

学校代号 10731

学 号 102081402010

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构 抗震性能研究

学位申请人姓名 魏国强

培 养 单 位 兰州理工大学

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 2013年5月

学校代号：10731

学 号：102081402010

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构抗震性能研究

学位申请人姓名：魏国强

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：2013 年 5 月

论文答辩日期：2013 年 6 月 2 日

答辩委员会主席：莫庸 教授级高工

**Seismic Behaviour of the mixed structures with concrete-filled
steel tubular frame and RC shear wall**

By

WEI Guoqiang

B.E. (Lanzhou University of Technology) 2010

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda

May, 2013

兰州理工大学

学位论文原创性声明

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

作者签名： 日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权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

目 录

摘 要.....	I
ABSTRACT.....	II
第1章 绪 论.....	1
1.1 前言.....	1
1.1.1 钢管混凝土的特点.....	1
1.1.2 钢管混凝土的发展.....	2
1.1.3 混合结构体系的优点及在高层及超高层建筑中的应用.....	3
1.2 课题的研究意义.....	4
1.3 相关课题的研究现状.....	5
1.3.1 钢管混凝土框架体系抗震性能研究现状.....	5
1.3.2 剪力墙抗震性能研究现状.....	7
1.3.3 钢-混凝土混合结构的抗震性能研究现状.....	11
1.4 本文的主要内容及方法.....	13
第2章 单层单跨带钢管混凝土柱 RC 剪力墙弹塑性分析.....	15
2.1 引言.....	15
2.2 OPENSEES 中考虑剪切效应的纤维模型.....	16
2.2.1 OpenSees 程序概述.....	16
2.2.2 OpenSees 中考虑剪切效应的模型化方法简介.....	16
2.3 有限元模型的建立.....	17
2.3.1 基本假定.....	17
2.3.2 材料本构模型的选取.....	17
2.3.3 剪力墙剪切恢复力特征参数的确定.....	19
2.4 钢筋混凝土剪力墙滞回性能分析.....	23
2.5 型钢混凝土剪力墙滞回性能分析.....	24
2.5.1 算例概述.....	24
2.5.2 滞回曲线计算结果.....	27
2.6 单层单跨带钢管混凝土柱 RC 剪力墙滞回性能分析.....	31
2.6.1 算例概述.....	31
2.6.2 滞回曲线计算结果.....	33
2.6.3 骨架曲线对比.....	37
2.7 本章小结.....	40
第3章 两层两跨带钢管混凝土柱 RC 剪力墙弹塑性分析.....	41
3.1 概述.....	41
3.2 两层两跨钢管混凝土框架-RC 剪力墙拟静力试验数值分析.....	44

3.2.1 框架结构滞回曲线计算结果	44
3.2.2 混合结构滞回曲线计算结果	45
3.2.3 骨架曲线对比	46
3.3 两层两跨钢管混凝土框架-RC 剪力墙拟动力试验数值分析.....	47
3.3.1 概述	47
3.3.2 加速度反应数值模拟	48
3.3.3 位移反应数值模拟	51
3.4 本章小结	54
第4章 钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构 PUSHOVER 分析.....	55
4.1 引言	55
4.2 结构方案概况	55
4.3 静力弹塑性分析	58
4.3.1 静力弹塑性分析方法概述	58
4.3.2 OpenSees 数值模型的建立	59
4.3.3 加载模式	60
4.4 钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构静力弹塑性分析结果.....	60
4.4.1 顶点位移和基底剪力的关系	60
4.4.2 楼层位移	61
4.4.3 层间位移	62
4.5 本章小结	63
结论与展望.....	65
参考文献.....	66
致 谢.....	71
附录 A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录.....	72
附录 B 攻读硕士学位期间参加的科研项目.....	72

摘 要

钢-混凝土混合结构体系由于其较好的抗震性能,已广泛的应用在高层及超高层结构中,钢管混凝土框架-RC 剪力墙结构作为一种典型的混合结构体系,也开始应用在实际工程中。但对这类结构抗震性能的研究主要还是集中在构件方面,对结构体系的研究相对较少,本文从构件和体系两个方面对这种结构进行了研究,具体进行了以下几方面的工作:

(1) 采用开源非线性分析程序 OpenSees 计算平台中的非线性纤维梁柱单元对不同研究者完成的带钢管混凝土边柱、型钢混凝土边柱以及钢筋混凝土边柱的 RC 组合剪力墙进行了低周往复荷载试验的数值模拟,并将计算所得的滞回曲线和试验滞回曲线进行了对比,理论计算与实验结果总体上吻合良好。计算表明,这种在截面层次考虑非线性剪切效应的纤维模型法能够较好的模拟组合剪力墙的抗剪承载力、捏缩效应以及刚度退化。

(2) 对研究者完成的两层两跨的钢管混凝土框架-RC 组合剪力墙结构进行了拟静力试验和拟动力试验的数值模拟,计算了结构顶层和底层的荷载-位移滞回关系曲线和加速度幅值为 0.05g、0.1g、0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、1.0g、1.4g 时的 Kobe 地震波作用下结构的加速度反应和位移反应,并与试验结果进行了对比,计算与试验结果吻合良好。

(3) 采用有限元软件 PKPM 设计了两栋 15 层柱截面分别为圆形和方形的钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构,并计算了其在 8 度设防时的层间位移和层间位移角。运用 OpenSees 计算平台对所设计结构进行了不同侧力模式下结构的静力弹塑性分析,进一步验证了这种建模方法对混合结构体系的适用性。

关键词: 钢管混凝土; 组合剪力墙; 纤维模型; OpenSees; 滞回性能; Pushover 分析

Abstract

The steel-concrete mixed structures with their excellent seismic behavior have a wide range of applications in many high-rise and super high-rise buildings. As a kind of mixed structure system with concrete-filled steel tubular frame and RC shear wall, it have begun to be used in engineering practice. But most researchers focused on the study of seismic behavior of components in this structure. However, the overall performance of this mixed structure research is relatively less. This paper mainly studied the following two aspects of components and overall performance of this structure. The main achievements can be summarized as follows:

(1) The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), an open-source nonlinear analysis platform was used to simulate the performance of nonlinear beam-column fiber model based on the other researchers' experiments, which include the reinforced concrete shear walls framed with concrete-filled steel tubular (CFST) columns, steel reinforced concrete (SRC) columns and reinforced concrete (RC) columns under low cyclic loading. The results obtained from the calculation are in good agreement with those from the experiment. The results show that the fiber modeling method of considering the shear effect could effectively predict the maximum shear force, pinch effect and stiffness degradation of the composite shear walls.

(2) The performance of two-span and double-layer concrete-filled steel tubular frame-hybrid shear wall structures under the quasi-static and quasi-dynamic loading conditions based on the other researchers' experiments was Simulated. This dissertation Analyze the force-displacement hysteretic curves and the displacement and acceleration response of the structures under the Kobe waves with peak accelerations of 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.4g, 0.6g, 0.8g, 1.0g and 1.4g. The calculated results by OpenSees agreed well with experimental results.

(3) A finite element software PKPM was used to design two 15 storeys mixed structures with concrete-filled steel tubular frame and RC shear walls, and CFST columns with circular and square sections. This dissertation Calculatied storey drifts and storey drifts angle in seismic precautionary intensity 8, The FEM software OpenSees was used to the elastic-plastic static analysis, the performance of two designed mixed structures have been studied under the different lateral loading modes. This further verified the feasibility of this fiber model in the mixed structures.

Key words: concrete filled steel tubes(CFST); composite shear wall; fiber model;

OpenSees; hysteretic behavior; Pushover analysis

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 前言

1.1.1 钢管混凝土的特点

钢管混凝土 (Concrete-filled steel tubes), 简称CFST, 是指在空钢管中填充混凝土而形成, 并且其内部的核心混凝土和钢管能够较好的共同工作, 从而共同承受外荷载作用的结构构件。由于组成钢管混凝土的核心混凝土受到外部钢管的约束作用, 使得核心混凝土处于三向受压的应力状态, 这大大提高了混凝土的强度, 并改善了塑性及韧性性能。同时由于混凝土的存在防止了钢管发生过早的局部屈曲, 从而保证了钢材性能的充分发挥。另一方面, 钢管混凝土在施工的过程中, 钢管可以作为浇筑混凝土的永久模版, 从而节省了模版费用, 加快了施工速度(韩林海, 2007^[1])。

工程中采用的钢管混凝土构件截面形式主要以圆形、方形以及矩形为主, 图1.1和图1.2所示为圆形和矩形截面钢管混凝土在工程中的应用。此外近年来新型的钢管混凝土也研究较热, 如劲性钢管混凝土、中空夹层钢管混凝土、钢管配筋混凝土以及钢管混凝土叠合柱等(韩林海等, 2009^[2])。



图1.1 施工中的圆钢管混凝土框架



图1.2 施工中的矩形钢管混凝土框架

钢管混凝土的特点可以简要归纳为, 承载力高、塑性韧性好、制作和施工方便、耐火性能好以及经济效果好等特点, 由于当代的工程结构向大跨、高耸和重载方向发展, 而钢管混凝土的特点能够适应这种发展的需要, 因而广泛应用于工业厂房柱、地铁站台柱、送变电杆塔、高层和超高层建筑以及桥梁结构中。近年来钢管混凝土的工程应用也逐渐增多, 主要集中在高层及超高层建筑以及大跨度拱桥中的应用(钟善桐, 2003^[3], 韩林海, 2007^[4])。有代表性的如 1999 年建成的深圳赛格广场大厦, 是全部柱子采用钢管混凝土的世界最高建筑, 同时是由我国自己设计、自己施工的超高层建筑, 建筑高度为

291.6m，为框筒结构体系，如图 1.3 所示。于 2009 年建成的广州珠江新城西塔，为广州市地标性建筑，建筑高度为 432m，采用圆形钢管混凝土斜交柱，如图 1.4 所示。大连国际贸易大厦，建筑高度 358m，采用了矩形钢管混凝土柱，如图 1.5 所示。此外，钢管混凝土在桥梁及大跨度结构中的应用也较多，典型的如 2005 年建成通车的重庆巫峡长江大桥，主跨为 492m，是世界上跨度最大的中承式钢管混凝土拱桥，如图 1.6 所示。于 2006 年建成的滨州国际会展中心，如图 1.7 所示，占地 45000m²，采用了圆钢管混凝土柱，取得了良好的建筑和经济效果(韩林海，2007^[4])。



图 1.3 深圳赛格广场大厦



图 1.4 广州珠江新城西塔



图 1.5 大连国际贸易大厦

1.1.2 钢管混凝土的发展

钢管混凝土是在螺旋配筋混凝土的基础上演变和发展起来的，早期主要应用在桥墩和工业厂房柱等结构中，但在钢管中填充混凝土主要是出于防止钢管内壁锈蚀以及改善其防火性能的要求，并未考虑混凝土的受力。另一方面由于当时混凝土浇筑工艺较为落后，使得钢管混凝土的经济效果并不明显，从而使其推广受到一定的影响(韩林海，2007^[4])。



图 1.6 重庆巫峡长江大桥



图 1.7 滨州国际会展中心

早在 20 世纪五六十年代，前苏联就对钢管混凝土进行了系统的研究，并应用在一些工程结构中。在英国，德国和法国等西欧国家，主要以研究圆钢管混凝土、方钢管混

凝土和矩形钢管混凝土为主,并对在核心混凝土中配置钢筋或型钢的钢管混凝土进行了研究,设计规程主要有英国标准 BS5400(2005)以及欧洲规范 EC4(2004)等。在美国和加拿大,同样主要是以研究圆钢管混凝土和方钢管混凝土为主,其设计规程 ACI318-08(2008)和 ANSI/AISC360-05(2005)给出了钢管混凝土的设计规定。在日本,由于在 1923 关东大地震后,发现钢管混凝土结构的建筑在地震中破坏并不明显,因此在其以后的建筑中广泛应用了钢管混凝土,日本目前钢管混凝土相关的设计规程主要有 AIJ(2008)等。此外,澳大利亚学者对钢管高强混凝土和薄壁钢管混凝土结构也进行了系统而深入的研究(韩林海, 2007^[4])。

从 20 世纪 60 年代钢管混凝土开始引入我国,到 60 年代中期,钢管混凝土开始在厂房柱和地铁工程中采用。在 60 年代后期,我国对钢管混凝土基本构件的力学性能和设计方法、节点构造和施工技术等方面进行了比较系统的研究,在 70 年代后得到了广泛的推广应用,实际工程应用不断增多,获得了良好的经济效益和社会效应。我国研究者已在钢管混凝土力学性能研究中取得了一系列成果:如钟善桐(2003^[3], 2006^[8]);韩林海(2007)^[1];蔡绍怀(2003)^[5];陈宝春, (1999)^[6];韩林海和杨有福(2007)^[4];陶忠和于清(2006)^[7]等。近十几年我国颁布的钢管混凝土相关的规程主要有:中国工程建设标准化协会标准《钢管混凝土结构设计及施工规程 CECS28: 90》,《矩形钢管混凝土结构技术规程 CECS159: 2004》,福建省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程 DBJ/T13-51-2010》,甘肃省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程 DB62/T25-3041-2009》,《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程 CECS230: 2008》等。

1.1.3 混合结构体系的优点及在高层及超高层建筑中的应用

随着我国城市化步伐的加快,导致了用地的紧张,从而促使了高层建筑的不断发展,另一方面由于我国钢产量的逐年增加,国家采取鼓励和引导在建筑业使用钢材,使得钢-混凝土混合结构体系在我国高层及超高层建筑中的应用日益增多,作为一种新兴的结构体系,混合结构有钢结构施工速度快和混凝土结构刚度大的优点^[14]。混合结构主要是指部分钢结构和部分钢筋混凝土结构的组合,主要表现在抗侧力体系的组合。比较常见的组合形式是外部框架采用钢框架、钢管混凝土框架或型钢混凝土框架,而核心筒采用钢筋混凝土。这样侧力主要是由钢筋混凝土核心筒承担,而外部框架主要承担竖向荷载,充分发挥了材料各自的优点,与混凝土结构相比,自重轻,且施工速度较快,与钢结构相比,造价较低。研究表明,混合结构的施工速度与钢结构相当,而用钢量仅为钢结构的 70%,且降低了防火处理的费用,这表明这种结构体系是一种符合我国政策的导向,值得推广的结构体系^[15]。

1.2 课题的研究意义

地震是一种危及人民生命财产的突发式自然灾害，其最大的特点就是不可预见性和极大的破坏性，长期来地震造成了巨大的人员伤亡和财产损失。此外，地震也造成了房屋破坏、交通生产中断，水灾、火灾、疾病等次生灾害和社会和政治影响。如 2004 年发生在印度尼西亚苏门答腊以北海域的 9.3 级海底地震，引发了高达 10 余米的海啸，共造成 29.2 万人死亡^[9]。2008 年发生在我国的汶川大地震导致了大量的房屋倒塌并引发了大面积的山体滑坡，如图 1.8 所示，地震导致的交通以及通信的中断也给救援带来了较大的困难。2011 年发生在日本宫城以东太平洋海域的 9.0 级海底地震不但引起了巨大的海啸，造成 1.5 万多人丧生，3000 多人失踪，而且引起了火灾以及严重的核泄漏，如图 1.9 所示，造成了极大的恐慌^[10]，近期发生的四川雅安 7 级地震也导致了 200 多人死亡。



图 1.8 汶川地震中房屋的倒塌



图 1.9 日本地震中引起的火灾

我国是世界上多地震国家之一，全国有 60% 的国土面积其设防烈度大于等于 6 度，位于 7 度及 7 度以上地区的城市约占到一半，百万人以上的大城市有 85.7% 位于地震区^[11]，且地震区域广阔而分散，地震频繁而强烈。20 世纪，我国震级大于 8 级的地震就有 10 多次之多，损失惨重。1556 年发生在陕西关中地震，死亡人数达 83 万余人；1920 年的宁夏海原地震，死亡 20 万余人，伤着不计其数；1976 年的唐山地震，死亡人数达 24 万人^[12]，且 2008 年的汶川地震造成的死亡将近 9 万余人，受伤人数 30 万人，受灾人口 4000 万，直接经济损失 5000 亿元，造成了空前的人间惨祸^[13]，且强震区域的房屋、交通设施、厂房等受到极其严重的破坏。

虽然混合结构体系的工程应用较多，但是对这种结构体系抗震性能的研究还不够充分和完善，一方面在国外地震区这种结构应用较少，震害资料比较缺乏，另一方面在国内这种结构建筑均较高，而且为了满足建筑的要求，结构形式也越来越复杂，我国还没有出台这方面的规范。很多问题还有待进一步的完善，如结构的合理使用范围、顶点位移、层间位移角限值、核心筒的合理高度、塑性铰机制以及钢与混凝土两种结构的共同共作问题等。因此，对这种结构的抗震性能和设计方法进行系统而深入的研究，具有十分重要的意义^[15]。

1.3 相关课题的研究现状

钢管混凝土基本构件和梁柱节点抗震性能的研究已较为成熟,对钢管混凝土框架的研究相对较少,对于钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构抗震性能的研究更是少之又少,故为了研究这种新兴结构的抗震性能,阅读了相关的文献,并进行了分析与综述,主要包括钢管混凝土框架抗震性能的研究、带钢管混凝土边框的钢筋混凝土剪力墙力学性能的研究以及钢-混凝土混合结构体系抗震性能研究等三个方面内容。

1.3.1 钢管混凝土框架体系抗震性能研究现状

由于钢管混凝土框架具有较好的抗震性能,已经越来越多的应用于高层建筑中,尤其在 1955 年的日本阪神地震中,钢管混凝土结构的建筑震害较轻。文献[1]对钢管混凝土的构件,节点,以及框架进行了较为全面的研究。

王文达等(2006)^[16]对 4 组共计 12 个单层单跨的钢管混凝土柱-钢梁平面框架进行了恒定轴力作用下的水平低周反复荷载试验。结果表明,钢管混凝土框架的滞回曲线较为饱满,无明显的刚度和强度的退化,具有良好的抗震耗能能力,轴压比和含钢率对其抗震性能有较大影响。

许成祥等(2006)^[17]对一榀1/10缩尺的单跨两开间8层的钢管混凝土柱-钢梁框架结构模型进行了模拟地震振动台试验。试验表明,高阶频率对结构加速度影响较大,低阶频率对位移影响较大。模型的层间位移角及总位移角均未超过规范规定的弹性位移角和弹性层间位移角的限值,表明结构的延性较好。

郭冰等(2007)^[18]采用SAP2000有限元软件对一个15层的方钢管混凝土柱-组合钢梁框架结构进行了静力弹塑性分析(push-over分析),分析了结构在不同侧向荷载加载模式作用下的结构的地震能力曲线和塑性铰的发展,并将分析结果与方钢管混凝土柱-钢梁和钢筋混凝土柱-钢梁的分析结果进行了对比,相比之下,方钢管混凝土柱-组合梁框架结构体系具有更好的抗震性能及变形能力。

王文达和韩林海(2008)^[19]通过考虑材料非线性和几何非线性,采用基于纤维梁柱单元理论的方法对单层单跨的钢管混凝土柱-钢梁平面框架力学性能进行了数值模拟,将分析结果与试验结果进行了对比,并对钢管混凝土柱截面含钢率、柱轴压比、柱长细比、柱钢材强度、混凝土强度、梁柱线刚度比以及梁柱强度比进行了参数分析。分析结果表明,随着柱截面含钢率、钢材强度、混凝土强度的提高,结构的水平承载力逐渐提高,框架柱的轴压比以及长细比对框架的水平承载力有明显的影晌。

Han等(2008)^[20]通过考虑材料非线性和几何非线性的影响,采用有限元分析软件ABAQUS对6个单层单跨的方钢管混凝土柱-钢梁框架试件进行了数值模拟,分析了柱轴压比和梁柱线刚度比对其力学性能的影响,并将分析结果与试验结构进行了对比,分析表明,当框架柱的轴压比增大时,结构的延性及耗能能力有所下降,梁柱线刚度比的增加,提高了结构的抗侧承载力。

Wang等(2009)^[21]在试验的基础上,采用有限元分析软件ABAQUS分析了方钢管混凝土柱-钢梁组合框架中钢梁纵向轴力的分布、柱中核心混凝土的轴力分布以及轴力沿柱高度方向的分布。分析了柱中轴力和梁柱线刚度比对组合框架性能的影响。对框架的水平荷载-位移滞回性能进行了数值模拟,并将其分析结果与试验结果进行了对比。结果表明,该组合框架的荷载-位移滞回曲线较为饱满,柱中轴力以及梁柱线刚度比对组合框架的力学性能影响较大。

赖颖和金国芳(2009)^[22]采用弹塑性时程分析方法,并运用MATLAB语言编制的程序,分别对2栋5层的钢筋混凝土框架结构与钢管混凝土组合框架结构在3种地震波输入下结构的加速度和位移反应进行了对比。理论计算结果表明,和钢筋混凝土结构相比,钢管混凝土结构具有较好的抗震性能。

杜国峰等(2009)^[23]进行了一个八层钢管混凝土柱-钢梁框架结构模型振动台试验,并运用有限元软件ANSYS进行了模拟分析。研究了结构在不同地震波激励下的最大地震作用、应变和位移反应及层间剪力,数值模拟结果和试验结果符合较好,研究表明,钢管混凝土框架结构体系具有较好的抗震性能。

邹万山和徐礼华(2009)^[24]对一个8层的圆钢管混凝土框架模型进行了模拟地震振动台试验,分析了模型在三种不同地震波作用下的地震响应、结构各层的加速度反应以及位移反应。试验结果表明:不同地震波对结构加速度和位移反应的分布曲线的影响较小,前两阶振型对框架各层绝对加速度的影响较大,高阶振型的影响较小。结构的层间滞回曲线比较饱满,表明结构的耗能能力较好,具有较好的抗震性能。

王文达和韩林海(2009)^[25]建立了基于非线性纤维梁-柱单元理论,并综合考虑材料和几何非线性的钢管混凝土柱-钢梁平面框架的数值计算模型,采用 OpenSees 求解平台对其进行了往复加载时荷载-位移滞回关系的计算。理论计算结果与试验结果吻合较好,表明该计算方法可以较好地预测钢管混凝土柱-钢梁框架的滞回曲线。

王文达等(2010)^[26]综述了基于性能的抗震设计理论的背景、概念以及主要内容,系统的分析了钢管混凝土框架结构基于性能的抗震设计理念和设计方法。并采用有限元分析软件SAP2000对一个12层的钢管混凝土框架模型进行了静力推覆(pushover)分析。计算分析表明:采用推覆曲线作为修正曲线可以正确地反映出结构薄弱层的位置,与结构的实际变形情况相符较好,与传统的基于承载力的抗震设计方法相比,直接基于位移的抗震设计方法在大震作用更加偏于安全。能够较好的保证强震作用下的结构性能。

刘晶波等(2010)^[27]采用 SAP2000 有限元分析软件,分别建立了组合梁-方钢管混凝土柱框架结构等5种结构体系。并对其进行了模态分析、地震反应谱分析、弹性时程分析及罕遇地震下的弹塑性时程分析。结果表明:考虑楼板的组合作用后,组合梁-方钢管混凝土柱框架结构自震周期变小,整体刚度提高,结构位移反应变小,在罕遇地震下结构为整体破坏机制,可抵御罕遇地震作用。

王军等(2011)^[28]运用了OpenSees计算平台中的非线性纤维模型,模拟了一个单跨两

开间的8层钢管混凝土框架的动力时程反应，并将其分析结果与地震振动台试验结果进行了对比，结果表明，数值模拟结果与试验结果吻合较好。由于纤维模型的计算方法考虑了钢管混凝土中核心混凝土的约束效应，故使得这种建模方法适用性更广。

王文达和王军(2011)^[29]采用了基于 OpenSees 的非线性纤维梁柱单元，建立了一个10层的方钢管混凝土组合框架，分析了结构在不同场地类别的地震反应。并将其计算结果与 Push-over 分析结果进行了对比。结果表明，结构的地震反应从 A 类场地到 D 类场地逐渐增强，不同地震动作用下，结构的最大位移均发生在第三层的位置。Push-over 分析中的倒三角侧力模式能够较好的反应结构的地震反应。

Thai 等(2011)^[30]采用基于考虑几何非线性和材料非线性的纤维梁柱单元对一个门式钢框架、两层钢框架及一个 20 层的钢框架进行了弹塑性分析，通过在截面层次定义单个纤维的单轴应力-应变关系来考虑其几何非线性，分析表明，这种每个构件只设置一个单元的纤维梁柱单元模型，能够更加准确和有效的模拟框架结构的非线性性能。

1.3.2 剪力墙抗震性能研究现状

剪力墙由于其抗侧刚度较大，能够有效的减小侧移，抵抗地震作用力，并承担了结构中的大部分水平力，已逐渐成为现代高层建筑中所广泛采用的抗侧力体系。但由于钢筋混凝土剪力墙的延性较差，这对结构的抗震性能较大的不利影响。近年来的历次地震也表明，当前的抗震理论以及设计方法还不够完善，所以改善剪力墙的延性将对提高整体结构的抗震性能显的尤为重要^[31]。

为了改善剪力墙的抗震性能，出现了带框剪力墙、带暗支撑的剪力墙以及开缝剪力墙等。廖飞宇等^[37-39,47]对带圆钢管混凝土及方钢管混凝土边框柱的钢筋混凝土剪力墙进行了试验研究，并采用有限元分析软件 ABAQUS 对其进行了数值模拟，结果表明，这种组合剪力墙具有较好的延性及耗能能力。曹万林等^[39-42,55,56]对带钢管混凝土边框柱（CFST）的钢筋混凝土剪力墙以及带暗支撑的钢筋混凝土剪力墙进行了试验研究以及数值模拟，结果表明，边框柱的存在提高了剪力墙的抗侧承载力及延性。

陈国栋等(2004)^[32]对6片1/3缩尺的钢板剪力墙进行了低周反复荷载试验，分析了边柱的局部屈曲、墙板高厚比、加劲肋布置形式以及加劲板的刚度对剪力墙滞回性能的影响，并采用弹塑性大挠度有限元法对其进行了数值模拟。试验与分析表明，边柱板件的局部屈曲对墙板屈曲后的强度有重要影响，且加劲肋斜向交叉布置的剪力墙具有较高的承载力和滞回性能，钢板剪力墙的耗能能力取决于边柱的弹塑性变形以及钢板的面外鼓曲变形。

Saari 等(2004)^[33]对连接钢边框和混凝土剪力墙的栓钉进行了往复荷载下的性能试验，并研究了不同的剪力墙配筋形式对栓钉性能的影响。试验结果表明，由于栓钉中轴向拉力的存在，极大的降低的栓钉的强度和变形能力，且栓钉的承载了能力和变形能力对钢框架和混凝土剪力墙的共同工作性能影响较大。

Zhong(2005)^[34]研究了钢筋混凝土平面应力结构的受剪性能,采用滞回软化薄膜模型(CSMM)来分析钢筋混凝土平面应力结构,基于OpenSees计算平台对9个1/3缩尺的带钢筋混凝土边框的混凝土剪力墙进行了数值模拟,将其分析结果与试验结果进行了对比,结果吻合较好,并对4片钢筋混凝土剪力墙进行了振动台试验,采用有限元程序SRCS对其进行了对应的数值模拟。

夏汉强和刘嘉祥(2005)^[35]采用有限元软件SAP2000对一片根据实际情况设定的带矩形钢管混凝土边柱的钢筋混凝土剪力墙进行了弹性有限元分析,分析结果与《矩形钢管混凝土结构技术规程》(CECS159:2004)中的结构分析假定符合较好。

Su等(2007)^[36]对三个高宽比为4的钢筋混凝土短肢剪力墙构件进行了不同轴压比作用下的拟动力试验,试验结果表明:当轴压比较高时,剪力墙的破坏呈弯曲线型,而当轴压比较高的时剪力墙的破坏呈平面外的失稳破坏,其刚度及强度退化均较快,耗能能力也降低,呈现出明显的脆性破坏。

廖飞宇(2007)^[37]对10榀带钢管混凝土边柱的钢筋混凝土剪力墙以及6榀带型钢混凝土边柱或钢筋混凝土边柱的钢筋混凝土剪力墙进行了恒定轴力作用下的低周反复荷载试验。研究了不同的边柱类型、轴压比以及高宽比对组合剪力墙滞回性能和破坏模式的影响。并通过有限元软件ABAQUS对其进行了数值模拟,分析了这种组合剪力墙的工作机理,在参数分析的基础上提出了钢管混凝土剪力墙抗剪承载力的简化计算公式。

廖飞宇和陶忠(2007)^[38]对边框柱分别采用钢管混凝土、型钢混凝土和钢筋混凝土的3榀剪力墙进行了滞回性能试验,并利用通用有限元软件ABAQUS对其荷载—位移关系进行了数值计算。试验和分析表明:与其他的两种剪力墙相比钢管混凝土剪力墙具有更好的抗震性能,墙板承担了大部分剪力,而边框柱承担了大部分弯矩。

廖飞宇等(2008)^[39]基于有限元分析软件ABAQUS建立了带钢管混凝土边框柱的钢筋混凝土剪力墙的三维非线性有限元模型,分析了该类剪力墙在恒定轴力和水平荷载共同作用下的力学性能。计算所得的荷载-位移曲线和试验实测结果吻合良好。剪力墙的受力机制类似于斜压杆的机制,主要发生剪切破坏。在极限荷载时,剪力墙承担了大部分的剪力,钢管混凝土边框柱承担了大部分的弯矩。

曹万林等(2008)^[40]对1个普通钢筋混凝土剪力墙和3个不同轴压比、不同抗剪连接件的矩形钢管混凝土边框剪力墙进行了低周期反复荷载下的抗震性能试验研究。实验和分析表明:与普通剪力墙相比,钢管混凝土边框剪力墙具有较高承载力,刚度退化慢,性能稳定,有较好的延性和耗能能力。且其钢管混凝土边框约束的强弱对性能有重要影响。

曹万林等(2008)^[41]进行了1/4缩尺的1个普通RC剪力墙模型和1个带钢管混凝土边框的RC剪力墙模型,在高轴压比下,对其进行了低周反复荷载试验。对比分析了其承载力、刚度及衰减过程、滞回特性、延性、耗能能力及破坏特征。研究表明:相比于普通RC剪力墙,钢管混凝土边框剪力墙的承载力、刚度、延性及耗能能力均显著提高。且其刚度退化慢,裂缝开展较多,具有较好的抗震性能。

王敏等(2008)^[42]进行了2个钢管混凝土边框柱组合剪力墙在不同轴压比作用下的低周反复荷载试验,剪跨比均为1.5,试件为1/4缩尺,钢管混凝土柱与剪力墙之间采用由槽形型钢弯成的U形连接键连接,并建立了钢管混凝土边框柱组合中高剪力墙的承载力计算模型,试验表明,当轴压比较大时,钢管混凝土边框组合剪力墙的承载力有所提高,但变形能力有所下降,且这种槽钢U形连接键能够保证钢管混凝土柱和剪力墙的共同工作。

钱稼茹等(2008)^[43]对6片轴压比为0.33~0.35,剪跨比为2.43的钢骨混凝土剪力墙、钢管混凝土剪力墙以及钢筋混凝土剪力墙进行了往复水平力加载试验,通过对剪力墙的约束边缘构件中配置不同的型钢,对比分析了不同构件的承载力及变形情况。试验表明,与普通钢筋混凝土剪力墙相比,配置了钢骨的剪力墙具有较高的正截面承载力及变形能力,尤其在配置圆钢管时,变形能力提高较为显著。

韩小雷等(2008)^[44]采用非线性有限元程序OpenSees进行了剪力墙的低周往复试验的数值分析,引入了多竖向弹簧模型(MVLEM)来模拟剪力墙结构,对剪力墙宏观单元的不同划分形式对其计算结果的影响进行了对比研究,将分析结果和试验结果进行对比,表明该数值模拟方法能够较好的宏观模拟剪力墙的非线性性能,且由于该分析方法可节省计算时间,故可适用于带剪力墙的高层结构的整体非线性分析,这对基于性能的抗震设计具有重要的意义。

韩小雷等(2008)^[45]通过对有限元分析程序OpenSees进行了二次开发的剪力墙结构分析程序SWNA对4片剪力墙进行了低周反复荷载试验的数值模拟,其剪力墙采用多竖向弹簧单元(MVLEM),数值分析结果与试验结果吻合较好,表明基于多竖向弹簧单元(MVLEM)的剪力墙宏单元能够较好的模拟剪力墙的剪切变形、中和轴移动、破坏机制以及局部塑性状态。且该单元由于自由度较少,可节约计算时间。

Mo等(2008)^[46]采用基于OpenSees平台的滞回软化薄膜模型(CSMM)对9个带边框的钢筋混凝土剪力墙进行了数值模拟,分析了剪力墙在不同柱轴压比及不同配筋下的滞回性能,并将其分析结果与试验结果进行了对比,分析表明,这种滞回软化薄膜模型能够较好的模拟剪力墙滞回曲线的捏缩效应、初始刚度、骨架曲线以及刚度退化。

Liao等(2009)^[47]对4个1/5缩尺的圆钢管混凝土边框组合剪力墙进行了恒定轴力作用下的水平往复荷载试验,分析了柱轴压比和剪力墙的高宽比对该组合剪力墙强度和刚度退化、延性以及耗能能力的影响。试验研究表明,剪力墙的破坏主要以剪切破坏为主,随着柱轴压比的增大,结构的抗侧能力逐渐增强,但是延性和耗能能力有所降低,且随着剪力墙高宽比的减小,结构极限强度提高,而延性及耗能能力降低,剪力墙上部角部位置构造钢筋的增加可防止结构的局部破坏,从而延缓其强度退化。

Thomson等(2009)^[48]采用基于损伤和断裂力学的模型,通过对集中塑性进行分级,对3片高宽比较小的钢筋混凝土剪力墙进行了数值模拟,分析了由于钢筋的屈服和滑移以及剪力墙斜裂缝的开展对剪力墙刚度和强度的影响,并将其计算结果和试验结果进行

了对比,分析表明这种方法能够较好的模拟高宽比较小剪力墙受力性能,但是由于高宽比较大剪力墙裂缝的发展主要是由于受弯引起,故不适合于模拟高宽比较大剪力墙。

曹万林等(2009)^[49]进行了1/5缩尺的3个中高剪力墙的低周反复荷载试验,对比分析了剪力墙的承载力、刚度及衰减过程、延性、耗能能力、滞回特性及破坏特征。研究表明:与普通剪力墙和圆钢管混凝土边框剪力墙相比,圆钢管混凝土边框内藏桁架的剪力墙的承载力、延性及耗能能力及后期刚度均有明显提高。且桁架的存在延缓了裂缝的开展。

孙力等(2009)^[50]利用有限元分析软件 ANSYS 对带有钢管混凝土边框的钢筋混凝土剪力墙和一片不包钢管框架的普通剪力墙的滞回性能进行了分析,结果表明设置钢管混凝土边框可提高混凝土剪力墙的抗震性能。钢管混凝土框架柱与混凝土墙片之间设缝可提高剪力墙抗震性能,且避免对钢管混凝土柱竖向承载力造成削弱。

侯峰(2009)^[51]运用大型通用有限元分析软件ABAQUS,建立了钢管混凝土框架钢板剪力墙结构的数值模型。并通过在不同的钢板高厚比、钢管壁厚以及在考虑了钢板的初始缺陷的情况下,分析了其抗剪承载力。通过大量的计算得出,钢管混凝土钢板剪力墙结构具有较高的初始刚度和后期承载力。

裴星洙和黎雪环(2009)^[52]通过将框架-剪力墙结构计算模型中的剪力墙简化成单墙柱模型与双墙柱模型,并采用平面铰接计算简图,进行了弹塑性地震响应分析。分析表明,该剪力墙简化模型的计算方法简单实用,与有限元软件ANSYS计算结果比较可知,该方法在进行弹塑性地震响应分析时具有一定的合理性。

钱稼茹等(2010)^[53]通过对6个剪跨比大于2.0的高轴压比钢管混凝土剪力墙试件和1个钢筋混凝土剪力墙试件的拟静力试验,试验结构表明,剪力墙的破坏形态为压弯破坏及底部混凝土压溃而丧失竖向承载力,配双钢管剪力墙的变形能力大于配置单钢管的剪力墙,约束边缘构件为端柱的剪力墙的变形能力大于约束边缘构件为暗柱的剪力墙。正截面受弯承载力试验值大于计算值。

谢凡和沈蒲生(2010)^[54]对6片带不同边框的钢筋混凝土剪力墙进行了低周反复荷载试验,分析了剪力墙的开缝及不同的轴压比对其受力性能的影响,并进行了数值模拟,试验与分析表明,带边框的剪力墙抗侧刚度及延性主要取决于剪力墙,边框柱的存在改善了结构的变形性能,延缓了剪力墙的破坏,钢柱边框剪力墙的耗能性能最好,型钢混凝土次之,钢筋混凝土较差。此外当柱的轴压比较大时,由于柱过早的丧失承载力,失去了对剪力墙的约束,导致剪力墙的延性下降。

杨亚彬等(2011)^[55]对1个圆钢管混凝土柱框架结构、1个普通混凝土剪力墙和1个圆钢管混凝土边框剪力墙进行了1/5缩尺的低周反复荷载试验,比较了这三种试件在低周反复荷载试验下的水平承载力、刚度与衰减过程、延性、滞回特性与耗能能力、骨架曲线以及破坏特征。实验结果表明:圆钢管混凝土边框剪力墙的承载力、抗震耗能能力高于圆钢管混凝土柱框架和普通混凝土剪力墙之和。且抗震性能比普通混凝土剪力墙显著提

高。

曹万林等(2011)^[56]对4个不同高宽比的钢管混凝土边框钢板剪力墙进行了模拟地震振动台试验,测试了在不同的峰值加速度下剪力墙的地震反应和动力特性。试验结果表明,相对于普通的钢管混凝土边框钢板剪力墙,钢管混凝土边框内藏钢板的混凝土剪力墙具有较大的刚度和较高的自振频率,而且由于在破坏后期钢板收受到混凝土的平面外约束,延缓了钢板的屈服,提高到了剪力墙的后期刚度。这表明,钢管混凝土边框内藏钢板剪力墙具有较好的抗震耗能能力。

杨红等(2011)^[57]采用了直接在截面层次上定义材料非线性剪切恢复力关系的方法,将纤维截面的轴向、弯曲效应和截面剪切恢复力模型中所定义的剪切效应组合起来,而形成新的组合截面,并运用了OpenSees计算平台中的Hysteretic Material单轴本构模型来模拟剪力墙的截面剪切恢复力特征,用对2片不同剪跨比的钢筋混凝土剪力墙进行了低周反复试验,并和试验结果进行了对比,计算表明,考虑剪切效应的计算方法能够较好的模拟出剪力墙的最大抗剪承载力、捏缩效应和刚度退化。

李毅等(2012)^[58]对一榀两跨两层的钢管混凝土框架-组合剪力墙结构进行了低周反复荷载试验。采用圆钢管混凝土柱及外加强环板形式节点,剪力墙中钢筋与框架梁柱之间采用U型钢筋焊接连接,分析了结构在低周反复荷载作用下的框架与剪力墙的共同工作性能、破坏形式、刚度退化及延性和耗能能力等。试验结果表明,框架梁柱和剪力墙之间的U型钢筋连接可保证其良好的共同工作性能,虽然一层的剪力墙破坏较为严重,但由于钢管混凝土框架、节点以及二层的剪力墙均未出现明显的破坏,故可作为第二道抗震防线。

1.3.3 钢-混凝土混合结构的抗震性能研究现状

钢-混凝土混合结构是指不同材料的结构构件混合而成的结构或结构体系,是结构构件在结构以及结构体系层次的组合。常见的形式有钢或钢管混凝土框架-混凝土剪力墙结构、钢或钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构以及钢-混凝土剪力墙结构等^[2]。其中由抗侧刚度较大的混凝土剪力墙或筒体承受风力及地震作用,框架柱主要承担竖向荷载。充分发挥了钢材和混凝土两种材料各自的优势。在混合结构的实验研究方面主要以缩尺的震动台试验为主,如韩林海等^[65-66]分别对2个30层的混合结构模型进行了模拟地震震动台试验,并对其进行了数值模拟。徐忠根等^[59]对一个33层的钢管混凝土框架-混凝土剪力墙混合结构进行了震动台试验研究。此外文献^[2]对外框架为钢管混凝土的混合结构进行了系统的研究。

徐忠根等(2002)^[59]对一个33层1/25缩尺的钢管混凝土框架-RC剪力墙结构进行了震动台试验,选用了EI-Centro, Taft地震记录和一条人工地震波,分别进行了在小震、中震、大震下的试验,测试了体系在多遇地震下的最大位移及最大加速度反应,并测试了钢管混凝土柱和钢筋混凝土梁的夹角的变化,试验结果表明,虽然结构的26层处有刚度突变,

但结构在多遇地震、设防烈度地震、罕遇地震作用下均未出现可见裂缝及破坏，且自振频率变化较小，表明该结构体系具有较好的抗震性能。

Shirali(2002)^[60]研究了带钢管混凝土边框柱的钢筋混凝土组合剪力墙中的边框柱与混凝土剪力墙之间的连接性能，对柱上设置抗剪栓钉、剪力墙中钢筋与柱直接焊接以及钢筋锚入钢管柱内等连接方式进行了分析，讨论了各种连接方式的适用性，并在试验结果的基础上提出了钢管混凝土柱和剪力墙之间的剪力-滑移简化计算公式。

孙修礼等(2005)^[61]采用微分方程建立了半刚性连接的钢管混凝土框架剪力墙结构的自由振动方程，推导出了其自振周期的计算公式，运用有限元计算软件ANSYS对一个20层的钢管混凝土框架剪力墙结构进行了模态分析，并与公式计算结果进行了对比，结果吻合较好。分析表明，半刚性的连接使结构的自震周期增大，且对低阶振型的影响较高阶振型显著。

阎兴华等(2006)^[62]主要对钢-混凝土混合结构弹塑性动力分析的模型的研究与应用、单元分析模型、截面恢复力模型、阻尼模型以及地震波的选择与输入进行了综述，并提出了需进一步研究与解决的问题。

李丕宁和秦荣(2006)^[63]介绍了一个32层高为97.5m的钢管混凝土框架-混凝土剪力墙混合结构的住宅。讨论了在地震作用下该体系框架和剪力墙的剪力分配、框架节点的设计、钢管混凝土柱的抗火设计问题，并考虑了在施工过程中钢管混凝土柱和混凝土剪力墙的不同竖向变形。

屠永清等(2007)^[64]采用有限元分析软件ANSYS对一个31层的钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构进行了推覆分析(push-over)，分析了该结构体系在罕遇地震作用下的抗震性能，计算表明，随着混凝土核心筒进入弹塑性阶段，钢管混凝土框架部分承担了较多的剪力，有效的起到了第二道防线的的作用，核心筒作为主要的耗能部分，其最大层间位移角亦满足规范“大震不倒”的要求，说明这种结构体系具有良好的耗能能力和延性。

Han等(2009)^[65]分别对两栋采用方钢管混凝土柱和圆钢管混凝土柱的框架-钢筋混凝土剪力墙混合结构模型进行了模拟地震振动台试验，模型均为30层，结构比例为1/20。分别对其输入了3种不同的地震波，并以不同的峰值加速度来模拟不同的地震强度水平。试验结果表明，钢管混凝土框架表现出较高的刚度和较好的延性，且框架和剪力墙之间具有良好的共同工作性能，证明该混合结构体系具有较好的抗震性能。

李威和韩林海(2009)^[66]在两个钢管混凝土框架-RC剪力墙混合结构模型振动台试验的基础上，运用有限元计算软件ANSYS对其进行了数值模拟，对比了不同钢管混凝土刚度取值对其频率结果的影响，并探讨了体系阻尼比的取值，计算表明，钢管混凝土框架和钢筋混凝土剪力墙协同工作性能较好，适当的考虑混凝土界面的刚度折减时的计算结果与试验结果吻合较好。

胡潇等(2009)^[67]采用ANSYS有限元软件对14层3跨的一个钢管混凝土框架-钢筋混凝土剪力墙结构进行地震相应分析，用时程分析法从理论上分析了结构的自振特性及

罕遇地震下各自的地震反应，综合的评定了钢管混凝土结构的抗震性能。通过计算得出了前 12 阶的自震频率和前 6 阶的振型。计算结果表明，钢管混凝土框架-剪力墙结构体系具有良好的抗震性能。

李兵等(2009)^[68]采用宏观有限元模型对一个钢筋混凝土框架-剪力墙结构进行了非线性分析，并将其分析结果与振动台试验结果进行了比较。结果表明，分析结果与试验结果符合较好，该方法简单而有效，能够较好的模拟结构的非线性性质。

周云等(2009)^[69]完成了一幢 1/35 缩尺的主楼 46 层副楼 21 层的钢管混凝土框架-混凝土核心筒减震结构的振动台试验，通过设置阻尼器和不设置阻尼器两种工况下对比了结构在两组真实记录地震波和一组人工地震波作用下的位移、加速度及应变响应，试验表明，在罕遇地震作用下，虽然结构的自振频率下降较多，但结构的整体性能较好，无倒塌趋势。表明钢管混凝土框架和混凝土核心筒的共同工作性能较好。在安装了阻尼器后，结构的扭转效应得到控制，地震反应有所降低。

尧国皇等(2010)^[70]采用有限元软件 SAP2000 对某超高层钢管混凝土框架-核心筒结构进行了整体线性屈曲分析和考虑初始缺陷的几何非线性的屈曲分析。分析表明，该超高层体系具有较好的整体稳定性能。

田淑明等(2010)^[71]利用 CANNY09 软件对某钢管混凝土框架-混凝土核心筒超限高层结构进行了整体弹塑性分析，并对设计结果进行了校核，评估了结构在大震下的抗震性能。结果表明：当前所采用的中震或大震的设计方法有效的增加了结构抗震性能的可靠性，对于以弯曲变形为主的结构，相对层间位移角能更加准确的反映结构的受力情况。可利用刚度折减的方法对构件进行处理，以考虑不同烈度水平下分析模型的适用性。

Li 等(2011)^[72]列出了近年来混凝土与钢组合框架的节点、构件以及框架体系的试验研究和有限元分析成果，对比了不同的节点形式和节点构造对节点力学性能的影响以及不同框架体系的塑性铰出现部位及顺序。实验结果表明：“穿柱节点”比“穿梁节点”具有较高的刚度，混凝土与钢组合框架结构延性较高，具有较好的抗震性能。

黄襄云等(2011)^[73]对一个型钢混凝土框架-混凝土筒体混合结构体系进行了 1/30 缩尺的振动台试验，并采用有限元软件 ETABS 对其进行了模态分析和地震反应时程分析，该结构由南塔和北塔两个独立的结构体系组成，其中，南塔高为 186.5m，北塔高为 159.6m。试验和分析表明，结构的实测自振频率和软件计算频率吻合较好，随着地震强度的增加，结构的频率逐渐减小，而阻尼逐渐增大，北塔破坏较为严重，在罕遇烈度作用下，由于南北塔楼的相互碰撞，导致的层间位移角的增大及部分型钢混凝土柱的破坏。

1.4 本文的主要内容及方法

本文将采用非线性有限元理论分析的方法来研究钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构的抗震性能，研究钢管混凝土混合结构的结构单元以及体系的抗震性能。结构单元

的研究主要以对带钢管混凝土边柱的钢筋混凝土组合剪力墙低周反复荷载试验进行数值模拟为主，研究不同的钢管截面形式、边柱的轴压比以及剪力墙高宽比对组合剪力墙极限承载力、强度和刚度退化、延性以及耗能能力的影响。混合结构体系的研究主要是通过设计一栋 15 层的钢管混凝土框架-RC 剪力墙结构，然后对其进行静力弹塑性分析以及动力时程分析。本文的具体研究内容包括一下三部分。

(1)运用 OpenSees 计算平台，选择合理的钢材及约束混凝土材料模型和单元形式，建立带圆形以及矩形钢管混凝土边框柱的钢筋混凝土剪力墙的非线性分析模型，并将计算所得荷载-位移滞回曲线与试验所得曲线进行对比。

(2)对研究者完成的两层两跨的钢管混凝土框架-RC 剪力墙结构进行拟静力试验和拟动力试验的数值模拟，计算了在不同峰值加速度的地震波作用下结构的加速度反应和位移反应，并与试验结果进行对比。

(3)建立钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构的静力弹塑性(push-over)分析模型，计算其在不同侧力模式作用下结构的基底剪力-顶点位移关系曲线以及楼层的位移反应。

第2章 单层单跨带钢管混凝土柱 RC 剪力墙弹塑性分析

2.1 引言

剪力墙和由剪力墙构成的核心筒，由于具有较大的抗侧刚度，因而广泛的用于高层建筑中的抗侧力体系，研究表明，剪力墙承担着建筑结构整体约 80% 水平地震作用。近年来随着钢-混凝土混合结构在我国的逐渐推广应用，钢-混凝土组合剪力墙在高层建筑尤其是超高层建筑以及复杂高层建筑中的应用越来越多。

钢-混凝土组合剪力墙按混凝土、钢板、型钢以及钢管在剪力墙中的不同配置可进行不同形式的组合，但按不同的组合形式主要可分为两种类型：一种是其墙板采用混凝土和钢板不同形式的组合，主要是对于墙板的组合，因此称为“组合墙板剪力墙”。这种组合剪力墙充分发挥了混凝土墙板和钢板各自的优点，一方面混凝土墙板的存在有效的限制了钢板的局部屈曲，另一方面钢板提高了剪力墙的延性以及耗能能力。根据墙板的组合形式，其又分为钢板外包混凝土剪力墙、单侧钢板混凝土组合剪力墙和双侧钢板内填混凝土组合剪力墙等。另一种组合形式为“带边框的组合剪力墙”，其墙板一般采用钢筋混凝土，而采用不同的边框类型，如型钢混凝土、工字钢和钢管混凝土等^[31]。

钢管混凝土边框剪力墙作为钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构体系的一个典型结构单元，是一种新型的组合剪力墙，是将钢管混凝土边框与钢筋混凝土剪力墙进行组合，两者之间采用抗剪连接件进行连接，以保证边框和混凝土墙板之间的共同工作，这种新型剪力墙充分发挥了混凝土墙板侧向刚度大和钢管混凝土边框抗震延性好的优势。而且，我国工程建设中已有应用，如福建南安邮电大楼就采用了带圆钢管混凝土边柱的钢筋混凝土剪力墙结构^[4]，72 层的深圳赛格广场大厦和杭州瑞丰商业大厦中分别采用了带圆钢管混凝土边框和带方钢管混凝土边框的钢筋混凝土剪力墙^[31]。研究表明，钢管混凝土具有较好的延性以及抗剪承载力，钢管混凝土边柱和钢筋混凝土剪力墙形成组合剪力墙后，边柱对混凝土墙板提供了有效的约束，延缓了裂缝的开展，提高了剪力墙的抗震性能，同时在混凝土墙板开裂逐步退出工作后，钢管混凝土柱仍然可以承担较大的竖向及水平荷载，作为抗震的第二道防线^[39]。

由于目前对于钢管混凝土的研究主要以基本构件和节点为主，对这种组合剪力墙的研究较少，因此对这种组合剪力墙抗震性能的研究具有重要的意义，本章主要在基于廖飞宇(2007)^[37]和郑建忠(2011)^[88]试验研究的基础上，采用开源有限元软件 OpenSees 分别对单层单跨以及两层两跨的带圆钢管混凝土和方钢管混凝土 RC 剪力墙进行了分析，研究了不同的轴压比和墙板高宽比对其抗震性能的影响。

2.2 OpenSees中考虑剪切效应的纤维模型

2.2.1 OpenSees 程序概述

本文主要采用OpenSees计算平台来进行模拟计算，其全称为“Open System for Earthquake Engineering Simulation”（地震工程仿真分析开放系统）。它是由美国国家自然科学基金(NSF)资助、西部大学联盟“太平洋地震工程研究中心”(Pacific Earthquake Engineering Research Center, 简称PEER)主导、加州大学伯克利分校为主研发而成的，主要用于结构和岩土方面地震反应模拟的一个较为全面而不断发展的开放的程序软件。而且OpenSees计算平台具有丰富的单元模型和本构模型，可适用于各种材性，如钢材、混凝土、岩土等材料的分析。OpenSees还可实现简单的静力线弹性分析，截面分析，静力非线性分析，模态分析，Pushover拟动力分析，动力线弹性分析以及复杂的动力非线性分析等。还可用于结构和岩土体系在地震作用下的可靠度和灵敏度的分析。OpenSees的另一个优点是其程序内部源代码完全开放和面向对象编程的特点，使得用户可以根据实际情况修改材料的本构关系，添加新的单元类型。这使得世界各地的使用者和开发人员可不对的程序进行升级，更新运算法则和收敛准则，使程序不断的发展和完善^[80]。

该程序自 1999 年正式推出以来，已广泛用于太平洋地震工程研究中心和美国其他一些大学的科研项目中，较好的模拟了包跨钢筋混凝土结构、桥梁、岩土工程在内的众多实际工程和振动台试验项目，证明其具有较好的非线性数值模拟精度。该程序正在引起世界各国结构工程领域研究人员的关注，在国内也有一些高校和科研院所进行了学校以及相关的研究工作。

2.2.2 OpenSees 中考虑剪切效应的模型化方法简介

纤维模型的主要方法是沿构件纵向将各个截面离散为若干纤维，如混凝土纤维和钢筋纤维等。其在平截面假定的基础上假定每根纤维均处于单轴应力-应变状态，忽略了剪切变形以及钢筋粘结滑移的影响，并通过单轴应力-应变关系来计算截面的力与变形。能够较好的模拟变化轴力与双向弯矩之间的耦合作用。

但是纤维模型忽略了构件的非线性剪切效应，这对于像梁或柱构件这种剪跨比较大的构件时可以接受的，但是对于像剪力墙这种剪跨比较小的构件，由于其剪切效应较为明显，故忽略剪切效应将产生较大的误差。因此，本文采用直接在截面层次定义剪切恢复力关系，然后再将其组合到纤维模型中的方法，其基本思路是将截面剪切恢复力模型所定义的剪切效应和纤维截面的弯曲、轴向效应组合起来，形成新的组合截面。采用OpenSees中提供的 Hysteretic Material 单轴本构模型来定义截面的剪切恢复力模型，其剪切骨架曲线如图 2.1 所示，用户可以定义其卸载刚度，并通过定义变形捏缩系数和力捏缩系数考虑其捏缩效应。通过 OpenSees 中提供的 Section Aggregator 功能，将定义好的模拟截面非线性剪切效应的材料组合到纤维截面中，如图 2.2 所示的示意图。

2.3 有限元模型的建立

2.3.1 基本假定

数值模拟时采用了以下基本假定：

- (1) 构件符合平截面假定；
- (2) 钢管与其内部核心混凝土之间协调变形，无相对滑移；边框柱和剪力墙之间连接构造可靠，构件不会首先发生连接破坏；
- (3) 剪力墙的剪切变形由定义的剪切弹簧来承担；

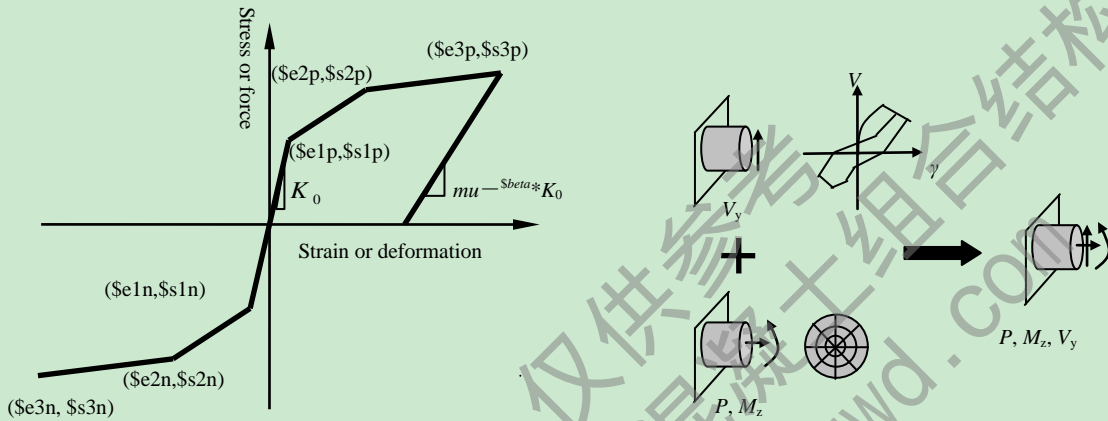


图 2.1 Hysteretic Material 本构关系示意图 图 2.2 组合截面 Section Aggregator 示意图

2.3.2 材料本构模型的选择

2.3.2.1 核心混凝土的应力-应变关系模型

在钢管混凝土中，核心混凝土受到钢管的约束，其力学性能会发生相应的改变，使得核心混凝土处于三向受压状态，本文的钢管混凝土柱，单调荷载作用下核心混凝土的应力-应变关系模型采用韩林海(2004)^[1]提出的考虑约束效应的核心混凝土应力(σ)-应变(ε)关系模型。引入了约束效应系数 ξ 来反映钢管对核心混凝土的约束程度，其定义如下：

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} = \alpha \times \frac{f_y}{f_{ck}} \quad (2-1)$$

式中， A_s —钢材的截面积；

A_c —核心混凝土截面积；

f_y —钢材屈服强度；

f_{ck} —混凝土轴心抗压强度标准值；

核心混凝土的应力-应变关系随着约束效应系数的变化而变化，如图 2.3 所。单调荷载作用下感官混凝土中核心混凝土应力(σ)-应变(ε)关系模型如下：

对于圆钢管混凝土：

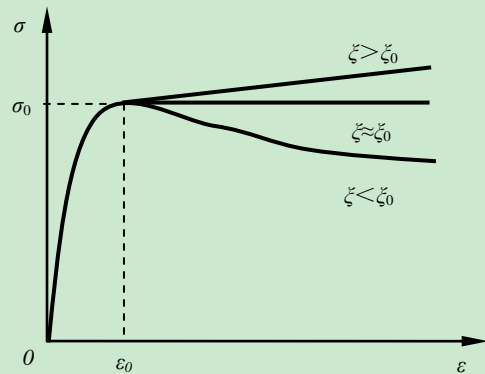


图 2.3 核心混凝土应力-应变关系曲线

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

$$y = \begin{cases} 1 + q(x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^2 + x} & (\xi \leq 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \quad (2-3)$$

式中: $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$; $y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$; $\sigma_0 = [1 + (-0.054\xi^2 + 0.4\xi)(\frac{24}{f'_c})^{0.45}]f'_c$;

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + [1400 + 800(\frac{f'_c}{24} - 1)]\xi^{0.2} \quad (\mu\varepsilon);$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 1.25f'_c \quad (\mu\varepsilon);$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi}; \quad \beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} f'_c{}^2 \times 3.51 \times 10^{-4};$$

对于方、矩形钢管混凝土

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (2-4)$$

$$y = \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x} \quad (x > 1) \quad (2-5)$$

式中: $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$; $y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$; $\sigma_0 = [1 + (-0.0135\xi^2 + 0.1\xi)(\frac{24}{f'_c})^{0.45}]f'_c$;

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + [1330 + 760(\frac{f'_c}{24} - 1)]\xi^{0.2} \quad (\mu\varepsilon);$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 1.25f'_c \quad (\mu\varepsilon);$$

$$\eta = 1.6 + \frac{1.5}{x}$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{f_c^{0.1}}{1.35\sqrt{1 + \xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{f_c^{0.1}}{1.35\sqrt{1 + \xi}(\xi - 2)^2} & (\xi > 3.0) \end{cases}$$

以上各式中 f'_c 均为混凝土圆柱体轴心抗压强度。

混凝土单轴受拉应力-应变关系采用沈聚敏等(1993)^[75]的关系式:

$$y = \begin{cases} 1.2x - 0.2x^6 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{0.31\sigma_p^2(x-1)^{1.7} + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (2-6)$$

式中 $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_p}$; $y = \frac{\sigma_c}{\sigma_p}$; $\sigma_p = 0.26(1.5f_{ck})^{2/3}$; $\varepsilon_p = 43.1\sigma_p(\mu\varepsilon)$; 其中 σ_p 和 ε_p 分别为峰值拉

应力和其所对应的应变。

2.3.2.2 钢材的应力-应变关系模型

对于工程中常用的低碳软钢,如 Q235 钢、Q345 钢和 Q390 钢等以及低合金结构钢,钢材的应力(σ)-应变(ε)关系曲线一般采用二次塑流模型,如图 2.4(a)所示,分为五个阶段,分别为弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)和二次塑流段(de)等,其中 f_p 为比例极限, f_y 为屈服强度, f_u 为抗拉强度。对于高强钢材一般采用双线性模型,即分为弹性段(oa)和强化段(ab),如图 2.4(b)所示。强化段的模量取为 $0.01E_s$, E_s 为钢材弹性模量^[1]。

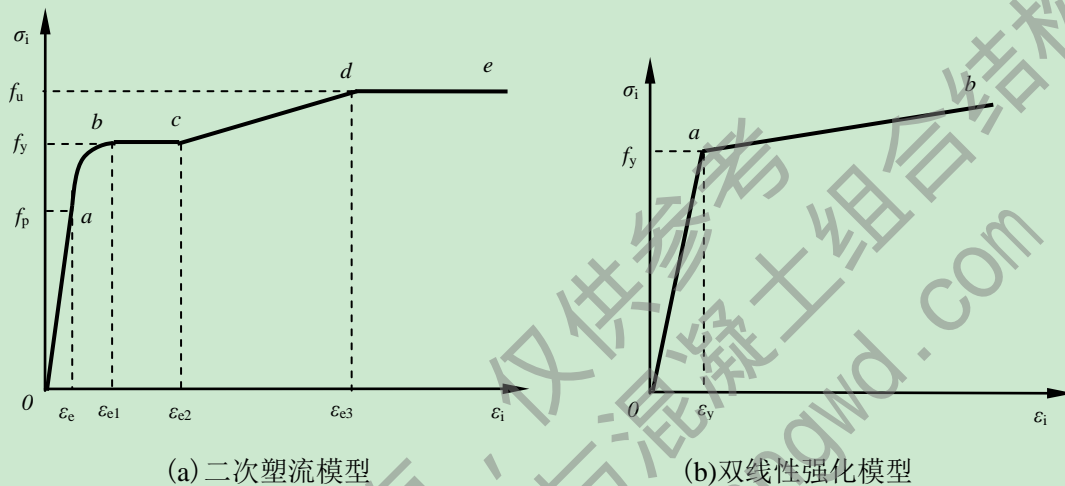


图 2.4 钢材的应力(σ)-应变(ε)关系曲线

2.3.3 剪力墙剪切恢复力特征参数的确定

本文的计算分析表明,剪切恢复力特征参数的取值,对剪力墙的滞回性能及骨架曲线有较大的影响,故较为准确的确定钢筋混凝土剪力墙和带框 RC 剪力墙的剪切恢复力特征参数对正确的估计剪力墙的力学性能具有重要的意义。本文主要参考杨红等(2011)^[57]和臧登科(2008)^[79]中的剪力墙剪切特征参数定参方法,对于钢筋混凝土剪力墙,抗剪承载力按照文献[81]计算公式进行计算。对带钢管混凝土边柱的 RC 剪力墙的抗剪承载力由廖飞宇(2007)^[37]和王敏等(2008)^[42]中的方法计算,剪切变形的计算参考 Hirosawa 等(1975)^[78]通过大量剪力墙试验数据统计得出的计算公式。

剪力墙的剪切骨架曲线主要包括开裂点 (γ_{cr} , V_{cr})、屈服点 (γ_y , V_y)、极限点 (γ_u , V_u) 如图 2.5 所示,由于 Hirosawa 提出的剪力墙抗剪承载力计算公式主要是基于一字型 RC 剪力墙和带钢筋混凝土边柱的 RC 剪力墙试验研究的基础上提出来的,用其来计算钢管混凝土边柱 RC 剪力墙误差较大。按文献[37]中简化抗剪承载力计算公式计算钢管混凝土剪力墙的极限抗剪承载力,该简化公式主要考虑了剪力墙混凝土以及钢材强度、墙板高宽比、墙板配筋率、柱截面含钢率、柱轴压比等对剪力墙承载力的影响,将组合剪力墙的抗剪承载力分为由混凝土墙板和边框组成,见式(2-7)所示:

$$V_u = V_{wal} + V_{col} \quad (2-7)$$

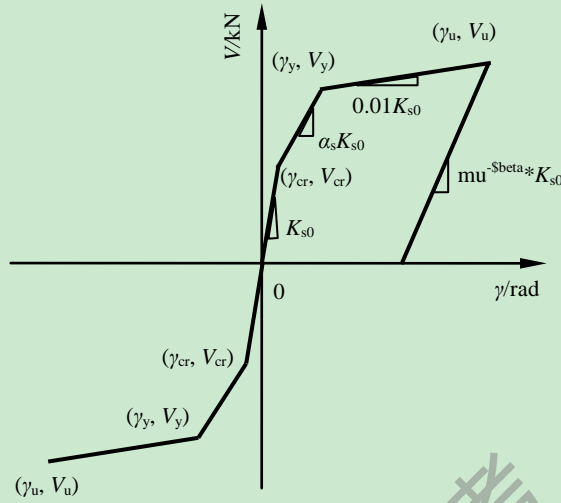


图 2.5 剪力墙截面的剪切骨架曲线

(1) 墙板的抗剪承载力 V_{wal} 的计算。

$$V_{wal} = V_c + V_s + \beta N \quad (2-8)$$

其中 V_c 为混凝土墙板的承载力，按下式计算：

$$V_c = K_0 f_c A_q \quad (2-9)$$

式中： f_c 为圆柱体抗压强度；

A_q 为墙板横截面积；

$$K_0 = 0.1566 \cdot f(H_q / B_q) \cdot f(B / t_q) \cdot f(\alpha) \quad (2-10)$$

$$f(H_q / B_q) = -4.689 \left(\frac{1}{1 + H_q / B_q} \right)^2 + 6.4069 \left(\frac{1}{1 + H_q / B_q} \right) - 1.0312 \quad (2-11)$$

$$f(B / t_q) = -0.078 \left(\frac{B}{t_q} \right)^2 + 0.6273 \left(\frac{B}{t_q} \right) + 0.0568 \quad (2-12)$$

$$f(\alpha) = 1.5369\alpha + 0.7695 \quad (2-13)$$

H_q 和 B_q 分别为墙板的高度和宽度， t_q 为墙板厚度， α 柱截面的含钢率；

V_s 为墙板分布筋承担的抗剪承载力，由下式计算：

$$V_s = f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} L_0 \quad (2-14)$$

式中 f_{yh} 为墙板水平分布钢筋的屈服强度， A_{sh} 为配置在同一水平截面内的墙板水平分布钢筋的全部截面积， L_0 为墙板截面的有效高度。 βN 为柱轴力对墙板抗剪承载力的影响， N 为柱所受轴力，在参数分析的基础上，对 β 进行线性回归，可得 $\beta=0.0311$ 。

(2) 边框柱的抗剪承载力 V_{col} 的计算。

边框柱抗剪承载力的计算按下式进行计算：

$$V_{col} = \tau_c A_{total} \quad (2-15)$$

其中， τ_c 为边框柱的平均剪应力，按参数分析的结果，由下式计算， A_{total} 则为边框柱的截面积之和。

$$\tau_c = 0.3567 \cdot f(\lambda) \cdot f(n) \cdot f(\xi) \cdot f_c \quad (2-16)$$

其中，

$$f(\lambda) = -0.7961\left(\frac{1}{\lambda}\right)^2 + 3.1406\frac{1}{\lambda} + 0.4482 \quad (2-17)$$

$$f(n) = 4.9787n^3 - 4.1176n^2 + 1.1104n + 0.8519 \quad (n \leq 0.6) \quad (2-18)$$

$$f(n) = 0.85 \quad (n > 0.6) \quad (2-19)$$

$$f(\xi) = 0.128\xi^2 + 0.009\xi + 0.144 \quad (2-20)$$

以上式中， ξ 和 α 分别为截面约束效应系数和含钢率，按式 2-1 计算， n 为柱轴压比， λ 为边框柱的剪跨比。

对廖飞宇(2007)^[37]中和王敏等(2008)^[42]中的 10 榀带钢管混凝土边柱的 RC 剪力墙实测抗剪承载力与计算抗剪承载力进行了对比，验证了该公式的合理性。如表 2.1 所示。

表 2.1 最大抗剪承载力对比结果

试验人	试件编号	边柱截面	V_u 试验值 (kN)	V_u' 计算值 (kN)	$V_u' : V_u$
廖飞宇 ^[37]	CFST-S-S1	方钢管混凝土	770.6	709	0.92
	CFST-C-S1	圆钢管混凝土	788.5	737	0.93
	CFST-S-S2	方钢管混凝土	891.4	758	0.85
	CFST-C-S2	圆钢管混凝土	895.1	786	0.88
	CFST-S-L1	方钢管混凝土	991.0	1035	1.02
	CFST-C-L1	圆钢管混凝土	987.5	990	1.0
	CFST-S-L2	方钢管混凝土	1265	1098	0.96
	CFST-C-L2	圆钢管混凝土	1225	1036.1	0.86
王敏 ^[42]	SW1	方钢管混凝土	760.94	766.36	1.01
	SW2	方钢管混凝土	803.60	805.39	1.00
曹万林等 ^[41]	SW2	方钢管混凝土	642.56	612.06	0.95

由于影响开裂剪力的因素较多，故根据试验结果将剪力墙试验时观察到第一批斜裂缝时对应的剪力作为开裂荷载，经统计、回归如图 2.6 和表 2.2 所示。初始剪切刚度的计算按照 Hirosawa 建议，由式 2-21 计算。

$$K_{s0} = GA / \chi = (E_s A_s + E_c A_c) / [2(1 + \nu)\chi] \quad (2-21)$$

$$\chi = 3(1 + u)[1 - u^2(1 - \nu)] / 4[1 - u^3(1 - \nu)] \quad (2-22)$$

其中 G 为剪力墙弹性剪切模量， E_s 为钢筋弹性模量， E_c 为混凝土弹性模量， A_s 为横截面的配筋面积， A_c 为横截面的混凝土面积。 ν 为泊松比取为 0.2， χ 为形状系数，其按式

2-22 计算。 u, v 为几何参数, 详见文献[57]所示。

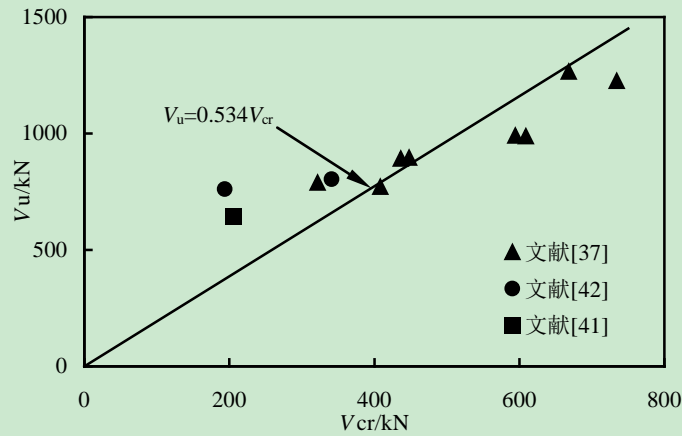


图 2.6 开裂剪力回归结果

表 2.2 开裂剪力的统计结果

试验人	试件编号	边柱截面	高宽比	V_{cr} 试验值 (kN)	V_u 试验值 (kN)	$V_{cr} : V_u$
廖飞宇 ^[37]	CFST-S-S1	方钢管混凝土	0.82	408.2	770.6	0.530
	CFST-C-S1	圆钢管混凝土	0.82	321.7	788.5	0.408
	CFST-S-S2	方钢管混凝土	0.82	436.2	891.4	0.489
	CFST-C-S2	圆钢管混凝土	0.82	447.8	895.1	0.500
	CFST-S-L1	方钢管混凝土	0.56	594.2	991.0	0.560
	CFST-C-L1	圆钢管混凝土	0.56	609.1	987.5	0.617
	CFST-S-L2	方钢管混凝土	0.56	668.0	1265.0	0.528
	CFST-C-L2	圆钢管混凝土	0.56	734.1	1225.0	0.599
王敏 ^[42]	SW1	方钢管混凝土	1.50	193.78	760.94	0.255
	SW2	方钢管混凝土	1.50	341.00	803.60	0.424
曹万林等 ^[41]	SW2	方钢管混凝土	2.00	205.50	642.56	0.320

Hirosawa 公式并未提供剪力墙屈服强度 V_y 的计算方法, 屈服剪力的计算按照文献[57]的方法计算, 给出的最大抗剪承载力与屈服剪力的估计如式 2-23 所示。

$$V_m = (1.24 - 0.15\rho - 0.5n)V_y \quad (2-23)$$

式中, $\rho = a_t \sigma_y / b d f_c'$, $n = N / f_c' b d$, 其中, b 和 d 分别为截面宽度和截面有效高度, f_c' 为混凝土的圆柱体抗压强度, a_t 和 σ_y 分别为受拉钢筋的面积和屈服强度, N 为轴力。由式 2-23 算得的 V_y 值如表 2.3 所示, 与实测值相比计算误差均在 10% 以内, 表明可以采用该方法计算剪力墙的屈服剪力。

表 2.3 V_u/V_y 的对比结果

试验人	试件编号	边柱截面	高宽比	V_u/V_y 试验值	V_u/V_y 计算值	误差(%)
廖飞宇 ^[37]	CFST-S-S1	方钢管混凝土	0.82	1.29	1.19	7.7
	CFST-C-S1	圆钢管混凝土	0.82	1.31	1.21	7.6
	CFST-S-S2	方钢管混凝土	0.82	1.19	1.19	0.1
	CFST-C-S2	圆钢管混凝土	0.82	1.26	1.21	3.9
	CFST-S-L1	方钢管混凝土	0.56	1.16	1.20	3.3
	CFST-C-L1	圆钢管混凝土	0.56	1.16	1.22	4.9
	CFST-S-L2	方钢管混凝土	0.56	1.22	1.20	2.0
	CFST-C-L2	圆钢管混凝土	0.56	1.25	1.22	2.4
王敏 ^[42]	SW1	方钢管混凝土	1.50	1.22	1.20	1.6
	SW2	方钢管混凝土	1.50	1.25	1.20	4.0
曹万林等 ^[41]	SW2	方钢管混凝土	2.00	1.24	1.20	3.2

剪切开裂后的刚度 K_{scr} 与初始剪切刚度 K_{s0} 之比按式 2-24 计算：

$$\alpha_s = 0.14 + 0.46 \rho_{wh} f_{wh} / f_c \quad (2-24)$$

剪切屈服后刚度取为 $0.001K_{s0}$ 。

Hysteretic Material 材料在模拟剪力墙的剪切恢复力特征时，其变形捏缩系数、力捏缩系数以及下降段参数均需用户自己定义，目前对这方面参数的研究还较少。另一方面剪力墙的捏缩程度与剪跨比、墙板配筋率、混凝土强度等多种因素有关，经过多次试算表明组合剪力墙的捏缩效应主要跟墙体的高宽比有关系。因此在计算中简化的取变形捏缩系数为 0.6，文献[37]中力捏缩系数取为 0.15 文献[42]中力捏缩系数的取为 0.15。对于剪力墙的刚度及强度退化，主要通过设置 Hysteretic Material 材料中的延性退化系数和能量退化系数来定义，目前对其研究较少，本文中根据多次试算结果取延性退化系数为 0.06。不考虑能量退化系数的影响。

2.4 钢筋混凝土剪力墙滞回性能分析

对于普通钢筋混凝土剪力墙的滞回性能的模拟，国内外已经做了较多的研究，文献[79]采用本文中所述的方法中对一字型钢筋混凝土剪力墙以及带钢筋混凝土边柱的 RC 剪力墙进行了滞回性能模拟，计算结果吻合良好，为了进一步的验证这种建模方法对组合剪力墙的适用性，本文采用前述建模方法对前面的研究者完成的钢筋混凝土剪力墙进行了数值模拟，几何参数和材料参数见文献[41,43,53,55]滞回关系曲线如图 2.7 所示，计算结果与试验结果吻合良好，可见本文的方法能够较好的模拟钢筋混凝土剪力墙的滞回性能。

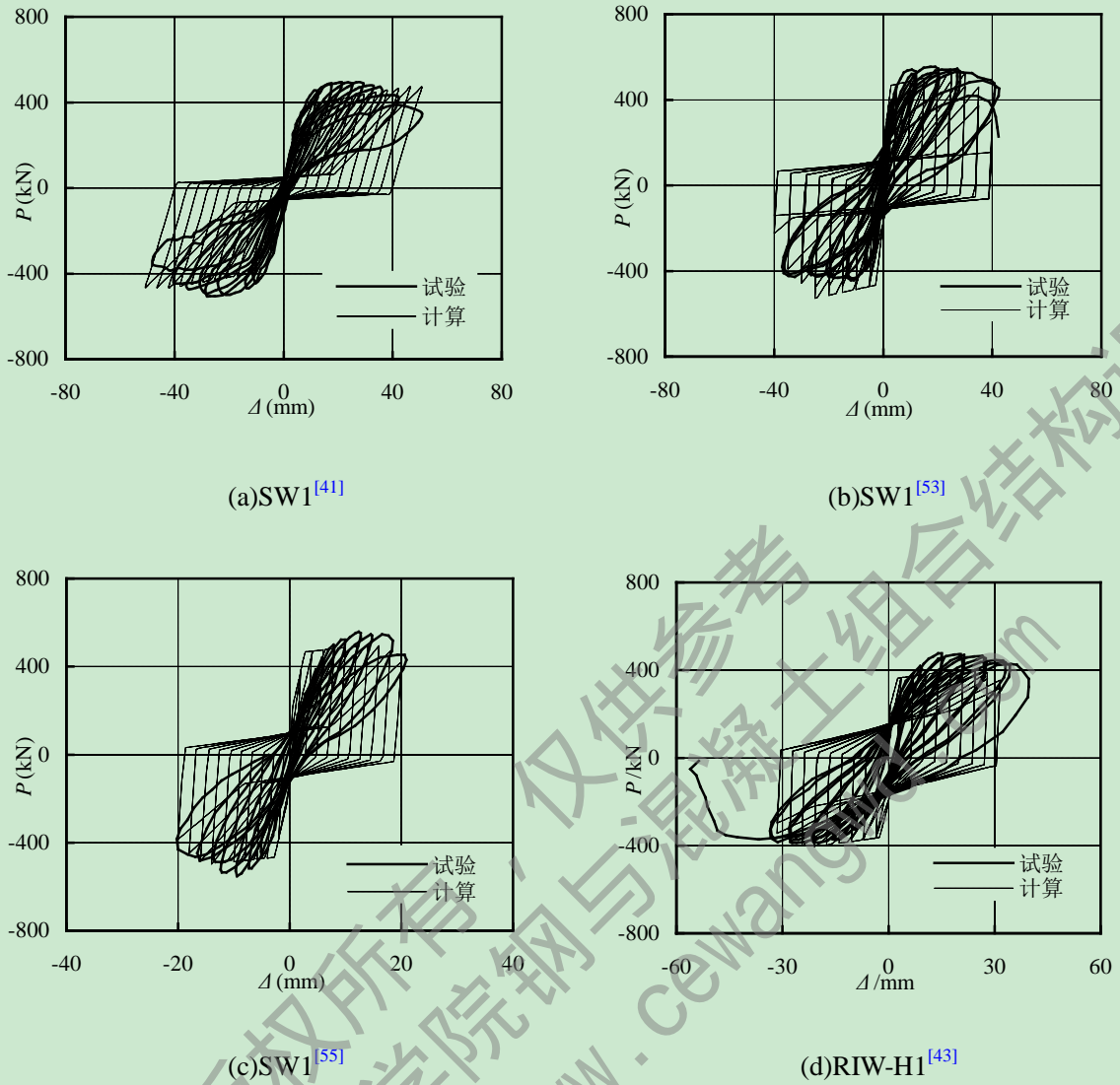


图 2.7 钢筋混凝土剪力墙试验与计算荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线对比

2.5 型钢混凝土剪力墙滞回性能分析

2.5.1 算例概述

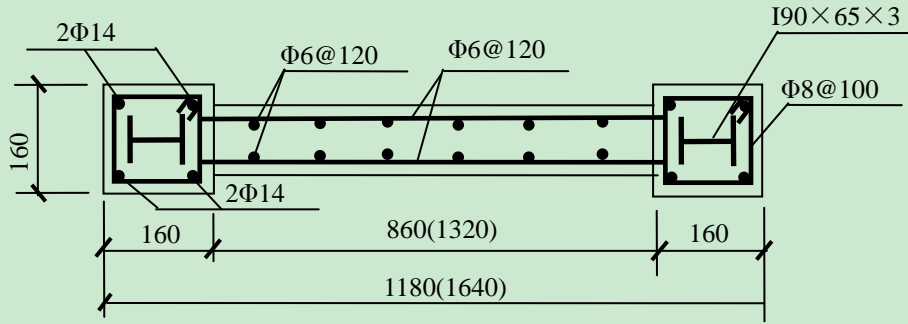
型钢混凝土(SRC)剪力墙由于其具有较好的抗震性能,已广泛的应用在高层以及超高层的建筑中,为了进一步验证这种纤维模型对模拟钢管混凝土组合剪力墙的有效性,在廖飞宇(2007)^[37]、钱稼茹等(2008)^[43]和梁兴文等(2011)^[90]完成的 16 榀 SRC 剪力墙进行了低周反复荷载试验的基础上,采用前述直接在截面层次考虑非线性剪切效应的建模方法对其进行了数值模拟。部分几何参数如表 2.4 以及图 2.8 所示,材料参数如表 2.5 所示。组合剪力墙纤维截面划分如图 2.9 所示。

表 2.4 试件几何参数

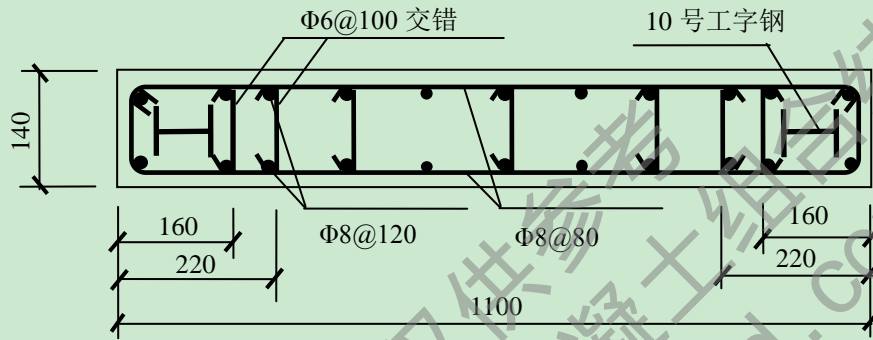
试验人	试件编号	边框柱截面		高宽比	墙板尺寸
		尺寸 (mm)	型钢尺寸(mm)		高度×宽度×厚度 (mm)
廖飞宇 ^[37]	SRC-S-S1	160×160	90×65×3×3	0.82	820×860×85
	SRC-S-L1	160×160	90×65×3×3	0.56	820×860×85
	SRC-S-L2	160×160	90×65×3×3	0.56	820×860×85
钱稼茹等 ^[43]	SIW-H1	160×140	I10	2.43	2550×1100×140
	SIW-H2	160×140	[8	2.43	2550×1100×140
	SIW-H3	160×140	[5	2.43	2550×1100×140
	CIW-H1	160×140	□80×80×2.3	2.43	2550×1100×140
	CIW-H2	160×140	Φ90×2.6	2.43	2550×1100×140
梁兴文等 ^[90]	SHSCW-1	200×100	80×50×5.4×5.4	2.5	2000×800×100
	SHSCW-2	250×100	80×50×5.4×5.4	2.5	2000×800×100
	SHSCW-3	200×100	80×50×5.4×7.4	2.5	2000×800×100
	SHSCW-4	250×100	80×50×5.4×5.4	2.5	2000×800×100
	SHSCW-5	200×100	80×50×7.4×7.4	2.5	2000×800×100
	SHSCW-6	250×100	80×50×7.4×5.4	2.5	2000×800×100
	SHSCW-7	200×100	80×50×7.4×10	2.5	2000×800×100
	SHSCW-8	250×100	80×50×7.4×10	2.5	2000×800×100

表 2.5 试件材料参数

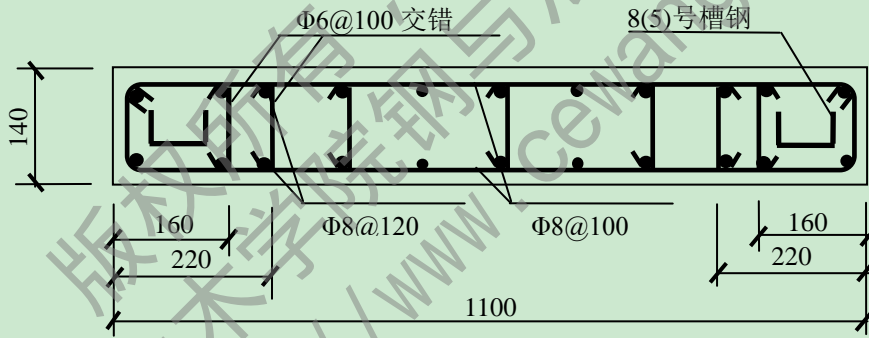
试验人	试件编号	型钢屈服强度 f_y /MPa	混凝土强度 f_{cu} /MPa	钢筋屈服强 f_y /MPa				柱或墙体轴压比	轴压力 N_0 /kN
				Φ6	Φ8	Φ12	Φ14		
廖飞宇 ^[37]	SRC-S-S1	263	49.2	397	350	—	357	0.3	300
	SRC-S-L1	263	49.2	397	350	—	357	0.3	300
	SRC-S-L2	263	49.2	397	350	—	357	0.6	600
钱稼茹等 ^[43]	SIW-H1	282.3	43.4	418.7	334.8	375.5	—	0.33	1700
	SIW-H2	383.1	42.8	418.7	334.8	375.5	—	0.34	1700
	SIW-H3	426.3	44.9	418.7	334.8	375.5	—	0.33	1750
	CIW-H1	337.4	41.3	418.7	334.8	375.5	—	0.35	1700
	CIW-H2	311.1	37.1	418.7	334.8	375.5	—	0.33	1450



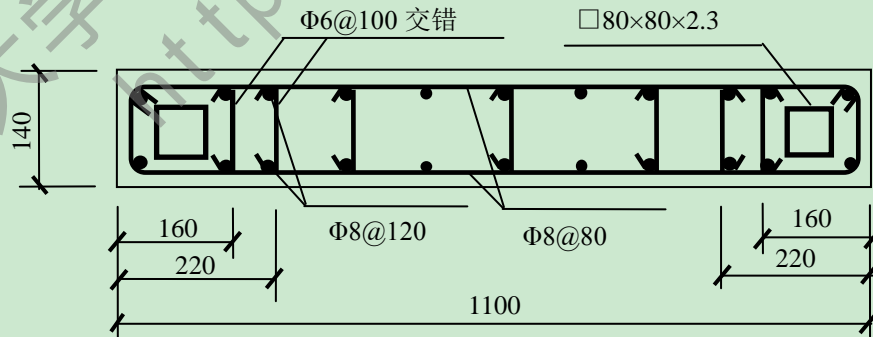
(a)SRC-S-S1(SRC-S-L1、SRC-S-L2)



(b)SIW-H1(SHSCW-1~SHSCW-8)



(c)SIW-H2~ SIW-H3



(d)CIW-H1

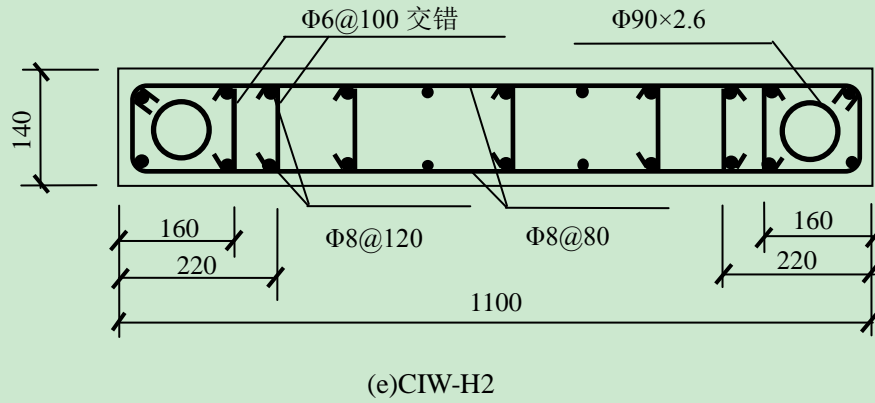
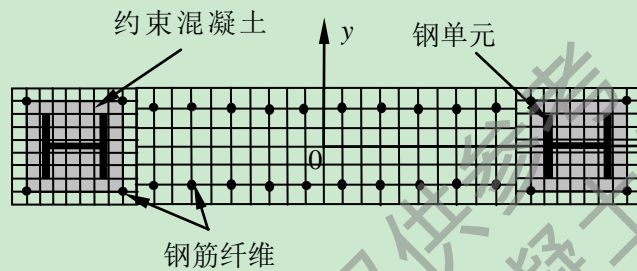
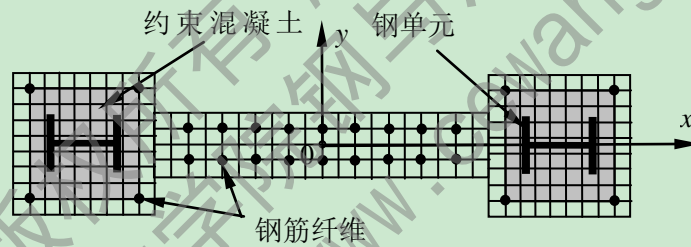


图 2.8 型钢混凝土剪力墙截面尺寸及配筋



(a)带暗柱的 SRC 剪力墙



(a)带边柱的 SRC 剪力墙

图 2.9.SRC 剪力墙截面纤维划分

2.5.2 滞回曲线计算结果

在型钢混凝土边柱中，处于箍筋约束下的混凝土采用 OpenSees 中的考虑线性软化的 Concrete02 模型，其采用 Kent-Scott-Park 的单轴应力-应变关系表达式，参数的取值主要参考王文达等(2006)^[76]中的取值方法，考虑到箍筋对混凝土的约束效应采用钱稼茹等(2002)^[91]中的混凝土应力-应变关系表达式，即：

$$y = ax + (3 - 2a)x^2 + (a - 2)x^3 \quad 0 \leq x \leq 1 \quad (2-25a)$$

$$y = \frac{x}{(1 - 0.87\lambda_v^{0.2})\alpha(x - 1)^2 + x} \quad x \geq 1 \quad (2-25b)$$

式中： $x = \varepsilon / \varepsilon_{cc}$ ， $y = \sigma / \sigma_{cc}$ ， σ 和 ε 分别为混凝土的应力和应变， λ_v 为配箍特征值 ($\lambda_v = \rho f_{yh} / f_c$ ，

ρ 为体积配箍率, f_{yh} 为箍筋的屈服强度, f_c 为混凝土轴心抗压强度), σ_{cc} 和 ε_{cc} 分别为混凝土峰值应力和峰值应变, 其公式为:

$$\sigma_{cc} = (1 + 1.79\lambda_v)f_{c0} \quad (2-26)$$

$$\varepsilon_{cc} = (1 + 3.50\lambda_v)\varepsilon_{c0} \quad (2-27)$$

式中: f_{c0} 和 ε_{c0} 为素混凝土的峰值应力和应变, f_{c0} 取为 $0.76 f_{cu}$, ε_{c0} 取为 0.0018 。 a 和 α 分别为上升段参数和下降段参数, 其计算公式为:

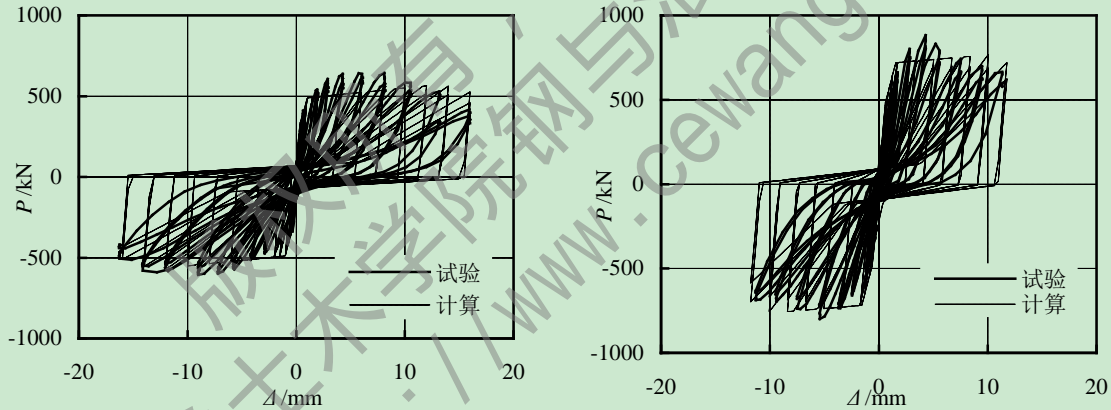
$$a = 2.4 - 0.01f_{cu} \quad (2-28)$$

$$\alpha = 0.132f_{cu}^{0.785} - 0.905 \quad (2-29)$$

对于柱保护层以及墙板混凝土, 由于分布钢筋对其约束较弱, 故采用非约束混凝土本构, 本文采用 Attard 和 Setunge(1996)^[89]提供的应力-应变关系:

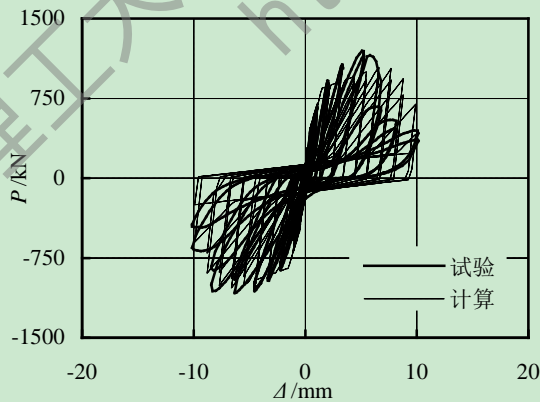
$$Y = \frac{AX + BX^2}{1 + CX + DX^2} \quad (2-30)$$

式中, $Y = \sigma/f'_c$; $X = \varepsilon/\varepsilon_{c0}$; ε 和 σ 分别为混凝土的压应变和压应力, f'_c 和 ε_{c0} 分别为混凝土圆柱体强度和对应应变, 其余参数的表达式可见 Attard 和 Setunge(1996)^[89]。型钢和钢筋均采用 OpenSees 中双线性随动强化模型 Steel02 模型, 考虑一定程度的包辛格效应。计算所得的荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线与试验曲线的对比如图 2.10 所示。

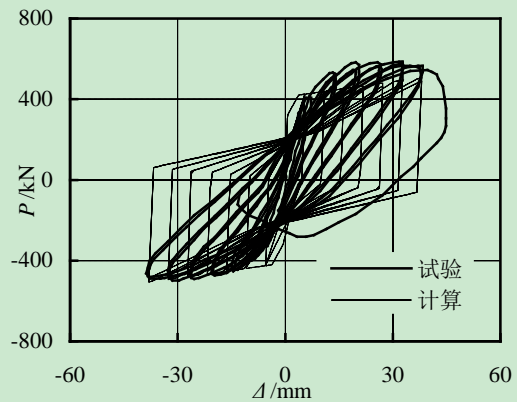


(a) SRC-S-S1^[37]

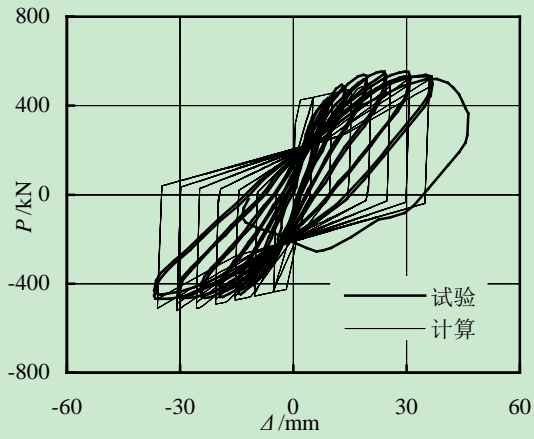
(b) SRC-S-L1^[37]



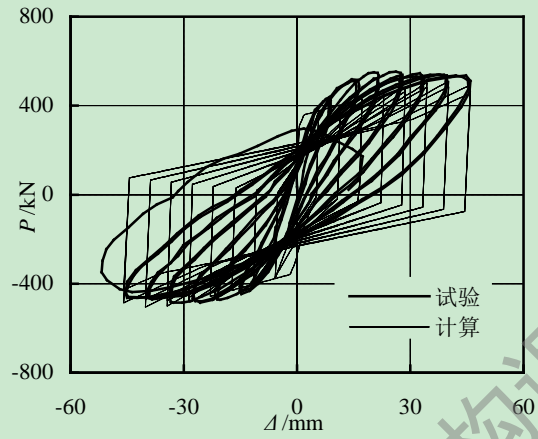
(c) SRC-S-L2^[37]



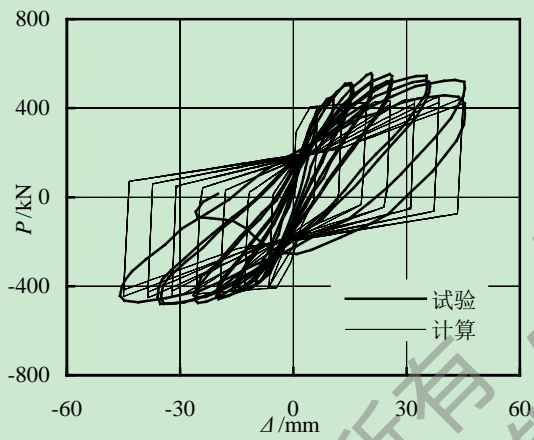
(d) SIW-H1^[43]



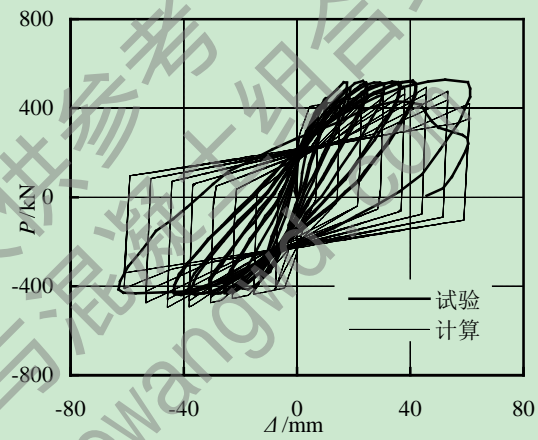
(e)SIW-H2^[43]



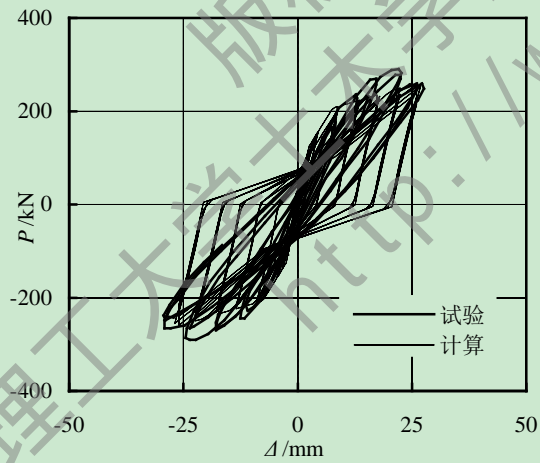
(f)SIW-H3^[43]



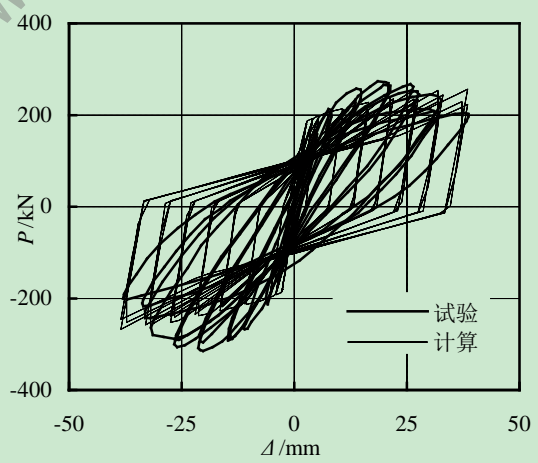
(g)CIW-H1^[43]



(h)CIW-H2^[43]



(i)SHSCW-1^[90]



(j)SHSCW-2^[90]

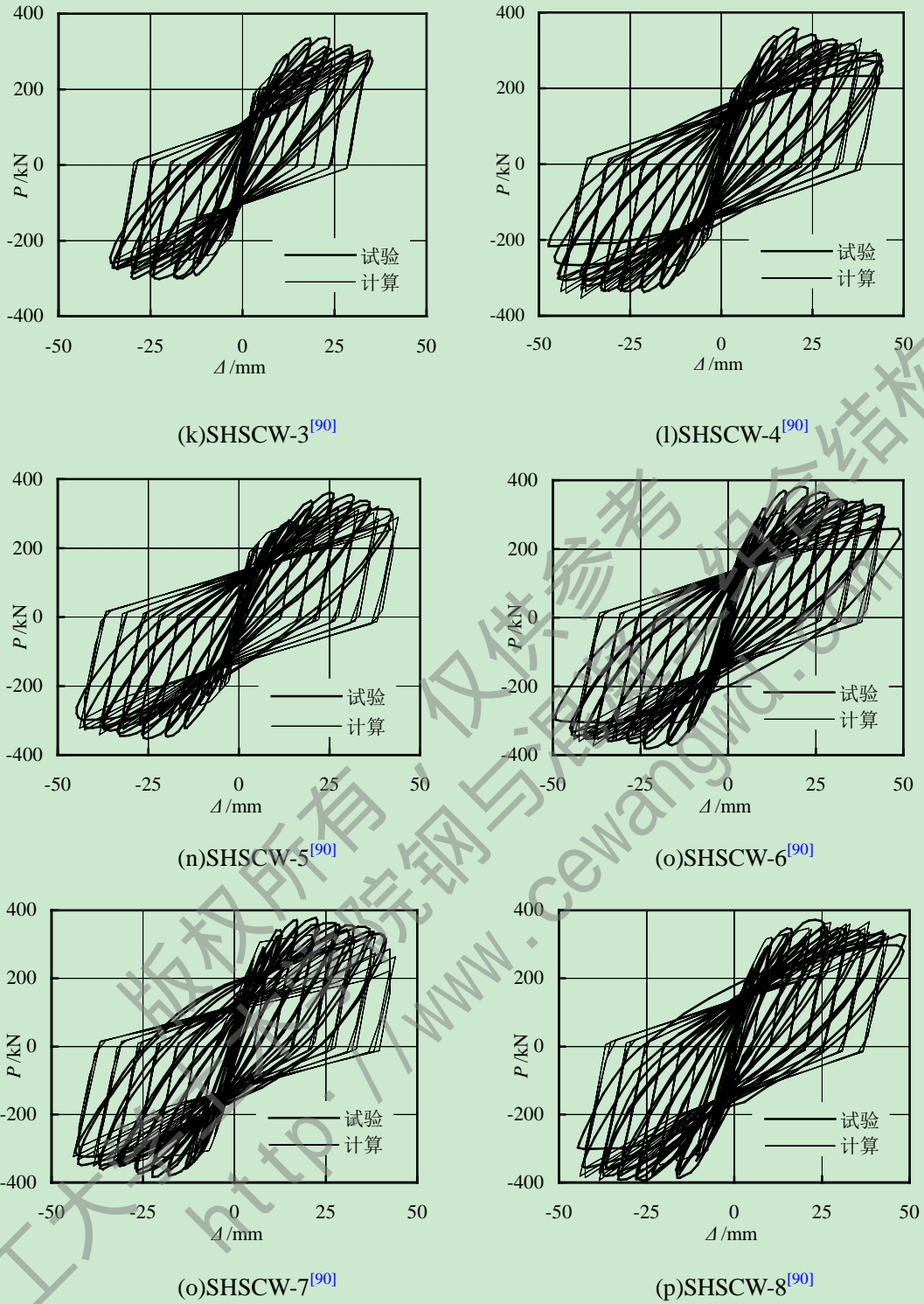


图 2.10 型钢混凝土剪力墙荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线对比

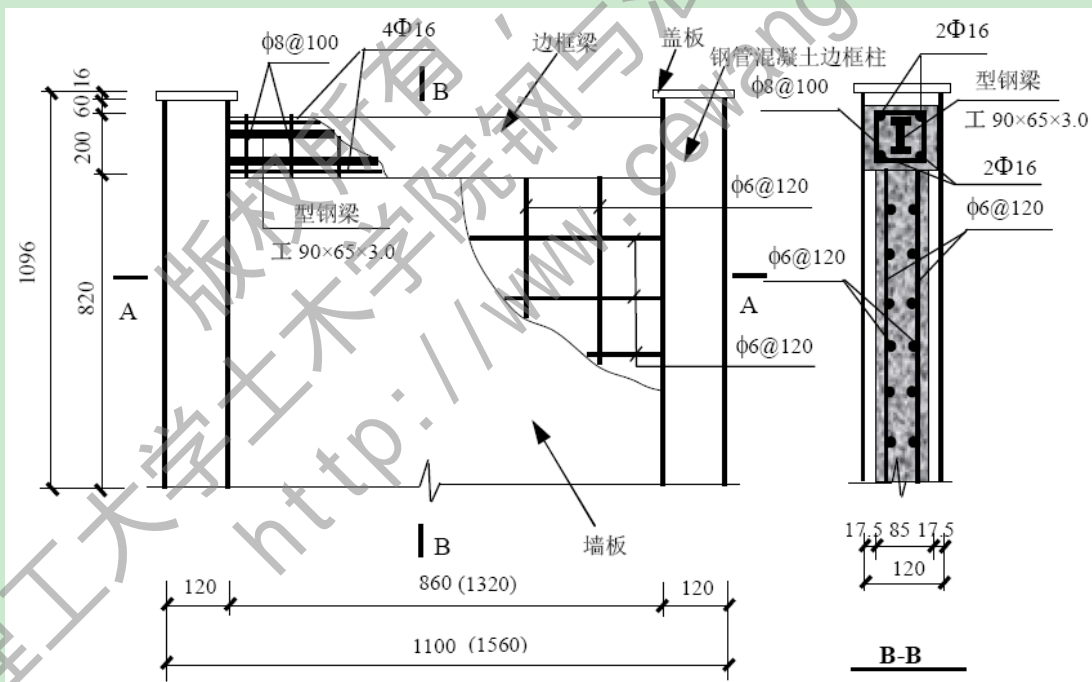
分析结果表明,这种在截面层次考虑非线性剪切效应的纤维模型法,能够较好的模拟带型钢混凝土边柱的钢筋混凝土剪力墙的滞回性能。

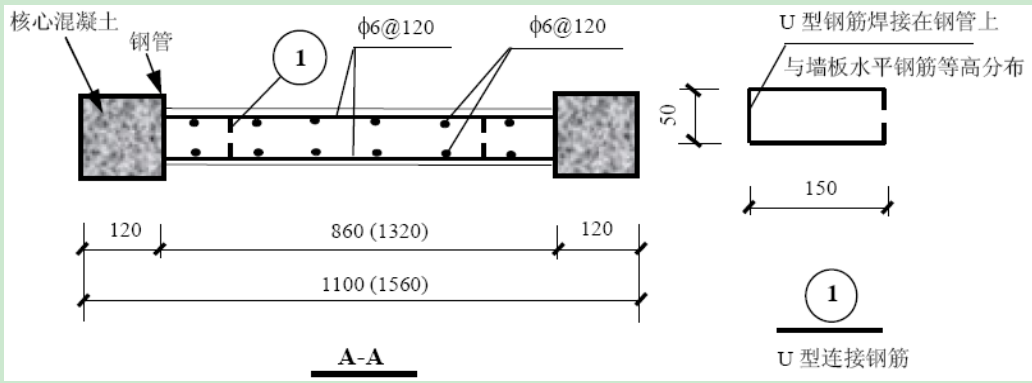
2.6 单层单跨带钢管混凝土柱 RC 剪力墙滞回性能分析

2.6.1 算例概述

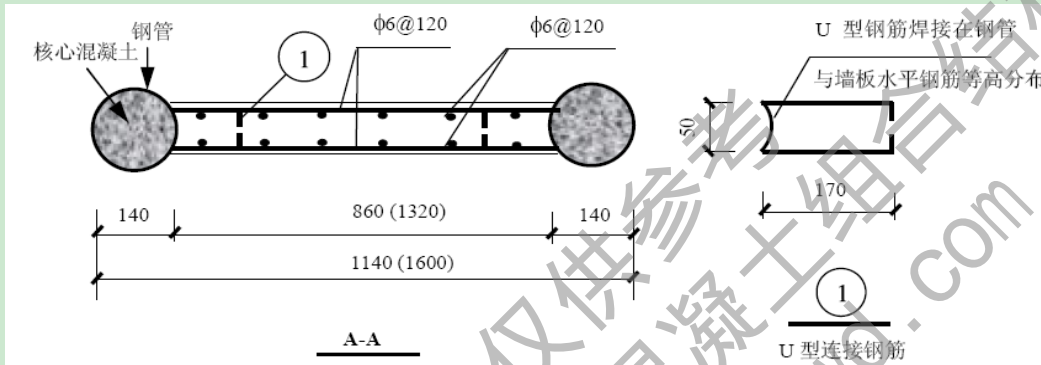
近年来国内外已有大量的研究者采用 OpenSees 计算平台进行了剪力墙的数值模拟, 其良好的模拟结果以及较高的运算效率得到了研究者的青睐。韩小雷等(2008^[44]; 2008^[45])运用非线性有限元软件 OpenSees 进行了剪力墙的低周往复试验的数值分析。杨红等(2011)^[57]采用 OpenSees 计算平台中的 Hysteretic Material 单轴本构模型来模拟剪力墙的截面剪切恢复力特征, 对 2 片不同剪跨比的钢筋混凝土剪力墙进行了低周反复试验的数值模拟。美国休斯敦大学的 Mo 等(2008)^[46]采用基于 OpenSees 平台的 CSMM 单元对 9 个带边框的钢筋混凝土剪力墙进行了数值模拟。对钢管混凝土框架的模拟主要有, 王文达等(2006)^[76]对单层单跨的钢管混凝土柱-钢梁平面框架进行了低周反复荷载试验的数值模拟。王军等(2011)^[77]对 10 层的钢管混凝土框架进行了静力弹塑性分析, 以及分别对 6、8、10 层的钢管混凝土框架进行了动力弹塑性时程分析。

本文采用上述纤维模型中考虑非线性剪切效应的方法对廖飞宇(2007)^[37]和王敏等(2008)^[42]中的 10 榀带钢管混凝土边框的 RC 剪力墙进行了数值模拟, 组合剪力墙的几何尺寸及配筋如图 2.11、图 2.12 和表 2.6 所示, 试件的材料参数如表 2.7 所示。





(a)方钢管混凝土剪力墙配筋详图



(b)圆钢管混凝土剪力墙配筋详图

图 2.11 钢管混凝土剪力墙配筋详图(廖飞宇, 2007^[37])

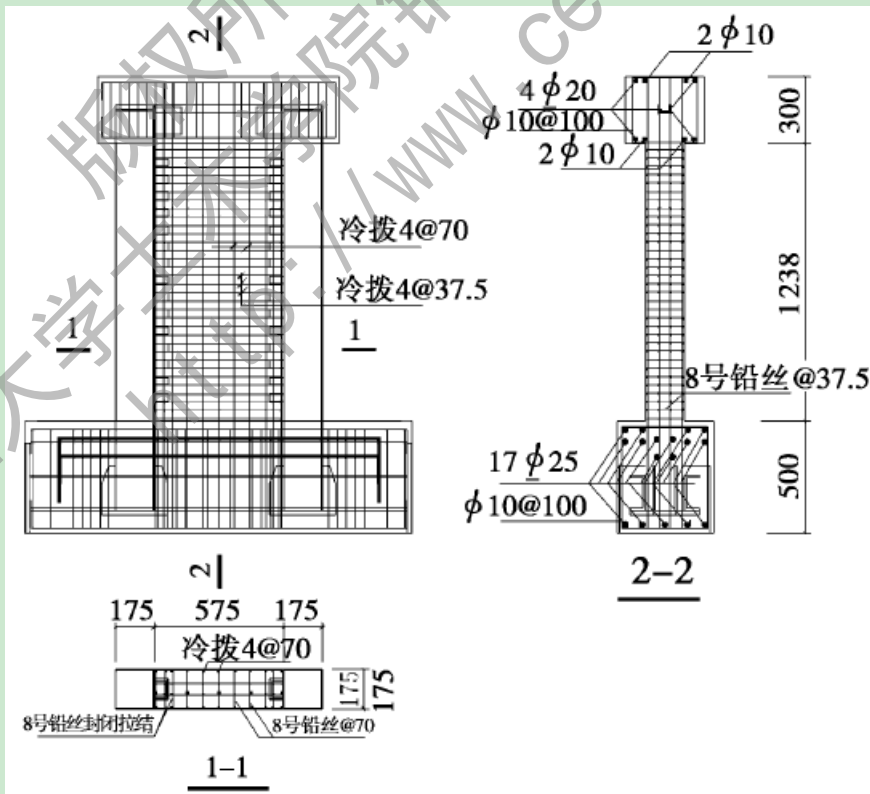


图 2.12 钢管混凝土剪力墙配筋详图(王敏等, 2008^[42])

表 2.6 试件几何参数

试验人	试件编号	边框柱截面尺寸 直径或边长×壁厚(mm)	高宽比	墙板尺寸 高度×宽度×厚度(mm)
廖飞宇 ^[37]	CFST-S-S1	□120×3	0.82	820×860×85
	CFST-C-S1	Φ140×2	0.82	820×860×85
	CFST-S-S2	□120×3	0.82	820×860×85
	CFST-C-S2	Φ140×2	0.82	820×860×85
	CFST-S-L1	□120×3	0.56	820×1320×85
	CFST-C-L1	Φ140×2	0.56	820×1320×85
	CFST-S-L2	□120×3	0.56	820×1320×85
	CFST-C-L2	Φ140×2	0.56	820×1320×85
王敏 ^[42]	SW1	□175×4	1.50	1238×575×175
	SW2	□175×4	1.50	1238×575×175
曹万林等 ^[41]	SW2	□175×4	2.00	1700×575×175

表 2.7 试件材料参数

试验人	试件编号	钢管屈服 强度 f_y /MPa	混凝土强度 f_{cu} /MPa	钢筋屈服强 f_y /MPa	柱或墙体 轴压比	柱或墙体 轴压力 N_0 /kN
廖飞宇 ^[37]	CFST-S-S1	515	49.2	397	0.31	300
	CFST-C-S1	307	49.2	397	0.29	300
	CFST-S-S2	515	49.2	397	0.62	600
	CFST-C-S2	307	49.2	397	0.58	600
	CFST-S-L1	515	49.2	397	0.31	300
	CFST-C-L1	307	49.2	397	0.29	300
	CFST-S-L2	515	49.2	397	0.62	600
	CFST-C-L2	307	49.2	397	0.58	600
王敏 ^[42]	SW1	320.85	34	674.5	0.35	1310
	SW2	320.85	34	674.5	0.65	2416
曹万林等 ^[41]	SW2	320.85	35	674.5	0.65	1850

2.6.2 滞回曲线计算结果

钢管混凝土柱中的核心混凝土采用 OpenSees 系统中提供的考虑线性软化的 Concrete02 模型来模拟，其单轴应力-应变关系表达式采用 Kent-Scott-Park 的混凝土模

型,其定义参数主要有:混凝土的受压峰值应力 f'_c 及其峰值应变 ϵ_0 ,受压破坏应力 σ_{cu} 及其应变 ϵ_{cu} ,混凝土抗拉强度 f_t 及其受拉线性下降段的斜率 E_{ct} ,卸载段斜率 E_u 等,如图 2.13(a)所示。其中受拉下降段的斜率 $E_{ct}=0.1E_c$, E_u 主要表现为卸载时混凝土的刚度退化,取 $E_u=0.1E_c$,参数的确定与王文达等(2009)^[25]相同,即采用考虑约束效应的核心混凝土应力-应变关系表达式,其计算公式见本章 2.3.2,组合剪力墙截面纤维的划分如图 2.14 所示。

对于墙板混凝土,由于考虑到分布钢筋对混凝土的约束较弱,故采用非约束混凝土本构,本文采用 Attard 和 Setunge(1996)^[89]提供的混凝土应力-应变关系表达式,同时,该表达式也适用于钢筋混凝土边框架柱中的混凝土材料,具体如下:

$$Y = \frac{AX + BX^2}{1 + CX + DX^2} \quad (2-30)$$

式中, $Y=\sigma/f'_c$; $X=\epsilon/\epsilon_0$; ϵ 和 σ 分别为混凝土的压应变和压应力, f'_c 和 ϵ_0 分别为混凝土圆柱体强度及对应应变,其余参数的表达式可见 Attard 和 Setunge(1996)^[89]。

钢管和钢筋采用 OpenSees 中双线性随动强化模型 Steel02 模型来模拟,如图 2.13(b)所示,该模型在往复荷载作用下应力-应变曲线由弹性段和强化段组成, E_s 为钢材的弹性模量,强化段的模量取为 $0.01E_s$,加卸载刚度采用初始弹性模量,参数的取值也与王文达等(2006)^[76]相同。剪切恢复力特征参数的计算如表 2.8 所示。计算所得的荷载(P)-位移(Δ)滞回关系曲线与试验实测曲线的比较如图 2.15 所示。

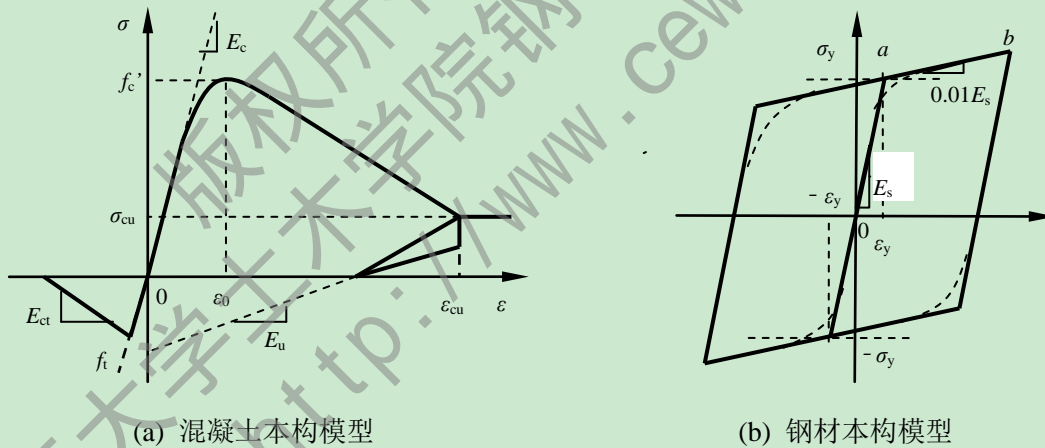
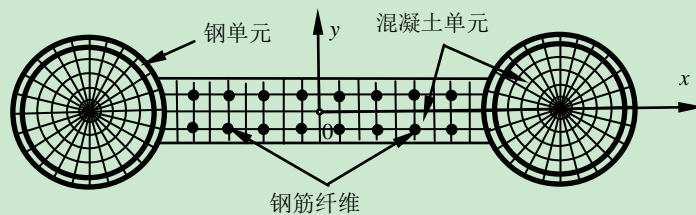
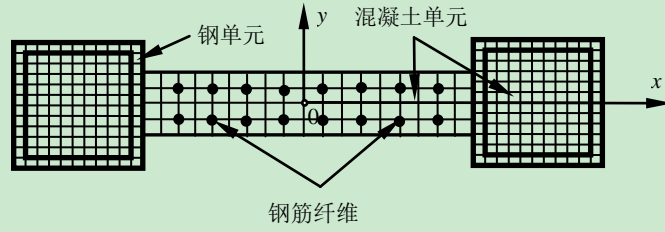


图 2.13 钢材和混凝土的应力-应变关系



(a)圆钢管混凝土 RC 剪力墙

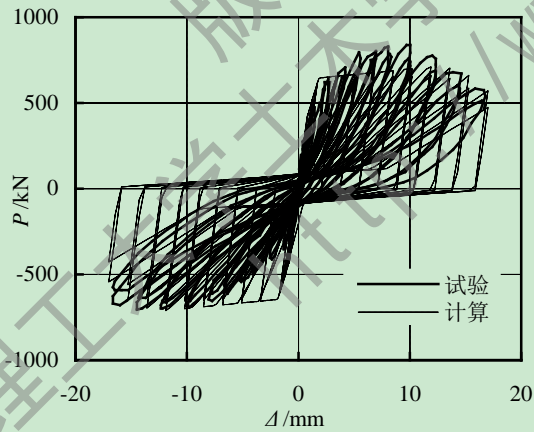


(b)方钢管混凝土 RC 剪力墙

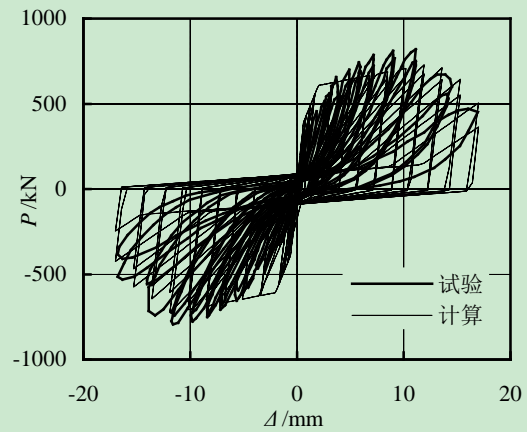
图 2.14 组合剪力墙截面纤维划分

表 2.8 钢管混凝土剪力墙剪切恢复力特征参数

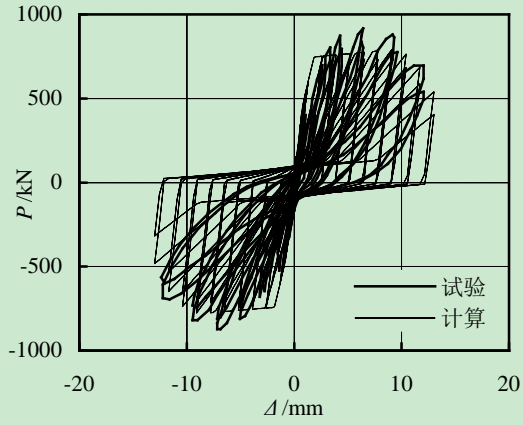
试验人	试件编号	V_{cr}/kN	V_y/kN	V_u/kN	γ_{cr}/rad	γ_y/rad	γ_u/rad
廖飞宇 ^[37]	CFST-S-S1	378.606	595.798	709.0	0.000307	0.002985	0.57544
	CFST-C-S1	393.558	609.091	737.0	0.000374	0.003574	0.70057
	CFST-S-S2	407.772	636.975	758.0	0.000331	0.003191	0.61521
	CFST-C-S2	419.724	649.587	786.0	0.000399	0.003812	0.74714
	CFST-S-L1	552.690	862.500	1035.0	0.000356	0.003427	0.66619
	CFST-C-L1	528.660	811.475	990.0	0.000372	0.003528	0.69721
	CFST-S-L2	586.332	915.000	1098.0	0.000377	0.003636	0.70675
	CFST-C-L2	553.224	849.180	1036.0	0.000389	0.003692	0.72960
王敏等 ^[42]	SW1	406.170	638.630	766.36	0.0000842	0.000552	0.0158
	SW2	426.856	671.158	805.39	0.0000885	0.000579	0.0166
曹万林等 ^[41]	SW2	326.813	510.008	612.01	0.00239	0.00830	0.0378



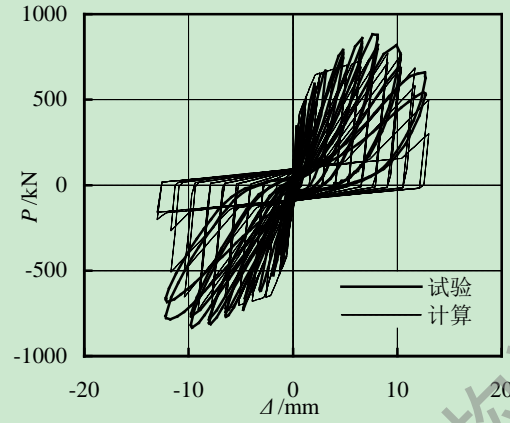
(a)CFST-S-S1^[37]



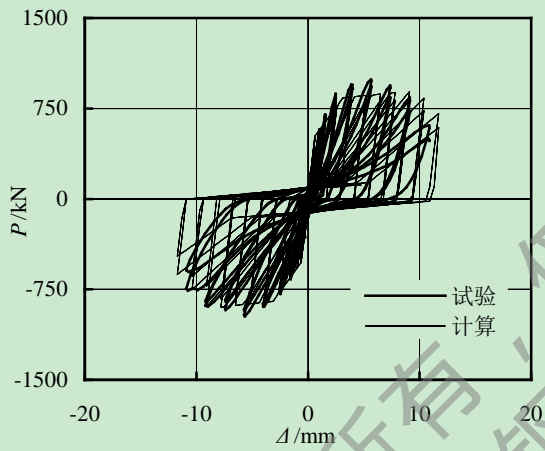
(b)CFST-C-S1^[37]



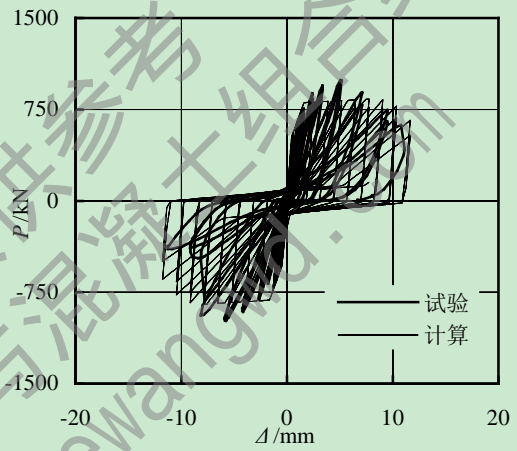
(c) CFST-S-S2^[37]



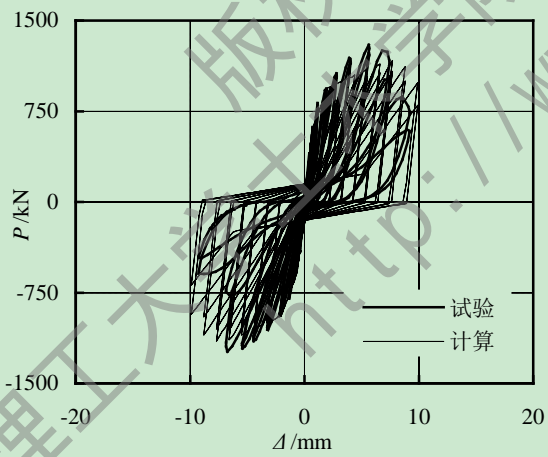
(d) CFST-C-S2^[37]



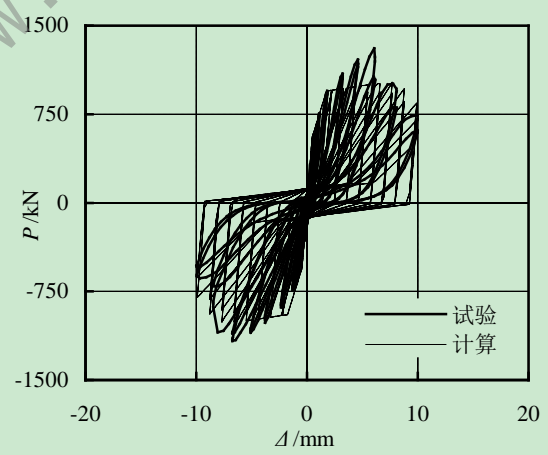
(e) CFST-S-L1^[37]



(f) CFST-C-L1^[37]



(g) CFST-S-L2^[37]



(h) CFST-C-L2^[37]

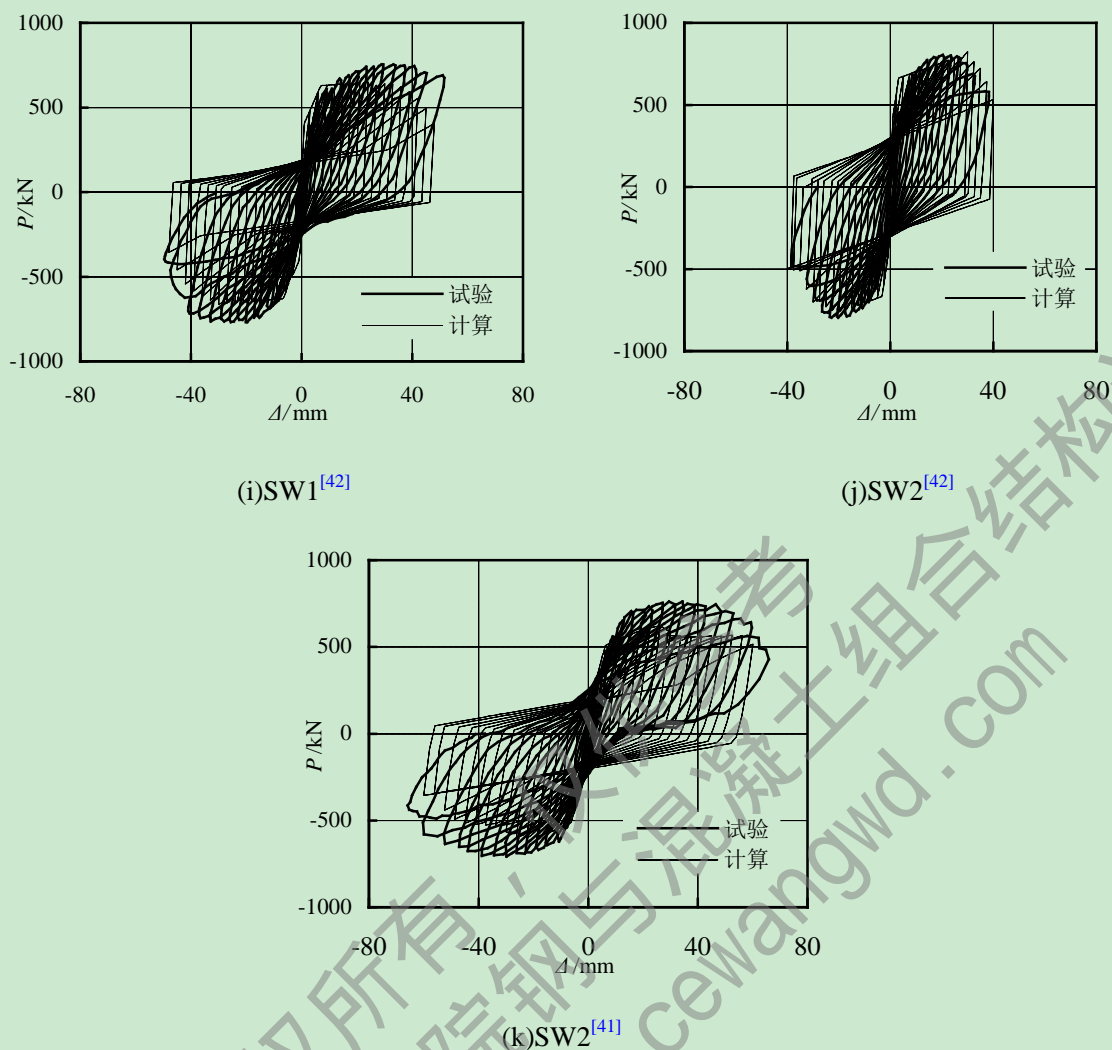
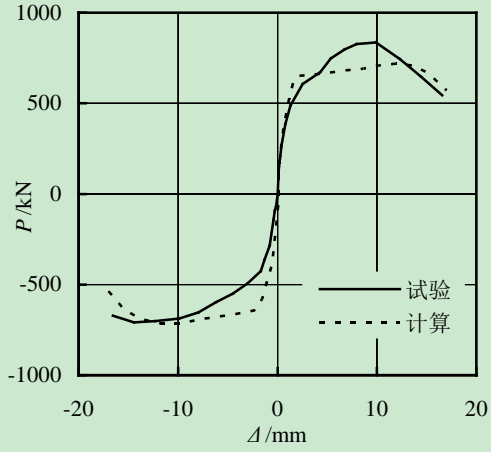


图 2.15 钢管混凝土组合剪力墙计算与试验荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线对比

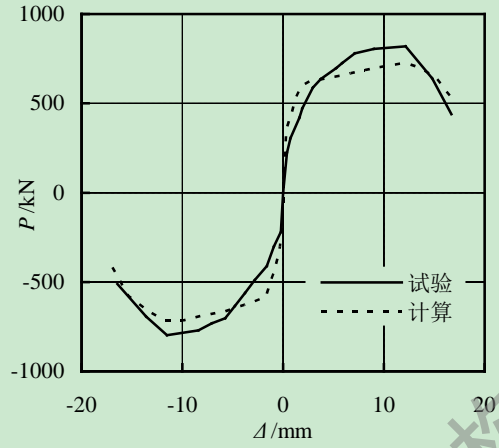
由图 2.15 可见,采用本文材料模型参数和模拟方法所计算的滞回曲线和试验滞回曲线总体吻合较好,试验与分析得到的滞回曲线以及骨架曲线总体上延性及强度方面的模拟良好,计算的抗剪承载力普遍较试验的微低,且初始的弹性刚度偏大。这主要可能是由于在确定剪切恢复力特征参数时参数的误差引起。

2.6.3 骨架曲线对比

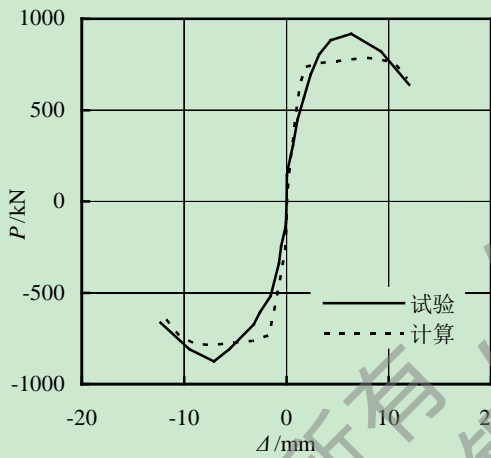
滞回曲线的包络线作为构件的骨架曲线,提取了计算的骨架曲线,并和试验的骨架曲线进行了对比,如图 2.16 所示。结果表明计算的骨架曲线与实验的骨架曲线的吻合性良好。



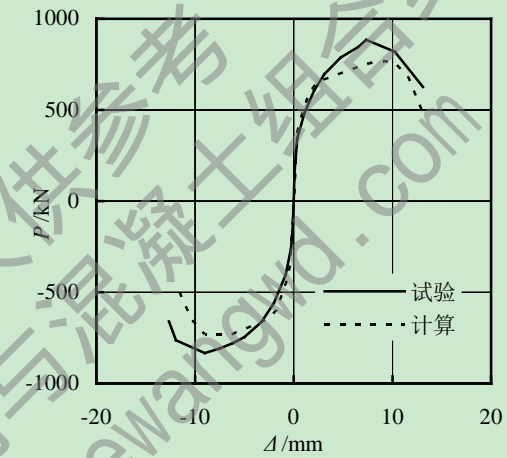
(a)CFST-S-S1^[37]



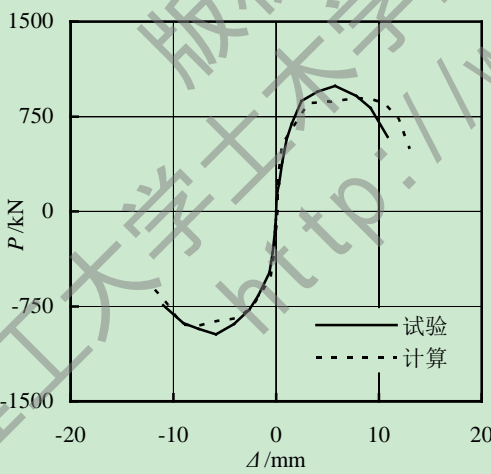
(b)CFST-C-S1^[37]



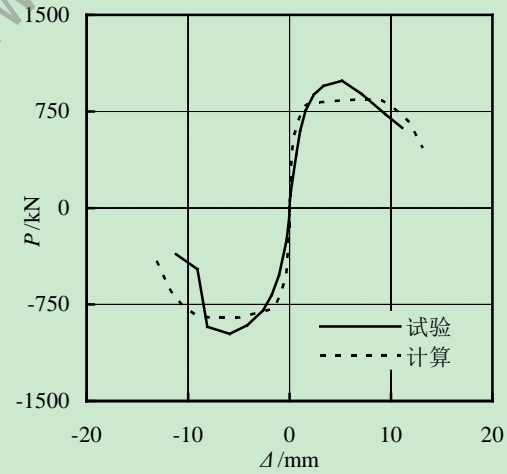
(c)CFST-S-S2^[37]



(d)CFST-C-S2^[37]



(e)CFST-S-L1^[37]



(f)CFST-C-L1^[37]

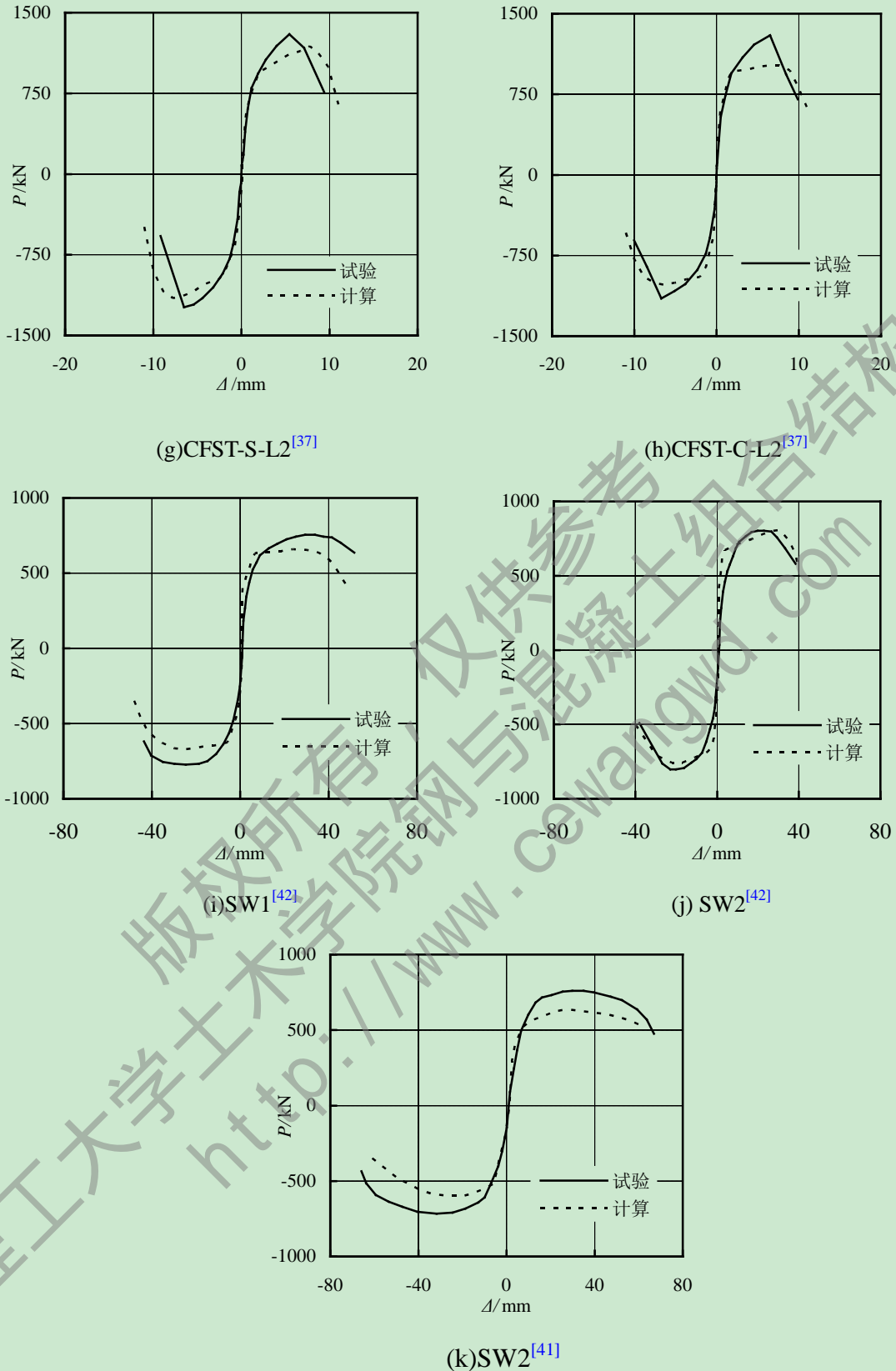


图 2.16 钢管混凝土组合剪力墙计算与试验荷载(P)-位移(Δ)骨架曲线对比

计算结果表明, 试验与分析得到的滞回曲线以及骨架曲线总体上延性及强度方面的模拟良好, 计算的抗剪承载力普遍较试验的微低, 且初始的弹性刚度偏大。这主要可能是由于在确定剪切恢复力特征参数时参数的误差引起。

2.7 本章小结

通过以上对钢筋混凝土剪力墙、带型钢混凝土边柱的RC剪力墙以及带钢管混凝土边柱的RC剪力墙进行的拟静力试验的数值模拟可以得出以下结论:

(1) 基于 OpenSees 平台在纤维模型中考虑非线性剪切效应的方法能够较好地模拟带钢管混凝土边柱的 RC 剪力墙的抗剪承载力、捏缩效应以及刚度退化, 计算的滞回曲线与试验曲线总体吻合较好。

(2) 这种纤维模型法具有较高的计算效率, 节省大量的计算时间, 可为进一步进行钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构体系的动力时程分析提供参考。

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

第3章 两层两跨带钢管混凝土柱 RC 剪力墙弹塑性分析

3.1 概述

在基于郑建忠(2011)^[88]学位论文试验研究的基础上,对其完成的两层两跨的钢管混凝土框架-RC 组合剪力墙的拟静力试验进行数值模拟,进一步验证本文基于 OpenSees 计算平台的建模方法模拟钢管混凝土框架-RC 剪力墙的有效性。由于本文中的框架梁均为钢-混凝土组合梁,为了验证本文的分析工具 Opensees 对其数值模拟的有效性,对文献[88]中完成的一榀与钢管混凝土框架-RC 组合剪力墙相对的两层两跨钢管混凝土框架进行了数值模型,其构件尺寸、材料性能以及加载工况均与钢管混凝土框架-RC 剪力墙相同。

试验构件均为 1/4 缩尺,为两层两跨的平面钢管混凝土框架-RC 组合剪力墙,其边界条件以及加载工况如图 3.1 所示,钢管混凝土框架-RC 剪力墙配筋及构造如图 3.2 所示。对应的框架结构配筋及构造如图 3.3 所示,墙板的混凝土强度等级为 C50 级,墙板的水平和竖向分布钢筋均采用双层,柱均采用圆钢管混凝土,框架的节点均采用外加强环节点,钢管为 Q235 钢材,截面尺寸为 $D \times t = 140\text{mm} \times 3\text{mm}$,柱的核心混凝土采用 C70 自密实混凝土。钢管以及钢筋等的材料性能如表 3.1 所示,混凝土的材料性能如表 3.2 所示。考虑楼板对钢梁刚度的提高,取 400mm 宽的楼板作为型钢梁的翼缘,组成钢-混凝土组合梁,如图 3.4 所示。马海新等(2012)^[92]对单层单跨的组合梁钢筋混凝土柱进行了单调加载作用下的数值模拟,本文参考其纤维划分方法对组合梁进行截面的纤维划分时,由于钢梁上翼缘有栓钉来约束钢梁和混凝土翼板之间的滑移,故将其截面之间视为无相对滑移,直接对其截面进行纤维的划分,如图 3.5(a)所示。钢管混凝土柱截面纤维划分如图 3.5(b)所示。

钢管中核心混凝土仍然采用 Opensees 中提供的考虑线性软化的 Concrete02 模型来模拟,本构关系如图 2.13 (a) 所示,钢管和钢筋采用 Opensees 中的 Steel02,如图 2.11 (b) 所示。墙板的非约束混凝土采用 Attard 和 Setunge(1996)^[89]提供的混凝土应力-应变关系表达式。其材料参数的取值方法均同 2.6.2 节。组合梁以及钢管混凝土柱均采用非线性梁柱单元(nonlinearBeamColumn),并且考虑钢管混凝土柱和组合梁的节点刚域。

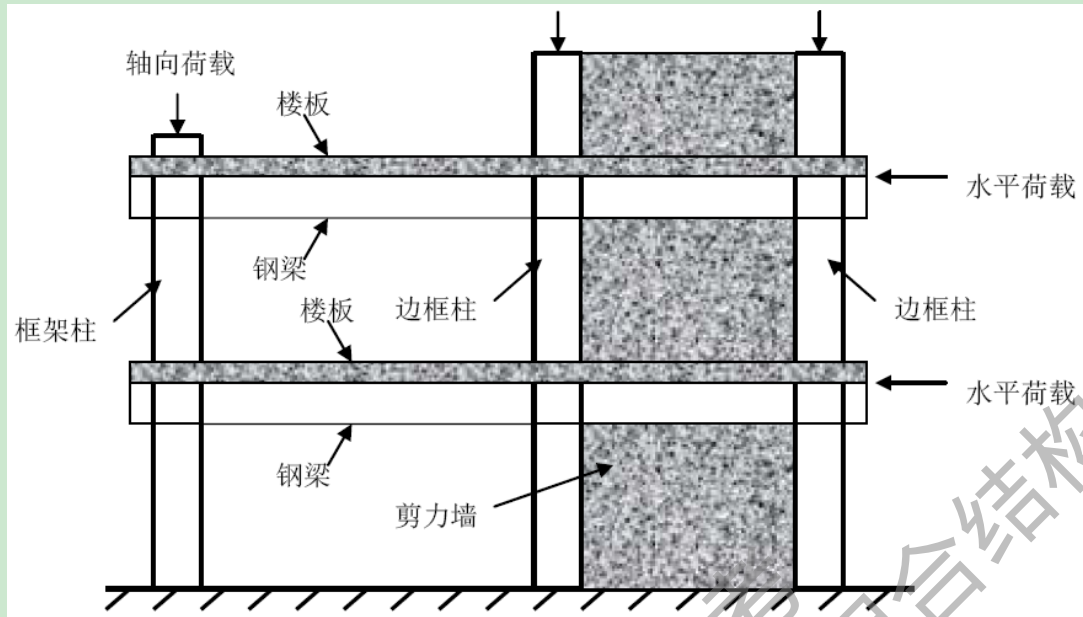


图 3.1 钢管混凝土框架-组合剪力墙试件边界条件和加载工况

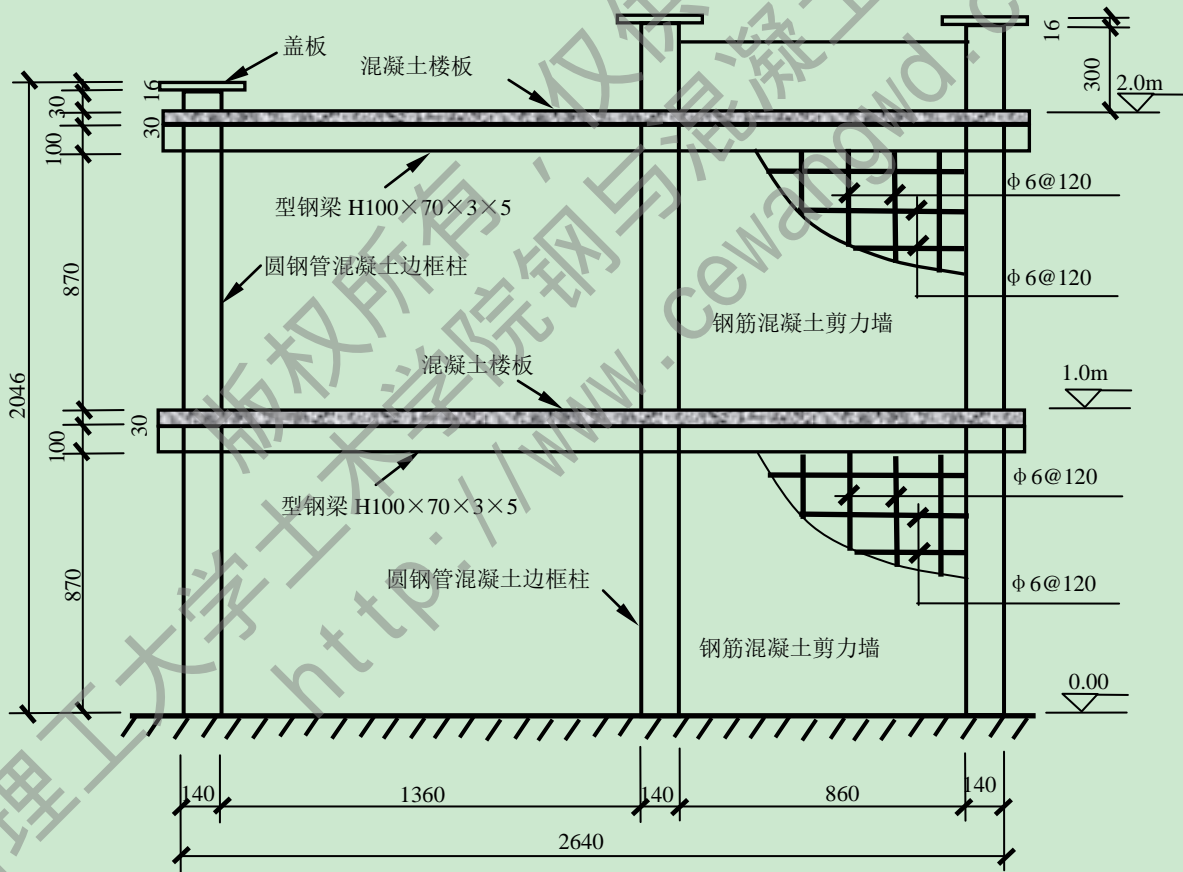


图 3.2 钢管混凝土框架-RC 组合剪力墙试件尺寸及配筋详图

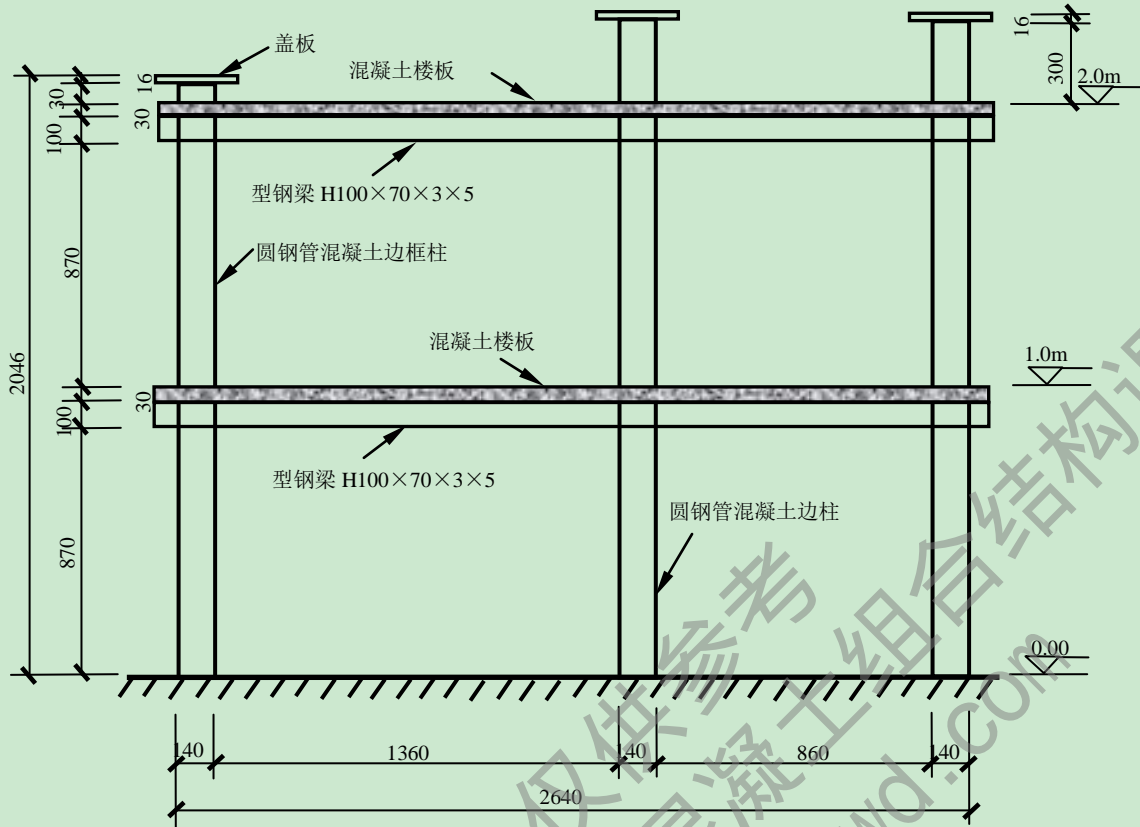


图 3.3 钢管混凝土框架构件尺寸及配筋详图

表 3.1 钢管、钢板、钢筋材料性能

钢材类型	钢管(板)厚 (mm)	屈服强度 (MPa)	极限强度 (MPa)	弹性模量 (MPa)	屈服应变 ($\mu\epsilon$)	泊松比 (μ_s)
圆钢管	3.88	325.4	405.1	2.03×10^5	1469	0.263
钢梁腹板	3.85	371.2	498.0	2.07×10^5	1739	0.272
钢梁翼缘	5.53	397.3	511.3	2.25×10^5	1635	0.248
钢筋	6.50	403.5	493.6	2.16×10^5	1645	0.287

表 3.2 混凝土材料性能

位置	28 天弹性模量 E_c (MPa)	试验时弹性模量 E_c (MPa)	28 天立方体抗压强度 f_{cu} (MPa)	试验时立方体抗压强度 f_{cu} (MPa)	28 天泊松比	试验时泊松比
一层墙板	37400	37300	53.3	54.2	0.241	0.201
二层墙板与楼板	37000	38200	56.2	61.9	0.192	0.193
钢管混凝土柱	42950	42100	70.0	71.5	0.214	0.221

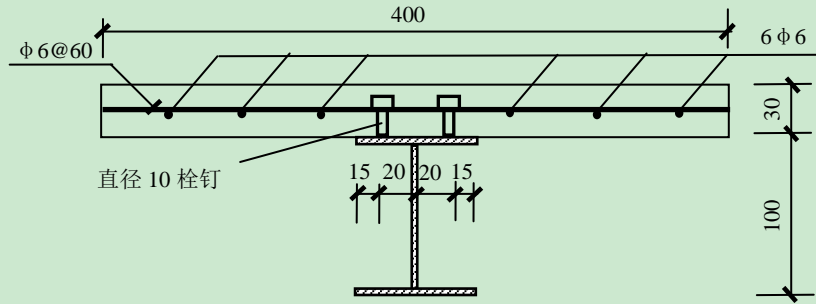
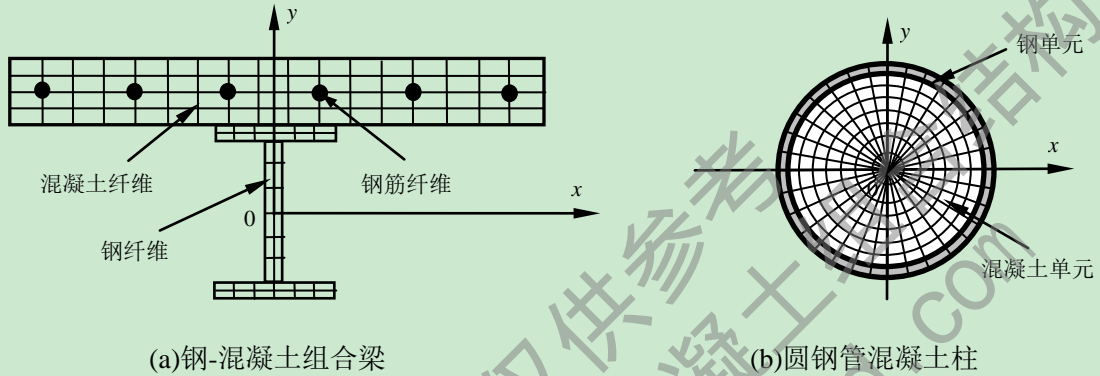


图 3.4 组合梁配筋详图



(a)钢-混凝土组合梁

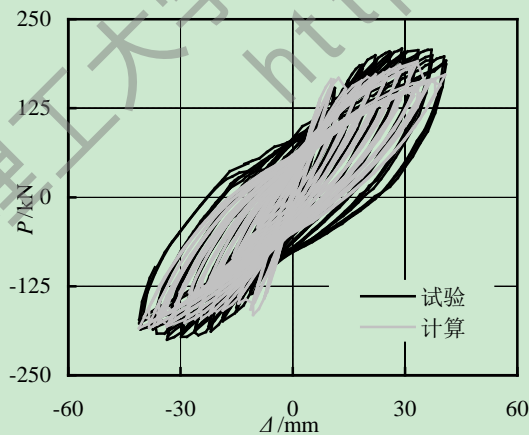
(b)圆钢管混凝土柱

图 3.5 梁柱单元纤维划分示意

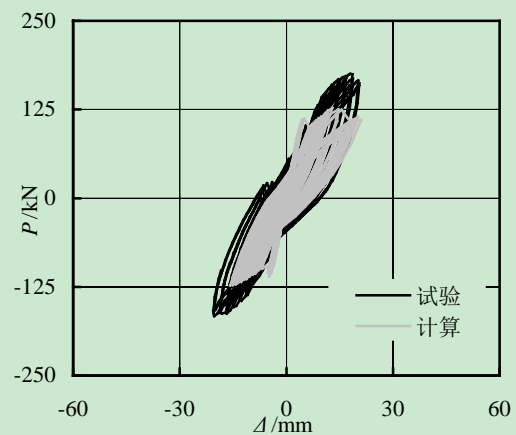
3.2 两层两跨钢管混凝土框架-RC 剪力墙拟静力试验数值分析

3.2.1 框架结构滞回曲线计算结果

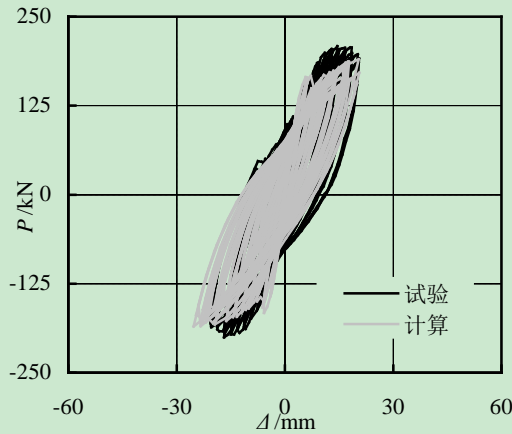
为了验证本文验证基于非线性梁-柱单元理论进行钢管混凝土框架-RC 组合剪力墙（混合结构）中钢-混凝土组合梁的适用性，对文献[88]中作者完成的与混合结构同尺寸的一榀两层两跨钢管混凝土框架（简称框架结构）进行了数值模拟，试验实测的滞回曲线与理论计算滞回曲线的对比如图 3.6 所示。理论计算曲线普遍偏低，滞回曲线总体吻合良好，表明采用这种建模方式模拟钢-混凝土组合梁式可行的。



(a)基底剪力-顶层位移滞回曲线



(b)顶层剪力-顶层层间位移滞回曲线

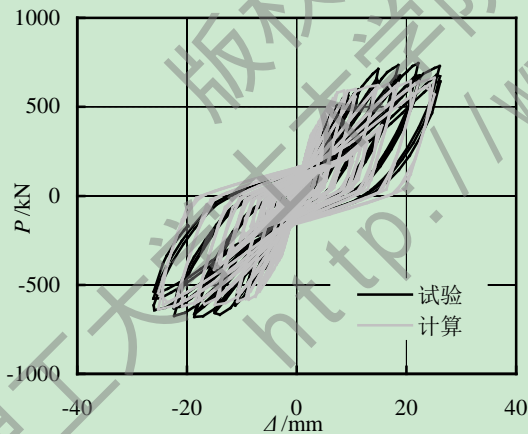


(c) 基底剪力-底层层间位移滞回曲线

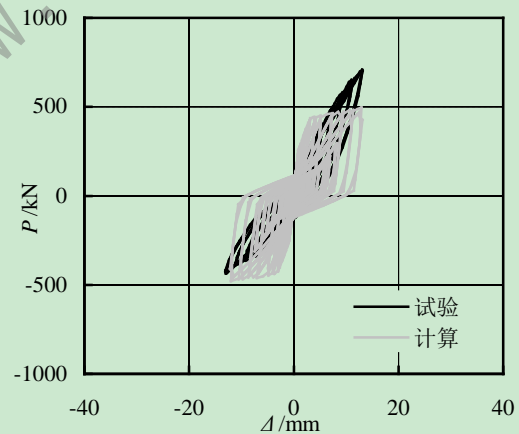
图 3.6 框架结构拟静力试验滞回曲线对比

3.2.2 混合结构滞回曲线计算结果

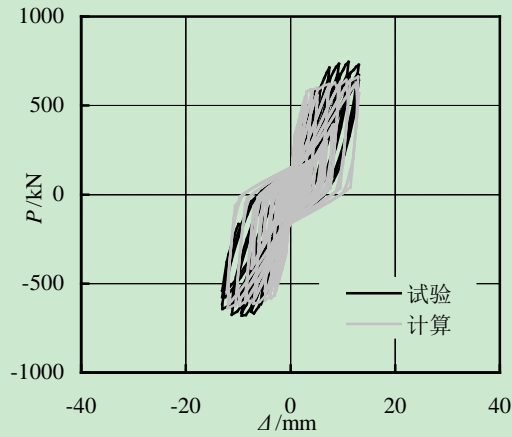
在前面完成的框架结构建模的基础上，对同尺寸的混合结构进行了数值模拟，组合梁的建模方法采用框架结构中的方法，对钢管混凝土框架-组合剪力墙的建模采用 2.6.2 节中考虑剪切效应的非线性纤维梁柱单元，参数的取值均同 2.6.2 节中单层单跨的钢管混凝土框架-RC 剪力墙。计算所得的滞回曲线与试验曲线的对比如图 3.7 所示，较好的模拟出了结构的刚度以及强度退化，捏缩程度也模拟的较好，曲线的总体吻合较好，表明采用本文的方法能够较好的模拟两层两跨钢管混凝土框架-RC 剪力墙的滞回性能。



(a) 基底剪力-顶层位移滞回曲线



(b) 顶层剪力-顶层层间位移滞回曲线

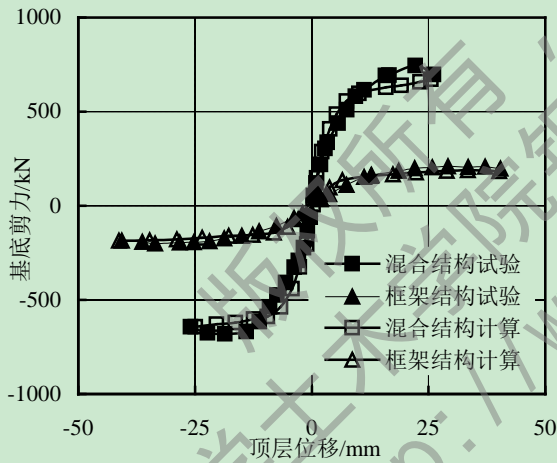


(c) 基底剪力-底层层间位移滞回曲线

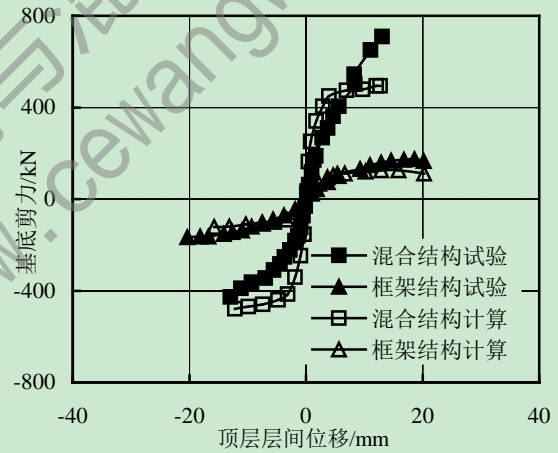
图 3.7 混合结构拟静力试验滞回曲线对比

3.2.3 骨架曲线对比

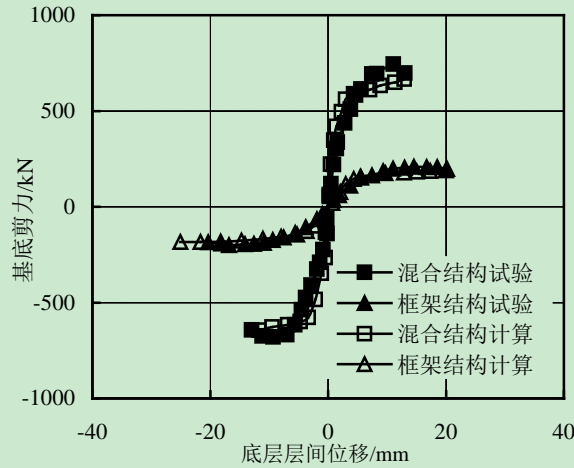
在框架结构和混合结构计算滞回曲线的基础上，将其每一级荷载循环的峰值点连接起来的包络线进行了提取，作为计算的骨架曲线，并和试验骨架曲线进行了对比如图 3.8 所示。



(a) 基底剪力-顶层位移骨架曲线对比



(b) 顶层剪力-顶层层间位移骨架曲线对比



(c) 基底剪力-底层层间位移骨架曲线对比

图 3.8 两种结构拟静力试验骨架曲线对比

从以上拟静力试验的结果来看，采用本文建模方法计算所得的滞回曲线与试验滞回曲线总体吻合良好，但普遍偏低，尤其顶层剪力-顶层层间位移滞回曲线误差较大，其主要原因可能是：

(1) 结构的节点采用外加强环节点，加大了节点刚域，导致理论计算时的梁柱计算长度大于实际的梁柱计算长度，使得计算结果的偏低。

(2) 试验时防止侧向失稳的支撑措施可能在一定程度上提高了结构的承载力。

(3) 对于顶层剪力-顶层层间位移滞回曲线误差较大，可能是由于剪力值不是直接提取的反力值，而是基底剪力减去顶点剪力所得，这可能和结构的真实剪力存在差异，此外，顶层层间位移亦为顶层顶点位移减去底层顶点位移所得，这可能也会导致和试验的真实位移不符。

3.3 两层两跨钢管混凝土框架-RC 剪力墙拟动力试验数值分析

3.3.1 概述

在前面完成的混合结构拟静力试验研究的基础上，对郑建忠(2011)^[88]完成的两层两跨钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构的拟动力试验进行了数值模拟，分析了在不同幅值的 KOBE 地震波作用后结构的加速度和位移时程反应，并和试验所得的时程曲线进行了对比。结构的构造以及配筋详图如图 3.2，材料参数如表 3.1 和表 3.2 所示。结构的建模方法以及参数的取值均和 2.7.1 节相同。KOBE 波(NS)地震波波型如图 3.9 所示，按照试验要求，将 KOBE 波的时间间隔调整为 0.005s，持续时间调整为 5s，共 1000 个加载步，分 0.05g、0.1g、0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、1.0g、1.4g 分别输入 KOBE 地震波进行加载，加载位置为结构二层的顶部柱端。

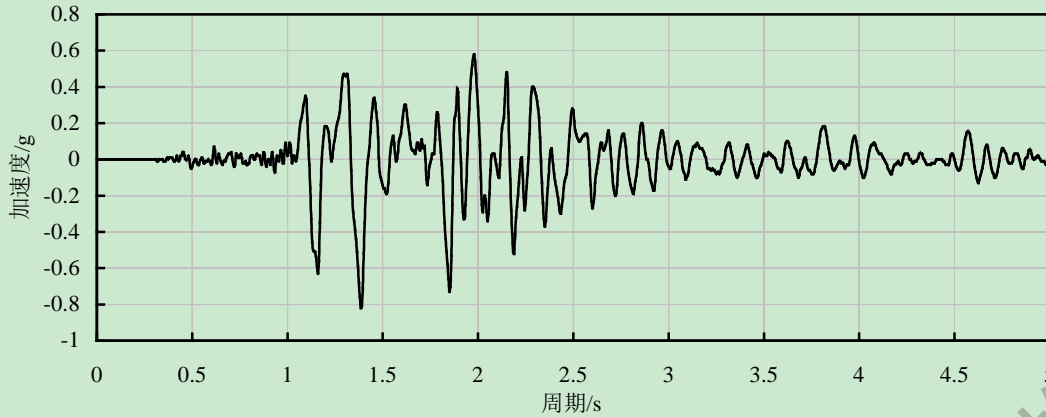
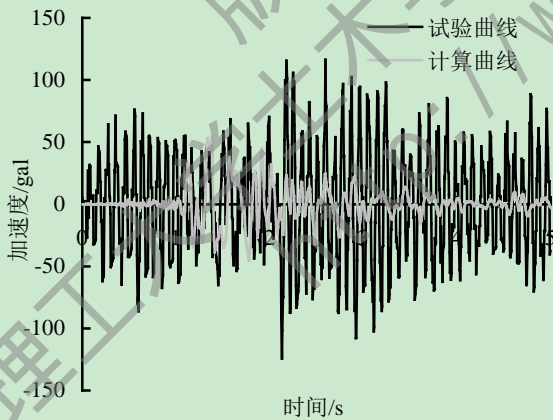


图 3.9 KOBE 地震波波型

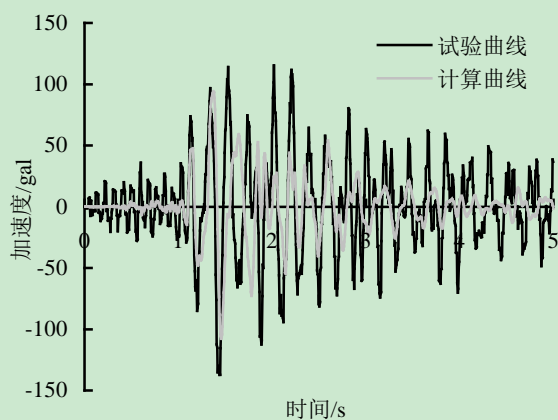
3.3.2 加速度反应数值模拟

在输入 0.05g、0.1g、0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、1.0g、1.4g 不同幅值作用下，计算所得结构顶层和底层的加速度时程反应和试验结果的对比如图 3.10 所示，理论计算与试验结果的相位偏差较小，加速度反应的计算结果普遍偏小于实测结果，表明所采用的模型较实际结构偏于刚性，后期偏差较前期的大。出现偏差的原因可能有以下几点：

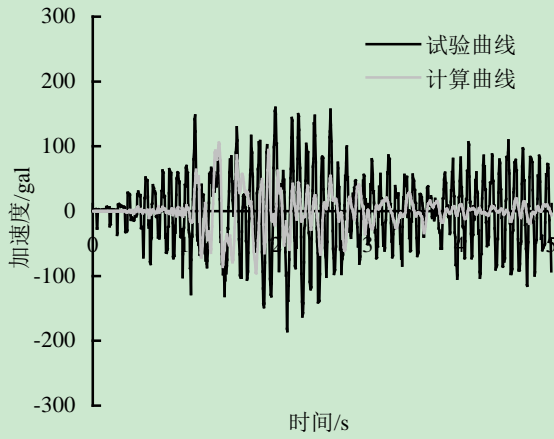
- (1) 在实验过程中，当加速度幅值较小时，外界环境对加速度影响相对较大，导致在试验过程中结构加速度数据采集的不准确。
- (2) 随着反应时间的持续，到加载后期时模型和动作器之间的松动也会导致数据采集的误差，使得后期偏差较大。
- (3) 试验参数的设置以及测量误差，如阻尼比假定误差、系统的测量误差等。



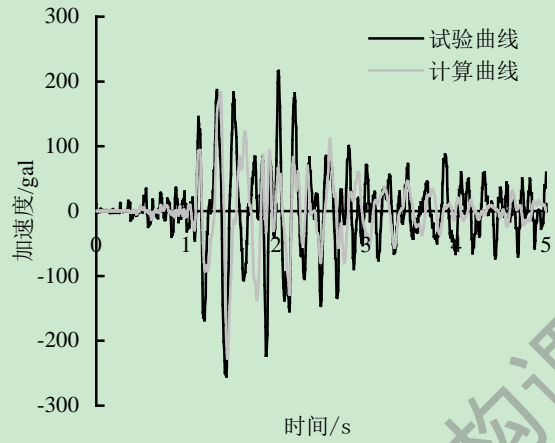
(a)底层加速度(0.05g)



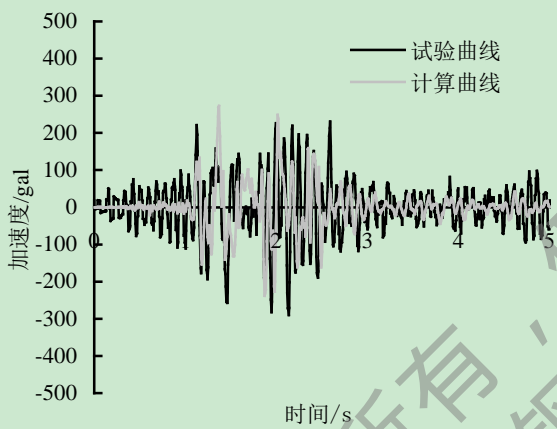
(b)顶层加速度(0.05g)



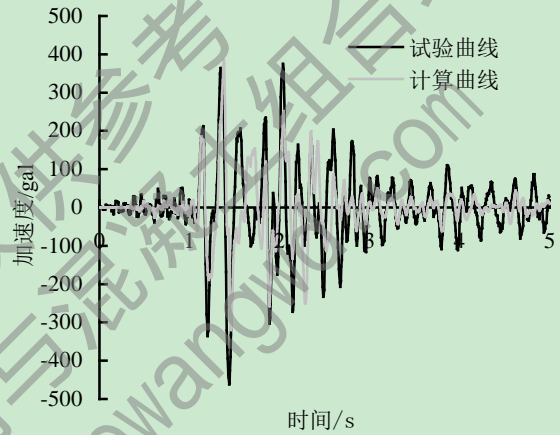
(c)底层加速度(0.1g)



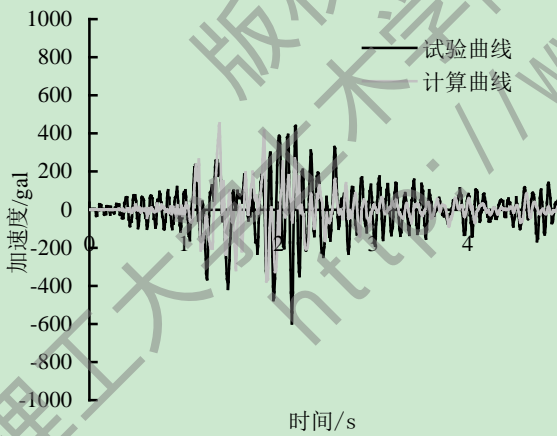
(d)顶层加速度(0.1g)



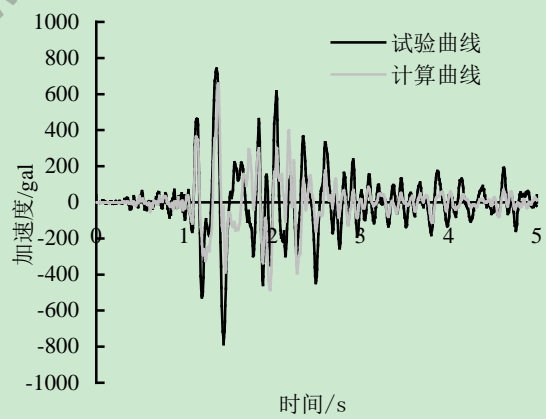
(e)底层加速度(0.2g)



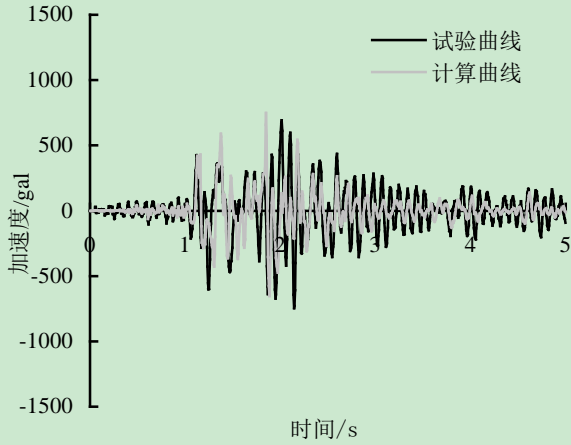
(f)顶层加速度(0.2g)



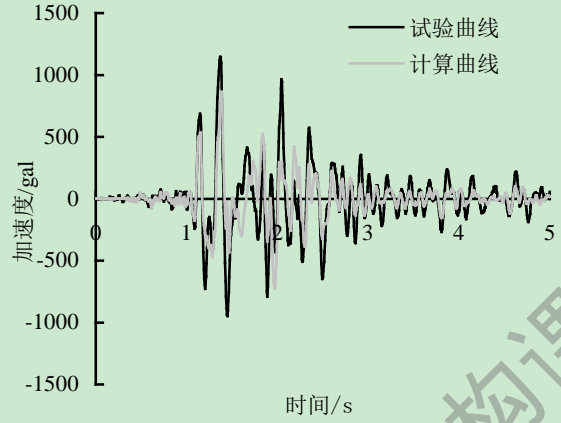
(g)底层加速度(0.4g)



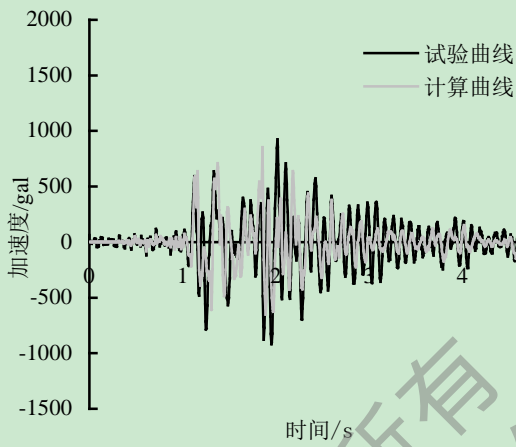
(h)顶层加速度(0.4g)



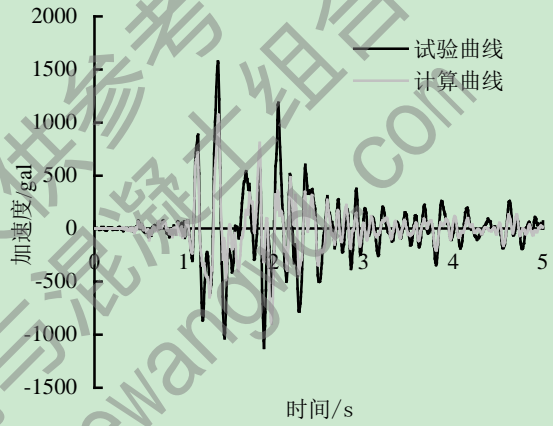
(i)底层加速度(0.6g)



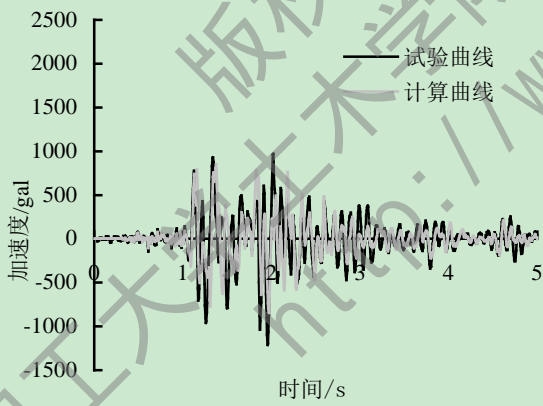
(j)顶层加速度(0.6g)



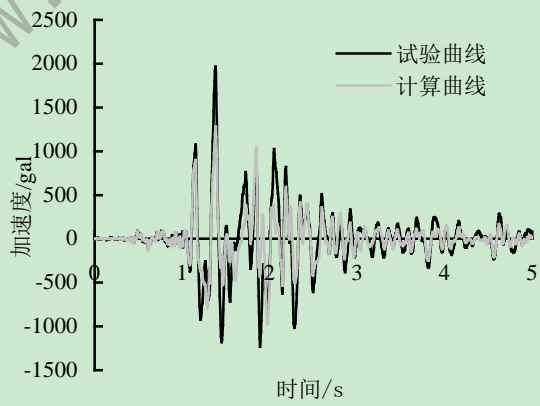
(k)底层加速度(0.8g)



(l)顶层加速度(0.8g)



(m)底层加速度(1.0g)



(n)顶层加速度(1.0g)

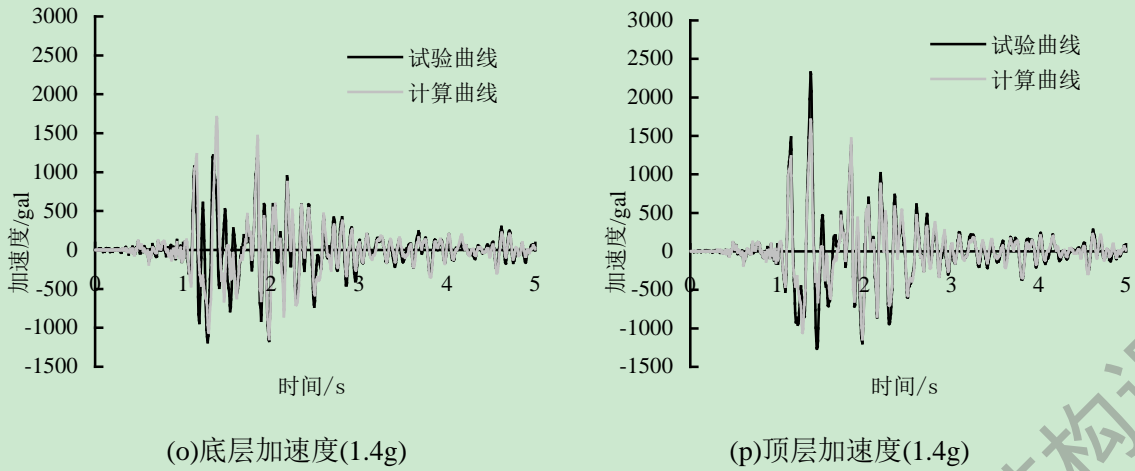
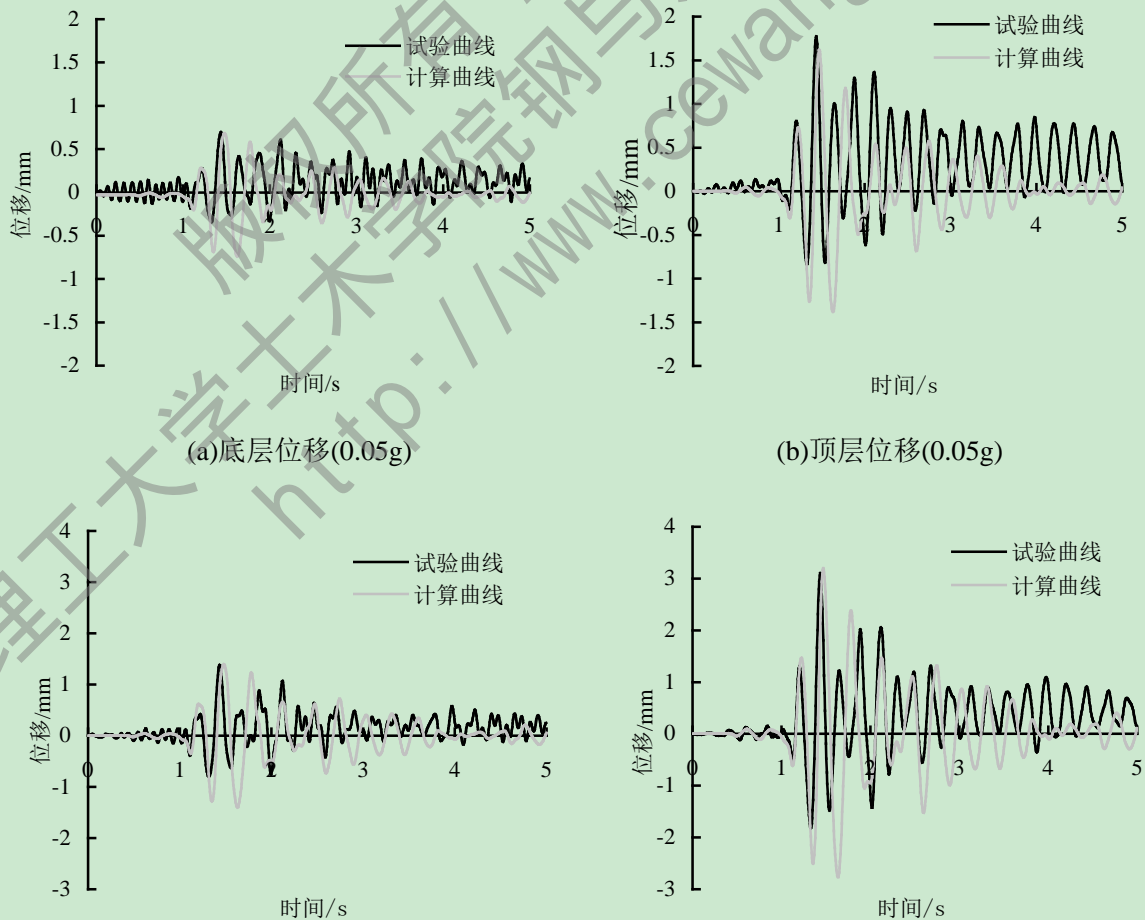


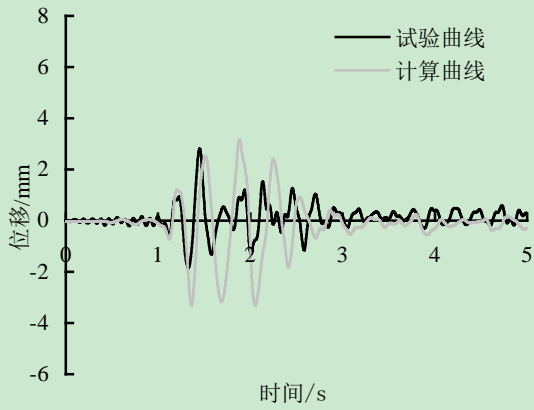
图 3.10 混合结构加速度反应计算与试验结果对比

3.3.3 位移反应数值模拟

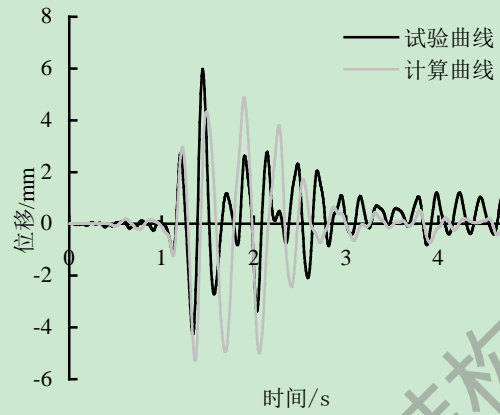
图 3.11 所示为在输入 0.05g、0.1g、0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、1.0g、1.4g 不同幅值作用下，计算所得结构顶层和底层的位移时程反应和试验结果的对比。由图 3.11 可见，计算所得底层的位移幅值较试验的幅值稍微偏大，顶层的位移幅值和吻合良好，误差均在 10% 以内，总体吻合良好。表明这种在截面层次考虑非线性剪切效应的纤维梁柱单元建模方式能够较好的模拟钢管混凝土框架-RC 组合剪力墙混合结构动力性能。



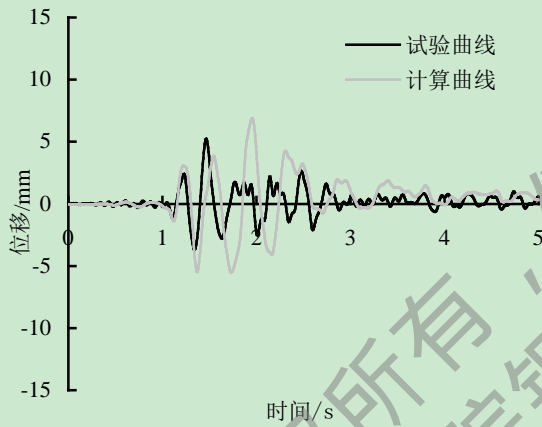
(c)底层位移(0.1g)



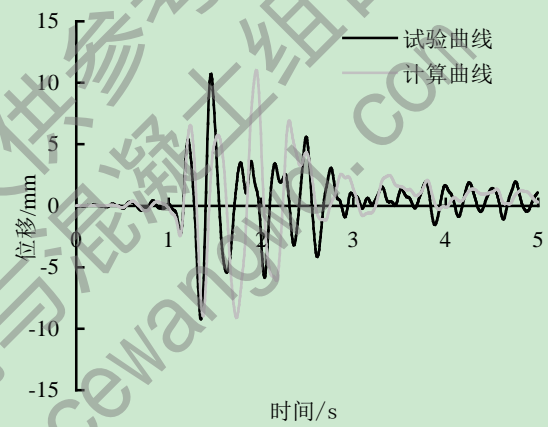
(d)顶层位移(0.1g)



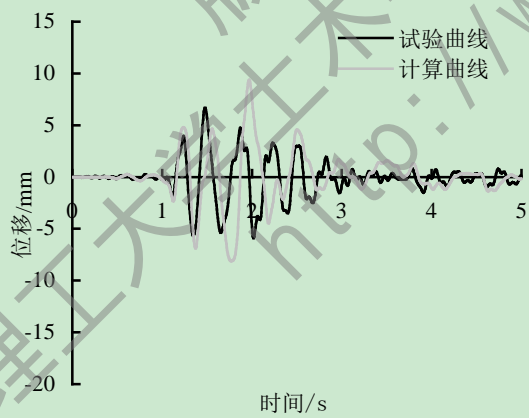
(e)底层位移(0.2g)



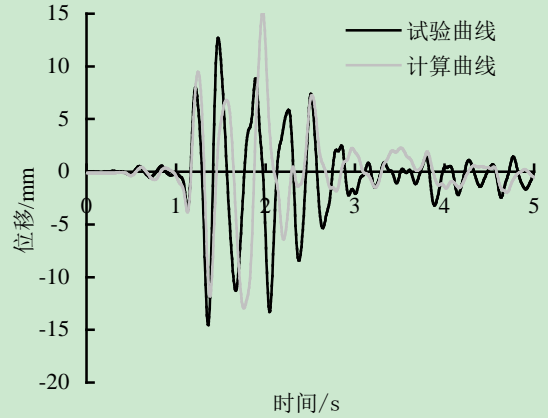
(f)顶层位移(0.2g)



(g)底层位移 (0.4g)



(h)顶层位移 (0.4g)

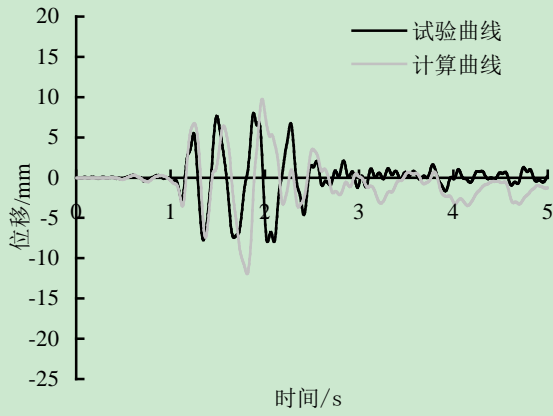


(i)底层位移(0.6g)

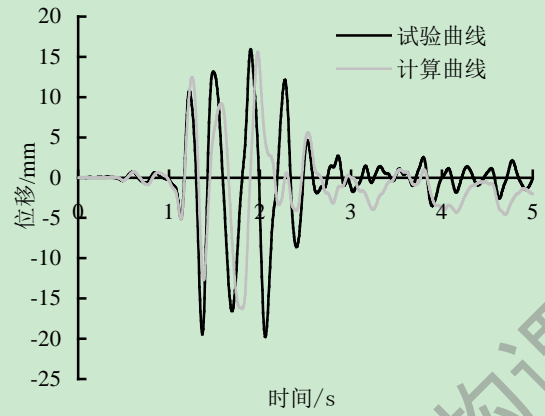


(j)顶层位移(0.6g)

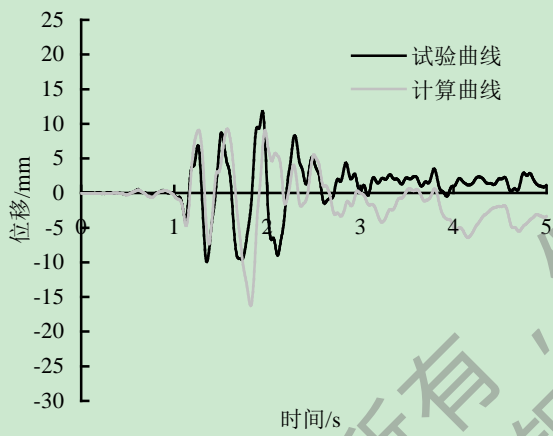




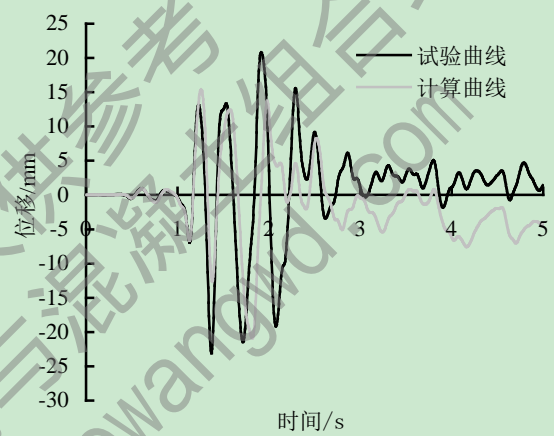
(k)底层位移(0.8g)



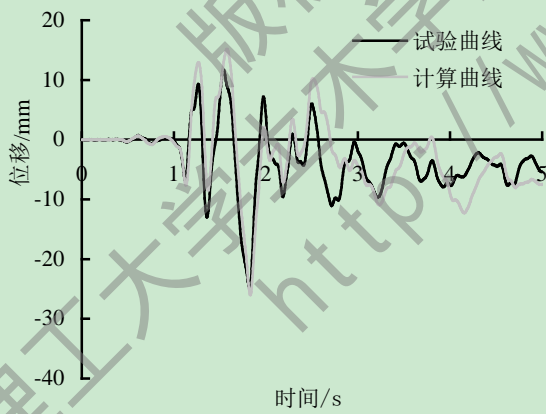
(l)顶层位移(0.8g)



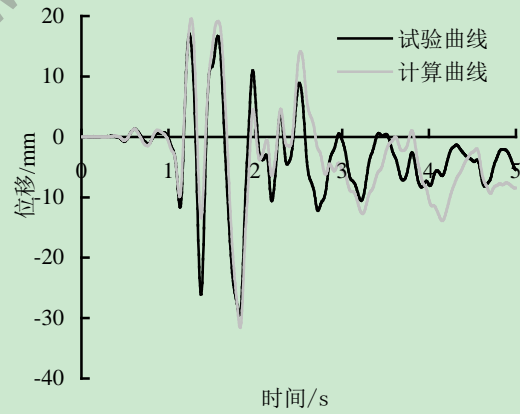
(m)底层位移 (1.0g)



(n)顶层位移 (1.0g)



(o)底层位移(1.4g)



(p)顶层位移(1.4g)

图 3.11 混合结构位移反应计算与试验结果对比

3.4 本章小结

通过以上对两层两跨的钢管混凝土框架和钢管混凝土框架-RC剪力墙进行的拟静力试验和拟动力试验的数值模拟，可以得出以下结论：

(1) 采用基于 OpenSees 平台在纤维模型中考虑非线性剪切效应的方法能够较好地模拟钢管混凝土框架-RC 剪力墙在不同加速度幅值地震波作用下的位移反应以及加速度反应，与试验结果吻合良好。

(2) 可为进一步采用该方法进行钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构体系的动力分析提供参考。

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

第4章 钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构 Pushover 分析

4.1 引言

近年来国内外学者对混合结构的构件进行了大量的试验研究以及理论分析，但是对于混合结构体系的研究仍然较少，尤其对于钢管混凝土框架-RC 剪力墙这种混合结构体系的研究更为少见，胡潇等(2009)^[67]采用 ANSYS 有限元软件对一个 14 层的一个圆钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构进行地震相应分析。Han 等(2009)^[65]分别对两栋 30 层的方钢管混凝土柱和圆钢管混凝土柱的框架-RC 剪力墙混合结构模型进行了模拟地震振动台试验。本文采用通用设计软件 PKPM 设计了两栋 15 层的钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构办公楼，各项位移限制均符合规范要求，然后采用本文第二章的组合剪力墙建模方法，采用 OpenSees 分析软件建立了其有限元模型，计算了其能力曲线和层位移和层间位移角。

4.2 结构方案概况

按规范的要求了本文设计了两栋 15 层的钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构的办公楼，一个圆钢管混凝土柱截面，另一个为方钢管混凝土柱截面，其余参数均相同，结构的平面布置如图 4.1 所示。结构总高度为 59.4m，层高均为 3.9m，如图 4.2 和图 4.3 所示所示，钢管厚度和含钢率均符合规范要求，该建筑抗震设防类别为丙类，拟建场地的抗震设防烈度为 8 度，第三组，II 类场地，设计基本地震加速值为 0.2g。

设计的主要荷载为：

(1) 屋面均布荷载

恒载：

APP 改性沥青防水	0.35kN/m ²
20mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层	20×0.02=0.40kN/m ²
100 厚水泥珍珠岩保温层	3.5×0.1=0.35kN/m ²
找坡层	10×0.14=1.40kN/m ²
100mm 厚现浇钢筋混凝土结构层（折算厚度）	25×0.10=2.50kN/m ²
1mm 厚压型钢板	0.15kN/m ²
吊顶、抹灰	0.7 kN/m ²
合 计	5.85 kN/m ²

活载：

不上人屋面 0.5 kN/m²

雪荷载 0.5 kN/m²

(2) 楼面均布荷载

恒载:

大理石面层	$28 \times 0.02 = 0.56 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平层	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2$
100mm 厚现浇钢筋混凝土结构层 (折算厚度)	$25 \times 0.10 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
1mm 厚压型钢板	0.15 kN/m^2
吊顶、抹灰	0.7 kN/m^2
合 计	4.31 kN/m^2

活载:

楼面活荷载	2.0 kN/m^2
走廊、楼梯活荷载	3.5 kN/m^2
填充墙 (包括墙面抹灰) 自重	
外墙 300mm 厚:	$0.04 \times 20 + 0.3 \times 12 = 4.4 \text{ kN/m}^2$
内墙 200mm 厚:	$0.04 \times 20 + 0.2 \times 12 = 3.2 \text{ kN/m}^2$
纵向框架梁高为 550mm, 并考虑外墙开窗按 0.7 系数折减, 折减厚的系数为	
外墙线荷载:	$(3.9 - 0.55) \times 4.4 \times 0.7 = 10.318 \text{ kN/m}$
内墙线荷载:	$(3.9 - 0.55) \times 3.2 = 10.72 \text{ kN/m}$

通过 PKPM 设计软件确定的梁柱截面和剪力墙厚度表 3.1 所示, 计算所得圆钢管混凝土柱 X 方向最大层间位移角为 1/1027, Y 方向最大层间位移角为 1/1421, 方钢管混凝土 X 方向最大层间位移角为 1/1069, Y 方向最大层间位移角为 1/1463, 均小于规范 1/800 的要求。底层柱的最大轴压比为 0.48, 小于规范的 0.7 的要求。计算所得的结构层位移以及层间位移如图 4.4 和图 4.5 所示。采用 PKPM 分析所得结构的一阶振型和二阶振型均未出现扭转, 各阶的振型图如图 4.6 所示。

表 4.1 构件几何参数和材料参数

构件名称	截面形式	构件位置	截面尺寸 $D(B) \times t/\text{mm} \times \text{mm}$	混凝土强度等级	钢材等级
框架柱	圆 CFST	1~2 层	600×12	C40	Q235
	圆 CFST	3~15 层	550×10	C40	Q235
	方 CFST	1~2 层	600×12	C40	Q235
	方 CFST	3~15 层	550×10	C40	Q235
框架梁	工字形	横向(B1)	600×300×16×20	—	Q235
	工字形	纵向(B2)	550×250×12×16	—	Q235
剪力墙	带边柱	1~3 层	250mm(墙厚)	C30	HRB335
	带边柱	4~15 层	200mm(墙厚)	C30	HRB335
楼板	组合楼板	1~15 层	100mm(板厚)	C30	HPB300

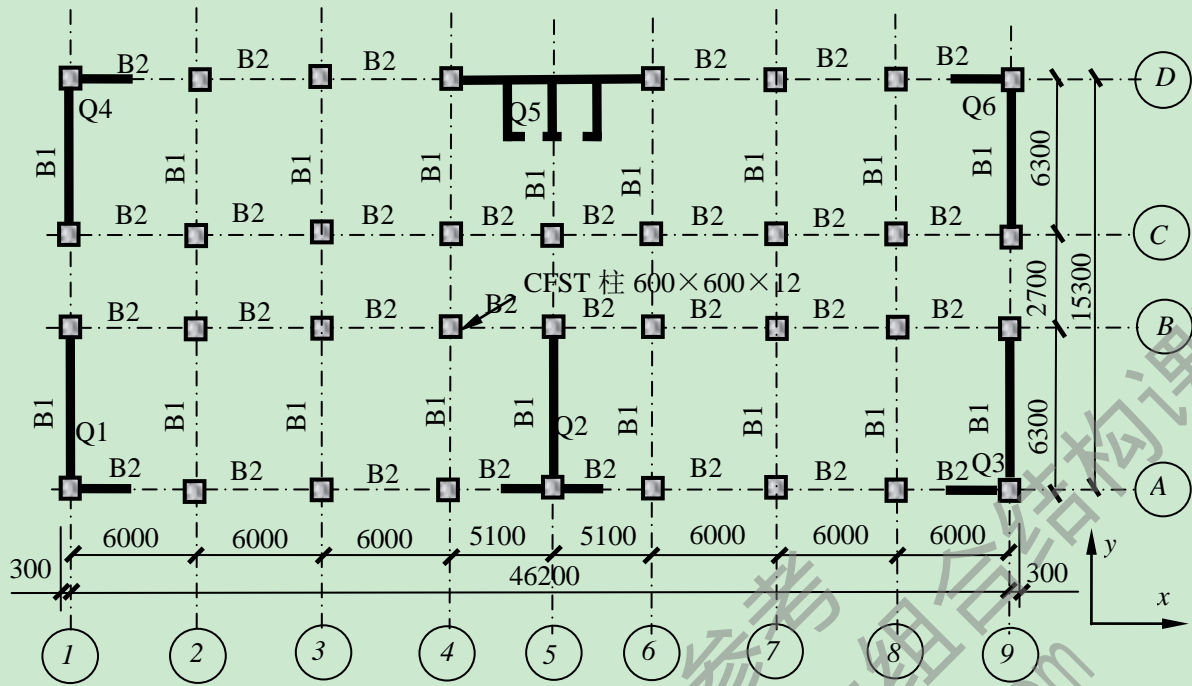


图 4.1 结构平面布置图

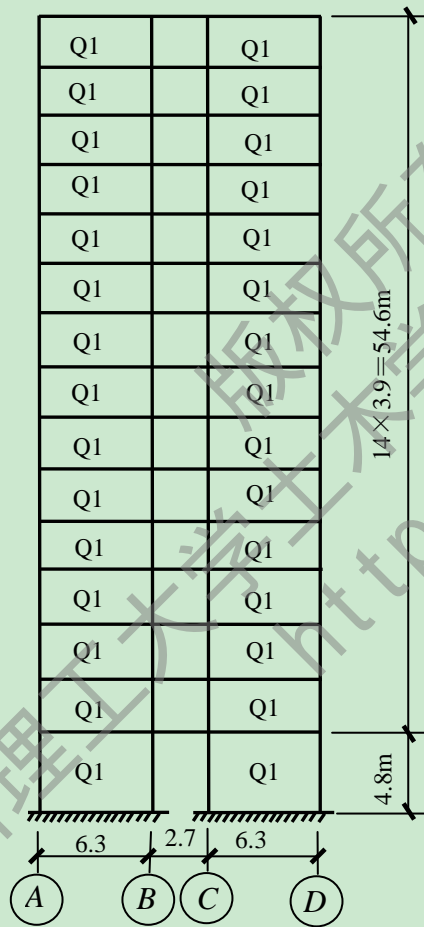


图 4.2 结构立面布置图

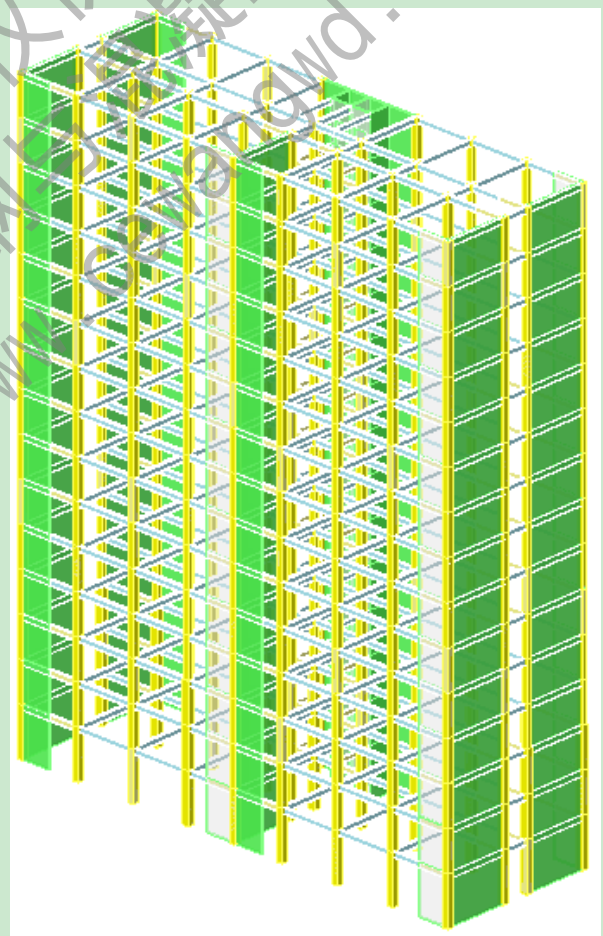


图 4.3 结构的立体示意图

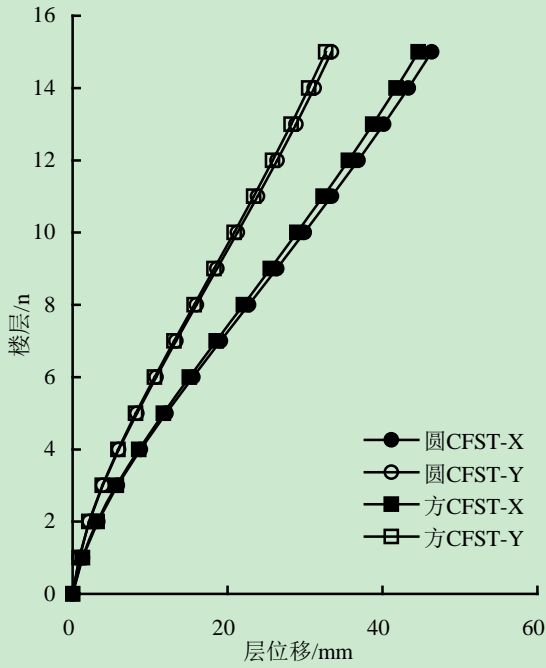


图 4.4 结构层位移

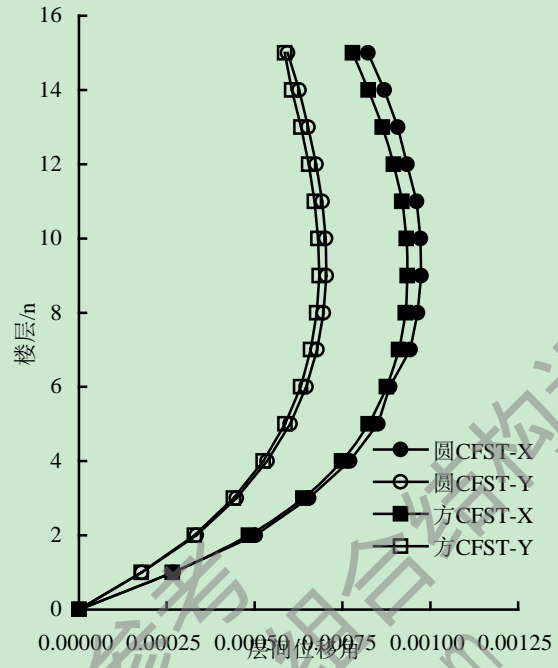
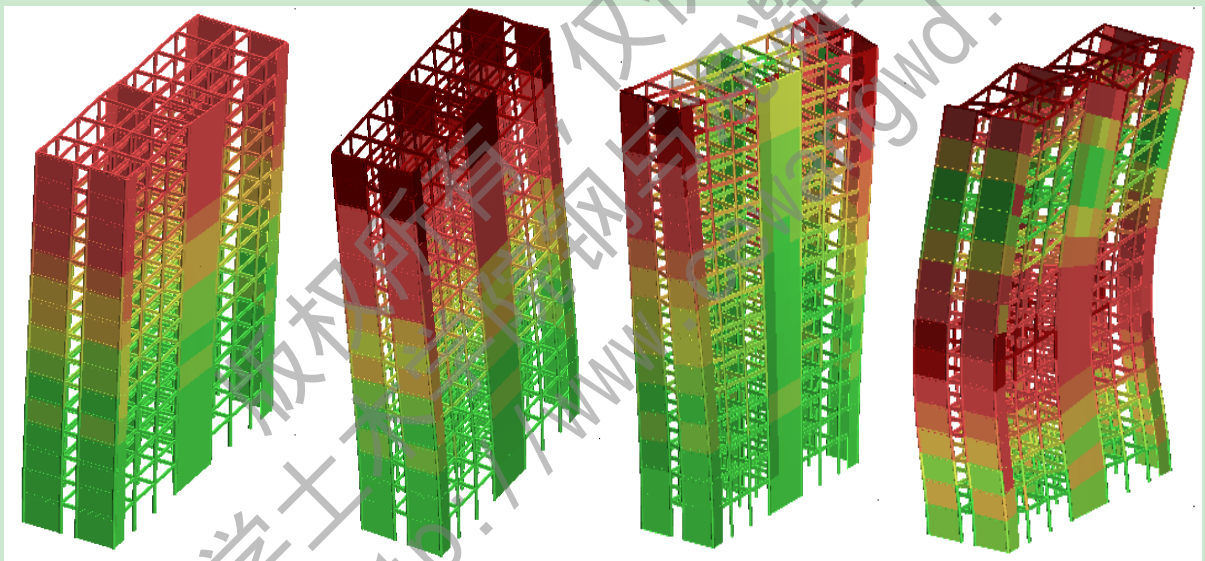


图 4.5 结构层间位移角



(a)第一振型(x向平动) (b)第二振型(y向平动) (c)第三振型(扭转) (d)第四振型(x向2阶平动)

图 4.6 结构前四阶振型

4.3 静力弹塑性分析

4.3.1 静力弹塑性分析方法概述

静力弹塑性分析方法或称为 Pushover 分析方法，是一种静力分析方法，Pushover 分析方法概念清晰，与弹塑性时程方法相比相对比较简单，计算成本较低，是当前罕遇地震作用下计算结构弹塑性地震反应分析的有效方法之一，该方法的基本原理为：在结构分析模型上施加按某种方式分布的侧向力来模拟地震水平惯性力，并逐级调大其幅值，直到达到位移超限或者是达到目标位移，然后评估结构的抗震性能。我们可以通过

结构的荷载-位移曲线（Pushover 曲线）来描述在侧向力作用下，结构变形从弹性到弹塑性发展的不同阶段，如图 4.7 所示，曲线上的不同位置代表不同的性能控制点，通过在给定荷载作用下结构的期望性能点所在的位置，来判断结构的抗震性能是否达到要求^[93]。

其进行结构抗震性能评估的基本思路如下：

- (1) 建立 Pushover 曲线；
- (2) 选择用于评估的地震水准；
- (3) 选择用于评估的性能水准；
- (4) 确定各个性能水准的容许准则；
- (5) 采用特定的方法进行结构抗震能力的评估；

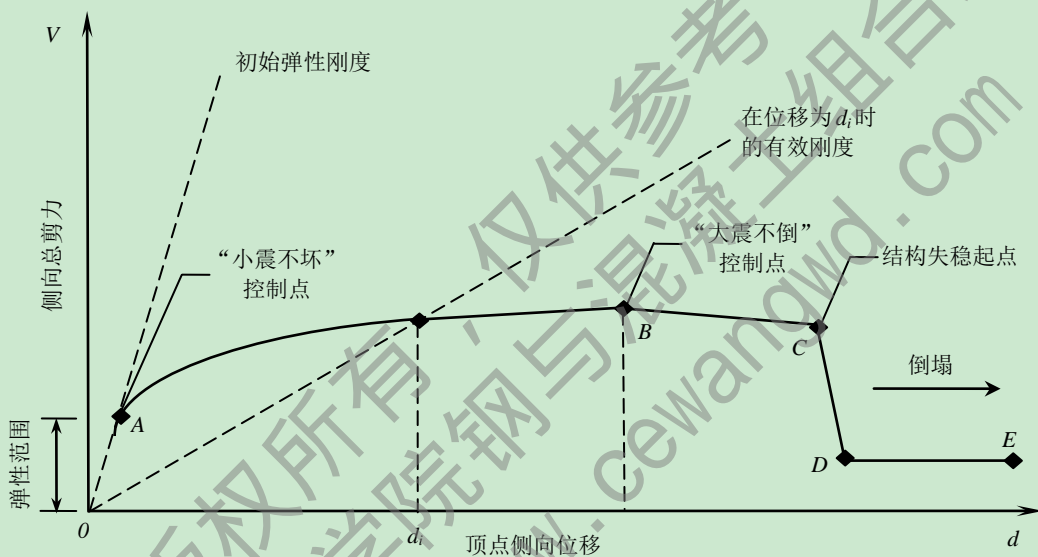


图 4.7 结构荷载-位移曲线

4.3.2 OpenSees 数值模型的建立

为进一步验证考虑非线性剪切效应的纤维模型法对带钢管混凝土剪力墙在混合结构体系建模中的适用性，本章采用了 2.6 节中钢管混凝土组合剪力墙的建模方法，钢管混凝土柱和钢与混凝土组合梁采用了 2.7 节中的建模方法，组合梁的配筋构造和截面的纤维划分如图 4.8 所示，

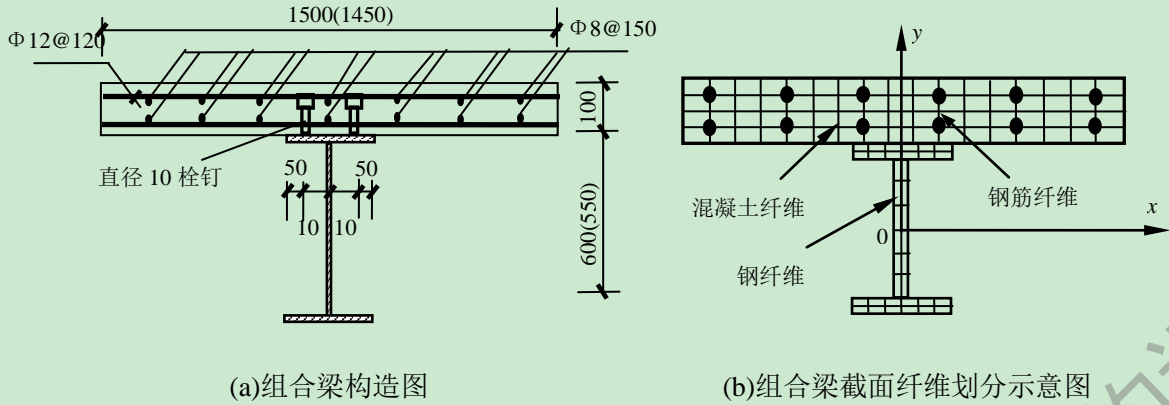


图 4.8 组合梁截面示意图

4.3.3 加载模式

结构侧力模式的选择对结构的静力弹塑性分析结构有重要的影响，事实上，任何一种侧力模式都不可能完全反映结构的全部变形和受力要求，所以应考虑两种以上的侧向荷载模式进行计算，美国 FEMA-356 建议至少从第一组振型相关的侧力模式和第二组侧力模式两组侧力模式中分别选取一种对结构进行推覆计算。本文采用了第一组振型相关的侧力模式，即倒三角侧力模式、以及我国抗震规范中建议的计算水平地震作用时采用的倒三角分布加顶部附加水平地震作用的加载模式。

4.4 钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构静力弹塑性分析结果

4.4.1 顶点位移和基底剪力的关系

通过对结构的静力弹塑性分析，分别得出了圆钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构（简称 CFST-C-15，下同）和方钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构（简称 CFST-S-15，下同）在第一组振型相关侧力模式和规范侧力模式作用下的基底剪力与顶点位移关系曲线，如图 4.9 所示。

从基底剪力-顶点位移关系曲线可以看出振型侧力模式和规范侧力模式得出的基底剪力-顶点位移关系曲线相近，在弹性加载阶段，两种加载模式下的计算结果较为接近，随着结构进入弹塑性状态，振型相关侧力模式下的计算结果较规范侧力模式下的计算结果略为偏大。从结果中还可以看到，结构整体进入弹塑性时基底剪力值大概为：圆钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构为 11000kN，方钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构为 12000 kN。图 4.10 所示为第一振型相关侧力模式作用下，CFST-C-15 结构和 CFST-S-15 结构的基底剪力-顶点位移关系曲线对比，从图中可以看出，在顶点位移相同的情况下矩形钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构的基底剪力略大于圆钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构。

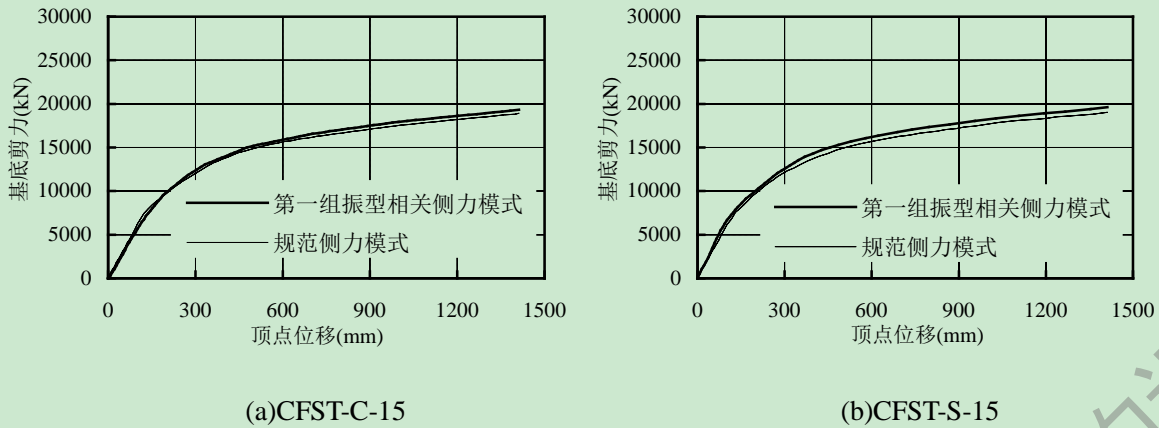


图 4.9 不同侧力模式下的基底剪力-顶点位移关系曲线

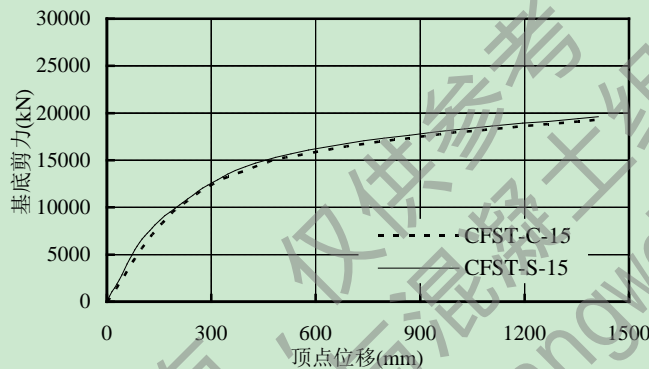


图 4.10 振型相关侧力模式作用下不同柱截面基底剪力-顶点位移关系曲线

4.4.2 楼层位移

图 4.11 和图 4.12 所示为不同的位移加载步（最大为 500mm）的第一振型相关侧力模式作用下的 CFST-C-15 混合结构和 CFST-S-15 混合结构各楼层的位移曲线，由图可以看出，在第一振型相关侧力模式加载下，结构楼层底部的位移反应较小，而在规范侧力模式作用下，结构的位移反应最大。在第一振型相关侧力模式作用下，结构的位移变形曲线为弯曲线，而在规范侧力模式作用下结构的变形为弯剪综合变形特征，这是由于在结构的底部，混凝土剪力墙起主要作用，变形呈现弯曲线，而在结构上部，剪力墙和钢管混凝土框架的协同工作，使剪力墙向外弯曲的程度减小，呈现剪切型特征。

另一方面从对 CFST-C-15 混合结构和 CFST-S-15 混合结构的对比来看，CFST-S-15 的层位移以及层间位移均较 CFST-C-15 结构的略小，说明方钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构具有较大的抗侧刚度。

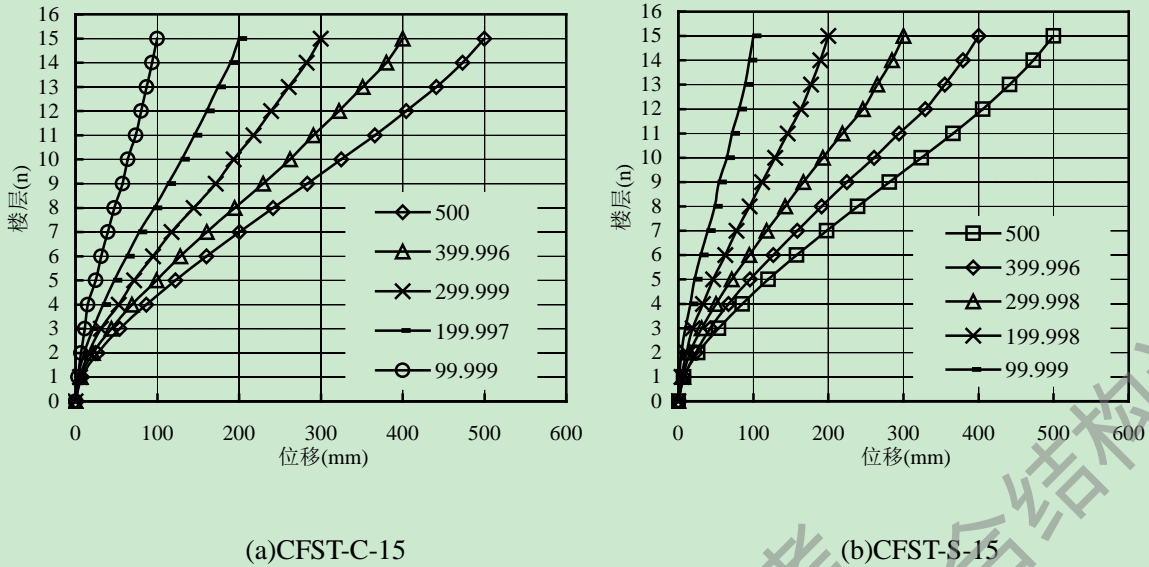


图 4.11 第一组振型相关侧力模式下楼层位移变化图

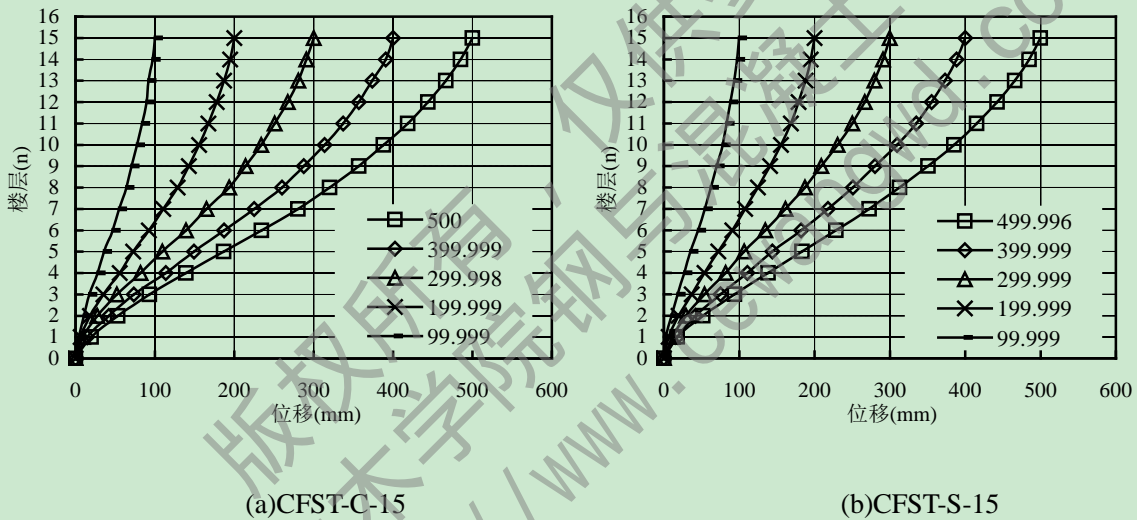


图 4.12 规范侧力模式下楼层位移变化图

4.4.3 层间位移

图 4.13 所示，为顶点位移为 500mm 时不同加载模式下的层间位移曲线，由图 4.13 可得出，在第一振型相关侧力模式作用下，结构的最大层间位移发生在 5 层左右，且顶层层间位移比规范侧力模式下的小。而规范侧力模式作用下，结构的最大层间位移发生在 10 层，结构的顶部层间位移均较小。结构相应的层间位移角如图 4.14 所示，两种侧力模式作用下 CFST-C-15 混合结构和 CFST-S-15 混合结构层间位移角基本相近，振型相关侧力模式和规范侧力模式作用下 CFST-C-15 混合结构的最大层间位移角分别为 $1/96$ 和 $1/91$ ，而 CFST-S-15 混合结构的最大层间位移角分别为 $1/99$ 和 $1/95$ 。根据《钢管混凝土结构技术规程》^[94]中弹塑性层间位移角的限值为 $1/120\sim 1/110$ 。计算结构在顶层位移达到 0.5mm 时，层间位移角略大于规范要求。

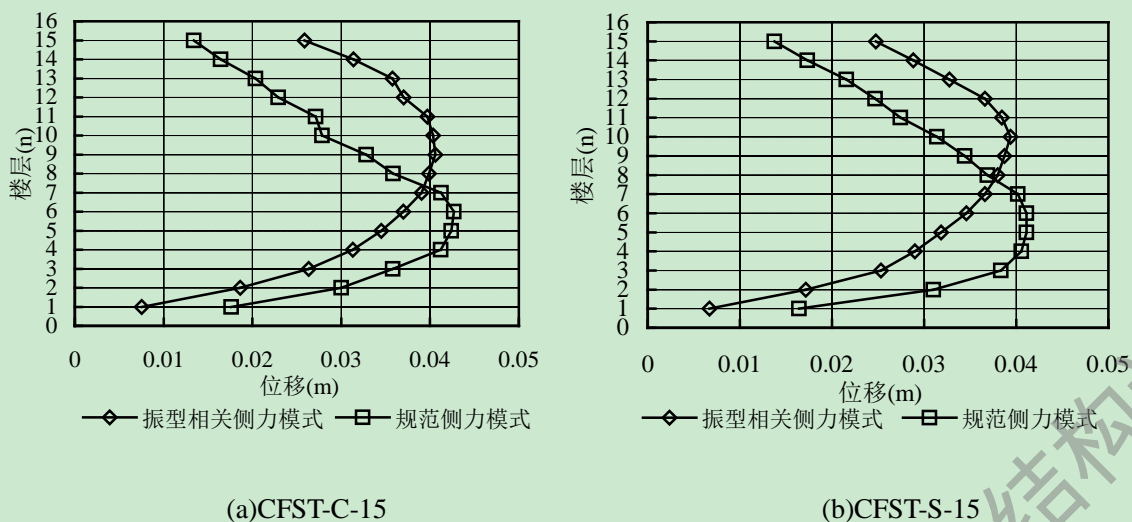


图 4.13 不同侧力模式下层间位移变化图

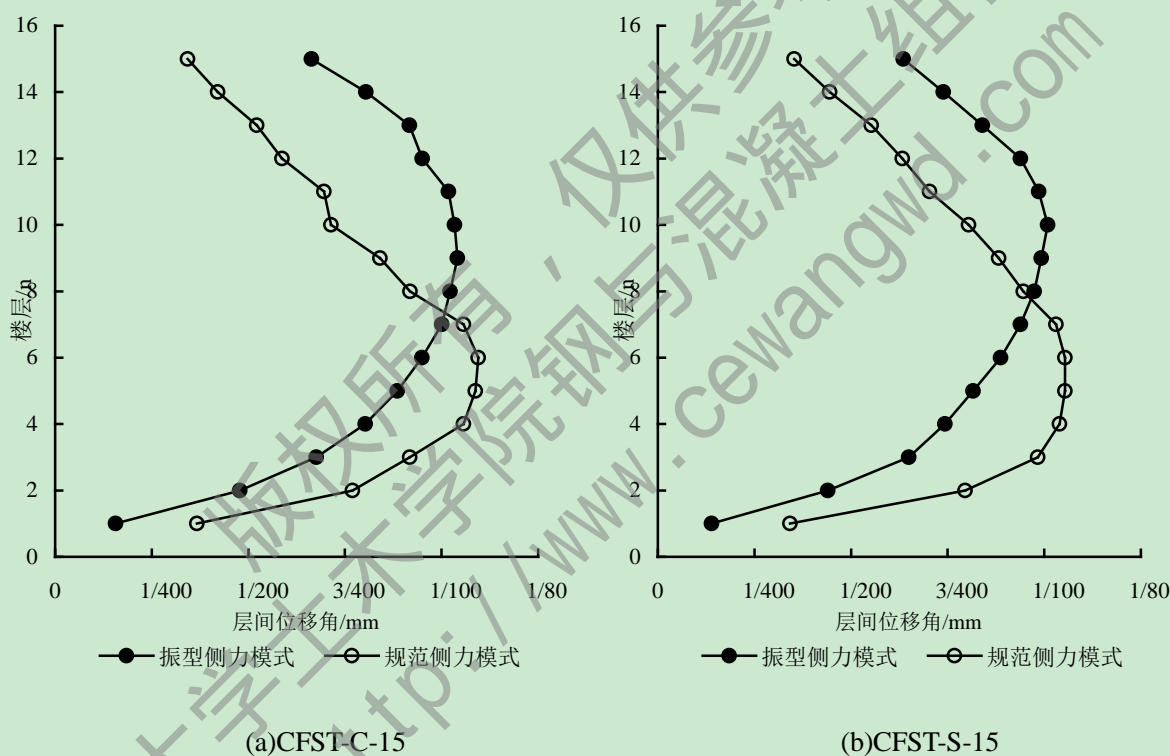


图 4.14 不同侧力模式下层间位移角变化图

4.5 本章小结

通过对两栋 15 层的圆钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构 (CFST-C-15) 和方钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构 (CFST-S-15) 进行了静力弹塑性分析, 可以得到以下结论:

(1) 振型相关侧力模式和规范侧力模式下结构的位移反应相差不大, 在相同的点位移作用下, 振型相关侧力模式较规范侧力模式略大。

(2) CFST-S-15 结构比 CFST-C-15 结构位移较小, 说明方钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构较圆钢管混凝土-RC 剪力墙混合结构刚度略大。

(3) 这种基于 OpenSees 的纤维模型法能够较好的模拟钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构的弹塑性性能。

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>

结论与展望

1.结论

本文对国内外钢管混凝土框架结构以及钢管混凝土混合结构的抗震性能研究现状进行了简单的综述,采用 OpenSees 计算平台对钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构的典型受力单元一带钢管混凝土边柱的 RC 剪力墙进行了低周反复荷载试验的数值模拟,对两层两跨的钢管混凝土 RC 剪力墙混合结构进行了拟静力试验和拟动力试验的数值模拟,并设计了两栋 15 层的钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构,对其进行了静力弹塑性分析。得到以下结论:

(1) 采用有限元软件 OpenSees 建立了带钢管混凝土边柱的 RC 剪力墙数值分析模型,通过选择合理的材料模型、单元类型和边界条件。采用直接在截面层次考虑非线性剪切效应的纤维梁-柱单元法,在其他研究者完成的试验的基础上,对其进行了低周反复荷载试验的数值模拟,理论分析和试验结果吻合良好。

(2) 在两层两跨的钢管混凝土框架-RC 剪力墙结构拟静力试验和拟动力试验的基础上,采用前述的建模方法对其进行了数值模拟,加速度反应以及位移反应模拟结果均和试验吻合较好。

(3) 采用前述的建模方法对所设计的两栋 15 层的钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构进行了 Pushover 分析,计算了其在不同侧力模式下的层位移以及层间位移角。

2.展望

本文主要还是研究混合结构结构单元的抗震性能,对于结构体系抗震性能的研究尚处于初步阶段,而且由于 OpenSees 在结构体系的建模时其前处理的复杂性,还应进行以下几个方面研究工作:

(1) 应进行更高层数的钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构的模拟振动台试验和相应的弹塑性时程分析,以更加明确混合结构体系的抗震性能。

(2) 软件 OpenSees 在进行数值建模时的前处理比较复杂,且无交互界面,这对单元较少的构件影响较小,但是对于单元较多的结构体系的建模则比较复杂,对于 OpenSees 前后处理程序的开发可将 ETABS、Midas、SAP2000 等常用软件的模型生成 tcl 脚本。可简化建模的工作。

参 考 文 献

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版). 北京: 科学出版社, 2007.
- [2] 韩林海, 陶忠, 王文达. 现代组合结构和混合结构—试验、理论和方法. 北京: 科学出版社, 2009.
- [3] 钟善桐. 钢管混凝土结构. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [4] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术(第二版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [5] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [6] 陈宝春. 凝土拱桥设计与施工. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [7] 陶忠, 于清. 新型组合结构柱-试验、理论与方法. 北京: 科学出版社, 2006.
- [8] 钟善桐. 钢管混凝土统一理论-研究与应用. 北京: 清华大学出版社, 2006.
- [9] 百度百科. 印度尼西亚洋海啸. <http://baike.baidu.com/view/3031357.htm>, 2005-01-10.
- [10] 搜搜百科. 日本海啸. <http://baike.soso.com/v26225492.htm>, 2011-03-20.
- [11] 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 建筑抗震弹塑性分析—原理、模型与在ABAQUS、MSC.MARC和SAP2000上的实践. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [12] 胡聿贤. 地震工程学. 北京: 地震出版社, 2006.
- [13] 徐有邻. 汶川地震震害调查及对建筑结构安全的反思. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [14] 黄海, 阎兴华, 张艳霞. 钢-混凝土混合结构在我国超高层建筑中的应用与研究. 北京建筑工程学院学报, 2002, 18(4): 53-57.
- [15] 张令心, 郭丰雨. 钢-混凝土混合结构抗震研究述评. 地震工程与工程振动, 2004, 31(8): 31-33.
- [16] 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. 建筑结构学报. 2006, 27(3): 48-58.
- [17] 许成祥, 徐礼华, 杜国锋, 凡红. 钢管混凝土柱框架结构模型地震反应试验研究. 武汉大学学报(工学版), 2006, 39(3): 68-72.
- [18] 郭冰, 刘阳冰, 刘晶波. 组合梁—方钢管混凝土框架结构的pushover分析. 第16届全国结构工程学术会议, 2007.
- [19] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架结构力学性能非线性有限元分析. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 75-83.
- [20] Han, L.H., Wang, W.D., Zhao, X.L.. Behavior of steel beam to concrete-filled SHS column frames: Finite Element Model and Verifications. Engineering Structures, 2008, 30(6): 1647-1658.
- [21] Wang, W.D., Han, L.H., Zhao, X.L.. Analytical behavior of frames with steel beams to concrete-filled steel tubular column. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(3): 497-508.
- [22] 赖颖, 金国芳. 多层钢管混凝土组合框架结构抗震性能的比较研究. 四川建筑科学研究, 2009, 35(3): 145-147.
- [23] 杜国锋, 徐礼华, 许成祥, 凡红. 钢管混凝土框架结构抗震性能. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(10): 123-128.
- [24] 邹万山, 徐礼华. 钢管混凝土框架结构模型抗震试验研究. 三峡大学学报(自然科学版), 2009, 31(2): 59-62.

- [25] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的滞回关系. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(12): 1934-1938.
- [26] 王文达, 夏秀丽, 史艳莉. 钢管混凝土框架基于性能的抗震设计探讨. 工程抗震与加固改造, 2010, 32(2): 96-102.
- [27] 刘晶波, 刘阳冰, 郭冰. 钢-混凝土组合框架结构体系抗震性能研究. 北京工业大学学报, 2010, 36(7): 934-941.
- [28] 王军, 王文达, 张鹏鹏. 基于非线性纤维梁柱单元的钢管混凝土框架动力时程分析. 工程抗震与加固改造, 2011, 33(2): 9-15.
- [29] 王文达, 王军. 远场地震作用下钢管混凝土组合框架的地震反应分析. 第20届全国结构工程学术会议, 2011.
- [30] Thai, H.T., Kim, S.E.. Nonlinear inelastic analysis of space frames. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(4): 585-592.
- [31] 廖飞宇, 陶忠, 韩林海. 钢-混凝土组合剪力墙抗震性能研究简述. 地震工程与工程振动, 2006, 26(5): 129-135.
- [32] 陈国栋, 郭彦林, 范珍, 韩艳. 钢板剪力墙低周反复荷载试验研究. 建筑结构学报, 2004, 25(2): 19-38.
- [33] Saari, W.K., Hajjar, J.F., Schultz, A.E., Shield, C.K.. Behavior of shear studs in steel frames with reinforced concrete infill walls. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(10): 1453-1480.
- [34] Zhong, J.X.. Model-based simulation of reinforced concrete plane stress structures: Ph. D. thesis, University of Houston, American, 2005.
- [35] 夏汉强, 刘嘉祥. 矩形钢管混凝土柱带框剪力墙的应用及受力分析. 建筑结构, 2005, 35(1): 16-18.
- [36] Su, R.K.L., Wong, S.M.. Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. Engineering Structures, 2007, 29(8): 1957-1965.
- [37] 廖飞宇. 带钢管混凝土边框的钢筋混凝土剪力墙抗震性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2007.
- [38] 廖飞宇, 陶忠. 带不同类型边框柱的剪力墙力学性能试验. 工业建筑, 2007, 37(12): 31-34, 118.
- [39] 廖飞宇, 陶忠, 韩林海. 带钢管混凝土边框柱的RC剪力墙力学性能分析. 第17届全国结构工程学术会议, 2008.
- [40] 曹万林, 王敏, 张建伟, 王立长, 朱兴刚. 钢管混凝土边框剪力墙抗震试验及承载力计算. 北京工业大学学报, 2008, 34(12): 1291-1297.
- [41] 曹万林, 王敏, 王绍合, 张建伟, 曾彬. 高轴压比下钢管混凝土边框组合剪力墙抗震性能试验研究. 地震工程与工程振动, 2008, 28(1): 85-90.
- [42] 王敏, 曹万林, 张建伟, 王绍合, 曾彬. 不同轴压比下钢管混凝土边框组合剪力墙抗震性能研究. 世界地震工程, 2008, 24(2): 32-36.
- [43] 钱稼茹, 魏勇, 赵作周, 蔡益燕, 郁银泉, 申林. 高轴压比钢骨混凝土剪力墙抗震性能试验研

- 究. 建筑结构学报, 2008, 29(2): 43-50.
- [44] 韩小雷, 陈学伟, 吴培烽, 郑宜, 杨志强. OpenSees的剪力墙宏观单元的研究. 世界地震工程, 2008, 24(4): 76-81.
- [45] 韩小雷, 陈学伟, 戴金华, 郑宜, 何伟球. 基于OpenSees的剪力墙低周往复试验的数值分析. 华南理工大学学报(自然科学版), 2008, 36(12): 7-12.
- [46] Mo, Y.L., Zhong, J.X., Hsu, T.T.C.. Seismic simulation of RC wall-type structures. Engineering Structures. 2008, 30(11): 3167-3175.
- [47] Liao, F.Y., Han, L.H., Tao, Z.. Seismic behaviour of circular CFST columns and RC shear wall mixed Structures: Experiments. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(8-9): 1582-1596.
- [48] Thomson, E.D., Perdomo, M.E., Picón, R., Marante, M.E., Flórez-López, J.. Simplified model for damage in squat RC shear walls, Engineering Structures, 2009, 31(10): 2215-2223.
- [49] 曹万林, 杨亚彬, 张建伟, 王敏. 圆钢管混凝土边框内藏桁架剪力墙抗震性能. 东南大学学报, 2009, 39(6): 1187-1192.
- [50] 孙力, 吕凤梧, 毛小勇, 袁维, 王康. 钢管混凝土柱-剪力墙组合框架抗震性能分析. 结构工程师, 2009, 25(1): 62-65.
- [51] 侯峰. 基于ABAQUS的钢管混凝土钢板剪力墙静力性能分析研究: [硕士学位论文]. 汕头: 汕头大学, 2009.
- [52] 裴星洙, 黎雪环. 框架-剪力墙结构非线性地震反应分析. 建筑结构, 2009, 39(Sup.1): 598-601.
- [53] 钱稼茹, 江枣, 纪晓东. 高轴压比钢管混凝土剪力墙抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2010, 31(7): 40-48.
- [54] 谢凡, 沈蒲生. 框架-剪力墙混合结构层模型试验研究. 湖南大学学报(自然科学版), 2010, 37(11): 12-17.
- [55] 杨亚彬, 张建伟, 曹万林, 董宏英. 圆钢管混凝土边框剪力墙抗震性能试验研究. 世界地震工程, 2011, 27(1): 78-82.
- [56] 曹万林, 王尧鸿, 董宏英, 张建伟. 钢管混凝土边框内藏钢板剪力墙振动台试验研究. 地震工程与工程振动, 2011, 31(2): 75-81.
- [57] 杨红, 张睿, 臧登科, 豆德胜. 纤维模型中非线性剪切效应的模拟方法及校核. 四川大学学报(工程科学版), 2011, 43(1): 8-16.
- [58] 李毅, 王文达, 郑建忠. 钢管混凝土框架-组合剪力墙结构抗震性能试验研究. 哈尔滨工业大学学报, 2012, 44(Sup.1): 289-293.
- [59] 徐忠根, 任珉, 周福霖, 邓建强. 高层钢管混凝土柱-剪力墙结构振动台试验研究. 第六届全国地震工程学会会议, 2002.
- [60] Shirali, N.M.. Seismic resistance of hybrid shearwall system: Ph.D. thesis, University of Darmstadt, Germany, 2002.
- [61] 孙修礼, 梁书亭, 王群依, 蒋永生, 李玉莹. 半刚性连接钢管混凝土框架剪力墙结构的动力特性分析. 地震工程与工程振动, 2005, 25(3): 93-97.
- [62] 阎兴华, 苏志宏, 朱清峰. 钢-混凝土混合结构弹塑性动力分析综述. 北京建筑工程学院学报,

- 2006, 22(3): 1-6.
- [63] 李丕宁, 秦荣. 高层钢-混凝土混合结构住宅的研究和设计. 建筑结构, 2006, 36(9): 86-91.
- [64] 屠永清, 涂远星, 张贵林. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构抗震性能分析. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(Sup.2): 554-557.
- [65] Han, L.H., Li, W., and Yang, Y.F.. Seismic behaviour of concrete-filled steel tubular frame to RC shear wall high-rise mixed structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(5): 1249-1260.
- [66] 李威, 韩林海. 钢管混凝土高层混合结构抗震分析方法初探. 第17届全国结构工程学术会议, 2008.
- [67] 胡潇, 钱永久, 段敬民. 钢管混凝土框架-剪力墙结构的地震响应分析. 四川建筑科学研究, 2009, 35(4): 166-170.
- [68] 李兵, 李宏男, 史文学, 陈鑫. RC框架-剪力墙结构的弹塑性时程分析. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2006, 22(3): 393-396.
- [69] 周云, 任凤鸣, 范华冰, 张季超. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒减震结构高层建筑的振动台试验研究. 第十二届高层建筑抗震技术交流会暨北京市建筑设计研究院60周年院庆学术交流会议, 2009.
- [70] 尧国皇, 孙占琦, 孙素文, 潘东辉, 赵群昌. 某超高层钢管混凝土框架-核心筒结构的整体稳定性分析. 钢结构, 2010, 6(25): 35-38.
- [71] 田淑明, 聂建国, 尚志海, 谭晋鹏, 王立军. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构弹塑性分析. 建筑结构, 2010, 40(2): 17-21.
- [72] Li, W., Li, Q.N., Jiang, W.S., Jiang, L., Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures – state-of-the-art. *Composites Part B: Engineering*, 2011, 42(2): 190-206.
- [73] 黄襄云, 曹京源, 马玉宏, 徐丽, 陈建秋, 吴迪. 钢-混凝土高层结构抗震性能振动台试验研究. 地震工程与工程振动, 2011, 31(2): 68-74.
- [74] Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott and Gregory L. Fenves. *OpenSees Users Manual*. PEER, University of California, Berkeley. 2009.
- [75] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元于板壳极限分析. 北京: 清华大学出版社, 1993.
- [76] 王文达. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的力学性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2006.
- [77] 王军. 钢管混凝土框架结构弹塑性时程分析: [硕士学位论文]. 兰州: 兰州理工大学, 2011.
- [78] Hirosawa M. Past experimental results on reinforced concrete shear walls and analysis on them. No 6 Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Japan, 1975.
- [79] 臧登科. 纤维模型中考虑剪切效应的RC结构非线性特征研究: [硕士学位论文]. 重庆: 重庆大学, 2008.
- [80] Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott and Gregory L. Fenves. *OpenSees Users Manual*[R]. PEER, University of California, Berkeley. 2007.
- [81] 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ3—2010). 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [82] 陈建兴, 姜文伟, 穆为. Pushover分析在性能化抗震设计中的应用. 结构工程师, 2008, 24(3):

81-86.

- [83] 黄海燕, 叶燎原. 基于我国抗震设计规范的pushover方法实用化的研究. 云南大学学报(自然科学版), 2008, 30(S2): 276-281.
- [84] 韩军, 李英明, 潘毅, 陈伟贤. 偏心框剪结构地震作用下弹塑性扭转反应分析. 工业建筑, 2012, 42(3): 1-11.
- [85] 缪志伟, 叶列平, 吴耀辉, 马千里, 娄宇, 陆新征. 框架-核心筒高层混合结构抗震性能评价及破坏模式分析. 建筑结构, 2009, 39(4): 1-6.
- [86] 姚震宇, 缪志伟, 陆新征, 叶列平. 静力和动力荷载作用下钢筋混凝土框-剪结构剪力分配的研究. 第一届全国城市与工程安全减灾研究与进展研讨会论文集, 2006.
- [87] 门进杰, 史庆轩, 周琦. 框架结构基于性能的抗震设防目标和性能指标的量化. 土木工程学报, 2008, 41(9): 76-82.
- [88] 郑建忠. 钢管混凝土框架-组合剪力墙结构抗震性能试验研究: [硕士学位论文]. 福州: 福州大学, 2011.
- [89] Attard M M, Setunge S. Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete. ACI Materials Journal, 1996, 93(5): 432-442.
- [90] 梁兴文, 马恺泽, 李菲菲, 邓明科, 张兴虎. 型钢高强混凝土剪力墙抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2011, 32(6): 68-75.
- [91] 钱稼茹, 程丽荣, 周栋梁. 普通箍筋约束混凝土柱的中心受压性能. 清华大学学报(自然科学版), 2002, 42(10): 1370-1373.
- [92] 马海新, 陈凤晨, 宛菁. 组合梁钢筋混凝土柱框架结构力学性能非线性有限元分析. 北京工业大学学报, 2012, 38(4): 513-517.
- [93] 北京金土木软件技术有限公司. Pushover 分析在建筑工程抗震设计中的应用. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [94] 钢管混凝土结构技术规程(DB62/T25—3041—2009). 甘肃省建设厅, 2009.

致 谢

7年时光，蓦然回首，点滴在心头，在工大这宝贵的7年时间里，自己学到了很多，也历练了很多。

感谢导师王文达教授这3年的来认真指导和重点培养，导师在科研上的忘我的投入和执着追求一直使我自愧不如，导师严谨的治学态度、渊博的学识、简朴的生活作风深深的感染和影响着我。学位论文从选题、每一次的反馈和讨论再到最终的定稿，从内容的完善到格式等细节的修改都得到了老师的悉心指导。感谢导师多年以来的培养，在课题组得到的科研锻炼将使我受用一生，您的恩情学生将永记在心。

感谢师母史艳莉老师和张鹏鹏老师对我课题的指导，感谢课题组王军、王景玄、付博啸、夏磊师兄和周晓燕、谢娜、王凤师姐在课题上的帮助。同一届孙战伟、包延红、王亚伟、黄秋秋、未晓丽，师弟李华伟、杨全全、张海龙、王明涛，师妹肖会霞、杨金娟的支持和帮助，共同的讨论和交流让我少走了许多弯路，同窗之间的友谊永远长存。感谢室友魏宏亮、柳奇，同学武大洋对我生活的帮助。

感谢清华大学解琳博士和天津大学钟波博士在OpenSees软件方面的热心帮助。

感谢求学19年以来父母对我精神和物质上的支持，养育之恩，无以为报，感谢女友郭晶晶多年以来的理解和鼓励，你们的支持和鼓励将是以后前进的动力。

感谢母校7年以来的培养，感谢曾经教育和帮助过我的所有老师，感谢答辩委员会对本论文的评审，感谢学位论文评审人为本论文的评审所付出的劳动。

本文得到国家自然科学基金项目（编号：51268038）和甘肃省科技支撑计划（编号：1204FKCA146）的资助，特此致谢。

魏国强

2013年5月28日

附录A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录

- [1] 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, 2012, 32(15): 45-50. (EI 期刊)
- [2] 王景玄, 王文达, 魏国强. 基于 OpenSees 平台的钢管混凝土结构力学性能数值模拟. 防灾减灾工程学报, 2013, (已收稿)

附录B 攻读硕士学位期间参加的科研项目

- (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, 项目主持人, 2013.1-2016.12, 在研。
- (2) 甘肃省科技支撑计划 (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, 主要参加人, 2012.1-2014.12, 在研。
- (3) 甘肃省高等学校基本科研业务费专项 (编号: 0904ZTB147): 钢管混凝土组合框架体系抗震关键技术研究, 主要参加人, 2009.11-2012.7, 结题。