92]

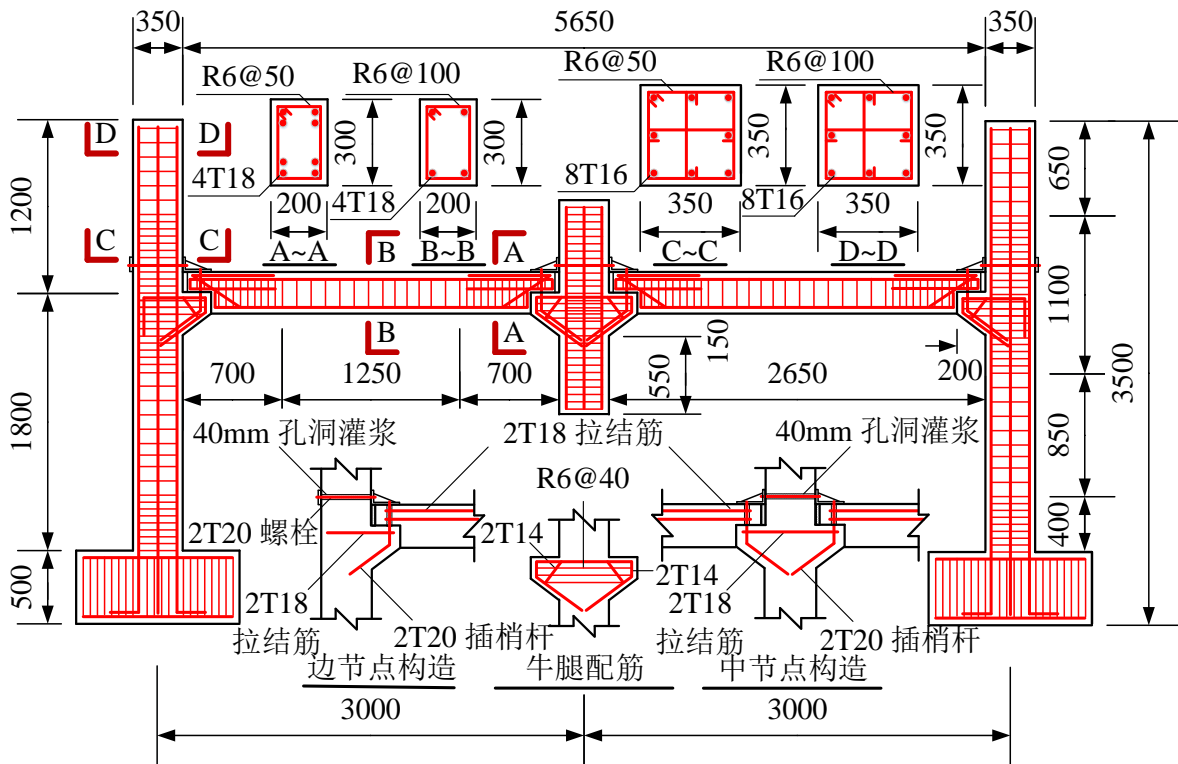


图 2.7 装配式构件 PC2^[92]

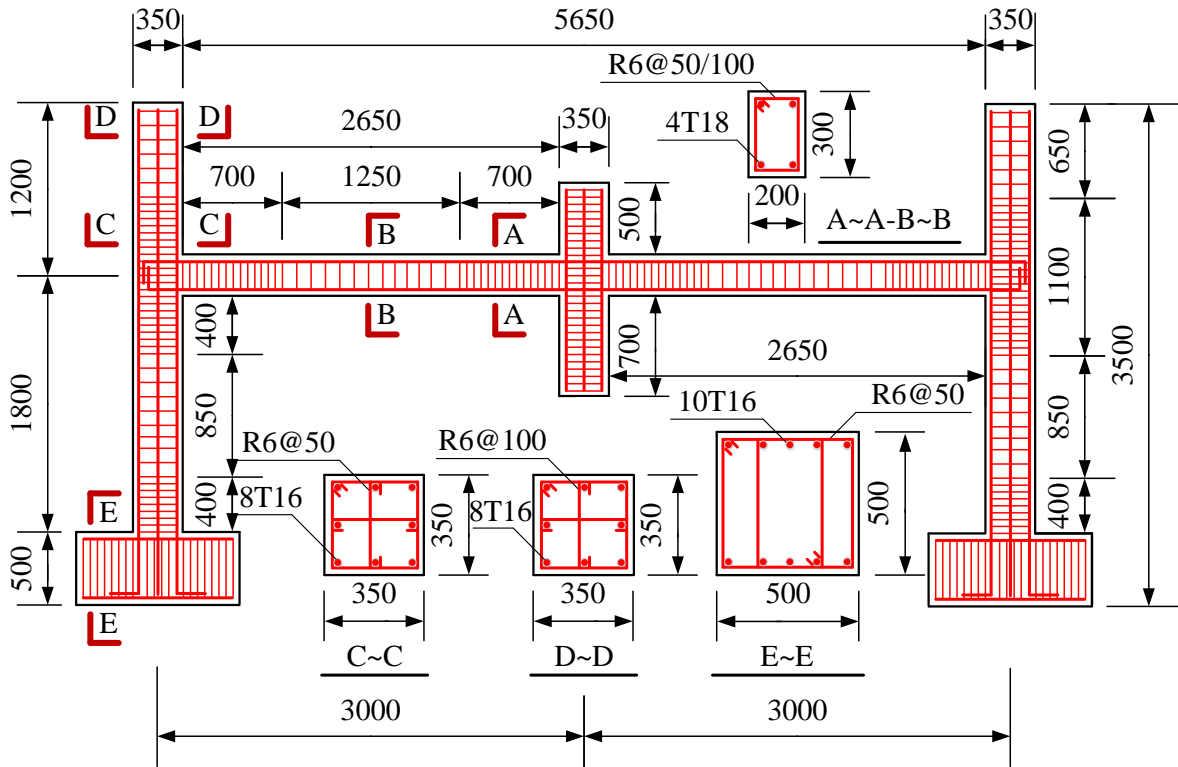


图 2.8 现浇构件 RC^[92]

表 2.2 试件尺寸及配筋信息表^[92]

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
PC1	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14			R6@40
PC2	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14	R6@50 /100	R6@50 /100	R6@40
RC	350×350	3000	200×300	2650	8T16	4T18	—			—

注：表中钢筋信息 T 为变形钢筋，R 为 6mm 的光圆钢筋。

2. 试验加载方案

由于试验时间及场地等各方面原因，在本次试验中针对 PC1、PC2 及 RC 做了静力试验，针对 PC1 和 RC 做了中柱快速移除动力试验，因此在本文接下来的分析中也未对 PC2 对动力分析。

(1) 拟静力试验。在静力试验中，试验加载过程分为三个阶段，首先进行试验预加载；然后是中柱底部卸载阶段；最后是中柱顶部加载阶段，利用在试件的中柱顶安装的千斤顶对中柱分级加载，直到试件破坏。试验前期加载制度为荷载控制，在荷载达到峰值荷载或荷载有所下降之后，加载制度调整为位移控制。

(2) 动力试验。在中柱快速移除动力试验中，试件的加载过程分为五个阶段，

第一阶段为自重测量；第二阶段为梁身重物加载；第三阶段为脱钩器快速释放；第四阶段为中柱头回顶；第五个阶段为第二级加载直至结构破坏。加载完毕后重复第 2 至 5 个阶段，直到结构发生预期的破坏。

3. 试验破坏形态

(1) 拟静力试验。图 2.9 和图 2.10 为装配式混凝土构件 PC1 的破坏图。破坏时中柱两侧的牛腿上部混凝土全部剥落，导致钢筋裸露。中节点两侧角钢因节点发生转动而被挤压上翘。边节点附近混凝土完全破坏，整个框架梁端成为了能转动的铰机制。主要是梁端混凝土发生破坏，其他位置处的混凝土没有产生较大裂缝。而最终破坏主要是由于插梢钢筋的陆续剪断。

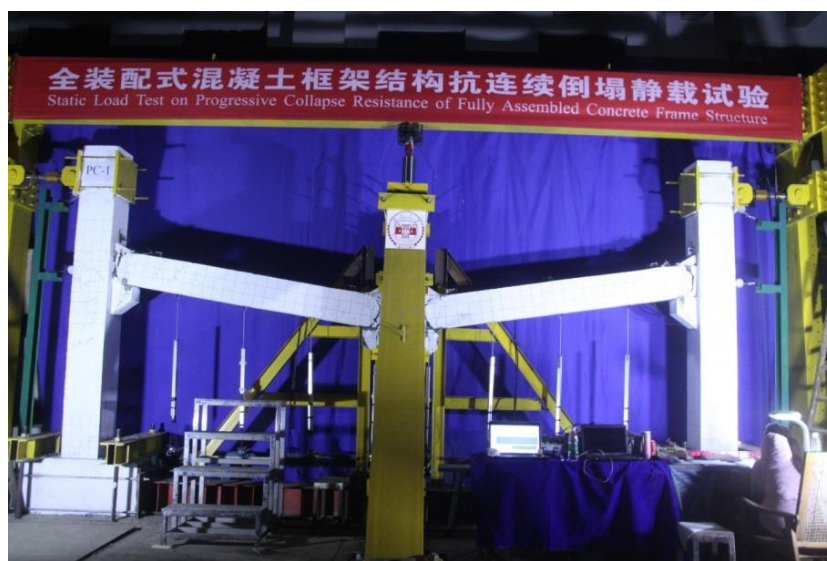


图 2.9 PC1 整体构件破坏图^[92]

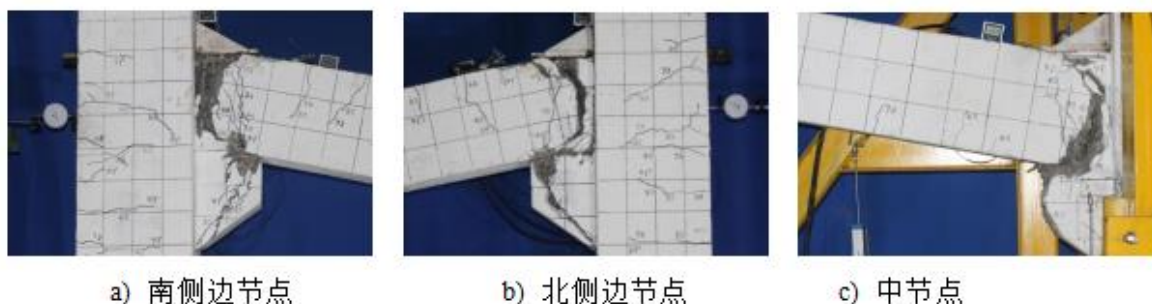


图 2.10 PC1 节点破坏详图^[92]

图 2.11 和图 2.12 为装配式构件 PC2 的破坏图。破坏时中节点和边柱梁端以及牛腿外侧的混凝土均被压溃，中节点梁端底部企口与牛腿的外接触面处的混凝土张开，仅钢板与牛腿间的梁存有一定的剩余承载力，梁端形成了有转动能力的铰机制。

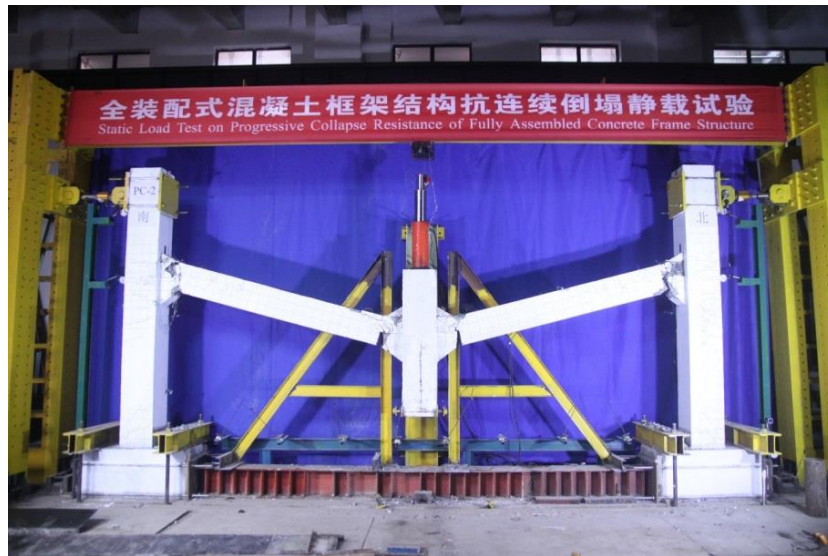


图 2.11 PC2 整体构件破坏图^[92]



a) 南侧边节点



b) 北侧边节点



c) 中节点

图 2.12 PC2 节点破坏详图^[92]

图 2.13 和图 2.14 为 RC 试件极限状态。破坏时梁产生了较装配式结构大的变形，靠近中柱处下部混凝土张开，边柱附近梁受压区混凝土压碎，上部受拉区混凝土主裂缝贯通。中柱产生了较为明显的倾斜，梁端截面产生了较大的裂缝。

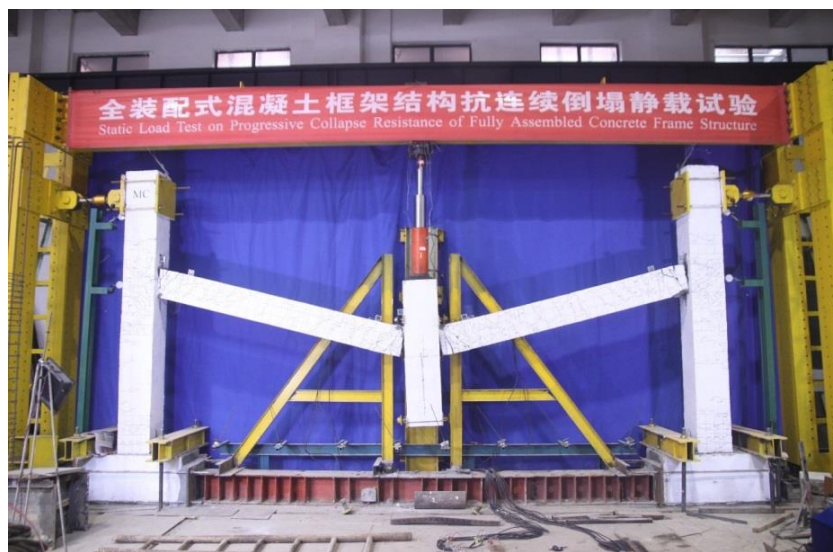
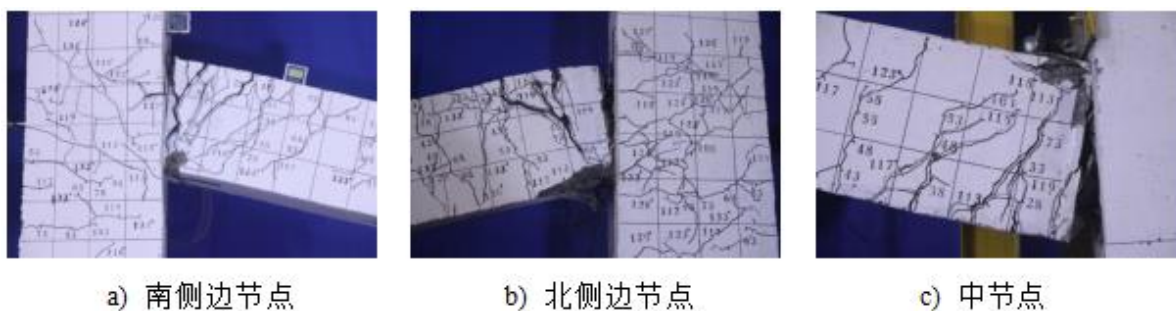


图 2.13 RC 整体构件破坏图^[92]

图 2.14 RC 节点破坏详图^[92]

(2) 动力试验。图 2.15 和图 2.16 为装配式构件 PC1 的破坏图，破坏的直接原因是梁柱节点插销杆受剪断裂，梁底混凝土被压溃，而梁端纵筋均处于弹性阶段，钢筋未充分发挥作用。在拱效应阶段失效后，结构变成几何可变体系，无法进入悬链线阶段，剩余承载力不足以抵抗梁身荷载，结构发生倒塌。

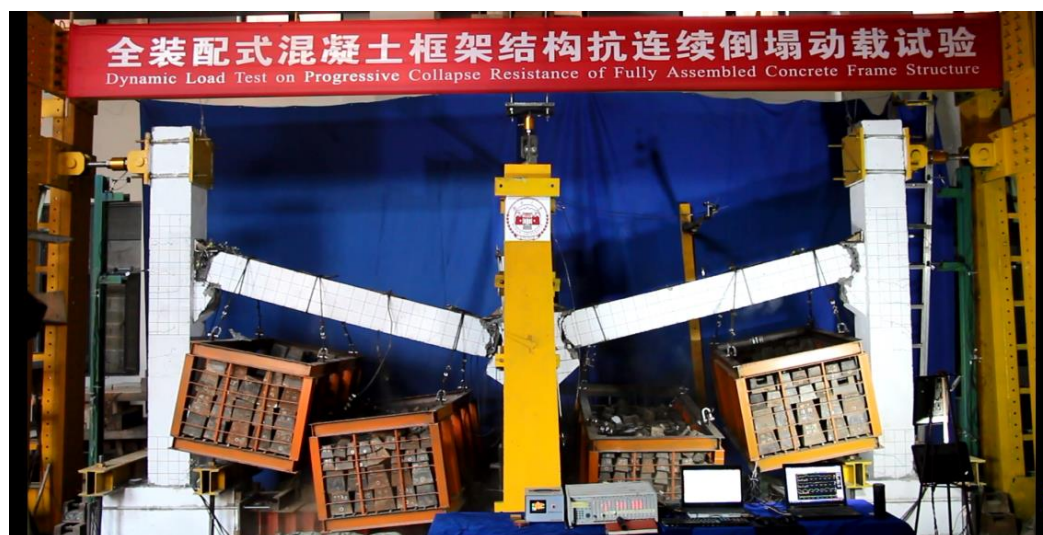
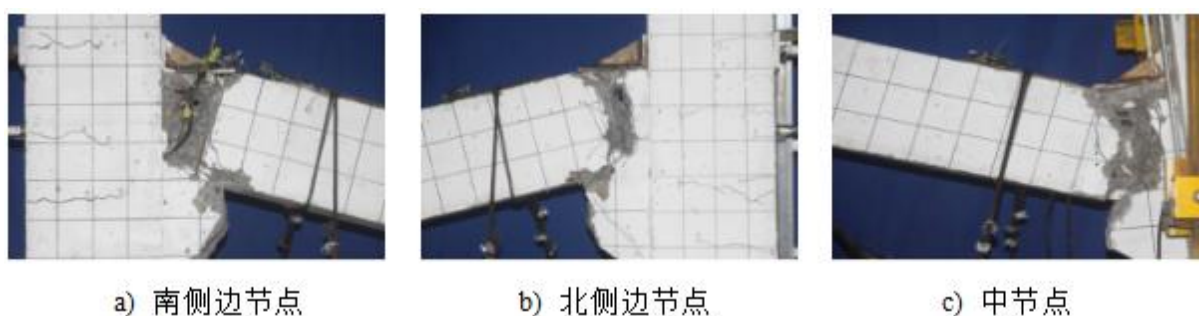
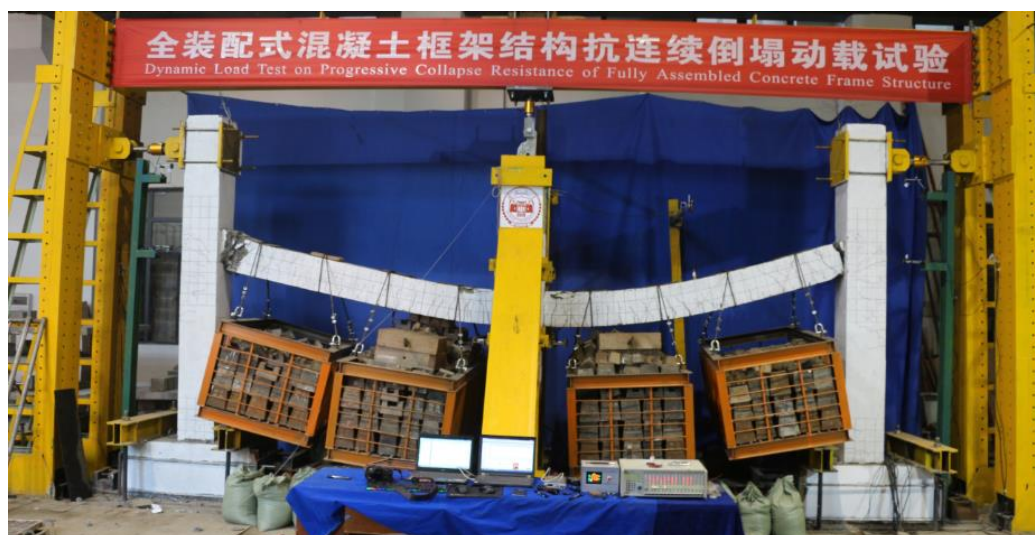
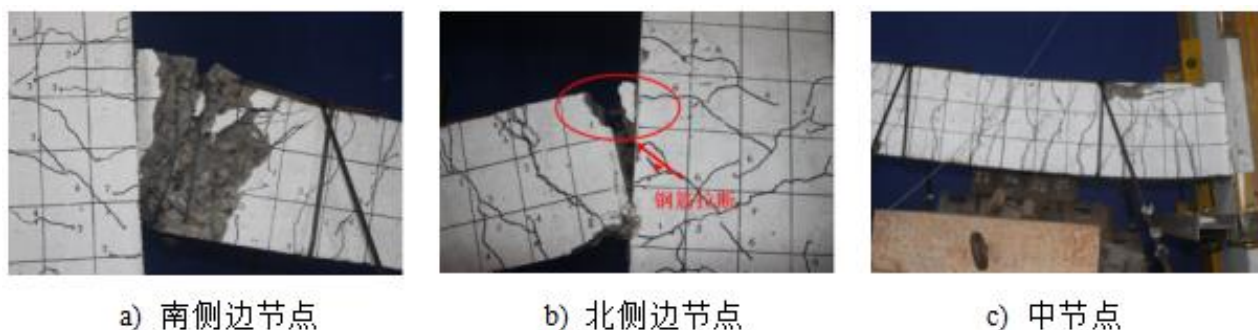
图 2.15 PC1 整体构件破坏图^[97]图 2.16 PC1 节点破坏详图^[97]

图 2.17 和图 2.18 为现浇构件 RC 的破坏图。可见结构失效后，梁身产生了许多贯通型裂缝，梁的一些顶部混凝土也被压溃。柱身裂缝也逐渐增多，边柱底部出现了由靠近中柱的一侧到远离中柱的一侧的水平裂缝，这表明边柱在逐渐向中柱移动，说明结构形成了悬链线机制。RC 试件相较于 PC1 试件具有更高的承载力和更大的竖向刚度，提供了更为可靠的抗力机制。

图 2.17 RC 整体构件破坏图^[97]

a) 南侧边节点

b) 北侧边节点

c) 中节点

图 2.18 RC 节点破坏详图^[97]

2.3.2 全装配式节点宏模型

利用 OpenSees 分析软件,可以简化梁柱单元的建模以及选择合适的材料本构组合模拟节点的性能,再根据试验中 PC1 和 PC2 试件的受力机制和变形,基于彭涵钰^[94]提出的模型,在纤维模型截面划分以及共转变换上等建模参数细节处进行改进,PC1 和 PC2 节点的有限元分析模型如图 2.19 所示。

对图 2.19 中 PC1 和 PC2 边节点模型进行编号,并对 PC1 节点进行编号说明。模型由节点 1-18 组成,采用 Displacement beam-column 单元即基于位移的非线性梁柱单元分别连接节点 16、1、2、13、15、17 形成预制柱,连接 4、5、18 节点形成预制梁,用 Elastic beam-column 单元连接节点 10、11、12 模拟牛腿,牛腿与柱之间即节点 10、13、14、15 用刚性杆连接形成刚性域,3、4 节点之间设置混凝土的抗拉强度为 0,6、7 之间为零长度单元模拟螺栓-角钢的作用,8、9 之间为零长度单元模拟梁与牛腿插梢杆的作用,最后利用 RigidLink beam 将梁的从属节点与主节点耦合平动和转动的自由度,利用 equalDOF 命令将柱的从属节点与主节点耦合全部自由度。PC2 与 PC1 的主要区别在于在牛腿对应长度处采用了不同的梁截面单元,单元端部节点采用 Rigidlink 进行连接。

根据节点连接的特点，主要是对螺栓-角型钢板、梁与牛腿插梢杆以及梁柱连接砂浆进行简化模拟。利用 **Series Material** 命令组合单轴材料 **Hysteretic** 和单轴材料 **Elastic-MultiLinear** 后赋予零长度单元模拟梁上端的螺栓-角钢性能^[94]。单轴材料 **Hysteretic** 来模拟螺栓连接角钢的简化分析模型，该材料应力-应变骨架曲线如图 2.20 所示。单轴材料 **Elastic-MultiLinear** 构造双线性本构模型来模拟螺栓剪切分析模型，骨架曲线如图 2.21 所示。**Series Material** 命令的组合方式如图 2.22 所示。对于梁与牛腿之间的插梢杆连接利用 **Zero-Length** 单元 1 自由度方向赋予单轴材料 **Hysteretic** 模拟梁与牛腿之间剪力的传递^[94]。对于梁柱之间连接砂浆的模拟，设置梁端一小段混凝土的本构为“只压”本构，拉应力为 0，骨架曲线如图 2.23 所示。

- Master node — Rigid bar ▨ Rigid zone
- Drone node — Rigid link 〰 “只压”区域
- 〰 Zero-length element1 — Elastic beam-column element ⊙ Inelastic rotational spring
- 〰 Zero-length element2 — Displacement beam-column element

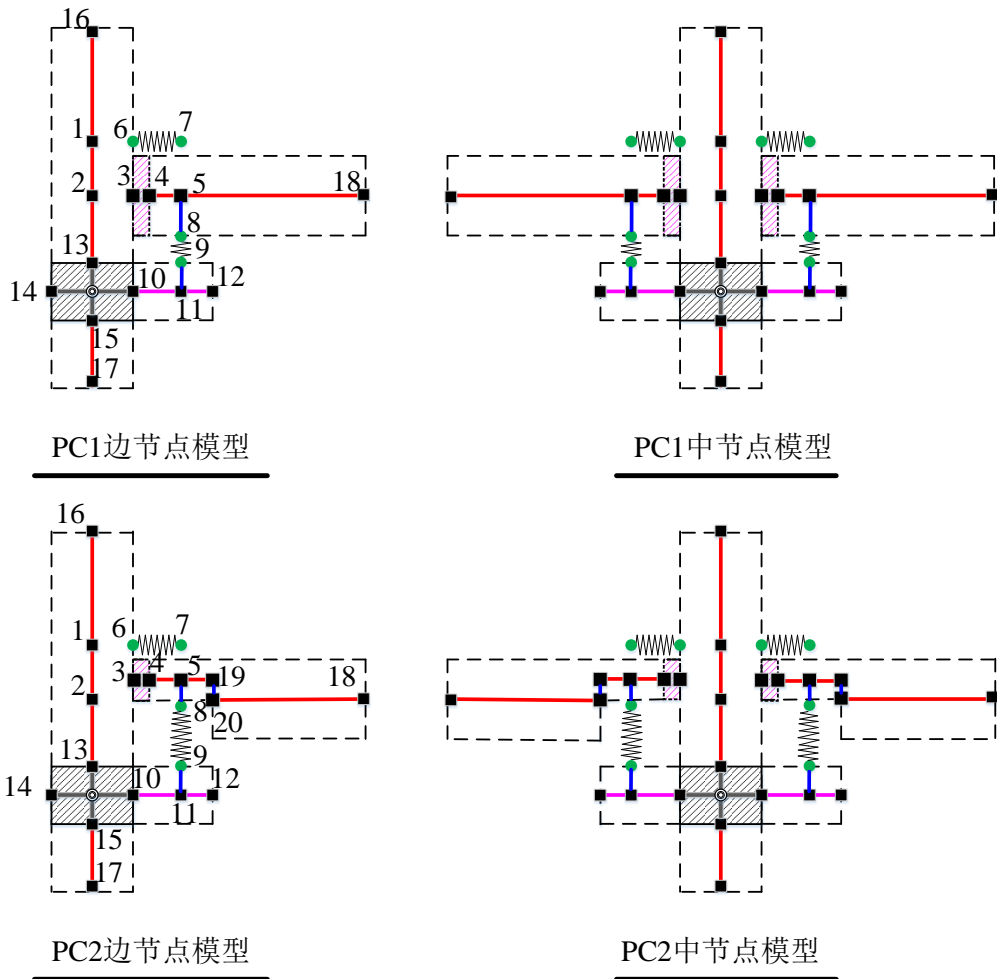


图 2.19 节点宏模型

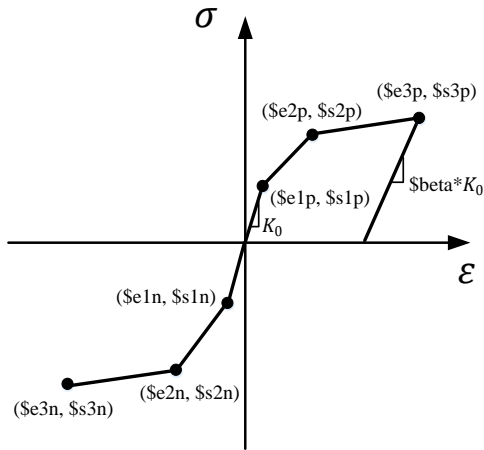


图 2.20 Hysteretic 材料本构模型

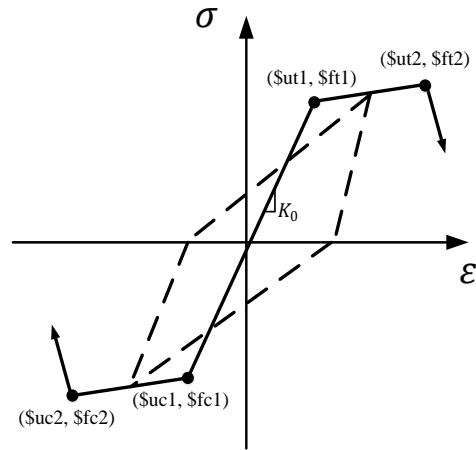


图 2.21 Elastic-MultiLinear 材料本构模型

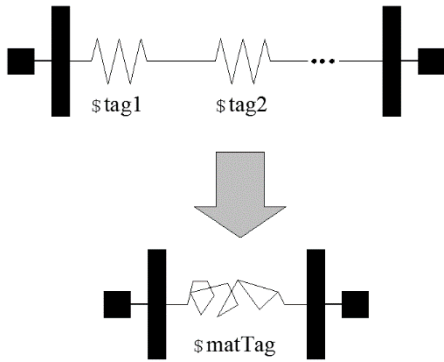


图 2.22 Series Material 构建对象组合方式

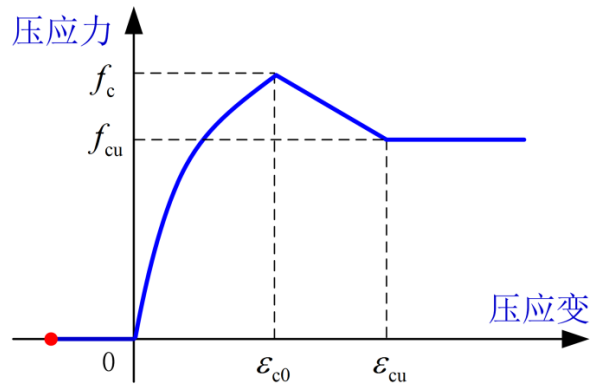


图 2.23 “只压”混凝土应力应变关系

2.3.3 模型参数确定

1. 混凝土材料参数的确定

Concrete02 命令在 OpenSees 中的表达为 uniaxialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU \$lambda \$ft \$Ets，在本文中，为考虑箍筋的约束作用，用强度提高系数 K 来计算约束混凝土的各参数， K 可按式(2.4)计算。 $$matTag$ 为材料标签； $$fpc$ 为抗压峰值强度，对于保护层的混凝土，取混凝土轴心抗压强度值，对于约束区混凝土，该值需考虑系数 K ； $$epsc0$ 为抗压峰值强度对应的应变，对于保护层的混凝土，按式(2.10)计算，对于约束区混凝土，按式(2.6)计算； $$fpcu$ 为抗压极限强度，对于保护层的混凝土取 0，对于约束区混凝土，按式(2.3)计算； $$epsU$ 为抗压极限强度对应的应变，对于保护层的混凝土取 0.004，对于约束区混凝土，按式(2.7)计算； $$lambda$ 为 $$epscu$ 卸载斜率与初始斜率之比，通常取 0.1； $$ft$ 为抗拉强度，取实测值 2.2MPa； $$Ets$ 为张力软化刚度，取 $0.125E_c$ 。表 2.3、表 2.4 和表 2.5 给出了三个试件详细的模型参数值。

表 2.3 PC1 试件混凝土模型参数

强度提 单元 高系数	K	非约束区混凝土				约束区混凝土			
		f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU
梁	1.1912	23.6	0.0026	0	0.004	28.1	0.0024	5.62	0.0193
柱	1.1480	23.6	0.0026	0	0.004	27.1	0.0023	5.42	0.0158

表 2.4 PC2 试件混凝土模型参数

强度提 单元 高系数	K	非约束区混凝土				约束区混凝土			
		f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU
梁	1.1797	25.1	0.0027	0	0.004	29.6	0.0024	5.92	0.0193
柱	1.1391	25.1	0.0027	0	0.004	28.6	0.0023	5.72	0.0158

表 2.5 RC 试件混凝土模型参数

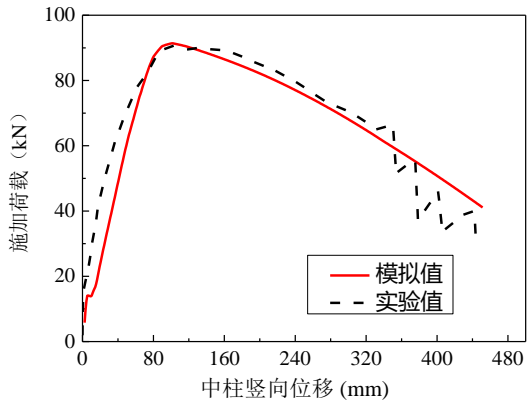
强度提 单元 高系数	K	非约束区混凝土				约束区混凝土			
		f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU
梁	1.2059	18.3	0.0024	0	0.004	22.1	0.0024	4.42	0.0193
柱	1.1594	18.3	0.0024	0	0.004	21.2	0.0023	4.24	0.0158

2. 钢筋模型参数

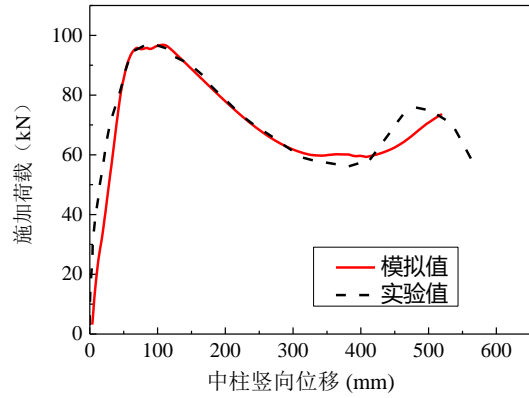
Steel02命令在OpenSees中的表达为unialMaterial Steel02 \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2。\$matTag为材料标签；\$Fy为屈服强度值取实测值；\$E为钢筋初始弹性模量取实测值；\$b应变硬化率，屈服后切线与初始弹性切线之比，取1%，根据OpenSees Wiki推荐^[95]，用于控制从弹性到塑性分支的过渡的参数\$ R0 取值10到20之间，\$ cR1取0.925，\$ cR2 取0.15。

2.3.4 校验结果

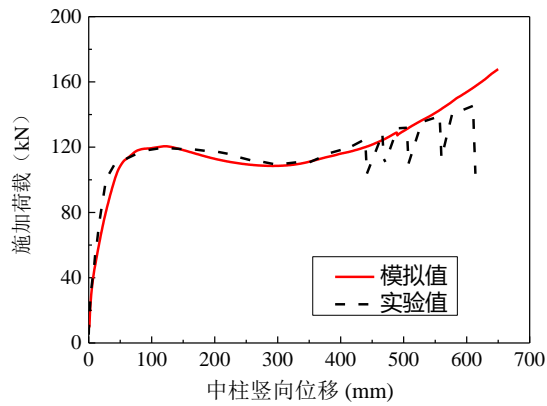
PC1 试件、PC2 试件及 RC 试件静力试验的数值模拟结果与试验值对比如图 2.24、图 2.25 所示，由图 2.24 可知曲线峰值和发展趋势与试验结果能较好吻合，在悬链线阶段的发展略有偏差。主要是由于在数值模拟时，所建有限元模型由于精度和收敛性等问题未考虑钢筋断裂等影响。由图 2.25 可知边节点侧移-中柱竖向位移曲线的模拟结果与试验结果变化趋势基本一致，误差原因主要是因为模拟时的边界条件与实际情况相比存在一定的差异。



(a) PC1 试件

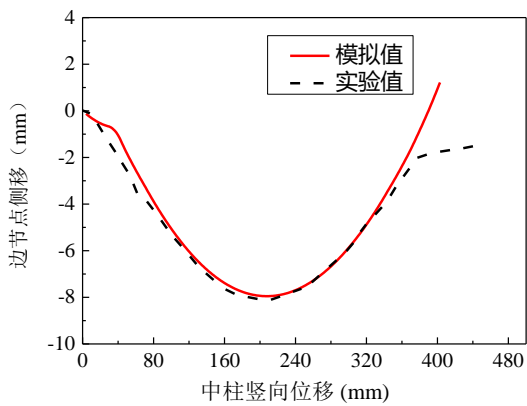


(b) PC2 试件

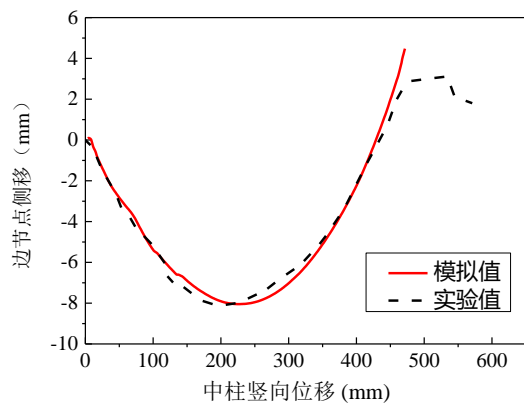


(c) RC 试件

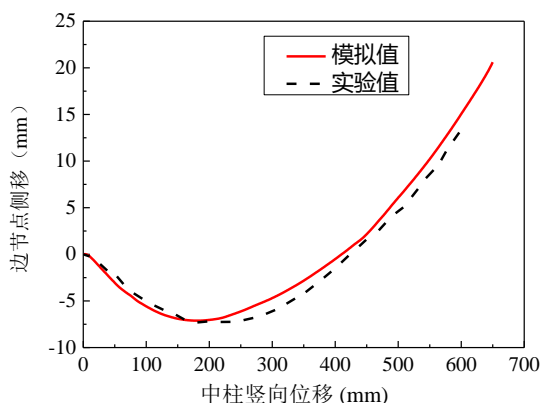
图 2.24 中柱荷载-位移曲线校验结果



(a) PC1 试件



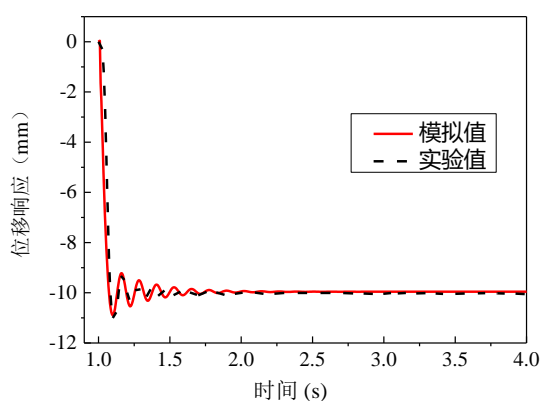
(b) PC2 试件



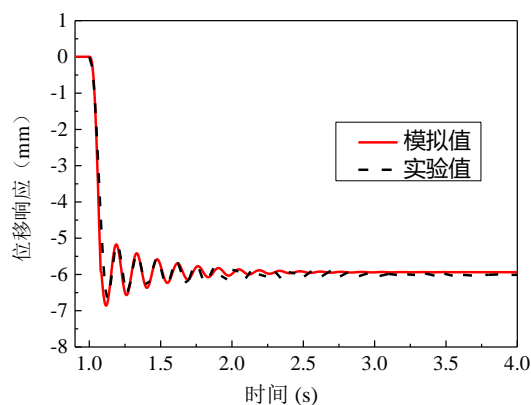
(c) RC 试件

图 2.25 边节点侧移曲线校验结果

PC1 试件和 RC 试件的快速移除动力试验的数值模拟结果与试验值对比如图 2.26 所示。PC1 子构件是选取第一级加载得到的试验数据与数值分析结果对比，考虑到 RC 试件在第一级荷载作用下产生的竖向位移可以忽略不计，进而利用第二级加载所得到的试验数据与数值分析结果进行比对。从分析结果可知，本文建立的数值模型较好地模拟了框架子结构在竖向荷载作用下的力学性能，体现了本文建模方式的正确性，能适用于装配式框架结构的倒塌分析。



(a) PC1 试件



(b) RC 试件

图 2.26 中柱位移-时间曲线校验结果

2.4 本章小结

本章在两个全装配式试件(PC1、PC2)和一个现浇试件(RC)的中柱移除静力试验及动力试验的基础上，利用OpenSees软件建立了三个子结构宏模型，对比了校验结果与试验数据，验证了节点模型建立的准确性，为接下来的多层框架模型建立提供一定的理论支撑。

(1) 详细介绍了模型中各个参数的含义和建模方式，包括材料对象、截面对

象、单元对象、零长度单元、坐标转换以及非线性分析等等。根据全装配式节点的特点及受力性能，建立了全装配式明牛腿-插梢杆-角型钢板连接和全装配式暗牛腿-插梢杆-角型钢板连接的节点宏模型。

(2)介绍了全装配式子结构与现浇子结构连续倒塌中柱移除拟静力和动力试验，根据试验的数据以及OpenSees建模方式，计算模型所需的相关参数，并对试件静动力试验全过程进行模拟，得到相应的中柱荷载-位移曲线校验曲线、边节点侧移曲线校验曲线和中柱位移-时间曲线校验曲线。对比分析有限元模拟和试验结果表明模拟结果均能与试验结果数值相差不大，证明了模型中材料和单元等参数设置的合理性，也为接下来章节的多层框架结构整体分析打下基础。

第3章 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌分析

拆除构件法是一种对结构抗连续倒塌性能较好的评估方法，能够很好地考察剩余结构抵抗结构发生连续性倒塌能力。该方法是按照一定的规定拆除结构中不同位置的构件，以达到破坏效果，然后对剩余损伤结构性能进行分析，最终评估结构抵抗连续倒塌的能力^[33]。拆除构件后的剩余结构可以采用线性静力分析方法（Linear Static Analysis Method）、非线性静力分析方法（Nonlinear Static Analysis Method）、线性动力分析方法（Linear Dynamic Analysis Method）和非线性动力分析方法（Nonlinear Dynamic Analysis Method）进行计算^[24]。

基于上一章全装配式子结构宏模型建模的准确性，本章将利用节点建模的方式进行全装配式框架结构以及与之对比的现浇框架结构的建模，并利用拆除构件法对三个框架结构进行抗连续倒塌能力的分析。

3.1 多层有限元框架模型建立

3.1.1 框架结构设计

本文设计了一栋七层四跨的钢筋混凝土框架结构进行分析^[92]，其平面图如图 3.1 所示。第二章的试验现浇子结构为该框架结构的部分构件按照 1/2 比例缩尺制作而成。结构设计的主要参数包括结构屋面恒载为 7.5kN/m^2 ，活载为 0.5kN/m^2 ，楼面恒载为 5.0kN/m^2 ，活载为 2.0kN/m^2 ；抗震设防烈度为 7 度，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度为 $0.1g$ ，场地类别为二类；隔墙荷载取 8.0kN/m ，顶层女儿墙荷载取 8.0kN/m ；混凝土均采用 C35，重度取 25kN/m^3 ，根据《混凝土结构设计规范》，得到具体参数如表 3.1 所示。纵向受力钢筋采用 HRB400 级，箍筋采用 HPB300 级，角型钢板采用 Q390 级。

表 3.1 混凝土材料参数 (N/mm^2)

混凝土强度等级	轴心抗压强度标准值 f_{ck}	轴心抗拉强度标准值 f_{tk}	弹性模量 E_c	圆柱体抗压强度 f_c'
C35	23.4	2.2	31500	27.7

选取结构平面布置图 3.1 中阴影处即 3 轴线处的横向框架为二维平面分析框架。为简化分析，取一层至七层梁柱构件配筋情况相同，框架结构模型及梁柱构件截面配筋如图 3.2 所示，底层柱编号则为 A1 至 E1。为了便于框架结构之间进行对比分析，装配式混凝土梁柱构件的截面尺寸与现浇框架结构相同，整个装配式框架结构梁柱节点连接分别采用混凝土明牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式和混

凝土暗牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，并将上一章的全装配式节点宏模型建模方法应用到多层框架模型中。

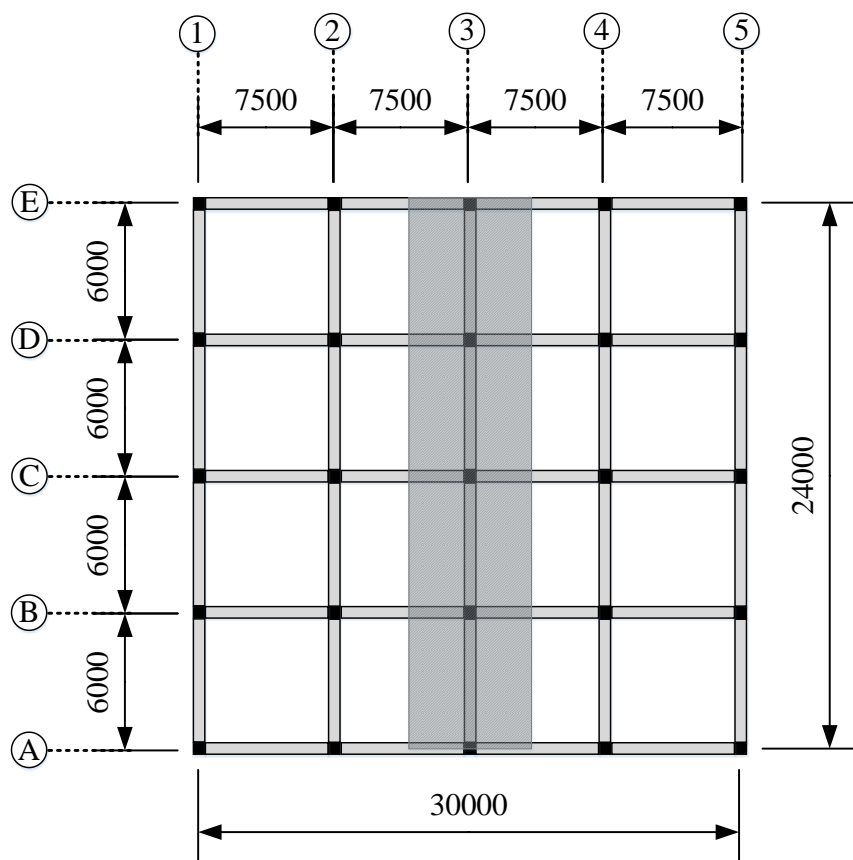


图 3.1 结构平面图 (单位: mm)

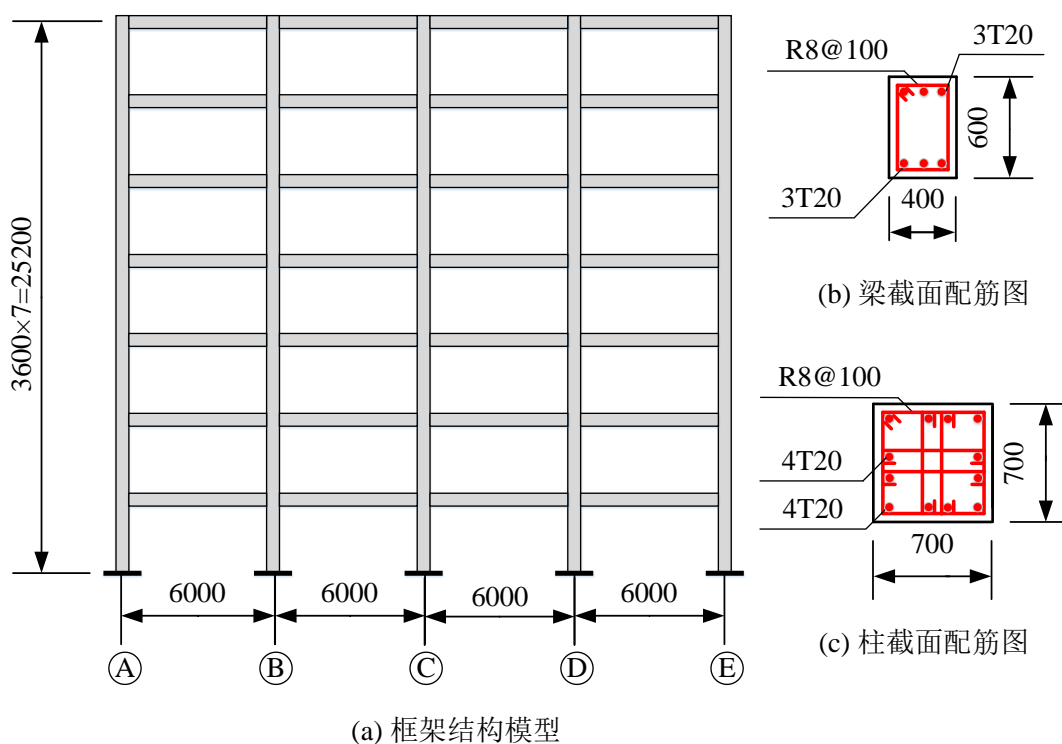


图 3.2 框架结构模型及梁柱配筋图

3.1.2 模型参数确定

根据2.2.1节中的计算方法，可得到有限元模型的混凝土参数，如表3.2所示。钢筋详细信息如表3.3所示。应变硬化率取1%，参数R0、cR1和cR2取建议值10、0.925、0.15。梁柱单元、截面划分以及坐标转换的设置同验证子结构试验的有限元模型。

表 3.2 框架结构混凝土模型参数

单元	强度提高系数 K	非约束区混凝土				约束区混凝土			
		f_{pc} (N/mm ²)	ϵ_{psc0}	f_{pcu} (N/mm ²)	ϵ_{psu}	f_{pc} (N/mm ²)	ϵ_{psc0}	f_{pcu} (N/mm ²)	ϵ_{psu}
梁	1.085	23.4	0.0018	0	0.004	25.4	0.00217	5.08	0.011
柱	1.083	23.4	0.0018	0	0.004	25.3	0.00217	5.07	0.011

表 3.3 钢筋材料参数

钢筋型号	屈服强度标准值 (N/mm ²)	屈服强度平均值 (N/mm ²)	弹性模量 (N/mm ²)
HRB400	400	452.05	2×10^5
HPB300	300	339.04	2×10^5
Q390 钢	390	440.75	2×10^5

3.2 框架结构非线性静力分析

非线性静力分析方法（也称 Pushdown 分析）是在结构拆除构件后，通过在竖向方向对剩余损伤结构施加增量静力荷载，直到结构整体倒塌破坏为止，从而得到相应的倒塌抗力-失效位移曲线，由此可研究结构的极限承载力以及结构在倒塌变形中的变化规律^[81]。

本文采用 DoD2013 规范^[35]中的荷载组合方式(1.2D+0.5L)进行计算，其中 D 为恒荷载，L 为活荷载，并利用荷载放大系数 α 考虑逐步增大的竖向荷载，考虑拆除结构底层中柱和边柱两种失效工况，使用 Khandelwal 等^[81]提出的满跨加载模式，具体加载方式如图 3.3 所示。同时根据 GSA2003 规范建议，将结构的连续倒塌失效准则定义为梁两端的相对竖向位移超过跨度的 1/5 或大变形下有限元分析不收敛作为结构发生竖向连续倒塌的准则。

采用以上方法对 PC1、PC2 及 RC 框架结构进行分析，工况设定为拆除底层中柱 C1 和拆除底层边柱 A1。

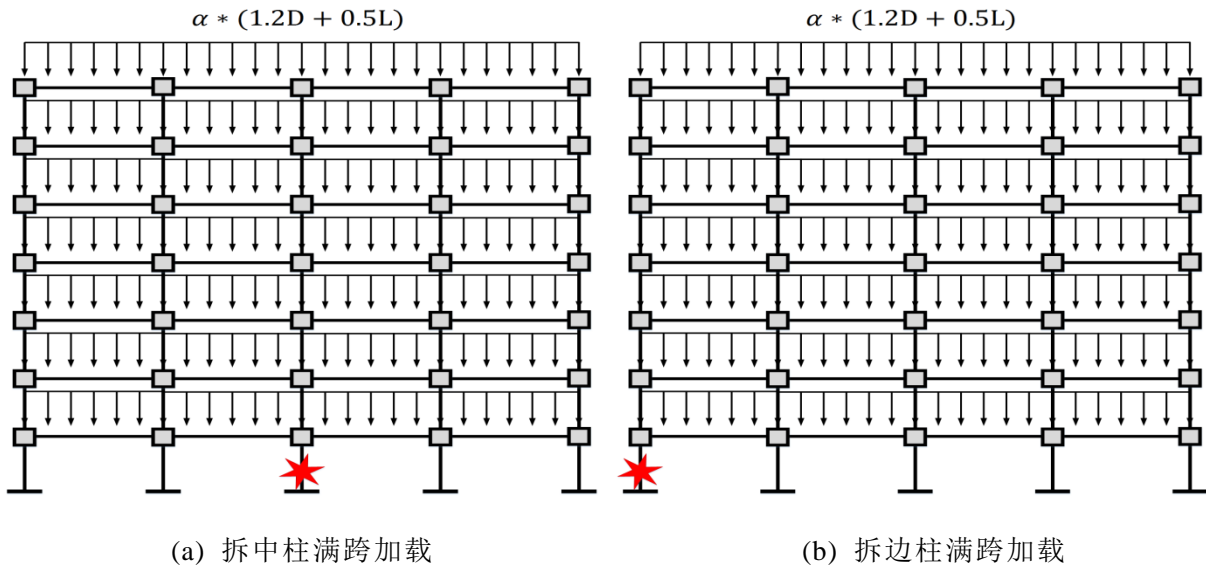


图 3.3 两种失效模式下的加载方法

3.2.1 拆除中柱 C1 结果分析

图 3.4 为三榀框架拆除中柱 C1 后的 Pushdown 分析结果对比。

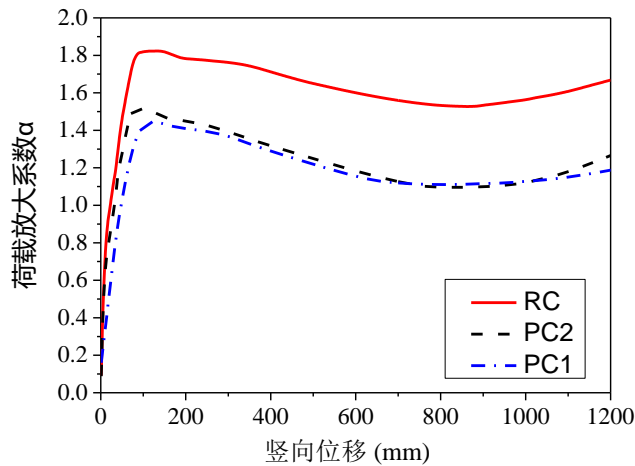
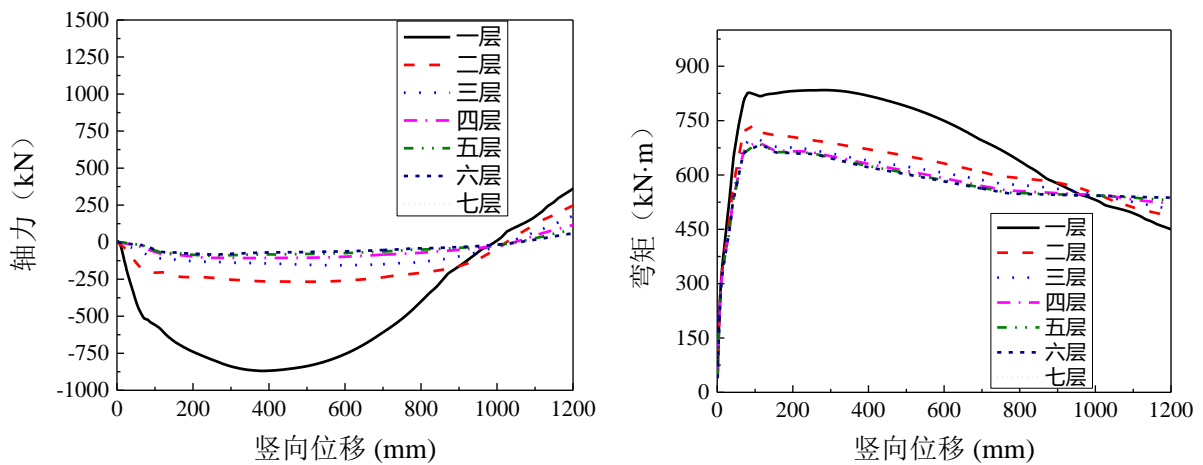


图 3.4 拆除柱 C1 后结构 Pushdown 曲线

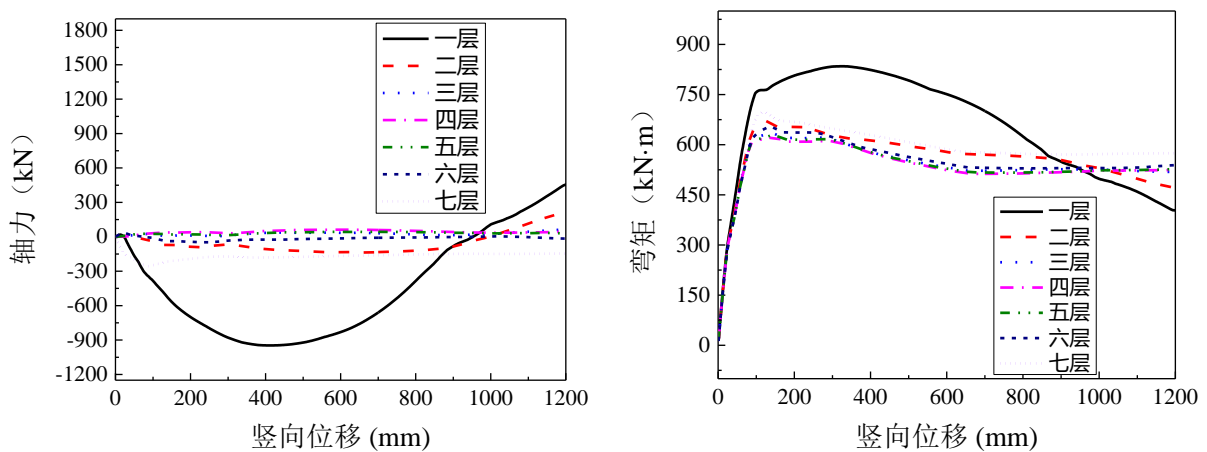
装配式框架和现浇框架的 Pushdown 曲线中均出现了两个极值点，一个极大值点和一个极小值点，随后曲线出现一个上升段，这体现了框架结构在竖向倒塌变形中抗倒塌承载力主要通过梁机制、压拱机制和悬链线机制来提供。在压拱机制内，结构的抗连续倒塌承载力主要来源于梁端所承担的弯矩；RC 框架在失效点节点竖向位移达到 132mm 时，荷载放大系数 α 达到了最大值 1.82；PC1 框架在失效点节点竖向位移达到 124mm 时，荷载放大系数 α 达到了最大值 1.4，相较于 RC 框架结构低了 30%；PC2 框架在失效点节点竖向位移达到 119mm 时，荷载放大系数 α 达到了最大值 1.51，相较于 RC 框架结构低了 20.5%。随后曲线开始下降，进入转换阶段，当节点竖向位移达到 800mm 左右时，荷载放大系数 α 降到最低，随着节点竖向位移的进一步增加，曲线开始上升，进入悬链线阶段，此时结

构的抗连续倒塌承载力主要由梁内纵筋轴拉力提供，最后在节点位移达到梁跨度 1/5 即 1200mm 时，认为结构发生倒塌，此时 PC1 框架荷载放大系数 α 为 1.19，PC2 框架荷载放大系数 α 为 1.27，RC 框架荷载放大系数 α 为 1.67。

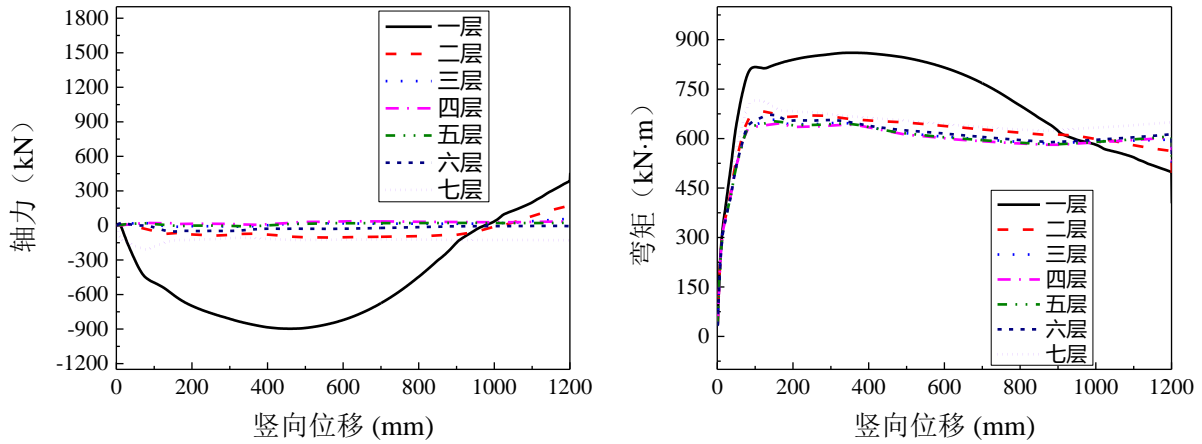
图 3.5 为 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 中 BC 跨各层梁轴力和弯矩的变化曲线。由图可以看出，悬链线机制主要发生在一层梁，其余层梁主要通过梁机制抵抗外荷载。三榀框架的一层梁的轴力均先处于受压状态，随着竖向位移的增大，逐渐转换为受拉状态，即从压拱效应阶段转变为悬链线阶段。相较于 RC 和 PC2 框架，PC1 的中间层也有表现较为明显的轴拉力作用，与周边约束构件形成拉结作用，而顶层随着竖向位移增大梁的轴向力没有产生明显的变化。



(a) PC1-Frame



(b) PC2-Frame



(c) RC-Frame

图 3.5 BC 跨各层梁轴力和弯矩变化曲线

3.2.2 拆除边柱 A1 结果分析

图 3.6 为三榀框架拆除边柱 A1 后的 Pushdown 分析结果对比。RC 框架在失效点节点竖向位移达到 155mm 时，荷载放大系数达到了最大值 1.70；PC1 框架在失效点节点竖向位移达到 145mm 时，荷载放大系数达到了最大值 1.34，相较于 RC 框架结构低了 26.9%；PC2 框架在失效点节点竖向位移达到 143mm 时，荷载放大系数达到了最大值 1.39，相较于 RC 框架结构低了 22.3%。在边柱失效的情况下，受损梁跨形成了类似于悬臂构件的受力状态，梁两端不能形成有效的水平拉结作用，因此也无法发展悬链线作用。最后在节点位移达到梁跨度 1/5 即 1200mm 时，认为结构发生了倒塌，此时 PC1 框架荷载放大系数 α 为 1.17，PC2 框架荷载放大系数 α 为 1.20，RC 框架荷载放大系数 α 为 1.60。

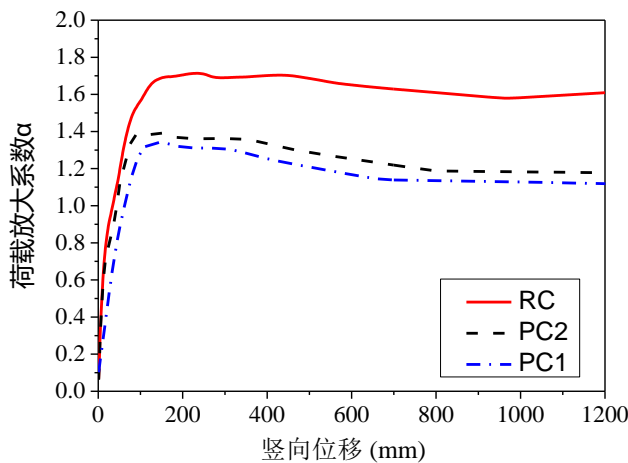


图 3.6 拆除柱 A1 后结构 pushdown 曲线

图 3.7 为 PC1-Frame、PC2-Frame、RC-Frame 中 AB 跨各层梁轴力和弯矩的变化曲线。由各层轴力曲线随失效节点的位移变换关系可知，轴向受力状态都没有发生明显的转换，也说明了在边柱失效的工况下，底层受损跨梁不能从受压转

换成受拉状态从而形成有效的拉结作用，也就是结构无法形成悬链线作用。框架结构底层与顶层梁构件分别承受轴向压力与轴向拉力的作用，随着失效节点竖向位移的增大，顶层梁构件的轴拉力逐渐增大，底层梁构件的轴压力也逐渐增大，在达到结构梁机制作用下的峰值之后停止增大，而其他各层的轴力变化不明显，轴向受力表现几乎为 0。

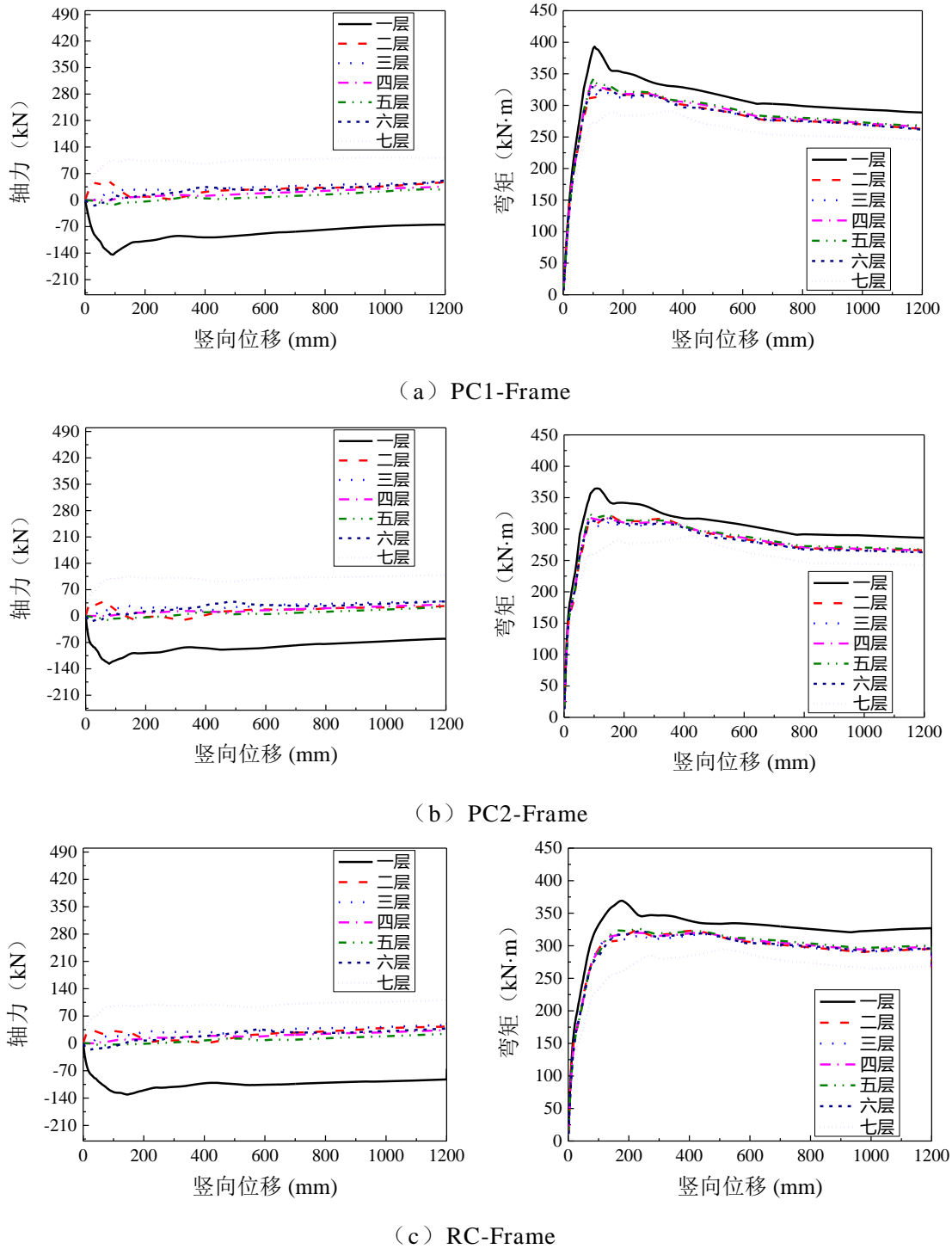


图 3.7 AB 跨各层梁轴力和弯矩变化曲线

3.3 框架结构非线性动力分析

为得到拆柱后的剩余结构在失效瞬间的动力响应，参照 GSA2003^[96]和 DoD2013^[35]等有关规范及结合 OpenSees 分析平台，制定如下的计算流程：

- (1) 在完好的结构上静力加载，得到失效柱柱端的内力 P_0 ；
- (2) 拆除目标柱，把失效柱内力的反力 P_0 作用在剩余结构上，从而得到与初始完整结构相似的等效模型；
- (3) 在等效模型失效柱柱顶节点施加与 P_0 随时间变化反向等值的荷载，失效时间取 GSA 规定^[96]中基本周期的 0.1 倍，计算剩余结构的动力响应。

详细加载方案如图 3.8 所示。

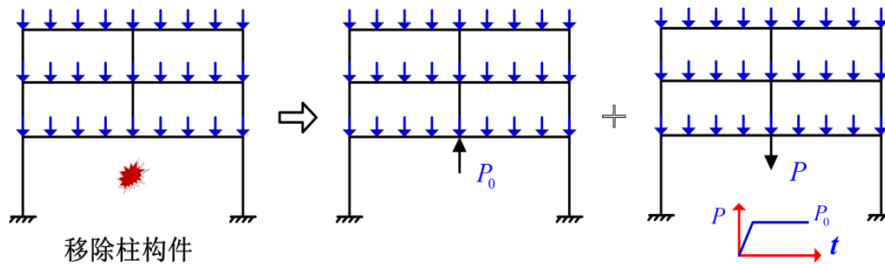


图 3.8 框架结构拆除构件动力非线性分析方案

采用上述方法对 RC、PC1 框架结构进行分析，工况设定为拆除中柱 C1 和拆除边柱 A1。

3.3.1 拆除中柱 C1 结果分析

拆除中柱 C1 后，对其损伤结构开展动力分析，原结构在荷载放大系数 α 为 1 时的静力荷载下维持 1s，然后瞬间拆除底层柱，动力分析时长设为 4s。把失效柱上端定义为失效点，失效点时间-竖向位移曲线见图 3.9。

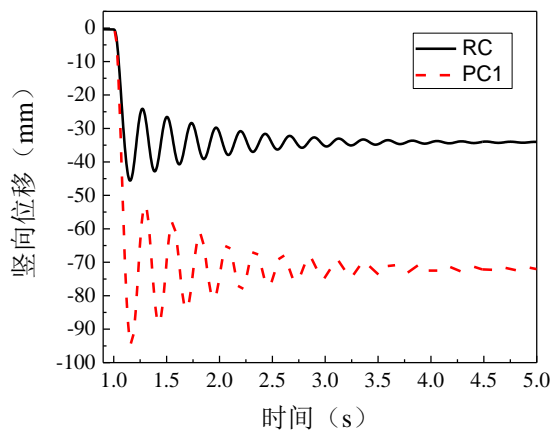


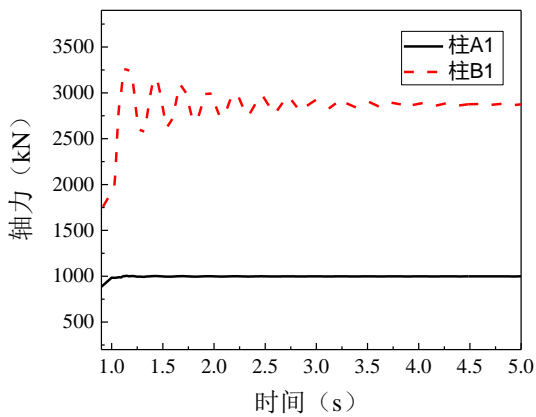
图 3.9 两榀框架结构失效点位移时程曲线

由图 3.9 可以看出，在中柱 C1 失效的瞬间，两个框架失效点的位移均先快速增加，由于框架梁的水平约束，拆除中柱后的时程曲线迅速衰减并且波动规律。RC 框架在 1.2s 达到最大位移 46mm，PC1 框架在 1.2s 达到最大位移 94mm。模拟

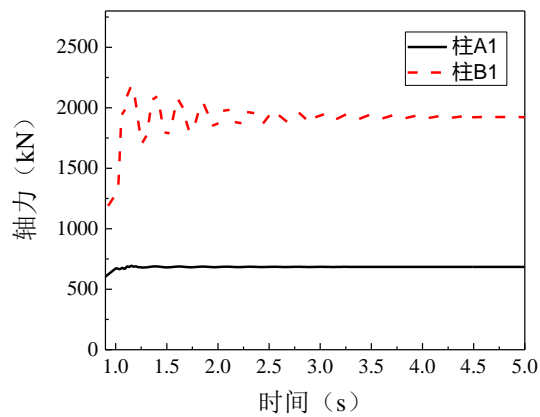
结果表明，在拆除底层中柱 C1 后两榀框架均未发生连续倒塌，且框架梁发生的变形较小，相较于 RC 框架，由于梁柱节点的构造不同，PC1 框架失效点竖向位移振幅更大。

为进一步了解框架拆除构件后内力传递情况，对两榀框架拆除柱后的构件内力变化也进行了分析。在中柱拆除后，结构产生较为均匀的内力重分配，由其相邻竖向构件承担。图 3.10 给出了中柱 C1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架底层相邻柱 A1 和 B1 的轴力和弯矩时程曲线，可见此时结构底层两根柱的内力变化较大，与柱 C1 紧邻的柱 B1 承担了大部分的轴力，在 PC1 框架中，在拆除柱构件的瞬间轴力达到了最大值 3300kN，是拆除构件前的 1.72 倍，在 RC 框架中，在拆除柱构件的瞬间轴力达到了最大值 2180kN，是拆除构件前的 1.70 倍，因此在结构设计时需对保证 B1 柱具有足够大的承载力，柱 A1 在拆除构件后轴力基本保持不变，柱 A1 的弯矩变化也比柱 B1 小。

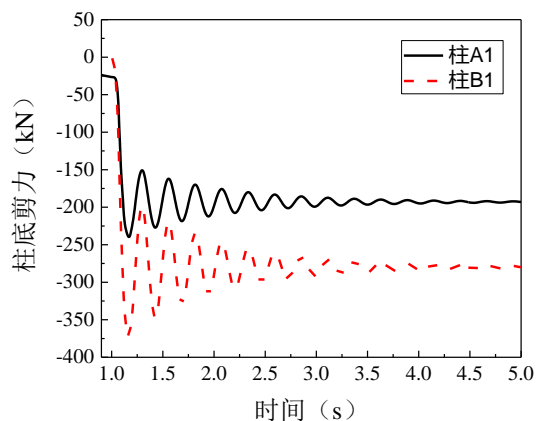
图 3.11 给出了中柱 C1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架第二跨各层梁的内力变化曲线，其中提取的梁端弯矩数据为失效点的一端，拆除构件后，底层跟顶层的轴力变化较大，中间层轴向力没有产生较为明显的变化，梁的弯矩变化较为显著。



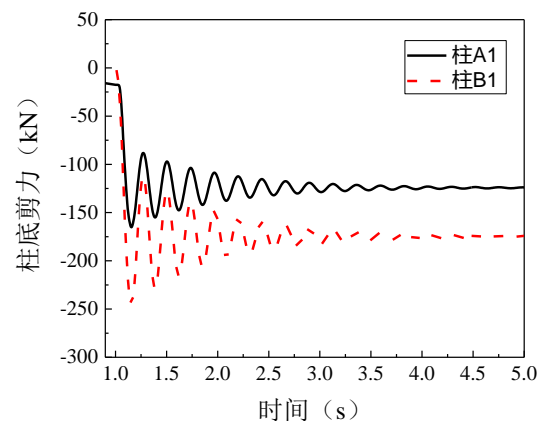
(a) PC1-Frame



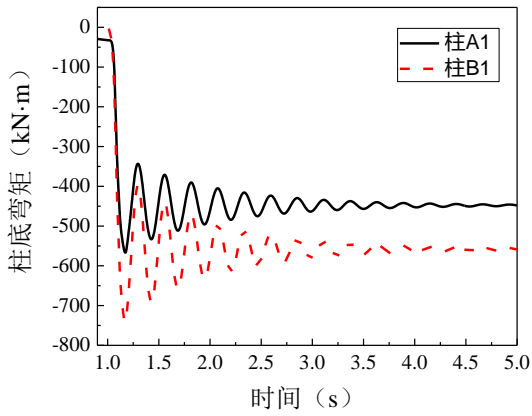
(b) RC-Frame



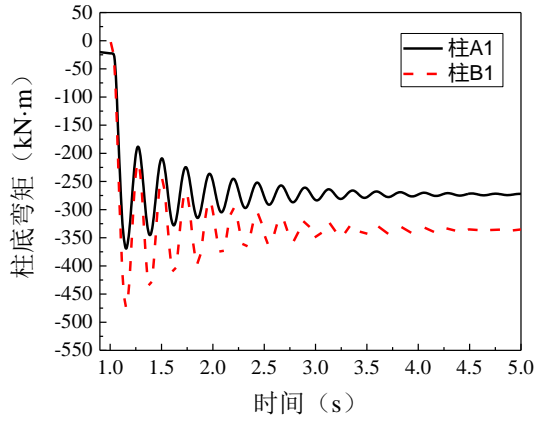
(c) PC1-Frame



(d) RC-Frame

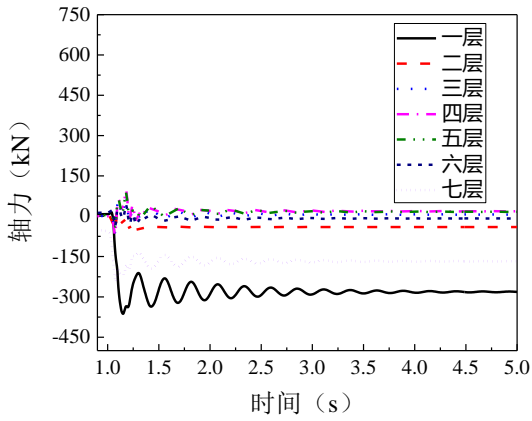


(e) PC1-Frame

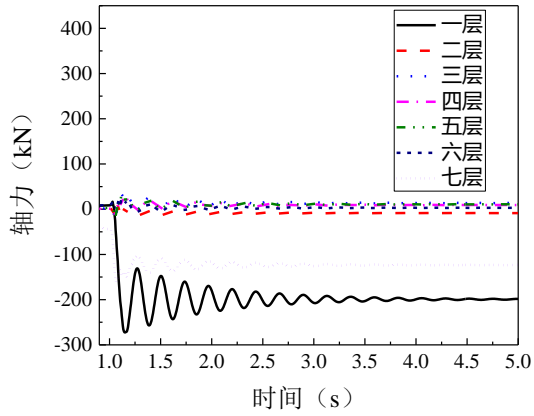


(f) RC-Frame

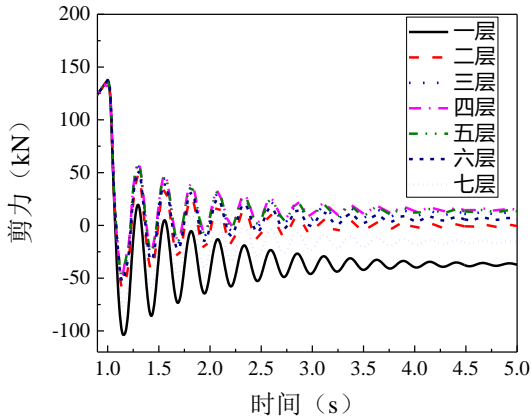
图 3.10 底层柱轴力、剪力和底端弯矩变化曲线



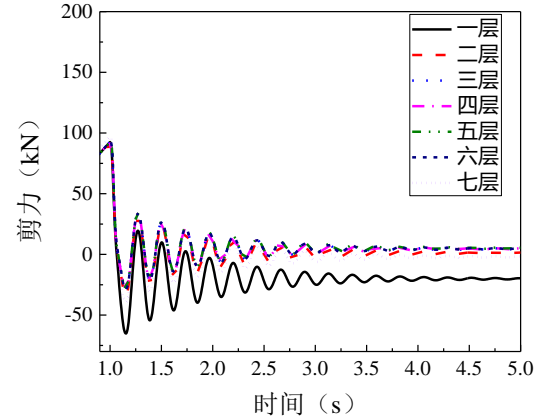
(a) PC1-Frame



(b) RC-Frame



(c) PC1-Frame



(d) RC-Frame

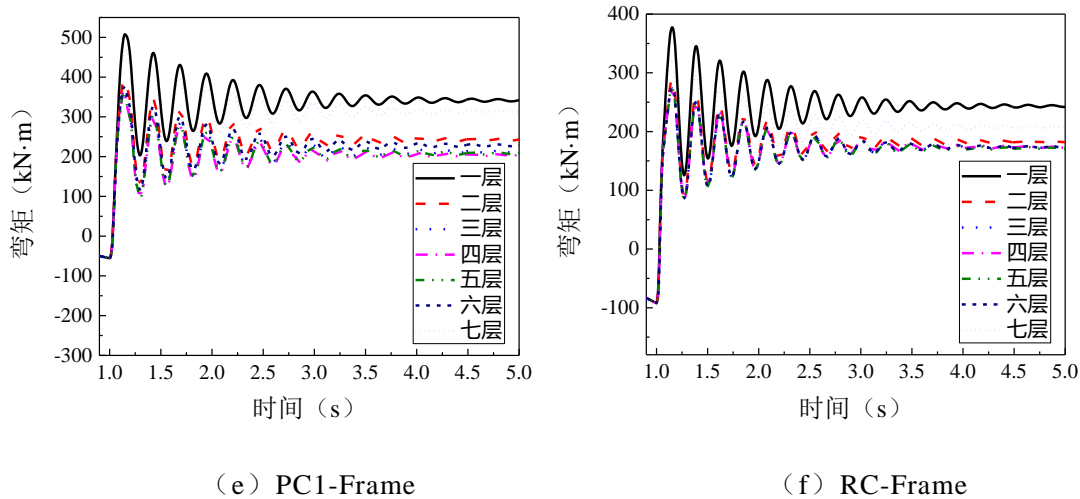


图 3.11 BC 跨各层梁轴力、剪力和弯矩变化曲线

可见在荷载放大系数 α 为 1 时，拆除中柱后 PC1 和 RC 框架结构均未发生倒塌。将 RC 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按增大系数 0.2 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛；将 PC1 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按 0.1 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛。每次分析时即可以得到荷载放大系数 α 所对应的失效点最大竖向位移，详细数据如表 3.4 所示。

RC 框架在荷载放大系数 α 为 1.72 时和 PC1 框架在荷载放大系数 α 为 1.32 时的失效点位移时程曲线如图 3.12。由图可知，在相应的荷载放大系数下，两榀框架的失效柱对应节点的竖向位移在拆除边柱后迅速单调增大，RC 框架在 2.41s 时位移已达到 1200mm 即为梁跨度的五分之一，认为该结构发生倒塌；PC1 框架结构的失效点则在 2.13s 达到了 1200mm 的竖向位移，下降速率较现浇结构快。

表 3.4 结构位移表

框架类型	荷载放大系数 α	最大动位移 (mm)
RC	1.0	46
	1.2	67
	1.4	96
	1.6	167
	1.7	320
	1.71	381
	1	94
PC1	1.1	118
	1.2	160
	1.3	289
	1.31	334

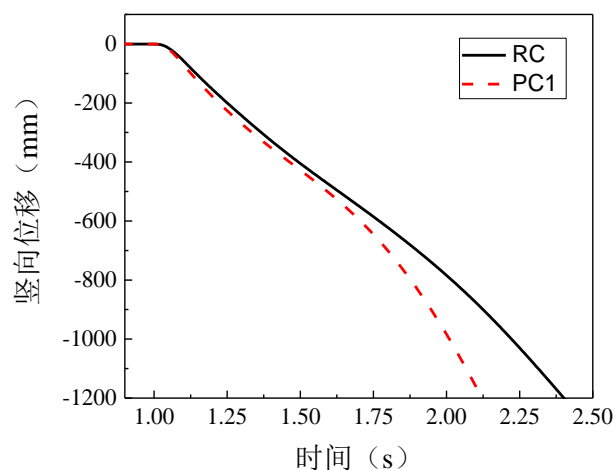


图 3.12 两榀框架结构失效点位移时程曲线

3.3.2 拆除边柱 A1 结果分析

对 PC1-Frame 和 RC-Frame 结构在拆除边柱 A1 后进行非线性动力分析，原结构在荷载放大系数 α 为 1 时的静力荷载下维持 1s，然后瞬间拆除底层柱，动力分析时长设为 7s。由图 3.13 可以看出，两个框架失效点的竖向位移均先快速增大，继而不规则上下波动衰减，大约在 4s 后开始趋于平缓；RC 框架在 1.2s 达到最大位移 53mm，PC1 框架在 1.5s 达到最大位移 115mm。同样在拆除底层边柱 A1 后两榀框架未发生连续倒塌，PC1 框架失效点竖向位移振幅较 RC 框架更大。

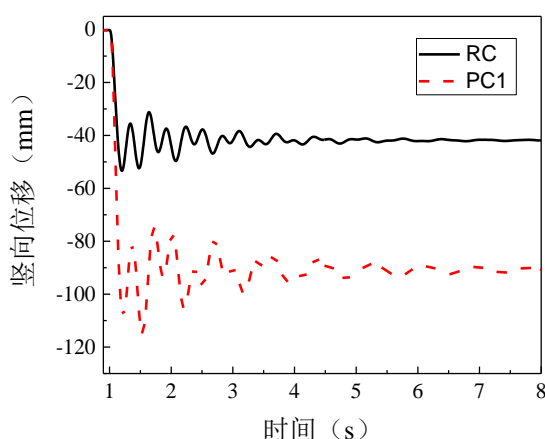


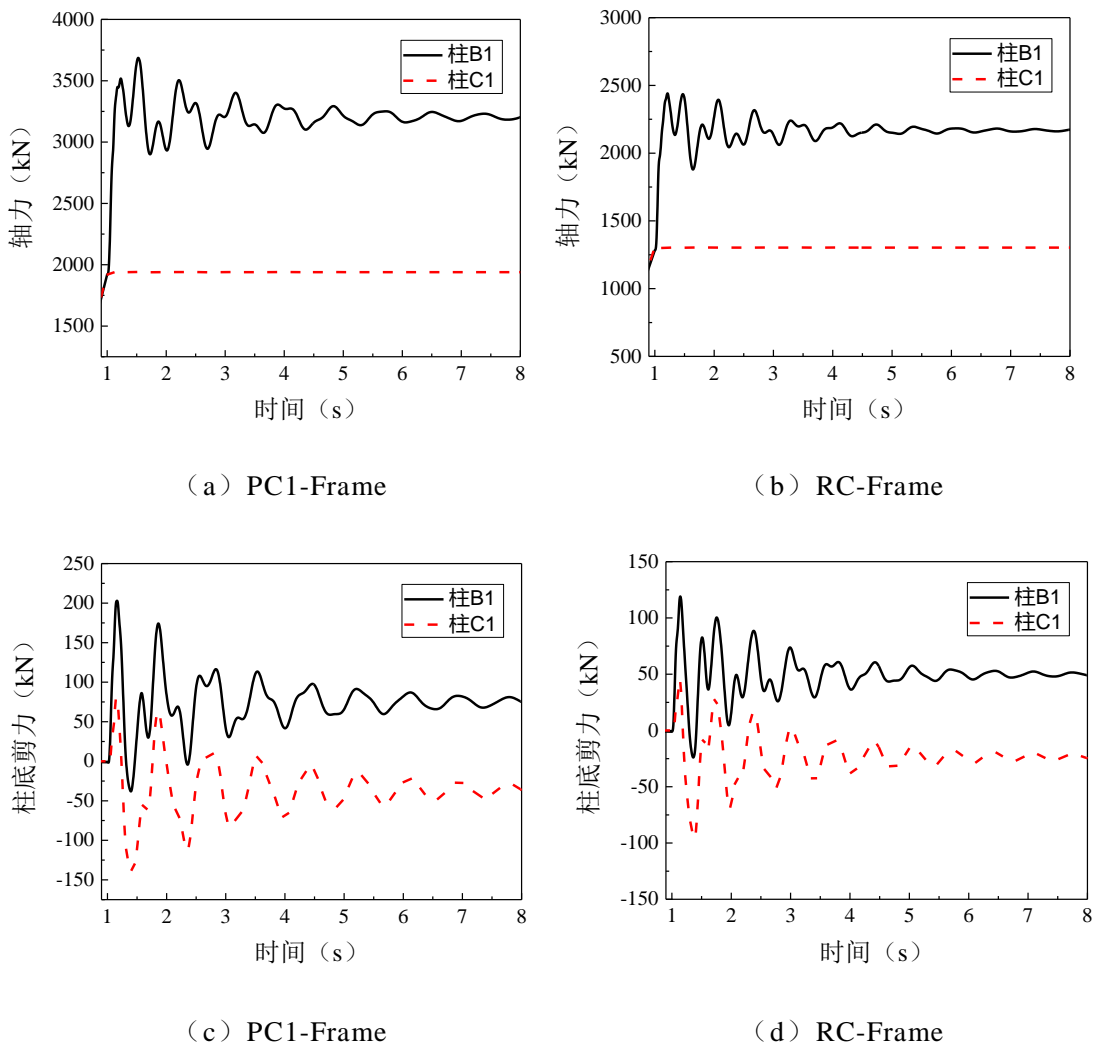
图 3.13 两榀框架结构失效点位移时程曲线

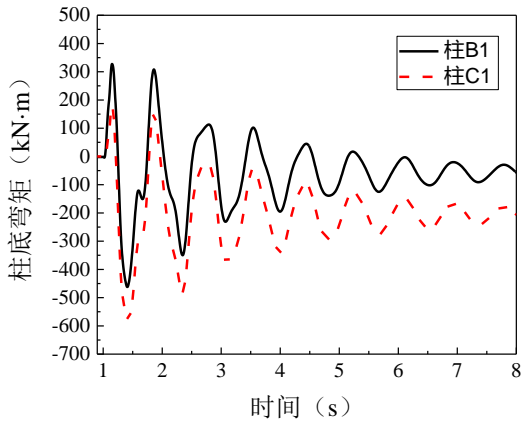
在拆除边柱之前，上部荷载通过梁的剪切作用传递到柱构件，从而产生轴向力，梁因产生弯曲而轴向受拉。拆除边柱后，结构发生几何和刚度突变，边柱附近的构件内力发生突变，结构传力路径也发生变化，由梁传递到边柱的轴力不能向下传递，一层边跨梁成为悬臂梁，弯矩变大，导致梁的轴向力突然变化。图 3.14 给出了边柱 A1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架底层相邻柱 B1 和 C1 的轴力和弯矩时程曲线，结构底层两根柱的内力变化较大，与柱 A1 紧邻的柱 B1 承担了大部分

的轴力，PC1 框架中柱 B1 在 1.5s 轴力达到最大值 3686kN，是拆除构件前的 1.92 倍，相较于拆除中柱时的轴力增大了 11.7%，RC 框架中柱 B1 在 1.21s 轴力达到最大值 2441kN，是拆除构件前的 2.11 倍，相较于拆除中柱时的轴力增大了 12.0%，柱 C1 在拆除构件后轴力基本保持不变，柱 C1 弯矩变化也比柱 B1 小。

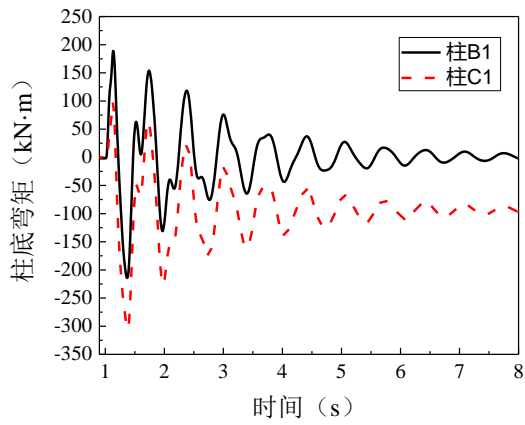
图 3.15 给出了边柱 A1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架第一跨各层梁的内力变化曲线，其中提取的梁端弯矩数据为失效点的一端，拆除构件后，底层梁变成受压状态，顶层梁变成受拉状态，中间层轴向力则没有产生较为明显的变化，梁弯矩变化较为显著。从剩余结构整体的响应得知，与中柱失效工况相比，拆除边柱对结构的影响程度较中柱大。

可见在荷载放大系数 α 为 1 时，拆除边柱后 PC1 和 RC 框架结构均未发生倒塌。将 RC 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按增大系数 0.2 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛；将 PC1 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按 0.1 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛。每次分析时即可以得到荷载放大系数 α 所对应的失效点最大竖向位移，详细数据如表 3.5 所示。



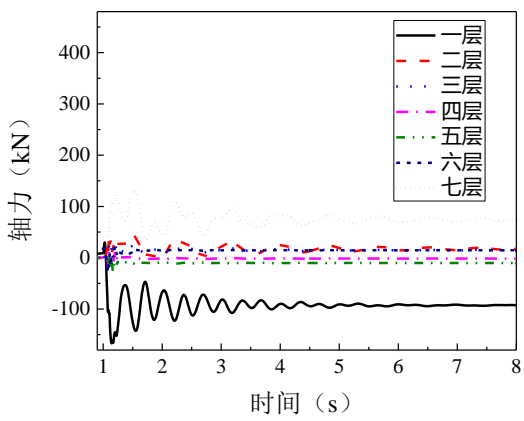


(e) PC1-Frame

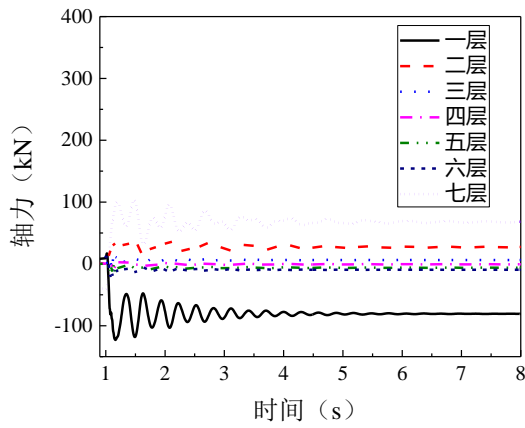


(f) RC-Frame

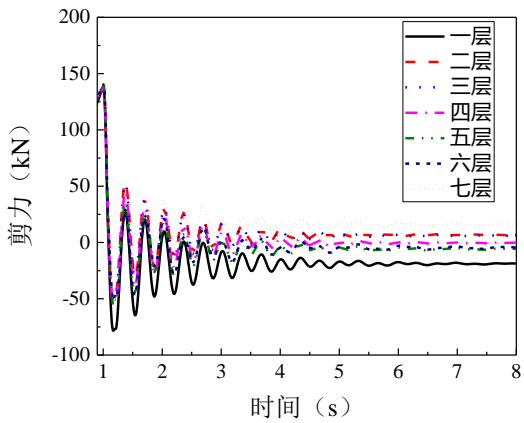
图 3.14 底层柱轴力、剪力和底端弯矩变化曲线



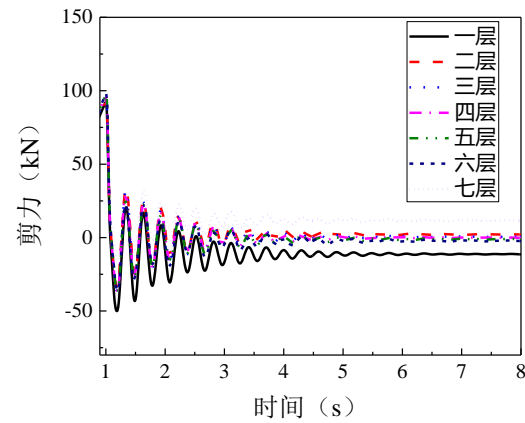
(a) PC1-Frame



(b) RC-Frame



(c) PC1-Frame



(d) RC-Frame

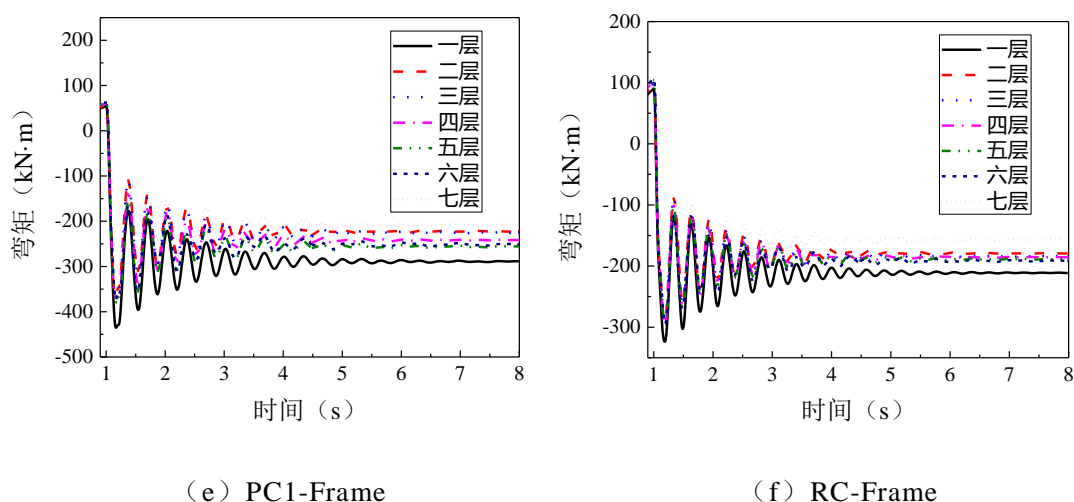


图 3.15 第一跨各层梁轴力、剪力和弯矩变化曲线

RC 框架在荷载放大系数 α 为 1.66 时和 PC1 框架在荷载放大系数 α 为 1.26 时的失效点位移时程曲线如图 3.16。由图可知，在相应的荷载放大系数下，两榀框架的失效柱对应的节点竖向位移在拆除边柱后迅速单调增大，RC 框架在 1.86s 时位移已达到 1200mm 即为梁跨度的五分之一，认为该结构发生倒塌；PC1 框架结构的失效点则在 1.67s 达到了 1200mm 的竖向位移，下降速率较现浇结构快。

表 3.5 结构位移表

框架类型	荷载放大系数 α	最大动位移 (mm)
RC	1.0	53
	1.2	79
	1.4	150
	1.6	438
	1.65	491
PC1	1	115
	1.1	146
	1.25	337

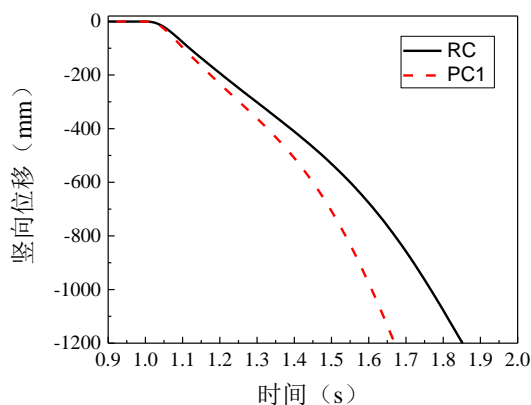


图 3.16 两榀框架结构失效点位移时程曲线

3.4 基于等能量法的简化动力分析

由于非线性动力方法耗时长久并且计算复杂，采用简化的方法来预测结构的动力响应^[97]，如图 3.17 所示，在非线性静力响应的基础上，利用等能量原理确定结构的动力响应，即：

结构的静力荷载抗力 P_S 可表达为失效点竖向位移 x 的函数：

$$P_S = P(x) \quad (3.1)$$

倒塌过程中结构内能 U 满足：

$$U = \int P(x)dx \quad (3.2)$$

当结构有效抵抗倒塌时，重力势能 W 转化的动能要被结构有效耗散，即满足：

$$W = Gx = U \quad (3.3)$$

此时重力荷载 G 即为结构的动力抗力 P_D ，满足：

$$P_D = \frac{1}{x} \int P(x)dx \quad (3.4)$$

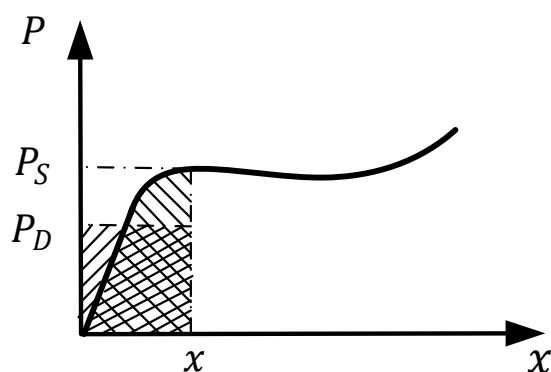


图 3.17 简化动力评估方法

对 RC 和 PC1 框架结构拆除中柱 C1 和边柱 A1 后的静力位移-荷载放大系数曲线进行转换，得到的简化动力响应。将简化动力响应、非线性静力响应以及动力响应进行分析对比，如图 3.18 和图 3.19 所示。通过观察可知，非线性静力分析的结果较为保守，非线性动力响应与简化动力响应分析的趋势大致相同，而非线性动力分析计算效率低，分析过程较为复杂，因此在精度要求不高的情况下可以采用基于能量法的简化非线性动力方法。

在相同的位移下，将非线性动力抗力与非线性静力抗力的比值定义为动力放大系数 DAF^[98]。图 3.20 为拆除中柱 C1 和拆除边柱 A1 后的 PC1 框架和 RC 框架的动力放大系数，可见动力放大系数随着位移的增加逐渐减小，在小变形下动力放大系数较大，DAF 值保持在 2.0 左右，说明当结构处于线性静力分析时，使用 2.0 的 DAF 值是较为合适的，而在大变形阶段的动力放大系数较小甚至小于 1.0，

这是因为利用简化的动力分析方法计算出来的动力荷载放大系数是累积耗能指标，而静力荷载放大系数是当前状态下的指标，并且在此状态下，结构在静态平衡状态下处于“不稳定”状态，静力荷载放大系数最低。在动态平衡中，结构刚刚经历了峰值承载能力，消耗了大量的动能。动力放大系数下降地较为缓慢，导致结构的动力放大系数小于 1。

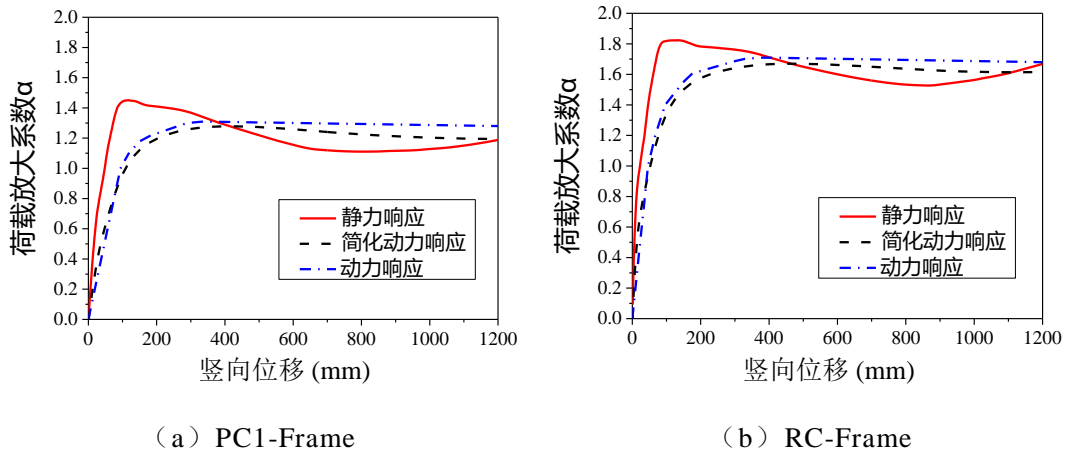


图 3.18 拆除中柱工况下各位移-荷载曲线对比

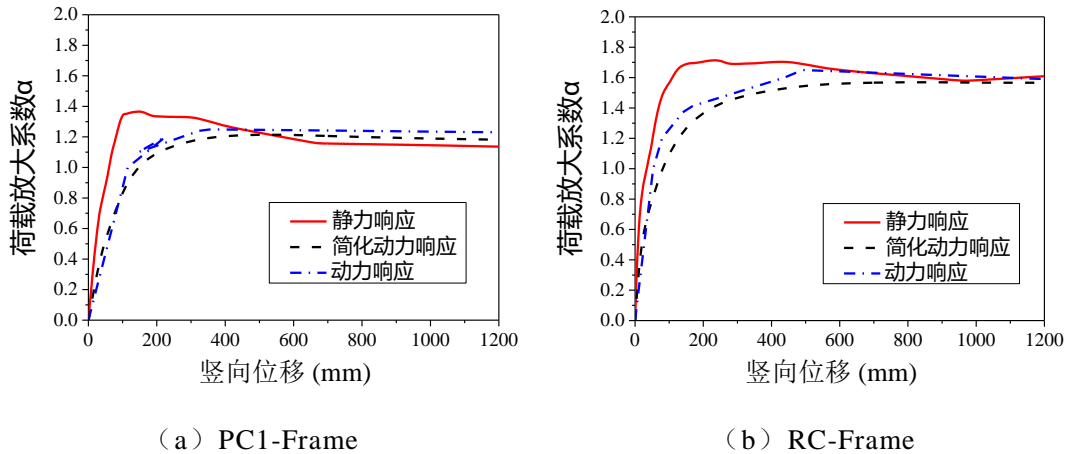


图 3.19 拆除边柱工况下各位移-荷载曲线对比

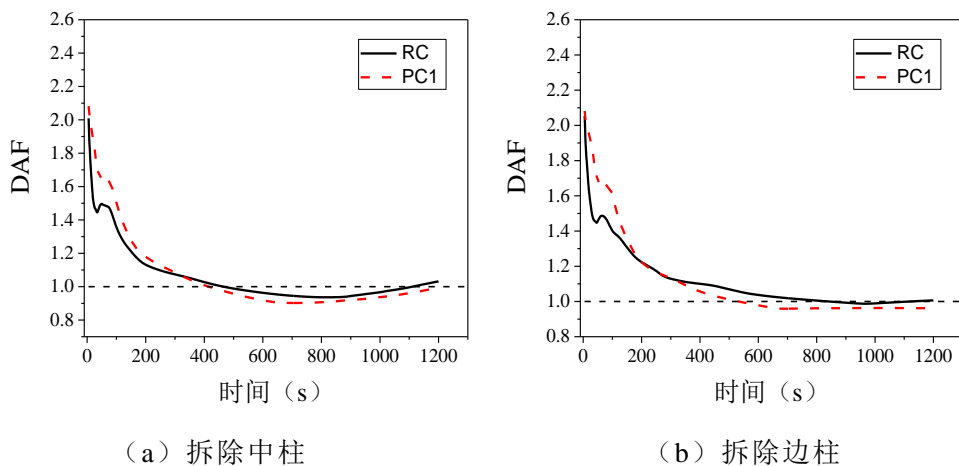


图 3.20 动力放大系数对比

3.5 本章小结

本章在第二章利用OpenSees建立并校验好的装配式PC1试件和装配式PC2试件宏模型的基础上，设计了带有混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构及与之对比的现浇框架结构。并采用拆除构件法拆除框架底层的中柱和边柱对三种类型的框架结构进行了连续倒塌分析：

(1) 在拆除柱的动力反应分析中，得到了失效点的竖向位移时程曲线和关键梁柱的内力变化曲线。在中柱失效工况下，RC-Frame和PC1-Frame的失效点最大竖向位移分别为46mm和94mm；在边柱失效工况下，RC-Frame和PC1-Frame的失效点最大竖向位移分别为53mm和115mm。说明框架结构在拆边柱后的抗连续倒塌性能低于拆中柱后的抗连续倒塌性能，拆除边柱的倒塌危险性较拆除中柱大，故在结构设计时可适当增加边柱的截面配筋或尺寸。

(2) 在拆除中柱后，PC1-Frame和PC2-Frame在压拱机制的极限承载力分别较RC-Frame低30%和20.5%；在拆除边柱后，PC1-Frame和PC2-Frame在压拱机制的极限承载力分别较RC-Frame低26.9%和22.3%。故RC-Frame的整体抗连续倒塌性能较好，PC2-Frame的整体抗连续倒塌性能其次，PC1-Frame的整体抗连续倒塌性能较差。

(3) 利用基于能量方法的简化非线性动力分析方法对RC和PC1框架在拆除边柱的情况下进行分析，并与非线性静力分析进行对比，得知结构的动力放大系数在进入塑性阶段后而逐渐减小，非线性静力分析的结果较为保守，在精度要求不高的情况下，可以选取简化的非线性动力分析方法。

第4章 全装配式结构非线性抗连续倒塌可靠度分析

工程结构在设计使用时往往最看重的是安全性能，而在设计、施工以及使用过程中由于结构所承受的外部荷载与使用的材料属性等种种不确定性因素也影响着结构的性能。结构的可靠度分析正是为了解决在这个过程中所存在的不确定性问题。而对于复杂的实际工程结构，简单的构件可靠度分析方法无法适用，以寻找失效模式为基础的结构体系可靠度分析方法计算繁琐，工作量大。计算结构体系可靠度利用结构的整体极限状态方程成为了一种新趋势。

本章将简要介绍几种结构可靠度常用计算方法，并介绍了结合成熟的构件可靠度计算方法和相关的变量情形以及上章中提及的 Pushdown 方法结合来近似计算结构系统的整体可靠度方法。该方法可以不用寻找主要失效模式，并且利用结构全局非线性分析，可以考虑到实际的材料本构模型，是一种有效实用的近似方法来解决结构系统可靠性问题。最后，通过利用上章建立的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 结构模型，分别计算了全装配式结构和现浇结构的完好结构以及损伤结构下抗连续倒塌可靠度。

4.1 结构可靠度理论概述

4.1.1 可靠度概念

结构可靠性是指结构可以满足结构设计时要求的预设功能，而衡量结构可靠性的概率指标称为结构的可靠度。

在结构分析中，材料、荷载和计算模型等都存在不确定性，这些影响结构性能的不确定性参数可以称为随机变量，随机变量又可以根据取值分为离散型随机变量和连续型随机变量。离散型随机变量的重要概率分布有二项式分布和泊松分布，连续型随机变量通常用概率分布函数来了解随机变量的概率特征，常用的有正态分布（Normal distribution），对数正态分布（Lognormal distribution）及极值 I 型分布（Extreme Value I Distribution）。在复杂工程情况下，我们往往很难得知函数的具体分布，通常使用常用的数字特征例如均值、方差和矩来进行判断。

可靠度分析中，结构是否能满足设计的某一个功能要求的状态是由结构的功能函数进行定义的。假定 X_1, X_2, \dots, X_n 为基本随机变量，那么结构的功能函数可以表示为：

$$Z=g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.1)$$

当 $Z>0$ 时，可以认为结构是可靠的，当 $Z<0$ 时，可以认为结构已失效，其出现小于 0 的概率就可以称为结构的失效概率 P_f ，当 $Z=0$ 时，可以称为结构的极

限状态。

假定结构的极限状态方程为结构抗力 R 和荷载效应 S 两个正态变量组成，其极限状态方程为：

$$Z=R-S=0 \quad (4.2)$$

根据定义可得失效概率 P_f 为：

$$P_f = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z-m_z}{\sigma_z}\right)^2\right] dz \quad (4.3)$$

可靠度 P_r 公式为：

$$P_r = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z-m_z}{\sigma_z}\right)^2\right] dz \quad (4.4)$$

式中 m_z 、 σ_z 为 Z 的均值和标准差。

利用标准化随机变量 y ($m_t=0$, $\sigma_t=1$) 将正态分布 Z (m_z , σ_z) 转化为标准正态分布 Y (0,1)，那么 P_f 为

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-m_z/\sigma_z} \exp\left(-\frac{y^2}{2}\right) dy = \Phi\left(-\frac{m_z}{\sigma_z}\right) \quad (4.5)$$

其中

$$m_z = m_R - m_S, \quad \sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4.6)$$

引入可靠指标 β ，令

$$\beta = \frac{m_z}{\sigma_z} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (4.7)$$

或

$$\beta = \frac{m_z}{\sigma_z} = \frac{(m_R / m_S) - 1}{\sqrt{(m_R / m_S)^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad (4.8)$$

其中

$$V_R = \frac{\sigma_R}{m_R} \quad (4.9)$$

$$V_S = \frac{\sigma_S}{m_S} \quad (4.10)$$

式中 m_R 、 σ_R 为 R 的均值和标准差， m_S 、 σ_S 为 S 的均值和标准差， V_R 和 V_S 分别为 R 和 S 的变异系数。

结合上式可得

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.11)$$

$$P_r = 1 - P_f = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta) \quad (4.12)$$

目前在工程设计上一般使用可靠指标 β 和相应的失效概率 P_f 来衡量结构的可靠度。

4.1.2 不确定性分析的研究方法

由于实际工程的复杂性，通常采用一次二阶矩法、抽样方法（如蒙特卡罗法 Monte Carlo Simulation 和拉丁超立方抽样 Latin hypercube sampling）、响应面法（response surface methodology）和点估计法（point estimate method）等近似计算方法来计算结构的可靠度。

一次二阶矩法也称为一次可靠度方法，是在结构功能函数为线性函数时，利用变量的一阶和二阶矩为特征值计算结构可靠度的方法。而对于非线性的功能函数，可以在均值点或均值点附近进行 Taylor 级数展开并保留一次项。计算时假定随机变量均为正态分布，当随机变量为非正态分布时，可以利用映射变换法和实用分析法等进行处理，变量的相关性可以采用 Hermite 多项式变换、Orthogonal 变换、Winterstein 近似公式等进行处理^[99]。

蒙特卡洛法（MCS）又称统计试验法或随机抽样法，可以对随机变量进行大量的随机抽样，形成大量的变量样本，将样本值进行重复模拟，统计计算结果，根据计算结果中的失效次数来计算结构的失效概率。模拟次数愈多，该方法的计算结果精度愈高。

响应面法（RSM）是用较为简单的显示函数来逐步逼近实际的隐式极限状态函数，简化结构的可靠度计算，该方法的优点在于可以直接应用在确定性结构的分析程序中，使得可靠度计算的工作更简便易行，因此可适用于大型的复杂结构可靠度研究。

点估计法（PEM）最早由 Rosenblueth 于 1975 年提出^[100]，对于单变量函数 $g(X)$ ，Rosenblueth 提出了两点估计法，将随机变量 X 的连续概率密度函数 $f(X)$ 离散为概率分布函数 $P(X)$ 。

$$P(X) = \begin{cases} P(x_i) = P_i & (i=1, 2, \dots, m) \\ P(y) = 0 & (y \neq x_i) \end{cases} \quad (4.13)$$

其中， m 是估计点的个数， x_i 和 P_i 为 X 的估计点和加权系数。

由式(4.13)可以得知单变量函数的统计矩为：

$$E[g^k(X)] = \sum_{i=1}^{Num} P_i g^k(x_i) (i=1, 2, \dots, m) (k=1, 2, \dots) \quad (4.14)$$

对于多变量函数 $g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ ，则有

$$P'(X) = \begin{cases} P'(x_i) = P_i & (i=1, 2, \dots, m) \\ P(y) = 0 & (y \neq x_i) \end{cases} \quad (4.15)$$

$$E[g^k(X)] = \sum_{i=1}^m P_i g^k(x_i) (i=1, 2, \dots, m) (k=1, 2, \dots) \quad (4.16)$$

针对多变量函数，Rosenblueth 提出了 $2n+1$ 点估计法， n 为随机变量的个数， $2n+1$ 为模拟次数，需已知各随机变量的平均值和标准差，选取每一个随机变量的平均值加/减一个标准差对应的点作为估计点，即可计算函数的统计矩。

4.1.3 变量相关情形

当随机变量为相关非正态情形时，为了求解结构的可靠度，需要将相关非正态变量转换为独立的标准正态变量，本文将介绍使用较为广泛的三种方法。

(1) Rosenblatt 变换^[101]可以将一组非正态相关随机变量变换成为一组等效的独立正态随机变量。对于 n 维非正态分布的随机变量 $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ ，假设其联合累积分布函数为 $F_X(x)$ ，一组独立的标准正态变量 $Y = (Y_1, Y_2, \dots, Y_n)^T$ 可以用以下表示：

$$\begin{cases} \Phi(Y_1) = F_{X_1}(X_1) \\ \Phi(Y_2) = F_{X_2|X_1}(X_2|X_1) \\ \dots \\ \Phi(Y_n) = F_{X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}(X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}) \end{cases} \quad (4.17)$$

对上式求逆，可得：

$$\begin{cases} Y_1 = \Phi^{-1}[F_{X_1}(X_1)] \\ Y_2 = \Phi^{-1}[F_{X_2|X_1}(X_2|X_1)] \\ \dots \\ Y_n = \Phi^{-1}[F_{X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}(X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1})] \end{cases} \quad (4.18)$$

式(4.18)即为 Rosenblatt 变换，其逆变换可以用以下方程表示：

$$\begin{cases} X_1 = F_{X_1}^{-1}[\Phi(Y_1)] \\ X_2 = F_{X_2|X_1}^{-1}[\Phi(Y_2)|X_1] \\ \dots \\ X_n = F_{X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}^{-1}[\Phi(Y_n)|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}] \end{cases} \quad (4.19)$$

Zhao 和 One 提出了基于此变换的点估计法^[102]，当功能函数用向量来表达时：

$$Y = g(X) \quad (4.20)$$

根据定义可知平均值 μ_g 、第 n 阶中心距 M_{ng} 和统计矩可以表示为：

$$\mu_g = \int g(x) f(x) dx \quad (4.21)$$

$$M_{ng} = \int [g(x) - \mu_g]^n f(x) dx \quad n \geq 2 \quad (4.22)$$

$$\sum_{j=1}^m P_j (x_j - \mu_x)^k = M_{kx} \quad (4.23)$$

通过 Rosenblatt 逆变换, 可以将式(4.21)和式(4.22)写为:

$$\mu_g = \int g[T^{-1}(u)] \varphi_n(u) du \quad (4.24)$$

$$M_{kg} = \int \{g[T^{-1}(u)] - \mu_g\}^k \varphi_n(u) du \quad k \geq 2 \quad (4.25)$$

对于单变量函数, 结合 Hermit 积分, 可以将式(4.23)写为:

$$\int u_k \exp(-\frac{1}{2}u^2) du = \sqrt{2\pi} \sum_{j=1}^m P_j u_j^k \quad (4.26)$$

其中:

$$u_j = \sqrt{2}x_j, P_j = \frac{w_j}{\sqrt{\pi}} \quad (4.27)$$

采用标准正态空间的 5 点估计时, 有:

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= 0; P_0 = 8/15 \\ u_{1+} &= u_{1-} = 1.3556262; P_1 = 0.2220759 \\ u_{2+} &= -u_{2-} = 2.8569700; P_2 = 1.12574 \times 10^{-2} \end{aligned} \right\} \quad (4.28)$$

采用标准正态空间的 7 点估计时, 有:

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= 0; P_0 = 16/35 \\ u_{1+} &= u_{1-} = 1.1544054; P_1 = 0.2401233 \\ u_{2+} &= -u_{2-} = 2.3667594; P_2 = 3.07571 \times 10^{-2} \\ u_{3+} &= -u_{3-} = 3.7504397; P_3 = 5.48269 \times 10^{-4} \end{aligned} \right\} \quad (4.29)$$

对于多变量函数, 有:

$$Z' = G(X) = \sum_{i=1}^n (G_i - G_\mu) + G_\mu \quad (4.30)$$

$$G_\mu = G(\mu) \quad (4.31)$$

$$G_i = G[T^{-1}(U_i)] \quad (4.32)$$

由于各变量相互独立, 易得均值 μ_G 和方差 σ_G^2 为:

$$\mu_G = \sum_{i=1}^n (\mu_i - G_\mu) + G_\mu \quad (4.33)$$

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 \quad (4.34)$$

(2) Orthogonal 变换^[63]可以将一组相关正态随机变量转换为独立正态随机

变量，对于相关正态分布的随机变量 $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ ，假定其协方差矩阵 $C_X = [C_{X_i X_j}]_{n \times n}$ ，设矩阵 A 的各列是 C_X 的规则化特征向量^[103]，作正交变换可得

$$X = AY \quad (4.35)$$

此时 Y 的功能函数为：

$$Z = g_X(X) = g_X(AY) = g_Y(Y) \quad (4.36)$$

又 $A^{-1} = A^T$ ，所以式(4.35)又可写为：

$$Y = A^T X \quad (4.37)$$

根据式(3.57)， Y 的均值 μ_Y 和方差 D_Y 可以写为：

$$\mu_Y = A^T \mu_X \quad (4.38)$$

$$D_Y = A^T C_X A \quad (4.39)$$

(3) Nataf 变换^[64]可以在已知随机变量的边缘概率分布函数和相关系数矩阵时，将一组原始变量转换为独立标准正态空间向量。设有 n 维随机变量：

$$X = (X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.40)$$

标准正态随机向量 $Y = (y_1, y_2, \dots, y_n)$ 可通过等概率转换原则^[64,104]引入：

$$\begin{cases} \psi(y_i) = F_i(x_i) \\ y_i = \psi^{-1}(F_i(x_i)) \end{cases} \quad (4.41)$$

随机向量 X 的联合概率密度函数可以表示为：

$$f_X = f(x_1)f(x_2)\cdots f(x_n) \frac{\phi_n(Y, \rho_0)}{\phi(y_1)\phi(y_2)\cdots\phi(y_n)} \quad (4.42)$$

$$\phi_n(Y, \rho_0) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^n \det(\rho_0)}} \exp\left(-\frac{1}{2} Y^T \rho_0 Y\right) \quad (4.43)$$

一般称上述分布模型为 Nataf 分布。

设 ρ 、 ρ_0 分别为 X 、 Y 的相关系数矩阵，联合式(4.42)、式(4.43)和相关系数的定义可得向量 X 、 Y 相关系数之间的关系：

$$\begin{aligned} \rho_{ij} &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i}\right) \left(\frac{x_j - \mu_j}{\sigma_j}\right) f_{x_i x_j}(x_i, x_j) dx_i dx_j \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\frac{F_i^{-1}(\psi(y_i)) - \mu_i}{\sigma_i}\right) \left(\frac{F_j^{-1}(\psi(y_j)) - \mu_j}{\sigma_j}\right) \phi_2(y_i, y_j, \rho_{0ij}) dy_i dy_j \end{aligned} \quad (4.44)$$

又 ρ_0 为对称矩阵，可对其进行 Cholesky 分解得到：

$$\rho_0 = L_0 L_0^T \quad (4.45)$$

利用 L_0 (ρ_0 的下三角阵) 可将 Y 转换为独立的标准正态变量 V ：

$$V = L_0^{-1} Y \quad (4.46)$$

对应的逆变换可写为：

$$Y = L_0 V \quad (4.47)$$

$$X = F^{-1}(\psi(Y)) \quad (4.48)$$

由式(4.47)和式(4.48)可将 Nataf 逆变换写为:

$$X = F^{-1}(\psi(L_0 V)) = N^{-1}(V) \quad (4.49)$$

其中, $N^{-1}(\cdot)$ 表示 Nataf 逆变换。图 4.1 表示了 Nataf 的空间转换过程。

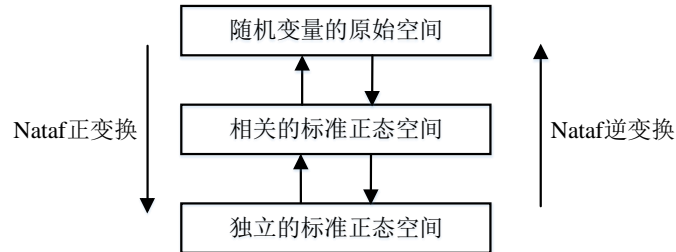


图 4.1 Nataf 变换的意义^[105]

4.1.4 结构整体可靠度

在 4.1.2 中提到的可靠度计算方法严格来说适用于结构的某一构件或截面,结构的真实可靠度需要通过分析结构体系(由多个构件构成)的可靠度^[106]。结构构件跟结构体系亦存在相关关系,大致可以分为三类,即串联体系、并联体系和混联体系。在串联体系中任一构件失效,整个体系便失效,图形表示如图 4.2;在并联体系中,往往需要多个构件的失效才会引起体系的破坏,图形表示如图 4.3;实际上复杂结构往往会有多个破坏模式,每一个破坏模式形成一个并联体系,多个破坏模式可形成一个串联体系,这便是混联体系,如图 4.4 所示。

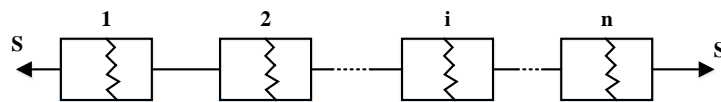


图 4.2 串联体系

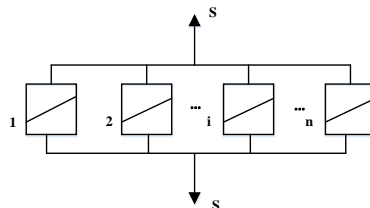


图 4.3 并联体系

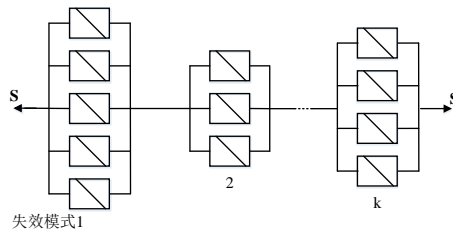


图 4.4 混联体系

在结构体系中要想找出繁多复杂的全部失效模式是一件非常困难的事情,所以提出了主要失效模式的概念,主要寻找对结构可靠度影响较大的失效模式,从

而近似计算结构的可靠度。目前寻找主要失效模式的方法主要有以下两种^[107]：

(1) 荷载增量法。将荷载按照比例逐渐增加，直到结构出现足够多的塑性铰，结构即失效，此时即为结构体系的主要失效模式。但只有在结构所受荷载较为简单时，此方法才能生效。

(2) 失效树法。失效树法规定第一阶段是从结构体系的初始状态到出现第一个塑性铰，第二阶段是从第一个塑性铰到第二个塑性铰，依此类推。如果机构中有 n 个塑性铰，就有 n 个阶段对应它们。

寻找主要失效机构的方法为：在原始结构受力的基础上，将 n 个截面的可靠指标从小到大进行排列。先从最小可靠指标所对应的截面进行“纵向搜索”，直到找到第一个机构，然后在该阶段进行“横向分枝”，直到非机构出现。再进行“纵向搜索”，依此类推，直到塑性铰个数达到超静定次数加 1，这便是第一个失效树的搜索全过程。再以第一阶段次最小的可靠指标对应的截面作为第一个塑性铰位置，重复上面的“搜索”过程，完成第二失效树的搜索。

另外，结构体系的可靠度也可以利用蒙特卡罗法进行计算，前提是需知道结构体系的所有主要失效模式及相应的功能函数，使用蒙特卡罗法计算的结果较为精准接近真实值，但计算量非常大，计算较为繁琐，因此在具体复杂的工程项目上适用性较低。计算方法主要是利用随机变量产生 n 次结构样本，进行功能函数值计算，统计功能函数值小于零的样本为 m 个，那么失效概率则为 m 值除以 n 值，并且为了达到所需要的精度， n 值需满足一定的条件。

上述计算结构体系可靠度的方法的计算过程大多较为繁琐，工作量较大，并且很难在实际的复杂工程项目上得以应用。因此极其需要一种简单而又不失准确性的方法来进行结构可靠度的计算。结构的整体可靠度理论方法便是一种利用结构构件可靠度的计算思维递进到体系可靠度计算的高效简便的方法^[108]。

最近，利用结构的整体极限状态方程计算结构体系可靠度成为了一种新趋势。该方法利用结构全局非线性分析，可以考虑到实际的材料本构模型，建立了结构的主要破坏模式，并采用蒙特卡罗算法等随机抽样方法得到了结构极限承载力的统计信息。在此之上建立全局极限状态方程，并且可以通过使用纯熟的构件可靠度近似计算方法（如 FORM 方法等）来近似得到结构系统的可靠性。一方面，该方法免去寻找主要失效模式复杂算法，另外考虑了实际的物质应力-应变关系，因此它是一种有效实用的近似方法来解决结构系统可靠性问题。

4.2 基于随机 Pushdown 法-矩法结构整体抗连续倒塌可靠度分析

基于结构整体可靠度的理念，本文将利用结构极限承载能力与结构所受总荷载之差构建结构的全局功能函数 $Z = g(X)$ ，考虑蒙特卡罗模拟方法的抽样次数量级较大，采用基于 Nataf 变换的点估计法进行影响结构承载能力的随机变量的抽

样, 以较少的抽样次数达到较为精准的可靠值, 将基于 Nataf 变换的点估计法称为改进的点估计法 (IPEM), 将 IPEM 方法与结构的 Pushdown 方法结合, 称之为随机 Pushdown 方法^[109], 利用该方法得到结构整体功能函数的统计矩, 进而采用 Zhao 和 One 所提出的高阶矩法^[110]计算整体结构的可靠度指标, 从而对整体结构的可靠性进行安全评定。

4.2.1 基于 Nataf 变换的点估计法 (IPEM)

为了计算功能函数 $Z = g(X)$ 的统计矩信息, 采用 4.1.3 节中提到的 Nataf 变换可以将随机向量 X 进行变换, 使之到标准正态空间中^[108]:

$$\mu_Z = \int g(x) f_X(x) dx = \int g[T_N^{-1}(u)] \varphi_n(u) du \quad (4.50)$$

$$\sigma_Z^2 = \int [g(x) - \mu_Z]^2 f_X(x) dx = \int \{g[T_N^{-1}(u)] - \mu_Z\}^2 \varphi_n(u) du \quad (4.51)$$

$$\alpha_{rZ} \sigma_Z^2 = \int [g(x) - \mu_Z]^r f_X(x) dx = \int \{g[T_N^{-1}(u)] - \mu_Z\}^r \varphi_n(u) du \quad (4.52)$$

$r = 3, 4$

式中:

μ_Z —— Z 的均值 (mean);

σ_Z^2 —— Z 的标准差 (variance);

α_{3Z} —— Z 的偏度系数 (skewness);

α_{4Z} —— Z 的峰度系数 (kurtosis);

$f_X(x)$ —— X 的联合概率密度函数 (joint PDF);

$\varphi_n(u)$ —— n 维标准正态随机向量的联合概率密度函数;

$T_N(\bullet)$ —— Nataf 变换;

$T_N^{-1}(\bullet)$ —— Nataf 逆变换。

对于单变量函数, Nataf 变换可以退化为等概率变换 $x = F_X^{-1}[\Phi(u)]$, 那么式 (4.50)、(4.51) 和 (4.52) 可以用标准正态空间中的 Gauss-Hermite 积分来表示^[102,110]:

$$\mu_Z \approx \sum_{j=1}^m P_j g\{F_X^{-1}[\Phi(u_j)]\} \quad (4.53)$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{j=1}^m P_j [g\{F_X^{-1}[\Phi(u_j)]\} - \mu_Z]^2 \quad (4.54)$$

$$\alpha_{rZ} \sigma_Z^2 \approx \sum_{j=1}^m P_j [g\{F_X^{-1}[\Phi(u_j)]\} - \mu_Z]^r \quad (4.55)$$

$r = 3, 4$

其中:

$$u_j = \sqrt{2}x_j, P_j = \frac{w_j}{\sqrt{\pi}} \quad (4.56)$$

当节点个数为 5 个时，有：

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= 0; w_0 = 0.9453087205 \\ x_{1+} &= -x_{1-} = 2.020182871; w_1 = 0.0199532421 \\ x_{2+} &= -x_{2-} = 0.958572465; w_2 = 0.3936193232 \end{aligned} \right\} \quad (4.57)$$

当节点个数为 7 个时，有：

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= 0; w_0 = 0.8102646176 \\ x_{1+} &= -x_{1-} = 2.651961357; w_1 = 0.0009717812 \\ x_{2+} &= -x_{2-} = 1.673551629; w_2 = 0.0545155828 \\ x_{3+} &= -x_{3-} = 0.816287883; w_3 = 0.4256072526 \end{aligned} \right\} \quad (4.58)$$

对于多变量函数，有：

$$Z \approx g'(X) = \sum_{i=1}^n (Z_i - Z_\mu) + Z_\mu \quad (4.59)$$

$$Z_\mu = g(\mu) = g(\mu_1, \dots, \mu_i, \dots, \mu_n) \quad (4.60)$$

$$Z_i = g[T_N^{-1}(u_i)] = G(u_i) = G(\mu_{\mu 1}, \mu_{\mu 2}, \dots, \mu_{\mu i-1}, \mu_i, \mu_{\mu i+1}, \dots, \mu_{\mu n}) \quad (4.61)$$

根据式(4.59)得前几阶矩的近似值为：

$$\mu_Z \approx \sum_{i=1}^n (\mu_i - Z_\mu) + Z_\mu \quad (4.62)$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 \quad (4.63)$$

$$\alpha_{3Z} \sigma_Z^3 \approx \sum_{i=1}^n \alpha_{3i} \sigma_i^3 \quad (4.64)$$

$$\alpha_{4Z} \sigma_Z^4 \approx \sum_{i=1}^n \alpha_{4i} \sigma_i^4 + 6 \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n \sigma_i^2 \sigma_j^2 \quad (4.65)$$

4.2.2 Zhao-One 高阶矩法

采用 Zhao 和 One 于 2001 年提出的矩法对结构进行可靠度指标的计算^[110]。

(1) 二阶矩法。当功能函数 $Z = g(X)$ 符合正态分布时，基于均值 μ_Z 和标准

差 σ_Z 的 β 和 P_f 表示为：

$$\beta_{2M} = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4.66)$$

$$P_{f2} = \Phi(-\beta_{2M}) \quad (4.67)$$

(2) 三阶矩法。如果前三阶矩即均值、标准差和偏度系数已知，假定：

$$z_u = \frac{z - \mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4.68)$$

遵循三参数对数正态分布，标准正态随机变量 u 表示为以下函数：

$$u = \frac{\text{sign}(\alpha_{3Z})}{\sqrt{\ln(A)}} \ln[\sqrt{A}(1 - \frac{z_u}{u_b})] \quad (4.69)$$

其中

$$A = 1 + \frac{1}{u_b^2} \quad (4.70)$$

$$u_b = (a+b)^{1/3} + (a-b)^{1/3} - \frac{1}{\alpha_{3Z}} \quad (4.71)$$

$$a = \frac{1}{\alpha_{3Z}} \left(\frac{1}{\alpha_{3Z}^2} + \frac{1}{2} \right) \quad (4.72)$$

$$b = -\frac{1}{2\alpha_{3Z}^2} \sqrt{\alpha_{3Z}^2 + 4} \quad (4.73)$$

β 和 P_f 可以表示为：

$$\beta_{3M} = \frac{-\text{sign}(\alpha_{3Z})}{\sqrt{\ln(A)}} \ln[\sqrt{A}(1 + \frac{\beta_{2M}}{u_b})] \quad (4.74)$$

$$P_{f3} = \Phi(-\beta_{3M}) \quad (4.75)$$

(3) 四阶矩法。如果前四阶矩即均值、标准差、偏度系数和峰度系数已知，利用 HOMST 原则^[110]，式(4.68)中的标准变量可以表示为：

$$u = \frac{\alpha_{3Z} + 3(\alpha_{4Z} - 1)z_u - \alpha_{3Z}z_u^2}{\sqrt{(5\alpha_{3Z}^2 - 9\alpha_{4Z} + 9)(1 - \alpha_{4Z})}} \quad (4.76)$$

β 和 P_f 可以表示为：

$$\beta_{4M} = \frac{3(\alpha_{4Z} - 1)\beta_{2M} + \alpha_{3Z}(\beta_{2M}^2 - 1)}{\sqrt{(9\alpha_{4Z} - 5\alpha_{3Z}^2 - 9)(\alpha_{4Z} - 1)}} \quad (4.77)$$

$$P_{f4} = \Phi(-\beta_{4M}) \quad (4.78)$$

从式中可以看出，当 $\alpha_{3Z} = 0$ 时， $\beta_{4M} = \beta_{2M}$ 。

或者采用 Edgeworth 扩展，那么式(4.68)中标准化变量的概率分布函数可以用以下函数表示：

$$F(z_u) = \Phi(z_u) - \phi(z_u) \left[\frac{1}{6} \alpha_{3Z} H_2(z_u) + \frac{1}{24} (\alpha_{4Z} - 3) H_3(z_u) + \frac{1}{72} \alpha_{3Z}^2 H_5(z_u) \right] \quad (4.79)$$

其中：

$$H_2(x) = x^2 - 1 \quad (4.80)$$

$$H_3(x) = x^3 - 3x \quad (4.81)$$

$$H_5(x) = x^5 - 10x^3 + 15x \quad (4.82)$$

失效概率和可靠指标可表示为另一种形式：

$$P_{f4} = \Phi(-\beta_{2M}) - \phi(\beta_{2M}) \cdot \left[\frac{1}{6} \alpha_{3Z} H_2(-\beta_{2M}) + \frac{1}{24} (\alpha_{4Z} - 3) H_3(-\beta_{2M}) + \frac{1}{72} \alpha_{3Z}^2 H_5(-\beta_{2M}) \right] \quad (4.83)$$

$$\beta_{4M} = -\Phi^{-1}(P_{f4}) \quad (4.84)$$

4.2.3 结构整体抗连续倒塌可靠度分析步骤

结合点估计法、基于 Nataf 变换的点估计法 (IPEM)、随机 Pushdown 法以及 Zhao-One 高阶矩法对结构进行整体抗连续倒塌可靠度分析步骤如图 4.5 所示。

4.3 全装配式框架结构整体抗连续倒塌可靠度分析

4.3.1 极限状态函数及结构样本

本节将利用第三章建立的结构有限元分析模型研究全装配式框架结构及现浇框架结构完好结构和损伤结构的整体抗连续倒塌的可靠度。分别建立结构的整体极限状态函数：

$$Z_u = V_u - DL - LL \quad (4.85)$$

$$Z_r = V_r - DL - LL \quad (4.86)$$

式中：

V_u ——完好结构的承载力；

V_r ——损伤结构的承载力；

DL ——恒荷载；

LL ——活荷载。

由于在结构的 Pushdown 分析中是利用荷载系数 α 来衡量结构的抗连续倒塌承载能力，而结构的承载能力受众多不确定性因素的影响，例如材料参数、几何模型及外界荷载等不确定性参数，将荷载系数表示为基本随机变量 $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ 的函数，那么 V_u 和 V_r 可以用以下函数表示：

$$V_u = \alpha_u(X)(DL + LL) \quad (4.87)$$

$$V_r = \alpha_r(X)(1.2DL + 0.5LL) \quad (4.88)$$

将上式代入式(4.85)和式(4.86)中，可得：

$$Z_u = g(\alpha_u(X), DL, LL) = \alpha_u(X)(DL + LL) - DL - LL \quad (4.89)$$

$$Z_r = g(\alpha_r(X), DL, LL) = \alpha_r(X)(1.2DL + 0.5LL) - DL - LL \quad (4.90)$$

选取湖南大学结构健康监测团队^[94]研究的不确定参数对结构的影响结果，如图 4.6 所示。

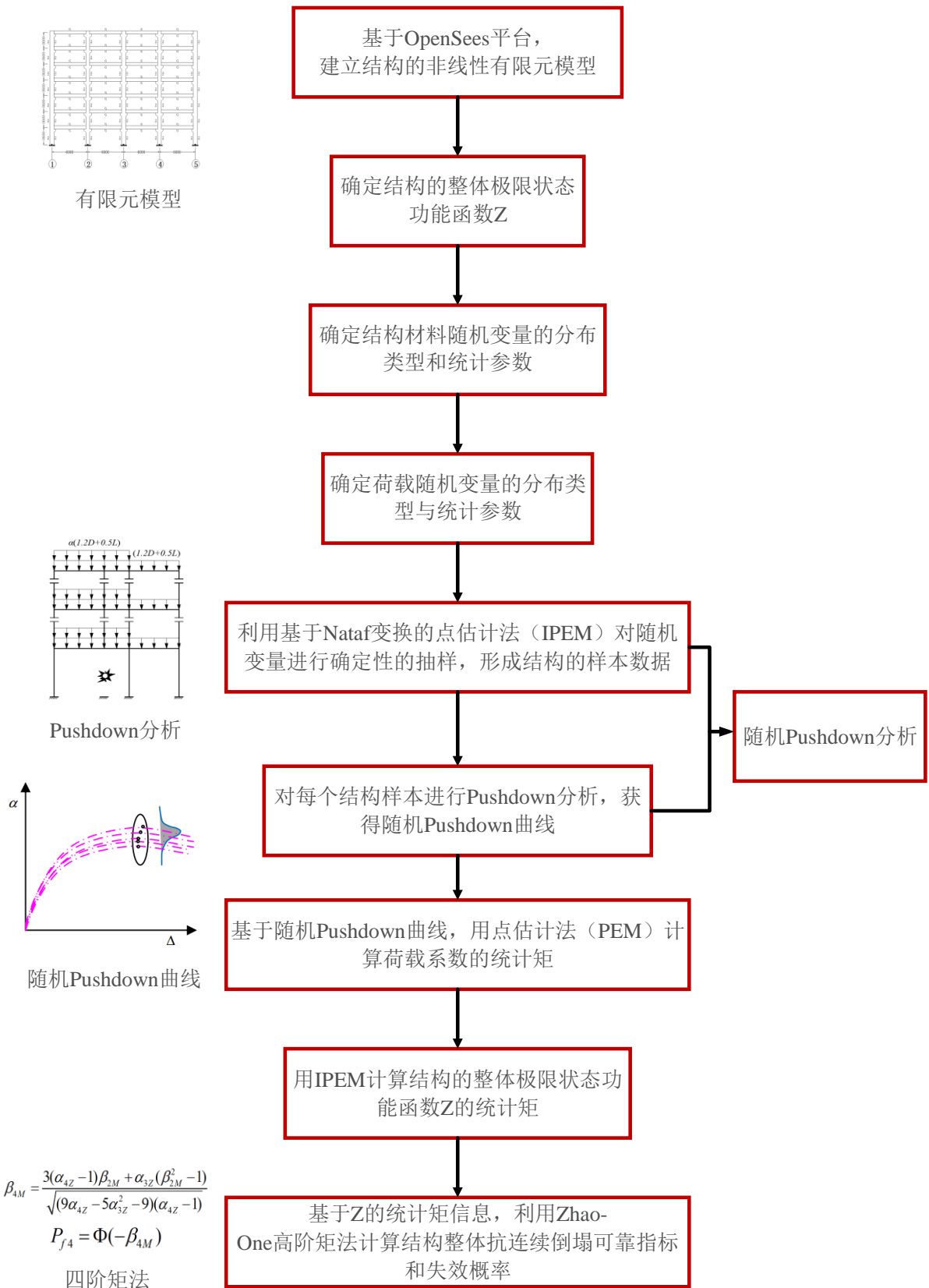


图 4.5 结构整体抗连续倒塌可靠度分析步骤

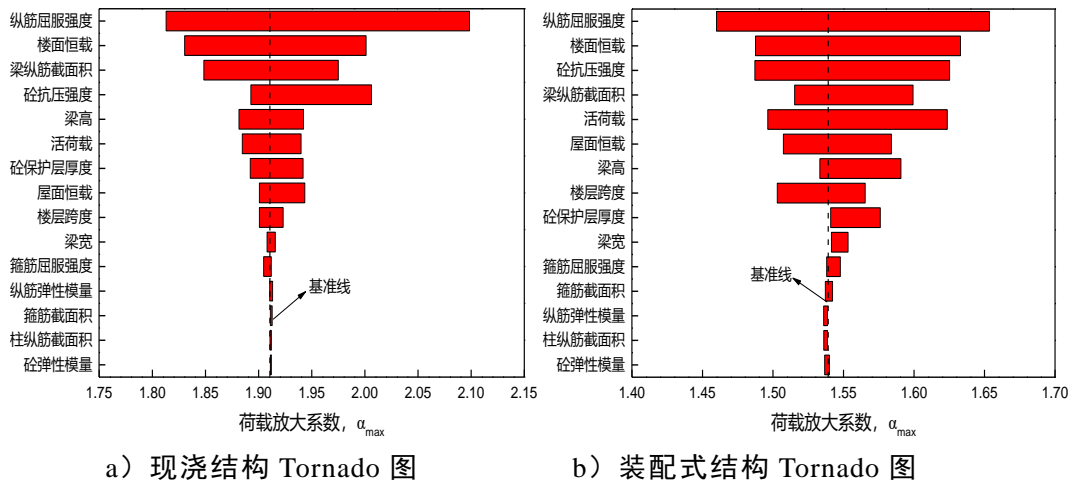


图 4.6 损伤结构不确定性参数的 Tornado 图

本节选取对结构影响较大的随机变量进行分析，将其分布类型和统计参数列于表 4.1 和表 4.2 中。

表 4.1 材料随机变量

随机变量	均值 μ	标准差 σ	变异系数 $\delta = \sigma / \mu$	分布类型
f_c / MPa	23.4	3.042	0.13	Normal
f_y / MPa	452.05	42.04	0.093	Normal
E_s / MPa	2×10^5	6600	0.033	Normal

表 4.2 荷载随机变量

随机变量	均值	标准差	变异系数	分布类型
Dead load (kN/m)	3121	3.121	0.1	Normal
Live load (kN/m)	238	118.86	0.47	Type I largest

利用点估计法按照式(4.56)和式(4.57)进行确定性的抽样，生成结构的样本如表 4.3 所示。

表 4.3 结构样本

样本	随机变量		
	f_c / MPa	f_y / MPa	E_s / MPa
1	23.4	452.05	200000
2	32.1	572.16	218856
3	14.7	331.94	181144
4	27.5	509.04	208948
5	19.3	395.06	191052

4.3.2 完好结构抗连续倒塌可靠度分析

结合结构样本，对 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 进行完好结构的 Pushdown 分析。得到荷载系数 α 的前四阶矩信息，如表 4.4 所示。由表中数据可

知，三个框架结构的完好结构均具备良好的抗连续倒塌能力。完整结构下，PC1-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 33.7%，PC2-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 24.2%。

表 4.4 完好结构荷载系数前四阶矩信息

结构类型	平均值	标准差	偏度系数	峰度系数
PC1-Frame	7.0338	0.9480	0.0145	5.0229
PC2-Frame	8.0445	1.0741	0.0448	3.7457
RC-Frame	10.6106	1.4131	0.0523	3.7391

利用 Zhao-One 高阶矩法计算完备结构的可靠度指标和失效概率如表 4.5 所示，不同矩法下完好结构的可靠指标如图 4.7 所示。由数据可知，完整结构具有较大的可靠度指标和较小的失效概率，表明结构均具有较好的抗连续倒塌能力。PC1-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 12%、4.3% 和 14.8%，PC2-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 7.4%、4.9% 和 8.0%。

表 4.5 完好结构可靠度指标和失效概率

结构类型	β_{2M}	P_{f2}	β_{3M}	P_{f3}	β_{4M}	P_{f4}
PC1-Frame	5.21	9.645×10^{-8}	5.07	1.975×10^{-7}	5.24	7.990×10^{-8}
PC2-Frame	5.48	2.106×10^{-8}	5.04	2.297×10^{-7}	5.66	7.741×10^{-9}
RC-Frame	5.92	1.635×10^{-9}	5.30	5.711×10^{-8}	6.15	3.830×10^{-10}

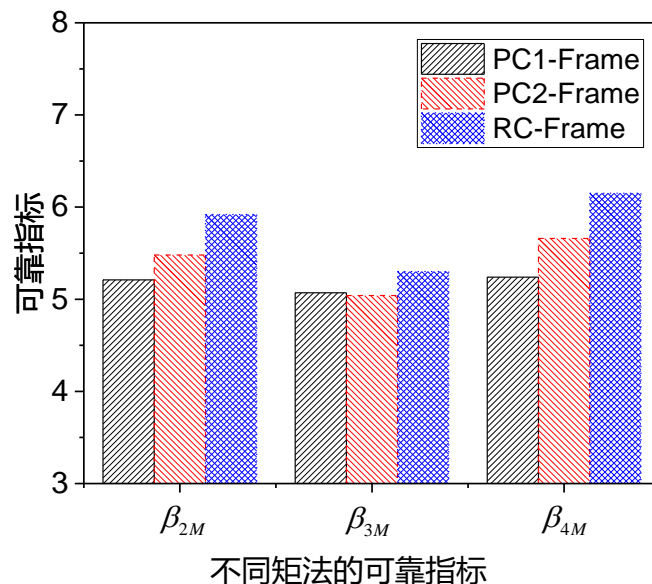


图 4.7 不同矩法下完好结构的可靠指标

4.3.3 损伤结构抗连续倒塌可靠度分析

根据第三章中拆除边柱 A1 和拆除中柱 C1 的结构 Pushdown 分析结果，该节选择拆除边柱 A1 为损伤工况，对 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 三个框架

拆除边柱 A1 进行随机 Pushdown 分析, 得到其随机 Pushdown 曲线如图 4.8 所示。可见选取的不确定性参数确实对结构性能有较大的影响, 三个框架结构的曲线离散程度均较大, 并且随着失效点竖向位移的增加, 曲线的离散程度也逐渐增大。

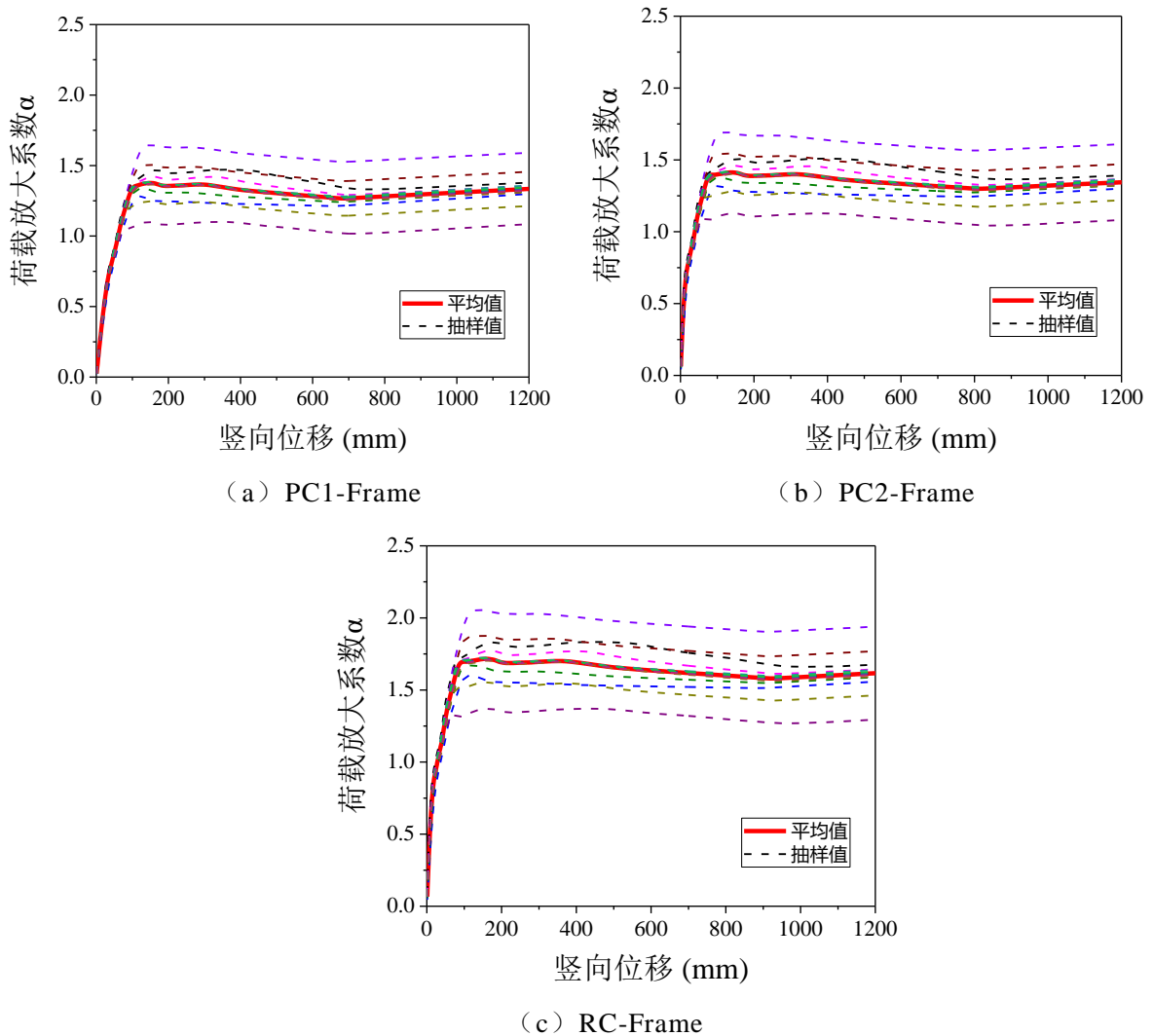


图 4.8 损伤结构随机 Pushdown 曲线

相应的荷载放大系数统计矩列入表 4.6 中。在拆除底层边柱 A1 的工况下, PC1-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 19.3%, PC2-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 17.2%。

利用 Zhao-One 高阶矩法计算损伤结构的可靠度指标和失效概率如表 4.7 所示。不同矩法下损伤结构的可靠指标如图 4.9 所示。不同矩法下 (即采用 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠指标) 各框架完好结构与损伤结构对比如图 4.10 所示。可知 PC1-Frame 的损伤结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 42.0%、44.0% 和 19.3%, PC2-Frame 的损伤结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 37.5%、40.0% 和 12.9%。

表 4.6 损伤结构荷载系数前四阶矩信息

结构类型	平均值	标准差	偏度系数	峰度系数
PC1-Frame	1.3773	0.1155	-0.0915	2.5028
PC2-Frame	1.4128	0.1201	-0.0691	2.4264
RC-Frame	1.7071	0.1432	-0.1805	1.9751

表 4.7 损伤结构可靠度指标和失效概率

结构类型	β_{2M}	P_{f2}	β_{3M}	P_{f3}	β_{4M}	P_{f4}
PC1-Frame	1.16	0.1240	1.16	0.1233	1.13	0.1286
PC2-Frame	1.25	0.1062	1.25	0.1054	1.22	0.1116
RC-Frame	2.00	0.0229	2.07	0.0191	1.40	0.0801

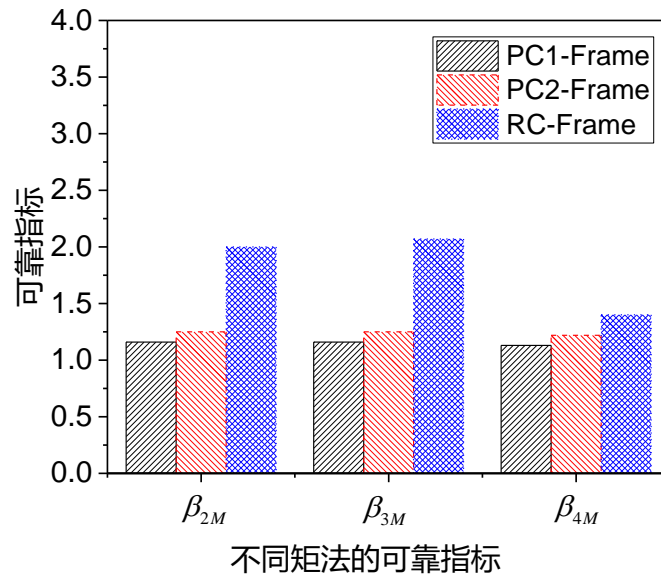
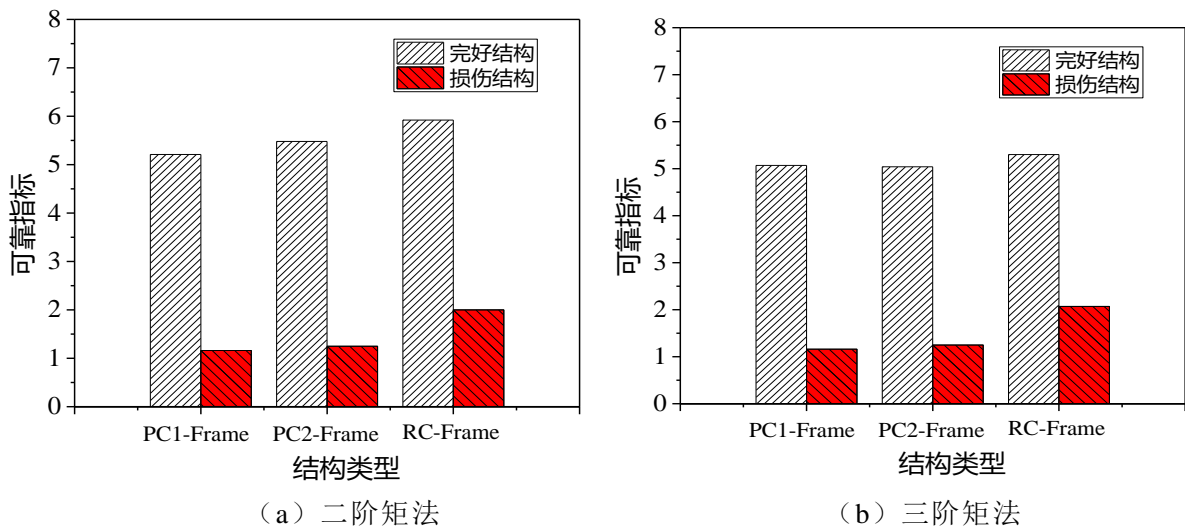
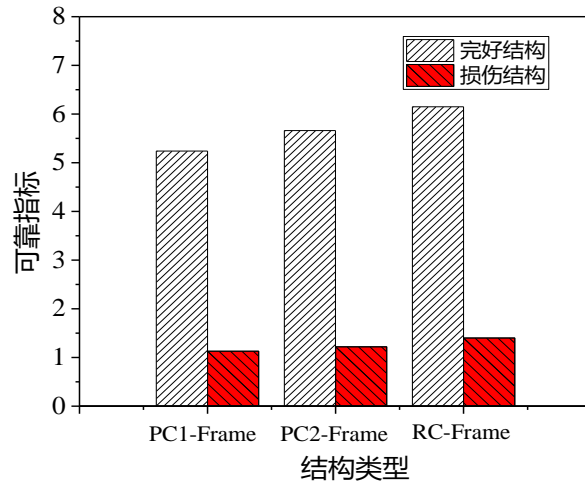


图 4.9 不同矩法下损伤结构的可靠指标



(a) 二阶矩法

(b) 三阶矩法



(c) 四阶矩法

图 4.10 不同矩法下各框架完好结构与损伤结构对比图

4.4 本章小结

本章首先阐述了结构可靠度的理论概述，并采用矩法-随机 pushdown 分析方法对第三章建立的混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和现浇结构进行了结构的整体可靠度分析，得到了全装配式结构和现浇结构的完整结构和损伤结构的可靠度指标，具体研究内容如下：

(1) 本章首先介绍了可靠度概念及其分析步骤，介绍了常用的构件和结构的可靠度分析方法，并详细介绍了当随机变量为相关非正态情形时，将相关非正态变量转换为独立的标准正态变量的使用较为广泛的方法，针对于传统的结构体系可靠度难以找出失效模式等缺点，详细介绍了利用结构整体可靠度的概念方法来计算结构的可靠度及失效概率。

(2) 利用基于 Nataf 变换的点估计方法以及湖南大学健康监测团队之前对此全装配式结构和现浇结构做的灵敏度分析，选取对结构影响最大的参数进行确定性的抽样，行成结构样本，结合第三章的 pushdown 分析方法，对结构进行 pushdown 分析，得到结构的 pushdown 曲线和极限承载力，继而计算出结构整体极限状态函数的统计矩信息，利用 Zhao 高阶矩法分别计算全装配式框架结构和现浇结构的完整结构和损伤结构的可靠度指标以及失效概率，可知完整结构均具有较大的可靠度指标和较小的失效概率，PC1-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 12%、4.3% 和 14.8%，PC2-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 7.4%、4.9% 和 8.0%；PC1-Frame 的损伤结构可靠度指标分别比 RC-Frame 低 42.0%、44.0% 和 19.3%，PC2-Frame 的损伤结构可靠度指标比 RC-Frame 低 37.5%、40.0% 和 12.9%。

第5章 全装配式框架结构抗连续倒塌鲁棒性分析

结构鲁棒性一直是工程界持续关注的重点问题，结构鲁棒性是指结构在局部破坏后还能维持结构整体稳定性的能力。各国学者也纷纷提出结构鲁棒性的各类评估指标以量化结构的鲁棒性，从各个方面例如结构刚度、所受风险、几何、位移、灵敏度和能量变化等等来描述结构失效后的稳定性。

本章首先阐述了结构鲁棒性的概念，总结了关于结构鲁棒性的量化性指标分析，最后结合第三章的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Framen 结构的 Pushdown 分析以及第四章中全装配式框架结构和现浇框架结构的可靠度分析对第三章建立的混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和现浇结构进行了基于承载力和基于可靠度的鲁棒性指标计算。

5.1 结构鲁棒性及评估指标

Robustness 音译为鲁棒性，解释为鲁棒性/坚固性/健壮性，最初是从系统控制理论中流传开来，表示系统承受外部环境干扰和内部不确定性并保持稳定运行的能力^[111]。在计算机、人类语言、医用生物和控制系统等多个领域都有不同的定义和应用，在结构领域中，鲁棒性可以被认为是结构在受到偶然作用发生损伤后，结构整体仍保持稳定状态不失效的能力。根据近年来国内外学者对于结构鲁棒性的研究^[112,113]，可以将鲁棒性大致分类如图 5.1 所示。

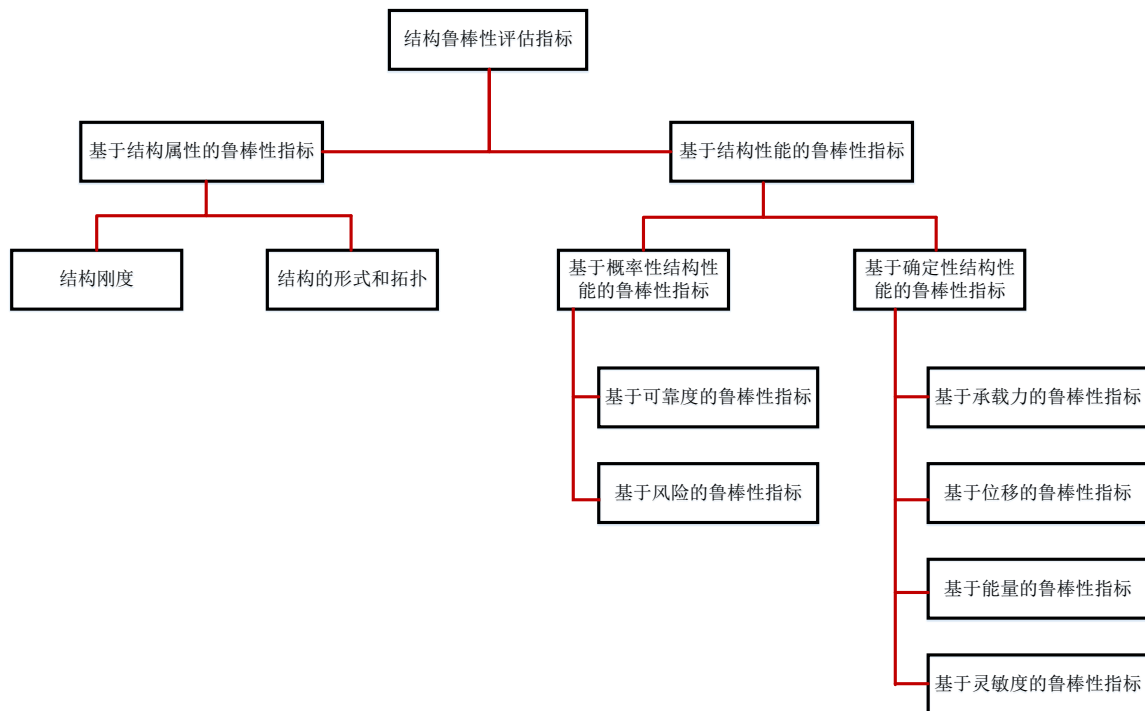


图 5.1 结构鲁棒性评估指标分类

又根据连续性倒塌的定义，可推断鲁棒性跟结构的连续性倒塌问题的关联较大，因此分析结构的鲁棒性指标也是衡量结构是否具备良好的抗连续倒塌的关键因素。

5.1.1 基于结构属性的鲁棒性指标

2003年，Agarwal等^[114]提出了“结构脆弱性”思路，基于结构的属性例如结构的形式和拓扑关系，将结构体系进行有规则的拆解以模拟结构的失效，以便找到较为薄弱的结构构件，还建立了利用结构的刚度矩阵来判断结构的形式好坏的判定准则（简称为“良构性”）：

$$Q = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n q_i \quad (5.1)$$

式中：

Q ——群集良构度；

N ——群集节点总个数；

q_i ——群集中第 i 个节点的良构性。

2008年，为了测量由局部破坏导致整个结构发生不成比例破坏的可能性，England等^[115]提出了“潜在危险”的概念，用公式可表示为：

$$H_i = \frac{U_i/U_o}{Q_i/Q_o} \quad (5.4)$$

式中：

U_i/U_o ——第 i 个损伤事件后结构与完好结构应变能的比值；

Q_i/Q_o ——第 i 个损伤事件后结构与完好结构良构度的比值；

5.1.2 基于确定性结构性能的鲁棒性指标

5.1.2.1 基于承载力的鲁棒性指标

自1986年起，Feng和Frangopol等^[116,117]陆续提出了结构基于承载力的冗余度的四种测量指标，根据吕大刚等^[113]提出的分类，可以将该度量指标衍生到结构鲁棒性的指标。

第一类指标为“储备强度比 RSR”，公式为：

$$RSR = \frac{V_u}{V_d} \quad (5.5)$$

第二类指标为“剩余或损伤强度比 DSR”，公式为：

$$DSR = \frac{V_r}{V_d} \quad (5.6)$$

第三类指标为“剩余影响系数 RIF”，公式为：

$$RIF = \frac{V_r}{V_u} = \frac{DSR}{RSR} \quad (5.7)$$

第四类指标为“强度冗余系数 SRF”，公式为：

$$SRF = \frac{V_u}{V_u - V_r} = \frac{RSR}{RSR - DSR} = \frac{1}{1 - RIF} \quad (5.8)$$

式中：

V_u ——完好结构的承载力；

V_r ——损伤结构的承载力；

V_d ——设计荷载。

在使用上述指标对结构的抗连续倒塌能力进行判别是，准则为：当 $DSR > 1$ ，或 $RIF > 1/RSR$ ，或 $SRF > RSR/(RSR-1)$ 时，结构在原设计荷载下是安全的，反之结构将发生连续性倒塌，指标越大，结构发生倒塌的概率越小。

5.1.2.2 基于位移的鲁棒性指标

2008 年，Biondini 等^[118]提出了基于结构损伤前后位移比的鲁棒性指标：

$$\rho = \frac{\|s_0\|}{\|s_d\|} \quad (5.9)$$

式中：

s_0 ——完好结构的位移向量；

s_d ——损伤结构的位移向量；

$\|\cdot\|$ ——欧式范数。

5.1.2.3 基于能量的鲁棒性指标

2011 年，吕大刚等^[113]提出了结合方召欣和李惠强^[119,120]于 2007 年提出的指标和基于结构承载力的指标以改进基于能量的鲁棒性指标：

$$I_{rob2} = \frac{E_r}{E_d} \quad (5.11)$$

$$I_{rob3} = \frac{E_r}{E_u} \quad (5.12)$$

$$I_{rob4} = \frac{E_u}{E_u - E_r} \quad (5.13)$$

式中：

I_{rob2} ——剩余能量比；

I_{rob3} ——剩余能量影响系数；

I_{rob4} ——能量冗余系数；

E_u 、 E_d ——破坏极限状态时和达到设计目标状态时的结构耗散能量；

E_r ——损伤结构达到破坏极限状态的耗散能量。

5.1.3 基于概率性结构性能的鲁棒性指标

5.1.3.1 基于可靠度的鲁棒性指标

1987年，Frangopol 和 Curley^[117]根据损伤结构和完好结构的失效概率和可靠度指标来量化结构的鲁棒性，表示为：

$$RI = \frac{P_{fd} - P_{f0}}{P_{f0}} \quad (5.16)$$

$$\beta_{RI} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} \quad (5.17)$$

式中：

P_{fd} ——损伤结构失效概率；

P_{f0} ——完好结构失效概率；

β_{RI} ——基于可靠度的鲁棒性指标；

β_0 ——完好结构可靠指标；

β_d ——损伤结构可靠指标。

5.2 全装配式框架结构的鲁棒性评价

基于以上提到的鲁棒性指标，本节将对 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 三个框架进行基于承载力和可靠度的鲁棒性评价。

5.2.1 基于承载力的鲁棒性指标

将基于拆除构件法的 Pushdown 分析结合 5.1.2.1 节中的鲁棒性指标，对结构进行鲁棒性评估的步骤如图 5.2 所示：

对完整和损坏的结构分别进行非线性静力分析，假设各框架中 A 轴线的各层柱（即 A1~A7 柱）依次拆除。设计荷载的荷载系数为 1.1，PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 三个框架的完整结构的荷载系数分别为 7.15、8.06 和 10.64，根据式 (5.5) 计算完整结构的 RSR 指标为 6.50、7.33 和 9.67。根据式 (5.6)、式 (5.7) 和式 (5.8) 计算结构的其他鲁棒性指标。

图 5.3 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下损伤结构的 DSR 鲁棒性指标。可以看出，三个框架的工况都满足 DSR 值大于 1，表明结构具有良好的鲁棒性，在各损伤工况下遭遇设计荷载时具有抵抗连续倒塌的能力。移

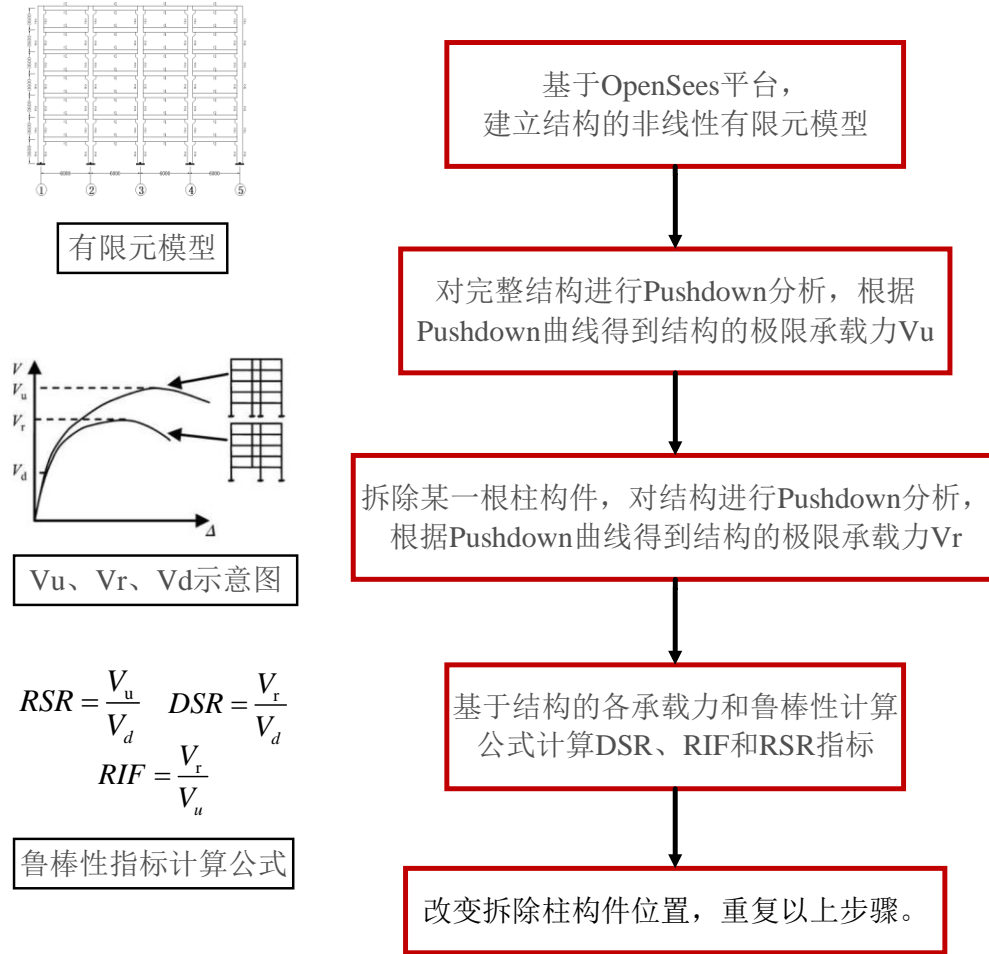
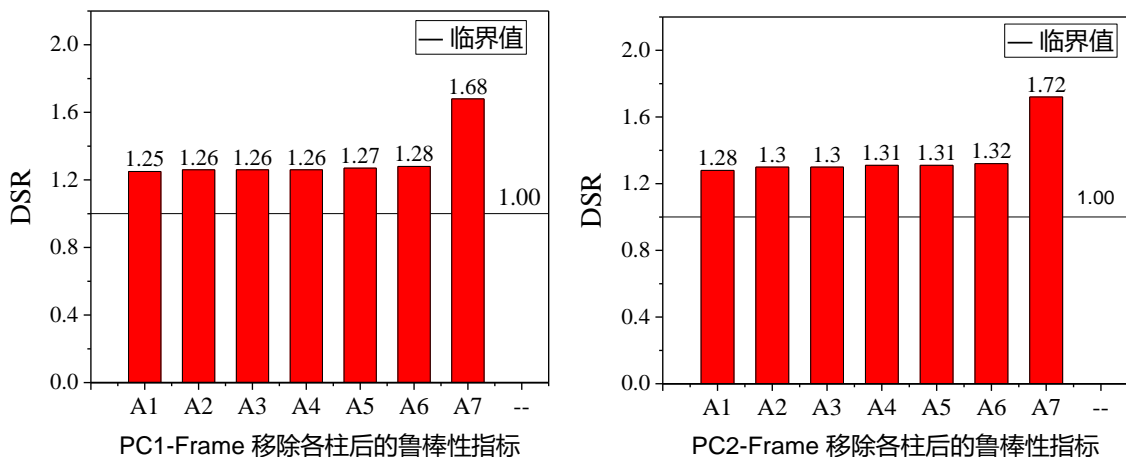


图 5.2 结构鲁棒性计算步骤图

除柱 A1 时，结构的鲁棒性指标最小，表明该结构最薄弱的构件即为底层边柱，移除该柱对结构的整体性能影响最大，随着移除柱构件的楼层增加，中间层柱的鲁棒性指标都相差不大，移除柱 A7 时，结构的鲁棒性指标最大，表明移除该柱时结构最不易发生连续倒塌。比较三个框架的移除关键构件 A1 时的鲁棒性指标发现，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 19.9%，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 17.9%。



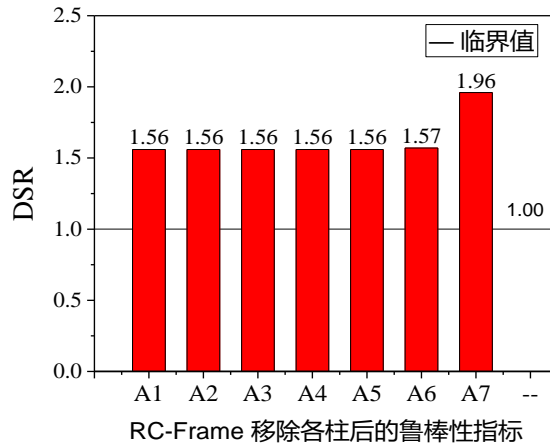
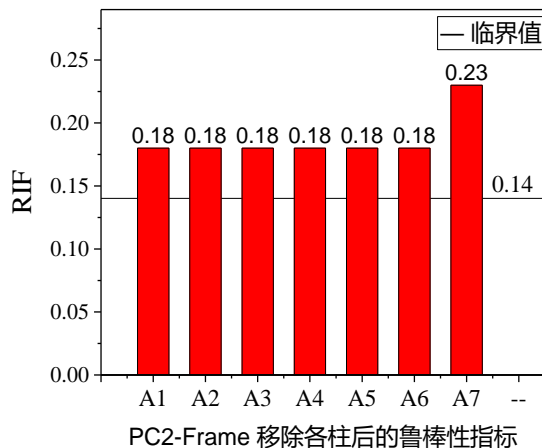
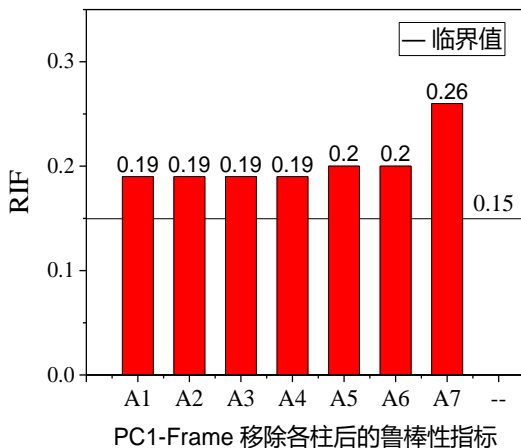


图 5.3 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的 DSR 指标

图 5.4 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下损伤结构的 RIF 鲁棒性指标,PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的临界值 $1/RSR$ 分别为 0.15、0.14 和 0.1,由图可以看出,三个框架在所有工况下的 RIF 指标都大于临界值 $1/RSR$,对 PC1-Frame 来说,在移除 A1-A4 柱工况下的 RIF 指标相同,在移除 A5-A6 柱时的 RIF 指标相同,移除 A7 时的 RIF 指标最大,表明在该工况下剩余损伤结构的承载力最大;对 PC2-Frame 和 RC-Frame 来说,移除 A1-A6 柱工况下的 RIF 指标相同,移除顶层时的 RIF 指标最大。

图 5.5 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下损伤结构的 SRF 鲁棒性指标,PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的临界值 $1/(1-RIF)$ 分别为 1.18、1.16 和 1.12,由图可以看出,三个框架在所有工况下的 SRF 指标都大于临界值 $1/(1-RIF)$,拆除三个框架的 A1-A6 柱工况下的 SRF 指标都相差不大,移除顶层 A7 柱时的 SRF 指标最大。



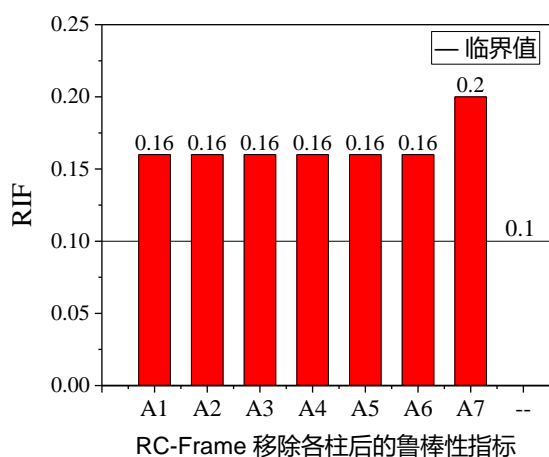


图 5.4 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的 RIF 指标

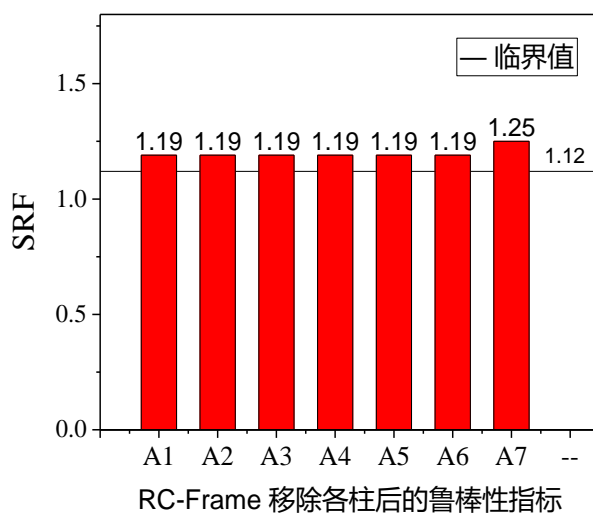
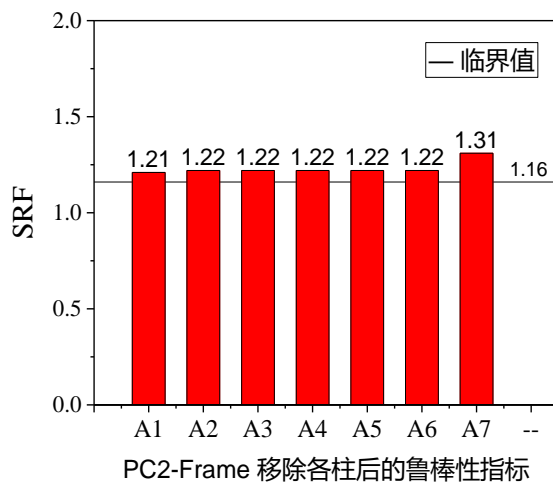
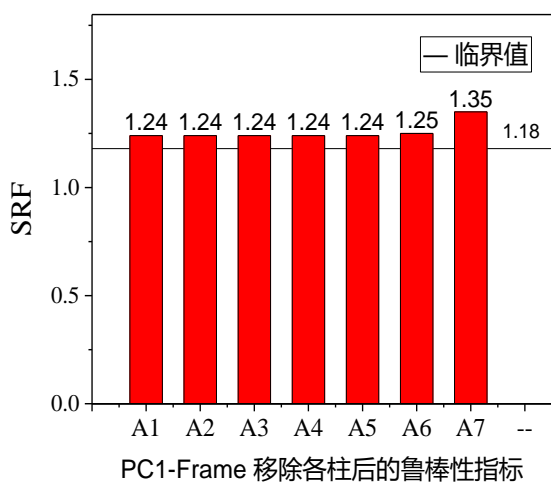


图 5.5 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的 SRF 指标

图 5.6 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 损伤结构的 DSR、RIF 和 SRF 鲁棒性指标的对比图，总

得来说，三个框架在各工况下都不会发生连续倒塌，抗连续倒塌能力的大小依次为 PC1-Frame < PC2-Frame < RC-Frame，利用 DSR 指标对三个框架进行定量的横向比较可以得知，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 19.9%，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 17.9%。

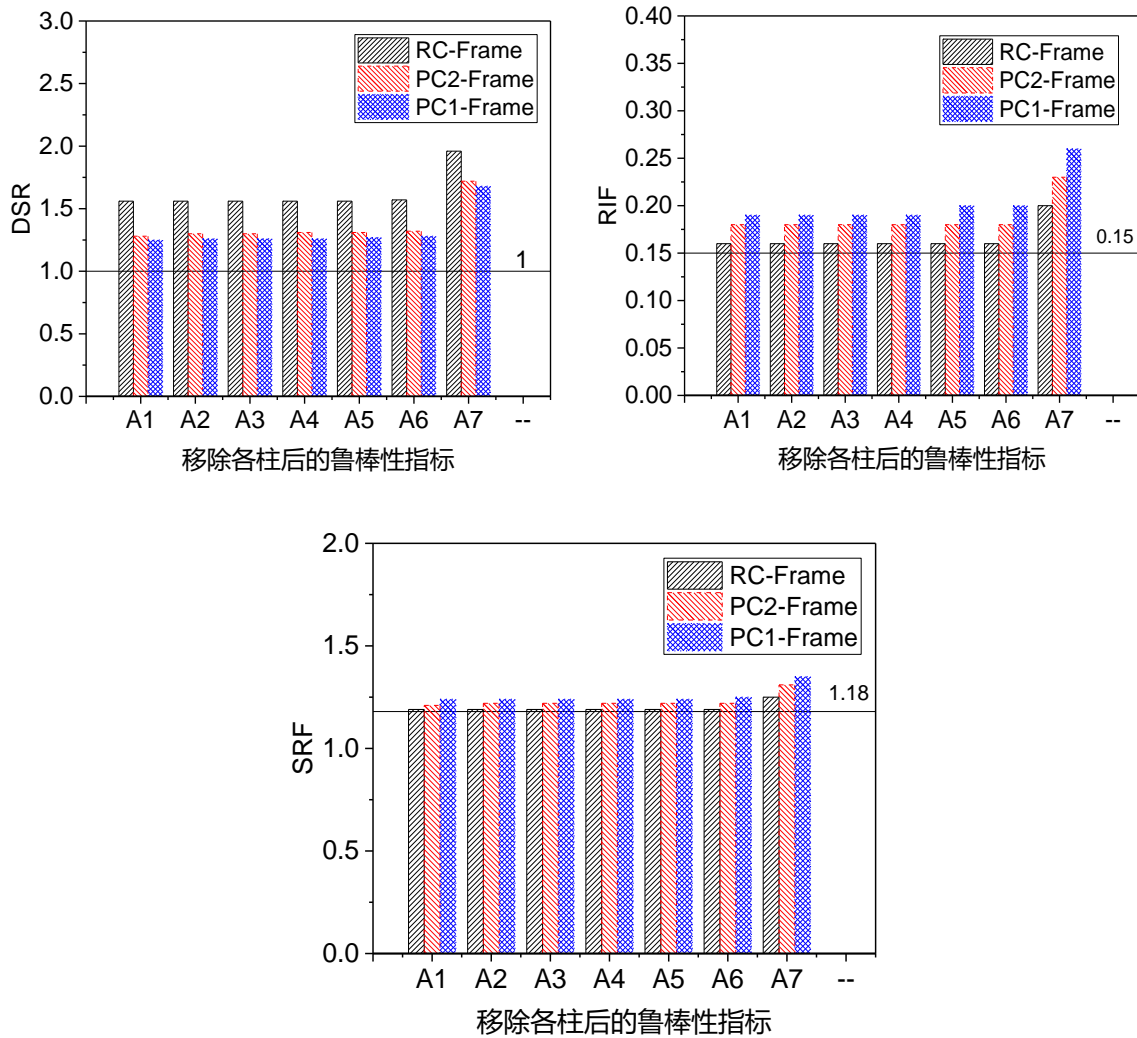


图 5.6 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 鲁棒性指标对比

5.2.2 基于可靠度的鲁棒性指标

利用第四章中的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 结构可靠度计算中得到的 β 值以及式(5.17)计算各结构在拆除底层柱 A1 时基于可靠度的鲁棒性指标（以式(5.17)中选取的可靠度指标为 β_{2M} 为例）：

对于 PC1-Frame 有：

$$\beta_{RI-PC1} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} = \frac{5.21}{5.21 - 1.16} = 1.29$$

对于 PC2-Frame 有：

$$\beta_{RI-PC2} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} = \frac{5.48}{5.48 - 1.25} = 1.30$$

对于 RC-Frame 有：

$$\beta_{RI-RC} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} = \frac{5.92}{5.92 - 2.00} = 1.51$$

图 5.7 给出了在拆除底层柱 A1 后 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 基于 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 不同可靠度指标的鲁棒性指标。在采用 β_{2M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 14.6%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 13.9%；在采用 β_{3M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 20.7%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 18.9%；在采用 β_{4M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 9.0%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 8.9%。三个框架采用基于可靠度的鲁棒性指标时也均大于 1，因此考虑结构的随机性（不确定性）的结果也表明结构均具备良好的鲁棒性，并且 PC1-Frame 和 PC2-Frame 的鲁棒性指标相差不大，均低于 RC-Frame。

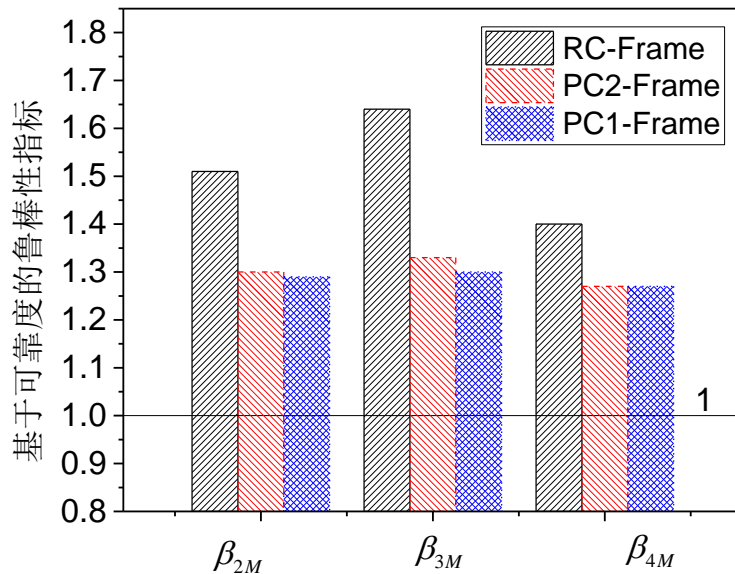


图 5.7 基于可靠度指标的鲁棒性指标对比

5.3 本章小结

本章首先阐述了结构鲁棒性的基本概念，总结了结构鲁棒性指标的分类，并分别对第三章建立的混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和现浇结构进行了基于承载力和基于可靠度的鲁棒性指标计算：

(1) 在基于承载力的鲁棒性指标计算当中，对完整和损坏的结构分别进行 Pushdown 分析，按照第三章得到的拆除边柱对结构影响较大的结果，将损失工况定为拆除 A 轴线的各层柱。通过计算得知，三个框架的工况都满足 DSR 值大于 1，

RIF 指标都大于临界值 $1/RSR$ ，SRF 指标都大于临界值 $1/(1-RIF)$ ，表明在各损伤工况下遭遇设计荷载时具有抵抗连续倒塌的能力，具备一定的抗连续倒塌能力。移除底层柱时，结构的鲁棒性指标最小，表明该结构最薄弱的构件即为底层边柱，随着移除柱构件的楼层增加，中间层柱的鲁棒性指标都相差不大，移除柱 A7 时，结构的鲁棒性指标最大，表明移除该柱时结构最不易发生连续倒塌。总得来说，三个框架在各工况下都不会发生连续倒塌，抗连续倒塌能力的大小依次为 $PC1\text{-Frame} < PC2\text{-Frame} < RC\text{-Frame}$ ，利用 DSR 指标对三个框架进行定量的横向比较可以得知，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 19.9%，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 17.9%。

(2) 在基于可靠度的鲁棒性指标计算当中，利用第四章中的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 可靠度的可靠度指标以及鲁棒性指标计算公式分别计算三个框架结构的鲁棒性指标，在采用 β_{2M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 14.6%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 13.9%；在采用 β_{3M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 20.7%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 18.9%；在采用 β_{4M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 9.0%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 8.9%。三个框架采用基于可靠度的鲁棒性指标时均大于 1，PC1-Frame 和 PC2-Frame 的鲁棒性指标相差不大，均低于 RC-Frame。

结论与展望

本文对混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和与之对比的现浇框架结构进行了抗连续倒塌能力的研究,利用 OpenSees 有限元软件建立明牛腿-插销杆-角型钢板连接和暗牛腿-插销杆-角型钢板连接的全装配式混凝土框架结构宏模型,并与抗连续倒塌静动载试验试验结果进行对比,校验了有限元建模的正确性。继而建立多层 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 结构有限元模型,利用拆除构件法和基于矩法-随机 Pushdown 法的结构整体可靠度分析方法对全装配式框架结构进行抗连续倒塌承载能力、可靠度以及鲁棒性的评估。基于以上研究,得到的结论如下:

(1) 利用 OpenSees 开源软件建立了两个装配式节点宏模型,对节点的材料截面单元等等进行了详细的描述,并具体地计算了模型所需的相关参数,对试件静动力试验全过程进行模拟,得到相应的中柱荷载-位移曲线校验曲线、边节点侧移曲线校验曲线和中柱位移-时间曲线校验曲线。最后将数值模拟结果与框架结构抗连续倒塌静动载试验结果进行了分析对比。结果表明,有限元模拟结果与试验结果数值相差不大,该数值模型可较好地模拟全装配式节点的性能,提出的建模方法可应用于装配式结构的连续倒塌问题研究。

(2) 基于校验好的全装配式节点模型,建立多层全装配式框架结构及与之对比的现浇结构。利用拆除构件法对各结构进行不同工况的拆柱之后的瞬时动力反应分析,在拆除柱的动力反应分析中,得到了失效点的竖向位移时程曲线和关键梁柱的内力变化曲线。在中柱失效工况下,RC-Frame 和 PC1-Frame 的失效点最大竖向位移分别为 46mm 和 94mm;在边柱失效工况下,RC-Frame 和 PC1-Frame 的失效点最大竖向位移分别为 53mm 和 115mm。说明框架结构在拆边柱后的抗连续倒塌性能低于拆中柱后的抗连续倒塌性能,拆除边柱的倒塌危险性较拆除中柱大,故在结构设计时可适当增加边柱的截面配筋或尺寸。

(3) 利用拆除构件法对设计的多层全装配式框架结构和相应的现浇结构进行竖向抗连续倒塌 Pushdown 分析,以进一步了解结构的抗连续倒塌承载极限能力。结果表明在拆除中柱后,PC1-Frame 和 PC2-Frame 在压拱机制的极限承载力分别较 RC-Frame 低 30% 和 20.5%;在拆除边柱后,PC1-Frame 和 PC2-Frame 在压拱机制的极限承载力分别较 RC-Frame 低 26.9% 和 22.3%。故 RC-Frame 的整体抗连续倒塌性能较好,PC2-Frame 的整体抗连续倒塌性能其次,PC1-Frame 的整体抗连续倒塌性能较差。

(4) 结合拆柱的瞬时动力反应分析和竖向抗连续倒塌 Pushdown 分析,利用基于能量方法的简化非线性动力分析方法对 RC 和 PC1 框架在拆除边柱的情况下

进行分析，并与非线性静力 Pushdown 分析进行对比，得知结构的动力放大系数在进入塑性阶段后而逐渐减小，非线性静力分析的结果较为保守，在精度要求不高的情况下，可以选取简化的非线性动力分析方法。

(5) 利用随机 Pushdown 以及矩法计算了全装配式框架结构和现浇结构的完整结构和损伤结构的可靠度指标以及失效概率，结果表明完整结构均具有较大的可靠度指标和较小的失效概率，PC1-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 12%、4.3% 和 14.8%，PC2-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 7.4%、4.9% 和 8.0%；PC1-Frame 的损伤结构可靠度指标分别比 RC-Frame 低 42.0%、44.0% 和 19.3%，PC2-Frame 的损伤结构可靠度指标比 RC-Frame 低 37.5%、40.0% 和 12.9%。

(6) 从承载力和可靠度两方面对结构鲁棒性进行定量的评估，在承载力方面，对完整和损坏的结构分别进行 Pushdown 分析，计算最不利情况 A 轴线各层柱失效时结构的鲁棒性指标。结果表明三个框架的工况都满足 DSR 值大于 1，RIF 指标都大于临界值 $1/RSR$ ，SRF 指标都大于临界值 $1/(1-RIF)$ ，表明在各损伤工况下遭遇设计荷载时具有抵抗连续倒塌的能力，具备一定的抗连续倒塌能力。移除底层柱时，结构的鲁棒性指标最小，表明该结构最薄弱的构件即为底层边柱，随着移除柱构件的楼层增加，中间层柱的鲁棒性指标都相差不大，移除柱 A7 时，结构的鲁棒性指标最大，表明移除该柱时结构最不易发生连续倒塌；在可靠度方面，计算了在不同矩法下各结构的鲁棒性指标。在采用 β_{4M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 9.0%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 8.9%。三个框架采用基于可靠度的鲁棒性指标时均大于 1，PC1-Frame 和 PC2-Frame 的鲁棒性指标相差不大，且均低于 RC-Frame。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家统计局国家数据. <http://data.stats.gov.cn/easyquery.htm?cn=C01>.2019-05-07
- [2] 建建字第 188 号. 建筑工业化发展纲要. <http://law.fayi.com.cn/262972.html>. 1995-04-06
- [3] 卢家森. 装配整体式混凝土框架实用设计方法. 长沙: 湖南大学出版社, 2016, 1-146
- [4] 国务院关于深入推进新型城镇化建设的若干意见. http://www.gov.cn/zhengce/content/2016-02/06/content_5039947.htm.2018-12-10
- [5] 湖南省住房和城乡建设厅关于进一步推动装配式建筑发展有关工作的通知. <http://www.new-ci.com/bencandy.php?fid=34&aid=6080>. 2019-05-07
- [6] Griffiths H, Pugsley A, Saunders O A. Report of the inquiry into the collapse of flats at Ronan Point, Canning Town: presented to the Minister of Housing and Local Government. 1968
- [7] WG C, PFM S, MA S, et al. The Oklahoma City Bombing: Summary and Recommendations for Multihazard Mitigation. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 1998, 12(3): 100–112
- [8] Seffen, K.A. Progressive collapse of the world trade center: simple analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 2008, 134(2): 125–132
- [9] 黄祥海. 新型全预制装配式混凝土框架节点的研究:[东南大学硕士学位论文]. 南京: 东南大学, 2006, 1-57
- [10] 徐勇. 附加角钢的预应力装配式框架结构抗震性能研究:[华中科技大学硕士学位论文].武汉: 华中科技大学, 2017, 1-60
- [11] 刘正勇, 应惠清. 装配式混凝土框架结构节点构造方法简介. *施工技术*, 2008(s2): 26–29
- [12] Stone W C , Cheek G S , Stanton J F. Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading. *ACI Structural Journal*, 1995, 92(2)
- [13] 柳炳康, 施法科, 刘海涛等. 反复荷载下预压装配式框架接合部受力性能. *合肥工业大学学报(自然科学版)*, 2005(01): 71–74
- [14] Ozturan T. Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames. *Pci Journal Prestressed Concrete Institute Journal*, 2006, 51: págs. 66-76
- [15] 陈适才, 闫维明, 王文明等. 大型预制混凝土结构梁-柱-叠合板边节点抗震性

- 能研究. 建筑结构学报, 2011, 32(06): 60–67
- [16] 种迅, 孟少平, 潘其健. 后张预应力预制混凝土框架梁柱节点抗震性能试验研究. 土木工程学报, 2012, 45(12): 38–44
- [17] Choi H K, Choi Y C, Choi C S. Development and testing of precast concrete beam-to-column connections. *Engineering Structures*, 2013, 56(6): 1820–1835
- [18] Nzabonimpa J D, Hong W-K, Park S-C. Experimental investigation of dry mechanical beam-column joints for precast concrete based frames: Experimental Investigation of Dry Mechanical Beam-Column Joints. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2016, 26(1): e1302
- [19] 单奇峰. 装配式框架结构梁柱节点优化设计及抗震性能研究: [东南大学硕士学位论文]. 南京: 东南大学, 2016, 1-74
- [20] 周宇凌. 混合装配式预应力混凝土框架节点试验研究: [东南大学硕士学位论文]. 南京: 东南大学, 2016, 1-78
- [21] Elsanadedy H M, Almusallam T H, Al-Salloum Y A, et al. Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario. *Construction and Building Materials*, 2017, 142: 552–571
- [22] 吴刚, 冯德成. 装配式混凝土框架节点基本性能研究进展. 建筑结构学报, 2018, 39(2)
- [23] Ellingwood B R. Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, 20(4): 315–323
- [24] 叶列平, 陆新征, 李易等. 混凝土框架结构的抗连续性倒塌设计方法. 建筑结构, 2010, 40(02): 1–7
- [25] Moore D B. The UK and European Regulations for Accidental Actions. *American Journal of Medicine*, 2003, 113(1): 42–51
- [26] Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-02) and commentary (ACI 318RM-02). American Concrete Institute, 2002
- [27] General Service Administration (GSA). Alternative path analysis & design design guidelines for progressive collapse resistance. Washington D. C:2013
- [28] United States Department of Defense (DoD). UFC 4-023-03, Unified Facilities Criteria: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Washington D. C:2013
- [29] 中华人民共和国国家标准. 建筑结构抗倒塌设计规范(CECS 392:2014). 北京: 中国计划出版社, 2014
- [30] 中华人民共和国国家标准. 建筑结构可靠度设计统一标准(GB50068-2018). 北

- 京: 中国建筑工业出版社, 2018
- [31] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范(GB50010-2010) (2015 版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2011
- [32] 中华人民共和国国家标准. 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ3-2010). 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- [33] 周健, 崔家春, 周健. 结构抗连续倒塌设计规范和比较. 建筑结构, 2015, 45(23): 98–105
- [34] ASCE 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, 2010
- [35] UFC 4-023-03 Design of buildings to resist progressive collapse. Washington D.C. : Department of Defence, 2013
- [36] 日本钢结构协会, 美国高层建筑和城市住宅理事会. 高冗余度钢结构倒塌控制设计指南. 陈以一, 赵宪忠, 译. 上海: 同济大学出版社, 2007, 1-139
- [37] Dusenberry D O, Hamburger R O. Practical Means for Energy-Based Analyses of Disproportionate Collapse Potential. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 336–348
- [38] 易伟建, 何庆锋, 肖岩. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究. 建筑结构学报, 2007(05): 104-109+117
- [39] 陆新征, 李易, 叶列平等. 钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌设计方法的研究. 工程力学, 2008(S2 vo 25): 150–157
- [40] Bao Y, Kunnath S K, El-Tawil S, et al. Macromodel-Based Simulation of Progressive Collapse: RC Frame Structures. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(7): 1079–1091
- [41] Khandelwal K, El-Tawil S. Assessment of Progressive Collapse Residual Capacity Using Pushdown Analysis. Structures Congress 2008. Vancouver, British Columbia, Canada: American Society of Civil Engineers, 2008: 1–8
- [42] Tsai M-H, Lin B-H. Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3619–3628
- [43] Li Y, Lu X, Guan H, et al. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. Engineering Structures, 2011, 33(10): 2931–2942
- [44] Santafé Iribarren B, Berke P, Bouillard Ph, et al. Investigation of the influence of design and material parameters in the progressive collapse analysis of RC structures. Engineering Structures, 2011, 33(10): 2805–2820

- [45] Helmy H, Salem H, Mourad S. Progressive collapse assessment of framed reinforced concrete structures according to UFC guidelines for alternative path method. *Engineering Structures*, 2012, 42: 127–141
- [46] Kai Q, Li B. Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column—Experimental results. *Engineering Structures*, 2012, 42: 154–167
- [47] Yu J, Tan K-H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. *Engineering Structures*, 2013, 55: 90–106
- [48] Bao Y, Lew H S, Kunnath S K. Modeling of Reinforced Concrete Assemblies under Column-Removal Scenario. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 140(1): 04013026
- [49] 于晓辉, 钱凯, 吕大刚. 竖向加载模式对结构连续倒塌 Pushdown 分析的影响. *建筑结构学报*, 2015(S2 vo 36): 126–130
- [50] Qian K, Li B, Ma J-X. Load-Carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2015, 141(2): 04014107
- [51] Arshian A H, Morgenthal G, Narayanan S. Influence of modelling strategies on uncertainty propagation in the alternate path mechanism of reinforced concrete framed structures. *Engineering Structures*, 2016, 110: 36–47
- [52] 于晓辉, 钱凯, 吕大刚. 考虑悬链线效应的钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌能力分析. *建筑结构学报*, 2017, 38(04): 28–34
- [53] Lu X, Lin K, Li Y, et al. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario. *Engineering Structures*, 2017, 149: 91–103
- [54] Yu X H, Lu D G, Qian K, et al. Uncertainty and Sensitivity Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures Subjected to Column Loss. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2017, 31(1): 04016069
- [55] He X-H-C, Yuan X-X, Yi W-J. Irregularity index for quick identification of worst column removal scenarios of RC frame structures. *Engineering Structures*, 2019, 178: 191–205
- [56] Nimse R B, Joshi D D, Patel P V. Behavior of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2014, 6(4): 149–159
- [57] Kang S-B, Tan K H. Behaviour of precast concrete beam–column sub-assemblages subject to column removal. *Engineering Structures*, 2015, 93:

85-96

- [58] Qian K, Li B, Liu Y. Integrity of Precast Concrete Structures to Resist Progressive Collapse. Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016. Phoenix, Arizona: American Society of Civil Engineers, 2016: 1976-1986
- [59] 潘毅, 陈侠辉, 姚蕴艺等. 基于抽柱法的无粘结预应力装配式框架结构连续倒塌分析. 工程力学, 2017, 34(12): 162-170
- [60] Kang S-B, Tan K H. Progressive Collapse Resistance of Precast Concrete Frames with Discontinuous Reinforcement in the Joint. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(9): 04017090
- [61] Lin K, Lu X, Li Y, et al. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018
- [62] Feng D-C, Wu G, Lu Y. Numerical Investigation on the Progressive Collapse Behavior of Precast Reinforced Concrete Frame Subassemblages. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2018, 32(3): 04018027
- [63] Rackwitz R, Flessler B. Structural reliability under combined random load sequences. Computers & Structures, 1978, 9(5): 489-494
- [64] Der Kiureghian A, Liu, Pei - Ling. Structural Reliability under Incomplete Probability Information. Journal of Engineering Mechanics, 1986, 112(1): 85-104
- [65] Nowak A S, Zhou J. System reliability models for bridges. Structural Safety, 1990, 7(2): 247-254
- [66] Sigurdsson G. Probabilistic Collapse Analysis of Jackets. Proc Icosar, 1994, 1
- [67] Hong H P. An efficient point estimate method for probabilistic analysis. Reliability Engineering & System Safety, 1998, 59(3): 261-267
- [68] Zhao Y G, Ono T. System Reliability Evaluation of Ductile Frame Structures. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(6): 678-685
- [69] Onoufriou T, Forbes V J. Developments in structural system reliability assessments of fixed steel offshore platforms. Reliability Engineering & System Safety, 2001, 71(2): 189-199
- [70] Li G Q, Li J J. A semi-analytical simulation method for reliability assessments of structural system. Reliability Engineering & System Safety, 2002, 78: 275-281
- [71] Zhao Y-G, Ang A H-S. System Reliability Assessment by Method of Moments. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(10): 1341-1349

- [72] 欧进萍, 段忠东. 海洋平台结构安全评定: 理论、方法与应用. 北京: 科学出版社, 2003, 1-220
- [73] Lu Z, Song J, Song S, et al. Reliability sensitivity by method of moments. *Applied Mathematical Modelling*, 2010, 34(10): 2860–2871
- [74] Fang Y, Chen J, Kong F T. Analysis of structural dynamic reliability based on the probability density evolution method. *Structural Engineering & Mechanics*, 2013, 45(2): 201–209
- [75] Farag R. Reliability assessment of wall-frame structures. *Ain Shams Engineering Journal*, 2015, 6(3): S2090447915000155
- [76] Salimi, Mohammad-Rashid; Yazdani, Azad. Reliability-based fragility analysis of nonlinear structures under the actions of random earthquake loads. *Structural Engineering and Mechanics*, 2018, 66(1): 75–84
- [77] Lind N C. A measure of vulnerability and damage tolerance. *Reliability Engineering & System Safety*, 1995, 48(1): 1–6
- [78] Pandey P C, Barai S V. Structural Sensitivity as a Measure of Redundancy. *Journal of Structural Engineering*, 1997, 123(3): 360–364
- [79] Izzuddin B A, Vlassis A G, Elghazouli A Y, et al. Assessment of progressive collapse in multi-storey buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 2007, 160(4): 197–205
- [80] Baker J W, Schubert M, Faber M H. On the assessment of robustness. *Structural Safety*, 2008, 30(3): 253–267
- [81] Khandelwal K, El-Tawil S. Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis. *Engineering Structures*, 2011, 33(9): 2653–2661
- [82] Fascetti A, Kunnath S K, Nisticò N. Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse. *Engineering Structures*, 2015, 86: 242–249
- [83] Brunesi E, Nascimbene R, Parisi F, et al. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 2015, 104: 65–79
- [84] Bao Y, Main J A, Noh S-Y. Evaluation of Structural Robustness against Column Loss: Methodology and Application to RC Frame Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2017, 143(8): 04017066
- [85] Adam J M, Parisi F, Sagaseta J, et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*, 2018, 173: 122–149
- [86] Scott, B. D. Stress-strain behavior of concrete by overlapping hoops at low and

- high strain rates. *Aci Journal*, 1982, 79(1): 13–27
- [87] Yassin M Y M. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. California: University of California, Berkeley, 1994
- [88] Girard C, Bastien J. Finite-Element Bond-Slip Model for Concrete Columns under Cyclic Loads. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(12): 1502–1510
- [89] Spacone E, Filippou F C, Taucer R F F. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of RC frames: part 1: formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1996, 25(7): 711–725
- [90] 齐虎. 结构三维非线性分析软件 Opensees 的研究及应用:[中国地震局工程力学研究所硕士学位论文].哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2008, 1-130
- [91] Taucer, FabioF. A Fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. University of California, 1991
- [92] 陈太平. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌静载试验研究:[湖南大学硕士学位论文].长沙: 湖南大学, 2018, 1-118
- [93] 胡翔. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌动载试验研究:[湖南大学硕士学位论文].长沙: 湖南大学, 2018, 1-100
- [94] 彭涵钰. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌 Pushdown 及灵敏度分析:[湖南大学硕士学位论文].长沙: 湖南大学, 2018, 1-70
- [95] MazzoniS, McKennaF, ScottMH. Open system for earthquake engineering simulation user (OpenSees) Command-Language Manual. 2009
- [96] Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. U.S. General Service Administration, 2003
- [97] Izzuddin B A, Vlassis A G, Elghazouli A Y, et al. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures*, 2008, 30(5): 1308–1318
- [98] 李易, 叶列平, 陆新征. 基于能量方法的 RC 框架结构连续倒塌抗力需求分析 I: 梁机制. *建筑结构学报*, 2011, 32(11): 1–8
- [99] 马勇. 预压装配式预应力混凝土框架结构在地震作用下的连续倒塌可靠度概率分析:[合肥工业大学硕士学位论文].合肥: 合肥工业大学, 2017, 1-50
- [100] Rosenblueth . E. Point estimates for probability moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, 1975, 72(10): 3812–3814
- [101] Rosenblatt M. Remarks on a Multivariate Transformation. *Annals of*

- Mathematical Statistics, 1952, 23(3): 470–472
- [102] Zhao Y-G, Ono T. New Point Estimates for Probability Moments. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(4): 433–436
- [103] 张明. 结构可靠度分析——方法和程序. 北京: 科学出版社, 2009, 1-238
- [104] Liu P, Kiureghian D. Multivariate distribution models with prescribed marginals and covariances. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 1986, 1(2): 105–112
- [105] 韩海腾, 高山, 吴晨等. 基于 Nataf 变换的电网不确定性多点估计法. *电力系统自动化*, 2015(7):28-34
- [106] 董聪. 现代结构系统可靠性理论及其应用. 北京: 科学出版社, 2001, 1-145
- [107] 武清玺. 结构可靠度理论、方法及应用. 北京: 科学出版社, 2014, 1-236
- [108] 吕大刚, 宋鹏彦, 于晓辉等. 基于矩法的结构非线性整体抗震可靠性分析. *建筑结构学报*, 2010(S2 vo 31): 119–124
- [109] D. G. L, S. S. C, P. Y. S, et al. Robustness Assessment for Progressive Collapse of Framed Structures using Pushdown Analysis Method. *Proceedings of the 4th International Workshop on Reliable Engineering Computing Robust Design – Coping with Hazards, Risk and Uncertainty – REC 2010*. Singapore: Research Publishing Services, 2010: 268–281
- [110] Zhao Y-G, Ono T. Moment methods for structural reliability. *Structural Safety*, 2001, 23(1): 47–75
- [111] 黄琳. 稳定性与鲁棒性的理论基础. 北京: 科学出版社, 2003, 1-376
- [112] Starossek U, Haberland M. Measures of Structural Robustness — Requirements and Applications. *Structures Congress*. 2008
- [113] 吕大刚, 宋鹏彦, 崔双双等. 结构鲁棒性及其评价指标. *建筑结构学报*, 2011, 32(11): 44–54
- [114] Agarwal J, Blockley D, Woodman N. Vulnerability of structural systems. *Structural Safety*, 2003, 25(3): 263–286
- [115] England J, Agarwal J, Blockley D. The vulnerability of structures to unforeseen events. 2008
- [116] Feng Y, Moses F. Optimum design, redundancy and reliability of structural systems. *Computers & Structures*, 1986, 24(2): 239–251
- [117] Frangopol D M, Curley J P. Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability. *Journal of Structural Engineering*, 1987, 113(7): 1533–1549
- [118] Biondini F, Frangopol D M, Restelli S. On Structural Robustness, Redundancy, and Static Indeterminacy. *Structures Congress 2008*. Vancouver, British Columbia, Canada: American Society of Civil Engineers, 2008: 1–10

- [119] 方召欣, 李惠强. 基于能量观点的结构安全性与鲁棒性. 建筑结构学报, 2007, 28(S1): 269–273
- [120] 方召欣, 李惠强. 结构鲁棒性与风险防控. 工程力学, 2007(S1): 79–82

致 谢

三年前，怀揣着对千年学府的景仰之情踏入了校园的茵茵绿道。今日回眸一瞥，入学时于东方红广场报道时的身影一闪而过恍如隔世。忆得初入学时的憧憬与喜悦，忆得研究生院楼自习室午后洒下灿黄阳光的充实与幸福，忆得岳麓山山间大雾与云间日出，忆得后湖跑道的蛙叫蝉鸣黑夜与土木工程学院研究生办公室的白炽灯光，再到如今即将毕业时的期盼与怀念。

三年时间，任何踏过的坎如今望去都不顾一提，已在时光里沉淀为经验与阅历，唯望在日后工作生活学习中给自身带来更多思考。除去对新环境的憧憬期待渴望与未知的一丝害怕以外，现在心怀许多感激之情。

惟楚有才于斯为盛，感恩千年学府给予的平台与机会；感谢导师周云教授在课业上给予的指导与监督，亦师亦友，既是学业上的导师，也是人生中的指路人，感谢课题组易伟建教授的悉心指导，愿老师身体健康，感谢师兄师姐胡翔、陈太平、奚树杭、刘蒙的照顾，是你们让我们更快地融入了团队，感谢同门彭涵钰、曾雅丽思、李紫玮、王振生的陪伴，大家相互学习跟鼓励走过了人生的一个重要阶段，感谢同一个研究生办公室龚江伟和周昱同学的关心，在艰难时相互鼓励，在开心时一起庆祝，建立了非常深厚的革命友谊，感谢杨斌和杨丰同学在学习上的帮助，很感激在研究生这个相对狭小的圈子还能与你们相知相识，希望你们一切都好，感谢我的父母一直以来对我的无限包容和理解，支持我的学业，关心我的生活，永远是最坚强的后盾，感谢所有参与答辩和评审的老师，祝各位老师身体健康，工作顺心！

张琴

2019年4月24日于岳麓山下

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文

- [1] 周云, 张琴, 胡翔等. 基于拆除构件法的全装配式框架结构连续倒塌分析. 湖南大学学报(自然科学版)(已录用)