

学校代号 10731

学 号 072081402017

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

钢管混凝土框架基于位移 的抗震设计方法

学位申请人姓名 夏秀丽

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达 副教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 钢与组合结构

论文提交日期 2010年5月

学校代号：10731

学 号：072081402017

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

钢管混凝土框架基于位移的抗震设计方法

学位申请人姓名：夏 秀 丽

导师姓名及职称：王 文 达 副 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：2010 年 5 月

论文答辩日期：2010 年 6 月

答辩委员会主席：莫 庸教授级高工

**Displacement-based Seismic Design for Concrete-filled
Steel Tubular Frame**

By

XIA Xiuli

B.E. (Lanzhou University of Technology) 2007

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,2010

兰州理工大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提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 钢管混凝土框架结构的特点与发展 | 1 |
| 1.1.2 钢管混凝土框架抗震设计 | 1 |
| 1.2 抗震设计理论的发展 | 2 |
| 1.2.1 静力理论阶段(20 世纪 10~40 年代) | 2 |
| 1.2.2 反应谱理论阶段(20 世纪 40~60 年代) | 2 |
| 1.2.3 动力理论阶段(20 世纪 60~80 年代) | 3 |
| 1.2.4 基于性能设计理论阶段(20 世纪 90 年代以后) | 3 |
| 1.3 基于性能的抗震设计方法的研究现状 | 4 |
| 1.3.1 国内研究现状 | 4 |
| 1.3.2 国外研究现状 | 6 |
| 1.4 基于性能/位移的抗震设计方法 | 7 |
| 1.4.1 基于性能的抗震设计方法基本内容 | 7 |
| 1.4.2 基于位移的抗震设计方法 | 8 |
| 1.4.3 基于位移的抗震分析方法 | 10 |
| 1.5 本文的主要研究内容及方法 | 12 |
| 第 2 章 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析 | 13 |
| 2.1 引言 | 13 |
| 2.2 算例概况 | 13 |
| 2.3 静力弹塑性分析 | 14 |
| 2.3.1 构件弹塑性模型选取 | 14 |
| 2.3.2 加载模式的选择 | 18 |
| 2.3.3 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析结果 | 21 |
| 2.4 本章小结 | 24 |
| 第 3 章 钢管混凝土框架结构抗震性能目标 | 25 |
| 3.1 钢管混凝土框架抗震性能目标 | 25 |

| | |
|---------------------------------------|-----------|
| 3.1.1 地震设防水准 | 25 |
| 3.1.2 结构性能水平 | 25 |
| 3.1.3 结构抗震性能目标 | 26 |
| 3.2 性能水平的量化指标 | 28 |
| 3.2.1 破损指标 | 28 |
| 3.2.2 钢管混凝土框架性能指标量化 | 31 |
| 3.3 本章小结 | 33 |
| 第 4 章 钢管混凝土框架结构的目标位移 | 34 |
| 4.1 现有的结构目标位移计算方法总结 | 34 |
| 4.1.1 单自由度体系 | 34 |
| 4.1.2 多自由度体系 | 36 |
| 4.2 钢管混凝土框架结构目标位移的计算方法 | 40 |
| 4.2.1 基本假定 | 40 |
| 4.2.2 钢管混凝土框架结构层间屈服位移计算 | 41 |
| 4.3 钢管混凝土框架节的变形规则 | 44 |
| 4.3.1 典型钢管混凝土框架节的变形规则 | 45 |
| 4.3.2 特殊类型钢管混凝土框架节变形分布规则 | 51 |
| 4.4 本章小结 | 54 |
| 第 5 章 钢管混凝土框架基于位移的抗震设计方法 | 56 |
| 5.1 基于位移的抗震设计方法 | 56 |
| 5.1.1 基于位移的抗震设计方法的基本原理 | 56 |
| 5.1.2 钢管混凝土框架基于位移的抗震设计步骤 | 57 |
| 5.2 算例分析与验证 | 58 |
| 5.2.1 钢管混凝土-钢梁框架 | 58 |
| 5.2.3 验证 | 60 |
| 5.3 本章小结 | 67 |
| 结论与展望 | 68 |
| 参考文献 | 70 |
| 致谢 | 74 |
| 附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录 | 75 |

摘要

近年来，钢管混凝土在建筑行业的应用越来越广泛，本文主要研究了钢管混凝土框架结构基于性能/位移的抗震设计方法，提出了在基于位移的抗震设计中钢管混凝土框架目标位移的确定方法，并对设计中相关关键问题提出了解决思路与策略。本文的主要内容有以下几个方面：

(1) 通过对圆形及方形钢管混凝土柱框架结构的静力推覆分析，研究了钢管混凝土框架结构的侧移模式、层间位移角模式、层剪力分配模式等规律。

(2) 提出了由层间位移角和侧移模式确定钢管混凝土框架结构目标位移的方法。由结构性能水平确定结构的层间位移角，通过侧移模式得到结构的目标位移。

(3) 研究了结构的层间位移与构件变形之间的关系，提出了用框架节的侧移来反映框架层间位移的等效方法，并通过力平衡准则和位移变形准则得到了框架的变形规则，方便求解层间位移。

(4) 初步探讨了钢管混凝土框架结构基于位移的抗震设计基本方法和步骤，通过典型算例进行了设计实践，并用能力谱法对结果进行了验证。

分析验证表明：采用基于位移的抗震设计方法，可以使钢管混凝土框架具有足够的变形能力，满足指定的位移要求，实现预期的性能目标。

关键词：钢管混凝土；框架；性能目标；位移；pushover 分析；变形能力；变形规则；

Abstract

For the past few years, concrete-filled steel tubular structures are used more and more extensively in the building industry. The performance/displacement-based seismic design method for concrete-filled steel tubular frame is studied in this paper. The determining method of displacement target for concrete-filled steel tubular frame is proposed. The resolving train of thought and tactics are advised for the some referred problems in the design.

The main achievements can be summarized as follows:

(1) The lateral displacement mode, story drift angle mode and story shearing force mode of concrete-filled steel tubular frame structure are studied by two examples of concrete-filled circular/square steel tubular frame with static force nonlinearity analysis.

(2) Displacement target of concrete-filled steel tubular frame is determined by the story drift angle and lateral displacement mode. The story drift angle of frame is determined by performance level. The displacement objects are obtained by the lateral displacement mode.

(3) Relations between the storey drift of frame and deformation of members are studied. The story drift can be represented by the drift of a typical beam/column sub-assembly. Transformation rule of frame is obtained by the standard of force balance and displacement balance.

(4) The basic method and step of displacement-based seismic design for concrete-filled steel tubular frame is investigated, and the design practice is carried out with typical example. The result is verified with the capacity spectrum method.

In a short, the displacement-based seismic design can make concrete-filled steel tubular frame have sufficient displacement capacity to meet the displacement demands, and achieve the prospective performance objects.

**Key Words:concrete-filled steel tubular frame;performance objective;
displacement;pushover analysis;deformability;transformation rule**

第 1 章 绪论

1.1 前言

1.1.1 钢管混凝土框架结构的特点与发展

钢管混凝土是指在钢管中填充混凝土而成的组合构件，利用了钢管和混凝土两种材料在受力过程中相互之间的组合作用，充分发挥了两种材料的优点，不仅使混凝土的强度大大提高，塑性和韧性性能大为改善，而且可以延缓或避免钢管发生局部屈曲，从而使钢管混凝土结构具有承载力高、塑性和韧性好、抗震性能良好、经济效果好、施工方便等优点（韩林海等，2007^[1]；韩林海，2007^[2]；韩林海等，2009^[3]）。目前工程中最常用的三种钢管混凝土构件横截面形式主要有圆形、方形和矩形，如图 1.1 所示。

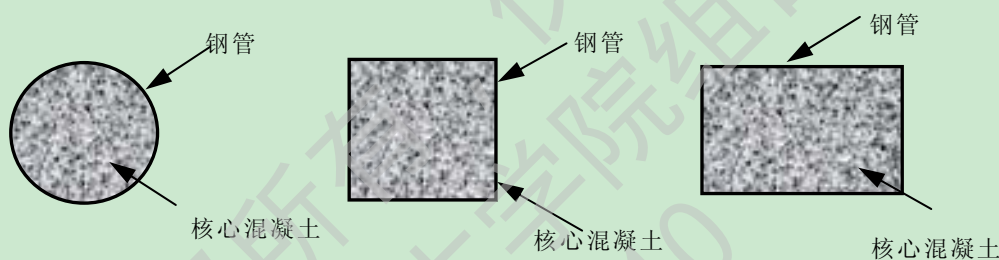


图 1.1 钢管混凝土截面形式

近几十年来，随着我国经济和建设事业的迅猛发展，钢管混凝土在桩、大跨度和空间结构，商业广场、多层办公楼及住宅、高层和超高层建筑以及桥梁结构中的应用日益增多，其发展迅速。钢管混凝土也由于其各种优点在建筑中的应用越来越广泛。

1879 年英国的赛文铁路桥桥墩是最早采用钢管混凝土的工程之一，随后又被用作单层或多层工业厂房的结构柱。到了 20 世纪 50-60 年代，钢管混凝土的力学性能研究日趋成熟，此结构也得到了大范围的推广应用，主要应用于工业厂房和大跨度拱桥结构中。

因此，系统地研究钢管混凝土框架结构的抗震性能，提供该类结构基于性能的抗震设计方法具有重要的现实意义。

1.1.2 钢管混凝土框架抗震设计

地震是最严重的自然灾害之一，抗震设计是人类与自然灾害斗争的主要手段之一，其主要目标与宗旨是减少人员伤亡和建筑的破坏。多年来国内外抗震设计

规范中的抗震设计理念基本上是基于承载力的设计，例如我国目前建筑抗震设计规范中采用的“小震不坏，中震可修，大震不倒”设防水准。然而，大量的地震灾害表明，构件的耗能能力和塑性变形能力不足是导致结构倒塌的主要原因（胡庆昌等，2007^[4]）。

1989年美国加州 Loma perita 地震(7.1级)直接经济损失为 150 亿美元；1994年美国 Northridge 地震(6.9级)经济损失为 300 亿美元；1995年日本阪神地震(7.1级)死亡人数 5500 人，经济损失为 1000 亿美元；1999年土耳其地震(7.4级)直接死亡人数 1.4 万人，间接死亡人数超过 4 万人；1999年台湾集集地震(7.6级)死亡人数 2321 人；2009年台湾地震(7.0级)；2010年 1 月海地地震(7.3级)；2010年 2 月智利地震(8.8级)；2010年 4 月青海玉树地震均造成了不同程度的经济损失和人员伤亡。

由此可以看出：近年来每次地震灾害造成的经济损失越来越严重，人员伤亡越来越多，尤其是2008年5月12日我国四川省汶川县发生的8.0级特大地震，造成了极为严重的经济损失和人员伤亡。

巨大的地震灾害损失使设计人员逐渐认识到，我们的结构抗震设计理论还存在不足。现行的基于承载力的抗震理论已经不能满足现代建筑的抗震要求。

1.2 抗震设计理论的发展

1.2.1 静力理论阶段(20 世纪 10~40 年代)

静力理论是简单地将地震作用看作是作用在结构上的一个水平力，作用点为结构或构件的质量中心，其值的大小为建筑物总重量与一个地震系数的乘积。由于当时人们对地震动的了解不足，所以输入的地震力主要以以往的地震为依据，是一种极其简化的方法。1927年美国《统一建筑规范》(UBC)首次正式写入了地震力的系数（龚思礼，1994^[5]）。

1.2.2 反应谱理论阶段(20 世纪 40~60 年代)

20 世纪 40 年代属于反应谱理论阶段，由于计算机技术的快速发展，大量地震动观测得到记录，自从 1932 年美国研制出第一台强地震记录仪以后，陆续取得了一些地震记录。随后，美国学者 Biot 首次提出计算反应谱的概念，并从强震记录的分析结果中推导出了无阻尼单自由度体系的周期与加速度反应最大值的关系（Biot, 1942^[6]）。

20 世纪 50 年代，美国 Housner(1953)^[7]等人提出了许多有阻尼单自由度体系反应谱曲线的分析实例，精选若干具有代表性的地震加速度进行处理，最早完成了反应谱曲线的计算，使得这一理论可以得到了国际上的认可。随后 Clough 在高层建筑地震反应中具体分析并解决了高振型的影响。1954 年，美国加州结构工程

师协会(Structural Engineering Association of California, SEAOC)的设计规范首先采用了反应谱理论,从而使抗震分析理论进入了崭新阶段,即反应谱阶段。

反应谱理论是以弹性反应谱为基础,是结构或设备进行抗震分析和设计的重要工具。表示在一定的地震地面运动下,结构的最大反应。通常情况下,反应谱利用对数坐标将相对最大位移 S_d 、拟速度、拟加速度与周期或频率的关系绘制在同一坐标中,形成三联坐标反应谱。场地土质条件、震中距、震级、持时和震源特性等地震参数都可以影响到反应谱的形状和幅值。

1.2.3 动力理论阶段(20 世纪 60~80 年代)

动力分析法起源于 20 世纪 60 年代,计算机技术的应用是使地震波输入,地震反应方程直接进行逐步积分求解成为可能而发展起来的分析方法。动力分析包括确定性的动力时程分析法和非确定性的随机振动分析法,往后进一步发展提出了波动分析法。

地震时,结构的破坏主要是对从地基输入的地面运动的反应所引起的。为了估计结构在这种形式荷载作用下的性能,必须应用动力学原理来计算结构的应力和变形。在进行动力作用下的结构分析时,“动力”一词意味着“时变”。因此,荷载作用及各种结构反应都是随时间变化的。这样,在某个时间段的每一个时刻,都存在着可能解。

动力法把地震作为一个时间过程,选择能反映地震和建筑场地环境以及结构特点要求的地震加速度时程作为地震动输入,将建筑物简化为多自由度体系,计算每一时刻建筑物的地震反应。动力法比反应谱法有更高的精确性,在获得结构非线性恢复力模型的基础上,很容易求解结构非弹性阶段的反应,求得结构的各种反应量。

1.2.4 基于性能设计理论阶段(20 世纪 90 年代以后)

早期的抗震工程主要侧重于如何减少罕遇地震作用下的建筑物倒塌和人员的伤亡,从多年来的地震灾害中可以看出,除了防止罕遇地震作用下建筑物的倒塌之外,还应保护中小地震作用下结构的正常使用功能和经济损失。可见,基于承载力和构造保证延性的传统的抗震设计方法已不能适应现代社会对结构抗震性能的要求。为此,基于性能的抗震设计被提出。

20 世纪 90 年代初, Bertero 和 Bertero(1996)^[8]提出了基于性能的抗震设计理念,美国加州大学伯克利分校学者 Moehle(1992)^[9]提出了基于位移的抗震设计思想,建议改进基于承载力的设计方法,这一全新理念最早应用于桥梁抗震设计中。基于对上述问题的深刻反思,SEAOC 的 Vision(1995)^[10]的 2000 委员会于 1995 年率先提出了基于性能的抗震设计理念(Performance-based Seismic Design, PBSD)。

目前,美国、日本、新西兰等国家已经把基于性能的抗震设计理念作为重要

课题来研究。可见，基于性能的抗震设计理论将是 21 世纪抗震研究方面的热点话题。

1.3 基于性能的抗震设计方法的研究现状

1.3.1 国内研究现状

目前，国内的研究者对结构基于性能的抗震理论进行了不少的研究，主要涉及钢筋混凝土框架和钢框架结构，总体说来钢管混凝土框架研究的相对比较少。这里本文将列举了一些典型的具有代表性的研究成果，主要分为钢筋混凝土结构、钢结构和钢管混凝土结构三部分：

马宏旺(2003)^[11]对钢筋混凝土框架基于性能抗震设计时的有关性能指标的确定方法进行了研究。考虑材料强度、框架构件尺寸和地震作用三个因素，以结构的层间位移角为参数进行结构的抗震设计。另外，分析了结构在不同的设计参数下的造价，将结构的安全系数与造价建立了明确的关系。

周定松(2004)^[12]建立了一套适合于钢筋混凝土框架结构基于性能的抗震设计方法。设计时以结构和构件的变形作为设计参数，探讨了框架的抗震性能水平与结构的位移、构件的变形之间的关系。最终以结构的层间位移角和构件的塑性铰转动量作为设计参数进行框架的性能化抗震设计。

梁兴文等(2005)^[13]根据钢筋混凝土框架结构的特点，对该框架进行抗震性能水平划分并加以量化，量化指标采用结构的层间位移角。另外，计算出了结构等效单自由度体系的各个等效参数。在等效单自由度体系下进行结构的抗震设计，最后利用静力弹塑性分析方法对结构进行校核。

肖明葵(2004)^[14]对性能化抗震中结构位移和能量反应分析方法进行了研究。研究中主要考虑了结构位移和滞回耗能反应两个因素，并采用时程分析方法计算出弹塑性加速度反应谱、位移谱、弹塑性位移与弹性位移的比值反应谱及谱曲线的简化计算公式。建立了基于弹塑性需求谱的能力谱方法和屈服位移改进的计算方法。另外，提出了利用耗能反应评估结构抗震性能的建议，分析了影响地震能量反应的各种参数，最终拟合出谱曲线的计算公式。

李琪等(2005)^[15]对基于位移的抗震设计中位移模式进行了确定。根据地震强度、地震波、结构层数与跨度、强柱弱梁系数等影响水平位移模式的主要因素，通过大量算例分析，提出了确定基于位移的抗震设计中水平位移模式的方法。

龚胡广和沈蒲生(2005)^[16]对一种基于位移的改进静力弹塑性分析方法进行了研究。静力弹塑性分析作为一种新的结构抗震性能评估方法，近些年得到很大的推广。他们在已有的研究基础上，通过一种基于位移控制的多阶振型组合的静力推覆分析，采用自适应的水平加载方式，考虑高阶振型的影响。对一中等高度的

结构进行推覆分析。

李琪和顾荣蓉(2006)^[17]对基于位移的底部框架-抗震墙房屋抗震能力进行了分析。对底部两层框剪砖房结构进行了动力时程分析, 得出了该结构在不同地震强度作用下的弹塑性反应和变形特点。同时研究了不同侧向刚度比条件下结构的抗震能力。

汪梦甫和王锐(2006)^[18]对基于位移的结构静力弹塑性(push-over)分析方法进行了研究。系统介绍了基于位移的一般结构静力弹塑性分析方法、自适应结构静力弹塑性(push-over)分析方法, 指出了基于力的结构静力弹塑性(push-over)分析方法与基于位移的结构静力弹塑性(push-over)分析方法的差别。应用各种结构静力弹塑性(push-over)分析方法对一7层和15层框架剪力墙结构进行了计算与比较分析。

朱俊锋等(2006)^{[19][20]}对基于位移的高层框架结构在小震和大震作用下失效相关性进行了分析。把层间位移看作是随机变量, 以层间变形破坏为主要失效模式, 采用蒙特卡罗方法, 对高层框架结构在小震和大震作用下进行了失效模式相关性研究。

钱稼茹和徐福江(2006^[21], 2007^[22])对钢筋混凝土剪力墙和钢筋混凝土框架-核心筒结构基于位移的变形能力设计方法进行了研究, 同时提出了用等效单自由度体系通过特征延性系数谱来获得钢筋混凝土结构目标延性和位移要求的方法。

门进杰等(2008)^{[23][24][25]}提出了钢筋混凝土框架结构基于性能化的抗震设计时的设防目标和性能指标。同时, 对平面不规则和竖向不规则的钢筋混凝土框架结构基于性能化的抗震设计方法进行了探讨, 分别指出了相应结构的性能化抗震设计评估方法。

邹昀等(2008)^[26]研究了性能化抗震在复杂超高层结构中的应用, 其研究对象为一幢设有带状桁架和伸臂桁架的超高层巨型结构体系, 提出了各个等级地震作用下的结构的性能, 并进行了整体结构模型的振动台试验和弹塑性时程分析, 以及关键节点的试验和有限元分析。

黄志华等(2009)^[27]对钢筋混凝土剪力墙基于性能化的抗震设计方法进行了研究, 并提出了具体的设计方法与步骤。分析了钢筋混凝土剪力墙变形的影响因素, 包括: 高宽比、轴压比、约束构件的约束程度。分别探讨了各个影响因素与剪力墙极限位移之间的关系, 并通过实验进行了验证。最终提出了钢筋混凝土剪力墙基于性能化的抗震设计的具体方法。

聂建国等(2005)^[28]对一10层方钢管混凝土框架结构进行了静力非线性分析, 分析过程中采用底部剪力法和考虑振型组合的曲线分布两种加载模式。并与钢筋混凝土框架的分析结果进行了比较, 为钢管混凝土框架结构的抗震性能设计提供了一些参考。

毛小勇和肖岩(2007)^[29]对基于位移的圆钢管混凝土柱抗震设计方法进行了研究。并给出了钢管混凝土柱基于位移抗震设计的一般过程；以解决等效刚度、等效阻尼等设计中的关键问题；最后对圆钢管混凝土柱性能设计进行具体分析，并研究相关参数的影响。

刘晶波等(2008)^[30]分别对一 15 层方钢管混凝土框架结构进行了静力非线性分析，探讨了钢管混凝土框架的抗震性能。采用考虑组合梁多材料截面引起的正向、负向刚度、强度和承载力不同的截面本构模型，建立了组合梁结构的弹塑性分析模型，对一个 15 层的钢混凝土组合梁-方钢管混凝土柱框架结构开展了多遇地震、罕遇地震下的 pushover 分析，为组合框架结构体系的抗震性能分析以及 pushover 方法在该体系中的应用提供了参考。并与钢梁-方钢管混凝土柱框架结构、钢梁-钢筋混凝土柱框架结构进行了比较。

刘阳冰(2009)^[31]对钢-混凝土组合结构体系抗震性能做了研究，同时对地震易损性进行了分析。提出了适合于钢-混凝土组合梁和方钢管混凝土柱弹塑性分析的四折线弯矩-曲率关系曲线。

1.3.2 国外研究现状

目前，国外在钢筋混凝土结构基于性能的抗震设计的理论研究较多，并组织出版了相关的研究报告和设计指南或规范，如美国 ATC-40(1996)^[32]、FEMA273(1997)^[33]、FEMA274(1997)^[34]、FEMA440(2004)^[35]、FEMA445(2006)^[36]、FEMA450(2004)^[37]、ICBO(2000)^[38]、IBC2006(2006)^[39]等。

20 世纪 90 年代初期，在加州安全委员会资助下，由美国应用技术委员会 ATC(Applied Technology Council)开始对基于性能的抗震设计理论进行一系列的研究。20 世纪 90 年代中期，加州结构工程师协会 SEAOC 发表的 Vision2000(1995)^[10]报告首次对性能化抗震设计的一系列关键概念进行了系统地表述，包括性能目标、性能水准、考察要素、保障措施等方面，建立了性能化设计所需的主要框架。

1996 年 ATC 出版了 ATC-40，对基于性能的抗震设计理论做了详细地介绍。ATC-40 对 PBSD 的定义为：“基于性能的抗震设计是指结构的设计准则由一系列可以实现的结构性能目标来表示，主要针对钢筋混凝土结构并且建议采用基于能力谱的设计原理”。显然，ATC-40 建议使用能力谱方法对钢筋混凝土结构进行抗震设计。

随后，FEMA273、FEMA274 报告给出了更具体的基于弹塑性静力推覆分析的性能评价方法。基本方法与 ATC-40 相似，业主确定建筑物所要达到的性能目标，然后工程师提出加固或新结构设计所要达到的性能目标。FEMA273 的初衷是为建筑抗震加固提供一个技术合理和行政可行的指南。虽然该指南是以现有建筑

结构基于性能的抗震加固为目的而写的，但是所提出的方法同样适用于新建筑的设计。与 ATC-40 不同的是，这些建议适用于所有建筑材料，对结构线性与非线性分析定出了一些限制条件。

FEMA273(1997)^[33]和 FEMA274(1997)^[34]对 PBSD 的定义为：基于不同设防水准地震作用，达到不同的性能目标。在分析和设计中采用弹性拟静力分析和弹塑性时程分析来实现一系列的性能水准，并且建议采用建筑物顶点位移来定义结构和非结构构件的性能水准，不同的结构形式采用不同的性能水准。而且，FEMA273 利用随机地震动概念提出了许多种性能目标，适合于多级性能水准结构的分析与设计方法。

FEMA440(2004)^[35]、FEMA445(2006)^[36]、FEMA450(2004)^[37]等系列文件在先前各种规范研究的基础上，针对基于性能的抗震设计理论中的具体问题作了研究，FEMA440 对目前基于性能的抗震设计中采用的非线性静力分析方法做出了评价，并在此基础上，改进了非线性静力分析方法。同时，在求解目标位移的问题上也做了修正。

FEMA445(2006)^[36]叙述了基于性能的抗震设计方法的背景与发展，并论述了其设计过程，确定了基于性能的抗震设计中的性能目标。

IBC2006(2006)^[39]标准中给出了有关钢筋混凝土结构基于性能的抗震设计理论和分析方法。从发展到采用再到修订逐步完善了钢筋混凝土结构的基于性能的抗震设计方法的理念。

《日本建筑法规》(1998)^[40]采用两水准抗震设防，采用结构层间位移角作为抗震设计中的参数指标，在中等强度地震作用下验算结构的弹性层间位移，位移角限值为1/200；在强烈地震作用下进行弹塑性变形验算，弹塑性层间位移角限值为1/100。这其实也是一种基于性能的抗震设计。

1.4 基于性能/位移的抗震设计方法

1.4.1 基于性能的抗震设计方法基本内容

基于性能的结构抗震设计是指根据建筑物的重要性和用途确定其抗震性能目标，然后根据不同的性能目标提出不同的抗震设防标准，使设计的建筑物在未来的地震作用下具备预期的功能。其主要内容应包括四个方面，分别是：确定地震设防水准、结构抗震性能目标、结构抗震分析和设计方法(ATC40^[32], FEMA273^[33], FEMA273^[34])。基于结构性能的抗震设计理论是一种基于“投资-效益”准则、兼顾结构抗震设计共性和个性要求的抗震设计方法，是抗震设计理论的变革。

基于性能的抗震设计研究的主要目的可概括为以下几方面内容：

(1) 正确评估地震对结构造成的破坏，以便通过结构、构造和其它抗震措施，

使损失控制在限定的范围内；

(2) 正确选择最能有效地抵抗地震作用的结构形式或类型；

(3) 合理地分配结构的刚度、质量和阻尼等动力参数。最大限度地利用构成结构的构件或材料的承载力和变形能力，达到经济合理的目标。

基于性能的抗震设计方法主要包括：基于位移的设计方法、综合设计法、基于可靠度的分析法、基于损伤性能的设计法等。

其中：综合设计法是 SEAOC 所采纳的方法，该方法是一个反复迭代的数值计算的过程，计算结果比较粗略。

基于可靠度的分析法是目前实行起来最为困难的方法，是以概率论为基础对结构的可靠度进行分析。该方法在对结构进行抗震设计时结果比较理想，但是在实际应用中很难实现。

基于损伤性能的设计方法中描述结构损伤程度的指标有多种，例如：结构在地震过程中的耗能情况、结构的位移等等。并且该方法存在一定的概率，目标不明确，结构的损伤性能难以确定。

基于位移的设计方法目前研究的比较多是最为直观有效的设计方法，采用位移作为指标将能很好地描述结构在地震过程中或震后一段时间内的破坏情况，直观地得到结构的性能水平。

在综合考虑这几种设计方法特点的基础上，本文选取了基于位移的抗震设计方法。

1.4.2 基于位移的抗震设计方法

在结构的抗震设计中结构的位移是关键参数之一，从结构的位移不但可以直接看出结构的破损情况，而且用结构的位移作为设计的参数既准确又直观。从结构抗震的角度而言，结构在地震作用下的整体和局部的位移响应量是反映结构受损程度、实现结构性能控制的重要途径。因而基于位移的抗震设计方法是实现基于性能设计思想的重要途径，也是目前应用最为广泛和成熟的性能化设计手段。

基于位移的抗震设计方法的基本特点有：

(1) 结构的设计是以目标性能(或位移)为基准的，因此对破坏时结构的变形状态有确定的认识；

(2) 可以用线性系统替代原有结构，弹性情况下构件的设计方法可以直接引入，而不必考虑结构的非线性性质；

(3) 可根据不同的功能需求，设计不同位移情况下结构的刚度、强度。即满足多层次的抗震需求；

(4) 大量震害表明，结构破坏有时并非由内力决定，而由加速度和变形决定；同时，虽然结构在大震下不倒，但由于小震时的变形过大仍然会造成正常使用功

能破坏甚至严重的经济损失；

(5) 基于承载力的传统设计过程是先假定好截面后去验算其抗震性能，而位移法可直接获得结构抗震要求所需的截面参数。

正是由于这些优点，使以位移为基础的抗震设计方法得到越来越多研究者的青睐，成为抗震设计的一个新的发展方向和研究热点。

基于位移的抗震设计是指：在一定水准的地震作用下，以结构的位移响应为目标设计结构和构件，使结构达到该水准地震作用下的性能要求。其原理为按位移要求进行定量分析，使结构的塑性变形能力满足在预期的地震作用下的变形要求，即控制结构在大震作用下的层间位移角限值和总体位移限值。核心思想是从总体上控制结构的位移和层间位移水准。它是一种合理的、定量的并且相对简单的方法。为实现既定的位移目标，可以选择不同性质的主抗侧力结构体系构件，通过精心的设计和构造，以确保在产生特大变形情况下的能量耗散。

基于位移的抗震设计方法大致有三种：延性系数法、能力谱法和直接基于位移的设计方法。

(1) 延性系数法又叫能力设计法，对该方法研究较早的是 Park 和 Pauly(1975)^[41]。他们提出了可利用的延性(对应结构或构件的变形能力)和要求的延性(对应结构或构件的需求延性，即目标延性)的计算方法，将延性需求和可利用资源的延性作对比，以评价结构的延性；并用于考虑扭转影响的延性结构基于位移的设计。

(2) 能力谱法是将静力弹塑性分析(pushover)得到的力和位移的关系曲线($v_b - u_n$ 曲线)转换为等效单自由度体系加速度-位移关系的能力谱，并按照对结构的延性需求将规范设计反应谱折减后转化为反映加速度-位移关系的需求谱，把能力谱和需求谱放在同一坐标系中相比较，来评价结构的抗震性能，基本思路如图 1.2 所示。

研究表明，对于结构的地震反应主要由第一振型控制，基本周期在 2 秒以内的结构，能力谱法能够较好地反映出结构在弹塑性阶段的整体与构件变形情况，揭示出结构的屈服机制与内在隐患，从而比较真实地反映结构的抗震能力。《日本建筑标准法》和美国 ATC-40、FEMA273、FEMA274 都推荐使用该方法。

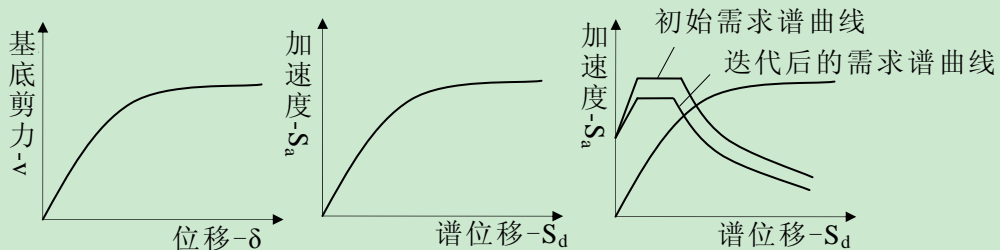


图 1.2 能力谱法

(3) 直接基于位移的设计方法主要是以结构在某水平地震作用下的预期目标

位移响应为依据来进行结构或构件设计，并希望设计的结构在未来实际发生该水平地震作用时恰好实现上述目标位移。基本思路如图 1.3 所示。

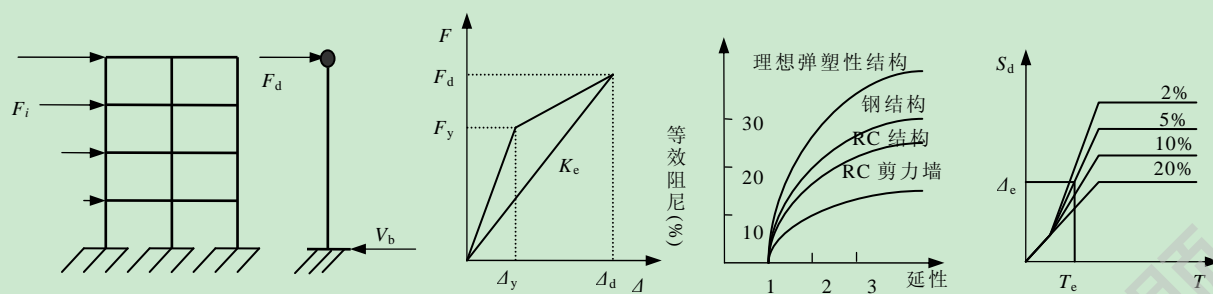


图 1.3 直接基于位移的抗震设计基本思路

其步骤为：

- (1) 确定结构在大震作用下的性能目标；
- (2) 计算等效单自由度结构的目标位移；
- (3) 确定等效单自由度结构的质量；
- (4) 确定等效单自由度结构的等效阻尼比；
- (5) 建立位移反应谱；
- (6) 确定等效单自由度结构的刚度；
- (7) 计算结构的基底剪力和各层的水平地震作用。

比较以上三种方法可见，延性系数法以曲率延性直接控制构件的配筋，作为基于位移的抗震设计其物理意义最明确；能力谱方法简单实用，但很少直接用于设计，主要是用作已有建筑的加固检测或对新建建筑的抗震验算；直接基于位移的方法目前文献中用于设计的较多，但大都在求出结构侧向力后由侧向力进行设计。

将延性系数法和能力谱法结合起来，由能力谱法确定目标位移，再将其转换为原结构的曲力谱的步骤和延性系数法的基本思想，显然比单独用一种方法合理，但仍存在方法本身固有的缺陷。

1.4.3 基于位移的抗震分析方法

结构抗震分析方法目前最常用的有线性静力法、线性动力法、非线性静力法、非线性动力法、增量动力分析法五种方法（龚思礼，1994^[5]）。

(1) 线性静力法(Linear-Static Procedure)是实际工程结构中最常用的结构分析方法。尽管结构形式与建筑材料多种多样，设计规范与设计原理也不尽相同，但是在设计过程中结构分析却是一致的，基本上采用线弹性分析结构的内力，除非结构的非线性性质不可忽略时才进行非线性分析，然后根据内力进行构件的设计。

(2) 线性动力法(Linear-Dynamic Procedure)是比较简单的动力分析方法，即弹

性动力时程分析方法。此方法用振型迭加法求解强逼振动微分方程，刚度矩阵，几何矩阵不变。在结构的动力分析过程中，不考虑结构的非线性。目前线性动力法在结构的设计中是不常采用的。弹性动力分析只需要用到结构弹性模型的参数，可以通过弹性动力分析来确定结构的目标位移，利用弹性体系与弹塑性体系的等位移原则，即中、长周期的结构受到结构作用时，结构的弹性位移与弹塑性位移大致相等。

(3) 非线性静力分析法(Nonlinear-Static Procedure)是目前常用的分析方法，又称pushover分析法、静力弹塑性分析法。该方法计算简单，结构与实际情况比较接近，可以对结构的弹塑性全过程进行分析，了解构件破坏的过程，传力途径的变化，结构破坏机构的形成，以及结构薄弱部位等。并且可以较为简便地确定结构在不同地震强度下目标位移和变形需求，以及相应的构件和结构能力水平。但是，pushover分析法理论基础不严密，无法考虑如地震作用持续时间、能量耗散、结构阻尼、材料的动态性能、承载力衰减等影响因素。也难以反映实际结构在地震作用的大量不确定因素，如外部环境、地震输入、构件本身及结构整体分析的不确定性等。同时，该方法主要适用于一阶振型占地震响应主导地位的中低层结构的近似分析和平面规则结构的分析。

(4) 非线性动力法(Nonlinear-Dynamic Procedure)即非线性时程分析方法，又称“动力弹塑性时程分析法”，是计算非弹性体系位移的最精确方法。该方法始于20世纪50年代，是一种直接基于结构动力方程的数值方法，可以得到结构在地震作用下各时刻各个质点的位移、速度、加速度和构件的内力，给出结构开裂和屈服的顺序，发现应力和变形集中的部位，获得结构的弹塑性变形和延性要求，进而判明结构的屈服机制、薄弱环节及可能的破坏类型，还可以反映地面运动的方向、特性及持续作用的影响。

该方法与线性时程分析相同，非线性时程分析首先需要定义时程函数曲线。时程分析法是求解结构在地面运动时程作用下的结构反应的较好方法，该方法可分为弹性时程分析和弹塑性时程分析。其中，弹塑性分析需要给定结构弹塑性模型的详细参数，包括各个构件的截面 $M-\phi$ 关系，弹塑性滞回模型等，而在设计初期阶段，这些参数是未知的，所以这种方法只适合作为结构在地震作用下的变形验算。

(5) 增量动力分析法(Incremental Dynamic Analysis Method)主要是通过分析不同地震记录作用下结构的非线性动力位移响应，来确定或检验结构的抗倒塌能力。由于该分析过程是非线性动力过程，能较好地反映结构在未来可能遇到的不同强度地震作用下刚度、强度以及变形能力变化的全过程。IDA是将一条地震动记录分乘上一系列因子，从而“调幅”为一系列地震动记录，然后在这组“调幅”后记录的作用下求得结构的动力响应，最后通过绘制“调整因子-最大响应”曲线

(即IDA曲线)来评估结构的性能。

线性静力分析方法是目前应用非常广泛的一种分析方法，并且是其他各种分析的基础。该分析方法过程简单，计算简便，但是不能满足对结构进入弹塑性性能设计的要求，所以线性静力分析方法只适用于对结构进行线弹性设计。

线性动力分析法与线性静力方法一样也不考虑结构的非线性，认为结构是弹性的，将假定的弹性体系分析出的结构用于弹塑性体系。显然，这种方法存在一定的缺陷，故这设计当中一般不采用线性动力分析方法。

非线性静力分析方法目标是检验新结构及评估现有结构的性能是否满足不同强度地震下的性能目标，包括判断结构抗震承载能力，确定结构的目标位移等。

非线性动力法该方法理论上是精确的，可以得到结构或构件在每一时刻的内力与变形，但是计算量大，对地震波的选取有严格的规定，需要考虑材料的滞回模型、阻尼模型、计算程序和算法。所以，目前弹塑性时程分析方法已成为验算罕遇地震作用下结构变形的有效方法之一。

增量动力分析法能够全面地评估地震作用下结构的性能，需要选择多条地震记录进行分析，并增加每条地震记录的幅值，从而使得分析过程比较复杂。实际的工程设计中并不常用。

1.5 本文的主要研究内容及方法

我国学者对于钢管混凝土框架结构基于位移的抗震设计方法研究较少，本文主要在已有的理论上进行了以下探讨：

- (1) 简要地概括了钢管混凝土框架结构基于性能的抗震设计方法的研究现状，并对其设计指标进行了介绍；
- (2) 利用 SAP2000 软件建立了钢管混凝土框架结构模型对其进行推覆分析，研究了目标位移的确定方法；
- (3) 对钢管混凝土框架的变形特点进行分析，确定其屈服位移的计算方法；
- (4) 确定了钢管混凝土框架结构的变形规则，对其进行基于位移的抗震设计。

第 2 章 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析

要做到钢管混凝土框架基于位移的抗震设计，就需要了解其结构的弹塑性性能，准确预测结构在正常地震和罕遇地震作用下的弹塑性响应是实现性能化设计的关键。从弹性分析到弹塑性分析是结构基于位移抗震设计的一个重要步骤。钢管混凝土框架在罕遇地震作用下将会进入塑性阶段，而结构的弹性阶段与弹塑性阶段的内力分布有很大的不同，因此对钢管混凝土框架进行弹塑性性能分析是十分必要的。

2.1 引言

钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析，即 push-over 分析可以预测结构在地震水平力作用下的反应，进行结构和构件由弹性到屈服再到破坏的全过程分析，得到塑性铰出现的先后顺序、塑性铰出现的位置和结构的薄弱环节等，进而探讨了钢管混凝土框架的弹塑性性能。

静力弹塑性分析方法主要原理是首先施加一定的重力荷载给结构，然后将地震作用转化为一定模式的水平荷载施加给结构，并按比例增加水平荷载使结构各构件依次屈服进入弹塑性状态。由于某些构件进入塑性后，整个结构的特性会发生改变，因此又可以反过来调整水平力的大小和分布。

这样交替进行下去，直到结构达到预定的破坏或侧移为止，最后得出结构的基底剪力—监测点位移曲线即能力曲线。这样就可以得到结构在横向静力作用下的弹塑性性能。

从结构的静力弹塑性分析结果中列出结构的侧移模式、层间位移曲线和层剪力曲线，由此可以看出结构是否存在薄弱层以及薄弱层的部位，结构最大层剪力的位置等。因此，本章节分别对方/圆两钢管混凝土柱-钢梁框架进行了静力弹塑性分析，对钢管混凝土框架的弹塑性性能做了初步的探讨。

2.2 算例概况

算例一

结构为一幢规则的 15 层方钢管混凝土柱-钢梁框架结构，结构层高均为 3.6m，结构平面布置如图 2.1 所示。楼面采用 120mm 厚混凝土板，混凝土强度等级为 C30。各构件截面尺寸如表 2.1 所示，钢材均为 Q345，柱混凝土等级为 C50。该地区 8 度抗震设防，场地类别为 III 类，设计地震分组为第三组，场地特征周期

为 $0.65s$ 。 $S_a = 0.2g$ 。

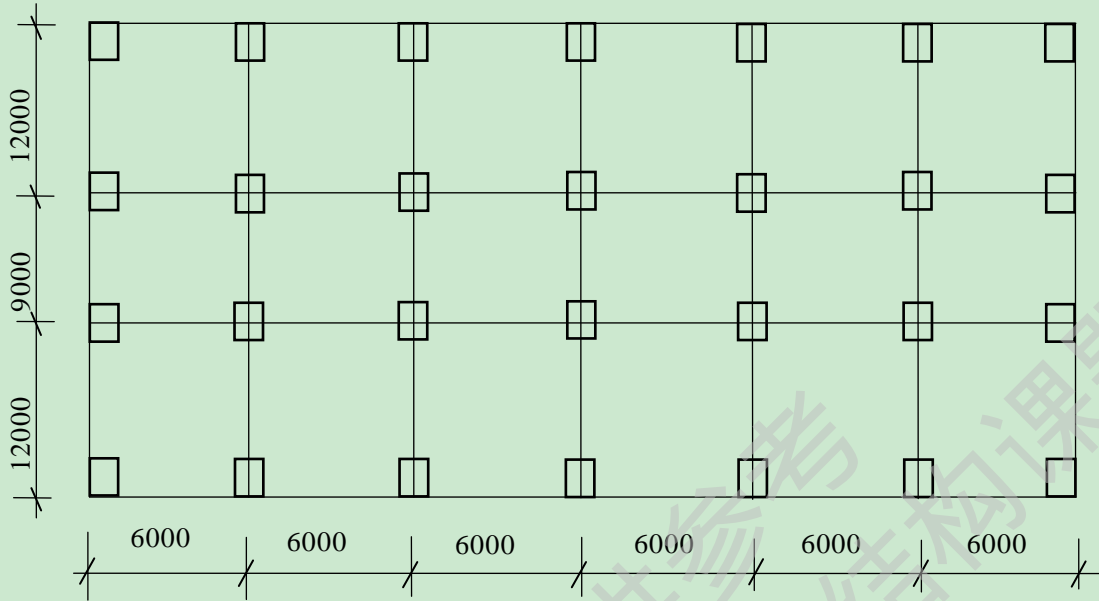


图 2.1 结构平面布置图

表 2.1 框架构件参数

| 楼层层数 | 构件截面(mm×mm) | |
|------|-------------|------------------|
| 1-5 | 柱 | 600×25 |
| | 梁 | HW 700×300×13×24 |
| 6-15 | 柱 | 600×20 |
| | 梁 | HW 600×300×13×24 |

算例二

结构为圆钢管混凝土柱-钢梁框架，平面布置图和方钢管混凝土柱-钢梁框架相同，如图 2.1 所示。各构件截面尺寸如表 2.2 所示。各个材料强度等级和方钢管混凝土柱-钢梁框架相同。

表 2.2 框架构件的参数

| 楼层层数 | 构件截面(mm×mm) | |
|------|-------------|------------------|
| 1-5 | 柱 | 600×25 |
| | 梁 | HW 700×300×13×24 |
| 6-15 | 柱 | 600×20 |
| | 梁 | HW 600×300×13×24 |

2.3 静力弹塑性分析

2.3.1 构件弹塑性模型选取

从结构的模态分析结果中可以看出：结构的第一振型为结构 Y 方向的平动。

所以，在对结构进行静力弹塑性分析时对结构进行了 Y 方向的分析，首先建立结构和构件的弹塑性计算模型，模型中梁、柱构件均采用杆单元，混凝土板采用壳单元（陆新征等，2009^[42]；SAP2000 操作指南，2006^[43]；北京金土木软件技术有限公司^[44]）。

2.3.1.1 钢管混凝土柱

钢管混凝土柱塑性铰采用SAP2000提供的 $P-M-M$ 相关铰，其中 $M-\phi$ 关系曲线和 $P-M-M$ 关系曲线，即 $N-M_x-M_y$ 相关屈服面均采用韩林海和杨有福(2007)^[1]提出的确定方法。

(1) $M-\phi$ 关系曲线

1) 方钢管混凝土柱

方钢管混凝土柱构件的 $M-\phi$ 关系曲线采用三线性模型。此模型有四个参数需要确定：弹性阶段的刚度(K_e)、屈服弯矩(M_y)、B 点对应的弯矩(M_B)和曲率(ϕ_B)。其中，为了简化计算，弹性阶段的刚度(K_e)的取值近似采用 AIJ(1997)建议的公式：

$$K_e = E_s I_s + 0.2 E_c I_c \quad (2.1)$$

对于方钢管混凝土压弯构件，其弯矩-曲率关系曲线仅在轴压比较小的情况下才有较明显的强化现象，通常情况下，曲线上都存在着下降段，此时其 M_{yu} 的取值即为峰值点处的弯矩值。计算式可表示为：

$$M_y = M_{yu} \quad (2.2)$$

式中： M_{yu} 为方钢管混凝土构件的极限弯矩，对于纯弯曲构件， $M_{yu} = M_u$ ， M_u 由式(2.2a)求出；对于压弯构件，在一定轴压比情况下，方钢管混凝土压弯构件的极限弯矩 M_{yu} 可由式(2.2b)、(2.2c)求出。

$$M_u = \gamma_m W_{scm} f_{scy} \quad (2.2a)$$

$$N/N_u \geq 2\eta_0 \text{ 时: } \frac{N}{N_{uo}} + a \frac{M}{M_u} = 1 \quad (2.2b)$$

$$N/N_u < 2\eta_0 \text{ 时: } -b \cdot \left(\frac{N}{N_{uo}} \right)^2 - c \cdot \left(\frac{N}{N_{uo}} \right) + \frac{M}{M_u} = 1 \quad (2.2c)$$

式中各参数如文献[1]中所述。

由文献[1]（韩林海等，2007^[1]）知 B 点弯矩、曲率(M_B ， ϕ_B)按式 2.3 计算：

$$M_B = M_y \cdot (1-n)^{k_0} \quad (2.3a)$$

$$\phi_B = 20 \phi_e (2-n) \quad (2.3b)$$

式中： $k_0 = (\xi + 0.4)^{-2}$ ， $\phi_e = 0.544 \cdot f_y / E_s \cdot B$

所以，本文算例中方钢管混凝土柱 $M-\phi$ 关系曲线如图 2.2 所示。

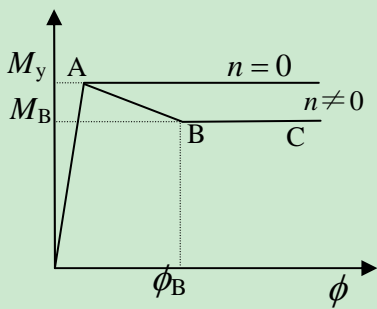


图 2.2 方钢管混凝土柱 $M-\phi$ 曲线

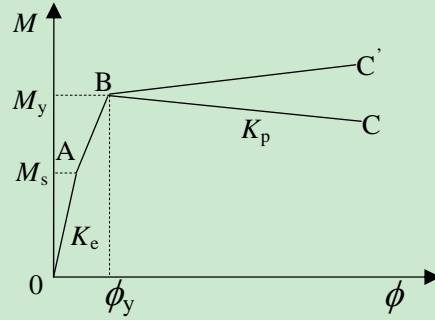


图 2.3 圆钢管混凝土柱 $M-\phi$ 曲线

钢管混凝土柱的 $M-\phi$ 曲线随着所受轴力的改变而变化，结构中不同位置的方钢管混凝土柱，当轴力不同时，柱的 $M-\phi$ 关系曲线均不相同，当轴压比 $n \neq 0$ 时的 $M-\phi$ 关系曲线存在下降段。

2) 圆钢管混凝土柱

圆钢管混凝土柱构件的 $M-\phi$ 的关系曲线采用三线性模型。与方钢管相似，具体的 $M-\phi$ 曲线如图 2.3 所示。

(2) $N-M_x-M_y$ 相关屈服面

钢管混凝土柱的 $N-M_x-M_y$ 相关屈服面就是轴力 N 、弯矩 M_x 和 M_y 的不同组合最先发生屈服的位置，即柱空间屈服的曲面。

钢管混凝土截面轴力-弯矩相关屈服面定义

对于方钢管混凝土双向压弯构件， $M_x/M_{ux}-M_y/M_{uy}$ 相关曲线按式 2.4 计算：

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^{1.8} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^{1.8} = 1 \quad (2.4)$$

式中： $M_{ux}=M_{uy}=M_u$

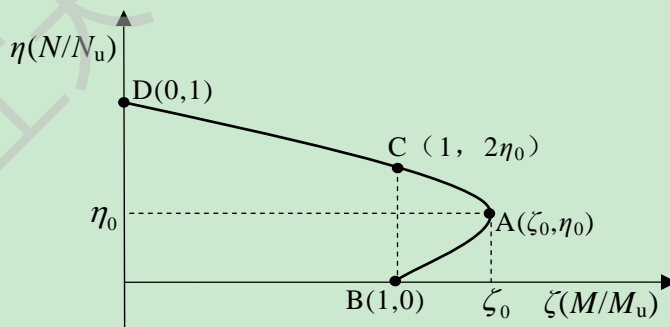


图 2.4 典型的 $N/N_u-M/M_u$ 强度关系曲线

对于方形钢管混凝土双向压弯构件，将 M/M_u 以

$\sqrt[1.8]{\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^{1.8} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^{1.8}}$ 代入压弯构件的极限弯矩 M_{yu} 计算式得到：

当 $N/N_u \geq 2\eta_0$ 时:

$$\frac{N}{N_{uo}} + a^{1.8} \sqrt[1.8]{\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^{1.8} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^{1.8}} = 1 \quad (2.4a)$$

当 $N/N_u < 2\eta_0$ 时:

$$-b \cdot \left(\frac{N}{N_{uo}}\right)^2 - c \cdot \left(\frac{N}{N_{uo}}\right) + \sqrt[1.8]{\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^{1.8} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^{1.8}} = 1 \quad (2.4b)$$

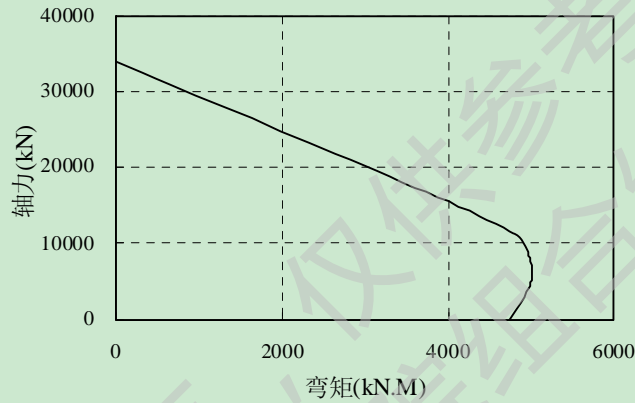


图 2.5 方钢管混凝土柱的轴力-弯矩相关曲线

2.3.1.2 钢梁

钢梁塑性铰采用 SAP 提供的 M_3 塑性铰，其 $M-\phi$ 关系曲线由钢材的双线性本构关系及平截面假定推导得到，如图 2.6 所示。

图中 M_y 为钢梁的弯矩承载力， ϕ_y 为钢梁的屈服曲率。计算按文献（陈绍蕃，2005^[45]）中所述的方法。具体计算公式为(2.5)、(2.6)所示。

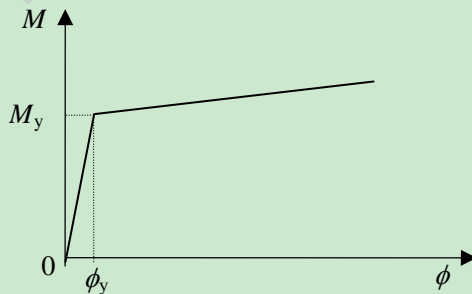


图 2.6 钢梁的 $M-\phi$ 曲线

$$\phi(y) = \frac{M_y}{EI} \quad (2.5)$$

$$M_p = Zf_y \quad (2.6)$$

式中： Z 为截面的塑性抵抗矩。

2.3.2 加载模式的选择

静力弹塑性分析的结果在很大程度上与所选的水平加载模式有一定的关系，水平加载模式代表着在设计地震水平作用下结构各层所受惯性力的分布，不同的加载模式将影响 pushover 分析对结构抗震性能评估的结果。以下将介绍几种国内外为常用的加载模式。

2.3.2.1 FEMA274(1997)中介绍的水平加载模式

(1)均匀分布模式

侧向荷载沿结构高度的分布与楼层质量成正比的分布模式称为均布分布模式。每一楼层的侧向荷载可按式(2.7)进行计算：

$$F_i = \frac{W}{\sum_{j=1}^n W_j} V_b \quad (2.7)$$

式中： F_i 为作用于第*i*层层高位置处的侧向荷载；

V_b 为结构基底剪力；

W_i 、 W_j 分别为第*i*层和第*j*层楼层的重力荷载代表值；

n 为结构楼层总数。

(2)倒三角分布模式

侧向荷载沿结构高度的分布与楼层质量和高度成正比的分布模式称为倒三角分布模式，也叫底部剪力法模式。这是目前国内外大多数抗震规范中采用的侧向荷载分布模式(FEMA274, 1997^[34])。

每一楼层的侧向荷载可按式(2.8)进行计算：

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} V_b \quad (2.8)$$

式中： h_i 、 h_j 分别为第*i*层和第*j*层楼层的标高；其它参数与式(2.7)相同。

(3)指数分布模式

为了反映地震作用下不同楼层加速度的变化，需考虑变形的不同模态以及结构振动时高振型的影响，FEMA356(2000)^[46]推荐使用指数分布模式。这种模式又称为抛物线分布模式，即侧向荷载沿结构高度呈抛物线形分布的分布模式。每一楼层的侧向荷载可按式(2.9)进行计算。

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} V_b \quad (2.9a)$$

$$k = \begin{cases} 1.0(T \leq 0.5s) \\ (T + 1.5)/2(0.5s \leq T \leq 2.5s) \\ 2.0(T \geq 2.5s) \end{cases} \quad (2.9b)$$

式中： k 为与基本周期有关的权函数； T 为第一振型周期。

(4) 等效振型分布模式

侧向荷载沿结构高度的分布与楼层质量和楼层等效振型成正比分布模式称为等效振型分布模式。该分布模式与结构的振型有关，当不考虑振型影响时，取结构的第一振型。每一楼层的侧向荷载可按式(2.10)进行计算：

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i}{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_j} \quad (2.10a)$$

$$\Phi_i = \sqrt{\sum_{j=1}^s (\phi_{ij} \Gamma_j)^2} \quad (2.10b)$$

式中： m_i 、 m_j 分别为第 i 层和第 j 层楼层的质量；

Φ_i 、 Φ_j 分别为第 i 层和第 j 层楼层的等效振型；

ϕ_{ij} 为弹性阶段第 j 振型在第 i 楼层的水平相对位移；

Γ_j 为第 j 振型的振型参与系数；

s 为所考虑的振型数，可取弹性阶段振型质量参与系数大的振型，确保振型质量参与系数之和大于 90%。

均匀分布模式主要是沿结构的高度进行分布，与结构各层的质量密切相关。没有考虑结构的侧向刚度、结构的高度和模态分析中振型对地震作用分布的影响。所以，均匀分布模式在适用上有一定的局限性，且计算结果过于粗略，主要适用于刚度和质量沿高度均匀分布的规则的结构。

倒三角分布模式主要考虑了第一振型的贡献，而没有考虑结构更高振型对水平地震作用的影响。由于结构的第一振型是结构的主要振型，倒三角分布模式基本上可以反映地震作用对结构的影响。只是在适用的范围上有些规定，主要适用于以剪切变形为主且质量、刚度沿高度分布较均匀的结构。在目前的结构抗震设计中该分布模式基本可以满足要求。

指数分布模式可以较好地反映结构在地震作用下高振型的影响。若 $T \leq 0.5s$ ，则指数分布模式即转化为倒三角分布模式。

等效振型分布模式考虑了结构的高阶振型对地震作用分布的影响，是比较精确的一种分布模式，但是计算过程比较复杂。实际的工程设计中应用的较少。

2.3.2.2 国内学者改进的加载模式

(1) 应丹君(2009)改进的侧向荷载分布模式

考虑到楼层质量、侧向刚度、振型参与系数等影响因素，应丹君(2009)^[47]引入了层间侧向刚度对等效振型分布模式进行修正，提出了以下适合竖向刚度不规则结构的新型固定侧向荷载分布模式。每一楼层的侧向荷载可按式(2.11)进行计算：

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i D_i}{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_j D_j} V_b \quad (2.11)$$

式中： Φ_i 如式(2.8b)所示；

D_i 、 D_j 分别为第*i*层和第*j*层的侧向刚度。

(2)熊向阳和戚震华(2001)改进的侧向荷载分布模式

在每一次加载时，求出加载前一步结构的周期和振型，根据振型分解反应谱方法平方和开方(SRSS)，计算各楼层的水平荷载^[48]：

$$F_{ij} = \alpha_j \gamma_j X_{ij} W_i \quad (2.12a)$$

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{ij}^2} \quad (2.12b)$$

式中： F_{ij} 为第*j*振型下第*i*层的水平荷载；

F_i 为第*i*层的等效水平荷载；

α_j 为加载前一步的第*j*周期对应的地震影响系数；

γ_j 为加载前一步第*j*振型参与系数；

X_{ij} 为加载前一步结构第*j*振型第*i*质点的水平相对位移；

n 为考虑的振型个数。从理论上讲，这种加载形式考虑了结构的瞬时动力特征，因而更加合理。

(3)循环往复加载模式

由于地震荷载的作用方向是反复的，而不是一直不变的，单方向加载不能准确模拟地震作用。基于这个原因，采用循环往复加载方式将符合地震作用对结构的影响，即先对结构进行正向加载到一定的目标位移，然后卸载并反向加载到反向的目标位移，再卸载至基底剪力为零，此时才认为完成了一次循环。这种循环往复的加载方式既可以得到整个循环过程中结构构件的内力、变形的变化、塑性铰位置和节点转角的变化等，又考虑了构件双向受力的影响，从而更合理地模拟了地震作用的往复特征。

由于循环往复加载模式的加载过程比较复杂难以控制，所以这种加载模式在目前的应用还不广泛。

综合考虑以上各种加载模式的优缺点，在能够满足结构的抗震设计要求的基

基础上，便于分析计算，本文选取倒三角分布（即底部剪力法模式）的加载模式对结构进行加载。

2.3.3 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析结果

将计算结果进行整理，得出钢管混凝土框架结构的弹塑性性能，包括结构的能力曲线、侧移模式、层间位移角分布图等。为了更好地进行分析，将各个计算结果汇成相应曲线。

2.3.3.1 能力曲线

能力曲线是指在水平荷载作用下结构顶层位移和基底剪力之间的关系曲线，是 pushover 方法得到的重要分析结果之一。两个算例计算得到的结构能力曲线如图 2.7 所示。

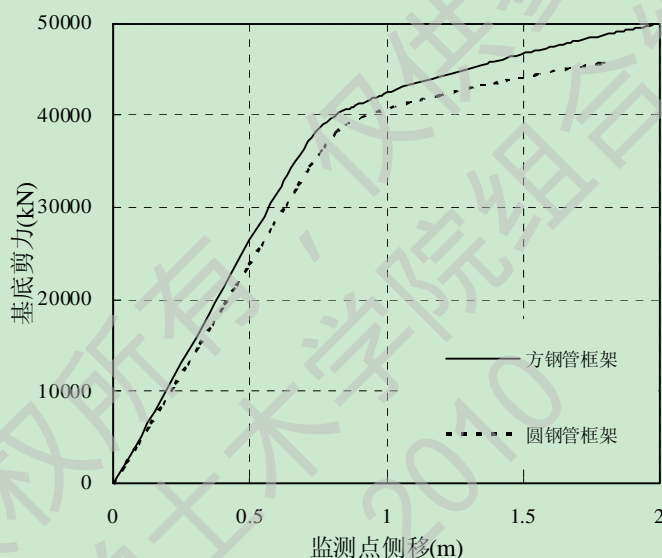


图 2.7 结构的能力曲线

能力曲线是静力弹塑性分析中最常得出的结果，该曲线上的任意一点代表着结构在相应监测点（顶点）位移时结构的抗震能力。为了更为直观地评价结构的抗震性能是否达到要求，可以将结构的能力曲线按照一定的公式转化为能力谱曲线，即 S_a-S_d 曲线。

从结构 pushover 分析结果可以看出：方钢管与圆钢管混凝土框架的能力曲线基本一致。结构进入塑性阶段后，其刚断下降的比率基本相同，不同的是方钢管混凝土框架的顶点侧移达到 2m 时 pushover 分析停止，而圆钢管混凝土框架顶点侧移未到 2m 时分析就已经停止，这将表明在承载力差别不大的情况下方钢管比圆钢管框架具有更好的延性和抗震能力。并且结构在进入塑性阶段后曲线仍有向上的趋势，表明结构仍有横向刚度，具有良好的抗震性能。

2.3.3.2 结构侧移模式

对于多自由度体系，直接基于位移的抗震设计需首先确定结构的整体振动侧移模式，并按照结构动力学方法将实际的多自由度体系转化为等效单自由度体系，然后由等效单自由度体系确定其弹塑性地震位移反应，并根据侧移模式反算出原多自由度体系各楼层的弹塑性地震位移反应。由结构的模态分析结果可以得到结构的自振周期和相应的振型。

本文将结构近似的第一振型即 Y 方向整体平动作为其侧移模式。如图 2.8 所示。

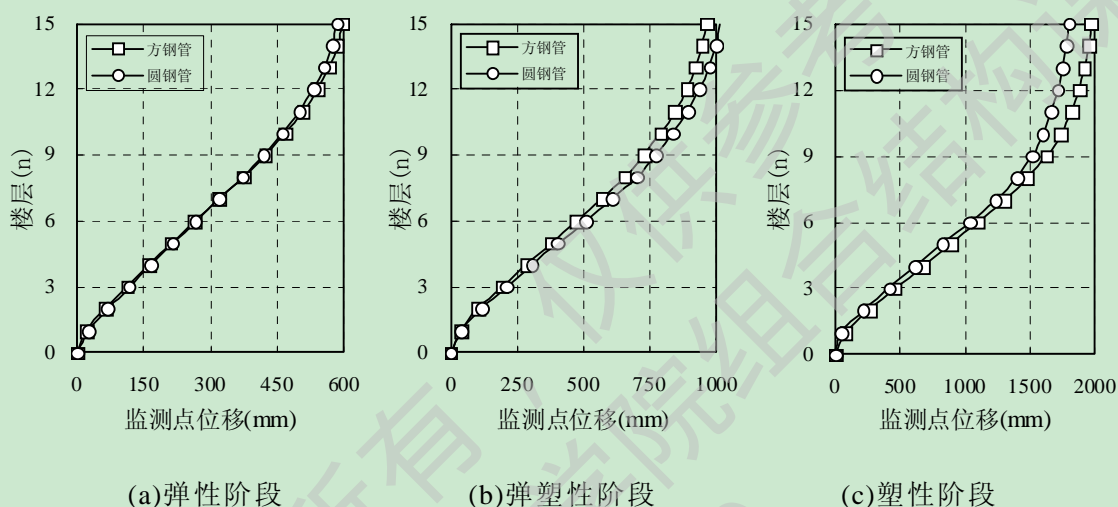


图 2.8 结构的侧移模式

从图 2.8 中可以看出：方钢管和圆钢管混凝土框架的各阶段侧移模式基本相同。说明构件截面的形状对结构的侧移模式没有较大的影响，同时，结构的高度对弹塑性侧移模式的影响也不大，两个算例的侧移规律基本相同，侧移模式呈剪切型。

2.3.3.3 层间位移

层间位移是指 pushover 分析结束时各楼层的层间位移值，这一结果对判断结构的薄弱层具有重要的参考意义。本章节算例计算得到的 pushover 最终层间位移结果如图 2.9 所示。

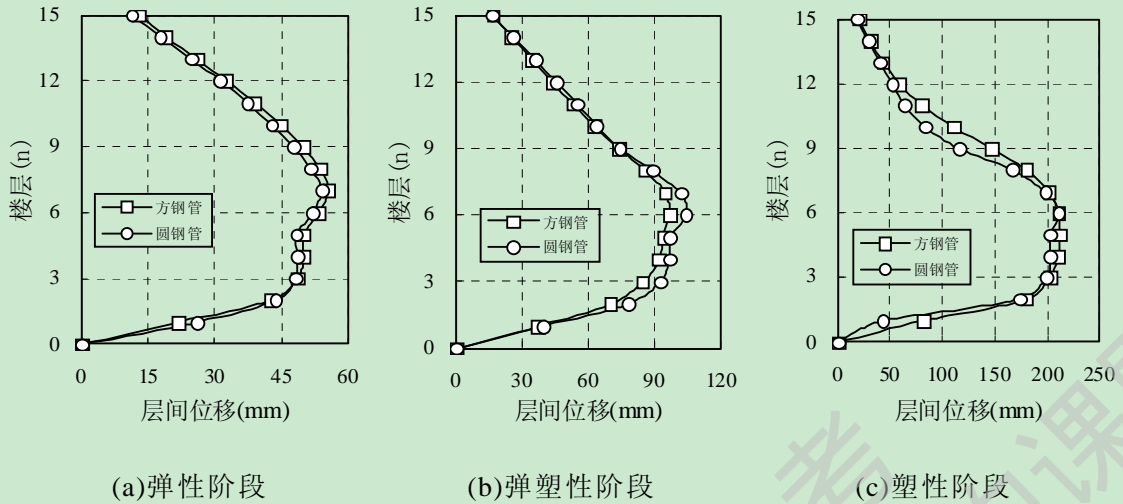


图2.9结构的层间位移

从图 2.9 中可以看出：两种截面的框架结构层间位移分布状况基本一致，弹性阶段，两算例层间位移最大值均出现在结构变截面处，随着结构侧移的增加，其附近几层的层间位移相继增大，均达到最大层间位移。

2.3.3.4 层剪力分布图

结构在地震作用下各层的剪力是进行任何结构抗震计算的关键参数，地震算例在地震作用下层剪力包络示意图如图 2.10 所示。图中以顶层剪力值为单位进行了归一化。

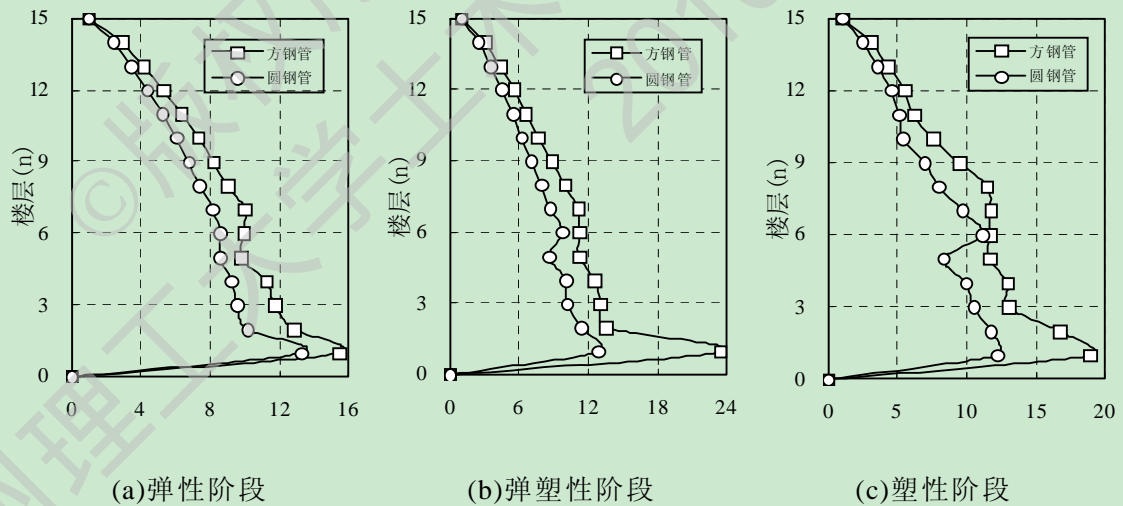


图2.10结构的层剪力包络图

由图 2.10 可以看出结构底层的剪力最大，分布趋势与结构的层间位移分布趋势相近，表明先前本文采用倒三角分布模式模拟地震作用对结构进行加载是合理的。

2.4 本章小结

本章节利用 SAP2000 有限元软件对两种不同截面的钢管混凝土柱-钢梁框架结构进行了静力弹塑性分析，用 SAP2000 软件中集中塑性铰模拟结构进入塑性的发展状态：钢梁采用 M_3 塑性铰，钢管混凝土柱采用 P-M-M 相关铰。得到的结果如下：

(1) 结构进入塑性以后，横向刚度没有完全丧失，其值为 0.1-0.12 倍的弹性时横向抗度。表明钢管混凝土框架结构具有良好的抗震性能；

(2) 结构处于不同阶段的侧移模式和层间位移角模式。钢管混凝土框架结构的侧移模式与结构构件的形状和尺寸的关系不大，基本呈剪切型；结构的层间位移最大值发生在结构的变截面处，及其附近几层，即为薄弱层；

(3) 层剪力模式。由结构的层剪力分布可以看出结构的底层的层剪力最大，往上逐渐减小，其分布模式与倒三角荷载分布模式基本一致。

第 3 章 钢管混凝土框架结构抗震性能目标

结构的抗震性能目标的确定是基于性能抗震设计理念中最关键问题之一。所谓的抗震性能目标是指结构在遭受一定强度的地震作用下，结构达到的预期性能水平。所以结构的性能目标主要考虑两个方面：一是地震水平；二是结构的性能水平。基于性能抗震设计中位移指标是常见的指标之一，也是最有效最直观的指标之一，所以用位移来表现结构的性能水平是合理的。在对结构进行基于位移的抗震设计时，首先必须确定结构的目标位移。目标位移也就是结构在遭受一定地震作用时结构达到预期性能水平的位移要求。结构目标位移的确定是基于位移抗震设计的关键。

本章节根据地震作用水平和结构性能水平的划分，确定了钢管混凝土框架结构的性能目标，用位移-层间位移角指标量化了结构的性能水平指标，为钢管混凝土框架进行基于位移抗震设计奠定了基础。

3.1 钢管混凝土框架抗震性能目标

3.1.1 地震设防水准

地震设防水准是指未来实际发生的地震作用大小。为了满足基于性能抗震设计需求，本文在参考 ATC-40(1996)^[32]和 FEMA356(2000)^[46]、FEMA273(1997)^[33]、FEMA274(1997)^[34]中对地震水平作用的划分的基础上，指定出符合我国实际情况的地震划分水平，具体如表 3.1 所示。

表 3.1 地震水平划分

| 地震等级 | 重现期（年） | 超越概率 |
|------|--------|------------|
| 多遇地震 | 75 | 50 年内 50 % |
| 偶遇地震 | 225 | 50 年内 20 % |
| 正常地震 | 474 | 50 年内 10 % |
| 罕遇地震 | 2475 | 50 年内 2 % |

表中所列罕遇地震为正常地震的 1.25-1.5 倍；偶遇地震为正常地震的 0.8 倍；多遇地震为正常地震的 0.5 倍。

3.1.2 结构性能水平

结构的抗震性能水平是针对某一地震设防水准而期望达到的抗震性能等级，是结构构件性能与非结构构件性能的综合体现。所以在确定建筑物性能水平时必

须要考虑结构构件的性能水平和非结构构件的性能水平。具体的组合情况如表 3.2 所示。

表 3.2 性能水平组合

| 建筑性能水平 | | | | | | |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 非结构性能水平 | 结构性能水平 | | | | | |
| | 水平 1 立即居住 | 水平 2 轻微破坏 | 水平 3 生命安全 | 水平 4 生命危险 | 水平 5 结构稳定 | 水平 6 基本倒塌 |
| 水平 A 正常运行 | 1-A | 2-A | | | | |
| 水平 B 立即居住 | 1-B | 2-B | 3-B | | | |
| 水平 C 生命安全 | 1-C | 2-C | 3-C | 4-C | 5-C | 6-C |
| 水平 D 中等破坏 | | 2-D | 3-D | 4-D | 5-D | 6-D |
| 水平 E 基本倒塌 | | | 3-E | 4-E | 5-E | |

在表 3.2 中有四个最为普通和合理的性能指标，即 1-A、1-B、3-C、5-E。在参考钢筋混凝土框架结构性能水平的基础上，并根据钢管混凝土结构的特点将其性能水平进行了结构破坏等级的宏观描述，具体如表 3.3 所示。

3.1.3 结构抗震性能目标

结构的抗震性能目标是由建筑的性能水平和地震作用强度来定义的，又可分为单一的抗震性能目标和双重或多重的抗震性能目标。例如一个单一的抗震性能目标可以定义为“正常地震”作用下结构达到“立即使用”性能水平；一个双重的抗震性能目标可以定义为结构不仅在“偶遇地震”作用下达到“正常运行”性能水平，而且在“正常地震”作用下还必须达到“立即使用”性能水平。

在现有的抗震设计规范中，结构的抗震设计大都采用多级设防，所以本文在选择结构抗震性能目标时也采用多重的抗震性能目标。

由以上四个地震作用水平和四个结构性能水平把结构的抗震性能目标划分为 9 个等级，如表 3.4 所示。表 3.4 中将建筑物分为三类，即：一类建筑为一般使用要求的建筑；二类建筑为重要性很高或地震后危险性较大的建筑；三类建筑为对安全有十分危险影响的建筑。

表 3.3 结构性能水平

| 组合 | 性能水平 | 人员安全与功能情况的宏观描述 |
|-----|------|---|
| 1-A | 正常运行 | 结构构件无损伤或非结构构件轻微损伤，建筑物内外设施，包括水、电、交通等供应未受影响，对损失的修复不影响建筑物的使用。总体上说结构功能完整，人员安全，可以正常使用。 |
| 1-B | 立即使用 | 个别结构构件发生轻微破坏，少量非结构构件发生破坏，功能受扰，个别承重构件轻微开裂，建筑物有轻微损伤，非结构设施由于损伤或者缺乏电力供应无法使用，建筑物在重新使用之前结构构件需要少量修复，而非结构构件需要较大量的修复。总体上说稍微经过维修就可使用。 |
| 3-C | 生命安全 | 少量结构构件破坏，非结构构件严重破坏，且设施无法继续使用，功能受扰较严重，建筑物中度损伤，但不威胁到生命安全，结构可以修复。总体上说结构发生严重破坏，但没有生命危险。 |
| 5-E | 防止倒塌 | 结构构件和非结构构件都严重破坏，结构的功能严重受扰，建筑物损伤严重，但结构竖向承重体系不致倒塌，不会造成大量的人员伤亡。总体上说结构发生不可修复的破坏，但结构没有倒塌。 |

表 3.4 结构性能目标(ATC-40, 1996^[32])

| 地震水平 | 结构性能水平 | | | |
|------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | 1-A 正常运行 | 1-B 立即使用 | 3-C 生命安全 | 5-E 防止倒塌 |
| 多遇地震 | 1 | | | |
| 偶遇地震 | 2 | 1 | | |
| 正常地震 | 3 | 2 或 3 | 1 | |
| 罕遇地震 | | 3 | 2 | 1 |

表中 1、2、3 分别代表一类、二类、三类建筑物。

3.2 性能水平的量化指标

3.2.1 破损指标

3.2.1.1 破损指标定义

因为在确定建筑物性能水平时必须要考虑结构构件的性能水平和非结构构件的性能水平，所以评估建筑物震后的破损程度时不仅要考虑结构构件的破损程度还要考虑非结构构件的破损程度。框架的性能水平取决于结构震后构件破损的程度。震后的破损程度也要考虑诸多因素。

破损指标是用来衡量结构或构件破损程度的量,对应于不同的抗震性能目标,根据抗震等级的不同和结构的类型不同确定相应的破损指标(William,and Sexsmith,1995^[49])。

破损指标按照描述对象的不同可以分为整体破损指标和局部破损指标,分别描述整体结构和结构构件的破损情况。破损指标根据所采取的参数不同,又可以分为:(1)能量耗散指标;(2)延性系数指标;(3)位移指标;(4)位移耗散双参数指标。

具体的破损指标描述如表 3.5 所示。

表 3.5 破损指标

| 破损指标值意义 | 定义参数 | | |
|---------|------|----|--------------------------------|
| 0-完好无损 | 分类 | 位移 | 构件端部的转动、层间位移、顶点位移、层间位移角、顶点位移角等 |
| | | 延性 | 位移延性系数、曲率延性系数 |
| 1-完全倒塌 | | 能量 | McCabe-Hall 指标 |
| | | 力 | 基底剪力、层剪力等 |
| | | 变形 | 应变、截面曲率等 |

3.2.1.2 整体破损指标与局部破损指标

a 整体破损指标

(1)耗能加权指标

耗能加权指标(1997)^[50]用以下公式表示:

$$D_{Sk} = \frac{\sum_{i=1}^n D_i^k E_i^k}{\sum_{i=1}^n E_i^k} \quad (3.1)$$

式中： D_i^k 为第 k 层 i 处的局部破损；
 E_i^k 为第 k 层 i 处耗散的能量；
 n 为第 k 层考虑局部破损的部位的数。

$$D_g = \sum_{k=1}^N D_{Sk} I_k \quad (3.2)$$

式中： $I_k = \frac{N+1-k}{N}$ 为第 k 层的权数； N 为层数。

(2)最大软化指标

最大软化指标(1988)^[51]用下式表示：

$$\delta_M = 1 - \frac{T_0}{T_{\max}} \quad (3.3)$$

式中： T_0 为初始自振周期； T_{\max} 为等效线性体系的最大自振周期。

(3)Rodriguez-Aristizabal 指标

Rodriguez-Aristizabal(1994)^[52]指标表示为：

$$D_{rm} = \frac{\gamma \mu_m \delta_y}{T^* \lambda h} \quad (3.4)$$

式中： μ_m 为单调荷载作用下的最大整体位移延性系数； δ_y 为屈服位移。

对于规则的框架 $\gamma=1.5$ 。

结构的基本周期： $T^* = \frac{N}{\lambda}$

其中： γ 取决于结构的类型。对框架、框架-剪力墙结构，取 $\gamma=10$ ；对剪力墙结构，取 $\gamma=20$ 。

b 局部破损指标

(1)Park-Ang 指标

Park-Ang(1985)^[53]指标是最大变形和累计塑性应变能的线性组合。

$$D_{PA} = \frac{\Delta}{\Delta_u} + \beta \frac{\int dE_H}{F_y \Delta_u} \quad (3.5)$$

式中： Δ 为地震作用下达到的最大变形；

$\Delta_u = \theta_u \cdot L$ 为单调荷载下的极限变形， θ_u 为极限转动能力(%)；

β 为经验系数；

F_y 为计算的屈服强度；

$\int dE_H$ 为耗散的塑性应变能。

θ_u 的经验公式为：

$$\theta_u = 0.543(L/h)^{0.93} k_p^{(-0.27)} \rho_w^{0.48} n_0^{(-0.48)} f_c^{(-0.15)} \quad (3.6a)$$

$$\beta = \left[0.37n_0 + 0.36(k_p - 0.2)^{0.2} \right] \cdot 0.9\rho_w \quad (3.6b)$$

式中： L/h 为剪跨比；

ρ_w 为配箍率(ρ_w 小于 0.4% 时取 0.4%)；

k_p 为特征配筋率；

n_0 为轴压比(n_0 小于 0.05 时取 0.05)。

$$k_p = \frac{\rho_t f_y}{0.85 f_c}, \quad n_0 = \frac{N}{bh f_c}$$

(2) Chung, Meyer and Shinozuka 指标

Chung, Meyer and Shinozuka(1989)^[54]指标的表达式为：

$$D_{CMS} = \sum_i \left(\alpha_i^+ \frac{n_i^+}{N_i^+} + \alpha_i^- \frac{n_i^-}{N_i^-} \right) \quad (3.8)$$

式中： i 为位移或曲率水平；

$N_i = (M_i - M_{fi})/\Delta M_i$ 为曲率水平 i 导致破坏的循环周数；

n_i 为曲率水平 i 实际施加的循环周数；

α_i 破坏修正系数；

+, - 分别代表加载和卸载；

$\alpha_i^+ = \frac{\sum k_{ij}^+ \phi_i^+ + \phi_{i-1}^+}{n_i^+ k_i^+ 2\phi_i^+}$ ； $k_{ij}^+ = \frac{M_{ij}^+}{\phi_i^+}$ 为荷载水平 i 时第 j 循环的刚度；

$\bar{k}_i^+ = \frac{1}{N_i^+} \sum_{j=1}^{N_i^+} k_{ij}^+$ 为荷载水平 i 时 N_i^+ 循环的平均刚度。

$$M_{ij}^+ = M_{i1}^+ - (j-1)\Delta M_i^+。$$

(3) McCabe-Hall 指标

McCabe-Hall(1988)^[55]指标是单独把耗能作为参数的破损指标：

$$D_{MH} = \left(\frac{E_h^+ + E_h^-}{E_d} \right)^\eta + \left(\frac{E_h^+ + E_h^-}{E_d} \right)^\eta \quad (3.9)$$

式中： $E_h = F_y d_u (n_f)^{0.4}$ ；

$E_d = \mu_{ep} F_y d_y n_f$ 为耗散的塑性能，

其中： $\mu_{ep} = \mu_{k,u} (n_f)^{-0.6}$ 为等效塑性延性；

$\mu_{k,u}=d_u/d_y, n_f$ 为直到破坏的塑性循环周数。

20 世纪 80-90 年代末, 基于性能的抗震设计理念已经日趋成熟, 各种评价结构易损性的指标被众多学者提出。以上所述的各种破损指标比较单一, 总体说来有: 构件变形指标和能量耗散指标两大类。其中构件变形指标只描述了构件的破坏情况, 很难用于对框架的整体描述。能量耗散指标比较难以确定, 在实际抗震设计中难以实现。

本文在选取钢管混凝土框架的性能指标上选取了结构的层间位移角, 结构的层间位移角不仅可以描述结构整体位移的趋势, 而且能够显示出结构每层的变形情况。

3.2.2 钢管混凝土框架性能指标量化

根据地震作用下结构的破坏状态, 可以将结构的破坏状态划分为若干等级。建筑物地震破坏等级划分的标准是经过多次地震、反复实践逐步形成的。虽然目前国内外专家给出了许多建筑物破坏等级的划分方法和标准, 但是至今仍为形成统一的标准。

在建筑结构设计, 不同的设计参数对结构影响的方面不同, 结构的层间位移角将对以下三个方面具有重要的意义:

- (1) 结构的稳定性;
- (2) 建筑的整体性和各种非结构构件破坏的可能性;
- (3) 在地震作用期间及以后一段时间内人的舒适度。

过大的横向位移会产生严重的结构问题, 震害经验或理论研究证明, 层间位移角的大小和建筑破坏的可能性之间存在着非常明显的关系。层间位移角指标是进行结构抗震设计时关键的参数。

美国 FEMA356(2000)^[46] 中对于钢筋混凝土框架结构, 给出了对应于结构的立即使用、生命安全、防止倒塌性能水平时结构的性能指标-层间位移角限值分别为 1%、2% 和 4%。

FEMA273(1997)^[33] 在建议框架结构性能水平的层间位移角限值时, 将建筑物的变形状态分为振动过程变形和永久变形, 在振动过程变形中结构在立即使用、生命安全、防止倒塌性能水平时结构的层间位移角分别为 1/100、1/50、1/25; 在永久变形中结构在上述三个性能水平时结构的层间位移角分别为可忽略、1/100、1/25。

美国 SEAOC 的 Vision2000 委员会(Vision2000)^[10], 在建筑物基于性能的抗震工程中, 建议结构在不同性能水平下的层间位移角为没有破坏(1/500)、可修复(1/200)、不可修复(1/67)、严重破坏(1/40)。

我国建筑抗震规范中规定了框架在小震下要处于弹性阶段, 其层间位移角为

1/550；大震作用下结构不致于倒塌的层间位移角为1/50。

由此可以看出：钢筋混凝土框架结构可以修复的位移角范围约为1/100-1/200。

其中，FEMA356、Vision2000可修复位移角限值为1/200；FEMA273的可修复位移角限值是1/100。

因此，本文在考虑了结构的变形状态的同时，又考虑了抗震加固的造价后定义了钢管混凝土框架结构基于位移的抗震设计中性能指标-层间位移角限值的确定方法。首先对钢管混凝土框架构件破坏状态进行定义：构件轻微破坏：构件仅一端或两端屈服；构件严重破坏：构件有一端达到极限状态。钢管混凝土框架的抗震设计性能水平的定义如图3.1所示。

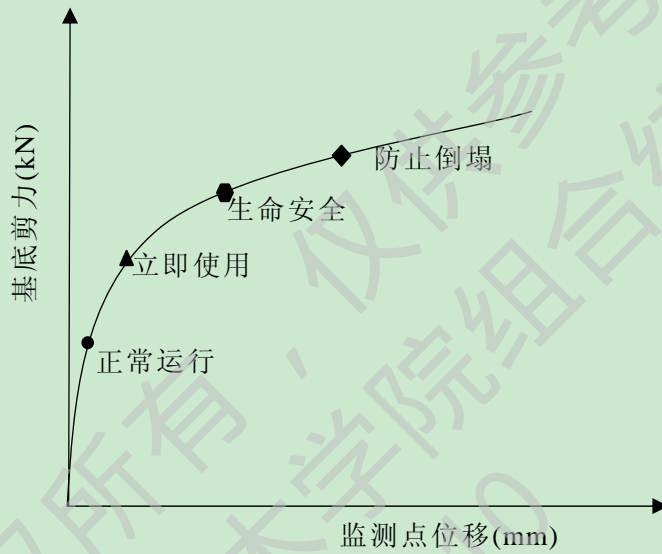


图 3.1 性能水平的定义

正常运行：

框架整体上完好无损，结构中柱未出现塑性铰、梁首次出现塑性铰。不影响结构的正常使用。

立即使用：

20%的承重构件发生轻微破坏，功能受扰，建筑物有轻微损伤，受损面积较大，非结构设施由于损伤或者缺乏电力供应无法使用，建筑物在重新使用之前结构构件需要少量修复，而非结构构件需要较大量的修复。

生命安全：

20%-50%的结构构件严重破坏，梁铰侧移机构、柱铰侧移机构或者混合机构开始形成，但结构还有一定的承载能力。功能受扰较严重，建筑物中度损伤，非结构设施无法继续使用，但不威胁到生命安全。结构可以修复，但费用较高，通常是不可行的。

防止倒塌：

50%以上的结构构件严重破坏，其中 50%以下的构件两端达到极限状态，承

载力开始下降。梁铰侧移机构、柱铰侧移机构或者混合机构形成并开始发展，且结构的功能严重受扰，建筑物损伤严重，非结构构件的失效和破坏对人的生命安全有很大的威胁，但竖向承重体系不致于倒塌，不会造成大量的人员伤亡。修复在技术上和经济上都是不可行的。

由以上对钢管混凝土框架结构的分析结果总结出结构各性能水平层间位移角限值，具体如表 3.6 所示。

表 3.6 结构性能水平

| 性能水平 | 人员安全与使用情况 | 层间位移角限值 |
|------|---------------------|---------|
| 正常运行 | 结构功能完整，人员安全。可以立即使用 | 1/550 |
| 立即使用 | 经过稍微维修就可使用 | 1/400 |
| 生命安全 | 结构发生严重破坏，但没有生命危险 | 1/250 |
| 防止倒塌 | 结构发生不可修复的破坏，但结构没有倒塌 | 1/50 |

3.3 本章小结

(1) 总结了目前国内外学者运用描述结构在地震过程中或以后一段时间内受损情况的破损指标，即整体破损指标和局部破损指标；

(2) 在总结各个指标特点的基础上本文提出钢管混凝土框架结构的性能指标选为结构的层间位移角。并根据第 2 章中对钢管混凝土柱-钢梁框架的静力弹塑性分析结果，建立了钢管混凝土框架结构的破坏状态等级和量化指标的关系；

(3) 最后提出了钢管混凝土框架基于位移的抗震设计中结构各性能水平时结构层间位移角限值的确定方法。

第 4 章 钢管混凝土框架结构的目标位移

为了实现钢管混凝土框架的抗震性能目标，就必须要将性能目标进行量化；建立合适的设计参数与性能目标之间的对应关系，确定一定的量化指标来衡量结构的抗震性能。钢管混凝土框架结构基于位移的抗震设计理念是由其框架的弹塑性性能实现的。框架在罕遇地震作用下已经进入弹塑性阶段，根据“强柱弱梁”的设计准则，可知梁先逐步屈服，刚度开始下降，后柱开始屈服。

本章主要总结了目前钢筋混凝土框架结构和钢框架结构的目标位移求解方法，并在此基础上提出钢管混凝土框架结构的目标位移求解方法。确定的结构目标位移为结构变形规则的确定奠定了基础。

目前对钢筋混凝土框架的框架节的变形规则研究较多，涉及到钢管混凝土框架结构的还比较少，本章在对两个钢管混凝土框架结构算例进行静力弹塑性分析的基础上，并取其层间位移角为设计指标，对钢管混凝土框架结构的框架节变形规则进行了探讨。

4.1 现有的结构目标位移计算方法总结

4.1.1 单自由度体系

(1) 替代结构法

20 世纪 70 年代，Sozen(1976)^[56]提出了替代结构法，该方法可以用于一个具有折减刚度和等效阻尼的弹性体系：

$$EI_e = \frac{EI_{cr}}{\mu} \quad (4.1)$$

式中：等效单自由度体系的周期为： $T_e = T\sqrt{\mu}$

$$\text{等效单自由度体系的阻尼比为：} \beta_e = 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.02$$

(2) 等效线性化方法

20 世纪 60 年代 Jacobsen 提出了等效线性化方法(1960)^[57]，该方法先将非弹性体系等效成具有等效刚度和等效粘滞阻尼比的弹性体系，然后进行结构体系的目标位移求解的一种简化近似方法。应用等效线性化方法估算结构的目标位移时，有两个关键问题需要解决：等效刚度的取值和等效阻尼比的取值。对于这两方面的研究目前主要有两种类型^[58-61]，以最大变形处割线刚度为等效刚度的等效线性化方法与基于优化割线刚度的等效线性化方法。

这两类方法主要有 Rosenblueth-Herrera法、Iwan-Coulomb法、Gülkan-Sozen法和Kowalsky法四种方法。其中，Rosenblueth-Herrera法是最先以最大变形处的割线刚度作为等效刚度的方法，并给出了基于简谐荷载和双线性滞回模型的等效阻尼比计算公式；Iwan-Coulomb法考虑了不同等效周期和等效阻尼比的组合对计算结果的影响，给出了满足误差最小的等效周期和等效阻尼比计算公式，是比较精确的方法。

(3) $R-\mu-T$ 关系法

20世纪60年代开始，美国，日本一些学者对单自由度体系进行弹塑性分析，得到了地震力折减系数 R ，位移延性系数与周期之间的关系。 $R-\mu-T$ 关系的简单形式即为等位移准则和等能量准则，由 Neamark 提出：

$$R = \sqrt{2\mu - 1}, \quad T \leq 0.3s \quad (4.2a)$$

$$R = \mu, \quad T > 0.3s \quad (4.2b)$$

20世纪90年代又有一些学者，代表的有 Krawinkler Vidic Chopra 等对此提出了更合理的建议，对上面的公式进行了修正，得出：

$$\mu = R \left\{ 1 + \left[(L_R - 1)^{-1} + \left(\frac{a}{R^b} + b \right) \left(\frac{T}{T_c} \right)^d \right]^{-1} \right\} \quad (4.3)$$

式中： $L_R = \frac{1}{R} \left(1 + \frac{R-1}{\alpha} \right)$ ；

α 为屈服后刚度系数；

a, b, c, d 为系数。

(4) 位移修正系数法

位移修正系数法可以直接公式(4.4)估算出单自由度体系的最大位移：

$$\Delta_i = C \cdot \Delta_e \quad (4.4)$$

式中： Δ_e 为相应弹性体系的最大位移；

C 为位移修正系数。

20世纪60年代 Veletsos 和 Newmark(1960)^[62]发现在长周期时，位移修正系数近似等于1。后来大量的学者对位移修正系数进行了以下两种思路的研究：

1) 直接统计位移修正系数

Miranda 采用264条地震记录，对单自由度体系的位移修正系数进行了分析，得出公式(4.4a)：

$$C = \left\{ 1 + \left[\frac{1}{\mu} - 1 \cdot \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right] \right\}^{-1} \quad (4.4a)$$

式中： μ 为位移延性系数； T 为体系的自振周期。

2) 根据 $R-\mu-T$ 关系来计算位移修正系数

$$C = \mu/R \quad (4.4b)$$

式中： R 为强度折减系数。

以上各种方法均适用于单自由度体系，替代结构法是用弹性体系来替代非弹性体系，即将多自由度体系等效成单自由度体系。具体思路是首先设计出结构的替代结构，计算结构的各个等效参数；再通过弹性位移谱得到结构各阶振型的位移，将各振型的位移通过 SRSS 组合得到结构的目标位移。

等效线性化方法与替代结构法相类似，同样需要计算出多自由度体系的等效参数，该方法的等效参数为等效刚度和等效粘滞阻尼比。这两种方法均为求解结构目标位移的近似方法。

$R-\mu-T$ 关系法引入地震力折减系数 R 、位移延性系数 μ 与周期 T 之间的关系，更准确地计算结构的目标位移，又经过修正，是目前计算单自由度体系比较精确的方法。

位移修正系数法主要是对由弹性体系计算出的目标位移进行修正，其修正系数由试验统计得出，具有一定的局限性，所以该方法不是很常用。

4.1.2 多自由度体系

(1) 直接基于位移法

直接基于位移的抗震设计首先确定结构的侧移模式，并按照结构动力学方法将多自由度体系转化为等效单自由度体系；然后由等效单自由度体系确定其地震位移反应，并根据侧移模式反算出原多自由度体系各楼层的侧移反应。由结构的模态分析结果可以得到结构的自振周期和相应的振型。将结构的第一振型曲线即 Y 方向整体平动作为其侧移模式。

结构的目标位移等于等效单自由度体系的等效位移。由结构动力学可知确定等效单自由度体系等效位移的方法：

$$\Delta_{\text{eff}} = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i} \quad (4.9)$$

式中： $\Delta_i = \frac{3\xi_i - \xi_i^3}{2} \Delta_t$ ，其中， Δ_t 为顶层侧移。

(2) 能力谱法

能力谱法是美国 ATC-40 采用的方法，其基本思想是，建立两条相同基准的谱线：一条是由荷载-位移曲线(Pushover Curve)转化成的能力谱线，另一条是由加速度反应谱转化的 ADRS 谱，把两条线放在同一个图上，两曲线的交点定为“目标位移”，将性能点所对应的位移与位移容许值进行比较，判断结构是否满足抗震要求。

将Pushover Curve转换为能力谱，每个点都需要转换，如图4.1中图(a)、(b)所示。从能力曲线上任一点的 V_i ， Δ_{roof} 转换到能力谱相应的点 S_{ai} ， S_{di} ，可采用以下的公式：

$$S_{a_i} = \frac{V_i/G}{\alpha_1} \tag{4.5a}$$

$$S_{d_i} = \Delta_{roof} / \gamma_1 X_{1,roof} \tag{4.5b}$$

式中： α_1 -第一振型质量参与系数；

γ_1 -第一振型参与系数；

$X_{1,roof}$ -第一振型顶点振幅。

振型参与系数如下定义：

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (m_i \varphi_{i1})]^2}{[\sum_{i=1}^N m_i][\sum_{i=1}^N (m_i \varphi_{i1}^2)]} \tag{4.6a}$$

$$\gamma_m = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \varphi_{im})}{\sum_{i=1}^N (m_i \varphi_{im}^2)} \tag{4.6b}$$

式中： γ_m -第m振型的振型参与系数；

m_i -i层的质量。

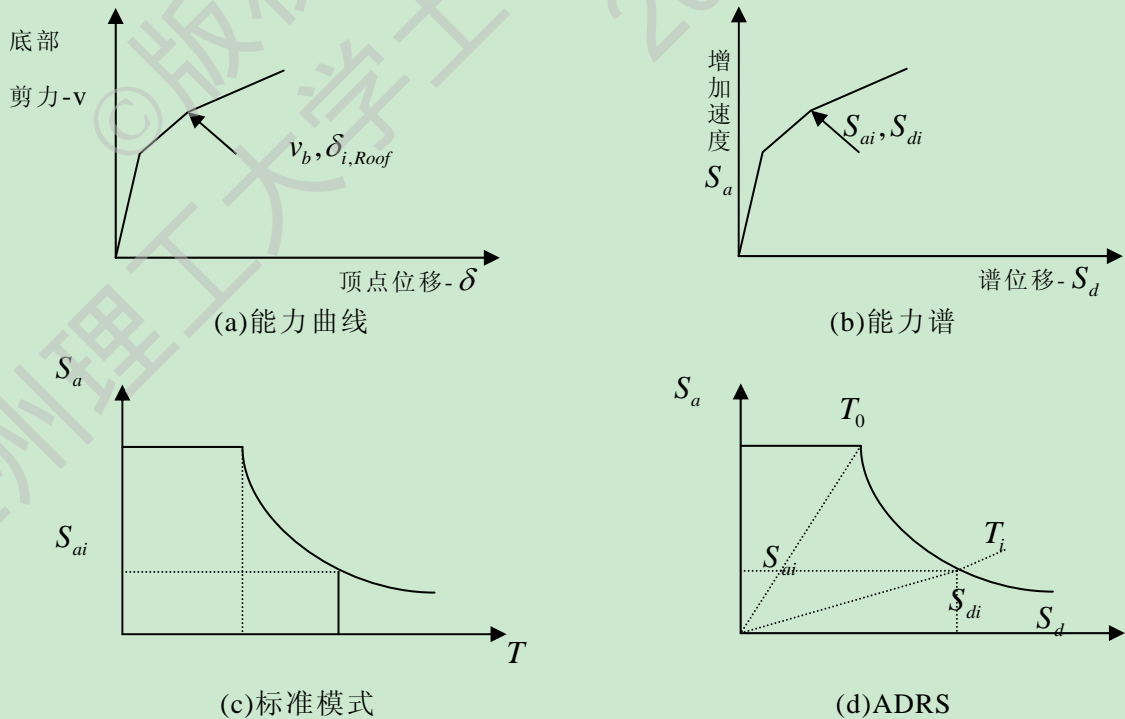


图4.1能力谱转换与反应谱转换

为建立加速度 - 位移反应谱 ADRS(Acceleration-Displacement Response Spectral)，按照ADRS格式，结构能力(pushover)曲线与需求谱都是以加速度反应谱-位移谱的坐标来绘制的。由标准的加速度反应谱(S_a - T 谱)转换为 S_a - S_d 谱，如图4.1中图(c)、(d)所示，便是ADRS谱。其关系式如下：

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (4.7)$$

标准的需求反应谱包含一组常量谱加速度和另一组谱速度；在周期 T_i 处的谱加速度和谱位移有如下的关系：

$$S_{a_i} g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (4.8a)$$

$$S_{d_i} = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (4.8b)$$

最后将这两条线放在同一个坐标中，两曲线的交点定为“目标位移”。

(3)多系数法

多系数法是 FEMA-356 推荐的方法，其基本思想是建立控制点的“目标位移”。控制点通常为结构的顶层，目标位移法的公式为：

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (4.10)$$

式中： T_e 建筑物在考虑的方向上有效基本周期，等效单自由度体系的周期；

C_0 为相关谱位移和可能的结构顶位移修正系数；

C_1 为短周期结构最大弹性变形与非弹性变形间修正因子；

C_2 为最大位移反应上滞回效果的修正系数；

C_3 为动力 P- Δ 效应位移增加修正系数；

S_a 为反应谱加速度，结构在考虑方向上有效基本周期和阻尼。

决定有效基本周期的公式为：

$$T_e = T \sqrt{\frac{K}{K_e}} \quad (4.11)$$

式中： T -弹性基本周期，用弹性动力分析确定；

K, K_e -结构弹性侧向刚度和结构有效侧向刚度。

K, K_e 的确定如图 4.2 所示。将荷载-位移曲线用双线性折线替代，初始刚度为 K ，在曲线上 0.6 倍屈服剪力处的割线刚度称为有效刚度 K_e 。

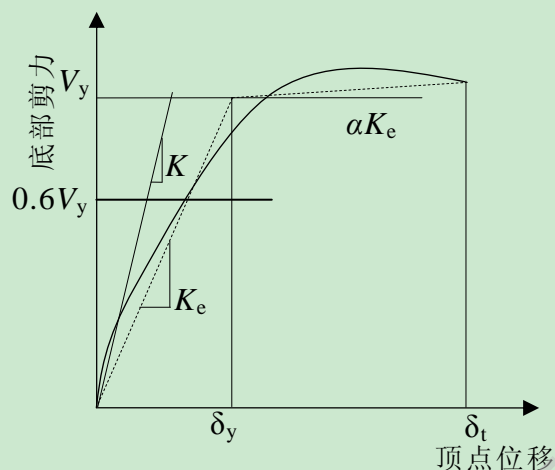


图 4.2 荷载-位移曲线和有效刚度的计算

系数 C_0 考虑了多自由度的顶点位移和等效单自由度体系位移之间的差异，可以按以下方法计算：

取控制点平面处的弹性第一振型参与系数值。

$$C_0 = X_1 r_1 = X_{1n} \sum_{i=1}^n X_{1i} G_i / \sum_{i=1}^n X_{1i}^2 G_i \quad (4.12)$$

式中： G_i - i 平面上的重量；

X_{1i}, X_{1n} - 第一振型 i 点和顶点平面上的振型相对位移；

b, 采用实际的结构沿高度方向的变形曲线，求控制点平面处的振型参与系数值。

c, 采用表中所列数值（假定第一振型为直线）

表 4.1 C_0 系数取值表

| 楼层数 | 1 | 2 | 3 | 5 | ≥ 10 |
|------|-----|-----|-----|-----|-----------|
| 修正系数 | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 |

系数 C_1 为最大非线性位移与由线弹性反应计算出的位移差异的修正系数。这个系数考虑到非线性位移反应与线性位移反应在控制点上的差异，FEMA-356 根据理论和试验资料，建议 C_1 按下式取值：

$$C_1 = 1.0 \quad T_e \geq T_g \quad (4.13a)$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1)T_0/T_e}{R} \quad T_e < T_g \quad (4.13b)$$

式中： T_g - 场地特征周期；

R - 弹性的计算内力与计算的屈服承载力的比值，由下式计算：

V_y - 用静力非线性分析计算的屈服承载力，荷载-位移曲线采用双线性曲线；

$$R = \frac{S_a}{V_y/G C_0} \cdot 1$$

G - 全部恒载和部分可变荷载组合值。

系数 C_2 可按表 4.2 取值。

表 4.2 C_2 取值表

| 地震作用水平 | $T = 0.1(s)$ | | $T \geq T_g(s)$ | |
|--------------|-----------------|-----|-----------------|-----|
| | 结构和构件承载力和刚度退化类型 | | | |
| | 1 | 2 | 1 | 2 |
| 50 年超越概率 50% | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 50 年超越概率 10% | 1.3 | 1.0 | 1.1 | 1.0 |
| 50 年超越概率 2% | 1.5 | 1.0 | 1.2 | 1.0 |

系数 C_3 为动力 $P-\Delta$ 效应放大系数，对屈服后具有正刚度的结构， $C_3=1$ ，屈服后具有负刚度的结构，按式 4.14 计算：

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (4.14)$$

直接基于位移法是目前常用的计算方法，该方法的主要思路是首先假定结构的第一振型曲线，即 Y 方向上的整体平动为结构的侧移模式；然后将多自由度体系转化成等效单自由度体系，并由此确定该体系的地震位移反应；最后根据结构的侧移模式反算出多自由度体系的侧移反应。此方法比较简单，但计算结构基本上符合实际情况，可以满足目前的抗震需求。

能力谱法的基础是对结构进行弹塑性分析，得出结构的能力曲线，即基底剪力-顶点位移曲线。再将能力曲线转化为能力谱与规范当中标准加速度-位移谱相比较，最后得出结构的目标位移。这种方法通常用于对现有建筑的抗震性能水平的评估。

在总结各种求解结构的目标位移方法特点的基础上，根据钢管混凝土框架结构的特点，本文在求解结构的目标位移时采用直接基于位移的方法，后采用能力谱法和时程分析法进行验证。

4.2 钢管混凝土框架结构目标位移的计算方法

4.2.1 基本假定

本文将采用直接基于位移的方法对结构进行抗震设计，前面通过对钢管混凝土柱-钢梁框架进行静力弹塑性分析，得到了框架的弹塑性侧移模式、能力曲线和结构的层剪力包络图。此时，再通过对钢管混凝土柱-钢梁框架结构的受力和变形特点进行分析，并推导出钢管混凝土框架结构屈服位移，即层间位移角的计算公式。

层间位移角与结构的性能水平紧密联系，本文将通过层间位移角限值和侧移模式确定结构的目标位移。确定层间位移角限值必须先求出结构的层间屈服位移

及层间屈服位移角。

在确定结构的层间屈服位移时可作以下假定：

(1) 在梁两端截面刚达到屈服强度时，沿钢梁长度的曲率分布与弯矩分布相同；

(2) 交于同一节点的各杆件杆端转角相同，其截面曲率也相同；

(3) 对“强柱弱梁”型框架，梁端截面先屈服，同一节点处柱端截面的曲率可取与其相邻的梁端截面的屈服曲率。

4.2.2 钢管混凝土框架结构层间屈服位移计算

由以上假定可知，在“强柱弱梁”型框架中，梁端截面先屈服，钢梁的截面屈服曲率为：

$$\phi(y) = \frac{M_y}{EI} \quad (4.15)$$

式中： M_y 为梁的弯矩承载力。

在水平地震作用下，结构的分析模型如图 4.3 所示。

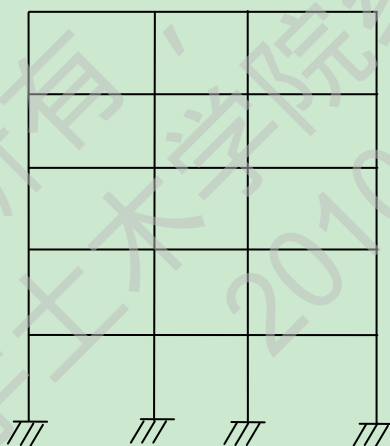


图 4.3 分析模型

首先取底层进行分析在图所示荷载作用下，梁 A_1B_1 所受弯矩分布如图 4.4 所示。框架结构需满足“强柱弱梁”的要求，故不妨假定梁 A_1 端首先屈服，且柱 D_1C_1 的 C_1 端曲率与 A_1 端保持一致，由公式知， C_1 端截面屈服曲率为：

$$\phi(y) = \frac{M_y}{EI}$$

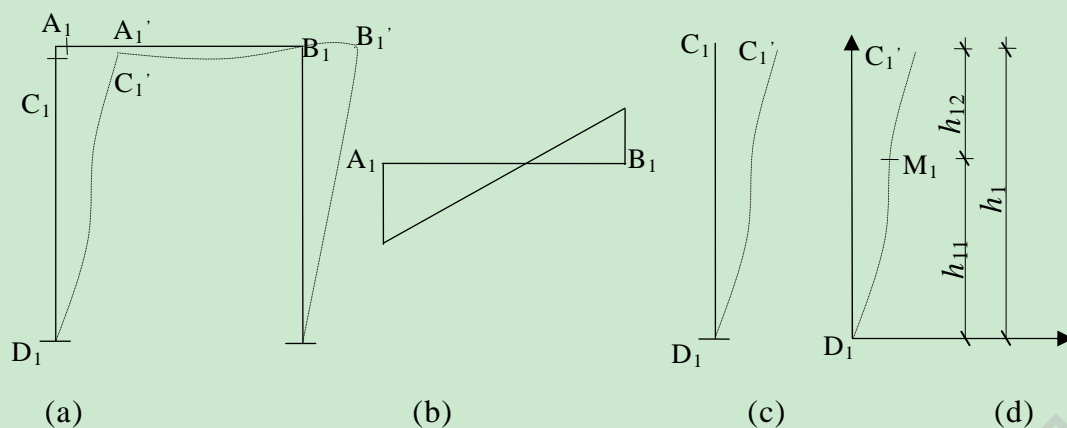


图 4.4 钢管混凝土框架结构底层层间屈服位移的计算

设柱 D_1C_1 变形后为曲线 D_1C_1' ，建立如图 4.4(d)所示的坐标系。在坐标系中， C_1' 点的曲率为 $\phi(y) = \frac{M_y}{EI}$ ， M_1 点为反弯点，高度为 h_{11} 。因为 M_1 点处 $M=0$ ，所以 $\phi=0$ ，又因 D_1C_1 柱上弯矩是线性分布的，根据曲率与弯矩之间的线性关系可得 D_1C_1 的曲率满足：

$$\text{当 } 0 < x \leq h_{11} \text{ 时: } \frac{h_{11} - x}{\phi(x)} = \frac{h_{11}}{\frac{7}{3}\phi(y)}$$

得出：

$$\phi(x) = \frac{7\phi(y)}{3h_{11}}(h_{11} - x) \quad (4.16a)$$

当 $h_{11} < x \leq h_1$ 时：

$$\phi(x) = \frac{\phi(y)}{h_{12}}(x - h_{11}) \quad (4.16b)$$

截面曲率的表达式为：

$$\phi(x) = \frac{y''}{[1 + (y')^2]^{\frac{3}{2}}} \quad (4.17)$$

所以

$$\text{当 } 0 < x \leq h_{11} \text{ 时: } \frac{7\phi(y)}{3h_{11}}(h_{11} - x) = \frac{y''}{[1 + (y')^2]^{\frac{3}{2}}}$$

$$\text{当 } h_{11} < x \leq h_1 \text{ 时: } \frac{\phi(y)}{h_{12}}(x - h_{11}) = \frac{y''}{[1 + (y')^2]^{\frac{3}{2}}}$$

忽略 $(y')^2$ ，并由初始条件： $y|_{x=0} = 0$ ， $y'|_{x=0} = 0$

解得方程的结果为：

$$\text{当 } 0 < x \leq h_{11} \text{ 时: } y = \phi(y) \left(\frac{7}{6}x^2 - \frac{7}{18h_{11}}x^3 \right) \quad (4.18a)$$

$$\text{当 } h_{11} < x \leq h_1 \text{ 时: } y = \frac{\phi(y)}{h_{12}} \left(\frac{x^3}{6} - \frac{h_{11}x^2}{2} \right) \quad (4.18b)$$

当 $x = h_1 = h_{11} + h_{12}$ 时， y 值即为层间屈服位移：

$$y(h_1) = \frac{\phi(y)}{h_{12}} \left(\frac{h_1^3}{6} - \frac{h_{11}h_1^2}{2} \right) \quad (4.19)$$

由于结构的上层与底层的初始条件不同，所以取第二层进行分析，如图 4.5 所示，

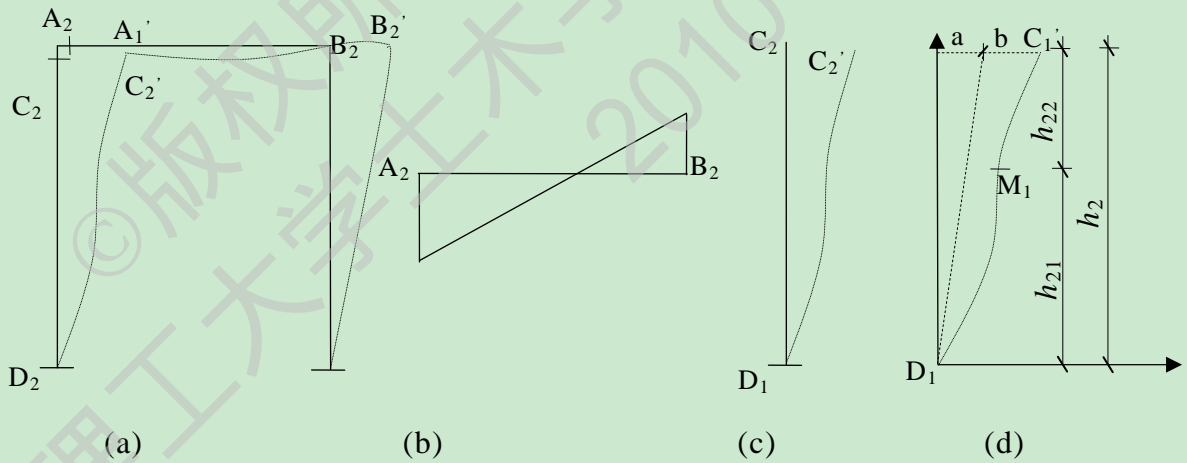


图 4.5 钢管混凝土框架结构第二层间屈服位移的计算

同理可以得出 D_2C_2 的曲率满足：

$$y'' = \frac{\phi(y)}{h_{22}}(x - h_{21}) \quad (4.20)$$

因为第一层顶端与第二层底端点处的曲线曲率相同，所以有式(4.22)，且该式也是方程(4.21)的初始条件。

$$y'|_{x=h_1} = \frac{\phi(y)}{h_{12}} \left(\frac{h_1^2}{2} - h_{11}h_1 \right) \quad (4.21)$$

另一个初始条件为 $y|_{x=0} = 0$

解得：

$$y = \frac{\phi(y)}{h_{22}} \left(\frac{x^3}{6} - \frac{h_{21}x^2}{2} \right) + \frac{\phi(y)}{h_{12}} \left(\frac{h_1^2}{2} - h_{11}h_1 \right) x \quad (4.22)$$

从而第二层层间屈服位移为：

$$y(h_2) = \frac{\phi(y)}{h_{22}} \left(\frac{h_2^3}{6} - \frac{h_{21}h_2^2}{2} \right) + \frac{\phi(y)}{h_{12}} \left(\frac{h_1^2}{2} - h_{11}h_1 \right) h_2 \quad (4.23)$$

综合分析得出：结构各层层间屈服位移与屈服位移角的计算公式为：

$$y(h_2) = \frac{\phi(y)}{h_{22}} \left(\frac{h_2^3}{6} - \frac{h_{21}h_2^2}{2} \right) + \frac{\phi(y)}{h_{12}} \left(\frac{h_1^2}{2} - h_{11}h_1 \right) h_2 \quad (4.24)$$

式中其余各参数如图 4.5 所示。

$$u(\xi) = \frac{1}{2} (3\xi - \xi^3) u_t \quad (4.25)$$

由结构的模态分析可以看出，结构的第一振型是沿比较弱的方向上的平动，即主要的振型，即以第一振型向量为准对位移进行修正是合理的。

以上公式的使用条件为结构各层同时进入屈服状态，显然，这种情况是不合理的，因此需要对层间屈服位移进行修正。首先确定结构的薄弱层，计算出该层的屈服层间位移，然后利用公式(4.25)计算出结构的顶点侧移，最后反算出结构各层的侧移。具体计算过程见第 5 章算例。

4.3 钢管混凝土框架节的变形规则

结构的变形规则是指结构的整体位移与构件变形的关系。在基于位移的抗震设计中，首先需要确定结构在地震作用下的目标位移，具体指标有：顶点侧移、层间位移、顶点位移角、层间位移角等等；然后按照结构变形规则，确定该目标位移下所对应的构件变形要求，如构件位移角，端部的塑性转角等等；最后对构件进行变形能力设计，使其变形能力满足变形要求，从而实现结构的基于性能的抗震设计。可见，将结构的整体位移转换为构件的局部变形是基于位移抗震设计的一个重要步骤，起着承前启后的作用。

在基于位移的抗震设计中，首先需要确定结构的目标位移，本文结构的目标位移为层间位移角，在确定其目标位移的基础上，将结构的层间位移角转化为构件的变形，从而对结构进行抗震设计^[21]。

在将结构的层间位移角转化为构件的变形过程中，用框架节来等效该层框架，将框架层间位移要求转化为框架节的侧移要求，通过研究框架节的屈服机制和弹塑性变性分布规律，建立框架节的侧移规则，从而得出框架节侧移与梁、柱变形

的转换关系。

4.3.1 典型钢管混凝土框架节的变形规则

基本假定：

- (1) 忽略梁柱的轴向变形。
- (2) 框架柱（钢管混凝土柱）截面的弯矩-曲率关系为三线性，如图 2.2 所示。
- (3) 框架梁（钢梁）截面的弯矩-曲率关系为双折线，如图 2.6 所示。

4.3.1.1 框架的层间位移与框架节的侧移

框架在地震作用下会发生一定的侧移，其结构的层间位移在很大程度上决定了结构在一定地震作用下的抗震性能，则每层的层间侧移可用本层的典型框架节的侧移来等效。框架节的侧移定义为节点上、下柱反弯点间的相对位移 Δ ；框架节的侧移角 θ 定义为 Δ 与上下柱反弯点间高度 h 之比，即：

$$\theta = \Delta / h \quad (4.26)$$

框架节的屈服侧移角可用以下公式计算：

$$y(h_2) = \frac{\phi(y)}{h_{22}} \left(\frac{h_2^3}{6} - \frac{h_{21}h_2^2}{2} \right) + \frac{\phi(y)}{h_{12}} \left(\frac{h_1^2}{2} - h_{11}h_1 \right) h_2 \quad (4.27)$$

式中各参数如前所述。

影响柱反弯点高度的主要因素是柱上下端的约束条件。当柱两端固定或两端转角相等时，反弯点在柱的中点；当柱两端约束刚度不相同，反弯点转向约束刚度较小的一端。本文在考虑柱两端约束刚度的基础上，确定每层柱的反弯点具体位置以计算框架节的屈服侧移。因为柱的反弯点位置与柱两端约束刚度有关，而影响柱两端约束刚度的因素有：结构总层数及该层所在位置、梁柱线刚度比、荷载形式、上层与下层梁刚度比和上下层层高变化^[63]。所以本文中底层和顶层框架中柱的反弯点位置将根据结构自身的参数算出。

框架节的侧移延性系数等于框架的层间位移延性系数 μ_δ ，所以框架节的侧移要求 Δ_u 为：

$$\Delta_u = \mu_\delta \Delta_y \quad (4.28)$$

框架结构每层的层间侧移可用本层的典型框架节的侧移来等效，其值等于该层上、下柱反弯点间的相对水平位移，如图 4.6 所示。

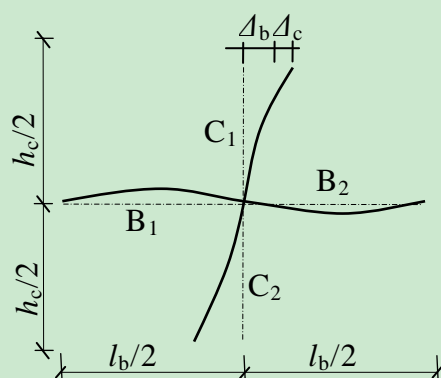


图 4.6 框架节侧移的组成部分

4.3.1.2 框架节侧移的组成部分

框架结构在水平力作用下的层间位移，由梁、柱和核心区的变形产生，如图 4.6 所示，框架节的侧移是弹性侧移和塑性侧移之和。弹性侧移包括梁、柱的弯矩变形的贡献和梁、柱、核心区的剪切变形的贡献；塑性侧移主要包括梁、柱的塑性变形和核心区的贡献。框架节侧移的具体组成部分如式所示。

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (4.29)$$

$$\Delta_y = \Delta_{by} + \Delta_c + \Delta_j \quad (4.30)$$

$$\Delta_p = \Delta_{bp} + \Delta_{cp} + \Delta_{jp} \quad (4.31)$$

式中： Δ_y 、 Δ_p 和 Δ_u 分别为框架节的屈服层间位移、塑性层间位移和极限层间位移；

Δ_c 和 Δ_j 分别为柱和核心区弹性变形产生的层间位移；

Δ_{bp} 、 Δ_{cp} 和 Δ_{jp} 分别为框架梁、柱和核心区塑性变形产生的层间位移；

Δ_{by} 和 Δ_y 分别为框架梁、柱屈服变形产生的位移。

钢管混凝土柱-钢梁框架结构中，梁、柱的剪切变形均比较小，主要是节点核心区剪切变形引起的框架节的位移角。在实际工程中，框架节点核心区垂直方向有钢相连，并且大部分节点两侧均有梁相连，梁对节点核心区的剪切变形有很大的约束作用。因此可以将节点核心区的变形归入梁的变形中。式(4.30)、(4.31)可以简化为下式：

$$\Delta_y = \Delta_{by} + \Delta_c \quad (4.32)$$

$$\Delta_p = \Delta_{bp} + \Delta_{cp} \quad (4.33)$$

4.3.1.3 框架节的变形规则

(1) 弹性阶段

根据“强柱弱梁”的设计要求可假定框架梁屈服时框架节屈服，屈服前框架节处于弹性阶段。钢管混凝土框架节在弹性阶段变形，其各个组成部分之间的比例与梁、柱的相对刚度、承载力和变形能力有关。考虑框架节点区的弯矩平衡，有：

$$\Sigma M_b = \Sigma M_c \quad (4.34)$$

而梁、柱端部弯矩与其位移角之间有如下关系

$$M = \frac{6EI}{L} \theta \quad (4.35)$$

式中， M 为梁或柱端弯矩； EI 为梁或柱刚度； L 为构件长度； θ 为构件的位移角。

定义梁、柱线刚度比为：

$$\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b} \quad (4.36)$$

则梁、柱的位移角之间的关系为：

$$\theta_c = \beta \theta_b \quad (4.37a)$$

$$\Delta_c = \beta \Delta_b \quad (4.37b)$$

(2) 塑性阶段

框架节的塑性变形比较复杂，存在不同的屈服机制，然而不同的屈服机制决定了梁、柱塑性变形对框架节变形的贡献大小。研究表明： η_c 是影响框架屈服机制的重要因素，也影响着塑性变形在梁和柱之间的分配比例。

在目前的抗震设计规范中，“大震不倒”是结构抗震设防的目标之一，为控制框架在大震时的屈服机制，在进行框架设计时柱的压弯承载力验算时，将内力组合所得的设计值乘以一个提高系数进行调整，该系数称为 η_c ，可以用式表示。

$$\eta_c = \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \quad (4.38)$$

为了确定框架层间位移与各个构件变形之间的比例关系，本文引入了塑性变形分布因子的概念，定义柱的变形与梁的变形对框架节塑性侧移的贡献之比为塑性变形分布因子，用 λ_p 表示，

$$\lambda_p = \frac{\Delta_{cp}}{\Delta_{bp}} \quad (4.39)$$

以下通过对 6 个钢管混凝土框架节的弹塑性分析，详细探讨了框架节的塑性变形分布因子 λ_p 与 η_c 、框架节的侧移延性系数 μ_δ 的关系。

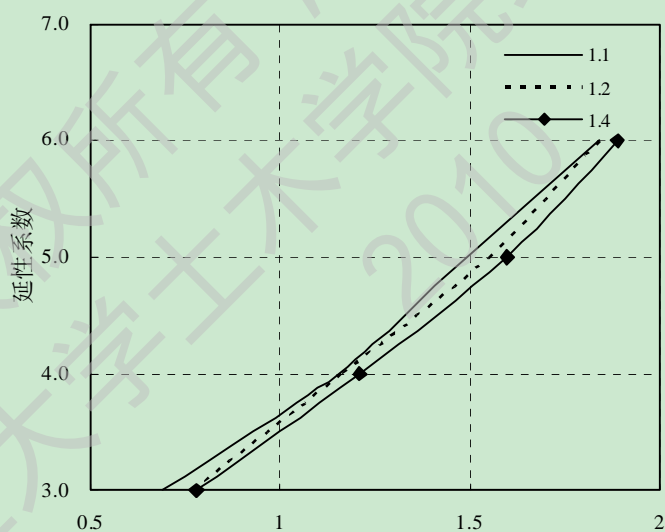
框架节的结构参数如表 4.3 所示。表中各个框架节的跨度均为 9.0m，高度为 3.9m。

表 4.3 各框架节构件参数

| 节点 | 柱截面(mm) | 梁截面(mm) | M_c (kN.m) | M_b (kN.m) | η_c |
|------|---------|---------------|--------------|--------------|----------|
| 节点 1 | 600×16 | 700×350×15×28 | 2982.61 | 2812.88 | 1.1 |
| 节点 2 | 600×16 | 700×300×15×28 | 2982.61 | 2463.7 | 1.2 |
| 节点 3 | 600×16 | 700×300×13×24 | 2982.61 | 2148.46 | 1.4 |
| 节点 4 | 600×18 | 700×350×17×30 | 3341.30 | 3013.55 | 1.1 |
| 节点 5 | 600×18 | 700×350×16×27 | 3341.30 | 2760.75 | 1.2 |
| 节点 6 | 600×18 | 700×350×10×24 | 3341.30 | 2374.79 | 1.4 |

根据前面所述：框架节弹性阶段变形在梁、柱上的分布主要与梁、柱的线刚度比有关，按梁、柱的线刚度比进行分布；塑性阶段变形分布则主要与框架节的强柱系数和位移延性系数有关。

本章节利用 SAP2000 有限元软件建立如表 4.3 所示的 6 个框架节点，分别对这 6 个框架节延性系数为 3.0、4.0、5.0、6.0 时进行了弹塑性变形分析。结果如表 4.4 所示，将表 4.4 中的数据绘制成相应的曲线如图 4.7 所示。


 图 4.7 框架节 $\lambda_p - \mu_\delta - \eta_c$ 关系

从图 4.7 中可以看出：强柱系数越大，塑性变形影响因子越小；对于相同强柱系数的框架节，所达到的延性系数越高，则塑性变形分布因子越大，反映出随着框架节所达到的延性水平升高，框架柱的塑性变形在整个塑性变形中的比例也在上升，上升的幅度随着强柱系数的提高幅度减小。

表 4.4 框架节塑性阶段变形分布规则

| 节点 | $\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$ | ϕ_{by} | Δ_y | μ_δ | Δ_u | Δ_p | Δ_{bp} | Δ_{cp} |
|----------------------|---|-------------|------------|--------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 节点 1 $\eta_c=1.1$ | 0.4211 | 0.0054 | 0.0137 | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0162 | 0.0112 |
| | | | | 4.0 | 0.0548 | 0.0411 | 0.0191 | 0.022 |
| | | | | 5.0 | 0.0685 | 0.0548 | 0.0257 | 0.0332 |
| | | | | 6.0 | 0.0822 | 0.0685 | 0.0241 | 0.0444 |
| 节点 2 $\eta_c=1.2$ | 0.3839 | 0.0054 | 0.0137 | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0155 | 0.0119 |
| | | | | 4.0 | 0.0548 | 0.0411 | 0.019 | 0.0221 |
| | | | | 5.0 | 0.0685 | 0.0548 | 0.0215 | 0.0333 |
| | | | | 6.0 | 0.0822 | 0.0685 | 0.0241 | 0.0444 |
| 节点 3 $\eta_c=1.4$ | 0.3216 | 0.0054 | 0.0137 | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0154 | 0.012 |
| | | | | 4.0 | 0.0548 | 0.0411 | 0.0186 | 0.0225 |
| | | | | 5.0 | 0.0685 | 0.0548 | 0.0211 | 0.0337 |
| | | | | 6.0 | 0.0822 | 0.0685 | 0.0237 | 0.0448 |
| 节点 4 $\eta_c=1.1$ | 0.3224 | 0.0061 | 0.0155 | 3.0 | 0.0465 | 0.031 | 0.0158 | 0.0152 |
| | | | | 4.0 | 0.062 | 0.0465 | 0.0188 | 0.0277 |
| | | | | 5.0 | 0.0775 | 0.062 | 0.0215 | 0.0405 |
| | | | | 6.0 | 0.093 | 0.0775 | 0.0244 | 0.0531 |
| 节点 5 $\eta_c=1.2$ | 0.2958 | 0.0061 | 0.0155 | 3.0 | 0.0465 | 0.031 | 0.0156 | 0.0154 |
| | | | | 4.0 | 0.062 | 0.0465 | 0.0184 | 0.0281 |
| | | | | 5.0 | 0.0775 | 0.062 | 0.0213 | 0.0407 |
| | | | | 6.0 | 0.093 | 0.0775 | 0.0242 | 0.0533 |
| 节点 6 $\eta_c=1.4$ | 0.2898 | 0.0061 | 0.0155 | 3.0 | 0.0465 | 0.031 | 0.0149 | 0.0161 |
| | | | | 4.0 | 0.062 | 0.0465 | 0.0178 | 0.0287 |
| | | | | 5.0 | 0.0775 | 0.062 | 0.0206 | 0.0414 |
| | | | | 6.0 | 0.093 | 0.0775 | 0.0235 | 0.0540 |

在上述分析的基础上，对塑性变形影响因子与位移延性系数、强柱系数三者之间的关系进行了回归分析，得出以下公式：

$$\mu_\delta = 2.1049 \ln(\lambda_p) + 2.8276 \quad (4.39)$$

4.3.1.4 算例

框架节的变形规则表述了框架整体的侧移与构件变形之间的关系。假设框架

节的跨度为 9.0m，高度为 3.9m。构件的具体参数如表 4.5 所示， η_c 分别取 1.1、1.2、1.4，框架节的侧移侧移延性系数 μ_δ 分别取 3.0、4.0、5.0、6.0。通过结构侧移规则求得梁、柱塑性侧移贡献和目标位移角。具体的计算结果如表 4.6、4.7 所示。

表 4.5 各框架节构件参数

| 节点 | 柱截面(mm) | 梁截面(mm) | M_c (kN.m) | M_b (kN.m) | η_c |
|------|---------|---------------|--------------|--------------|----------|
| 节点 1 | 500×14 | 650×320×13×22 | 2099.6 | 1937.8 | 1.1 |
| 节点 2 | 500×14 | 650×300×13×20 | 2099.6 | 1704.99 | 1.2 |
| 节点 3 | 500×14 | 600×300×14×19 | 2099.6 | 1506.3 | 1.4 |

1)弹性阶段的变形

由前节所知：框架节的屈服位移由公式(4-26)计算所得，其在弹性阶段的变形按梁柱的线刚度比进行分配，钢管混凝土柱的刚度按福建省工程建设标准 DBJ13-51-2003(2003)中所规定的计算方法，具体数据如表 4.6 所示。

表 4.6 框架节弹性阶段变形分布计算结果

| 节点 | M_y (kN.m) | ϕ_{by} (1/mm) | $\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$ | Δ_{by} (m) | Δ_c (m) | Δ_b (m) |
|------|--------------|--------------------|---|-------------------|----------------|----------------|
| 节点 1 | 1937.8 | 0.0058 | 0.4745 | 0.0153 | 0.0034 | 0.0187 |
| 节点 2 | 1704.99 | 0.0058 | 0.4183 | 0.0153 | 0.0034 | 0.0187 |
| 节点 3 | 1506.3 | 0.0063 | 0.3403 | 0.0153 | 0.0021 | 0.0174 |

2)塑性阶段的变形

塑性阶段的变形分布如表 4.7 所示。

由以上计算可以看出：本文提出的钢管混凝土框架结构中等效的框架节侧移计算分为两个阶段，即弹性阶段和塑性阶段。弹性阶段过程中框架的层间侧移也就是该章节所述的等效框架侧移完全是根据梁柱线刚度比例分配的。塑性过程中，根据框架的位移延性系数和墙柱系数计算出框架塑性位移在梁、柱上分配的比例，最终计算出梁柱在框架层间侧移上的贡献。

表 4.7 框架节塑性阶段变形分布规则

| 节点 | | μ_δ | λ_p | Δ_{cp} | Δ_{bp} |
|------|--------------|--------------|-------------|---------------|---------------|
| 节点 1 | $\eta_c=1.1$ | 3.0 | 0.979 | 0.0185 | 0.0189 |
| | | 4.0 | 0.979 | 0.0278 | 0.0283 |
| | | 5.0 | 0.812 | 0.0335 | 0.0413 |
| | | 6.0 | 0.683 | 0.038 | 0.0556 |
| 节点 2 | $\eta_c=1.2$ | 3.0 | 0.979 | 0.0185 | 0.0189 |
| | | 4.0 | 0.94 | 0.0272 | 0.0289 |
| | | 5.0 | 0.812 | 0.0335 | 0.0413 |
| | | 6.0 | 0.686 | 0.038 | 0.055 |
| 节点 3 | $\eta_c=1.4$ | 3.0 | 0.979 | 0.0172 | 0.0176 |
| | | 4.0 | 0.871 | 0.0243 | 0.0279 |
| | | 5.0 | 0.757 | 0.03 | 0.04 |
| | | 6.0 | 0.683 | 0.035 | 0.0517 |

4.3.2 特殊类型钢管混凝土框架节变形分布规则

框架结构中除了典型的框架节以外，还存在几种特殊的框架节类型，如有边框架节、底层框架节等。下面将着重介绍这两种特殊类型的框架变形分布规则。

4.3.2.1 特殊类型框架节的形式

两种特殊类型的框架节具体分布情况如图 4.8 所示。

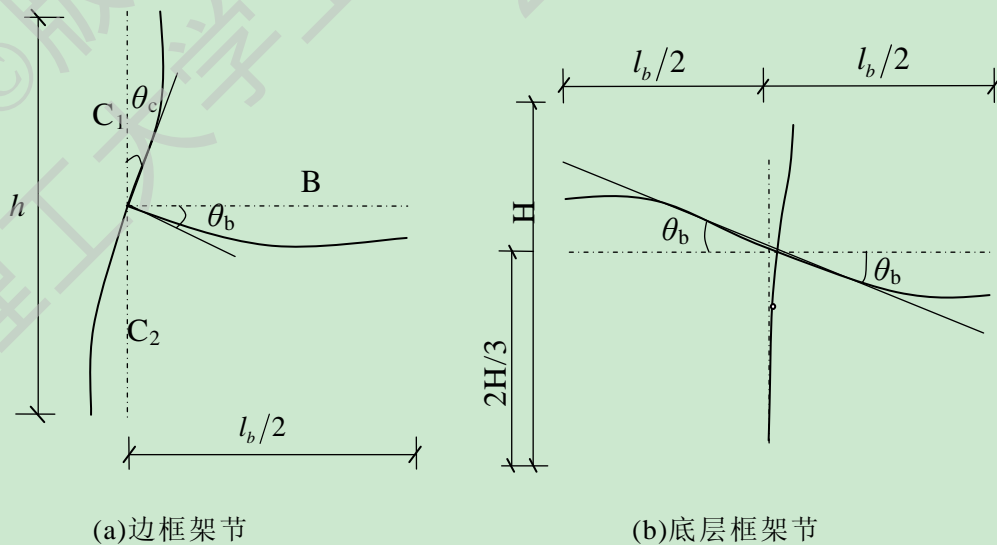


图 4.8 特殊类型框架节

4.3.2.2 特殊框架节变形分布规则

与典型的框架节类似，三种特殊类型的框架节变形分布规则同样分为两个阶段：弹性阶段和塑性阶段。弹性阶段时框架节中梁、柱变形在框架节整体侧移中所占比例按梁、柱线刚度比进行分配。塑性阶段时，考虑到 λ_p 、 μ_δ 和 η_c 对其变形的影响，以 6 个节点进行分析，最后将得出的数据进行回归分析，得到 λ_p - μ_δ - η_c 之间的关系，即塑性阶段特殊类型框架节的变形分布规则。

(1) 弹性阶段

此阶段框架节变形分布规则与梁柱的线刚度有关，以下将对这两种不同的框架节分别进行分析，

1) 边框架节

因为边框架节只有一侧有梁，所以由节点区弯矩平衡得到：

$$2\Sigma M_c = \Sigma M_b \quad (4.40)$$

梁柱线刚度比定义如上，即可得出：

$$\theta_c = 1/2\beta\theta_b \quad (4.41)$$

2) 底层框架节

底层框架节与典型框架节相似，只是柱的反弯点不同，所以由节点区弯矩平衡得到：

$$\Sigma M_c = \Sigma M_b \quad (4.42)$$

梁柱线刚度比定义如上，即可得出：

$$\theta_c = \beta\theta_b \quad (4.43)$$

(2) 塑性阶段

两种特殊类型的框架节构件参数如表 4.3 所示，表中各个框架节的跨度均为 9.0m，高度为 3.9m。同样分别对这 6 个框架节延性系数为 3.0、4.0、5.0、6.0 时进行了弹塑性变形分析。边框架节、底层框架节和顶层框架节塑性阶段变形分析结果分别如表 4.8 和 4.9 所示。并将个表中的数据汇成相应的曲线如图 4.9 所示。

从图 4.9 可见：边框架节 λ_p - μ_δ - η_c 的关系趋势与典型框架节类似，强柱系数越大，塑性变形影响因子越小。对于相同强柱系数的框架节，所达到的延性系数越高，则塑性变形分布因子越大，反映出随着框架节所达到的延性水平升高，框架梁逐步退出塑性变形的贡献。底层框架节由于底层柱的反弯点偏上，致使节点下部柱的计算长度缩短，并且在分析过程中底层柱比梁先出现塑性铰，因而增加了梁在塑性阶段的变形贡献。

表 4.8 边框架节塑性阶段变形分布规则

| 节点 | $\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$ | ϕ_{by} | Δ_y | μ_δ | Δ_u | Δ_p | Δ_{bp} | Δ_{cp} |
|----------------------|---|-------------|------------|--------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 节点 1 $\eta_c=1.1$ | 0.4211 | 0.0054 | 0.0137 | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0147 | 0.0127 |
| | | | | 4.0 | 0.0548 | 0.0411 | 0.0228 | 0.0183 |
| | | | | 5.0 | 0.0685 | 0.0548 | 0.031 | 0.0238 |
| | | | | 6.0 | 0.0822 | 0.0685 | 0.0375 | 0.0310 |
| 节点 2 $\eta_c=1.2$ | 0.3839 | 0.0054 | 0.0137 | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0065 | 0.021 |
| | | | | 4.0 | 0.0548 | 0.0411 | 0.0146 | 0.0265 |
| | | | | 5.0 | 0.0685 | 0.0548 | 0.0228 | 0.032 |
| | | | | 6.0 | 0.0822 | 0.0685 | 0.031 | 0.0375 |
| 节点 3 $\eta_c=1.4$ | 0.3216 | 0.0054 | 0.0137 | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0143 | 0.0131 |
| | | | | 4.0 | 0.0548 | 0.0411 | 0.0225 | 0.0186 |
| | | | | 5.0 | 0.0685 | 0.0548 | 0.0307 | 0.0241 |
| | | | | 6.0 | 0.0822 | 0.0685 | 0.0406 | 0.028 |
| 节点 4 $\eta_c=1.1$ | 0.3224 | 0.0061 | 0.0155 | 3.0 | 0.0465 | 0.031 | 0.0158 | 0.0152 |
| | | | | 4.0 | 0.062 | 0.0465 | 0.025 | 0.0215 |
| | | | | 5.0 | 0.0775 | 0.062 | 0.0341 | 0.0279 |
| | | | | 6.0 | 0.093 | 0.0775 | 0.0457 | 0.0318 |
| 节点 5 $\eta_c=1.2$ | 0.2958 | 0.0061 | 0.0155 | 3.0 | 0.0465 | 0.031 | 0.0157 | 0.0153 |
| | | | | 4.0 | 0.062 | 0.0465 | 0.0249 | 0.0216 |
| | | | | 5.0 | 0.0775 | 0.062 | 0.0341 | 0.0279 |
| | | | | 6.0 | 0.093 | 0.0775 | 0.0498 | 0.0277 |
| 节点 6 $\eta_c=1.4$ | 0.2898 | 0.0061 | 0.0155 | 3.0 | 0.0465 | 0.031 | 0.0158 | 0.0152 |
| | | | | 4.0 | 0.062 | 0.0465 | 0.0251 | 0.0214 |
| | | | | 5.0 | 0.0775 | 0.062 | 0.0345 | 0.0275 |
| | | | | 6.0 | 0.093 | 0.0775 | 0.0512 | 0.0263 |

表 4.9 底层框架节塑性阶段变形分布规则

| 节点 | $\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$ | ϕ_{by} | Δ_y | μ_δ | Δ_u | Δ_p | Δ_{bp} | Δ_{cp} |
|----------------------|---|-------------|------------|--------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 节点 1 $\eta_c=1.1$ | 0.4211 | 0.0054 | 0.0137 | 2.0 | 0.0274 | 0.0137 | 0.008 | 0.0057 |
| | | | | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0155 | 0.0119 |
| 节点 2 $\eta_c=1.2$ | 0.3839 | 0.0054 | 0.0137 | 2.0 | 0.0274 | 0.0137 | 0.0099 | 0.0038 |
| | | | | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0177 | 0.0097 |
| 节点 3 $\eta_c=1.4$ | 0.3216 | 0.0054 | 0.0137 | 2.0 | 0.0274 | 0.0137 | 0.0109 | 0.0028 |
| | | | | 3.0 | 0.0411 | 0.0274 | 0.0187 | 0.0087 |
| | | | | 4.0 | 0.0548 | 0.0411 | 0.0227 | 0.0184 |
| 节点 4 $\eta_c=1.1$ | 0.3224 | 0.0061 | 0.0155 | 2.0 | 0.031 | 0.0155 | 0.0076 | 0.0079 |
| | | | | 2.44 | 0.0378 | 0.0223 | 0.012 | 0.0104 |
| 节点 5 $\eta_c=1.2$ | 0.2958 | 0.0061 | 0.0155 | 2.0 | 0.031 | 0.0155 | 0.0091 | 0.0064 |
| | | | | 2.7 | 0.0419 | 0.0264 | 0.0156 | 0.0107 |
| 节点 6 $\eta_c=1.4$ | 0.2898 | 0.0061 | 0.0155 | 2.0 | 0.031 | 0.0155 | 0.0121 | 0.0034 |
| | | | | 3.0 | 0.0465 | 0.031 | 0.0181 | 0.0129 |

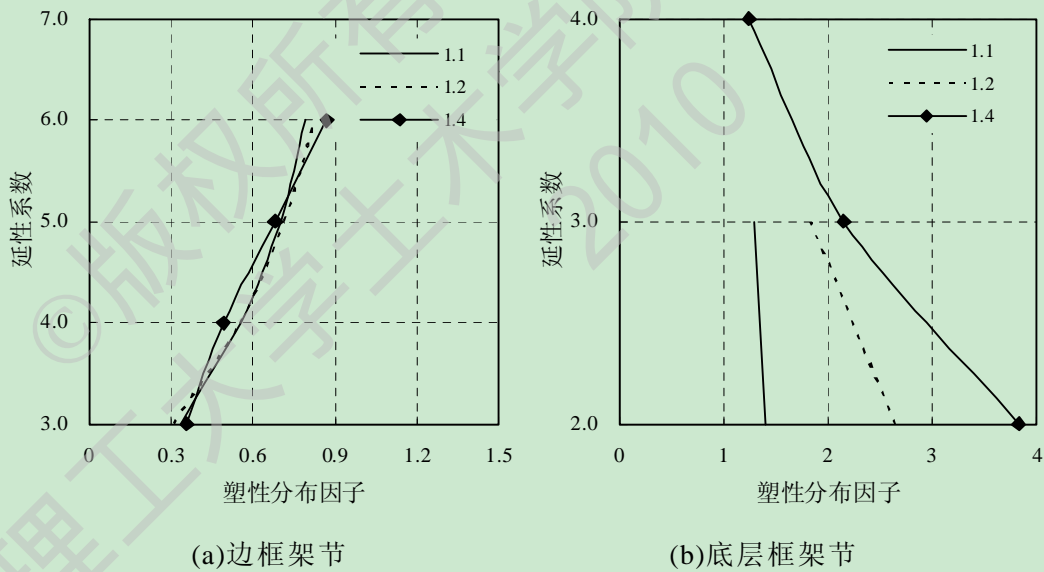


图 4.9 框架节 $\lambda_p-\mu_\delta-\eta_c$ 关系

4.4 本章小结

本章在总结已有的求解结构的目标位移方法的基础上，由第 2 章对两个钢管混凝土框架结构的弹塑性分析结果，提出了钢管混凝土框架结构的目标位移求解方法。

- (1) 总结了国内外现有的求解结构目标位移的方法，分为单自由度体系和多

自由度体系两种情况，并综述了各种方法的特点及使用性；

(2) 提出用典型的钢管混凝土框架节侧移来等效该层的层间位移，并利用力、位移平衡准则分析了钢管混凝土框架节弹性和塑性阶段的变形分布规则；

(3) 用利用 SAP2000 有限元软件进行了框架节模拟，结果表明钢管混凝土框架节在弹性阶段变形按梁、柱线刚度比分配到梁、柱构件上。钢管混凝土框架节在塑性阶段变形考虑到塑性变形影响因子，将框架层间位移分布到梁、柱构件，同时考虑到此时柱是否屈服，即分为两种情况。

第5章 钢管混凝土框架基于位移的抗震设计方法

基于位移的抗震设计方法是实现结构性能化抗震设计的有效途径。本章节在介绍基于力和基于位移的抗震设计原理的基础上，比较完整地建立了钢管混凝土框架结构基于位移的抗震设计方法及其设计步骤。通过实例说明了钢管混凝土框架结构的设计全过程，并且采用时程分析对设计结果进行了验证。

5.1 基于位移的抗震设计方法

5.1.1 基于位移的抗震设计方法的基本原理

结构设计的基本原理指解决结构设计基本问题的思路。按照设计所采用的控制参数，结构的抗震设计原理大致可以分为：基于承载力设计和基于位移的设计。从结构的设计方法来看，基于承载力的设计和基于位移设计又可分为确定性方法和以概率理论为基础的可靠度方法。

(1) 基于承载力的抗震设计原理

基于力的抗震设计方法是以结构强度满足受力要求为目标来进行设计。目前，这种方法被包括我国在内的大多数国家的抗震规范所采用。结构应包含能够提供足够承载力、刚度和耗能能力的完整抗侧向力和竖向力体系，以便在规定的地震作用效应和变形界限内，抗御相应于抗震设防地震的设计地震加速度。所以，基于承载力的抗震设计将相应的地震作用转化为水平力作用于结构，然后把地震水平力与其它荷载相组合进行结构的设计，最后验证结构在大震作用下的变形是否满足要求。

一般情况下，应允许在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

将地震作用化作水平力作用于结构时通常采用两种方法计算结构的地震水平力：即底部剪力法、振型分解反应谱法^[64]。

概括起来，基于承载力的抗震设计方法的步骤为：

第一步：估算结构的弹性周期 T_e ；

第二步：在相应的弹性加速度反应谱中根据弹性周期 T_e 计算出对应的谱加速度；

第三步：利用相应的公式计算出结构的基底剪力；

第四步：将第三步中计算得到的结构基底剪力与其他荷载进行组合，最后进行截面配筋计算。

基于承载力的抗震设计方法应用比较广泛，目前，不少国家的建筑抗震规范中都采用此方法进行结构的抗震设计的。该方法计算简单，基本可以满足结构“小震不坏、中震可修”的要求，但是不能保证“大震不倒”的要求。另外，基于承载力的抗震设计由于计算误差较大容易造成浪费。

(2) 基于位移的抗震设计原理

基于位移的抗震设计方法利用结构的位移-层间位移角作为控制参数进行结构的抗震设计，将结构的抗震性能目标用位移要求来表达，根据框架所处场地和地震烈度可以得到框架的位移要求。

框架位移能力与地震地面运动对框架位移要求的比值称为“ C/D ”比，它是在很大程度上决定着框架的性能。可用式来表示框架位移能力于位移要求之间的关系：

$$\psi C = \gamma D \quad (5.1)$$

式中： C 和 D 分别表示位移能力和位移要求； ψ 为考虑位移能力的调整系数； γ 为与性能目标相对应的位移要求调整系数。

基于位移的抗震设计中有以下两个关键问题需要解决：

第一，结构侧移模式的确定；

在确定结构的侧移形状之前，通常将先计算出结构的目标位移，即结构的顶点位移或最大层间位移。本文采用层间位移角作为基于位移的抗震设计中的设计参数，所以先计算出结构的最大层间位移角。然后根据侧移形函数来确定结构的侧移模式。

本文研究的钢管混凝土框架结构的弹性阶段和弹塑性侧移模式基本相同，均呈剪切型。

第二，结构目标位移的确定；

结构的目标位移与结构的破损指标关系密切，影响着结构的性能水平，它是结构在一定地震作用水平下，结构达到相应的性能水平时结构所发生的最大位移角。在计算结构目标位移时，采用本文第四章中提出根据结构变形和力平衡准则的计算方法。

5.1.2 钢管混凝土框架基于位移的抗震设计步骤

第一步：确定建筑物抗震性能目标

- (1)确定建筑物所在的场地条件、地震设防水准；
- (2)根据建筑物的类型确定结构的性能目标；
- (3)确定结构性能目标对应的量化指标值。

第二步：对结构进行初步设计

- (1)确定建筑物的平面、立面布置及所用材料等级；

(2)确定结构及构件的尺寸。

第三步：确定框架的目标位移-层间位移角；

由本文第 3 章中所述的钢管混凝土框架性能量化指标，确定该结构的目标位移。

第四步：将结构的整体位移转化为构件的位移。

按照顶层、标准层和底层不同的转化公式进行计算，最终确定结构构件的变形。

5.2 算例分析与验证

5.2.1 钢管混凝土-钢梁框架

本章节算例参数按照第 2 章中算例一、二进行计算，其框架布置图如 5.1 所示，详细说明基于位移的抗震设计的方法与步骤。框架的布置图如图 5.1 所示，构件参数如表 2.1、2.2 所示。

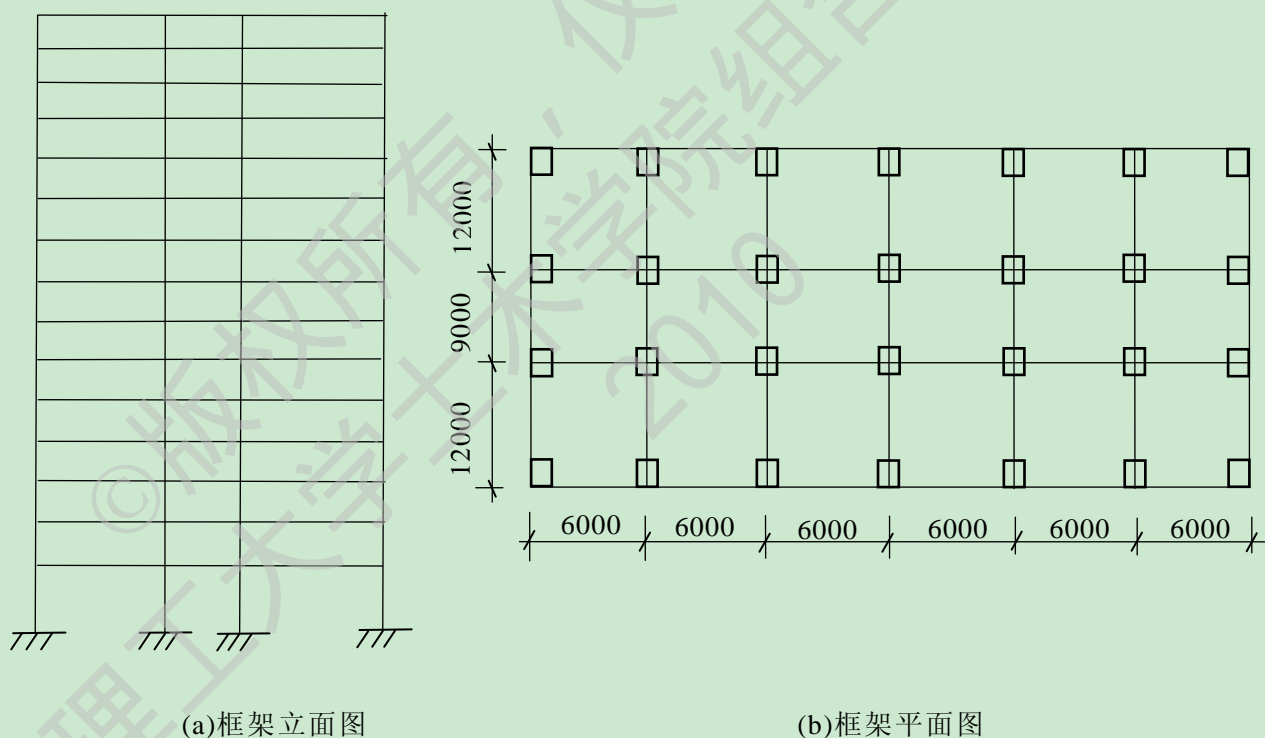


图 5.1 框架布置图

设计过程如下：

(1) 确定建筑物抗震性能目标

建筑物抗震性能目标是基于位移的抗震设计需要解决的首要问题，因为只有确定了建筑物的性能目标才能确定建筑物处于某一性能水平时，结构的量化指标限值。因该建筑为第一类建筑，所处场地类别为 III 类，设计地震分组为第三组，所以根据本文第 3 章中对建筑物性能目标的规定可以得知该建筑的性能目标如表

5.1 所示。

表 5.1 结构性能目标

| 地震水平 | 结构的性能水平 | 层间位移角限值 |
|------|---------|---------|
| 多遇地震 | 正常运行 | 1/550 |
| 偶遇地震 | 立即使用 | 1/400 |
| 正常地震 | 生命安全 | 1/250 |
| 罕遇地震 | 防止倒塌 | 1/50 |

(2) 结构基本参数的确定

根据结构的平面、立面布置，构件的基本尺寸与荷载资料，计算框架的重力荷载、地震水平作用。

(3) 确定框架的目标位移-层间位移角

按照第 4 章中所述的求解框架的位移要求的方法计算框架的目标位移，假定结构的薄弱层位于变截面处以及上下两层，本算例为 4、5、6 层，层间屈服位移为 0.0125m。所以该层的侧移为 52.56mm，进而求得顶层的侧移 109.18mm。为具体求解过程如表 5.2 所示。

表 5.2 框架的位移要求

| 楼层 | 高度(m) | z/H | 结构侧移(mm) | 层间屈服位移(mm) |
|----|-------|----------|----------|------------|
| 1 | 3.6 | 0.066667 | 10.90183 | 10.90183 |
| 2 | 7.2 | 0.133333 | 21.7066 | 10.80477 |
| 3 | 10.8 | 0.2 | 32.31728 | 10.61068 |
| 4 | 14.4 | 0.266667 | 42.63681 | 10.31953 |
| 5 | 18 | 0.333333 | 52.56815 | 9.931338 |
| 6 | 21.6 | 0.4 | 62.01424 | 9.44609 |
| 7 | 25.2 | 0.466667 | 70.87804 | 8.863799 |
| 8 | 28.8 | 0.533333 | 79.06249 | 9.000005 |
| 9 | 32.4 | 0.6 | 86.47056 | 7.40797 |
| 10 | 36 | 0.666667 | 93.00519 | 6.534625 |
| 11 | 39.6 | 0.733333 | 98.56932 | 5.564131 |
| 12 | 43.2 | 0.8 | 103.0659 | 4.4966 |
| 13 | 46.8 | 0.866667 | 106.3979 | 3.000032 |
| 14 | 50.4 | 0.933333 | 108.4683 | 2.000008 |
| 15 | 54 | 1 | 109.18 | 0.7117 |

(4) 将结构的整体层间位移转化为构件的位移

根据结构的力平衡和位移平衡准则，除底层柱反弯点取距基底 0.7 倍层高外，

其余各层均取各层柱的中点。梁的反弯点均取梁跨的中点，详细的计算结果如表 5.3 所示。将各个框架节中梁柱构件的变形与相应的地震作用水平相结合转化为构件的承载力设计，最后得出各个构件的具体参数。

5.2.3 验证

5.2.3.1 能力谱法

结构的验证采用 SAP2000 分析程序对按上述步骤设计的钢管混凝土框架结构进行静力弹塑性分析。分析中构件弹塑性性能采用集中塑性铰模拟，如图 5.2 所示。框架梁为考虑弯矩作用的 P-M₃ 铰，框架柱为考虑轴力-弯矩相互作用的 P-M-M 相关铰。

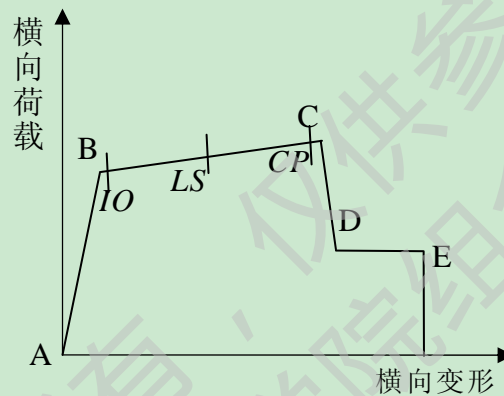


图 5.2 结构中的塑性铰力-位移曲线

首先对结构施加相当于重力的竖向荷载，然后施加侧向力对结构进行 pushover 分析，得到结构的能力曲线，如图 5.3 所示。

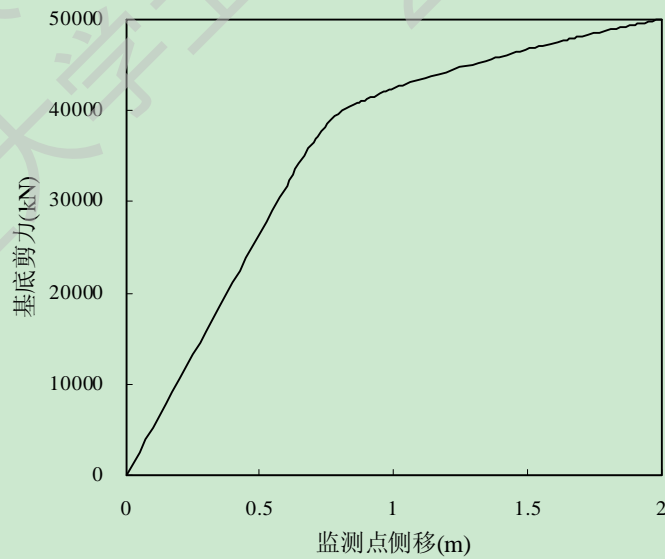


图 5.3 结构的能力曲线

表 5.3 框架构件变形

| | | 框架节 | | KJ-1 | KJ-2 | KJ-3 | KJ-5 | KJ-6 | KJ-7 | | |
|------|---|---|---------------|---------------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 所在楼层 | 弹性阶段 | $\Delta_y(m)$ | | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | | |
| | | $\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$ | | 0.1586 | 0.1813 | 0.1813 | 0.1813 | 0.1813 | 0.1586 | | |
| | | $\Delta_c(m)$ | | 0.0014 | 0.0014 | 0.0014 | 0.0014 | 0.0014 | 0.0014 | | |
| | | $\Delta_{by}(m)$ | | 0.0056 | 0.0056 | 0.0056 | 0.0056 | 0.0056 | 0.0056 | | |
| | 塑性阶段 | η_c | | 2.2 | 2.2 | 2.2 | 2.2 | 2.2 | 2.2 | | |
| | | μ_δ | 3.0 | Δ_{cp} | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | |
| | | | | Δ_{bp} | 0.0641 | 0.0641 | 0.0641 | 0.0641 | 0.0641 | 0.0641 | |
| | | 4.0 | Δ_{cp} | 0.0319 | 0.0319 | 0.0319 | 0.0319 | 0.0319 | 0.0319 | | |
| | | | Δ_{bp} | 0.0629 | 0.0629 | 0.0629 | 0.0629 | 0.0629 | 0.0629 | | |
| | | 5.0 | Δ_{cp} | 0.0474 | 0.0474 | 0.0474 | 0.0474 | 0.0474 | 0.0474 | | |
| | | | Δ_{bp} | 0.0711 | 0.0711 | 0.0711 | 0.0711 | 0.0711 | 0.0711 | | |
| | | 标准层 (8) | 弹性阶段 | $\Delta_y(m)$ | | 0.009 | 0.009 | 0.009 | 0.009 | 0.009 | 0.009 |
| | $\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$ | | | 0.2962 | 0.1693 | 0.1693 | 0.1693 | 0.1693 | 0.2962 | | |
| | $\Delta_c(m)$ | | | 0.0036 | 0.0034 | 0.0034 | 0.0034 | 0.0034 | 0.0036 | | |
| | $\Delta_{by}(m)$ | | | 0.0054 | 0.0056 | 0.0056 | 0.0056 | 0.0056 | 0.0054 | | |
| | 塑性阶段 | | η_c | | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | |
| | | | μ_δ | 3.0 | Δ_{cp} | 0.0094 | 0.0094 | 0.0094 | 0.0094 | 0.0094 | 0.0094 |
| | | | | | Δ_{bp} | 0.0086 | 0.0086 | 0.0086 | 0.0086 | 0.0086 | 0.0086 |
| | | | 4.0 | Δ_{cp} | 0.0172 | 0.0172 | 0.0172 | 0.0172 | 0.0172 | 0.0172 | |
| | | | | Δ_{bp} | 0.0098 | 0.0098 | 0.0098 | 0.0098 | 0.0098 | 0.0098 | |
| 5.0 | | | Δ_{cp} | 0.0265 | 0.0265 | 0.0265 | 0.0265 | 0.0265 | 0.0265 | | |
| | | | Δ_{bp} | 0.0095 | 0.0095 | 0.0095 | 0.0095 | 0.0095 | 0.0095 | | |
| 底层 | | | 弹性阶段 | $\Delta_y(m)$ | | 0.011 | 0.011 | 0.011 | 0.011 | 0.011 | 0.011 |
| | $\beta = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$ | | | 0.237 | 0.1354 | 0.1354 | 0.1354 | 0.1354 | 0.237 | | |
| | $\Delta_c(m)$ | | | 0.0014 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.0014 | | |
| | $\Delta_{by}(m)$ | | | 0.0096 | 0.006 | 0.006 | 0.006 | 0.006 | 0.0096 | | |
| | 塑性阶段 | η_c | | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | | |
| | | μ_δ | 3.0 | Δ_{cp} | 0.0114 | 0.0114 | 0.0114 | 0.0114 | 0.0114 | 0.0114 | |
| | | | | Δ_{bp} | 0.0106 | 0.0106 | 0.0106 | 0.0106 | 0.0106 | 0.0106 | |

| | | | | | | | | | |
|--|---|-----|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 段 | 4.0 | Δ_{cp} | 0.021 | 0.021 | 0.021 | 0.021 | 0.021 | 0.021 |
| | | | Δ_{bp} | 0.012 | 0.012 | 0.012 | 0.012 | 0.012 | 0.012 |
| | | 5.0 | Δ_{cp} | 0.1032 | 0.0324 | 0.0324 | 0.0324 | 0.0324 | 0.0324 |
| | | | Δ_{bp} | 0.1478 | 0.0116 | 0.0116 | 0.0116 | 0.0116 | 0.0116 |

将荷载-位移曲线转化为能力谱曲线，按照第 4 章中叙述的能力谱计算过程进行转化。

按 ATC-40 给定的方法将结构的能力曲线转化成能力谱曲线与标准的加速度-位移曲线相比较，其两条曲线的交点为结构的性能目标点。由图 5.4 可以看出该结构性能点所对应的位移明显低于结构的屈服位移。

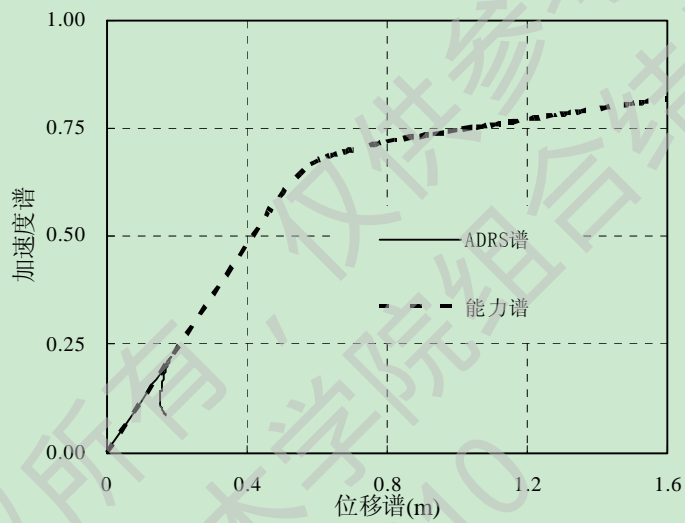


图 5.4 结构的能力谱

结构中塑性铰发展的情况代表了结构进入弹塑性或完全塑性阶段，构件屈服以及破坏的程度，从结构的塑性铰出现顺序和分布情况可以看出结构的薄弱层，本算例的塑性铰出现顺序和分布如图 5.5 所。

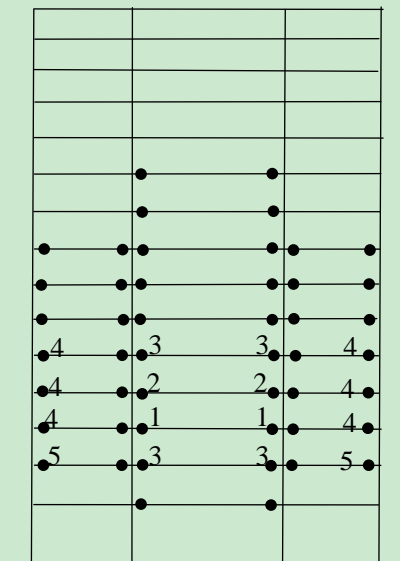


图 5.5 结构的塑性铰分布

由图可以看出：结构的侧移特点、层间位移角分布和塑性铰分布基本符合分析的结论，结构的位移和变形满足要求。采用基于位移的设计方法可以保证结构在罕遇地震作用下达到预期的性能要求。

5.2.3.2 时程分析法验证

时程分析法是目前模拟结构的在地震作用下反应的最有效的方法之一，我国的《建筑工程抗震性态设计通则》^[65]中对于地震加速度时程的选择也进行了相关建议，在对进行结构时程分析时，首先应选取合适的地震波。地震加速度时程曲线应采用实际得到的记录和人工模拟的加速度记录。根据要求，选取地震波应遵守以下几条基本原则^[66]：

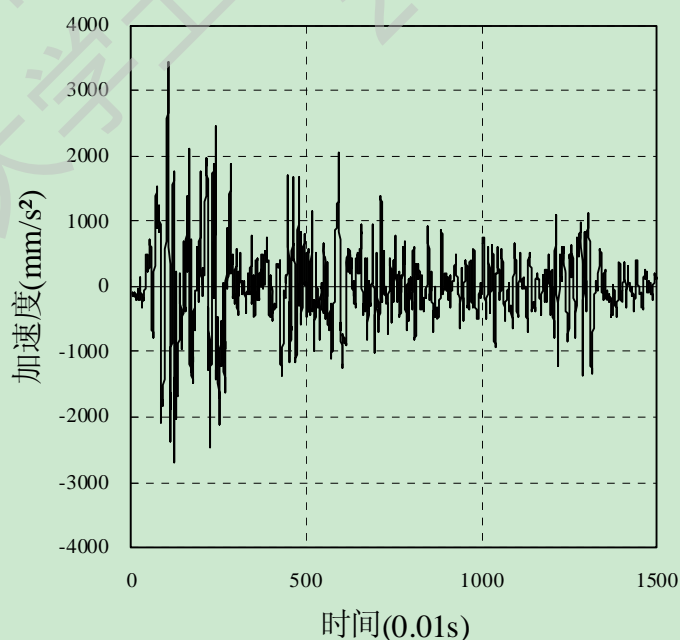
(1) 应按建筑场地类别和设计地震分组的相关参数选用不少于两组天然波和一组人工波；

(2) 地震波持续时间不宜小于12s，一般可取结构基本自振周期的5-10倍，地震波数值化时距可取0.01s或0.02s；

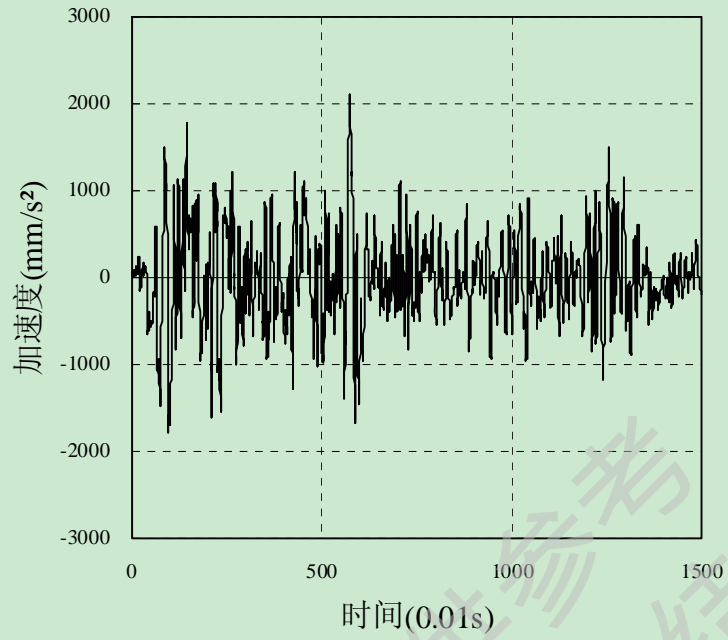
(3) 地震波的最大加速度应根据抗震设防烈度确定。

(4) 弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的80%。

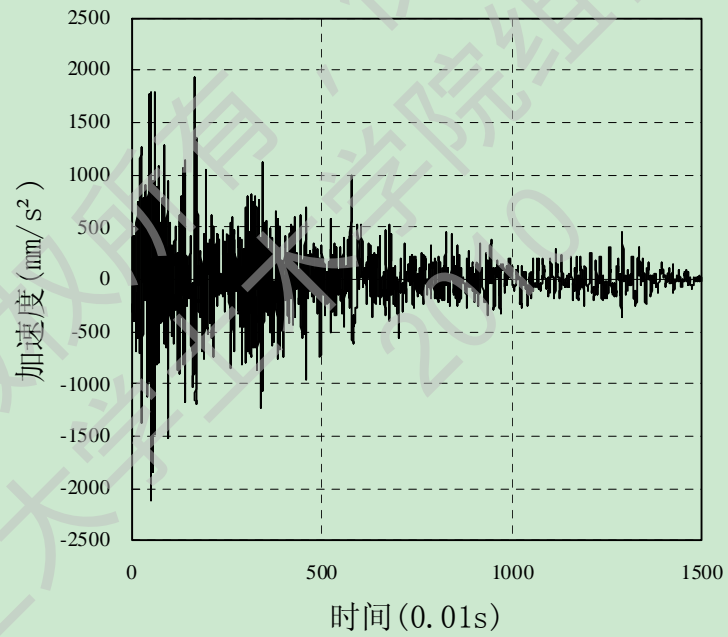
(5) 在进行结构弹塑性动力时程分析前，首先使用弹性时程分析方法，通过上述的振型分解反应谱法基底剪力的“下限”要求来确定下一步弹塑性动力时程分析的地震波，避免地震波选取的随意性。本章节选取的地震加速度时程为：



(a)ELNS

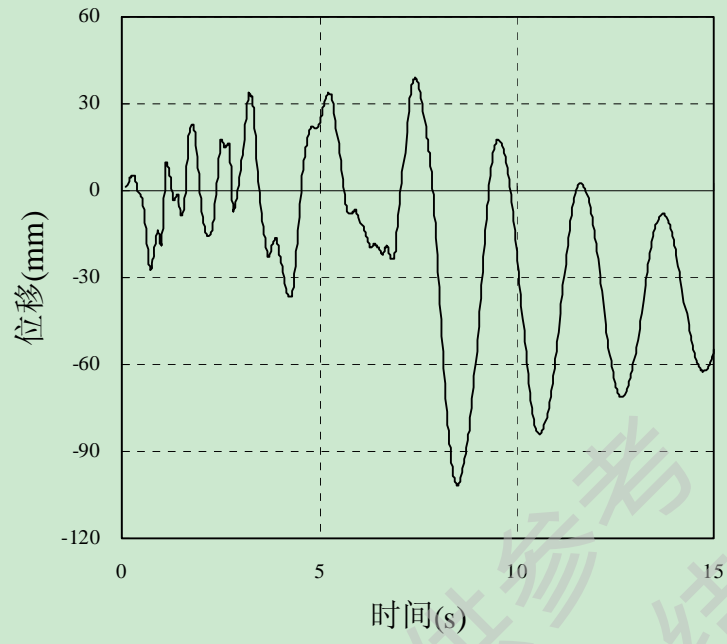


(b)ELSW

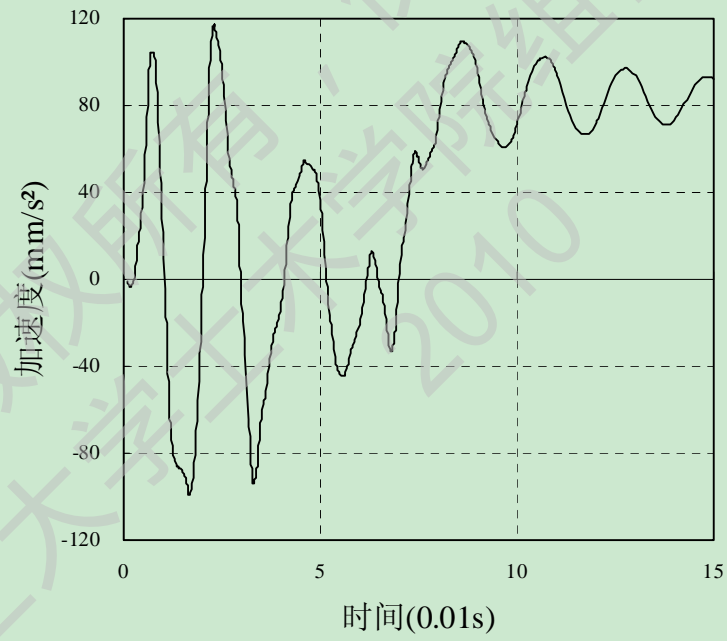


(c)ELVV

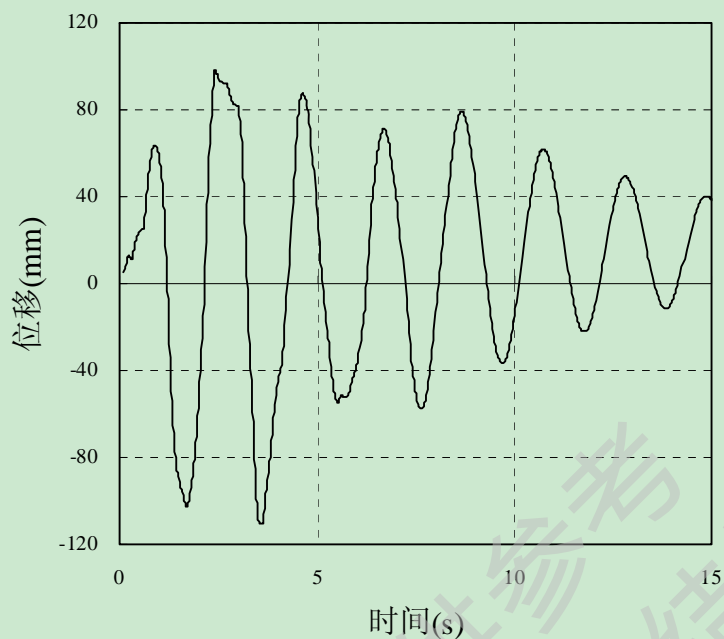
图5.7 选取的地震波图



(a)ELNS



(b)ELSW



(c)ELVV

图5.8 结构检测点位移响应

结构的时程反应通常有：最大总位移包络；层间位移角包络；梁柱的最大延性要求；最大塑性铰转角包络；最大层剪力包络等等。本算例中。提取了结构监测点（顶点）的位移响应，如图 5.8 所示。同时将顶点达到最大位移时的结构侧移和层间位移角汇成曲线与本文计算的目标位移曲线，如图 5.9、5.10 所示。

图5.8中均存在结构在偏离中心点的位置开始震荡，这是由地震后结构的残留位移造成的，表明了结构的非弹性特征。

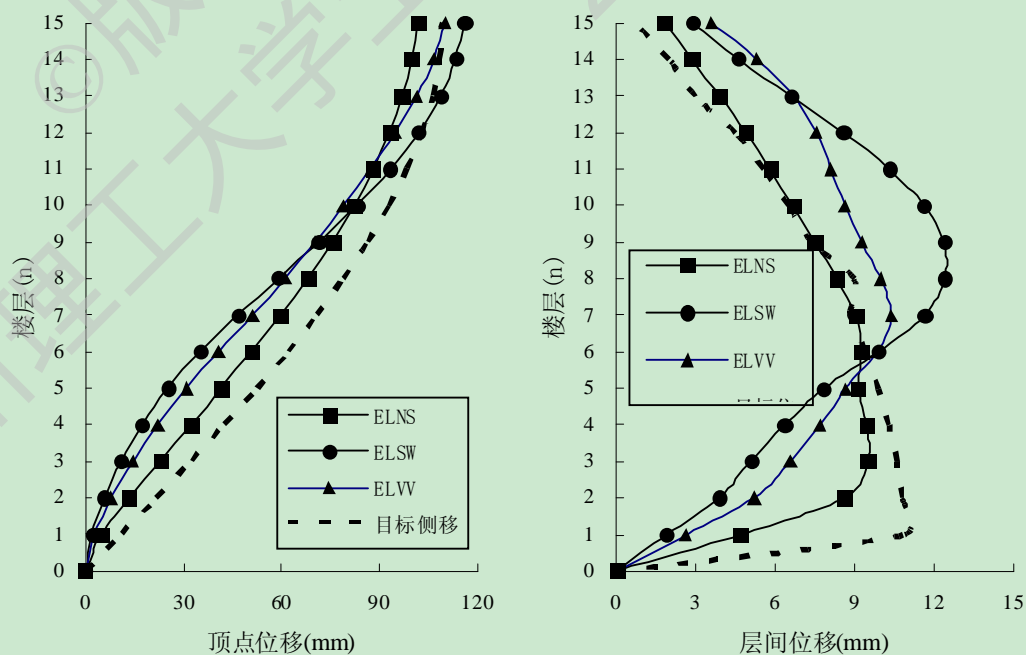


图 5.9 方钢管混凝土框架的位移要求比较

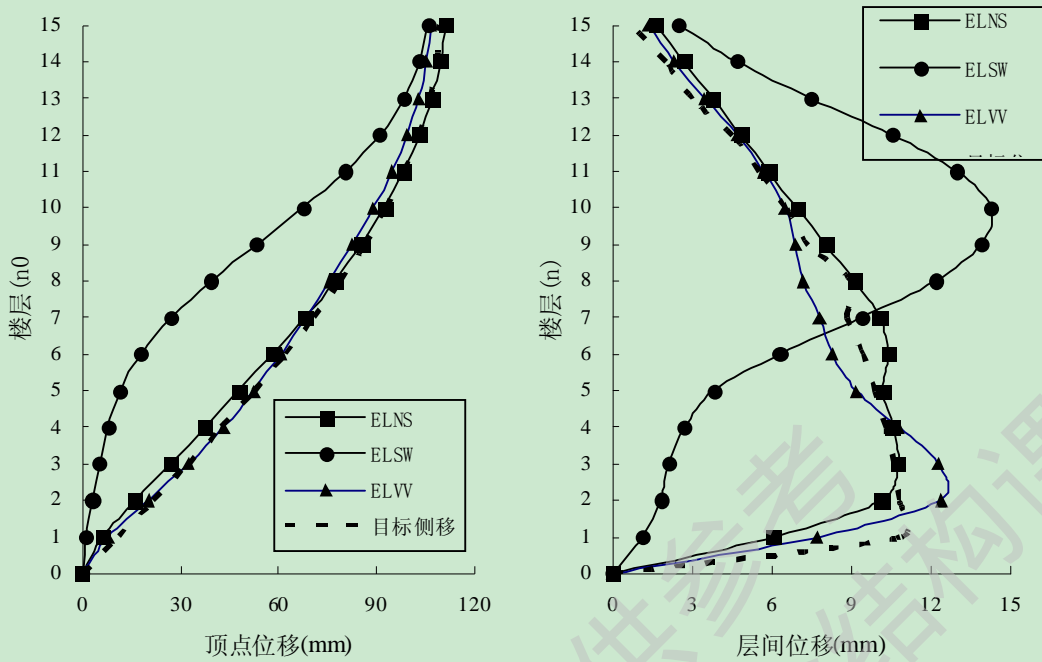


图 5.10 圆钢管混凝土框架的位移要求比较

将框架在各种地震作用下弹塑性时程分析所得的结构的侧移模式和层间位移角与本文提出的基于位移的抗震设计所得的曲线相比较，如图 5.8。由此可以看出：基于位移的抗震设计可以满足结构在地震作用下的位移要求，进而能够保证结构“大震不倒”的抗震要求。

5.3 本章小结

本章在叙述基于位移的抗震设计原理的基础上，系统地描述了钢管混凝土框架结构基于位移的抗震设计方法和步骤，基于位移的抗震设计方法是实现结构性能化抗震设计的有效途径。

(1) 通过对一方/圆钢管混凝土框架进行基于位移的抗震设计，说明了钢管混凝土框架结构的设计全过程，并且采用能力谱法和弹塑性时程分析方法对设计结果进行了验证；

(2) 计算结果表明在结构的抗震设计中运用位移参数是合理的，分析验证表明：本文提出的计算结构层间屈服位移角的方法可以较好的计算出框架在一定地震作用下的位移要求，采用结构的层间位移角作为性能指标可以较好的保证结构在大震作用下的位移能力，满足指定的位移要求。

结论与展望

结论

(1) 本文利用 SAP2000 有限元软件建立了圆、方钢管混凝土柱-钢梁框架模型，并对钢管混凝土框架进行静力弹塑性分析，得出了钢管混凝土框架的侧移模式、层间位移角模式、层剪力分布模式和结构的能力曲线等结果。分析结果表明：结构的侧移模式呈剪切型，层间位移角最大处发生在结构的第四层上下，也就是说结构的薄弱层通常位于结构的第四层上下。

(2) 在总结抗震设计的众多参数中，如结构的顶点侧移、力、能量等，结构的层间位移角是最有效和最直观的控制参数之一，且在结构的顶点位移达到极限之前，结构薄弱层的层间位移角就可能已经达到了极限。因此，本文取结构的层间位移角作为评价结构性能水平的量化指标。并且根据结构在地震作用下达到的极限状态，本文将结构的性能划分为四个水平，再将其与四个地震水平组合，最后得出九个结构的性能目标。

(3) 在基于位移的抗震设计中，结构性能水平对应的位移要求的求解是一个关键的问题。目前，在求解结构的目标位移时有很多方法，但是还没有一种是特别有效的，将采用本文第四章中提出的结构屈服位移计算方法。

(4) 在研究基于位移的抗震设计理论的基础上，列举了一方钢管混凝土柱-钢梁框架基于位移的抗震设计的全过程，并用能力谱法和时程分析法对其计算结果进行了验证，验证结果表明，本文第四章中提出的计算结构目标位移的方法是可行的，采用结构的层间位移角作为基于位移的抗震设计中的性能指标可以有效的实现结构的性能化抗震。

展望

框架结构基于位移的抗震设计方法已成为当今抗震设计领域研究的热点话题，国内外有不少学者对其进行了研究。例如，钢筋混凝土框架基于位移的抗震设计中，侧移模式、性能目标等问题已经基本解决，静力分析也已日趋成熟。但是，还有一些问题有待解决：

(1) 基于性能的抗震设计中一个重要的设计指标是结构的抗倒塌性能，但是由于结构的抗倒塌模拟非常复杂，很多现有的分析工具并不能很好的模拟倒塌破坏。进而导致工程人员无法判断弹塑性结果和结构安全程度之间的直接关系。弹塑性分析由于需要了解整个结构在地震作用下的表现，目前只能用比较宏观的方

法去模拟结构的行为。但是对结构关键部位的微观破坏模拟，如构件局部失稳破坏、节点区的剪切破坏等还没有较好的模拟方法。

(2) 结构进入弹塑性阶段后，其概率分布变得极其复杂，现行的很多结构可靠度评价方法在弹塑性阶段都不适用，结构弹塑性分析材料强度取值的问题还有很大的争议。

(3) 对于不同性能水准下的单元承载力能力和变形限值，目前仍建立在工程判断或很少的试验研究的基础上。有必要进行更多的试验和理论研究工作，以确定对应各种性能目标的单元能力和变形限值。

参考文献

- [1] 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.
- [2] 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.
- [3] 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.
- [4] 胡庆昌, 孙金墀, 郑琪. 建筑结构抗震减震与连续性倒塌控制. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [5] 龚思礼. 建筑抗震设计. 中国建筑工业出版社, 北京: 1994.
- [6] Biot MA. Analytical and experimental methods in engineering seismology. American Society of Civil Engineers-Proceedings.1942,68(1):49-69.
- [7] Housner G W, Martel RR, Alford AL. Spectrum analysis of strong-motion earthquakes.Bulletin of Seismological Society of America.1953,43(2):97-119.
- [8] Bertero R, Bertero V V.Performance based earthquake resistant design based on comprehensive philosophy and energy concepts. Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering.Elsevier Science Ltd,1996.
- [9] Moehle,J.P. Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. Earthquake Spectra, 1992, 8(3): 403-428.
- [10] SEAOC Vision2000 Committee. Performance based seismic engineering. Report prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, 1995.
- [11] 马宏旺. 基于性能的抗震设计-几个相关问题的研究. 上海: 同济大学博士学位论文, 2003.
- [12] 周定松. 钢筋混凝土框架结构基于性能的抗震设计方法. 上海: 同济大学博士学位论文, 2004.
- [13] 梁兴文, 黄雅捷, 杨其伟. 钢筋混凝土框架结构基于位移的抗震设计方法研究. 土木工程学报, 2005, 38(9): 53-60.
- [14] 肖明葵. 基于性能的抗震结构位移及能量反应分析方法研究. 重庆: 重庆大学博士学位论文, 2004.
- [15] 李琪, 顾荣蓉. 基于位移的抗震设计中位移模式的确定. 扬州大学学报, 2005, 8(2): 65-69.
- [16] 龚胡广, 沈蒲生. 一种基于位移的改进静力弹塑性分析方法. 地震工程与工程振动,

- 2005, 25(3): 18-23.
- [17] 李琪, 顾荣誉. 基于位移的底部框架-抗震墙房屋抗震能力分析. 世界地震工程, 2006, 22(2): 64-67.
- [18] 汪梦甫, 王锐. 基于位移的结构静力弹塑性分析方法的研究. 地震工程与工程振动, 2006, 26(5): 73-80.
- [19] 朱俊锋, 王东炜, 霍达. 基于位移的高层框架结构在小震作用下失效相关性分析. 河南科学, 2006, 24(6): 852-856.
- [20] 朱俊锋, 王东炜, 霍达. 基于位移的RC高层框架结构在大震作用下失效模式相关性分析. 郑州大学学报, 2006, 27(3): 9-14.
- [21] 徐福江. 钢筋混凝土框架-核心筒结构基于位移抗震设计方法研究. 北京: 清华大学博士学位论文, 2006.
- [22] 钱稼茹, 徐福江. 钢筋混凝土剪力墙基于位移的变形能力设计方法. 清华大学学报, 2007, 47(3): 1-4.
- [23] 门进杰, 史庆轩, 周琦. 平面不规则钢筋混凝土框架结构基于性能的抗震评估方法. 土木工程学报, 2008, 41(9): 60-66.
- [24] 门进杰, 史庆轩, 周琦. 竖向不规则钢筋混凝土框架结构基于性能的抗震设计方法. 土木工程学报, 2008, 41(9): 67-75.
- [25] 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.
- [26] 邹响, 吕西林, 朱杰江. 基于性能的抗震设计方法在某复杂超高层结构中的应用研究. 工程力学, 2008, 25(9): 93-99.
- [27] 黄志华, 吕西林, 周颖. 钢筋混凝土剪力墙的变形能力及基于性能的抗震. 地震工程与工程振动, 2009, 29(5): 86-93.
- [28] 聂建国, 秦凯, 肖岩. 方钢管混凝土框架结构的push-over分析. 工业建筑, 2005, 35(3): 68-70.
- [29] 毛小勇, 肖岩. 基于位移的圆钢管混凝土柱抗震设计方法研究. 工业建筑, 2007, 8(37): 28-30.
- [30] 刘晶波, 郭冰, 刘阳冰. 组合梁-方钢管混凝土柱框架结构抗震性能的pushover分析. 地震工程与工程振动, 2008, 28(5): 87-93.
- [31] 刘阳冰. 钢-混凝土组合结构体系抗震性能研究与地震易损性分析. 北京: 清华大学博士学位论文, 2009.
- [32] ATC 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council, 1996.
- [33] FEMA273. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 1997.

- [34] FEMA274. NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 1997.
- [35] FEMA440. NEHRP Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 2004.
- [36] FEMA445. NEHRP Next-generation performance-based seismic design guidelines. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 2006.
- [37] FEMA450. NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C., 2004.
- [38] ICBO. Structural Comparison and cross reference. UBC(1997-2000), 2000.
- [39] IBC 2006. International Building Code. International Code Council, U.S.A., 2006.
- [40] 小谷俊介. 日本基于性能的结构抗震设计方法的发展. 建筑结构, 2000, 30(6): 3-9.
- [41] Park R, Paulay T. Reinforced concrete structures. New York: John Wiley & Sons, 1975.
- [42] 陆新征, 叶列平, 廖志伟. 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.
- [43] 北京金土木软件技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院. SAP2000操作指南. 北京: 人民交通出版社, 2006.
- [44] 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.
- [45] 陈绍蕃. 钢结构设计原理(第三版). 北京: 科学出版社, 2005.
- [46] FEMA356 NEHRP Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 2000.
- [47] 朱慈勉, 应丹君. 竖向不规则结构pushover分析的侧向荷载分布模式研究. 结构工程师, 2009, 25(2): 29-34.
- [48] 熊向阳, 戚震华. 侧向荷载分布方式对静力弹塑性分析结果的影响. 建筑科学, 2001, 17(5): 8-13.
- [49] William, M., Sexsmith, R. Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review. Earthquake Spectra, 1995, 11(2): 319-349.
- [50] Kappos, A.J. Seismic damage indices for RC buildings: evaluation of concepts and procedures. Progress in Structural Engineering and Materials, 1997, 1(1): 78-87.
- [51] Meyer, I.F., Kratzig, W.B. and Stangenberg, F. Damage prediction in reinforced concrete frames under seismic actions. European Earthquake Engineering, 1988, 3(1): 9-15.
- [52] Rodriguez, M.A.. Measure of the capacity of earthquake ground motions to damage structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994, 23(8): 627-643.
- [53] Park, Y.J., Ang, A.H.S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete.

- Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985, 111(4):430-441.
- [54] Chung, Y.S., Meyer, C. and Shinozuka, M. Modeling of concrete damage. ACI Structure Journal, 1989, 86(3):259-271.
- [55] McCabe, G.H., Hall, R. Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1988, 16(4): 719-734.
- [56] Sozen Shibata A, Sozen M A. Substitute structure method for seismic design in R /C. Journal of the Structural Division, ASCE, 1976, 102(ST1):1-18.
- [57] Jacobsen L S. Damping in composite structures. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960, Vol2, 1029-1044.
- [58] Rosenblueth E, Herrera I. On a kind of hysteretic damping. Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 1964, 90(1):37-48.
- [59] Gulkan P, Sozen M A. Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions. ACI Journal, 1974, 71(12):604-610.
- [60] Kowalsky M J. Displacement-based design-a methodology for seismic design applied to RC bridge columns. University of California at San Diego, 1994.
- [61] Iwan W D. Estimating inelastic response spectra from elastic spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980, 8(4):375-388.
- [62] Veletsos A S, Newmark N M. Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960, 2, 895-912.
- [63] 包世华, 张铜生. 高层建筑结构设计和计算. 北京: 清华大学出版社, 2005.
- [64] 中华人民共和国国家标准 GB50011-2001. 建筑结构抗震设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [65] 中国工程建设标准化协会标准 CECS106:2004. 建筑工程抗震性能化设计通则(试用). 北京: 中国计划出版社, 2004.
- [66] 法扎德·奈姆著, 王亚勇译校. 抗震设计手册(原著第二版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.

致谢

通过三年的努力，我的毕业论文《钢管混凝土框架基于位移的抗震设计方法》终于完成了，在论文完成之际，我的心情万分激动。从论文的选题、资料的收集到论文的撰写编排整个过程中，我得到了许多的热情帮助。

我首先要感谢我的导师王文达老师，在论文的写作过程中，王文达老师倾注了大量的心血，从选题到开题报告，从写作提纲，到一遍又一遍地指出每稿中的具体问题，严格把关，悉心指导，在此我表示衷心感谢。

同时，王老师渊博的学识、严谨的治学态度也令我十分敬佩，王老师积极乐观的人生态度，淡泊名利的高尚情操，深深影响着我，已经并将继续鼓舞着我在人生道路上不畏困难、风雨兼程；王老师严谨务实的工作作风，谦虚求是的治学精神，时刻鞭策着我，已经并将继续引领着我在学术科研的道路上不骄不躁、脚踏实地。

学位论文写作是再一次系统学习的过程，论文的完成，同样也意味着新的学习生活的开始。我将铭记我曾是一名兰州理工大学学子，在今后的工作中把兰州理工大学的优良传统发扬光大。

还要感谢张鹏鹏、郭智峰、靳垚的帮助。和他们的多次深入讨论让我走进了激光陀螺的殿堂，他们谦虚谨慎的治学精神和乐于助人的为人态度值得我学习。真诚地祝三位师兄学业有成，事业有成。

还要感谢王双、邹爱华、王军等同学，与他们在一起学习、生活的两年多里，很开心、难忘。祝他们在以后的工作生活中事业有成，生活幸福。

最后要感谢我的父母。年迈的父母依然在辛勤操劳，我知道他们心中有着一个最大的希望，为了这个希望他们已经不辞劳苦、节衣缩食了几十年，他们从不抱怨什么、索取什么，只期盼着这个希望能一天天成长、一天天实现。

最后，感谢所有关心我、帮助过我的老师、同学和朋友！

本论文的研究得到了甘肃省高等学校基本科研业务费专项（编号：0904ZTB147）、兰州理工大学博士基金（编号：SB04200801）及甘肃省高等学校研究生导师科研项目（编号：0703B-05）的资助，特此感谢。

夏秀丽

2010年5月

附录A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

发表的学术论文：

- [1] 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(3): 96-102.
- [2] 夏秀丽, 史艳莉, 王文达. 钢管混凝土结构性能化抗震研究综述. 中国钢结构协会钢-混凝土组合结构分会第十二次学术会议论文集, P246-250, 2009年10月, 厦门.
- [3] 王文达, 夏秀丽, 史艳莉. Primary Research on Performance-based Seismic Design for Concrete-filled Steel Tubular Structures. *The 11th International Symposium on Structural Engineering (ISSE-11)*, 2010, Guangzhou, China (Submit).

在学期间参与的科研项目：

- [1] 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”, 项目参加人, 在研.
- [2] 兰州理工大学博士基金 (编号: SB04200801): “常温及火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能研究”, 项目参加人, 在研.
- [3] 甘肃省高等学校研究生导师科研项目 (编号: 0703B-05): “钢管混凝土框架抗震性能的研究”, 项目参加人, 已完成.