

学校代号 10532
分类号 TU375.4

学 号 S1601W0078
密 级 公 开



工程硕士学位论文

全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌 Pushdown 及灵敏度分析

学位申请人姓名 彭涵钰
培 养 单 位 土木工程学院
导师姓名及职称 仇一颗副教授 杨博铭高工
学 科 专 业 建筑与土木工程
研 究 方 向 装配式结构
论文提交日期 2018年6月25日

学校代号：10532

学 号：S1601W0078

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 Pushdown 及灵敏度分析

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

湖南省重点研发计划（2017SK2220）

长沙市科技计划项目（kq1706019）

学位申请人姓名：彭涵钰

导师姓名及职称：仇一颗副教授 杨博铭高工

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：建筑与土木工程

论文提交日期：2018年6月25日

论文答辩日期：2018年6月28日

答辩委员会主席：易伟建教授

Pushdown and sensitivity analysis on progressive collapse resistance
of fully prefabricated concrete frame structures

by

PENG Hanyu

B.E. (Hunan University) 2015

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Architecture and Civil Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Associate Professor QIU Yike & Senior Engineer YANG Boming

June, 2018

湖南大学

学位论文原创性声明

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

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

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

本学位论文属于

1、保密 ，在 ____ 年解密后适用本授权书。

2、不保密 。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

摘 要

当前我国大力推行建筑工业化，而装配式建筑是实现这一目标的重要途径。对于装配式混凝土结构，其节点连接的可靠性一直是研究的重点问题，它对整个结构的安全可靠性起着直接作用。自 1968 年英国 Ronan Point 公寓因燃气爆炸导致结构发生连续性倒塌事故以来，国内外对于结构整体性以及如何防止结构连续性倒塌的研究越来越深入。但是对于装配式混凝土结构抗连续倒塌而言，相应的研究较少。本文以全装配式框架结构抗连续倒塌静载试验研究为基础，校验了基于 OpenSees 有限元软件数值模型建立的准确性。进而研究了多层全装配式混凝土框架结构的整体抗连续倒塌性能，并通过选取装配式结构设计中的不确定性参数，进行相关灵敏度分析，研究了对装配式混凝土结构整体抗连续倒塌性能影响较大的参数。主要的研究内容与研究成果如下：

(1) 根据全装配式节点构造以及试验中节点的变形与破坏特征，基于 OpenSees 有限元软件，建立该装配式节点宏观单元。利用 OpenSees 丰富的材料本构与单元类型，建立了一组装配式框架结构与现浇框架结构抗连续倒塌试验的有限元分析模型，并将软件计算结果与试验结果进行对比，充分验证了该装配式节点宏模型与现浇节点宏模型建立的正确性，并根据试验与模拟结果对装配式节点进行优化分析。

(2) 根据我国当前的规范，设计了一栋七层纵横均为四跨的全装配式混凝土框架结构和一栋与之对比的现浇框架结构。选取其中一榀框架，基于 OpenSees 有限元软件，建立了相应的多层装配式混凝土框架结构与多层现浇混凝土框架的有限元模型。基于拆除构件法，在不同失效工况下，分别对结构进行竖向抗连续倒塌 Pushdown 分析，并与现浇结构对比。根据子结构优化分析结果，对多层装配式框架结构进行优化计算，得到优化后的全装配式框架结构抗连续倒塌性能得到显著提高。

(3) 考虑到我国现行规范对于装配式结构设计的不完善，选取了三组共计 15 个关键参数作为不确定性参数，对装配式混凝土框架结构做抗连续性倒塌的灵敏度分析。利用 Tornado 图形法，基于前一章的装配式结构抗连续性倒塌 Pushdown 模型，得到了对全装配式混凝土框架结构与现浇混凝土框架结构整体抗连续性倒塌最主要的影响参数。

关键词：全装配式混凝土结构；现浇混凝土结构；抗连续性倒塌；Pushdown 分析；灵敏度分析

Abstract

At present, China vigorously promotes the industrialization of construction, and precast concrete frame structure are the main way to achieve this goal. For precast concrete structures, the reliability of its joint has always been the focus of research, which plays a direct and important role in the safety and reliability of the integrity of structural. Since the structural progressive collapse of Ronan Point Apartment caused by the gas explosion in Britain in 1968, the research on the structural integrity and how to improve the performance on progressive collapse resistance has been increasingly researched at home and abroad. However, the corresponding research on the progressive collapse of precast concrete frame structures is not enough. Based on the experiment of fully prefabricated concrete frame substructure, the paper verified the accuracy of numerical models based on OpenSees FE software. Then the integrity performance of a prefabricated concrete frame structure to prevent progressive collapse was studied, and selected the uncertainty parameters for sensitivity analysis to determine the main parameters that have a great influence on the performance of progressive collapse resistance. The main research contents are as follows:

(1) Based on the deformation and damage characteristics of the joint of a fully prefabricated concrete frame substructures, the connection macromodel was established by the FE software of OpenSees. By using the abundant types of material constitutive and element in OpenSees, the FE models established to simulate the mechanical behavior of fully prefabricated specimen (PC1) and a cast-in-place specimen (RC). Comparing the results of simulation curves with the tested curves, the accuracy of the macro-models was fully verified, then two optimized models of fully fabricated concrete frame substructures were analyzed based on the test and numerical results.

(2) According to China's current codes for structural design, a seven-story and four-span fully fabricated concrete frame structure and a cast-in-place frame structure were designed. One of the frames was selected and the corresponding FE model using software of OpenSees were established based on the well-verified macro-model before. Under two typical failure conditions, the nonlinear static analysis method of Pushdown based on the alternate load method was used to analyze collapse mechanism and mechanical behavior of residual structure of PC1 and RC. According to the optimization analysis results of substructures specimens, the model of a fully fabricated frame structure was optimized and its mechanical performance on

progressive collapse resistance can be significantly improved.

(3) Considering the randomness of design parameters , three groups of 15 key parameters were selected as the uncertainty parameters to research the sensitivity performance of the fully prefabricated concrete frame structure on progressive collapse resistance. By Tornado diagram analysis method, several main parameters that have the greatest impact on the integrity performance on progressive collapse resistance were studied based on the FE models in the previous chapter.

Key Words: Fully prefabricated concrete structure; Reinforcement concrete frame structure; Progressive collapse; Pushdown analysis; Sensitivity analysis

目 录

学位论文原创性声明和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 研究背景及意义.....	1
1.2 结构抗连续倒塌规范概况.....	2
1.2.1 英国规范.....	2
1.2.2 欧洲规范.....	2
1.2.3 美国规范.....	3
1.2.4 中国规范.....	4
1.3 结构抗连续倒塌设计方法概况.....	5
1.3.1 概念设计法.....	5
1.3.2 拉结强度设计法.....	5
1.3.3 拆除构件法 (Alternate Path Method)	6
1.3.4 关键构件加强法.....	6
1.4 现浇混凝土结构抗连续倒塌研究概况.....	7
1.5 国内外装配式结构抗连续倒塌的研究.....	9
1.6 本文研究内容.....	10
第 2 章 装配式与现浇混凝土节点建模分析	12
2.1 OpenSees 有限元软件概述.....	12
2.2 基于 OpenSees 的有限元分析模型的建立.....	13
2.2.1 节点模型的材料对象.....	13
2.2.2 截面恢复力模型.....	17
2.2.3 梁、柱构件单元模型.....	18
2.2.4 Zero-Length 单元.....	18
2.2.5 坐标转换与荷载定义模块.....	19
2.2.6 分析模块.....	19
2.3 装配式框架子结构防连续倒塌试验校验.....	20
2.3.1 试验模型概述.....	20
2.3.2 装配式节点宏模型.....	25
2.3.3 现浇节点宏模型—Joint2D 模型.....	29

2.3.4 试验有限元模型及其参数的确定	30
2.3.5 数值模拟结果分析	32
2.4 装配式节点优化	34
2.5 本章小结	36
第 3 章 多层全装配式框架结构抗连续倒塌 Pushdown 分析	37
3.1 非线性静力 Pushdown 分析方法	37
3.1.1 加载方式	37
3.1.2 连续倒塌判定准则	38
3.2 多层框架结构模型	39
3.2.1 结构概况	39
3.2.2 现浇多层框架与装配式多层框架结构设计	40
3.3 基于 OpenSees 的多层有限元模型建立	42
3.3.1 全装配式结构多层有限元模型建立	42
3.3.2 全装配式框架结构有限元模型参数确定	43
3.4 多层框架结构的 Pushdown 分析结果	47
3.4.1 两种加载工况下的 Pushdown 曲线	47
3.4.2 两种失效工况下 Pushdown 曲线	49
3.5 优化后的多层装配式框架结构 Pushdown 分析	51
3.5.1 底层中柱失效工况	51
3.5.2 底层边柱失效工况	53
3.6 本章小结	55
第 4 章 全装配式框架结构不确定性与灵敏度分析	56
4.1 结构不确定性与灵敏度分析的相关原理	56
4.1.1 结构分析的不确定性	56
4.1.2 结构灵敏度分析方法	58
4.2 基于 Tornado 图形法的不确定性参数灵敏度分析	59
4.2.1 Tornado 图形法概述	60
4.2.2 不确定性参数的概率分布	60
4.2.3 灵敏度的计算	61
4.3 现浇结构不确定性参数灵敏度分析结果	61
4.3.1 现浇结构灵敏度分析的计算结果	61
4.3.2 装配式结构灵敏度分析的计算结果	63
4.4 本章小结	66
结论与展望	67
参考文献	69

致谢.....76

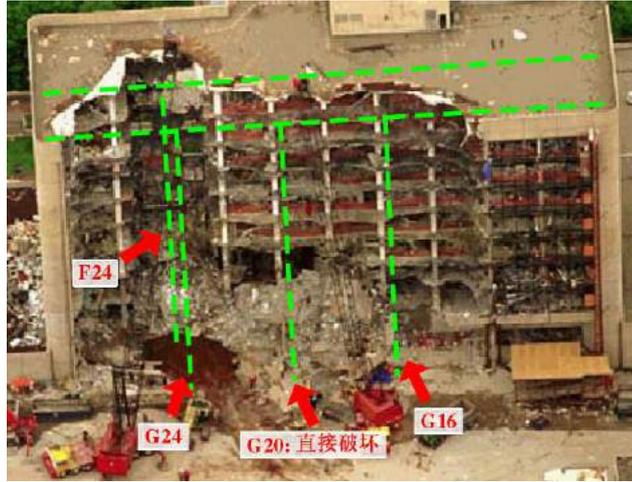
第 1 章 绪 论

1.1 研究背景及意义

当前我国正在积极推行“建筑工业化，住宅产业化”，而实现这一目标的有效途径便是大力发展预制装配式混凝土结构。在欧美、日本等国家，装配式混凝土结构应用较为广泛，已经占到整个土木行业的 35%以上^[1]。而我国政府也印发了相关的文件，指出要使我国装配式建筑在 10 年内达到新建建筑的 30%^[2]。在实际应用中，装配式建筑具有节能、节材、节时、节省人工以及环保的优势，是未来建筑行业的理想建造方式。与传统现浇混凝土结构相比，装配式混凝土结构更符合国家绿色建筑的标准，具有更多的优势：预制构件生产标准化和工业化，可以节约材料和保证构件质量；预制构件的施工工艺简单、快速，可提高生产效率和经济效益；预制构件可以减少混凝土的开裂与变形，从而提高构件耐久性^[3]。因此结合装配式建筑的优势和在国家大力发展装配式建筑的大环境下，须着力于研究装配式建筑的结构性能，以便更好地为装配式结构设计提供理论基础。

要大力推进装配式建筑的发展，就需要对装配式结构安全性能进一步提高要求。随着而近几年国内外诸多工程事故的发生，尤其是结构连续性倒塌事故的发生，使得人们对与结构安全性能的关注也越来越密切。结构的连续性倒塌往往会引发非常严重的安全事故，对人们的生命财产安全造成严重的破坏，和极其恶劣的社会影响。自 1968 年英国的 Ronan Point 公寓因煤气爆炸引发结构从局部破坏到整体坍塌以来^[4]，国内外诸多研究围绕着结构抗连续倒塌展开。在这期间，也经历了 1995 年美国 Alfred P Murrah 联邦政府办公楼遭遇炸弹爆炸袭击引发结构连续倒塌^[5]和 2001 年美国世贸大楼遭遇飞机撞击和大火产生的高温引起的连续倒塌^[6]等重大事故，将结构抗连续倒塌研究推向了高潮。在我国 2003 年衡阳市衡州大厦由于火灾事故导致的结构突然坍塌致使 20 名消防官兵罹难，2008 年汶川地震导致大量建筑物发生连续性坍塌等。这些偶然事件的发生使得人们意识到由结构局部破坏而导致结构整体连续倒塌问题的严重性，也加速了整个结构工程领域对于结构抗连续倒塌的持续关注。

目前国内外对于现浇混凝土框架结构抗连续倒塌性能的研究已经相对系统，各国也颁布了相应的抗连续倒塌设计规范。装配式混凝土结构由于节点连接形式的多样性，在结构抗连续倒塌方面的研究相对较少，也没有具体的规范用于指导装配式结构抗连续倒塌设计。因此，从结构安全性的角度出发，对装配式混凝土结构的抗连续倒塌性能的研究尤为重要。

图 1.1 Ronan Point 公寓倒塌事故^[7]图 1.2 美国 Oklahoma 联邦大楼倒塌事故^[7]

1.2 结构抗连续倒塌规范概况

1.2.1 英国规范

自 1968 年 Ronan Point 公寓发生连续倒塌事故以来，英国是最早对结构抗连续倒塌问题研究和制定结构抗连续倒塌设计规范的国家。Approved Documents 技术准则和 British Standard 英国标准化学会规是英国两本最主要的结构抗连续倒塌设计规范。Approved Documents 共包括 14 部分，其中 Approved Documents A^[8] (ODPM, 2004) 是有关结构部分的规定，它给出了三个增强结构抗连续倒塌的方式，增强结构构件的连接强度以保证局部破坏后结构的整体性能、提高结构抗连续倒塌的承载力储备以保证结构跨越局部破坏的能力和增强关键构件来提高抵抗灾害荷载的能力。British Standard 8110 (BSI 2002) 规范^[9]将结构抗连续倒塌能力称之为结构的鲁棒性 (Robustness)，并通过五个方法来增强结构的鲁棒性。英国规范就结构抗连续倒塌提出了几个可行的设计方法与设计流程，其中在拉结强度法中，对相关模型理论与设计细节的规定较为完善，因而被后续几本抗连续倒塌规范所采用。

1.2.2 欧洲规范

欧洲规范^[10,11]对结构抗连续倒塌的设计主要有荷载规范 Eurocode 1 和混凝土结构设计规范 Eurocode 2。荷载规范 Eurocode 1 (CEN, 2006) 针对考虑灾害荷载与否，将结构抗连续倒塌设计分为两类，并从概念设计的角度来增强结构整体抗连续倒塌的能力。根据建筑物的功能与结构倒塌风险分析将建筑的安全等级划分为两类，不同安全等级采用不同的设计方法来增强结构的抗连续倒塌能力。混凝土结构设计规范 Eurocode 2，通过具体的构造要求，如拉结钢筋连续性和锚固要求，来增强结构抗连续倒塌能力。它在 Eurocode 1 的基础上进一步拓展了拉结

形式。

1.2.3 美国规范

美国混凝土协会 ACI318-08 规范通过一些构造措施，如钢筋的位置、连续性、锚固与连接等，来保证结构的整体性与延性进而增强结构的抗连续倒塌能力^[12]。美国土木工程学会 ASCE7-05 规范通过合理的设计限制结构的局部倒塌，防止或降低结构的连续倒塌风险，对于结构构件要求具有一定的连续性，冗余度和耗能能力，从而提高结构的整体稳定性^[12]。

美国公共事务管理局（General Service Administration）先后制定了《建筑物抗连续倒塌设计统一设施标准》（GSA2003）^[13]和《结构抗连续倒塌备用荷载路径法分析及设计指南》（GSA2013）^[14]。GSA2003 是世界上第一本抗连续倒塌设计的专业规范，它在英国规范与欧洲规范的基础上进一步深化了拆除构件法的概念，并给出了详细分析方法和流程。它解释了每次仅拆除一个竖向构件是由于初始破坏的不可预测性，通过这种分析方式可以增强结构的冗余度，从而降低结构发生连续倒塌的风险。在具体的分析流程上，GSA2003 建议通过建立有限元模型瞬间拆除一根竖向构件对剩余结构进行分析，分析方法可分为四类：线性静力方法、线性动力方法、非线性静力方法和非线性动力方法。新版规范 GSA2013 综合了美国联邦安全委员会 ISC（Interagency Security Committee）、美国公共事务管理局以及美国国防部 DoD 对于结构抗连续倒塌设计的理念与决策方式。

美国国防部（Department of Defence）在 2005 年颁布了《UFC-04-023-03 结构抗连续倒塌设计规范》（DoD2005）^[15]，它之后的版本有 DoD2009^[16]、DoD2010^[17]和 DoD2013^[18]。DoD2005 规范的颁布旨在降低美国国防工程在非常规荷载作用下发生连续倒塌的风险，将结构按重要性由低到高分分为 I~IV 四个等级，对不同等级的结构采取不同的措施。规范中列举了拉结法、拆除构件法和局部抗力法三种设计方法，以及线性静力方法、线性动力方法、非线性静力方法和非线性动力方法四种分析计算方法。DoD2009 规范与之前的 DoD2005 规范相比，内容更加详细清楚，它规定所有安全等级的结构均应进行抗连续倒塌设计，并且对三种设计方法加深了要求。其中在拉结法中，统一不同结构形式的了内、外部拉结力公式，并对构件的延性提出了新的要求；在拆除构件法中，将拆除的竖向构件范围进一步拓宽，规定一般需要拆除结构底层、中间层和顶层的角柱，长边与短边的中柱，内部柱以及结构平面有显著凹凸处的角柱；在局部抗力法中，人为地加强结构外围易遭受火灾、撞击和爆炸等作用的构件的承载力。DoD2010 是在 DoD2009 的基础上做了文字上的勘误。DoD2013 在前一版本的基础上，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 0.9 和水平作用力，同时删除了局部抗力法，明确了控制公共访问的定义等。

1.2.4 中国规范

目前我国对于结构抗连续倒塌设计的专门规范有《建筑结构抗倒塌设计规范》(CECS392-2014)^[19],该规范分别从建筑结构抗连续倒塌设计、建筑结构抗地震倒塌设计、房屋建筑抗火宅倒塌设计以及房屋结构建造阶段及加固、改造阶段防连续倒塌设计四个方面给出了结构防连续倒塌设计的相关规定。其中在建筑结构抗连续倒塌设计方面分别对概念设计、拉结构件法、拆除构件法和局部加强法做出了相应的规定。在概念设计法中要求结构具有整体稳固性,具有承受偶然荷载作用的能力和传递偶然荷载的途径,预期可能大变形的结构构件具有良好的变形能力,对于可能遭受爆炸作用的结构构件应具有一定反向荷载承载能力以及结构的连接承载力不应小于被连接构件承载力,连接应具有允许构件大变形的能力等。在利用拉结构件法进行结构抗连续倒塌设计时,应包括四个部分,即周边水平构件拉结设计、内部水平拉结设计、内部水平构件对周边竖向构件拉结设计以及竖向构件竖向拉结设计。同时均应对每层进行拉结设计,计算拉结力(或弯矩),根据拉结力(或弯矩)进行配筋或钢构件截面计算。在采用拆除构件法对建筑结构抗连续倒塌设计时,应逐个拆除被选择的构件,通过计算剩余结构构件的内力或剩余结构水平构件塑性转角来判定结构是否满足抗连续倒塌设计要求,对于不符合要求的应当重新进行抗连续倒塌计算。在局部加强法中规定对于需要特别加强的结构构件,可在其表面施加均布侧向荷载进行该构件的承载力设计。

除了《建筑结构抗倒塌设计规范》,我国其它一些规范也直接或间接地对结构抗连续倒塌设计提出了一些规定,如《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB50068-2001)^[20]中的第3.0.6条规定,对偶然状况,建筑结构可采用下列原则之一按承载能力极限状态进行设计:(1)按作用效应的偶然荷载组合进行设计或采取保护措施,使主要承重结构布置不致因出现设计规定的偶然事件而丧失承载能力;(2)允许主要承重结构因出现设计规定的偶然事件而局部破坏,但其剩余部分具有在一段时间内不发生连续倒塌的可靠度。

《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[22]在第3.6节对结构抗连续倒塌设计提出了相应的规定:(1)结构抗连续倒塌的构造措施(主要用于一般结构),主要有:采取减小偶然作用效应的措施;在结构容易遭受偶然作用影响的区域增加冗余约束,布置备用的传力路径;设置结构缝,控制可能发生连续倒塌的范围等。(2)结构抗连续倒塌的设计方法(主要用于倒塌后可能引起严重后果的安全等级一级的重要建筑):局部加强法,提高可能遭受偶然作用而发生局部破坏的竖向重要构件和关键传力部位的安全储备;拉结构件法,在结构局部竖向构件失效的情况下,根据具体情况,分别按梁-拉结模型、悬索-拉结模型和悬臂-拉结模型进行承载力验算;拆除构件法,按一定的规则拆除结构的主要受力构件,验算剩

余结构体系的极限承载力。(3) 混凝土结构抗连续倒塌设计中有关设计参数的取值原则, 主要是: 荷载效应除按偶然作用计算外, 还宜考虑倒塌冲击引起的动力系数; 材料强度取标准值, 还宜考虑动力作用下材料强化和脆性的影响; 此外, 还应考虑倒塌对结构几何参数变化的影响。

1.3 结构抗连续倒塌设计方法概况

根据各国相关的结构抗连续倒塌设计规范, 在进行结构抗连续倒塌设计时主要采用了以下四种设计方法: 概念设计法、拉结强度设计法、拆除构件设计法和关键构件设计。对于同一种设计方法, 各国规范也进行了不同程度的修改并且各自对于抗连续倒塌问题的认识与侧重点也存在一定差异。建筑结构的抗连续倒塌能力与结构的冗余度、薄弱部位和构件间的拉结均有关系, 现有的四种设计方法设计目标、分析方法的准确度和复杂程度上已具备一定的层次性和互补性, 通过综合四种方法能够形成较为完善的建筑结构抗连续倒塌设计体系^[7]。

1.3.1 概念设计法^[7]

各国抗连续倒塌设计规范和设计指南均强调了概念设计法的重要性, 但并未提供具体的操作流程与设计参数, 它主要是从结构的设计概念, 如结构布置方案、整体性、延性、冗余度和构造等方面来提高结构抗连续倒塌能力和减低结构连续倒塌的风险。总结起来主要包括两个方面:

(1) 采取相应的构造措施来保证结构的整体性与延性, 进而在一定程度上防止结构发生连续倒塌;

(2) 通过合理的设计方案保证结构的备用传力路径和抗连续倒塌承载力储备。

1.3.2 拉结强度设计法^[9]

拉结强度设计法通过对结构构件之间的连接强度进行相关验算以保证结构的整体性与备用荷载传递路径的能力。在对结构采用拉结强度法进行结构抗连续倒塌设计时, 主要包括四个部位的拉结设计: 内部拉结、周边拉结、墙或柱的拉结以及竖向拉结 (BSI 2002)。并且需要对结构的每层进行拉结设计, 计算构件的所需的拉结力 (或弯矩), 并根据相应的计算结果进行配筋和对钢构件截面的计算, 如图 1.3 所示。

在最新使用了拉结强度设计法的规范 UFC 4-023-03 (DoD 2013) 对拉结力的要求有如下公式:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1.1)$$

式中 ϕR_n 为拉结强度设计值, R_u 拉结强度其要求值, ϕ 为材料强度折减系数。

对框架结构的水平横、纵向拉结强度计算时，单位宽度的拉结强度要求为 $F = 3(1.2D + 0.5L)l_1$ ，其中 D 为恒荷载， L 为活荷载， l_1 为相邻柱或承重墙的间距最大值。

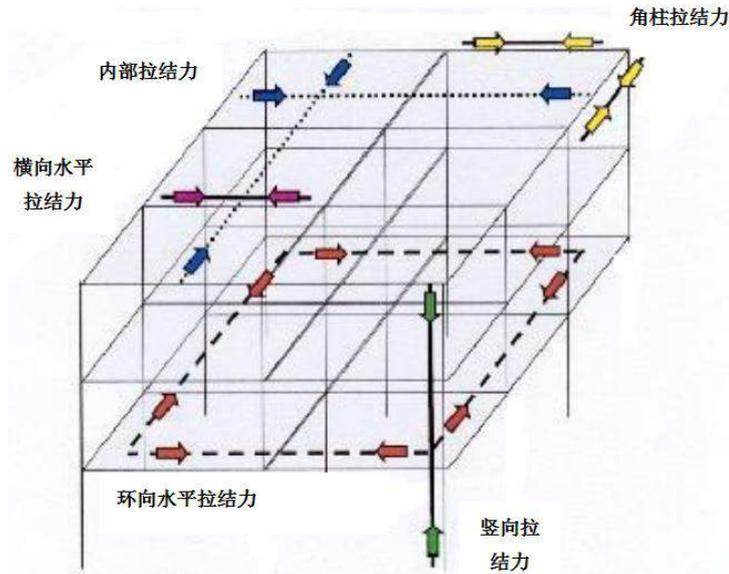


图 1.3 拉结力布置示意图^[15]

1.3.3 拆除构件法 (Alternate Path Method) ^[10]

拆除构件法 (简称 AP 法)，又称备用荷载路径法：将原结构的某个竖向受力构件移除，对剩余结构进行设计与分析，使得剩余结构的冗余性能提供足够的备用荷载路径来进行荷载重分布。拆除构件法是评估结构抗连续倒塌的能力的一种有效方法，能够很好地考察剩余结构抵抗结构发生连续性倒塌能力，并且可以通过提高拆除后的剩余构件的延性或者承载能力来避免结构连续倒塌，该方法实际上为结构提供了有效的备用传力途径。该方法不依赖于具体的荷载形式，即与引起结构连续倒塌的原因无关，适用于各种偶然荷载作用下的结构倒塌分析。对结构进行拆除构件法分析时，根据分析流程须确定以下几个关键问题：(1) 拆除构件的位置；(2) 静力分析时动力放大系数的取值；(3) 连续倒塌判定准则。根据是否考虑动力效应和非线性，拆除构件法可分线性静力分析方法、非线性静力分析方法、线性动力分析方法及非线性动力分析方法。四种分析方法的对比如下表 1.1。

1.3.4 关键构件加强法^[12]

在结构中，当某些构件在破坏后无法找到可以替代的备用传力路径或是实现替代路径的代价过高时，可将此类构件设置为关键构件加以设计与强化，使之具有抵抗意外荷载的能力。在现有规范中，英国规范 Approved Document A 规定关键构件应当具有抵抗各个方向意外荷载的能力，意外荷载的取值应为 34kN/m^2 ，该值为 Ronan Point 事故中的承重墙失效荷载。该方法对于其他偶然荷载规定需要

通过专门的风险分析来确定。

表 1.1 基于拆除构件的四种分析方法对比

分析方法	特点	优点	缺点	结果	适用情况
线性静力分析	简单通过内力折减系数与动力放大系数考虑结构非线性与动力因素；	简单、耗时短	分析过程中忽略了结构非线性与动力因素影响	保守	10 层与 10 层以下的规则建筑
非线性静力分析	(1) 侧向逐步加载，分析结果可用于评价结构在侧向荷载时的延性性能； (2) 竖向逐步加载，分析结果可得到结构发生竖向连续倒塌的极限荷载；	考虑结构材料与几何非线性	未考虑倒塌过程中涉及的动力效应	较保守	相对简单的结构
线性动力分析	能够模拟结构倒塌过程中涉及的动力效应、惯性力与阻尼等动力特性；	未考虑非线性影响且过程复杂	较真实的考虑了结构倒塌过程中的动力效应	对于小变形结构偏保守；对于大变形结构偏危险；	塑性形变小的结构
非线性动力分析	(1) 能真实模拟结构构件突然失效时的结构反应； (2) 为了提高计算效率需对非线性单元划分数目有所限制；	计算效率低，分析过程复杂	计算精度高；综合考虑结构的动力特性和非线性	理想	需准确模拟倒塌过程的结构

1.4 现浇混凝土结构抗连续倒塌研究概况

结构连续倒塌是指由意外事件或灾害所造成的结构初始局部破坏所引起的整体结构不成比例的倒塌破坏，并导致结构产生非稳定的连续性破坏发展^[7]。结构的连续性倒塌往往会引发非常严重的安全事故，因而国内外越来越多的学者对此研究颇为重视。国外对于结构抗连续倒塌的研究开展较早，也涌现出了很多卓有成效的研究成果。

Kaewkulchai 等^[24]在对平面框架的连续性倒塌研究中，考虑了荷载动态重分布，并提出了一种基于塑性铰的梁柱单元，并利用该单元模拟了结构倒塌过程中的非线性。

Izzuddin 等^[25]利用拆除构件法，研究了钢框架在竖向构件移除后的结构抗连续倒塌的剩余承载能力。

Osama 等^[26]利用替代路径法 (APM) 研究了在移除角柱之后剩余结构的单元荷载的有效传递, 并研究了多层混凝土框架结构的角部楼板的倒塌面积超过极限破坏面积时, 可通过设置合理的支撑使得荷载转移到其他构件。

Kim 等^[27]利用 OpenSees 非线性有限元软件开发了一个考虑了失效构件动态效应的结构连续倒塌分析的集成模型。

Khandelwala 等^[28]人提出了基于 Pushdown 的静力非线性分析方法, 通过对一栋 10 层的钢筋混凝土框架结构基于拆除不同位置的竖向构件, 对剩余结构的极限承载能力与鲁棒性进行研究。

Iribarren 等^[29]研究了不同的参数与不同的损伤工况对于多层混凝土框架结构连续性倒塌性能的影响, 并总结了材料参数中的钢筋与混凝土的极限强度、配筋率以及材料的应变率对结构的连续性倒塌影响大。

Ellingwood 等^[30,31]建立基于概率方法对结构抗连续倒塌的可靠度评估, 进而就结构抗连续倒塌设计提出相关建议。并对结构抗连续倒塌设计的三种方法进行对比, 提出了结构连续倒塌的判别标准与降低初始失效风险和控制发生损害的设计策略。

Sasanil^[32]等通过一个缩尺试验, 研究了移除中柱后的钢筋混凝土连续梁连续倒塌性能, 并且开发了一个三维的梁柱和壳单元的非线性模型, 进一步研究了整体结构在竖向构件失效后的动态荷载重分布以及剩余结构的潜在连续倒塌的概率。

国内关于结构抗连续倒塌分析较国外起步略晚, 但随着我国经济发展以及国际化水平的提高, 日益增加的公共建筑也面临着更高的安全要求, 因此对于结构安全性能也将进一步提高标准。国内诸多学者也在结构抗连续倒塌性能研究中取得了丰硕的成果。

易伟建等^[33]通过对一榀缩尺的四跨三层的钢筋混凝土框架结构进行抗连续倒塌试验, 分析了框架结构的压拱与悬链线受力机制, 同时对两个阶段的承载力计算进行了探讨。

何庆峰^[34]通过对约束梁的一系列连续加载破坏性试验研究了悬索作用机理, 通过 RC 框架抗连续倒塌性能爆炸实验研究了空间框架在快速移除框架柱的情况下的抗倒塌性能。

陆新征等^[35,36]将结构连续性倒塌分为链式倒塌、竖直或水平冲击式倒塌、失稳倒塌以及混合型倒塌等几类方式, 探讨了针对这几类不同连续性倒塌方式应当有不同的抗连续倒塌设计方法。并通过 1/3 的缩尺试验, 研究了梁板子结构在拆除中柱下结构的抗连续倒塌能力, 并且考虑了结构参数 (即梁高度, 板厚度和抗震加固) 对抗倒塌的影响, 得到了板的存在显著增强了梁板子结构的抗连续倒塌能力, 梁高增加能有效改善梁板子结构梁机制下的结构抗力但对悬链线作用的影

响相对有限。

李易等^[37,38]，基于能量方法，研究了钢筋混凝土（RC）框架结构抗连续倒塌抗力需求的相关理论框架，并推导了 RC 框架结构在梁机制与悬链线机制下的抗连续倒塌子结构及其构件的非线性动力抗力需求与线性静力抗力需求之间的关系。分析得出悬链线机制下的结构连续抗力需求计算是钢筋混凝土框架结构大变形阶段抗连续性倒塌的关键。

李易等^[39]利用非线性静力 Pushdown 方法对对不同抗震设防烈度的非整体现浇板框架和整体现浇板框架的抗连续倒塌承载力进行了分析和对比，并考虑了楼板的作用，得到抗震设计能有效增强结构梁机制的相对承载力，而对悬链线机制的相对承载力的增强效果不明显。

陈俊岭等^[40]研究偶然作用对框架结构的影响以及相应的破坏规律，并采用备用荷载路径方法和局部抵抗特殊偶然作用法分析了框架结构的抗连续倒塌能力。

胡晓斌等^[41]通过对一品三跨六层的平面钢框架进行连续性倒塌分析，分别比较了基于改变路径法采用的非线性静力分析，非线性动力分析以及线弹性静力分析，总结了静力分析较动力分析虽然简单但是结果相对保守，且结构在初始失效后，内力重分布将导致结构进一步损伤。

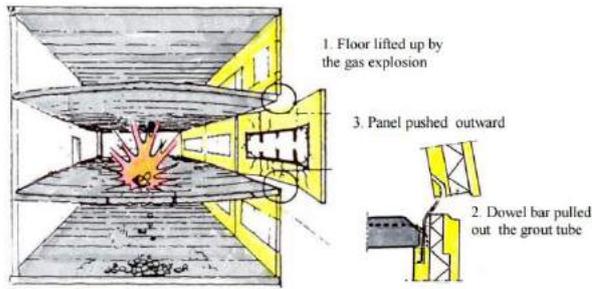
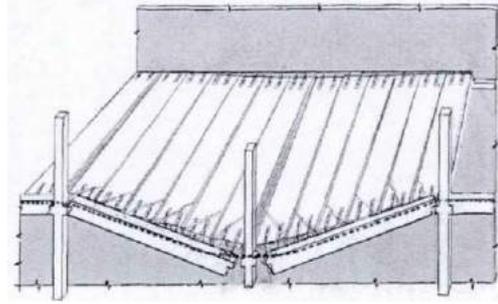
宋子龙等^[42]基于 Pushdown 分析方法对使用了钢梁与钢管混凝土柱的框架结构进行了结构抗连续倒塌性能研究。

吕大刚等^[43]基于备用荷载法，对一榀三跨五层的 RC 框架结构进行非线性 Pushdown 分析，结果表明采用基于备用荷载法和冗余度指标可以定量地评结构在偶然荷载下主要承重构件失效下的抗连续倒塌性能。

李惠等^[44]基于 OpenSees 有限元软件，对一榀六层的 RC 框架结构在移除角柱后进行非线性静力分析与竖向增量动力分析，得出两种分析方法得到的结构连续倒塌曲线吻合度较好。

1.5 装配式结构抗连续倒塌的研究

国内外对于现浇混凝土结构抗连续倒塌的研究取得了诸多成果，随着装配式建筑的推广，国际社会对于装配式建筑结构的安全问题也日益关注。在此背景下，针对装配式抗连续倒塌的研究也逐渐增多。2010年10月，在葡萄牙举办的预制结构国际研讨会（PCS2010），以“预制混凝土结构在世界上的应用与研究”为主题，讨论了预制混凝土结构在意外荷载作用下的抗连续倒塌性能研究。其中 Acker 等^[45]对在爆炸荷载作用与地震作用导致柱失效两种情况下引起的装配式结构连续性倒塌做了分析，如图 1.4 和图 1.5 并给出了分析流程与相应的应对措施。

图 1.4 爆炸作用引起的结构连续性倒塌^[45]图 1.5 柱失效引起的结构连续性倒塌^[45]

Kang 等^[46,47]通过后浇整体式预制混凝土框架梁柱子结构抗连续连续倒塌试验，研究了梁底部纵筋采用 90° 弯钩和搭接方式连接节点的压拱作用（CAA）和悬链线作用的能力，得出了这两种连接方式均能产生明显的压拱与悬链线效应，且节点的细部构造与纵筋配筋率对这两种作用有很大影响。并在此基础上，进一步通过内、外框架梁柱子结构连续倒塌试验，研究了这两种连接节点的装配式框架结构的受力性能对比。

Elsanadedy 等^[48]通过对一组三个 1/2 缩尺试验，研究了明牛腿、暗牛腿连接的装配式节点的抗连续倒塌性能，并利用 LS-DYNA 有限元软件对该组试验进行精细化分析进而对节点优化设计提出建议。

Qian 等^[49]通过对采用焊接连接和后浇整体式连接的装配式空间框架梁柱子结构倒塌试验，研究了这两种预制结构连接形式的倒塌失效模式与承载力机制，并得出采用后浇整体式连接的装配式子结构与现浇子结构表现出的性能相似，具有较好的延性与整体性，而采用焊接连接的装配式子结构由于焊接连接失效易发生脆性破坏，因而不建议采用该种连接方式。

Nisme 等^[50]研究了四种节点连接形式的装配式抗连续倒塌性能，即暗牛腿后浇整体式连接、暗牛腿钢托连接、明牛后浇整体式连接、明牛腿角钢连接。通过这四种装配式框架结构梁柱子结构的倒塌试验，研究了它们连续倒塌的失效模式、变形性能和承载力机制，得出了这四种装配式框架梁柱子结构的悬链线发展并不明显，且湿式连接的抗连续倒塌极限承载力更高。

潘毅等^[51]通过拆除构件法对 6 层无粘结预应力装配式框架结构和现浇框架结构进行连续倒塌分析，模拟了该装配式框架结构连续倒塌全过程。结果表明：在抽除中柱和边柱情况下，无粘结预应力装配式框架结构的倒塌荷载极限值比现浇框架结构高 20%-30%。在柱截面尺寸和配筋相同、梁截面尺寸和受弯承载力相同的情况下，无粘结预应力装配式框架结构防连续倒塌性能优于现浇框架结构。

1.6 本文研究内容

在国家大力发展建筑工业化的背景下，预制装配式建筑在我国迅速发展起来。从结构安全性角度出发，目前国内外对于装配式混凝土框架结构的抗连续倒塌研

究相对不足,尤其是全装配式结构的研究较少且没有相应明确的指导规范性文件。装配式结构抗连续倒塌的研究也多集中在子结构试验方面的研究,对于整体结构的抗连续倒塌研究也相对较少。因此,研究装配式混凝土框架结构在遭受爆炸、车辆撞击以及火灾等偶然荷载作用下的整体抗连续倒塌能力尤为重要。

为了研究全装配式混凝土框架结构在遭受偶然荷载作用下的整体抗连续倒塌能力,本文以一组带混凝土明牛腿-插梢杆-角型钢板连接节点的全装配式混凝土框架子结构和现浇混凝土框架子结构在移除中柱下的抗连续倒塌试验为基础,利用OpenSees有限元软件建立了相应连接节点的宏模型,通过试验校验了模型建立的正确性。进而建立该多层全装配式混凝土框架结构的有限元模型,利用Pushdown方法对结构的整体抗连续倒塌能力及灵敏度进行了分析。本文的研究内容有以下几点:

(1) 利用OpenSees有限元软件,选取合适的分析模型,包括对材料本构的选取,单元截面划分,构件单元的选取以及节点模型的建立等,分别建立装配式子结构与现浇子结构的有限元模型。通过对子结构的抗连续倒塌静载试验的数值模拟,校验了有限元模型的正确性,并根据节点的破坏特征对装配式节点进行优化验证,为后文进行多层框架结构分析提供基础。

(2) 根据校验好的子结构建模理论对试验子结构的多层框架结构原模型进行有限元分析,利用拆除构件法,对装配式与现浇框架结构进行非线性静力Pushdown分析,得到了两种加载方式,以及多种失效工况下的全装配式与现浇结构的Pushdown曲线对比。并根据试验与有限元分析结果,对全装配式结构进行相应的节点优化措施,并通过数值计算验证了优化措施对提高装配式结构抗连续倒塌性能提高的有效性。

(3) 考虑到结构设计中的参数不确定性对结构抗连续倒塌的影响,选取15个关键参数作为不确定性参数对结构进行抗连续性倒塌灵敏度分析。利用Tornado图形法,以梁机制下的荷载放大系数极值作为输出响应,建立不确定性参数对结构抗连续倒塌极限承载力的灵敏度分析。

第 2 章 装配式与现浇混凝土节点建模分析

对于装配式混凝土结构，它的梁、柱构件均在工厂预制而成，其质量具有一定的保证，但其连接节点现场拼接具有不稳定性。为了深入研究混凝土牛腿-角型钢板-插梢杆连接的全装配式节点受力性能，本章利用 OpenSees 有限元软件分别建立装配式结构与现浇结构的节点宏模型。通过该节点的梁柱子结构抗连续倒塌试验来验证节点宏模型建立的准确性。为后续进行多层全装配式框架结构与现浇框架结构的整体抗连续性倒塌分析做理论准备。

2.1 OpenSees 有限元软件概述

数值模拟作为结构分析方法之一，能够代替部分复杂的试验，为大型、复杂结构的受力性能分析提供有效和经济的技术手段。在过去的研究中，诸多结构构件的各种受力作用在经过试验校正与理论推演后，通过简化而成的数值模型，用于研究模拟预测结构在不同作用下的各项力学性能。

OpenSees 作为一款有效和经济的有限元分析软件，已经在国内诸多实践研究中被证实其可靠性与实用性。其全称为 Open System for Earthquake Engineering Simulation（地震工程模拟的开放体系），它是一个在结构有限元分析，结构灵敏度有限元分析以及可靠度有限元分析等方面的集成计算平台^[52]。相比其它商业性的有限元软件，OpenSees 是一款完全开源的软件，源代码完全开放，便于研究人员调用与二次开发，丰富平台资源库。再者该软件已经集成了丰富的构架性资源，每一子模块已经集成了丰富的选项供用户处理不同的结构分析。OpenSees 作为一款面向对象的有限元分析软件，其核心思路就是将有限元的分析过程分为若干个独立的模块，并按基本类构建这些独立的模块，同时可以通过派生与继承对这些基本类进行相应的扩展，最后整体打包链接这些独立的分析模块完成整个完整的有限元分析过程。在 OpenSees 有限元分析中主要包含四个模块，模型定义模块 (ModelBuilder)、域模块 (Domain)、分析模块 (Analysis) 和记录模块 (Recorder)^[53]。

其中，域模块是整个分析架构的核心，它负责存储整个有限元模型的节点、单元、荷载和约束等信息。模型定义模块是整个程序架构的基础，它包括模型维度与自由度设定 (Model Builder)、节点设定 (Node)、材料本构设定 (Material)、截面设定 (Section)、几何变换设定 (Transformation)、单元设定 (Element)、边界条件设定 (Boundary Condition) 与荷载设定 (Load)。分析模块是整个有限元程序架构的关键，负责执行相应的分析与及时更新域中相应的信息存储。它包

括约束处理设定 (Constrain handle)、优化编号设定 (Numberer)、积分器设定 (Integrator)、容差判敛准则设定 (Convergence Test)、方程组类型设定 (System of Equation)、以及微分方程求解方法设定 (Solution Algorithm) [53]。记录器模块用于记录监视分析过程中的变形、内力与位移等相关信息,在这一部分用户可充分根据自己的需求记录相应的用于分析验证的数据,并用于后续数值模拟后处理。基于 OpenSees 有限元软件的总体分析架构如图 2.1 所示。

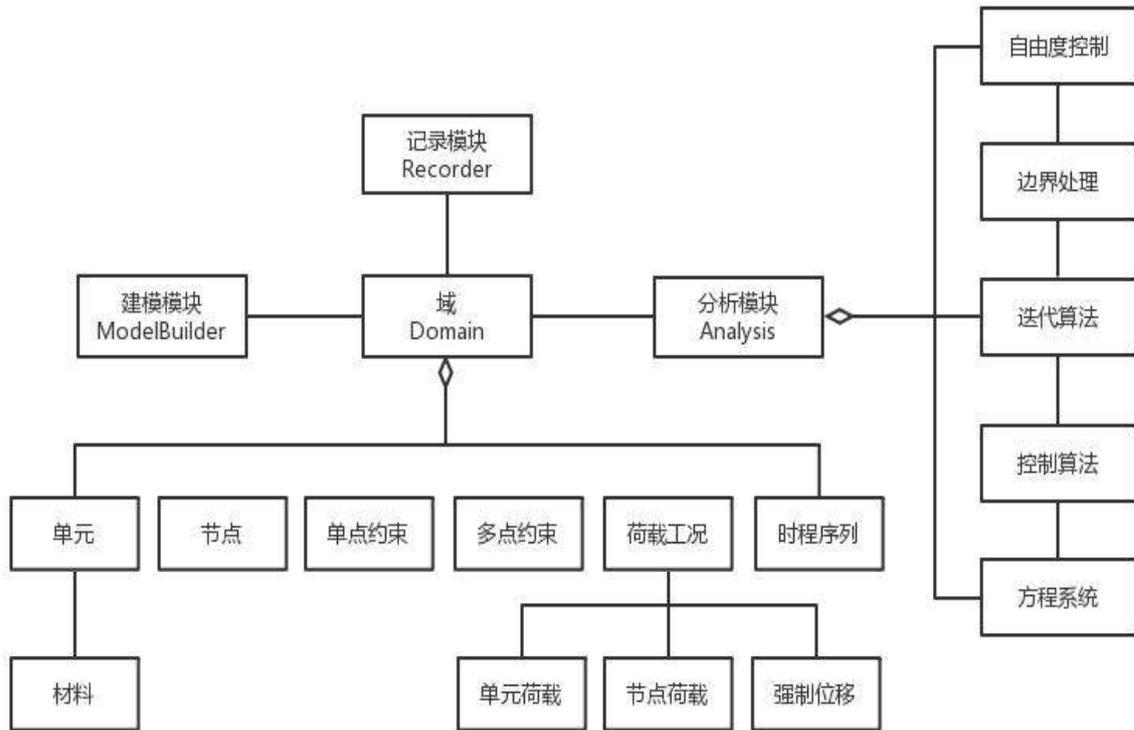


图 2.1 OpenSees 有限元分析总体架构图^[53]

2.2 基于 OpenSees 的有限元分析模型的建立

基于宏单元的数值分析计算速度更快,效率更高,有利于开展大型、复杂结构的数值分析。本文利用 OpenSees 建立全装配式结构与现浇结构的节点宏观有限元模型分析,通过在 TclEditor 中编写模型的 tcl 命令流,分别建立相应的节点、材料、截面、单元、荷载、分析等对象,并对几个关键部分参数的选择与设置进行详细介绍说明。

2.2.1 节点模型的材料对象

在 OpenSees 有限元软件中,其材料库为用户提供了多种单轴材料对象 (Uniaxial Material)、多轴材料对象 (ND Material) 与供用户开发的材料对象 (Contributed Material)。在单轴材料对象中主要包括弹性材料、弹塑性材料、硬化材料、滞回材料、粘滞材料、Fedeas 材料、混凝土材料与钢筋材料等等,其中本文涉及的单轴材料有混凝土材料 Concrete02、钢筋材料 Steel02 与滞回材料

Hysteretic 等。在供用户开发的材料对象中主要包括钢筋滑移材料（Bar-Slip Material）、Pinching4 材料、以及滞回材料 Hysteretic 等。以下分别介绍几种单轴材料的本构模型，与相应的定参方法。

1. 混凝土材料本构模型

在 OpenSees 软件中，常用的两种混凝土材料本构 Concrete01 与 Concrete02，是基于 Kent-Scott-Park 模型^[54]提出的能很好地反映混凝土受箍筋约束的作用效应。两种材料本构模型中，混凝土受压段的骨架曲线是一致的，都是采用了 Kent 与 Park 于 1973 年提出的模型。其中 Concrete02 本构模型考虑了混凝土的受拉性能，是基于 Scott 于 1982 年修正的模型。考虑到实际混凝土具有较强的受压能力，同时也具有一定的抗拉强度，为了更准确模拟混凝土的受力性能，本文所使用的混凝土本构模型均采用 Concrete02 本构。对于 Concrete02 本构模型其受压区分为三段，图 2.2 展示了混凝土 Concrete02 本构模型，包括上升区段，下降区段以及平台段。该模型也通过对受压骨架区段的峰值应力、应变与软化段的斜率的修改来考虑箍筋约束混凝土的作用，各阶段的具体表征如下：

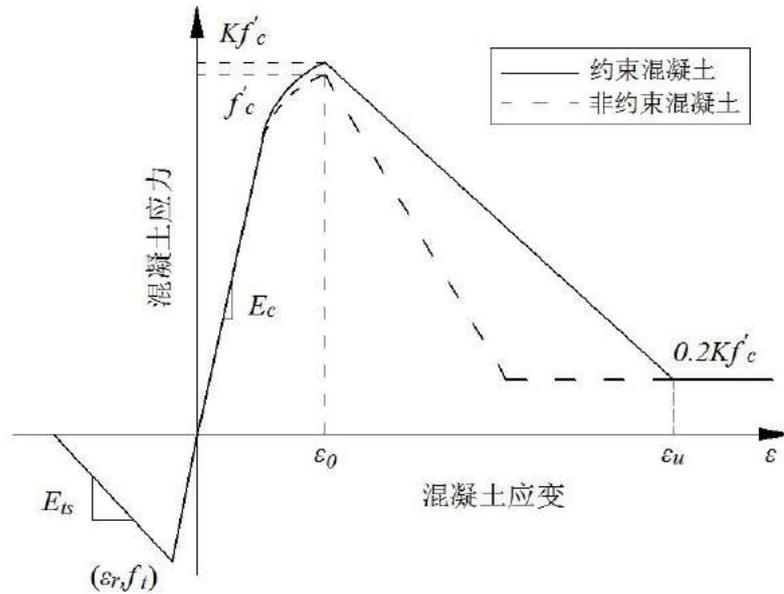


图 2.2 Concrete02 本构模型^[53]

受压阶段的具体方程描述如下：

上升区段：

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

线性软化下降区段：

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

平台区段：

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

式中部分参数计算：

考虑箍筋约束作用引起混凝土强度增加系数 K ：

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

应变软化阶段斜率 Z ：

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

峰值应变 ε_0 ：

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

约束混凝土的极限压应变 ε_u ：

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

Concrete02 受拉区段由两段组成，方程描述如下：

上升区段：

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

下降区段：

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

式中各参数的意义为：

ε_0 ——混凝土峰值应变值；

ε_u ——混凝土极限应变值；

K ——箍筋约束作用引起的强度增大系数；

Z ——混凝土受压软化段斜率；

f'_c ——混凝土圆柱体抗压强度；

f_{yh} ——箍筋屈服强度；

ρ_s ——混凝土核心区箍筋体积配箍率；

h' ——箍筋外边缘到核心区混凝土的宽度；

s_h ——箍筋间距；

E_c ——混凝土初始弹性模量，取 $2Kf'_c/\varepsilon_0$ ；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度；

E_{ts} ——峰值拉应力后的受拉软化段刚度。

Concrete02的本构模型计算公式简单，它能充分反映反复荷载作用下的滞回耗能与刚度退化性能，数值计算稳定性高，能较好地反映实际混凝土受力作用。

2. 钢筋材料本构模型

本文有限元模型中使用的钢筋本构为 Steel02 本构模型，它是由 Menegotto 和 Pinto 于 1973 年提出后又经 Filippou 等人于 1983 年修改后的模型^[55]，该本构模型充分考虑了钢筋等向应变硬化的影响，同时在与钢筋反复加载试验结果保持了较好的一致性，充分反映了包兴格效应，即反向加载时弹性极限下降明显，其材料本构如图 2.3 所示。

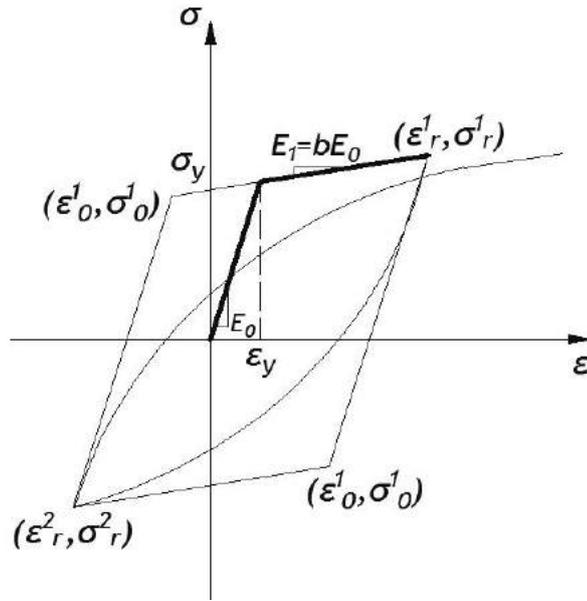


图 2.3 Steel02 本构模型^[55]

Steel02 本构模型采用的是应变显函数表达形式，有非常好的计算效率，其具体表达如下：

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^*)^{1/R}} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.11)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.12)$$

式中的部分参数，根据 Menegotto 与 Pinto 的建议^[55]，可采用以下形式：

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.13)$$

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (2.14)$$

式中各参数的意义为：

σ_0 ——双线性包络线屈服点处钢筋应力；

σ_r ——双线性包络线反向屈服点处钢筋应力；

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

2.2.2 截面恢复力模型

类似于其它有限元软件，OpenSees 也是利用截面定义来构建相关单元。软件库中提供了包括弹性截面模型 (Elastic Section)、单轴截面模型 (Uniaxial Section) 与纤维截面模型 (Fiber Section) 等多种截面恢复力模型^[53]。在本文中，使用的是纤维截面模型，它是基于平截面假设，且忽略钢筋黏结滑移与剪切变形的影响。它是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，如图 2.4 所示，假定截面上划分好的每根纤维应变分布处于单轴应力应变关系，从而得到整个截面的力与变形之间的关系，并且对于横向箍筋的约束作用也可通过对纤维单轴应力应变关系修正加以考虑。

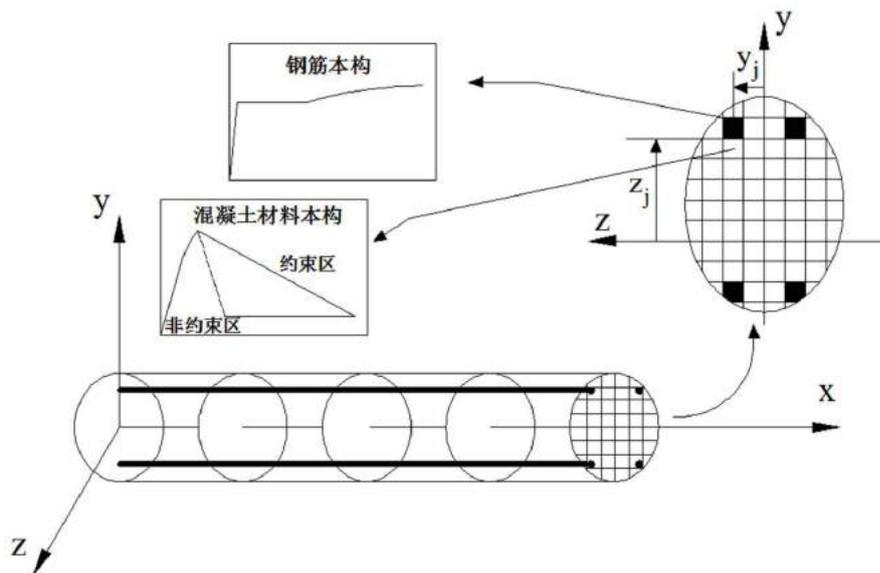


图 2.4 单元控制截面纤维模型^[53]

纤维截面的积分方式和计算精度与单元的划分方式和划分数量有着密切联系。一般采用较为均匀的离散方式，虽然较多的单元在一定程度上能够提高精度，但同时也会带来计算效率的降低，经实践证明，当截面的纤维化分数目达到一定数量时，积分方法产生的数值误差将不再显著^[56]。在本文中，将矩形截面划分为约 40 个纤维数目，其中按核心区约束混凝土、保护层非约束混凝土以及钢筋三部

分离散截面。其中纤维截面模型的具体离散方式如图 2.5 a)，在本章中对于装配式与现浇框架结构的梁、柱截面纤维划分如图 2.5 b) 和图 2.5 c) 所示。

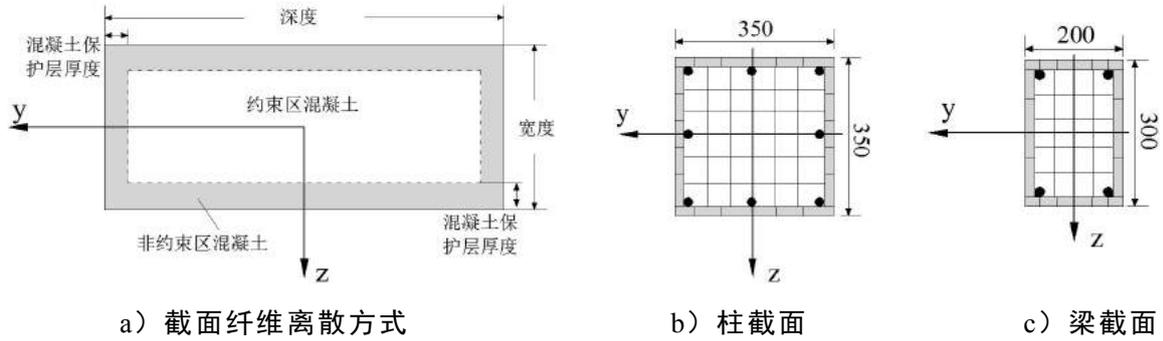


图 2.5 梁、柱构件截面纤维划分方式

2.2.3 梁、柱构件单元模型

在进行结构有限元分析时，非线性分析模型的选取尤为重要，当前基于力或位移插值型函数的梁、柱构件非线性模型是对结构非线性数值模拟分析的标准工具。利用 OpenSees 有限元软件进行分析时，常用的非线性梁柱单元有基于位移的非线性梁柱单元（Displacement-Based Beam-Column Element）与基于力的非线性梁柱单元（Force-Based Beam-Column Element）。其中基于力的非线性梁柱单元又包括两种重要的梁柱单元，即 Nonlinear Beam-Column 单元与 Beam with Hinges 单元^[57]。

基于位移的非线性梁柱单元（Displacement-Based Beam-Column Element）^[57-58]，由节点位移计算得到单元杆端位移，通过单元杆端位移的差值型函数求得相应截面变形，由截面恢复力关系求得截面抗力与截面切线刚度矩阵。该非线性梁柱单元可以使刚度沿杆长变化，按照 Gauss-Legendre 积分方法，最后可计算整个单元抗力和切线刚度矩阵。通过考虑材料非线性，可表示其单元刚度矩阵如下：

$$[k]^e = \int_L [B(x)]^T [k(x)]^s [B(x)] dx \quad (2.15)$$

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。

鉴于基于位移的非线性梁柱单元（Displacement-Based Beam-Column Element）能够更准确地反映单元截面的软化行为^[58]，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，为了保证模型在大变形下的反应特征，因而在本文的分析中，选取基于位移的非线性梁柱单元作为梁、柱构件的单元分析模型。

2.2.4 Zero-Length 单元

在 OpenSees 有限元软件中，通过 Zerolength 命令可创建一个零长度单元来定义两个坐标相同的节点之间的关系。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, Zero-Length 单元响应可通过定义单轴材料对象来反映两节点间单元的应力-应变关系, 从而实现对梁柱连接节点受力的模拟, 其具体单元模型可简化如图 2.6 所示。在 OpenSees 有限元软件中, Zero-Length 单元既可表征连接节点处的转动位移, 又可以表征连接节点处的平动位移, 建立单元的两个节点虽是零长度, 但在实际计算时取单位长度, 所以单元的变形与截面的变形是相等的^[53]。在本文中, 对混凝土明牛腿-插梢杆-角型钢板连接节点的全装配式结构, 通过 Zero-Length 单元实现螺栓-角型钢板连接模拟以及梁与牛腿间插梢连接模拟。

定义 Zerolength 单元的命令为: `element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 $matTag3... -dir $dir1 $dir2 $dir3...`。其中, \$eleTag 表示单元的编号, \$iNode 与 \$jNode 表示定义单元的两个节点坐标, \$matTag1、\$matTag2 与 \$matTag3 表示单元三个自由度方向的单轴材料本构编号, \$dir1、\$dir2 与 \$dir3 表示单元的 X、Y 与 Z 三个自由度方向。

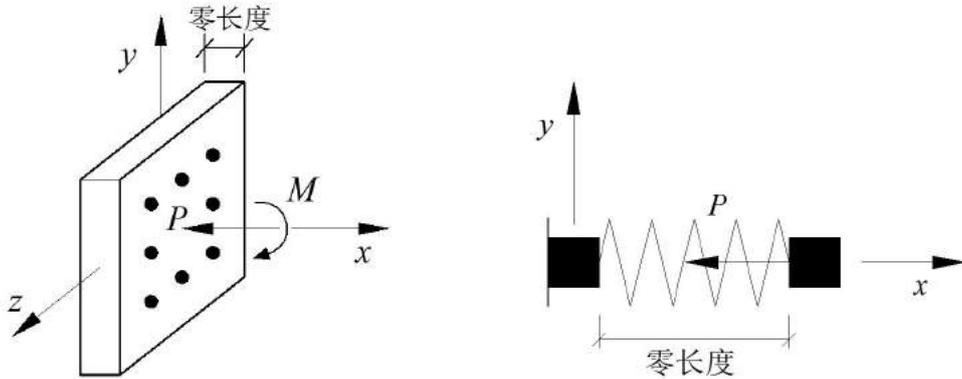


图 2.6 Zero-Length 单元模型^[53]

2.2.5 坐标转换与荷载定义模块

在 OpenSees 软件中, 通过几何转换命令 (Geometric Transformation) 将梁柱单元刚度、外荷载以及抗力等从局部坐标系转换到全局坐标系。其提供的几何变换包括线性变换 (Linear Transformation)、协同变换 (Corotational Transformation) 以及 P-Delta 变换^[53]。在本文中分析中, 使用了几何变换中的协同变换 (Corotational Transformation) 变换, 它能够考虑分析过程中的大位移与大转角的影响, 即可以考虑构件在大变形情况下引起的附加二阶效应 (P-Δ 效应)^[59]。

2.2.6 分析模块

在 OpenSees 有限元软件中, 对结构进行后续非线性分析需要设定分析模块子对象, 这些子对象命令包括: 自由度编号优化对象 (Numberer Command)、积分准则对象 (Integrator Command)、迭代准则对象 (Algorithm Command)、容差收敛的精度条件对象 (Test Command)、非线性方程组的约束处理对象 (Constraints Command) 以及非线性方程组存储计算对象 (System Command) 等^[53]。

2.3 装配式框架结构防连续倒塌试验校验

本文验证的模型是湖南大学陈太平等^[60]完成的一组带有混凝土明牛腿-插梢杆-角型钢板连接的全装配式框架结构（PC1）和与之对比的现浇框架结构模型。基于OpenSees软件，建立两个子构件试验的有限元模型，通过有限元模拟结果与实验结果对比，证明了该装配式节点模型建立的正确性，为后续全装配式框架结构整体抗连续倒塌分析提供了模型基础。

2.3.1 试验模型概述

1. 试验原型结构

该组试验的原型为一栋纵横向均为四跨七层的全装配式混凝土框架结构，如图 2.7 所示，此框架结构横向柱间距为 6.0m、纵向柱间距为 7.5m、层高为 3.6m，整体形状是边长为 24m×30m×25.2m 的长方体空间规则形状结构。框架柱截面尺寸为 700mm×700mm，框架梁截面尺寸为 400mm×600mm。整个框架结构梁柱节点连接采用改进后的混凝土明牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，利用牛腿承担节点处的剪力，通过插梢杆将节点钢筋间接连通，传递弯矩，在梁端上部安装了一个角型钢板，利用角型钢板将预制梁上端和预制柱相连，使整个节点利用插梢杆的抗剪能力传递弯矩。节点具体构造示意如图 2.8。

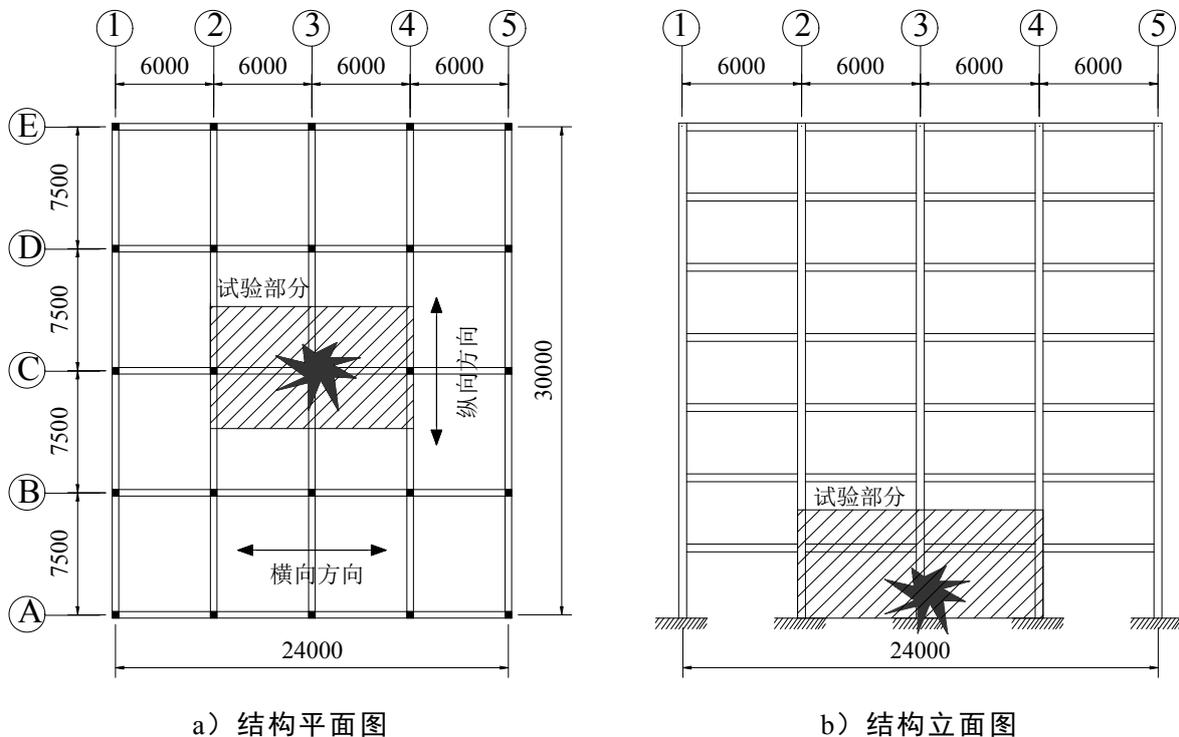


图 2.7 原型结构平面图和立面图^[60]

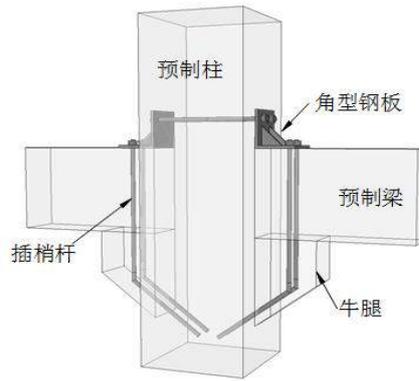


图 2.8 牛腿-插梢连接节点构造图^[60]

2. 框架子结构试验模型

选取图2.7阴影部分所示的框架子结构按照1/2比例缩尺作为研究对象，试验试件包括带有明牛腿-插梢杆-角型钢板连接节点的预制装配式混凝土框架子结构(PC1)和一个现浇框架子结构对比试件(RC)。框架子结构试件柱截面尺寸为 $350\text{mm} \times 350\text{mm}$ ，梁截面尺寸为 $200\text{mm} \times 300\text{mm}$ 。边柱取底层整根柱至二层柱的反弯点处，并考虑约束安装位置，柱高为 3000mm ，并设置截面尺寸为 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 的地梁。其中，装配式框架子结构试验安装图如2.9所示，节点设计详图如2.10所示，现浇框架子结构试验安装图如2.10所示。试验中所有纵向钢筋均采用HRB400级钢筋，横向箍筋均采用HPB300级钢筋，选用强度等级为C35的混凝土，具体材料力学性能指标如表2.1与表2.2。

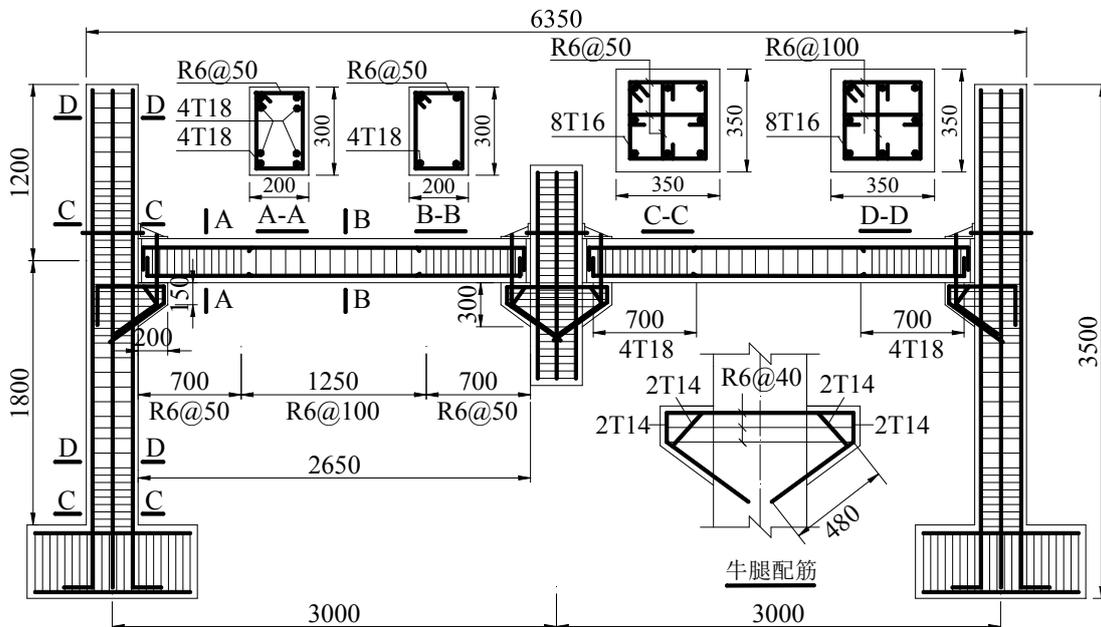


图 2.9 PC1 子构件试验安装图^[60]

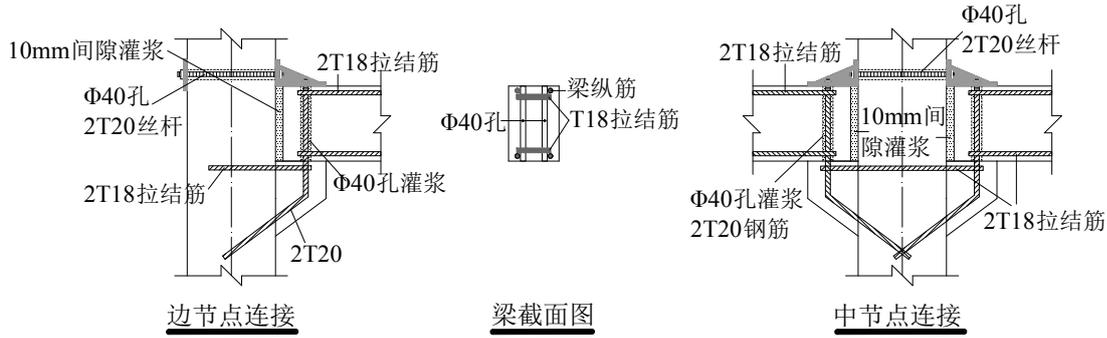


图 2.10 装配式节点详图^[60]

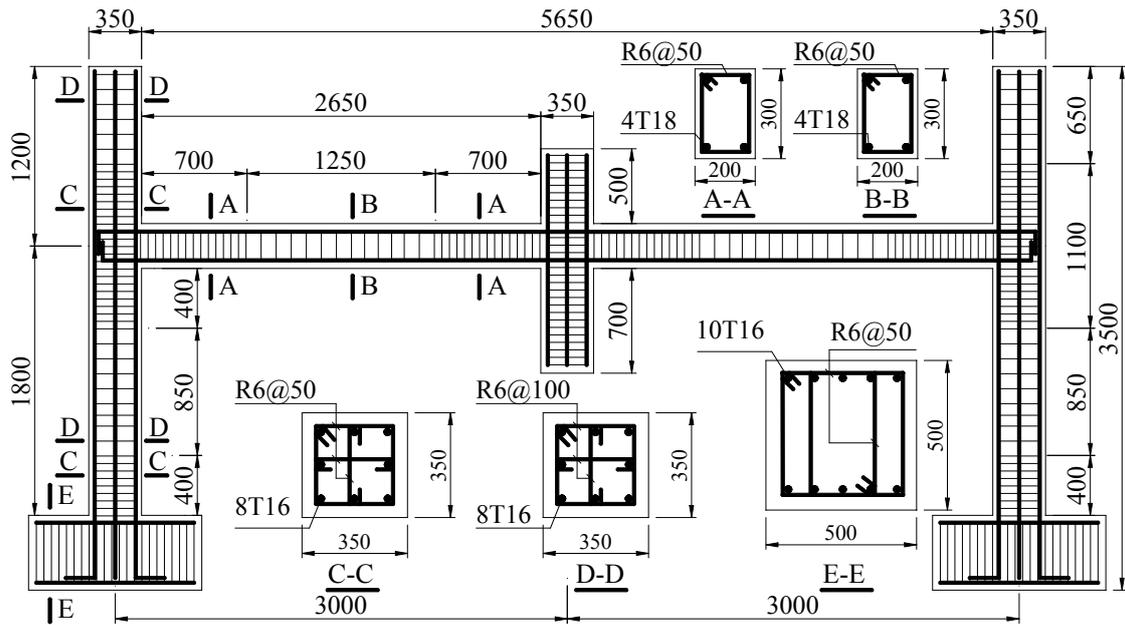


图 2.11 RC 子构件试验安装图^[60]

表 2.1 钢筋实测力学性能参数

钢筋直径	钢筋等级	屈服强度 (MPa)	极限强度 (MPa)	弹性模量 (10^5 MPa)	伸长率 (%)
6	HPB300	385	460	2.01	$\delta_5=26\%$, $\delta_{10}=21\%$
16	HRB400	505	630	2.02	$\delta_5=28\%$, $\delta_{10}=23\%$
18	HRB400	485	622	1.98	$\delta_5=24\%$, $\delta_{10}=21\%$
20	HRB400	493	629	2.01	$\delta_5=27\%$, $\delta_{10}=19\%$

表 2.2 混凝土实测力学性能参数

试验试件	混凝土等级	立方体抗压强度(MPa)	圆柱体抗压强度(MPa)
PC1 子结构	C35	37.6	28.3
RC 子结构	C35	27.4	24.7

3. 试验加载方案

实验的加载方案为分两阶段加载，即第一阶段，支撑在移除中柱处千斤顶分级按位移控制卸载；第二阶段，在移除中柱的上端利用液压千斤顶按位移控制分级加载，直至中框架子结构连接破坏或者钢筋拉断，即为子结构达到倒塌状态。

4. 框架子结构试验破坏形态

(1) 装配式PC1框架子结构

图2.12为PC1试件的最终破坏图，其中边节点与中节点的破坏模式如图2.13 a)~d)所示。在试验过程中，中节点牛腿表面的混凝土脱落，牛腿钢筋暴露，两侧梁上端角钢被挤压发生翘曲；边节点处框架外侧与梁端上侧出现大量裂缝，梁端混凝土破坏，边柱梁上端与角型钢板相连的竖向插梢螺杆被陆续剪断，最终导致结构破坏。

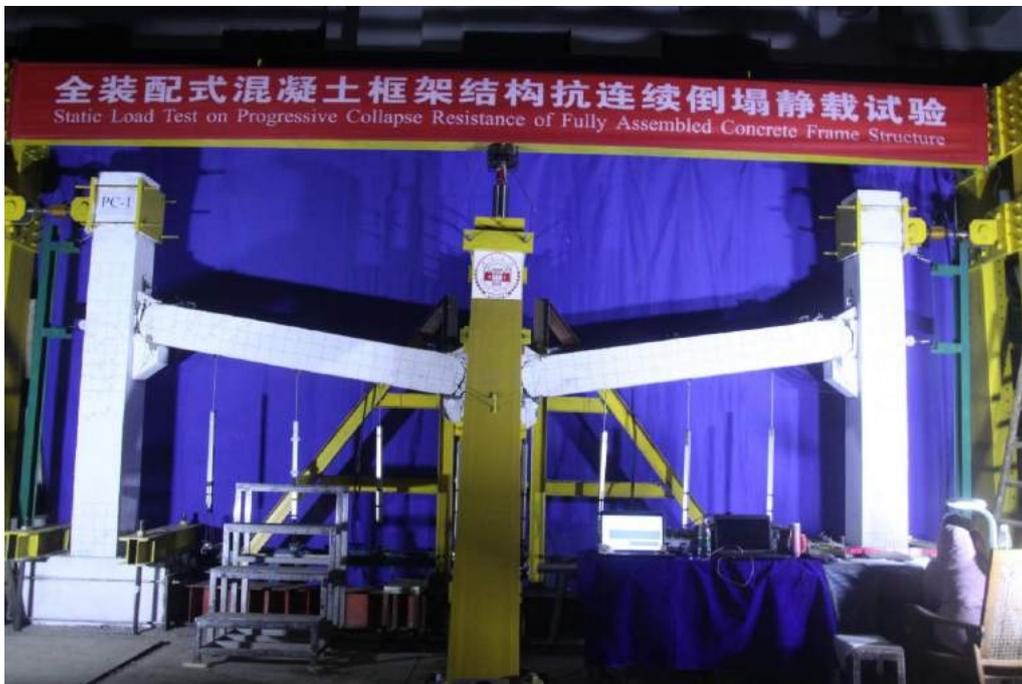
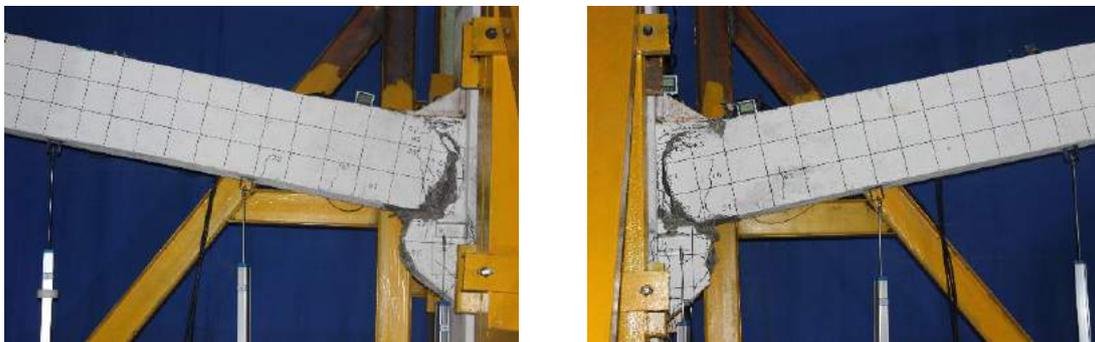
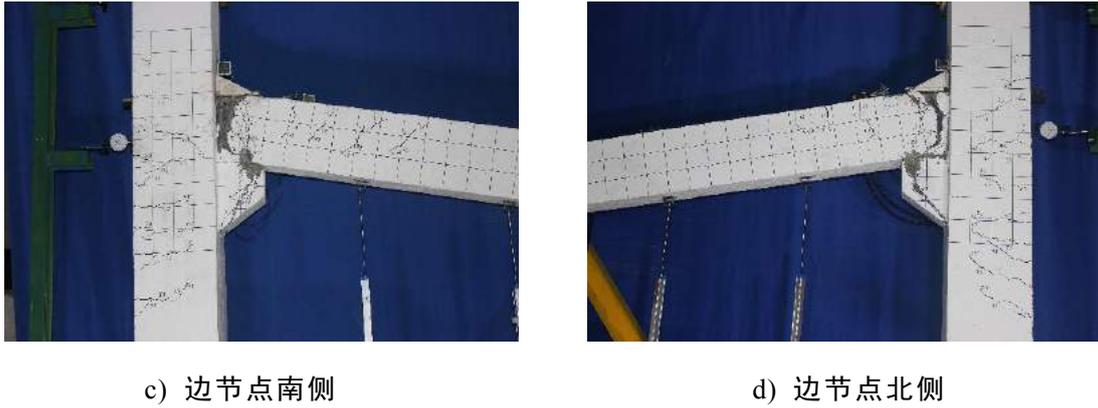


图 2.12 PC1 框架子结构最终破坏图^[60]



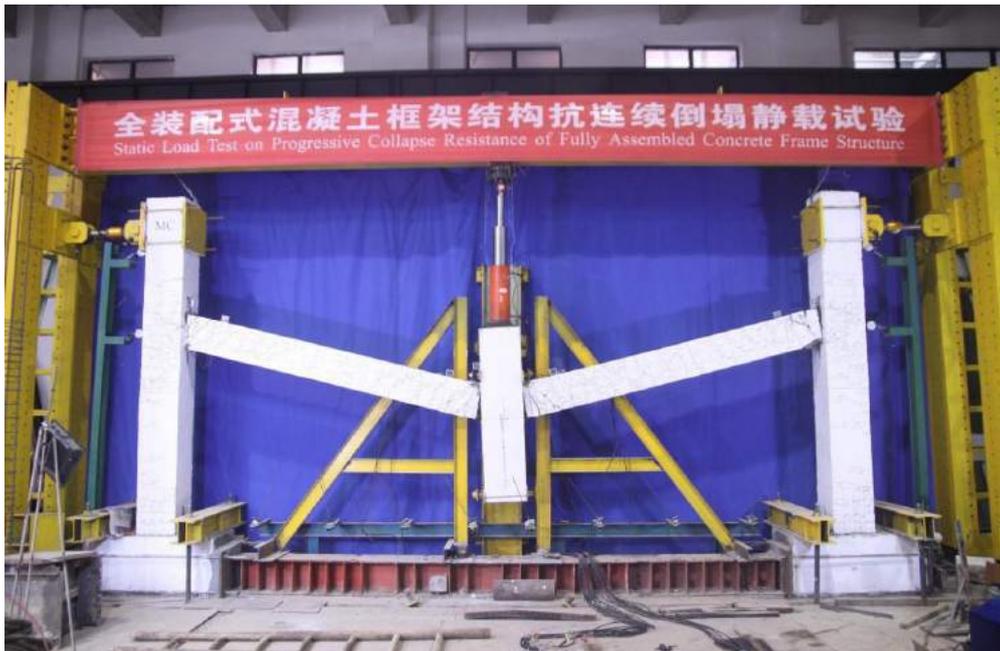
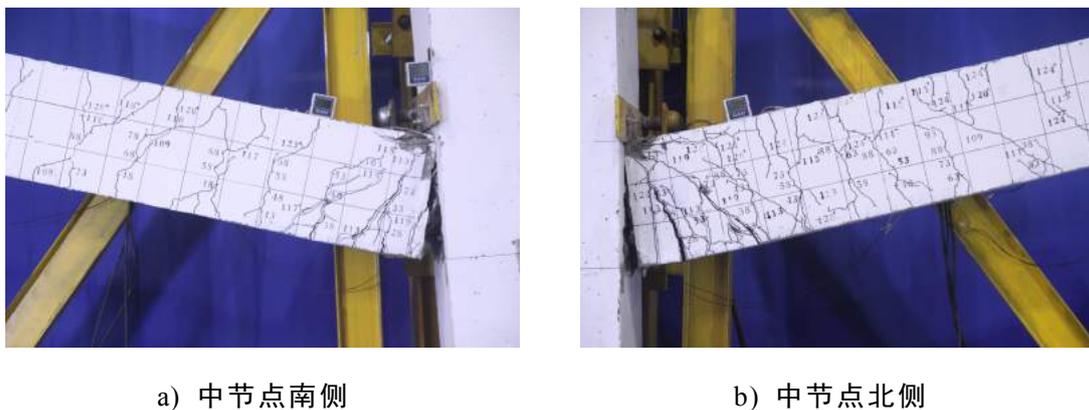
a) 中节点南侧

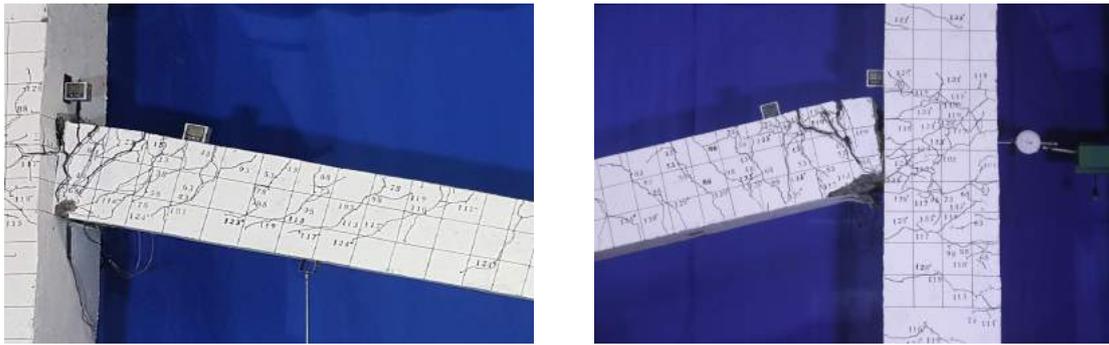
b) 中节点北侧

图 2.13 PC1 节点破坏图^[60]

(2) 现浇RC框架子结构

图2.14为RC试件的最终破坏图，其中边节点与中节点的破坏模式如图2.15 a) ~ d) 所示。RC子结构在试验过程中梁内总共有5根纵向钢筋被拉断，其中中节点两侧梁底部与北侧边节点上部受力纵筋被拉断，梁端与框架柱的交界面出现大量裂缝。

图 2.14 RC 框架子结构最终破坏图^[60]



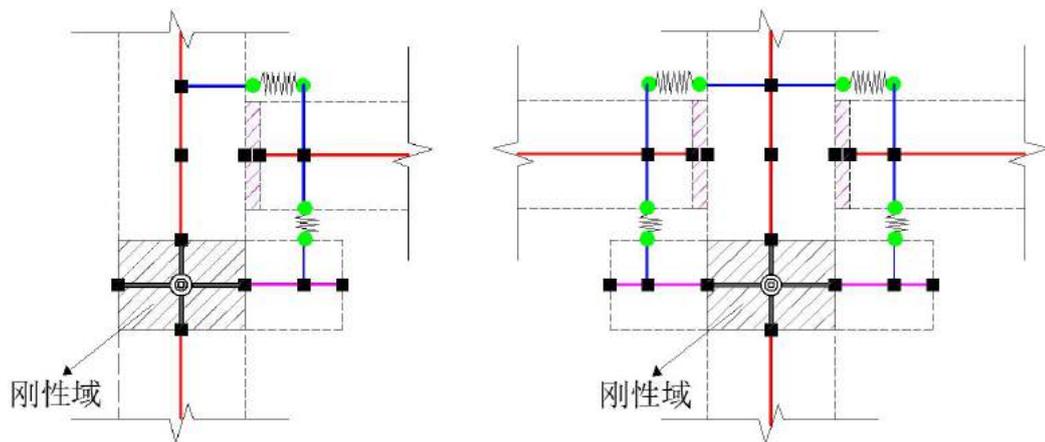
c) 边节点南侧

d) 边节点北侧

图 2.15 RC 节点破坏图^[60]

2.3.2 装配式节点宏模型建立

节点是传递梁柱构件端部作用力的主要构件，节点作用力包括剪力、轴力、弯矩以及扭转作用力，对于平面框架的分析，可忽略扭转变形作用。节点宏模型建立的关键是根据节点的传力机制和破坏机理，通过选择合适的材料本构来简化与模拟节点的受力特性。在对装配式PC1试件抗连续倒塌试验结果，节点最终的破坏主要集中在边节点上端插梢螺杆被剪断，中节点梁端与牛腿连接处混凝土被压碎导致牛腿钢筋被暴露，根据试验测得梁中钢筋应力应变曲线，梁中的钢筋均未屈服。根据装配式PC1试件边节点受力变形以及存在的失效机制，可建装配式PC1试件节点模型如图2.16所示。根据节点连接的特点，主要对三部分进行简化模拟，即梁上端螺栓-角型钢板连接简化模拟、梁下端与牛腿的插梢杆连接简化的模拟以及梁柱结合面上的模拟。具体的本构参数选取如下：



a) 中节点模型

b) 边节点模型

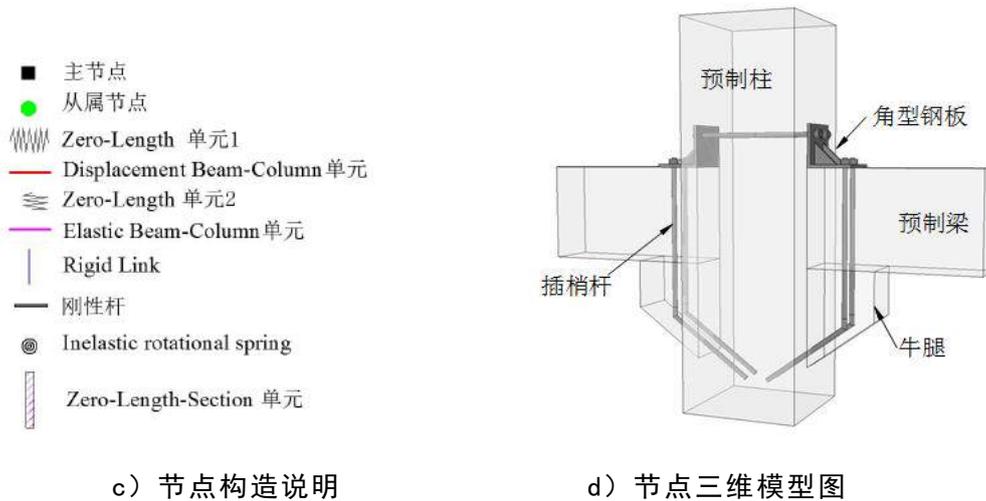


图 2.16 装配式节点宏模型

1. 螺栓-角型钢板连接:

梁上端的螺栓-角型钢板的连接是本文中全装配式节点的重要受力元件,该连接组件提供了框架节点梁端的部分受弯和受剪承载力,对结构的抗连续倒塌竖向极限承载能力有直接的影响。在实验过程中,PC1试件最终的破坏是边节点插梢螺杆被角型钢板剪断,且角型钢板在加载过程中也发生了部分翘曲变形。因此对于上部螺栓-角钢连接的模拟应当考虑螺栓与角钢两个组分的受力特征。对螺栓-角钢连接的简化是基于大量的试验数据与经验推导。根据Sims^[61]与Yang^[62]对梁柱节点采用螺栓-角钢连接进行的相关试验与参数化有限元研究,确定了螺栓-角钢连接的五种破坏模式:1)螺栓螺纹破坏;2)螺栓-角钢的弯曲破坏机制;3)螺栓剪切破坏机制;4)竖向角肢/水平角肢混合破坏机制;5)竖向角肢破坏机制。Shen和Astaneh^[63]在此基础上对多组螺栓角钢试件进行单调加载与低周反复荷载试验研究了变形与失效模型进而提出了相应的角钢-螺栓连接的力-位移本构模型,并基于纤维模型建立了顶底角钢螺栓连接的梁柱节点简化模型。东南大学蔡小宁等^[64]在此基础上,对梁柱螺栓-角钢连接简化模型提出了修正后的角钢拉压恢复力模型,该模型包括了对初始受拉刚度、受拉屈服后刚度、初始受压刚度和受拉、受压屈服承载力的确定。

本文研究的全装配式结构采用的为带肋角型钢板,普通角钢的拉压本构模型是对带肋角型钢板研究的基础。东南大学张晨^[65]以文献^[64]中角钢模型为基础,通过实验与有限元模拟相结合对带肋角钢的拉压模型进行了修正,包括屈服承载力,初始刚度,以及屈服承载力,得到相应的角钢拉伸简化模型,本文对于带肋角钢连接模型的简化也是基于此修正模型。在螺栓与角钢连接中,当螺栓的强度较少而角钢强度较大的时,在梁柱连接中螺栓存在被剪断的失效模式^[62],因此在该失效机制下应当建立对螺栓剪切性能的模拟。文献^[66-68]通过实验与有限元分析提出了相应的螺栓-角钢连接下的螺栓杆剪切简化模型,本文采用的螺栓剪切本构关系

也是基于此。在OpenSees中利用单轴材料Hysteretic来模拟螺栓连接角钢的简化分析模型，单轴材料Hysteretic的应力-应变骨架曲线如图2.17所示。利用单轴材料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2.18所示。综合考虑螺栓杆与角钢的受力特性，利用OpenSees中的Series Material命令将两种本构模型组合^[69]，Series Material命令的组合方式如图2.20所示。

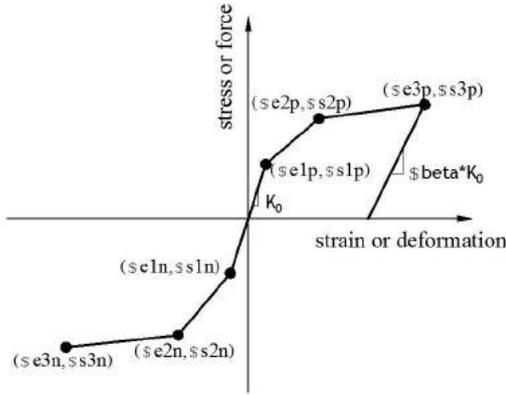


图 2.17 Hysteretic 材料本构模型

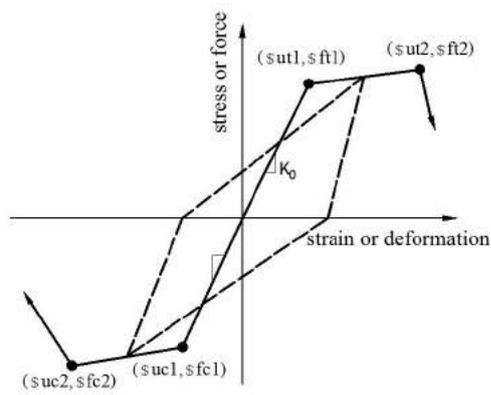


图 2.18 Elastic-MultiLinear 材料本构模型

单轴材料 Hysteretic 在 OpenSees 中的 tcl 命令：`uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $s1p $e1p $s2p $e2p <$s3p $e3p> $s1n $e1n $s2n $e2n <$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 <$beta>`。

其中各参数的含义：`$matTag` 为材料编号；`$s1p`、`$e1p`、`$s2p`、`$e2p`、`$s3p` 与 `$e3p` 分别表示骨架曲线正方向第 1、2 及 3 点的应力和应变（或力和变形）；`$s1n`、`$e1n`、`$s2n`、`$e2n`、`$s3n`、`$e3n` 分别表示骨架曲线负方向第 1、2 及 3 点的应力和应变（或力和变形）；`$pinchX` 与 `$pinchY` 分别表示应变（或变形）的捏拢因子和应力（或力）的捏拢因子；`$damage1` 与 `$damage2` 分别表示与延性材料相关的材料破坏系数和与能量相关的材料破坏系数；`$beta` 表示为确定退化卸载刚度的幂因子，默认取为 0。在本文中，不考虑应变(或变形)和应力(或力)的捏拢效应，及任何材料性的破坏，故 `$pinchX` 和 `$pinchY` 均设为 1，`$damage1` 和 `$damage2` 均设为 0。

单轴材料 ElasticMultiLinear 在 OpenSees 中的 tcl 命令：`uniaxialMaterial ElasticMultiLinear $matTag <$eta> -strain $strainPoints -stress $stressPoints`。

其中各参数的含义：`$matTag` 为材料编号，`<$eta>` 为阻尼切线（可选项），`$strainPoints` 与 `$stressPoints` 分别为沿应力-应变曲线上各点的应力(或)与应变(或变形)的列阵。

2. 梁与牛腿之间的连接：

梁与牛腿之间通过插梢杆连接，牛腿为梁提供支撑力，插梢杆将牛腿与梁相连接并与混凝土相互作用共同传递剪力。插梢连接是欧洲预制装配式混凝土连接中一种常见的连接方式，国内外大量学者对梁柱插梢连接方式进行了节点试验和

有限元数值分析，并对这种连接方式的失效机制进行了相关的研究表明，这种连接存在两种可能的失效机制^[70,71]：1) 局部失效，即插梢钢筋屈服以及周边混凝土破碎；2) 全局失效，插梢钢筋与立柱或梁之间的混凝土剥落。针对这两种失效机制，对于插梢连接方式假设在理想化条件下的简化分析模型与相应的剪切强度计算公式已经在^[72~75]中得到提出。Fischinger 等^[72,73]基于此，对几种梁柱插梢连接形式下的剪切强度计算公式进行了试验验证，并提出相应的数值简化模型来表征插梁柱梢杆连接的剪切行为。基于以上对梁柱插梢连接的相关研究，以及本文中全装配式连接节点的特点，对于梁与牛腿之间的插梢杆连接利用 OpenSees 中的 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。

3. 梁端与柱结合面上的模拟：

对于梁端与柱之间相互作用的模拟，考虑到当梁端裂缝张开时，张开域的拉应力为 0，因此对于梁端只考虑在受压区承担压应力，梁端的受压行为通过截面纤维的“只压”应力应变关系来模拟。利用 Zero- Length-Section 单元来模拟梁端与柱之间的单压状态，在该单元范围内的混凝土和钢筋纤维的抗拉强度和刚度均取为 0^[76]。梁端 Zero-Length-Section 单元内约束混凝土与钢筋的本构模型利用 OpenSees 软件中的 Series Material 命令(如图 2.19)将相应的 concrete02 与 Steel02 分别与弹性无张力材料 Elastic-No-Tension material (ENT 材料模型如图 2.20)组合来模拟^[77]，这种处理使得 Zero-Length-Section 单元实际上成为只能传递压力的弹性薄膜。

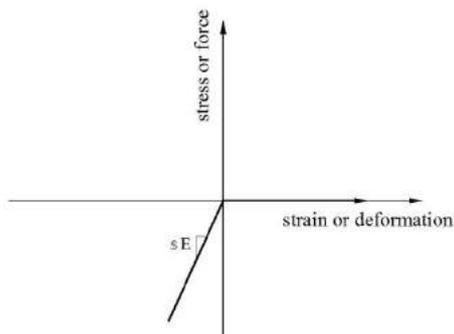


图 2.19 Elastic-No-Tension 材料本构模型

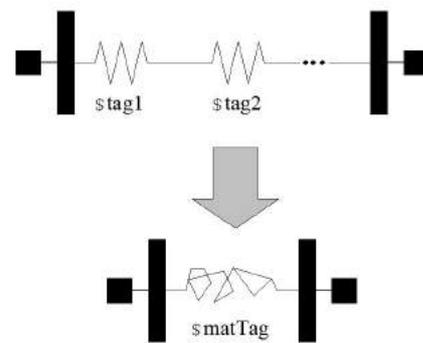


图 2.20 Series Material 构建对象组合方式

Zero-Length-Section 单元在 OpenSees 中的 tcl 命令：`element zeroLengthSection $eleTag $iNode $jNode $secTag <-orient $x1 $x2 $x3 $yp1 $yp2 $yp3> <-doRayleigh $rFlag>`。

其中各参数的含义： s_{matTag} 为单元编号， s_{iNode} 与 s_{jNode} 分别为单元节点， s_{secTag} 为截面材料编号，`<-orient $x1 $x2 $x3 $yp1 $yp2 $yp3>` 为全局坐标中定义局部的矢量分量（可选值）， s_{rFlag} 表示是否考虑瑞利阻尼（可选值）。

4. 模型其他说明

考虑到牛腿在实验过程中出现了一定的弹塑性，利用OpenSees中的Elastic Beam-Column单元来模拟牛腿的作用，牛腿与柱之间采用刚性连接。对于整个梁柱连接单元来说，最后一步是利用OpenSees中的从属节点耦合自由度来建立梁柱单元间节点的联系。在本文模型中，通过RigidLink beam命令将梁单元的端部节点与相应的从属节点耦合转动与平动自由，柱单元主节点与相应的从属节点通过equalDOF耦合全部自由度。

2.3.3 现浇节点宏模型—Joint2D 模型

对于现浇结构的节点单元采用OpenSees中的Joint2D模型，该模型是Altoontash^[78]提出来的，是基于Lowes与Altoontash^[79]提出的宏模型的一个简化模型。OpenSees中Joint2D节点模型根据现浇混凝土结构梁柱节点的性能，从节点域与交界面两个方面对现浇节点进行简化。交界面是用于连接梁、柱构件与节点区，节点域则用于传递相邻梁柱构件之间的剪力。基于以上原理，Joint2D节点单元由一个内部剪切块以及四个外部转动弹簧组成，分别用来模拟节点模型中的剪切块的剪切变形与交界面转角变形，具体节点模型示意如图2.21所示。

为了更加客观精确的模拟现浇梁-柱节点的受力特性，首先要确定Joint2D节点单元转角弹簧的本构关系。节点核心剪切块假定在受力过程中保持平行四边形的几何状态，进而将剪切块的力学方程与平行四边形的几何特性相关联，引入一个中心转动弹簧来表征剪切块的力矩-转角关系。在该Joint2D节点模型中，转动弹簧的本构，采用OpenSees中已集成的广义一维荷载-变形滞回模型的Pinching4材料来表征，如图2.22。该材料充分考虑了材料的强度退化、刚度退化以及捏拢效应，能够很好地反映结构在单调作用下的力学响应。在单调荷载作用下，由该模型的骨架曲线，需要确定16个参数，其中正方向4个转折点的荷载与变形，以及负方向4个点的荷载与变形，最后对于再加载阶段，定义12个与材料强度与刚度退化准则的相关参数。

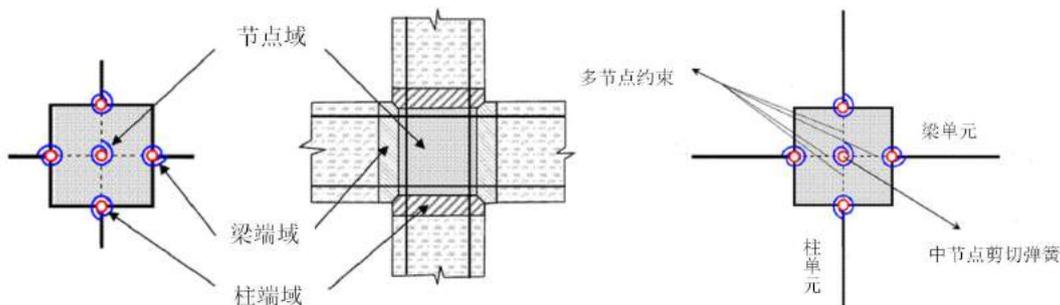


图 2.21 Joint2D 宏观节点模型

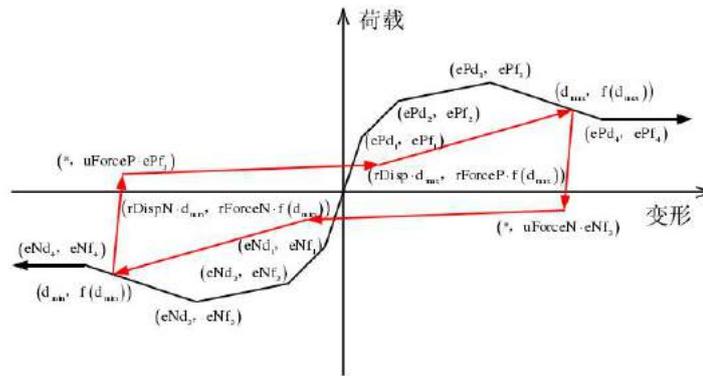


图 2.22 Pinching4 材料本构模型

综合起来，定义该广义一维滞回材料的模型，主要是确定其骨架包络曲线、卸载再加载的路径以及强度、刚度退化准则。基于该骨架曲线的参数定义，有两种方法，一种是基于修正压力场理论（MCFT），另一种是基于拉压杆理论（stru-and-tie theory）。在本文中采用修正压力场理论来确定转动弹簧的相关参数。根据节点核心区混凝土与钢筋的材料特性、剪切块双向配筋率基于 MCFT 理论计算得到相应的剪切应力-应变的骨架曲线，再乘以相应等效节点的体积则可得到 Joint2D 节点模型中转动弹簧的弯矩-转角骨架曲线。在单调加载下，节点核心区剪切块应力-应变骨架曲线的计算是根据重庆大学吴健秋等^[52]自编 SSVS 程序计算。该材料模型在滞回加载作用下的破坏是通过卸载刚度退化、再加载刚度退化以及当变形大小超过前一循环变形时的强度退化来模拟的，这三个破坏准则采用的形式是类似的，均采用了 Park 和 Ang 于 1985 年提出的广义破坏准则理论^[80]。

2.3.4 试验有限元模型及其参数的确定

依据前一节关于 OpenSees 建模的原理，分别建立现浇子结构与装配式 PC1 子结构的有限元模型，如下图 2.23 与 2.24 所示。根据前一节所选的相关材料本构来确定该子结构试验模型的相关参数，具体如下。

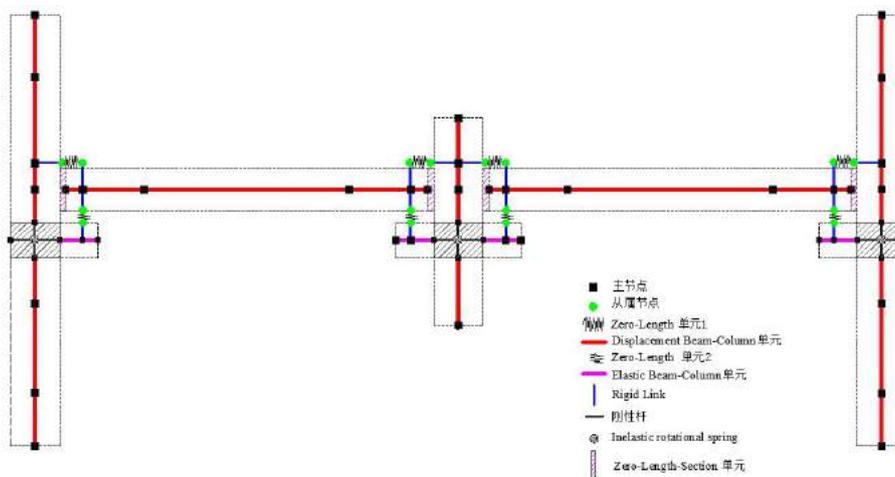


图 2.23 装配式 PC1 子结构有限元模型

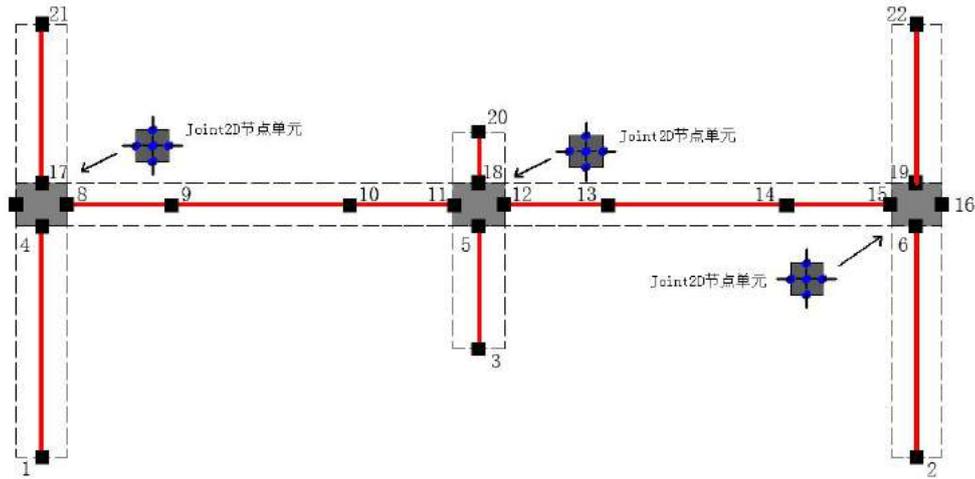


图 2.24 现浇子结构有限元模型

1. 混凝土材料参数的确定

本文混凝土模型采用 OpenSees 软件中的 Concrete02, 在该本构中需要确定其峰值抗压强度 f_c 、峰值压应变 ε_c 、极限抗压强度 f_u 以及极限压应变 ε_u 。约束区混凝土通过强度增大系数 K 来考虑箍筋的约束作用, 保护层区域的混凝土按非约束区混凝土考虑。由 2.2.1 节的公式可分别计算得到相应的极限压应力与极限应变。其中对于保护层混凝土, 当达到极限压应变时, 混凝土压碎此时的极限压应变应取 0。混凝土轴心抗拉强度取 2.2MPa, 根据公式 2.8 可计算 $\varepsilon_t=0.0007$, 受拉软化刚度 E_{ts} 取 $0.125E_c$ 。对于约束区的混凝土, 主要考虑箍筋的约束作用的混凝土强度增大系数 K 主要与箍筋屈服强度、混凝土核心区箍筋体积配箍率以及混凝土的轴心抗压强度有关。由公式 2.4 可分别计算出 PC1 试件与 RC 试件相应梁、柱构件的 K 值如下:

PC1 试件: 梁构件约束区混凝土的强度增大系数 $K_{B1}=1.1167$; 柱构件约束区混凝土的强度增大系数 $K_{C1}=1.0747$ 。

RC 试件: 梁构件约束区混凝土的强度增大系数 $K_{B2}=1.1599$; 柱构件约束区混凝土的强度增大系数 $K_{C2}=1.1024$ 。

表 2.3 与表 2.4 分别给出了装配式框架子结构 (PC1 试件) 与现浇框架子结构 (RC 试件) 的约束区与非约束区混凝土模型参数。

表 2.3 PC1 试件混凝土模型参数

单元	非约束区混凝土				约束区混凝土			
	f_{c1} (N/mm ²)	ε_{01}	f_{u1} (N/mm ²)	ε_{u1}	f_{c1} (N/mm ²)	ε_{01}	f_{u1} (N/mm ²)	ε_{u1}
梁	28.3	0.0024	0	0.004	31.60	0.0027	8.40	0.0172
柱	28.3	0.0024	0	0.004	30.41	0.0026	8.08	0.0124

表 2.4 RC 试件混凝土模型参数

单元	非约束区混凝土				约束区混凝土			
	f_{c2} (N/mm ²)	ε_{02}	f_{u2} (N/mm ²)	ε_{u2}	f_{c2} (N/mm ²)	ε_{02}	f_{u2} (N/mm ²)	ε_{u2}
梁	24.7	0.0018	0	0.004	28.65	0.0028	6.37	0.0172
柱	24.7	0.0018	0	0.004	27.23	0.0020	5.53	0.0124

2. 钢筋模型参数

在本文中，钢筋均采用Steel02材料本构模型，该本构模型需要确定的参数有钢筋的屈服强度值 F_y 、钢筋弹性模量 E_s 、钢筋的硬化率 b （钢筋屈服后弹性模量和初始弹性模量之比）以及控制钢筋从弹性阶段过渡到硬化阶段的参数（ R_0 、 cR_1 、 cR_2 ）。其中钢筋的屈服强度值和弹性模量取材料实测值，筋的硬化率取1%，控制钢筋从弹性阶段过渡到硬化阶段的参数 R_0 、 cR_1 和 cR_2 根据OpenSees软件用户手册^[53]，选取建议值10、0.925、0.15。

3. 约束设置

根据实验，框架柱底部采用固支约束，故利用 OpenSees 中的单点约束将装配式框架子结构与现浇框架子结构有限元模型的边柱底部节点三个方向的自由度均约束。对于边柱顶部的反弯点约束，分别在两侧边柱上端设置水平弹簧单元约束平动自由度，根据试验实测水平刚度设置水平弹簧单元的刚度。

2.3.5 数值模拟结果分析

1. 装配式子结构校验结果

根据实验现象与试件破坏节点可知，PC1子结构的中节点牛腿混凝土脱落，梁端上部的角型钢板被梁柱节点的转动挤压发生翘曲，边节点混凝土完全破坏，最终两侧边柱竖向插梢杆被剪断从而导致结构破坏。对于装配式框架子结构模拟对比曲线如图2.25所示。图2.25 a)为PC1试验与模拟荷载-位移曲线对比，由曲线可知，装配式节点宏模型能够较好的模拟结构的弹性、弹塑性阶段以及峰值荷载点下的位移值。在荷载-位移曲线上升阶段，模拟值较试验值偏少，主要原因是模型中没有考虑梁柱交界面间隙中的灌缝砂浆也具有一定的抗拉强度，从而导致模拟值较试验值有一定误差。悬链线效应一般是在节点竖向位移足够大时，由梁构件轴向拉力产生的竖向分力提供较大的承载力，使得结构的抗连续承载力能够继续上升。在荷载-位移曲线的下降段，子结构试件没有出现悬链线效应，这是由于竖向插梢杆强度过低被剪断，使得梁中纵筋不能形成有效的拉结作用进而导致结构失效；在试验值曲线下下降段末端出现的震荡点是由于边节点竖向插筋被剪断引起的，而模型中由于没有考虑竖向插筋的断裂因而与试验值存在误差。图2.25 b)

为PC1试验与模拟边节点水平位移曲线对比，由图可知模拟曲线与试验曲线的趋势基本相同。试验曲线与模拟曲线之间存在的误差主要是边界条件简化模拟引起的，在实验中，存在四个部分的约束装置包括加载钢架约束装置、中柱支撑约束装置、边柱反弯点约束装置以及子结构地梁约束装置。而在模型简化过程中对加载刚架的约束进行简化且未考虑中柱支撑约束，根据试验测得的数据只考虑了反弯点约束与地基梁约束，因而导致模拟的边节点位移与实际位移存在一定误差。综上分析，基于OpenSees有限元软件的装配式节点宏模型能良好地模拟PC1装配式子结构的抗连续倒塌性能。

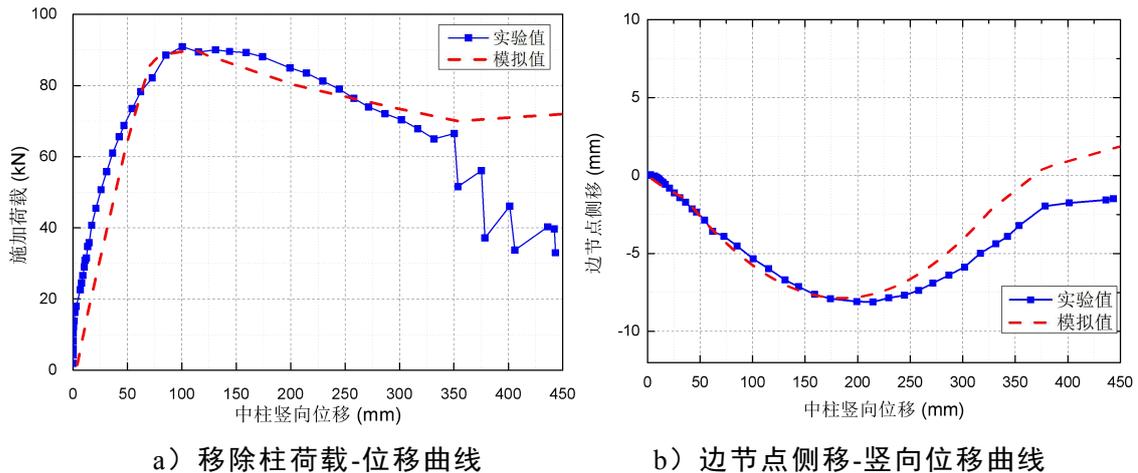


图 2.25 装配式子结构校验结果

2. 现浇子结构校验结果

对于现浇构件，图2.26为RC试件的数值模拟曲线对比，图2.26 a)为RC试验和模拟荷载位移曲线对比，由曲线可知，利用Joint2D节点模型建立的现浇子结构模型，在弹性阶段、弹塑性阶段、塑性铰机构阶段以及峰值荷载点下的位移值均能与实验较好的吻合，但在悬链线阶段略有偏差。根据实验数据，在悬链线阶段，实验数据出现震荡，是因为随着竖向位移的增大，结构进入大变形阶段，梁内钢筋被拉断导致荷载值急剧减少。而模拟值比实验值偏大是由于本文在进行有限元分析时，综合考虑了有限元分析时精度与收敛性问题，未考虑到钢筋断裂的影响。图2.26 b)为RC试验和模拟边节点水平位移曲线对比，由图可知模拟的边节点水平位移与实验曲线吻合良好，在中柱竖向位移超过400mm时，模拟边节点侧移较试验值略小，主要是模型中边界条件设置与实际结构的边界条件有一定误差，如在大变形阶段边柱地基梁的锚固并不完全固支，以及边柱上端反弯点约束的简化等。综上，使用了Joint2D节点模型的现浇子结构模型能够很好的模拟结构竖向荷载作用下的荷载-位移全过程，同时也能较为理想的模拟结构在大变形条件下的悬链线效应。

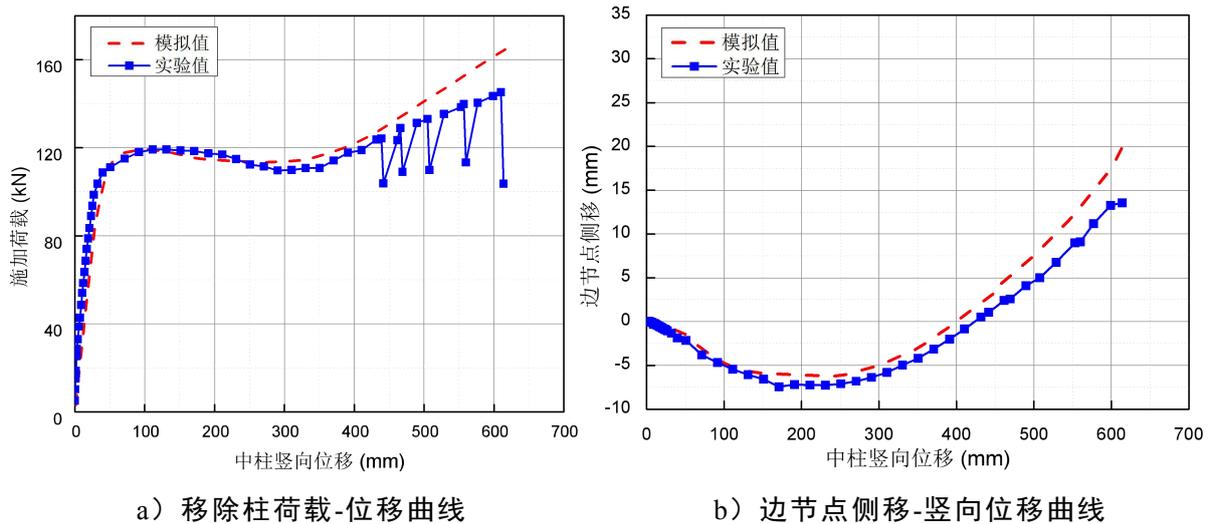


图 2.26 现浇子结构校验结果

2.4 装配式节点优化

试验中装配式框架子结构只经历了压拱阶段，未出现悬链线效应，这对于结构的抗连续倒塌来说是不利的，因此为了增强节点连接的可靠性以及提高节点的延性，应当对节点进行优化设计。装配式框架子结构 PC1 最终的破坏是由于节点中竖向插梢杆强度过低被剪断所致，因此可以通过加强插梢杆来增强节点的连接性能。在试验中所采用的插梢杆为普通钢筋加工而成，其连接强度相对较低。因此为了增强节点连接处竖向插梢杆的抗剪性能，可以通过从增大竖向插梢杆的直径和采用高强螺杆替代普通螺杆两种方式进行优化。具体的优化分析工况可如表 2.5 所示。

表 2.5 PC1 构件节点优化工况

节点模型编号	分析工况	备注
PC1	2D20 普通螺杆	原始模型
PC1-1	2D20 10.9 级高强螺杆	优化模型
PC1-2	2D25 普通螺杆	

在两种优化分析工况下，分别计算得到装配式框架子结构的移除柱荷载-位移曲线 2.27 a) 和边节点水平位移曲线 2.27 b)。由根据优化计算结果可知，通过改善竖向插梢杆能够有效提高装配式节点的受力性能，其中采用高强度螺杆比增大螺杆的直径对装配式节点性能优化效果更好。经优化后的装配式子结构，由于竖向插梢螺杆的强度增大，进而在子结构大变形阶段受力纵筋能够形成一定的拉结作用，使失效柱的荷载-位移曲线出现了悬链线效应。在图边 2.27 b) 边节点侧移曲线中，优化模型 PC1-1 与 PC1-2 产生了向框架内的位移，进一步说明优化后装配式子结构能产生悬链线效应。

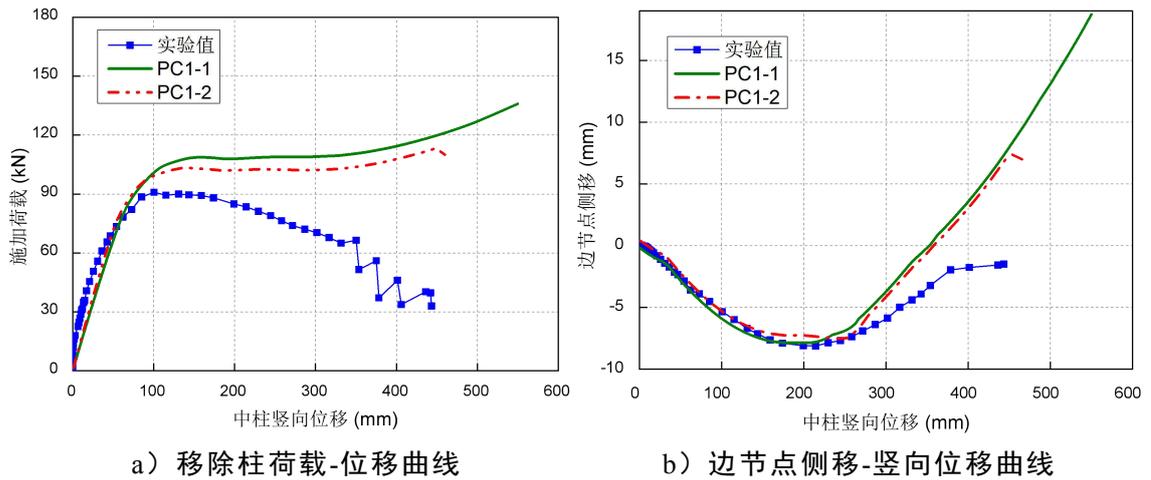


图 2.27 PC1 优化模型分析结果

表 2.6 给出了优化模型在梁机制下和悬链线机制下的承载力对比，优化后的装配式子结构在两个阶段的抗连续倒塌性能得到显著提高。其中，PC1-1 模型与 PC1-2 模型相比较，PC1-1 模型抗连续倒塌极限承载能力更高，几乎等同于现浇子结构模型。由表可知，在压拱阶段，PC1-1 构件的竖向极限荷载为 120.8 kN，较原始 PC1 模型提高了 33%，与现浇 RC 模型相当；PC1-2 的竖向极限荷载为 102.6 kN，较原始 PC1 模型提高了 12.9%，比现浇 RC 模型低 13.9%。在悬链线阶段，PC1-1 构件的竖向极限荷载为 135.9kN，比现浇 RC 模型低 6.5%；PC1-2 的竖向极限荷载为 113.3kN，比现浇 RC 模型低 22.0%。综上，对于带明牛腿-插梢杆-角型钢板的装配式子结构 PC1，可通过优化竖向插梢杆来提高节点的连接性能，进而提高该装配式结构的抗连续倒塌性能，其中采用高强度螺杆能够使子结构的抗连续倒塌极限承载能力得到显著的提高，并充分发挥悬链线效应。增大竖向插梢螺杆的直径虽然不能达到与现浇结构相当的极限承载能力，但是在一定程度上也能改善节点的受力性能，提高结构的抗连续倒塌性能。

表 2.6 PC1 优化模型分析结果汇总

模型 编号	压拱阶段峰值		悬链线阶段峰值	
	竖向荷载 /kN	竖向位移 /mm	竖向荷载 /kN	竖向位移 /mm
RC	119.2	130.9	145.3	613.9
PC1	90.9	100.5	/	/
PC1-1	120.8	145.8	135.9	546
PC1-2	102.6	123.5	113.3	449

2.5 本章小结

本章主要是基于OpenSees有限元软件，建立了混凝土牛腿-角型钢板-插梢杆

连接的全装配式节点与现浇节点的宏模型，并且通过对梁柱子结构抗连续倒塌试验的数值模拟，验证了节点模型建立的准确性，进而为下一章建立多层框架模型提供理论依据。

(1) 基于OpenSees有限元软件，选择合适的混凝土与钢筋材料本构，建立截面恢复力模型与梁、柱构件单元，再根据装配式节点构造特征与受力特征，建立了装配式节点宏模型；对于现浇混凝土结构，介绍了利用Joint2D节点模型来建立相应的节点宏模型。

(2) 介绍了一组装配式框架子结构与现浇框架子结构抗连续倒塌试验，根据试验数据，对模型中的相关参数进行取值与计算，并合理地模拟实验的边界条件以及加载方式，进而对子结构抗连续倒塌全过程进行模拟，并得到相应的失效柱节点荷载位移曲线与边节点水平位移曲线。通过曲线对比分析结果可知，基于OpenSees有限元软件的模型能够很好地模拟装配式与现浇框架子结构抗连续倒塌全过程，为下一章进行多层装配式框架结构的整体抗连续倒塌性能分析提供理论基础。

(3) 根据装配式PC1试件在试验过程中的破坏特征，对节点模型进行优化计算分析，得到通过改善竖向插梢螺杆能够提高装配式子结构的抗连续倒塌性能。其中采用10.9级的高强螺杆替换普通螺杆能够显著提高装配式子结构的抗连续倒塌极限承载能力，并且能够充分发展悬链线效应。

第 3 章 多层全装配式框架结构抗连续倒塌 Pushdown 分析

在本章中，将前一章校验好的装配式节点宏模型与现浇节点宏模型应用到多层框架结构有限元模型中，设计并建立基于 OpenSees 有限元软件的七层全装配式框架结构模型和用于对比的现浇框架结构模型，并进行不同损伤工况下的结构抗连续倒塌对比分析，以结构系统的角度，对多层装配式框架结构进行整体性的结构抗连续倒塌分析。该多层结构模型也为后一章节建立装配式结构不确定性参数的灵敏度分析奠下基础。

3.1 非线性静力 Pushdown 分析方法

基于拆除构件法对结构进行抗连续倒塌的竖向非线性静力分析中，非线性静力 Pushdown 分析方法：通过人为静力拆除结构的某一构件后，对剩余损伤结构施加逐级递增的竖向荷载直至结构达到倒塌极限状态^[81]。基于 Pushdown 的非线性静力分析考虑了材料的非线性可以很好地评估结构的承载力作用与延性性能，且它的计算效率高，能够很好地用来分析多层框架结构抗连续倒塌性能，尤其是整体结构的极限抗力与相应的分布规律的研究^[82]。

3.1.1 加载方式

国内外诸多规范对于拆除构件法的分析流程与方法进行了规定，其中以美国规范 GSA 与 DoD 为典型代表。这两本规范对结构进行拆除构件法分析时对结构荷载组合、拆除竖向承重构件位置以及破坏准则等都做了相关规定。其中在进行非线性静力分析时，GSA2003 规范在失效柱上部相邻开间施加 $2(D+0.25L)$ 的等效静力荷载组合，其他部位施加 $(D+0.25L)$ ；DoD2005 在失效柱上部相邻开间施加 $2(1.2/0.9D+0.5L/0.2S)$ 的等效静力荷载组合，其他部位施加 $(1.2/0.9D+0.5L/0.2S)$ 。施加荷载组合前面的系数 2 主要是考虑了结构的动力效应的影响。DoD2013 在旧版规范的基础上，取消了有利荷载系数 0.9，同时对于静力分析中的动力作用不再简单考虑乘以 2.0 的系数，而是通过考虑动力放大系数 Ω_n 来反映。考虑到 GSA2003 与 DoD2005 更加保守，在本文中采用 DoD2013 规范的荷载组合方式 $(1.2D+0.5L)$ ，其中引入荷载放大系数来考虑 Pushdown 分析中逐步增大施加荷载。根据 Khandelwal 与 El-Tawil 的建议^[81]，在利用非线性静力 Pushdown 对结构进行抗连续倒塌分析时，可进行两种加载方式分析。

(1) 满跨加载方式 (Uniform Pushdown, 以下简称 UP): 在结构所有部位施加不断增加的竖向荷载 $\alpha \times (1.2D+0.5L)$, 如图 3.1 所示;

(2) 不平衡加载 (Bay pushdown, 以下简称 BP): 在失效柱相邻跨施加逐步增大的竖向荷载 $\alpha \times (1.2D+0.5L)$, 其它部位施加一倍的基本荷载设计值 $(1.2D+0.5L)$, 如图 3.2 所示。

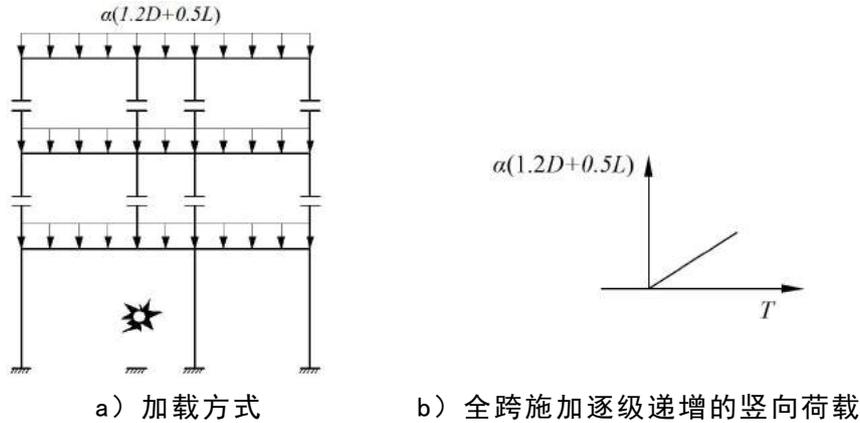


图 3.1 满跨 Pushdown 分析方法

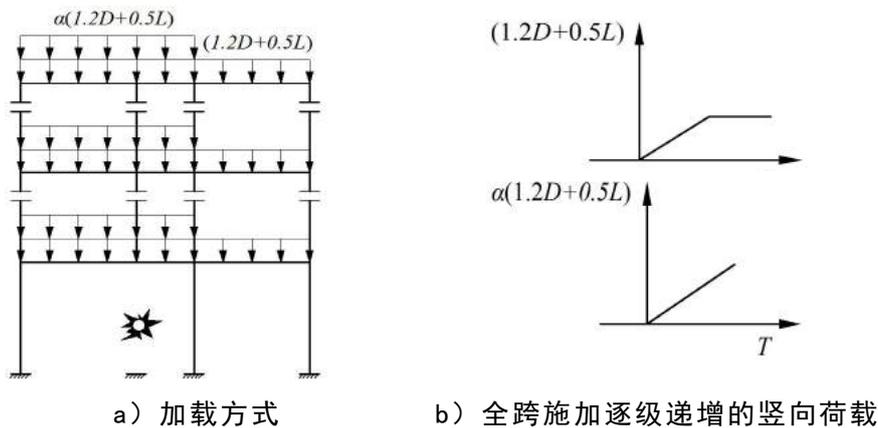


图 3.2 受损跨 Pushdown 分析方法

通过这两种不同的加载方法结合分析, 能够形成两种加载模式对比, 得到结构整体抗连续倒塌的极限承载能力。

3.1.2 连续倒塌判定准则

在对结构进行连续倒塌分析时, 采用合理的破坏准则是前提, 钱稼茹^[83]将目前已有的破坏准则归纳为两类: 按层次有材料层次 (应力或应变层次)、构件层次以及结构层次的破坏准则, 按类型可分为强度准则、变形准则、机构准则、稳定准则、疲劳破坏准则、能量准则、变形/能量双重准则等。在这些破坏准则中, 最常用的是强度准则与变形准则。其中, 强度准则认为当结构或构件的最大应力或内力大于允许值时, 则认为破坏。变形准则认为当结构或构件的应变、变形 (包括位移与转角) 或延性大于允许值时, 则认为破坏。

在对结构抗连续倒塌设计时, GSA2003^[13]与 DoD2005^[36]的规定, 预设初始破

坏构件被拆除后，允许剩余结构发生后继破坏，从限制后继倒塌范围（含绝对面积与相对面积两个指标）来判断结构是否满足抗连续倒塌要求。理论上这种通过限制倒塌范围的判定方法是与结构连续倒塌的定义是相符合的，但由于实际的结构连续倒塌过程存在破坏、堆载以及碰撞等一系列复杂力学行为，同时该过程也伴随着很大的不确定性，因此该判定准则在实际操作上难度较大。新版规范 DoD2010^[17]在此基础上做出了新的规定，严格限制任何结构构件发生后继破坏，即当初始构件破坏后，剩余结构不能出现超过构件变形能力极限的塑性变形。由于结构在发生连续倒塌时，涉及到复杂的力学机制转换与非线性行为，考虑到数值计算时的精度与收敛性问题，往往多采用间接方法来考虑结构的连续倒塌破坏准则。如李易等^[84]在对多层框架结构进行连续倒塌机制研究时，当结构局部失去稳定且最大竖向位移达跨度的 1/3 时认为结构发生连续倒塌；于晓辉等^[59]在利用 Pushdown 分析方法研究悬链线效应对钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌能力影响时，以结构丧失竖向承载能力、有限元分析不收敛作为判断结构发生竖向连续倒塌的准则等。

本文基于 OpenSees 有限元软件对结构进行连续倒塌分析时，根据 DoD2010 建议的原则，综合软件计算精度与效率问题，参考文献^[84]将移除柱竖向位移达到相邻跨度的 1/3 以及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。

3.2 多层框架结构模型

3.2.1 结构概况

本章多层框架模型按照文献^[60]中试验框架子结构的原型结构设计方法进行设计与计算。严格按照《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010）^[22]，《建筑抗震设计规范》（GB50011-2010）^[21]，《建筑结构荷载规范》（GB50009-2012）^[23]等规范的要求。基本设计资料如下：

（1）总信息：该多层框架结构为一栋纵横四跨七层的结构，各楼层高度取 3600mm，梁的截面尺寸为 400mm×600mm，柱的截面尺寸为 700mm×700mm，楼板厚度取 120mm。

（2）荷载信息：根据设计软件 PKPM2010 进行结构与配筋计算，设计为二级安全建筑等级，结构重要性系数取 1.0，抗震等级为二级。

屋面荷载：恒载（7.5kN/m²）+ 活荷载（0.5kN/m²）；

楼面荷载：恒载（5.0kN/m²）+ 活荷载（2.0kN/m²）；

风荷载：0.35kN/m²；

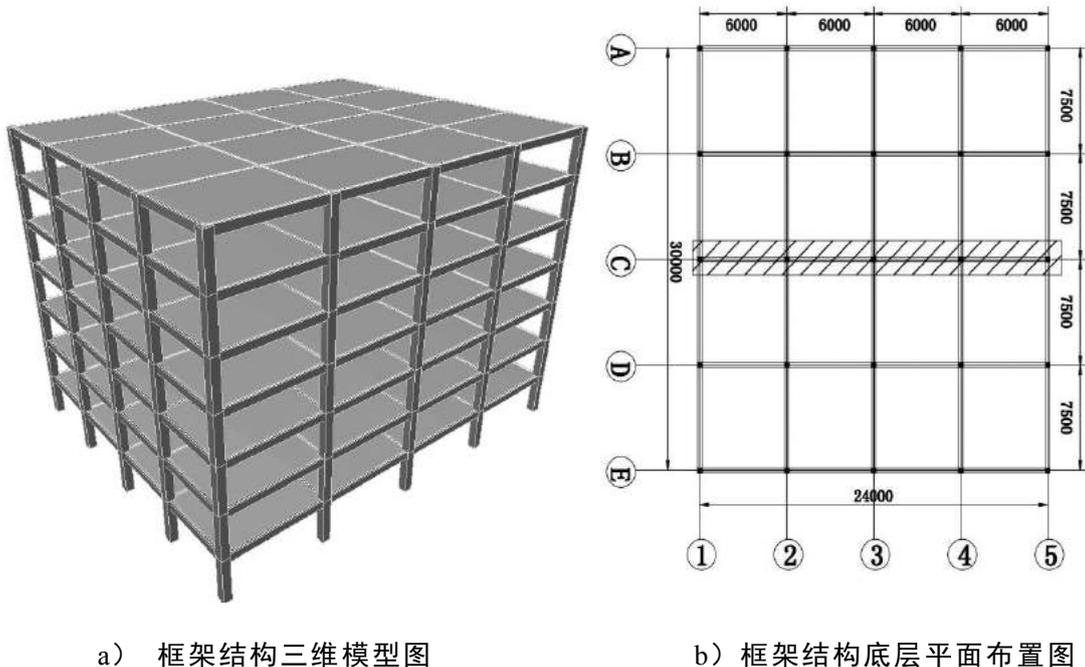
雪荷载：0.15kN/m²；

地震荷载：抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 0.10g，设计地震分组第一组，场地类别拟为二类；

其他荷载，隔墙荷载取 8.0kN/m，顶层女儿墙荷载取 8.0kN/m。

(3) 材料信息：在本框架结构中所有混凝土均采用 C35，其重度取为 25kN/m³。对于钢筋，纵向受力钢筋采用 HRB400，箍筋采用 HPB300，角钢采用 Q390。

根据以上设计信息，结构的三维模型图如 3.3 a)所示，框架结构底层平面布置图如 3.3 b)所示。



a) 框架结构三维模型图

b) 框架结构底层平面布置图

图 3.3 多层框架结构模型

3.2.2 现浇多层框架与全装配式多层框架结构设计

按照我国现行的规范设计要求，根据以上的基本设计信息，通过 PKPM 软件对结构进行计算。根据计算结果，选取平面布置图 3.3 b)中 C 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，现浇框架结构模型及梁柱构件截面配筋如图 3.4 所示。根据文献^[60]的装配式框架原型结构的设计与计算方法，为了便于与现浇框架结构进行对比，梁柱构件的截面尺寸与现浇框架结构相同，整个框架结构梁柱节点连接采用混凝土明牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，全装配式框架结构模型及梁柱结构模型如图 3.5 所示，梁柱配筋及节点构造如图 3.6 所示。