学校代号 10532　　学　　号 S1201W145

分 类 号 TU355　　密　　级 公开

工程硕士学位论文

环境激励下高层建筑工作模态分析与有限元建模分析研究

学位申请人姓名 米斯特

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云 副教授　杨博铭 高工

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 模态参数识别与有限元分析

论文提交日期 2014 年　月　日

学校代号：10532
学　　号：S1201W145
密　　级：

湖南大学硕士学位论文

环境激励下高层建筑工作模态分析与有限元建模分析研究

国家自然科学基金青年基金(51208190)资助
湖南省自然科学基金青年基金(12JJ4053)资助
高校博士点基金新教师基金(20120161120028)资助
湖南大学青年教师成长计划资助
广西来宾市高层建筑结构振动测试研究 横向项目资助

学位申请人姓名：　米斯特
导师姓名及职称：　周云 副教授　杨博铭 高工
培　养　单　位：　土木工程学院
专　业　名　称：　建筑与土木工程
论文提交日期：　2014 年 5 月　日
论文答辩日期：　2014 年 6 月　日
答辩委员会主席：　　教授

Operational modal analysis of high-rise building under ambient excitation and finite element modeling analysis

By

MI Site

B.E.(Tianjin Chengjian University)2011

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Associate Professor Zhou Yun&Senior Engineer YANG Boming

May, 2014

湖 南 大 学

学位论文原创性声明

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

作者签名：　　日期：　　年　　月　　日

学位论文版权使用授权书

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

本学位论文属于

1、保密□，在_____年解密后适用本授权书。

2、不保密 ☑。

(请在以上相应方框内打“ √”)

作者签名：　　日期：　　年　　月　　日

导师签名：　　日期：　　年　　月　　日

摘　要

我国城市化进程快速发展，高层建筑是其中重要的组成元素。无论是前期对高层建筑进行合理设计，还是后期对其进行健康监测和损伤识别，都必须充分了解结构的动力特性，模态参数是结构动力特性的主要参数。本文利用 LMS Test.Lab 对环境激励下的 10 栋高层建筑进行工作模态参数识别，同时利用 SAP2000 建立相应有限元模型进行模态分析。归纳起来，本文主要的研究内容有：

（1）在简要介绍模态参数识别的理论背景及意义的基础上，对国内外高层建筑工作模态分析的研究概况进行了文献综述，并对本文研究内容进行概述；

（2）对实测的十栋高层建筑作简单介绍，叙述了随机振动信号分析软件 LMS Test.Lab 的计算原理，并利用该软件对十栋高层建筑进行模态参数识别。以祥云苑 A 座为例，完整阐述了模态参数识别过程及得到的模态频率和模态振型；

（3）详细介绍了如何根据已有的 PKPM 模型，快速建立相应的 SAP2000 模型。考虑到填充墙质量和刚度对模态分析的影响，建立了三种 SAP2000 模型，分别为：不考虑填充墙；仅考虑填充墙质量、同时考虑填充墙质量和刚度的模型。计算出三种模型的模态频率和相应模态振型后，将 PKPM 计算值、SAP2000 计算值与 LMS Test.Lab 分析值作对比；

（4）介绍了高层建筑自振周期的影响因素与已有的周期计算方法，统计了美国统一建筑规范、加拿大国家建筑规范、欧洲规范、韩国国家建筑规范、日本建筑标准法、澳大利亚荷载规范及中国建筑结构荷载规范中提出的计算高层建筑自振周期的经验公式，将这些公式应用于本文中十栋高层的周期计算。以我国抗震规范（GB50011-2010）中提出的反应谱曲线为标准，评价各国规范周期估算值在选取地震影响系数 α 值时的合理性。

关键词：环境激励；工作模态分析；高层建筑；自振周期；填充墙；地震影响系数

Abstract

High-rise buildings play an important role in the rapid development of urbanization in our country. Whether early for reasonable design of high-rise building, or late on the health monitoring and damage identification, it is necessary to fully understand the dynamic characteristics of engineering structures.The modal parameters of engineering structures are very important to the dynamic characteristics. In this thesis, a research on the operational modal parameter identification based on the LMS Test.Lab for 10 high-rise buildings under ambient excitation was carried out, meanwhile , the corresponding finite element model of the 10 high-rise buildings was established by SAP2000 for modal analysis. To sum up, the main research content is as follows:

(1)Based on the brief introduction of the theoretical background and significance of the modal parameter identification,a literature review of the research status at domestic and abroad on operational modal parameter identification of high-rise building was conducted, meanwhile, an overview of this thesis is presented;

(2)A brief description of the tested 10 high-rise building was introduced. The calculation principles of the random vibration signal analysis software LMS Test.Lab was introduced, and the software was used to identify the modal parameters of the 10 high-rise buildings. Xiangyun Garden A# building was taken as an example, the modal parameter identification process, the modal frequency and modal vibration mode were explained in detail.

(3)How to quickly build a reasonable high-rise building model in SAP2000 following the existing PKPM model was detailed introduced. Considering the influence of mass and stiffness of the infilled wall on modal analysis, three kinds of SAP2000 models were established. They are as following: Model 1--Regardless of the infilled wall; Model 2--only consider the mass of infilled wall; Model 3--Considering both of the mass and stiffness of the infilled wall. The modal frequency and the corresponding modal vibration mode of the three models calculated and analyzed by PKPM、SAP2000 and LMS Test.Lab are compared.

(4)The influence factors and the existing calculation method for the natural vibration period of high-rise buildings was introduced. The empirical formula of natural vibration periods in UBC-97,NBCC-1995,KBC-1988,BSLJ-1994,AS 1170-2

and GB 50011-2010 were analyzed and these formulas were applied to calculate the natural vibration periods of the 10 high-rise buildings. The Response Spectrum Curve in Chinese Code for seismic design of building (GB50011-2010) was taken as an example, then the rationality of choosing earthquake influence coefficient α value according to the natural vibration period estimated by the national code was evaluated.

Key Words：Ambient excitation; Operational modal analysis; High-rise building; Natural vibration period; Infilled wall; Earthquake influence coefficient

目　　录

学位论文原创性声明 I
摘　　要 II
ABSTRACT III
目　　录 V
第 1 章 绪　　论 1
1.1 引言 1
1.2 理论基础 2
1.2.1 振动的三种问题 2
1.2.2 模态分析的分类 3
1.2.3 环境激励下的工作模态分析 3
1.3 现场实测与工作模态分析的研究现状 5
1.3.1 国外研究概况 5
1.3.2 国内研究概况 9
1.4 本文研究目的及内容 11
第 2 章 随机振动信号分析与模态参数识别 13
2.1 测试概况与测试对象简介 13
2.1.1 测试概况 13
2.1.2 测试对象介绍 15
2.2 模态分析软件与建模过程 16
2.2.1 模态分析软件 16
2.2.2 分析模型建模过程 17
2.3 LMS TEST.LAB 软件的模态分析方法 18
2.3.1 基于自回归-滑动平均模型的时间序列法(ARMA) 18
2.3.2 自然激励法（NExT） 19
2.3.3 随机子空间法(SSI) 21
2.4 随机振动信号分析 23
2.4.1 分析过程与参数设置 23
2.4.2 分析结果 27
2.5 本章小结 29
第 3 章 高层建筑有限元模拟与动力特性分析 30
3.1 PKPM 计算误差分析 30
3.1.1 PKPM 在建模中的简化 30

3.1.2 PKPM 在参数上的估算 30
3.1.3 PKPM 结果与实测数据对比 31
3.2 SAP2000 简介与有限元模型的建立 31
3.2.1 SAP2000 建模功能 32
3.2.2 基于 PKPM 模型快速建模 32
3.2.3 单元类型与材料属性定义 33
3.3 填充墙的处理 34
3.3.1 未考虑填充墙质量和刚度的模型 34
3.3.2 仅考虑填充墙质量的模型 34
3.3.3 同时考虑填充墙质量和刚度模型 35
3.4 高层建筑模态分析 36
3.4.1 参数设置与边界条件 36
3.4.2 质量源定义的讨论 36
3.4.3 计算中单元划分的讨论 39
3.4.4 分析结果 40
3.5 LMS TEST.LAB 与 SAP2000 分析结果对比 44
3.5.1 模态频率对比和误差分析 44
3.5.2 计算结果误差分析 46
3.6 本章小结 46
第 4 章 实测和计算周期在高层建筑抗震分析中的应用 48
4.1 周期的重要性及其影响因素 48
4.2 已有的周期计算方法 48
4.2.1 矩阵迭代法 49
4.2.2 能量法 50
4.2.3 等效质量法 50
4.2.4 顶点位移法 51
4.3 各国高层建筑基本自振周期(频率)估算公式简介 52
4.3.1 美国统一建筑规范 UBC-97 52
4.3.2 加拿大国家建筑规范 NBCC-1995 52
4.3.3 欧洲规范 BSEN1998-1 53
4.3.4 韩国国家建筑规范 KBC-1988 54
4.3.5 日本建筑标准法 BSLJ-1994 54
4.3.6 澳大利亚荷载规范 AS 1170-2 55
4.3.7 中国建筑结构荷载规范 GB50009-2012 55
4.3.8 各国估算值与实测值误差分析 56
4.4 周期计算在抗震设计中的影响 57
4.4.1 北岸雅阁 1#栋地震影响系数分析 58

4.4.2 北岸雅阁 2#栋地震影响系数分析 59
4.4.3 金穗小区 1#栋地震影响系数分析 59
4.4.4 金穗小区 3#栋地震影响系数分析 60
4.4.5 祥云苑 A 座地震影响系数分析 60
4.4.6 祥云苑 B 座地震影响系数分析.....61
4.4.7 水户皇门 1#栋地震影响系数分析 61
4.4.8 水户皇门 2#栋地震影响系数分析 62
4.4.9 水漾人家 7#栋地震影响系数分析 62
4.4.10 香格里拉 1#栋地震影响系数分析 63
4.5 本章小结 63
结论与展望 65
参考文献 68
附录 A 攻读学位期间发表的学术论文 74
附录 B 75
致　　谢 85

第1章 绪 论

1.1 引言

21 世纪，我国国民经济飞速发展，城市化进程不断推进，诸如北京、上海、广州等一线城市持续向周边扩张,众多二、三线城市也积极建设经济技术开发区，高层建筑作为城市发展的重要元素，如雨后春笋般出现在中国大地上，随着越来越多的高层建筑拔地而起，人们开始关注如何将建筑设计得更合理、更经济、轻质和高强度材料的应用，使现代高层建筑的刚度和阻尼变得比以往更小，其结果是这些建筑对于风振、地震作用以及外部环境的激励等更加敏感。建筑在其建造和服役期内不可避免地受到环境及有害物质的侵蚀，如台风、地震、疲劳、机械振动、材料老化、构件缺陷、预应力损失、人为破坏以及恐怖袭击等危险事件，由于长期受自然界不确定性作用的影响，人们开始意识到，有必要采取科学的手段和措施，对结构物在正常使用期间进行健康监测，利用实测数据作出损伤识别和安全性评估，可以在早期发现存在的安全隐患，降低重大安全事故发生的可能性。

传统的结构设计和结构分析理论，主要从结构的刚度、强度和稳定性三方面进行考虑，通过试验得到结构物在静荷载作用下的各项指标，再验证其是否满足设计要求。虽说静载作用下的问题是首先要面对的，而且是问题的主要方面，但多数情况下，引起结构破坏的往往是动力荷载，因此对高层建筑、大型桥梁等结构物实施安全监测时，不仅要获得静力特征，更有必要确定动荷载作用下结构的内力和变形，并通过动力分析确定结构的动力特性。结构的模态参数如：频率、振型和阻尼比，是结构动力特性的主要参数，如何准确地识别这些模态参数，是进行其他结构动力特性研究的基础。虽然结构的自振频率、振型可以通过理论计算获得，但通过实测分析所得的动力特性，更能体现特定场地条件下某一高层建筑的真实固有特性，并有重要意义，具体表现在如下方面：

(1) 检验理论计算

理论计算通常建立在实际模型简化基础上，在质量分布、材料实际性能、施工质量等方面都只能估算。现场实测可以得到建筑物建成后实际的动力特性，具有相当的可靠性。将所得数据与理论计算数据对照，指导理论计算，也可为其他高层建筑的设计提供一定的依据。

(2) 验证周期估算公式

前人通过大量试验，对不同类型的建筑物进行测试，归纳出一些经验公式，

但由于测试结果大都在环境激励下得到，只能反映结构在线弹性、微小变形条件下的动力特性，并且测得的周期都较短。在地震作用下，随着地震烈度不同，结构物会有不同程度的开裂，使刚度降低，自振周期变长。因此，完全按照环境激励下的测试来确定结构周期，计算的等效地震力可能偏大，使设计偏于保守，所以由环境激励实测的周期需要乘以修正系数，再用于等效地震力的计算，在进行了大量测试工作和积累了丰富资料的基础上，修正系数按结构类型、填充墙的多少而定，取值约在 1.1～1.5 之间。在应用经验公式时，考虑这一修正系数，既简化计算，又与实际周期较接近。

(3) 获得结构阻尼比

阻尼比是结构抗震设计过程中一个基本参数,阻尼比无法通过理论计算求出，只能利用现场实测或振动台试验得到，通过对实测数据的积累，对不同类型建筑结构阻尼比的取值具有指导意义。

(4) 寻求结构减振的途径

从结构物各阶振动频率入手，由实测数据得到结构物的固有频率，如果能避开共振频率，即可减小振动幅值，达到减震、消振及隔振的目的，为解决各类振动问题寻找答案。

本文在广西来宾市住建委与湖南大学设计研究院桂中分院的联合资助下，完成了对十栋已建高层建筑结构的工作模态参数的分析，并在此基础上建立了相应有限元模型，利用实测数据得到的分析结果对有限元模型计算结果进行校验。

1.2 理论基础

1.2.1 振动的三种问题

激励、结构本身和响应，或者说输入、系统和输出是结构动力学中振动的三种基本问题。由这三者中已知和未知的关系，又可分为三类问题：

已知结构本身和激励，求结构的响应，属于振动问题的正问题。此类问题，一般用于检验已经修建好的结构，在动荷载作用下产生的位移、应力和应变等是否满足设计要求。现阶段，一般借助有限元方法求解该类问题；

已知结构本身和振动的响应,求对应的输入,这是振动问题的第一类反问题，又称为荷载识别问题,常见的比如：地震对建筑结构的作用；风荷载对大型桥梁、高层结构的作用；车辆运行中由于路面不平，引起车辆对路基路面的振动；爆炸引起的冲击荷载对防护工事的影响，但由于这些激励的不确定性，想找到合适的模型过程复杂，也使得这类问题难以求解；

已知激励和响应，求振动的结构，这是振动问题的第二类反问题，也就是求表征该结构物的参数模型，主要分为：非参数模型、模态参数模型和物理参数模

型，由试验采集到激励和响应信号，通过数字信号处理得到频响函数或者脉冲响应函数，即为结构的非参数模型。然后用参数识别，得到结构的模态参数，进一步由模态参数可以确定结构的物理参数。

本文主要研究第二类反问题中的模态参数识别，即结构的模态频率、模态振型、模态阻尼、模态质量、模态刚度等。

1.2.2 模态分析的分类

模态分析是建立在振动理论的基础上，以获得模态参数为目的的分析过程。模态分析由理论模态分析和实验模态分析两部分组成。理论模态分析主要以数学模型为基础来研究激励、结构本身和响应三者间的关系。实验模态分析则以实验过程中测得的激励和响应为依据，识别系统的频响函数、传递函数或者脉冲响应函数等非参数模型以及频率、振型等模态参数。以分析数据来源的不同，模态参数识别方法可分为：基于输入、输出数据的识别方法和仅基于输出数据的识别方法，前者通常采用人工激励的方式，分析过程中需同时采集输入的激励信号和输出的结构响应信号来进行模态参数识别，由于受多种条件的限制，此方法多用于实验室研究，称为：实验模态分析（Experimental Modal Analysis；EMA）；后者是采用不可获取的自然激励，又称环境激励，在分析过程中，不需要知道激励信号，仅依靠测试所得的响应信号就能提取结构的模态参数，称为：工作模态分析（Operational Modal Analysis；OMA）。

1.2.3 环境激励下的工作模态分析

工作模态分析(Operational Modal Analysis；OMA)，又称为运行模态分析。它利用结构物在正常工作状态或环境作用下(如高层建筑因地脉动、风荷载作用，大型桥梁、堤坝受海浪激励，车辆、机械设备的自身机械振动，飞机、航天器受气流的影响等),结构自身产生的微小振动,通过仅采集响应信号并结合理论分析，获得结构的模态参数。较之实验模态分析，它更具优越性，在实验室理想化的条件下，通常要考虑测试目标的尺寸规格，激励大小的控制，场地条件等因素的限制，但利用环境激励使结构产生响应，可实现对实验室条件以外的一些大型结构物的测试，它不需要准备专门用于激励的人工设备，也不需要对激励信号进行测试，有效避免了地面动力和风脉动同时作为输入激励时，地面不同点的地脉动及不同高度处的风脉动不完全一致，难以确定哪点测得的信号作为工程结构输入信号较好的问题，因此节省测试成本的同时也加快了测试进度。由于测试是在正常工作条件下，不需要人为中断结构的正常使用过程，也不用担心环境激励对结构物本身造成任何影响，在一定程度上，能更好的模拟结构正常工作的真实状态，这种条件下得到的模态参数比实验室条件下分析得到的模态参数更具实际工程参考价值。

工作模态分析的核心内容是:利用传感器测试结构在随机激励下的振动情况，由数据采集系统将振动转化为信号存储起来，再通过一系列信号分析方法提取出结构的模态参数。在此过程中，信号分析方法的选择起到至关重要的作用。目前为止,国内外学者提出了多种信号分析方法,现就一些常用的分析方法阐述如下：

- 频域法
  - 峰值提取法（Peak Picking Technique,PP）
  - 频域分解法（Frequency Domain Decomposition,FDD）
  - 复模态指示函数法(Complex Mode Indication function,CMIF)
- 时域法
  - 随机减量法（Random Decrement Technique,RDT）
  - 自然激励法（Natural Excitation Technique,NExT）
  - 自回归滑动平均模型时间序列法（Auto Regressive Movie Average,ARMA）
  - 随机子空间法(Stochastic Subspace Identification,SSI)
  - The Ibrahim Time Domain Technique（ITD)
  - 节约时域法(Spare Time Domain Technique,STD)
  - 特征系统实现算法(Eigensystem Realization Algorithm,ERA)
  - 多参考点复指数法(Polyreference Complex Exponential Methed,PRCE)
  - 最小二乘复指数法(Least Squares Complex Exponential Method,LSCE)
  - 经验模态分解法(Empirical Mode Decomposition,EMD)
- 时频结合法
  - 短时傅立叶变换（Short Time Fourier Transform, STFT）
  - 希尔伯特-黄变换(Hilbert-Huang Transform,HHT)
  - 小波变换法

峰值提取法[68][66]和频域分解法[53]都属于频域法，在假设输入信号为白噪声的条件下，前者利用频响函数在结构的某一阶固有频率处会出现峰值的原理，用随机响应的功率谱来代替频响函数,从平均正则化功率谱密度曲线(ANPSDs)[50][51]上的峰值识别出频率，但由于这种方法在识别密集模态时存在一定困难，所以在对其改进的基础上发展了频域分解法，通过对响应功率谱进行奇异值分解，将功率谱分解成对应多阶模态下的单自由度系统功率谱，使获得的模态参数更精确，Brincker[70]在对频域分解法不断研究和发展的基础上，提出了增强频域分解法(Enhanced-FFD,EFFD)。

随机减量法由 Cole[52]于 1973 年在进行航天飞机结构试验时提出，1993 年 James,G.H 利用响应信号的互相关函数与脉冲响应函数具有相似的表达式，提出 NExT[68]法。随机减量法和 NExT 法都属于信号预处理方法。

ARMA[68][74][76]法最早是在金融行业中应用，后来逐渐发展到航空、机械和土木等领域，它是由 Akaike.H 于 1969 年提出。1995 年，Peeters B 和 Roeck G 等提出了基于离散状态空间方程的随机子空间法(SSI)[35][57][59][66]，该方法又可具体细分为：协方差驱动的随机子空间法(SSI-COV)和数据驱动的随机子空间法(SSI-DATA)。ITD 法的本质是求解特征值，Ibrahim S.R 于 1973 年首次将其应用

于时域内响应信号的模态参数识别，因为该方法在使用时必须同时采集位移、速度和加速度三种自由响应信号，应用起来并不是很方便，所以他于 1977 年对该方法作出重大改进，新的方法只要利用位移、速度和加速度三种自由响应信号的任意一种，即可识别结构的模态参数。ITD 法的特点是需要同时使用全部测点的自由响应数据，实际是一种整体模态参数识别方法。为节省计算机的内存和减少计算量，Ibrahim S.R 于 1986 年在 ITD 法基础上又提出一种改进的方法，称为 STD 法。ERA[25]法诞生于 1984 年 NASA 所属的 Langley 研究中心，它基于状态空间法，采用奇异值分解(SVD)确定系统的阶次，以获得系统最小实现，其识别性能优于 ITD 法，识别精度较高[64]。最小二乘复指数法(LSCE)是 70 年代末才逐渐发展起来的一种时域识别方法，因该方法与 Prony 多项式密切相关，故又称为 Prony 法。另外，Harvard Vold 在研究了单参考点复指数法的基础上，于 1982 年提出了多参考点复指数法(PRCE)。

基于经验模态分解(EMD[33])的 Hilbert-Huang(HHT)[62][73]变换于 1998 年由 Norden Huang 及其合作者引入的一种新的信号处理方法，该方法由数据驱动并适用于非线性和非平稳信号的处理。小波变换[63]以其在时域和频域内均具有表征信号局部特性的能力，近年来受到各领域研究人员的关注，Piombo[71]等将小波分析法应用于瞬态信号的识别。Chang[72]等讨论了小波分析法识别结构模态参数时的有效性和准确性。任伟新[65][67]、闫桂荣[37]、HOU[39]等人从不同方面研究和发展了小波变换。由于篇幅所限，此处仅对已有的模态分析方法作简单总结，详细原理读者可参考相关文献。

1.3 现场实测与工作模态分析的研究现状

模态参数识别最早在国外航空工程中被用于确定系统的固有频率，从二十世纪四、五十年代到现在已有六十多年的历史。随着计算机有限元分析、信号分析技术和传感器技术的发展，模态参数识别研究也得到快速发展，近二十年里已经广泛应用于结构动力特性分析、振动与噪声控制、结构故障诊断和健康监测等领域，成为航空航天、机械、造船、化工、建筑与土木工程等行业设计和诊断的重要手段。

1.3.1 国外研究概况

1977 年，Hart 和 Yao[8]在其文章中提出，结构的分析模型和实验测试结果之间的成为当时研究的主题，并将这一领域称为“系统识别”。 工程师利用数学建模、数据统计和结构力学知识相结合的方法，寻找这一问题的答案。文章总结了过去在结构动力学领域关于系统识别的一些工作。1994 年，Brownjohn、Chien 和 Mita[11]对新加坡共和大厦进行了长达三年的健康监测，监测内容包括：1.在结

构修建期间和建成后，周期性测量某一层主要结构结构的应力和应变；2.建造期间周期性测量其加速度响应，以识别结构的模态振型和阻尼系数；3.对建成后的结构进行环境激励下的测试，并结合实测自珍频率确定结构的模态振型；4.长期监测风荷载作用下的结构顶部位移，底部和顶部的振动情况，统计出水平荷载下结构的动力响应。整个建筑建于 1993 年初，1995 年 12 月主体完工，历时 760 天。1995 年 Teh 和 Lai[13]通过计算机建模指出，核心筒抵抗了 90～95%的水平剪力，并计算出基本频率为：0.146Hz。1996 年，Chua 和 Aw[12]又分两步对该高层建筑进行建模，计算出了沿不同方向结构的前三阶模态频率。1994 年 5 月开始，作者一直对该结构进行监测，发现模态频率随修建过程逐渐降低，1995 年中期，还研究了幕墙和水管的加入对频率和阻尼系数的影响。1995 年 11 月下旬完成了环境激励下的动力特性测试，获得了结构的前几阶频率和振型，同时发现结构的平动振型不沿主轴方向。

1997 年，Ahmadian 和 Gladwell[9]认为传统的有限元模型修正过程中，我们通常选择一些参数来调整有限元模型，尽量缩小模型计算和实测数据间的差异。文中作者提出了一种通用元素矩阵法，用于选取模型参数，并将其与传统模型修正中参数选取法进行对比。同时将修正后的模型计算结果与实测值对比，认为此方法有能力在模型修正中选取频率范围内和范围外的参数，更重要的是，它能预测设计变更后带来的影响。

1998 年，Feng 和 Kim[7]利用光纤加速度传感器对南京电视塔在环境激励下的振动作了实测，利用随机减量法对结构的模态频率、模态振型和阻尼比进行了参数识别，在传感器数量有限的条件下，由系统相应识别大型结构物有限元模型的刚度矩阵。在刚度矩阵识别过程中，由二次逆模态摄动理论建立各构件刚度和模态参数间的灵敏度关系，根据二次优化原理计算了系统的模态应变能。由于有限元模型计算出的结构动力特性和实测数据较好吻合，由此推断构建的有限元模型是合理的。光纤加速度传感器在测试中的应用，在当时的条件下称得上一项技术进步。测试得到的结构动力特性，被用于设计一个主动质量阻尼器，安装在结构物上，以减轻结构物在风荷载作用下的振动。同年，Brownjohn[27]和 Ang 对一座 27 层的公寓建筑在风荷载作用下的动力响应进行了为期 15 个月的测试，由于新加坡地区风速较小，得出结构在风荷载下的动力响应分量较小的结论，监测期间苏门答腊岛附近发生了一次地震，结构动力响应测试的结果表明：地震对结构的影响超过了最大风速下结构的响应，说明现行规范对风荷载作用下等效荷载规定满足要求。

1999 年，Brownjohn 和 Pan[5]在集中质量法和刚性楼板假定的条件下，对新加坡共和大厦利用有限元软件 SAP2000 建立了 6 种模型，以获得结构的前 9 阶模态振型和相应的模态频率，通过数值相关指标将分析结果和实测数据对比。由比较

得到一些对分析结果有重要意义的影响因素，比如：外围框架和核心筒之间的伸臂桁架是否存在对结构基本平动振型影响明显；核心筒开洞的尺寸和数量，以及内部薄墙的存在，对结构的扭转振型影响明显；好的模态分析不仅要关注结构各项模态参数的变化，更应注重结构的细节等。

图 1.1 新加坡共和广场大厦

图 1.2 裕廊集团总部大楼

2001 年，新加坡南阳理工大学 Brownjohn[2]利用自然激励特征系统实现算法（NExT/ERA）和基于奇异值分解的 IPP 法，分别对新加坡共和大厦和裕廊集团（JTC）总部大楼两栋高层作了随机振动信号分析。利用在长期水平荷载作用下的信号，与传统方法相比，第一栋建筑的分析结果接近真实值。第二栋建筑利用 NExT/ERA 法可快速得到结构的模态频率和振型，两种方法的有效性和准确性均得到验证，IPP 法通过凝聚响应的谱简化了传统的峰值提取法，而 NExT/ERA 法需要调节一定数量的参数，结果的可靠性也与数值分析质量有关。同年，Brincker 和 Zhang[9]将一种新的频域处理法引入仅基于输出信号的模态参数识别中，由于此方法和传统模态参数识别的峰值提取法密切相关，使得人们对该方法的应用较容易接受。通过引入一个分解的谱密度函数矩阵，反应谱被分解为一系列单自由度体系的组合，每个单自由度对应单独的一阶模态，这种分解法在信号有较强干扰时，能准确识别相近模态，也能准确识别出信号中的谐波成分。

2003 年，香港城市大学 Wu 和 Li[3]利用环境激励下得到的测试结果，通过不同的修正系数，再由不同的方法构建特征灵敏度矩阵，对已建成的南京电视塔作了有限元模型修正，使修正过的有限元模型和原型结构之间的动力特性有很好的相关性。选择构件的弹性模量和惯性矩为修正参数，建立六种不同的修正工况，

对伪逆矩阵法、加权最小平均法和贝叶斯估计法三种修正方法的合理性和有效性进行详细比较，从修正结果判断，加权最小平均法是最优方法。同年，Li 和 Wu[6]结合深圳地王大厦现场实测的数据结果，为模拟带有多伸臂桁架的高层建筑中，伸臂梁和垂直支撑在不同排列、分类去除的条件下，结构在设计地震作用和风荷载下的动力响应，建立了七种有限元模型，以了解超高层的动力特性。对结构竖向构件沿高度范围内，剪切力的分布作了讨论。对不同有限元软件，如：TBSA，ETABS 和 SATWE 采用的不同类型壳单元模拟的剪力墙计算结果作了陈述和比较，以了解不同的假定模型。最后，以有限元模型的数值分析结果和实测结果在结构自珍频率和振型上的相关性来评估各个模型合理性。2003 年 4 月，日本建筑学会，阻尼评估委员会教授 Satake，Suda 和 Arakawa[14]对百栋建筑实测的阻尼系数作了统计，包括 137 座钢框架结构，25 座混凝土结构和 43 座钢骨混凝土结构。实测多在微小振幅条件下进行。文中阐述了不同结构形式、不同建筑高度和不同建筑用途对阻尼系数的影响，还指出由于受基础形式和振幅的影响，阻尼系数相对离散。同时对频率、振幅与阻尼系数的相关性作了验证。

图 1.3 香港中环广场大厦

图 1.4 深圳地王大厦

2004 年，Li 和 Xiao[4]对香港中环广场大厦和深圳地王大厦于 1996 年期间在台风 Sally 作用下的实测数据进行了研究，因为以往的研究认为，阻尼比随着振幅的增大而上升，且研究范围多为 40 层左右、或更低的建筑，关于超高层建筑阻尼比的数据很匮乏。文中两栋建筑分别为 384m 和 374m，均属于超高层建筑。作者基于实测的风致响应，利用随机减量法对阻尼系数进行识别，最终认为对于超高层建筑，阻尼系数取 0.5 合适。

2011 年，Sahin[29]和 Bayraktar 对土耳其一座钢筋混凝土尖塔做了现场实测，用 signalCAD 软件处理所测得的信号，由 MATLAB 二次开发的 ModalCAD 软件，在 The Operating Vectors (OV) Method、The Complex Exponential (CE) Method、The Polyreference Time Domain (PTD) Method 三种方法的基础上进行结构动力特性识别，以 MAC 值和 MPC 值为判定准则。同时，作者还在 ANSYS 中建立有限元模型，将计算结果和实测值对比，得出两者有很好的一致性。

1.3.2 国内研究概况

国内的高层建筑现场实测和模态分析发展比国外起步稍晚，2000 年，同济大学李国强[24]、李杰等对上海金茂大厦进行了动力特性实测，并成功识别出结构的频率、振型和阻尼比，用于验证设计值。南京航空航天大学郑敏[22]、申凡等对模态参数识别中的互相关函数理论作了详细阐述，探索了其在环境激励下与多种经典模态分析方法结合使用的途径。并利用该理论成功识别了一根悬臂梁的模态参数。2003 年，李正农[17]、刘福义等研究了高层建筑动力实测中，如何对测点布置进行优化，通过提出适应度函数的概念，应用最优化计算方法来寻求接近优化的布置点。湖南大学徐丽[49]对一个 1：3 的框架结构进行了脉冲激励试验和正弦稳态扫描试验，对模态参数采用贝叶斯估计，比较了固有频率、应变模态振型、位移模态振型及阻尼比受不同测试系统的影响程度。用灵敏度分析法识别了砼框架的层弹性模量，由应变模态对结构进行损伤诊断并识别了结构的局部挠曲模态。王锦文[60]通过对一空间网架结构进行动力实测分析，并用神经网络对有限元模型进行修正，使实测值与计算值吻合良好。

2006 年，同济大学李斌[18]、卢文胜等对 LG 北京大厦的东塔和同济大学医学院大楼进行了现场动力测试。用峰值法识别模态频率和振型，半功率法求出了结构阻尼比。同年，清华大学纪晓东[23]、钱稼茹等对一个两层钢框架模型结构进行了模拟环境激励下和力锤激励试验，同时运用 SAP2000 建立有限元模型，将试验识别的模态参数和软件计算结果对比，证明了自然激励技术和特征系统实现算法的有效性。高健[47]在其论文中提出应用 BP 神经网络进行结构损伤识别的理论依据，以 MATLAB 编写了损伤识别程序，并用 ANSYS 进行数值模拟，得到各工况下的模态参数，作为 BP 神经网络的学习和测试样本，说明了该方法能识别结构损伤的位置和程度。禹丹江[48]在其博士论文中比较了数据驱动和协方差驱动随机子空间算法的优劣性，基于 VC 平台开发了模态分析软件。以闽江斜拉桥和阳明钢管拱桥为背景，以实测值和有限元计算结果作对比，将时域随机子空间法的应用推广到非白噪声激励的条件下，提出基于经验模式分解（EMD）的随机子空间法，且成功应用于实桥测试信号的处理。徐士代[58]改进了随机子空间法，使其识别精度和计算稳定性得到提高，深入研究了跨点功率谱法，补充其在特征值识别

方面的薄弱性，综合这两类方法建立了一套模态参数识别理论和应用模式，最后用有限元仿真算例验证了理论的适用性。

2007 年，李星新[21]、贺国京等对凤滩水电厂一座副厂房建筑进行实测，用有限元软件 ANSYS 对结构进行仿真分析，研究了厂房砖混砌体墙开裂的原因。将实测结果和计算值进行对比，发现开裂为发电机组振动过大所致，同时提出了相应的振动控制措施。李志强[46]对金茂大厦在地震及风荷载作用下的性能作了整体分析，用有限元软件 ETABS 做了仿真分析，同时介绍了金茂大厦的健康监测系统以及相关人员做的一些研究工作。2008 年，温瑞智[20]、胡进军和周正华根据对昆明市内 16 栋高层建筑在环境激励下的振动测试数据，采用频域分析方法识别结构的模态频率，半功率点法计算各阶振型阻尼比，基于不同测点在固有频率处响应确定结构振型。同时运用有限元软件 ETABS 建立模型，计算出结构的频率及振型。对数值模拟结果与实测自振周期，以及规范中提出的估算公式作对比，分析计算结果的合理性。赵骏[44]在其研究中建立了一种直接的系统参数识别方法，用数值模拟验证了该方法的有效性，并基于反向相关函数的识别方法编制了一套模态参数识别软件。

2009 年湖南大学易伟建[16]、周云等对深圳市南山区瑞华大厦的结构动力特性进行了现场实测，并采用有限元软件 PKPM 进行建模分析，将软件计算结果和现场实测结果进行对比，同时结合各国规范中的估算公式进行讨论，分析误差出现的原因，在此基础上提出一种等效斜撑修正模型，通过计算说明了该修正方法的合理性。童若飞[38]在其硕士论文中讨论了无线模态参数测试系统，并对柱面壳结构、管桁结构和张弦桁架结构进行了模态参数识别，研究了预应力大小对结构动力特性的影响以及损伤识别问题。陶杰[45]在基于随机子空间方法的基础上，研究了应变模态和位移模态对损伤识别的敏感度和识别位置的准确性，作为对比，采用刚度折减和切缝模拟损伤，并建立实体有限元模型来对损伤进行识别。

2010 年，湖南大学李秋胜[15]和侄伦海等测试了台北 101 大厦在台风“马莎”和“泰利”影响下的风致响应，评估超高层建筑在风荷载作用下的动力特性，结果表明两次测试参数基本相同，同时建立了有限元模型，并将计算结果和实测值对比，两者结果相符。利用随机减量法识别了结构的阻尼比，讨论了阻尼系数与振幅间的关系，结构的舒适度等问题。李海龙[28]在其论文中详细介绍了 ITD、STD、复指数法、ERA 和随机子空间法的原理，通过仿真算例比较了各种算法的优劣，同时提出三种改进的模态参数识别法。李麒[31]在其论文中叙述了楼板竖向模态的识别，并以郑州东站为例建立有限元模型，评价了楼板结构的振动舒适度。钟亮[32]介绍了桁架结构动力测试中，如何优化布置传感器，通过结构动力特性研究了损伤识别技术，为结构加固提供依据。叶锡均[36]以崖门大桥、杜坑特大桥和广州电视塔为例，研究了 GA-SVD 自适应降噪方法，探讨了 NExT/ERA 算法中三个关

键参数的取值，基于上述方法提出了多参考点稳定图算法并开发了 MIDP 工具箱。杨乾坤[41]用 ANSYS 分析了预应力对结构动力特性的影响，以郑州火车站为研究背景建立有限元模型，阐述了预应力对动力特性影响很小。倪川[42]通过动力实测和有限元建模，分析了结构共振的能量集中频率带，提出两种加固方案，再由现场动力特性测试和有限元分析对加固效果给出评估。丁北斗[43]围绕网架结构的安全性评定，研究了获取结构真实模态参数的方法，由模态参数对结构进行损伤识别，并对在役网架结构的安全性作了评定。

雷家艳[39]研究了互相关函数幅值向量的固形原理和结构损伤识别方法，讨论了小波包分解与支持向量机以及互相关函数和支持向量机结合在结构损伤识别上的应用。2013 年，杨佑发[19]、程亚鹏和李华新提出了环境激励下，基于经验模式分解（EMD）的复指数法、STD 法和 ARMA 法，并用一个四层钢框架模型进行实验分析，结果表明在模态参数识别过程中，3 种方法均能很好的避免结构各阶模态间的相互影响。如果采用奇异值差分谱去除噪声，可使结果更精确。李华新[26]在其硕士论文中介绍了随机子空间法的基本理论，利用振动台试验对一个十二层钢筋混凝土框架模型进行参数识别，并用 MIDAS 软件模拟了一个钢桁架桥。文中提出了基于添加伪信号的改进 EMD 分解的模态参数识别法。

1.4 本文研究目的及内容

高层建筑作为我国城市化进程不断推进的重要组成元素，人们开始对其前期设计阶段的合理性和后期正常使用阶段的健康监测、损伤识别及安全性评估等问题引起高度重视，而这些问题都建立在对结构固有动力特性（频率和振型）深刻认识的基础之上。各国学者从理论计算、试验分析和有限元模拟等方面对高层建筑进行了模态分析，从而识别出结构的动力特性。但随着高层建筑结构形式的复杂多样性、结构层数的不断增加以及填充墙布置的影响，对不同形式的结构动力特性还需要深入研究。

本文通过对大量国内外相关文献、试验资料及各国规范进行分析，拟从随机振动信号分析，有限元建模与模态分析以及模态参数在抗震分析中的应用几个方面开展工作，就此确定本文的主要内容如下：

第一章为绪论，主要介绍研究的理论基础，模态分析的类别，重点叙述什么是环境激励下的工作模态分析及其分析方法。综述国内外对高层建筑工作模态分析的研究成果；

第二章为模态参数识别与随机振动信号分析，先对实测的十栋高层建筑基本情况进行概述，重点介绍模态分析软件 LMS Test.Lab 的理论原理及如何用模态分析软件对实测的高层进行建模、设置参数和进行模态参数识别。以祥云苑 A 座为例，详细阐述信号分析的过程及得到的模态频率和模态振型；

第三章为高层建筑有限元模拟与动力特性分析，先介绍为什么 PKPM 的计算结果不合理，从而引出用 SAP2000 进行模态分析，详细介绍如何根据已有的 PKPM 模型建立 SAP2000 模型，包括其中的单元类型和材料属性定义。考虑填充墙对模态分析的影响，每栋高层分别建立三种不同的类型的 SAP2000 模型。阐述运用 SAP2000 进行模态分析时，如何定义质量源可使计算满足中国规范要求，如何划分计算单元可使计算精度和计算耗时间达到一个平衡点。将三种 SAP2000 模型的计算结果与 PKPM 计算值以及实测值进行对比，分析产生误差的原因；

第四章为实测和计算周期在高层建筑抗震分析中的应用，先介绍周期的重要性及其影响因素，阐述已有的几种周期计算方法，统计美国、加拿大、欧洲、韩国、日本、澳大利亚和中国七个国家和地区的规范中关于高层建筑自振周期的经验公式，用统计的公式分别计算出十栋高层的周期估算值，结合中国规范提出的地震影响系数曲线，讨论各国规范估算的结构自振周期对于地震影响系数 α 取值的合理性；

第五章为结论与展望部分，即对全文研究进行总结，并指出本文不足之处及进一步研究的方向。

第2章　随机振动信号分析与模态参数识别

来宾市城市建设“跨越式”发展，促成了中心城区高层建筑在近几年如雨后春笋般的出现，这使得在待选的近 200 栋高层建筑中，选择符合测试条件的 10 栋建筑进行结构随机振动测试成为可能，这在其他国家和中国其他城市是不多见的。来宾市住建委和湖南大学设计研究院桂中分院切实合作，使这种可能变成了现实。本章信号分析所用数据均来自《来宾高层建筑动力实测分析研究报告》[88]的成果。从报告中抽取多组数据，进行模态分析与参数识别研究。

2.1　测试概况与测试对象简介

2.1.1　测试概况

测试针对广西省来宾市六个小区内的 10 栋高层建筑。这 10 栋建筑均为住宅楼，主体刚竣工，大部分楼层处于未交房状态，所以尚无装修、家具等活荷载，楼外的塔吊和脚手架已拆除，各楼公用电梯已开启，可任意到达每个楼层，220V 交流照明电已接入，测试电缆线沿全楼上下可顺利铺设，中间不受阻碍，所有这些都为测试提供了有利条件。

时域信号采用比利时 LMS SCadax Mobile 8 数据采集系统、扬州科动 KD12000L 超低频加速度传感器（灵敏度 20v/g）和美国 731A 高灵敏度加速度传感器（灵敏度分 10v/g、100v/g 和 1000v/g 三个档位）进行同步采集，测试过程中，Rg58u 美标军用电缆线作为主要铺设线路，其抗拉压性能和信噪比均优于同类型其他电缆线。线路两边为 BNC 自制接头，如发生接头损坏，可在 5 分钟内迅速重做。当某通道信号异常时，可利用 BNC 接头故障探测仪及时检查线路。测试所用加速度传感器安置于自制的钢板焊接支座上，每个支座底板装有 3 颗螺钉和水准泡，配合用于底板调平。每个 BNC 接头处用颜色各异且标有不同数字的绑扎带区分不同的测试通道。测试人员利用对讲机保持相互间通讯畅通，以及时排除测试过程中的故障。军用罗盘用于测定高层建筑的平面方位，应用多参考点随机振动测试法进行测试。考虑到数据采集设备的通道数和传感器个数的限制，以及住宅建筑外形相对规整，不存在大面积悬挑和错层分布，本次测试只针对水平方向（X 向、Y 向）的整体平动和结构整体扭转，没有测竖直方向（Z 方向）信号。测试层和参考层分别布置 4 个加速度传感器，参考层定于大楼中部偏上位置，从上至下依次移动测试层，移动间距为 2～3 层，采样频率设置为 204.8Hz，初步频谱分析采用 Cross Correlation 与 FFT 的方法，频谱分析时的 FFT 分析点数为 8192。

由于进度要求每天需完成一栋高层的整个测试，每组工况随机振动采样时间为：15 分钟，同时存储加速度时域信号。为保证采集到的信号具有较高的信噪比，测试过程中实时观察各通道信号的情况，对于个别受干扰较大的工况，在最后阶段进行补测一组工况，以充实测试数据。

在测试振动信号的当天内还利用简易风速仪随机进行 3 次风速与风向测试，每次测试时间为 10 分钟，计算平均风速，并记录相应的环境温度，具体情况如下表所示：

表 2.1 测试过程中天气情况汇总表

测试高层	天气	气温(℃)	风 向	10min 平均风速
水户皇门 1#栋	阴天	11.7~11.9	东偏北 4°	0.7318 m/s
		16.2~17.9	西偏南 6°	0.8873 m/s
		16.1~16.5	东偏南 44°	1.5203 m/s
水户皇门 2#栋	阴转小雨	9.9~10.1	北偏西 20°	1.2188 m/s
		10.0~10.2	北偏西 19°	1.4723 m/s
		10.1~10.3	北偏西 22°	1.3844 m/s
金穗小区 1#栋	阴天	15.1~15.2	正南风	1.7226 m/s
		18.2~18.4	正南风	2.9373 m/s
		19.3~19.6	南偏东 18°	3.7605 m/s
金穗小区 3#栋	阴转晴天	17.3~17.6	南偏西 4°	1.5607 m/s
		22.5~22.6	西偏南 16°	1.9880 m/s
		22.3~23.0	西偏南 22°	2.9087 m/s
祥 云 苑 A 座	阴天	12.0~12.5	西偏北 18°	1.4848 m/s
		12.0~12.8	北偏东 22°	2.8490 m/s
		11.9~12.4	北偏东 36°	3.2529 m/s
祥 云 苑 B 座	阴天	10.0~10.7	北偏西 4°	1.4663 m/s
		14.8~16.5	北偏西 6°	1.7169 m/s
		13.0~14.0	北偏西 7°	1.0796 m/s
北岸雅阁 1#栋	阴转小雨	11.4~11.8	北偏东 30°	1.4663 m/s
		10.1~10.3	北偏东 29°	1.6856 m/s
		11.7~12.2	北偏东 15°	1.0796 m/s
北岸雅阁 2#栋	阴转晴天	10.8~11.9	北偏东 22°	3.5047 m/s
		14.0~15.6	北偏东 20°	2.3767 m/s
		10.5~14.4	北偏东 38°	2.0640 m/s
水漾人家 7#栋	阴天	9.9~10.6	北偏东 41°	1.6407 m/s
		10.7~11.6	北偏东 44°	1.3229 m/s
		11.9~14.2	北偏东 38°	1.0696 m/s
香格里拉 1#栋	小雨转阴	10.0~11.7	北偏东 30°	0.8788 m/s
		11.7~13.5	北偏东 20°	0.6929 m/s
		12.3~12.9	北偏东 38°	1.2397 m/s

2.1.2 测试对象介绍

所测高层分别为：水户皇门 1#栋，水户皇门 2#栋，金穗小区 1#栋，金穗小区 3#栋，祥云苑 A 座，祥云苑 B 座，北岸雅阁 1#栋，北岸雅阁 2#栋，水漾人家 7#栋，香格里拉 1#栋。所有高层的结构类型，层数、总高度和平面形式如下表所示：

表 2.2 实测高层概况

测试高层	高度(m)	层数	结构形式	平面形式
北岸雅阁 1#栋	96	29	剪力墙	近似矩形，规则
北岸雅阁 2#栋	87	26	剪力墙	近似矩形，规则
金穗小区 1#栋	107.3	33	框架-剪力墙	风车型，不规则
金穗小区 3#栋	122.7	39	框架-剪力墙	风车型，不规则
祥 云 苑 A 座	86.1	24	剪力墙	风车型，不规则
祥 云 苑 B 座	86.1	24	剪力墙	风车型，不规则
水户皇门 1#栋	128	39	剪力墙	工字型，不规则
水户皇门 2#栋	107.4	33	剪力墙	工字型，不规则
水漾人家 7#栋	133.3	39	剪力墙	风车型，不规则
香格里拉 1#栋	105	32	剪力墙	蝴蝶型，不规则

所有十栋高层的大致位置分布图如下所示：

图 2.1 高层建筑在城区的分布图

2.2 模态分析软件与建模过程

2.2.1 模态分析软件

模态分析软件为比利时 LMS 公司的 LMS Test.Lab Rev8B 版本，其中的 Test.Lab Structure Analysis 模块包含 Geometry、Modal Analysis Lite 和 Operational Modal Analysis 三个工具。该软件主要基于：自回归滑动平均模型的时间序列分析法（Auto-Regressive Moving Averaging Models；ARMA）、自然激励法（Natural Excitation Technique；NExT）和随机子空间法(Stochastic Subspace Identification Methods；SSI) 三种基本原理编制而成，可以根据现场实测得到的结构加速度信号进行模态参数识别，具有计算速度快、识别精度高的特点。利用 LMS Test.Lab 8B 版本的 Geometry 工具，按照 10 栋高层建筑的原始尺寸，建立相应比例的分析模型，依次计算出结果。本章仅取其中有代表性的一栋高层建筑，详细阐述分析及建模过程，其余模型列于附录。如图 2.2 至图 2.5 是祥云苑 A 座模态参数识别采用的模型，下面根据图 2.5 的三维计算模型进行模态分析。

图 2.2 祥云苑 A 座实景图

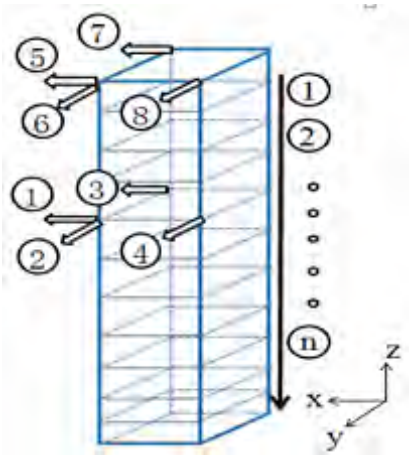


图 2.3 测点立面布置图

图 2.4 测点平面布置图

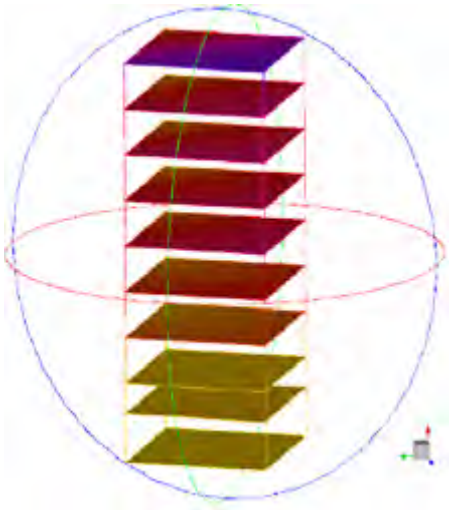


图 2.5 模态参数识别模型

2.2.2 分析模型建模过程

模态参数识别模型主要用于观察模态振型。在 LMS Test.Lab 中，由理论分析求得结构的模态频率后，每阶频率对应一个特定的模态振型。理论上，矩形平面结构通常以三阶振型为一组，形成模态密集区，其中两阶分别为某两个方向的平动，另一阶为转动。《建筑抗震设计规范 GB50011-2010》[1]3.6.4 条规定：结构抗震分析时，应按照楼、屋盖的平面形状和平面内变形情况确定为刚性、半刚性、局部弹性和柔性等的横隔板。经参考相关设计过程和查阅施工图纸，本章涉及的高层建筑在分析过程中均可按刚性楼板假定，所以用“层模型”代替传统的集中质量“串模型”来模拟结构的各阶模态振型，以便更真实、直观的表现各层间的相对平动和转动。

根据所测高层建筑各楼层的层高，将每一测试层按相对位置从下至上依次建模，为保证模型的简化性，各楼层不同形式的楼板统一用矩形板代替，且只考虑测试层的振型参与情况，没参与测试的楼层不建入模型。考虑到结构变形的连续性，各测试层楼板用四个角柱在竖向连接，每个测试层用五个点确定楼板在平面内的平动和转动，其中 1 号、3 号点的信号决定楼板在 X 方向的运动，2 号、4 号点的信号决定楼板在 Y 方向的运动，因 1 号、2 号测点距离很近，近似于模拟同一点不同方向的运动情况，故用长度很短的刚性杆将其连接，由于传感器每次只能测一个方向的振动信号，分析时需将楼板 X 向和 Y 向在同一工况的振动情况联系起来。利用 Geometry 工具的 SLAVE 按钮，可以实现在同一平面内，将某一测点在非测试方向的振动，指定为跟随另一个测点测试方向振动。这样就可以很好的模拟楼板在某一工况，不同方向协同作用下的振动情况。点击 SLAVE 按钮后，每定义一个从动点（Slave Node），它在非测试方向的振动最多可从属于其他四个主动点（Master Node）。基于上述，我们可定义 1 号、3 号、5 号点沿 Y 方向的振动从属于 2 号、4 号点，2 号、4 号、5 号点沿 X 方向的振动从属于 1 号、3 号点。如图 2.6 为 5 号点 X 方向振动从属于 1 号、3 号点示意图，图 2-10 为在 LMS Test.Lab 软件中定义示例，其余各层的 5 个点可相应定义。

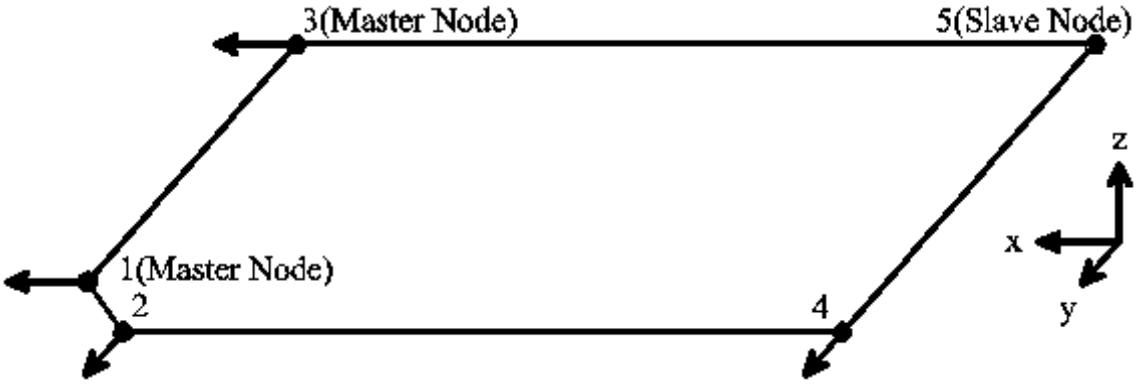


图 2.6　5 号点 X 方向主从自由度（SLAVE）定义图

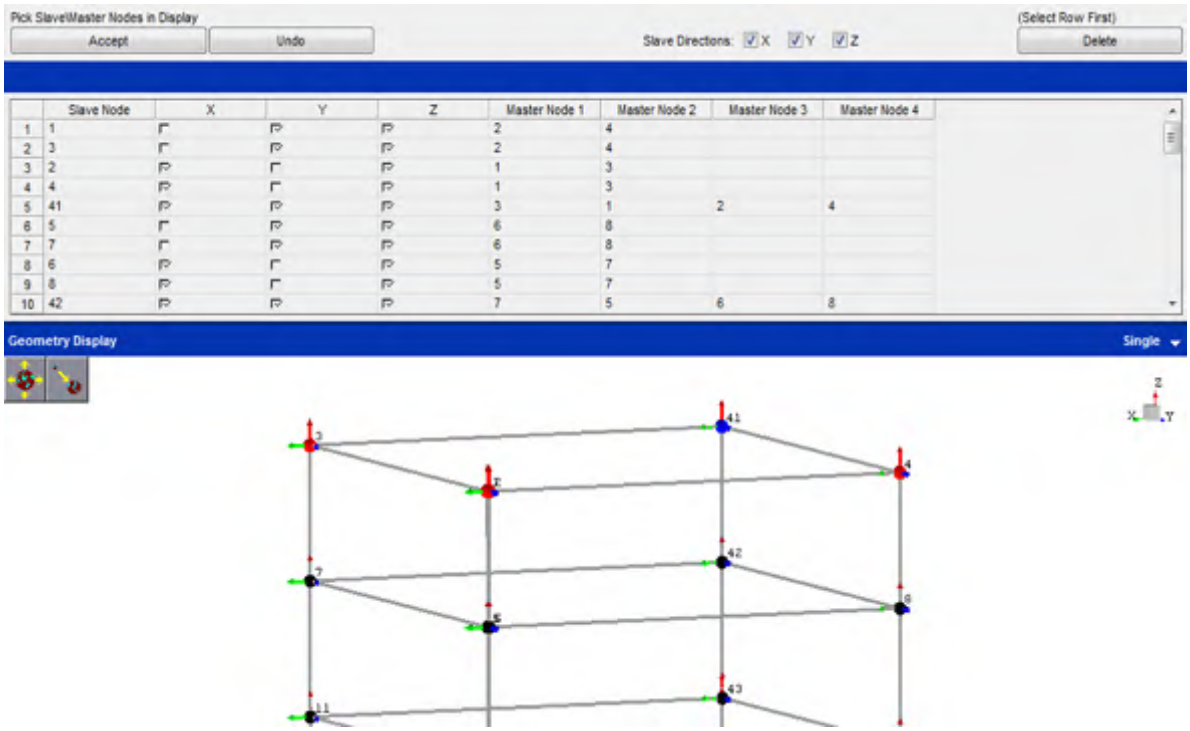


图 2.7 在 LMS Test.Lab 中实现主从自由度（SLAVE）定义

2.3 LMS Test.Lab 软件的模态分析方法

2.3.1 基于自回归-滑动平均模型的时间序列法(ARMA)

N 自由度线性结构的激振力 $f(t)$与位移反应 $y(t)$间的关系，可用高价微分方程描述，在离散时间域内该微分方程转化为时刻 $t_k(k=0,1,2,\cdots)$表示的差分方程，即：

$$\sum_{i=1}^{2N} c_i y(k-i) = \sum_{i=1}^{2N} b_i f(k-i) \qquad (2.1)$$

式中：$y(k)=y(t_k),f(k)=f(t_k),f(k)=f(t_k)$。式 2-1 称为自回归滑动平均模型(ARMA 模型)，其中系数 $c_i(i=0,1,\cdots,2N)$称为自回归系数，$b_i(i=0,1,\cdots,2N)$称为滑动平均系数。

ARMA模型的传递函数为：

$$H_{rp}(z) = \frac{\sum_{i=0}^{2N} b_i z^{-i}}{\sum_{i=0}^{2N} c_i z^{-t}} \qquad (2.2)$$

对上式进行分式处理可得：

$$H_{rp}(z)=\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{\mathrm{A}_{rpi}}{1-\mu_i z^{-1}}+\frac{\mathrm{A}_{rpi}^{*}}{1-\mu_i^{*} z^{-1}}\right) \tag{2.3}$$

与离散等时间间隔多自由度结构的传递函数表达式：

$$H_{rp}(z)=\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{\phi_{ri}\phi_{pi}}{a_i\left(1-e^{\lambda_i\Delta t}z^{-1}\right)}+\frac{\phi_{ri}^{*}\phi_{pi}^{*}}{a_i^{*}\left(1-e^{\lambda_i^{*}\Delta t}z^{-1}\right)}\right) \tag{2.4}$$

进行对比可知：

$$\mu_i=e^{\lambda_i\Delta t};\quad A_{rpi}=\phi_{ri}\phi_{pi}/a_i$$

这里 $\Delta t=t_k-t_{k-1}$，a_i 为复常数。则由复频率 λ_i，复模态 ω_i 和阻尼比 ξ_i 的关系：

$$\lambda_i=-\xi_i\omega_i+j\omega_i\sqrt{1-\xi_i^2} \tag{2.5}$$

可解得：

$$\xi_i=\frac{\ln\frac{1}{|\mu_i|}}{\sqrt{\varphi_i+\ln\frac{1}{|\mu_i|}}} \tag{2.6}$$

$$\omega_i=\frac{\ln\frac{1}{|\mu_i|}}{\xi_i\Delta t} \tag{2.7}$$

其中：

$$\varphi_i=tg^{-1}\frac{I_m(\mu_i)}{R_e(\mu_i)} \tag{2.8}$$

$I_m(\mu_i), R_e(\mu_i)$ 分别为 μ_i 的虚部和实部。

由此可见，ARMA模型中的自回归系数和滑动平均系数一旦确定，则可确定 μ_i 与 A_{rpi}，进而可按式 2.6 和 2.7 确定结构各阶模态频率和阻尼比，而结构振型可用结构各测点反应所识别的 A_{rpi} 值的相对比值确定。当输入信号无法观测时，可采用二阶最小二乘法。即先构造一个自回归模型(AR 模型)，由输出的自相关函数推导输入的自相关函数，然后建立滑动平均模型(MA 模型)，求解输入、输出互相关函数，最后在统计意义下求得自回归系数和滑动平均系数[74]。

2.3.2 自然激励法（NExT）

自然激励法(Natural Excitation Technique)是一种利用环境激励得到系统脉冲响应的方法，它解决了模态参数识别方法中，需将系统脉冲响应作为输入的应用限制问题。假设激励信号近似满足高斯白噪声，对于多自由度线性时不变黏性阻

尼系统，结构中任意两点的互相关函数和脉冲响应函数在表达式上具有相似性，它们都能表示成一系列衰减正弦函数的和，固有频率与阻尼比同结构的各阶模态相对应，且振型向量的位置也相同。因此可用响应信号间的互相关函数代替传统时域模态分析法中的自由振动响应或者脉冲响应函数。

结构的运动方程可写为：

$$M\ddot{x}(t)+C\dot{x}(t)+Kx(t)=f(t) \tag{2.9}$$

当系统的 k 点受到力 $f_k(t)$的作用时，系统 i 点响应 $x_{ik}(t)$可表示成：

$$x_{ik}(t)=\sum_{r=1}^{2N}\phi_{ir}a_{kr}\int_{-\infty}^{t}e^{\lambda_r(t-p)}f_k(p)dp \tag{2.10}$$

其中：ϕ_{ir}为第 i 测点第 r 阶模态振型；a_{kr}为与激励点 k 和模态振型 r 有关的常数项。

当系统 k 点受到单位脉冲激励时，i 点的脉冲响应可表示成：

$$h_{ir}(t)=\sum_{r=1}^{2N}\phi_{ir}a_{kr}e^{\lambda_r t} \tag{2.11}$$

当系统 k 点在激励 $f_k(t)$作用下，用 $x_{ik}(t)$和 $x_{jk}(t)$表示系统 i 点和 j 点的响应，则两者的互相关函数可表示成：

$$\begin{aligned}R_{ijk}(\tau)&=\mathrm{E}\left[x_{ik}(t+\tau)x_{jk}(t)\right]\\&=\sum_{r=1}^{2N}\sum_{s=1}^{2N}\phi_{ir}\phi_{js}a_{kr}a_{ks}\int_{-\infty}^{t}\int_{-\infty}^{t+\tau}e^{\lambda_r(t+\tau-p)}e^{\lambda_s(t-p)}E\left[f_k(p)f_k(q)\right]dpdq\end{aligned} \tag{2.12}$$

在外界激励被假定为理想白噪声的条件下，由互相关函数的定义可得：

$$E\left[f_k(p)f_k(q)\right]=a_k\delta(p-q) \tag{2.13}$$

其中：$\delta(t)$为脉冲函数；a_k为仅与激励点 k 有关的常数项。

将式 2.13 代入 2.12 并积分后，可得到：

$$R_{ijk}(\tau)=\sum_{r=1}^{2N}\sum_{s=1}^{2N}\phi_{ir}\phi_{js}a_{kr}a_{ks}a_k\int_{-\infty}^{t}e^{\lambda_r(t+\tau-p)}e^{\lambda_s(t-p)}dp \tag{2.14}$$

化简上式的积分部分，可得到：

$$-\frac{e^{\lambda_r\tau}}{\lambda_r+\lambda_s}=\int_{-\infty}^{t}e^{\lambda_r(t+\tau-p)}e^{\lambda_s(t-p)}dp \tag{2.15}$$

将 2.15 代入 2.14 中，可得：

$$R_{ijk}(\tau)=\sum_{r=1}^{2N}\sum_{s=1}^{2N}\phi_{ir}\phi_{js}a_{kr}a_{ks}a_k\left(-\frac{e^{\lambda_r\tau}}{\lambda_r+\lambda_s}\right) \tag{2.16}$$

上式进一步化简有：

$$R_{ijk}(\tau)=\sum_{r=0}^{2N} b_{jr}\phi_{ir}e^{\lambda_r\tau} \tag{2.17}$$

其中：
$$b_{jr}=\sum_{s=1}^{2N}\phi_{js}a_{kr}a_{ks}a_k\left(-\frac{1}{\lambda_r+\lambda_s}\right) \tag{2.18}$$

式中，b_{jr}为仅与参考点j和模态阶次r有关的常数项[28]。

比较 2.11 和 2.17 可发现，在白噪声激励下，线性系统中两点的相关函数和脉冲响应函数具有相同的数学表达式。各测点同一阶模态振型乘以同一常数时，不改变模态振型的特性。因此可用式 2.17 代替式 2.11，用于模态参数识别。识别过程中，响应较小的点选作参考点，先对振动响应数据进行互相关函数计算，计算方法有两种：一种是直接在时域内用卷积积分计算得到；另一种采用统计平均处理，计算出两列信号的互功率谱，然后对其进行傅立叶逆变换获得互相关函数。实践证明方法二得到的结果具有更高的信噪比。由于 NExT 法只是一种数据预处理方法，在模态参数识别过程中，通常需要与其他方法结合使用[77]。

2.3.3 随机子空间法(SSI)

随机子空间法基于线性系统离散状态空间方程，适用于平稳激励的条件下。它仅由输出数据就可提取系统的模态参数，利用响应之间的互相关函数，建立状态空间方程进行求解。状态空间方程是用状态变量构成的一阶微分方程组描述系统的运动状态，并将系统的输入输出联系起来。因此，与微分方程，或者是与传递函数模型相比，用状态空间模型描述结构的运动特性要优越得多，下面结合 LMS Test.Lab 说明书，就随机子空间法的基本原理进行说明。

随机离散时间状态空间模型可表述为：

$$\begin{cases}\{x_{k+1}\}=[A]\{x_{k+1}\}+\{w_k\}\\ \{y_k\}=[C]\{x_k\}+\{v_k\}\end{cases} \tag{2.19}$$

式中：$\{x_k\}$为 n 维状态向量；$\{y_k\}$为输出向量；$[A]$为系统状态空间方程的状态矩阵；$[C]$为系统的输出矩阵；$\{w_k\}$为系统噪声；$\{v_k\}$测量噪声。

如果$[A]$的特征向量为φ，则测量点的振型ψ为：

$$\psi=[C]\varphi \tag{2.20}$$

可见，如果能求出系统矩阵$[A]$和输出矩阵$[C]$，便可进行模态参数的识别。系统矩阵$[A]$含有矩阵的所有信息，矩阵$[C]$确定了测量点的振型。在公式 2.19 中，假定$\{w_k\}$为白噪声激励，且$\{w_k\}$与$\{v_k\}$和$\{y_k\}$线性无关，$\{v_k\}$和$\{x_k\}$也线性无关。在这个假定基础上，随机子空间法是根据响应值$\{y_k\}$建立Hankel矩阵，

再由 Hankel矩阵的特点求出$[A]$和$[C]$。

则$\{y_k\}$的自相关函数矩阵$[R_k]$，以及$\{x_k\}$和$\{y_k\}$的互相关矩阵$[G]$分别为：

$$[R]=E\left(\{y_{i+k}\}\{y_i\}^T\right) \tag{2.21}$$

$$[G]=E\left(\{x_{k+1}\}\{y_k\}^T\right) \tag{2.22}$$

将式 2.19 代入式 2.21 和 2.22 得：

$$\begin{aligned}[\mathrm{Ri}] &= E\left[([\mathrm{C}]([\mathrm{A}]\{x_{i+k-1}\}+\{w_k\})+\{v_{i+k}\})\{y_k\}^T\right] \\ &= [C][A_{i-1}][G]\end{aligned} \tag{2.23}$$

当 p≥q 时，建立 Hankel 矩阵：

$$Hp,q=\begin{pmatrix}[R_1][R_2] & \cdots & [R_q] \\ [R_2][R_3] & \cdots & [R_{q+1}] \\ \vdots\ \vdots & \ddots & \vdots \\ [R_P][R_{p+1}] & \cdots & [R_{p+q-1}] \\ & & \end{pmatrix}=[O_p][C_q] \tag{2.24}$$

式中：$[O_p]=\begin{bmatrix}[C] & [C][A] & \cdots & [C][A^{P-1}]\end{bmatrix}^T$；

$[C_q]=\begin{bmatrix}[G] & [A][G] & \cdots & [A^{q-1}][G]\end{bmatrix}$。

$[O_p]$和$[C_q]$就是离散状态空间方程2.19 的可观矩阵和可控矩阵。设$[W_1]$和$[W_2]$为加权矩阵，根据式 2-6 可得到：

$$[W_1][H_{p,q}][W_2]^T=[W_1][O_p][C_q][W_2]^T \tag{2.25}$$

为分析方便，可令$[O_{p1|1}]$表示为矩阵$[O_p]$的第一子块行所组成的矩阵；$[O_{p2|p}]$表示为矩阵$[O_p]$删除第一子块行后得到的矩阵；$[O_{p1|p-1}]$表示为矩阵$[O_p]$删除第p子块行后得到的矩阵。由方程 2.24 和 2.25，可以推导出输出矩阵$[C]$为：

$$[C]=\left[O_{p1|1}\right] \tag{2.26}$$

而系统矩阵[A]可按下式求得：

$$[A]=\left[O^{+}_{p1|p-1}\right]\left[O_{p2|p}\right] \tag{2.27}$$

式中的：+表示对矩阵求伪逆。

这样得到的系统状态空间方程的状态矩阵$[A]$和系统的输出矩阵$[C]$，然后可以求解系统的固有频率和振型等。

2.4 随机振动信号分析

2.4.1 分析过程与参数设置

以祥云苑 A 座为例，利用 LMS Test.Lab 软件中，Test.Lab Structure Analysis 模块的 Operational Modal Analysis 工具，分别从 X、Y 两个方向分开考虑和 X、Y 向同时考虑，三方面来进行模态分析。

第一步：在 Op.Data Collection 选项中进行信号筛选，利用 Review 和 Detailed 两个窗口可以对信号进行细致的检查，如果某一点信号出现异常，可以将这点信号在后面的分析中排除。信号筛选如下图所示：

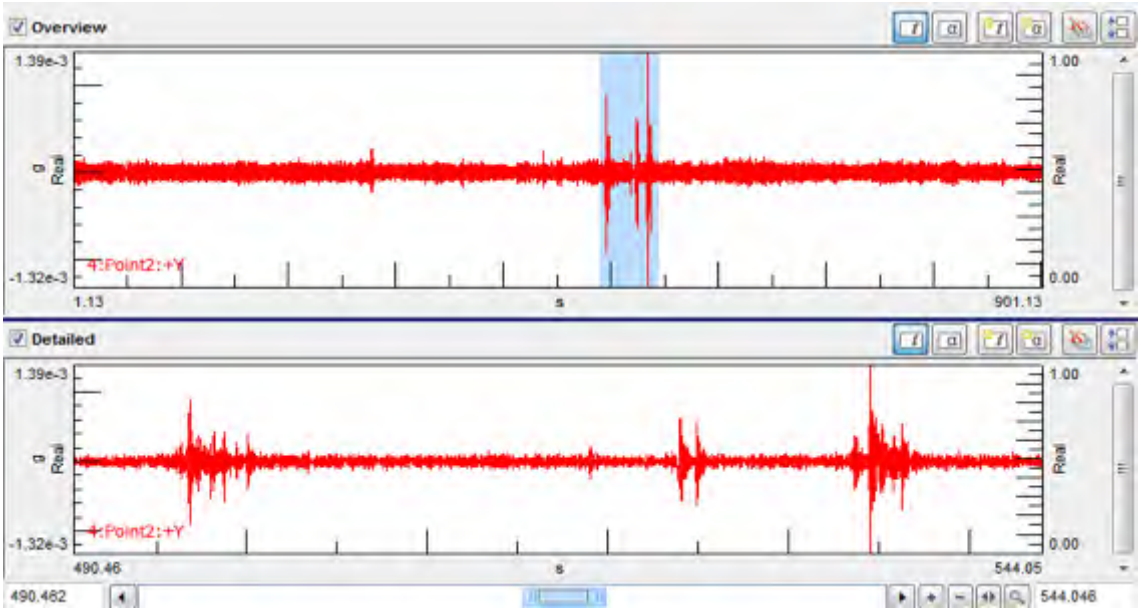


图 2.8 信号筛选过程

第二步：在 Data Set 中勾选出参考点，Number of time lags 设为：8192。指数窗设为：100%，分辨率：0.025Hz。从而计算出互相关函数：

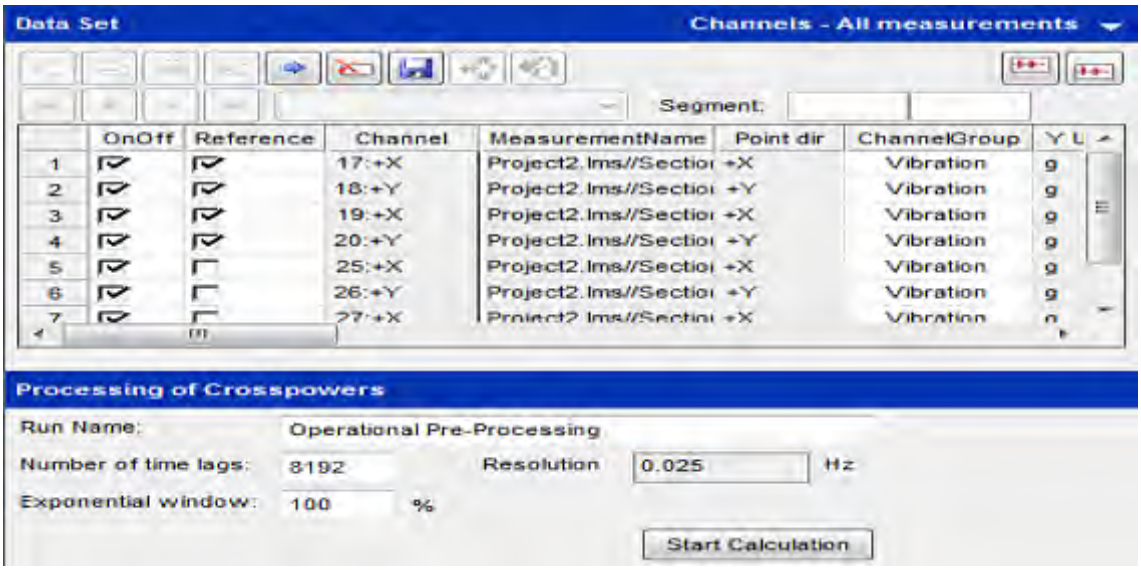


图 2.9 互相关函数计算过程

第三步：在 Op.Data Selection 中进行测点的排除和测试方向的选择，如下图所示：

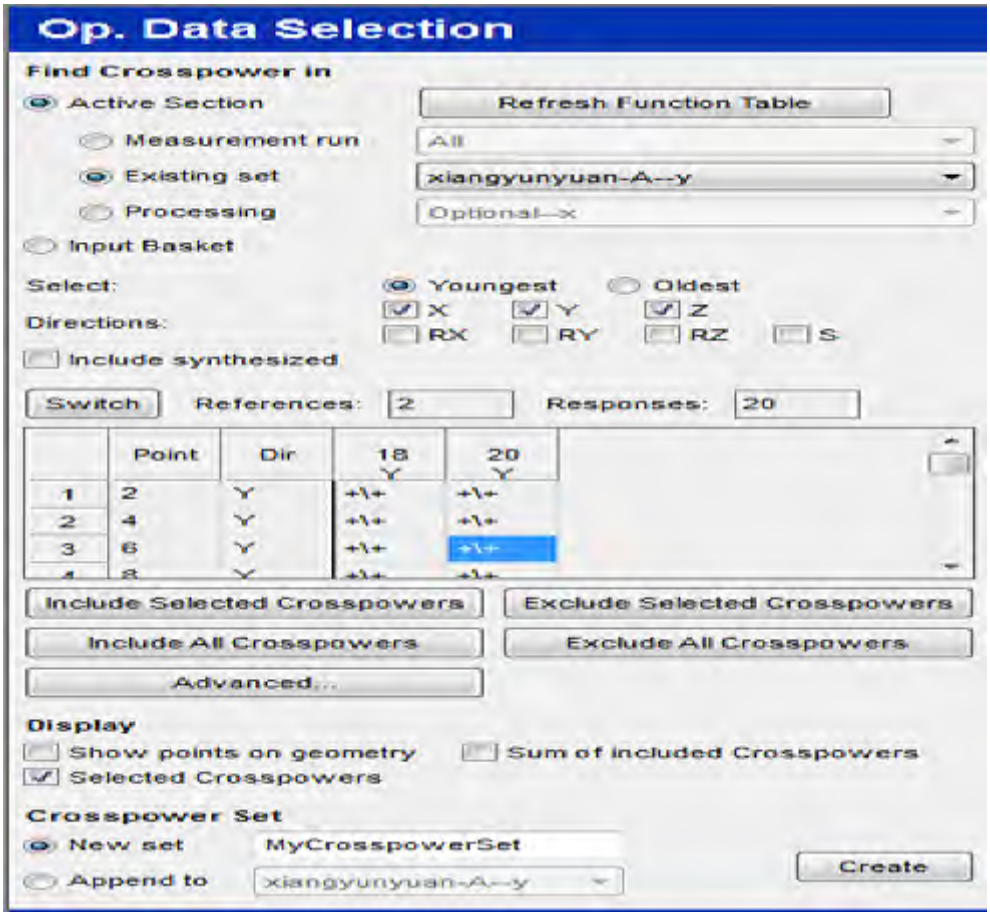


图 2.10 测点和测试方向选择

第四步：经调整 Band 选项中的 Model Size 值为：32、64、128，得到不同的稳态图，在 Op.Time MDOF 选项卡的 stabilization 中选取峰值处对应的 S 值，获得相应模态频率，即可计算出模态振型。如下图所示：

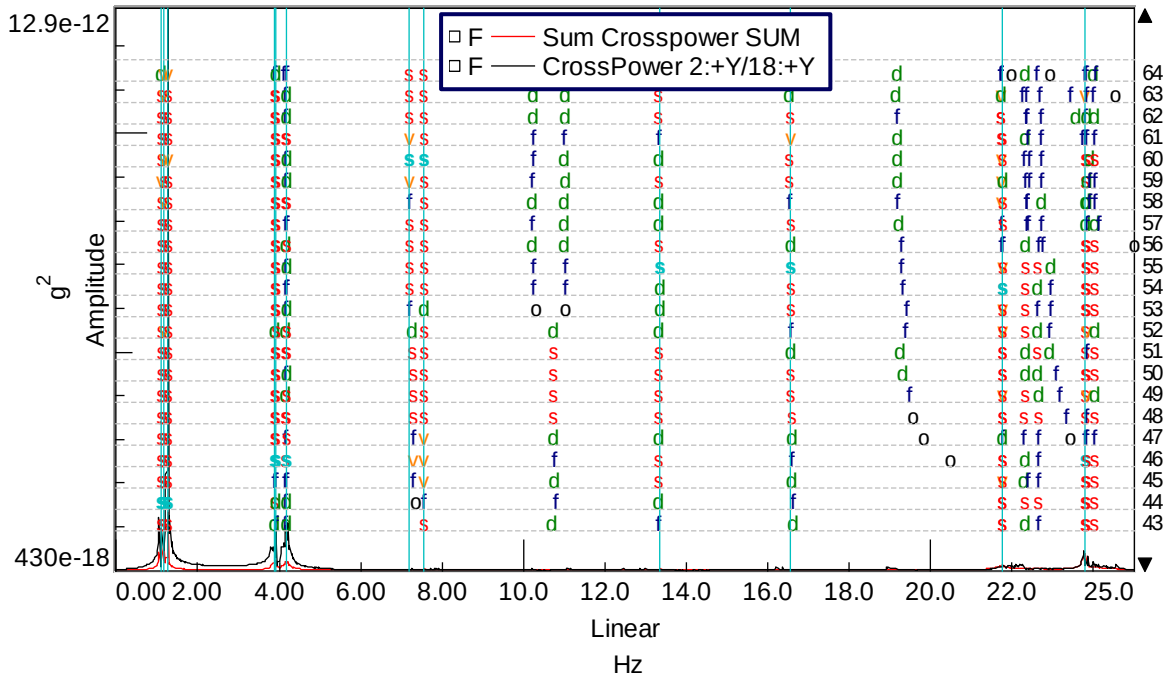


图 2.11 峰值处选取模态频率图

图 2.12 和图 2.13 分别列出了祥云苑 A 座在测试过程中，某一工况在特定时段内典型的加速度信号和两参考点间的互功率谱图。

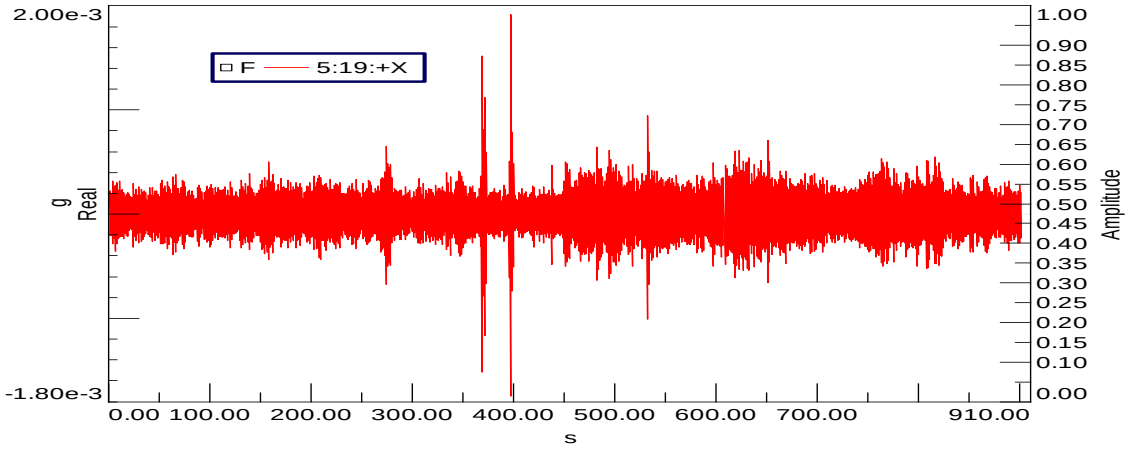


图 2.12 祥云苑 A 座 5 号点某时段加速度信号

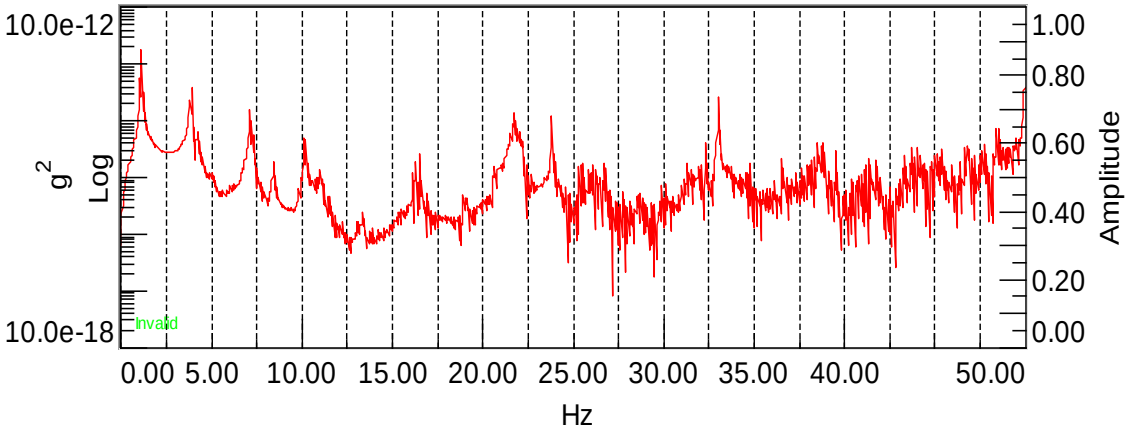


图 2.13 祥云苑 A 座 1 号和 3 号参考点的互功率谱

信号分析过程中，可将 X、Y 两个方向信号单独考虑和 X、Y 向信号同时考虑，当只分析一个方向的信号时，对另一方向的信号作屏蔽处理，主要用于识别与该方向相关的平动模态振型，以及对应的模态频率。两方向同时考虑时，主要用于识别与该方向相关的某一阶扭转模态振型。例如从祥云苑 A 座 X 方向稳态图 0～5Hz 范围内可以看出，在 1Hz～1.5Hz 和 3.75Hz～4.25Hz 范围内出现了明显的模态密集区，由此可断定其中一阶为平动振型，另一阶为与该方向相关的扭转振型，三种情况的稳态图，分别如图 2.14 至 2.16 所示：

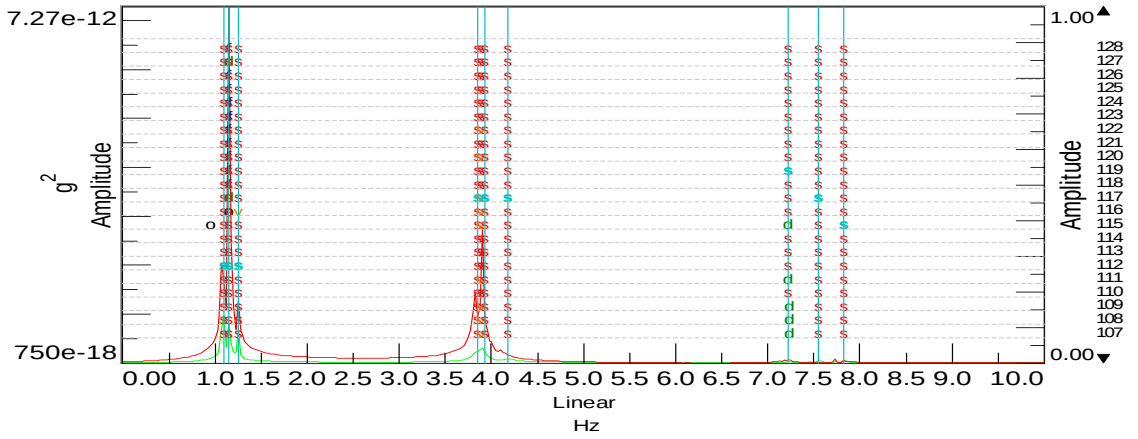


图 2.14 祥云苑 A 座 X 方向稳态图

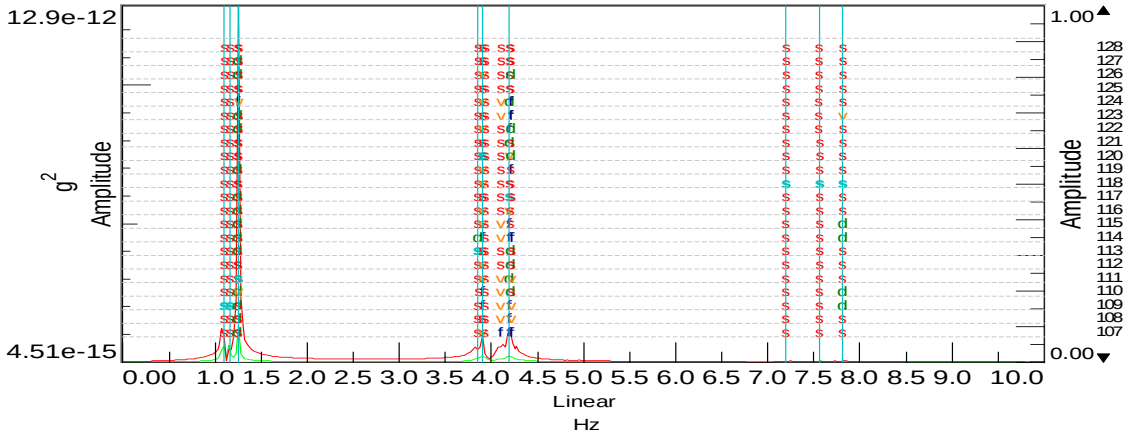


图 2.15 祥云苑 A 座 Y 方向稳态图

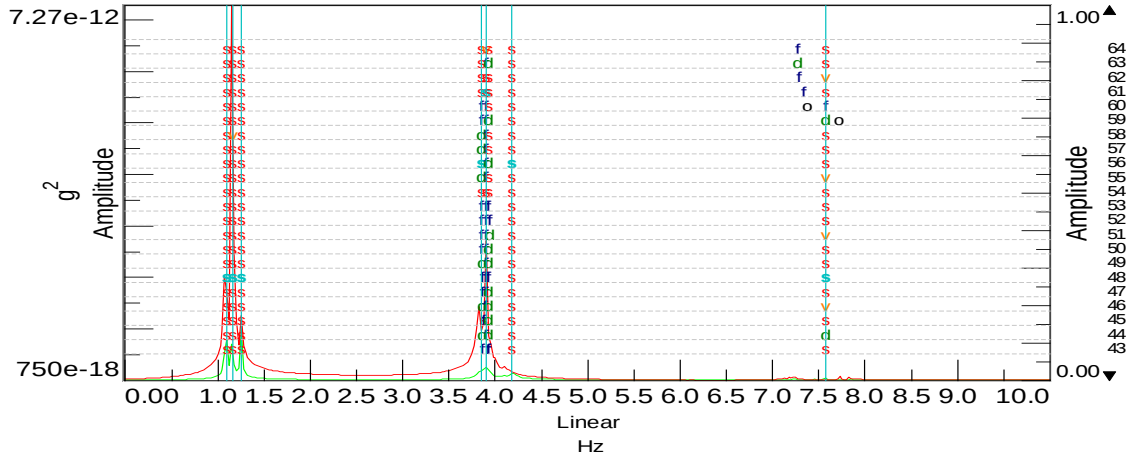


图 2.16 祥云苑 A 座 X、Y 方向稳态图

模态保证判据（Modal Assurance Criteria），简称 MAC 值。它是两个不同模态振型之间的相关系数，定义如下：

$$\mathrm{MAC}=\frac{\left|\{\psi_j\}^{\mathrm{T}}\{\psi_i\}\right|^2}{\left|\{\psi_j\}\right|^2\left|\{\psi_i\}\right|^2} \qquad (2.28)$$

其中：$\{\psi_i\}$ 和 $\{\psi_j\}$ 分别为识别出的第 i 阶模态振型和第 j 阶模态振型。

其基本思想为：结构的真实模态振型不会因模型结构的小变化而出现明显的变化，噪声模态则会因结构的微小变化而变化，即噪声模态表现为弱相关特性。其数值在 0~1 之间变化，当 MAC 值接近 1 时，表示两种模态振型很接近，当 MAC 值接近 0 时，表示两种模态振型不具有相关性。

2.4.2 分析结果

计算得到祥云苑 A 座前 10 阶的模态频率、模态振型和相应 MAC 值，从各阶模态可看出，识别的结果比较好。如下图所示：

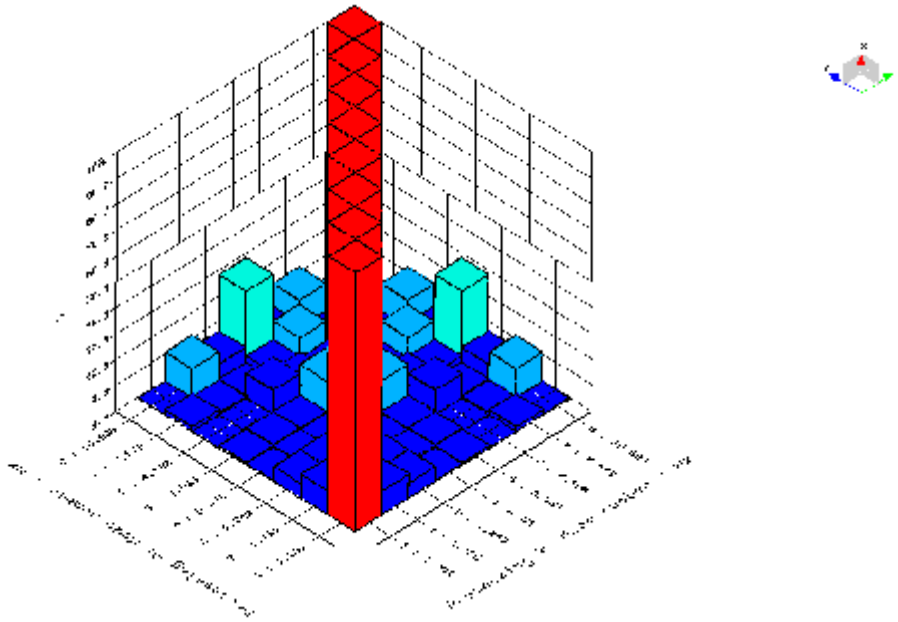
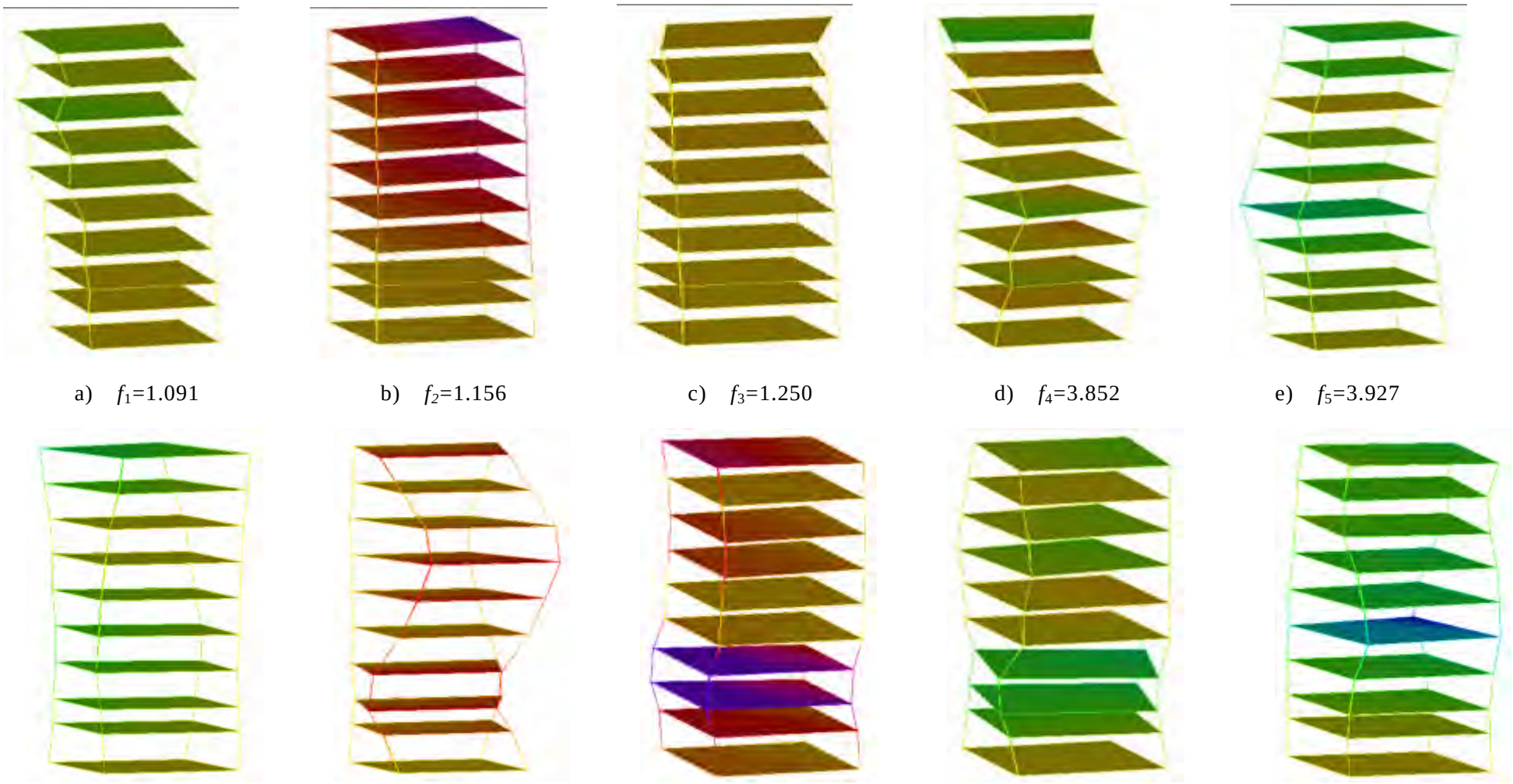


图 2.17 各模态振型对应 MAC 值



a) f_1=1.091　b) f_2=1.156　c) f_3=1.250　d) f_4=3.852　e) f_5=3.927

f) f_6=4.181　g) f_7=7.221　h) f_8=7.555　i) f_9=7.807　j) f_{10}=10.835

图 2.18 祥云苑 A 座 LMS Test.Lab 模态参数识别结果（Hz）

2.5 本章小结

本章主要介绍了实测的十栋高层建筑概况,包括选楼条件,每栋高层的高度、层数、结构形式和平面形式。简述了测试所用的相关仪器及其测试过程中仪器的参数设置情况，测试的环境条件等。对模态分析所用的软件及软件进行随机振动信号分析的理论原理作了详细描述，并以祥云苑 A 座为例，完整阐述了信号分析的全过程，包括：建立简易分析模型时如何设置主从自由度，信号分析时如何检波，如何计算互相关函数，如何得到互功率谱图和稳态图等。经过分析，得到了祥云苑 A 座水平方向上前 10 阶的模态频率、模态振型和相应的 MAC 值，从各阶模态可看出，识别的结果较理想。

第3章　高层建筑有限元模拟与动力特性分析

PKPM 是中国建筑科学研究院于 2002 年开发的一款有限元软件，目前已更新到 V2.1 版本。我国 90%以上的设计院里，结构工程师都利用它进行结构设计，由于它是一款基于中国规范的结构设计软件，为满足设计工作“在保证安全的基础上，用最简便、最快速的方式完成设计任务”的要求，在分析过程中很多地方采用了简化模型。某些参数也根据规范规定，取估算公式的结果作为计算依据，当计算结果不超过现行规范的允许范围时，在保守取值的基础上，即可认为设计满足要求。但规范建议的估算公式由于要考虑到不同地区条件、不同建筑用途、不同结构形式等多方面因素的影响，得到的结果具有包络性。另外，软件本身的计算原理和建模过程采用的简化处理手段，也使计算结果和结构的真实状态有差异。为了更好地了解结构的真实动力特性，有必要利用有限元分析软件 SAP2000 建立模型，进行更精细的计算，并与实测数据作对比。

3.1　PKPM 计算误差分析

3.1.1　PKPM 在建模中的简化

（1）由于填充墙所用材料性能和施工工艺不同，且在地震作用下，其受力较复杂，所以 PKPM 软件在建模过程中，对于填充墙这类非结构构件，仅计算其等效质量，刚度不予考虑。

（2）对于有楼梯位置，将该处板厚调为 0，并将楼梯质量按等效面荷载施加在板上。不考虑楼梯作为斜板，对结构整体刚度的影响。

（3）由于 PKPM 的基础计算和上部结构计算分属于两个子模块，计算时只考虑基础和上部结构的荷载传递，建筑物在基础顶面位置被视为固定端，不考虑基础和上部结构的相互影响，也不考虑地下室范围内的地基土和建筑的相互作用。

3.1.2　PKPM 在参数上的估算

（1）当用于计算风荷载中的风振系数时，PKPM 给出的结构基本周期初始值是按《建筑结构荷载规范 GB50009-2012》[56]F.2.1-2 的简化公式计算的。F.2.1 写到：一般情况下，高层建筑的基本自振周期可根据建筑总层数近似地按下列规定采用：

对于混凝土结构的基本自振周期按下式计算：

$$T_1 = (0.05 \sim 0.10)n \qquad (3.1)$$

式中：n 为建筑总层数。

在完成一次计算后，将计算书中的结构第一平动周期值输入重算。

（2）求水平地震影响系数和顶部附加地震作用系数时，对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构、框架-剪力墙结构和剪力墙结构，其基本自振周期可按下式计算：

$$T_1=1.7\Psi_T\sqrt{u_T} \qquad (3.2)$$

式中：T_1为结构基本自振周期（s）；u_T为假想的结构顶点水平位移（m），即假想把集中在各楼层处的重力荷载代表值作为该楼层水平荷载计算的结构顶点弹性水平位移；Ψ_T为考虑非承重墙刚度对结构自振周期影响的折减系数。

由于建模过程中，忽略了填充墙的刚度，《高层建筑混凝土结构技术规程JGJ3-2010》[55]4.3.16 条规定：计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑非承重墙体的刚度影响予以折减。4.3.17 条规定：当非承重墙体为砌体墙时，高层建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值：

1.框架结构可取 0.6～0.7；

2.框架-剪力墙结构可取 0.7～0.8；

3.框架-核心筒结构可取 0.8～0.9；

4.剪力墙结构可取 0.8～1.0。

对于其他结构体系或采用其他非承重墙体时，可根据工程情况确定周期折减系数。

3.1.3 PKPM 结果与实测数据对比

下面以祥云苑 A 座为例，分别列出 PKPM 计算得到和根据实测数据分析得到的前 10 阶频率，作为对比。

表 3.1 频率对比表（Hz）

频率 / 分类	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7	f_8	f_9	f_{10}
计算值	0.435	0.508	0.533	1.514	1.810	1.841	3.114	3.638	3.811	5.139
实测值	1.091	1.156	1.250	3.852	3.927	4.181	7.221	7.555	7.807	10.835

3.2 SAP2000 简介与有限元模型的建立

SAP2000 是由美国 Computer and Structures Inc.(CSI)公司开发的一款通用结构分析与设计软件。至今已有四十多年的发展历史，其在美国乃至全球范围内都得到认可并广泛应用。

目前，SAP2000 给工程师提供的是一个集成化的视图环境，用户可以在同一个界面中完成建模、分析和设计，通过不同的视图窗口将结构的模态信息，分

析结果和设计结果同时展现，而且可以在不同显示含义的视图中直接进行与该显示状态相关的操作。四十多年的发展，使SAP2000积累了丰富的结构计算分析经验，从静力动力计算到线性非线性分析，从P-Δ效应到施工顺序加载，从结构阻尼器到基础隔振，都能运行自如。同时，软件容纳了最新的分析技术，计算快捷，分析结果合理，其权威性和可靠性得到了国际上业界的一致肯定，汇集了世界上大部分国家和地区的结构设计规范，如：ACI 318-05/IBC 2003，CSA A23.3-04，Eurocode 2-2004，Hong Kong CP2004，AS 3600-09，TS 500-2000，Mexican RCDF 2001 等，也包含了最新一版的中国规范。加上一批经验丰富的工程师在背后不断的研发创新，这些都使 SAP2000 一直站在结构有限元分析软件发展的最前沿[69]。

3.2.1 SAP2000 建模功能

SAP2000 作为一款在全世界范围内享有很高知名度的大型商业有限元分析与设计软件，集成了强大的建模功能。除了传统的根据轴网系统建模的方法，SAP2000 还提供另外三种快速建模方法：

（1）模板建模：软件中集成了梁、二维桁架、三维桁架、二维框架、三维框架、无梁楼盖、壳、楼梯、储藏结构、地下混凝土等多种模板供用户在建模时选择。

（2）AutoCAD 导入：许多工程师需要按照已有的 AutoCAD 图纸，利用结构分析软件进行建模，一些复杂的模型例如网壳，如果能利用 AutoCAD 软件绘制模型，并导入分析软件，将使建模过程大大简化。SAP2000 能够通过导入 AutoCAD 中 DXF 后缀的文件，生成线单元，再在 SAP2000 中将构件截面赋给模型，实现快速建模。

（3）模型组装及 Access、Excel 辅助：对于非常复杂的工程，多位工程师可分工合作，同时建立模型的各个部分，然后组装起来，并且可以把模型数据同 Access 数据库、Excel 表格等数据处理软件进行交互式访问。

此外，SAP2000 还提供了自身的交互式数据库编辑功能，以及将建好的模型导入到 ETABS，Perform-3D 等其他软件作进一步分析的接口。

3.2.2 基于 PKPM 模型快速建模

采用上述方法二，以祥云苑 A 座为例，利用已有的 PKPM 模型，以 Auto CAD 2008 作为过渡程序，可实现将 PKPM 模型的平面图导入 SAP2000 中，省去了 SAP2000 中大量的编辑轴网操作，具体过程如下：

（1）对于已建好的 PKPM 模型，完成计算。在墙梁柱施工图模块中选择梁平法施工图，进入后切换到要导入的标准层，另存为 T 图文件，再利用图形编辑、打印及转换选项，将 T 图转换为 DWG 格式的图；

（2）利用 Auto CAD2008 打开 DWG 格式的图，将其他图层都隐藏，只显示轴网所在图层，并对照图纸调整相应比例，把调好的图纸另存为 Auto CAD 2004/LT2004 DXF(*.dxf)格式；

（3）在 SAP2000 中点击文件，导入，Auto CAD.dxf 文件，弹出 Import DXF File 对话框，选择 Auto CAD 生成的 DXF 文件，设置好全局方向和单位制，在 DXF 导入对话框中，给 Frames 型构件选择图层为 FRAMES，即完成了平面图的导入；

（4）导入的杆件默认为同一属性，可以在随后的材料定义和截面定义中对其进行修改。立面上柱的建模可点击编辑，拉伸，拉伸点成框架/索的命令来实现。立面上墙的建模可点击编辑，拉伸，拉伸线成面的命令来实现；

（5）每建完一个标准层，可点击视图，设置界限，将视图调整到能显示这一层的完整画面，选中本层，点击编辑，带属性复制，快速得到其余的相同标准层。

3.2.3 单元类型与材料属性定义

任何一个连续体，都可以通过网格划分成若干小的区域，其中每个小的区域称为一个单元，单元是组成有限元模型的基础。SAP2000 中常见的有：点单元（连接单元：Link）框架单元（Beam），面单元（Plane），壳单元（Shell），轴对称实体（Asolid）等。针对不同构件的受力特点，建模选用了不同的单元。比如用框架单元模拟梁和柱。因膜单元只具有平面内刚度，承受膜力，结构中楼板通常用膜单元模拟；板单元只具有平面外刚度，承受弯曲力，模拟薄梁或地基梁；壳单元的力学行为是膜和板的结合，为了实现对结构的真实模拟，本文采用薄壳单元模拟剪力墙和楼板。又因为在地脉动作用下，可认为结构处于线弹性阶段，在进行模态分析时，可忽略钢筋的作用。所以本文未考虑分层壳模拟剪力墙。

图 3.1 C25 混凝土参数设置

图 3.2 C40 混凝土参数设置

本工程混凝土强度为 C25 和 C40 两种，具体参数如上图所示：

对应不同混凝土强度，不同梁高和梁宽，全楼共包括 22 种梁，梁宽变化范围：200mm～550mm，梁高变化范围：300mm～1400mm；全楼共包括 3 种柱，分别为：400×400mm^2、600×600mm^2 和 800×800mm^2；全楼共包括 3 种板，厚度分别为：100mm、120mm 和 250mm；全楼共包括 4 种厚度的剪力墙，分别为：250mm、300mm、350mm 和 400mm，各墙肢截面高度和厚度随楼层升高呈递减趋势，柱和剪力墙均采用 C40 混凝土。具体参数如下图：

图 3.3 框架截面的定义

图 3.4 面截面的定义

3.3 填充墙的处理

PKPM 在建模过程中，只考虑诸如：梁、板、柱、剪力墙等结构构件，对于填充墙这类非结构构件，它的实际刚度不在建模中体现，只在其他需要考虑其刚度的计算中乘以相应系数。为考察传统建模方式的模型和计入填充墙刚度的模型对结构动力特性分析的影响，并比较计算结果与实测真实值的差距，本文对每栋高层建筑建立三种模型，分别是：只建立结构构件，未考虑填充墙质量和刚度的模型；导入填充墙质量的模型；同时考虑填充墙质量和刚度的模型；下面仍以祥云苑 A 座为例，详细叙述建模和分析过程，其余模型列于附录中。

3.3.1 未考虑填充墙质量和刚度的模型

为进一步了解填充墙质量在模态分析中对于结构动力特性的影响。在 SAP2000 建模时，特意构建了一种不考虑填充墙的纯粹的结构物模型。由于测试期间未交房，原型结构和各种有限元模型均无活荷载。

3.3.2 仅考虑填充墙质量的模型

为和传统建模方式做对比，用 SAP2000 完成了一个与 PKPM 软件相同建模方

式的模型，对于填充墙，仅计算其等效质量，并按均布线荷载施加在相应梁上。工程上对等效质量的计算通常有两种：当填充墙开有较大门窗洞口时，墙体恒载折算 0.7～0.8，门窗洞口较小时，折算 0.8～0.9；或按开洞面积扣除相应质量，再换算成均布荷载。实践证明，按第一种算法已经能满足工程精度的要求，故本文采用算法一，下图为祥云苑 A 座第三标准层局部填充墙作为荷载布置图。

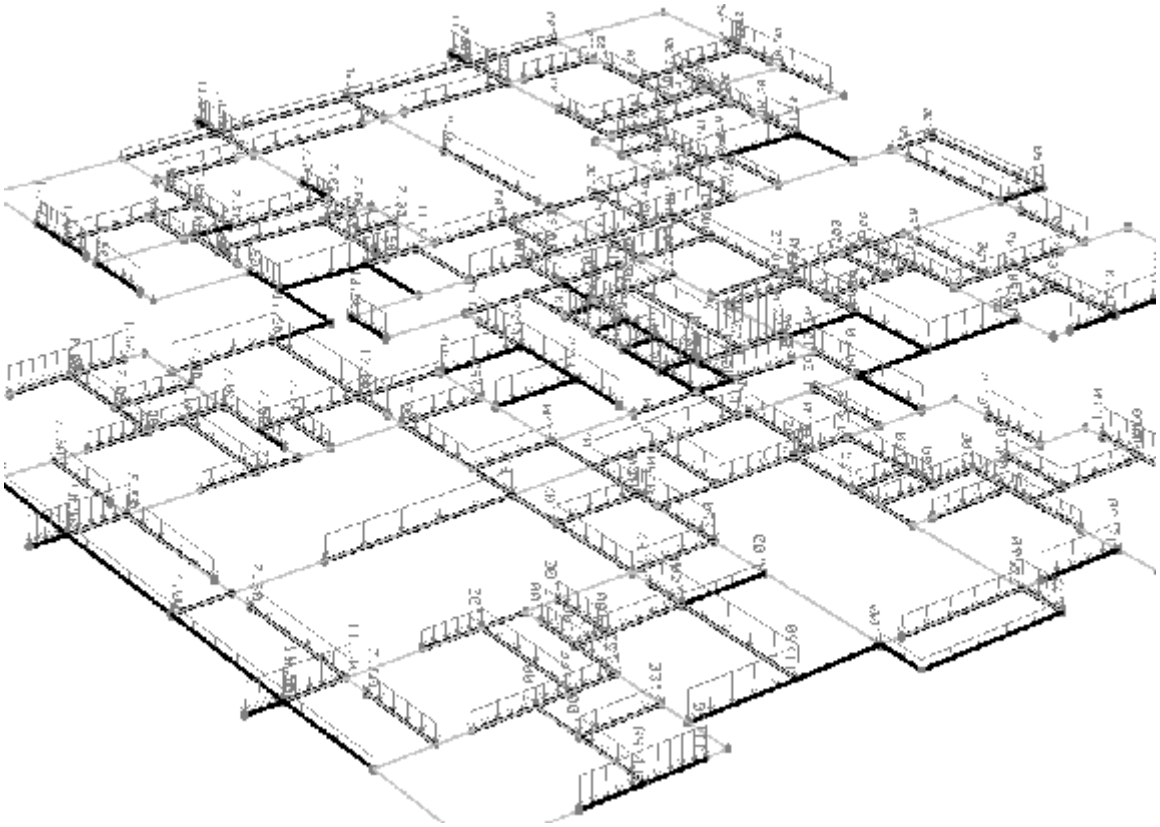


图 3.5 填充墙的质量转化为荷载布置图

3.3.3 同时考虑填充墙质量和刚度模型

由结构施工图可知，填充墙为 MU10 页岩多孔砖拌合 M5 水泥砂浆砌筑，从《砌体结构设计规范 GB 50003-2011》中表 B.0.2-1 查到其抗压强度标准值为 2.4MPa。从《混凝土结构设计规范 GB 50010-2010》中表 4.1.4-1 查到，C15 混凝土的轴心抗压强度设计值为 7.2MPa，由于 C15 为混凝土的最低抗压强度，现在 SAP2000 中自定义一种材料 C10，材料类型为 Concrete，泊松比 0.2，弹性模量 E_c 根据混凝土弹性模量按插值法取为 $1.85\times10^4 N/mm^2$，轴心抗压强度标准值按插值法取为 4.8 MPa。因为实际结构中填充墙分为三类，外围护墙厚为 240mm，分户墙厚 180mm，内隔墙厚 120mm。为简化计算，统一取厚度为 120mm，同时将抗压强度提高一倍，利用自定义材料 C10 混凝土模拟填充墙。三种模型在 SAP2000 中的图如上所示。

图 3.6 未考虑填充墙模型

图 3.7 只考虑填充墙质量模型

图 3.8 考虑填充墙质量和刚度模型

3.4 高层建筑模态分析

3.4.1 参数设置与边界条件

对于模态分析，边界条件的确定主要针对模型自由度的约束，就本文的模型而言，可假定高层建筑与地面为固接。在运行分析之前，指定底部节点沿局部坐标方向的平移和转动均为零位移约束。

【质量源定义】为【来自荷载】,【质量乘数】设为 1。由于测试期间大部分楼层未交房，不需要考虑活荷载，所以定义荷载模式中，只定义了 DEAD 荷载，其【自重乘数】设为 1。

单元剖分上，利用【按属性选择】,全选所有墙体，在【指定自动面剖分】中，选择【按最大尺寸剖分面】，将尺寸定为 1m，再在【指定边束缚】中，选择【沿对象边生成束缚】。

由于填充墙质量已经以均布线荷载形式施加在梁上,为避免其质量重复计算，将用于填充墙模拟的材料 C10 混凝土密度设为 0，表示仅考虑了填充墙的刚度，不考虑其质量。

要得到结构从低到高的各阶模态振型，而非与某一特定荷载相对应的模态振型，在【荷载工况数据】的 Modal 中,【模态类型】需选择【特征向量】，最大振型数设为 12。运行分析，即可得到各阶模态振型对应的模态频率。

3.4.2 质量源定义的讨论

在结构的模态分析中，质量和刚度是两个很重要的影响因素。刚度一般在确定了构件的几何尺寸和弹性模量后，由软件自动计算，不会出现太大误差。所以计算的误差主要集中到质量的统计上。在 CSI 公司出品的 SAP2000 中，将结构的

质量和重量分为两个相互独立的概念，质量用于动力问题的计算，重量用于静力问题的计算。采用了质量源的概念来计算模态分析过程中的结构质量。质量源定义的界面和荷载模式定义的界面分别如下图所示：

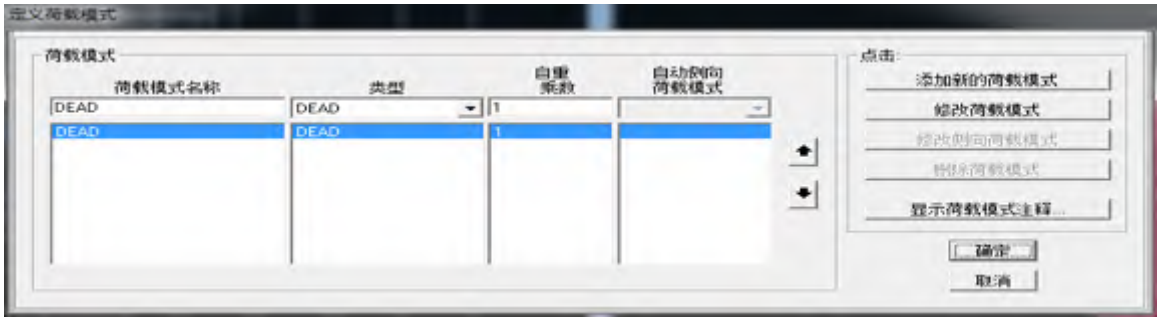


图 3.9 荷载模式定义图

图 3.10 质量源定义图

从上图中可看出，质量源定义有三种形式，不同的选择与荷载模式中自重乘数的取值有一定联系，以下就选择不同情况作详细说明：

1、DEAD 工况自重乘数取 1 时

此时，软件将根据材料定义中，材料的重量密度乘以构件几何尺寸得到的全部自重，转化为 DEAD 工况的荷载，我们将这部分对应的质量记为：Mass1。

（1）质量源定义选择第一项：来自对象和附加荷载

此种情况下，结构的荷载不会转化为结构的质量。在没有附加质量的情况下，结构的总质量即为：Mass1。但这一选项不满足中国规范的要求，因为在中国规范中，结构的动力分析和结构地震作用计算是基于建筑物的重力荷载代表值，它定义了求解地震作用时，结构质量的计算方法。

（2）质量源定义选择第二项：来自荷载

此种情况下，布置在结构上的荷载会转化为质量（利用荷载值除以重力加速度 g）。根据《建筑抗震设计规范 GB50011-2010》[1]中 5.1.3 条所述：计算地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和。所以自重等恒荷载 D 的组合系数为 1，活荷载 L 的组合系数为 0.5，即重力荷载代表值为 1.0D+0.5L，其对应的质量记为 Mass2。这里的恒荷载是自重和附加恒载之和，即楼板表面装饰的面荷载、梁上填充墙的线荷载与结构构件自重恒载（梁、板、柱和剪力墙的构件自重），因为“定义荷载模式”中，DEAD 工况的自重乘数取 1，已经将构件的自重计入，故 Mass2 中包括了 Mass1，或者说 Mass2 的一部分是 Mass1，其余部分为附加恒荷载和 0.5 倍活荷载。

（3）质量源定义选择第三项：来自对象、附加质量和荷载

此种情况下，结构质量为以上两种方法计算的质量之和。显然，此时“质量乘数”里不应包括 DEAD 工况的质量乘数，只有 LIVE 项的质量乘数 0.5。如果这样的话，附加恒载部分丢失了，因为自重恒载在（1）中，而不写 1.0*DEAD 的话，附加恒载就没能计入。同理，写上 1.0*DEAD 的话，自重恒载就算了两遍。因此，在 DEAD 工况自重乘数取 1 的情况下，第三项不可能得到正确的质量。

2.DEAD 工况自重乘数取 0

此时，软件不计算结构自重产生的恒荷载，但只要结构材料的密度不为 0，结构的自身质量仍然有。

（1）质量源定义选择第一项：来自对象和附加质量

此时，在没有附加质量的情况下，结构质量为构件体积乘以结构相应材料密度结果。

（2）质量源定义选择第二项：来自荷载

此时，由 1.0D+0.5L 产生的质量缺少了结构自重，若想得到正确的质量，需将结构自重以外荷载的形式施加到结构上，梁、柱以线荷载形式，楼板以面荷载形式。显然，这样做比较麻烦。

（3）质量源定义选择第三项：来自对象、附加质量以及荷载

由 1 中第三款可知，质量乘数采用 1.0D+0.5L 时，得到的质量是正确的。因为，DEAD 工况自重乘数取 0 后，自重荷载只计算了 1 遍。

对上述 6 种情况，记结构自重为 D_1，附加恒载为 D_2，活荷载为 L，以公式的形式总结如下：

1.（1）Mass=D_1

1.（2）Mass=$D_1+D_2+0.5L=1.0D+0.5L$

1.（3）Mass=$D_1+0.5L$

2.（1）Mass=D_1

2.（2）Mass=$D_2+0.5L$

2.（3）Mass=D_1+D_2+0.5L=1.0D+0.5L

综上所述，1.（2）和 2.（3）定义的质量统计均是正确的，但实际应用中，只能按 1.（2）的方法来比较方便的得到结构用于模态分析的质量。即：DEAD 工况自重乘数取 1，质量源定义选择第 2 项。因为 2.（3）的方法虽然对于质量的计算是正确的，但由于结构没有自重，在 DEAD 工况下的受力就小了，这是不对的[61]。

3.4.3 计算中单元划分的讨论

在有限元分析中,“单元划分大小”和“计算耗时多少”是一对矛盾的统一体，二者存在此消彼长的关系。分析过程中，如果单元划分太大，虽然节约了计算时间，有可能达不到计算精度。单元划分太小，虽然保证了计算的准确性，却花费了大量时间，从某种程度上来说也是一种浪费。因此，有必要在两者间寻找一个合理的平衡点,使我们的计算结果误差在可接受范围内的同时尽量缩短计算时间，而这个平衡点既是：单元划分尺寸。

下面以祥云苑 A 座为例，按系统默认值计算前 12 阶模态振型，阐明对剪力墙进行不同单元尺寸划分的情况下，计算时间和基本频率的关系，具体如表格 3-2 所示：

表 3.2 单元划分与计算时间对比表

单元尺寸(m)	基本频率（Hz）	计算时间 ′，″（min，sec)
0.8×0.8	1.326370	26′ 28″
1.0×1.0	1.331403	4′ 29″
1.2×1.2	1.333814	3′ 49″
1.4×1.4	1.338512	3′ 06″
1.5×1.5	1.340764	2′ 38″
1.6×1.6	1.341694	2′ 10″
1.8×1.8	1.342374	1′ 54″
2.0×2.0	1.346047	1′ 46″
2.2×2.2	1.347292	1′ 32″
2.4×2.4	1.348002	1′ 27″
2.5×2.5	1.351547	1′ 22″

分别画出基本频率和单元尺寸划分的关系曲线，计算耗时和单元尺寸划分的关系曲线，如下图所示：

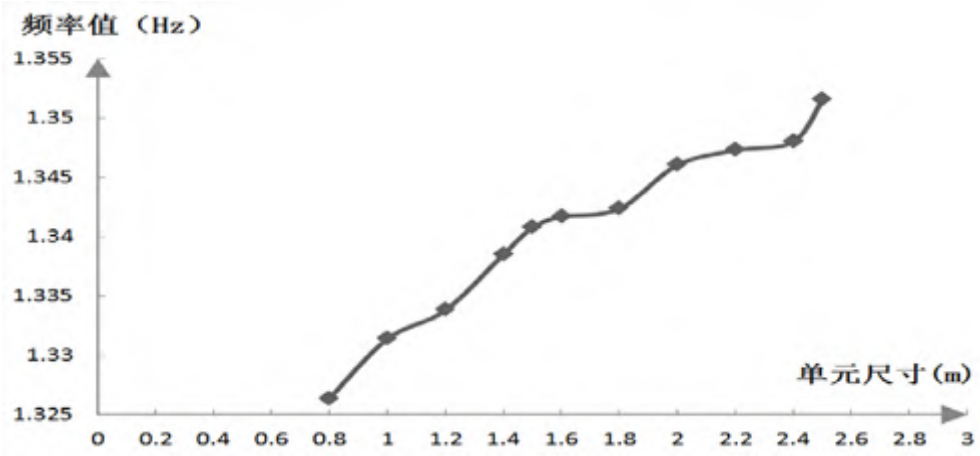


图 3.11 基本频率和单元尺寸关系曲线

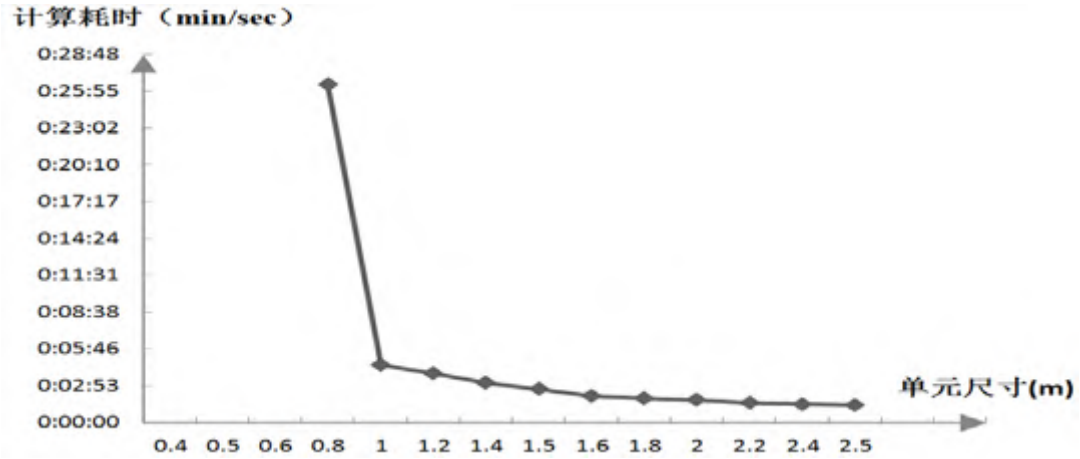


图 3.12 计算耗时和单元尺寸关系曲线

由上述两个图可知，随着单元划分尺寸的缩小，计算频率逐渐降低，且趋近于实测频率：1.091Hz。当单元尺寸取 0.8m 时得到的计算频率与取 1m 时误差仅为 0.005Hz，但计算耗时却增加了约 6 倍，同时作者还发现，当单元尺寸取到 0.6m 时，对于普通微型计算机出现了内存溢出的现象。由此得出单元的合理尺寸划分为：1m，并将此取法应用于其他 9 栋高层的计算。

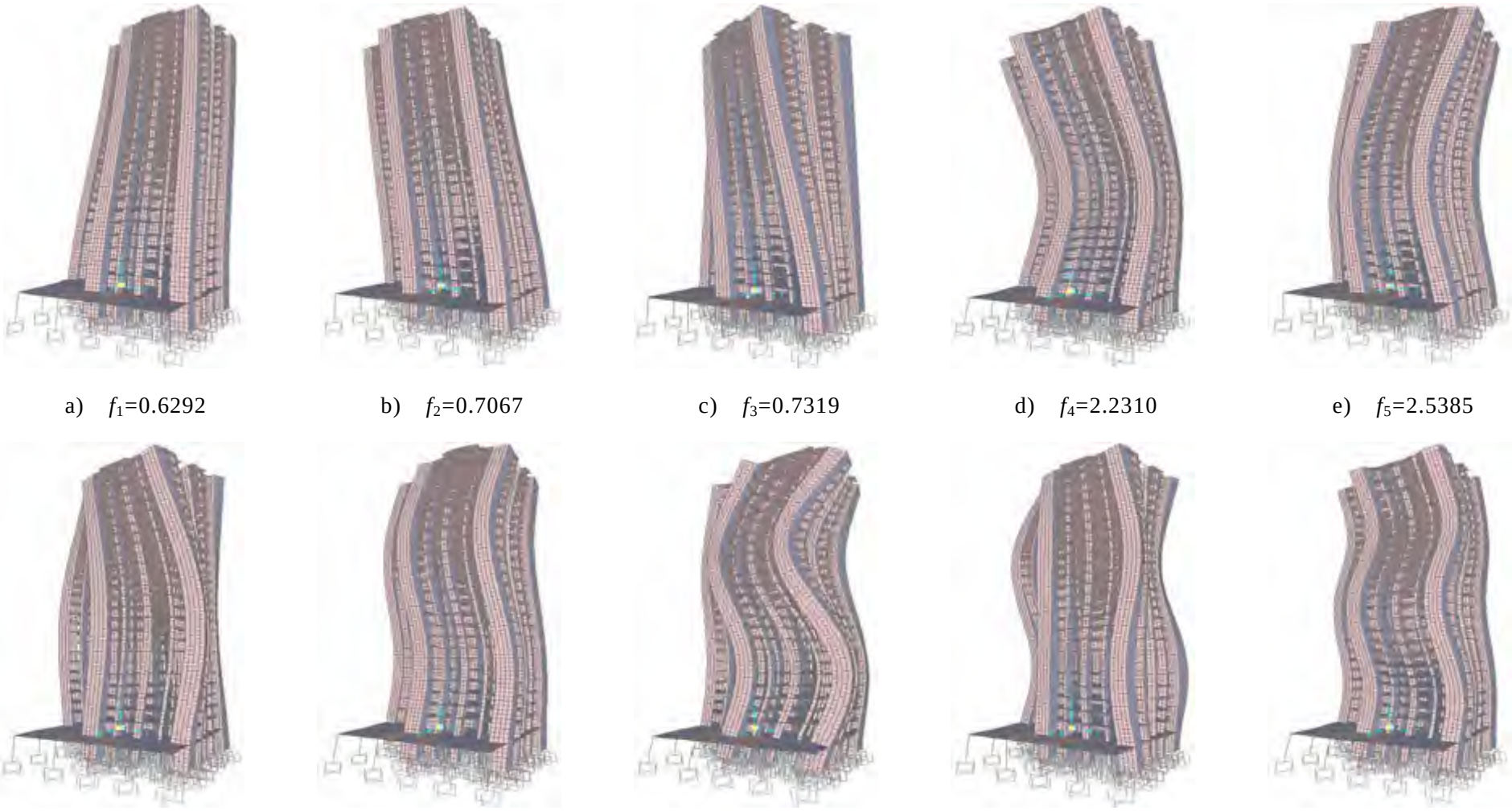
3.4.4 分析结果

三种有限元模型分析得到的模态频率和模态振型如下所示：

表 3.3 祥云苑 A 座计算频率对比表 f(Hz)

阶数 / 算法	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7	f_8	f_9	f_{10}
PKPM	0.435	0.508	0.533	1.514	1.809	1.841	3.114	3.638	3.811	5.138
SAP	0.629	0.707	0.731	2.231	2.538	2.627	4.608	5.298	5.533	7.536
SAP($M_{i,w}$)	0.513	0.594	0.597	1.816	2.115	2.163	3.7495	4.371	4.604	6.132
SAP($\mathbf{M}_{i,w}$, $\mathbf{K}_{i,w}$)	1.333	1.487	1.980	5.057	5.111	6.178	10.01	10.05	10.457	11.183

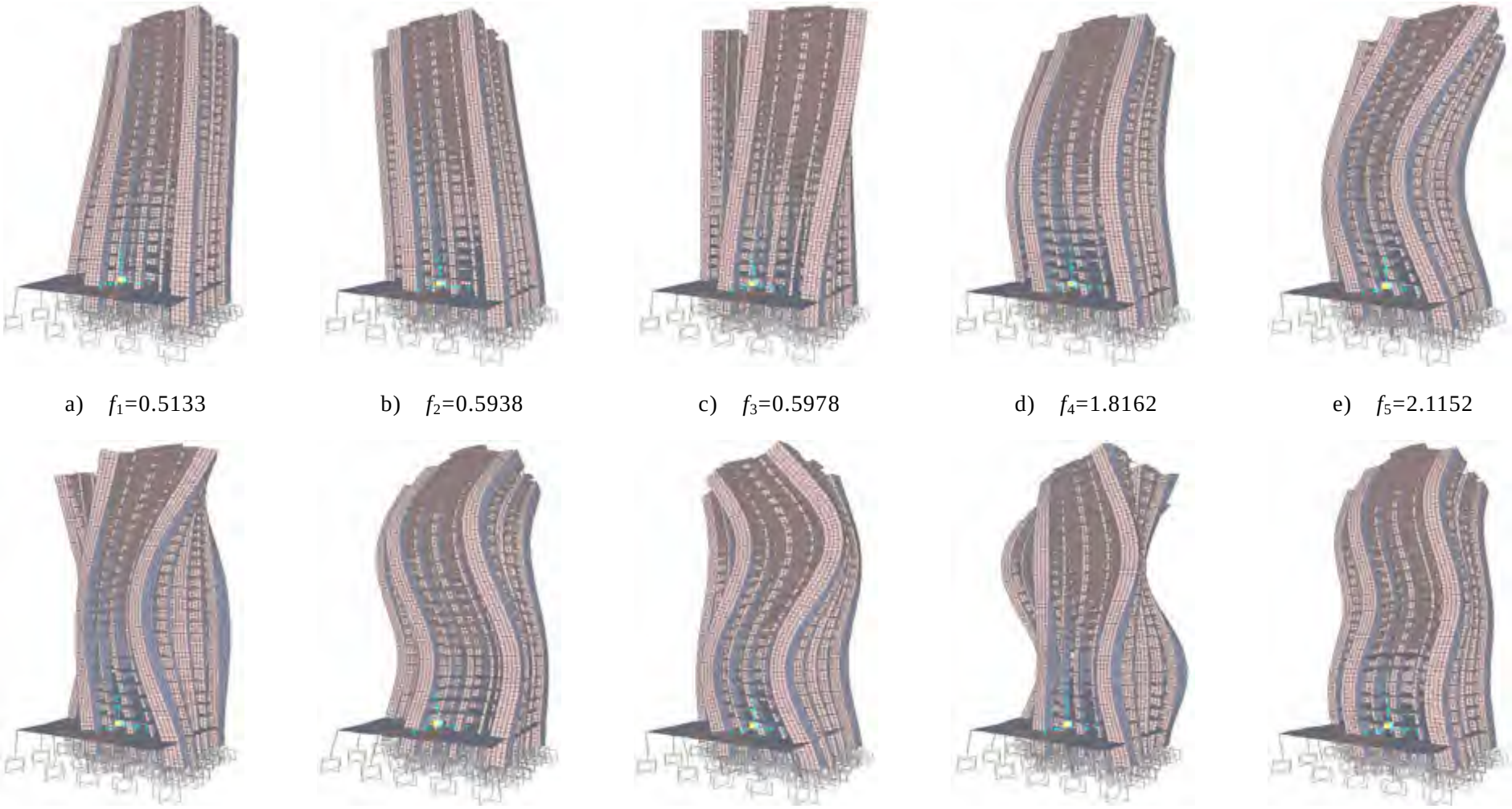
注：$M_{i,w}$ 表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$ 表示计入了填充墙刚度



a) f_1=0.6292　b) f_2=0.7067　c) f_3=0.7319　d) f_4=2.2310　e) f_5=2.5385

f) f_6=2.6277　g) f_7=4.6079　h) f_8=5.2975　i) f_9=5.5325　j) f_{10}=7.5358

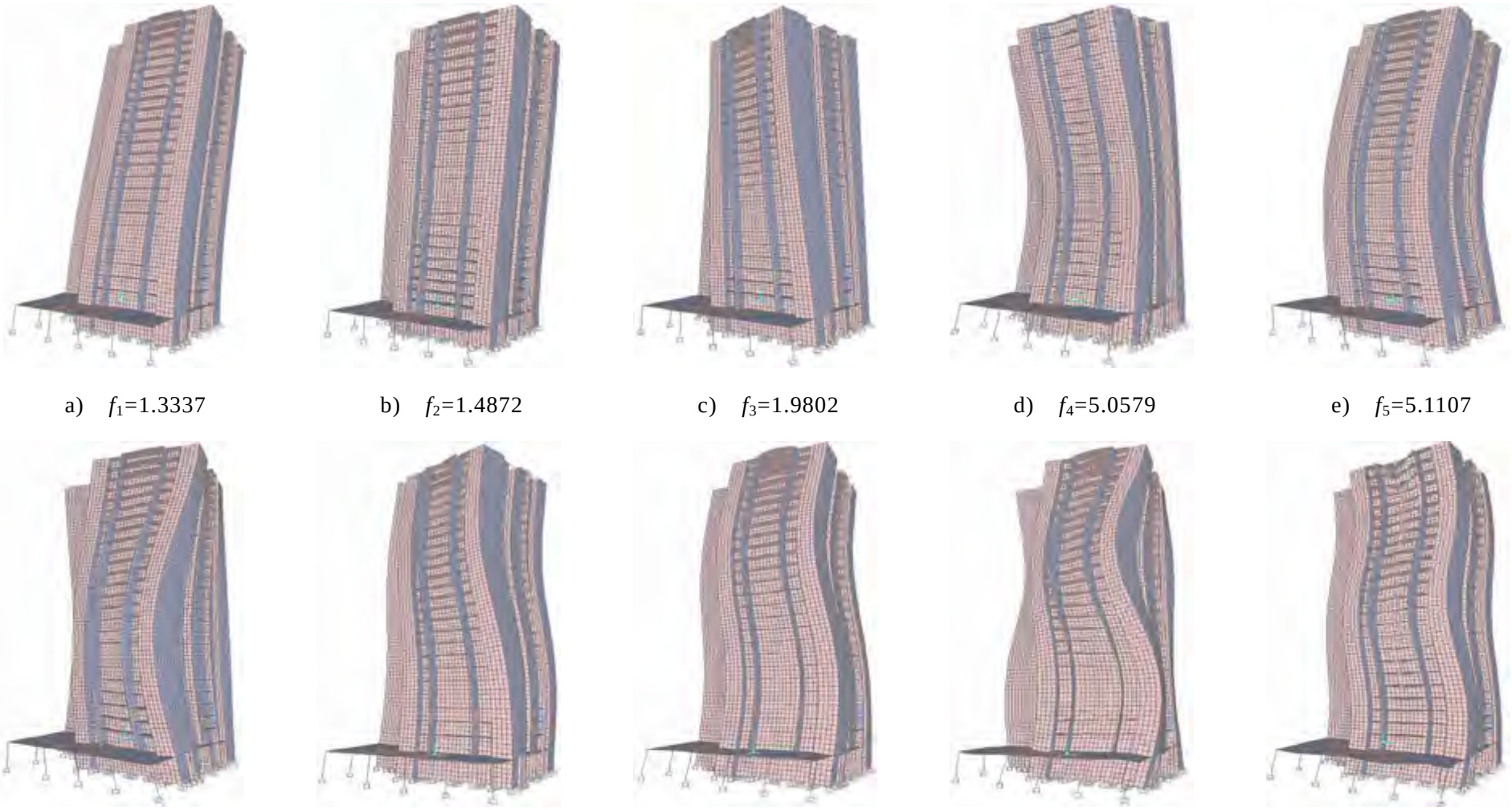
图 3.13 祥云苑 A 座模态振型（不计填充墙）（Hz）



a) f_1=0.5133　b) f_2=0.5938　c) f_3=0.5978　d) f_4=1.8162　e) f_5=2.1152

f) f_6=2.1627　g) f_7=3.7495　h) f_8=4.3704　i) f_9=4.6037　j) f_{10}=6.1324

图 3.14 祥云苑 A 座模态振型（计入填充墙质量）（Hz）



a) f_1=1.3337　b) f_2=1.4872　c) f_3=1.9802　d) f_4=5.0579　e) f_5=5.1107

f) f_6=6.1776　g) f_7=10.014　h) f_8=10.457　i) f_9=11.183　j) f_{10}=11.183

图 3.15 祥云苑 A 座模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）

由于祥云苑 A 座标准层平面为近似风车型的不规则图形，参考《建筑抗震设计规范 GB 50011-2010》[1]表 3.4.3-1 中第二项：平面凹进的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%，可知本结构具体属于凹凸不规则。由于受平扭耦联影响，在得到的模态振型中，某些平动振型不是很明显。

3.5 LMS Test.Lab 与 SAP2000 分析结果对比

3.5.1 模态频率对比和误差分析

表 3.4 所有高层前三阶计算频率 f(Hz)

计算分类 / 频率 / 阶数 / 高层		①LMS Test.Lab 实测值	②PKPM 计算值	③SAP 模型 无填充墙	④SAP 模型 ($M_{i,w}$)	⑤SAP 模型 ($M_{i,w}$， $K_{i,w}$)
北岸雅阁 1#	1	0.708	0.283	0.484	0.369	0.861
	2	0.837	0.288	0.498	0.377	1.133
	3	0.962	0.372	0.584	0.455	1.791
北岸雅阁 2#	1	0.803	0.283	0.476	0.348	0.981
	2	0.891	0.302	0.525	0.385	1.284
	3	1.045	0.381	0.637	0.472	1.963
金穗小区 1#	1	0.760	0.292	0.404	0.331	0.916
	2	0.831	0.304	0.442	0.363	1.010
	3	0.842	0.427	0.463	0.385	1.466
金穗小区 3#	1	0.618	0.278	0.367	0.299	0.672
	2	0.678	0.289	0.376	0.3054	0.821
	3	0.776	0.362	0.407	0.335	1.434
祥云苑 A 座	1	1.091	0.435	0.629	0.518	1.331
	2	1.156	0.508	0.707	0.599	1.485
	3	1.250	0.533	0.732	0.604	1.974
祥云苑 B 座	1	1.087	0.431	0.636	0.521	1.335
	2	1.155	0.506	0.713	0.599	1.493
	3	1.272	0.537	0.741	0.609	1.974
水户皇门 1#	1	0.563	0.235	0.307	0.251	0.625
	2	0.643	0.243	0.316	0.256	0.723
	3	0.981	0.279	0.352	0.284	1.152
水户皇门 2#	1	0.703	0.269	0.383	0.307	0.742
	2	0.705	0.276	0.438	0.352	0.769
	3	0.823	0.316	0.457	0.372	1.463

续表 3.5

高层	频率阶数 / 计算分类	①LMS Test.Lab 实测值	②PKPM 计算值	③SAP 模型 无填充墙	④SAP 模型 ($M_{i,w}$)	⑤SAP 模型 ($M_{i,w}$，$K_{i,w}$)
水漾人家 7#	1	0.628	0.326	0.476	0.414	0.684
	2	0.782	0.359	0.512	0.446	0.806
	3	1.139	0.391	0.639	0.566	1.278
香格里拉 1#	1	0.614	0.289	0.449	0.359	0.704
	2	0.724	0.311	0.454	0.364	0.905
	3	1.353	0.534	0.696	0.575	1.635

注：$M_{i,w}$ 表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$ 表示计入了填充墙刚度

参考表 3.4 中各计算方式的代号，根据不同建模方式计算得到基本频率，与实测得到的基本频率相比较，并作误差分析如下表所示：

表 3.6 计算基本频率占实测值百分比

所占百分比（%）	北岸雅阁 1#	北岸雅阁 2#	金穗小区 1#	金穗小区 3#	祥云苑 A 座	祥云苑 B 座	水户皇门 1#	水户皇门 2#	水漾人家 7#	香格里拉 1#
② ÷ ①	39.91	35.21	38.39	45.05	39.9	39.68	41.69	38.37	51.84	46.99
③ ÷ ①	68.29	59.22	53.11	59.45	57.67	58.46	54.46	54.48	75.79	73.27
④ ÷ ①	52.06	43.31	43.49	48.3	47.49	47.96	44.45	43.65	66.01	58.53
⑤ ÷ ①	121.6	122.1	120.5	108.7	122.1	122.8	111.1	105.5	108.8	114.6

表 3.7 计算基本频率误差百分比

所占百分比（%）	北岸雅阁 1#	北岸雅阁 2#	金穗小区 1#	金穗小区 3#	祥云苑 A 座	祥云苑 B 座	水户皇门 1#	水户皇门 2#	水漾人家 7#	香格里拉 1#
（① － ②）÷①	60.09	64.79	61.61	54.95	60.09	60.32	58.30	61.63	48.16	53.01
（① － ③）÷①	31.71	40.78	46.89	40.55	42.32	41.53	45.53	45.52	24.20	26.72
（① － ④）÷①	47.94	56.69	56.51	51.69	52.5	52.04	55.54	56.35	33.99	41.47
（⑤ － ①）÷①	21.59	22.07	20.48	8.74	22.03	22.81	11.02	5.55	8.89	14.63

3.5.2 计算结果误差分析

实测值反映了结构的真实状态，而有限元软件建模过程中进行了简化处理，仿真分析时也利用了某些基本假定，这些都使得计算结果和实测值之间存在一定差异。本章在运用 SAP2000 计算结构动力特性时存在的误差有：

（1）由于缺少相应的地质勘查报告，对于有地下室的结构，未考虑场地土和结构物间的相互作用，仅将结构物在±0.000 处的边界条件设置为固定端，；

（2)填充墙主要材料为页岩多孔砖砌块,其强度主要由砌筑砂浆的强度控制，因施工工艺的不同，砂浆强度难以精确模拟；

（3）填充墙建模采用薄壳单元，其具有平面内和平面外刚度，且在平面内能承受拉应力和压应力，而真实填充墙没有平面外刚度且不能承受拉应力，故采用薄壳单元模拟对结构刚度有增强；

（4）对于楼梯位置，只作了楼板开洞处理而未进行精细建模。对于电梯井门洞，卫生间和卧室等小面积窗洞，建模中都未进行细致的开洞处理，这些简化对结构的刚度有一定影响；

（5）填充墙质量在建模中以梁上均布线荷载考虑，其来源为 PKPM 模型中的取值，由于 PKPM 在计算梁间恒载时采用估算，与真实值存在差异。

3.6 本章小结

本章主要介绍了高层建筑的有限元仿真分析，先介绍 PKPM 计算存在较大误差的原因，从而引出运用 SAP2000 建模分析，详细介绍了根据 PKPM 模型快速建立 SAP2000 模型的过程，对三种类型的模型作了阐述，并分别进行模态分析。讨论了模态分析过程中，质量源定义和自重乘数的关系，单元划分、计算耗时与计算精度的关系。将分析得到的结果与实测值对比，发现计算结果良好，最后总结了 SAP2000 计算产生误差的原因。

本章得到的主要结论有：

(1). 将 PKPM 的计算结果与实测值对比，由表格 3-4 和表格 3-5 第一行可知：无论剪力墙还是框架剪力墙结构，计算出的基本频率以及前三阶频率都不到实测值的 50%；

(2). 改用 SAP2000 建模后，在未考虑填充墙的情况下，参考表 3-4 第三列可知：计算得到的前三阶频率略微超过实测值的 50%；

(3). 在 SAP2000 模型中导入填充墙质量，频率有所下降，但下降的幅度不大。由于此时与 PKPM 建模方式相同，通过比较表格 3-4 第一行和第四行可知：SAP2000 计算的频率普遍高于 PKPM 的结果，这是由于 SAP2000 建模时楼板采用薄壳模拟，考虑了楼板平面外刚度。比较二者发现：SAP2000 比 PKPM 计算的

结果更接近真实值；

(4). 在导入了填充墙质量的 SAP2000 模型中，将填充墙刚度模拟进去，发现计算频率略高于实测频率，这说明用薄壳模拟填充墙的模型其刚度相比实际结构的填充墙刚度偏大；

(5). 通过详细讨论 SAP2000 中质量源定义和自重乘数的关系，提出 SAP2000 中模态分析时针对中国规范的合理选项；

(6). 通过尝试划分不同尺寸的单元进行试算，核对计算耗时和计算精度，提出用 SAP2000 进行模态分析时，将面单元尺寸划为 1m 较合理。

第4章　实测和计算周期在高层建筑抗震分析中的应用

4.1　周期的重要性及其影响因素

高层建筑结构的自振周期是结构自身固有的动力学特性，在设计过程中，它是判断高层建筑刚度是否合理、质量和刚度是否匹配的重要依据。当结构的质量和刚度确定后，它的自振周期就已经确定。

目前，我国在抗震设计过程中，计算建筑物受到的地震作用主要采用的方法有：底部剪力法和振型分解反应谱法。当建筑物高度不超过 40m，结构以剪切变形为主，同时质量和刚度沿高度较均匀分布时，可采用底部剪力法。此时，结构的地震反应将以第一振型反应为主,而结构的第一振型接近直线,因此可简化为，结构物上任意质点的第一振型位移与其高度成正比，按一定规律将结构底部剪力分配给各层。在这过程中，要得到地震影响系数(α)，首先要计算结构的基本自振周期(T)，同时，在判断是否需要考虑顶部附加地震作用时，也需要用到基本自振周期(T)和 $1.4T_g$(T_g 为场地特性周期)的关系。当结构物较复杂，质量和刚度沿高度分布不均匀时，应采用振型分解反应谱法，以得到更为精确的计算结果。此时，不仅要计算结构物的基本自振周期，还要计算结构的第二和第三阶自振周期，以及相应的振型，按每一阶周期计算相应的地震影响系数，最后由振型组合计算出体系的最大地震反应。

影响结构自振周期的因素很多，比如：建筑的平面布置形式，立面布置形式，结构的质量分布和刚度分布，所用材料的特性，非结构构件的质量和刚度，非结构构件的分布形式，非结构构件与结构构件的连接形式，结构物的施工质量以及场地土的情况等。在上述诸多因素中，填充墙沿各个方向的分布数量对该方向自振周期影响较大。此外，在有限元分析时，对于有地下室的高层建筑，选择±0.000处还是基础顶面作为嵌固端；是否考虑混凝土构件发生弹-塑形变形；高层建筑正常使用阶段楼面均布活荷载按 50%取值是否合理；随着龄期增长，结构的超强性等，都会对结构的自振周期产生或多或少的影响。

4.2　已有的周期计算方法

自振周期作为高层建筑结构设计中一个重要的参数，人们从理论计算、现场实测和试验分析等多个方向研究了它的获得途径。就理论计算而言，目前结构设计中常用的计算方法大致分为：（1）精确计算：矩阵迭代法；（2）近似计算：能量法；等效质量法；顶点位移法；（3）经验公式计算。如今计算机技术高度发达，矩阵迭代法适用于各种有限元软件的应用。近似计算方法通常也应用在计算机计

算过程中，用于验算结果的可靠性。当结构较规整、层数不多时，也可用手算的方法进行近似计算。经验公式是通过对已建成建筑物进行现场动力特性测试，在分析多组试验数据的基础上，利用数学模型进行统计回归，提出一个符合大多数情况的通用公式。随着高层建筑的结构形式和高度不断发展，研究者在对经验公式不断更新的同时，也将公式进行了更细的分类。Chopra[85]指出，用于自振周期经验公式统计的资料，需满足下列条件：(1)公式中识别的周期需建立在结构强震记录的基础上；(2)样本结构需发生足够强的振动，但不能发生非线性反应[86]。本文用实测值与各国规范中的经验公式进行对比时，测试值为环境激励下得到，能保证结构物未发生非线性反应，满足条件(2)，但条件(1)往往较难满足。

高层建筑结构是一个复杂的空间结构体系，计算过程中不可能全面考虑到各部分细节的处理，所以无论何种计算法，均是建立在一定的简化计算模型基础之上，并不是结构真实的自振周期，只能认为是相对准确的计算值。

4.2.1 矩阵迭代法

对于任意多自由度体系，其位移方程用矩阵的形式可以表示为：

$$DA=\frac{1}{\omega^2}A \tag{4.1}$$

其中：$D=\begin{pmatrix} m_1 f_{11} & m_2 f_{12} & \cdots & m_n f_{1n} \\ m_1 f_{21} & m_2 f_{22} & \cdots & m_n f_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ m_1 f_{n1} & m_2 f_{n2} & \cdots & m_n f_{nn} \end{pmatrix}$为动力矩阵；$A=\{A_1 \quad A_2 \quad \cdots \quad A_n\}^{\mathrm{T}}$;$\mathrm{A}_i$为第 i 个质点的振幅。ω为自振圆频率。任意一个固有频率 ω_j和振型 A_j都满足式4.1，但 ω_j和 A_j都是未知的。假定一个振型 $\mathrm{A}^{(0)}$作为第一振型的第一次近似，代入上式左边，令：

$$\overline{A}^{(1)}=DA^{(0)} \tag{4.2}$$

如果 $\mathrm{A}^{(0)}$为真实振型，必能满足式 4.1，则有：

$$\overline{A}^{(1)}=\frac{1}{\omega^2}A^{(0)} \tag{4.3}$$

从上式可看出，真实振型的标志为：所得振型 $\overline{A}^{(1)}$与假设振型 $A^{(0)}$成比例。如不成比例，则把 $\overline{A}^{(1)}$归一化成 $A^{(1)}$。将该值作为假定振型继续迭代，直到成比例为止，这时有：

$$\overline{A}^{(\mathrm{r}+1)}=\frac{1}{\omega^2}A^{(\mathrm{r})} \tag{4.4}$$

这样反复迭代，可逐步逼近第一频率和振型的精确值[87]。

4.2.2 能量法

能量法的理论基础是能量守恒原理，即一个无阻尼的弹性体系作自由振动时，其总能量在任何时刻均保持不变。

对于多质点弹性体系，设其质量矩阵和刚度矩阵别为[M]和[K]。假设$\{x(t)\}$为体系自由振动 t 时刻质点水平位移向量，由弹性体系自由振动是简谐运动，$\{x(t)\}$可表示为：

$$\{x(t)\}=\{\phi\}\sin(\omega t+\varphi) \tag{4.5}$$

式中：$\{\phi\}$为体系的振型位移幅值向量；ω,φ为体系的自振圆频率和初相位角。

当体系振动达到振幅最大值时，体系变形能达到最大值U_{max}，而体系的动能等于零。此时振动能为：

$$U_{max}=\frac{1}{2}\{X(t)\}_{\max}^{\mathrm{T}}[K]\{X(t)\}_{\max}=\frac{1}{2}\{\Phi\}^{\mathrm{T}}[K]\{\Phi\} \tag{4.6}$$

当体系达到平衡位置时，体系质点振幅为零，但质点速度达到最大值V_{max}，此时体系的振动能为：

$$V_{max}=\frac{1}{2}\{\dot{x}(t)\}_{\max}^{\mathrm{T}}[M]\{\dot{x}(t)\}_{\max}=\frac{1}{2}\omega^{2}\{\Phi\}^{\mathrm{T}}[M]\{\Phi\} \tag{4.7}$$

由能量守恒原理，$U_{max}=V_{max}$，当体系质量矩阵[M]和刚度矩阵[K]已知时，近似将作用于各个质点的重力荷载代表值 G_i 当作水平力，产生的质点水平位移u_i作为第一振型的位移，则：

$$\omega_1^2=\frac{\{\Phi_1\}^{\mathrm{T}}[K]\{\Phi\}}{\{\Phi_1\}^{\mathrm{T}}[K]\{\Phi\}}=\frac{\sum_{i=1}^{n}G_iu_i}{\sum_{i=1}^{n}m_iu_i^2}=\frac{g\sum_{i=1}^{n}G_iu_i}{\sum_{i=1}^{n}G_iu_i^2} \tag{4.8}$$

从而由$T_1=2\pi/\omega_1$,g=9.8m/s^2,可得[84]：

$$T=2\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}G_iu_i^2}{\sum_{i=1}^{n}G_iu_i}} \tag{4.9}$$

4.2.3 等效质量法

等效质量法的思想是：用一个等效单质点体系代替原来的多质点体系。等效的原则为：1.等效单质点体系和原多质点体系基本自振周期相等；2.等效单质点

体系和原多质点体系最大动能相等。

设多质点体系按第一振型振动和等效单质点体系的最大动能分别为 U_{1max} 和 U_{2max}，则由 $U_{1max}=U_{2max}$ 可得：

$$U_{1\max}=\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}m_i\left(\omega_1 x_i\right)^2=\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}m_{eg}\left(\omega_1 x_{eg}\right)^2=U_{2\max} \qquad (4.10)$$

其中：x_i 为体系第一振型振动时，质点 m_i 处的最大位移；x_{eg} 为体系第一振型振动时，等效质点 m_{eg} 处的最大位移。

由上式可得等效单质点的质量为：

$$m_{eg}=\frac{\sum_{i=1}^{n}m_i x_i^2}{x_{eg}^2} \qquad (4.11)$$

确定等效单质点体系的质量后，可按单质点体系计算原多质点体系的基本周期：

$$T=2\pi\sqrt{m_{eg}\delta} \qquad (4.12)$$

其中：δ 为体系在等效质点处受单位水平力作用所产生的水平位移[84]。

4.2.4 顶点位移法

顶点位移法的基本思想是：将结构的基本周期用将结构重力荷载作为水平荷载所产生的顶点位移 u_T 来表示。如果体系为连续质量等截面的悬臂结构，在均布荷载 $q=\overline{m}g$ 作用下，产生的位移曲线作为第一振型曲线，对于混凝土剪力墙高层建筑这样的弯曲型结构而言，通过解挠曲线微分方程：

$$x(y)=\frac{q}{24EI}\left(y^4-4ly^3+6l^2y^2\right) \qquad (4.13)$$

可得其顶点位移为：

$$u_T=\frac{\overline{m}gl^4}{8EI} \qquad (4.14)$$

代入等截面弯曲型悬臂梁的周期公式：

$$T_1=1.78\sqrt{\frac{\overline{m}l^4}{EI}} \qquad (4.15)$$

从而得顶点位移法的周期公式[84]：

$$T_1 = 1.6\sqrt{u_T} \qquad (4.16)$$

4.3 各国高层建筑基本自振周期(频率)估算公式简介

4.3.1 美国统一建筑规范 UBC-97

美国统一建筑规范中规定：对于所有的结构物，其基本自振周期可近似按照下列公式计算：

$$T = C_t(\mathrm{h_n})^{3/4} \qquad (4.17)$$

其中：对于钢框架结构 C_t=0.0853，对于混凝土框架和偏心支撑框架 C_t=0.0731，对于其他结构物 C_t=0.0488。h_n 为基础顶面到结构物第 n 层的高度[78](单位：m)。对于剪力墙结构，C_t 值可取 $0.0743/\sqrt{A_C}$。A_C 可由下式计算得到：$A_C = \sum A_e\left[0.2+\left(D_e/h_n\right)^2\right]$，其中 A_e 为剪力墙的最小受剪横截面的面积；D_e 为组成主要抗侧力构件方向的单片剪力墙长度；D_e/h_n 的值不超过 0.9。

表 4.1 基于美国规范计算频率与实测值的对比(Hz)

计算方法 / 高层名称	LMS Test.Lab 实测值 f	SAP2000 计算值 f（$M_{i,w}$，$K_{i,w}$）	美国规范估算值 f(T)
北岸雅阁 1#栋	0.708	0.861	1.218 (0.821)
北岸雅阁 2#栋	0.803	0.980	1.437 (0.696)
金穗小区 1#栋	0.760	0.916	1.375 (0.727)
金穗小区 3#栋	0.618	0.672	1.118 (0.894)
祥 云 苑 A 座	1.091	1.331	2.051 (0.487)
祥 云 苑 B 座	1.087	1.335	1.978 (0.505)
水户皇门 1#栋	0.563	0.625	1.069 (0.935)
水户皇门 2#栋	0.703	0.742	1.301 (0.769)
水漾人家 7#栋	0.628	0.684	1.162 (0.861)
香格里拉 1#栋	0.614	0.704	1.142 (0.875)

注：$M_{i,w}$ 表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$ 表示计入了填充墙刚度

4.3.2 加拿大国家建筑规范 NBCC-1995

加拿大国家建筑规范考虑了抗侧力构件的数量，其中规定：对于所有的结构物，其基本自振周期可近似按照下列公式计算：

$$T = 0.09H\sqrt{D_S} \qquad (4.18)$$

其中：H 为建筑的总高度(单位：m)；D_s 为组成主要抗侧力构件方向的剪力墙

或带斜撑框架的长度[82](单位：m)；

表 4.2 基于加拿大规范计算频率与实测值的对比(Hz)

计算方法 / 高层名称	LMS Test.Lab 实测值 f	SAP2000 计算值 f（$M_{i,w}$，$K_{i,w}$）	加拿大规范估算值 f(T)
北岸雅阁 1#栋	0.708	0.861	0.648 (1.544)
北岸雅阁 2#栋	0.803	0.980	0.696 (1.437)
金穗小区 1#栋	0.760	0.916	0.617 (1.619)
金穗小区 3#栋	0.618	0.672	0.533 (1.878)
祥 云 苑 A 座	1.091	1.331	0.731 (1.367)
祥 云 苑 B 座	1.087	1.335	0.733 (1.365)
水户皇门 1#栋	0.563	0.625	0.547 (1.828)
水户皇门 2#栋	0.703	0.742	0.535 (1.871)
水漾人家 7#栋	0.628	0.684	0.473 (2.113)
香格里拉 1#栋	0.614	0.704	0.569 (1.756)

注：$M_{i,w}$ 表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$ 表示计入了填充墙刚度

4.3.3 欧洲规范 BSEN1998-1

欧洲规范中规定，对于钢筋混凝土剪力墙结构，其基本自振周期估算公式可按下式计算：

$$T = 0.05H^{3/4} \tag{4.19}$$

其中：H 为建筑的总高度[83](单位：m)；

表 4.3 基于欧洲规范计算频率与实测值的对比(Hz)

计算方法 / 高层名称	LMS Test.Lab 实测值 f	SAP2000 计算值 f（$M_{i,w}$，$K_{i,w}$）	欧洲规范估算值 f(T)
北岸雅阁 1#栋	0.708	0.861	0.652 (1.533)
北岸雅阁 2#栋	0.803	0.980	0.702 (1.424)
金穗小区 1#栋	0.760	0.916	0.599 (1.666)
金穗小区 3#栋	0.618	0.672	0.542 (1.843)
祥 云 苑 A 座	1.091	1.331	0.707 (1.413)
祥 云 苑 B 座	1.087	1.335	0.707 (1.413)
水户皇门 1#栋	0.563	0.625	0.526 (1.902)
水户皇门 2#栋	0.703	0.742	0.599 (1.668)
水漾人家 7#栋	0.628	0.684	0.509 (1.961)

香格里拉 1#栋	0.614	0.704	0.609 (1.640)

注：$M_{i,w}$表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$表示计入了填充墙刚度

4.3.4 韩国国家建筑规范 KBC-1988

韩国国家建筑规范中规定：对于钢筋混凝土框架-剪力墙结构，抗震设计过程中，用于设计基底剪力时的周期估算公式为：

$$T = 0.09H\sqrt{B} \qquad (4.20)$$

其中：H为建筑的总高度(单位：m)；B为建筑物平面内沿地震作用方向除去相应剪力墙尺寸后的宽度[79](单位：m)；

表 4.4 基于韩国规范计算频率与实测值的对比(Hz)

计算方法 / 高层名称	LMS Test.Lab 实测值 f	SAP2000 计算值 f（$M_{i,w}$，$K_{i,w}$）	韩国规范估算值 f(T)
北岸雅阁 1#栋	0.708	0.861	0.648 (1.544)
北岸雅阁 2#栋	0.803	0.980	0.696 (1.437)
金穗小区 1#栋	0.760	0.916	0.617 (1.619)
金穗小区 3#栋	0.618	0.672	0.533 (1.878)
祥 云 苑 A 座	1.091	1.331	0.731 (1.367)
祥 云 苑 B 座	1.087	1.335	0.733 (1.365)
水户皇门 1#栋	0.563	0.625	0.547 (1.828)
水户皇门 2#栋	0.703	0.742	0.535 (1.871)
水漾人家 7#栋	0.628	0.684	0.473 (2.113)
香格里拉 1#栋	0.614	0.704	0.569 (1.756)

注：$M_{i,w}$表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$表示计入了填充墙刚度

4.3.5 日本建筑标准法 BSLJ-1994

日本建筑标准法中规定：抗震设计时，对于混凝土框架-剪力墙结构，其基本自振周期可采用如下估算公式：

$$T = 0.02H \qquad (4.21)$$

其中：H为建筑的总高度[80](单位：m)；

表 4.5 基于日本规范计算频率与实测值的对比(Hz)

计算方法 / 高层名称	LMS Test.Lab 实测值 f	SAP2000 计算值 f（$M_{i,w}$，$K_{i,w}$）	日本规范估算值 f(T)
北岸雅阁 1#栋	0.708	0.861	0.521 (1.920)
北岸雅阁 2#栋	0.803	0.980	0.575 (1.740)
金穗小区 1#栋	0.760	0.916	0.466 (2.146)

金穗小区 3#栋	0.618	0.672	0.407 (2.454)
祥 云 苑 A 座	1.091	1.331	0.581 (1.722)
祥 云 苑 B 座	1.087	1.335	0.581 (1.722)
水户皇门 1#栋	0.563	0.625	0.391 (2.560)
水户皇门 2#栋	0.703	0.742	0.466 (2.148)
水漾人家 7#栋	0.628	0.684	0.375 (2.666)
香格里拉 1#栋	0.614	0.704	0.476 (2.100)

注：$M_{i,w}$表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$表示计入了填充墙刚度

4.3.6 澳大利亚荷载规范 AS 1170-2

澳大利亚荷载规范指出：高层混凝土结构在风荷载作用下的基本自振周期可采用以下估算公式：

$$T = H / 46 \qquad (4.22)$$

其中：H 为建筑的总高度(单位：m)；

表 4.6 基于澳大利亚规范计算频率与实测值的对比(Hz)

计算方法 / 高层名称	LMS Test.Lab 实测值 f	SAP2000 计算值 f（$M_{i,w}$，$K_{i,w}$）	澳大利亚规范估算值 f(T)
北岸雅阁 1#栋	0.708	0.861	0.479 (2.087)
北岸雅阁 2#栋	0.803	0.980	0.529 (1.891)
金穗小区 1#栋	0.760	0.916	0.428 (2.333)
金穗小区 3#栋	0.618	0.672	0.375 (2.667)
祥 云 苑 A 座	1.091	1.331	0.534 (1.872)
祥 云 苑 B 座	1.087	1.335	0.534 (1.872)
水户皇门 1#栋	0.563	0.625	0.359 (2.783)
水户皇门 2#栋	0.703	0.742	0.428 (2.335)
水漾人家 7#栋	0.628	0.684	0.345 (2.898)
香格里拉 1#栋	0.614	0.704	0.438 (2.283)

注：$M_{i,w}$表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$表示计入了填充墙刚度

4.3.7 中国建筑结构荷载规范 GB50009-2012

最新的荷载规范规定：钢筋混凝土剪力墙结构的基本自振周期按下式计算：

$$T = 0.03 + 0.03\frac{H}{\sqrt[3]{B}} \qquad (4.23)$$

其中：H 为房屋总高度(m)；B 为房屋宽度(m)。

表 4.7 基于中国规范计算频率与实测值的对比(Hz)

计算方法 / 高层名称	LMS Test.Lab 实测值 f	SAP2000 计算值 f（Mi,w，Ki,w）	中国规范估算值 f （T）
北岸雅阁 1#栋	0.708	0.861	1.059 (0.944)
北岸雅阁 2#栋	0.803	0.980	1.146 (0.873)
金穗小区 1#栋	0.760	0.916	0.991 (1.009)
金穗小区 3#栋	0.618	0.672	0.862 (1.159)
祥 云 苑 A 座	1.091	1.331	1.187 (0.842)
祥 云 苑 B 座	1.087	1.335	1.188 (0.841)
水户皇门 1#栋	0.563	0.625	0.866 (1.155)
水户皇门 2#栋	0.703	0.742	0.903 (1.108)
水漾人家 7#栋	0.628	0.684	0.777 (1.286)
香格里拉 1#栋	0.614	0.704	0.947 (1.056)

注：$M_{i,w}$ 表示计入了填充墙(Infilled Wall)质量，$K_{i,w}$ 表示计入了填充墙刚度

4.3.8 各国估算值与实测值误差分析

由以上分析可见，各国关于高层建筑基本自振周期（T）的经验公式估算值存在一定差异，但就估算值与实测值的相对关系来看，符合一定的规律。

在满足各国规范规定的结构整体稳定、位移限值、剪重比等要求的基础上，考虑到各国抗震规范在地震参数、地震分区、设计重现期、结构重要性系数、结构分类和节点处理要求等方面的规定不同，是导致估算值存在差异的原因。

例如：美国规范 UBC 97 的设防目标为：抗倒塌时，地震设计重现期是 475 年，也就是 50 年内有 10%的超越概率。欧洲规范 Eurocode 8 的设防目标为：破坏极限要求和不倒塌要求，50 年内超越概率分别为 40%和 10%。而我国抗震规范 GB50011-2010 设防目标分为三类：小震、中震和大震在 50 年内超越概率分别为 63.2%、10%和 2%—3%。在弹性反应谱方面，Eurocode 8 提出的反应谱如下所示：

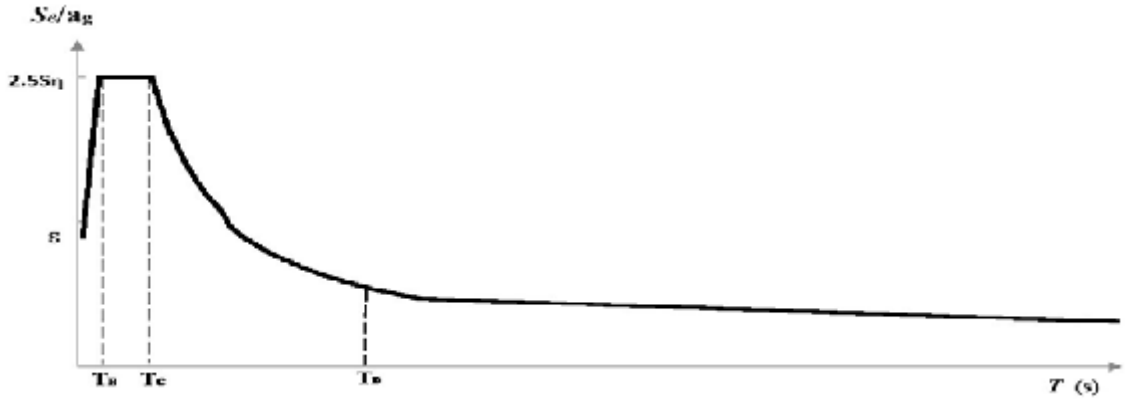


图 4.1 Eurocode 8 提出的水平弹性反应谱曲线

其各阶段的表达式如下：

$$\begin{aligned}
&0 \le T \le T_B : S_e(\mathrm{T}) = \mathrm{a_g} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right] \\
&T_B \le T \le T_C : S_e(\mathrm{T}) = \mathrm{a_g} \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
&T_C \le T \le T_D : S_e(\mathrm{T}) = \mathrm{a_g} \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T}{T_B}\right] \\
&T_D \le T \le 4s : S_e(\mathrm{T}) = \mathrm{a_g} \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]
\end{aligned} \qquad (4.24)$$

式中： Se(T)-弹性反应谱；

T-线性单自由度体系的自振周期；

a_g- A 类场地的设计地面加速度：

T_B-谱加速度平台段的下限周期值；

T_C-谱加速度平台段的上限周期值；

T_D-谱曲线上确定常量位移范围的起始点周期值；

S-场地土系数；

η-阻尼修正系数，当粘滞阻尼比等于 0.05 时，阻尼修正系数取 1。

表 4.8 I 类弹性反应谱的各参数值

场地类别	S	T_B (S)	T_C (S)	T_D (S)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

由上图可见，欧洲规范 Eurocode 8 提出的反应谱曲线，其平台阶段的起始值 T_B 和终止值 T_C 对于 A、B、C、D、E 五类场地，均不同于中国抗震规范规定的值，由此说明各国抗震规范的要求不同。

4.4 周期计算在抗震设计中的影响

根据我国抗震规范中的规定，抗震设计过程中关于地震力的求解，主要基于弹性地震反应谱理论的底部剪力法和振型分解反应谱法。这两种方法在确定地震影响系数α值时，需要先给出结构的基本自振周期，对于待建的高层建筑，由于其本身不存在,这就需要工程师结合已有的同类型建筑和规范中提出的经验公式，先估算出一个周期用于设计。此周期应与场地卓越周期明显错开，以避免结构发生共振。此外，设计的高层建筑自振周期不能过长，否则结构在地震作用下的变形将超过规范限值，引起非结构构件的破坏。反之，如果选择的周期过短，使设

计的结构偏刚，会导致结构承受的地震作用增大，也是不经济的。因此，合理确定结构的自振周期显得尤为重要。

下面以我国建筑抗震设计规范（GB50011-2010）中提出的地震影响系数曲线作为参考，结合实测十栋高层的所在地（广西省来宾市）及设计院提供的相关资料，查到该地区抗震设防烈度为：6 度；设计基本地震加速度：0.05g；设计地震分组：第一组；场地类别：Ⅱ类；场地特征周期：Tg =0.35s，绘制相应的地震影响系数谱曲线图。针对每一栋高层，以 α_1 至 α_7 分别代表美国规范，加拿大规范，欧洲规范，韩国规范，日本规范，澳大利亚规范，中国规范中周期经验公式计算值确定的地震影响系数，通过与实测周期对应的 α 取值作对比，讨论各国规范对地震影响系数取值的合理性。

4.4.1 北岸雅阁 1#栋地震影响系数分析

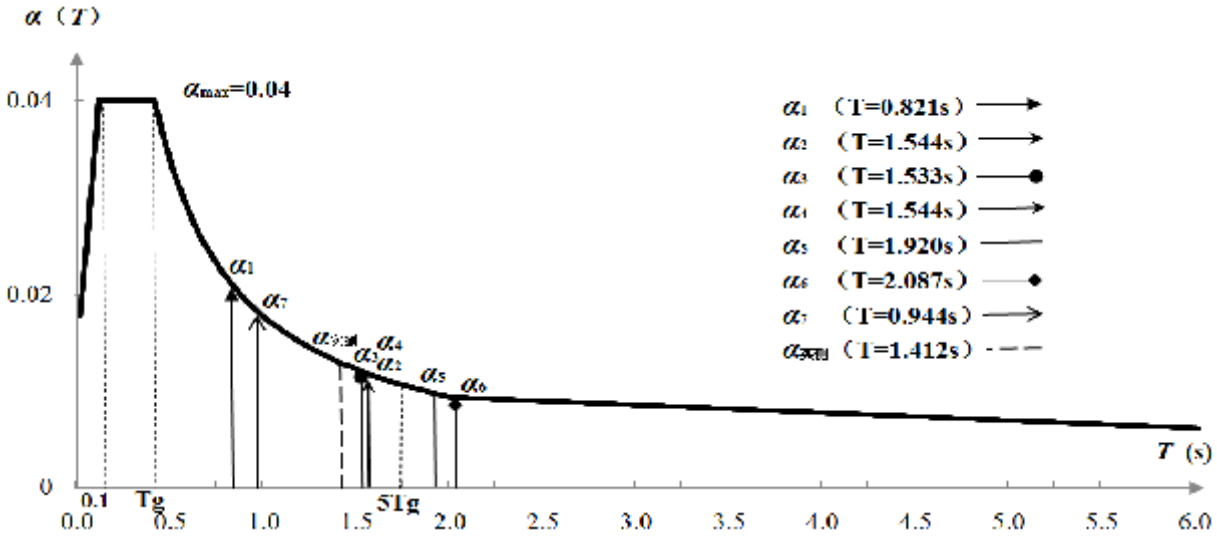


图 4.2 北岸雅阁 1#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于北岸雅阁 1#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的 α 值均小于实测周期对应的 α 值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的 α 值偏离实测周期对应的 α 值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.4.2 北岸雅阁 2#栋地震影响系数分析

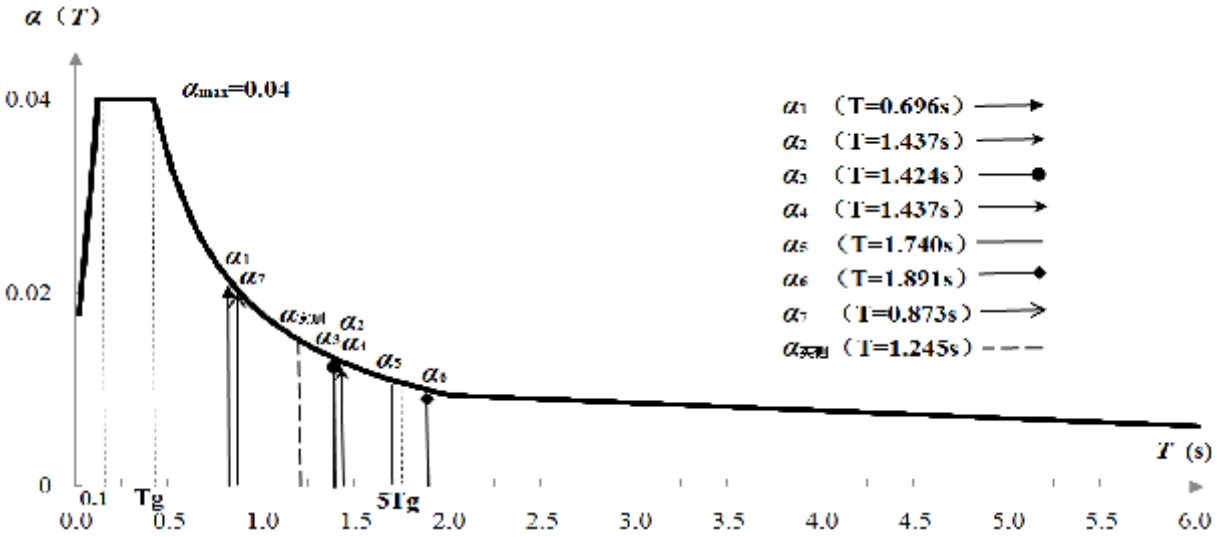


图 4.3 北岸雅阁 2#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于北岸雅阁 2#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.4.3 金穗小区 1#栋地震影响系数分析

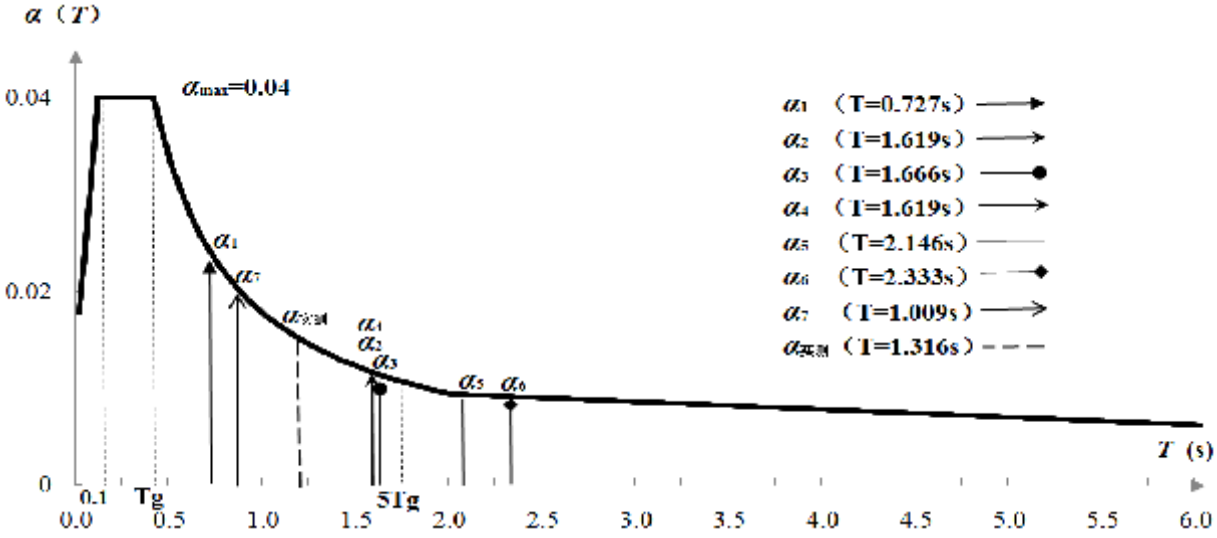


图 4.4 金穗小区 1#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于金穗小区 1#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.4.4 金穗小区 3#栋地震影响系数分析

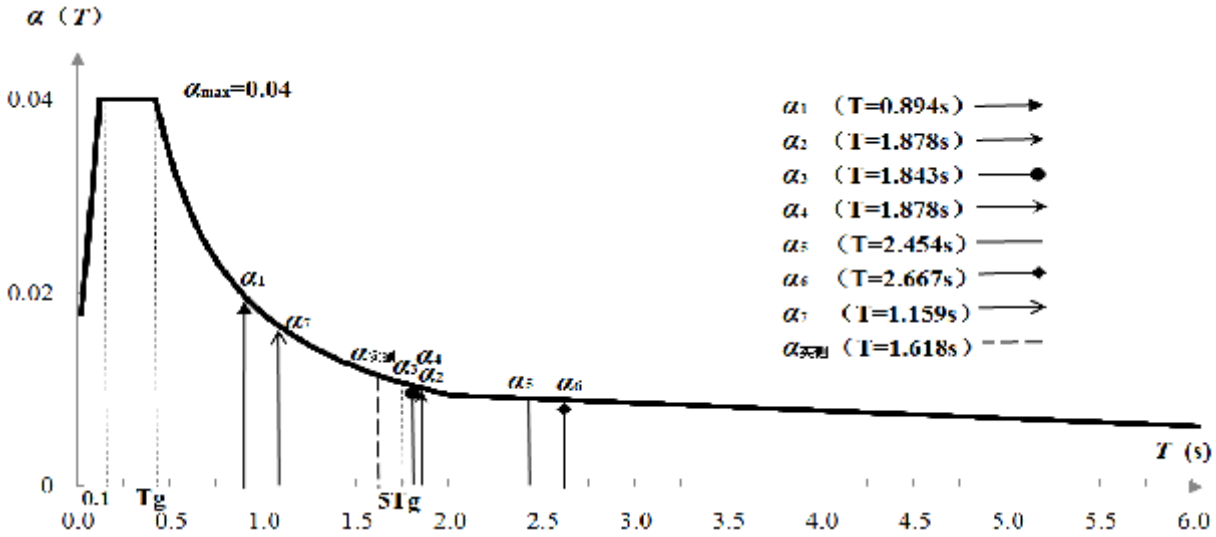


图 4.5 金穗小区 3#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于金穗小区 3#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.4.5 祥云苑 A 座地震影响系数分析

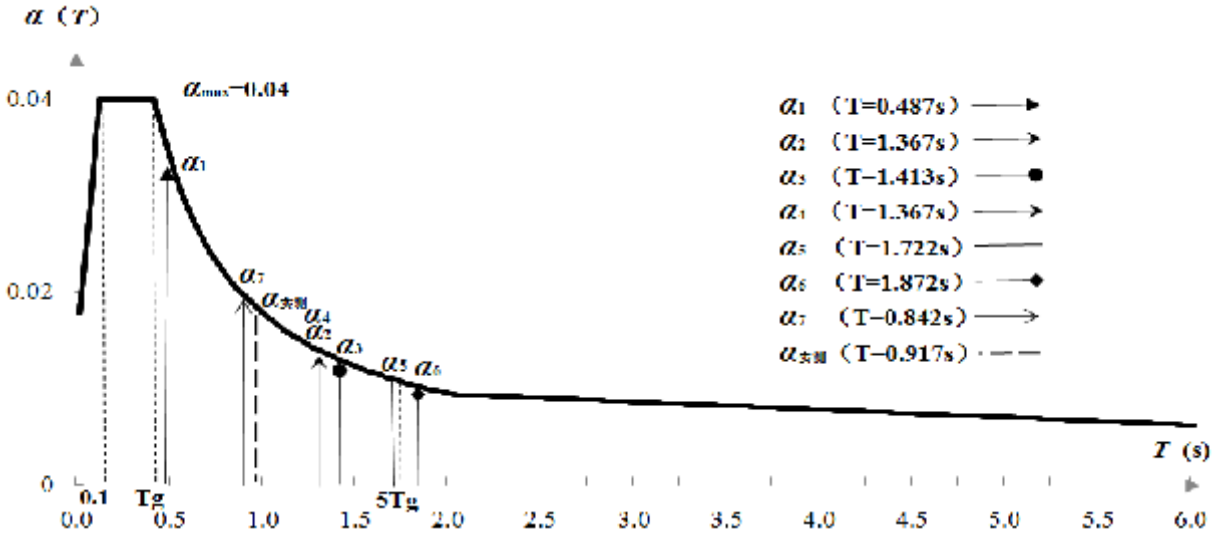


图 4.6 祥云苑 A 座各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于祥云苑 A 座，考虑中国规范提出的反应谱曲线，除美国规范外，其他各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。中国规范和美国规范计算的α值较实测周期对应的α值偏大，而其余国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的

规范计算偏于开放，但美国规范估算的周期接近场地特征周期，应予以注意。

4.4.6 祥云苑 B 座地震影响系数分析

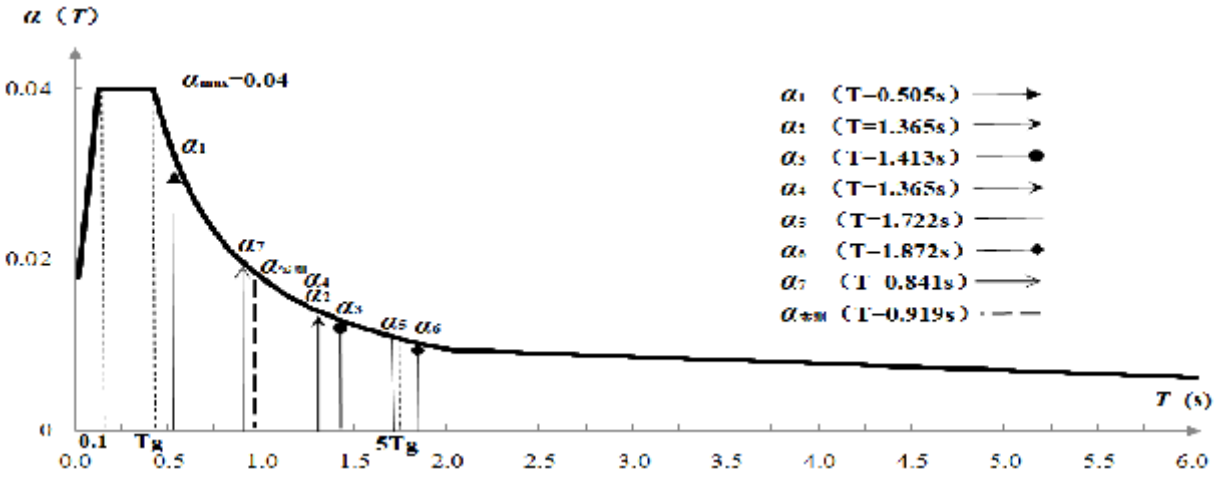


图 4.7 祥云苑 B 座各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于祥云苑 B 座，考虑中国规范提出的反应谱曲线，除美国规范外，其他各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。中国规范和美国规范计算的α值较实测周期对应的α值偏大，而其余国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放，但美国规范估算的周期接近场地特征周期，应予以注意。

4.4.7 水户皇门 1#栋地震影响系数分析

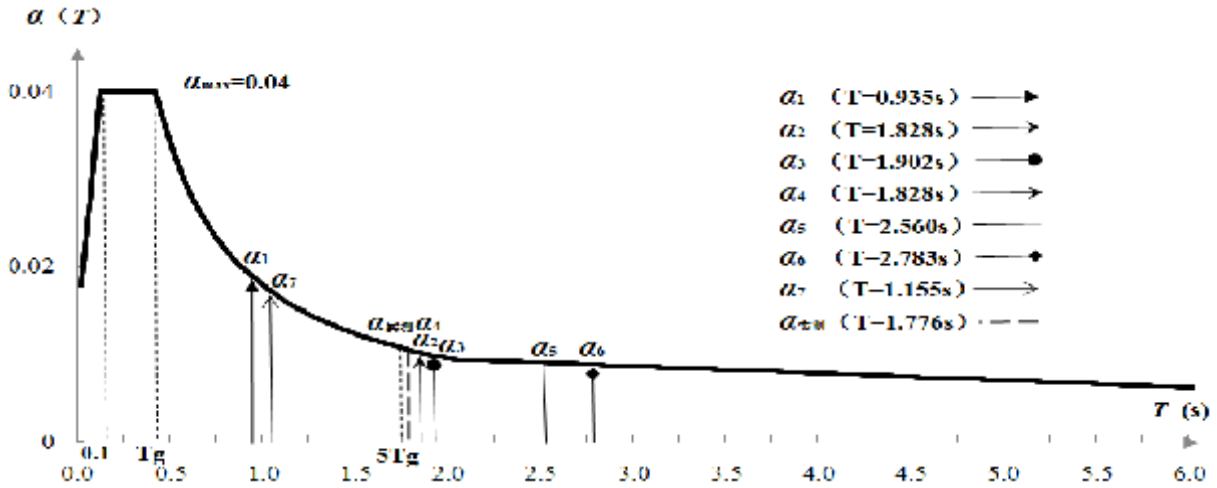


图 4.8 水户皇门 1#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于水户皇门 1#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.4.8 水户皇门 2#栋地震影响系数分析

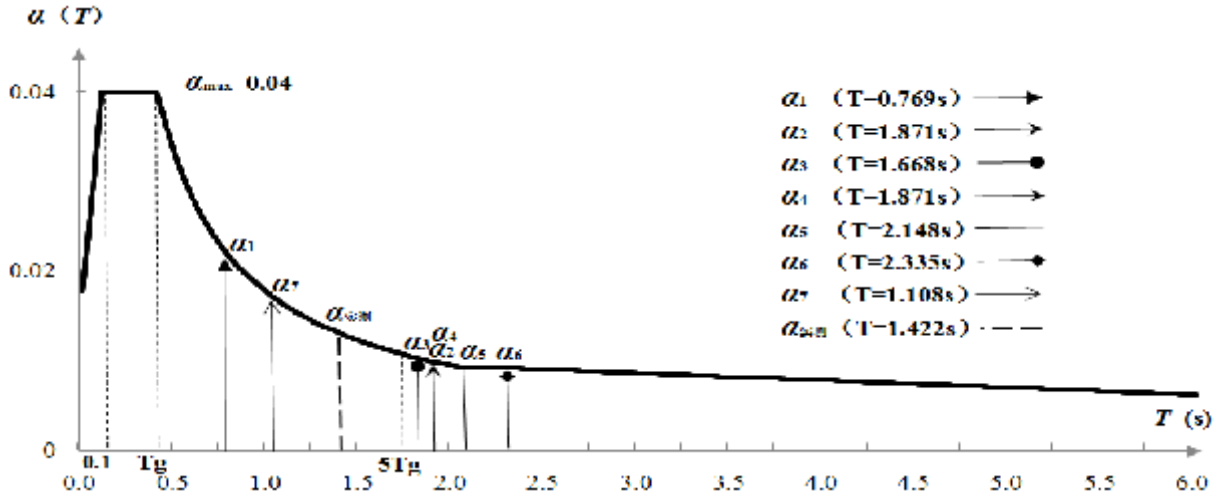


图 4.9 水户皇门 2#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于水户皇门 2#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.4.9 水漾人家 7#栋地震影响系数分析

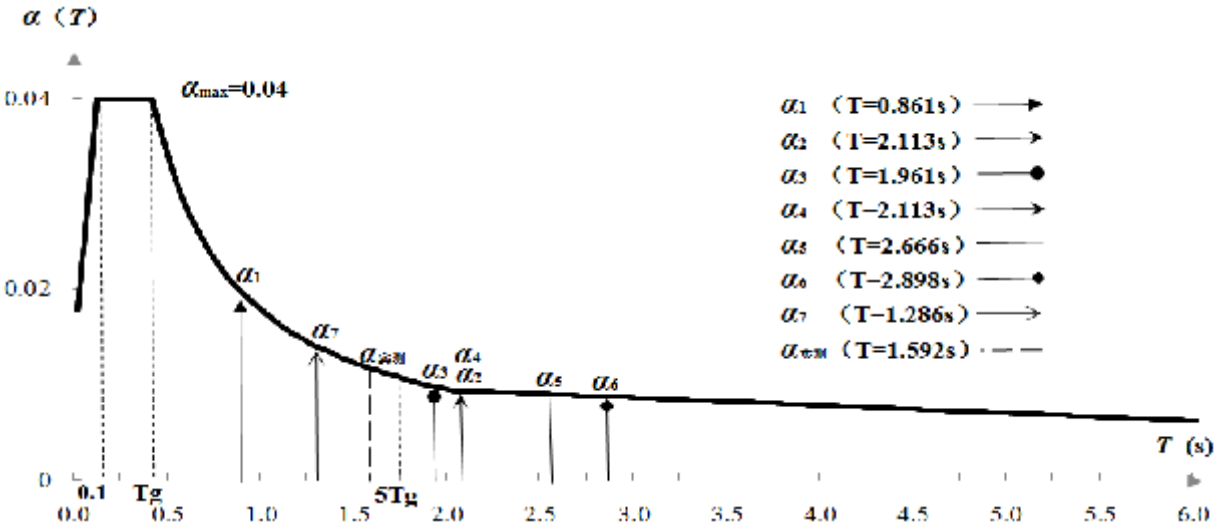


图 4.10 水漾人家 7#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于水漾人家 7#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.4.10 香格里拉 1#栋地震影响系数分析

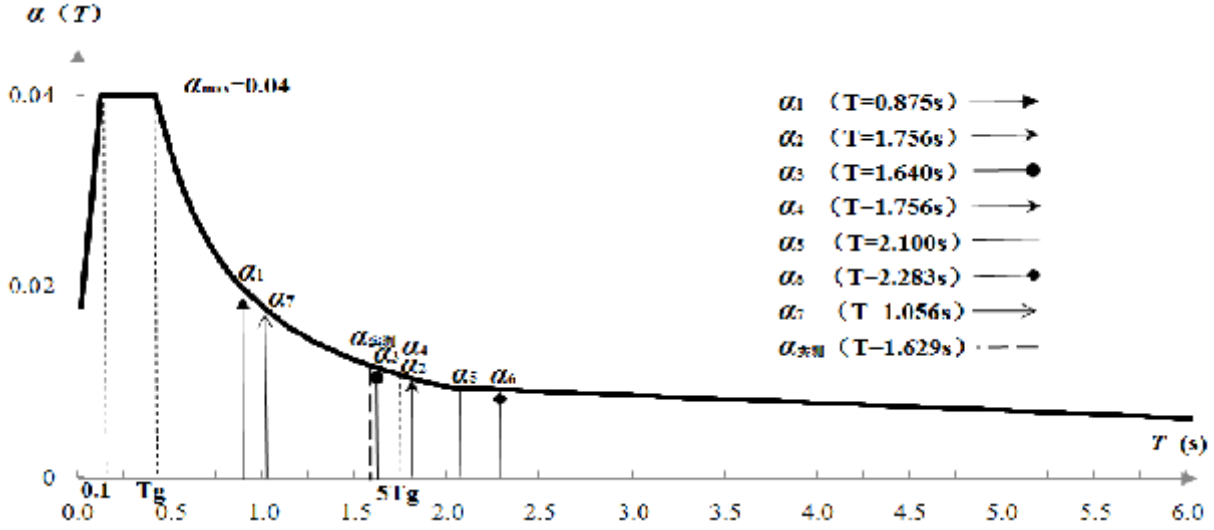


图 4.11 香格里拉 1#栋各国规范估算周期的地震影响系数取值

对于香格里拉 1#栋，考虑中国规范提出的反应谱曲线，各国经验公式计算的周期均远离场地特征周期 Tg。除中国规范和美国规范外，其他国家规范给出的α值均小于实测周期对应的α值，其中日本规范和澳大利亚规范计算的α值偏离实测周期对应的α值较远。因此就本栋高层而言，中国规范和美国规范的计算偏于保守，而其余几个国家的规范计算偏于开放。

4.5 本章小结

本章叙述了周期取值在抗震设计中的重要性以及影响周期的各种因素，介绍了高层建筑计算周期常用的几种方法：矩阵迭代法、能量法、等效质量法、顶点位移法和经验公式法。

对于经验公式法，分别查阅了美国统一建筑规范 UBC-97，加拿大国家建筑规范 NBCC-1995，欧洲规范 BSEN1998-1，韩国国家建筑规范 KBC-1998，日本建筑标准法 BSLJ，澳大利亚荷载规范 AS 1170-2 和中国建筑结构荷载规范 GB 50009-2012，总结了规范中提出的钢筋混凝土剪力墙结构高层建筑基本自振周期的估算公式，并利用各国规范提出的经验公式计算了第二章中实测的十栋高层。通过比较每栋高层的估算值和实测值，发现美国规范和中国规范对周期的估算小于实测值，以美国规范的估算值最小，而其余几个国家的规范估算周期均大于实测周期，但日本规范和澳大利亚规范计算的周期与实测周期相差较远。加拿大规范，欧洲规范和韩国规范计算的周期与实测值较接近。

与此同时，本章还利用我国最新一版的《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)中提出的地震影响系数曲线，就各国规范估算周期与实测周期选定的地震影响系数作比较，发现以美国规范和中国规范选取的地震影响系数(α)大于实测周期对应

值，其他几个国家规范选取的 α 值则小于实测周期对应值，由此可见，美国规范和中国规范在地震影响系数 α 的取值上偏于保守，其他国家规范的 α 取值则偏于开放，其中美国规范的取值最大，日本和澳大利亚规范的取值最小，加拿大规范、欧洲规范和韩国规范的取值则较接近实测周期确定的 α 值。

结论与展望

随着我国城市化进程的不断推进，高层建筑作为其中重要的组成元素，人们开始对其前期设计阶段的合理性和后期正常使用阶段的健康监测，损伤识别等问题引起重视。而无论是前期设计还是后期安全性评估，都建立在对结构固有动力特性（频率和振型）深刻认识的基础之上。本文以广西省来宾市的十栋高层建筑作为研究背景，通过对环境激励下高层建筑的工作模态进行分析，得到实测的模态频率和模态振型，并根据已有的 PKPM 模型建立相应的 SAP2000 模型，进行有限元模态分析，同时，文中还收集了美国统一建筑规范(UBC-97)、加拿大国家建筑规范(NBCC-1995)、欧洲规范(BSEN1998-1)、韩国国家建筑规范(KBC-1998)、日本建筑标准法(BSJL)、澳大利亚荷载规范(AS 1170-2)和中国建筑结构荷载规范(GB 50009-2012)中提出的关于高层建筑基本自振周期的估算公式，应用公式对每栋高层作周期计算，用我国最新版抗震规范中提出的反应谱曲线作为参考，讨论了地震影响系数取值的合理性。经过一系列理论分析和有限元计算，本文得到了以下结论：

（1）利用随机振动信号分析软件 LMS Test.Lab 对来宾市十栋高层建筑进行模态参数识别，以祥云苑 A 座为例详细阐述分析过程，得到了高层建筑沿水平方向振动相应的模态频率和模态振型，并列出了祥云苑 A 座前 10 阶模态振型和相应频率值，从计算的稳态图和各阶模态振型图可看出，各个模态密集区很明显，识别结果良好；

（2）详细介绍了如何根据已有的 PKPM 模型快速建立 SAP2000 模型的方法，并在此基础上建立了三种不同类型的 SAP2000 模型，即：不考虑填充墙、仅考虑填充墙质量和同时考虑填充墙质量与刚度的模型。并讨论了利用 SAP2000 进行模态分析时，为了满足中国规范的要求，质量源定义应该取“来自荷载”的同时自振乘数取 1 较合理，通过划分不同大小的单元进行试算，得出模态分析时单元划分取 1m 能保证计算耗时不至于过长，且计算精度满足要求；

（3）将 PKPM 计算的频率值与实测分析值对比发现，对于所测的十栋高层，无论结构形式为框架-剪力墙还是剪力墙，PKPM 计算值均不到实测分析值的 50%，其原因是 PKPM 建模时只计入了填充墙质量，未考虑填充墙刚度；

（4）以 SAP2000 建立所测十栋高层的模型，在未考虑填充墙的情况下进行模态分析，得到的频率值超过实测值的 50%，在此模型中以梁上恒荷载的形式导入填充墙质量，再进行模态分析，得到的频率值有所下降，但下降幅度不大，由于此时采用了与 PKPM 相同的建模方式，比较两者计算结果发现，SAP2000 计算

值均高于 PKPM 的结果，由此说明 SAP2000 计算值更接近真实值；

（5）根据填充墙强度换算，在 SAP2000 中虚拟一种材料（C10 混凝土），将只有刚度而没有质量的薄壳单元（材料为 C10 混凝土）加入上述只考虑填充墙质量的 SAP2000 模型中，以模拟填充墙对结构的刚度贡献，在 SAP2000 中进行模态分析，得到的频率值与实测值很接近，但都略微高于实测值，这说明采用文中提出的薄壳单元模拟填充墙使得模型相比原型结构偏刚；

（6）分别统计了美国、加拿大、欧洲、韩国、日本、澳大利亚和中国等国家规范中提出的关于钢筋混凝土剪力墙结构基本自振周期的经验公式，并用这些公式依次计算文中的十栋高层，结果表明，美国规范和中国规范的计算值小于实测值，而其余几个国家规范的计算值均大于实测值，其中日本规范和澳大利亚规范计算值大于实测值较多；

（7）以我国建筑抗震设计规范(GB 50011-2010)中提出的地震影响系数曲线为标准，评价各国规范估算的自振周期选定的地震影响系数 α 值，通过与实测分析的自振周期选定的 α 值作对比，发现美国规范和中国规范在 α 值的选取上偏于保守，而其余几个国家规范选取的 α 值偏于开放，其中日本规范和澳大利亚规范选取的 α 值小于实测周期选取的 α 值较多。

鉴于时间仓促及本人水平有限，文中所述理论研究和有限元分析尚有很多不足之处：

（1）第二章中随机振动测试过程不可避免受到干扰，因此在信号分析时，某些模态参数因干扰的存在不能识别出来，文中仅选取了信号较好的祥云苑 A 座为例，分别列出其前 10 阶模态频率和模态振型，其他 9 栋高层的分析结果只在第三章中列出了其前三阶模态频率；

（2）第三章中利用 SAP2000 建模时，用薄壳单元模拟页岩多孔砖和砂浆组成的砌体墙对结构的刚度贡献，并在材料定义时假设了一种虚拟的材料（C10 混凝土）代替填充墙的材料，因此填充墙模型在材料强度上与真实墙体存在误差，同时薄壳单元在分析计算时既能受拉也能受压，这与填充墙只能受压不能受拉的受力特点有差距，薄壳单元还存在一定的平面外刚度，这些都使得有限元模型模拟的结构刚度有所增加；

（3）第四章中虽然统计了各国规范关于高层剪力墙结构自振周期计算的经验公式，在讨论地震影响系数 α 取值的合理时，只参考了中国规范提出的反应谱曲线，由于各国的施工质量要求、材料强度保证率、构造措施以及统计的地震波数据不同，导致规范中提出的反应谱存在差异。仅以中国规范作为评价标准具有一定的局限性。

此外，对于填充墙的模拟，在等效模型和参数设置上，还有待找到更合理的结果。随机振动信号分析上，可采用本文以外的模态参数识别方法，使得到的结

果相互验证。评价地震影响系数 α 取值时，可参考不同国家的反应谱曲线，使评价更为客观和全面。这些都有待进一步的深入研究。

参考文献

[1] 建筑抗震设计规范(GB 50011-2010).北京:中国建筑工业出版社,2010

[2] Brownjohn J M W. Ambient vibration studies for system identification of tall buildings[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2003 , 32(1): 71-95.

[3] Wu J R, Li Q S. Finite element model updating for a high-rise structure based on ambient vibration measurements[J].Engineering Structures,2004,26(7): 979-990.

[4] Li Q S, Xiao Y Q, Wong C K. Full-scale monitoring of typhoon effects on super tall buildings[J]. Journal of Fluids and Structures, 2005, 20(5): 697-717.

[5] Brownjohn J M W, Pan T C, Deng X Y. Correlating dynamic characteristics from field measurements and numerical analysis of a high‐rise building[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2000, 29(4): 523-543.

[6] Li Q S, Wu J R.Correlation of dynamic characteristics of a super‐tall building from full‐scale measurements and numerical analysis with various finite element models[J].Earthquake engineering & structural dynamics, 2004,33(14): 1311-1336.

[7] Feng M Q,Kim J M,Xue H.Identification of a dynamic system using ambient vibration measurements[J].Journal of applied mechanics,1998,65(4): 1010-1021.

[8] Hart G C, Yao J T P. System identification in structural dynamics[J].Journal of the Engineering Mechanics Division,1977,103(6):1089-1104.

[9] Ahmadian H,Gladwell G M L,Ismail F.Parameter selection strategies in finite element model updating[J].Journal of Vibration and Acoustics,1997,119(1): 37-45.

[10] Brincker R, Zhang L,Andersen P.Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition[J].Smart materials and structures, 2001, 10(3): 441.

[11] Brownjohn J M W,Pan T C,Mita A,et al. Dynamic and static response of Republic Plaza[J].Journal-Institution of Engineers Singapore, 1998, 38: 35-41.

[12] Chua,K.H.,Aw,B.L.Dynamic structural analysis of a tall building[J].Final Year Project Report ST-06,Nanyang Technological University,School of Civil and Structural Engineering,1996

[13] Teh,H.S.andLai,H.P.Structural Aspects of the Republic Plaza.[J]Seminar on Tall Building-Design and Construction,7 July,The Institution of Engineers , Singapore

. 1995

[14] Satake N, Suda K, Arakawa T, et al. Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan[J]. Journal of structural engineering, 2003, 129(4): 470-477.

[15] 李秋胜,郅伦海,段永定等. 台北101大楼风致响应实测及分析[J].建筑结构学报,2010,31(3):24-31.

[16] 易伟建,周云,覃廖辉. 大底盘双塔楼高层建筑的随机振动测试及模型修正研究[J]. 土木工程学报,2009,02:65-72.

[17] 李正农,刘福义,李秋胜等. 高层建筑动力反应实测中测点的优化布置方法的研究[J]. 地震工程与工程振动,2003,05:149-156.

[18] 李斌,卢文胜,沈剑浩等. 高层建筑结构动力特性测试实例分析[J]. 结构工程师,2006,02:63-66+72.

[19] 杨佑发,程亚鹏,李华新. 环境激励下基于经验模式分解的结构模态参数识别方法[J]. 土木工程学报,2013,S2:73-78.

[20] 温瑞智,胡进军,周正华. 基于环境振动测试的高层钢筋混凝土结构模态参数识别[J]. 地震研究,2008,03:268-273+303.

[21] 李星新,贺国京,黄智慧等. 建筑结构振动安全性研究[J]. 世界地震工程,2007,04:234-238.

[22] 郑敏,申凡,陈怀海,鲍明. 利用互相关函数进行环境激励下的模态分析[J]. 航空学报,2000,06:535-537.

[23] 纪晓东,钱稼茹,徐龙河. 模拟环境激励下结构模态参数识别试验研究[J]. 清华大学学报(自然科学版),2006,06:769-772.

[24] 李国强,陈素文,李杰等. 上海金茂大厦结构动力特性测试[J]. 土木工程学报,2000,02:35-39.

[25] 李德葆，陆秋海. 实验模态分析及其应用[M]. 北京：科学出版社，2001

[26] 李华新. 环境激励下工程结构模态参数辨识研究：[重庆大学硕士学位论文]. 重庆：重庆大学,2013.

[27] Brownjohn J M W, Ang C K. Full-scale dynamic response of high-rise building to lateral loading[J]. Journal of performance of constructed facilities, 1998, 12(1): 33-40.

[28] 李海龙.环境激励下结构模态参数识别方法研究：[重庆大学硕士学位论文].重庆：重庆大学,2012.

[29] Abdurrahman Sahin，Alemdar Bayraktar，D.Mehmet Ozcan et al.Dynamic Field Test, System Identification, and Modal Validation of an RC Minaret: Preprocessing and Postprocessing the Wind-Induced Ambient Vibration Data [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2011, 25(4): 336-356

[30] Ibrahim S R.An upper hessenberg sparse matrix algorithm for modal identification on minicomputers[J]. Journal of sound and vibration, 1987, 113(1): 47-57.

[31] 李麒. 基于舒适度评价的大跨结构楼板模态识别：[武汉理工大学硕士学位论文].武汉：武汉理工大学,2012.

[32] Liu K.Modal parameter estimation using the state space method [J]. Journal of Sound and Vibration, 1996, 197(4): 387-402.

[33] Bendat J.S,Piersol A.G.Engineering Application of Correlation and Spectral Analysis.Second Edition. New York: John Wiley&Sons; 1993.

[34] 钟亮. 桁架结构健康监测中的传感器优化布置研究：[华中科技大学硕士学位论文].武汉：华中科技大学,2012.

[35] 禹丹江,任伟新.基于经验模式分解的随机子空间识别方法[J].地震工程与工程振动,2005,05:63-68

[36] 叶锡均. 基于环境激励的大型土木工程结构模态参数识别研究：[华南理工大学博士学位论文].广州：华南理工大学,2012.

[37] 闫桂荣.基于广义柔度矩阵和小波分析的结构损伤识别方法.[哈尔滨工业大学博士学位论文].哈尔滨：哈尔滨工业大学，2006

[38] 童若飞. 空间结构模态识别与实测方法研究：[浙江大学博士学位论文].杭州：浙江大学,2011.

[39] Hera A,Hou Z.Application of wavelet approach for ASCE structural health monitoring benchmark studies[J].Journal of Engineering Mechanics ,2004 ,130(1): 96-104

[40] 雷家艳. 基于随机动力响应互相关函数分析的结构损伤识别方法研究：[北京交通大学博士学位论文].北京：北京交通大学,2011.

[41] 杨乾坤. 预应力对结构动力特性的影响分析：[武汉理工大学硕士学位论文].武汉：武汉理工大学,2010.

[42] 倪川. 某框架结构振动特性测试与控制分析研究：[郑州大学硕士学位论文].郑州：郑州大学,2010.

[43] 丁北斗. 基于环境激励网架结构的模态分析与损伤识别研究：[中国矿业大学博士学位论文].徐州：中国矿业大学,2010.

[44] 赵骏. 基于环境振动的结构模态参数识别方法及其软件实现：[大连理工大学硕士学位论文].大连：大连理工大学,2008.

[45] 陶杰. 基于随机子空间方法的结构模态分析及损伤识别：[重庆大学硕士学位论文].重庆：重庆大学,2009.

[46] 李志强. 金茂大厦的结构健康监测研究：[同济大学硕士学位论文].上海：同济

大学,2007.

[47] 高健. 基于模态参数的工程结构损伤识别：[东南大学硕士学位论文].南京：东南大学,2006.

[48] 禹丹江. 土木工程结构模态参数识别：[福州大学博士学位论文].福州：福州大学,2006.

[49] 徐丽.基于模态参数的混凝土框架结构损伤诊断研究：[湖南大学博士学位论文].长沙：湖南大学,2004.

[50] Felber A.J. Development of a Hybrid Evaluation System [Ph.D.Thesis]. Vancouver: University of British Columbia; 1993

[51] Ren W X,Obata M.Elastic-plastic seismic behavior of long span cable-stayed bridges [J].Journal of Bridge Engineering, 1999, 4(3):194-203.

[52] Cole H.A. On-the-Line Analysis of Random Vibrations.AIAA Paper Number 68. 1968: 288-319.

[53] Ren W X, Blandford G E, Harik I E. Roebling suspension bridge.I: Finite-element model and free vibration response [J]. Journal of Bridge Engineering ,2004 ,9(2): 110-118.

[54] 混凝土结构设计规范(GB50010-2010).北京:中国建筑工业出版社,2010

[55] 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

[56] 建筑结构荷载规范（GB50009-2012）.北京：中国建筑工业出版社，2012

[57] Van Overschee Peter ,De Moor Bart.Subspace Identification for Linear Systems: Theory ,Implementation, Applications. Dordrecht ,the Netherlands: Kluwer Academic Publishers; 1996.

[58] 徐士代.环境激励下工程结构模态参数识别：[东南大学博士学位论文].南京：东南大学,2006.

[59] Peeters B.,De Roeck G.Stochastic Subspace System Identification of a Steel Transmitter Mast.In:Proceedings of the International Modal Analysis Conference -IMAC; Santa Barbara,CA; 1998.130-136.

[60] 王锦文.深圳市民中心屋顶网架结构的有限元模型修正及模态参数识别：[武汉理工大学硕士学位论文].武汉：武汉理工大学,2004.

[61] ZhaoWei.SAP2000和ETABS中质量源.http://blog.sina.com.cn/s/blog_7c7bb2d90100xj20.html（2012-02-19）

[62] Huang N.E ,Shen Z. The empirical mode decomposition and the Hilbert spectrum for nonlinear and non-stationary time series analysis.In: Proceeding of Royal Society. London: 1998, 903-995

[63] Huang N E ,Shen Z ,Long S R. A new view of nonlinear water waves: The Hilbert

Spectrum 1[J].Annual review of fluid mechanics,1999,31(1):417-457.

[64] 周云.地基板与混凝土框架结构参数识别的实验与研究:[湖南大学博士学位论文].长沙：湖南大学，2008.

[65] 徐晓霞,任伟新,韩建刚.基于响应协方差小波变换和SVD的结构工作模态参数识别[J].振动工程学报,2010,02:194-199

[66] 任伟新.环境振动系统识别方法的比较分析[J].福州大学学报(自然科学版),2001,06:80-86.

[67] 任伟新，韩建刚，孙增寿.小波分析在土木工程结构中的应用.北京:中国铁道出版社,2006

[68] Koh C G,Hong B,Liaw CY.Substructural and progressive structural identification methods [J]. Engineering Structures ,2003,25(12):1551-1563.

[69] SAP2000中文版使用指南.第二版.北京：人民交通出版社.2013

[70] Brincker R,Ventura C,Andersen P.Damping estimation by frequency domain decomposition[J].IMAC XIX,Kissimmee,USA,2001.

[71] Piombo B A D,Fasana A,Marchesiello S,et al.Modelling and identification of the dynamic response of a supported bridge[J].Mechanical Systems and Signal Processing,2000,14(1):75-89.

[72] Chang C C,Sun Z, Li N.Identification of structural dynamical properties using wavelet transform[C].Proceeding of the 15th international Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure,Tokyo,Japan:2003.

[73] 陈隽,徐幼麟.HHT方法在结构模态参数识别中的应用[J].振动工程学报,2003,03:129-134

[74] 李国强，李杰．工程结构动力检测与应用[M]．北京：科学出版社，2002

[75] 傅志方.振动模态分析及参数辨识[M].北京：机械工业出版社,1990.

[76] 曹树谦.振动结构模态分析：理论、实验与应用[M].天津：天津大学出版社，2001

[77] 罗奎. 基于自然激励技术的结构模态参数识别应用研究[武汉理工大学硕士学位论文].武汉：武汉理工大学,2010

[78] .Uniform Building Code: Structural Engineering Design Provisions 1997.[S] California:International Conference of Building Officials,1997.20

[79] National Building Code of Korea 1988(KBC-1988).[S] Seoul: Korean Ministry of Construction.1988

[80] Building Standard Law in Japan(BSLJ-1994).[S]Tokyo: Construction Center of Japan.1994

[81] Australian Standards, SAA Loading Code part 2:Wind Loads, AS 1170 2.[S]

Sydney: Standards Australia.1989

[82] National Building Code of Canada (NBCC-1995). [S] Ottawa: Associate Committee on the National Building Code. 1995

[83] BSEN1998-1: 2004.Eurocode 8：Design of structures for seismic resistance.Part 1:General rules,seismic actions and rules for building[S] London: European Committee for Standardization, 2003

[84] 李国强，李杰，苏小卒.建筑结构抗震设计（第三版）.[M]北京：中国建筑工业出版社，2011

[85] Chopra A K，Goel R K. Building Period Formula For Estimating Seismic Displacements [J]. Earthquake Spectra，2000，16(2)：533-536

[86] 公茂盛,谢礼立,欧进萍.基于结构强震记录框剪结构自振周期经验公式[J].土木工程学报,2010,12:35-40

[87] 刘晶波，杜修力.结构动力学[M]北京：机械工业出版社，2011

[88] 谈德先，周云，米斯特，易伟建.来宾高层建筑动力实测分析研究报告.[M]湖南大学试验分析研究报告，2014

附录 A 攻读学位期间发表的学术论文

[1] 周云，易伟建，蒋运忠，谢利民，米斯特. 多参考点脉冲锤击法识别桥梁柔度的理论与实践. 中国公路学报, 2014,（复审中）

[2] Yun Zhou, De-Xian Tan, Si-Te Mi, Wei-Jian Yi, Li-Ming Xie. Ambient vibration analsis and structural modeling of the high-rise buildings. In: The 13th International Symposium on Structural Engineering (ISSE-13), Science Press, 2014 (已投稿)

[3] 谭德先，周云，米斯特，易伟建，谢利民，蒋运忠. 环境激励下高层建筑结构动力测试与有限元建模分析. 土木工程学报, 2014(已投稿)

附录 B

详细列出余下九栋高层建筑利用 SAP2000 进行模态分析的计算结果，考虑到篇幅所限，仅列出同时考虑了填充墙质量与刚度的 SAP2000 模型对应的模态频率和模态振型。这九栋高层建筑分别为：

(1) 北岸雅阁 1#栋；

(2) 北岸雅阁 2#栋；

(3) 金穗小区 1#栋；

(4) 金穗小区 3#栋；

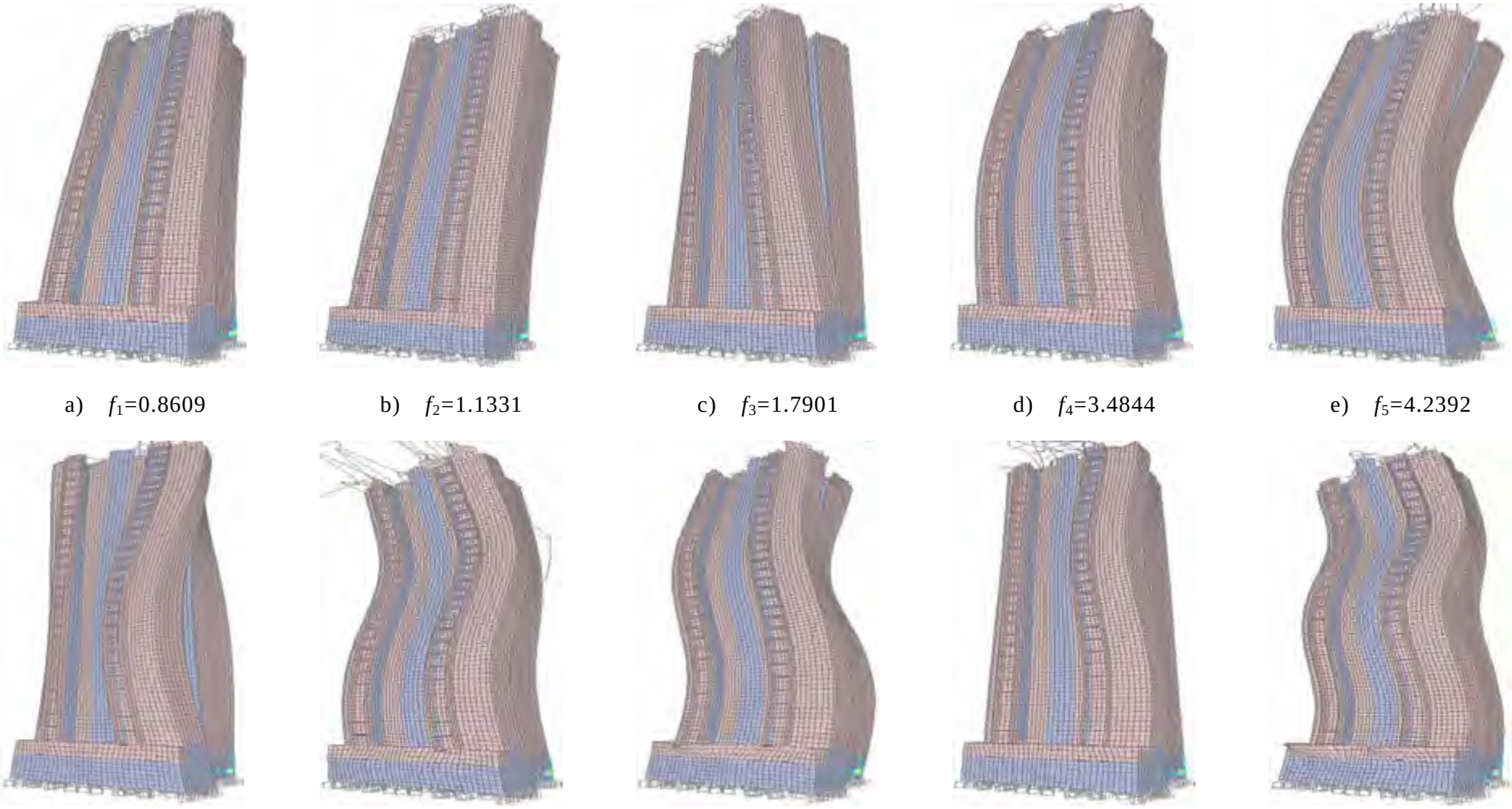
(5) 祥 云 苑 B 座；

(6) 水户皇门 1#栋；

(7) 水户皇门 2#栋；

(8) 水漾人家 7#栋；

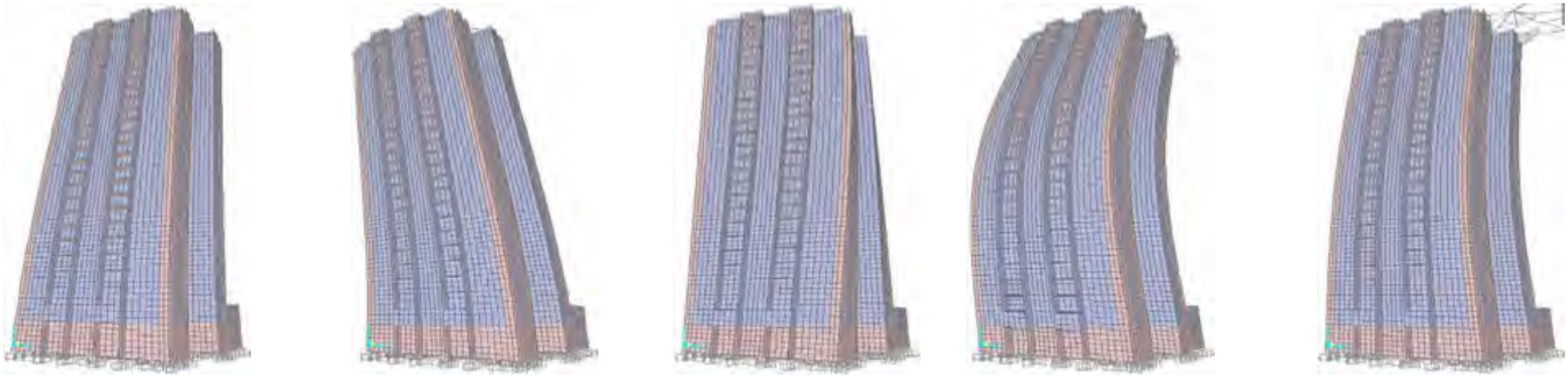
(9) 香格里拉 1#栋；



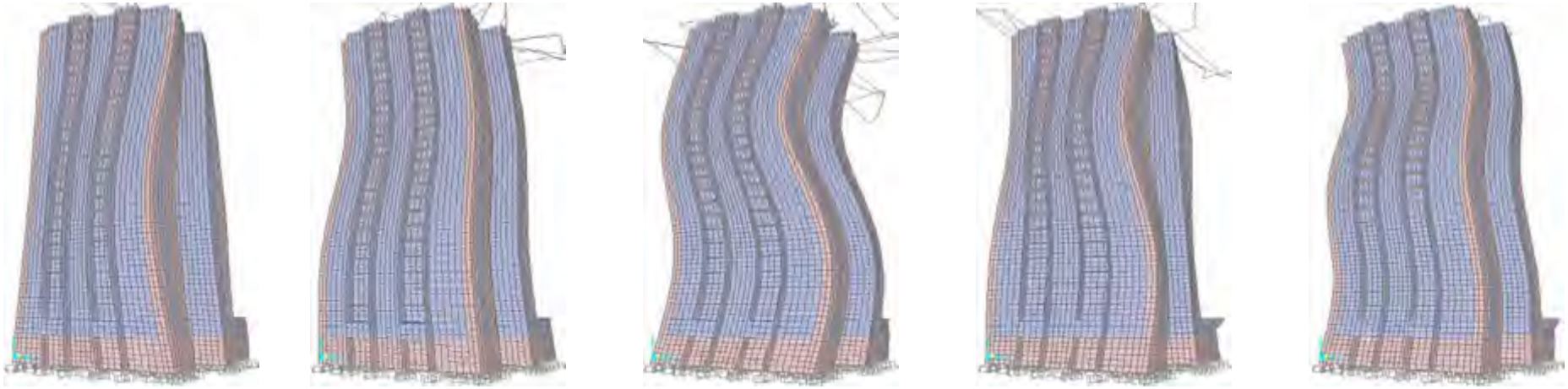
a) f_1=0.8609　b) f_2=1.1331　c) f_3=1.7901　d) f_4=3.4844　e) f_5=4.2392

f) f_6=5.6170　g) f_7=7.4196　h) f_8=8.6481　i) f_9=10.049　j) f_{10}=11.570

附图 1 北岸雅阁 1#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）

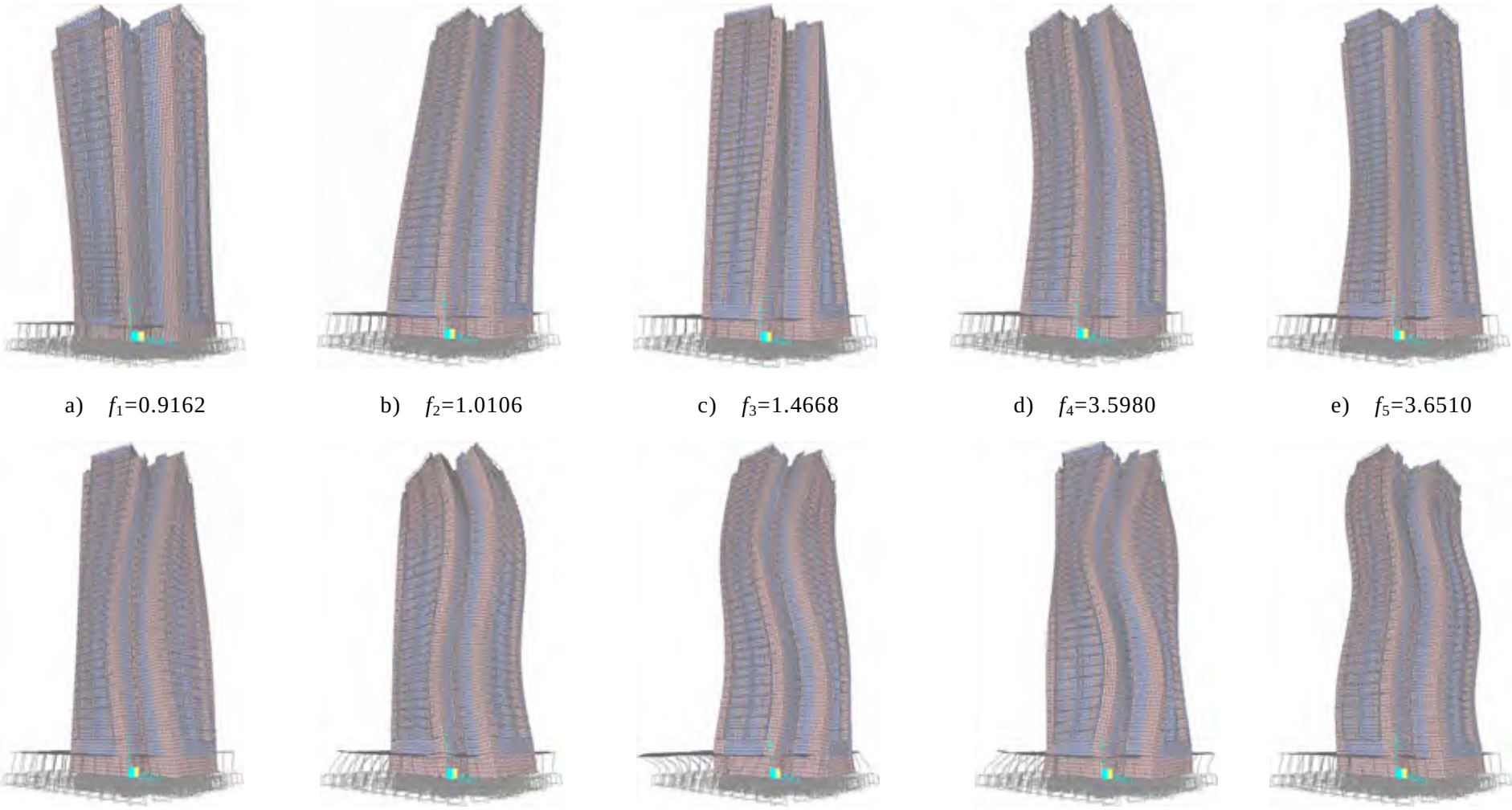


a) f_1=0.9802　b) f_2=1.2835　c) f_3=1.9631　d) f_4=3.8478　e) f_5=4.5870



f) f_6=6.0202　g) f_7=8.4517　h) f_8=9.5065　i) f_9=10.791　j) f_{10}=12.531

附图 2 北岸雅阁 2#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）

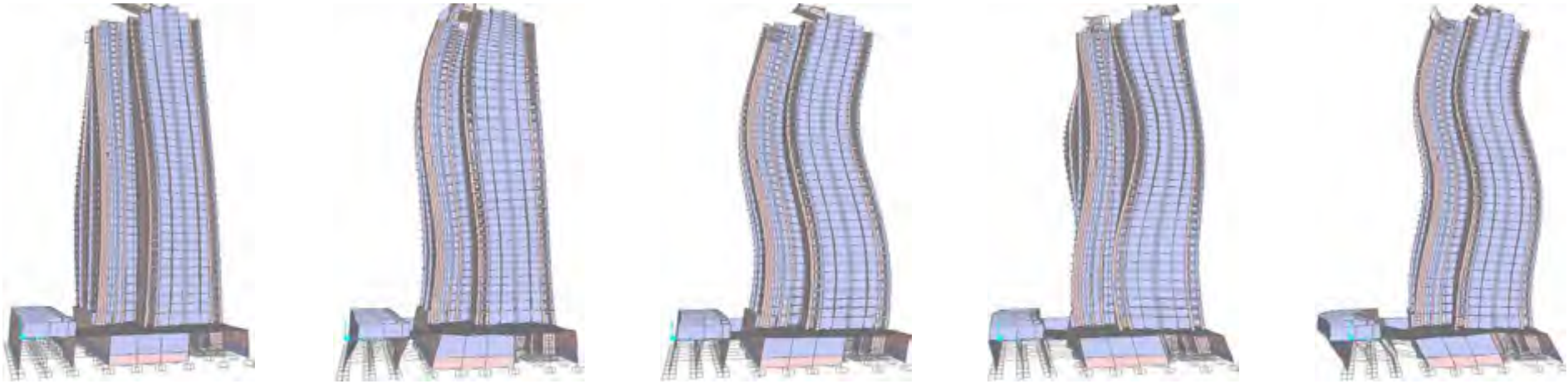


a) f_1=0.9162　b) f_2=1.0106　c) f_3=1.4668　d) f_4=3.5980　e) f_5=3.6510

f) f_6=4.5813　g) f_7=7.5244　h) f_8=7.8377　i) f_9=8.6101　j) f_{10}=11.406

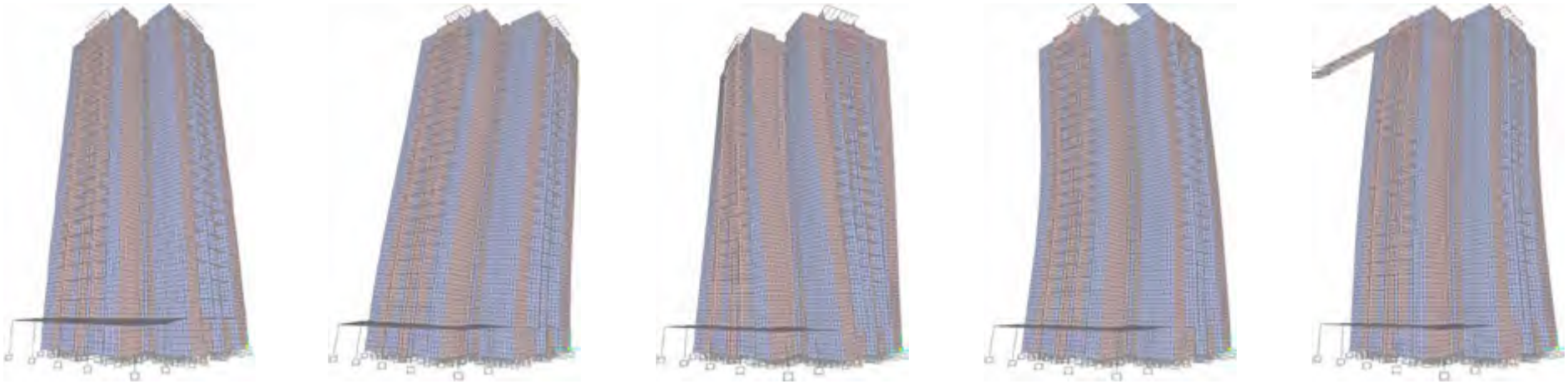
附图 3 金穗小区 1#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）

a) f_1=0.6720　b) f_2=0.8208　c) f_3=1.4342　d) f_4=2.8059　e) f_5=3.0025

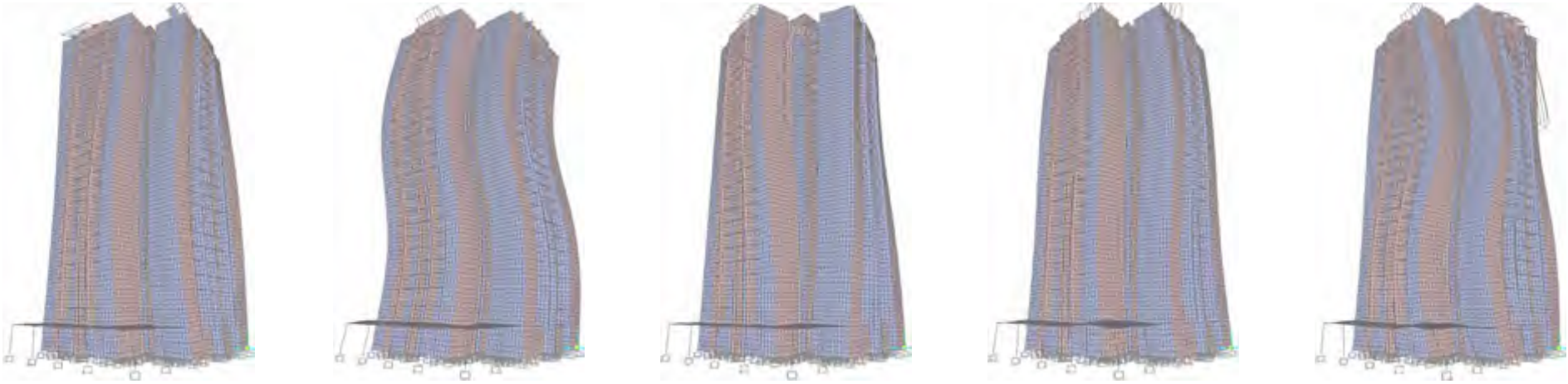


f) f_6=4.1904　g) f_7=4.8418　h) f_8=5.1561　i) f_9=5.9838　j) f_{10}=6.1652

附图 4 金穗小区 3#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）



a) f_1=1.3348　b) f_2=1.4933　c) f_3=1.9738　d) f_4=4.9067　e) f_5=5.2930



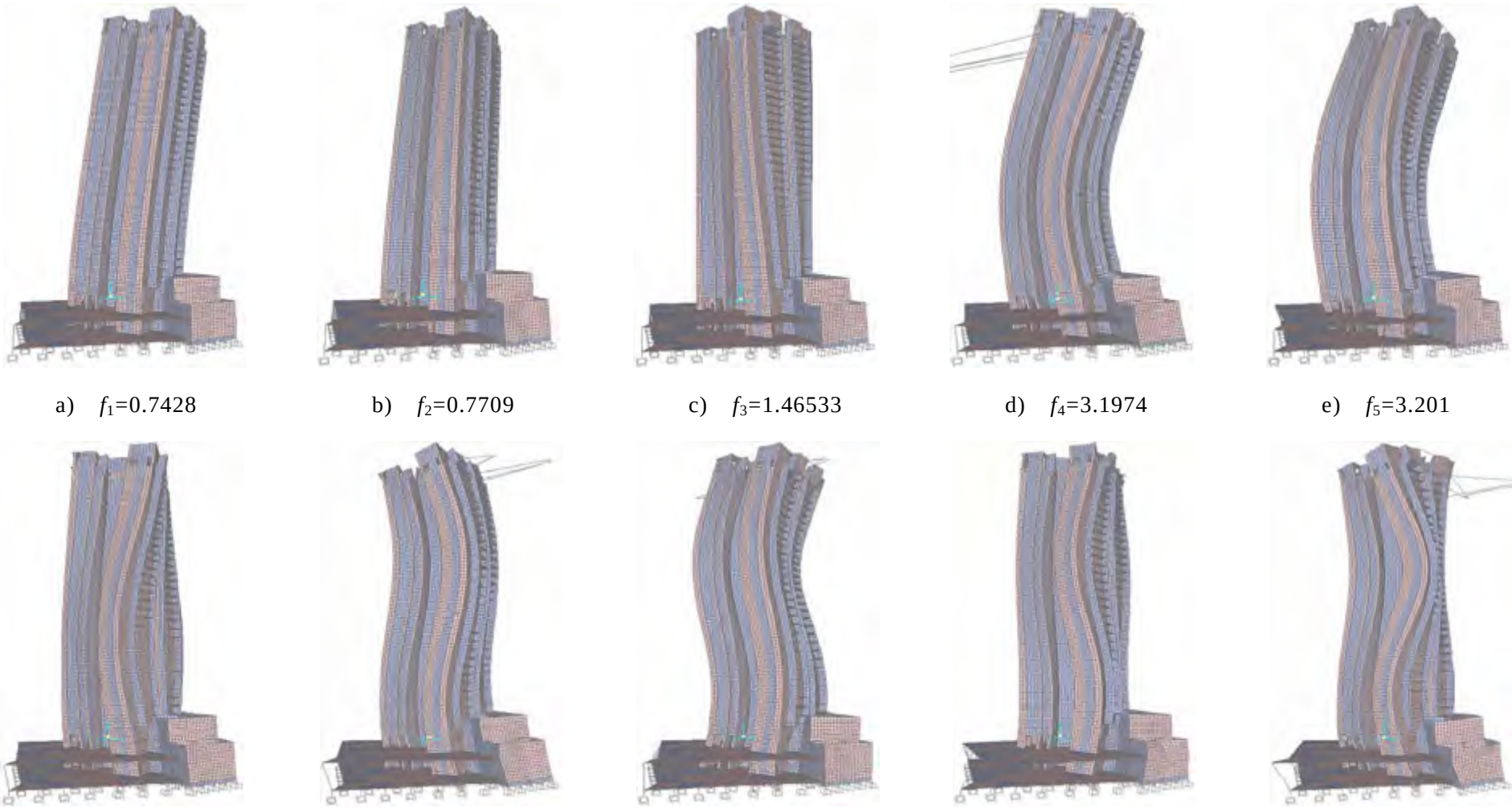
f) f_6=6.2053　g) f_7=10.037　h) f_8=10.065　i) f_9=10.446　j) f_{10}=11.161

附图 5 祥云苑 B 座模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）

a) f_1=0.6251　b) f_2=0.7227　c) f_3=1.1516　d) f_4=2.5535　e) f_5=2.5897

f) f_6=3.5147　g) f_7=5.4740　h) f_8=5.5407　i) f_9=5.7320　j) f_{10}=5.8063

附图 6 水户皇门 1#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）



a) f_1=0.7428　b) f_2=0.7709　c) f_3=1.46533　d) f_4=3.1974　e) f_5=3.201

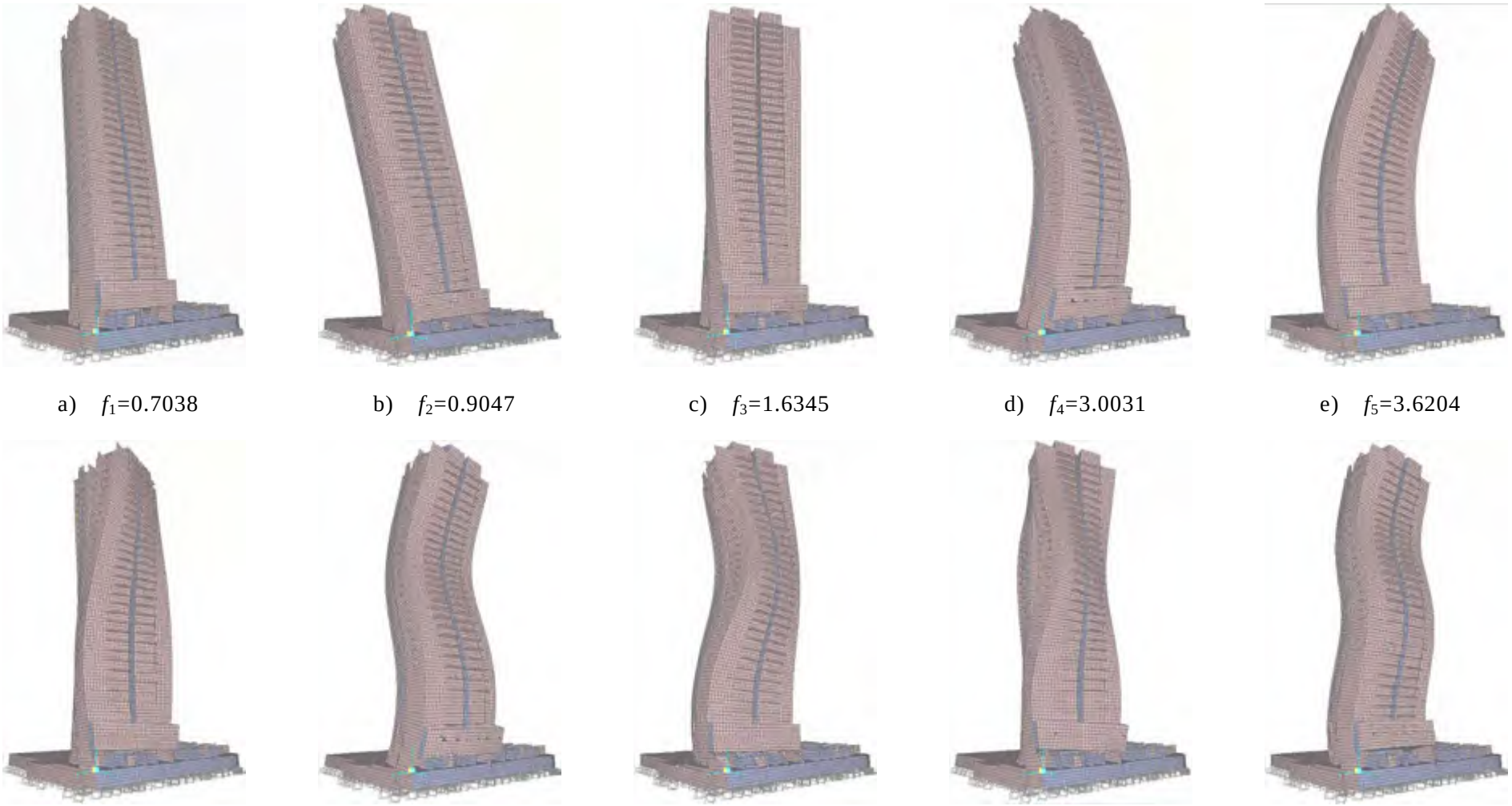
f) f_6=4.4873　g) f_7=6.3243　h) f_8=6.5505　i) f_9=7.4311　j) f_{10}=7.6970

附图 7 水户皇门 2#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）

a) f_1=0.6871　b) f_2=0.8077　c) f_3=1.2781　d) f_4=2.8936　e) f_5=3.0662

f) f_6=3.9775　g) f_7=6.2230　h) f_8=6.4152　i) f_9=7.1384　j) f_{10}=9.3434

附图 8 水漾人家 7#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）



a) f_1=0.7038　b) f_2=0.9047　c) f_3=1.6345　d) f_4=3.0031　e) f_5=3.6204

f) f_6=5.0115　g) f_7=6.4968　h) f_8=7.6847　i) f_9=8.8186　j) f_{10}=10.225

附图 9 香格里拉 1#栋模态振型（计入填充墙质量和刚度）（Hz）

致　　谢

本文是在易伟建教授和周云副教授两位导师的共同指导下完成的。从研究方向、论文选题、资料收集到基本理论的学习、有限元软件的熟悉和疑难问题的解答，再到最后整个论文的完成。两位老师都给了我极大的支持和帮助，在此我表示深深的感谢。

“高山仰止，景行行止。虽不能至，然心向往之。”两位导师崇高的品德、渊博的学识、儒雅的谈吐、可亲的教态、严谨的治学态度和风趣潇洒的为人处世，是我毕生尊重和学习的榜样。

感谢我的同门邹品增、蒋运忠、朱泽华、洪枫、李佩、梁彦涛、谭子希、刘义仁、吴宇羽、张锐、孙雯、王涌全，正是有了你们，我的研究生生活才更加丰富多彩，你们给予我帮助，也教会我成长。在我的青春岁月里，你们是一段美好的回忆和永远的珍藏。

攻读硕士期间，还得到了邓清博士、刘力维博士、霍兵勇博士、夏玲琼博士的支持，以及谢利民、王昱、龙小波、蒋曲翀、水淼、陈晖、黄斌、吴峥等师兄师姐和师弟师妹的热心帮助,并与他们结下了深厚的友谊,在此对他们表示感谢，并祝他们在以后的学习和生活中顺利、幸福。

特别要感谢我的父亲、母亲，你们为我提供了丰富的物质基础和优越的生活条件，让我能安心完成学业。在老师悉心的指导下，我的每一点进步，都能换回你们会心的笑容。

感谢我的女友梁馨怡，从我报考湖大到顺利入学，再到完成学业，都在背后默默的支持我、鼓励我、陪伴我。无论遇到多大的风浪，你永远是我心灵的港湾。

感谢你们。

米斯特

2014 年 5 月于湖大岳麓山