

学校代号 10731

学 号 112081402042

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

钢管混凝土柱-钢梁环板式节点 抗连续倒塌性能研究

学位申请人姓名 李 华 伟

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达 教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 钢与混凝土组合结构

论文提交日期 2014 年 5 月

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

学校代号: 10731

学 号: 112081402042

密 级: 公开

兰州理工大学硕士学位论文

钢管混凝土柱-钢梁环板式节点 抗连续倒塌性能研究

学位申请人姓名: 李 华 伟

导师姓名及职称: 王文达 教授

培 养 单 位: 兰州理工大学

专 业 名 称: 结构工程

论文提交日期: 2014 年 5 月

论文答辩日期: 2014 年 6 月 6 日

答辩委员会主席: 黎海南 教授级高工

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

The Progressive Collapse Analysis of Steel Beam to Concrete-filled Steel
Tubular Column with Ringlike Plate Connections

by

LI Huawei

B.E. (Shijiazhuang Tiedao University) 2011

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structure Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda

May, 2014

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

兰州理工大学学位论文原创性声明和使用授权说明

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，即：学校有权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。本人授权兰州理工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

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

目录

摘 要.....	I
Abstract.....	II
第 1 章 绪论.....	1
1.1 概述.....	1
1.1.1 钢管混凝土结构概述.....	1
1.1.2 钢管混凝土节点概述.....	1
1.1.3 连续性倒塌与鲁棒性的定义.....	2
1.2 课题研究背景以及研究意义.....	3
1.2.1 研究背景.....	3
1.2.2 研究意义.....	5
1.3 相关课题研究现状.....	5
1.3.1 结构连续性倒塌研究.....	5
1.3.2 节点力学性能研究现状.....	10
1.3.3 纤维模型的研究现状.....	13
1.4 本文主要研究内容.....	15
第 2 章 基于 ABAQUS 平台的纤维模型开发.....	16
2.1 引言.....	16
2.2 ABAQUS 中纤维模型介绍.....	16
2.3 ABAQUS 二次开发功能介绍.....	17
2.4 ABAQUS 纤维离散生成器开发.....	18
2.5 iFiberLUT 材料库开发.....	19
2.5.1 混凝土材料本构模型.....	20
2.5.2 钢材材料本构模型.....	26
2.6 纤维模型问题讨论.....	30
2.6.1 不同钢材模型计算区别.....	30
2.6.2 单元数目对计算结果的影响.....	31
2.7 算例验证.....	31
2.7.1 钢框架.....	31
2.7.2 钢筋混凝土柱.....	32
2.7.3 钢筋混凝土剪力墙.....	32
2.7.4 钢筋混凝土框架.....	32
2.7.5 钢管混凝土柱.....	34
2.7.6 内配型钢钢管混凝土柱.....	36
2.7.7 钢管混凝土叠合柱.....	36

2.7.8 钢管混凝土柱-钢梁框架.....	37
2.7.9 钢-混凝土组合框架.....	39
2.8 本章小结.....	40
第3章 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点有限元模型.....	41
3.1 引言.....	41
3.2 节点连续倒塌几何模型.....	41
3.3 精细有限元模型.....	42
3.3.1 单元类型.....	42
3.3.2 材料模型.....	42
3.3.3 接触定义.....	44
3.3.4 边界条件与荷载.....	44
3.3.5 网格划分.....	44
3.4 参数化建模.....	45
3.4.1 ABAQUS 脚本接口介绍.....	45
3.4.2 钢管混凝土柱参数化建模.....	45
3.4.3 钢梁参数化建模.....	46
3.4.4 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点.....	47
3.5 多尺度模型.....	47
3.6 有限元算例验证.....	48
3.6.1 钢管混凝土柱-钢梁外环板节点算例.....	48
3.6.2 节点抗连续倒塌算例.....	49
3.6.3 多尺度算例.....	53
3.7 本章小结.....	56
第4章 基于精细单元的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续倒塌性能分析.....	57
4.1 引言.....	57
4.2 计算模型设计.....	57
4.3 典型节点抗连续倒塌分析.....	58
4.3.1 典型节点抗连续倒塌承载力计算.....	58
4.3.2 典型节点破坏形态分析.....	60
4.3.3 典型节点抗连续倒塌抗力机制分析.....	63
4.4 节点抗连续倒塌影响参数分析.....	68
4.4.1 钢梁材料强度.....	68
4.4.2 钢管材料强度.....	69
4.4.3 核心混凝土材料强度.....	70
4.4.4 钢管含钢率.....	70

4.4.5 环板宽度.....	71
4.4.6 钢梁高度.....	72
4.5 本章小结.....	73
第 5 章 基于多尺度模型的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续倒塌性能分析.....	75
5.1 引言.....	75
5.2 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点多尺度模型.....	75
5.3 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续倒塌非线性静力分析.....	76
5.3.1 典型节点非线性静力分析承载力计算.....	76
5.3.2 典型节点非线性静力分析破坏形态.....	77
5.3.3 基于多尺度模型的典型节点抗连续倒塌抗力机制分析.....	79
5.4 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续倒塌非线性动力分析.....	80
5.4.1 非线性动力分析模型.....	80
5.4.2 典型节点非线性动力分析计算结果.....	82
5.4.3 典型节点非线性动力分析应力分布.....	83
5.5 典型节点非线性静力与非线性动力分析对比.....	85
5.6 典型节点的失效判定准则初探.....	87
5.7 本章小结.....	88
结论与展望.....	89
结论.....	89
展望.....	90
参考文献.....	91
致 谢.....	99
附录 A 攻读硕士学位期间的研究成果.....	100
附录 B 攻读硕士学位期间参与的科研项目.....	100

兰州理工大学 版权所有，仅供参考与混凝土组合结构课题组
<http://www.cewangwa.com>

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

摘要

本文在 ABAQUS 有限元计算平台中, 分别采用精细单元模型和多尺度模型, 对文中设计的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续性倒塌性能进行研究。主要工作包括以下几个方面:

(1) 基于 ABAQUS 有限元软件提供的二次开发接口, 将纤维模型的思想引入到其计算平台中, 开发了可用于结构体系的拟静力分析、弹塑性动力分析和抗连续性倒塌分析的纤维模型程序 iFiberLUT, 其中包含可实现截面纤维自动离散的前处理程序 ABAQUS 纤维离散生成器和 iFiberLUT 材料模型库。并探讨了钢材模型对结构计算结果的影响以及合理的单元数目。

(2) 采用精细单元模型, 利用非线性静力分析方法, 通过对圆形与方形截面的钢管混凝土柱-钢梁外环板节点和环板穿心节点的抗连续性倒塌性能进行研究。研究了典型节点的破坏形态、抗连续性倒塌的抗力机制, 以及节点的内力变化, 并从典型节点的几何与材料参数两个方面分析了其抗连续性倒塌能力的影响因素, 其中钢梁和钢管材料强度、钢管含钢率、环板宽度以及钢梁高度增大均可不同程度地提高节点的抗连续性倒塌能力, 核心混凝土的材料强度的变化对节点的抗连续性倒塌能力的影响很小。

(3) 结合精细单元和本文开发的纤维模型单元, 将二者集合为多尺度计算模型, 采用多尺度模型, 利用非线性静力分析方法, 在考虑相邻框架对典型节点的抗连续性倒塌的影响的同时, 分析典型节点的抗连续性倒塌能力、破坏形态以及应力分布, 结果发现相邻框架的拉结作用可提高节点的抗连续性倒塌能力。

(4) 采用多尺度计算模型, 利用非线性动力分析方法, 计算得到典型节点的竖向位移时程曲线, 通过与非线性静力计算结果对比, 得出典型节点的抗力和抗力需求关系。对比发现在支撑柱失效后, 合理设计的典型节点可形成有效的跨越机制和新的荷载传递路径, 典型节点所连接的框架结构不会发生连续性倒塌破坏。

(5) 基于 GSA2003 提出的适用于非线性分析的判定准则, 对比本文中非线性静力计算结果发现, 典型节点在达到 GSA2003 的竖向变形之前, 圆形截面的两种节点和方形截面的环板穿心节点在钢梁与节点的连接截面均会发生断裂, 从而造成承载力急剧下降。因此不能仅仅依靠 GSA2003 提出的变形判定准则来判断节点最终是否发生连续性倒塌, 还需综合考虑材料真实的极限承载性能。

关键词: 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点; 抗连续倒塌; 精细单元模型; 多尺度模型; 纤维模型; iFiberLUT

Abstract

Base on the finite element analysis platform of ABAQUS, the fine element model and multi-scale model were used to analyze the anti-progressive collapse performance of the steel beam to concrete-filled steel tubular column with ringlike plate connections in this thesis. The main research works which have been done are listed as follows:

(1) Based on the secondary development interface of ABAQUS, the concept and calculation method of the fiber model were introduced to the finite element analysis platform of ABAQUS. A fiber model program iFiberLUT was developed in this thesis, which can be used to analyze the quasi-static, elasto-plastic and progressive collapse resistant performance of steel structures, reinforced concrete structures and steel-concrete composite structures. The developed fiber model contains an ABAQUS Fiber Generator which can discrete the fiber of cross-section automatically, and the iFiberLUT material library includes different concrete, steel and reinforcing bar uniaxial hysteresis material constitutive models. And the effect of different steel material models on the calculation results of structures and reasonable element numbers were discussed.

(2) Utilizing the fine method model, the nonlinear static analysis method was used to analyze the performance of anti-progressive collapse of the steel beam to concrete-filled steel tubular column with ringlike plate connections. In this thesis, the failure patterns, resistance mechanisms of progressive collapse and the variation rules of internal forces of typical joints were studied. And this research also analyzed the influence factors of the performance of anti-progressive collapse of typical joints, including Geometry and material parameters. Among these influence factors, the material strength of steel beam and steel tube, steel ratio of the column section, the width of ringlike plate and the height of steel beam have various degrees to raise anti-progressive collapse ability of the steel beam to concrete-filled steel tubular column with ringlike plate connections. However, the core concrete strength has minimal effect on the capacity to resist progressive collapse.

(3) The multi-scale model, combined the developed fiber model with the fine element method, was used to research the performance of typical joints by using nonlinear static analysis method. Meanwhile, this study also took into account the influence the adjacent framework of the typical joints. By analyzing the ability of progressive collapse, failure modes and stress distribution, the conclusion, that the adjacent framework can improve the ability of anti-progressive collapse of the typical joints, is obtained in this thesis.

(4) By using the multi-scale model, the vertical displacement time history curves of

typical joints were obtained with the nonlinear dynamic analysis method. The relationship between resistance and resistance demand of typical joints were obtained by comparing the nonlinear static analysis results with the nonlinear dynamic analysis results. These comparisons have showed that the frame structure with the typical joints, which enable to form the bridge mechanism and new alternate path of unbalanced loads, cannot occur as progressive collapse after the failure of column conjoint typical joints.

(5) Based on the acceptance criteria for in GSA2003 and by the comparison of nonlinear static analysis compute results, the research have showed that, before the vertical displacement of typical joints reached acceptance criteria, the two circular section style joints and the steel beam to concrete-filled steel tubular column with penetrated ringlike plate joints had fractured at the section of beam to ringlike connection, and bearing capacity declined rapidly. Therefore, the acceptance criterion for in GSA2003, which is used to judge whether the joints have took place progressive collapse, is inadequate. The real ultimate bearing capacity of material should be considered in the evaluation process.

Key words: steel beam to concrete-filled steel tubular column with ringlike plate connections; progressive collapse; fine element model; multi-scale model; fiber model; iFiberLUT

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

第 1 章 绪论

1.1 概述

1.1.1 钢管混凝土结构概述

钢管混凝土是指在钢管中填充混凝土而形成的构件(钟善桐, 2003)^[1]。钢管混凝土利用钢管和混凝土两种材料在受力过程中的相互作用,即钢管对其核心混凝土的套箍约束作用,使混凝土处于环向受压应力状态之下,从而使混凝土的抗压强度得以提高,塑性和韧性得到改善。同时,由于混凝土的存在,能有效延缓或避免钢管过早地发生局部屈曲,进而可充分发挥钢材和混凝土的材料性能。此外,在钢管混凝土的施工过程中,钢管还可以作为浇注其核心混凝土的模板,这与钢筋混凝土相比,可节省模板费用,加快施工速度。(韩林海, 2007)^[2]

钢管混凝土结构具有承载力高、塑性韧性好、耐火性能好、施工方便等优点(韩林海, 2007)^[2],更能够适用于现在建筑结构朝着大型化、复杂化方向发展的趋势,因此被广泛的应用到实际的工程项目中。在已有的钢管混凝土结构中,其结构体现出了良好的经济和社会效益,可知在不远的未来,钢管混凝土结构必将可以与传统的钢筋混凝土结构和钢结构并驾齐驱,成为广泛采用的一种结构类型。

1.1.2 钢管混凝土节点概述

在钢管混凝土框架结构体系中,梁柱节点的连接根据框架体系组成材料的不同,主要分为钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点和钢管混凝土柱-钢梁节点两大类。由于钢管混凝土柱-钢梁施工操作方便,可减少模板工程量,因此在我国建筑工程中,实际应用较为广泛。

钢管混凝土结构的梁柱节点按照受力特点分类主要有(韩林海, 杨有福 2007)^[3]:

- (1) 铰接节点,梁只传递支座反力给钢管混凝土柱;
- (2) 半刚性节点,受力过程中梁和钢管混凝土柱轴线的夹角发生改变,即二者之间有相对转角位移,从而可能引起内力重分布;
- (3) 刚性节点,必须保证在受力过程中,梁和钢管混凝土柱轴线的夹角保持不变,梁端的轴力、剪力、弯矩通过合理的构造措施安全可靠地传递给柱身。

其中刚性节点是应用最广泛的一种节点形式,而当采用钢管混凝土柱-钢梁节点时,为了保证节点工作的整体性和可靠性,可在节点区域内设置加强环。根据加强环的形式,可将节点分为外加强环板式节点和内环板(内隔板)式节点以及环板穿心节点。

外加强环板式节点是指在钢梁与钢管混凝土柱相连的上下翼缘位置处,设置上下加

强环，从而将梁端弯矩传递到钢管混凝土柱。同时在上下环板之间焊接一块竖板，用角焊缝与钢管柱表相连，通过高强螺栓或者焊接的方式与梁腹板连接，以传递梁端剪力，见图 1.1 所示。

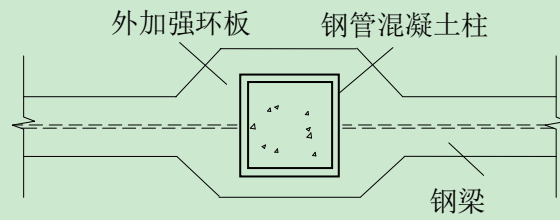


图 1.1 外加强环板式节点

内环板(内隔板)式节点是当钢管截面尺寸较大时，在不影响混凝土浇筑的条件下，在钢管内与梁上下翼缘相对应的位置处设置内隔板，与梁相连，传递弯矩。在钢管外两环之间焊接竖板或者短梁，与梁腹板通过螺栓或者焊缝连接。内隔板中心开洞，用于浇灌混凝土，如图 1.2 所示。

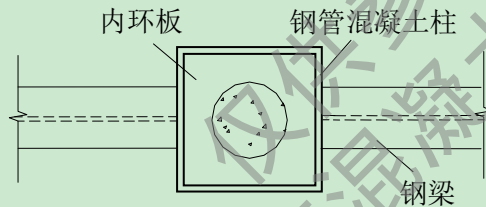


图 1.2 内环板式节点

环板穿心节点是指在梁上下翼缘位置处设置两块贯穿钢管柱截面的环板，即外环板向柱内延伸，钢梁腹板与钢管柱壁之间通过高强螺栓或者焊接的方式连接，钢梁翼缘与穿心环板焊接连接。穿心环板通过中心开洞开浇筑钢管内混凝土。见图 1.3。

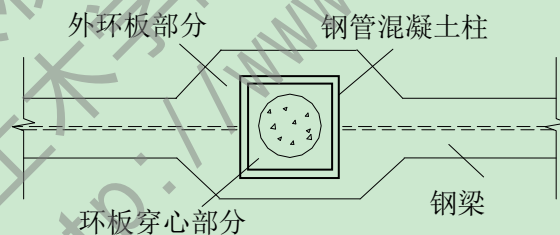


图 1.3 环板穿心式节点

这三类节点具有不同的特点：外环板节点用钢量较大，且会占用较大的建筑空间；内环板节点用于钢管截面尺寸不大时，内环板的焊接边较短，且不利于混凝土的浇筑；环板穿心节点的特点则是介于二者之间。而实际工程使用中，则根据具体需求选择不同的节点类型。

本文主要分析钢管混凝土柱-钢梁外环板节点和环板穿心节点。

1.1.3 连续性倒塌与鲁棒性的定义

在建筑结构的使用生命周期中，可能会遭遇各种偶然突发灾害事件(偶然作用)，不可避免地会导致结构局部破坏或损伤，如果剩余结构不能有效承担结构初始破坏和损伤

造成的不平衡荷载或者内力变化,不能消散由于初时破坏积聚的能量,剩余结构就会进一步发生破坏,这种破坏可能引发类似多米诺骨牌式的连锁反应,导致破坏在结构系统内不断传递发展,最终造成结构的大范围严重破坏甚至整个结构的倒塌,也就是连续性倒塌。(陆新征等, 2011)^[4]

美国土木工程学会ASCE7-05(ASCE, 2005)^[5]给出的连续性倒塌定义为:“The spread of an initial local failure from element to element, eventually resulting in the collapse of an entire structure or a disproportionately large part of it.”即局部破坏会沿构件向其他结构部分传递扩散,最终导致整体结构的倒塌或者与初始破坏不成比例的倒塌。

Ellingwood(2006)^[6]也给出了连续性倒塌的定义:“A progressive collapse of a building is initiated by an event that causes local damage that the structural system cannot absorb or contain, and that subsequently propagates throughout the structural system, or a major portion of it, leading to a final damage state that is disproportionate to the local damage that initiated it.”即引起局部破坏的事件不能被结构体系承受,使得破坏向结构整体或主要部分传递,进而引发最终破坏状态与初始破坏状态不成比例。

从以上的两个定义可以看出连续性倒塌主要体现在:由突发事件引起结构的初始破坏,破坏发散传递,最终引起的破坏与初始破坏不成比例。正是初始破坏的发散传递导致了结构的连续性倒塌,局部的破坏最终引起结构整体性质的变化。

英国混凝土结构设计规范BS8110(BSI, 2002)^[7]中将结构的抗连续倒塌的能力称作鲁棒性。百度百科(<http://baike.baidu.com>)给出鲁棒性的定义是以避免结构垮塌为目标的整体结构安全性。可以发现鲁棒性体现的是结构体系对局部破坏的不敏感性,关注的是整体结构在个别构件或局部小范围结构破坏失效或损伤这类扰动下结构系统保持其原结构构形的能力。(陆新征, 2011)^[4]

在本文的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续性倒塌研究中,以节点所连接的支撑柱失效为初始破坏条件,主要研究了节点的抗连续性倒塌能力。

1.2 课题研究背景以及研究意义

1.2.1 研究背景

在过去近 50 年中,典型的连续性倒塌事故促使和推动了连续性倒塌研究的进程,相应的规范和设计方法制定都受到连续性倒塌事故的重要影响。其中国外三次典型重要的连续性倒塌事故引发了建筑结构连续性倒塌的研究热潮,它们分别是:1968 年英国的 Ronan Point 公寓煤气爆炸事件、1995 年美国 Oklahoma 州的 Alfred P. Murrah 联邦政府大楼汽车炸弹袭击事件、2001 年美国纽约世贸中心飞机撞击事件。

1968 年 5 月 16 日清晨,英国一幢结构形式为装配式钢筋混凝土板式的 22 层 Ronan Point 公寓发生连续性倒塌(见图 1.4)。该公寓由于 18 层一住户家发生煤气爆炸事故,爆

炸冲击压力破坏了该层两侧的外墙板和局部楼板，18层以上角部结构的墙板在失去支撑后开始坠落，坠落的构件依次撞击下层造成连续破坏，使得22层高楼的一个角区从上到下一直坍塌到底层的现浇结构为止。这次事故造成了4人死亡，17人受伤。Ronan Point公寓连续性倒塌事件引起了国际结构工程界的高度重视并展开了广泛的讨论，揭开了建筑结构工程界对连续性倒塌研究的序幕，相应的设计规范相继被制定。



图 1.4 1968 年 Ronan Point 公寓倒塌事件



图 1.5 1995 年 Alfred P. Murrah 联邦政府大楼事件

1995年4月19日早晨，美国Oklahoma州9层的钢筋混凝土框架结构Alfred P. Murrah联邦政府大楼遭遇汽车炸弹袭击，发生连续性倒塌(见图1.5)。汽车炸弹先引起底层的三根柱子破坏失效，进而引起连接的主梁倒塌，最终整体结构大范围的发生连续性倒塌。这次事件共造成168人死亡，超过800人受伤。这次事件促使了美国结构工程界开始制定建筑物抗连续性倒塌设计的专用规范。

2001年9月11日上午，美国纽约世贸中心南北双塔遭到飞机撞击，飞机的撞击和机内燃油引发的大火，使得南塔在遭受撞击56分钟后开始倒塌，北塔在遭受撞击102分钟后开始倒塌(见图1.6)。飞机撞击后上部结构发生坍塌，大火使得结构钢软化，结构外围桁架柱失稳破坏。美国911事件中共有2998人罹难，引起全球结构工程界的关注，进一步推进了美国对建筑物连续性倒塌设计规范的制定。



图 1.6 2001 年美国 911 事件

1.2.2 研究意义

根据在 1.1 节中已经描述了钢管混凝土结构的特点,可知钢管混凝土的优点决定了其结构形式越来越会被广泛采用,应用对象主要集中在高层和超高层建筑、大跨度空间结构、工业厂房等重要建筑中。建筑结构的重要性对结构安全要求也不断提高,如果这些结构发生倒塌,带来的人员伤亡、经济损失和社会影响都是具大的,并且不能满足社会人文关怀的基本要求。

我国的现行结构设计规范对于倒塌的规定还只是处于概念层次,并没有形成具体的系统的倒塌设计规范。以最新版的混凝土规范—《混凝土结构设计规范》(GB50011-2010)为例,其中对混凝土结构的防连续性倒塌设计原则进行了描述,但是并没有提出具体的设计方法和设计流程。而国外的连续性倒塌研究虽然较多,但是主要还是侧重于传统的混凝土和钢结构的结构形式,对钢管混凝土结构连续性倒塌研究很少。

偶然荷载作用下预知结构的失效机理以及为之提供新的荷载路径是结构抗连续性倒塌设计中很重要的方面。而当前对于钢管混凝土结构连续性倒塌的设计研究,大多来自于对现有的钢筋混凝土结构、钢结构倒塌设计规范和方法的迁移。现有的国外倒塌规范都是在已有的连续性倒塌事故之后,吸取教训而制定的,虽然对于已经发生的事故来说是亡羊补牢,但对于以后的建筑设计来说都是为时未晚的,工程界只有对连续性倒塌研究有了深厚的积累,才能在未来的设计中站得更高,看的更远。

在结构设计中常会提到强节点、弱构件,节点设计是框架结构设计中很重要的一个环节,因此节点处要保证受力传递明确,安全可靠。结构在极端荷载作用下发生连续性倒塌大多从节点位置开始,如果梁柱之间的节点连接可靠,则可充分发挥梁的悬链线抗力机制,从而提高结构的抗连续性倒塌,阻止或者延缓结构中连续性倒塌的发生。

目前国内外对于钢筋混凝土结构和钢结构的倒塌研究比较丰富,但对于钢管混凝土结构以及其局部节点的抗连续性倒塌试验研究不多;在数值分析方面,综合考虑计算精度和计算成本的平衡,多尺度建模的思想应用较少。基于倒塌理论去分析研究框架结构中梁柱节点的抗连续性倒塌行为,对于评估结构的倒塌性能很有必要,但是至今相关研究还不成熟。

综上所述,对于钢管混凝土结构的连续性倒塌机理很有必要进行研究,尤其是在结构倒塌中节点所表现的力学行为值得关注。本文将在已有的研究基础上对钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续倒塌性能做进一步的研究。

1.3 相关课题研究现状

1.3.1 结构连续性倒塌研究

陆新征和江见鲸(2001)^[8]采用动力有限元软件LS-DYNA,模拟了纽约世贸中心受飞

机撞击后的倒塌,模拟结果与真实倒塌过程非常接近。这说明选取合适的计算参数和计算模型,可以对特殊的复杂破坏过程实现好的模拟效果,同时还指出了世贸中心倒塌破坏的直接原因和有效的预防措施。

马人乐等(2006)^[9]提出了类似结构抗连续倒塌能力的结构二次防御能力概念,介绍了结构二次防御的两种设计方法以及从重要性和功能要求给出建筑物二次防御设计的三种分类。

王宝勇(2006)^[10]分析了三层和六层混凝土框架结构分别在六度和八度设防时的倒塌性能,共分析了4种位置的16种失效柱情况。最后对层数、设防烈度、失效柱位置不同参数混凝土框架倒塌性能进行了比对。

陈俊岭等(2007)^[11]分析了框架结构在偶然事件作用下的破坏特点,总结了框架结构抗连续性倒塌的分析设计方法,其中包括备用荷载路径法和局部抵抗偶然荷载作用的直接设计方法和间接设计方法。提出了评估框架结构抗倒塌能力的标准。

刘小娜(2007)^[12]采用线性静力的分析方法,利用ETABS软件建模,研究了钢筋混凝土框架结构在爆炸袭击时的竖向抗连续性倒塌能力。分析了框架结构不同层高、跨度以及在不同工况、不同抗震设防烈度下对结构抗倒塌能力的影响,最后提出钢筋混凝土框架结构抗连续性倒塌的对策。

陆新征等(2007)^[13]利用基于大型通用有限元软件MSC.MARC开发的钢筋混凝土纤维模型程序THUFIBER,对一座在爆炸作用下的11层钢筋混凝土框架结构进行了倒塌模拟,分析了在考虑和不考虑斜截面的剪切破坏时,结构的倒塌破坏性能。研究指出:为与实际破坏相一致,应该考虑结构构件的剪切破坏。

梁益等(2007)^[14]基于GSA2003和DOD2005提供的建筑物抗倒塌设计流程,分别采用拉结强度法和构件失效法,分析了按照我国规范设计的一栋3层钢筋混凝土框架的抗倒塌能力。分析显示:拉结强度法不适合按照我国规范设计的建筑物,利用构件失效法配筋使得每层的配筋量趋于平衡。

Sasani等(2007)^[15]对Arkansas大学医药中心公寓建筑进行时实体结构的倒塌分析,该结构为10层的钢筋混凝土结构,采用爆破的方式,拆除底层一根支撑柱,只考虑柱失效作用,不考虑爆破冲击的影响,对失效柱连接处的节点和梁内力,以及荷载重分布进行分析。同时利用SAP2000分析软件进行了结构的倒塌分析。研究发现:钢筋的锚固效果对悬链拉结作用有较大影响,对该结构移除一根柱子不会引起结构倒塌。

朱炳寅等(2007)^[16]利用转换途径法和局部抗力增强法,对莫斯科中国贸易中心进行了抗连续性倒塌分析,提出满足俄罗斯规范要求的抗连续性倒塌的设计计算方法。

胡晓斌和钱稼茹(2008)^[17]以一榀单层两跨的平面钢框架为研究对象,分析了连续性倒塌时动力放大系数与构件失效时间、阻尼比以及需求能力比(DCR)的关系。分析表明:结构处于线弹性阶段时,动力放大系数与构件失效时间和阻尼比成反比关系;而当结构进入塑性阶段后,动力放大系数还与需求能力比有关,二者成正比关系。

胡晓斌和钱稼茹(2008)^[18]采用瞬时加载法,对一榀多层平面钢框架和多层空间钢框架进行了连续性倒塌时动力放大系数分析。重点分析了需求能力比对动力放大系数的影响。分析结果表明,当需求能力比不大于 0.5 时,各柱列的动力放大系数基本不变;当需求能力比大于 0.5 时,失效柱所在柱列的动力放大系数与需求能力比成正比,其它相邻柱列则成反比。

胡晓斌和钱稼茹(2008)^[19]利用动力有限元分析软件LS-DYNA以及瞬时加载法,分析了一榀六层三跨钢结构平面框架在移除底层中柱的情况下,采用 1%和 5%材料失效应变对结构倒塌的影响。研究表明:当钢结构提高其材料失效应变,可以显著地改善结构的抗连续倒塌能力。

胡晓斌和钱稼茹(2008)^[20]根据改变路径法对结构倒塌进行分析,采用平均应力比作为构件移除指标,建立了倒塌分析流程,对三跨六层的平面钢框架进行了静力线性、静力非线性和动力非线性分析。研究发现:内力重分布会引起结构进一步损失,静力分析结果比动力分析结果偏保守。

贾金刚等(2008)^[21]对比分析了美国土木工程协会ASCE7-05 和英国设计规范对于连续性倒塌的定义,其中对“破坏不成比例”的定义两者有较大分歧。通过两个实例对比说明了这两种规范中定义,得出采用ASCE7-05 的定义比较合理。

Yi等(2008)^[22]采用分级卸载的拟静力方法完成了一榀比例为 1: 3 的 3 层 4 跨钢筋混凝土平面框架的倒塌试验。采用千斤顶卸载模拟中柱的失效,在 3 层的中柱顶采用力控制的方式模拟上部重力荷载。试验中,框架受力过程经历了弹性阶段、弹塑性阶段、塑性阶段、悬索破坏阶段;靠近失效中柱的两侧梁轴力会从受压转变为受拉;悬索阶段,结构还具有一定的承载力,最后以钢筋的拉断状态控制结构的倒塌。

金丰年等(2009)^[23]基于GSA改进方法,通过有限元软件ANSYS建模,分析了 7 层的钢筋混凝土框架结构在长边中柱、短边中柱、角柱和长边两根柱失效时的抗连续倒塌性能。

王磊和陈以一(2009)^[24]分别采用有限元软件ABAQUS的显示模块和隐式模块建模,以低冗余度的平面桁架为分析对象,变形作为破坏准则,研究了连续倒塌动力效应对结构极限承载力的影响。

Fu(2009)^[25]在有限元软件ABAQUS中分别建立了 20 层的钢框架-剪力墙和带支撑的钢框架有限元模型。分析了这两种结构在不同的移除柱工况下,失效柱上部节点位移及梁柱轴力的变化幅值,从而得出结构的倒塌性能。研究发现:结构体系的抗倒塌能力就是其能消散能量的能力;失效柱上部节点的设计承载力应该比正常计算荷载作用下的承载力提高 2 倍;失效柱所处位置越高,由于冗余度的减小,结构越容易发生倒塌。

舒赣平等(2009)^[26]根据英国倒塌设计规范中的拉结强度设计法,在NIDA-NAF中建立了一 10 层的简单钢框架模型,采用考虑Vierendeel效应的半刚性连接节点,对比分析了不同刚度下钢框架算例的抗连续倒塌能力,研究得出:合理的半刚性连接节点可以提

高结构的抗连续倒塌能力。

洪武等(2009)^[27]根据备用荷载路径法的力学机理,从理论上建立了中间柱破坏后,柱所连接两端固定的梁的等效动力计算模型,分析了柱瞬时失效时梁的动力反应。最后通过实例进行了验证。对比分析发现:柱瞬时失效后,梁的最大动力挠度大约为静力荷载作用下挠度的2倍。

邢甫庆和陈道政(2009)^[28]采用SAP2000对按照我国建筑规范设计的4层钢筋混凝土框架建模,根据拆除构件法,进行了连续性倒塌分析。研究发现采用我国现行规范设计的钢筋混凝土框架不能满足抗倒塌要求,顶层容易发生连续性倒塌。

梁益等(2010)^[29]对按照我国现行结构规范设计的一幢8层钢筋混凝土框架,参考DoD2005提供的设计流程,采用非线性动力拆除构件法进行连续性倒塌分析。并且比较带楼板和不带楼板的2栋框架结构的抗连续倒塌计算结果,分析表明:楼板对框架结构的抗连续性倒塌能力有较大提高。

谢甫哲等(2010)^[30]采用抽柱法对钢框架的连续倒塌性能进行分析,分别对柱失效时间和柱失效位置进行研究。分析建议在对钢框架结构进行连续性倒塌分析时,柱失效时间取剩余结构竖向振动周期的1/10,不应大于1/5。

顾祥林等(2010)^[31]基于离散单元法提出了结构倒塌分析的理论模型,综合分析了对结构性能进行数值模拟的方法,并开发了结构倒塌过程的可视化程序。通过比对数值模拟结果和振动台模型试验结果及工程实测结果,研究表明:离散单元法适合结构大变形阶段的分析。

Fu(2010)^[32]在有限元软件ABAQUS中建立了一20层的三维带混凝土楼板的钢结构框架,采用备用荷载路径法,从钢材强度、混凝土强度、钢筋网尺寸以及抽柱工况等不同参数的角度,利用非线性动力分析方法,研究了该框架的连续倒塌性能,并给出了框架结构抗连续性倒塌的措施。

黄鑫等(2010)^[33]介绍并对比了国外规范中对建筑结构倒塌评估和设计的方法,概括了目前连续性倒塌试验的方法和研究现状,提出了当前建筑结构抗连续性倒塌研究中亟待解决的问题。

王玉银等(2010)^[34]以9层的Benchmark模型为研究对象,采用移除构件法模拟底层柱失效,用有限元软件SAP2000进行非线性动力分析,并对比分析了动力与静力计算结果。研究表明:柱的失效会引起连接梁的传力模式发生变化,连接节点的受力状态发生改变。

Shi等(2011)^[35]总结了国内外连续性倒塌的研究现状,通过在ABAQUS中建立一4层3跨的平面钢管混凝土框架模型,分析了其抗连续性倒塌的性能,同时指出钢管混凝土框架结构的抗连续性倒塌还有待进一步进行理论和试验分析研究。

蔡建国等(2011)^[36]比较了英美两国连续性倒塌的定义,给出了连续性倒塌的主要特征和本质;对比了抗震设计和抗倒塌设计的异同;指出基础在抗建筑物连续性倒塌中的

作用。

李易等(2011)^[37]通过非线性动力拆除构件法,对不同抗震设防水平下的典型钢筋混凝土非整体现浇楼板框架和整体现浇楼板框架的抗连续倒塌机制进行分析。总结出了两种典型连续倒塌模式,研究了框架不同部位的框架梁对抗连续性倒塌的贡献,分析了楼板和抗震设防烈度对框架抗连续倒塌性能的影响。

王铁成等(2011)^[38]采用线性静力方法,在SAP2000中建立了一幢3层空间钢框架结构。利用需求能力比DCR准则判定构件失效,并根据DoD2005的建议的撤柱工况,分析了不同工况下该结构的抗倒塌能力,还比较了两种不同框架结构布置形式对抗倒塌能力的影响。

于航和查晓雄(2011)^[39]从工程设计需要出发,对新型现场施工的无焊接节点的钢管混凝土结构进行了抗连续性倒塌分析,对比研究了混凝土强度,配筋率,节点牛腿长度对钢管混凝土结构抗连续倒塌性能的影响。

谢甫哲和舒赣平(2011)^[40]研究了钢框架结构连续性倒塌分析的计算模型,提出可真实反映节点受力的节点机械模型,该节点模型结合杆系模型,既能真实反映钢框架连续性倒塌的受力性能,而且计算效率高。

安钰丰和李威(2012)^[41]基于构件拆除法,在ABAQUS中建立了钢管混凝土柱-钢梁平面框架有限元模型,采用GSA2003和DoD2010规定的倒塌标准以及破坏工况,研究了在三种倒塌工况下,组合结构框架变形和内力的变化规律。结果表明:钢管混凝土柱-钢梁平面框架倒塌剩余变形主要集中在梁端;同时还指出,节点区是抗倒塌设计的一个关键部位。

林超伟等(2012)^[42]以贵阳201大厦为研究对象,采用静力非线性的分析方法和控制截面边缘最大应力的简化判定原则,在有限元软件MIDAS中建模分析了201大厦子结构中4种单杆失效工况下结构的抗倒塌能力。研究发现:子结构框架有多种传力途径,可以提高结构的抗倒塌能力。

吕大刚等(2012)^[43]运用OpenSEES平台,采用备用荷载路径法,分析了钢筋混凝土框架的竖向连续性倒塌能力。分析对比了不同的柱失效时间和倒塌模式。分析发现:失效时间对剩余结构的动力响应有较大的影响。

王赞等(2012)^[44]在SAP2000中建立了考虑了楼梯作用的一幢4层钢框架结构,利用备用荷载路径法模拟柱失效,比较了不考虑楼梯、考虑楼梯时梯梁与柱铰接以及刚接三种不同工况。计算结果表明:考虑与不考虑楼梯作用时框架的连续性倒塌计算结果差别比较大,对于重要性系数高的结构在进行倒塌分析时建议考虑楼梯。

吴翔天(2012)^[45]基于杆端多弹簧思想,采用离散单元法,引入合理的材料模型,失效准则和单元碰撞处理方法,编制了可以模拟平面框架连续性倒塌的计算机仿真程序。利用一榀两跨三层的钢筋混凝土平面框架进行仿真模拟。

易伟建和张凡榛(2012)^[46]对一模型缩尺比为1:2.34的单层两层两跨的钢筋混凝土

板柱结构,进行了连续性倒塌试验研究,试验侧重分析了楼板的破坏形态和破坏机理。其中楼板采用了静力分级加载,中柱失效采用静力卸载模拟。通过试验分析可知:在钢筋混凝土板柱结构中,楼面荷载主要通过板的挠曲和薄膜进行传递;最终由于穿柱钢筋拉断导致结构破坏,节点发生冲切破坏。

Lu等(2012)^[47]在OpenSEES中采用pushdown的分析方法,对一榀5层3跨的钢筋混凝土框架的抗连续性倒塌性能进行研究分析,研究中采用残余强度比和梁端转角评判该框架的抗连续性倒塌的鲁棒性。

刘传卿等(2013)^[48]结合有限元分析软件OpenSEES和ANSYS,采用pushdown的方法,分别从两种工况对钢框架的连续性倒塌性能进行研究。研究发现在中柱破坏时,剩余结构表现为抗弯机制和悬链线机制来提供抗连续性倒塌能力,而移除角柱时仅仅表现为抗弯机制。

高山等(2013)^[49]对一榀中柱失效的单层4跨的钢-混凝土组合框架进行了抗倒塌试验研究,并建立该框架的有限元模型,提出了“桁架弹簧”的压拱模型。试验和理论表明:结构通过塑性铰机制和悬链线机制实现内力重分配。

Kandil等(2013)^[50]对十分之一缩尺的两层两跨空间钢框架进行了连续性倒塌试验,并对该试验采用有限元方法进行模拟。试验分为移除边柱和内柱两种工况,研究了该钢框架的失效柱连接节点的竖向位移时程曲线以及支撑柱的应变变化。

谢甫哲和舒赣平(2013)^[51]对2层空间钢框架进行连续倒塌拟静力试验,该钢框架的梁柱节点均为焊接形式,主次梁为螺栓连接。中柱失效采用MTS和千斤顶配合位移加载控制。研究发现:钢框架的节点连接质量是影响框架结构抗连续倒塌时是否能够有效发挥悬链线抗力机制的因素。

1.3.2 节点力学性能研究现状

本课题中选择外环板节点和环板穿心节点连接方式的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点进行抗连续性倒塌分析。目前对于节点的倒塌研究主要集中在钢结构节点和钢筋混凝土节点,而本文所研究的两类节点的抗连续性倒塌的研究还未见报道,因此将相关的节点力学性能研究现状归纳如下。

周天华等(2004)^[52]对6组方钢管混凝土柱工字形钢梁足尺节点进行了试验研究,3组为栓焊连接,3组为全对接焊连接。分析了节点域的抗剪切变形能力,并给出节点设计的建议。

李贤等(2005)^[53]介绍了国内外常用于圆钢管混凝土柱的柱贯通节点和梁贯通节点,提出了端板螺栓连接的新型节点形式。

王文达(2006)^[54]以轴压比和环板尺寸作为基本参数,对钢管混凝土柱-钢梁外加强环节点滞回性能进行试验研究,研究发现该类节点具有良好的抗震性能。

尧国皇等(2009)^[55]以通用有限元软件ABAQUS为计算平台,介绍和分析了常见建筑

结构构件和节点的形式，以及相关的建模要点。

朱宏权和檀文迪(2009)^[56]以抗倒塌理论为基础，设计了一种钢管混凝土柱贯通楼板、混凝土板简支在柱外侧钢托板上的铰支撑钢管混凝土板柱节点，并进行了此类节点和刚接板柱节点的抗冲切性能试验。试验发现：两种节点的抗冲切性能基本相同，但铰支撑钢管混凝土板柱节点施工简单。

马人乐等(2009)^[57]采用非线性有限元方法，在考虑钢结构某一根柱失效时，分析比较了钢结构框架中三种不同类型的节点连接(标准节点、翼缘削弱型、腹板开洞型)。研究表明：不考虑节点焊接初始缺陷时，削弱型节点有较好的延性，可以避免节点脆性破坏的发生。

林旭川等(2010)^[58]利用通用有限元软件MSC.MARC提供的节点局部坐标系对多节点连接功能和用户自定义程序功能，实现了不同单元尺度的界面连接。通过相关算例，验证了这种多尺度连接方式的有效性。

高山(2010)^[59]以连续性倒塌为背景，提出结构体系柱失效后，节点通过承受弯矩和拉力来抵抗结构的不均匀荷载。采用ABAQUS有限元建模的方法，研究了钢-混凝土刚性和半刚性组合节点的拉弯受力性能，通过一系列的参数分析回归出该类节点的拉弯承载力公式。

许成祥和陈建权(2010)^[60]对方钢管混凝土柱-钢梁框架结构中的中间层中间结点、中间层边柱节点和顶层边柱节点完成了低周反复荷载作用下的抗震性能试验。并通过有限元软件ABAQUS建模进行了非线性有限元分析，比较了数值模拟结果和试验结果。

Sadek等(2010)^[61]分别对栓焊混合连接型和梁端翼缘削弱型的钢节点进行了抗连续性倒塌的试验研究，从钢梁内力、应变、变形、承载力以及破坏形态的角度分析了失效柱所连接节点的抗倒塌能力，并采用LS-DYNA对该试验进行了有限元分析。

李楠和王来(2010)^[62]根据方钢管混凝土柱-H型钢梁外环肋节点的低周反复荷载作试验，采用有限元软件ANSYS建模，对节点模型在循环荷载下的非线性有限元分析，对比了试验和数值模拟的滞回曲线和骨架线。

Lee等(2010)^[63]对梁跨高比为 10 和 20 的钢结构节点的抗连续性倒塌能力进行试验研究，同时运用数值模拟的方法验证，提出合理的有限元模型，进而采用该有限元模型计算梁跨高比分别为 10、15 和 20 的 9 个钢节点，分析发现梁跨高比会改变钢梁截面弯矩与轴力的发展比例，进而影响梁柱子结构的受力性能。

何庆峰和易伟建(2011)^[64]对 5 个钢筋混凝土梁柱子结构的抗倒塌性能进行了试验研究，对比了不同配筋率、钢筋等级、加载速度等因素对试验结果的影响。提出考虑悬索作用的梁柱子结构抗倒塌设计的简化计算方法。

Xu等(2011)^[65]采用备用荷载路径法，在ABAQUS中建立了一榀 9 层的方钢管混凝土-钢梁平面组合框架。在失效柱上部节点部位，采用子结构方法建模，基于一种新型的半刚性节点，比较了不同刚度下节点对于结构失效柱上部节点位移和内力变化。还分析

刚度影响因素——转动初始刚度和极限弯矩对结构倒塌性能的影响。

石永久等(2011)^[66]基于ABAQUS的Interaction模块中提供的Coupling功能,实现壳单元和杆单元之间的连接,该连接可以保证连接截面和节点之间的变形以及位移的协调。通过对一系列的钢节点的试验数值模拟,验证了这种多尺度连接方法的可靠性。

周小燕(2012)^[67]采用ABAQUS接触模块中提供的Coupling功能,实现了不同单元类型的界面连接,并通过相关算例,验证了在ABAQUS中多尺度连接方式的有效性。

Shi等(2012)^[68]利用有限元软件ABAQUS,采用多尺度建模的方法,建立了九种不同构造形式的节点模型(4种削弱型、5种加强型),与标准节点在承载力、刚度、滞回性能、退化特性、耗能性能、破坏形态以及塑性铰位置等方面进行对比分析,研究了不同构造形式节点的受力性能。

李爽等(2012)^[69]采用有限元软件OpenSEES,分析了节点对一榀9层的RC平面框架的竖向抗连续性倒塌的影响。通过节点区域的参数分析发现,考虑节点影响与不考虑节点影响的工况对比,前者的失效柱上部节点的位移大且抗倒塌承载力降低,节点对结构抗倒塌能力的影响不可忽略。

王伟等(2012)^[70]完成2个圆管柱-H型钢梁外环板节点的梁柱子结构试件的抗连续性倒塌试验,分析了在中柱移除后,梁柱子结构的内力变化和变形以及破坏形态。同时采用ABAQUS显示求解模块对该试验模拟分析。

Qian和Li(2012)^[71]完成了4个在邻柱失效时的钢筋混凝土梁柱子结构抗倒塌试验,并在ABAQUS中建立有限元模型对试验进行验证,同时采用该有限元方法对邻柱以及楼板对梁柱子结构的约束作用进行了参数分析。研究发现邻柱和楼板的约束作用可提高对梁柱子结构的抗倒塌能力。

何政和黄国辉(2012)^[72]总结了框架结构悬链线效应的研究进展,区别了钢筋混凝土框架结构和钢框架结构悬链线效应的不同点,并对需要进一步开展的悬链线效应研究工作进行了探讨和展望。

Yang和Tan(2012)^[73]基于悬链线效应,在ABAQUS中对6种不同连接方式的钢节点建立有限元分析,比较了ABAQUS中隐式求解器和显示求解器的计算结果。通过参数分析发现:不同的节点连接形式形成的悬链线效应程度不同。

王英等(2013)^[74]对3根1/4缩尺的钢筋混凝土双跨梁抗倒塌能力进行了试验研究,同时对该类双跨梁提出了理论计算公式,并与试验结果对比。研究发现梁端约束力的存在可产生梁的压拱效应,进而提高结构的抗倒塌承载能力。

Yu和Tan(2013)^[75]完成6个钢筋混凝土梁柱子结构在中柱失效时的连续性倒塌试验,分别对比了节点区域的上部配筋率、下部配筋率和梁跨高比的变化对梁柱子结构的抗倒塌性能。研究发现梁柱子结构后期的悬链线抗力主要由钢筋提供,适当提高梁跨高比可更好的发挥悬链线抗力机制效果。

Yang和Tan(2013)^[76]完成7种不同连接方式的钢节点中柱失效工况下的连续性倒塌

试验,研究发现梁柱节点的拉伸能力决定节点发生竖向大位移的破坏模式以及是否可充分悬链线抗力机制,在设计阶段需考虑节点的大转动能力。

Qian和Li(2013)^[77]对7个角柱失效的空间钢筋混凝土节点的抗倒塌性能进行试验研究,试验选择纵筋配筋率、抗震设计、梁跨度以及梁高为研究参数,试验在节点区形成塑性铰,节点发生剪切破坏。

中国建筑学会抗震防灾分会建筑结构抗倒塌专业委员会(2013)^[78]在2013年6月公布了清华大学陆新征教授完成的钢筋混凝土节点连续性倒塌试验,该钢筋混凝土节点为带板的主次梁连接节点,研究发现钢筋混凝土节点在中柱失效的连续性倒塌工况下,节点的抗倒塌机制是由梁抗力机制转化为悬链线抗力机制。

王伟等(2014)^[79]采用静力加载的方式,对2个栓焊混合连接的方钢管柱-H形钢梁内隔板刚性节点的抗连续性倒塌能力进行研究,研究发现:腹板处的螺栓沿钢梁高度分散有利于悬链线抗力机制的发展。

霍静思等(2014)^[80]采用竖向落锤冲击的加载方式,对2种过焊孔构造的3个钢框架梁柱节点子结构的抗倒塌性能进行了试验研究。研究发现:过焊孔对节点在冲击荷载作用下的破坏形态和力学性能有显著影响,同时节点连接的过早破坏限制了悬链线效应的形成和发展。

1.3.3 纤维模型的研究现状

李承铭等(2007)^[81]根据基于截面的纤维梁柱单元模型原理,在ABAQUS平台上开发了合适的材料滞回本构模型。通过数值模拟计算,与已有的钢筋混凝土悬臂柱、三层单跨的钢筋混凝土框架试验进行对比,验证了开发模型的有效性。

周新炜等(2008)^[82]通过ABAQUS提供的用户材料接口UMAT/VUMAT,开发了适用于纤维梁模型的混凝土单轴滞回本构关系,利用此本构关系可运用于钢筋混凝土框架的弹塑性动力时程分析。

闻洋等(2008)^[83]分析了目前钢管混凝土的理论计算方法,同时介绍了纤维模型法在矩形钢管混凝土梁中的应用,并编写了相关的程序,得出了梁截面 $M-\phi$ 曲线的简化计算模型。最后与数值模拟的计算结果进行了对比,验证了计算方法的可行性。

糕一和李忠献(2010)^[84]基于有限元软件ABAQUS所提供的二次开发接口,开发了钢筋混凝土精细化纤维梁柱单元的模拟分析平台FENAP,并且开发了包含多种常用的钢材和混凝土材料的单轴本构关系的材料模型库FENAP/MAT。采用所开发的平台模拟了一个钢筋混凝土矩形截面悬臂梁,比较其模拟结果与OpenSEES的模拟结果,验证了FENAP平台的有效性。

陈伟贤(2010)^[85]在有限元软件ABAQUS分析平台上,利用UMAT和VUMAT接口嵌入Scott-Kent-Park混凝土模型,可用于三维纤维梁单元计算模型。通过与试验结果比较,验证了其开发可行有效。

尚兵和庄茁(2011)^[86]根据《混凝土结构设计规范》中提供的钢筋和混凝土往复加载的本构关系,开发了可用于ABAQUS显式计算方法的钢筋混凝土材料子程序,并且分析了ABAQUS中B31单元的尺寸效应对计算精度的影响。

臧博等(2011)^[87]根据两个常用的钢管混凝土材料本构模型,采用纤维模型法编制了可以分析钢管混凝土桥墩的截面弯矩-曲率关系的计算程序。利用此程序的计算结果与国外学者的试验结果进行了对比,验证了程序的可行性,同时还进行了相应的参数分析。

韩军等(2011)^[88]基于ABAQUS所提供的用户材料接口UMAT/VUMAT,采用修正后的Scott-Kent-Park混凝土本构关系模型,开发了适用于ABAQUS中三维梁单元的弹塑性动力分析的材料子程序。并对框架柱、剪力墙构件低周反复试验以及框架-剪力墙结构振动台试验进行了数值模拟以及对比分析。

聂建国和陶慕轩(2011)^[89-90]利用通用有限元软件MSC.MARC提供的二次开发功能,结合钢材和混凝土的单轴本构关系,开发了适用于钢-混凝土组合结构分析的纤维梁单元模型。通过与已有的试验结果进行对比,验证了所开发的纤维模型具有良好的精确性和广泛的适用性。

聂建国和王宇航(2012)^[91]基于ABAQUS提供的用户材料子程序自定义接口UMAT,开发了适合钢-混凝土组合结构构件的单轴材料滞回性能本构模型,利用Visual Studio编制了可实现组合截面纤维自动离散程序,最后集成为钢-混凝土组合结构纤维梁模型。但此纤维梁模型没有考虑钢与混凝土之间的滑移效应。经过与国内外大量试验结果对比,验证了所开发模型的有效性。

夏敏等(2012)^[92]在通用有限元软件ABAQUS平台上,采用python语言开发了火灾反应分析系统RCFire。RCFire可以实现对SAP2000建模数据的读取,生成ABAQUS中的纤维模型。通过模拟一个多层多跨三维混凝土框架的遭受火灾之后的反应,与已有研究成果对比,验证了所开发系统的有效性。

李健和戚永乐(2012)^[93]基于ABAQUS所提供的UMAT二次开发的功能,开发了可以适用于纤维梁柱单元的混凝土单轴滞回模型。利用所开发的混凝土材料模型,模拟了一个低周循环荷载作用下3层的钢筋混凝土框架试验。

徐小龙(2012)^[94]根据ABAQUS提供的UMAT二次开发的功能,开发了适用于ABAQUS三维梁单元的混凝土单轴滞回本构模型。采用所开发的纤维模型,进行了建筑结构的静力弹塑性分析,验证了开发的可行性以及有效性。

刘书雷等(2012)^[95]利用ABAQUS提供的二次开发的接口,采用Python语言和Fortran语言开发了适用于混凝土结构的纤维模型程序。所开发程序可以从SAP2000中导入模型,利用ABAQUS计算平台进行分析计算以及后处理。通过模拟两跨连续板和两跨连续梁试验,验证了所开发程序的合理性。

袁伟泽和陈清军(2013)^[96]在ABAQUS中,通过二次开发接口,开发了适用于空间三维纤维梁单元的钢筋混凝土材料本构模型。并与已有的钢筋混凝土框架低周往复加载试

验结果进行了比较，验证了所开发本构模型的有效性。

1.4 本文主要研究内容

本文分别采用非线性静力分析和非线性动力分析方法，对钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续倒塌性能进行研究。通过典型节点的非线性静力分析可得到其抗力机制的分布和影响因素；通过非线性动力分析方法可得到典型节点的抗力需求。

本文的主要研究内容为：

1、基于有限元软件 ABAQUS 的求解平台，利用其提供的二次开发接口，开发可以实现截面纤维自动离散的前处理程序 ABAQUS 纤维离散生成器，采用 ABAQUS 提供的用户自定义材料子程序接口 UMAT，编制不同混凝土、钢材和钢筋的材料单轴滞回本构模型，从而集成 ABAQUS 纤维模型程序 iFiberLUT。并对国内外研究者完成的钢结构、钢筋混凝土结构以及钢与混凝土组合结构试验进行算例验证。

2、在 ABAQUS 中建立节点的有限元模型，通过国内外学者的钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能试验以及钢结构节点和钢筋混凝土节点抗连续倒塌试验的算例验证，确定在本文中 ABAQUS 的合理的单元、材料本构模型、接触以及边界条件等关键性问题。

3、基于精细单元，对钢管混凝土柱-钢梁外环板式节点和环板穿心节点的抗连续性倒塌能力进行分析研究。得出典型节点的抗力机制、破坏形态，并分析了不同的几何参数和材料参数对节点的抗连续性倒塌能力的影响。

4、基于不同单元连接的多尺度思想，在 ABAQUS 中实现多尺度连接，针对钢管混凝土柱-钢梁外环板式节点和环板穿心节点连接的钢管混凝土框架建立多尺度有限元模型，分析典型节点在周围框架约束作用下的抗连续性倒塌机理以及典型节点的抗力和抗力需求的关系。

5、在已有的抗连续性倒塌规范的基础上，对钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续性倒塌的判定准则进行初步的对比和探讨。

第 2 章 基于 ABAQUS 平台的纤维模型开发

2.1 引言

在结构体系受力性能研究中，大型足尺结构试验需要大量的人力和物力的投入，且难以多次重复；而采用缩尺模型试验时会产生一定的尺寸效应从而导致试验结果“失真”。因此数值计算可作为一种重要有效的研究手段。结构体系数值计算方法主要采用梁柱单元，常用的梁柱单元模型主要有：集中塑性铰模型和纤维模型。随着工程计算进一步追求精细化，基于材料本构层次的纤维模型成为近年来结构非线性分析的一个重要计算模型和方法。

目前，纤维模型已经在 Perform-3D、OpenSEES 等数值计算软件中实现，但是具有一定的局限性。Perform-3D 是以结构抗震概念为基础，侧重抗震设计的非线性软件，不具有结构体系分析的通用性。OpenSEES 采用命令流的建模方法，前后处理不易操作。ABAQUS 作为大型通用有限元分析软件，具有友好的前后处理程序界面和强大的非线性求解平台，同时提供了丰富的二次开发接口可供用户根据特定需求自定义开发。将纤维模型的思想 and 计算方法移植到 ABAQUS 平台中，能够实现高效的建模和计算求解效率，以及直观的可视化后处理。

本章开发了可以实现截面纤维自动离散的前处理程序 ABAQUS 纤维离散生成器，采用 ABAQUS 提供的用户自定义材料子程序接口，编制不同混凝土、钢材和钢筋的材料单轴滞回本构模型的材料库，从而集成 ABAQUS 纤维模型程序 iFiberLUT。并通过以试验为背景的一系列算例验证了本章开发的 iFiberLUT 可用于结构体系的拟静力分析、弹塑性动力分析和抗连续性倒塌分析。

2.2 ABAQUS 中纤维模型介绍

纤维模型在计算梁柱的荷载-变形关系时，沿梁柱的长度方向上设定有若干个积分点控制截面，在该截面上采用平截面假定，将杆状的梁柱横截面划分成一定数目的纤维，每个小单元的力学特性用钢(钢材、钢筋)和混凝土的单轴应力-应变关系表示，根据截面纤维的位置，以及内外合力平衡、变形协调等条件对截面纤维积分得到单元截面的非线性力学行为。以圆形截面的钢管混凝土为例，纤维模型示意图如图 2.1 所示。在纤维模型中截面纤维能够灵活布置，可以分析各种结构类型的梁柱截面；通过考虑轴力和弯矩耦合对梁柱截面受力行为的影响，具有较高的计算精度。

ABAQUS 内置的梁单元可提供纤维模型的截面积分点，根据截面各积分点的应力应变关系积分可得到整个截面的刚度。在 ABAQUS 中常用的梁单元为一次和二次插值

的梁单元，该类梁单元为考虑剪切变形的 Timoshenko 梁单元，当其作为纤维梁单元的载体时，可将其截面的剪切刚度设置为一个大值，从而达到截面纤维束之间不发生剪切变形的原则。

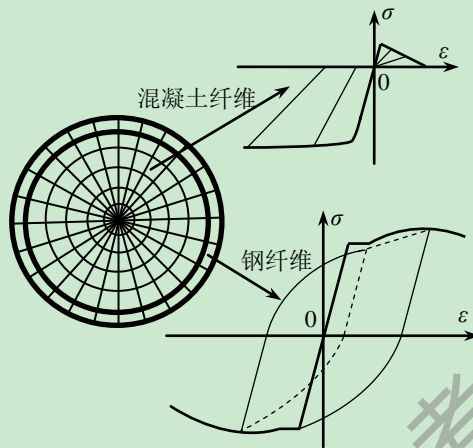


图 2.1 纤维模型示意图

在 ABAQUS 中实现纤维模型的两个关键性问题：

(1) 截面纤维束的自动离散。实际工程中梁柱截面并不全是规则的形状，同时为保证足够的计算精度，截面的纤维定义通常是一个较大的工作量，因此需寻找可实现截面纤维自动离散以及适应复杂截面的方法；

(2) 合理的钢与混凝土材料本构模型。纤维模型是通过纤维束的材料应力应变关系积分来反映截面的非线性特性，因此能够合理真实地反映材料特性的单轴滞回本构模型至关重要。

本章将重点解决以上两个关键性问题，从而在 ABAQUS 中开发纤维模型程序 iFiberLUT。

2.3 ABAQUS 二次开发功能介绍

ABAQUS 作为大型通用有限元软件为用户提供了大量的单元库和材料模型，以及强大的非线性求解平台，使用户能够处理绝大多数的问题；但是实际问题毕竟非常复杂，ABAQUS 不可能直接求解所有可能出现的问题。所以 ABAQUS 提供了丰富的二次开发接口，可以让用户根据自己的具体需求进行开发定制，进一步扩展 ABAQUS 的功能。

ABAQUS 帮助文档指出^[97]，其可以通过以下四个方面实现二次开发：

- (1) 通过用户子程序接口，可以开发新的计算模型，控制计算过程和计算结果；
- (2) 通过环境初始化文件，可以改变 ABAQUS 的许多缺省设置；
- (3) 通过内核脚本接口，可以实现前处理建模和后处理计算结果分析；
- (4) 通过图形用户接口，可以创建新的图形用户界面和用户交互界面。

其中 ABAQUS 提供了强大且灵活的用户子程序接口(User Subroutine)和应用程序接

口(Utility Routine), 允许用户在找不到合适模型的情况下, 利用 Fortran 语言完成适合自己问题的开发定制模型。在 ABAQUS 6.12 版本中, 提供了 79 个用户子程序接口和 21 个应用程序接口, 这些接口可以定义包括单元、边界条件、荷载条件、接触条件、材料特性以及利用用户子程序和其它应用软件进行数据交换等等。本章将利用 ABAQUS 提供的用户自定义材料子程序开发纤维模型的材料库, 关于内核脚本的开发在第三章中将做进一步介绍。

2.4 ABAQUS 纤维离散生成器开发

在 ABAQUS 中, 梁单元截面都有默认的截面积分点布置, 该截面积分点即截面纤维, 以圆形截面和矩形截面为例, 如图 2.2 所示, 截面积分点数目决定了截面纤维束的数目, 可以通过 ABAQUS Keywords 进行数目的修改。同时在 ABAQUS Keywords 中通过 *rebar 关键字可以添加不同材料属性的纤维束, 改变默认的积分方案, 实现不同材料组成的单一截面。

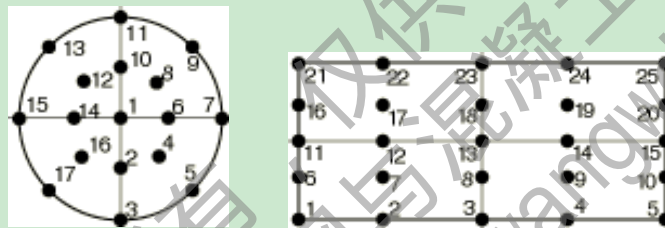


图 2.2 ABAQUS 梁单元默认的积分点布置图

在实际工程结构截面中, 当纤维数目比较多时, 截面纤维离散的工作量非常大。本章开发了可便捷地实现截面纤维自动离散的前处理程序: ABAQUS 纤维离散生成器。该程序包含 7 种基本截面形式, 对于复杂截面形式可通过板截面或者钢筋排组合实现, 基本截面形式如图 2.3 所示。在 ABAQUS 纤维离散生成器输入纤维的数目、坐标信息以及材料属性等信息, 可以实现钢结构、钢筋混凝土结构、钢与混凝土组合结构常见截面的纤维离散, 同时本程序支持对输出纤维信息的检测功能, 程序界面如图 2.4 所示。

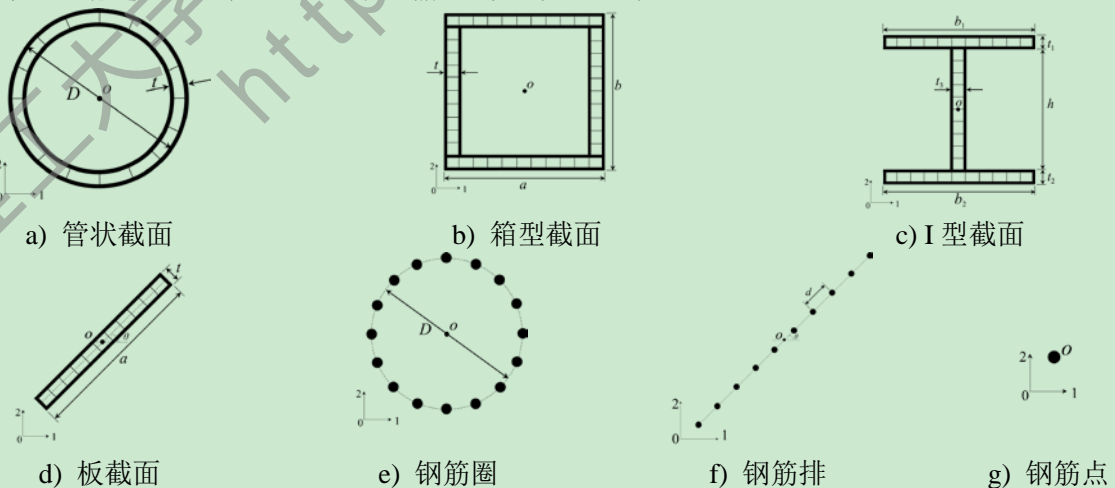


图 2.3 ABAQUS 纤维离散生成器基本截面

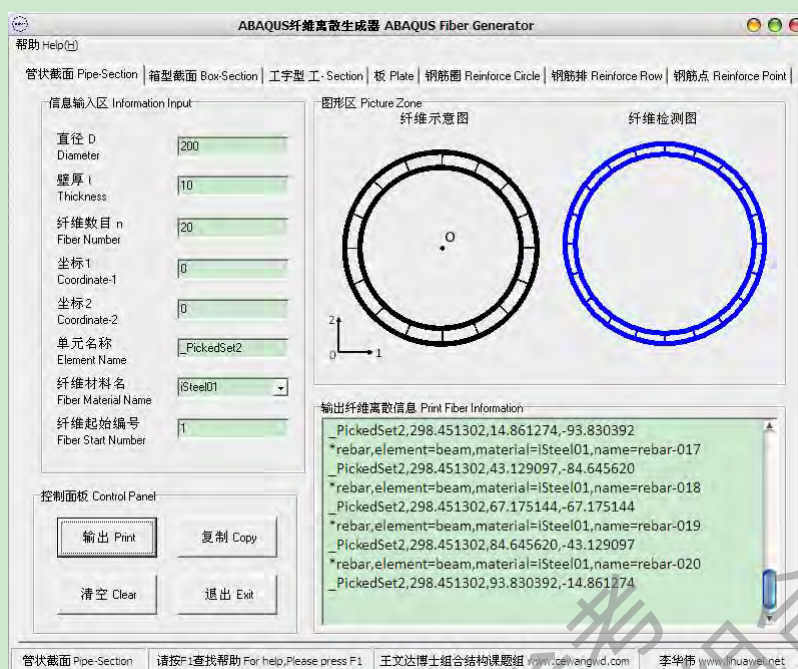


图 2.4 ABAQUS 纤维离散生成器程序界面

2.5 iFiberLUT 材料库开发

实际的非线性分析中经常涉及到材料非线性问题，ABAQUS 提供的材料库对某些材料(例如混凝土材料)的力学性质描述不够，则需要自定义材料本构模型。ABAQUS 的 Standard 模块中的用户自定义材料(User-defined Material Mechanical Behavior)接口,简称 UMAT, 是 ABAQUS/Standard 提供给用户定义自己的材料属性的 Fortran 接口。根据 ABAQUS 提供的 UAMT 接口, 用户可以根据自己的需求开发出 ABAQUS 材料库中暂时没有的材料本构模型。

纤维模型是基于材料本构层次计算方法, 在计算中采用精确合理的材料本构模型, 可得到具有良好精度的计算结果。本章结合国内外对混凝土和钢材以及钢筋材料本构模型的研究成果, 利用 ABAQUS 提供的用户自定义材料子程序接口 UMAT, 编制了纤维模型程序 iFiberLUT 的材料库, 其中包含常见的 5 种混凝土和 5 种钢材(筋)的单轴滞回本构模型, 如表 2.1 所示。

表 2.1 iFiberLUT 材料库

材料模型	模型特征描述
iConcrete01	钢管混凝土中圆形截面约束混凝土模型
iConcrete02	钢管混凝土中方、矩形截面约束混凝土模型
iConcrete03	混凝土结构设计规范(GB50010-2010)中混凝土模型
iConcrete04	不考虑受拉的 Scott-Kent-Park 混凝土模型
iConcrete05	考虑受拉的 Scott-Kent-Park 混凝土模型
iSteel01	双折线随动强化模型
iSteel02	双折线最大点指向型模型
iSteel03	考虑有无屈服平台、拉压不等强, 曲线再加载模型
iSteel04	考虑有无屈服平台、拉压不等强, 最大点指向型模型
iSteel05	考虑等向硬化, Menegotto-Pinto 模型

ABAQUS 中调用 UMAT 的流程为:

- (1) 分析增量步开始, 给定积分点在前一分析步的应力应变、应变增量和当前应变;
- (2) 在截面积分点处调用编写的 UMAT, 形成材料的雅克比矩阵并更新应力;
- (3) 截面积分点积分得到单元刚度矩阵, 组集成整体刚度矩阵;
- (4) 经过平衡迭代, 完成该分析增量步, 再进入第一步开始新的增量步计算。

值得说明的是: 混凝土材料为软化材料, 即在加载中出现应变增加时应力却不断减小。对于混凝土这类软化材料, 当材料处于软化塑性阶段时, 加载后屈面会向内收缩, 应力增量也指向屈服面内侧, 因此很难跟卸载状态区分。所以当采用应力空间表达的屈服条件时, 很难建立加卸载准则。这时, 较好的方法是在应变空间中表示屈服条件, 包括后继屈服面^[98]。因此, 为了更好的描述本构模型, 便于程序的实现, 本章中混凝土以及钢材都采用应变增量控制材料本构模型的屈服点的移动。

2.5.1 混凝土材料本构模型

2.5.1.1 iConcrete01/02 模型

iConcrete01/02 模型分别可用于钢管混凝土结构中圆形截面和方、矩形截面的约束混凝土模型。

受压骨架线采用韩林海(2007)^[2]提出的适合于钢管混凝土中核心混凝土的计算公式, 公式 2.1 和 2.2 分别为 iConcrete01 和 iConcrete02 的受压骨架线公式。其中通过约束效应系数 ξ 考虑了钢管对混凝土的约束作用, 受压骨架线示意图如图 2.5 所示。 ξ_0 为临界约束效应系数, 当 $\xi > \xi_0$ 骨架曲线呈上升趋势, $\xi \approx \xi_0$ 骨架曲线基本呈水平趋势, $\xi < \xi_0$ 时骨架曲线呈下降趋势。

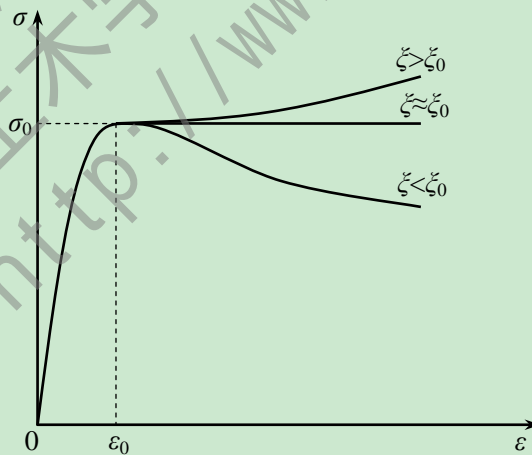


图 2.5 受压骨架线示意图

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1)$$

$$y = \begin{cases} 1 + q \cdot (x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \quad (2.1)$$

式中：

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}; \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

$$\sigma_0 = \left[1 + (-0.054 \cdot \xi^2 + 0.4 \cdot \xi) \cdot \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] \cdot f'_c$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \left[1400 + 800 \cdot \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cc} = (1300 + 12.5 f'_c) \times 10^{-6}$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi}$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^2]} \times (f'_c)^2 \times 3.51 \times 10^{-4}$$

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (2.2)$$

式中：

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}; \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

$$\sigma_0 = \left[1 + (-0.0135 \cdot \xi^2 + 0.1 \cdot \xi) \cdot \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] \cdot f'_c$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \left[1330 + 760 \cdot \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cc} = (1300 + 12.5 f'_c) \times 10^{-6}$$

$$\eta = 1.6 + 1.5/x$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f'_c)}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f'_c)}{1.35\sqrt{1+\xi \cdot (\xi - 2)^2}} & (\xi > 3.0) \end{cases}$$

受压加卸载以Mander等(1988)^[99]提出的加载和再卸载规则为原型，在不影响计算精度和刚度退化能力的情况下，为了便于编写程序，对Mander加卸载准则进行简化，在卸载和再加载部分采用直线，这与《混凝土结构设计规范(GB50010-2010)》中提到的加卸载准则一致。受压卸载的残余变形 ε_z 的计算式为：

$$\begin{cases} \varepsilon_{z,i} = \varepsilon_{\text{cun},i} - \frac{(\varepsilon_{\text{cun},i} + \varepsilon_{\text{ca}}) \sigma_{\text{cun},i}}{\sigma_{\text{cun},i} + E_{c0} \varepsilon_{\text{ca}}} \\ \varepsilon_{\text{ca}} = \max \left(\frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{c0} + \varepsilon_{\text{cun},i}}, \frac{0.09 \varepsilon_{\text{cun},i}}{\varepsilon_{c0}} \right) \sqrt{\varepsilon_{c0} \varepsilon_{\text{cun},i}} \end{cases} \quad (2.3)$$

式中： E_{c0} 为混凝土初始弹性模量； ε_{c0} 为混凝土峰值应力； $\sigma_{\text{cun},i}$ 、 $\varepsilon_{\text{cun},i}$ 分别为第 i 次卸载处的应力和应变； ε_{ca} 为计算过渡量。受压卸载至残余应变后，应力值保持为 0，直至进入受拉区。再加载时则按照卸载路径进行再加载，直至回到受压骨架线。受压加卸载示意图如图 2.6 所示。

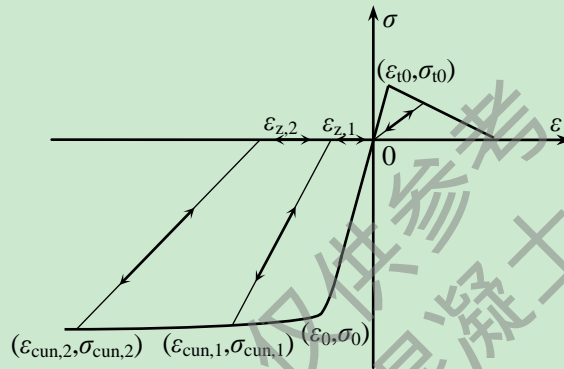


图 2.6 iConcrete01/02 本构模型示意图

受拉骨架线采用双折线模型，受拉开裂应力采用沈聚敏等(1993)^[100]提出的计算式：

$$\sigma_{t0} = 0.26 \cdot (1.25 f'_c)^{2/3} \quad (2.4)$$

受拉卸载准则采用原点指向型，卸载时从卸载点直接指向原点，再加载时则从原点开始，按照原受拉卸载路径再加载，直至回到受拉骨架线。受拉加卸载示意图如图 2.6 所示。

2.5.1.2 iConcrete03 模型

iConcrete03 模型可用于普通混凝土模型，采用《混凝土结构设计规范 (GB50010-2010)》^[101]中混凝土本构模型。

受压和受拉骨架线由单轴受压和受拉的损伤演化参数控制，上升段和下降段都为曲线，通过考虑下降段参数值，可调整下降段的下降幅值。公式 2.5 和 2.6 分别为受压和受拉的骨架线计算公式。

受压加卸载准则采用简化的 Mander 模型，这与《混凝土结构设计规范 (GB50010-2010)》中提到的加卸载准则一致。在受压卸载至应变轴时，直接进入混凝土受拉区。受拉卸载指向原点或上次受压卸载的受压残余应变点；受拉再加载则从受压残余应变点开始，按上次受拉卸载刚度进行再加载，直至到达前一次卸载点，回到受拉骨架线加载。本构模型示意图如图 2.7 所示。关于该受拉加卸载模型具体可见 iConcrete05 受拉模型描述。

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases}$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}}$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}}$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}}$$
(2.5)

式中： α_c —混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段参数值；
 $f_{c,r}$ —混凝土单轴抗压强度代表值，其值可根据实际结构分析需要取 f_c 、 f_{ck} 或 f_{cm} ；
 $\varepsilon_{c,r}$ —与单轴抗压强度 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变；
 d_c —混凝土单轴受压损伤演化参数。

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t (1.2 - 0.2x^5) & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x - 1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases}$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}}$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}}$$
(2.6)

式中： α_t —混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段参数值；
 $f_{t,r}$ —混凝土单轴抗拉强度代表值，其值可根据实际结构分析需要取 f_t 、 f_{tk} 或 f_{tm} ；
 $\varepsilon_{t,r}$ —与单轴抗拉强度 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变；
 d_t —混凝土单轴受拉损伤演化参数。

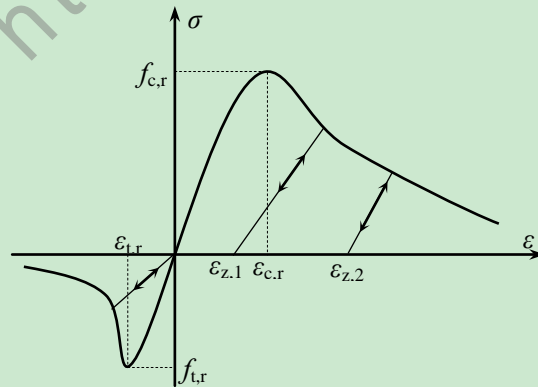


图 2.7 iConcrete03 本构模型示意图

2.5.1.3 iConcrete04 模型

iConcrete04 模型可用于普通混凝土模型，该模型不考虑混凝土受拉，通过提高应力峰值以及其对应的应变，可以考虑箍筋对混凝土的约束效应。

受压骨架线采用由Scott(1982)^[102]修正的Kent-Park模型(1971)^[103]，公式 2.7 所示。

$$\sigma = \begin{cases} Kf'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] & (\varepsilon \leq \varepsilon_0) \\ Kf'_c [1 - Z(\varepsilon - \varepsilon_0)] & (\varepsilon_0 < \varepsilon \leq \varepsilon_u) \\ 0.2Kf'_c & (\varepsilon > \varepsilon_u) \end{cases} \quad (2.7)$$

式中：

$$\sigma_0 = Kf'_c$$

$$\varepsilon_0 = 0.002K$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c}$$

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

$$\varepsilon_u = 0.004 + 0.9\rho_s \left(\frac{f_{yh}}{300} \right) \quad \text{or} \quad \varepsilon_u = \varepsilon_0 + \frac{0.8}{Z}$$

其中： K ：约束增强系数； Z ：软化斜率系数； f'_c ：圆柱体轴心抗压强度(MPa)； f_{yh} ：箍筋屈服强度； ρ_s ：体积配箍率； h' ：箍筋肢距； s_h ：箍筋间距。

受压加卸载采用由Karsan和Jirsa(1969)^[104]根据Sinha(1964)^[105]钢筋混凝土材料的滞性能试验数据提出的加卸载准则，该准则按照直线卸载至残余应变点，之后保持应力为 0，沿应变轴继续卸载；再加载时则按照卸载路径返回受压骨架线。卸载残余应变 ε_p 按公式 2.8 计算，本构模型示意图如图 2.8 所示。

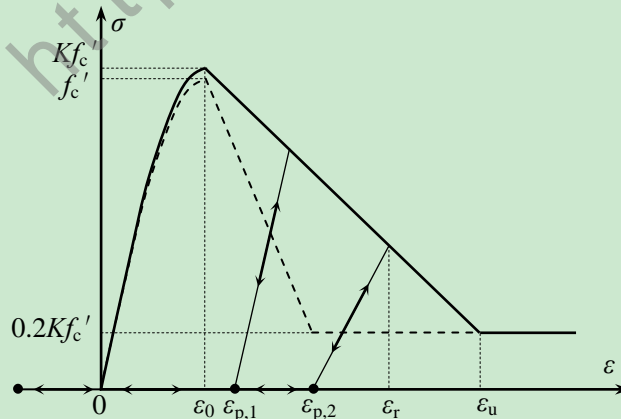


图 2.8 iConcrete04 本构模型示意图

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} = 0.145 \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right) \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right) < 2 \quad (2.8)$$

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} = 0.707 \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} - 2 \right) + 0.834 \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right) \geq 2$$

式中： ε_p ：卸载残余应变； ε_r ：卸载点应变

2.5.1.4 iConcrete05 模型

iConcrete05 模型可用于普通混凝土模型，该模型考虑混凝土双折线受拉，通过提高应力峰值以及其对应的应变，可以考虑箍筋对混凝土的约束效应。

受压骨架线与iConcrete04 相同，采用由Scott(1982)修正的Kent-Park模型(1971)，受压加卸载采用Yassin(1994)^[106]提出的加卸载准则，本构模型示意图如图 2.9 所示。

该加卸载规则规定，所有卸载点的再加载路径都相交于 R 点(ε_r, σ_r)，坐标按公式如 2.9 式计算。R 点根据原点的切线刚度 E_c 和极限应力起点(B 点)的再加载刚度 E_{20} 确定。R 点确定之后，由受压卸载点和 R 点连线可确定受压残余应变点，该连线的刚度为再加载刚度 E_r 。

$$\varepsilon_r = \frac{0.2Kf'_c - E_{20}\varepsilon_{20}}{E_c - E_{20}}$$

$$\sigma_r = E_c \varepsilon_r \quad (2.9)$$

$$E_c = \frac{2Kf'_c}{\varepsilon_0}$$

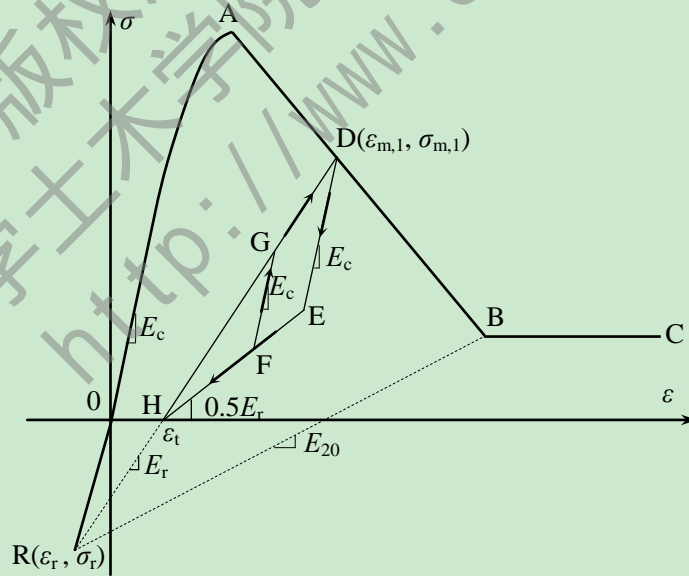


图 2.9 iConcrete05 受压本构模型示意图

受压卸载时，先按照初始卸载刚度 E_c 进行卸载(直线 DE 所示)，直至与经过残余应变点且再卸载刚度为 $0.5E_r$ 的卸载路径相交时(点 E 所示)，转为再卸载刚度 $0.5E_r$ 卸载路径(直线 EH 所示)。

受压再加载时,按照再加载刚度 E_r 进行再加载(直线 HD 所示);如果在卸载过程中出现再加载,则先按照原点切线刚度 E_c 进行再加载(直线 FG 所示),直至与再加载刚度 E_r 所在路径相交(点 G 所示),转为再加载刚度 E_r 路径进行再加载(直线 GD 所示)。

受拉骨架线采双折线模型,受拉峰值点可根据试验实测得出,也可根据公式 2.3 计算。受拉加卸载采用 Yassin(1994)提出的加卸载准则,示意图如图 2.10 所示。

受拉卸载时指向原点或上一次受压残余应变点(图中 J、J' 点所示)。受拉再加载时,按前一次受拉卸载的刚度进行再加载,直至到达前一次卸载的应力值,之后接受拉骨架线加载。当受拉应力降为 0 以后(图中 M、M' 点所示),混凝土的受拉能力则一直为 0。

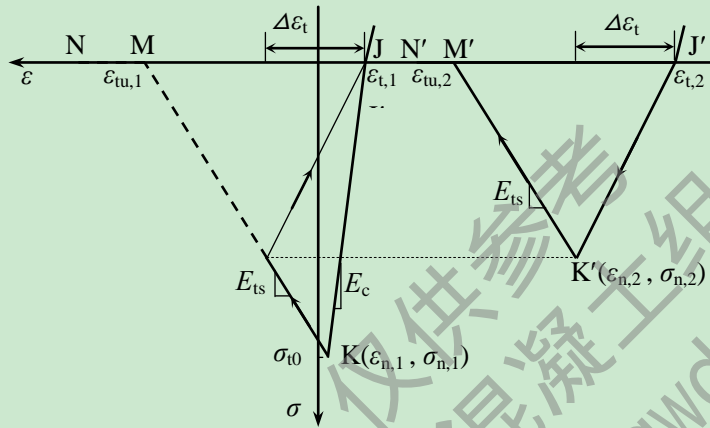


图 2.10 iConcrete05 受拉本构模型示意图

2.5.2 钢材材料本构模型

往复荷载作用下,钢材表现出明显的包辛格效应,对含钢量较多的组合结构来说,包辛格效应对结构性能的影响比较大,因此需要在模型中重点考虑包辛格效应^[89]。

2.5.2.1 iSteel01 模型

iSteel01 模型为双折线随动强化模型,如图 2.11 所示。强化段的斜率由 α 值控制,该值一般采用实测值或钢材取 0.01、钢筋取 0.005。

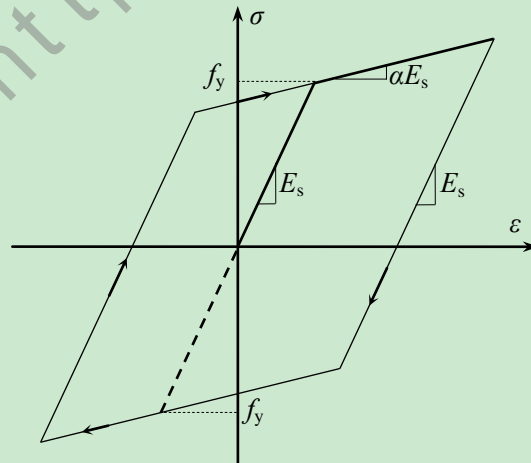


图 2.11 iSteel01 本构模型示意图

2.5.2.2 iSteel02 模型

iSteel02 模型为钢材最大点指向型双折线强化模型，该模型是以Clough(1966)^[107]提出的最大点指向型恢复力模型为原型，卸载时按照弹性模量卸载至应力为 0 处，再加载则指向历史最大应变点，如图 2.12 所示。该模型可较好的模拟滞回曲线中明显的捏缩效应。

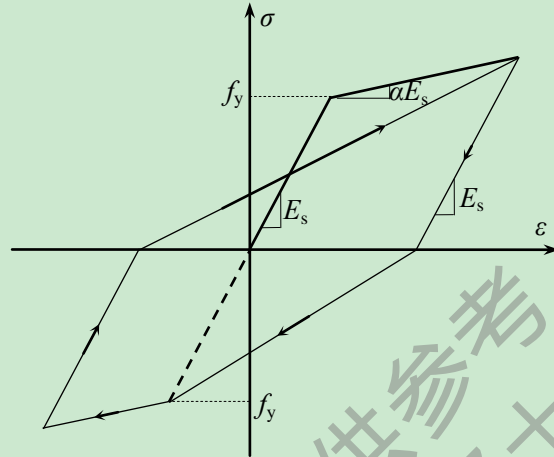
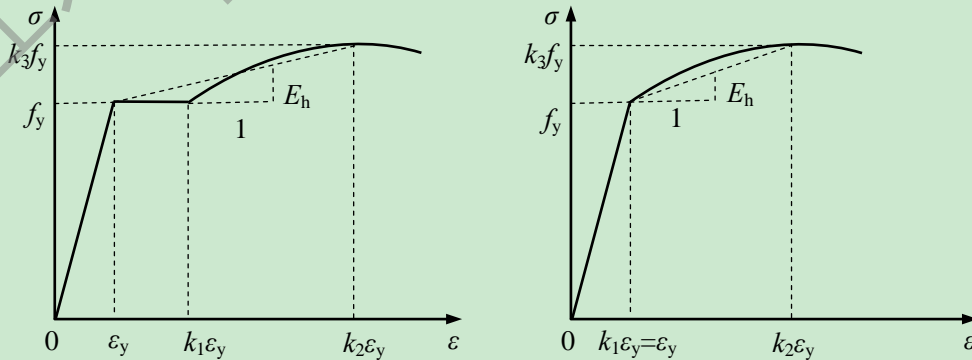


图 2.12 iSteel02 本构模型示意图

2.5.2.3 iSteel03 模型

iSteel03 模型采用汪训流等(2007)^[108]提出了一种钢筋的本构模型，该模型结合了 Esmaily和Xiao(2005)^[109]骨架线模型与Légeron等(2005)^[110]提出的加卸载滞回模型，可用来模拟有无屈服平台以及拉压不等强的钢筋或钢材模型，骨架线模型如图 2.13 所示，式 2.10 为骨架线计算公式。通过修正控制加载骨架线形状的参数 k_1 、 k_2 、 k_3 ，也可作为钢材的本构模型。

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & (\varepsilon \leq \varepsilon_y) \\ f_y & (\varepsilon_y < \varepsilon \leq k_1 \varepsilon_y) \\ k_3 f_y + \frac{E_s (1-k_3)}{\varepsilon_y (k_2-k_1)^2} (\varepsilon - k_2 \varepsilon_y)^2 & (\varepsilon > k_1 \varepsilon_y) \end{cases} \quad (2.10)$$



a) 有屈服平台模型

b) 无屈服平台模型

图 2.13 iSteel03 骨架线模型示意图

加卸载模型如图 2.14 所示，卸载时按钢材弹性模量直线卸载，在再加载路径上合理考虑钢材的包辛格效应，采用曲线的再加载方式，再加载路径曲线表达式为：

$$\sigma = \left[E_s (\varepsilon - \varepsilon_{a,i}) + \sigma_{a,i} \right] - \left[E_s (\varepsilon_{b,i} - \varepsilon_{a,i}) - (\sigma_{b,i} - \sigma_{a,i}) \right] \left[\frac{\varepsilon - \varepsilon_{a,i}}{\varepsilon_{b,i} - \varepsilon_{a,i}} \right]^p \quad (2.11)$$

$$p = \frac{(E_s - E_h)(\varepsilon_{b,i} - \varepsilon_{a,i})}{E_s (\varepsilon_{b,i} - \varepsilon_{a,i}) - (\sigma_{b,i} - \sigma_{a,i})}$$

式中： E_s 为钢材弹性模量， E_h 为等效强化直线的斜率； $\sigma_{sun,i}$ 、 $\varepsilon_{sun,i}$ 分别为第 i 次卸载处的应力和应变； $\sigma_{a,i}$ 、 $\varepsilon_{a,i}$ 为第 i 次反向加载点处的应力和应变。

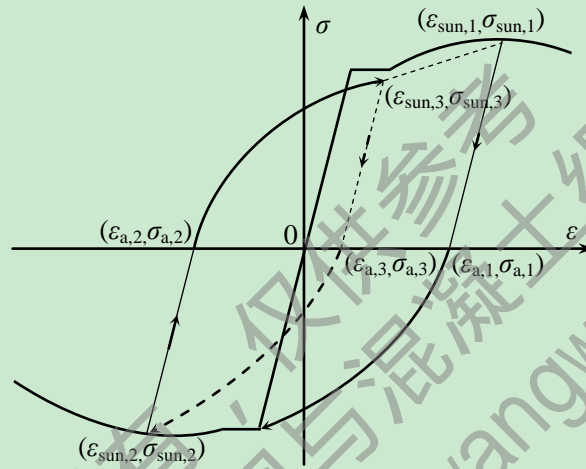


图 2.14 iSteel03 本构模型示意图

2.5.2.4 iSteel04 模型

iSteel04 模型集合了 iSteel03 的骨架线和 iSteel02 的加卸载准则。骨架线采用 Esmacily 和 Xiao(2005)骨架线模型，加卸载滞回模型则采用 Clough(1966)提出的最大点指向型模型。该模型通过调整材料模型参数，可使骨架线与钢材试验测试曲线相近，而且加卸载可较好的反映滞回曲线的捏缩效应。本构模型示意图如图 2.15 所示。

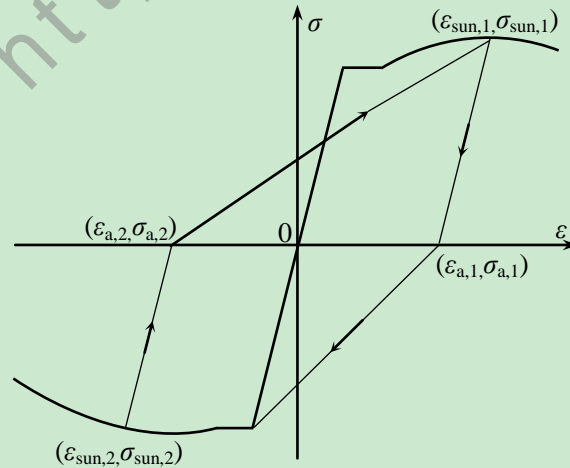


图 2.15 iSteel04 本构模型示意图

2.5.2.5 iSteel05 模型

iSteel05 模型采用Menegotto和Pinto(1973)^[111]提出的本构模型，该模型经过Filippou等(1983)^[112]修正，可分别考虑受拉和受压各向同性硬化影响，该本构模型的计算公式为式 2.12。本构模型如图 2.16 所示。

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

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}$$

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

$$R = R_0 - \frac{R_1 \xi}{R_2 + \xi}$$

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right|$$

式中：

- σ_0 、 ε_0 分别是两条渐近线交点（B 或 D）处的应力和应变；
- σ_r 、 ε_r 分别是应变反转点（A 或 C）处的应力和应变；
- R 是曲线过渡参数； R_0 是弹性段和塑性段之间的初始过渡参数；
- ε_y 为屈服应变；
- ε_m 为历史最大或最小的卸载应变。

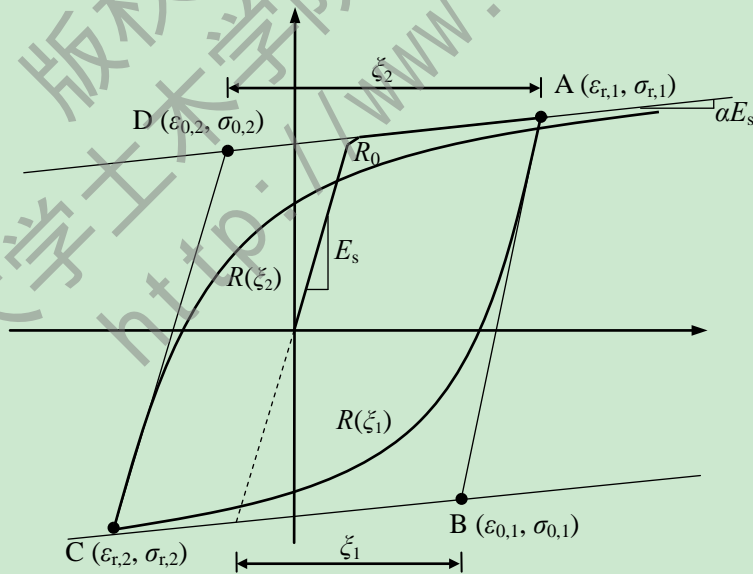


图 2.16 iSteel05 本构模型示意图

骨架线是以双折线为原型，在弹性段和塑性段之间采用圆弧过渡，骨架线只是在第一次加载时使用，当出现卸载后，再加载时是根据过渡曲线路径确定。

卸载与再加载路径为两条渐进线间的过渡曲线，这两条渐进线分别是过卸载点且按

初始弹性模量为斜率的直线(直线 AB 所示)和塑性段延伸出来的直线(直线 BC 所示), 这样的过渡曲线可考虑包辛格效应, 调整参数 R 的大小可以控制包辛格效应的大小, 当 R 越大时, 过渡曲线的转动半径越小; 调整两条渐近线交点的位置可考虑各向同性硬化效应, 当不考虑各向同性硬化时, 通过设置参数 $a_1=a_3=0$ 即可

2.6 纤维模型问题讨论

2.6.1 不同钢材模型计算区别

为了直观的对比 iFiberLUT 材料库中 5 中不同钢材模型对结构受力性能的影响, 设计一榀两层一跨的平面钢框架, 钢框架模型数据为: 层高 3m, 跨度 3.6m, 梁截面尺寸为 400×200×8×12mm, 柱截面尺寸为 450×250×16×12mm, 梁柱都采用 Q345 钢材。采用所编写的纤维模型程序在 ABAQUS 中建立该钢框架模型, 分别采用 5 种钢材本构关系进行对比计算, 材料参数设置一致。在水平低周往复荷载作用下, 提取顶层水平反力 P 和位移 Δ 的关系曲线, 计算结果如图 2.17 所示。

从图 2.17 可看出: iSteel01/02、iSteel03/04 这两对材料模型分别采用了相同的骨架线, 因此计算的滞回曲线骨架线分别相同, 同时 iSteel01/02 模型计算的骨架线有上扬的趋势。iSteel02/04 的材料模型的加卸载准则相同, 计算出的 $P-\Delta$ 滞回曲线中卸载和再加载曲线相同, 呈弓形。iSteel03 和 iSteel05 材料模型中合理的考虑钢材的包辛格效应, 计算出的滞回曲线成梭形。iSteel01 计算的滞回曲线最为饱满。通过对比发现对同一结构进行数值计算, 采用不同的材料模型, 尤其是卸载及再加载规则设置有较大差异时, 反映出的结构受力形式不同。

结构或构件在往复荷载作用下, 钢筋和钢材都表现出明显的包辛格效应, 对钢结构以及含钢量较多的组合结构来说, 包辛格效应对结构性能的影响较大, 因此在数值计算中需要选择合适的钢材模型考虑包辛格效应。

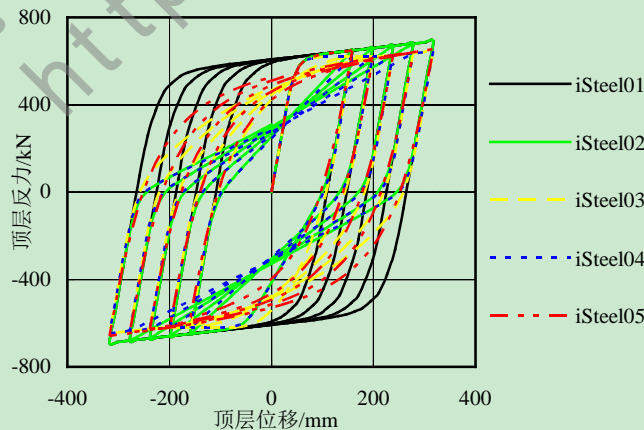


图 2.17 不同钢材模型计算对比图

2.6.2 单元数目对计算结果的影响

结构体系采用纤维模型计算时,需要同时兼顾计算精度和计算效率。在混凝土结构计算时,由于混凝土材料具有软化段,存在负刚度问题,因此并不是计算单元越密计算精度越高^[86],文献[86]建议根据实际的梁柱破坏情况,宜选用与梁柱破坏时塑性段长度相一致的单元长度。但在实际计算时,通过塑性段长度来确定单元的数目过于繁琐,本文根据算例验证认为,当采用 ABAQUS 的三维线性梁单元 B31 为纤维模型单元载体时,沿长度方向划分 10 个单元即可,当采用 ABAQUS 的三维二次梁单元 B32 计算时,沿长度方向划分 5 个单元即可。

2.7 算例验证

2.7.1 钢框架

吴芸(2006)^[113]对一榀采用 1:2 的比例设计的平面钢框架进行了低周往复作用下的试验研究,该钢框架数据为:2 层 1 跨的平面布置,层高 1.4m,跨度 2.4m,梁截面尺寸为 200×100×6×8mm,柱截面尺寸为 150×150×7×10mm,梁柱都采用 Q235 钢材。模拟时先在柱顶施加 80kN 的竖向轴压荷载,然后在二层顶水平往复加载。计算结果如图 2.17 所示,计算结果与试验结果整体吻合较好。

谢甫哲和舒赣平(2013)^[51]对由 H 型钢组成的 2 层空间钢框架进行连续倒塌拟静力试验,该钢框架平面布置为 2 跨和 4 跨,跨度分别为 2m 和 1.5m,1 层层高为 1m,2 层层高为 0.9m,次梁间距为 1m,通过千斤顶模拟失效中柱,竖向 MTS 位移加载,最后提取失效柱处的竖向位移以及竖向抗倒塌承载力。计算结果如图 2.18 所示,计算结果与试验结果前期吻合较好。试验中由于最终破坏是由于梁柱节点焊缝断裂造成,并没有形成较好的悬链线抗力机制,而采用纤维模型模拟该框架结构时,认为梁柱节点为刚接,并不能真实的反应焊缝的情况,因此计算曲线的后期可反映悬链线抗力机制,与试验曲线后期存在差别。

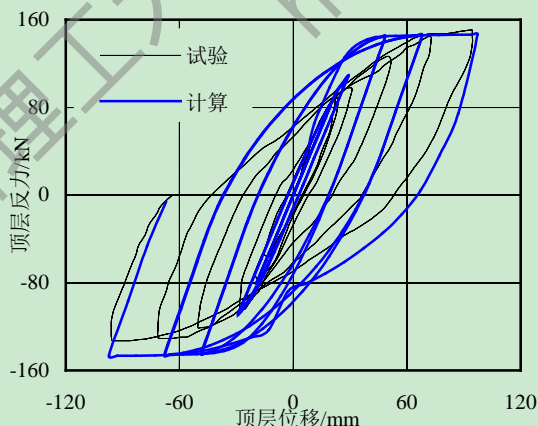


图 2.17 钢框架试验与计算滞回曲线对比

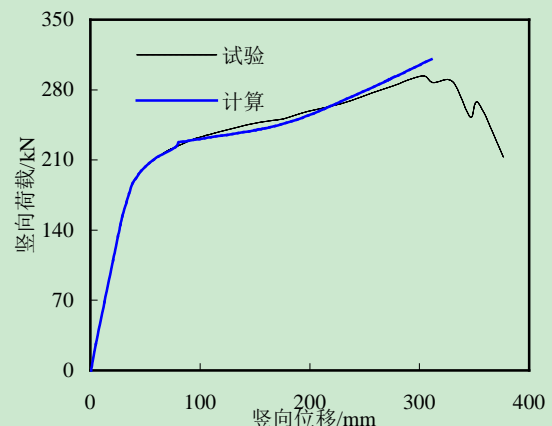


图 2.18 钢框架抗连续性倒塌 P- Δ 曲线对比

2.7.2 钢筋混凝土柱

Kawashima等(2004)^[114]进行了钢筋混凝土桥墩在往复荷载作用下的抗震性能试验,选取其中一根水平往复荷载作用的钢筋混凝土悬臂柱(P-1)进行模拟。计算时混凝土和钢筋分别选择iConcrete05模型和iSteel03模型。计算结果如图2.19所示,采用本文开发的iFiberLUT纤维模型程序,强度和刚度退化都能得到较好的计算效果。

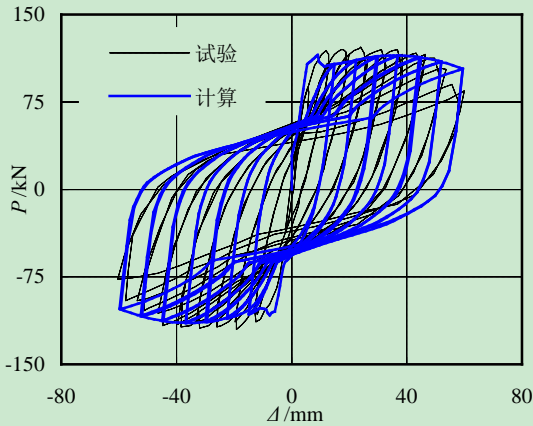


图 2.19 钢筋混凝土柱计算与试验滞回曲线对比

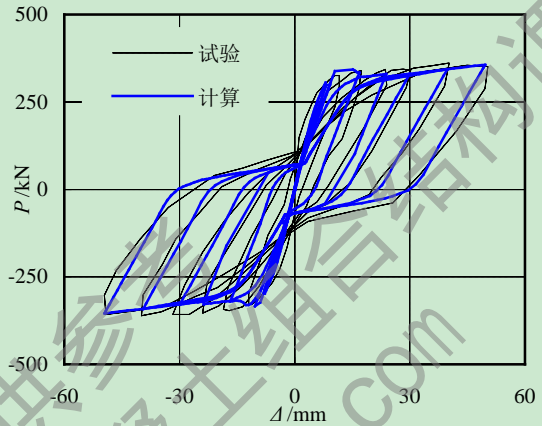


图 2.20 钢筋混凝土剪力墙试验与计算滞回曲线对比

2.7.3 钢筋混凝土剪力墙

钱稼茹等(2010)^[115]对一组钢筋混凝土墙进行抗震试验研究,其中由一片钢筋混凝土墙的破坏形式为受弯破坏,采用本文所开发的纤维模型进行模拟。计算时混凝土和钢筋分别选择iConcrete05模型和iSteel02模型。计算结果与试验结果吻合良好,如图2.20所示,可见iFiberLUT可对受弯破坏的剪力墙受力行为进行模拟预测。

2.7.4 钢筋混凝土框架

邹翮和周德源(2005)^[116]对两榀按1:2.5缩尺的单跨3层钢筋混凝土缩尺框架进行了低周往复加载试验。钢筋混凝土框架计算简图如图2.21所示。该框架采用C30细石混凝土浇筑,纵筋强度为300MPa,通过材料试验测定试验时材料的强度值,具体材料参数值参见文献[116]。考虑到箍筋对混凝土的约束效应,则需对受压应力峰值以及其对应的应变进行提高。frame1在顶层柱顶施加竖向轴力和水平低周往复荷载,混凝土和钢筋分别选择iConcrete04模型和iSteel02模型;frame2在柱顶和顶层梁中点施加竖向荷载,然后在框架顶层施加水平低周往复荷载,混凝土和钢筋分别选择iConcrete05模型和iSteel04模型。

计算结果如图2.22所示,计算结果在刚度和强度整体吻合较好。由于iSteel02和iSteel04模型的加卸载规则为最大点指向型,可以补偿纤维模型无法模拟钢筋滑移的缺

陷，用于计算钢筋与混凝土之间有明显滑移的钢筋混凝土结构。

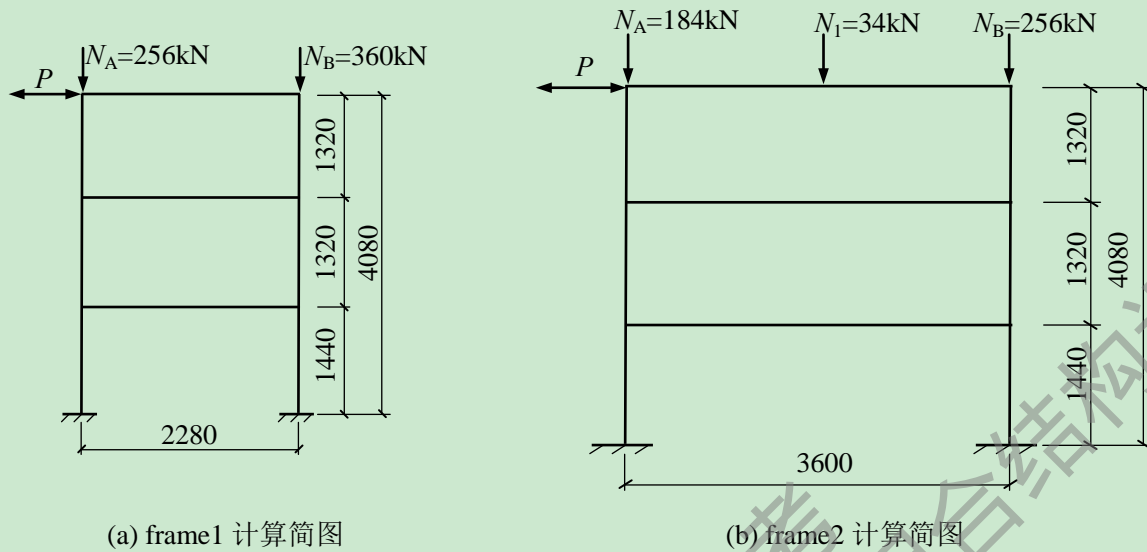


图 2.21 钢筋混凝土框架计算简图

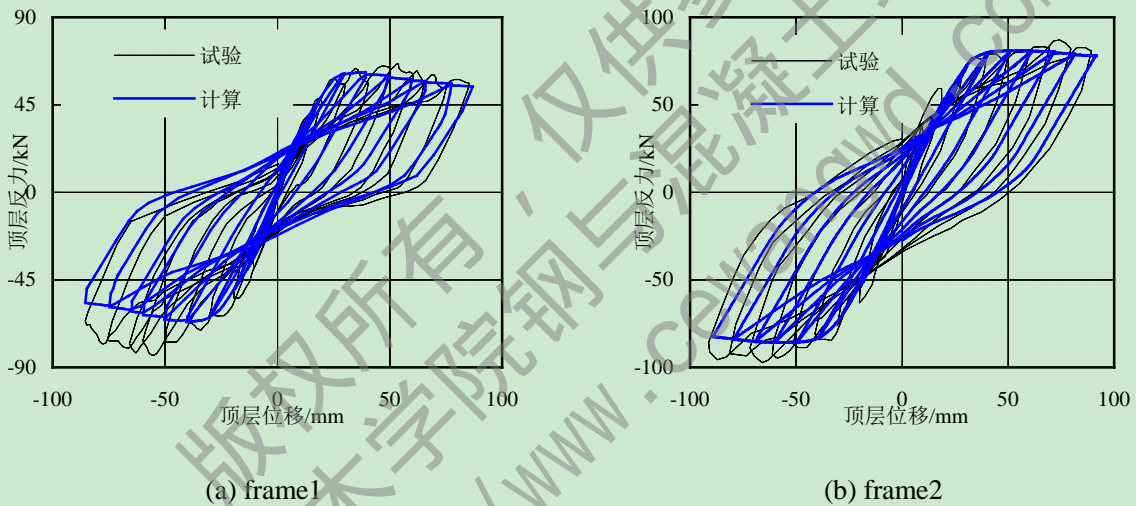


图 2.22 钢筋混凝土框架试验与计算滞回曲线对比

Yi 等(2008)^[22]采用拟静力的方法完成了一榀 3 层 4 跨钢筋混凝土平面框架的倒塌试验，框架中柱顶端通过电液伺服作动器施加 109kN 的恒载，模拟上部框架中柱的轴力荷载，在底层中柱由机械千斤顶卸载，模拟中柱失效。混凝土立方体抗压强度为 25MPa，纵筋屈服强度为 416MPa，极限抗拉强度为 526MPa。

计算时混凝土和钢筋分别选择 iConcrete03 模型和 iSteel05 模型，提取底层中柱的轴力与竖向位移，以及测点处的水平横向位移和一层框架柱底的混凝土应变，具体测点位置见文献[117]。计算结果如图 2.23 所示，可见采用本文开发的 iFiberLUT 纤维模型程序，能够对框架结构倒塌性能进行较为准确的预测。

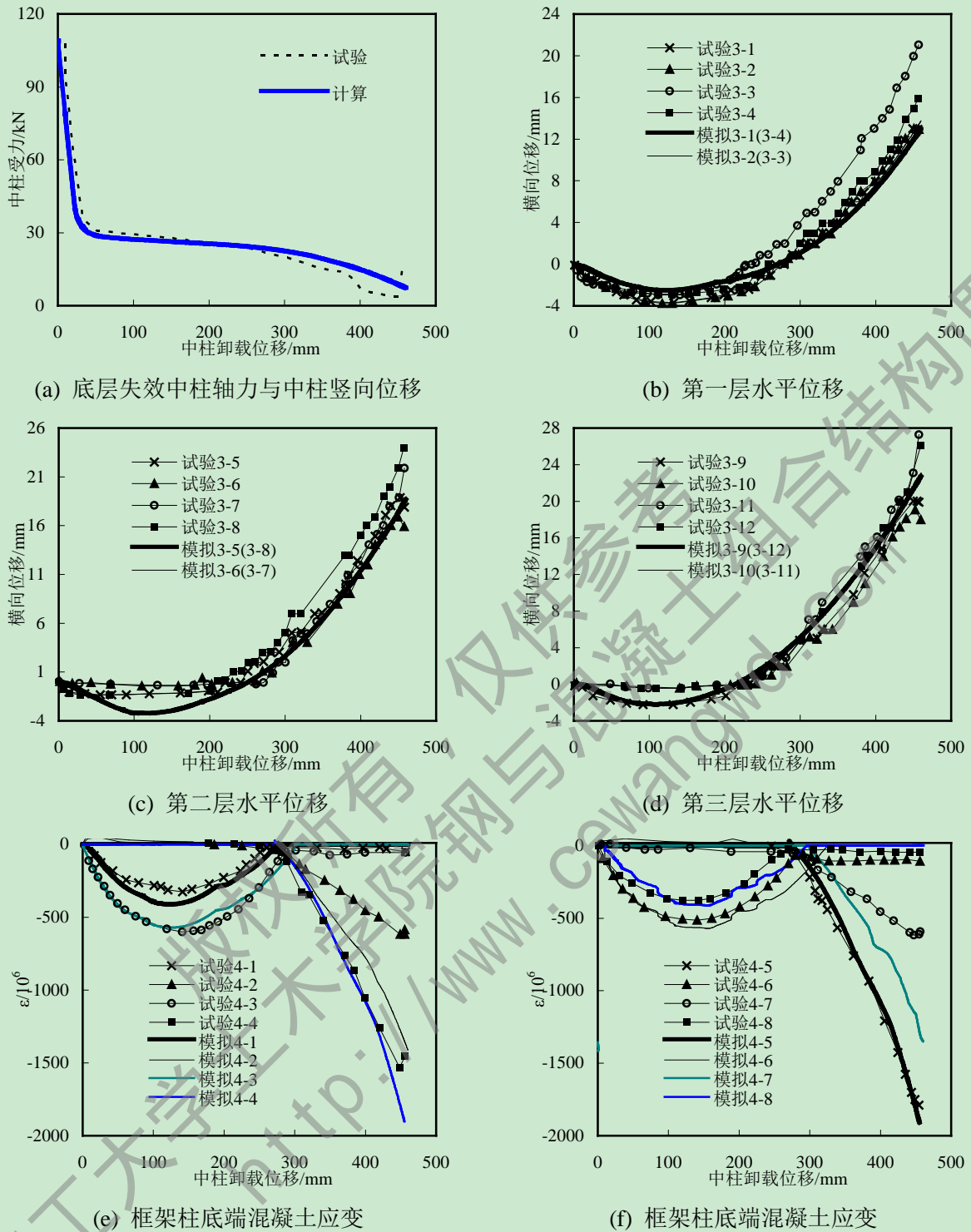


图 2.23 钢筋混凝土框架倒塌试验与计算曲线对比

2.7.5 钢管混凝土柱

Hu等^[118]报道了一批钢管混凝土轴压短柱试验研究，分别选择 1 根圆形截面CU-40 和方形截面SU-70 的钢管混凝土轴压柱进行算例验证，计算时混凝土根据截面分别选择 iConcrete01 模型和iConcrete02 模型；钢管选择iSteel01 模型。钢管混凝土柱轴力和轴向应变计算结果如图 2.24 所示，无论是承载力还是后期的延性与试验结果吻合良好。

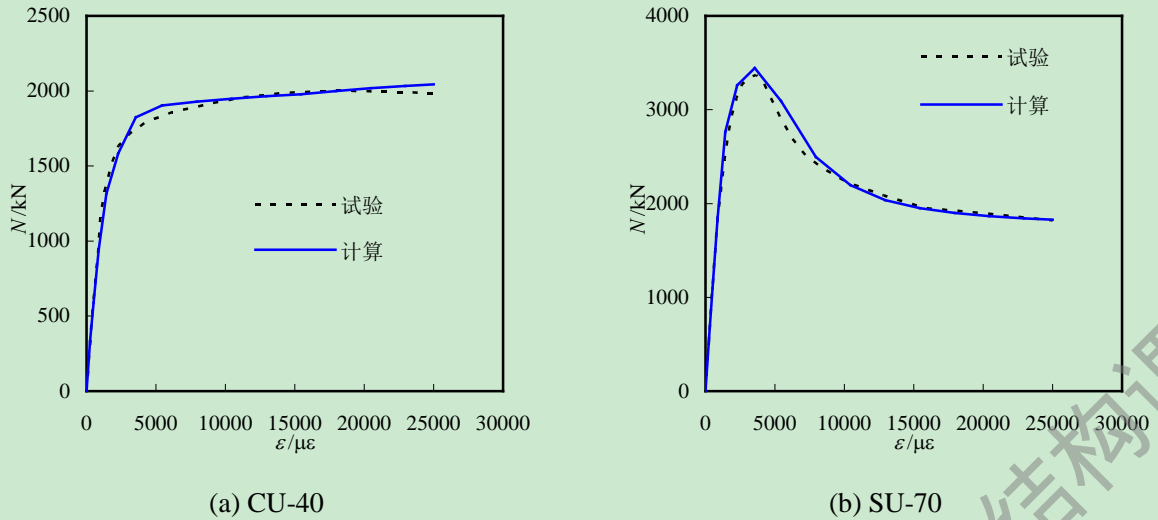
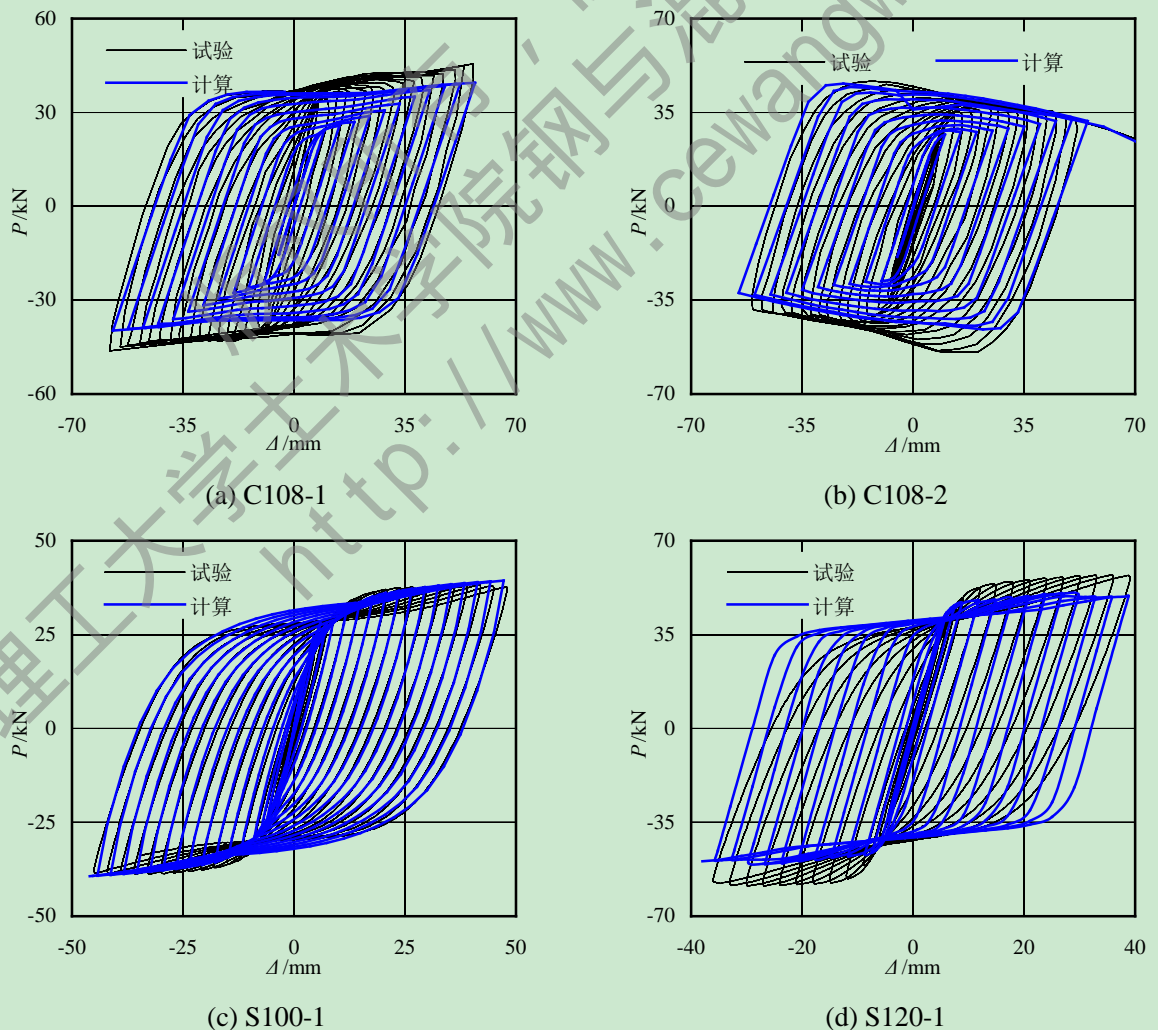


图 2.24 钢管混凝土轴压柱试验与计算曲线对比

韩林海^[2]分别对一批圆形截面和方矩形截面钢管混凝土压弯柱在低周往复荷载作用下的受力性能进行研究。分别选取 2 个圆形、方形和矩形截面的钢管混凝土构件验算，计算时混凝土根据截面分别选择 iConcrete01 模型和 iConcrete02 模型；钢管选择 iSteel03 模型。计算结果见图 2.25 所示，可见采用 iFiberLUT 计算结果的强度以及刚度退化趋势与试验结果吻合良好。



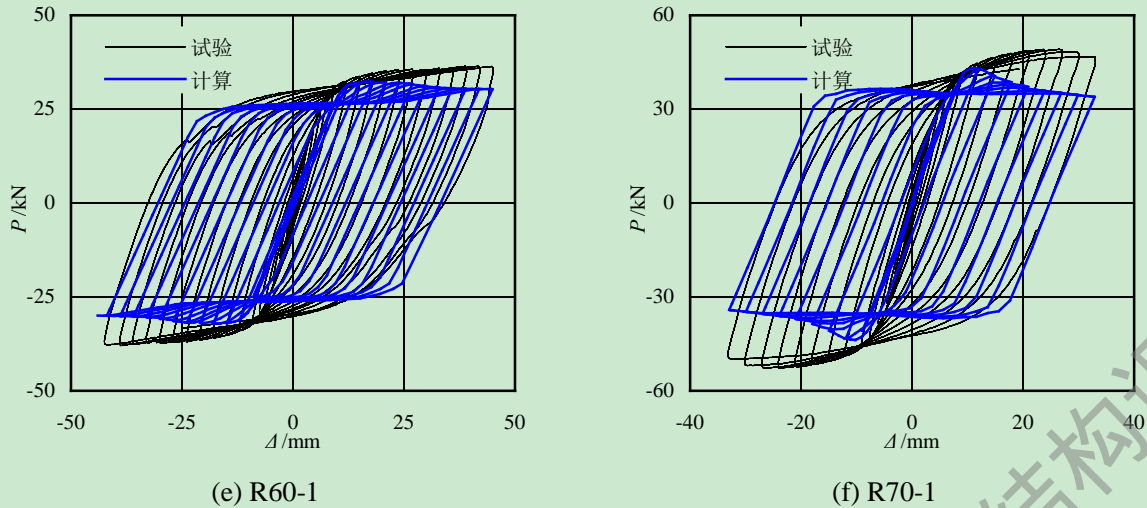


图 2.25 钢管混凝土压弯柱试验与计算滞回曲线对比

2.7.6 内配型钢钢管混凝土柱

肖阿林(2009)^[119]对内配型钢的钢管混凝土柱轴压试验进行研究, 钢管为十字型型钢截面, 本文选取其中一根轴压柱(SC5)验算。计算时混凝土选择iConcrete01 模型, 钢管和型钢选择iSteel01 模型, 计算结果如图 2.26 所示。

朱美春等(2011)^[120]对钢骨-方钢管混凝土柱的抗震性能进行试验研究, 在柱端施加轴向压力, 柱中截面处施加低周往复荷载。选取一根内配十字型截面的柱(C4H10-0)验算。计算时混凝土选择iConcrete02 模型和钢管和型钢iSteel05 模型, 提取柱中的水平荷载和水平位移, 计算结果如图 2.27 所示, 在强度和刚度方面可取得较好的计算效果。

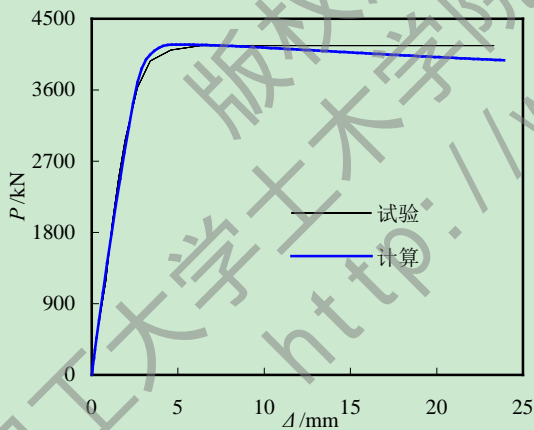


图 2.26 内配型钢圆钢管混凝土轴压柱试验与计算曲线对比

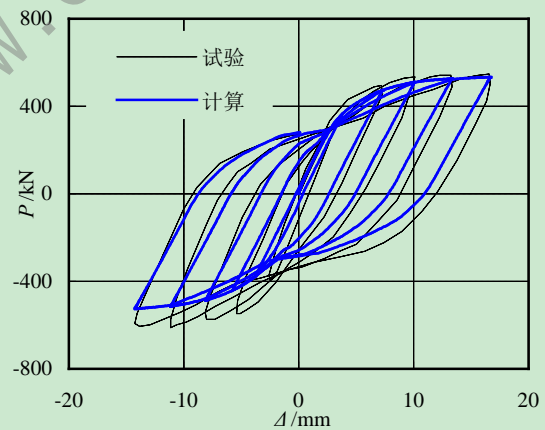


图 2.27 内配型钢圆钢管混凝土压弯柱试验与计算滞回曲线对比

2.7.7 钢管混凝土叠合柱

钱稼茹和康洪震(2006, 2009)^[121-122]分别对钢管混凝土叠合柱进行了轴压试验和抗震性能试验研究, 采用iFiberLUT对CC1、CC2 轴压构件和CCS1、CCS2 压弯构件进行验证。

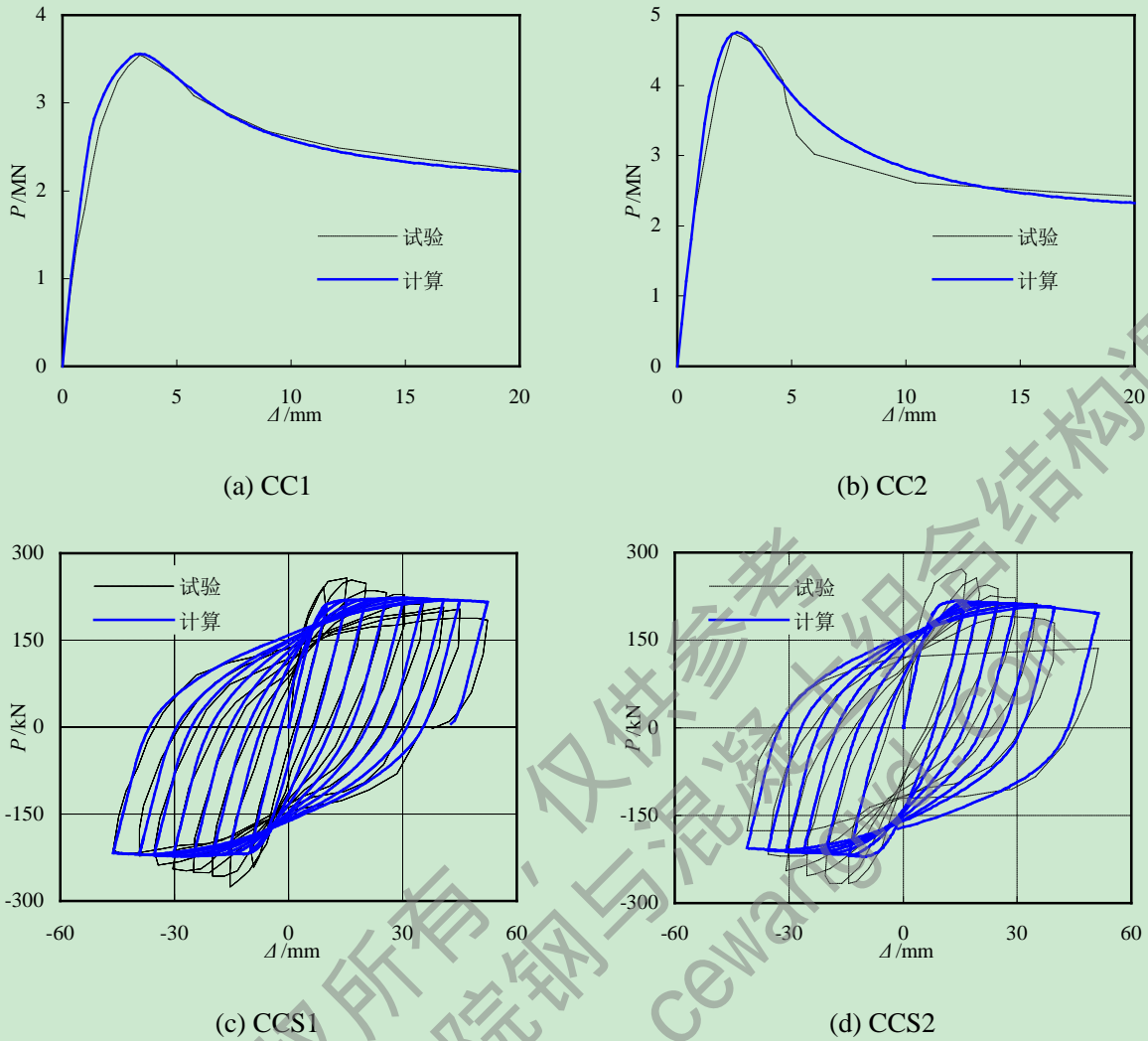
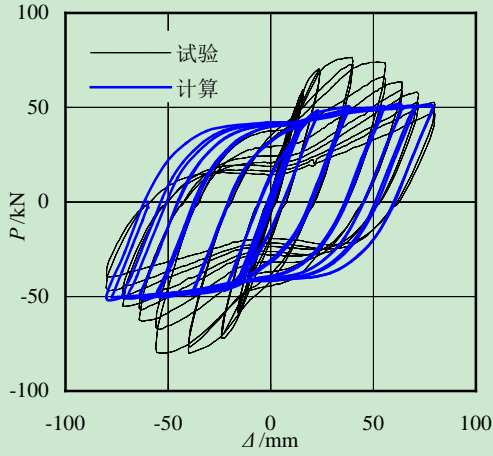


图 2.28 钢管混凝土叠合柱试验曲线与计算结果曲线对比

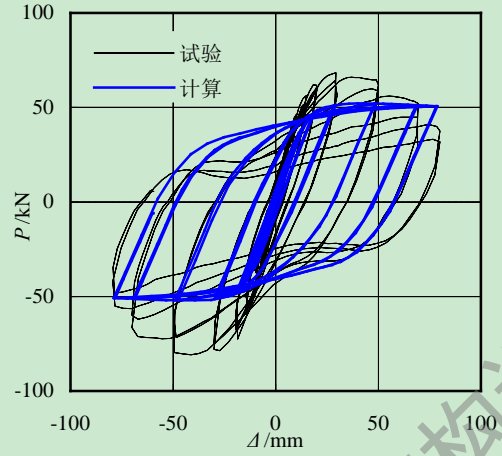
对于轴压构件，计算时外围混凝土选择 iConcrete03 模型，钢管内混凝土选择 iConcrete01 模型，钢管和钢筋统一选择 iSteel01 模型；对于压弯构件，混凝土模型选取与轴压构件相同，钢管和钢筋统一选择 iSteel03 模型。计算结果见图 2.28，从图中可见计算结果的承载力，刚度以及后期延性与试验结果吻合良好。

2.7.8 钢管混凝土柱-钢梁框架

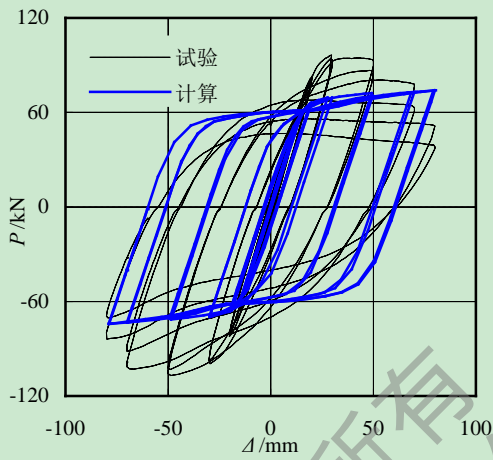
王文达等(2006)^[123]对 12 组在恒定轴力和水平往复荷载作用下的单层单跨钢管混凝土柱-钢梁平面框架进行了试验研究，本文分别选取其中圆钢管混凝土柱和方钢管混凝土柱框架各 4 组进行计算模拟。计算时混凝土根据截面分别选择 iConcrete01 模型和 iConcrete02 模型；钢管选择 iSteel03 模型。计算结果见图 2.29 所示，可见采用 iFiberLUT 计算结果可较好的反映刚度退化趋势，但是在承载力上低于试验结果，这是由于在试验中柱脚施加了加劲肋，而在采用纤维模型计算时，并没有反映出柱脚的加强作用。



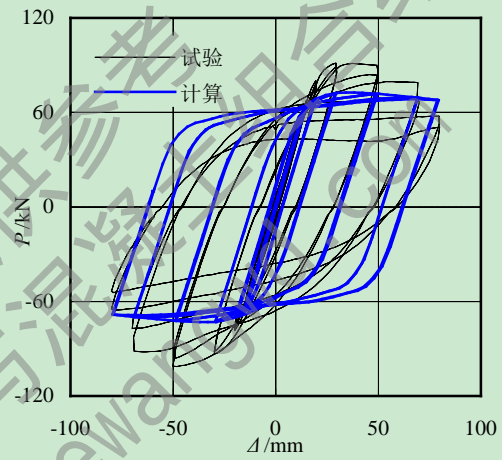
(a) CF-11



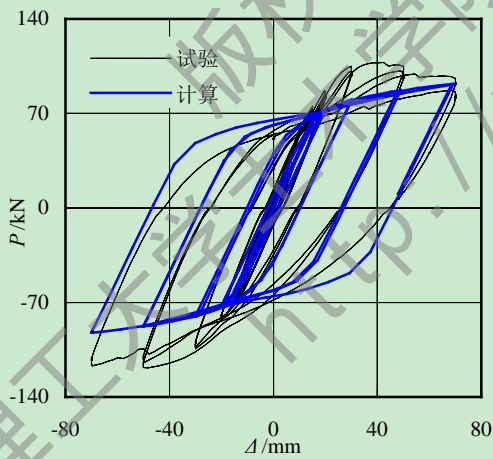
(b) CF-12



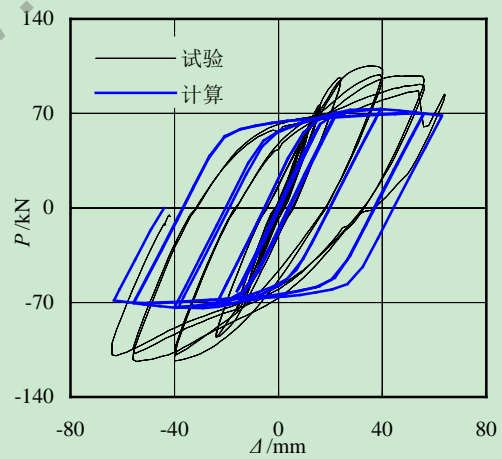
(c) CF-21



(d) CF-22



(e) SF-11



(f) SF-12

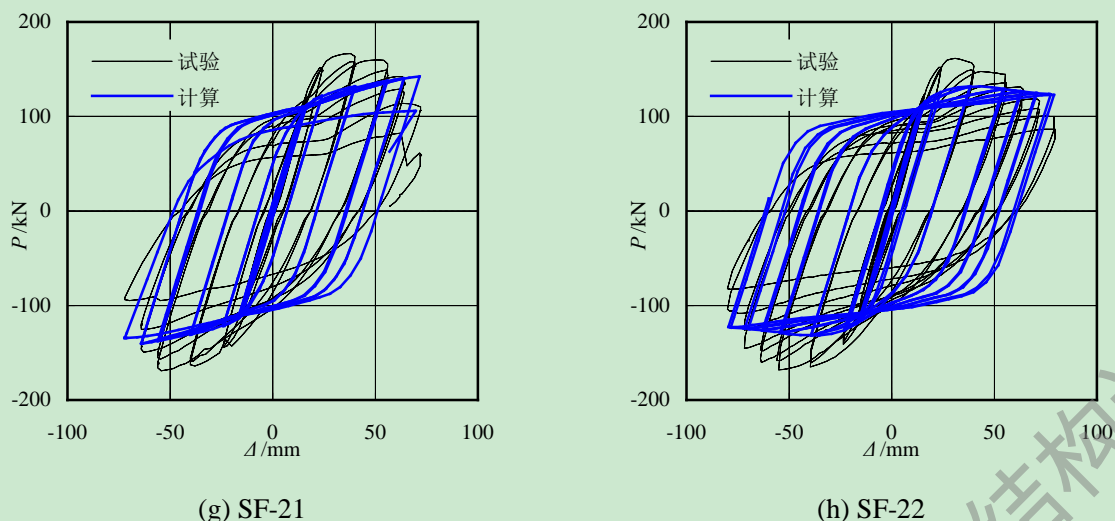


图 2.29 钢管混凝土柱-钢梁平面框架试验与计算滞回曲线对比

王先铁等(2006)^[124]对一榀 2 层 2 跨的方钢管混凝土柱-钢梁平面框架进行低周往复荷载作用下抗震性能的试验研究，框架尺寸及材料参数信息见文献[124]。混凝土选择 iConcrete01 模型，钢管和钢梁选择 iSteel03 模型。提取框架顶层水平反力和位移与试验对比。计算结果如图 2.30 所示，从计算结果可见，强度以及刚度退化与试验结果吻合良好，证明所开发的 iFiberLUT 纤维模型程序具有较好的计算精度。

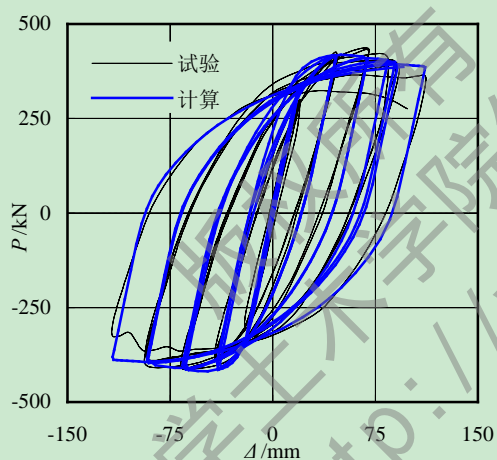


图 2.30 钢管混凝土柱-钢梁平面框架试验与计算滞回曲线对比

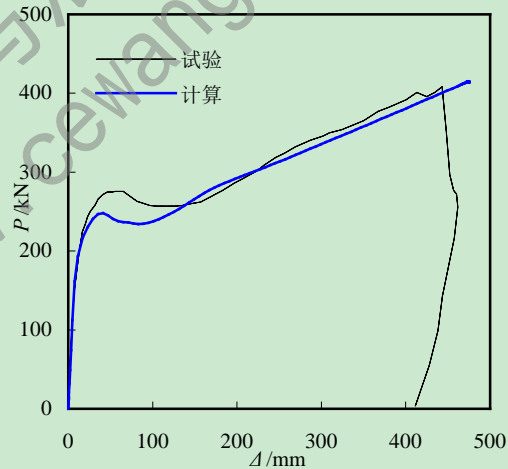


图 2.31 钢-混凝土组合框架抗连续性倒塌试验与计算曲线对比

2.7.9 钢-混凝土组合框架

Guo等(2013)^[125]对一榀中柱失效的单层 4 跨的钢-混凝土组合框架进行了抗倒塌试验研究，该组合框架中，框架部分为工字型截面型钢组成的钢框架，楼板采用钢筋混凝土板。钢柱和钢梁以及钢筋选择 iSteel03 模型，混凝土板选择 iConcrete03 模型计算的应力应变曲线。提取框架失效柱与梁连接节点位置处的竖向反力和竖向位移与试验对比，计算结果见图 2.31。计算结果与试验结果吻合良好，由于采用纤维模型不能从微观上模

拟结构损伤和破坏情况，因此实际试验中由于混凝土板开裂引起结构抗倒塌能力降低与模拟情况存在差别。

2.8 本章小结

本章将纤维模型的思想迁移到 ABAQUS 有限元平台中。通过开发可以实现截面纤维自动离散的前处理程序 ABAQUS 纤维离散生成器，采用 ABAQUS 提供的用户自定义材料子程序接口 UMAT，编制不同混凝土、钢材和钢筋的材料单轴滞回本构模型的材料库，从而集成 ABAQUS 纤维模型程序 iFiberLUT。

(1) 结合 ABAQUS 中梁单元的特性，开发了 ABAQUS 纤维离散生成器，该前处理程序能够自动实现梁柱单元截面的纤维离散，同时可对纤维位置进行检测。对于实际结构的梁柱截面可减少纤维离散的工作量。

(2) 利用 ABAQUS 的用户自定义材料接口，结合 ABAQUS 中纤维梁单元的特性，开发了 iFiberLUT 材料库，包括常见的混凝土和钢材以及钢筋材料单轴滞回本构模型，能够有效的模拟材料的强度和刚度退化，使用中可根据不同的结构类型，选择不同的材料模型计算。

(3) 对比不同钢材模型对结构受力性能的影响发现，在往复荷载作用下，钢筋和钢材的包辛格效应对结构受力性能的影响较大，因此在数值计算中需选择合适的钢筋或钢材模型考虑合理的包辛格效应。

(4) 采用本章开发的纤维模型程序 iFiberLUT，对国内外研究者完成的钢结构、钢筋混凝土结构以及钢与混凝土组合结构试验进行算例验证表明：iFiberLUT 具有良好的计算精度和收敛性以及广泛的应用性，可为结构体系的拟静力分析、弹塑性动力分析和抗连续性倒塌分析提供一种有效的数值计算平台。

第 3 章 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点有限元模型

3.1 引言

有限元数值模拟计算是一种对节点力学性能行之有效的研究手段和方法,当采用非线性静力方法,可分析钢管混凝土柱-钢梁框架失效柱连接节点的抗连续倒塌极限承载力,了解抗连续倒塌的抗力机制;当采用非线性动力方法,可得到节点发生连续倒塌时的抗力需求。以上两种分析方法都可借助有限元模型实现。

本章主要介绍钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续性倒塌的模型选取,以及在有限元软件 ABAQUS 中建立钢管混凝土柱-钢梁环板式节点精细模型以及多尺度模型的关键性问题,其中包括单元类型和材料本构关系模型的选取、界面相互接触作用、边界条件及施加荷载的方法等。同时对已有学者完成的与本课题相关节点试验进行模拟分析,验证本章介绍的有限元模型的有效合理性。

3.2 节点连续倒塌几何模型

目前对节点的抗连续倒塌研究中主要集中在钢节点和钢筋混凝土节点,相关研究中节点的连续倒塌模型主要分为两类:第一类为由失效柱节点与其相连的两侧半跨梁组成的梁柱子结构,即双半跨单柱型,如图 3.1(a);第二类为由失效节点与其两侧相连的梁和相邻柱组成的梁柱子结构,即双跨三柱型,如图 3.1(b)。

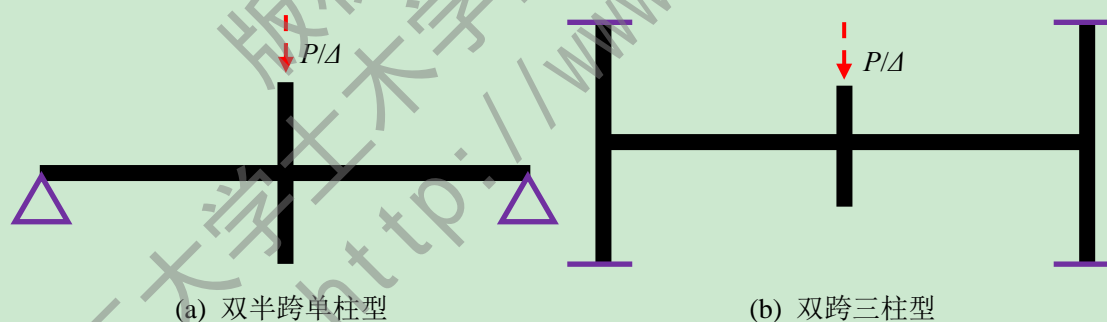


图 3.1 节点连续性倒塌几何模型图

第一类节点研究模型中,当失效柱引起结构内部不平衡荷载或者位移时,由于两侧梁柱节点近似固结的强约束作用,会在梁跨中位置处形成反弯点。从反弯点位置处截取节点模型,可将节点两侧半跨梁的边界条件视为铰接。该节点模型能够真实的反映节点竖向倒塌荷载作用下的梁的受弯机制;由于梁长取为真实梁长的一半,悬链线机制的延性相差一半(通过本章算例验证已得出其规律)。但受力途径明确,可清晰的反应节点区域的受力形式,以及梁中的内力的演化情况。

第二类节点研究模型中,在连续性倒塌分析工况下,能够真实地反映与失效柱位置

节点区域的所连接梁柱约束作用，以及梁柱子结构的整体受力情况。但由于其为超静定模式，力学分析并不方便。

考虑到在结构发生连续性倒塌时，节点区域由于大变形带来的几何非线性问题和复杂的边界约束，因此本文选取的节点连续性倒塌几何模型为第一类，即取出失效柱连接的两侧半跨梁组成的梁柱节点子结构为研究对象。

3.3 精细有限元模型

3.3.1 单元类型

ABAQUS 中包含了丰富的单元类型可供选择，在钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的有限元模型中包括的模型有混凝土、钢管、工字型钢梁、节点区域环板，加载板。因此结合不同的模型选择的单元如下：

(1) C3D8 单元

C3D8 单元为 8 节点 3 维六面体实体单元，可用于大应变分析并具有良好的计算精度，能够真实反映模拟对象在 3 维空间中各个维度的受力及变形。该类单元将用于本文中的混凝土和加载板模型。

(2) S4 单元

S4 单元为 4 节点四边形壳体单元，当一个构件在厚度方向的尺度远小于整体结构尺寸(一般小于 1/10)，并可以忽略厚度方向的应力时，可采用壳单元模拟。本文所计算的模型中，钢管、工字型钢梁以及节点区域的环板都采用 S4 单元。

3.3.2 材料模型

3.3.2.1 核心混凝土本构模型

ABAQUS 中提供了三种混凝土本构模型：混凝土弥散开裂模型，混凝土塑性损伤模型和混凝土开裂模型。前两者可用于 ABAQUS/Standard 模块，后两者只可用于 ABAQUS/Explicit 模块。其中混凝土塑性损伤模型通过定义损伤因子，可反映材料的损伤引起的结构受力性能变化影响；混凝土弥散开裂模型适用于单调荷载作用下的工况，且计算收敛性差。本文所有计算均采用 ABAQUS/Standard 求解器，因此节点模型的梁柱子结构中，混凝土模型采用混凝土塑性损伤模型。

在钢管混凝土结构受载时，钢管的约束作用使得钢管内的核心混凝土属于约束混凝土，其延性以及承载力不同于普通混凝土。韩林海(2007)^[2]提出了钢管混凝土结构中适合核心混凝土的受压应力-应变关系模型，表达式为：

$$y = \begin{cases} 2 \cdot x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0 \cdot (x-1)^7 + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.1)$$

式中：

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

$$\sigma_0 = f'_c$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_c = (1300 + 12.5f'_c) \times 10^{-6}$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ 1.6 + 1.5/x & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases}$$

$$\beta_0 = \begin{cases} (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^{0.7}]} \times (f'_c)^{0.5} \times 0.5 \geq 0.12 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}} & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases}$$

混凝土的泊松比取为 0.2，弹性模量则根据ACI318-11(2011)^[126]提出的混凝土弹性模量计算方法，本文中核心混凝土的弹性模量 E_c 为：

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (3.2)$$

式中， f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度。

混凝土的受拉力学性能采用双折线模型，受拉开裂应力计算公式见式 2.2，这与第二章所开发的 iConcrete01 混凝土模型中受拉模型一致。

3.3.2.2 钢材本构模型

本文中节点模型采用的钢材均为低碳钢，常见的低碳钢本构模型有双折线模型、二次塑流模型等。在进行连续性倒塌分析时，需合理的考虑钢材的软化以及断裂应变，以此真实地反映节点抗连续倒塌的极限承载力。

Esmaily 和 Xiao(2005)^[109]提出适用于钢筋的骨架线模型，应力应变计算公式见式 2.10。该模型引入了软化段，强化段和软化段之间由二次曲线过渡连接，模型示意图见第二章 iSteel03 本构模型图 2.13。在骨架线上通过修正模型中参数 k_1 、 k_2 、 k_3 ，可作为本论文中的钢材模型。

韩林海(2007)^[12]提出了钢材的二次塑流模型，本文中参数 k_1 、 k_2 、 k_3 的取值则根据其中类似的参数，取为： $k_1=10$ 、 $k_2=100$ 、 $k_3=1.6$ 。

钢材的弹性模量取为 206000MPa，泊松比为 0.3。

3.3.2.2 加载板本构模型

加载板主要起传递荷载，防止出现应力集中的作用，不需要出现变形。因此本文中加载板简化为刚体，采用的材料模型为弹性。弹性模量取为一个较大值，泊松比取为一个小值，从而达到控制变形的作用。

3.3.3 接触定义

钢管与核心混凝土界面切向采用库伦摩擦模型，可传递切向剪应力，界面间摩擦系数设置为 0.25。钢管和核心混凝土界面法向接触采用“硬接触”，即垂直于接触面的压力可完全传递。

核心混凝土与加载板之间采用 tie 连接；钢管与加载板之间采用 shell-to-solid coupling 接触方式连接。

模型中忽略了节点区域的焊缝以及焊接残余应力的影响，在焊缝处采用 Tie 将钢管与钢梁以及环板连接为一个整体。

当计算环板穿心节点时，内部的环板则采用 Embedded 的接触方式嵌入到核心混凝土中。

3.3.4 边界条件与荷载

本文所选取的节点连续性倒塌几何模型为第一类，即由失效柱节点与其相连的两侧半跨梁组成的梁柱子结构，如图 3.1(a)。

在柱顶施加竖向位移，实现竖向非线性静力分析的荷载，柱底为自由端，模拟支撑柱失效情况；在梁端定义参考点，实现梁端铰接。边界条件与荷载模型如图 3.2 所示。

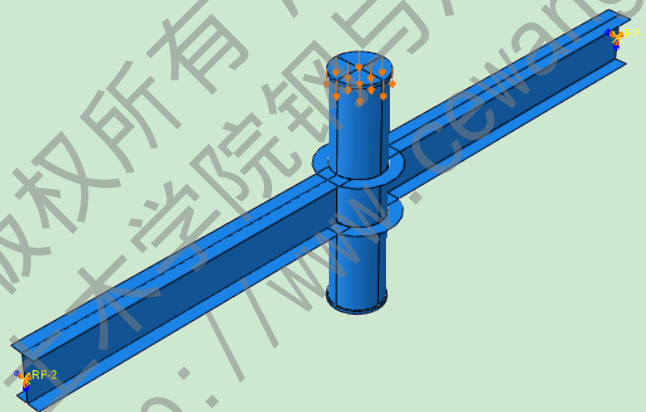


图 3.2 边界条件与荷载模型图

3.3.5 网格划分

网格划分是有限元模型建模和分析的一个重要的环节，直接影响计算结果的精度和计算模型的大小。通过网格划分，将计算模型划分为许多微小的计算单元，单元之间连接通过变形协调，完成计算。

ABAQUS 中，通过几何模型的切割，使得模型更均匀，划分的网格更规则，这样有利于提高计算效率和精度。网格的大小对计算至关重要，当网格过于稀疏，会造成计算精度降低乃至计算错误；网格过于细致，会导致计算效率下降，造成计算资源的浪费。因此通过网格试验确定确定网格的大小。网格试验即选取一个标准计算模型，根据经验先采用一个合理的网格密度进行网格划分计算，再采用两倍密度的网格划分计算，比较

两者结果，如果计算结果一致，则网格划分密度足够，否则继续细化网格，直至得到一个趋于收敛的计算解。根据网格试验得出的网格密度作为依据，完成参数分析模型的网格划分。

在本文中钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的有限元模型中，壳体单元采用四边形的单元类型，而实体单元则采用六面体单元类型。

3.4 参数化建模

本文在 ABAQUS 中对钢管混凝土柱-钢梁环板式节点进行有限元分析时，从中寻找建模规律，钢管混凝土柱-钢梁环板式组合节点可分解为：钢管混凝土柱、钢梁、环板三部分。其中钢管混凝土柱和钢梁的建模都有规律可循，因此通过 ABAQUS 的参数化建模的脚本接口，本文编写了钢管混凝土柱和钢梁的自动化建模的脚本。

完成钢管混凝土柱和钢梁建模后，手动建立环板的模型，完成组装后即可建立钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的有限元模型。因此通过该参数化建模方法，可大大缩短建模的时间，减少参数分析时建模工作量。

3.4.1 ABAQUS 脚本接口介绍

ABAQUS 提供的内核脚本接口和图形用户接口，可方便用户实现前后处理、提交分析作业、修改 ABAQUS 的 CAE 操作界面以及插件定制等工作。用户根据具体的需求，利用 Python 语言开发的脚本可以实现自动化建模，参数化建模分析，便捷化个性化的数据后处理等功能。

ABAQUS 的内核脚本接口是基于 Python 语言进行开发定制的对象模型库，Python 语言通过调用这些内置的对象模型，绕过 ABAQUS/CAE 用户图形界面，直接与 ABAQUS 内核进行通信交互，大大提高建模的工作效率，同时可以完成 ABAQUS/CAE 没有提供的功能。将脚本程序提交给 ABAQUS 执行的过程为：

- (1) 脚本程序通过 ABAQUS 自带的 Python 解释器编译脚本代码；
- (2) 调用 ABAQUS 内核执行脚本命令；
- (3) 生成有限元模型文件；

3.4.2 钢管混凝土柱参数化建模

钢管混凝土柱由钢管、核心混凝土以及加载板三部分组成，根据 3.3 节中的建模技术，将 ABAQUS 建立钢管混凝土柱数值模型的建模方法规律化，建模信息归纳为 4 方面内容：

- (1) 几何信息：构件几何尺寸；
- (2) 材料信息：钢材和混凝土强度；

- (3) 有限元信息：边界条件和网格尺寸；
- (4) 模型信息：模型名称和 Job 名称。

结合 ABAQUS 的二次开发脚本程序接口，将如上 4 部分信息编写为参数化脚本程序。在 ABAQUS 中运行该脚本程序时，首先通过脚本接口，利用 `getInputs()` 函数来接收需要的钢管混凝土柱建模信息参数，参数输入界面如图 3.3 所示，在该模型参数输入对话框中包含了所需的建模信息。点击对话框的 OK 按钮之后，根据 ABAQUS 脚本接口工作机理，通过内核命令调用 ABAQUS 中相应模块的对象，实现材料模型定义，模型组装、分析步定义、边界条件设置以及有限元网格化分，如图 3.4 所示。

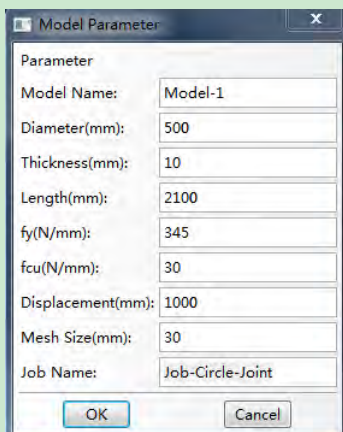


图 3.3 参数输入框

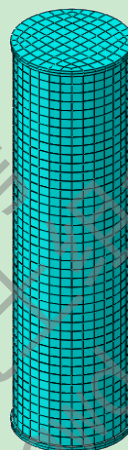


图 3.4 钢管混凝土柱有限元模型

3.4.3 钢梁参数化建模

建立钢梁模型相对简单，钢梁基本参数包括梁高 h 、梁宽 b 、翼缘厚度 t 、腹板厚度 t_w 、钢材强度 f_y 以及网格划分尺寸，钢梁截面示意图如图 3.5 所示，参数输入界面如图 3.6 所示。

采用 S4 类型的壳体单元在梁截面上沿梁长拉伸即可完成几何模型的建立，再将材料模型赋予钢梁，划分网格即可实现钢梁的有限元模型，钢梁有限元模型如图 3.7 所示。

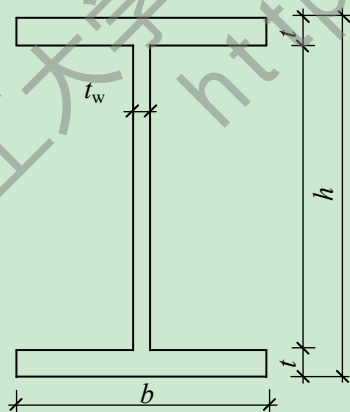


图 3.5 钢梁截面示意图

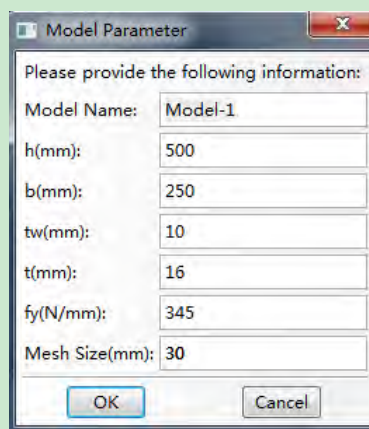


图 3.6 参数输入框

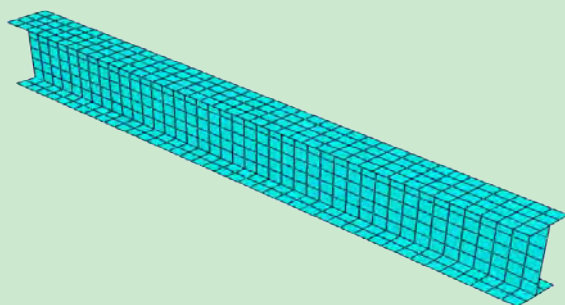


图 3.7 钢梁有限元模型

3.4.4 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点

在建立钢管混凝土柱-钢梁环板节点有限元模型时，可采用本文编写的参数化建模程序，自动生成钢管混凝土柱和钢梁，然后手工建立节点区域的环板，完成装配后，将钢梁与钢管以及环板之间定义连接接触，即可实现节点有限元模型。以圆形截面的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点为例，见模型组装示意图 3.8。

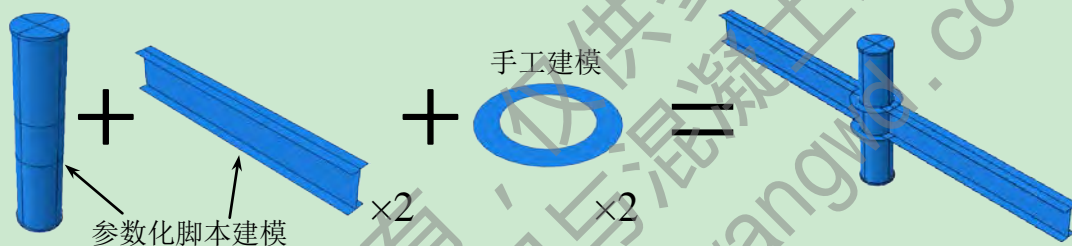


图 3.8 钢管混凝土柱-钢梁环板节点有限元模型

3.5 多尺度模型

目前的工程非线性计算方法可以分为以下两大类^[127]：

- (1) 基于杆模型、壳模型和宏模型等宏观模型的整体结构非线性计算；
- (2) 基于实体单元的复杂构件、节点等局部结构非线性计算。

以上两种数值计算方法各有利弊：方法(1)计算时间成本小，但是不能从微观的角度反映结构的破坏，比如在节点连接部位。方法(2)的计算时间成本高，但是可以很好的把握结构的破坏过程和形态。

综合考虑计算成本和计算精度，寻找二者之间的平衡则可采用多尺度建模的思想。多尺度模型是将不同的有限元单元类型协同连接在一起，可以在兼顾较高的计算精度的同时，体现计算效率高的优势。

把多尺度建模思想融合到钢管混凝土柱-钢梁环板式节点连接的框架结构中，可以采用精细单元反映重点关心的节点模型，不关心的部分采用本文开发的纤维梁单元模型。在连续性倒塌工况下，则可在考虑周边框架结构对节点的拉结作用的同时，又可详细地反映节点区域的变形以及破坏形态，从而实现计算效率和计算精度的统一性。

实现多尺度最关键的是处理好精细模型与宏观模型之间的连接,精细模型和宏观模型的交界面根据实际连接情况建立节点耦合变形协调条件。界面处的连接要在不损失宏观模型自由度的同时,尽可能不增加精细模型的额外约束,实现自由度的协调。

在 ABAQUS 中可利用 Interaction 模块的 Coupling 接触功能,让三维单元、二维单元与一维单元连接,保证一维单元的节点与二、三维单元的连接截面之间转动以及平动位移协调,实现共同受力。

3.6 有限元算例验证

目前还未见相关文献对钢管混凝土柱-钢梁环板节点的连续性倒塌试验进行报道,因此在有限元算例中,本文选择以钢管混凝土柱-钢梁外环板节点低周往复加载的试验为背景,以此验证节点有限元模型的可行性。通过钢结构节点和钢筋混凝土节点的抗连续性倒塌的试验为依据,验证本文钢管混凝土柱-钢梁环板节点抗连续性倒塌有限元模型中的边界条件和加载方式的合理性。

对于多尺度建模方法,采用受弯简支钢梁和钢管混凝土轴压短柱两类模型进行验证,从计算结果对比体现多尺度建模方法的可行性。

本小节的有限元算例验证中以试验为背景的算例未给出试件尺寸以及材料强度等试验信息,具体信息可参见相应的参考文献。

3.6.1 钢管混凝土柱-钢梁外环板节点算例

王文达(2006)^[54]对 2 个圆钢管混凝土柱节点和 6 个方钢管混凝土柱的外加强环板节点进行了试验研究,分别选择其中的 1 个圆截面(CJ-21)和 1 个方截面(SJ-13)的钢管混凝土柱-钢梁外加强环板节点构件模拟,具体模型的尺寸参数见文献[54]。先在柱顶施加轴向恒定荷载,再对柱顶施加水平荷载,提取柱端荷载-位移曲线,通过节点的单调骨架线曲线对比,来验证本文中对钢管混凝土柱-钢梁环板式节点有限元建模方法的有效性。

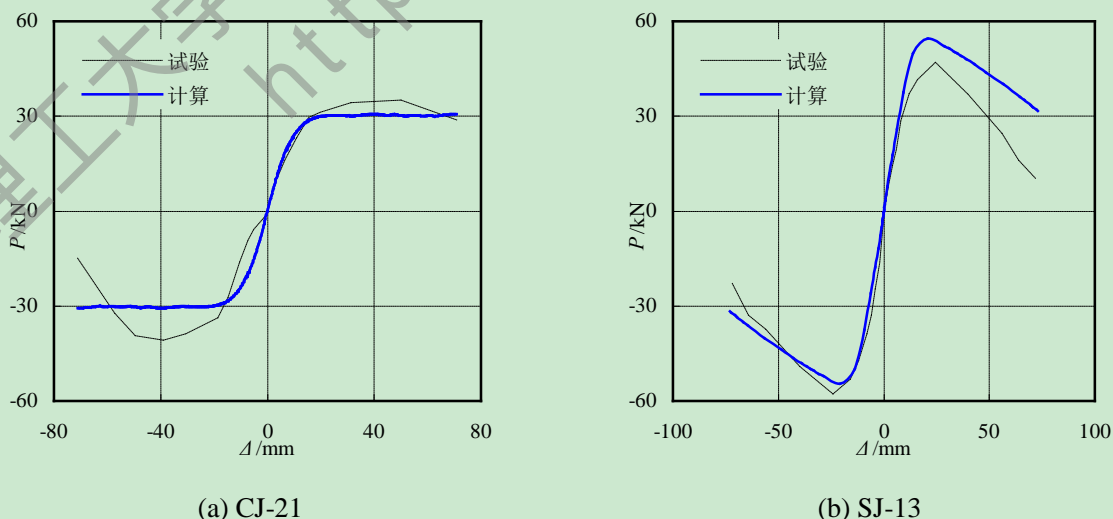


图 3.9 钢管混凝土柱-钢梁外环板节点试验与有限元计算曲线对比

计算结果见图 3.9, 从计算结果可见采用本文的有限元计算的结果与试验结果整体吻合较好。

3.6.2 节点抗连续倒塌算例

3.6.2.1 钢节点

Sadek 等(2010)^[61]分别对栓焊混合连接型和梁端翼缘削弱型的钢节点进行了抗连续性倒塌的试验研究, 本文选择其中的梁端翼缘削弱型钢节点试验模拟分析。

在试验中几何模型选择为双跨三柱型梁柱子结构类型节点, 节点具体尺寸以及材料参数见文献[61]。由于试验中节点钢梁腹板与柱的抗剪连接板采用螺栓连接可靠, 因此在有限元模拟中, 将节点的梁柱连接设置为绑定连接。模型中钢梁以及钢柱均采用 S4 单元建模, 采用竖向位移控制加载, 提取中柱连接节点的竖向位移 Δ 以及结构的承载力 P , 模型如图 3.10 所示。

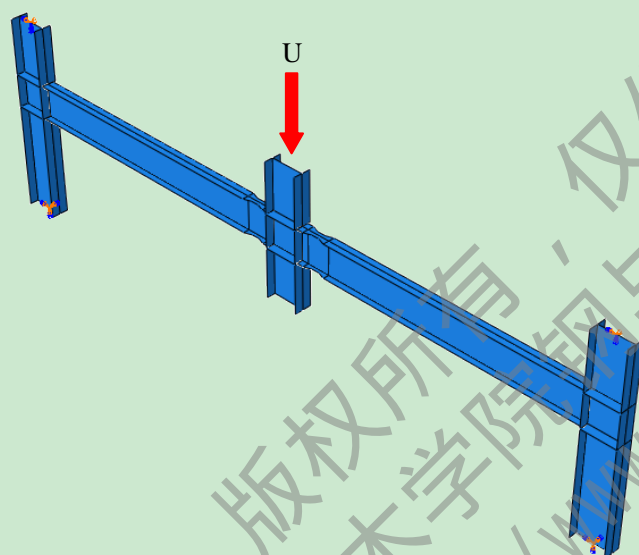


图 3.10 有限元计算模型图

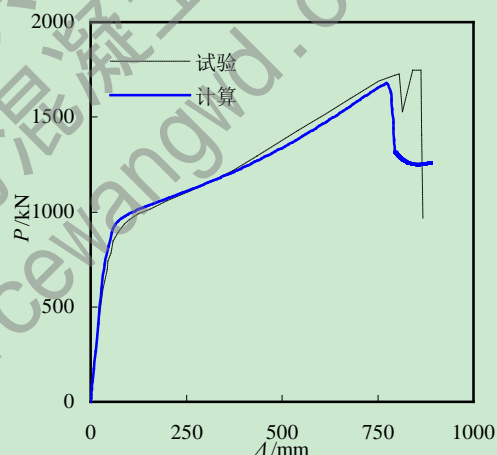
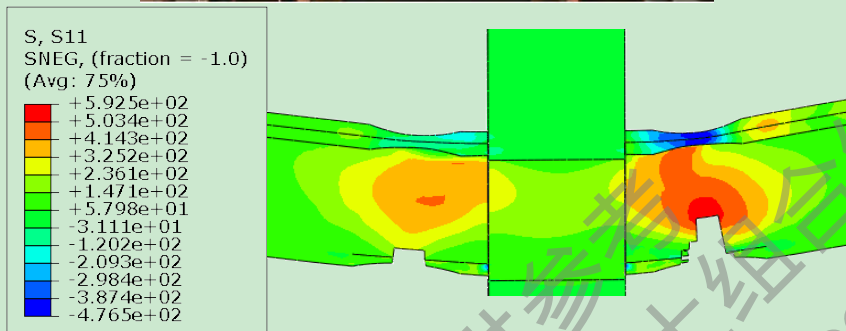
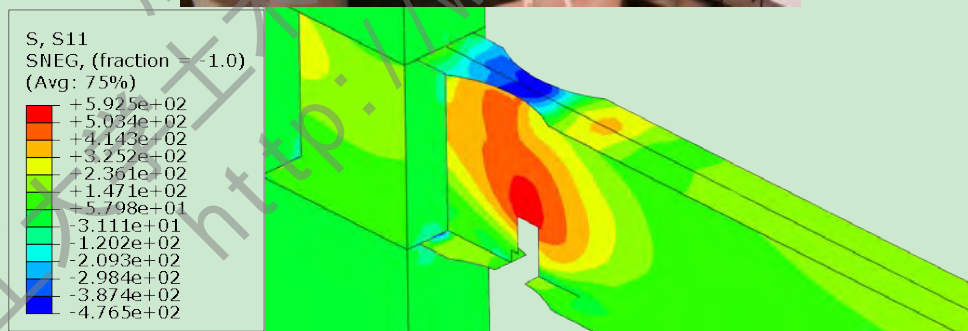


图 3.11 试验结果与有限元计算曲线对比

曲线对比如图 3.11 所示, 试验结果与有限元计算结果曲线吻合良好; 节点区域的破坏最终发生在钢梁翼缘削弱的界面, 从下翼缘开始发生断裂, 延伸至钢梁腹板; 在有限元模拟中, 节点区域的破坏位置以及开裂形态与试验一致, 如图 3.12 所示。可见本文有限元模拟可很好地反映该试验的受力以及破坏形态。



(a) 整体对比



(b) 翼缘削弱处局部对比

图 3.12 试验与有限元模拟破坏形态对比

Lee 等(2010)^[63]对梁跨高比为 10 和 20 的钢结构节点的抗连续倒塌能力进行试验研究, 试验钢节点为双半跨单柱型节点, 钢梁腹板与柱采用螺栓连接, 钢梁翼缘与柱连接处采用加劲板加强, 梁跨高比通过改变梁长实现。有限元模型中钢梁以及钢柱均采用 S4 单元建模, 采用竖向位移控制加载, 钢梁两端采用铰接边界条件, 来模拟反弯点。有限元计算模型如图 3.13 所示。提取中柱节点竖向位移 Δ 以及结构的承载力 P , 试验结

果与有限元计算结果曲线对比如图 3.14 所示，模型一、模型二分别为梁跨高比为 10 和 20 的节点试件，可见试验曲线与有限元曲线吻合良好。

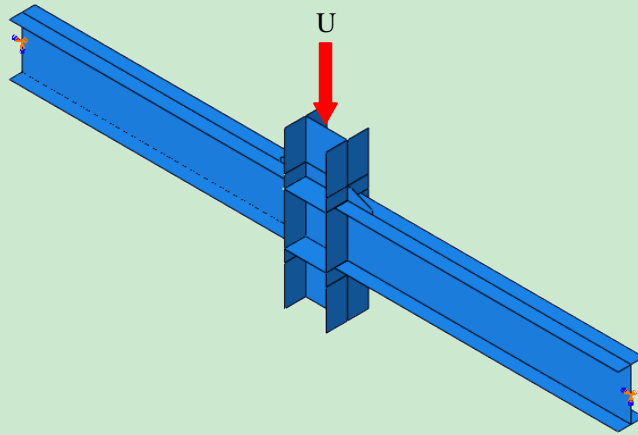


图 3.13 有限元计算模型图

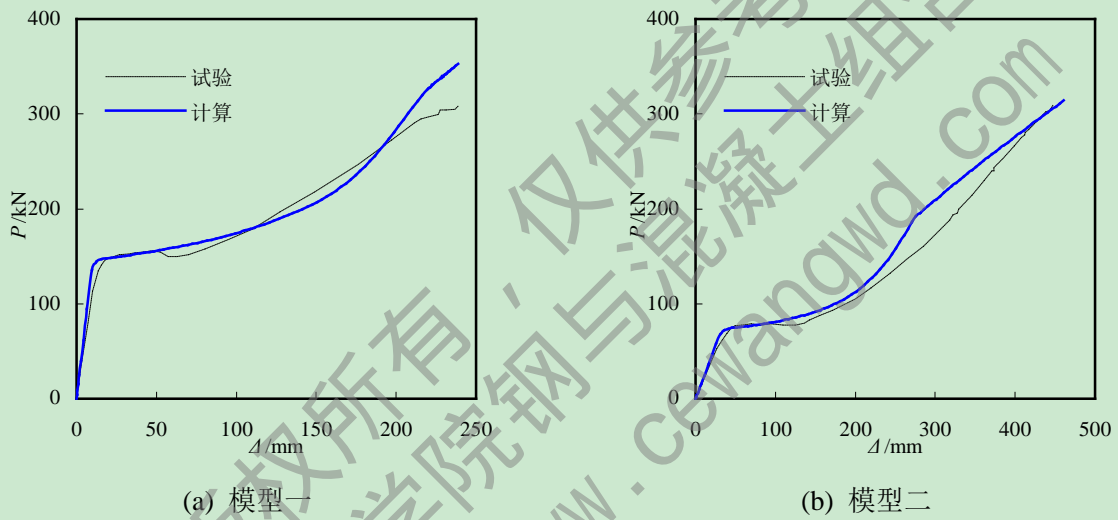


图 3.14 试验结果与有限元计算曲线对比

为对比双半跨单柱型节点和双跨三柱型节点的计算区别，以该试验为背景，对于跨高比为 10 和 20 的两个节点进行极限承载力计算。在计算中，分别采用双半跨单柱型节点和双跨三柱型节点对比，双跨三柱型节点的实现即将梁长再增加一倍，同时在梁端施加固定端约束来模拟边柱对钢梁的固端约束作用，计算结果见图 3.15，其中 1 代表双半跨单柱型节点，2 代表双跨三柱型节点。

从计算结果可看出，无论是跨高比为 10 还是 20 的节点，在节点梁柱子结构承载初期的梁抗力机制为主的节点曲线吻合良好；在随着悬链线抗力机制逐渐发展的阶段曲线的趋势一致。

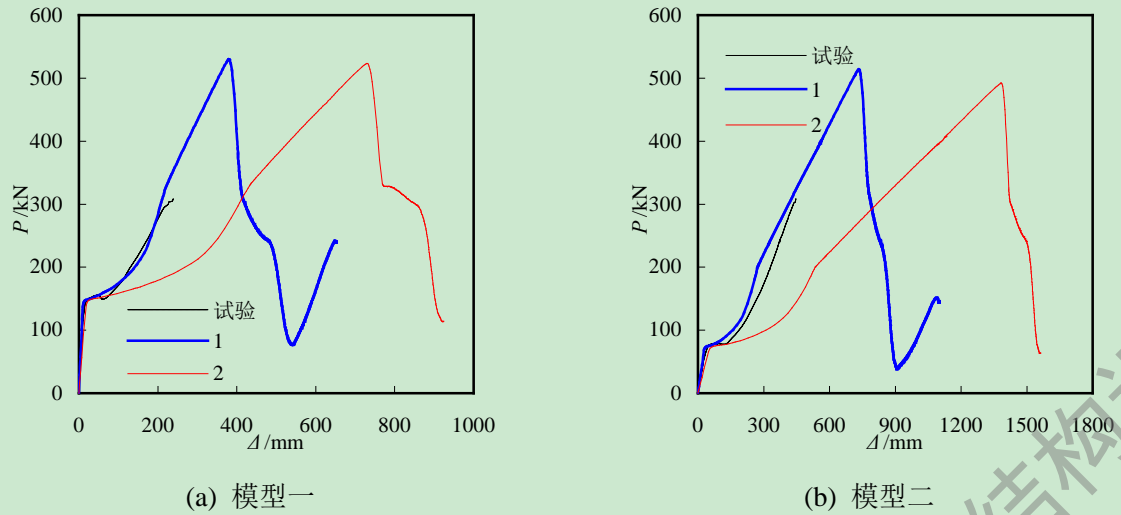


图 3.15 试验结果与有限元计算曲线对比

承载力以及极限位移数据对比见表 3.1，受弯承载力和极限承载力区别较小，双跨三柱型节点的极限承载力对应的极限位移基本是双半跨单柱型节点的二倍。可见采用双半跨单柱型节点与双跨三柱型节点在承载力是一致的，在位移上相差两倍，这是由于对竖向位移起控制作用的是梁的跨度，当梁跨度增加一倍时，发生竖向位移的刚度即减小一倍，即承载力相同时，位移需增加一倍。

表 3.1 节点模型计算结果对比

对比数据	模型一	模型一差值	模型二	模型二差值
梁机制承载力	(137.006kN)139.816kN	2.01%	(71.1641kN)71.1324kN	0.05%
悬链线机制承载力	(529.811kN)523.213kN	1.26%	(513.804kN)491.701kN	4.3%
极限位移	(378.946mm)730.915mm	48.15%	(734.839mm)1384.35 mm	46.92%

说明：括号内为双半跨单柱型节点数据，括号外为双跨三柱型节点数据

王伟等(2012)^[70]完成 2 个圆管柱-H 型钢梁外环板节点的梁柱子结构试件抗连续倒塌试验，节点分别为全焊连接和栓焊连接，节点模型都为双半跨单柱型节点，试验中全焊节点的破坏是从梁柱连接处的钢梁截面下翼缘开始发生断裂，裂缝逐渐延伸至腹板进而到达上翼缘。

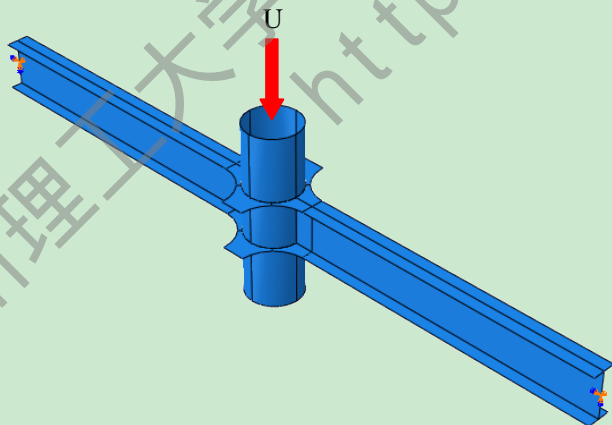


图 3.16 有限元计算模型图

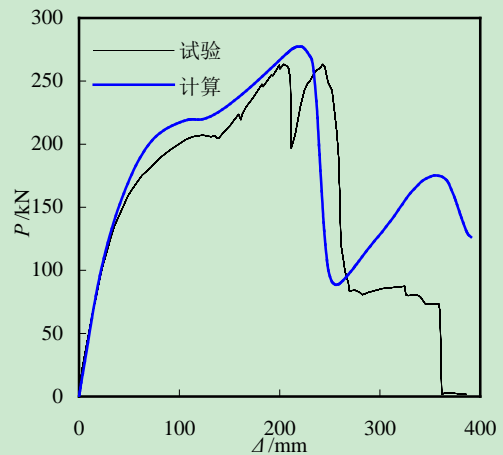


图 3.17 试验结果与有限元计算曲线对比

本文选择全焊连接的梁柱子结构节点模拟，有限元模型中钢梁以及钢柱均采用 S4 单元建模，采用竖向位移控制加载，钢梁两端采用铰接边界条件，来模拟反弯点，计算模型如图 3.16 所示。提取中柱节点竖向位移 Δ 以及结构的承载力 P ，试验结果与有限元计算结果曲线对比如图 3.17 所示，可见两者吻合良好。

3.6.2.2 钢筋混凝土节点

文献[78]在 2013 年 6 月公布了由清华大学陆新征教授完成的钢筋混凝土节点连续性倒塌试验，该钢筋混凝土节点为带板的主次梁连接节点。

有限元模型中混凝土采用 C3D8 单元，钢筋采用 T3D2 单元，边界条件与试验一致，采用竖向位移控制加载，计算模型如图 3.18 所示。提取节点竖向位移 Δ 以及结构的承载力 P ，试验结果与有限元计算结果曲线对比如图 3.19 所示，可见两者吻合良好。

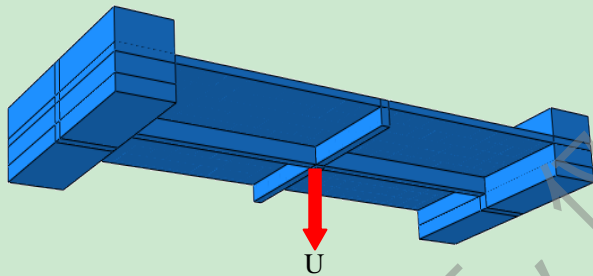


图 3.18 有限元计算模型图

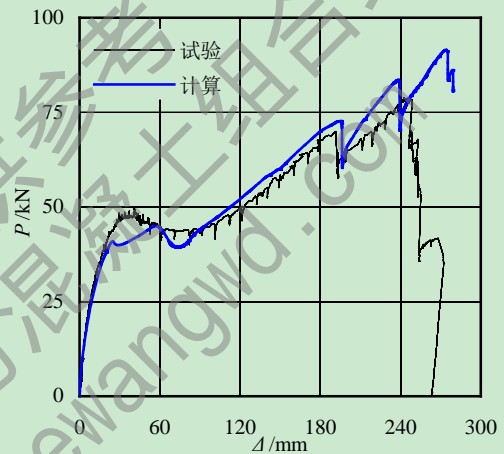


图 3.19 试验结果与有限元计算曲线对比

3.6.3 多尺度算例

3.6.3.1 工字形钢梁

计算模型选择工字型截面的简支钢梁，梁上翼缘作用 300kN/m^2 的均布面荷载；钢梁材料特性：弹性模量 $E=206000\text{MPa}$ ，泊松比 $\mu=0.3$ ，屈服强度 $f_y=345\text{MPa}$ 。钢梁尺寸为： $300\times 200\times 12\times 8\text{mm}$ 计算模型简图如图 3.20 所示。

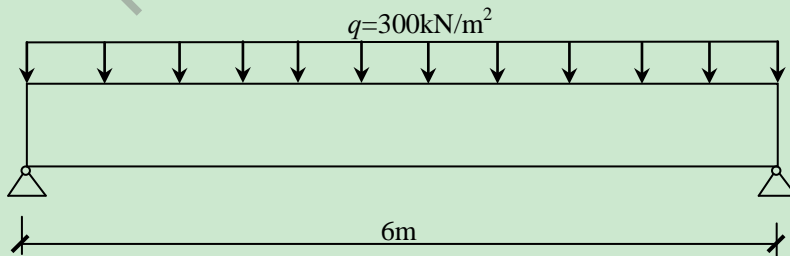


图 3.20 工字形钢梁计算模型简图

为使多尺度模型的计算内力有参考标准，故工字型钢梁算例采用弹性计算分析，将计算的内力值与力学解析解对比。为直观对比变形，分别采用两种建模方法。

(1) 实体建模：工字钢梁全部采用 C3D8 单元建模；荷载形式为取面荷载，施加到钢梁的上翼缘表面；

(2) 多尺度模型：在梁支座段向内各取 1m 长度采用 C3D8 单元建模，中间 4m 采用第二章的纤维梁单元建模；荷载在实体单元部分与方法 1 建模一致；而在梁单元部分要先把面荷载转为线荷载 60kN/m。实体单元与纤维梁单元之间采用 Coupling 约束连接类型，选取其中的运动耦合的方式，从而实现梁单元和实体单元之间的自由度协调和变形以及内力协调。

最终变形图以及 Mises 应力云图比较如图 3.21 所示，可见实体单元模型和多尺度模型变形一致，而且 Mises 应力也吻合良好。多尺度模型的弯矩云图如图 3.22 所示，对比多尺度模型计算结果力学计算结果，见表 3.2 所示，多尺度模型计算解与解析解结果基本一致。可见采用多尺度连接也可实现较高精度的模拟计算。

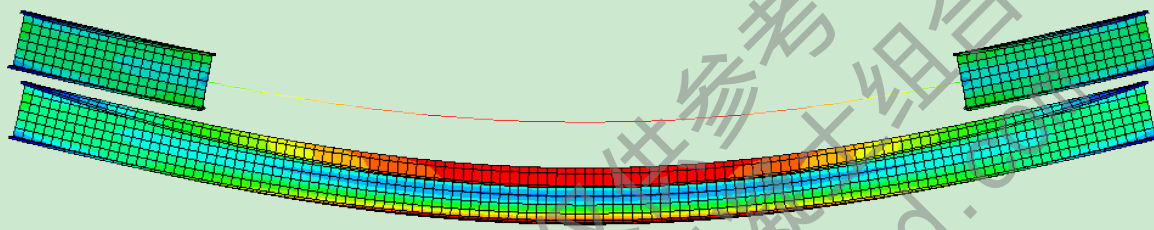


图 3.21 Mises 应力云图 (变形放大系数: 5)

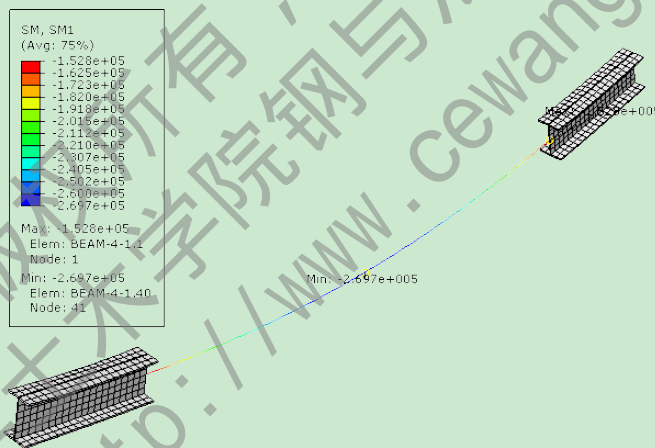


图 3.22 截面弯矩云图 (变形放大系数: 5)

表 3.2 弯矩对比

位置	数值模拟解	力学解析解	误差
跨中	269.7kN·m	270kN·m	0.11%
连接处	152.8kN·m	150kN·m	1.87%

在计算时，利用同样的计算平台和相同的计算能力，对比所采用的两种不同建模方式时的计算时间。实体单元模型计算时间为 13s，多尺度模型计算时间为 9s，两者相差 4s。虽然时间差别不大，但如果把多尺度模型这一建模方法应用到单元以及节点数目更多的框架结构中，即可很明显地体现出计算效率高的优点。

3.6.3.2 钢管混凝土轴压短柱

Hu 等^[118]完成一批钢管混凝土轴压短柱试验研究，分别选择 1 根圆形截面 CU-40 和方形截面 SU-70 的钢管混凝土轴压柱进行算例验证。有限元模型分为参数化建模生成的精细单元模型、纤维梁单元模型以及多尺度模型。多尺度模型是一半模型取为精细模型，一半取为纤维梁单元模型，模型如图 3.23 所示。

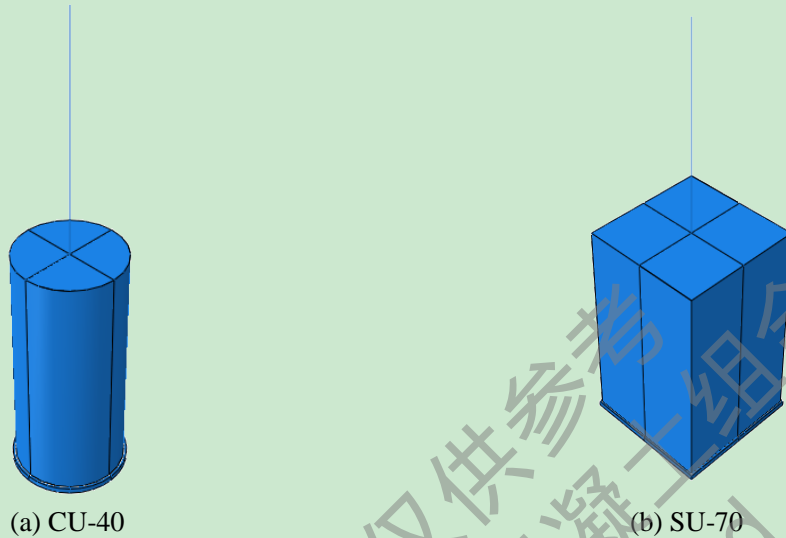


图 3.23 钢管混凝土轴压柱多尺度模型

计算结果如图 3.24 所示，可见采用多尺度模型计算结果与试验结果吻合较好，同时其它两种模型也达到良好的模拟效果。采用同样的计算平台，对比计算时间，构件 CU-40 采用精细模型、纤维模型和多尺度模型的时间分别为 216s、12s、129s；构件 SU-70 相应的时间分别为 661s、12s、415s。可见采用多尺度模型的计算时间小于实体模型的计算时间，也可达到与之相同的计算精度。

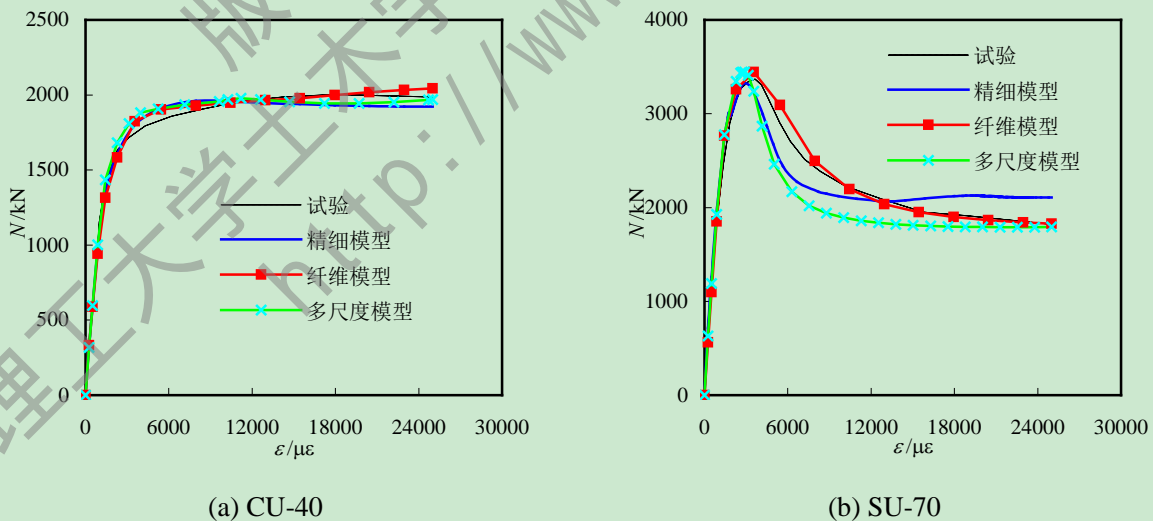


图 3.24 试验结果与有限元计算曲线对比

3.7 本章小结

本章主要介绍了在有限元软件 ABAQUS 中建立钢管混凝土柱-钢梁环板式节点有限元模型的关键问题，并对有限元模型进行相关的算例验证。主要工作如下：

(1) 分别从单元类型、材料模型、接触定义、边界条件与荷载以及网格划分等方面介绍了精细有限元模型的建模方法。

(2) 将钢管混凝土柱-钢梁环板式节点分解为钢管混凝土柱、钢梁和环板三部分，结合 ABAQUS 平台提供的二次开发接口，编写了钢管混凝土柱和钢梁的参数化建模程序，可提高建模效率。

(3) 介绍了多尺度模型的意义和建模要点，并对在 ABAQUS 中实现多尺度连接的方法进行了说明。

(4) 选取钢管混凝土柱-钢梁环板式节点试验。验证本文对于钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的建模方法；选择钢节点和钢筋混凝土节点抗连续性倒塌试验，验证本文中节点抗连续性倒塌研究的几何模型选取；以钢梁和钢管混凝土轴压柱作为模拟对象，验证了多尺度建模方法。将有限元计算结果与试验结果进行比对，结果发现，有限元计算曲线以及破坏形态与试验结果吻合良好。说明本章中介绍的有限元建模方法可运用到钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的分析研究中。

第 4 章 基于精细单元的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点 抗连续倒塌性能分析

4.1 引言

在框架结构中，节点是连接梁和柱的关键部位，其作为框架结构的传力枢纽对结构的整体受力行为起至关重要的作用，已有的钢管混凝土柱-钢梁框架结构的抗连续性倒塌非线性动力分析中，发现移除竖向支撑柱后，节点区会发生竖向的振荡，对周边相连的梁柱构件形成拉结作用^[41]。框架中的节点在结构体系中受到其他构件的约束和影响，节点区域自身的受力和变形也会影响到整体框架的性能。在结构的连续性倒塌中，当柱失效后，与失效柱相连的节点则会出现很大的位移以及变形，该位移和变形会拉结梁进行不均匀荷载的分散，使荷载和内力重分配。其中悬链线抗力机制的产生和发展要以节点连接完好为前提。

本章根据相关结构设计规范，设计了一榀钢管混凝土平面框架，从中选取中柱节点进行数值分析。在第三章建立的有限元模拟基础上，选择精细单元，对钢管混凝土柱-钢梁环板式组合节点的抗连续性倒塌能力进行分析研究。

4.2 计算模型设计

根据《钢管混凝土结构技术规程》(CECS:2012)^[128]设计一榀 9 层 4 跨的平面框架，跨度为 6.6m，底层层高为 4.2m，其它层层高为 3.6m。框架模型见图 4.1。

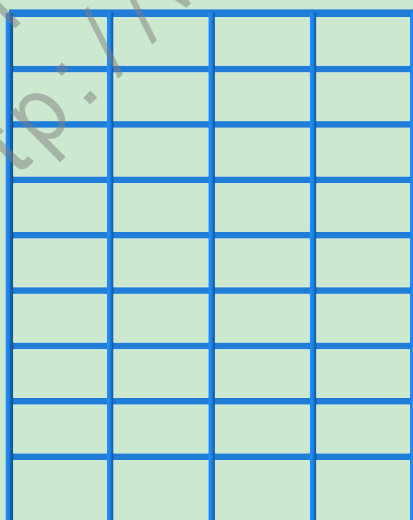


图 4.1 框架模型图

对于梁柱的尺寸选择见表 4.1 所示，1-4 层梁柱尺寸与 5-9 层梁柱尺寸不同，并根据钢管混凝土柱的截面形式进行区别。框架中钢梁与钢管的屈服强度为 345MPa，混凝土

土选取为 C40。楼面恒荷载为 6.5kN/m^2 、活荷载为 2.0kN/m^2 ；顶层恒荷载为 6.0kN/m^2 、活荷载为 0.5kN/m^2 。

表 4.1 框架梁柱截面尺寸表

	圆-1-4 层/mm	圆-5-9 层/mm	方-1-4 层/mm	方-5-9 层/mm
钢管混凝土柱	500×12	450×10	500×500×12	450×450×10
钢梁	450×250×12×16	400×200×8×13	500×300×12×16	450×200×9×14

本章的节点抗连续性倒塌分析模型选取底层中柱节点作为典型节点试件，如图 4.2 所示。其钢梁取为跨中反弯点之间的半跨度，考虑到竖向荷载作用下，柱没有水平位移，基本呈竖向刚体运动，因此柱计算单元的柱长取为底层层高的一半，即为 2.1m。节点模型的具体尺寸如表 4.2 所示，柱截面含钢率为 0.1(含钢率为 $\alpha_s=A_s/A_c$ ，其中 A_c 为核心混凝土横截面面积， A_s 为钢管横截面面积)，轴压比为 0.6。对于外环板节点和环板穿心节点，将相同截面的节点环板总宽度保持一致。

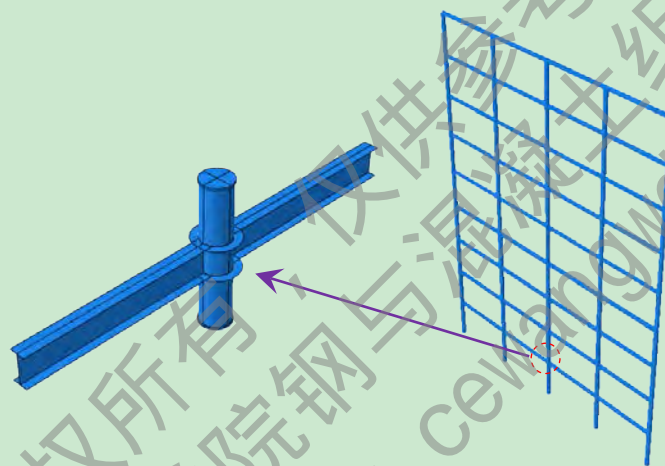


图 4.2 典型节点示意图

表 4.2 典型节点信息

节点形式	编号	柱截面/mm	钢梁截面/mm	外环板/mm	内环板/mm	混凝土强度/MPa	钢材强度/MPa	
圆	外环板	CJ-O	500×12	450×250×12×16	125	0	40	345
	环板穿心	CJ-P	500×12		50	75		
方	外环板	SJ-O	500×12	500×300×12×16	150	0	40	345
	环板穿心	SJ-P	500×12		60	90		

4.3 典型节点抗连续倒塌分析

4.3.1 典型节点抗连续倒塌承载力计算

根据第三章介绍的基于精细化单元的有限元模型建模方法，建立本章所需分析的节点抗连续性倒塌模型，对典型节点进行非线性静力分析。通过对节点在竖向的静力推覆，提取节点竖向承载力 P 以及竖向位移 Δ ，从而得到节点的抗连续性倒塌能力，见图 4.3。

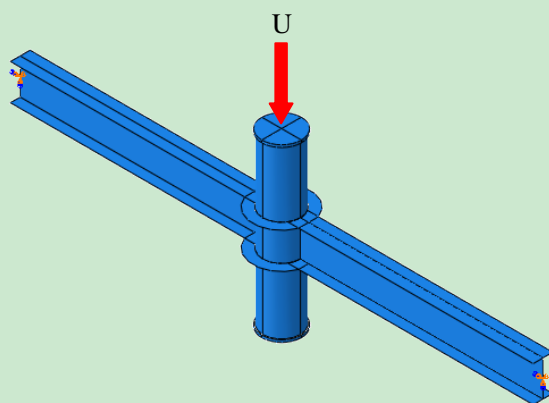


图 4.3 非线性静力分析示意图

节点计算有限元模型如图 4.4 所示，外环板节点与环板穿心节点主要区别是将外环板节点的外环板向钢管内移，从而形成环板穿心节点。

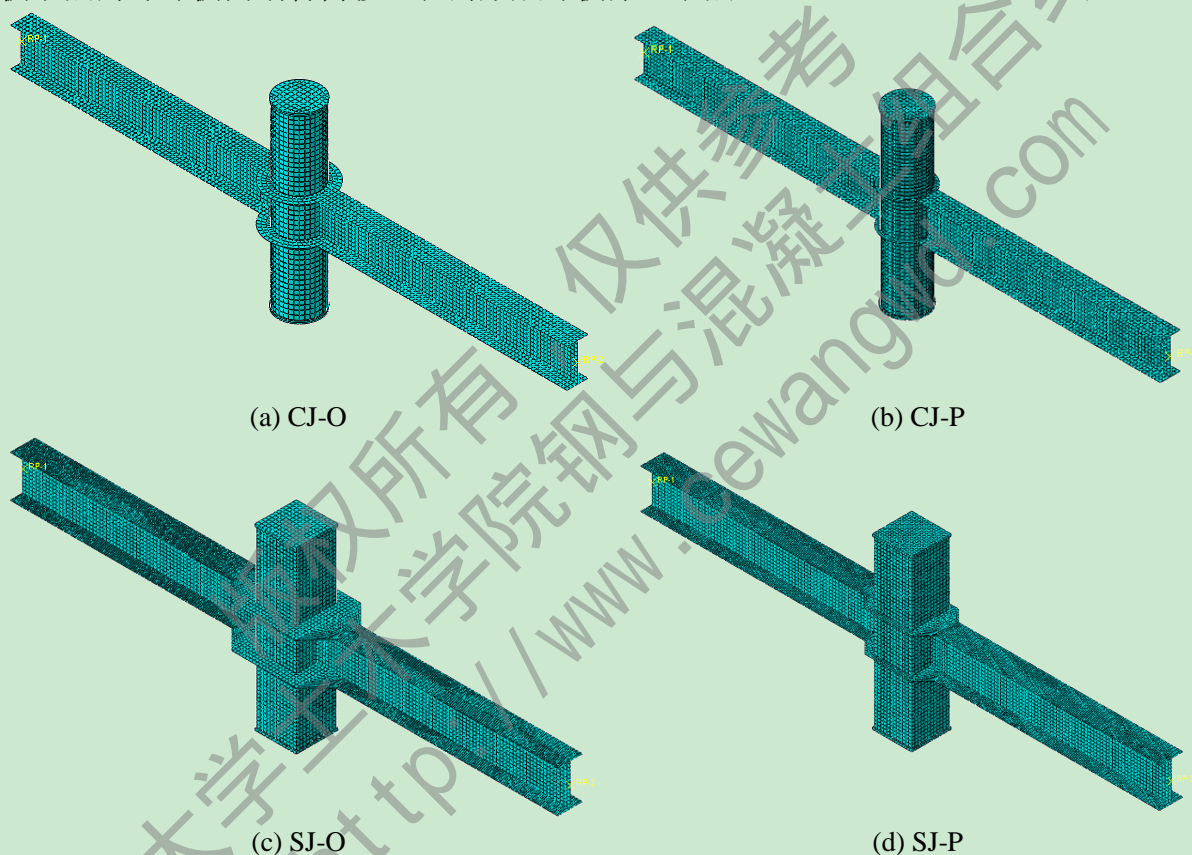


图 4.4 典型节点有限元模型

对本章设计的 4 个典型节点进行分析，得到其相应的 $P-\Delta$ 曲线，见图 4.5。从图中可见，典型节点的曲线整体趋势一致，在承载力以及相应的竖向位移表现出一定差异性。其中外环板式的节点的抗连续性倒塌性能表现好于环板穿心节点。

从图 4.5 可发现：相同截面的典型节点的 $P-\Delta$ 曲线在达到极限承载力之前的表现较为相似，而在后期的承载力区别较大。由于圆形截面节点的钢梁高度小于方形截面，所以在受载初期，方形截面典型节点的刚度和承载力均大于圆形截面典型节点。对比环板对承载力的影响发现，外环板和环板穿心节点在达到第二个极限承载力之前表现相同，在此之后，外环板节点的抗连续性倒塌能力均高于环板穿心节点。

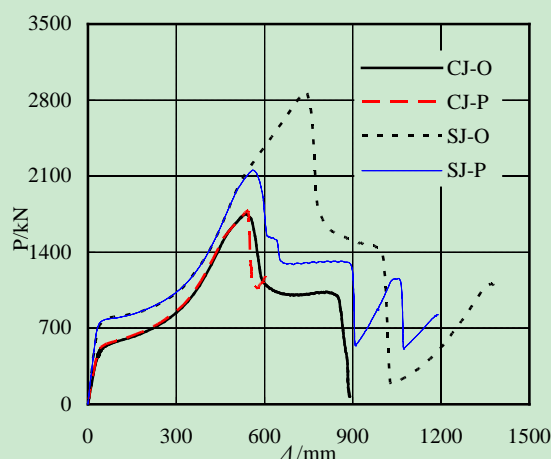


图 4.5 典型节点 $P-\Delta$ 曲线

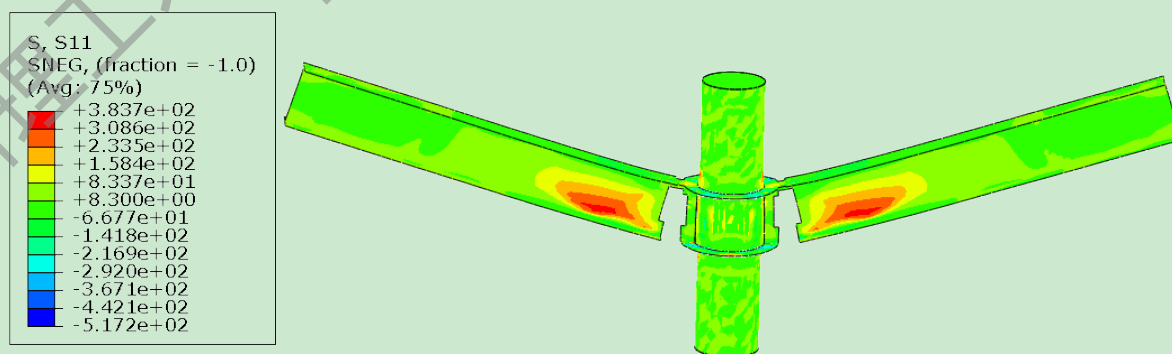
4.3.2 典型节点破坏形态分析

为更好地表现节点的破坏形态，本章通过钢材的发生断裂时所对应的应变作为节点的失效依据，文献[128]中对钢材的要求是应有明显的屈服平台且伸长率不应小于 20%，根据本文有限元计算选择的 Esmaily-Xiao 钢材模型，该模型可较好的反映钢材的软化特性，因此将钢材的失效应变定为 0.35。

节点在竖向荷载作用下，提取节点的破坏形态以及钢梁轴向的应力 S_{11} 分布，见图 4.6。从图中可看出节点的破坏都发生在钢梁与环板的连接处，且都是从钢梁的下翼缘开始发生断裂，随着节点竖向位移的增大，裂缝不断向上发展，从下翼缘延伸到腹板进而到上翼缘部分。当断裂在钢梁下翼缘开始向上延伸时，节点的承载力基本达到峰值，进而承载力出现急速下降。当断裂超过钢梁腹板的中轴时，承载力基本已经耗尽。

图 4.6 反映了节点区水平向的应力分布，钢梁中的应力普遍较大。从下翼缘受拉开始，应力最大值逐渐从下翼缘向上翼缘方向移动，导致钢梁与环板连接部位发生屈服。同时在节点区，由于柱的失效导致节点下坠，使得钢梁对钢管产生拉结作用，从图 4.6 可看出节点区的钢管都呈外凸状，在钢梁腹板与钢管壁的连接位置处，钢管壁应力较大。

从该分析中可知，如果提高钢材的延性，则可延缓节点的破坏，从而提高节点以及结构的抗连续性倒塌的能力。



(a) CJ-O

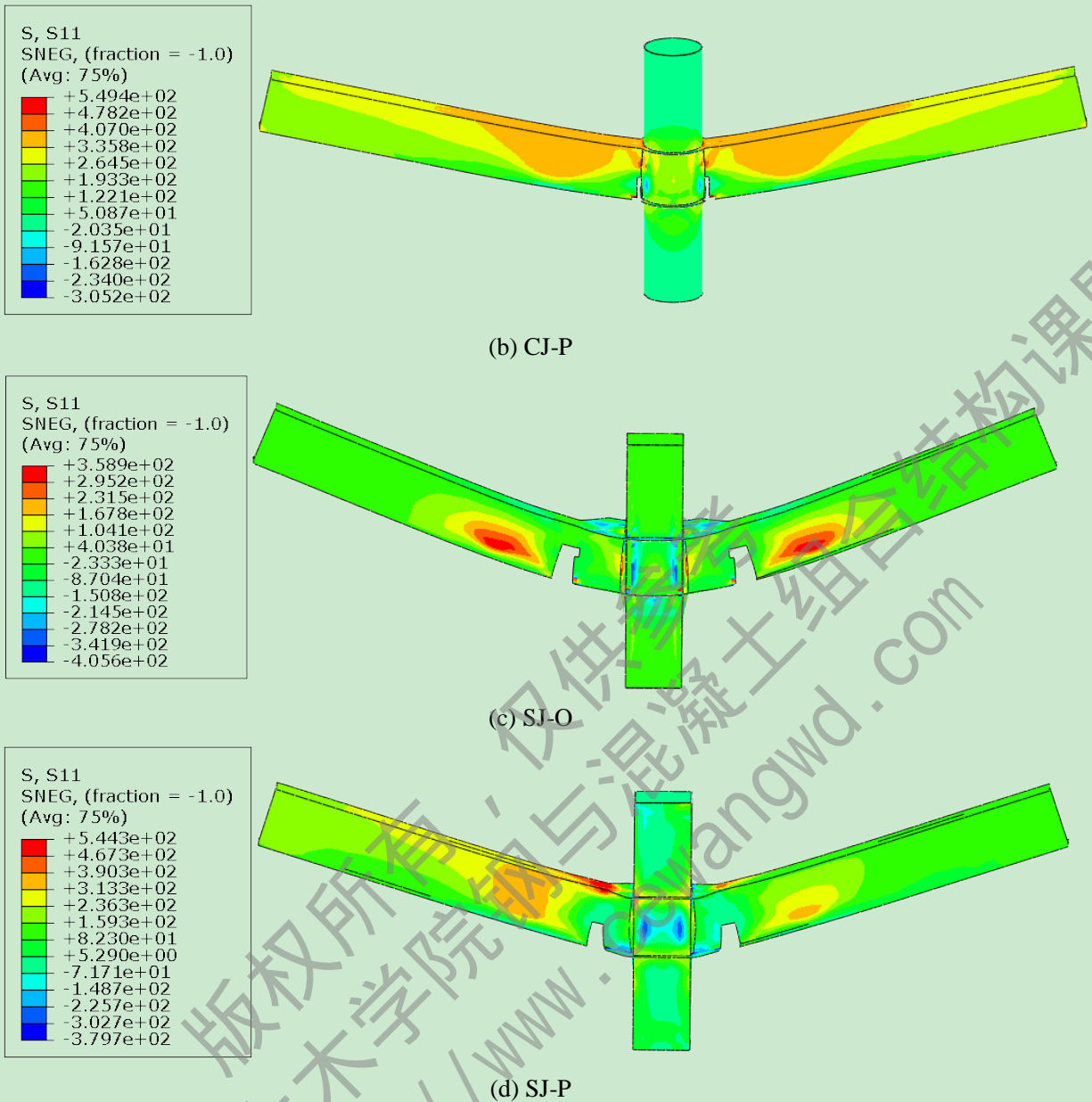


图 4.6 典型节点破坏形态及 S11 应力云图

环板位置处的混凝土的塑性应变矢量图如图 4.7 所示，钢管壁以及节点环板在钢梁下翼缘位置沿 X 轴(钢梁轴线方向)对混凝土产生拉结作用，在上翼缘位置沿 X 轴方向产生挤压作用；在 Z 轴(钢梁轴线水平面内的垂直方向)由于钢管的变形及其对混凝土的约束作用，使得内部混凝土在该方向受压。

对于圆形截面，混凝土 X 向塑性拉应变主要集中在外环板位置处，且沿 X 向中轴分布，环板穿心节点 X 向塑性拉应变更集中于混凝土 X 向中轴线部位。由于钢管受拉外凸，钢管与混凝土之间会产生分离，接触部分与非接触部分的中间部位起到类似支点支撑作用，因此在该部位 Z 向塑形压应变最大。

对于方形截面，混凝土塑性应变分布对于外环板与环板穿心有明显不同。外环板节点的混凝土 X 向塑性拉应变主要集中在角部位置；环板穿心节点则主要分布在 X 向中轴线部位。外环板节点的混凝土 Z 向塑性压应变分布也主要集中在角部位置；环板穿心

节点则在混凝土外边缘分布，相比外环板节点分布趋势有一定的分布性，这是由于穿心部分的环板将内力更均匀的传递到混凝土中。

从上述分析可知环板穿心节点中由于内部环板和混凝土之间的作用，使得混凝土的参与度更大，因此对混凝土受力性能影响大于外环板节点，这一点也在有限元计算中，混凝土的受拉性能对计算的收敛性产生较大影响的现象中得到验证。

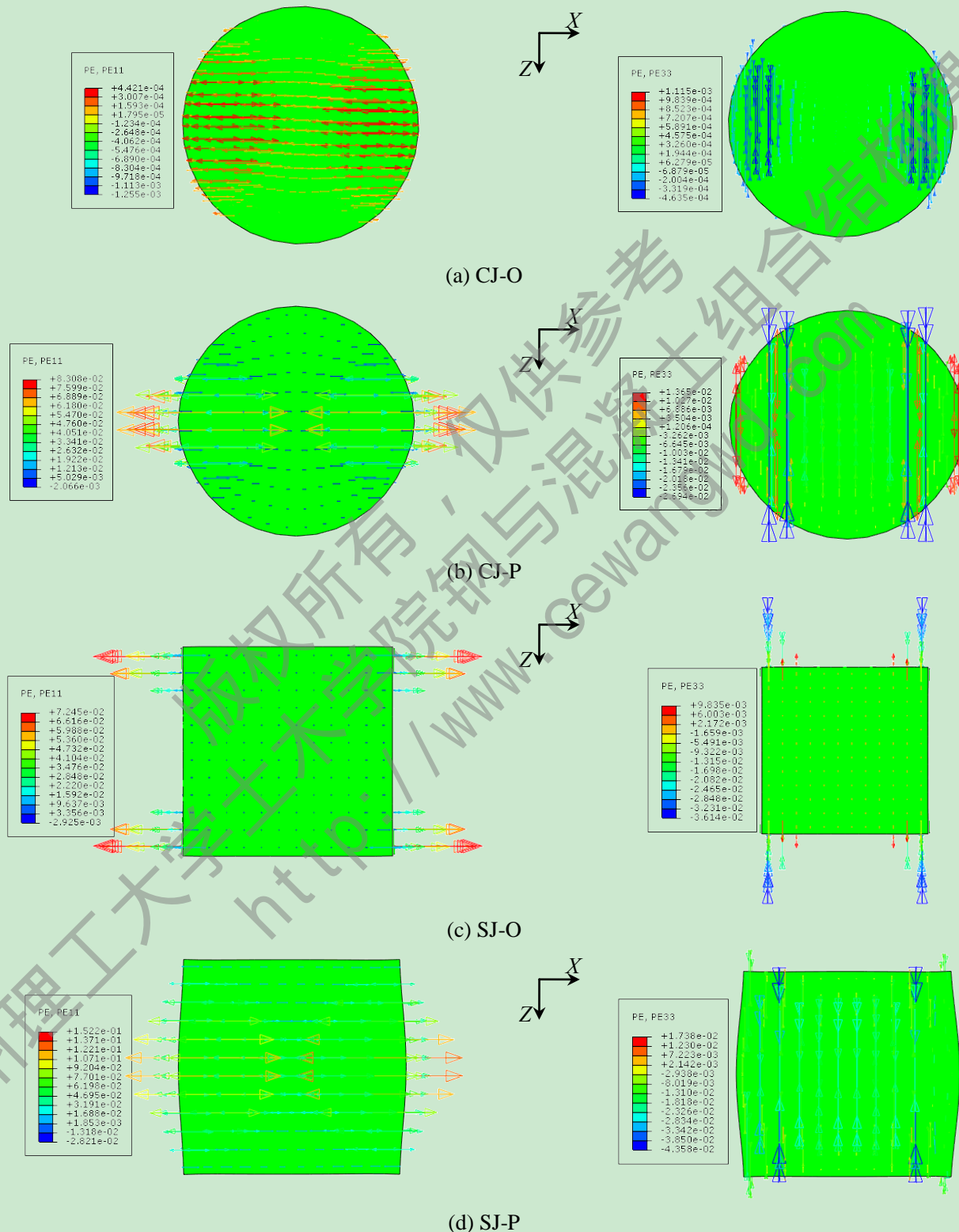


图 4.7 混凝土塑性应变矢量图

4.3.3 典型节点抗连续倒塌抗力机制分析

典型节点从钢梁与环板的连接处开始,将钢梁左右各4等分,从而可分别得到5个测点,其中两边测点为支座处,最中间两个测点为节点与环板的交界处。通过测量测点的竖向位移即可得到钢梁的变形趋势,根据节点竖向位移,分为6个时刻提取位移,以CJ-O节点为例,即节点竖向位移为50mm、250mm、500mm、600mm、700mm、890mm。其位移值的分布如图4.8所示。

从图4.8中可看出,节点区(图中最中间两点区域)的钢管混凝土柱以及环板的竖向运动形态类似刚体运动,在节点竖向位移为50mm时,可看出钢梁呈现曲线形态,此时的受力机制为梁机制,即通过钢梁抗弯受力;之后随着节点的竖向位移增大,钢梁受拉伸作用,成为直线形态,此过程中受力机制即为悬链线抗力机制。

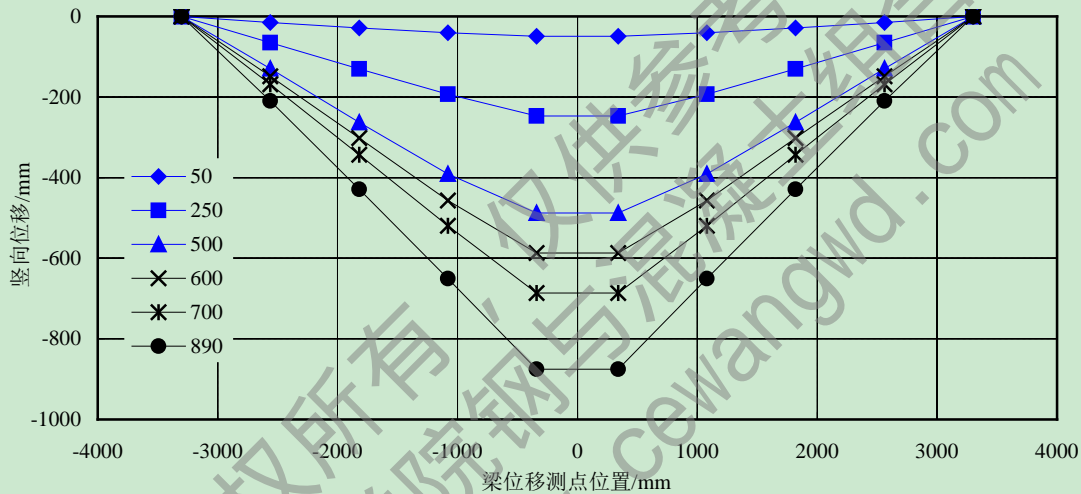


图4.8 CJ-O节点竖向位移分布图

结合图4.5可看出钢管混凝土环板节点的抗连续性倒塌的性能曲线,将其归纳为三个阶段,如图4.9所示,OA阶段为梁机制阶段,主要由梁的抗弯能力提供抗连续性倒塌的能力;AB阶段为混合机制阶段,此时钢梁的抗弯能力逐渐减小,而抗拉能力逐渐增大;BC阶段为悬链线机制阶段,该阶段主要由梁的抗拉能力提供抗连续性倒塌能力;通过破坏形态发现,当节点竖向位移达到C点位置以后,钢梁在与环板的连接部位会发生断裂。CD阶段为破坏阶段,同时裂缝不断向上翼缘延伸。因此A、B、C三个拐点即为抗力机制分布的三个分界点。

需要注意的是,在典型节点受力过程中,钢管与钢梁腹板连接完好,钢管均发生外凸,这一点充分保证了悬链线机制的充分发挥,因此节点的连接可靠性,尤其是腹板与钢管之间的连接,则直接决定悬链线机制能否充分发挥其抗力机制。

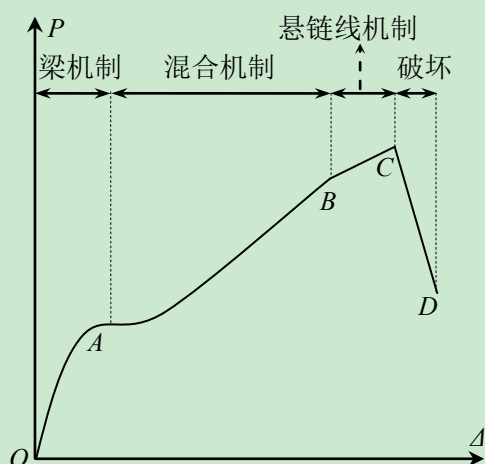


图 4.9 典型节点抗连续性倒塌抗力机制分布图

发生断裂后节点仍然存在部分抗力，因此在图 4.9 中的抗力曲线在达到 D 点之后仍然存在部分承载力，借助 ABAQUS 强大的非线性计算能力，可得到体现。本文对节点的抗连续性倒塌性能研究中，将钢梁断裂后承载力迅速降低为分界线，只研究节点在 D 点之前的抗力机制。

图 4.5 中的各个典型节点对应的梁机制承载力和悬链线机制承载力汇总见表 4.3，从表中可见，截面相同的节点，环板总宽度相同时，外环板节点的承载力比环板穿心节点的承载力高，其中方形截面的节点表现明显，这是由于圆形截面的钢管在钢梁轴线方向的承载面面积比方形截面承载面面积小。

表 4.3 典型节点承载力

	CJ-O	CJ-P	SJ-O	SJ-P
梁机制承载力(A 点)/kN	592.86	568.21	811.36	769.77
悬链线机制承载力(C 点)/kN	1781.13	1750.61	2879.5	2155.87
C 点与 A 点比值	3.01	3.08	3.55	2.80

在表 4.3 同时显示了各个节点的悬链线机制的承载力与梁机制承载力比值，其中 SJ-P 节点的比值最小，SJ-O 节点的比值最大，CJ-O 和 CJ-P 节点的比值相差较小。可见在典型节点的抗连续倒塌能力中，如果充分发挥悬链线机制的抗力作用，则可使整体的抗连续性倒塌能力得到较大幅度的提高。

根据图 4.8 得出钢梁的变形形态，进而分析节点梁柱子结构的受力形式，图 4.10 为节点的内力示意图。在节点发生竖向位移时，钢梁逐渐被拉直，与初始位置间的夹角 θ 也逐渐增大，同时在钢梁生轴力 T ，轴力的合力则可与钢梁内的剪力 V 达到竖向平衡，该剪力 V 即为节点在竖向抗连续性倒塌的抗力。

进一步取出左侧钢梁分析内力，如图 4.11 所示。其中 T_R 和 V_R 分别表示钢梁支座处的水平反力和竖向反力， T_j 、 V_j 和 M_j 分别表示钢梁与节点连接处的钢梁轴力、剪力与弯矩。其中 V_j 和 M_j 用于描述节点抗连续性倒塌中的梁机制， T_j 可用于描述节点抗连续性倒塌中的悬链线机制。

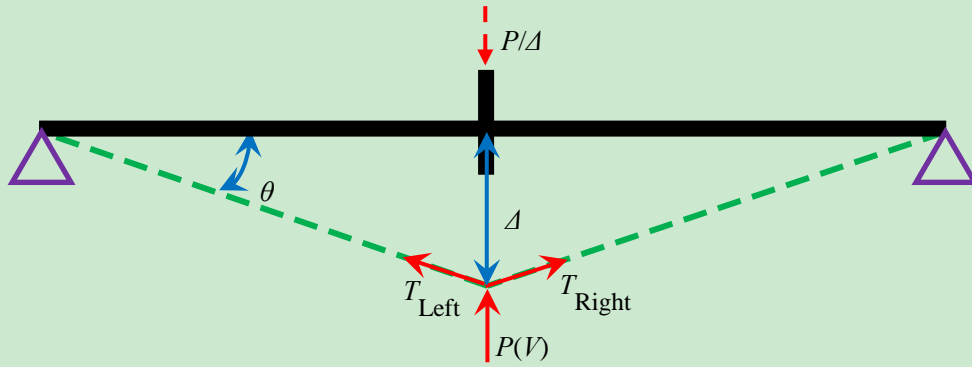


图 4.10 典型节点内力示意图

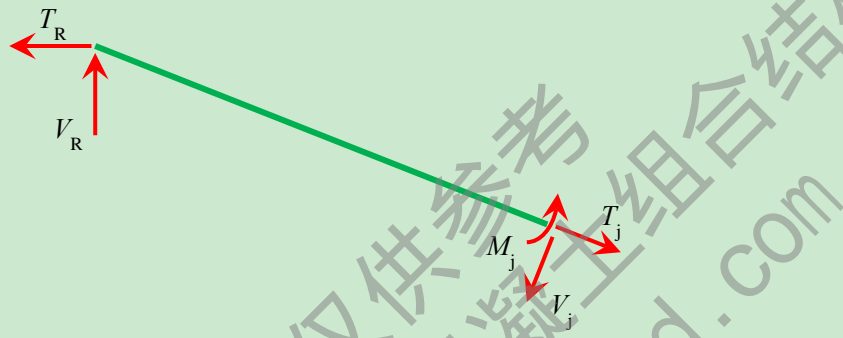
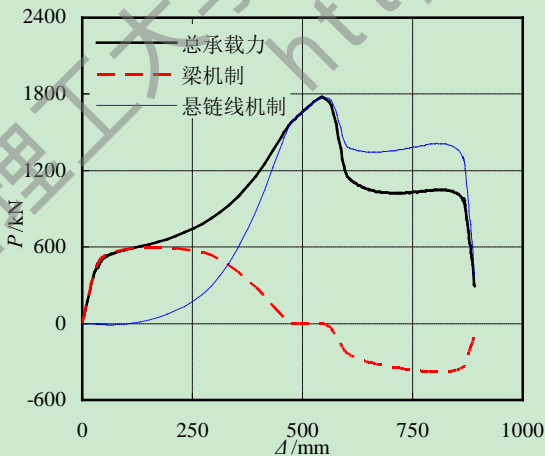


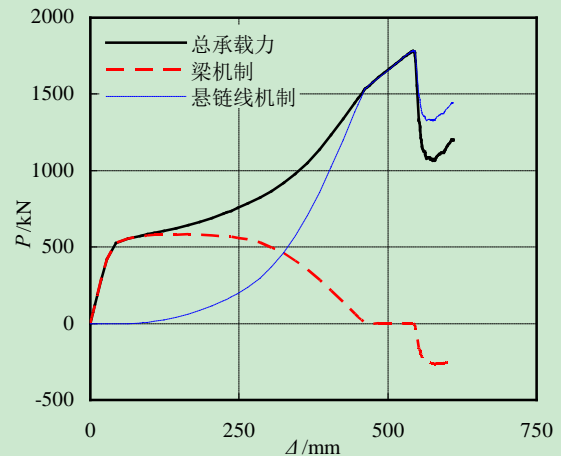
图 4.11 钢梁内力示意图

本章通过典型节点的 V_j 和 T_j 内力在竖向的分量来分别表达节点的梁机制和悬链线机制的分布规律以及承载力，图 4.12 为各个典型节点的抗力机制分布图。从图中可看出：在节点受载初期主要表现为钢梁的抗弯能力承受不平衡荷载，即通过梁机制提供抗连续性倒塌的能力。随着节点竖向位移的增加，梁机制提供的抗力逐渐减小，随之悬链线机制提供的抗力逐渐增加，该阶段即为混合机制阶段。当梁机制抗力耗尽时，悬链线机制抗力得到充分发展，直至达到节点的抗连续性倒塌极限承载力，此时由于钢梁与环板的连接处发生断裂，则悬链线机制抗力急速下降。

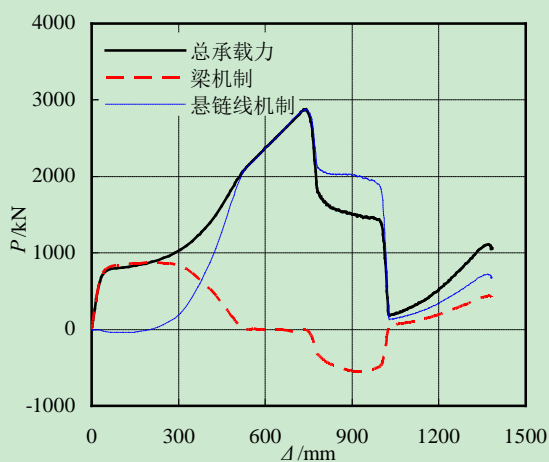
可见在整个受力过程中，梁机制和悬链线机制两者之间存在此消彼长的关系，两者共同提供了节点的抗连续性倒塌能力。



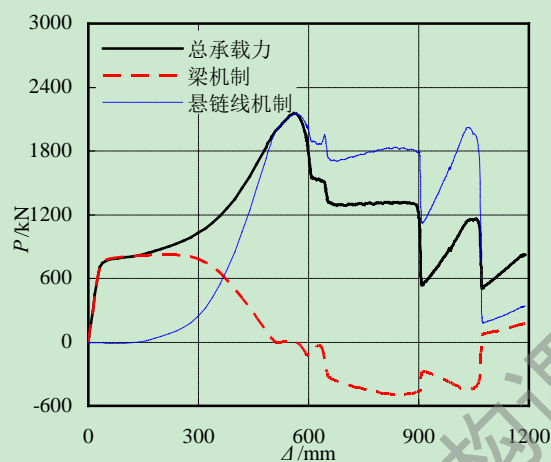
(a) CJ-O



(b) CJ-P



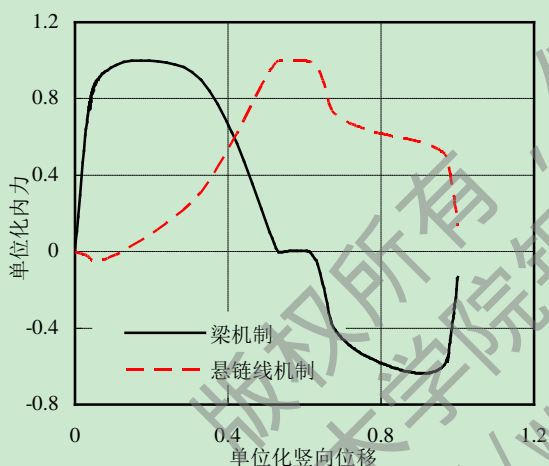
(c) SJ-O



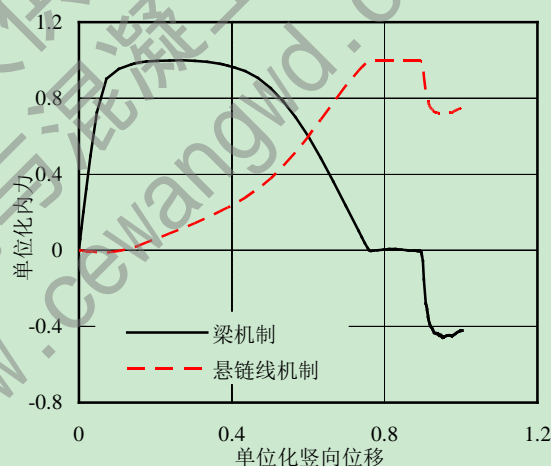
(d) SJ-P

图 4.12 典型节点抗力机制分布图

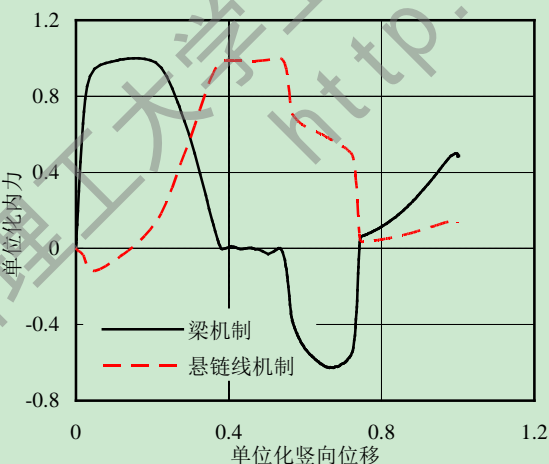
为了更好地表现两种机制间的转化关系，将节点区的钢梁内力 V_j 和 T_j 以及节点的竖向位移采用单位化的方式统一量纲进行对比。图 4.13 中各个典型节点的梁机制和悬链线机制均表现出此消彼长的现象。



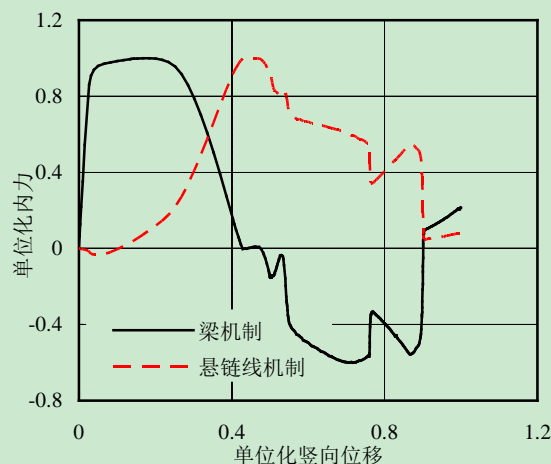
(a) CJ-O



(b) CJ-P



(c) SJ-O



(d) SJ-P

图 4.13 典型节点单位化抗力机制转换图

CJ-O、CJ-P、SJ-O、SJ-P 节点钢梁内的轴力最大值分别为：4596.36kN、4593.22kN、5410.42kN、5346.32kN，可见在钢梁内的最大轴力都达到了钢梁全截面受拉的屈服荷载。该轴力在实际结构中，通过钢梁传递到相邻跨的结构中进行不平衡内力的消散，因此发生连续性倒塌的相邻跨必须有足够的刚度承担钢梁传递的不平衡荷载，同时梁柱之间的节点还需连接可靠，这样才能保证结构由连续性倒塌引起的能量被整个框架消耗。

在图 4.13 中值得注意的是，在梁机制初期，悬链线机制的抗力均为负值，且外环板节点比环板穿心节点明显。该现象在节点抗连续性倒塌受力中表现为钢梁轴力为压力，这是由于钢梁梁端约束是以中点为基准的整个截面约束，节点发生竖向位移的初期钢梁主要承受弯矩，此时轴向变形受到约束。

钢梁下翼缘部位受拉，通过环板带动钢管逐渐外凸，脱离混凝土；上翼缘部位连同环板部分受压导致钢管挤压核心混凝土。此时钢梁截面中上翼缘承担的压应力与下翼缘承担的拉应力的绝对值相比，上翼缘位置处应力小，造成该截面处的中性轴上移，其位置高于支座中心点，形成上凸的拱形，即中性轴上移速度大于节点下坠速度。随着节点竖向位移的增大使得钢梁内产生轴压力，对支座形成外推力，该现象持续直至钢梁截面中性轴位置低于支座中心点。该现象称为压拱效应，在混凝土结构以及钢与混凝土结构的倒塌试验^[22,49]中已经得到验证，但是在钢管混凝土柱-钢梁环板节点中，压拱效应对节点的抗连续性倒塌能力影响并不突出。

以压拱效应最明显的 SJ-O 节点为例说明在钢梁与环板连接截面的轴向应力 S11 变化，图 4.14 为 S11 应力的矢量图。在(a)图显示的梁机制阶段，截面的上翼缘受压，下翼缘受拉，且上翼缘应力绝对值略小于下翼缘，因此此时钢梁内存在轴压力；(b)图显示的混合机制，该阶段内钢梁截面受压区逐渐减小，受拉区增大，中性轴不断上移；(c)图为悬链线机制阶段，此时钢梁全截面受拉；(d)图为破坏阶段，下翼缘及腹板发生断裂，截面的应力骤减，应力最大值沿截面不断上移。

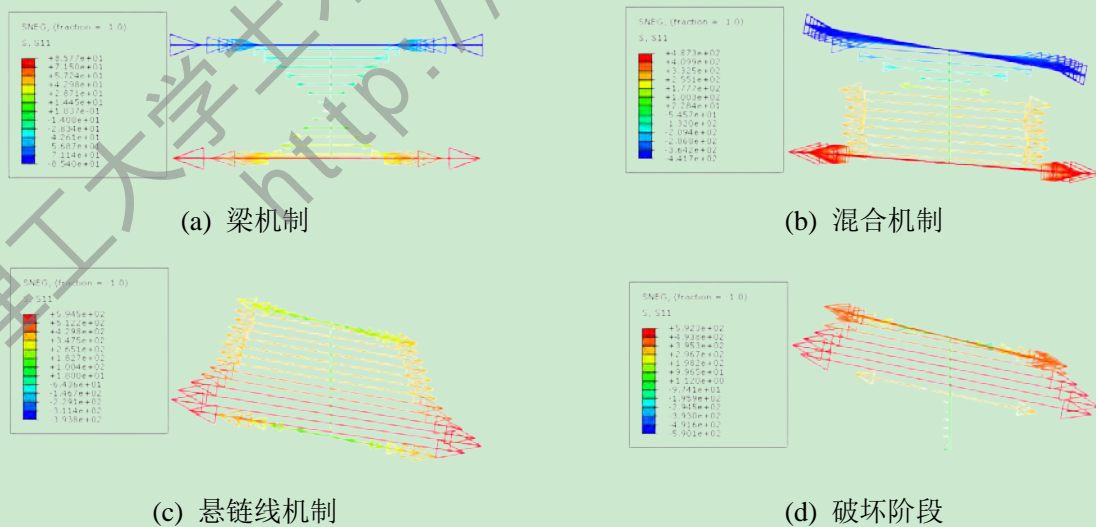


图 4.14 SJ-O 钢梁 S11 应力矢量图

4.4 节点抗连续倒塌影响参数分析

在 4.3 节中分析了钢管混凝土柱-钢梁环板式节点在竖向连续性倒塌工况的破坏形态和抗力机制。从中可发现节点的破坏主要发生在钢梁与环板的连接位置处，同时与钢梁下翼缘连接的钢管会发生外凸。根据节点抗连续性倒塌的抗力机制分布可见钢梁对节点的抗连续性倒塌能力有较大的影响，因此需对影响钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续性倒塌能力的一些因素进行对比分析。

本节在上节钢管混凝土柱-钢梁环板式典型节点的基础上，以节点的竖向承载力 P 和位移 Δ 曲线为依据，对相关的一些影响因素进行对比。这些参数包括：钢梁材料强度、钢管材料强度、核心混凝土材料强度、钢管含钢率、环板宽度、钢梁高度，前 3 个参数为材料强度参数，后 3 个为几何参数。

4.4.1 钢梁材料强度

对 4 个典型节点的钢梁材料强度进行参数分析，选择普通钢材强度 235MPa、345MPa、390MPa、420MPa 对比。图 4.15 为参数计算结果计算。

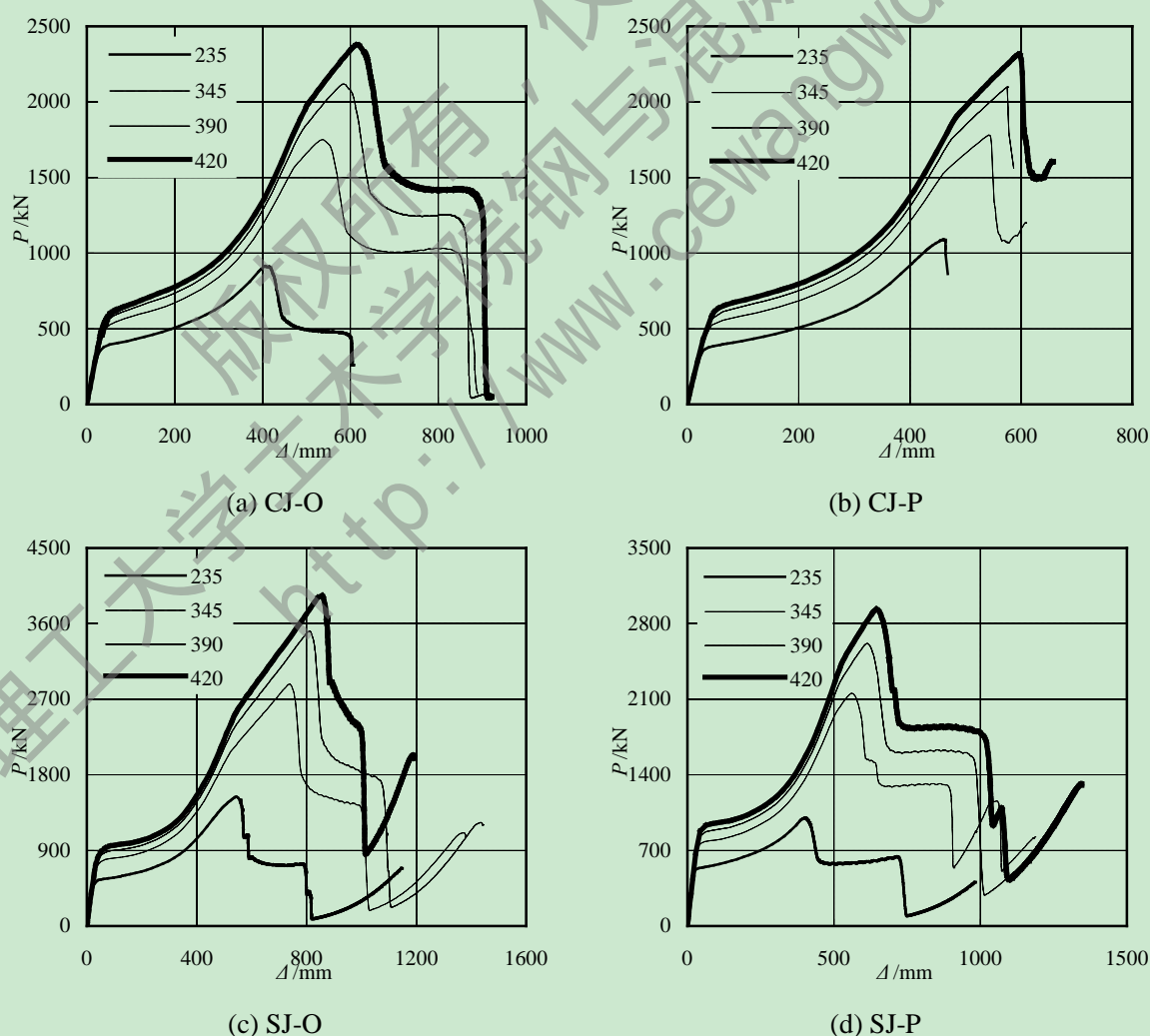


图 4.15 钢梁材料强度参数对比

从图 4.15 中可发现钢梁的材料强度对节点的抗倒塌能力有显著的影响。随着钢材强度的提高, 无论梁机制承载力还是悬链线承载力都有大幅度的提高, 同时承载力曲线的趋势一致。

4.4.2 钢管材料强度

与钢梁材料强度分析一样, 选择 4 种普通钢材强度 235MPa、345MPa、390MPa、420MPa, 对 4 个典型节点进行参数对比, 结果如图 4.16 所示。

从图 4.16 中可看出, 钢管材料强度的提高可提高节点的抗倒塌承载力。圆形截面形式的节点中, 345MPa 的承载力比 235MPa 的承载力有明显的提高, 随着钢材强度的差值减小, 这种提高逐渐不明显。而方形截面形式的节点中随着钢材强度提高承载力得到提高, 但是并没有随着钢材强度差值大小表现出较大区别。这是由于受力过程中, 钢管承受钢管壁厚方向的向外拉伸作用, 圆形截面的钢管承载面积比方形截面的面积小, 因此圆形截面的钢管承载面积部位更充分的发挥了材料性能。

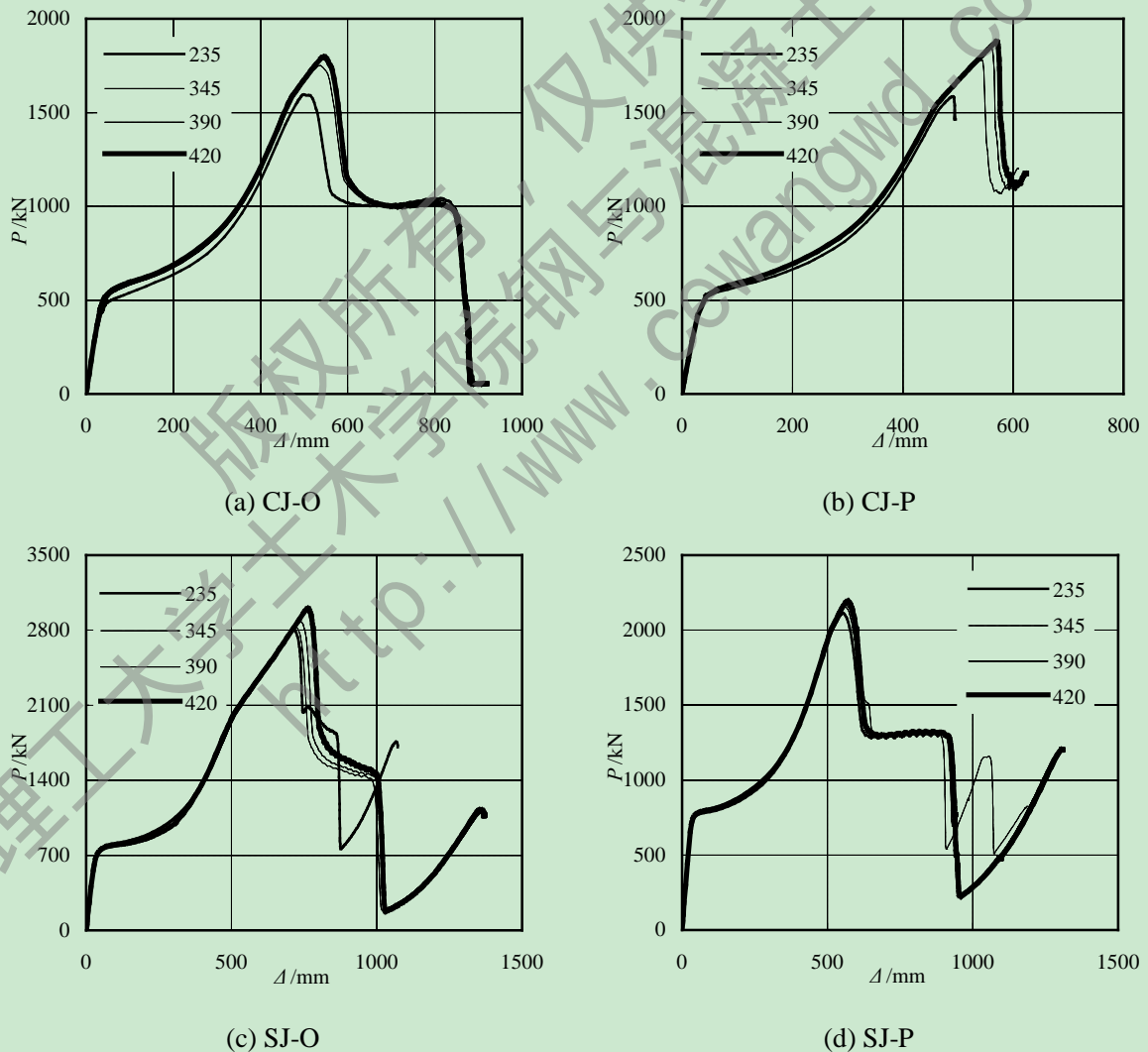


图 4.16 钢管材料强度参数对比

4.4.3 核心混凝土材料强度

在《钢管混凝土结构技术规程》(CECS:2012)^[128]中提出钢管内的混凝土强度等级不应低于 C30，因此参数分析中选择核心混凝土强度分别为 C35、C40、C45、C50。计算结果见图 4.17。

从计算结果可见，在不同的混凝土强度下，四类节点的抗连续性倒塌承载力并没有表现出明显变化。因此混凝土强度的变化并不能改善节点的抗连续性倒塌能力，其变化可以忽略不计。

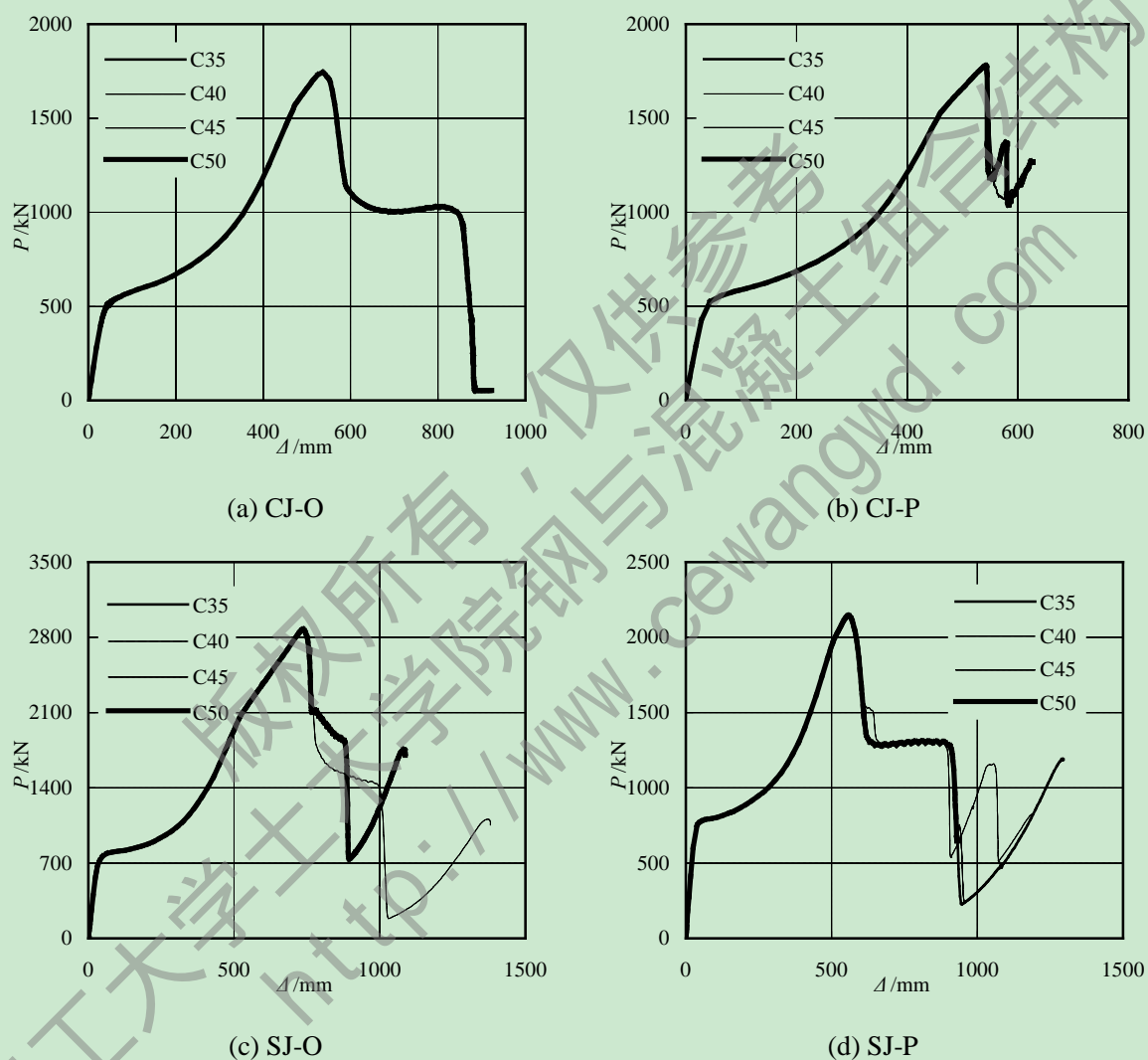


图 4.17 核心混凝土材料强度参数对比

4.4.4 钢管含钢率

钢管含钢率定义为 $\alpha_s = A_s / A_c$ ，其中 A_c 为核心混凝土横截面面积， A_s 为钢管横截面面积，通过调整钢管的壁厚来实现钢管含钢率的变化，计算结果见图 4.18。

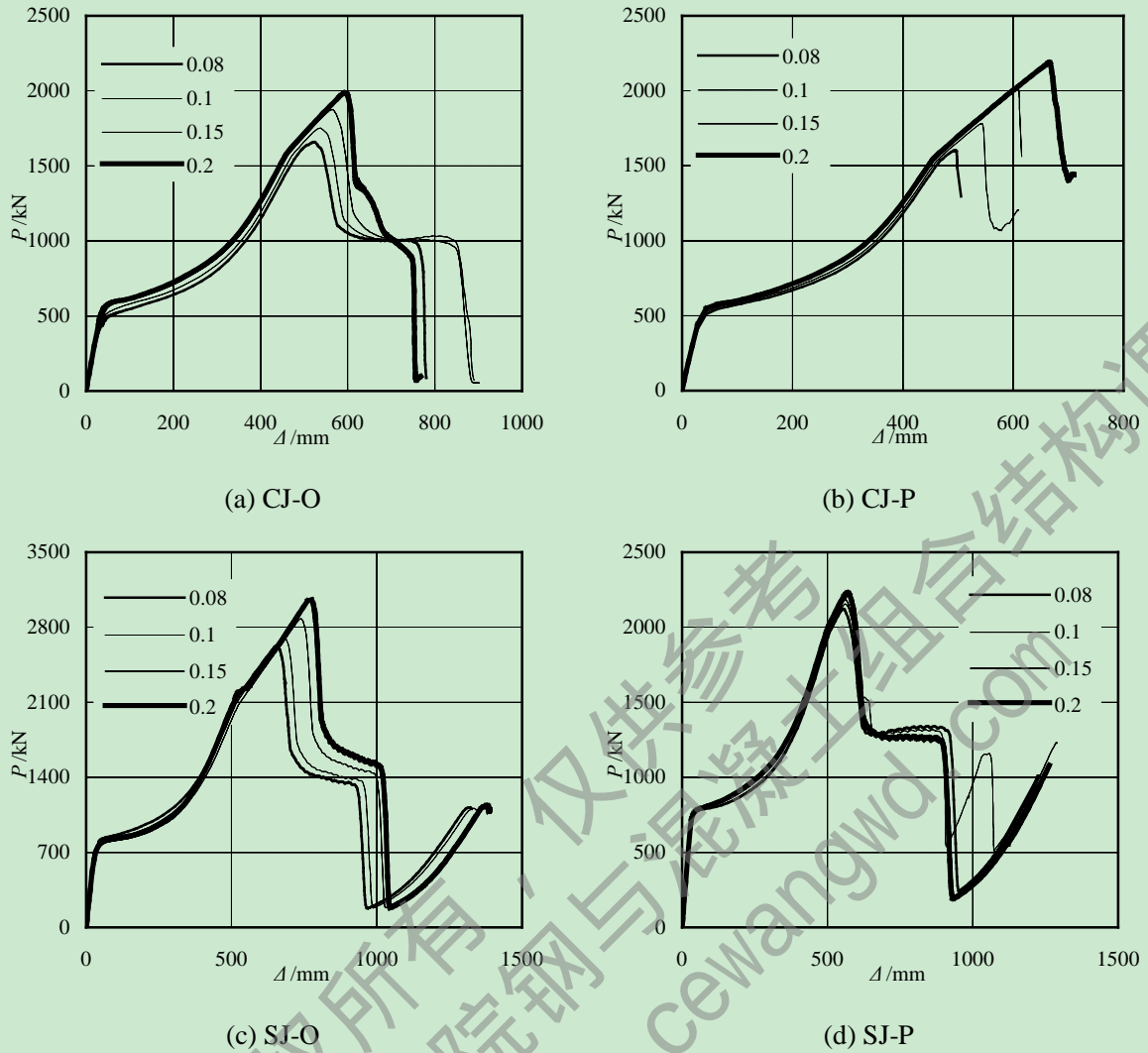


图 4.18 钢管含钢率参数对比

钢管含钢率作为钢管的几何参数与钢管材料强度的变化趋势是一致的，随着钢管含钢率的增加，节点的承载力都有所提高。在节点发生竖向位移时，随着钢梁不断发挥其悬链线效应，钢管在其壁厚方向承受拉伸作用，钢管壁厚越厚，理论上是可以不断增加节点的抗力的。但是值得注意的一点是钢材的 Z 向性，随着钢管壁厚的增加，钢管壁发生层状撕裂的可能性将增大，因此实际选择钢管壁厚时需在保证钢管的板材 Z 向性能良好的前提下再增大钢管壁厚。

4.4.5 环板宽度

环板宽度对于不同的典型节点代表不同的含义：CJ-O 与 SJ-O 的环板宽度指外环板的宽度；CJ-P 指外环宽度固定为 50mm，穿心部分的环板宽度；SJ-P 指外环宽度固定为 60mm，穿心部分的环板宽度。图 4.19 为各典型节点在环板宽度变化下的计算结果。

从计算结果可看出随着环板宽度的增加，节点的梁机制抗力和悬链线机制抗力均得到提高，尤其是外环板节点表现的明显。

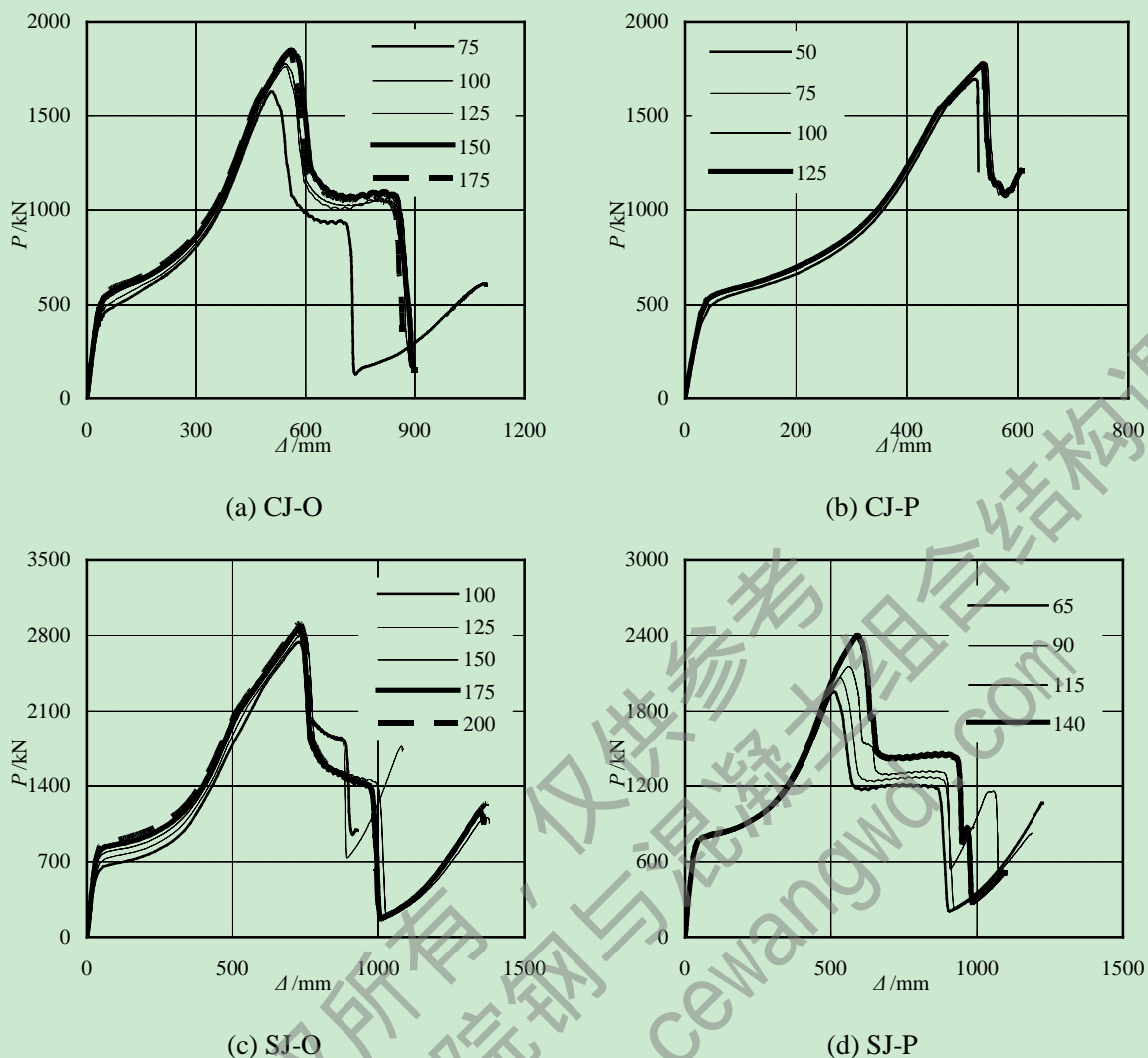


图 4.19 环板宽度参数对比

对比相同截面的节点，当外环板节点的环板宽度等于环板穿心节点的内外环板总宽度时，外环板节点的承载力高于相同环板宽度的环板穿心节点的承载力。圆形截面的节点与方形截面的节点相比，方形截面节点表现出的抗连续性倒塌能力差异较为明显。

当节点发生竖向位移时，外环板的宽度增大时，钢梁的截面惯性矩则随之增加，提供了更大的抗弯刚度和受拉的横截面面积，从而使节点的梁机制抗力和悬链线机制抗力均得到提高。当环板向内延伸形成环板穿心节点时，穿心部分的环板可使得荷载向混凝土部分传递，穿心部分环板宽度越大，与混凝土的接触作用面越大，从而使得该类节点的承载力有所提升。由于混凝土在整个承载过程中，参与度不高，所以环板穿心节点的承载力低于外环板节点的承载力。

4.4.6 钢梁高度

钢梁高度的变化体现在其截面惯性矩的变化以及所能承担的塑形极限弯矩的大小变化。在满足基本的设计要求的前提下，将典型节点的钢梁高度分别加减 25mm，进行钢梁高度的参数分析。计算结果如图 4.20 所示。

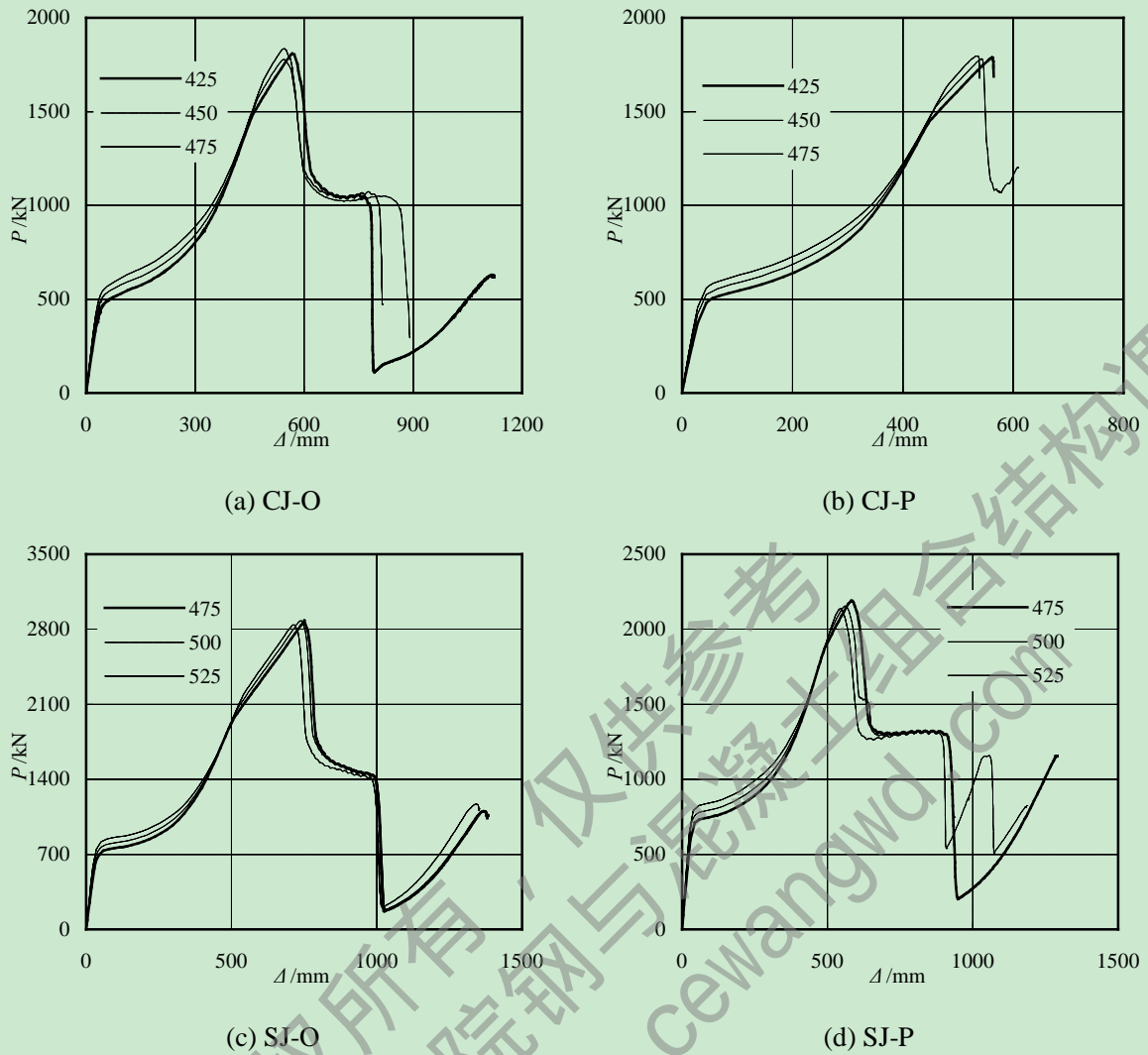


图 4.20 钢梁高度参数对比

从计算结果可看出随着钢梁高度的增加，钢梁的截面惯性矩变大，节点的抗倒塌承载力均有明显的提高。尤其是在以钢梁抗弯受力为主的梁机制阶段，承载力变化明显。在悬链线阶段中，节点的悬链线机制提供的抗力变化不明显，但是该阶段的极限承载力所对应的位移变小，这是由于梁机制和悬链线机制存在此消彼长的关系，随着钢梁高度增加，在梁机制阶段钢梁提供的抗弯能力增大，使得钢梁截面更多的部分屈服，最终在悬链线阶段钢梁截面发生断裂时对应的竖向位移变小。

4.5 本章小结

本章主要在设计的一榀 9 层 4 跨平面框架中提取底层中柱连接的节点作为典型节点，采用精细单元的有限元数值模拟方法，分别对圆形截面和方形截面的外环板以及环板穿心形式的 4 个典型节点的抗连续性倒塌能力进行分析。主要完成以下工作：

(1) 采用精细单元建模，从节点的抗连续性倒塌承载力、破坏形态分析了 4 个典型节点的抗连续性倒塌能力，研究发现典型节点的破坏均发生在钢梁与环板的连接截面处，钢梁从下翼缘开始发生断裂，逐渐延伸到腹板及上翼缘。

(2) 分析了典型节点的抗力机制分布, 将节点的抗连续性倒塌的抗力机制分为梁机制、混合机制、悬链线机制以及破坏 4 个阶段。在典型节点的受力初期主要变现为梁机制, 随着典型节点竖向位移的增大, 悬链线机制逐渐发挥作用。梁机制的抗力主要由钢梁的抗弯承载力提供, 悬链线机制的抗力则由钢梁的轴向抗拉承载力提供。梁机制抗力与悬链线机制抗力存在此消彼长的关系。悬链线的充分发挥得益于钢梁与钢管之间的可靠连接, 尤其是腹板与钢管的连接直接决定了悬链线的程度, 因此在实际节点设计中应该保证钢梁与钢管之间的连接牢固, 且节点需有良好的变形能力。

(3) 对 4 个典型节点的一些影响参数进行对比分析, 分析发现钢梁和钢管材料强度、钢管含钢率、环板宽度以及钢梁高度都对节点的抗连续性倒塌能力起到正影响, 即其参数值增大时, 节点的抗连续性倒塌能力得到提高; 但是核心混凝土的材料强度对节点的抗连续性倒塌能力的影响很小, 可忽略不计。

(4) 从典型节点抗连续性倒塌的整体表现可发现: 外环板节点比环板穿心节点更具有较好的抗连续性倒塌能力, 环板穿心使得外侧的环板宽度减小, 从而造成典型节点所能提供的抗力减小。

第5章 基于多尺度模型的钢管混凝土柱-钢梁环板式节点 抗连续倒塌性能分析

5.1 引言

在框架结构发生连续性倒塌时,失效柱连接的节点处产生的不平衡荷载通过节点连接的梁柱子结构的梁抗力机制和悬链线抗力机制分散到相邻的区域内,而节点连接的可靠与否直接影响着悬链线效应的充分。

从第四章分析已知当节点发生竖向大位移时,在钢梁内产生很大的水平向轴力,而该轴力则传递到相邻跨度内的结构区域承担,则相邻结构必须具有足够的强度和抗侧刚度,使得梁悬链线充分发展,来进一步阻止连续性倒塌的传递。

为了分析周边结构对节点在连续性倒塌工况下的拉结作用,本章将采用第三章介绍的多尺度建模方法,以第四章设计的平面框架为研究载体,建立了突出反映节点的多尺度框架模型。与失效柱连接的节点区域采用精细单元建模,其它区域则采用纤维梁单元建模。通过竖向静力推覆的非线性静力分析方法,可得到在倒塌全过程的典型节点的荷载-位移曲线及承载力极限。再采用备用荷载路径法进行结构的抗连续性倒塌非线性动力分析,得到与失效柱连接节点的竖向位移时程曲线,从而分析典型节点抗连续性倒塌能力的抗力以及抗力需求关系,并对比已有规范中定义发生连续性倒塌的判定准则,初步探讨了钢管混凝土柱-钢梁环板式节点发生连续性倒塌的判定准则。

5.2 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点多尺度模型

在第四章中设计了一榀4跨9层的钢管混凝土平面框架,并从中取出底层中柱节点作为典型节点试件进行了竖向的非线性静力分析。本章则是将第四章采用精细单元建立的节点模型还原到框架体系中,见图5.1。

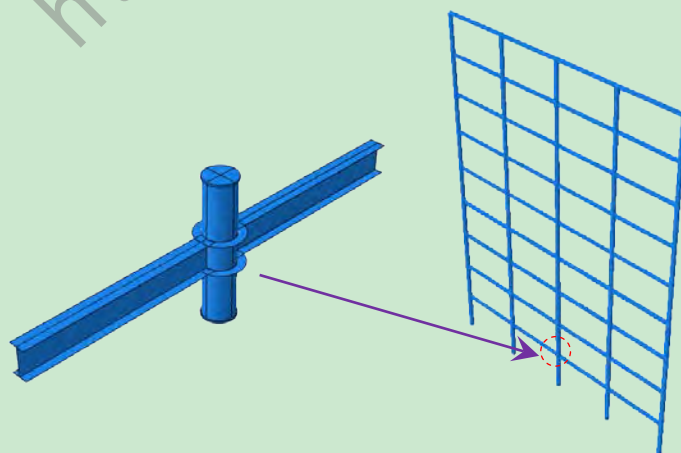


图 5.1 典型节点示意图

通过考虑节点相邻框架部分对节点的约束作用来分析节点的抗连续性倒塌能力,所采用的建模方法为第三章中介绍过的多尺度建模方法,其中框架部分采用第二章开发的纤维梁单元模型,具体建模方法不在赘述,图 5.2 为本章多尺度模型示意图。

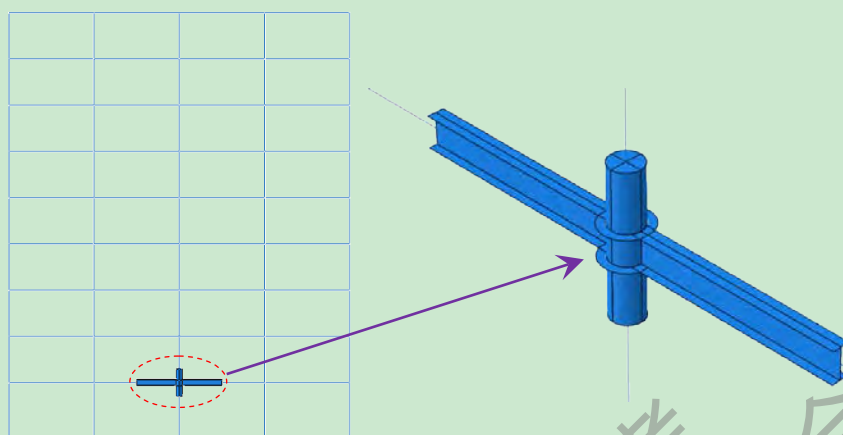


图 5.2 多尺度模型示意图

5.3 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续倒塌非线性静力分析

5.3.1 典型节点非线性静力分析承载力计算

将第四章中设计的 4 个典型节点嵌入到框架中,对其进行竖向的非线性静力计算,提取节点竖向的承载力 P 以及位移 Δ ,图 5.3 为计算结果。从计算结果可见:柱截面形式相同的节点的承载力趋势相同,CJ-O 与 CJ-P 的计算结果基本保持一致;SJ-O 和 SJ-P 的计算曲线前期重合,承载力出现较大差别,该趋势与图 4.5 中计算曲线呈现的规律是一样的。

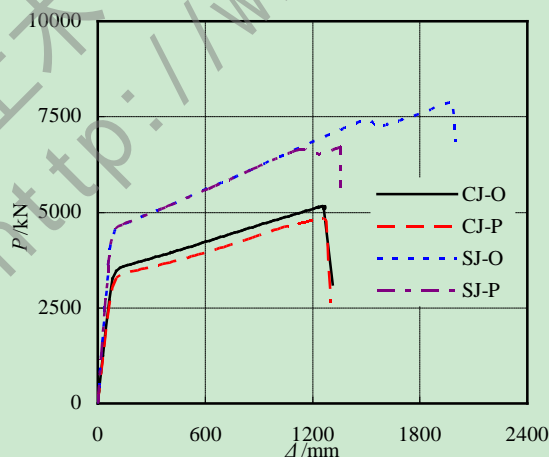


图 5.3 多尺度模型典型节点计算 $P-\Delta$ 曲线

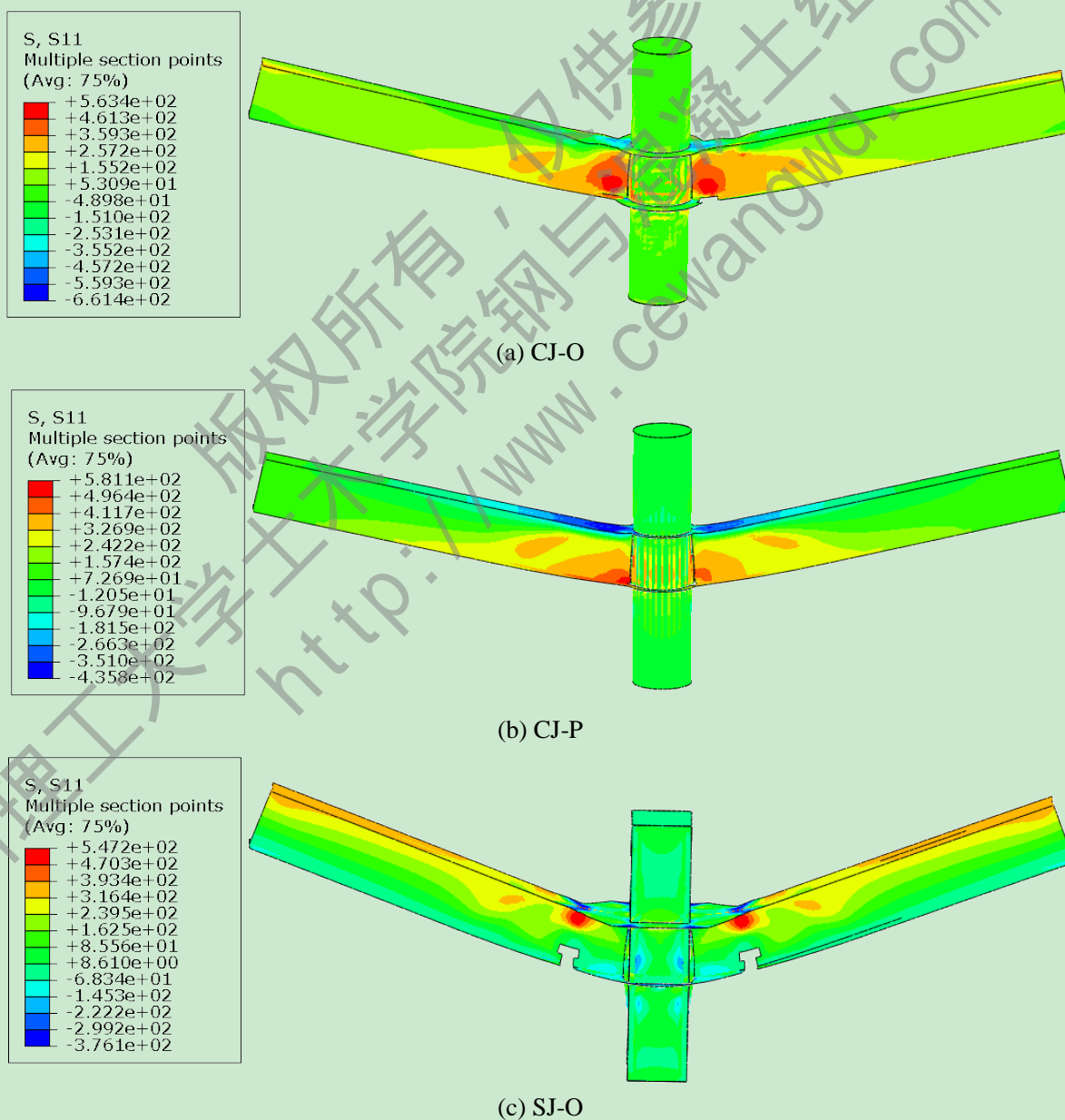
根据 4.3.3 节中对典型节点的抗连续性倒塌的抗力机制分析,以及图 4.9 的抗力机制分布,将本章的非线性静力计算得到曲线也带入抗力机制分布模型图中,得到梁机制承载力和悬链线机制承载力。表 5.1 为对图 5.3 中的承载力值进行汇总。

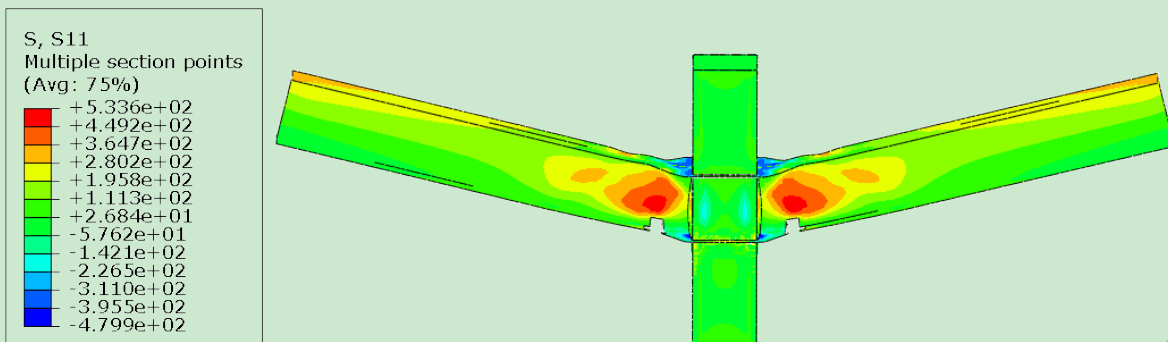
表 5.1 多尺度模型典型节点承载力

	CJ-O	CJ-P	SJ-O	SJ-P
梁机制承载力(A 点)/kN	3581.95	3383.85	4655.25	4631.7
悬链线机制承载力(C 点)/kN	5110.66	4783.04	7899.81	6714.28
C 点与 A 点比值	1.43	1.41	1.70	1.45

5.3.2 典型节点非线性静力分析破坏形态

图 5.4 为在多尺度模型非线性静力计算中的典型节点的破坏形态以及钢梁轴向 S11 方向的应力云图分布。图中 CJ-O、SJ-O、SJ-P 节点均在钢梁与环板的连接处发生断裂破坏，同时上翼缘呈现不同程度的屈曲变形，钢管受钢梁拉结作用呈外凸状；而 CJ-P 节点的破坏发生在钢梁腹板和下环板与钢管连接处，钢管外凸变形。从应力分布看，CJ-P 节点的上翼缘基本呈受压状态，可见由于节点的断裂发生在钢梁与钢管的连接部位，钢梁并不是全截面受拉，这也造成节点并不能充分发挥悬链线抗力机制。





(d) SJ-P

图 5.4 典型节点破坏形态及 S11 应力云图

图 5.5 为在多尺度整体模型的 Mises 应力分布以及最终的变形形态，当节点发生竖向位移时，在其相邻的两跨以及两个楼层内发生了较为明显的应力重分布。从纤维梁柱单元部分看，在梁柱的节点部分的 Mises 均呈现较高的应力水平。与精细单元节点所在的竖向柱列中，应力较小，可见典型节点以上的柱基本呈竖向刚体运动。

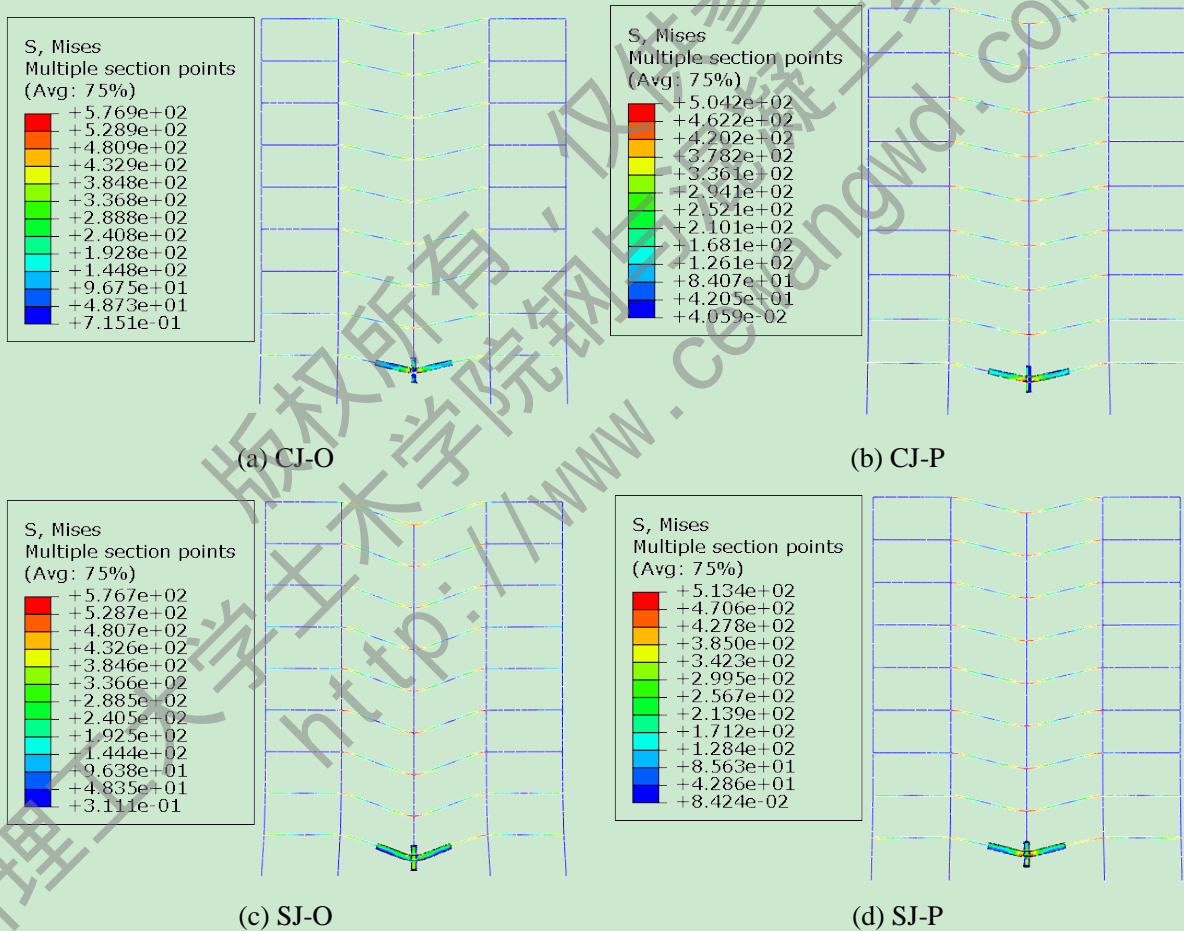


图 5.5 多尺度模型 Mises 应力云图

观察图 5.5 中的多尺度模型的变形形态，典型节点所在的两个跨度内，梁柱整体下坠，典型节点的向下拉结作用使得在中间两跨内纤维梁柱部分的变形形态与典型节点的变形形态一致。底层柱随着节点的竖向位移的增大，逐渐向节点倾斜，而其它层则表现

处整体性向节点内侧平移。SJ-O 节点的竖向位移最大，因此其多尺度模型表现出的变形最为显著。

5.3.3 基于多尺度模型的典型节点抗连续倒塌抗力机制分析

从图 5.3 的计算结果曲线可发现：方形截面典型节点的承载力高于圆形截面典型节点的承载力，同时方形截面的典型节点承载力曲线的初期刚度也大于圆形截面典型节点。从表 5.1 可知外环板节点的承载力均高于环板穿心节点，同时悬链线机制承载力与梁机制承载力的比值也有类似规律。可见在考虑典型节点相邻部分的框架的拉结作用时，外部环板的大小对悬链线机制的发挥有一定的影响。

在本节的多尺度计算中，当计算圆形或方形截面的节点时，纤维模型部分的梁柱截面则是与精细单元部分对应的截面尺寸一致的，而由于圆形柱截面直径为 500mm，方形柱截面边长也为 500mm，这样方形截面的惯性矩为圆形柱截面惯性矩的 1.7 倍，这也是造成图 5.3 中计算曲线初始刚度差异的一个主要原因。

表 5.1 与表 4.3 对比发现：同样节点的竖向静力非线性分析，节点的抗连续性倒塌承载力存在一定的差异，基于多尺度模型的计算承载力均高于基于精细模型的承载力。这是由于当将典型节点置于框架中时，节点由于连续性倒塌产生竖向位移，节点的承受的不平衡荷载可传递到相邻的结构跨度以及层高范围内，从而分散了节点自身所承担的荷载，因此节点的承载力得到提高，同时出现极限承载力所对应的竖向位移增大。

从以上分析可见：当考虑邻跨框架对失效柱连接节点的约束作用时，周边的框架结构对节点的抗连续性倒塌能力有较大的影响，节点与相邻结构之间相互拉结，形成共同的抗连续性倒塌的承担载体。节点所连接的支座或者相邻框架的刚度对其抗连续性倒塌有重要的影响，因此可将典型节点模型的边界条件简化为弹簧支座，图 5.6 为考虑相邻框架约束的节点模型示意图。

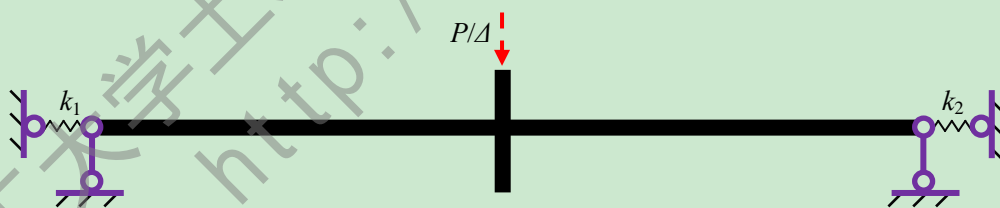


图 5.6 考虑相邻框架约束的节点模型示意图

图 5.6 中将典型节点的梁柱子结构中的钢梁边界条件简化为带竖向支撑的水平弹性铰支座， k_1 和 k_2 分别是节点左右相邻框架部分所能提供的水平抗侧刚度。根据分析发现，在框架结构中，提高节点的所连接柱的水平抗侧刚度即提高了结构的鲁棒性，可有效的改善结构的抗连续性倒塌能力。

5.4 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续倒塌非线性动力分析

5.4.1 非线性动力分析模型

本节将 5.3 节中的多尺度模型采用非线性动力的分析方法，进行典型节点的抗连续倒塌研究。采用非线性动力方法计算步骤如下：

- (1) 整体结构施加正常使用荷载，达到静力平衡；
- (2) 迅速拆除与典型节点相连的下部支撑柱；
- (3) 对残余结构进行非线性动力分析，直至结构达到稳定或者发生连续性倒塌。

在以上非线性动力分析的 3 个步骤中需重点解决的问题是：确定荷载组合、拆除支撑柱的时间以及结构阻尼的确定。

5.4.1.1 荷载组合

当采用非线性动力方法分析结构连续性倒塌时，不同的倒塌规范给出了不同的荷载组合计算方法，本文采用美国公共事务管理局编写的抗连续性倒塌规范 GSA2003^[129] 提出的荷载计算方法，公式 5.1 为荷载计算公式，其中 $Load$ 为荷载值， DL 为恒荷载， LL 表示活荷载。

$$Load = DL + 0.25LL \quad (5.1)$$

5.4.1.2 节点连接柱失效时间

节点连接柱失效时间对剩余结构的动力响应有重要的影响^[43]，由于引起结构连续性倒塌的原因不同，因此造成柱失效的时间也并不相同。当火灾作用下柱子失效是个缓慢的过程，而柱子处发生爆炸失效时，则是一个瞬时过程。因此在进行非线性动力分析时，柱失效时间需有合理的取值，GSA2003 中的建议：采用备用荷载路径法进行结构的抗连续性倒塌非线性动力分析时，支撑柱的失效时间不大于剩余结构周期的十分之一。

本文采用 iFiberLUT，在 ABAQUS 中建立了所分析框架的移除中柱后的模型，对该模型进行模态分析，计算得到结构的水平平动周期和失效节点处的竖向振动周期，表 5.2 为周期计算结果，其中对于圆形截面和方形截面的钢管混凝土框架周期计算结果不同。图 5.7 为框架中典型节点处的竖向模态振型图。

表 5.2 剩余结构周期计算结果

	圆形截面	方形截面
平动周期/s	0.641	0.583
竖向振动周期/s	0.12	0.112

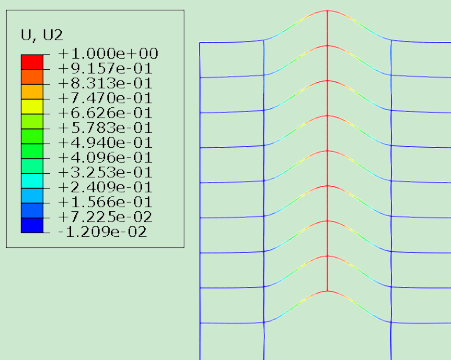


图 5.7 典型节点处模态振型图

为了计算得出不同柱失效时间对失效节点处竖向位移的影响，计算结果如图 5.8 所示。从图中可发现，随之失效时间的减小，节点处的竖向位移幅值逐渐变大，而当失效时间低于 0.01s 时，节点处的竖向位移幅值以及变化趋势基本一致。当支撑柱失效时间大于 0.5s 时，结构的竖向位移竖向振动不明显，基本趋于稳定，类似与静力计算结果。

可见采用 GSA2003 所建议的支撑柱的失效时间取值还是较为合理的。因此本文在采用多尺度模型进行非线性动力分析时，根据 GSA2003 的方法，将圆形截面和方形截面框架中节点连接柱的失效时间都取为 0.01s。

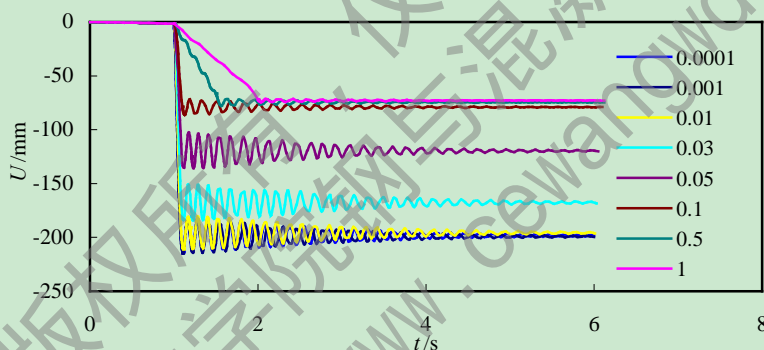


图 5.8 柱不同失效时间计算结果对比图

5.4.1.3 阻尼定义

动力分析需考虑结构的阻尼对动力效应的影响，一般组合框架结构的阻尼比 ζ 通常介于 0.02~0.05 之间，结构的阻尼比越小，则结构的动力响应越大^[41]。本文保守地将结构的阻尼比取为 0.02。

本文所定义的阻尼采用 Rayleigh 阻尼，该阻尼假设其与质量矩阵和刚度矩阵的组合成比例关系^[130]，表达式为式 5.2 所示，其中 c 为阻尼值， a_0 为质量矩阵系数， a_1 为刚度矩阵系数， m 和 k 分别为质量矩阵和刚度矩阵。

$$c = a_0 m + a_1 k \quad (5.2)$$

通过推导可得出 Rayleigh 阻尼与频率的关系：

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1 \omega_n}{2} \quad (5.3)$$

当已知结构的两个特定的频率以及其对应的阻尼比时，对式 5.3 联立方程组即可达到 Rayleigh 阻尼的质量矩阵和刚度矩阵系数。根据 5.4.1.2 节中的模态分析结果，可得出本文计算框架的 Rayleigh 阻尼。

由于刚度矩阵系数与结构的频率呈线性比例关系，结构振动频率越高，刚度矩阵系数影响越明显，而实际发生连续性倒塌时，竖向节点的振动频率并不高，同时考虑到 ABAQUS 计算平台的分析方法，本文在 Rayleigh 阻尼中只考虑质量矩阵系数的影响。圆形截面和方形截面框架的 Rayleigh 阻尼的质量矩阵系数分别为 0.0525 和 0.0576。

5.4.1.4 柱移除方法

在 ABAQUS 中提供了“生死单元”技术，即 Model change 的接触方式，在该接触方式对应的分析步刚开始时，ABAQUS 把将要移除部分施加给剩余部分的作用力存储下来，在对应的分析步内，这个作用力逐渐减小为 0。

因此本文通过定义 Model change 的接触方式，可在 5.4.1.2 节中确定的失效时间内，使与典型节点所连接支撑柱失去支撑作用。

5.4.2 典型节点非线性动力分析计算结果

对建立的典型节点的多尺度框架模型进行非线性动力计算，提取典型节点处的竖向位移 U 时程曲线，如图 5.9 所示，图(a)和图(b)分别为圆形截面和方形截面的计算结果。表 5.3 中为节点的竖向最大位移值和最终位移值。

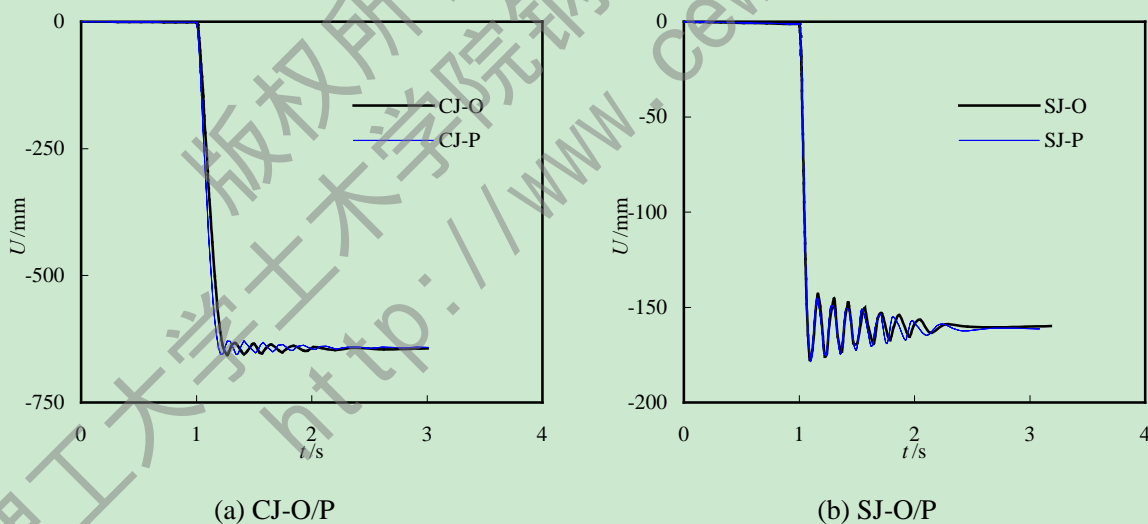


图 5.9 典型节点竖向位移时程曲线

表 5.3 典型节点竖向位移计算结果

	CJ-O	CJ-P	SJ-O	SJ-P
最大位移/mm	-655.965	-655.594	-177.592	-177.988
最终位移/mm	-643.551	-641.905	-159.854	-161.374

图 5.9 中，0s~1s 的时间内为竖向施加结构荷载阶段，1s~1.01s 的时间内为移除与典型相连的支撑柱的时间，自此之后的时间内为典型节点发生自由振荡的时间。

从计算结果可发现：在钢管混凝土柱截面形式相同时，外环板节点和环板穿心节点并没有表现出明显的差异性，这是因为计算中多尺度框架并没有发生连续性倒塌，而将典型节点置于整体框架结构中时，框架作为典型节点的“支座”，为典型节点提供抗连续性倒塌的水平和竖向抗力，节点自身提供的抗连续性倒塌能力并不明显。

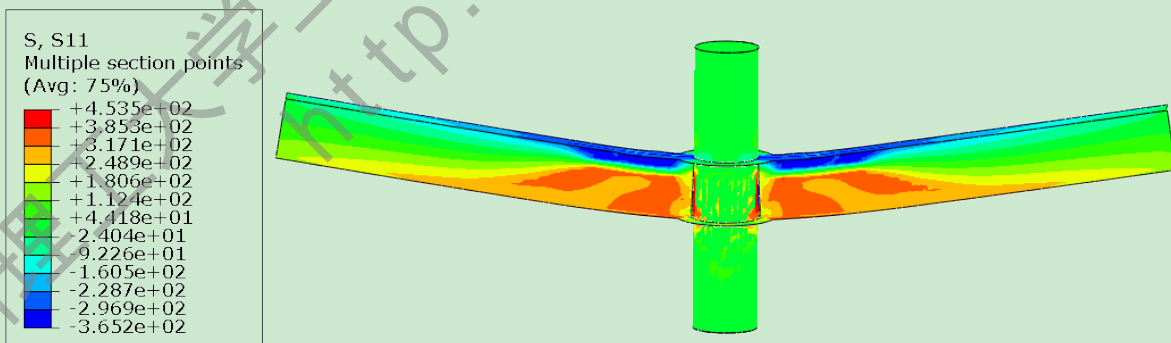
在计算结果中同时可发现：圆形截面框架中的典型节点的竖向位移呈现的变化趋势以及幅值趋势一致，方形截面框架中的典型节点的竖向位移也具有相同的变化规律。但圆形截面典型节点的竖向位移值大于方形截面典型节点的，其对应的最大位移和最终位移的比值 3.694 和 4.0259，这种现象一方面是由于圆形截面的框架的阻尼小于方形截面的框架的阻尼，在竖向振动时，阻尼小将会产生较大的竖向位移；另一方面是由于方形截面框架柱的截面的惯性矩为圆形框架柱截面惯性矩大，方形截面框架可提供的更大水平约束力，从而使得典型节点的竖向位移较小。

由于方形截面框架的刚度大于圆形截面框架，因此在计算结果中，圆形截面的钢管混凝土柱-钢梁典型节点的竖向位移的振荡幅值小于方形截面的相应的值。

5.4.3 典型节点非线性动力分析应力分布

在基于多尺度模型的典型节点非线性动力分析中，根据 4.3.2 节中定义的钢材的失效应变，发现所有的典型节点没有发生失效破坏，在钢梁与节点的连接部位没有发生断裂现象。

图 5.10 为在多尺度模型非线性动力计算中的典型节点的 S11 方向的应力云图分布。观察 S11 应力图可知，节点区域的钢梁受力形式基本为上侧受拉，下侧受压，该趋势与第四章中典型节点的非线性静力分析得到的钢梁受力变化趋势一致。对比外环板节点和环板穿心节点 S11 应力发现：外环板节点的应力最大值所占区域比较少，可见当外侧环板宽度越大时，典型节点发生竖向连续性倒塌时的应力可更好地由外侧环板分散。



(a) CJ-O

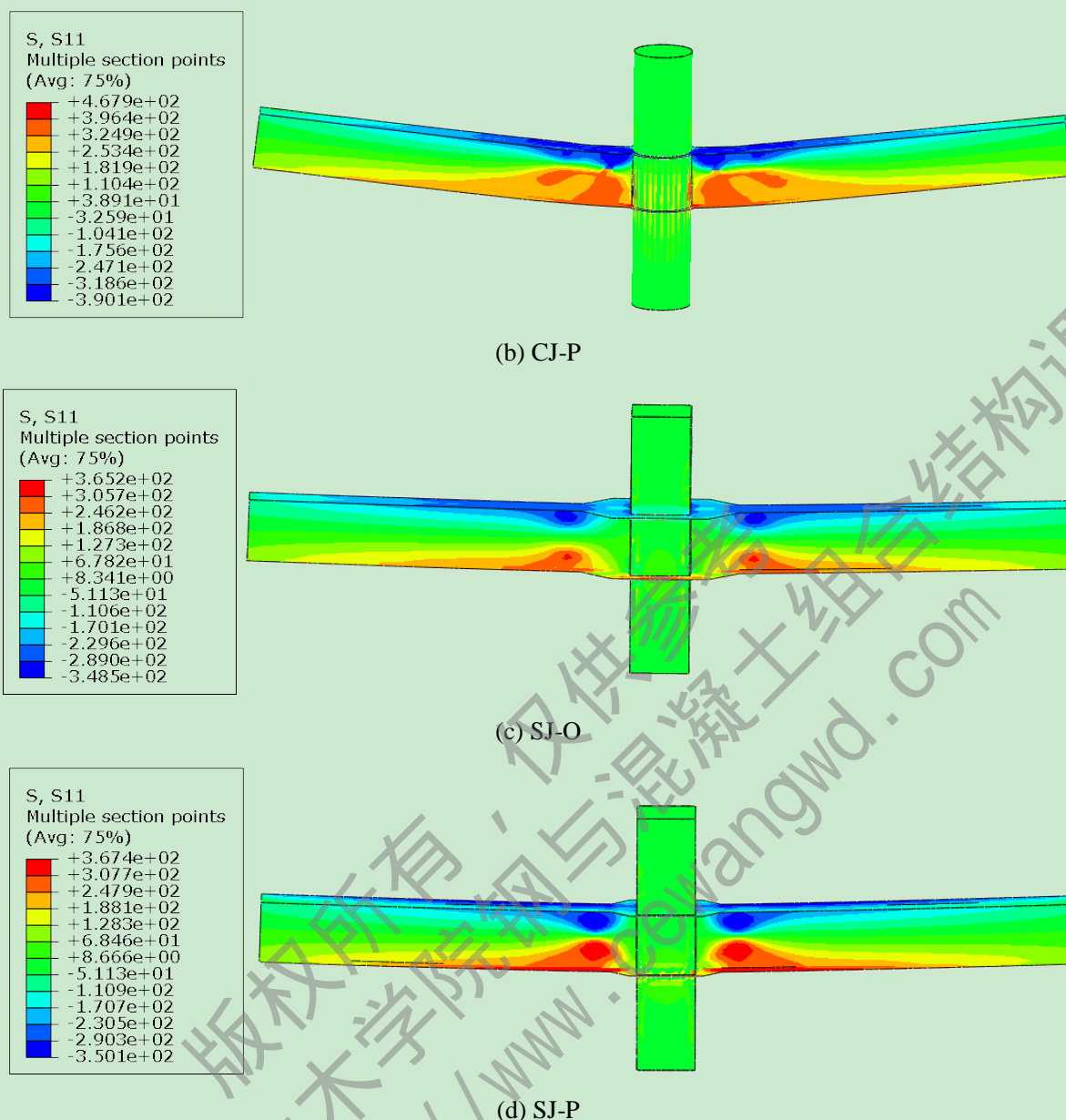


图 5.10 典型节点 S11 应力云图

图 5.11 为多尺度模型非线性动力计算的 Mises 应力云图分布。当竖向支撑中柱移除后，典型节点发生竖向振荡，在振荡过程中，纤维模型部分的梁柱单元的连接节点区域的应力值普遍较大，这一应力现象与多尺度模型的非线性静力分析结果类似。同时失效支撑柱所在的竖向柱列中钢管混凝土柱的应力普遍较小，这是由于该竖向柱列在发生竖向振荡时其运动基本呈刚体运动，随典型节点上下振荡，其承担的荷载均较小。

观察图 5.11 中的多尺度模型的变形形态，圆形截面的两个典型节点的竖向变形较大，呈现出明显的弯曲变形形态。而方形截面的典型节点由于竖向位移较小，钢梁基本呈水平状态。这主要是因为方向截面的模型中钢梁高度较高，可提供较大的梁机制抗力，而本文的多尺度模型中发生连续倒塌时，节点的抗力机制都还没完全达到悬链线抗力机制，主要由梁机制提供抗力。

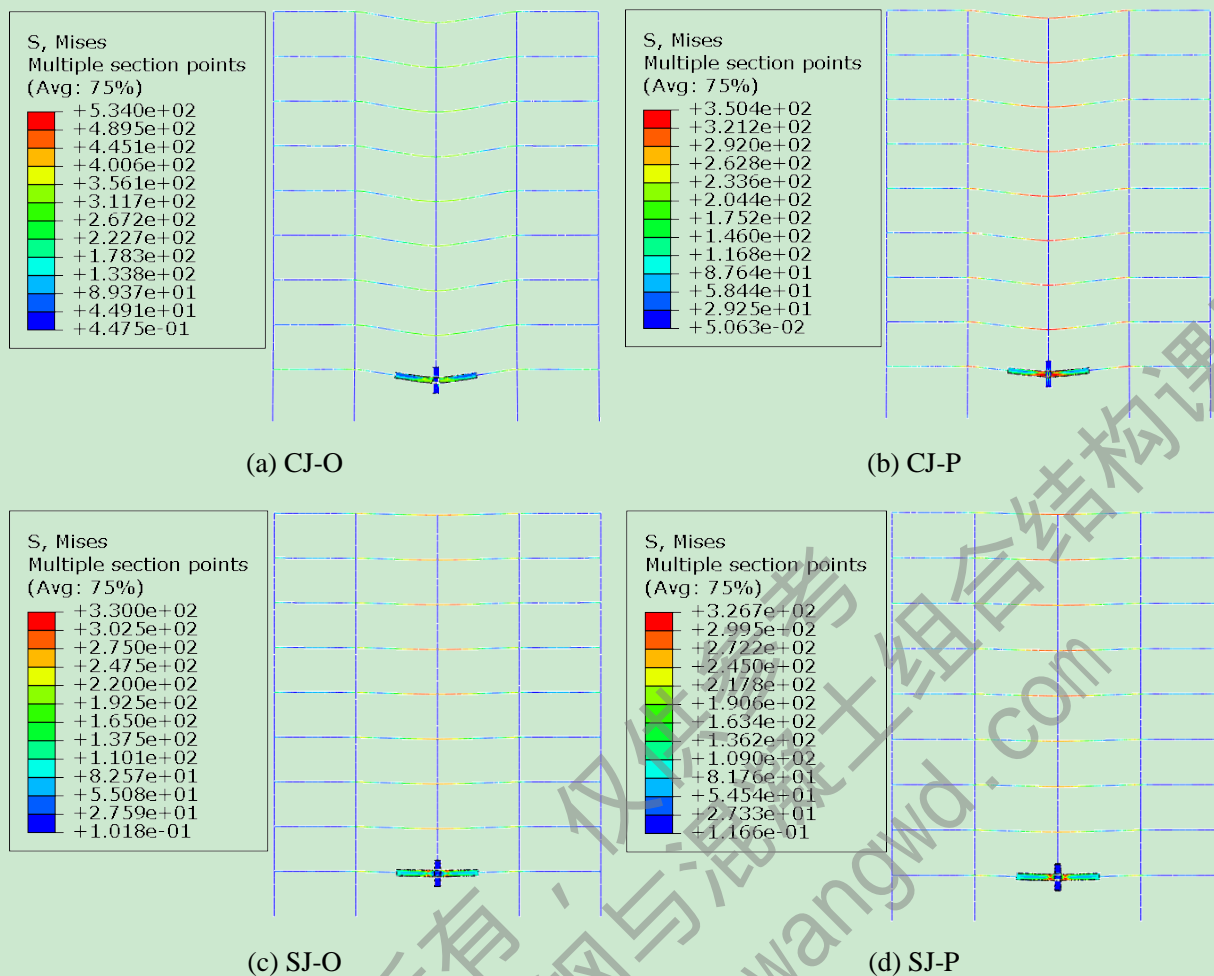


图 5.11 多尺度模型 Mises 应力云图

5.5 典型节点非线性静力与非线性动力分析对比

在本章的多尺度计算模型中,通过非线性静力计算可得到典型节点的竖向抗连续倒塌的抗力,而通过非线性动力计算可得到,框架结构发生竖向连续倒塌时,典型节点发生竖向位移时的抗力需求。

表 5.1 和表 5.3 分别对非线性静力计算结果和非线性动力力计算结果进行了统计,从已有的计算结果可发现:非线性静力分析中,方形截面的钢管混凝土柱-钢梁节点承载力高于圆形截面的钢管混凝土柱-钢梁节点,在非线性动力分析中,方形截面的节点竖向位移均比圆形截面的节点竖向位移小。图 5.12 为典型节点的抗力和抗力需求对比图。需要注意的是表 5.3 中给出了典型节点非线性动力计算得到的竖向位移计算结果,但由于相同截面的典型节点的最大动位移相差很小,为了统一对比,对于相同截面形式的典型节点则取最大动位移的较大值作为分析抗力和抗力需求的基准。

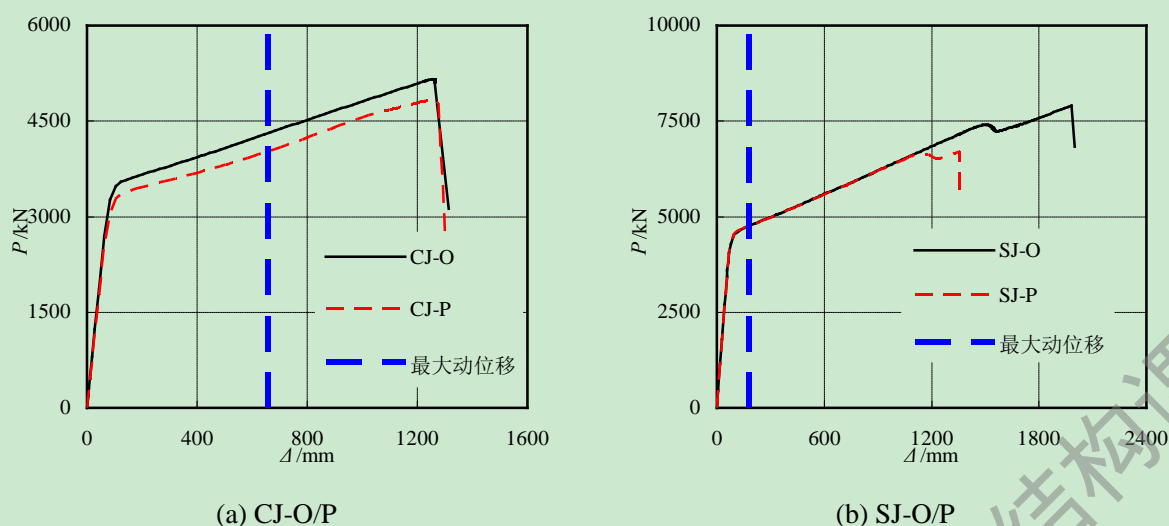


图 5.12 典型节点抗力和抗力需求对比

从图 5.12 中可见，对于 CJ-O 和 CJ-P 节点发生最大动位移时，典型节点已经转为以悬链线机制为主的抗力机制，而 SJ-O 和 SJ-P 节点发生最大动位移时，典型节点基本处于梁机制抗力下降而悬链线机制初步发展的混合抗力机制。从结果看出，在支撑柱失效后，节点的抗力需求均小于节点所能提供的抗力，因此本文设计的典型节点并没有发生连续倒塌。

表 5.4 为典型节点的抗力和抗力需求值。从表中可发现虽然方形截面的典型节点的竖向最大动位移小于圆形截面典型节点，但是其抗力需求却大于圆形截面典型节点的抗力需求，这与方形截面框架的刚度较大有关。

表 5.4 典型节点的抗力和抗力需求值

	CJ-O	CJ-P	SJ-O	SJ-P
梁机制抗力(A点)/kN	3581.95	3383.85	4655.25	4631.7
悬链线机制抗力(C点)/kN	5110.66	4783.04	7899.81	6714.28
典型节点抗力需求/kN	4307.13	4022.11	4753.96	4751.72

从以上分析可知：当钢管混凝土柱-钢梁框架结构中的节点的竖向抗力大于其抗力需求时，可使得由节点处支撑柱失效引起的不平衡荷载跨越失效区域，即形成跨越机制，形成新的荷载传递路径，使不平衡荷载传递到相邻的结构区域内，从而保证框架结构不发生连续性倒塌。

而钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的竖向抗力能够得到充分发挥的一个重要因素是节点连接需足够可靠，尤其在悬链线抗力机制充分发挥作用之前，不会因为节点处焊接问题或者钢材撕裂等原因造成节点处钢梁和钢管连接的脆断，这一点与《建筑抗震设计规范(GB50011-2010)》^[131]中提到的“强节点”的概念一致；另外一个重要因素就是在分析框架中的节点的抗连续性倒塌能力时，需要充分考虑相邻框架结构对节点抗力的贡献，尤其是增大柱截面时，支撑柱能够提供更高的抗侧刚度，当邻柱不发生连续性破坏时，则可使倒塌破坏限定在局部区域内，从而框架结构不会发生连续性的倒塌破坏，这一点与《建筑抗震设计规范(GB50011-2010)》中提到的“强柱”的概念是一致的。

5.6 典型节点的失效判定准则初探

当基于备用荷载路径法,采用非线性静力或者动力分析方法对结构进行抗连续性倒塌分析时,判断结构的抗连续性倒塌的破坏准则基本采用强度准则和变形准则^[129,132],考虑到本文计算的结构为钢管混凝土柱-钢梁节点,本文采用GSA2003中提出变形准则进行判断,该规范规定钢梁转角大小不能超过0.21rad。

根据该判断准则可知,在本文设计的典型节点中需节点发生的竖向位移到达1.38m时结构才会发生连续性倒塌破坏。本小节将对钢管混凝土柱-钢梁外环板节点的抗连续性倒塌性能中的失效判定准则做简单的探讨。

图5.13为基于精细单元和基于多尺度模型的典型节点的非线性静力计算与GSA2003中的失效准则规定的位移值对比图。以“-F”为后缀的图例代表基于精细单元计算结果,以“-MS”为后缀的图例代表基于多尺度模型的计算结果。图5.13中,纵坐标为各个模型的悬链线抗力机制的极限承载力所对应的竖向位移值,横坐标为各个模型竖向位移值与GSA2003失效准则规定位移值的比值。

在基于精细单元模型的非线性静力计算中,由于计算模型中选择双半跨单柱型模型,根据第三章中Lee等(2010)^[63]的钢结构节点抗倒塌算例验证,发现双半跨单柱型模型的位移值是双跨三柱型模型位移值的一半,而双跨三柱型模型能够真实地反映与失效柱位置节点区域的所连接梁柱约束作用,因此对图4.5中计算结果的极限位移均增大一倍,来更为真实地反映节点悬链线抗力机制的极限承载力所对应的位移。

在基于多尺度模型的非线性静力计算中,采用图5.3中计算的位移结果。

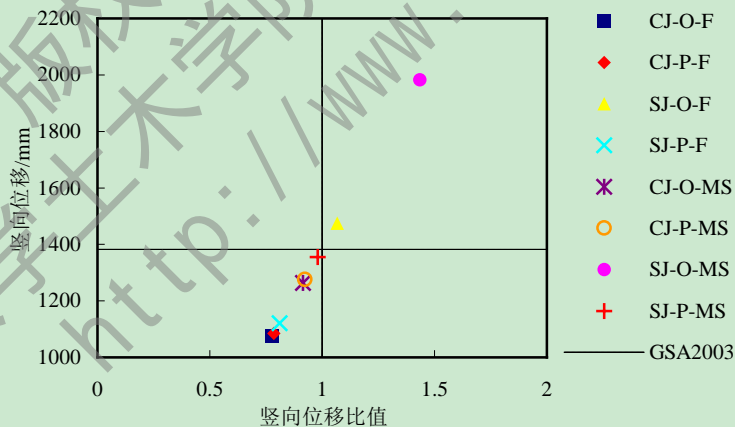


图 5.13 典型节点静力计算结果与 GSA 规范破坏准则对比

从图5.13可看出,CJ-O、CJ-P、SJ-P节点的悬链线抗力机制的极限承载力所对应的位移均小于GSA2003中的限值,根据GSA2003的规定,该类节点对应的结构不会发生连续性倒塌破坏,但是实际中由于这三种节点在达到GSA2003中的位移限值之前,节点与钢梁的连接处均发生断裂破坏,造成节点失效,使得其承载力急剧下降,从而不能形成有效的荷载跨越机制。而SJ-O节点能够达到的竖向位移大于GSA2003的判断准则的要求,即会发生连续性倒塌。虽然SJ-O节点最终也是由于钢梁发生断裂破坏,但

其具有较大的外环板宽度以及相邻框架提供的抗力机制,因此对于基于精细单元模型和基于多尺度模型的最终节点极限位移值比 GSA2003 的位移判断准则分别大 1.067 倍和 1.434 倍。

分析图 5.13 可知,对于本文的节点中有 3 类在达到 GSA 规定的失效判定准则的规定值之前,均在节点与钢梁的连接处均发生断裂破坏,可见 GSA 规定的失效判定准则偏于不安全。因此单单从 GSA2003 判定连续性倒塌准则看,对于一个节点是否发生连续性倒塌不能只是根据变形作为判定,还需综合考虑材料的极限承载性能。因此对于钢管混凝土柱-钢梁框架结构以及钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的连续性倒塌的准则需要综合考虑几何、材料等影响因素进行确定,具体的分析和准则的确定有待进一步研究。

5.7 本章小结

本章主要在第四章设计的一榀 9 层 4 跨钢管混凝土柱-钢梁平面框架的基础上,采用多尺度连接方式,分别采用非线性静力和非线性动力分析方法对典型节点进行抗连续性倒塌研究。主要完成以下工作:

(1) 采用非线性静力分析方法,分析了 4 个多尺度模型中典型节点的抗连续性倒塌破坏形态和抗力机制。研究发现典型节点的破坏均发生在钢梁与环板的连接截面处,由于周边框架提供的抗力作用,使得典型节点的抗连续性倒塌能力得到提高,即悬链线机制的发挥与边界条件有关。

(2) 采用非线性动力分析方法,对比了不同失效时间引起的动力效应的差异,分析了 4 个多尺度模型中典型节点竖向位移的时程曲线以及其应力分布。

(3) 对非线性静力和非线性动力计算结果进行对比分析,得出典型节点抗连续性倒塌的抗力和抗力需求的关系,分析发现提高节点的抗连续性倒塌能力,除了要增加节点的连接可靠度外,还需加强相邻区域内柱的抗侧刚度。

(4) 根据 GSA2003 的连续性倒塌判定准则以及钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续性倒塌计算,可发现:节点是否发生连续性倒塌不能仅仅只是根据变形作为判定,还需综合考虑材料的极限承载性能。

结论与展望

结论

本文基于精细单元模型和多尺度模型这两类有限元数值模型，分别采用非线性静力和非线性动力分析方法，对钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续倒塌性能进行研究，主要得到以下结论：

(1) 结合 ABAQUS 中梁单元的特性以及 ABAQUS 的用户自定义材料接口 UMAT，开发了基于 ABAQUS 平台的纤维模型程序 iFiberLUT。通过对国内外研究者完成的钢结构、钢筋混凝土结构以及钢与混凝土组合结构试验进行算例验证发现，本文开发的 iFiberLUT 可自动实现梁柱单元截面的纤维离散，并能够对纤维位置进行检测，同时具有良好的计算精度和收敛性以及广泛的应用性，可为结构体系的拟静力分析、弹塑性动力分析和抗连续性倒塌分析提供一种有效的数值计算平台。

(2) 将钢管混凝土柱-钢梁环板式节点分解为钢管混凝土柱、钢梁和环板三部分，结合 ABAQUS 平台提供的二次开发接口，编写了钢管混凝土柱和钢梁的参数化建模程序，可大幅度提高建模效率。

(3) 设计了圆形截面和方形截面的外环板以及环板穿心形式的钢管混凝土柱-钢梁环板式典型节点，基于精细单元的有限元数值模型，采用非线性静力分析方法，对典型节点的抗连续性倒塌能力进行研究。分析发现典型节点的破坏均发生在钢梁与环板的连接截面处。节点的抗连续性倒塌的抗力机制可依次分为梁机制、混合机制、悬链线机制以及破坏 4 个阶段。梁机制的抗力主要由钢梁的抗弯承载力提供，悬链线机制的抗力则由钢梁的轴向抗拉承载力提供，梁机制抗力与悬链线机制抗力存在此消彼长的关系。悬链线的充分发挥得益于钢梁与钢管之间的可靠连接，尤其是腹板与钢管的连接直接决定了悬链线的发展程度，因此在实际节点设计中应该保证钢梁与钢管之间的连接牢固，且节点需有良好的变形能力。

(4) 从钢梁材料强度、钢管材料强度、核心混凝土材料强度、钢管含钢率、环板宽度、梁高这 6 个影响参数对精细单元节点模型的抗连续性倒塌能力进行考察，从中发现钢梁和钢管材料强度、钢管含钢率、环板宽度以及钢梁高度的增大，均能不同程度地提高节点的抗连续性倒塌能力，其中钢梁材料强度对节点的抗连续性倒塌能力影响最为显著。核心混凝土的材料强度对节点的抗连续性倒塌能力的影响很小，可忽略不计。

(5) 基于多尺度连接的有限元数值模型，分别采用非线性静力和非线性动力分析方法，对典型节点的抗连续性倒塌能力进行研究。发现由于周边框架提供的拉结作用，典型节点的抗连续性倒塌能力得到提高，即悬链线机制的发挥与边界条件有关。在框架结构

中，提高失效节点相邻区域的水平抗侧刚度即提高了结构的鲁棒性，可有效的改善结构的抗连续倒塌能力。

(6) 通过多尺度模型的非线性静力和动力分析，得出典型节点的抗力和抗力需求关系，可判定节点是否发生连续性倒塌。同时不能仅仅依靠基于 GSA2003 中的连续性倒塌判定准则来判定节点是否发生连续倒塌，还需综合考虑材料的变形和极限承载能力。

展望

基于本文的分析，为了能够更深入的了解钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的抗连续倒塌性能，作者认为还可继续开展以下几个方面的工作：

(1) 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点连续性倒塌的试验研究。目前还未有关于钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的连续性倒塌试验报道，因此对于钢管混凝土柱-钢梁环板式节点连续性倒塌的试验研究可更真实的反映该类节点的抗连续倒塌性能，同时为数值模拟提供更可靠的参数，尤其是钢梁与钢管之间的连接行为。

(2) 钢管混凝土柱-钢梁环板式边柱节点和空间节点的抗连续性倒塌研究。本文只对平面中节点的抗连续倒塌性能进行研究分析，而实际结构中的节点主要为空间节点，同时还有边节点，因此对空间节点和边柱节点的抗连续倒塌性能的研究更便于应用于实际结构工程中。

(3) 钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续性倒塌的承载力计算公式。本文只是对钢管混凝土柱-钢梁环板式节点抗连续性倒塌性能进行了定性的分析，而通过推导得到该类节点的承载力计算公式可为工程设计提供参考。

(4) 可适用于杆系结构的简化的节点模型。通过考虑框架为节点所能提供的真实边界和抗连续性倒塌的贡献，结合本文开发的纤维模型程序，实现可适用于杆系结构的简化的节点模型。则能够在考虑节点的作用的同时，更为真实地反映钢管混凝土框架结构体系的抗连续性倒塌性能。

(5) 确定连续性倒塌的判定准则。目前对于钢管混凝土柱-钢梁环板式节点的连续性倒塌的判定准则没有较为准确的规定，因此通过非线性静力和非线性动力分析得到节点的抗力和抗力需求关系，进而得到节点的连续性倒塌的判定准则。这一方法需进一步研究从而得出节点发生连续性倒塌的判定准则。

参考文献

- [1] 钟善桐. 钢管混凝土结构(第三版)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [2] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版)[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [3] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [4] 陆新征, 李易, 叶列平. 混凝土结构防连续性倒塌理论与设计方法研究[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [5] ASCE7-05. Minimum design loads for buildings and other structure [S]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2005.
- [6] Ellingwood B R. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4):315-323.
- [7] BS8110. Structural use of concrete, part1:Code of practice design and construction [S]. London: British Standard Institute, 2002.
- [8] 陆新征, 江见鲸. 世界贸易中心飞机撞击后倒塌过程的仿真分析[J]. 土木工程学报, 2001, 34(6): 8-10.
- [9] 马人乐, 陈俊岭, 何敏娟. 建筑结构二次防御能力分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2006, 34(5): 569-573.
- [10] 王宝勇. 混凝土框架结构竖向抗连续倒塌机理研究[D]. 唐山: 河北理工大学硕士学位论文, 2006.
- [11] 陈俊岭, 马人乐, 何敏娟. 偶然事件下框架结构抗连续倒塌分析[J]. 四川建筑科学研究, 2007, 33(1): 65-68.
- [12] 刘小娜. 钢筋混凝土框架结构竖向抗连续倒塌评价与对策相关研究[D]. 北京: 北京工业大学硕士学位论文, 2007.
- [13] 陆新征, 张圣炎, 江见鲸. 基于纤维模型的钢筋混凝土框架结构爆破倒塌破坏模拟[J]. 爆破, 2007, 24(2): 1-6.
- [14] 梁益, 陆新征, 李益, 叶列平, 江见鲸. 3层 RC 框架的抗连续倒塌设计[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2007, 8(6): 659-664.
- [15] Sasani Mehrdad, Bazan Marlon, Sagioglu Serkan. Experimental and analytical progressive collapse evaluation of actual reinforce concrete structure [J]. ACI Structural Journal, 2007, 104(6):731-739.
- [16] 朱炳寅, 胡北, 胡纯炀. 莫斯科中国贸易中心工程防止结构连续性倒塌[J]. 建筑结构, 2007, 37(12): 6-9.
- [17] 胡晓斌, 钱稼茹. 单层平面钢框架连续倒塌动力效应分析[J]. 工程力学, 2008, 25(6): 38-43.

- [18] 胡晓斌, 钱稼茹. 多层钢框架连续倒塌动力效应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(2): 8-14.
- [19] 胡晓斌, 钱稼茹. 多层平面钢框架连续倒塌仿真分析[J]. 力学与实践, 2008, 30(4): 54-57.
- [20] 胡晓斌, 钱稼茹. 结构连续倒塌分析改变路径法研究[J]. 四川建筑科学研究, 2008, 34(4): 8-13.
- [21] 贾金刚, 徐迎, 石磊, 金丰年. 关于“连续性倒塌”定义的探讨[J]. 爆破, 2008, 25(1): 22-24.
- [22] Yi Weijian, He Qingfeng, Xiao Yan, Kunnath Sashi K. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures [J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(4): 433-439.
- [23] 金丰年, 贾金刚, 徐迎, 袁小军. 基于 GSA 规范改进方法的框架结构连续性倒塌分析[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2009, 12(2): 144-150.
- [24] 王磊, 陈以一. 连续倒塌动力效应对极限承载力影响的数值分析[J]. 结构工程师, 2009, 25(4): 30-34.
- [25] Fu Feng. Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65:1269-1278.
- [26] 舒赣平, 凤俊敏, 陈绍礼. 对英国防结构倒塌设计规范中拉结力法的研究[J]. 钢结构, 2009, 24(6): 51-56.
- [27] 洪武, 徐迎, 贾金刚, 李洋. 动力备用荷载路径法的力学机理分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2009, 31(3): 56-60.
- [28] 邢甫庆, 陈道政. 四层 RC 框架结构抗连续性倒塌分析[J]. 安徽建筑工业学院学报(自然科学版), 2009, 17(5): 31-35.
- [29] 梁益, 陆新征, 李易, 叶列平, 江见鲸. 楼板对结构抗连续倒塌能力的影响[J]. 四川建筑科学研究, 2010, 36(2): 8-12.
- [30] 谢甫哲, 舒赣平, 凤俊敏. 基于抽柱法的钢框架连续倒塌分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2010, 40(1): 154-159.
- [31] 顾祥林, 印小晶, 林峰, 王英. 建筑结构倒塌过程模拟与防倒塌设计[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(6): 179-187.
- [32] Fu Feng. 3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings-Parametric study [J]. Engineering Structures, 51(2010), 32:3974-3980.
- [33] 黄鑫, 陈俊岭, 马人乐. 建筑物抗连续性倒塌研究现状和亟待解决的问题[J]. 特种结构, 2010, 27(3): 29-32.
- [34] 王玉银, 徐嫚, 张素梅, 刘龙飞. 基于 Benchmark 模型的拆除构件法分析[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2010, 35(4): 531-538.
- [35] Shi Yanli, Zhou Xiaoyan, Wang Wenda. Preliminary Analysis on Progressive Collapse of Composite

- Frames with Concrete-filled Steel Tubular Columns [J]. *Advanced Materials Research*, 2011, 243-249(2011):531-535.
- [36] 蔡建国, 王峰岚, 冯健, 韩运龙. 建筑结构连续倒塌概念设计[J]. *工业建筑*, 2011, 41(2): 74-77.
- [37] 李易, 陆新征, 叶列平. 钢筋混凝土框架抗连续倒塌机制研究[J]. *建筑科学*, 2011, 27(5): 12-18.
- [38] 王铁成, 康健, 李志萍. 空间框架抗连续倒塌分析[J]. *工程力学*, 2011, 28(增刊 II): 161-165.
- [39] 于航, 查晓雄. 钢管混凝土结构抗连续性倒塌性能分析[J]. *工业建筑*, 2011, 41(6): 30-35.
- [40] 谢甫哲, 舒赣平. 钢框架连续倒塌的模拟方法研究[J]. *工程力学*, 2011, 28(10): 34-40.
- [41] 安钰丰, 李威. 钢管混凝土柱-钢梁多层平面框架倒塌分析研究[J]. *工程力学*, 2012, 29(增刊 1): 115-118.
- [42] 林超伟, 王兴法, 许波, 李开伦, 雷霆, 熊亮. 贵阳 201 大厦抗连续倒塌分析[J]. *建筑结构*, 2012, 42(7): 32-35.
- [43] 吕大刚, 李雁军, 陈志恒. 钢筋混凝土框架结构连续倒塌的竖向非线性动力分析[J]. *土木建筑与环境工程*, 2012, 34(增刊): 49-53.
- [44] 王赞, 刘国友, 王寒冰, 韦振飞, 白梅. 考虑楼梯的框架结构连续倒塌分析[J]. *建筑结构*, 2012, 42(9): 90-93.
- [45] 吴翔天. 平面框架连续性倒塌的全过程模拟[J]. *建筑科学*, 2012, 28(9): 5-7.
- [46] 易伟建, 张凡榛. 钢筋混凝土板柱结构抗倒塌性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2012, 33(6): 35-41.
- [47] Lu D G, Cui S S, Song P Y, Chen Z H. Robustness Assessment for Progressive Collapse of Framed Structures using Pushdown Analysis Method [J]. *International Journal of Reliability and Safety*, 2012, 6(1): 15-37.
- [48] 刘传卿, 梅佐云, 孙海峰. 基于纤维模型的钢框架连续倒塌抗力机制分析[J]. *防灾减灾工程学报*, 2013, 33(4): 424-429.
- [49] 高山, 郭兰慧, 吴兆旗, 张素梅. 关键柱失效后组合框架抗连续性倒塌试验研究及理论分析[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(4): 43-48.
- [50] Kandil K S, Ellobody E A E F, Eldehemy H. Experimental Investigation of Progressive Collapse of Steel Frames [J]. *World Journal of Engineering and Technology*, 2013, 1: 33-38.
- [51] 谢甫哲, 舒赣平. 空间钢框架连续倒塌拟静力试验[J]. *解放军理工大学学报(自然科学版)*, 2013, 14(2): 195-201.
- [52] 周天华, 何保康, 陈国津, 魏潮文, 单银木. 方钢管混凝土柱与钢梁框架节点的抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2004, 25(1): 9-16.
- [53] 李贤, 肖岩, 郭玉荣. 圆钢管混凝土柱钢梁框架节点形式的介绍[J]. *建筑钢结构进展*, 2005,

- 7(4): 22-26.
- [54] 王文达. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的力学性能研究[D]. 福州: 福州大学博士学位论文, 2006.
- [55] 尧国皇, 陈宣言, 孙占琦, 林松, 李秀文. ABAQUS 软件在建筑结构构件和节点分析中的应用[J]. 广东土木与建筑, 2009, 第9期: 6-9.
- [56] 朱宏权, 檀文迪. 钢管混凝土板柱节点受力性能—基于抗倒塌理论的研究[J]. 自然灾害学报, 2009, 18(4): 150-153.
- [57] 马人乐, 黄鑫, 陈俊岭. 钢框架梁柱节点在结构连续倒塌中的性能分析[J]. 青岛理工大学学报, 2009, 30(2): 31-35.
- [58] 林旭川, 陆新征, 叶列平. 钢-混凝土混合框架结构多尺度分析及其建模方法[J]. 计算力学学报, 2010, 27(3): 469-475.
- [59] 高山. 钢-混凝土组合节点拉弯受力性能分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学硕士学位论文, 2010.
- [60] 许成祥, 陈建权. 方钢管混凝土柱-钢梁组合框架节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(增刊): 200-205.
- [61] Sadek F, Main J A, Lew H S, et al. An Experimental and Computational Study of Steel Moment Connections under a Column Removal Scenario [R]. National Institute of Standards and Technology U.S. Department of Commerce, 2010.
- [62] 李楠, 王来. 方钢管混凝土柱-钢梁外环肋节点抗震性能研究[J]. 工业建筑, 2010, 40(10): 117-121.
- [63] Lee C, Kim S, Lee K. Parallel Axial-Flexural Hinge Model for Nonlinear Dynamic Progressive Collapse Analysis of Welded Steel Moment Frames [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2010, 136(2): 165-173.
- [64] 何庆峰, 易伟建. 考虑悬索作用钢筋混凝土梁柱子结构抗倒塌性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(4): 52-59.
- [65] Xu Man, Zhang Sumei, Guo Lanhui, Wang Yuyin. Progressive Collapse Analysis of Concrete-Filled Steel Tubular Frames with Semi-rigid Connections [J]. Transactions of Tianjin University, 2011, 17(6): 461-468.
- [66] 石永久, 王萌, 王元清. 基于多尺度模型的钢框架抗震性能分析[J]. 工程力学, 2011, 28(12): 20-26.
- [67] 周小燕. 钢管混凝土组合框架抗连续倒塌性能研究[D]. 兰州: 兰州理工大学硕士学位论文, 2012.
- [68] Shi Yongjiu, Wang Meng, Wang Yuanqing. Analysis of Seismic Behaviour of Welded Steel Connections and Frames with Differently Constructed Connections [J]. Advances in Structural Engineering, 2012, 15(7):1053-1068.

- [69] 李爽, 赵颖, 翟长海, 谢礼立. 节点对 RC 框架结构抗连续倒塌能力影响研究[J]. 工程力学, 2012, 29(12): 80-87.
- [70] 王伟, 李玲, 陈以一. 连续性倒塌工况下梁柱节点性能研究试验[R]. 同济大学土木工程学院建筑工程系, 2012.
- [71] Qian Kai, Li Bing. Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2012, 26(5): 576-589.
- [72] 何政, 黄国辉. 框架结构悬链线效应研究新进展[J]. 力学进展, 2012, 42(5): 547-560.
- [73] Yang Bo, Tan Kanghai. Numerical analyses of steel beam-column joints subjected to catenary action [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 70: 1-11.
- [74] 王英, 顾祥林, 林峰. 考虑压拱效应的钢筋混凝土双跨梁竖向承载力分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(4): 32-42.
- [75] Yu Jun, Tan Kanghai. Structural Behavior of RC Beam-Column Subassemblages under a Middle Column Removal Scenario [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2013, 139(2): 233-250.
- [76] Yang Bo, Tan Kanghai. Experimental Tests of Different Types of Bolted Steel Beam-Column Joints under a Central-Column-Removal Scenario [J]. Engineering Structures, 2013, 54: 112-130.
- [77] Qian Kai, Li Bing. Performance of Three-Dimensional Reinforced Concrete Beam-Column Substructures under Loss of a Corner Column Scenario [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2013, 139(4): 584-594.
- [78] 中国建筑学会抗震防灾分会建筑结构抗倒塌专业委员会, 陆新征. 钢筋混凝土节点连续倒塌分析竞赛. <http://www.collapse-prevention.net/show.asp?ID=24&adID=1>, 2013.
- [79] 王伟, 李玲, 陈以一. 方钢管柱-H 形梁栓焊混合连接节点抗连续性倒塌性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(4): 92-99.
- [80] 霍静思, 王宁, 陈英. 钢框架焊接梁柱节点子结构抗倒塌性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(4): 100-108.
- [81] 李承铭, 李志山, 王国俭. 混凝土梁柱构件基于截面的纤维模型的弹塑性分析[J]. 建筑结构, 2007, 37(12): 33-35.
- [82] 周新炜, 李志山, 李云贵. 基于 ABAQUS 纤维梁单元的混凝土单轴滞回本构模型的开发与应用[C]. 第十四届全国工程设计计算机应用学术会议论文集, 杭州, 2008, 3-11.
- [83] 闻洋, 罗国荣, 郝铭科. 纤维模型法在矩形钢管混凝土梁中的应用[J]. 内蒙古科技大学学报, 2008, 27(4): 359-362.
- [84] 嵇一, 李忠献. 精细化纤维梁柱单元模拟分析平台 FENAP 的开发[J]. 震灾防御技术, 2010, 5(2): 242-246.
- [85] 陈伟贤. 框剪结构弹塑性反应分析程序二次开发及抗震性能校验[D]. 重庆: 重庆大学硕士学位论文, 2010.

- [86] 尚兵, 庄茁. 基于 ABAQUS 梁单元的钢筋混凝土材料子程序[C]. 北京力学学会第 17 届学术年会论文集, 北京, 2011, 416-422.
- [87] 臧博, 朱东升, 冯长友, 向中富. 圆钢管混凝土桥墩弯矩-曲率关系分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2011, 30(1): 13-18.
- [88] 韩军, 李英民, 陈伟贤, 罗文文. 基于 ABAQUS 三维梁单元的混凝土材料子程序二次开发[J]. 建筑结构, 2011, 41(5): 111-114.
- [89] 聂建国, 陶慕轩. 采用纤维梁单元分析钢-混凝土组合结构地震反应的原理[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(10): 1-10.
- [90] 聂建国, 陶慕轩. 采用纤维梁单元分析钢-混凝土组合结构地震反应的应用[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(10): 11-20.
- [91] 聂建国, 王宇航. 基于 ABAQUS 的钢-混凝土组合结构纤维梁模型的开发及应用[J]. 工程力学, 2012, 29(1): 70-80.
- [92] 夏敏, 余江滔, 陆洲导, 向怡宁. 基于纤维模型的受火后混凝土框架的有限元分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(1): 33-37.
- [93] 李健, 戚永乐. ABAQUS 纤维单元的混凝土滞回模型的开发[J]. 科学技术与工程, 2012, 12(2): 361-364.
- [94] 徐小龙. 基于 ABAQUS 纤维梁元的静力弹塑性分析[D]. 成都: 西南交通大学硕士学位论文, 2012.
- [95] 刘书雷, 陆洲导, 余江滔. 高温混凝土构件基于纤维单元的数值分析[J]. 结构工程师, 2012, 28(4): 51-56.
- [96] 袁伟泽, 陈清军. ABAQUS 中三维梁单元材料单轴本构模型的二次开发[J]. 河北工程大学学报(自然科学版), 2013, 30(1): 9-12.
- [97] ABAQUS. Abaqus Scripting User's Manual [M]. Version 6.10. Rhode Island, USA: ABAQUS, Inc., 2010.
- [98] 江见鲸, 何放龙, 何益斌, 陆新征. 有限元法与其应用[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006.
- [99] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8):1804-1826.
- [100] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 1993.
- [101] GB50010-2010. 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [102] Scott B D, Park R, Priestley M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates [J]. ACI Structure Journal, 1982, 79(1): 13-27.
- [103] Kent D C, Park R. Flexural Members with Confined Concrete [J]. Journal of the structure Structural Division, ASCE, 1971, 97(ST7): 1969-1990.
- [104] Karsan I D, Jirsa J O. Behavior of concrete under compressive loadings [J]. Journal of the Structural,

- ASCE, Division, 1969, 95(12):2543-2563.
- [105] Sinha B P, K H Gerstle, Tulin L G. Stress-strain relations for concrete under cyclic loading [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1964, 61(2):195-211.
- [106] Yassin M H M. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads [D], University of California. Berkeley, California, USA, 1994.
- [107] Clough R W, Johnston S B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements [C]//Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan, 1966.
- [108] 汪训流, 陆新征, 叶列平. 往复荷载下钢筋混凝土柱受力性能数值模拟[J]. 工程力学, 2007, 24(12): 76-81.
- [109] Esmaily A, Xiao Y. Behavior of reinforced concrete columns under variable axial loads: analysis [J]. ACI Structure Journal, 2005, 102(5): 736-744.
- [110] Légeron F, Paultre P, Mazar J. Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2005, 131(6): 946-954.
- [111] Menegotto M, Pinto P E. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending [C]//Proceeding, Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 1973: 15-22.
- [112] Filippou F C, Popov E P, and Bertero V V. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints [R]. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, USA, 1983.
- [113] 吴芸, 张其林, 王旭峰. 钢框架抗震性能试验研究和数值分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2006, 38(4): 486-490.
- [114] Kawashima K, Watanabe G, Hayakawa R. Seismic performance of RC bridge columns subjected to bilateral excitation [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2004, 8(4): 107-132.
- [115] 钱稼茹, 彭媛媛, 赵作周. 万科预制剪力墙试验报告[R]. 北京: 清华大学土木工程系, 2010.
- [116] 邹翮, 周德源. 3层钢筋混凝土框架结构反复加载试验分析[J]. 四川建筑科学研究, 2005, 31(2): 7-11.
- [117] 何庆峰. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能试验应用研究[D]. 长沙: 湖南大学博士学位论文, 2010.
- [118] Hu H T, Huang C S, Wu M H. Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(10): 1322-1329.
- [119] 肖阿林. 钢管-钢管高性能混凝土轴压组合柱受力性能与设计方法研究[D]. 长沙: 湖南大学博士学位论文, 2009.
- [120] 朱美春, 刘建新, 王清湘. 钢管-方钢管高强混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报,

2011, 44(7): 55-63.

- [121] 康洪震, 钱稼茹. 钢管混凝土叠合柱轴压强度试验研究[J]. 建筑结构, 2006, 36(增刊): 22-25.
- [122] 钱稼茹, 康洪震. 钢管高强混凝土组合柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(4): 85-93.
- [123] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 48-58.
- [124] 王先铁, 郝际平, 周观根, 张耀, 马尤苏夫. 两层两跨方钢管混凝土框架抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2010, 30(3): 70-76.
- [125] Guo Lanhui, Gao Shan, Fu Feng, Wang Yuyin. Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 89(2013): 236-251.
- [126] ACI Committee 318(ACI 318). Building code requirements for structural concrete and commentary [S]. American Concrete Institute, Detroit, USA, 2005.
- [127] 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 建筑抗震弹塑性分析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [128] 中国工程建设协会标准 CECS28. 钢管混凝土结构技术规程[S]. 中国工程建设标准化协会, 2012.
- [129] The United States General Services Administration. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects [S]. Washington, D. C., 2003.
- [130] R.克拉夫, J.彭津. 结构动力学(第二版)[M]. 北京: 高等教育出版社, 2006.
- [131] GB50011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [132] UFC4-023-03. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse[S]. Washington, D. C, USA,2013.

致 谢

时间作为一种特殊的过滤器，筛去浮华，留下更多充实且美好的回忆。依然记得三年前来工大复试那个初春，转眼已到毕业时。

感谢我的导师王文达教授一直以来对我学习和生活上的指导和帮助，这三年来，导师为我提供了优越的学习环境和科研平台，引导我走进学术研究的殿堂。导师对学术研究的热爱和执着深深的感染着我，对工作的勤奋和严谨态度时刻激励着我！这一切都将让我受益终身，师恩拳拳，在以后的日子中，我一定牢记导师的教诲，以导师的学术精神为榜样。

感谢研究生阶段课题组的三位科研伙伴：杨全全、张海龙、王明涛，研究生三年中你们在生活、学习和科研方面都提供了很多的帮助和支持。科研上有你们的帮助使得我的很多想法和思路才得以实现；记得很多次夜里 12 点是被办公楼的管理员赶回宿舍的，而在路上我们依然继续讨论着课题，这些日子我都会记在心里，在今后的路上祝福你们一切顺利！

感谢课题组的其他各位同门营造了良好的科研和学术氛围，他们是师兄：王景玄、付博啸、夏磊、包延红、魏国强、王亚伟和孙战伟；师姐：王凤、周小燕、谢娜、黄秋秋和未晓丽；同届同学：肖会霞和杨金娟；师弟：宋子龙、车向龙；师妹：韩祎和张敏。

感谢研究生阶段的好友张玉星、王昊和马润田在我生活和学习上遇到困难时的帮助和支持。感谢土木学院研究生足球队，我们在一起时有很多快乐和辉煌的时光。

感谢我的父母、姐姐、哥哥和妹妹在我这么多年的求学路上的支持和鼓励，是你们的爱一直陪伴着我走过很多挫折。感谢女朋友宋一容对我学业和生活的支持，是你的正能量让我走出了迷茫和困顿，未来一起前行！

本文得到国家自然科学基金(51268038)、甘肃省科技支撑计划项目(1204FKCA146)的资助，特此致谢！

李华伟

2014 年 4 月 9 日于工大图书馆

附录 A 攻读硕士学位期间的研究成果

学术论文:

- [1] 李华伟, 王文达. ABAQUS 二次开发在钢管混凝土结构有限元分析中的应用. 建筑结构学报, 2013, 34(增刊 1): 353-358. (EI 收录: 20133916790360)
- [2] Li Huawei, Wang Jingxuan, Wang Wenda. Progressive collapse analysis of concrete-filled steel tubular planar frame based on fiber model. The 13th International Symposium on Structural Engineering (ISSE-13), 2014. (已录用)
- [3] 王文达, 李华伟. 基于 ABAQUS 平台的纤维模型开发与应用. 振动与冲击. (已投稿, EI 期刊)
- [4] 王文达, 魏国强, 李华伟. 钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构滞回性能分析. 振动与冲击, 2013, 32(15): 41-46. (EI 收录: 20134216861004)
- [5] 王文达, 杨全全, 李华伟. 基于分层壳单元与纤维梁单元的组合剪力墙滞回性能分析. 振动与冲击. (已录用, EI 期刊)
- [6] 宋子龙, 王文达, 王景玄, 李华伟. 基于 Pushdown 方法的圆钢管混凝土柱-钢梁框架抗连续倒塌机制分析. 振动与冲击. (已投稿, EI 期刊)

软件著作权:

- [1] 王文达, 李华伟, 杨全全, 宋子龙. 基于 ABAQUS 平台的钢与混凝土结构纤维模型软件. 软件著作权登记号: 2014SR005330.
- [2] 王文达, 李华伟, 王景玄, 包延红, 张海龙, 王明涛. 钢与混凝土材料应力应变关系计算软件. 软件著作权登记号: 2014SR031087.

附录 B 攻读硕士学位期间参与的科研项目

- [1] 国家自然科学基金(编号: 51268038): 局部火灾下钢管混凝土组合框架连续倒塌机理与设防对策, 项目参加人, 2013.1-2016.12, 在研。
- [2] 甘肃省科技支撑计划项目(编号: 1204FKCA146): 钢管混凝土组合框架基于位移的抗震设计理论与试验研究, 项目参加人, 2012.1-2014.12, 在研。