

学校代号 10532

学 号 S140100033

分 类 号 TU973.31

密 级 公 开



湖南大学
HUNAN UNIVERSITY

硕士学位论文

考虑填充墙模型修正前后的高层建筑 抗震性能对比分析

学位申请人姓名 周祎

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云副教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 高层建筑抗震

论文提交日期 2017年5月19日

学校代号：10532

学 号：S140100033

密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

考虑填充墙模型修正前后的高层建筑抗震性能对比分析

国家自然科学基金青年基金（51208190）

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

学位申请人姓名：周祎

导师姓名及职称：周云副教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2017年5月19日

论文答辩日期：2017年6月4日

答辩委员会主席：易伟建教授

Comparative seismic performance analysis of high-rise buildings
before and after considering the calibration of infill wall

by

ZHOU Yi

B.E. (Hunan University) 2014

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

May, 2017

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

作为非结构构件的填充墙，在很大程度上影响着结构的整体抗震性能，然而填充墙与结构构件之间的相互作用十分复杂，地震作用下填充墙具有高度的非线性和很大的不确定性。本文利用高层建筑结构环境激励测试结果对高层建筑结构的有限元模型进行修正，包括框架-剪力墙结构和剪力墙结构两种结构形式的高层建筑。利用修正后的有限元分析模型，探讨填充墙对高层建筑结构抗震性能的影响，包括小震作用下弹性阶段的分析，大震作用下线弹性阶段的分析和增量动力分析（IDA）。主要内容如下：

（1）对广西来宾高层建筑随机振动测试项目进行了简要介绍，并通过不同的前处理和后处理路径，总共三种提取模态参数的方法对信号进行处理，得到了十栋高层在各方法处理下的参数识别结果。然后总结了 25 个基本周期估算公式，并将计算周期和实测周期进行了对比。

（2）在十栋高层建筑中选择了四栋在 Sap2000 中对其进行建模和计算，并与 PKPM 计算结果进行对比，然后在 Sap2000 中用壳体模型对填充墙进行模拟，利用实测的模态参数对 Sap2000 模型进行校准。使用校准后的 Sap2000 模型进行抗震分析，与 PKPM 计算结果进行对比来讨论小震作用下线弹性阶段，填充墙对结构抗震分析的影响。

（3）对四栋高层建筑进行非线性动力时程分析。对框架梁、柱、剪力墙和连梁等构件的单元模型进行了介绍，并对本文采用的填充墙本构计算公式做出详细介绍。利用实测周期对填充墙骨架曲线进行修正，然后在 Perform-3D 中添加斜撑单元，得到考虑填充墙的非线性分析模型。对四栋高层建筑结构考虑填充墙和不考虑填充墙两种模型进行动力时程分析，讨论大震作用下非线性阶段填充墙对结构抗震分析的影响。

（4）简要介绍了 IDA 分析的基本原理和步骤，选择十条地震波对北岸雅阁 2#考虑填充墙和不考虑填充墙两种模型进行 IDA 分析，对不考虑填充墙模型进行了两种方式的周期折减，共得到三种 IDA 曲线簇。然后给出了高层框架-剪力墙在不同破坏状态下性能水平的量化并对三种 IDA 曲线簇进行性能评估，讨论填充墙在结构完整破坏过程中对结构抗震性能的影响，并对比了填充墙不同的考虑方式对性能曲线的影响。

关键词：高层建筑；环境激励；模型修正；填充墙刚度；动力非线性时程分析；增量动力分析

Abstract

Infill walls, as a non-structural component, affect the overall seismic performance of the structure to a large extent. However, the interaction between the infill walls and the structural components is very complex, and the infill walls show a high degree of nonlinearity and a great uncertainty under earthquake. In this paper, the finite element models of the high-rise building structures was calibrated by the results of ambient vibration test of the high-rise building structure, and high-rise buildings including frame-shear wall structure and shear wall structure. Based on the calibrated finite element analysis models, the influence of the infill walls on the seismic performance of the high-rise building structure was discussed, including the analysis of the elastic phase under the frequent earthquake, the analysis of the elastic phase under the large earthquake and the Incremental Dynamic Analysis (IDA). The main contents are as follows:

(1) A brief introduction to a high-rise building ambient vibration test project in Laibin, and different pre- and post-processing techniques were utilized for ambient vibration signal analysis, from which the modal parameters of ten high-rise buildings were obtained using three OMA techniques. Then, based on 25 proposed empirical equations, the fundamental periods of 10 buildings were calculated and are compared with the measured period.

(2) Four of the ten high-rise buildings were selected and built in Sap2000, and the calculated values are compared with the PKPM calculated results. Then, the shell model is used to simulate the infill walls in Sap2000, and the Sap2000 model is calibrated by the measured modal parameters. Seismic analysis was carried out using the calibrated Sap2000 model and compared with the PKPM seismic analysis results. The effects of infill under the linear elastic stage of frequent earthquake on seismic analysis of structures were discussed.

(3) The nonlinear dynamic time history analysis of the four high-rise buildings is carried out. The element models of frame beams, columns, shear walls and coupling beams are introduced, and the calculation formulas of constitutive relation of infill walls were introduced in detail. The skeleton curve of the infill walls was modified by the measured data, and then the nonlinear analysis model which considering the infill walls is obtained, by adding equivalent strut in Perform-3D. The dynamic time history analysis of four high-rise buildings with two types of models is carried out. The

influence of infill walls under the nonlinear phase of strong earthquake on the seismic analysis of structures is discussed.

(4) The basic principles and implementation steps of incremental dynamic analysis (IDA) were briefly introduced, and ten seismic motion record were selected for IDA analysis of two finite models of Bei An Ya Ge2#, and one considers the effect of infill walls and the other was not. The fundamental period reduction factor is considered in two ways for the model without considering the infill wall, and three kinds of IDA curve clusters are obtained. Then, the performance level of frame shear wall structures under different failure states is quantified, and the performance evaluation of the three IDA curve clusters is carried out. The influence of infill walls on the seismic behavior of structures in the completely process of structural damage is discussed, and the influence of different consideration modes of the infill wall on the performance curve is also compared.

Key Words: High-rise buildings; Ambient vibration; Model calibration; Infill wall stiffness; Dynamic nonlinear time history analysis; Incremental dynamic analysis

目 录

学位论文原创性声明和版权使用授权书.....	I
摘要.....	II
Abstract.....	III
第 1 章 绪论	1
1.1 选题背景及意义.....	1
1.2 结构识别.....	2
1.2.1 结构识别的定义.....	2
1.2.2 高层建筑结构的环境激励试验.....	3
1.3 填充墙对结构抗震性能的影响研究现状.....	6
1.4 高层建筑结构抗震分析方法.....	8
1.5 本文研究目的及内容.....	11
第 2 章 随机振动测试项目及信号分析	13
2.1 来宾高层实验简介.....	13
2.2 信号分析及处理结果.....	16
2.2.1 信号分析方法.....	16
2.2.2 信号处理结果.....	19
2.2.3 高层建筑结构基本周期分析.....	23
2.3 小结.....	27
第 3 章 实测高层建筑结构小震下的线性动力分析	28
3.1 引言.....	28
3.2 有限元线性分析模型的建模.....	29
3.3 地震影响系数讨论.....	31
3.4 填充墙模型的修正.....	31
3.5 小震作用下线弹性抗震分析.....	33
3.5.1 层间位移角.....	33
3.5.2 层间剪力.....	34
3.5.3 层间位移.....	35
3.6 小结.....	36
第 4 章 实测高层建筑结构大震下的非线性动力分析	38

4.1 有限元非线性模型的建立	38
4.1.1 建模流程	38
4.1.2 材料本构模型选择	40
4.1.3 构件单元模型	41
4.2 填充墙的建模和修正	45
4.3 地震波的选取	50
4.4 阻尼比取值	55
4.5 PERFORM-3D 模型正确性验证	56
4.5.1 同济大学十二层框架结构模型验证	56
4.5.2 四栋高层 Perform-3D 模型验证	60
4.6 动力时程分析结果	61
4.6.1 层间位移角	61
4.6.2 层间剪力	63
4.6.3 层间位移	65
4.6.4 各构件耗能	67
4.7 本章小结	69
第 5 章 实测高层建筑的增量动力分析 (IDA)	70
5.1 IDA 分析基本原理和步骤	70
5.2 地震动记录的选则	71
5.3 地震动强度参数和结构性能参数的选择	72
5.4 IDA 计算法则	73
5.5 IDA 结果分析	76
5.6 抗震性能评估	79
5.7 本章小结	80
结论与展望	82
参考文献	85
致谢	93
附录 A 攻读学位期间发表的学术论文目录	94

第1章 绪论

1.1 选题背景及意义

20 世纪 90 年代以来，随着社会、科技和经济的蓬勃发展，人口密度的不断增加，人类的活动日趋复杂，人们对建筑的需求和要求也越来越多，伴随着有限的土地资源，具有更高土地利用率的**高层结构**在城市中得到了大规模的发展，一方面高层建筑可以缩小城市的平面规模，缩短城市道路和各种公共管线的长度，方便城市管理，同时高层建筑也是塑造城市形象的重要部分；另一方面过多的高层建筑群会造成热岛效应以及光污染^[1]，并且过于密集的人口也会造成交通拥挤的问题，而且高层结构的设计和施工比中低层建筑复杂的多。高层建筑中竖向交通更为复杂，防火要求更高；从结构受力特性出发，风荷载和地震荷载这两种侧向荷载起着重要的作用，使得高层结构尤其是超高层结构的结构分析和设计更加复杂。但目前为止，高层建筑给社会带来了巨大效益还难有其他形式的建筑可以超越，因此合理的规划和设计高层建筑十分重要。同时，理论和经验的不断完善也对以后的发展意义重大。

根据不同的高度以及其他需求，高层建筑的常见结构形式包括但不限于：框架结构、剪力墙结构、框筒结构、筒中筒结构和巨型结构等。对于高层结构的定义不同国家有不同标准，我国高层建筑混凝土结构技术规程（JGJ 3-2010）^[2]中规定，10 层及 10 层以上或房屋高度大于 28m 的住宅建筑以及房屋高度大于 24m 的其他民用建筑为高层建筑。当建筑物高度超过 100m 时，不论住宅建筑或公共建筑，均为超高层建筑。联合国 1972 年国际高层建筑会议将 9 层以上的建筑定为高层建筑，30 层或 100m 以上的建筑定为超高层建筑。日本将 5-15 层的建筑定为高层建筑，15 层以上的为超高层建筑。

对高层建筑进行结构分析和设计时，对地震荷载的考虑是十分重要，以往的多次强烈地震中，已有多种不同结构类型的高层建筑发生了各种破坏，造成了大量的人员伤亡、经济损失和社会影响。近一个世纪以来，全球发生了近 40 次大地震，我国的地震活动较为频繁，震源分布广且浅，近 40 次大地震中我国包括了 6 次，其中有 3 次的震级超过了 8 级。近二十年来发生的有 1999 年 9 月 21 日的集集大地震，2008 年 5 月 12 日的汶川大地震和 2010 年 4 月 14 日的玉树大地震^[3]。从以往的地震中可以发现结构会发生多种主要破坏形式，例如扭转破坏，薄弱层破坏、连梁破坏和梁柱节点破坏等，大部分为结构构件的破坏。同时非结构构件也会对结构在地震下的反应产生较大影响，例如地震作用下结构的响应会在一定

程度上受到填充墙的影响。大量的研究讨论了填充墙对结构的有利影响和不利影响。实际上，砌体填充墙一方面会显著地增加结构的初始刚度；另一方面，不规则的填充墙布置也可能对结构整体响应产生不利影响。填充墙的破坏通常会造成结构刚度的突然下降，从而造成结构破坏。不合理布置的填充墙还会导致结构扭转破坏、短柱剪切破坏以及结构薄弱层失效等。然而设计者在设计结构时通常不考虑填充墙对结构抗震性能的影响，因此填充墙带来的有利影响和不利影响在设计阶段均被忽略，例如在我国规范中以周期折减系数来考虑刚度变小引起的内力变化。许多高层建筑的现场环境振动试验结果表明^[5~8]，分析模型与实测结构基频通常并不相符，这往往就是对非结构构件的不恰当建模或忽略导致的。因此评估填充墙对高层结构整体抗震性能的影响规律十分值得研究。

1.2 结构识别

1.2.1 结构识别的定义

对结构性能进行评估首先需要对结构进行识别。结构识别(St-Id)最早于 1978 年由 Liu 和 Yao^[4]提出，被 Doebling 等^[10]定义为“利用试验数据校验后的修正模型来预测与参数相关的结构反应”。通过 30 多年的发展，结构识别已成为各国学者所关注的研究方向，且结构识别的概念被描述为理论-试验-决策六步综合圆^[11]，如图 1.1 所示。

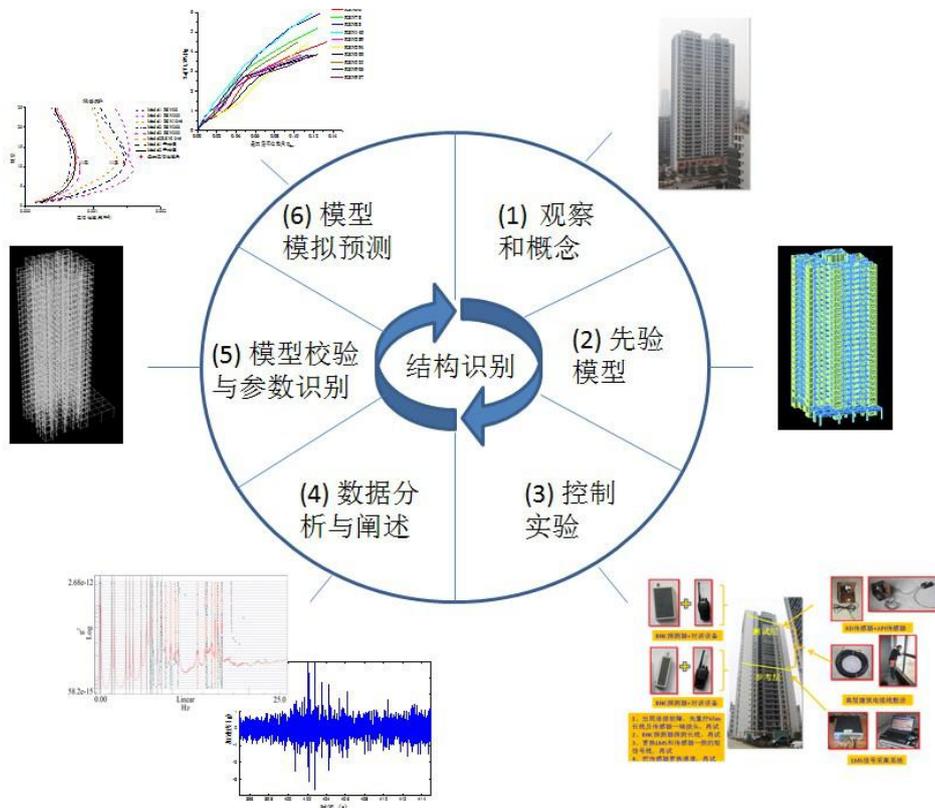


图 1.1 结构识别六步圆

步骤是：(1)观察结构对象并建立整体概念；(2)建立初始有限元模型；(3)进行结构试验；(4)对测试数据进行分析、验证和阐述；(5)利用测试数据对模型进行校验和参数识别；(6)利用校验过的模型进行预测和决策。结构识别六步圆中的每一步，都会影响结构识别结果。而通过结构识别数据校验过的模型，可以用于结构的预测并帮助进行决策。ASCE St-Id Committee^[9]对过去 30 年中结构识别的成功经验进行了总结，对结构识别的进展进行了报告。本文基于结构识别六步圆的概念，对十栋高层建筑进行了环境振动激励试验，建立高层建筑的有限元模型并利用识别参数对模型进行修正，以探讨填充墙对高层建筑结构抗震性能的影响。

1.2.2 高层建筑结构的环境激励试验

结构识别第三步的控制实验，包括了荷载可控试验和荷载不可控试验。荷载可控试验主要采用静力试验、外部动力激励试验或二者结合的试验，测试过程中对输入和输出信号均可以进行采集。荷载不可控试验主要采用地脉动、风振、交通振动等环境激励进行测试。荷载不可控试验只能对测试过程中的输出信号进行采集，无法采集输入信号进行采集。环境激励法对应的模态分析方法为工作模态分析。1996 年 Doebling 等^[13,14]和 2003 年 Sohn 等^[14]对基于振动测试的应用进行了详尽的总结和归纳。

对于高层建筑结构，对原型结构进行荷载可控试验难以实现，因此通常进行荷载不可控试验。即高层建筑的环境振动测试，现代高层建筑借助创新的结构形式和轻质高强度材料，相比以往的建筑结构更加柔软，刚度和阻尼也变得更小，由此对风振、地震和外部环境的激励变得更加敏感，特别是本身就由水平荷载控制设计的高层建筑结构。地震作用下高层建筑结构的动力特性与结构的抗震性能直接相关。而高层建筑结构的动力特性主要取决于结构的物理特性，如质量和刚度的分布等。这就需要对自然环境下高层建筑的动力行为进行评估，而从原型建筑的实测中获得的动力特性则最为可靠。现场环境振动测试识别的结果可用于校正或更新分析模型中的相关参数^[16,17]。动力测试的基本应用之一就是获得结构的动力特性，如频率、振型和阻尼比等，与有限元分析模型计算结果对比后可对分析模型的质量分布、刚度和阻尼进行修正^[17]。动力测试的另一项重要的应用就是检查结构的完整性，例如受到了持续增长荷载，或是突发荷载（地震）作用的建筑或桥梁^[18]。目前，现场主要有三种动力试验方法来研究建筑结构的动力特性，包括强迫振动试验，冲击试验以及随机振动试验。强迫振动测试通常在获得一些参数，特别是阻尼比的时候具有较高的精度^[18]。不同于需要复杂昂贵系统的强迫振动测试，进行随机振动测试相对更加容易且成本更低。Hans S^[19]等于 2005 年对五栋建筑做了三种激励试验：环境激励、谐波激励和利用重型机械铲的冲击激励。对比结果后发现三种试验方法所得到的模态频率和阻尼比是基本一致的，这

说明环境激励这种相对更加安全便捷的方法能够得到足够准确的结构动力特性。

环境振动测试安全无破坏的特点，借助于高层建筑结构对风荷载以及外部激励的敏感，使得环境激励下（微振动、风振、交通振动）结构动力响应的预测变得越来越重要。环境激励测试中，通常无法对输入的环境激励信号进行衡量，而是通过模态分析（Operational Modal Analysis, OMA）对结构响应进行识别。因此，原型结构的现场测试为研究提供了一个很好的机会，可以将实测的结构动力特性和响应值与结构设计时使用的值进行比较^[20]。原型结构现场测试的结果还可以用于完善结构的数值模型并用于结构分析^[21]，其他的应用还包括了监测结构健康，评估结构的抗震易损性，维护结构的舒适性以及结构振动控制。各国学者对高层建筑进行了大量的现场振动实验。

1998年，Brownjohn等^[22]对新加坡一座26层高层建筑进行了现场振动实测来获取其动力特性，对其动力反应和风特性进行了15个月的测量，研究了结构在风和其它横向载荷下的反应。

2000年，Hong等^[23]在台湾选择了30栋建筑，长期监测楼板在地震作用下的响应，在五年中每栋建筑都监测到了许多事件。地下室的地震记录被视为基础激励，上部结构的记录则为结构反应。通过ARX方法识别结构的频率响应函数，进一步识别出结构的基本周期。通过对21栋钢筋混凝土框架结构基本周期的回归分析，提出了计算结构基本周期的经验公式。发现建筑的高度对建筑的基本周期影响最大。

2000年，Li等^[24]对香港第二高的建筑，一栋70层370m高的高层建筑进行了足尺测量，获得了风振作用下结构的响应数据。并将测试结果与Western Ontario大学的边界层风洞测试结果进行了比较，使用随机减量法获得了与幅值相关的阻尼特性和自振频率。

2003年，Xu等^[20]对地王大厦在台风York作用下记录的风和结构响应数据，利用希尔伯特-黄（HHT）变换方法和随机减量法对测量数据进行分析，识别结构的动力特性。对不同的风速条件下一系列的自然频率和阻尼比进行了识别，并与快速傅里叶变换（FFT）的结果进行了比较。结果表明两种方法识别的结果较为接近，但FFT方法高估了结构的实际阻尼比。

2004年，Li等^[5]将广东国际大厦（63层，200m高）足尺动力实验结果结合数值分析模型的计算结果对该高层的风致振动和动态特性进行了研究。并对此类高层建筑在强风作用下的适用性进行了讨论，发现实际测得的固有频率除y方向的第三阶模态外，均大于数值模型计算得到的固有频率。这可能是由以下几个原因造成的，例如结构的有效质量小于设计阶段的假定质量，或由于非结构构件的贡献，结构的有效刚度大于设计阶段的假定刚度。

2004年，Li等^[6]还对当时位于深圳的内陆第一高楼地王大厦（69层，325m）

在台风作用下的现场实测结果进行分析和讨论。结构测试结果与有限元计算结果进行比较,并在此基础上建立了七种有限元模型,对不同布置的伸臂桁架带和垂直支撑对结构动力特性的影响进行分析,并利用现场测量的数据找到有限元模型建模的误差和需要修正的地方,对该结构在台风作用下的正常工作性能进行了评估。

2006年, Li等^[25]结合风洞试验结果和现场足尺实验,对上海的金茂大厦(88层, 420m高)进行了研究,验证了风洞实验的准确性,并进一步利用风洞试验结果讨论了超高层建筑在强风作用下的正常使用性能。

2009年,广州电视塔新塔建立于广州珠江江畔,这是一座610m高的超高层建筑。其筒中筒结构包括了一个钢筋混凝土内筒和一个钢结构外钢管混凝土桁架。Ni等^[26]提出一套复杂的监控方案,由香港理工大学设计了一套包括了600多个传感器的系统,应用于建设和服役期间建筑的实时监控。文章列举了健康检测系统中的一些技术创新,包括:(1) SHM 系统的模块设计;(2) 集成在建和服役的监控系统;(3) 基于无线的数据采集系统和基于网络的远程数据传递系统;(4) Bragg 光纤光栅传感系统;(5) 结构健康监控系统的振动控制装置的验证;(6) 发展健康监控的 Benchmark 问题,利用电视塔作为一个测试平台及使用真实的测量数据。

2010年, Li等^[27]对台北101大厦(101层, 508m高)进行结构健康监测,得到高层建筑的动力特性(频率、振型和阻尼比等),对结构经历的三次较强台风(Matsa, Talim 和 Krosa)和一次大地震(汶川地震)作用下记录的数据进行分析,研究风和地震作用对高层建筑的影响。应用随机减量法和频域分解法计算结构的阻尼比,对比发现两种方法的分析结果具有一致性。

2011年, Cimellaro等^[28]对意大利 L'Aquila 小镇砌体结构的市政大厅进行了随机振动测试,该市政大厅于2009年4月经历了 L'Aquila 地震,作者在结构发生地震损伤后进行了测试并利用工作模态分析获得结构的频率、振型和阻尼比。所用的方法有频域分解法、随机减量法(RD)及特征值实现(ERA)算法、自然激励技术(Natural Excitation Technique, NExT)结合 ERA 算法。三种方法识别结果的比较表明结果可靠,并可以用来进行有限元模型修正。

2000年,同济大学李国强等^[29]采用低频宽带振动测试系统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。

2003年,李正农、刘福义等^[30]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。

2009年,易伟建、周云等^[7]利用环境随机激励,以深圳市一大底盘双塔楼高层建筑为对象进行了环境振动测试,在设计软件 PKPM 中对其进行建模,并对比 PKPM 的分析结果和振动测试识别结果,同时参考了各国规范提出的估算公式,

对影响误差的因素进行讨论，由此提出了一种填充墙等效斜撑模型的修正方法，通过计算说明了该修正方法的合理性。

2010年，李秋胜等^[8]对台北超高层建筑101大厦在两次台风作用下的响应进行了测试并分析其动力特性，对比结果发现两次测试获得的参数具有一致性，并在ANSYS软件中建立了该超高层结构的模型，比较计算值和实测结果，发现二者虽振型相符但计算频率小于实测频率。文章还利用随机减量法识别结构阻尼比，并讨论了阻尼系数与振幅间的关系，以及结构的舒适度等问题。

2013年，李华新^[31]在其硕士论文中针对环境激励下结构的模态参数识别进行了研究，深入研究了两种信号预处理方法和三种模态参数识别方法，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，并在MIDAS软件中模拟了一个钢桁架桥，提出了基于添加伪信号的改进EMD分解的模态参数识别法。

1.3 填充墙对结构抗震性能的影响研究现状

通过结构识别中第三步和第四步得到结构的测试数据后，需要利用测试数据对模型进行校验和参数识别。许多高层建筑的现场环境振动试验结果表明^[5~8]，分析模型与实测结构基频通常并不相符，这往往就是对非结构构件的不恰当建模或忽略导致的，因此本文考虑填充墙对模型的影响并利用环境振动测试结果对模型进行校验。

设计中忽略填充墙的做法一方面是因为对填充墙材料认知的不完全以及缺乏大量的结论性实验和分析结果；另一方面，由于填充墙与周边结构的相互作用涉及到大量的参数，分析和设计阶段的建模需要考虑到许多可能的破坏模式^[32]。因此尽管经过了多年的研究，至今没有统一的填充墙模型，每种模型都有各自的优缺点。但普遍认为填充墙在侧向力作用下，填充墙是按连接了两个对角的斜撑模式作用的，但这也只适用于没有开洞的填充墙。上世纪六十年代开始，关于填充墙对结构主体受力和抗震性能影响的相关研究就已开始。填充墙与周边结构之间复杂的相互作用关系作为重点研究方向，对此各国学者展开了广泛地研究和实验。

目前模拟填充墙行为的计算模型大致分为两类：微观模型和宏观模型。微观模型将填充墙划分为许多单元，并考虑了局部的细节。而宏观模型则根据填充墙在荷载下的行为和过往的实验结果为依据，对填充墙进行简化模拟。

微观模型是建立填充墙的有限元模型，直接对砂浆和砌块分别进行模拟，对结构材料的模拟，有限元被认为是具有客观性和普遍性的，并且不需要重新调整本构的参数。因此微观模型被认为是填充墙最为准确的计算模型。

有限元法最早于1967年由Mallick和Severn^[33]以及Karamanski^[34]同时提出，在20世纪70年代，有限元法主要的研究方向是各种参数的影响以，例如间隙和开口的影响，以及对填充墙刚度和强度的评估。Riddington和Smith^[35]采用有限

元法进行了分析，发现在一般情况下框架刚度降低时，斜压角的应力会增加，进一步导致填充墙框架刚度降低。

填充墙的微观模型考虑到砂浆是砌体填充墙中最为脆弱的部分，砌体填充墙型微观模型的建模方式可分为以下两种^[36]：简化的微观模型中，砌块由连续单元表示，砂浆和砌块-砂浆界面则由一个共同的单元集中表示，如图 1.2(a)所示；另一种更为详细的微观模型中，砌块和砂浆由连续单元表示，而砌块-砂浆界面则由另一种连续单元表示，如图 1.2(b)所示，这种方法最为准确也最为耗时。微观模型主要的优点就是考虑了填充墙砌体的开裂、压碎、滑动以及和框架的相互作用。

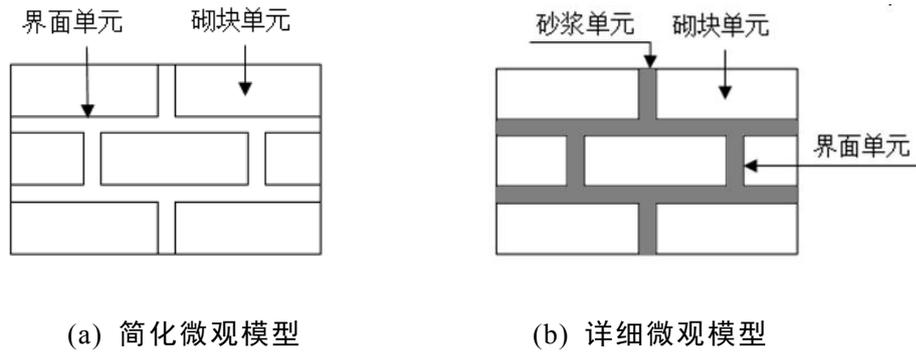


图 1.2 填充墙微观模型

填充墙也可以通过宏观模型进行模拟，如图 1.3 所示，从简单的等效斜撑模型到更为复杂的双杆斜撑甚至三杆斜撑模型都有。

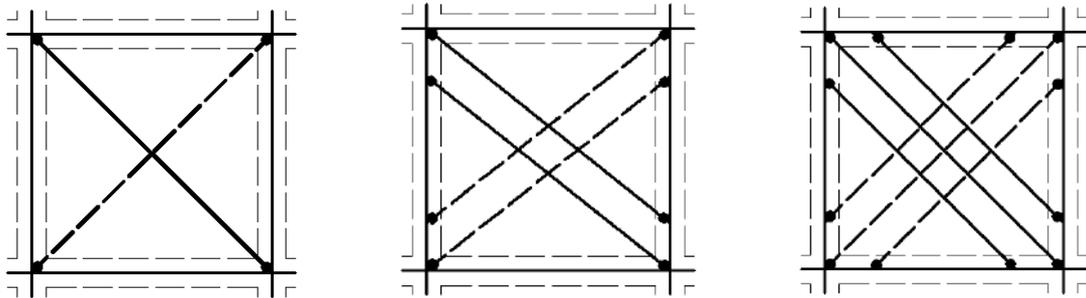


图 1.3 填充墙三种斜撑模型示意图

1960 年，Polyakov^[37]提出可以将填充墙等效为一个压杆斜撑，并提出了填充墙和框架之间的水平力分配公式。随后于 1961 年 Holmes^[38]进一步提出填充墙可简化为等效铰接斜撑，斜撑的厚度和材料与填充墙相同，并且将等效斜撑的宽度定义为斜撑长度的三分之一。随后，Smith^[39]根据大量砌体填充钢框架的实验数据，发现斜撑宽度与等效斜撑长度之比在一定的范围内波动，提出填充墙的建模需要引入新的参数。根据补充实验数据，考虑了填充墙和框架接触长度的影响，提出了计算等效斜撑宽度的公式。1971 年，Mainstone^[40]根据实验数据提出了计算等效斜撑宽度的公式，基于反应填充墙和结构相对刚度的无量纲参数 λh 。该计算公式被 FEMA-274^[41]采纳，用于建筑物的分析和修复计算。同时也被 FEMA-306^[42]纳入，因为该公式自提出以来被证实是应用最为广泛的填充墙等效

斜撑宽度计算公式, 被许多学者接受并用于填充框架的分析^[44-50]。

同时国内从 20 世纪 80 年代也开始研究填充墙的作用, 主要由砖砌筑的填充墙与钢筋混凝土结构的试验和理论分析。1980 年, 吴绮芸等^[50]对三组九榀无孔洞的框架单元模型进行了受力和破坏试验, 采用了单向和反复水平荷载作用两种加载模式。并提出了此类结构从弹性阶段到破坏三个阶段的刚度计算公式和极限强度。

1985 年, 西安冶金学院的童岳生、钱国芳等^[51], 对填充墙与钢混框架结构之间的相互作用进行了一系列的试验研究。填充墙的材料为砖, 框架结构为单层单跨。对各试件进行单向水平加载和反复水平加载。发现填充墙对框架的承载力和刚度均有显著的贡献, 并建议砖砌体填充墙钢混框架的层间位移角极限值可取 1%。

1996 年, 美国雄和夏敬谦^[52]在振动台上对 1/3 比例的多层框架填充墙模型进行了模拟地震的试验。对结构的动力特性进行了研究并提出了钢筋混凝土框架砖填充墙结构层间刚度与抗力的简化估计方法和公式。

2003 年, 湖南大学的李长青和易伟建等^[53]建立了 1/3 比例的框架模型, 并在纵、横两个方向对空框架和填充墙框架进行了测试, 讨论了一般设计时忽略填充墙抗侧刚度对结构的影响。

2011 年, 黄群贤^[54]重点对三种砌块类型(混凝土空心砌块、加气混凝土砌块和实心粘土砖)的填充墙对框架结构抗震性能的影响进行了研究。并在试验结果和理论推导的基础上提出了填充墙等效约束的恢复力模型, 进一步研究了不同布置形式对框架结构抗震性能的影响。

在过去的几十年中, 研究人员注意到单杆等效斜撑模型并不能对填充墙复杂的行为进行完全的模拟。更多复杂的模型被提出, 研究人员尝试用多斜撑来代表填充墙, 模型包括了双杆斜撑、三杆斜撑和超过三根的斜撑模型。相对于单杆模型和双杆模型, 三杆斜撑斜撑模型已可以更为准确的预测填充墙和框架之间的相互作用, 但三杆斜撑模型大大增加了建模的复杂性^[36]。双杆斜撑模型的精确性虽不及三杆斜撑模型, 但相较于单杆模型更为精确, 模型复杂性也比三杆模型低, 并且能够考虑开口的影响。但填充墙的建模问题仍然是一个开放问题, 虽然得到了大量的关注以及长期的研究, 但填充墙材料高度的可变性, 所涉及的大量参数, 特别是填充墙开口的存在, 使得这种构件的建模十分困难。因此大多数情况下, 填充墙都被认为是一种非结构构件。但填充墙对结构行为的重大影响使得这方面的研究十分必要。

1.4 高层建筑结构抗震分析方法

通过对结构进行环境振动测试并利用结构识别得到的数据进行模型校验后, 可利用修正后的模型进行结构识别第六步, 对结构在地震作用下的响应进行模拟

和预测。由于地震作用的复杂性，实际工程中尤其是对地震作用较为敏感的高层建筑结构，在常规的抗震分析外通常辅以结构抗震概念设计，因为常规的抗震分析方法并不能全面的认识建筑结构在地震作用下的性能。结构的抗震概念设计往往是一些无法量化的条文，通过对建筑物平面布置和立面造型的制约达到目的。例如建筑抗震设计规范（GB50011-2010）^[55]中规定建筑的平面和立面布置需要尽量做到规则 and 对称，尽量避免结构的侧向刚度和承载力的突变。但现在已经涌现出越来越多体型复杂，造型多变的建筑物，且将是越来越大的需求，而结构设计所关注的方面也从安全性发展为全面注重结构的性能。要求结构在地震中不仅仅是倒塌，还需要关注非结构构件的破坏程度，考量结构破坏程度对经济以及社会的影响。因此应形势发展的需要，需要探索和研究新的抗震设计方法，提出了基于性能的抗震设计。基于性能的抗震设计中最关键的就是对结构性能进行评价和分析，进一步确定结构设计的合理性和优化的必要性。

常用的抗震分析方法大致上可分为两类^[1]：一类是将地震作用等效为静力作用的静力算法，如底部剪力法和振型分解反应谱法；另一类是直接求解地震作用下结构内力和变形的分析方法，如弹性和弹塑性时程分析法。我国的抗震设计思想是基于“三水准设防目标，两阶段设计步骤”，两阶段设计步骤就是在小震作用下的弹性分析和大震作用下的弹塑性分析。小震作用下的弹性分析通常采用振型分解反应谱法和弹性时程分析法，而大震作用下的弹塑性分析包括了弹塑性时程分析和静力非线性分析等。高层结构的时程分析自上世纪 60 年代以来发展较快，随着地震动记录库的逐渐扩充和计算机技术的飞速发展，以及多次震害的印证，时程分析被公认为准确的分析方法。本文采用振型分解反应谱法进行小震作用下的弹性分析，采用弹塑性时程分析进行大震作用下的弹塑性分析，并进一步使用增量动力分析进行结构抗震性能的评估。

小震作用下使用振型分解反应谱法进行弹性分析。振型分解反应谱法是利用单自由度体系的加速度设计反应谱和振型分解原理，对结构各阶振型对应的等效地震作用和相应的内力和变形做出求解，并通过一定的组合原则对各阶振型的地震作用效应进行组合并得到多自由度体系在地震作用下的内力和变形的计算方法。振型分解反应谱法的地震作用计算有两种：一是不考虑结构扭转振型的平动振型分解反应谱法，适用于平面较为规则的结构，常用的地震作用效应组合方法为平方和开平方根的方法（SRSS 方法）；二是考虑结构扭转振动的扭转耦联振型反应分解谱法，适用于结构质量和刚度明显不对称，会产生扭转振动的结构，常用的地震作用效应组合方法为完全二次项组合法（CQC 法）。

高层建筑结构的动力分析自 20 世纪 60 年代以来迅速发展，60 年代以来一些经历了强烈地震的建筑物震害表明，即使通过了当时现行规范的抗震要求，结构依然遭到了意料外的破坏，例如 1968 年日本十神冲地震中不少多层结构遭受了强

烈破坏，同样的还有 1971 年美国 San Fernando 地震和 1975 年日本大分地震；但 1957 年的墨西哥地震中，不同于许多按静力等效法设计的结构遭受了大量破坏，一栋采用弹塑性直接动力分析的高层建筑却未遭破坏，在之后 1985 年的 8.1 级大地震中依然无恙。由此证明了动力时程法的必要性和重要性。

动力时程分析方法是一种直接动力法，是直接将地震动产生的地面加速度输入结构，通过逐步积分求解出结构每个时间点的响应，包括力、位移、速度和加速度等，能完整的反应结构在地震动作用下的全过程，并且还能得到结构能量耗散，损伤过程等更详细的信息。同时动力时程分析法完整的考虑了地震三要素，即频谱、峰值和持时。但相较于反应谱分析和于静力非线性分析方法，动力时程分析耗时更多，同时也受地震波选择和材料恢复力特性等因素的影响。

增量动力分析法（IDA）的基本思想最早由 Bertero^[56]于 1977 年提出，但由于当时数值计算方法发展的限制，并未引起重视。直至 20 世纪末，随着计算机的发展逐渐引起重视，在多篇文献中得到应用，随后于 2000 年由美国联邦紧急救援署（Federal Emergency Management Agency, FEMA）纳入 FEMA350/351，作为评估结构整体倒塌能力的一种方法^[58,59]，广泛的应用于不同体系的结构抗震分析中。

IDA 的思想借鉴了静力推覆分析中将单一的静力分析推广到增量静力分析的思想，将单一的动力时程分析推广到了增量的动力时程分析，得到不同水准地震下结构的动力响应。IDA 的基本原理是对结构施加一个或多个地震动记录，每一条地震动记录通过乘以一系列的比例系数（scale factor, SF），从而调幅成一系列的具有不同强度水平的地震动记录；然后计算结构在这一组调幅地震动作用下的非线性动力时程反应；然后选择合适的地震动强度参数（ground motion intensity measure, IM）和结构性能参数（damage measure, DM），绘制出 IDA 曲线，反应了结构在该地震动作用下的损伤破坏全过程；每条地震动记录对应一条 IDA 曲线。变换地震动记录，可获得多条 IDA 曲线，形成 IDA 曲线簇。随后按照一定的统计方法对曲线簇进行统计分析，从概率意义上可以描述结构在不同地震危险性水平下的结构性能，如可立即使用性能（immediate occupancy, IO）、防止倒塌性能（collapse prevention, CP）、整体失稳性能（global instability, GI）等。通过 IDA，可以完整而详尽的描述结构在不同地震水准作用下，结构的反应或者“需求”的变化范围。更好的反映了结构性能随着地震动强度的增加而产生的变化（如刚度和强度的退化、峰值反应的变化等）。Vamvatsikos 和 Cornell^[59]对使用 IDA 对结构进行性能评估时提出了三种确定极限状态的准则：DM 准则，IM 准则和 IM-DM 混合准则。FEMA350^[57]则提出以谱加速度 $S_a(T_1, 5\%)$ 作为 IM 指标，最大层间位移角 θ_{\max} 作为 DM 指标。

1.5 本文研究目的及内容

作为非结构构件的填充墙，在很大程度上影响着结构的整体抗震性能，然而填充墙与结构构件之间的相互作用十分复杂，地震作用下填充墙会随着开裂发生强度和刚度的降低，周围的结构构件也会发生混凝土开裂、局部滑移等，填充墙与周围构件的接触长度也会发生变化，摩擦力发生折减，这一系列的变化导致填充墙具有高度的非线性；而填充墙的破坏模式也具有很大的不确定性。虽然关于填充墙的研究已发展了 60 年，但结构设计阶段仍然将填充墙视为非结构构件，并未充分考虑填充墙的影响。例如在我国规范中以周期折减系数来考虑。在使用 PKPM 进行高层结构抗震设计时，一方面考虑了填充墙对重力荷载代表值的影响，将填充墙的质量折算为荷载；另一方面忽略了填充墙刚度对结构计算周期进而对地震影响系数的影响，随后又辅之以周期折减系数来考虑刚度变小引起的内力变化。

地震作用下高层建筑结构的动力特性与结构的抗震性能直接相关，现行抗震计算方法如振型分解反应谱法，与结构前若干阶模态直接相关，因此也决定着结构动力响应的大小。这就需要对自然环境下高层建筑的动力行为进行评估，而从原型建筑的实测中获得的动力特性则最为可靠。基于结构识别的概念，即利用试验数据校验后的修正模型来预测与参数相关的结构反应，利用高层建筑结构环境激励测试结果对高层建筑结构的有限元模型进行修正。进一步的，利用修正后的模型进行模拟和预测，讨论填充墙对高层结构整体抗震性能的影响。主要内容如下：

(1) 基于十栋高层结构的环境振动测试试验，对测试得到的响应信号进行工作模态分析。为消除认知不确定性的影响，采用不同的前处理以及后处理方法，概括为三种方法处理环境振动测试信号，并对三种后处理方法：随机减量法、互相关函数法和复模态指示函数法做出简要介绍。得到结构的动力特性后与结构设计软件 PKPM 的计算周期进行对比，对比实测周期和计算周期的实际周期比值和规范建议的周期折减系数。并总结了各国共 25 个基本周期计算的公式。根据经验公式对 10 栋高层的基本周期进行计算，并对比实测基本周期和 25 个公式估计基本周期的平均值。

(2) 在广西来宾市 10 座进行了结构振动测试的高层建筑中选择了四栋，在 Sap2000 中对其分别进行建模计算并与 PKPM 计算结果进行对比，同时利用现场振动测试获得的模态参数对 Sap2000 模型进行校准。使用校准后的 Sap2000 模型进行抗震分析，与 PKPM 计算结果进行对比来讨论小震作用下线弹性阶段，填充墙对结构抗震分析的影响。

(3) 为对四栋高层建筑进一步进行地震作用下的弹塑性分析，在 Perform-3D

中建立了非线性模型，因为本文的研究对象较为复杂，因此通过 NosaCAD 将 PKPM 模型转换为 Perform-3D 非线性模型，介绍了建立模型的流程，并介绍了选取的混凝土、钢筋的材料的本构模型，以及框架梁、柱、剪力墙和连梁等构件的单元模型，并对本文采用的填充墙本构计算公式做出详细介绍。然后选择四栋高层建筑结构，分别是北岸雅阁 2#、金穗小区 1#、祥云苑 A#和水户皇门 2#建立了 Perform-3D 的非线性模型，并添加考虑填充墙的斜撑单元。通过调整填充墙初始弹性模量，找到与实测频率最为匹配的初始弹性模量，并进一步计算出填充墙整条骨架曲线，得到考虑填充墙非线性的模型。选择合适的地震波和阻尼比对四栋高层进行弹塑性时程分析，通过周期对比和能量误差验证模型的正确性。最后列出四栋高层动力时程分析的结果，包括层间位移角、层间剪力和各构件耗能分布。

(4) 选择了一栋高层建筑北岸雅阁 2#，对其进行增量动力分析 (IDA)，简要介绍 IDA 的实施步骤、性能水平划分和层间位移角限值的量化，对北岸雅阁 2#考虑填充墙和不考虑填充墙两种模型分别进行 IDA 分析。并对不考虑填充墙的模型进行了两种方式的周期折减。一种是根据规范建议进行折减，另一种是根据实测值进行折减。然后给出了北岸雅阁 2#两种模型三种情况下的 10 条 IDA 曲线及分位曲线，并对北岸雅阁 2#做抗震性能评估，讨论填充墙在结构完整破坏过程中对结构抗震性能的影响，并对比了填充墙不同的考虑方式对性能曲线的影响。

第2章 随机振动测试项目及信号分析

2.1 来宾高层实验简介

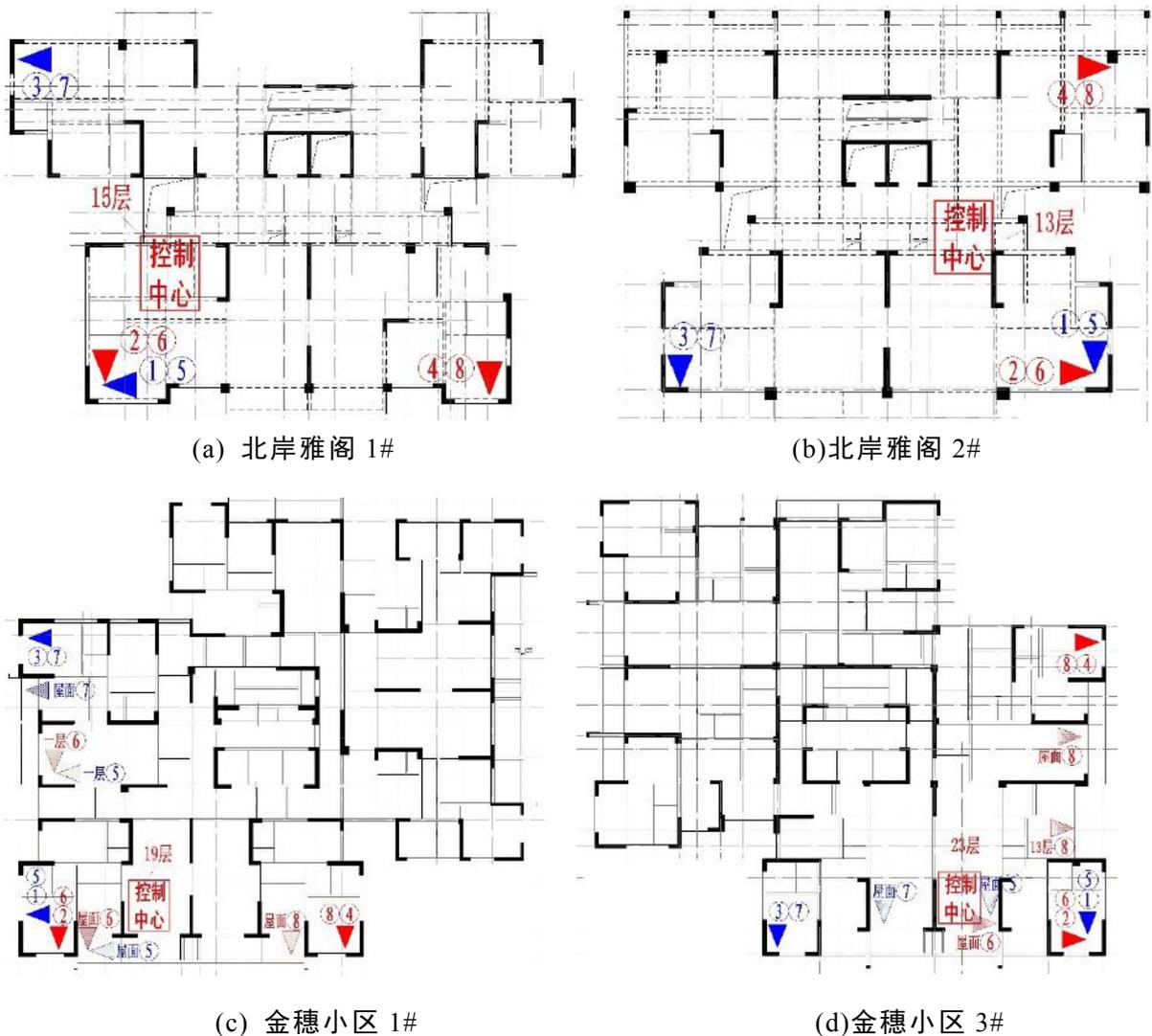
本文的研究是基于广西来宾高层建筑随机振动测试项目，该项目于 2013 年 1 月，在湖南大学土木工程结构健康监测研究团队(www.hnutest.com)的主导下展开。该随机振动测试项目从 200 多栋待选高层建筑中选择了十栋测试对象，均为百米左右的钢筋混凝土高层建筑。通过随机振动信号测试及工作模态分析等相关技术，对高层建筑的模态参数进行了识别。十栋高层均为刚完工尚未交房的住宅楼，无家具等荷载，因此暂无活荷载对结构质量的影响。每栋建筑均具有中央核心电梯筒，结构形式各异，同一个小区的两栋结构具有类似的结构形式，基础为人工挖孔桩。填充墙均由 MU10 页岩多孔砖拌合 M5 水泥砂浆砌筑而成。表 2.1 列出十栋高层的概况。

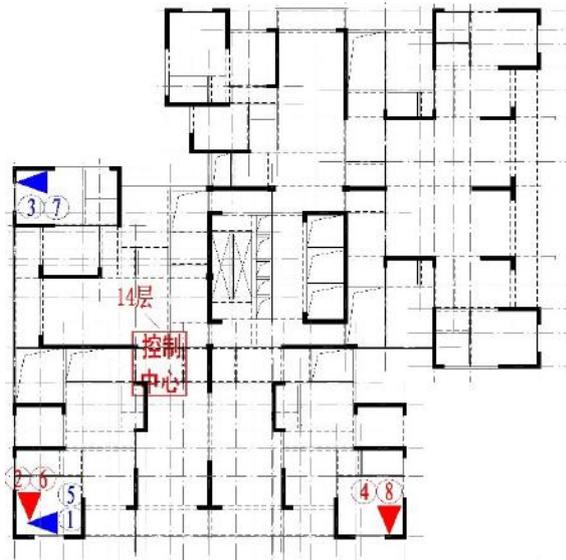
表 2.1 来宾高层被测高层建筑概况

序号	测试高层	高度 (m)	层数 (n)	结构形式	平面形式
1	北岸雅阁 1#(BAYG1#)	96.0	29	框架-剪力墙	近似矩形，规则
2	北岸雅阁 2#(BAYG2#)	87.0	26	框架-剪力墙	近似矩形，规则
3	金穗小区 1#(JSAQ1#)	107.3	33	剪力墙	风车型，不规则
4	金穗小区 3#(JSAQ3#)	122.7	39	剪力墙	风车型，不规则
5	祥云苑 A 座(XYYA#)	86.1	24	剪力墙	风车型，不规则
6	祥云苑 B 座(XYYB#)	86.1	24	剪力墙	风车型，不规则
7	水户皇门 1#(SHHM1#)	128.0	39	剪力墙	工字型，不规则
8	水户皇门 2#(SHHM2#)	107.4	33	剪力墙	工字型，不规则
9	香格里拉 1#(XGLL1#)	105.0	32	框架-剪力墙	蝴蝶型，不规则
10	水漾人家 7#(SYRJ7#)	133.3	39	剪力墙	风车型，不规则

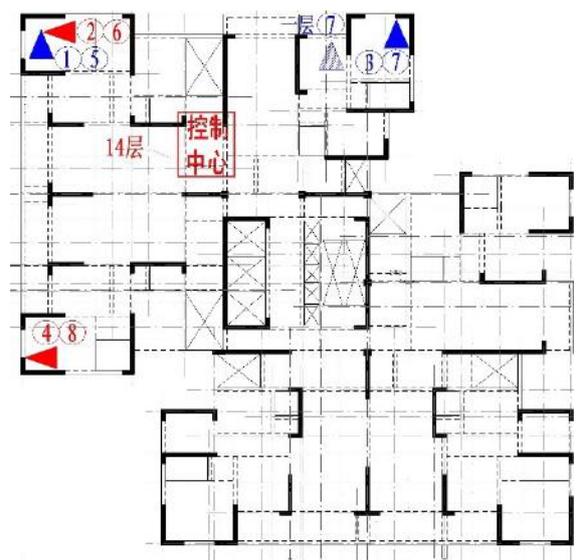
实验小组对每栋高层进行了单独的环境振动测试。每栋楼测试的测点布置布置相似，均由 4 个美国 731A 高灵敏度加速度传感器（灵敏度有 10 V/g、100 V/g 和 1000 V/g 三个档位，频率范围为 0.05–450 Hz，且精度为 0.1Hz）和四个中国

扬州科动 KD12000L 超低频加速度传感器（灵敏度为 20V/g，频率范围为 0.05–400Hz，且精度为 0.1Hz）。由于采集设备通道数量的限制以及传感器数量有限，且十栋高层的形状相对规则，没有错层以及大面积悬挑，因此测试仅对 x、y 两个水平方向进行了测试（整体平动和扭转），并未在竖直方向布置传感器。因此上述加速度传感器分为两组，每组各四个分别安放在测试层和参考层，同一平面上 x、y 正交方向上各两个传感器，分布在平面的三个角落。其中参考层的四个加速度传感器位置固定不动，另外四个位于测试层的加速度传感器每隔 3-4 层移动一次，图 2.1 列出了十栋高层的平面布置图以及传感器布置图，图 2.2 以金穗小区 3#为例说明了环境振动测试的测点布置概况。采样频率设置为 204.8Hz，由比利时 LMS Cadax Mobile 8 数据采集系统进行时域信号采集。详细测试情况见参考文献[60]。

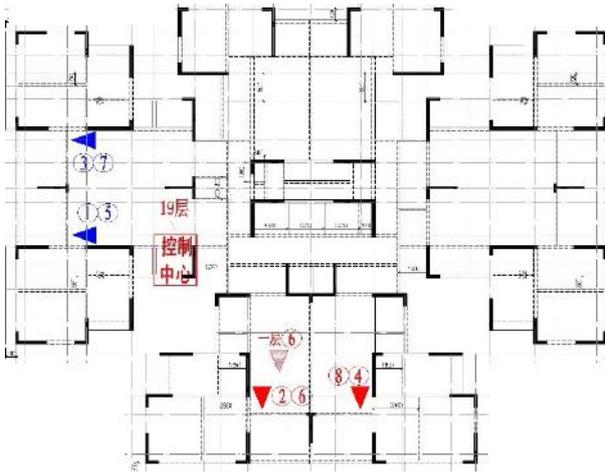




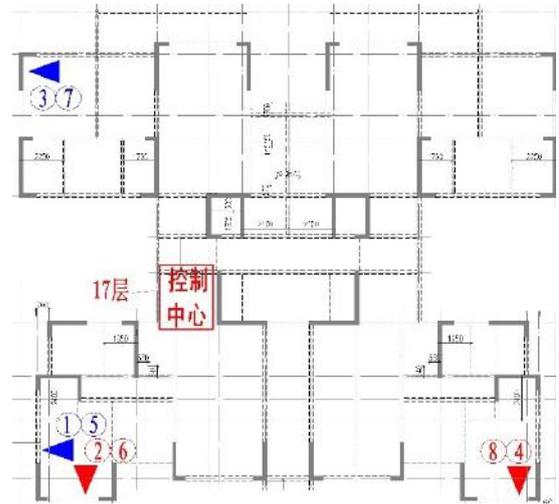
(c) 祥云苑 A



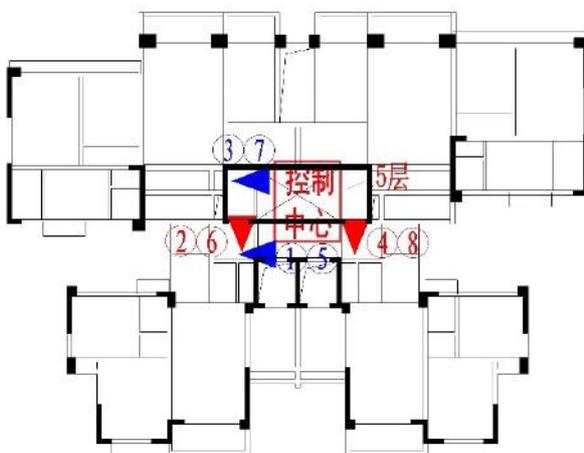
(d) 祥云苑 B



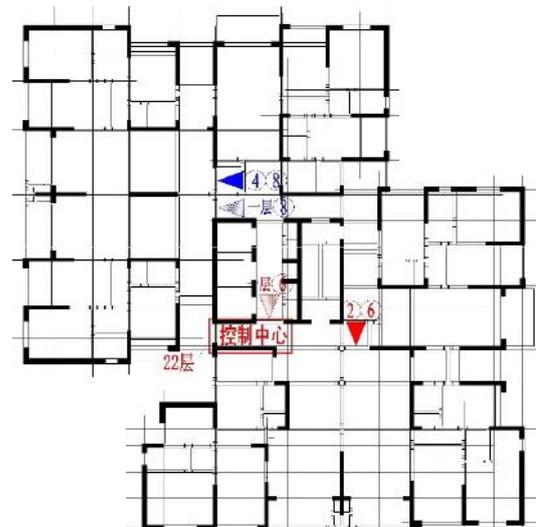
(e) 水户皇门 1#



(f) 水户皇门 2#



(g) 香格里拉 1#



(h) 水漾人家 7#

图 2.1 十栋高层平面布置和传感器布置图

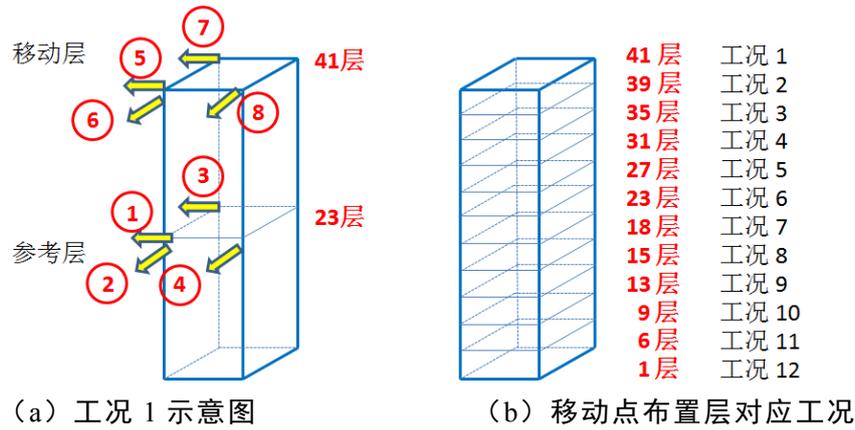


图 2.2 金穗小区 3#测点布置概况

2.2 信号分析及处理结果

2.2.1 信号分析方法

环境振动测试信号的工作模态分析包含频域法、时域法和时频结合法。过往许多应用中，使用不同前处理以及后处理方法会出现不同的模态缺失或者虚假模态，此类情况持续挑战着工作模态分析法的应用^[61]。环境振动测试的识别结果需要考虑许多由于人为错误或者主观性带来的认知和偶然的不确定性，可归纳为两类误差^[61]：偶然误差和认知误差。偶然误差是与物理系统或环境相关的固有变化，也被称为变异性，不可确定性或随机误差；而认知误差则是由于对物理系统或环境缺乏足够认知而导致的误差，也被称为主观误差，可还原误差或模型误差。随着结构系统（包括地基与土体）规模和复杂性的增加，在环境激励下结构的响应会越来越复杂。在这种情况下，实验数据和工作模态分析的前处理以及后处理的步骤可能会放大这类不确定性，最终导致重大的错误或者遗漏。进行工作模态分析时，采用多种前处理及后处理方法可在一定程度上消除误差。

为消除认知误差的影响，本文采用不同的前处理以及后处理方法处理环境振动测试信号。为防止信号泄漏，首先对脉冲响应函数添加指数窗进行预处理。随后采用两种模态参数识别方法：随机子空间法^[62]（Stochastic Subspace Identification, SSI）和复模态指示函数法^[64,65]（Complex Mode Indicator Function, CMIF）对模态参数进行识别。SSI法是一种时域识别方法，可以仅通过输出（环境振动测试）来识别结构的模态参数，利用响应之间的互相关函数建立状态空间方程进行求解。CMIF方法则是一种频域识别方法，涉及到多参考频率响应函数矩阵的奇异值分解。因此在使用CMIF法提取结构模态参数前，需要先通过离散傅里叶变换将时域信号转换到频域，并随后对时间序列进行平均生成伪频响应函数。平均时间序列生成伪频响应函数是模态分析的一个关键步骤，为消除不同平均方法的影响，采用随机减量函数（Random Decrement, RD）和互相关函数（Cross

Correlation, CC) 两种方法生成频响函数。综上所述, 通过不同的前处理和后处理路径, 总共有三种提取模态参数的方法, 如流程图图 2.3 所示。

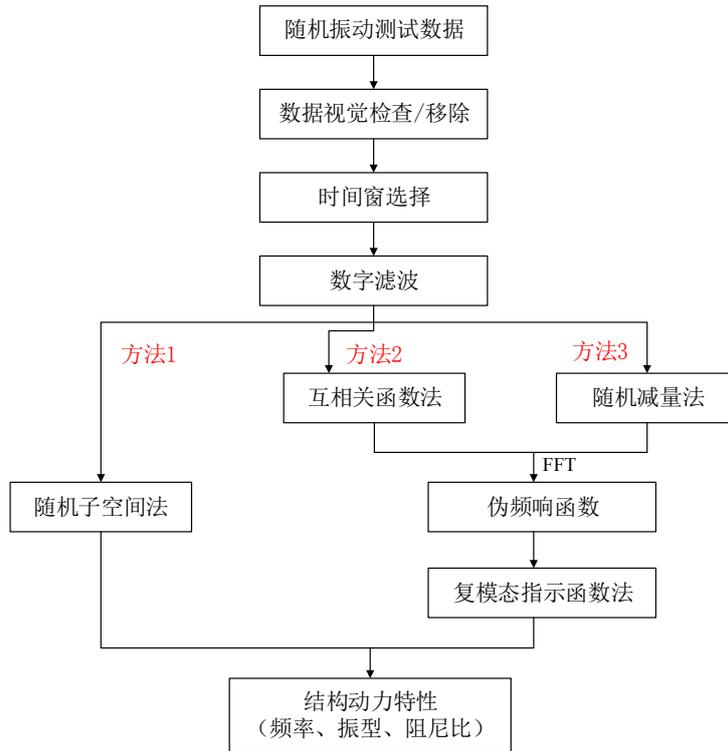


图 2.3 信号处理流程

2.2.1.1 随机减量法

随机减量法的基本思想是: 根据一定的规则对样本进行平均, 以此来去掉响应中的随机成分, 获得一定的初始激励下的自由响应, 作为信号分析的输入数据, 最后通过其他模态识别方法对结构模态参数进行识别。随机减量法(RD)由 Cole^[65]于 1968 年提出, 该技术将随机时间序列转化为结构时域自由衰减序列, 但仅针对单通道测试。Ibrahim^[66]于 1977 年进一步提出针对多通道测试的交叉和自动随机减量函数的概念, 可用于获取结构的阻尼比和特征频率。该方法的基础和关键是触发点的选择^[67], 有下列四种触发条件: (a) 过水平触发; (b) 局部极值触发; (c) 正点触发; 和 (d) 零交叉正斜率触发。

过水平触发是最常用的触发条件, 该方法可以简要的描述为当信号等于所选择的触发值时, 即视为触发。局部极值触发也具有广泛的应用, 为了从每一条时间信号中提取尽量多的信息, 该方法选取随机响应函数的极值点作为触发点。正点触发的触发点数目可以通过改变触发条件进行调整, 因此也是一种容易实行且通用的方法, 可以转化为水平触发。本文采用的是第四种过零触发, 即信号以正斜率穿过零线时视为触发, 公示表达如式 2.1-2.3 所示:

$$T_x^z = \{X(t) = 0, \dot{X}(t) > 0\} \quad (2.1)$$

$$RD_{xx}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x(t_i + \tau) \big| \{x(t_i) = 0, \dot{x} t_i\} \quad (2.2)$$

$$RD_{yx}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y(t_i + \tau) \big| \{x(t_i) = 0, \dot{x} t_i\} \quad (2.3)$$

T_x^z 为过零触发条件, RD_{xx} 为自动随机递减函数, RD_{yx} 为交叉随机递减函数。 $x(t)$ 表示随机过程, $x(t_i)$ 和 $y(t_i)$ 表示随机过程的实现。 N 表示触发点的数量。

2.2.1.2 互相关函数法

互相关函数法描述了随机信号在两个不同时间点之间的相关性。如果相关函数的随机信号是在同样的位置和空间但在不同的时间段, 则定义为自相关函数; 如果随机信号是在不同的位置可空间, 则相关函数称为互相关函数。计算相关函数的公式如式 2.4-2.5 所示, 分别为自相关函数和互相关函数^{[61][68]}的计算公式。

$$R_{xx}(\tau) = \frac{1}{N-\tau} \sum_{i=1}^{N-\tau} x(t_i)x(t_i + \tau) \quad (2.4)$$

$$R_{xy}(\tau) = \frac{1}{N-\tau} \sum_{i=1}^{N-\tau} x(t_i)y(t_i + \tau) \quad (2.5)$$

其中 R_{xx} 为自相关函数, R_{xy} 为互相关函数。如果信号被假设为白噪声, 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, 因此互相关函数呈现为衰减的脉冲响应函数, 能被应用到模态参数识别方法。另外一方面当输入信号缺失的情形下, 互谱密度函数能代替频率响应函数。因此, 互相关函数可以用于基于时域的模态参数识别中, 用来代替脉冲响应函数, 来进行环境激励下的参数识别。识别的过程中, 通常选用响应较小的点作为参考点, 通过计算得到其他测点和参考点之间的互相关函数。

2.2.1.3 复模态指示函数法

复模态指示函数法 (CMIF) 是一种零阶空间域算法, 可用于估算结构的模态参数。空间信息中包含的幅值和相位的关系被用于空间域算法中, 以确定激励模态的数量和特性。因此可以从结构的振动测试获得结构的模态参数。该方法的详细介绍可参考文献^[64,65]。CMIF 法通常采用两阶段解决方法, 第一阶段估计模态向量 (空间信息), 第二阶段估计模态频率和模态因子。CMIF 法的基础是基于多参考点频率响应函数矩阵 (FRF) 的奇异值分解 (SVD)。在每一谱线处均进行对频响函数矩阵的奇异值分解, 以获得如下的矩阵方程:

$$[H(j\omega)] = [U(j\omega)][\Sigma(j\omega)][V(j\omega)]^H \quad (2.6)$$

其中, $[H(j\omega)]$ 是频率响应函数矩阵; $[U(j\omega)]$ 是左奇异值矩阵; $\Sigma(j\omega)$ 是对角奇异值矩阵; $[V(j\omega)]$ 是右奇异值矩阵。

加强的频率响应函数(Enhanced frequency response function (eFRF))被用来识别模态频率和单自由度体系的缩放因子,它与 CMIF 识别图的峰值有关, eFRF 被用于单自由度体系的识别技术,用来估及频率和阻尼比。值得指出的是 CMIF 方法在很多方面是一种加强的峰值提取方法。

当使用其它方法用来识别输出振动为主的测量时,其输入被假设为白噪声,其虚拟脉冲响应函数(Pseudo-FRF)用相关函数法或随机减量法被用来作为识别的起始点。DFT 被用来把虚拟脉冲响应函数(Pseudo-FRF)用来计算虚拟频率响应函数(pFRF)。

2.2.1.4 随机子空间法

随机子空间法 (SSI) 法是一种时域识别方法,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。可以仅通过输出(环境振动测试)就可提取结构的模态参数,利用响应之间的互相关函数建立状态空间方程进行求解。状态空间方程是描述系统运动状态的一阶微分方程组,由状态变量构成并将系统的输入和输出联系起来。该方法的详细介绍可参考文献^[62]。该方法的基本前提是用于描述系统连续动态行为的物理模型可以等效表示为离散时间随机状态空间模型,如式 2.7-2.8 所示,

$$x_{k+1} = Ax_k + w_k \quad (2.7)$$

$$y_k = Cx_k + v_k \quad (2.8)$$

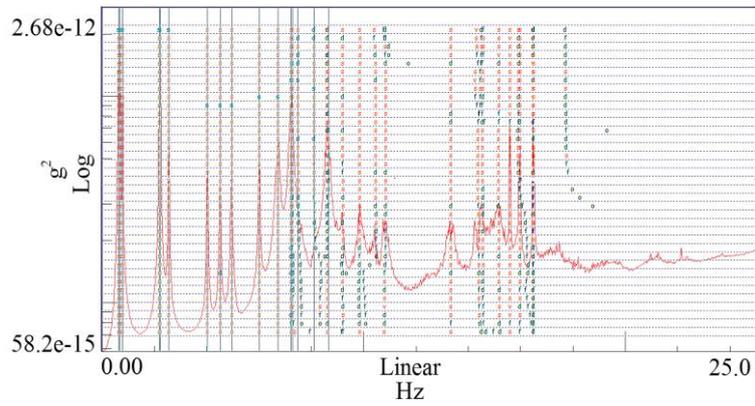
其中, x_k 是离散的状态向量; w_k 是过程噪声(干扰和未知激励); 矩阵 A 是状态转移矩阵,系统的动力特性由矩阵 A 的特征值和特征向量表达; y_k 是采样输出向量; v_k 是测量噪声(由传感器或未知激励引起); 矩阵 C 是输出矩阵; k 是时间点。

2.2.2 信号处理结果

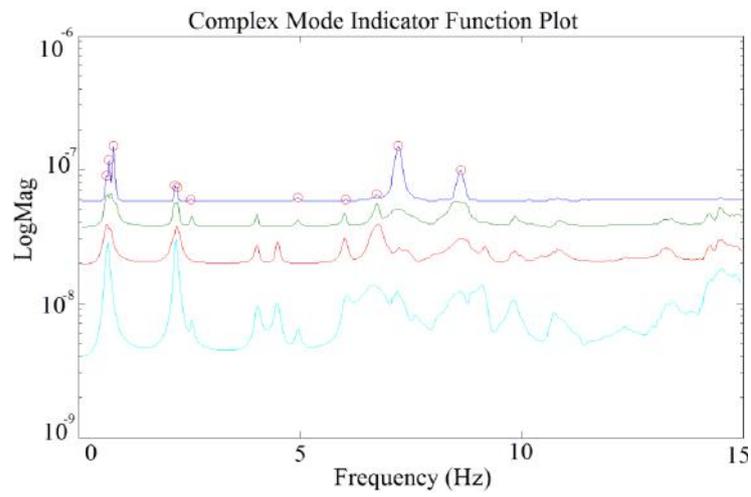
通过图 2.3 所述三种方法:随机子空间法、互相关函数法+CMIF 法(简化为 CC+CMIF)和随机减量法+CMIF 法(简化为 RD+CMIF),对信号进行分析和分析,提取结构的模态参数。以金穗小区 3#为例,图 2.4 分别为金穗小区 3#通过 SSI 法(方法一)、CC+CMIF 法(方法二)和 RD+CMIF 法(方法三)得到的模态参数识别图。

表 2.2 为十栋高层各方法的参数识别结果。从识别结果可以看到,三种识别方法得到的结果都相差不多,相互证明了识别结果的正确性。并且由于每一种方法都有各自的优势和缺点,不可避免的会存在模态缺失的情况,此时采用不同的前处理以及后处理方法处理环境振动测试信号,可以对识别结果进行相互印证和

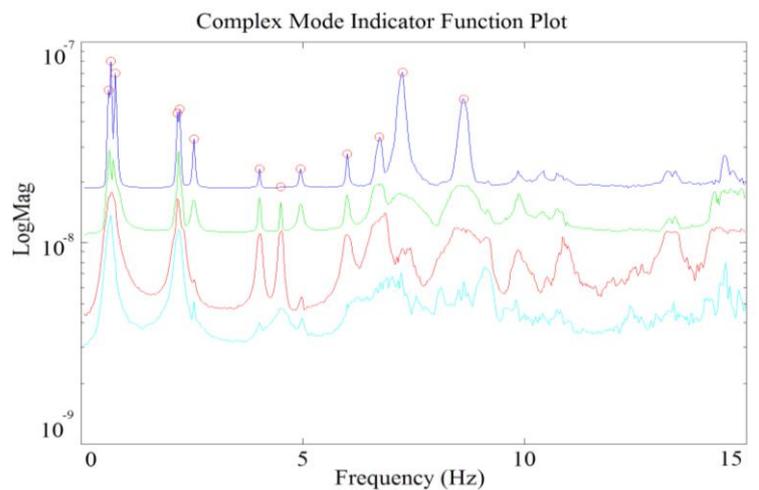
补充，在一定程度上消除认知不确定性的影响，从而获得更加完备的模态信息，更好地了解高层建筑结构的动力特性。



(a) SSI 法



(b) CC+CMIF 法



(c) RD+CMIF 法

图 2.4 模态参数识别图

表 2.2 十栋高层前十二阶模态识别周期（三种方法对比分析）（单位：s）

阶数	SHH	SHH	SYRJ	JSXQ	JSXQ	XYY	XYY	BAY	BAY	XGL	
	M1#	M2#	7#	1#	3#	A#	B#	G1#	G2#	A1#	
1	方法 1	1.786	1.433	1.626	—	1.621	0.917	0.918	1.412	1.245	1.724
	方法 2	1.812	1.572	1.597	1.312	1.486	0.873	0.917	—	1.245	1.592
	方法 3	1.761	1.600	1.534	1.312	1.618	0.843	0.919	1.397	1.227	1.590
2	方法 1	1.560	1.294	1.443	1.183	1.479	0.865	0.865	1.195	1.122	1.414
	方法 2	1.718	—	—	1.307	1.468	0.870	0.903	1.193	1.125	1.517
	方法 3	1.639	—	1.362	1.307	1.484	0.810	0.917	1.104	1.122	1.546
3	方法 1	0.529	1.214	1.266	—	1.287	0.800	0.788	1.040	0.958	0.979
	方法 2	—	—	1.332	—	1.290	0.855	0.827	1.038	1.005	1.272
	方法 3	—	—	1.287	—	1.479	0.804	0.787	1.038	0.983	1.536
4	方法 1	—	0.392	—	—	0.459	0.259	0.261	0.362	0.328	0.392
	方法 2	—	0.393	0.424	0.408	0.458	0.258	0.261	0.361	0.319	0.384
	方法 3	—	0.381	—	0.407	0.459	0.258	0.276	0.362	0.328	0.398
5	方法 1	0.487	0.360	0.415	0.406	0.450	0.255	0.258	0.345	0.319	0.367
	方法 2	0.487	—	0.422	0.402	0.454	—	0.260	0.346	0.319	0.379
	方法 3	0.488	0.359	0.415	0.403	0.451	—	0.254	0.362	0.320	0.386
6	方法 1	0.443	0.354	0.367	0.384	0.393	0.240	0.243	0.314	0.280	0.334
	方法 2	—	0.355	0.369	0.370	0.393	0.247	—	0.314	0.279	0.371
	方法 3	0.447	—	0.367	0.353	0.425	0.243	0.245	0.313	0.280	0.380
7	方法 1	0.246	0.203	0.202	0.193	0.248	0.139	—	—	0.170	0.202
	方法 2	0.237	—	0.200	0.202	—	—	0.170	—	0.171	—
	方法 3	0.247	0.239	0.207	0.203	0.252	0.136	0.151	—	0.171	0.222

(续表)

阶数	SHH	SHH	SYRJ	JSXQ	JSXQ	XYY	XYY	BAY	BAY	XGL	
	M1#	M2#	7#	1#	3#	A#	B#	G1#	G2#	A1#	
8	方法 1	0.187	0.185	0.193	0.180	0.222	—	—	0.182	0.157	—
	方法 2	—	—	0.191	0.191	—	0.132	0.151	—	0.139	—
	方法 3	0.245	0.181	0.186	0.182	—	0.133	0.138	—	0.153	—
9	方法 1	—	0.173	0.183	—	0.202	0.132	0.136	0.164	0.142	0.181
	方法 2	—	—	0.188	0.183	0.204	0.129	0.136	—	—	—
	方法 3	0.203	—	0.180	0.182	0.211	0.132	0.137	0.165	0.139	0.174
10	方法 1	0.168	0.139	—	0.144	0.167	0.128	0.099	—	0.113	0.126
	方法 2	0.168	—	0.132	0.145	0.139	—	0.100	0.126	0.113	—
	方法 3	0.168	—	0.131	0.146	0.168	0.131	0.098	0.127	0.113	0.139
11	方法 1	0.157	0.124	0.132	—	0.149	0.098	0.091	0.122	0.103	0.118
	方法 2	0.163	—	0.131	—	0.138	—	0.093	—	0.100	0.119
	方法 3	0.155	—	0.130	0.131	0.138	0.099	0.091	0.107	0.103	0.119
12	方法 1	—	0.112	0.123	0.128	0.138	0.091	0.087	0.107	0.100	0.106
	方法 2	0.136	—	0.123	0.128	0.138	0.090	0.088	—	0.099	—
	方法 3	0.137	—	0.121	0.128	0.138	0.091	0.088	0.102	0.102	0.115

PKPM 作为设计软件，得到的分析结果具有包络性，且计算原理和建模过程都采取了一定的简化，使得计算结果与结构的真实状态有所差异。PKPM 在建模时对于填充墙这类非结构构件，仅计算其等效质量，刚度辅以周期折减系数进行考虑。根据高层建筑混凝土结构技术规程（JGJ3-2010）^[2]建议框剪结构的周期折减系数取值 0.7~0.8，而剪力墙结构取值为 0.8~1.0。为对比实测周期与设计周期的差别，

表 2.3 以金穗小区 3#为例，分别列出 PKPM 的前十二阶计算周期（未对周期进行折减）和实测周期，并计算平均实测周期与设计（计算）周期的比值。发现实测（平均值）与计算的比值在 0.439~0.610 之间，比规范建议的周期折减系数偏小。

表 2.3 实测周期与计算周期对比 (单位: s)

阶数	SSI	CC+CMIF	RD+CMIF	PKPM	实测 (平均值) / 计算
1	1.621	1.486	1.618	3.584	0.439
2	1.479	1.468	1.484	3.311	0.446
3	1.287	1.290	1.479	2.651	0.510
4	0.459	0.458	0.459	1.006	0.456
5	0.450	0.454	0.451	0.857	0.527
6	0.393	0.393	0.425	0.757	0.533
7	0.248	—	0.252	0.495	0.505
8	0.222	—	—	0.397	0.559
9	0.202	0.204	0.211	0.365	0.564
10	0.167	0.139	0.168	0.306	0.516
11	0.149	0.138	0.138	0.245	0.578
12	0.138	0.138	0.138	0.226	0.610

2.2.3 高层建筑结构基本周期分析

由于实测周期与计算周期相差较多, 因此将实测周期与经验公式计算周期进行对比。高层建筑结构的基本周期与结构刚度和质量的分布密切相关, 是高层结构的基本动力特性之一, 也是抗震设计相关最重要的参数。我国高层建筑的抗震设计方法中, 一般基本分析方法采用等效基底剪力法和振型分解反应谱法。本文中十栋高层根据规范应采用振型分解反应谱法对结构小震作用下的抗震性能进行评估。采用振型分解反应谱法时, 地震影响系数是最重要的参数之一, 与结构的基本周期密切相关。结构的基本周期受到很多因素的影响, 如结构的平面布置、质量和刚度的分布、材料的性质以及非结构构件的分布等。各国的规范以及各种机构提出了多种计算建筑结构基本周期的经验公式, 考虑了建筑高度、层数、平面尺寸、结构类型、基础类型以及基础深度等各项特征的影响。

目前各国学者提出了许多高层建筑基本周期的计算公式, 表 2.4 中总结了各国共 25 个基本周期计算的公式。根据表 2.4 中的经验公式, 对 10 栋高层的基本周期进行计算并以直方图形式绘于图 2.5 中, 图 2.5 表示了经验公式计算的基本周期的分布情况。横轴表示周期值, 纵轴表示区间值范围内出现的频率, 即每条矩形的高度代表着相应计算周期范围内公式的数目。实测的基本周期也列于

图中，与 25 个计算周期平均值进行对比。

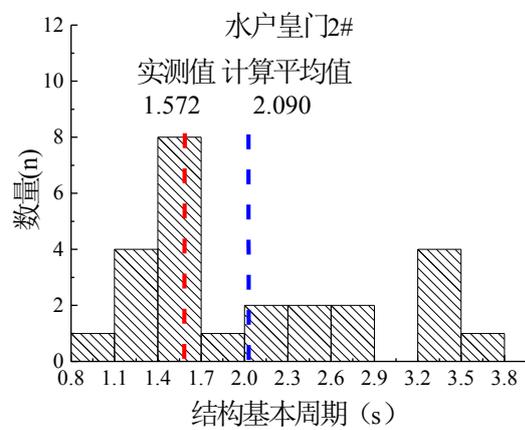
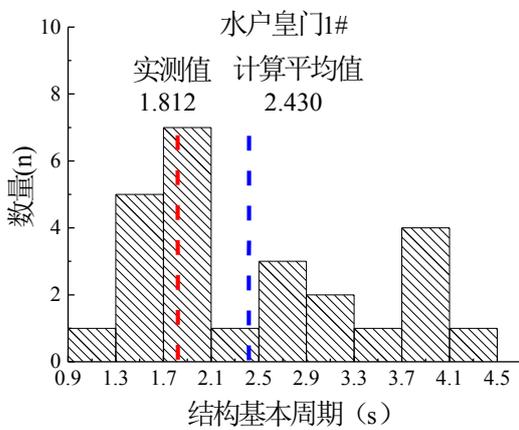
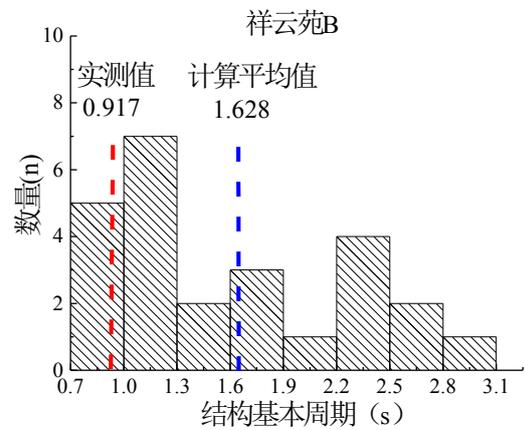
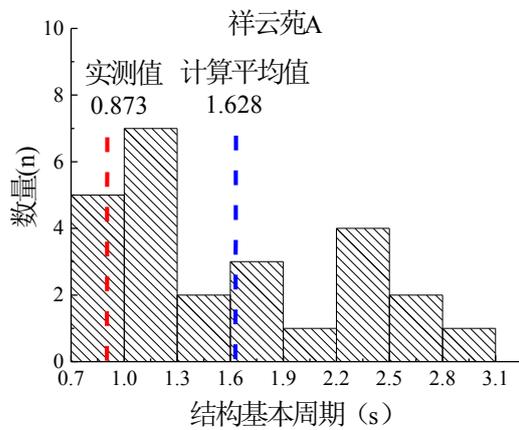
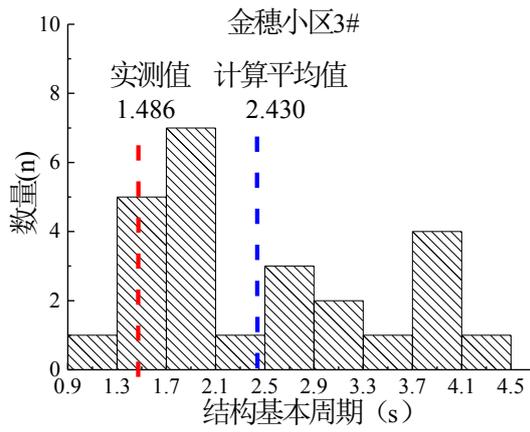
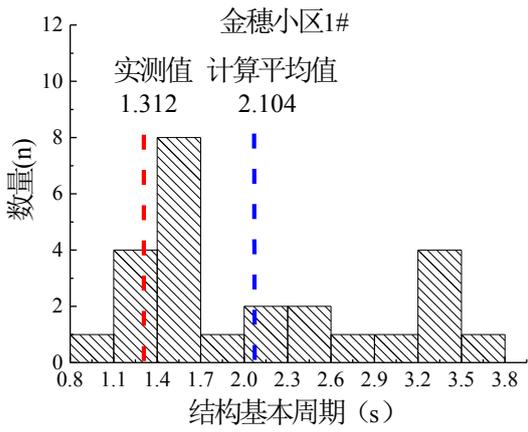
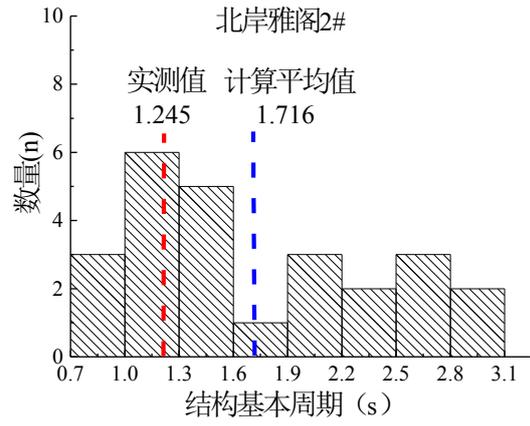
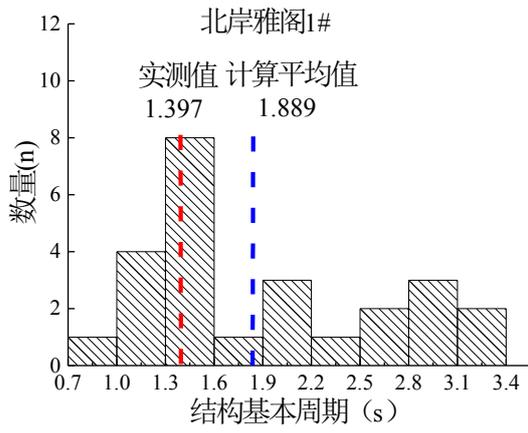
表 2.4 建筑结构自振周期公式

序号	公式	来源及适用范围
1 ^[69]	$T=0.05h^{0.75}$	加拿大经验公式，根据钢筋混凝土剪力墙结构的原位测试得到的基本周期得到
2 ^[70]	$T=0.019h$	经验公式，使用回归分析检验不同计算公式与实验曲线的耦合程度得到，适用于钢筋混凝土剪力墙结构
3 ^[71]	$T=0.015h$	用于设计过程中基底剪力的计算，适用于建筑高度小于 270m 的钢筋混凝土剪力墙结构
4 ^[71]	$T=0.025h$	用于设计过程中地震作用下位移的计算，适用于建筑高度小于 270m 的钢筋混凝土剪力墙结构
5 ^[72]	$T=0.0294h_n^{0.804}$	台湾经验公式，以高度作为参数作出预测，适用于中值基本周期的钢筋混凝土抗弯框架结构
6 ^[73]	$T=0.0731h_n^{0.75}$	台湾经验公式，以高度作为参数作出预测，适用于钢筋混凝土抗弯框架结构的计算
7 ^[74]	$T=0.0507h_n^{0.92}$	加州，对加州钢筋混凝土抗弯结构实测周期做无约束回归分析得到的经验公式
8 ^[75]	$T_{EC8}=0.075H^{0.75}$	欧洲经验公式，仅适用于钢筋混凝土结构
9 ^[74]	$T_{G-C}=0.053H^{0.9}$	适用于钢筋混凝土结构
10 ^[76]	$T=0.073H^{0.745}$	考虑了填充墙、土的作用和结构高度的剪力墙结构基本周期经验公式
11 ^[77]	$T=\frac{0.05h_n}{D^{0.5}}$	美国 1970 年统一建筑规范提出的结构基本周期经验公式
12 ^[78]	$T=0.0724H^{0.8}$	适用于一般建筑
13 ^[79]	$T=0.035n$	智利，从 42 栋 4 至 17 层的一般建筑结构总结的经验公式
14 ^[80]	$T=0.049n$	智利，从 117 栋 3 至 30 层的一般建筑结构总结的经验公式

(续表)

序号	公式	来源及适用范围
15 ^[74]	$T=0.0466H^{0.9}$	日本，基于实验数据的下限提出的经验公式，适用于钢筋混凝土框架结构
16 ^[81]	$T=\frac{0.09H}{D^{0.5}}$	日本，基于实验数据的下限提出的经验公式，适用于含有刚性填充墙的钢筋混凝土抗弯框架结构
17 ^[82]	$T=0.1n$	印度，结构抗震设计标准提出的结构基本周期计算经验公式
18 ^[83]	$T=0.1N$	加拿大国家建筑规范提出的结构基本周期计算公式
19 ^[81]	$T=0.38H$	计算填充墙未开裂的一般结构的基本周期经验公式
20 ^[84]	$T=(0.049\pm 0.01)N$	西班牙，对 39 栋 2 至 9 层的钢筋混凝土结构进行微振动测量得到的经验公式
21 ^[85]	$T=0.026H^{0.9}$	土耳其，由多座 4 至 12 层的钢筋混凝土抗弯结构的环境振动测试得到结构基本周期总结得到
22 ^[86]	$T=0.016H$	欧洲，多座 1-20 层一般建筑结构的统计结果
23 ^[87]	$T=0.013H=0.039N$	法国，适用于一般钢筋混凝土结构
24 ^[88]	$T=0.0927N^{0.8183}$	适用于一般建筑
25 ^[89]	$T_{(S)}=0.018H^{0.928}$	适用于一般砌体建筑

注： h, h_n, H 均表示建筑物地面以上的高度； n, N 均表示建筑物的层数； D 表示建筑物的宽度。



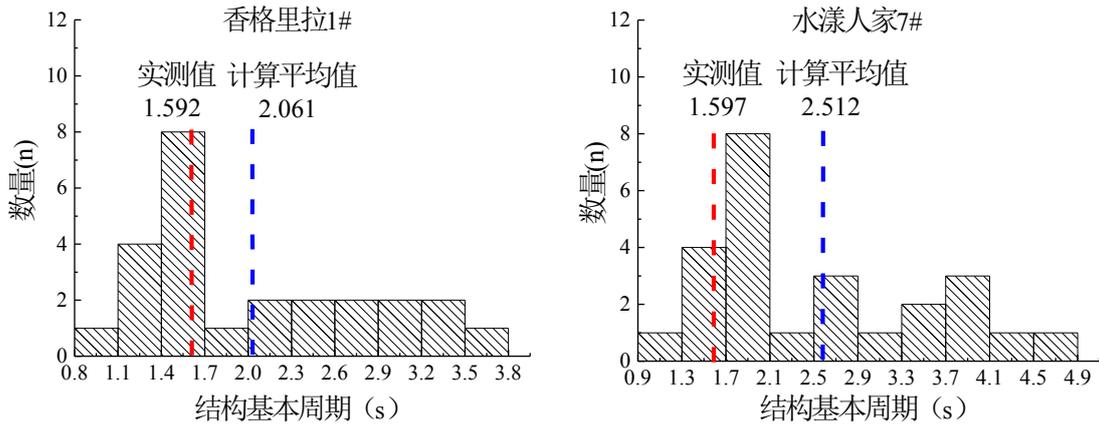


图 2.5 十栋高层的实测周期与计算周期对比

从图 2.5 可以看到，十栋高层的实测基本周期均在估计基本周期的范围内，且略小于各种公式计算的基本周期平均值。一方面是因为计算基本周期取值较为保守，另一方面是因为测试的高层建筑是新建的，还未承受任何活荷载，因此受结构质量的影响，实测周期略小于计算周期。

2.3 小结

对广西来宾高层建筑随机振动测试项目进行了简要介绍，并通过不同随机动力信号处理方法，总共三种提取模态参数的方法对信号进行处理，得到以下结果：

(1) 得到了十栋高层在各方法处理下的参数识别结果。从识别结果可以看到，当使用一种方法分析时可能会存在模态缺失的情况，而其他两种方法则可相互进行补充，从而获得更加完备的模态信息。

(2) 对比实测周期和结构设计软件 PKPM 的计算周期，发现前 12 阶实测周期均小于 PKPM 的计算周期，且实测周期与计算周期的比值在 0.4~0.6 范围内。通常认为是填充墙这类非结构构件的影响导致的。而 PKPM 在建模时对于填充墙这类非结构构件，仅计算其等效质量，刚度辅以周期折减系数进行考虑。根据高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ3-2010) [2] 建议框剪结构的周期折减系数取值 0.7~0.8，而剪力墙结构取值为 0.8~1.0，稍大于本文的实测周期与计算周期的比值。因此下文继续对填充墙对结构整体抗震性能的影响进行讨论。

(3) 总结了各国共 25 个基本周期计算的公式。根据经验公式对 10 栋高层的基本周期进行计算，并对比了实测基本周期和 25 个公式估计基本周期的平均值，发现十栋高层的实测基本周期均在估计基本周期的范围内，且略小于各种公式计算的基本周期平均值。可能是因为测试的高层建筑是新建的，还未承受任何活荷载。

第3章 实测高层建筑结构小震下的线性动力分析

3.1 引言

根据第2章中十栋高层的实测周期和PKPM软件的计算周期的对比,可以发现实测周期小于PKPM的计算周期,且实测周期与计算周期的比值在0.4~0.6范围内,小于规范建议值。通常认为是填充墙这类非结构构件的影响导致的。而PKPM在建模时对于填充墙这类非结构构件,仅计算其等效质量,刚度辅以周期折减系数进行考虑。我国的抗震设计思想是基于“三水准设防目标,两阶段设计步骤”,两阶段设计步骤就是在小震作用下的弹性分析和大震作用下的弹塑性分析。为讨论填充墙对结构整体抗震性能的影响,按照图3.1的思路对小震作用下线弹性阶段填充墙对高层建筑的影响,以及大震作用下非线性阶段填充墙对高层建筑的影响进行讨论。

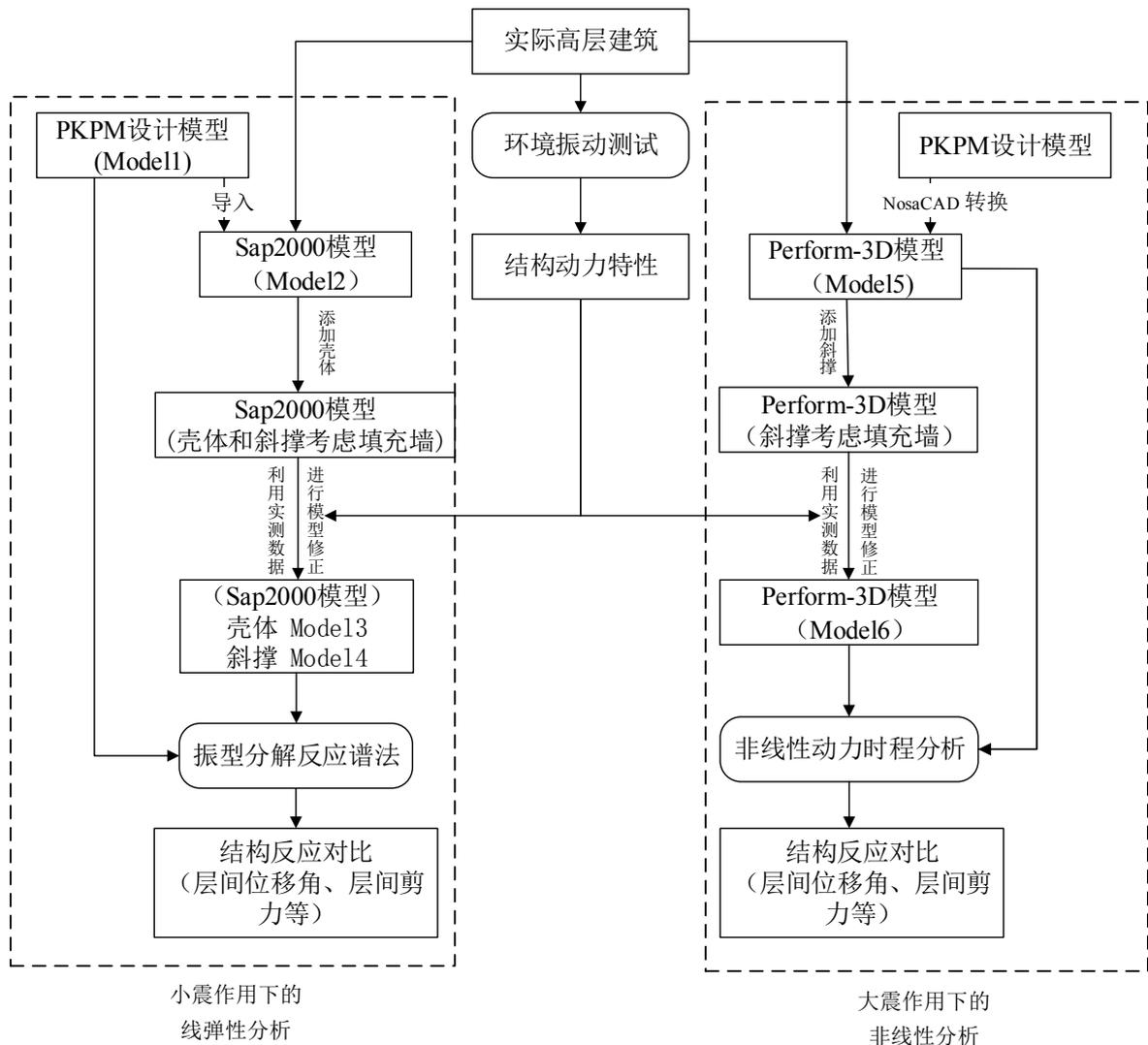


图 3.1 两阶段设计步骤中填充墙对高层结构抗震分析影响的研究思路图

3.2 有限元线性分析模型的建模

十栋高层分布在不同的小区，相同的小区结构形式和平面布置相似，因此从十栋高层中选择四栋，均位于不同的小区，分别为北岸雅阁 2#、金穗小区 3#、祥云苑 A#和水户皇门 2#进行分析，其中北岸雅阁 2#是框架-剪力墙结构，其余三栋均为剪力墙结构，如表 3.1 所示。这四栋高层均位于广西省来宾市，所在地区的设防烈度为六度，属于 II 类场地。

表 3.1 四栋分析模型概况

序号	名称	高度 (m)	结构形式
1	北岸雅阁 2#(BAYG2#)	87.0	框架-剪力墙
2	金穗小区 3#(JSAQ3#)	122.7	剪力墙
3	祥云苑 A 座(XYYA#)	86.1	剪力墙
4	水户皇门 2#(SHHM2#)	107.4	剪力墙

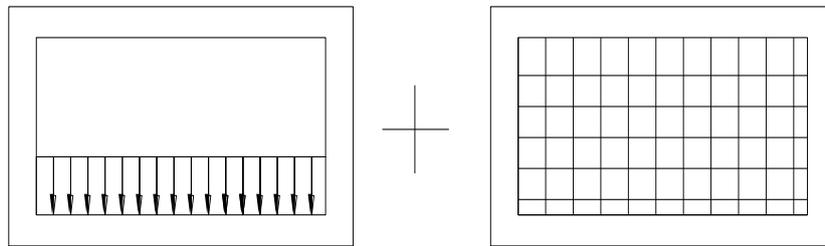
PKPM 是基于中国规范而研发的分析软件，其计算原理和建模过程采用的简化处理手段，使计算结果和结构的真实状态有所差异。PKPM 在建模过程中主要进行了以下简化：(1)对于填充墙一类的非结构构件，仅计算其等效质量，并不考虑其刚度；(2)建筑物在基础顶端视为固定端，不考虑地基土的影响，也不考虑基础与上部结构的相互影响；(3)楼梯处板厚调为 0，其质量按等效面荷载施加在板上，不考虑楼梯对结构整体刚度的影响。

PKPM 中 SATWE 对柱、梁及支撑的模拟使用一维构件，使用两端带刚臂的空间杆单元来模拟其受力状态。剪力墙的模拟使用通用墙元，具有较好的适用性。墙元是在壳元的基础上凝聚而成，选用是四节点平面厚薄壳通用单元。楼板的模拟既可以对整体或分块进行无限刚度假定，也可以提供弹性连接或者弹性板。同时 SATWE 也可以对弹性楼板进行网格细分。

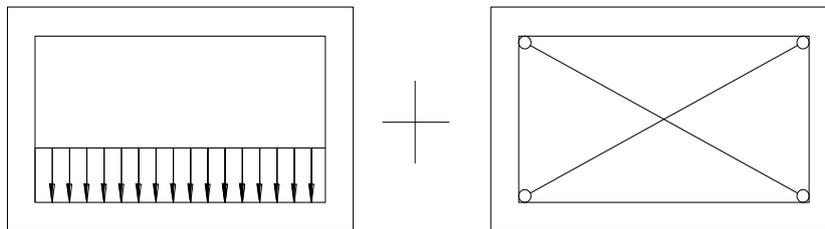
Sap2000 汇集了世界上大部分国家和地区的结构设计规范，也包含了最新一版的中国规范，具有强大的建模功能。Sap2000 中由框架单元来模拟梁、柱，与 SATWE 相似，节点的连接方式可以自行选择。剪力墙及楼板用壳单元进行模拟。壳单元用来在平面或三维结构中模拟壳、膜和板的性能，是一个组合了膜和板弯曲行为的 3 或 4 节点单元。对于结构中的每一壳单元，用户可选择模拟纯膜、纯板或纯壳性能。为实现对结构的真实模拟，本文采用薄壳单元模拟剪力墙和楼板，又因为整个分析建立在小震范围内线弹性阶段，在模态分析时可以忽略钢筋的作用，所以本文未考虑分层壳模拟剪力墙。有限元分析软件的功能与水平能从其单元库的质量反映出来，上述两种有限元分析软件的模型假定差异不大。而剪力墙

和楼板这类二维构件的模型化假定直接决定了高层结构分析模型的科学性及可信度。有限元分析软件的差异主要在于对剪力墙和楼板的模型化假定的不同。而综合上对梁、柱、剪力墙及楼板的模拟上来讲，Sap2000 的功能相较 SATWE 更加全面和强大。

为验证 Sap2000 中建立的结构分析模型与 PKPM 中的分析模型具有可比性，首先在 Sap2000 建立只考虑结构构件，只考虑填充墙质量但不考虑其刚度的模型。然后在 Sap2000 中采用壳体和斜撑模型对填充墙进行模拟，如图 3.2 所示。由于不同部位的填充墙厚度不等(如外墙 240mm，厕所内隔墙为 120mm)，为简化建模过程，壳体与斜撑的厚度均视不同高层的具体情况取为统一厚度。填充墙质量则模拟 PKPM 处理方法，即将填充墙质量换算为恒载加在结构上且不考虑其刚度，故建模时壳体的密度均设为 0。综上所述，本文对四栋高层结构各建立了 3 种模型，表 3.2 对 4 种模型进行了简要说明。



(a) 壳体单元模拟填充墙



(b) 斜撑单元模拟填充墙

图 3.2 Sap2000 中两种填充墙模拟方法的示意图

表 3.2 有限元模型简述

编号	类型	说明
Model1	PKPM 模型	设计院所用模型，考虑填充墙质量但不考虑其刚度，未考虑周期折减
Model2	Sap2000 模型	只建立结构构件，考虑填充墙质量但不考虑其刚度（模拟 PKPM 建模）
Model3	Sap2000 填充墙壳体模型	Model2 基础上使用壳体单元考虑填充墙刚度
Model4	Sap2000 填充墙斜撑模型	Model2 基础上使用斜撑单元考虑填充墙刚度

3.3 地震影响系数讨论

根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[55]第 5.1.2 条, 来宾高层建筑需要采用振型分解反应谱法进行抗震计算。采用振型分解反应谱法时, 地震影响系数是最重要的参数之一, 与结构基本周期有很大的关系。根据《抗规》第 5.1.5 条规定画出如图 3.3 所示地震影响系数曲线, 根据地震影响系数曲线, 可由结构自振周期查表得到地震影响系数 α 。在地震影响系数曲线上标出每栋楼的 α , 那么 PKPM 模型、Sap2000 模型及实测这三种情况便分别对应了三个范围。结果如图 3.3 所示。对比图 3.3 中实测值、PKPM(Model1)和 Sap2000(Model2)的计算值范围, 可以看到 PKPM 与 Sap2000 的计算值范围基本重合, 但二者都高估了实测的周期, 而且比实测的 α 值偏小。这说明小震作用下对结构进行振型分解反应谱法时, 若不进行周期折减, 则 PKPM 软件对结构的考虑偏柔, 相应的结构吸引的地震力偏小。

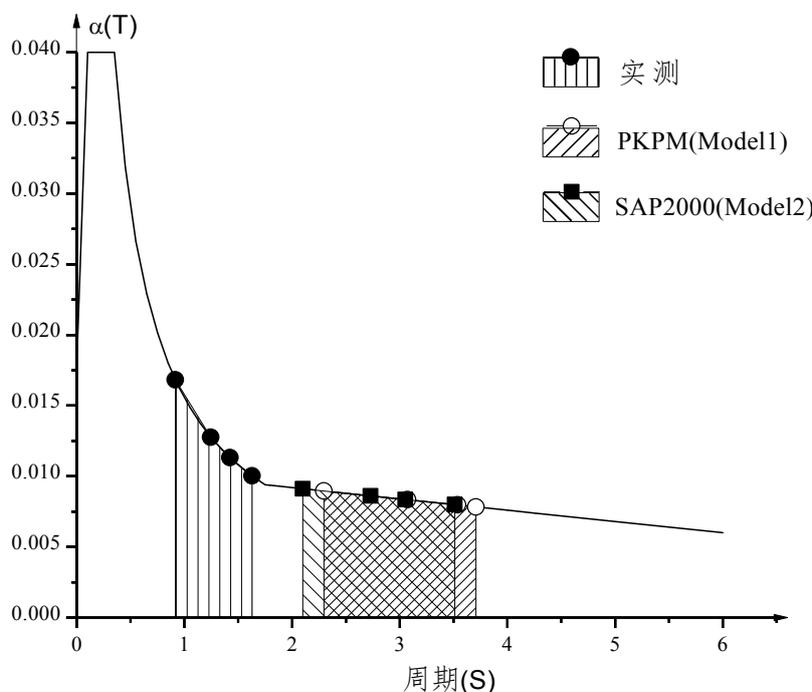


图 3.3 地震影响系数范围对比 (实测值、Model1 和 Model2)

3.4 填充墙模型的修正

由于 PKPM 计算原理和建模过程的简化, 其计算结果与结构实际状态有所差异。Sap2000 是世界范围内常用的商业有限元软件, 对填充墙的模拟具有较强的建模能力, 本章采用 Sap2000 建立模型并进一步探讨结构在线弹性阶段的动力性能。为了评估 Sap2000 模型与 PKPM 模型建模的准确性, 在保证两种模型构件材料、截面、尺寸一致的前提下, 采用相同的填充墙处理方式, 即只考虑填充墙荷载, 辅之以周期折减系数来考虑其刚度, 计算后比较两款软件的模态周期是否相

同。模型建立以后，进行 Model1(PKPM)与 Model2(Sap2000)前 12 阶模态对应的模态周期计算值比较如图 3.4 所示。

通过图中的对比可以发现，使用 Sap2000 建立高层建筑模型并模拟 PKPM 对填充墙的处理方式，计算得到的前 12 阶模态周期基本吻合。因此认为在 Sap2000 中建立的 Model2 与 PKPM 中建立的分析 Model1 具有可比性。

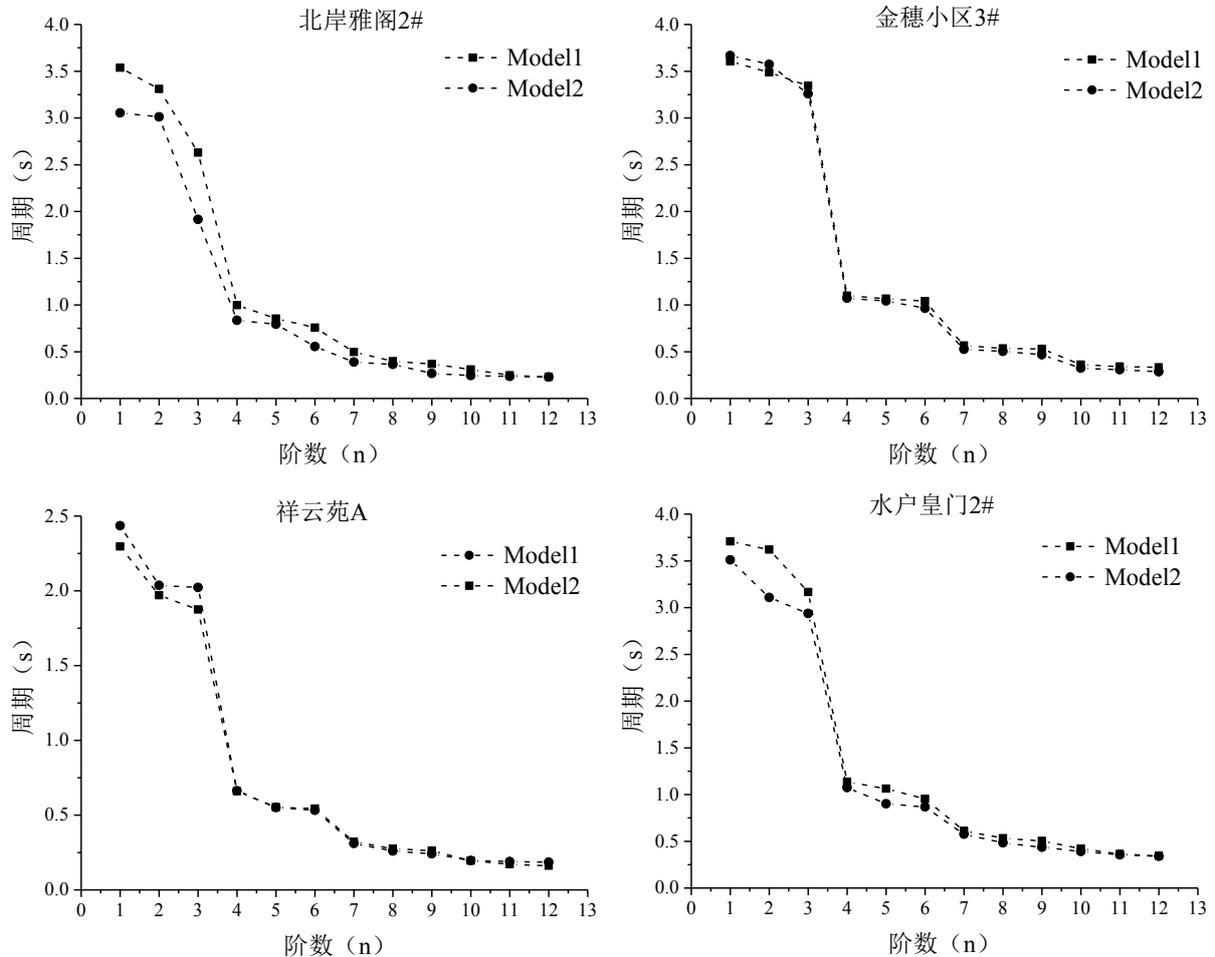


图 3.4 Model1(PKPM)和与 Model2(Sap2000)周期对比

为讨论填充墙刚度对高层建筑结构动力特性分析的影响，在 Model2 的基础上，建立了 Model3（壳体模型）。考虑到填充墙为 MU10 页岩多孔砖拌合 M5 水泥砂浆砌筑，由规范查得砌体抗压强度标准值为 2.4MPa，泊松比为 0.2，因此根据混凝土弹性模量按插值法将填充墙的初始弹性模量 E_c 取为 $1.85 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ，在软件中利用自定义材料模拟填充墙，计算后发现与模态周期与实测值相差较大。因此利用环境激励测得的模态数据来校准有限元模型。利用正问题试算的方法，通过调整填充墙的弹性模量来校准模型。调整后 Model3(壳体模型)的填充墙弹性模量取值为 3.4~7.0 之间。

图 3.5 列出了壳体模型校准前的模态周期以及校准后 Model3（壳体模型）和 Model4（斜撑模型）的计算周期。观察图 3.5 可知校准效果明显且校准后 Model3

的模态周期计算值与实测结果基本符合。因此使用 Model3 考虑填充墙影响，与并未直接对填充墙进行考虑的 PKPM 分析模型进行分析和对比。

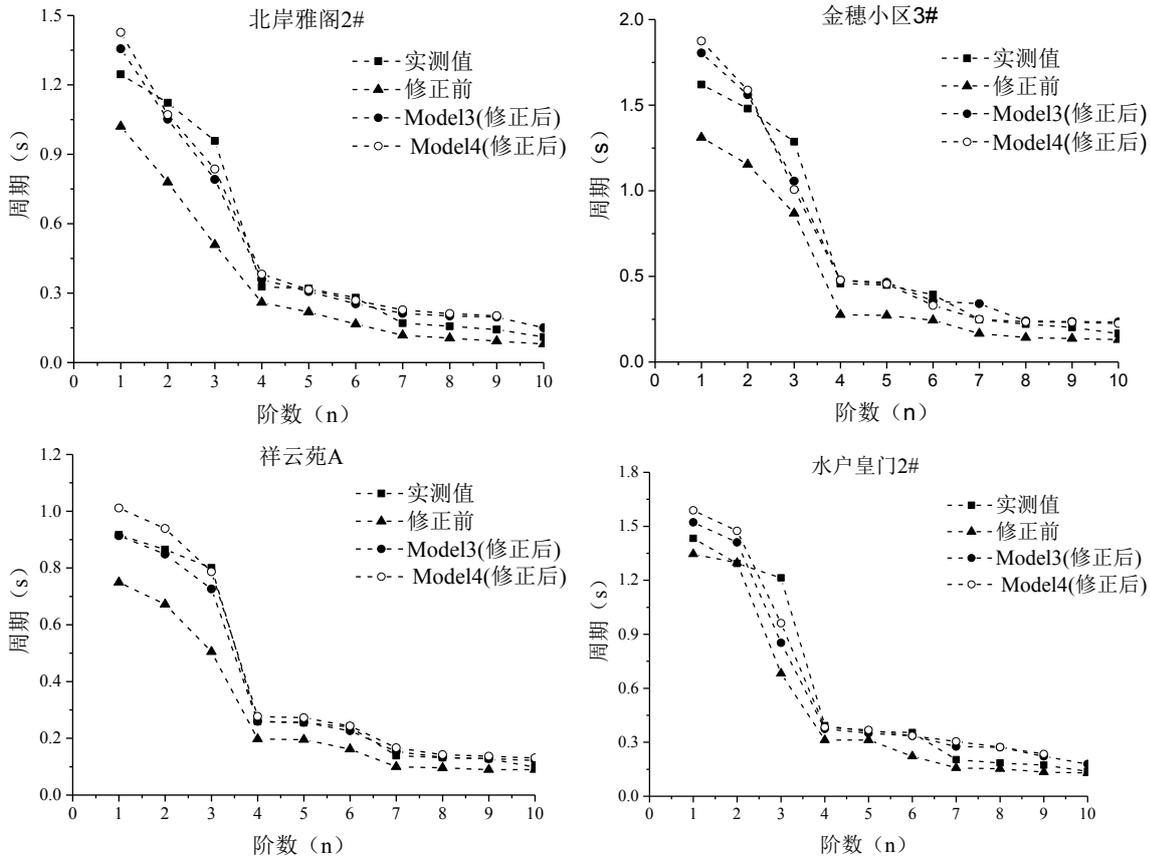


图 3.5 填充墙修正前后周期对比

3.5 小震作用下线弹性抗震分析

Sap2000 以壳体模型考虑填充墙的 Model3 经过校准后，对其进行小震作用下的线弹性抗震分析。对 Model3 施加与 PKPM 模型上相同的荷载，通过振型分解反应谱法进行抗震分析，计算得到结构的层间位移角、层间剪力、水平位移等，并与 PKPM 的计算结果进行比较。

3.5.1 层间位移角

层间位移角是指楼层层间最大位移与层高之比，即 $\Delta u/h$ ，主要为限制结构在正常使用条件下的水平位移，确保高层结构应具有足够的刚度，避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求。

使用振型分解反应谱法进行分析时，考虑了两个方向的地震，限于篇幅仅列出 x 方向的分析结果。Model1(PKPM 模型)、Model3(壳体模型)和 Model4(斜撑模型)在 x 向地震力作用下产生的层间位移角见图 3.6。我国规范对弹性分析时最大层间位移角的限值规定为：框架-剪力墙结构为 1/800，剪力墙结构为 1/1000。四栋高层三种模型的层间位移角均满足规范要求。对比 Model1 和 Model3、Model4

的层间位移角曲线可以发现，Model3 和 Model4 的层间位移角基本重合且远小于 Model1 的层间位移角，Model1 的最大层间位移角约为 Model3 和 Model4 的 3~6 倍。这意味着填充墙在线弹性阶段在一定程度上增加了结构的刚度。

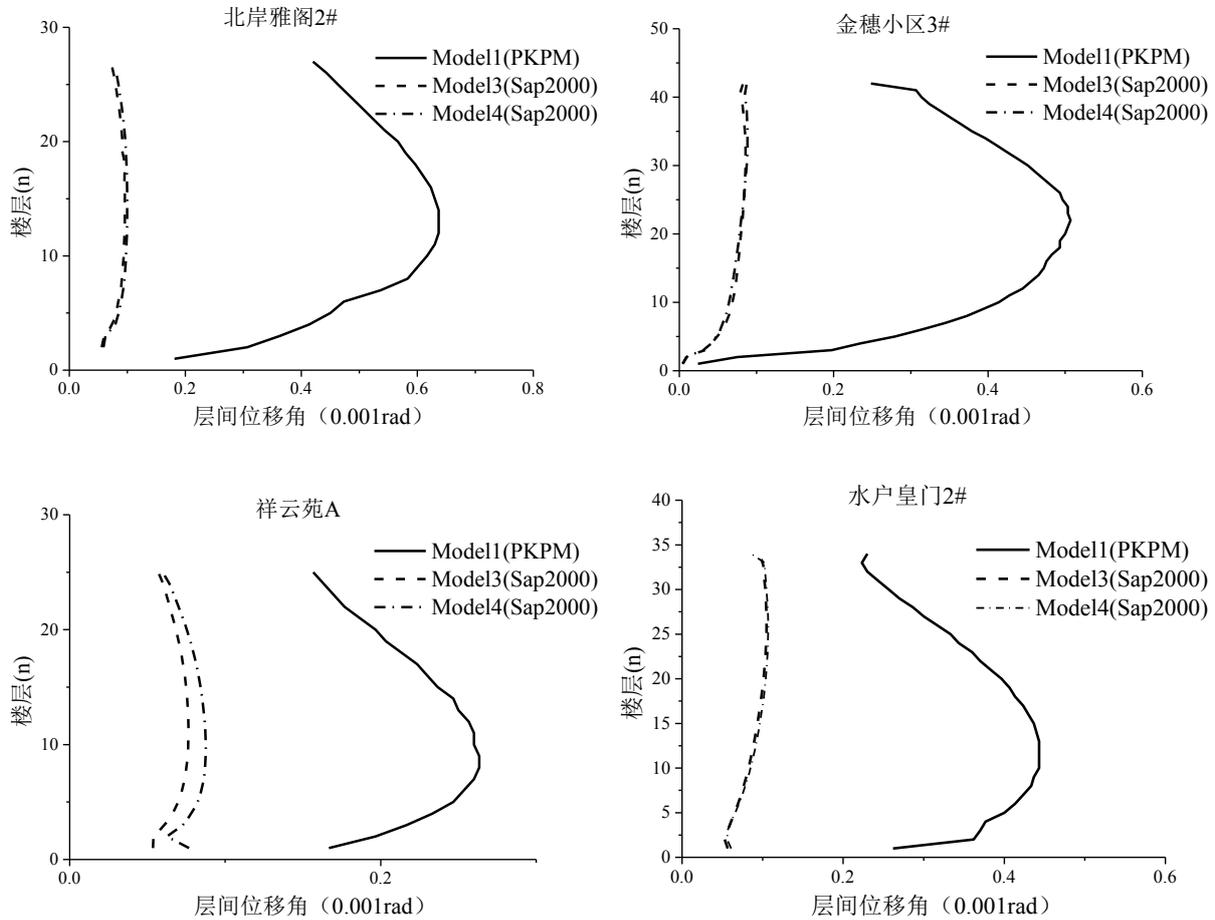


图 3.6 小震作用下层间位移角对比

3.5.2 层间剪力

图 3.7 列出了 Model3 和 Model4 在 X 方向地震力作用下产生的层间剪力，同时列出了 Model1(PKPM)的层间剪力以作比较。可以看到 Model3 和 Model4 的层间剪力分布基本一样且均匀无突变，Model3 和 Model4 的层间剪力要大于 Model1 的层间剪力，Model3(Model4)底层剪力约为 Model1 的 1.5-2 倍，这意味着填充墙在增加结构刚度的同时，也使得结构吸引了更大的地震力。

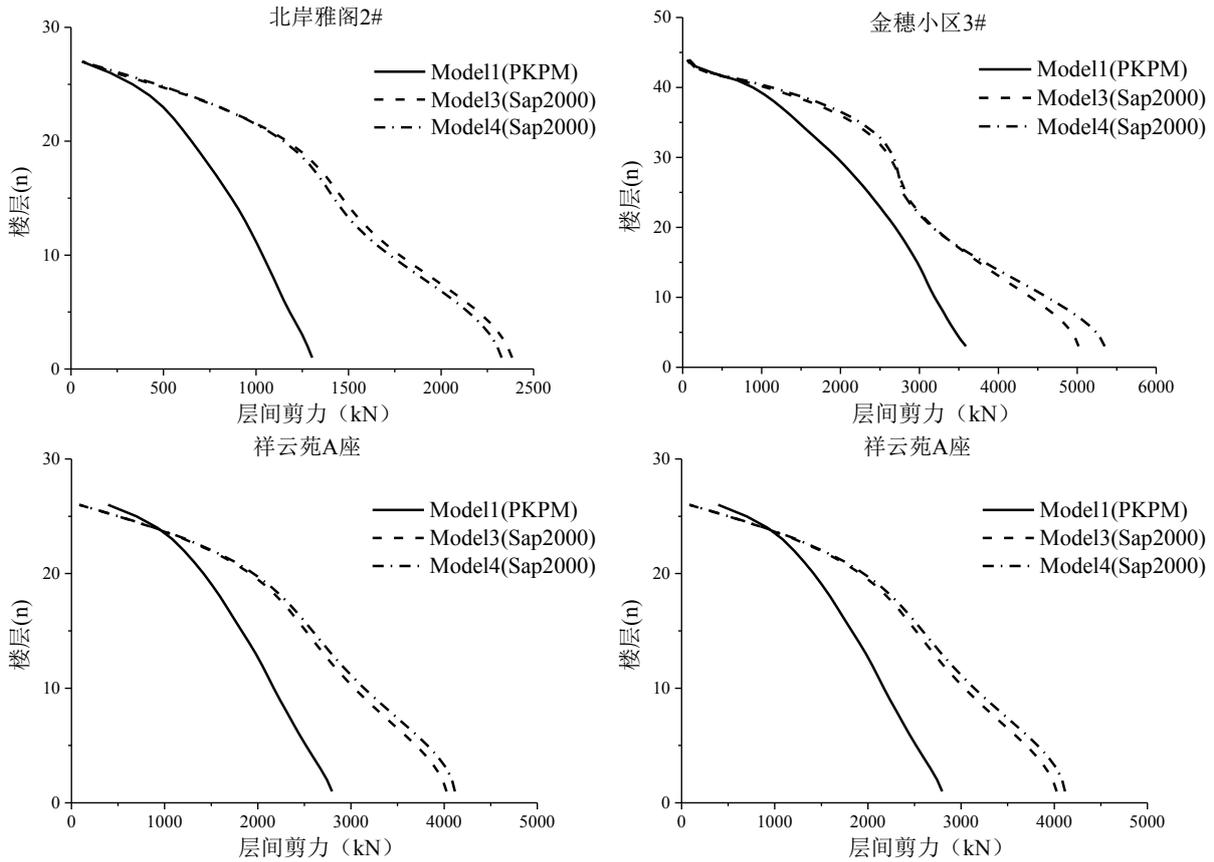
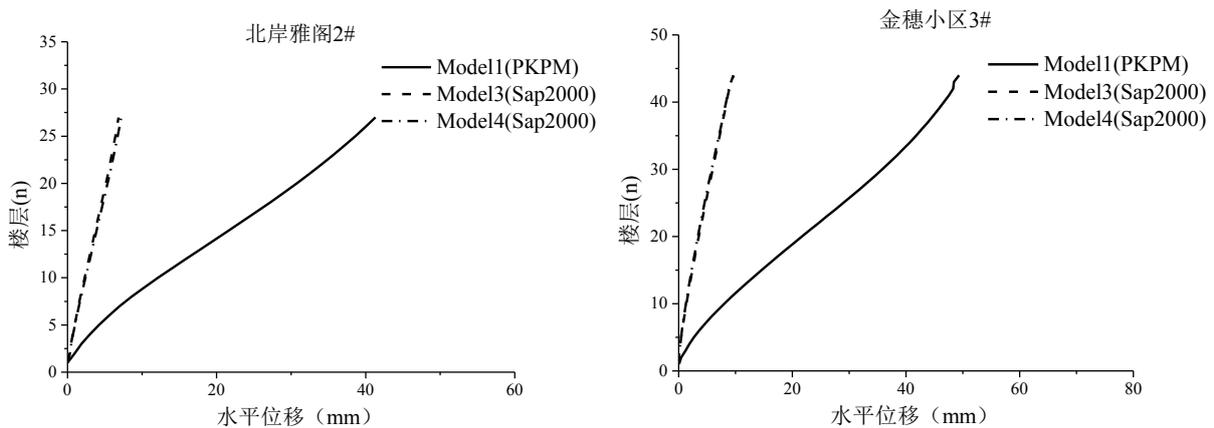


图 3.7 小震作用下层间剪力对比

3.5.3 层间位移

Model1(PKPM 模型)、Model3(壳体模型)和 Model4(斜撑模型)在 X 向地震力作用下产生的水平位移对比如图 3.8 所示。可以发现 Model1 的顶层位移约为 Model3 和 Model4 顶层位移的 3-6 倍，说明填充墙在线弹性阶段对限制结构的层间位移也有很大的贡献。



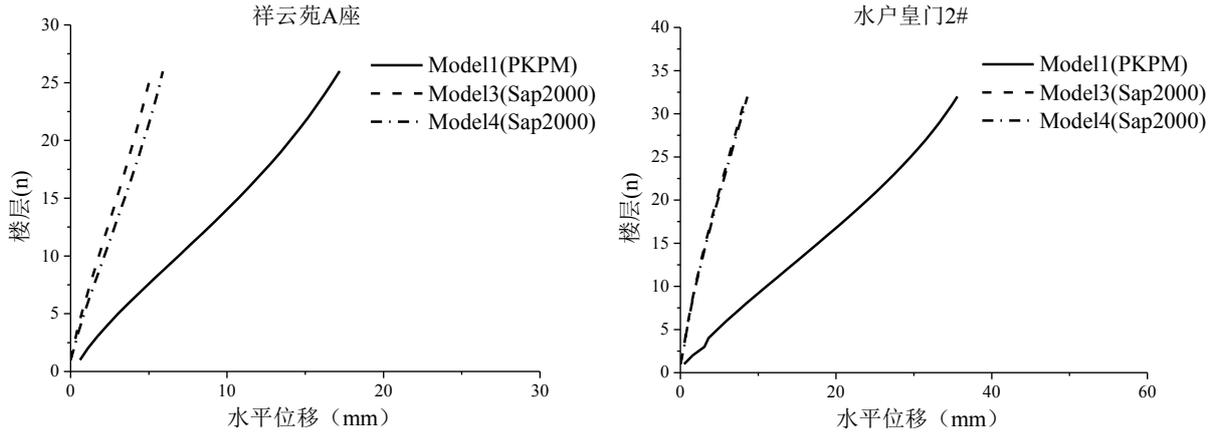


图 3.8 小震作用下层间位移对比

在 Sap2000 中用壳体模型和斜撑模型考虑填充墙并进行模型修正，通过对模型进行小震作用下的振型分解反应谱的抗震分析，在三个方面（层间位移角、层间剪力和水平位移）与 PKPM 模型抗震分析结果进行比较。可以发现，在 Sap2000 中不论是用壳体单元或是斜撑单元对填充墙进行考虑，在小震作用下二者的计算结果基本一致。而 PKPM 计算的层间剪力是 Sap2000 的二分之一左右，而水平位移和层间位移角却是 Sap2000 的 3 到 4 倍。PKPM 进行高层结构抗震设计时，一方面考虑了填充墙对重力荷载代表值的影响，将填充墙的质量折算为荷载；另一方面忽略了填充墙的刚度对结构计算周期的影响，进而影响了地震影响系数，但随后又辅之以周期折减系数来考虑刚度变小引起的内力变化。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3-2010）^[2]建议框剪结构周期折减系数取值 0.7~0.8，而剪力墙结构取值为 0.8~1.0。相对于本章的计算结果规范的建议值较为保守，而 PKPM 对于填充墙采用周期折减系数的方法所建立的模型相较于 Sap2000 考虑墙体刚度的模型是偏柔的。但 PKPM 对填充墙对结构反应影响的考虑是综合的，本章也仅在小震作用下线弹性分析范围内进行了讨论。

3.6 小结

本章在广西来宾市 10 座进行了结构振动测试的高层建筑中选择了四栋，在 Sap2000 中对其分别进行建模计算并与 PKPM 计算结果进行对比，同时利用现场振动测试获得的模态参数对 Sap2000 模型进行校准。使用校准后的 Sap2000 模型进行抗震分析，与 PKPM 计算结果进行对比来讨论小震作用下线弹性阶段，填充墙对结构抗震分析的影响。通过对来宾市四栋高层的分析计算对比，可以得到如下结论：

(1) 在 Sap2000 中建立四栋高层的结构模型，并采用与 PKPM 建模时相同的方式考虑填充墙的影响，对比二者的模态周期计算值，发现差值不大，故认为 Sap2000 可对结构进行较为准确的模拟。

(2)在 Sap2000 中建立高层结构模型并使用的壳体和斜撑单元对填充墙进行模拟, 通过使用环境激励测实验得的结构动态性能数据对模型进行修正, 对比修正前后的模态周期等计算结果, 发现修正后的模型更加符合实测结果。

(3)通过比较壳体模型、斜撑模型和未对填充墙进行建模的 PKPM 模型的层间位移角、层间剪力以及水平位移, 发现两种填充墙的模拟方式计算结果基本一致, 且 PKPM 的层间剪力小于壳体模型和斜撑模型的层间剪力。同时 PKPM 的水平位移和层间位移角均大于另两种模型。故在线弹性阶段, PKPM 对层间剪力估计不足, 对水平位移和层间位移角的计算相对保守。但 PKPM 对填充墙对结构反应影响的考虑是综合的, 本章也仅在小震作用下线弹性分析范围内进行了讨论。因此为进一步讨论填充墙对结构的影响, 将继续在非线弹性分析阶段对填充墙的影响进行研究。

第4章 实测高层建筑结构大震下的非线性动力分析

第3章讨论了填充墙在小震作用下线弹性阶段对结构的影响。但在地震作用下,尤其是大震作用下,结构往往会进入非线性阶段,而填充墙随着自身的破坏加剧,刚度会逐渐降低。因此填充墙对结构非线性阶段抗震性能的影响也十分值得讨论。由于PKPM计算原理和建模过程的简化,其计算结果与结构实际状态有所差异。本文需另选其他有限元分析软件进行非线性分析。目前应用广泛且具有代表性的有限元软件有Etabs、Midas和Perform-3D等整体结构分析有限元程序,以及ANSYS、Sap2000和ABAQUS等大型通用有限元分析程序。针对不同的结构类型以及分析目的,不同的软件具有不同的优势。本文选用Perform-3D(Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structure)作为分析软件。建立结构的非线性模型,结合动力时程分析法,讨论大震作用下填充墙对高层剪力墙结构和框架-剪力墙结构非线性阶段的影响。

4.1 有限元非线性模型的建立

4.1.1 建模流程

由于PKPM计算原理和建模过程的简化,其计算结果与结构实际状态有所差异,因此选择Perform-3D进一步进行非线性分析。Perform-3D致力于三维结构的非线性动力分析以及结构抗震性能的评估,是一款用于抗震设计的专业整体结构分析软件。前身为Drain-2DX和Drain-3DX,由美国加州大学伯克利分校的Powell教授研发。Perform-3D为使用者提供了强大的地震工程分析功能,以结构抗震工程概念为基础,以结构构件的力学性能为前提,通过使用强度或变形作为指标来分别对结构中的材料、构件、以及结构整体作出性能评价。能输出能量平衡、滞回曲线、弯矩和剪力以及层间位移角和力的时程记录等。同时Perform-3D作为针对结构工程开发的软件,单元库十分丰富。通过对结构的合理简化,程序计算速度快且收敛性高,在保证计算速度的情况下对计算机性能要求不太高,并且能方便的进行结构抗震性能评估。

本文的工程实例均为百米左右的高层剪力墙或框架-剪力墙结构,平面形状不规则且平面布置较为复杂。虽然Perform-3D具有强大的分析功能,但建模工作较为繁琐,尤其是本文研究的结构模型较大且节点数较多,若直接在Perform-3D中建模非常耗时且容易出错。常用的方法是借助多软件转换接口将模型导入Perform-3D中进行快捷建模,再在Perform-3D中对模型进一步处理。

本文借助同济大学吴晓涵副教授研发的NosaCAD程序,在PKPM软件中进

行结构建模和计算后，将 PKPM 模型导入 NosaCAD 中，再用 NosaCAD 将模型处理后导入 Perform-3D 中，NosaCAD 的功能以及建模流程见图 4.1。NosaCAD 采用 ObjectARX 开发，以 AutoCAD 插件形式运行，本身具有一定的设计和分析能力并成功应用于上海浦东国际机场^[90]、上海世博会中国馆^[91]等多个大型建筑的弹塑性分析中，具有多个模型转换和生成模块，是一个功能强大的转换接口。

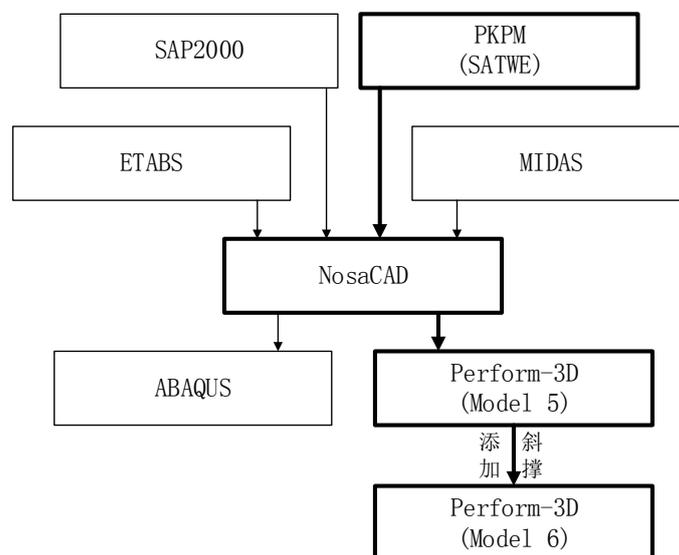


图 4.1 建模流程示意图

建模时，首先采用 PKPM 软件建立基本模型并计算配筋，然后参考 NosaCAD2010 结构分析软件使用说明书^[92]进行 PKPM 模型到 Perform-3D 模型的转换。NosaCAD 可以直接读取 SATWE 的计算配筋，一般来说采用材料强度标准值进行弹塑性分析，故材料参数选用标准值。因为转换后的模型无楼板，故可不考虑楼板材料密度。NosaCAD 在分析有楼板的结构时，能自动将楼板自重转换到梁上，所以已经考虑了楼板自重的影响。

根据建筑抗震设计规范（GB 50011-2010）^[55]，地震分析时恒载、自重折减系数为 1，活载折减系数为 0.5。根据 NosaCAD 的荷载分组将结构荷载导入 Perform-3D 中，其恒载和活载与 SATWE 模型相同。线荷载和节点荷载采用 SATWE 导荷结果，结构质量按照抗震分析所要求的质量模式转入 Perform-3D。为简化运算，采用刚性楼板假定。

NosaCAD 模型转化为 Perform-3D 模型时，采用弯矩-曲率模型或纤维模型进行转换，NosaCAD 在模型转换过程中可自动生成 Perform-3D 中弯矩—曲率模型和纤维模型的大部分参数。根据 NosaCAD 转换的截面纤维模型自动满足 Perform-3D 的要求（最大纤维数不超过 60）。根据 NosaCAD 中定义的楼层组设置刚性楼板，将采用刚性楼板假定的楼层组各节点进行水平自由度限制，确保各节点水平位移相同。

按照图 4.1 所述建模流程，对四栋高层在 Perform-3D 中均建立两种弹塑性分析模型。通过 NosaCAD 从 PKPM (SATWE) 直接转换建立的 Perform-3D 模型命名为 Model5，并未直接对填充墙进行建模，填充墙对结构刚度的影响参考中国规范用周期折减系数考虑。在 Model5 的基础上添加斜撑，直接对填充墙进行考虑的模型命名为 Model6，如表 4.1 所示。

表 4.1 Perform-3D 中的两种模型

模型名称	软件	填充墙考虑方式
Model5	Perform-3D	未对填充墙建模
Model6	Perform-3D	使用斜撑单元对填充墙进行建模

4.1.2 材料本构模型选择

材料的本构关系是通过数学表达式反应了材料的力学性能，由材料特性、受力条件和大小等因素综合考虑确定。本构模型的选取对分析结果的正确性有很大的影响，不合理的本构模型会导致偏差较大的计算结果。因此建模之前首先对材料的本构模型的选取进行介绍。本例分析涉及到的材料本构模型主要有混凝土本构模型和钢筋本构模型。

在 Perform-3D 中，大部分非弹性组件都有相同的 F-D（广义力-广义变形）关系线样式，即“YULRX”五折骨架曲线，如图 4.2（a）所示。Y 点为第一屈服点，构件从此点开始进入非线性；U 点为极限强度点，构件在此点达到强度的极限；L 点为延性极限点，构件从此点开始出现明显的强度损失；R 点为残余强度点，构件在此点仅具有最小的残余强度；X 点为最大变形点，当组件的变形大于 X 点时，程序将停止分析。在进行动力时程分析时，还需设定材料和构件的滞回关系曲线。如图 4.2（b）所示，Perform-3D 中滞回关系是基于“YULRX”五折骨架曲线设定的，采用耗能退化系数来确定，滞回形状图中的内圈面积与外圈面积的比值就是滞回中的退化系数，或者说两滞回环所消耗的能量之比。不同的材料可通过相关的参数设置得到接近实际各类本构模型和滞回关系。

混凝土材料受压本构曲线采用混凝土结构设计规范（GB50010-2010）^[93]附录 C.2 中的公式计算并简化为五折线。在 Perform-3D 的 Materials 标签中选择“Inelastic 1D Concrete Material”，采用三折线模型，考虑过极限点的应力衰减，对应 Y、U、L、R、X 位置的混凝土耗能退化系数分别取 1.0、0.9、0.7、0.4、0.3，考虑强度损失，不考虑混凝土受拉。C40 混凝土的本构曲线定义如图 4.3 所示。钢筋采用三折线模型，在 Perform-3D 的 Materials 标签中选择“Inelastic Steel Material, Non-Buckling”类型。强化段的弹性模量取 $0.01E_s$ ， E_s 为钢筋的初始弹性模量，不考虑过极限点的应力衰减。