

重庆大学

硕士学位论文

框架-核心筒-伸臂结构中加强层的合理设置及其顺风向抗风分析

姓名：蒋锐

申请学位级别：硕士

专业：结构工程

指导教师：陈朝晖

20090606

## 摘 要

随着建筑高度的不断增大,高层建筑风荷载引起的效应在总荷载效应中所占比重逐渐变大,甚至起主要控制作用。而近年来,采用在框架-核心筒结构中适当的位置加大水平结构的刚度(称为框架-核心筒-伸臂结构)来提高结构的整体侧向刚度的方法得到广泛应用。目前,我国规范对于加强层的设置要求主要是针对结构在抗震作用下的分析所得,而对于在风荷载作用下的结构静、动力响应研究较少,因此有必要对该结构体系的风振响应(包括荷载、内力、位移、加速度等)进行深入研究。针对于此,本文进行了以下几个方面的研究工作,并得到相应的研究结论:

1) 建立了带两伸臂的框架-核心筒-伸臂体系的平面简化模型,推导了在倒三角荷载作用下结构内力与位移变形的协调分析方法,并以伸臂约束弯矩最大及顶点位移最小为控制目标,计算得到:当伸臂刚度与核心筒线刚度比在 2~10 左右,加强层设置对结构顶点侧移的影响最为明显。

2) 建立了框架-核心筒-伸臂结构的空间有限元模型,通过对其在竖向荷载及倒三角荷载共同作用下的顶点侧移变形规律的分析,得到单个及多个加强层合理位置设置的结论为:设置一个加强层时,在结构  $0.6H$  处对于减小顶点侧移的效果最好;两个加强层时,在结构  $(1/3)H$  和  $(2/3)H$  附近处设置;设置多个加强层时,宜沿高度均匀布置,但不应设置在顶层。

3) 根据风荷载原理及随机振动理论,采用惯性风荷载法计算得到带不同数量加强层的结构顺风向静力等效风荷载,并对结构进行了顺风向抗风分析,得到:设置加强层可以明显地减少结构侧移,但是加强层的设置同时会引起结构内力重分布;可以考虑多设置加强层来弱化单个加强层的刚性,减少加强层处的内力突变。

4) 根据风荷载时域分析理论,采用谐波合成法模拟得到脉动风的风速时程曲线,并将其作为动力输入,求得带不同数量加强层时结构的时程响应结果,结合静力分析结果得到:当结构高度在 150m 左右时,结构设置 1~2 个加强层时,外框柱和核心筒的内力分配比较合理,顶点位移和层间位移也明显减小,抗风效果最好;但是当伸臂多于 3~4 道时,继续减小侧移的效果逐渐减弱。当结构高度更高时,可以设置更多数量的加强层来提高结构抗侧刚度。

**关键词:** 框架-核心筒-伸臂结构, 协调分析法, 合理设置, 静力等效风荷载, 时域分析

## ABSTRACT

With the continuous increase in high-rise building height, the wind effect becomes larger in share of the total load effect, and even plays a major role in control. In recent years, in order to improve the overall lateral stiffness of structure, the use of increasing the level of structural lateral stiffness in places of the frame-corewall structure, which could be generally called the frame-corewall-outrigger structure, has got a wide range of applications. But the normative criteria for the storey with outriggers are mainly set under seismic analysis, while the static and dynamic response under wind loads acting on this kind of structure is researched less at present. Therefore, it is necessary to research the structural response under wind load for the frame-corewall-outrigger structure in depth, including loading, internal force, displacement and acceleration. For this, some research works run as following.

1) The flat simplified model of a two-outriggers braced frame-corewall structure was established at first. Afterwards, the concerted analytical method of the internal force and deformation was deduced under the inverted triangular load in the structure. Considering the maximum bending moment and the smallest vertex displacement as the control targets, the model was calculated with a conclusion coming out. That is when the proportion of stiffness of outriggers to line rigidity of tube is about 2 to 10, the outriggers makes the most obvious impact to strengthen the vertex displacement of the structure.

2) After the establishment of the space finite element model of a frame-corewall-outrigger structure, its vertex displacement rule was analyzed under the load of the vertical load and the inverted triangular load simultaneously. Aiming at single and multi setting position of the outriggers, the result shows that some referable conclusion as follows. Firstly, when the storey with outriggers structure is set at 0.6 times height of the structure, it is the best for reducing the lateral vertex displacement; secondly, as for two-outriggers setting places, it is reasonable to set them in the vicinity of  $(1/3)H$  and  $(2/3)H$  erect of the structure; thirdly, setting of the multi-outriggers should be evenly arranged along the height except the top floor.

3) According to the principle of wind loads and the random vibration theory, the along-wind equivalent static wind load with different number quantities of outriggers

had been calculated on the foundation of the inertial wind load method. And taking the geometric non-linear character into account, the along-wind static wind-resistance was analyzed afterwards. The conclusion shows that setting up outriggers to strengthen the structure can significantly reduce lateral displacement, but also cause re-distribution of internal forces at the same time, and it is rational to set multi-outriggers to play down the stiffness of a single one, so that the internal forces could not change sharply at the locations of strengthening layers.

4) In accordance with the wind load time-domain analysis theory, the fluctuating wind speed time-history as the driving force was simulated based on the harmonic synthesis. And the time-response results were obtained by making a calculated different number of outriggers braced structure. Combined the static analysis results advanced, the study in time-domain analysis illustrated some conclusion expound as follows. First of all, for the structure around an altitude of 150 meters, setting 1 to 2 outriggers to strengthen the structure is acceptable and efficient because of some obvious advantages including a more reasonable distribution of the internal force between the core tube and frame columns, a significant reduction of the vertex displacement and relative displacement change in storey. Secondly, however, when setting number of outriggers is more than 3 or 4, it is not obvious to reduce the effects of lateral displacement continuously. Last but not the least, if the structure was much higher, more outriggers could be set up to enhance the overall lateral stiffness of the structure.

**Keywords:** Frame-corewall-outrigger Structure, Concerted Analytical Method,  
Proper Setting, Equivalent Static Wind Load, Time-domain Analysis

# 学位论文独创性声明

本人声明所呈交的硕士学位论文《框架-核心筒-伸臂结构中加强层的合理设置及其顺风向抗风分析》是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名：蒋锐

签字日期：2009.6.7.

导师签名：陈明

签字日期：2009.6.7.

# 学位论文使用授权书

本人完全了解重庆大学有关保留、使用学位论文的规定。本人完全同意《中国博士学位论文全文数据库、中国优秀硕士学位论文全文数据库出版章程》（以下简称“章程”），愿意将本人的硕士学位论文《框架-核心筒-伸臂结构中加强层的合理设置及其顺风向抗风分析》提交中国学术期刊（光盘版）电子杂志社（CNKI）在《中国博士学位论文全文数据库》、《中国优秀硕士学位论文全文数据库》以及《重庆大学博硕士学位论文全文数据库》中全文发表。《中国博士学位论文全文数据库》、《中国优秀硕士学位论文全文数据库》可以以电子、网络及其他数字媒体形式公开出版，并同意编入 CNKI《中国知识资源总库》，在《中国博硕士学位论文评价数据库》中使用和在互联网上传播，同意按“章程”规定享受相关权益和承担相应义务。本人授权重庆大学可以采用影印、缩印或其他复制手段保存论文，可以公开论文的全部或部分內容。

作者签名：蒋锐

导师签名：陈明  
2009年6月7日

备注：审核通过的涉密论文不得签署“授权书”，须填写以下内容：

该论文属于涉密论文，其密级是        ，涉密期限至        年        月        日。

说明：本声明及授权书必须装订在提交的学位论文最后一页。

## 1 绪 论

### 1.1 研究背景

高层建筑是近代经济发展和科学技术进步的产物。城市人口集中,用地紧张以及商业竞争的激烈化,促使了近代高层建筑的出现和发展。经过一百多年的发展,高层建筑的设计和建造技术取得了迅猛发展,高层建筑迅速增加,层数和高度都有大幅度突破;结构体系新颖多变,建筑材料丰富多彩,除传统的框架、框架-剪力墙体系外,新的结构体系如:框筒、筒中筒、框架-核心筒、成束筒、悬挂结构、巨型框架结构不断出现,材料也由最初的钢材、发展到钢筋混凝土,预应力钢筋混凝土,钢-混凝土组合结构。

当单个实腹筒布置在周边框架内部时,形成框架-核心筒结构,是高层建筑中当前广为应用的一种体系,它与筒中筒结构在平面形式上相似,但其框架柱间距较大,建筑外形更为多变,且窗口大,更利于采光与视野,同时其受力性能上与筒中筒也有很大区别。筒中筒的外框筒是由“密柱深梁”构成,而框架-核心筒的外框架柱距往往较大,因而有时把柱距较大的周边框架称为“稀柱筒体”。

随着建筑高度的不断加大,不可避免要遇到两个问题:结构在水平力(地震力和风荷载)作用下水平位移过大;作为主要受力构件的中心剪力墙或筒体承受的弯矩过大。结构侧移过大时,通常情况下使用加大抗侧力结构如剪力墙、筒体等的刚度来控制变形。对于框架-核心筒结构在适当的位置加大水平结构的刚度,即设置加强层以加强核心筒与外框柱之间的共同工作也可以控制这种结构的变形,这种结构常被称为框架-核心筒-伸臂结构体系(也称作伸臂结构 outrigger-braced structure)<sup>[1]</sup>,常用于非地震区或风荷载控制且结构设计烈度不高的地震区。

加强层是在高层建筑中某几个部位,通常是利用设备层或避难层空间设置刚度较大的水平外伸构件加强核心筒与框架柱的联系,必要时可设置刚度较大的周边环带构件,加强外周框架角柱与翼缘柱的联系。加强层的高度往往是一层楼高,甚至是两层楼高,其刚度比其它水平构件大数十倍,由于它是从核心筒或核心剪力墙伸出,所以有的文献又称为刚臂结构或水平伸臂结构。常用的加强层结构布置如图 1.1。加强层按其材料划分,可分为钢、钢-混凝土组合、钢筋混凝土三类。钢结构的伸臂一般由斜腹杆桁架构成,宜与钢结构的核心筒钢支撑或钢框架以及周边钢框架柱铰接相连。钢-混凝土组合的伸臂,型钢外包混凝土组合时,宜与型钢外包混凝土的核心筒、周边框架柱刚接相连;钢管(方型或圆型)内填混凝土组合时,宜与钢管内填混凝土的周边框架柱铰接相连,与核心筒可铰接也可刚接。钢筋混凝土的伸臂一般宜与钢筋混凝土的核心筒,周边框架柱刚接相连。伸臂按

其组成形式来看, 可有斜腹杆铰接桁架或刚接桁架、直腹杆刚接空腹桁架、刚性实体梁(开洞或不开洞)、铰接交叉、K 形、三角形支撑等形式; 另外还常设水平环带加强构件, 一般布置在周边外框架柱之间, 可增强外框架柱之间的联系。常见形式如图 1.2。与框架-核心筒结构相比, 框架-核心筒-伸臂结构体系具有更大的抗推刚度和水平承载能力, 迄今已被用于 40~70 层的建筑, 但实际上按这种体系的能力和效果可以用于更高的建筑。

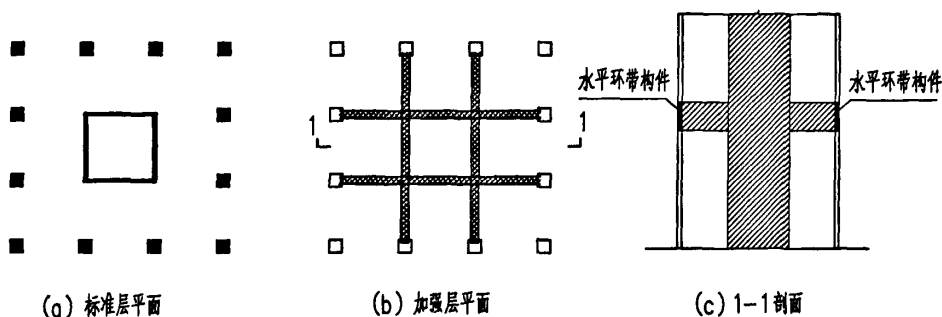


图 1.1 加强层布置形式

Fig.1.1 The setting style of outriggers

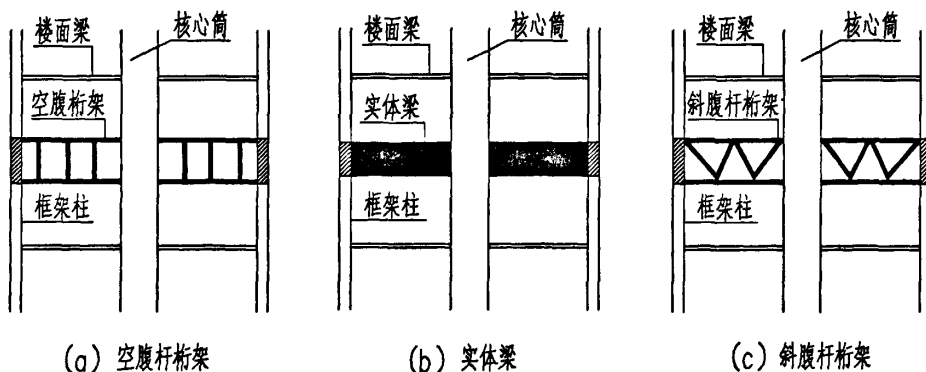


图 1.2 加强层伸臂形式

Fig.1.2 The shapes of outriggers

用水平加强层来提高结构的抗推能力的概念, 最早是由 Barbacki 提出, 并于 1962 年应用于加拿大蒙特利尔的一栋 47 层的高层建筑; 1972 年美国 Milwaukee 市建成的 42 层、高 183m 的威士康星中心大楼, 也是采用的这种结构体系。尽管上述两栋高层都是钢结构体系, 但受力机理都是一样的, 可以引用到钢筋混凝土结构。带加强层的高层建筑结构已有较多的工程实践和研究成果, 尤其在非地震

区,国内外都有比较广泛的采用。表 1.1 列出了世界上一些著名工程采用水平加强层的例子<sup>[2][3][4]</sup>。

表 1.1 世界典型加强层高层建筑

Table 1.1 Typical tall buildings with strengthened stories in the world

序号	工程名称	RC/ST /SRC	层数	总高度	加强层 层数	加强层 位置	加强层 类型
1	香港交易广场大厦	RC	51	182.5	2	20~21/31~38	梁式
2	广东国际大厦	RC	63	200.2	3	23/42/61	桁架
3	上海锦江饭店	ST	44	154	2	23/44	桁架
4	天津国贸中心大厦	ST	64	255.8	3	23/24/53	桁架
5	深圳商业中心	RC	52	167.2	2	27/49	梁式
6	上海环球金融中心	SRC	101	492	3	18/30/54	桁架
7	上海金茂大厦	SRC	88	372	3	25/52/86	桁架
8	美国威斯康星大楼	ST	42	184	2	17/42	桁架
9	东京新宿行政大楼	ST	54	223	4	14/27/40/54	桁架
10	墨尔本 BHP 总部大楼	ST	41	150	2	20/41	桁架
11	佳木斯国泰大厦	RC	43	162	3	14/32/43	梁式
12	北京银泰中心	RC	62	248	4	23/33/47/56	桁架
13	武汉世界贸易大厦	RC	58	229	3	9/28/52	桁架
14	深圳赛格广场	SRC	71	353.8	4	19/34/49/64	桁架
15	深圳地王大厦	SRC	81	384.3	4	2/22/41/66	桁架
16	北京国际大厦	RC	41	153	3	8/22/41	梁式
17	费城 one liberty place	ST	65	226	3	24/41/55	桁架
18	北京京城大厦	RC	52	183	2	34/52	梁式
19	侨光广场大楼	RC	52	177	4	6/19/35/44	梁式

## 1.2 加强层结构体系研究现状

### 1.2.1 国外研究现状

自 Barbacki 于 1962 年提出水平加强层的概念并首次应用到工程中以来,各国学者和工程师在总结前人研究成果的基础上,不断地发展和完善这种结构形式。1975 年美国学者 Taranath<sup>[5]</sup>就将这种复杂的带加强层框架-核心筒结构简化为一种简单的计算模型,这种模型的基本要点归纳为:

- ① 核心筒和外围框架柱仅由加强层相连,忽略楼盖的连接作用;



② 伸臂的刚度为无穷大;

③ 外围框架柱简化为轴心受力构件。

这种模型反映了带伸臂结构整体刚度提高的机理,概念清晰明确。Taranath<sup>[5]</sup>用这种伸臂刚度无穷的模型,分析了风荷载作用下加强层的位置优化问题,得到加强层接近结构中部,位于离顶层 0.455 倍全高位置为优化位置的结论。此后,这种模型被各国学者和工程师广泛接受,用于对带加强层的框架-核心筒结构的设计和研究。

同年, Ncnabb 与 Muvdi<sup>[6]</sup>证实了 Taranath 关于设置一道加强层时位置优化的结论,并在若干力学假定的前提下对设置两道加强层结构进行了力学分析,发现两道加强层的合理化位置分别设于 0.312 倍和 0.685 倍结构全高处。

80 年代初,加拿大学者 B.S.Smith<sup>[7]</sup>提出了均匀加强层结构的近似分析方法,所谓均匀加强层结构是指沿结构高度方向构件刚度保持不变,用变形协调分析方法(即加强层位置处核心筒的转角与对应的加强层相同)得出内力、位移解析解,通过对位移函数求导,可得到加强层的合理位置,再通过不同数量的加强层结构顶点侧移比较,得到加强层的合理数量。该法简单实用,概念清晰,但缺点也是显而易见的,它没有楼层梁的影响以及结构沿高度方向的刚度变化。

1981 年,加拿大学者 Stafford Smith 和 Salim<sup>[8][9]</sup>对上述模型进行了修正,认为伸臂刚度是有限的。在此基础上给出了带多道加强层的框架-核心筒结构内力和位移的计算公式。用求极值法求得带多道加强层结构的加强层合理位置;考察了沿结构高度均布水平荷载作用下带加强层结构的性能,定义了一个无量纲参数来表述加强层位置对减小顶端位移和核心筒底部弯矩的有效性,该无量纲参数是核心筒与外柱、核心筒与伸臂抗弯刚度之比的函数;分析了影响带加强层框架-核心筒结构内力和侧移的主要因素,认为加强层的位置受结构的刚度影响较大。

1983 年, Boggs 与 Gasparini<sup>[10]</sup>分析了核心筒和外围框架柱截面沿高度线性变化的带单道加强层结构的内力和位移,并给出这种条件下加强层的合理位置。1987 年 Rutenber 与 Tal<sup>[11]</sup>在假定伸臂刚度为无穷大的条件下,分析了带两道加强层结构当核心筒和外围框架柱截面沿高度变化时的内力与位移,认为截面随高度升高而减小,会使加强层合理位置上升。

1988 年, Coull 与 Lau<sup>[12]</sup>针对不同等效静荷载作用下,在核心筒、伸臂和外围框架柱间刚度比不同条件下进行了加强层位置的优化研究,用多重线性回归法拟合了加强层合理位置的计算公式。

以上学者的研究都假定结构处于等效静荷载作用下,对结构的动力特性未作研究。苏格兰学者 Mudarres 和 Coull<sup>[13]</sup>于 1985 年在简化模型的基础上,应用传递矩阵法进行了带单道加强层的框架-核心筒结构自由振动分析,得到了较为准确的

自振频率和振型表达式,并以结构自振频率最大为目标函数求得了加强层的合理位置;认为加强层合理位置在底层 0.5~0.55 结构全高处。

### 1.2.2 国内研究现状

随着这种结构形式在国内的广泛应用,国内许多学者对这种结构进行了大量的研究分析工作。朱幼麟<sup>[14]</sup>提出一种简化计算方法,推导了内力及侧移的计算公式,根据共扼梁原理导出了上下楼层层间变形关系,并将 Holzer 法推广应用于计算有水平加强层的筒体结构的自振特性及地震作用下的内力。中国建科院黄世敏<sup>[15]</sup>等人、同济大学袁兴隆、张誉<sup>[16]</sup>、丁洁民<sup>[17]</sup>等,利用上述的简化模型,运用结构力学的方法得到了求解高层建筑水平加强层合理位置的计算公式,计算中考虑了加强层的变形、荷载形式和结构抗侧刚度随高度变化的影响。易方明<sup>[18]</sup>等以天津国贸中心工程为例,深入地研究了设置水平加强层后超高层钢结构的地震响应,通过对不同方案的比较,研究了加强层的数量、抗弯刚度以及周边环带等对结构抗震性能的影响,可供工程应用参考。张正国、傅学怡<sup>[19]</sup>等在分析了简化的平面模型受力特点的基础上,考虑了楼层梁和外柱转动刚度的影响,建立了相应的平面结构模型并进行了平面结构有限元分析,得出了楼面梁刚度对外框架柱内力变化的影响,并建议带加强层的高层建筑设计应建立的目标:在满足结构整体抗侧刚度要求时,尽可能减小内力分布的不均匀性。伸臂刚度适度、外柱轴向刚度较大、加强层层数较多、楼面梁刚度较大对这个目标的实现是有利的。徐培福、黄吉锋<sup>[20]</sup>等人对一个带加强层的高层建筑进行空间建模,通过有限元分析得到了考虑框架与筒体结构空间作用影响的框架和筒体内力以及变形;提出了用“有限刚度”来减小结构的刚度突变引起的内力突变,同时认为沿整个高度的加强层无需强调最有效部位,在建筑功能允许的情况下,可以多设几道,每道加强层的刚度应当尽量小。华中科技大学张仲先<sup>[21][22]</sup>教授团队以能量原理和连续化分析方法对带加强层的框架-核心筒结构的侧移、内力规律进行了分析。张马俊、梅占馨、傅学怡<sup>[23]</sup>等人利用子结构模态法,建立了结构低阶广义坐标运动方程,对带加强层的框架-核心筒结构进行了弹塑性动力分析。钟善桐等<sup>[24]</sup>分析了刚臂在钢管混凝土高层框筒结构体系中的工作性能,以天津通信大厦为例进行分析。结论表明,采用平面模型分析伸臂作用误差较大,应采用空间模型;认为刚臂设置随建筑物高度而变,200m 左右设置 3~4 道,300m 左右的设置 4~5 道;设置少量伸臂时不宜设置在顶层。还有国内其他学者对该类型结构进行了多方面的分析研究,取得了很多有意义的成果,在此不一一赘述。

## 1.3 高层建筑结构的抗风设计要求

在几种主要的自然灾害中,风灾造成的损失仅次于洪水排在第二位,大大超

过了地震。单就美国而言,风灾每年造成的直接经济损失达到 350 亿美元。高层建筑常遇水平荷载是地震和风荷载。现代的高层建筑,由于利用了先进的工程技术和新型材料,往往非常轻柔且阻尼较小,对风作用很敏感。所以,对于高层建筑结构的设计,强度和刚度是安全的重要指标,必须予以保证。层间变形限值和水平位移指标是保证结构刚度的两个重要参数。同时为了满足正常的工作和生活要求,还应满足舒适度的要求。

根据各国高层建筑遭受风灾的调查,风力对高层建筑会产生如下破坏现象:

- 1) 风力使结构开裂或留下较大的残余变形;
- 2) 风力使结构内隔墙开裂,使外墙、窗玻璃、幕墙和建筑装饰等破坏;
- 3) 风力使结构大幅度摆动,从而使居住者感到不适;
- 4) 长期的风力作用会使某些结构构件产生疲劳,导致破坏。

随着高层建筑的高度和柔度的增加,抗风设计更加重要,超过 200 米的超高层建筑风荷载将成为突出矛盾。

### 1.3.1 强度要求

风荷载是高层、高耸结构的主要水平设计荷载之一,合理地进行结构的抗风设计,是保证高层建筑结构安全的重要环节。由于近地风是一种时间随机荷载,且是多发性的,结构的抗风设计通常考虑在弹性范围之内,不考虑弹塑性变形的出现。从空气动力学及结构力学的角度来看,高层建筑对风荷载的响应主要包括:

- 1) 平均风引起的静力响应;
- 2) 脉动风引起的动力响应;
- 3) 由于结构本身的紊流和旋涡脱落引起的振动;
- 4) 由于邻近的其他建筑物的尾流引起的振动;
- 5) 由于空气动力的负衰减引起的振动。

目前,对于结构顺风向的动力响应已有了完善的认识,对横风向响应,还缺少比较完善的研究,对由旋涡脱落而产生的谱密度的研究缺乏普遍实用性。对于空气动力的负衰减问题,通过研究认为,对普通的(非圆形)结构建筑,产生空气动力负衰减运动的临界风速很大,一般可不考虑。邻近的其他建筑物的尾流引起的振动,会使建筑物处在更为复杂的风场中,从而产生极为不利的效果,许多风洞试验都证明了这一点,但由于其理论分析极为复杂。风的动力作用使结构产生振动,而结构本身反过来影响来流风的结构,因而风与结构物之间存在相互作用。对这个问题,目前也还没有完整的理论提出<sup>[25]</sup>。

### 1.3.2 层间变形限值

限制层间变形的目的在于防止非结构构件和装修材料损坏。

《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2002)4.6.3 规定:(1)高度不大于 150m

的高层建筑,按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于表 1.2 的限值;(2)高度等于或大于 250m 的高层建筑,其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500;(3)高度在 150~250m 之间的高层建筑,其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值按第(1)条和第(2)条的限值线性插入取用<sup>[26]</sup>。

表 1.2 楼层层间最大位移与层高之比的限制

Table 1.2 Restrictions of ratio of the maximum displacement between layers to storey height

结构类型	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-剪力墙	1/800
筒中筒、剪力墙	1/1000
框支层	1/1000

我国规范对高层钢结构抗风的层间变形限值为层高的 1/400,抗震(小震)的层间变形限值为层高的 1/250<sup>[27]</sup>,但是我国不少高层钢结构建筑的实际层间变形难以满足规范要求,表 1.3 列出了我国部分高层钢结构建筑的层间位移角值。

表 1.3 国内部分高层钢结构建筑的层间位移角

Table 1.3 Relative displacement change in storey of domestic high-rise steel structure buildings

序号	工程名称	高度(米)	层间位移角	抗震/抗风	结论
1	香格里拉饭店	82.7	1/590	抗震	满足
2	中国贸易中心	139	1/266	抗震	满足
3	上海新锦江饭店	150	1/500	抗风	满足
4	深圳发展中心	165	1/578	抗风	满足
5	新金桥大厦	167	1/700	抗风	满足
6	浦东国际金融大厦	189	1/533	抗风	满足
7	金茂大厦	420.5	1/420	抗风	满足

### 1.3.3 水平位移指标

对于极限状态,必须限制水平位移,防止由于重力荷载过大而产生过大的二阶 P- $\Delta$ 效应使建筑屋突然倒塌。对于正常使用状态,首先,必须控制位移在一个相当小的范围内,以允许非结构构件有适量的变形位移;其次,结构必须具有充分刚度以防止动力运动量较大时引起居住者产生不舒适的感觉。因此,侧向刚度

是高层建筑设计中的主要因素。

评价建筑侧向刚度的参数是水平位移指标,即建筑屋顶端的最大位移与建筑屋总高度之比。但至今在国际上还没有一个被广泛接受的确定值,在不同国家中使用的水平位移设计限值通常在  $H/1000 \sim H/200$  范围内,对于一般的结构形式可在  $H/650 \sim H/300$  内取值,但应确保结构具有足够的刚度。随着建筑高度的增加相应的水平位移指标参数取值应减小直至下限值,以便使结构顶层位移控制在要求的范围内。

#### 1.3.4 人体舒适度要求

高层建筑在强风作用下由于脉动风的影响将产生振动,这种振动有可能使在高层建筑内生活和工作的人在心理上产生不舒服的感觉,从而影响建筑屋的正常使用。高层建筑结构的刚度相对较小,故高层钢结构建筑对人体舒适度的要求更高。所以,高层建筑必须进行动力响应分析,以保证满足结构设计的加速度限值的要求。根据《高规》,结构顶点最大加速度限值为  $0.15 \sim 0.25 \text{ m/s}^2$ 。

#### 1.3.5 高层建筑结构风工程研究方法

结构风工程经过几十年的发展,已经形成了一个比较完善的体系。与此同时,风工程师们把大量研究手段引入了风工程。归纳起来有现场实测、风洞试验、理论分析和计算风工程四大类研究手段。

现场实测是利用风速仪、加速度计等仪器在现场对实际风环境及结构风响应进行测量,获得风特性和结构响应的第一手资料,是风工程研究的一项非常重要的基础性工作。这种方法投资巨大,很多因素难以人为控制,因而在实际研究中较少应用。

风洞试验是在实验室模拟大气边界层的实际风环境和实际建筑结构,从实验室中的模型风效应考察实际的结构风效应。建筑风洞已成为一种专用的试验设备,其理论和试验技术日趋完善和成熟。风洞试验包括刚性模型风洞试验和气弹性模型风洞试验两种试验方法,建筑风洞能够对建筑物周围的地形地貌和建筑物所处的大气边界层进行模拟,并对建筑物受到的局部风压、整体风荷载、气动弹性力以及建筑物周围的风环境进行测量。利用建筑风洞可对建筑模型进行表面脉动风压试验、整体风载试验、风环境试验及风动力响应试验。根据风洞试验得到的数据,可确定建筑物主体、外窗、幕墙等围护结构的抗脉动风压性能指标。风洞试验是在人为控制条件下进行的结构风效应再现,其工作效率很高。对于复杂环境下,有复杂外形的建筑结构的风效应研究,用其它手段将很难进行时,风洞试验只需对实际条件作适当的简化就可以到达研究目的。风洞试验是目前采用最普遍的研究手段。

理论分析是基于结构振动理论,在对现象作适当简化的基础上,对结构进行

受力分析,获得结构风荷载及其响应。理论分析方法也是一种被广泛应用的研究手段。这种方法必须以现场实测或风洞试验为基础,用现场实测和风洞试验的结果检验其准确性。根据大量风的实测资料,可以把结构上的风荷载分为平均风和脉动风。平均风对结构的作用性质相当于静力作用,是确定性的;脉动风的作用性质是动力的,是非确定性的。进行非确定性的脉动风分析时,应考虑风荷载的随机性,按随机振动理论,分析结构的随机振动响应。

计算风工程的核心内容是计算流体动力学(CFD),其在建筑工程中的应用主要包括风荷载和风环境的模拟。风荷载的模拟包括高层建筑、大跨结构、建筑附属悬挑部分等结构上平均风荷载的预测,CFD 模拟的风压结果有一定的不确定因素,计算流体动力学分析人员和风工程专家的经验对计算结果可靠性影响较大,因此进行数值模拟结果与实验的比较很有必要。计算风工程方法与直接的风洞试验相比较,有其优越性,正逐步成为结构风工程的一种重要手段<sup>[28]</sup>。

## 1.4 本文研究目的及内容

### 1.4.1 研究目的

随着采用框架-核心筒-伸臂结构的高层建筑的日益增多,该结构体系中伸臂数量、刚度大小及其位置的合理设置方法都有待完善。对于高层建筑结构,风荷载引起的效应在总荷载效应中占有相当大的比重,甚至起决定性作用,尤其对于抗震要求较低的建筑,风荷载及风荷载作用下结构的静、动力响应往往是结构研究的主要内容。而目前框架-核心筒-伸臂结构的高层建筑的抗风效应分析比较欠缺,《高规》和《高钢规》对带加强层的高层建筑在风荷载作用下的要求不是十分明确,因此本文特对该结构体系的抗风性能(包括荷载、内力、位移、加速度等)进行一定的研究,得出一定的规律,以便在考虑经济性的同时保证高层建筑的安全性和适用性,并为以后进一步研究提供参考。

### 1.4.2 研究内容

本文主要做了以下几个方面的工作:

- 1) 总结了常见的水平加强层结构形式,并且回顾了国内外对于带加强层的高层建筑的分析方法及研究成果,同时结合已经建成的高层建筑对框架-核心筒-伸臂结构体系在风荷载作用下的抗风要求进行了概述。
- 2) 根据带水平加强层的框架-核心筒结构的工作机理,建立了带两伸臂的平面简化模型,推导了在倒三角荷载作用下,结构内力与位移变形的协调分析方法,以伸臂约束弯矩最大及顶点位移最小为控制目标,利用 Matlab 程序软件计算求得伸臂刚度取值对加强层合理设置位置的影响规律。
- 3) 采用有限元软件 ANSYS 建立框架-核心筒-伸臂结构的有限元模型,

通过分析结构在竖向荷载及倒三角荷载共同作用下的顶点侧移变形规律，并于平面模型计算结果比较，得到单个及多个加强层的合理位置设置的结论，并与《高规》规定进行了对比分析。

- 4) 根据分析结论，假设了无加强层及设置 1~4 个加强层共 5 种结构计算方案，并对其进行了动力特性研究。然后根据风荷载原理及随机振动理论，采用惯性风荷载法得到框架-核心筒-伸臂体系方案的顺风向等效风荷载，利用有限元软件 ANSYS 对结构进行了顺风向抗风分析，并对前述 5 种结构的内力及变形特点进行了对比分析，得到其结论，可供工程参考。
- 5) 在风荷载数值模拟技术基础上，采用谐波合成法利用 Matlab 程序软件模拟得到脉动风的风速时程曲线。根据风振响应分析理论，将模拟风时程作为动力输入，通过在时间域内直接求解运动微分方程，利用 ANSYS 求得无加强层及设置 1~3 个加强层共 4 种计算方案的时程响应结果，进行了对比分析，得到相应的结论。

## 2 结构协调分析方法及伸臂刚度取值分析

### 2.1 水平伸臂工作机理

在框架-核心筒结构中，内筒侧边至外柱的距离一般为 8~14m，横梁的抗弯刚度较小，特别是扁梁或平板结构对内筒在水平荷载下因弯曲变形而发生的横截面倾斜转动，基本上不能起制约作用。框架柱不能对内筒的竖向拉、压变形产生影响，框架柱也不会因内筒弯曲而产生轴向变形。

假设框架-核心筒在水平荷载  $F$  作用下，核心筒各个水平截面产生弯矩  $M$ ，核心筒由于弯曲而产生侧移。如图 2.1 所示，在核心筒顶部增设横向大梁或横向桁架之类的伸臂后，迫使外柱参与整体抗弯，一侧外柱受压，一侧外柱受拉，压力  $C$  和拉力  $T$  形成一个反弯矩  $M$ ，作用于核心筒的

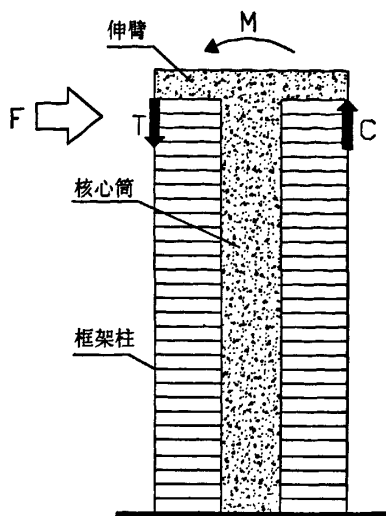


图 2.1 伸臂工作机理

Fig.2.1 Working mechanism of outrigger

顶部。这一反向弯矩，部分地抵消了核心筒各水平截面所受到的弯矩数值；改善了核心筒和框架的楼层剪力沿结构高度方向的分布状况，使它进一步均匀化，因此结构的侧移也得以减小<sup>[29]</sup>。

### 2.2 协调分析方法

本节主要介绍均匀伸臂结构的近似分析方法<sup>[7]</sup>。所谓均匀伸臂结构是指结构具有均匀的筒体、均匀的柱子，各伸臂层结构的尺寸相近。尽管在实际结构中筒体的惯性矩以及柱的截面面积沿高度是逐渐减小的，但在初步分析中所关心的因素(即顶端位移、基底弯矩及柱的轴力)主要是受底部区域结构特性影响的，因此，按一个实际结构的底部特征参数来进行均匀结构的分析，对于初步设计来说，其结果是合理的。

对其他类型的高层建筑，例如联肢剪力墙结构和框架-剪力墙结构，其近似分析方法都可以采用连续化方法利用其逐层重复的优点。然而对于有多个伸臂层的伸臂结构则不能完全采用连续化分析方法而必须考虑其离散布置，需采用协调分析方法，此时即认为伸臂层位置筒体的转角与对应位置处的伸臂内端转角相同，本文以带两个伸臂层的结构分析来说明。



## 2.2.1 基本假定

- 1) 忽略楼盖刚度，且结构为线弹性；
- 2) 框架柱与伸臂铰接，框架柱仅受轴力；
- 3) 伸臂与筒体为刚性连接，筒体与基础刚性连接；
- 4) 筒体、柱及伸臂的截面特性沿高度是均匀的。

## 2.2.2 带两个伸臂层的结构分析

分析模型如图 2.2 所示，为一受倒三角荷载作用的两个伸臂层结构。由结构的对称性可知，两个伸臂层结构为二次超静定。求解所需的协调方程数量等于超静定次数的数量。对每一个伸臂层位置，协调方程表达了筒体的转角等于伸臂内端的转角<sup>[30]</sup>。

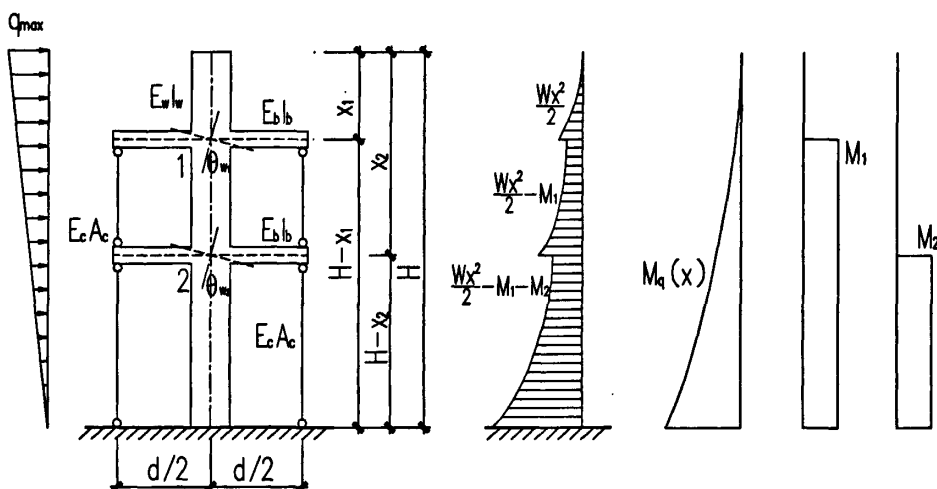


图 2.2 两个水平伸臂的计算模型简图

Fig.2.2 Calculation model of the two horizontal outriggers

风荷载是近似倒三角形荷载，筒体的转角以弯曲变形描述，而伸臂的转角由柱的轴向变形与伸臂的弯曲变形所引起，根据伸臂与外框柱的变形协调条件，由弹性阶段的变形叠加原理可得：

$$\theta_c + \theta_b = \theta_w \quad (2.1)$$

式中： $\theta_c$ —表示外框柱轴向变形引起的伸臂转角；

$\theta_b$ —表示柱子反力作用下伸臂受弯产生的伸臂转角；

$\theta_w$ —表示筒体弯曲变形产生的转角。

则在位置 1 和位置 2 处有:

$$\begin{aligned}\theta_{c1} + \theta_{b1} &= \theta_{w1}; \\ \theta_{c2} + \theta_{b2} &= \theta_{w2}\end{aligned}\quad (2.2)$$

$\theta_{c1}$ 、 $\theta_{c2}$ —表示外框柱轴向变形在位置 1 和位置 2 处引起的伸臂转角;

$\theta_{b1}$ 、 $\theta_{b2}$ —表示柱子反力作用下位置 1 和位置 2 处伸臂受弯产生的伸臂转角;

$\theta_{w1}$ 、 $\theta_{w2}$ —表示筒体弯曲变形在位置 1 和位置 2 处产生的转角。

由材料力学可知, 可得出位置 1 和 2 的筒体转角分别为:

$$\theta_{w1} = \frac{1}{E_w I_w} \int_{x_1}^H (M_q(x) - M_1) dx + \frac{1}{E_w I_w} \int_{x_2}^H (M_q(x) - M_1 - M_2) dx \quad (2.3)$$

$$\theta_{w2} = \frac{1}{E_w I_w} \int_{x_2}^H (M_q(x) - M_1 - M_2) dx \quad (2.4)$$

式中:  $E_w I_w$ 、 $H$ —筒体抗弯刚度及高度。假定剪力墙各层抗弯刚度相等,  $E_w I_w$  为各层剪力墙抗弯刚度之和;

$$M_q(x) \text{—水平线荷载在筒体上产生的弯矩, 这里 } M_q(x) = \frac{q}{6} \left[ 3x^2 - \frac{x^3}{H} \right],$$

其中  $q$  为倒三角荷载顶部最大值;

$x_1$ 、 $x_2$ —自筒体顶部向下至位置 1、2 处伸臂的距离;

$M_1$ 、 $M_2$ —位置 1 和位置 2 处伸臂作用于筒体的约束弯矩。

现在求伸臂与筒体的连接位置(即其内端)的转角。每一个转角均由两部分组成: 一部分为柱子的轴向变形差, 另一部分为作用于伸臂外段的柱内力作用下伸臂的弯曲变形。

在位置 1 和位置 2 处伸臂的内端转角为:

$$\theta_{c1} + \theta_{b2} = \frac{2M_1}{d^2} \int_{x_1}^H \frac{1}{E_c A_c} dx + \frac{2M_2}{d^2} \int_{x_2}^H \frac{1}{E_c A_c} dx + \frac{M_1 d}{12E_b I_b} \quad (2.5)$$

$$\theta_{c2} + \theta_{b2} = \frac{2(M_1 + M_2)}{d^2} \int_{x_2}^H \frac{1}{E_c A_c} dx + \frac{M_2 d}{12E_b I_b} \quad (2.6)$$

式中:  $E_c A_c$ —柱的轴向刚度(其中  $A_c$  是一侧外柱的横截面积之和);

$d/2$ —伸臂端至筒体中心的水平距离;

$E_b I_b$ —伸臂的有效抗弯刚度。

设  $(E_b I_b)_0$  为伸臂加强层的实际抗弯刚度, 考虑筒体的宽柱效应, 则有效抗弯刚度为  $E_b I_b = (1 + \frac{a}{b})^3 (E_b I_b)_0$  [29], 其中  $a$  为  $1/2$  筒体宽度,  $b$  为柱端到筒体边缘的长度。详见图 2.3 所示。

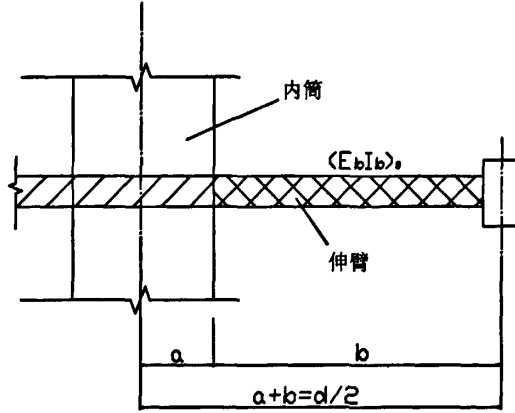


图 2.3 伸臂简图

Fig.2.3 The diagram of outrigger structure

将式(2.3)、(2.4)、(2.5)、(2.6)代入式(2.2)式得:

$$\begin{aligned} & \frac{2M_1}{d^2} \int_{x_1}^H \frac{1}{E_c A_c} dx + \frac{2M_2}{d^2} \int_{x_2}^H \frac{1}{E_c A_c} dx + \frac{M_1 d}{12E_b I_b} \\ &= \frac{1}{E_w I_w} \int_{x_1}^{x_2} (M_q(x) - M_1) dx + \frac{1}{E_w I_w} \int_{x_2}^H (M_q(x) - M_1 - M_2) dx \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\frac{2(M_1 + M_2)}{d^2} \int_{x_2}^H \frac{1}{E_c A_c} dx + \frac{M_2 d}{12E_b I_b} = \frac{1}{E_w I_w} \int_{x_2}^H (M_q(x) - M_1 - M_2) dx \quad (2.8)$$

将  $M_q(x)$  代入式(2.7)和式(2.8)并积分, 得到式(2.9)和式(2.10):

$$\begin{aligned} & \frac{2M_1(H-x_1)}{d^2 E_c A_c} + \frac{2M_2(H-x_2)}{d^2 E_c A_c} + \frac{M_1 d}{12E_b I_b} \\ &= \frac{q}{6E_w I_w} \left[ \frac{3H^3}{4} - x_1^3 + \frac{x_1^4}{4H} \right] - \frac{M_1}{E_w I_w} (H-x_1) - \frac{M_2}{E_w I_w} (H-x_2) \end{aligned} \quad (2.9)$$

$$\frac{2(M_1 + M_2)(H - x_2)}{d^2 E_c A_c} + \frac{M_2 d}{12 E_b I_b} = \frac{q}{6 E_w I_w} \left[ \frac{3H^3}{4} - x_2^3 + \frac{x_2^4}{4H} \right] - \frac{(M_1 + M_2)}{E_w I_w} (H - x_2) \quad (2.10)$$

解方程(2.9)和(2.10)可得  $M_1$ 、 $M_2$  的解析表达式, 令:

$$S = 2H \left\{ \begin{aligned} &576(H - x_2)(x_2 - x_1)E_b^2 I_b^2 E_w I_w + d^5 E_c^2 A_c^2 [12E_b I_b (2H - x_1 - x_2) + dE_w I_w] \\ &+ 24d^2 E_c A_c E_b I_b [12E_b I_b (H - x_2)(x_2 - x_1) - dE_w I_w (x_1 + x_2 - 2H)] \end{aligned} \right\} \quad (2.11)$$

$$M_1 = \frac{qd^5 (3H^4 - 4Hx_1^3 + x_1^4) E_c^2 A_c^2 E_b I_b}{S} \quad (2.12)$$

$$M_2 = \frac{qd^2 E_c A_c E_b I_b (3H^4 - 4Hx_1^3 + x_1^4) [d^3 E_c A_c + 24E_b I_b (x_2 - x_1)]}{S} \quad (2.13)$$

根据筒体的弯矩图用材料力学方法可以得到沿高度的位移一般表达式。这里仅将顶端位移作为主要控制目标, 即:

$$\delta = \frac{11qH^4}{120E_w I_w} - \frac{1}{2E_w I_w} [M_1(H^2 - x_1^2) + M_2(H^2 - x_2^2)] \quad (2.14)$$

将  $M_1$ 、 $M_2$  代入式(2.13), 可得:

$$\delta = \frac{11qH^4}{120E_w I_w} - \frac{qd^5 (H^2 - x_1^2)(3H^4 - 4Hx_1^3 + x_1^4) E_c^2 A_c^2 E_b I_b}{S} + \frac{qd^2 E_c A_c E_b I_b (H^2 - x_2^2)(3H^4 - 4Hx_1^3 + x_1^4) [d^3 E_c A_c + 24E_b I_b (x_2 - x_1)]}{S} \quad (2.15)$$

### 2.2.3 伸臂层的合理位置计算

前文分析结果不仅可计算筒体的弯矩及水平位移, 还可以由此得到伸臂的合理位移以使结构的顶端位移最小。

设  $H$ 、 $q$ 、 $E_w$ 、 $I_w$  为常量, 在式(2.14)中分别对  $x_1$  和  $x_2$  求导, 即令:

$$(H^2 - x_1^2) \frac{dM_1}{dx_1} + (H^2 - x_2^2) \frac{dM_2}{dx_1} - 2x_1 M_1 = 0 \quad (2.16)$$

$$(H^2 - x_1^2) \frac{dM_1}{dx_2} + (H^2 - x_2^2) \frac{dM_2}{dx_2} - 2x_2 M_2 = 0 \quad (2.17)$$

将  $M_1$ 、 $M_2$  代入式(2.16)和(2.17), 联立求解  $x_1$  和  $x_2$  即为伸臂层的合理位置。

式中,  $M_1$  仅对  $x \geq x_1$  区段有效,  $M_2$  仅对  $x \geq x_2$  区段有效。

由于伸臂作用产生的柱轴力为：

$$\text{在 } x_1 < x < x_2 \text{ 区段:} \quad N = \pm M_1 / d \quad (2.18)$$

$$\text{在 } x \geq x_2 \text{ 区段:} \quad N = \pm (M_1 + M_2) / d \quad (2.19)$$

伸臂中的最大弯矩：

$$\text{在加强层 1 处:} \quad M_{1\max} = M_1 b / d \quad (2.20)$$

$$\text{在加强层 2 处:} \quad M_{2\max} = M_2 b / d \quad (2.21)$$

以上讨论的是有两个伸臂加强层结构的分析方法，该方法同样可以求得多于或少于两个伸臂加强层的结构的顶点位移及约束弯矩。

### 2.3 伸臂刚度取值对合理设置的影响

以更具有普遍意义的无量纲参数  $\alpha$  和  $\beta$  来表达伸臂结构的几何特性，可令：

$$\alpha = \frac{E_w I_w}{E_c A_c (d^2 / 2)} \quad (2.22)$$

$$\beta = \frac{E_w I_w d}{E_b I_b H} \quad (2.23)$$

式中： $\alpha$ —核心筒和外围框架柱的刚度比，称为外框架柱刚度特征系数，反映了核心筒墙体刚度与柱轴向刚度的相对强弱程度；

$\beta$ —核心筒和伸臂的线刚度比，称为伸臂刚度特征系数，反映了核心筒墙体刚度与伸臂梁刚度的相对强弱程度。

本文通过对  $\alpha$  和  $\beta$  的数值分析来研究伸臂刚度取值对加强层合理设置的影响。

#### 2.3.1 $\alpha$ 和 $\beta$ 对加强层设置的综合影响

根据前文推导公式，利用程序软件 Matlab<sup>[31]</sup> 计算分析两个加强层结构模型在倒三角形荷载作用下  $\alpha$  和  $\beta$  的综合影响<sup>[33]</sup>。

模型参数：55 层框架-核心筒-伸臂结构，层高 3.5m，总高  $H = 192.5m$ ， $d = 27m$ ，加强层伸臂采用实腹大梁，剪力墙、伸臂和框架柱混凝土强度等级均为 C60， $E_c = E_b = E_w = 3.60 \times 10^4 N/mm^2$ <sup>[34]</sup>，倒三角荷载顶部风荷载  $q_{\max} = 120KN/m$ ，忽略竖向荷载作用，平面布置图如图 2.4。假设加强层伸臂 1、2 分别设置在结构的  $(1/3)H$  和  $(2/3)H$  处。

为了便于说明，通过  $1/\alpha$ 、 $1/\beta$  的变化来反应伸臂与外柱刚度的变化，计算结果见表 2.1，其中  $1/\alpha$ 、 $1/\beta$  是不同截面的构件的刚度比值。

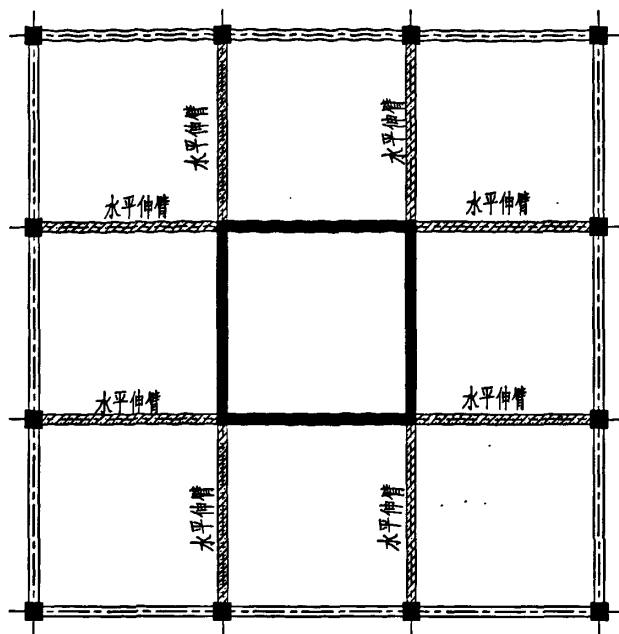
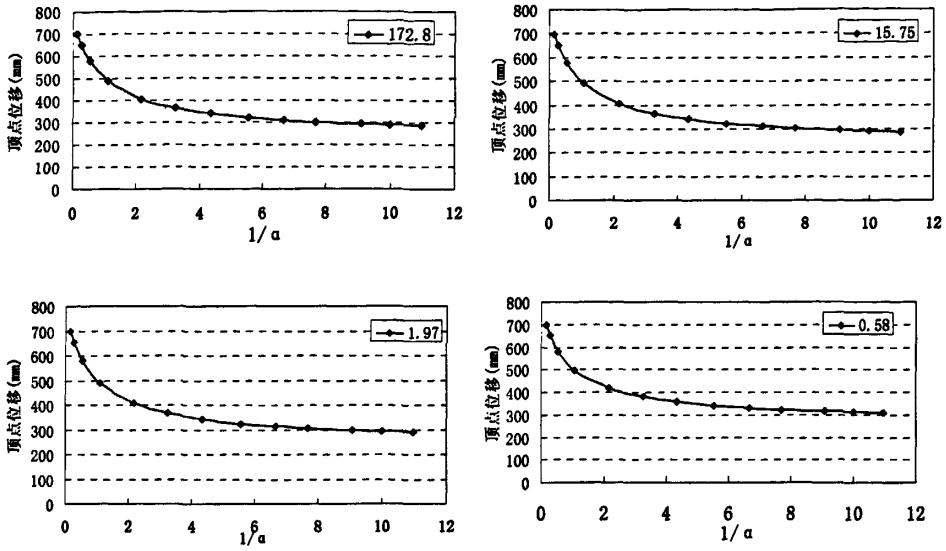


图 2.4 伸臂层结构平面布置图

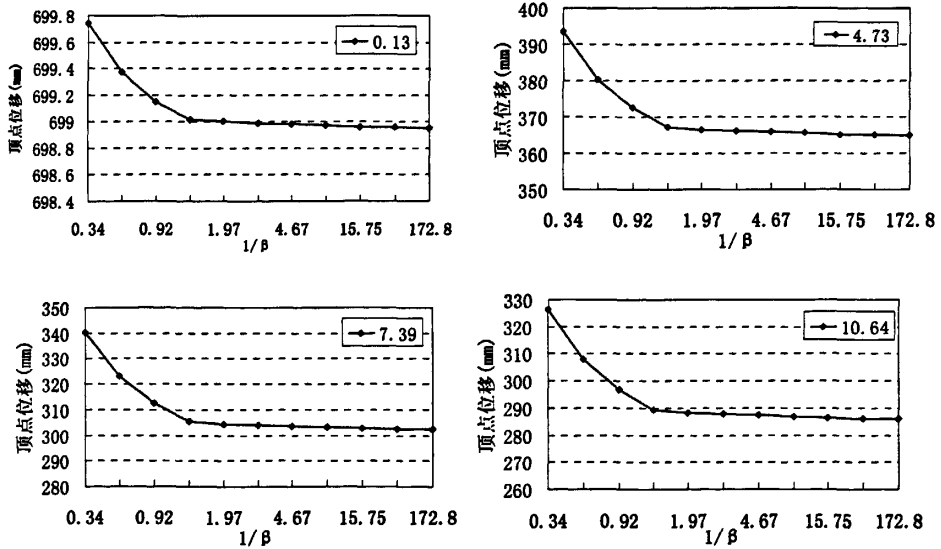
Fig 2.4 The structural plan layout of the outrigger-braced structure

表 2.1  $\alpha$ 、 $\beta$  对倒三角荷载作用下结构顶点侧移(mm)的影响Table 2.1 Influence of parameters  $\alpha$  and  $\beta$  on vertex displacement

$1/\beta$	0.34	0.58	0.92	1.38	1.97	2.70	4.67	7.41	15.75	37.33	172.8
$1/\alpha$											
0.13	699.74	699.37	699.15	699.02	699.00	698.99	698.98	698.97	698.96	698.96	698.95
0.53	654.57	653.45	652.82	652.41	652.35	652.32	652.3	652.27	652.25	652.23	652.22
1.18	584.63	581.60	579.84	578.71	578.54	578.47	578.41	578.33	578.27	578.22	578.21
2.10	504.05	497.6	493.83	491.36	491.01	490.86	490.72	490.56	490.41	490.32	490.29
3.28	429.81	419.05	412.68	408.49	407.89	407.64	407.40	407.12	406.87	406.72	406.67
3.97	393.62	380.35	372.45	367.24	366.49	366.17	365.87	365.52	365.22	365.03	364.96
4.73	372.05	357.14	348.25	342.37	341.52	341.16	340.82	340.43	340.08	339.87	339.80
5.55	356.79	340.68	331.04	324.66	323.73	323.35	322.98	322.55	322.17	321.94	321.87
6.44	347.08	330.17	320.04	313.33	312.36	311.95	311.56	311.11	310.71	310.47	310.39
7.39	340.37	322.90	312.42	305.47	304.47	304.04	303.64	303.18	302.76	302.51	302.43
8.41	333.38	315.32	304.48	297.28	296.23	295.80	295.38	294.9	294.47	294.21	294.13
9.49	329.81	311.43	300.4	293.07	292.01	291.56	291.13	290.65	290.21	289.95	289.86
10.64	326.54	307.88	296.67	289.22	288.14	287.69	287.25	286.75	286.31	286.05	285.96



(a) 不同的 $1/\beta$ 值时,  $1/\alpha$ 变化对顶点侧移的影响



(b) 不同的 $1/\alpha$ 值时,  $1/\beta$ 变化对顶点侧移的影响

图 2.5 参数  $\alpha$  和  $\beta$  的综合影响曲线

Fig.2.5 The combined effect curves of parameters  $\alpha$  and  $\beta$

从表 2.1 及图 2.5 (a)可以看出,  $1/\alpha$  的变化对结构顶点侧移影响很大, 随着柱刚度的增大, 顶点侧移越来越小, 但其趋势也是随着  $1/\alpha$  的增大效果越来越不明

显，没有显著的转折点。也就是说，对一个高层建筑结构，虽然柱刚度的增加可以明显较小顶点侧移，但通过增加外柱的尺寸，即增加 $1/\alpha$ 的方法来减小顶点侧移是不经济的，而同时设置加强层的目的是要求在不增大外柱及核心筒尺寸的前提下增大结构的侧向刚度使得结构侧移满足要求。因此通过改变外框柱刚度来减小侧移是不可取的。

图 2.5(b)表示出了不同的 $1/\alpha$  值，顶点位移随着 $1/\beta$  的变化曲线。可以看出，随着伸臂刚度的增加，顶点侧移越来越小，但最大减小幅度仅 12.4%。同时曲线在 1.97 至 15.75(表中的取值点)范围内，顶点侧移随 $1/\beta$  的增大不再显著减小，超过 15.75 基本成了水平线。因此，从减小结构顶点侧移方面看，建议设置加强层时，要将伸臂刚度控制在伸臂与核心筒线刚度比为 2~10 左右时最合适。但由于计算所取构件数有限，因此该结论有一定的局限性，可作进一步研究。

2.3.2 仅  $\beta$  变化对加强层设置的影响

着重考虑当外框架柱刚度特征系数 $1/\alpha$  一定时，伸臂刚度  $\beta$  的变化对伸臂的合理设置位置及约束弯矩的影响。

模型参数：框架柱截面均为 $1200mm \times 1200mm$ ，混凝土核心筒壁厚 450mm，加强层伸臂采用实腹大梁，其它参数同前，平面布置图见图 2.4。

计算可得：
$$\alpha = \frac{E_w I_w}{E_c A_c (d^2/2)} = 0.211, \quad 1/\alpha = 4.73。$$

现采用以下 5 种伸臂设置方案进行分析，见表 2.2。

表 2.2 简化模型不同伸臂设置方案

Table 2.2 Different settings programs of the simplified models				
方案号	伸臂尺寸	伸臂数量	$1/\alpha$	$1/\beta$
1	450mm×3500mm	四道	4.73	0.69
2	450mm×4500mm	四道	4.73	1.48
3	450mm×5500mm	四道	4.73	2.70
4	450mm×7000mm	四道	4.73	5.56
5	450mm×9000mm	四道	4.73	11.82

根据前面推导的公式计算得到，结构顶点侧移最小时的各种伸臂设置方案的  $x_1$ 、 $x_2$ ，即加强层的合理位置设置，同时得到该位置的  $M_1$ 、 $M_2$ ，计算结果见表 2.3。令上部伸臂和下部伸臂到结构底部的距离分别为  $h_1$ 、 $h_2$ ，则  $h_1 = H - x_1$ ， $h_2 = H - x_2$ 。



表 2.3 顶点侧移最小时的伸臂合理位置及约束弯矩

Table 2.3 The optimal position and constaining moment with the minmum vertex displacement

方案号	$x_1$ (m)	$x_2$ (m)	$h_1/H$	$h_2/H$	$\delta$ (mm)	$M_1$ ( $\times 10^6 KN \cdot m$ )	$M_2$ ( $\times 10^6 KN \cdot m$ )
1	36.58	92.40	0.81	0.52	472.59	0.189	1.010
2	46.20	109.72	0.76	0.43	468.45	0.203	1.212
3	63.53	136.68	0.67	0.29	464.19	0.249	1.683
4	55.83	150.15	0.71	0.22	460.90	0.259	2.177
5	19.25	165.56	0.90	0.14	460.50	0.259	3.219

从表 2.3 可以看出,在倒三角荷载下,随着伸臂刚度的增加,结构顶点侧移 $\delta$ 逐渐减小,上部伸臂的设置位置先是从结构的 0.81H 处移动到 0.67H 处,而后当伸臂刚度继续增加时,又转向结构顶部移动,在方案 5 时到达 0.9H;而下部伸臂的设置位置一直逐渐向结构下部移动。约束弯矩 $M_1$ 和 $M_2$ 随着伸臂刚度的增加逐渐增大,且下部伸臂弯矩 $M_2$ 大于与之对应的上部伸臂弯矩 $M_1$ 。从变化幅度看,方案 1 到方案 4 变化较缓,而方案 5 较之方案 4 产生突变,其 $x_1$ 减小达 65.52%,但 $\delta$ 减小幅度仅为 0.87%, $M_1$ 没有变化, $M_2$ 的增大幅度也仅为 1.92%,说明当 $1/\beta$ 为 11.82 时伸臂的设置并未提高上下部伸臂处的约束弯矩和有效的减少顶点侧移。因此,方案 2 到方案 4 的设置比较合理,这与前面结论给出的 $1/\beta$ 在 2~10 左右大致吻合。

## 2.4 本章小结

1)本章首先根据框架-核心筒-伸臂结构的工作机理及协调分析方法,建立了不考虑楼层梁影响的平面简化计算模型。

2)并以减小侧移为控制目标,分析了伸臂刚度和外框架柱刚度变化的影响,定义了参数外框架柱刚度特征系数 $\alpha$ 和伸臂刚度特征系数 $\beta$ 。并在一些基本假定条件下,推导了倒三角荷载作用下在框架-核心筒结构上伸臂加强层合理设置位置的函数关系式。

3)以一个 55 层带两个加强层高层建筑为例,以伸臂约束弯矩最大及顶点位移最小为控制目标,首先探讨了 $\alpha$ 、 $\beta$ 综合作用结构顶点侧移的变化规律,然后分析了当 $\alpha$ 一定时,仅 $\beta$ 变化对顶点侧移以及伸臂约束弯矩变化的影响,得出结论为:当伸臂刚度与核心筒线刚度比 $1/\beta$ 在 2~10 左右,加强层设置对结构顶点侧移的影响最为明显。

3 结构空间计算模型的建立及伸臂位置分析

3.1 引言

对于不考虑楼层梁的框架-核心筒高层建筑，采用协调分析方法分析二维平面伸臂计算模型可以初步得到伸臂加强层的合理位置，但简化模型并未考虑楼层梁的影响。研究表明<sup>[36]</sup>，忽略楼盖刚度可以使顶点侧移增大约 10%~30%，因此楼层梁对增加外柱与核心筒的共同工作以及加强层的合理位置的影响不可忽略。虽然由平面计算模型可以得到伸臂刚度对加强层设置的影响等，但因其过多的简化假定使得与实际相差较大，因此有必要采用有限元法<sup>[37][35]</sup>探讨框架-核心筒-伸臂结构中加强层合理设置位置及其空间受力性能的影响。

3.2 空间有限元模型的建立

3.2.1 模型概况

某高层框架-核心筒结构，标准层层高 3.6 m，总层数 40 层，总高  $H=144m$ ，迎风面宽度  $B=23.4m$ ，厚度  $D=23.4m$ 。该地区为 6 度(0.05g)抗震设防，Ⅳ类场地，A 级高度建筑，设计地震分组为第一组，场地特征周期 0.65s。地面粗糙度为 B 类，50 年重现期基本风压  $0.6KN/m^2$ 。Y 向结构高宽比为 6，核心筒高宽比大于 12。体系属于高柔性建筑物，结构抗侧刚度不足，通过设置加强层来增强结构的整体抗侧刚度。

根据《高规》规定：以梁(箱形梁)作为水平外伸构件时，一般宜满层设置，利用加强层上下层楼板作为有效翼缘，以有效提高其抗弯刚度。结构平面布置如图 3.1 所示，加强层平面图是将标准层平面图中的框架梁 KL1 换为水平伸臂，本文伸臂采用实体梁，并满层布置，无开洞，详见图 3.2。

表 3.1 模型主要参数(mm)

Table 3.1 Main parameters of model (mm)

构件名称	框架柱	框架梁	次梁	水平伸臂	筒体墙厚	楼屋
	Z1	KL1、KL2	CL		JLQ1、JLQ2	面板
截面尺寸	1000×1000	400×650	300×500	450×3600	450	120
混凝土等级	C60	C60	C60	C60	C60	C30

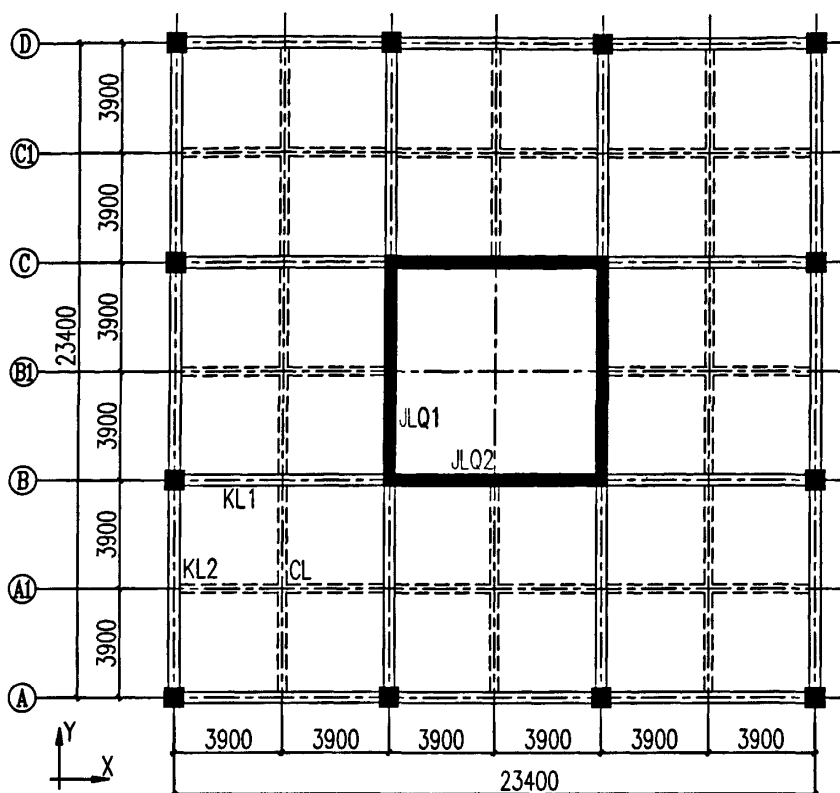


图 3.1 平面布置示意图

Fig.3.1 The structural plan layout

### 3.2.2 模型计算参数的选定

#### ① 钢筋混凝土材料的处理

钢筋混凝土是由钢筋和混凝土两种物理、力学性能完全不同的材料组成，严格说来，在建模时应将其分别考虑、分别模拟。但这样一来，将使模型的建立更加复杂，且将增加大量的位移自由度数，不利于模型的求解和分析。因此，本文统一考虑。

#### 1) 弹性模量

$$\text{合力:} \quad N_{cs} = N_c + N_s \quad (3.1)$$

$$A_{cs}\sigma_{cs} = A_s\sigma_s + A_c\sigma_c \quad (3.2)$$

$$\text{考虑纵向变形协调:} \quad E_{cs}A_{cs} = E_sA_s + E_cA_c \quad (3.3)$$

$$\text{整理上式得:} \quad E_{cs} = \frac{E_sA_s + E_cA_c}{A_s + A_c} \quad (3.4)$$

$$\text{由} \quad A_c + A_s \approx A_c \quad (3.5)$$

$$\text{所以} \quad E_{cs} = \frac{E_s A_s + E_c A_c}{A_c} = E_c + \frac{A_s}{A_c} E_s = E_c + \mu E_s \quad (3.6)$$

2) 容重

$$\rho_{cs} A_{cs} = \rho_s A_s + \rho_c A_c \quad (3.7)$$

$$\text{同理可得:} \quad \rho_{cs} = \rho_c + \mu \rho_s \quad (3.8)$$

式中:  $E_{cs}$ 、 $A_{cs}$ 、 $\rho_{cs}$ —分别为钢筋混凝土的等效弹性模量、等效面积、等效容重;

$E_c$ 、 $A_c$ 、 $\rho_c$ —分别为混凝土的弹性模量、面积、容重;

$E_s$ 、 $A_s$ 、 $\rho_s$ —分别为钢筋的弹性模量、面积、容重;

$\mu$ —构件配筋率。

由于不同的结构构件有不同的配筋率, 因此各构件应有不同的等效容重和不同的等效弹性模量。在本文中, 为计算方便以及考虑结构抹灰自重的影响, 钢筋混凝土的容重统一取  $27 \text{ kN/m}^3$ , 钢筋混凝土的弹性模量按混凝土的弹性模量取值: C60 为  $3.60 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$ , C30 为  $3.00 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$ , 混凝土泊松比取 0.2。

## ②6 荷载

1) 水平荷载: 倒三角荷载(顶层最大值为  $46.946 \text{ kN/m}$ );

2) 竖向荷载: 框架梁及伸臂上作用线荷载  $10 \text{ kN/m}$ , 次梁上作用荷载  $8 \text{ kN/m}$ , 板上荷载为  $5 \text{ kN/m}^2$ 。

根据第 2 章的分析, 将模型的具体的刚度及尺寸代入计算参数  $\alpha$  和  $\beta$  的计算公式, 可以得到本模型结果的参数具体数值, 即:

$$\alpha = \frac{E_w I_w}{E_c A_c (d^2/2)} = 0.195, \quad \beta = \frac{E_w I_w d}{E_b I_b H} = 0.153, \quad 1/\beta = 6.534, \quad \text{符合第二章的结论。}$$

### 3.2.3 模型有限元分析单元选用

本文采用有限元软件 ANSYS 进行建模分析。大型通用有限元软件 ANSYS 具有强大的建模、求解、非线性分析、网格划分等能力, 可以完成大型结构的静力分析、特征屈曲分析、模态分析、谐响应分析、瞬态动力分析、谱分析、显式动力分析等, 相对于专业软件而言, 假设少, 适于科研, 为大型复杂结构的全面分析提供了高效、可靠的计算平台。ANSYS 大多数单元为结构单元, 可根据分析目的对梁、柱、剪力墙和楼板选择不同的单元类型。

### 1) 梁和柱

梁和柱选用 BEAM 188 梁单元、它是基于 Timoshenko 梁理论的两节点空间梁单元, 每个节点有六个或七个自由度(考虑翘曲)。适用于线性、大转动和大应变非线性的分析。模拟梁、柱时, 按每节点六个自由度考虑, 不考虑翘曲的影响。

### 2) 剪力墙和楼板

剪力墙和楼板选用 SHELL181 单元。在介绍该单元前, 简要介绍一下目前空间结构有限元分析时, 常用的几种剪力墙计算模型如下:

第一种模型为薄壁杆件模型。这种模型以古典薄壁杆件理论作为分析依据。适用各种平面布置、未知量少、对规则结构精度足够的优点。但由于古典薄壁杆件理论不考虑剪切变形的影响、不能反映剪力滞后现象、高估剪力墙刚度。不适用分析体形复杂的结构。

第二种为板-梁墙元模型。该模型为美国 E.L.Wilson 等人所提出。它用空间膜元、边柱元以及层间处的刚性梁模拟层高范围的一片剪力墙。这种模型比一般有限元模型未知量明显减少, 但比薄壁杆件模型未知量仍较多。位移的协调性也处于两种模型之间。缺点在于将剪力墙洞口间部分模型化为一个梁单元, 削弱了剪力墙原型的变形协调关系, 导致分析结果偏柔。高层结构分析软件 ETABS 就采用此模型。

第三种模型为一般有限元模型。这种模型把剪力墙细分为空间平面元或壳元。从理论上说, 它是最好的模型。因为壳元同实际剪力墙一样, 既有平面内刚度, 又有平面外刚度, 能够较为真实的模拟剪力墙。它有适用各种结构布置、分析精度高的优点。它的不足在于未知量太多、数据复杂、前处理不易、需用高性能计算机。

Shell181 单元是四节点的壳单元。每个节点有六个自由度, 可以方便地与空间梁单元连接, 而不用考虑自由度不一致, 需耦合的问题。研究者可以根据分析的需要, 选择是否同时考虑面内和面外刚度, 或仅考虑二者之一, 还考虑剪切变形及大变形非线性问题等, 可以很方便地进行板、壳、膜结构的分析<sup>[38][39]</sup>。

### 3.2.4 简化假定及边界条件处理

为了计算方便性, 模型进行以下简化假定及边界条件处理:

- 1) 剪力墙未开洞;
- 2) 忽略了隔墙增强结构刚度的影响;
- 3) 出于控制模型大小的需要, 忽略了筒体内隔墙、围护墙的作用;
- 4) 除加强层上下楼面按弹性楼板考虑外, 其余楼屋面板采用刚性楼板假定;
- 5) 底部柱、剪力墙均视为与地面固接, 整个结构就其受力模型而言, 是一嵌固于基础上的受侧向风载作用的悬臂梁。

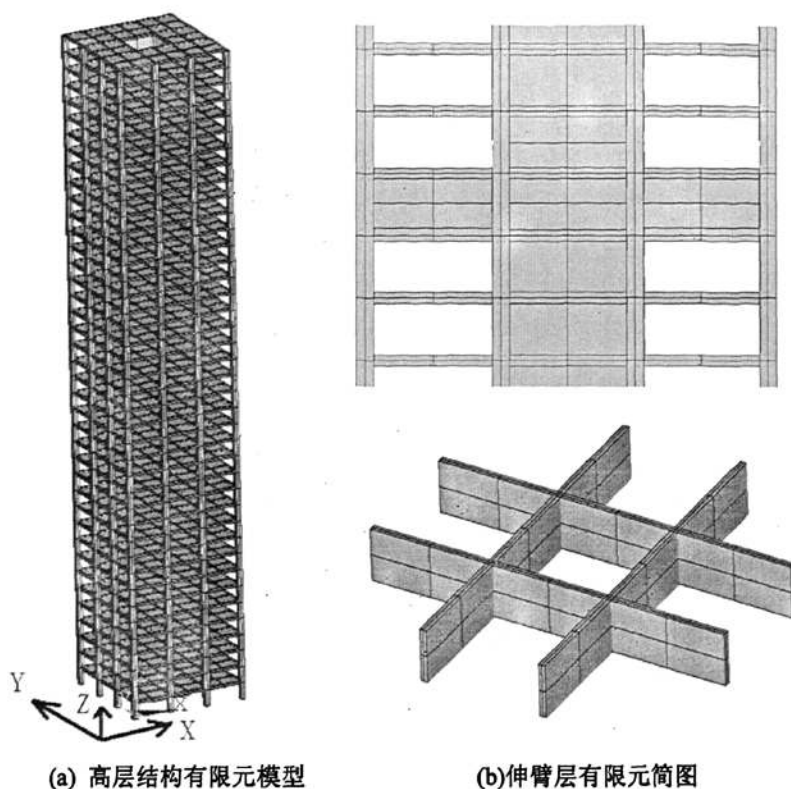


图 3.2 有限元模型简图

Fig.3.2 Diagram of the finite element model

### 3.3 伸臂位置对合理设置的影响

#### 3.3.1 带加强层高层建筑结构设计规定

带加强层高层建筑结构为结构刚度沿竖向有突变的结构,《高规》中对带加强层的高层建筑设计提出了以下设计原则,即:

- 1) 为能够较有效地发挥加强层的抗侧力作用,适应建筑消防设备层布置的需要,加强层的位置宜为:布置 1 个加强层时,合理位置在  $0.6H$  附近;布置 2 个加强层时,合理位置在顶层和  $0.5H$  附近;布置多个加强层时,加强层宜沿竖向从顶层向下均匀布置。框架-核心筒结构两个主轴方向都应设置刚度较大的水平外伸构件;
- 2) 为充分发挥加强层水平外伸构件的作用,传力直接可靠,有利于核心筒结构可靠工作,其平面布置宜位于核心筒的转角、T 字节点处;
- 3) 为减少和避免水平荷载作用下加强层及相邻楼层周边框架柱和核心筒处剪力集中、剪力突变、弯矩增大,加强层水平外伸构件宜优先选用斜腹

杆桁架、空腹桁架，当选用实体梁时，宜在腹板中部开孔，布置通道；

- 4) 带加强层高层建筑结构应按实际结构构成采用空间协同的方法分析计算。尤其应注意对重力荷载作用进行符合实际情况的施工模拟计算。在结构内力和位移计算中，加强层楼层宜考虑楼板平面内变形影响；
- 5) 加强层处沿外围框架布置周边环带对减少结构位移的效果较差，布置水平伸臂构件效果较好，加强层内设置水平伸臂构件再加周边环带，对减小结构位移的作用不明显，但是可以减少水平构件的内力以及楼板翘曲的影响。

### 3.3.2 单个加强层设置位置分析

首先分析单个加强层设置位置。假定结构上作用沿正 Y 向的倒三角荷载，顶层最大值为 150kN/m，考察加强层的相对高度对结构的 Y 方向的顶点侧移的影响。沿建筑物高度分别选取了 10 个加强层高度，其中设置高度为 0 表示无加强层。计算结果见表 3.2 和图 3.3。

从表 3.2 和图 3.3 可以看出，通过对在不同位置设置单个加强层的有限元模型的顶点侧移的计算，在倒三角荷载作用下，随着加强层设置高度的增加，顶点侧移是先减小后增大，在 0.6H 附近结构的顶点侧移减小效果达到最好。

表 3.2 单个加强层设置位置对顶点侧移的影响

Table 3.2 Influence of single outrigger setting on vertex displacement

方案号	设置高度 h	相对高度(h/H)	顶点侧移(m)
1	0	0	0.55875
2	14.4	0.1H	0.52795
3	28.8	0.2H	0.51293
4	43.2	0.3H	0.50116
5	57.6	0.4H	0.49524
6	72.0	0.5H	0.49336
7	86.4	0.6H	0.49522
8	100.8	0.7H	0.49985
9	115.2	0.8H	0.50621
10	129.6	0.9H	0.51315
11	144.0	1	0.52212

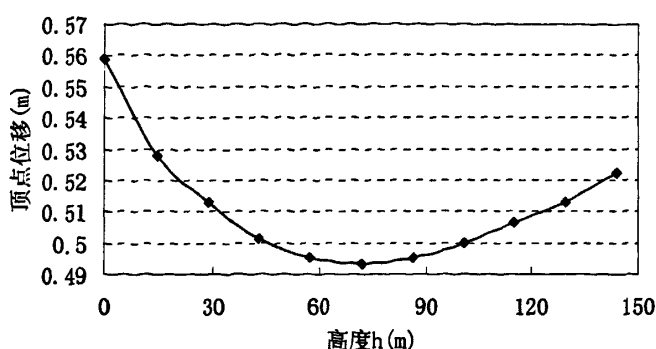


图 3.3 单个加强层设置位置对顶点侧移的影响

Fig.3.3 Influence of single outrigger setting on vertex displacement

### 3.3.3 两个加强层设置位置分析

对两个加强层结构设置位置进行分析时,对高层建筑结构的顶点侧移的影响通过以下四种方案的比较。并结合前文平面简化模型原理和本章有限元模型参数,计算了两个加强层结构的平面简化模型的顶点侧移值,如表 3.3 所示。

表 3.3 两个加强层设置位置对顶点侧移的影响

Table 3.3 Influence of two outriggers setting on vertex displacement

方案号	加强层设置位置	有限元模型	平面简化模型	侧移减少
		顶点侧移(m)	顶点侧移(m)	百分率(%)
1	无加强层	0.5588	0.9735	42.6
2	(1/3)H 和 (2/3)H 处设置	0.4651	0.4907	5.21
3	1/4H 和 3/4H 处设置	0.4747	0.5104	6.99
4	1/2H 和 顶层处设置	0.4803	0.7504	36.0

根据表 3.3,上述四种不同的两个加强层结构布置方案的有限元计算结果表明,在(1/3)H 和(2/3)H 处设置两个加强层对于减小顶点侧移的减小幅度最大,达到 16.8%,效果最好。而按照《高规》规定的在(1/2)H 和顶层处设置两个加强层并不是最好的设置位置。但是规范规定的,当布置多个加强层时,加强层宜沿竖向均匀布置是合理的,如表 3.3 计算结果所示,(1/4)H 和(3/4)H 处设置就不如(1/3)H 和(2/3)H 处设置的效果好。

同时,从表 3.3 还可以看出,不考虑楼盖刚度影响的平面简化模型的顶点侧移值远大于空间有限元计算结果,无加强层时达 42.6%,按规范设置加强层后的变



化率也高达 36%；但在结构中部沿高度均匀设置加强层后，两种方法计算结果差距较小。说明沿结构高度均匀设置加强层不仅可以显著减少结构的侧移，而且可以弱化楼盖刚度对结构顶点侧移的影响，但不宜设置在顶层。

### 3.3.4 多个加强层设置位置分析

根据单个加强层及两个加强层结构设置位置的分析，可以认为多个加强层沿高度均匀设置是合理的，但不应当包括顶层，建议加强层的位置可按图 3.4 布置。

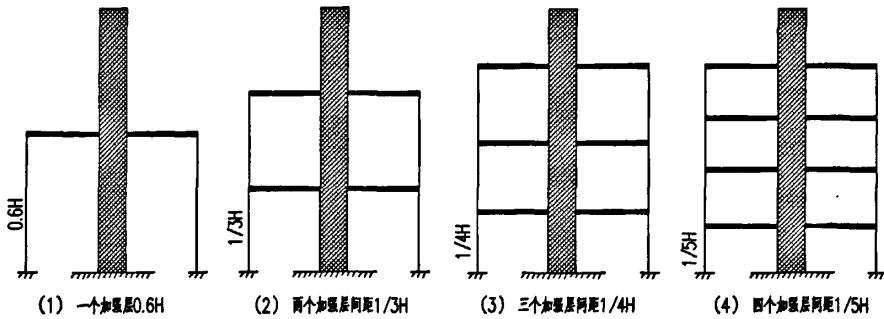


图 3.4 加强层设置位置示意图

Fig.3.4 The setting location diagrams of strengthened layers

## 3.4 本章小结

根据工程概况及计算参数的等效处理，采用有限元软件 ANSYS 建立了框架-核心筒-伸臂结构空间有限元模型；以减小顶点侧移为目标，重点分析了在倒三角荷载作用下加强层设置数量及位置对结构的影响，得到以下结论：

1) 设置单个加强层时，在结构  $0.6H$  高度处设置加强层对于减小顶点侧移的效果最好；两个加强层时，在结构  $(1/3)H$  和  $(2/3)H$  附近处设置；

2) 设置多个加强层时，宜沿高度均匀布置，且不应设置在顶层，通过与《高规》规定的分析比较，证明本文设置位置更加合理；

3) 对比两个加强层设置时的有限元计算结果和平面简化模型计算结果，可以看出沿结构高度均匀设置加强层不仅可以显著减少结构的侧移，而且可以弱化楼盖刚度对结构顶点侧移的影响。

## 4 结构动力特性及其顺风向等效风荷载分析

### 4.1 引言

由于框架-核心筒-伸臂结构多为高层建筑结构，柔度大，对风荷载的静力和动力作用都十分敏感，风荷载是其主要的结构设计的控制性荷载，因此有必要对结构进行抗风分析。本章将着重进行结构的顺风向等效风荷载分析，即采用静力荷载来等代作用于建筑结构上的脉动风荷载，使其产生的结构响应与实际风荷载作用下产生响应的最大值相一致，从而将复杂的动力分析转化为静力分析。

### 4.2 结构动力特性分析

结构的动力特性分析是结构动力分析的重要环节。对于一个质量和刚度不变的结构体系，其自振频率和振型是确定的，其动力特性直接影响到结构在受迫振动时的反应。

#### 4.2.1 结构计算方案确定

根据前文理论推导结果，按不同加强层数量  $n=0, 1, 2, 3, 4$ ，确定 5 种内力分析方案，方案编号如表 4.1。

表 4.1 带加强层结构内力计算方案

Table 3.4 Internal force calculation programs of outrigger-braced structure

方案号	加强层数量	设置位置	伸臂数量
1	0	0	0
2	1	24 层	4
3	2	14 和 27 层	4
4	3	10、20 和 30 层	4
5	4	8、16、24 和 32 层	4

#### 4.2.2 整体动力平衡方程

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (4.1)$$

其中： $[M]$  为结构质量矩阵； $[C]$  为结构阻尼矩阵； $[K]$  为结构刚度矩阵；

$\{F(t)\}$  为随时间变化的载荷函数，模态分析时设定为零；

$\{u\}$  为节点位移矢量； $\{\dot{u}\}$  为节点速度矢量； $\{\ddot{u}\}$  为节点加速度矢量。

对于模态分析：

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (4.2)$$

对于动力学分析中的质量矩阵[M]，有两种类型的[M]：一致质量矩阵和集中质量矩阵。一致质量矩阵是通过单元形函数计算出来。某些单元有一种称为简化质量矩阵的特殊形式的质量矩阵，其中对应于转动自由度的各元素均被置零。集中质量矩阵是指将结构质量等效集中被在单元各节点上所形成的，非对角线元素均为零。对大多数分析来说，均为一致质量矩阵；若结构在一个方向的尺寸与另两个方向相比很小时，可采用简化质量矩阵或集中质量矩阵，如细长梁或薄壳<sup>[40]</sup>。

#### 4.2.3 模型模态分析

在 ANSYS 中选用子空间迭代法<sup>[41]</sup>进行模态分析，不考虑阻尼影响，通过对式(4.2)求特征值和特征向量的方法，可以得到上述 5 种加强层设置方案的模型的频率和振型。这里列出其前 20 阶振型，见表 4.2。

子空间迭代法是瑞利—李兹法和逆代法的联合，又称联合逆代法。它是目前求解大型稀疏带状矩阵特征值问题的有效方法之一。该方法采用完整的[K]和[M]矩阵，适用于无法选择主自由度时的情况，特别是对大型对称矩阵特征值求解。

根据高层建筑自振周期经验公式，当  $n=40$  时，钢筋混凝土结构  $T_1 = (0.05 \sim 0.10)n = 2.0 \sim 4.0$ ，本文计算周期在此范围内。

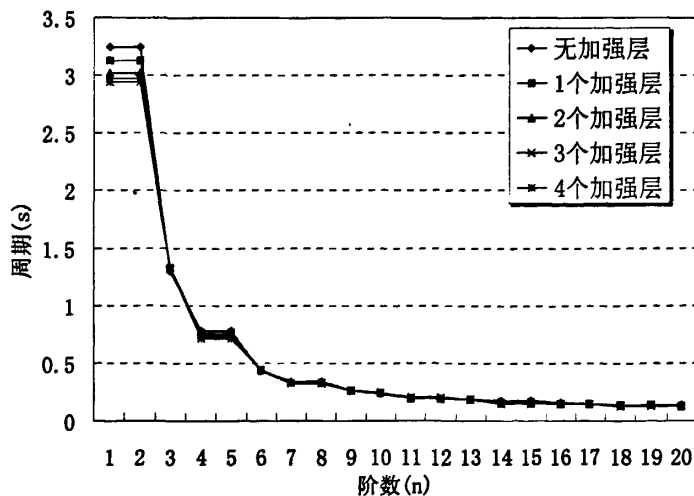


图 4.1 各阶振型周期变化图

Fig.4.1 Comparison diagram of the structure vibration modes periods

从表 4.2 和图 4.1 可以看出，5 种方案对应的前几阶周期变化幅度均较大，而高阶振型的周期相差较小，变化较缓，随着振型阶数的提高，他们之间减小幅度

也越来越小。从计算结果看, 由于结构刚度的提高, 加强层对结构自振周期减小的影响是明显地, 但主要针对沿水平方向的 1 阶振型和 2 阶振型, 对高阶振型影响较小。如表 4.2 所示, 随着加强层设置数量的增加, 结构的前两阶自振周期不断减小, 而 3 阶扭转振型的周期有缓慢变大的趋势, 但变化幅度均不大。

从加强层设置数量对结构自振周期减小程度看, 设置 1~2 个较为明显, 当设置加强层大于两个时, 自振周期减小就不明显了。以 Y 向一阶平动周期为例, 方案 2 相比方案 1 周期减少了约 3.73%, 而方案 3 相比方案 2 下降了 3.23%, 而设置三个和四个加强层时的结构自振周期的减小幅度仅为 1.57% 和 1.01%。从表 4.2 中还可可见, 设置水平加强层对结构纵向和扭转振型的自振周期没有什么影响。

表 4.2 结构前 20 阶自振周期比较

Table 4.2 Natural periods of the structures

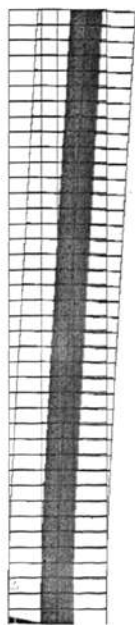
振型阶数	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5
1	3.245699	3.124707	3.023889	2.976368	2.94655
2	3.245699	3.124707	3.023889	2.976368	2.94655
3	1.302796	1.326295	1.327915	1.330725	1.334009
4	0.777424	0.777122	0.752729	0.731261	0.717875
5	0.777424	0.777122	0.752729	0.731261	0.717875
6	0.434179	0.439483	0.442497	0.443557	0.444642
7	0.336848	0.336123	0.341775	0.330699	0.324475
8	0.336848	0.336123	0.341775	0.330699	0.324475
9	0.260301	0.266042	0.265154	0.266049	0.266638
10	0.236630	0.241208	0.241885	0.242872	0.244063
11	0.198122	0.193960	0.191113	0.202947	0.197722
12	0.198122	0.193960	0.191113	0.202947	0.197722
13	0.185763	0.187793	0.189419	0.190480	0.190542
14	0.172426	0.165793	0.159811	0.154171	0.149658
15	0.172426	0.165793	0.159811	0.154171	0.149658
16	0.155473	0.149227	0.147063	0.146813	0.148892
17	0.144300	0.147156	0.146929	0.144498	0.142339
18	0.140284	0.135466	0.134353	0.128959	0.138192
19	0.136949	0.135466	0.134353	0.128959	0.138192
20	0.132514	0.130606	0.127397	0.124637	0.122748

比较 5 种方案的前 20 个振型, 各方案的振型曲线、振型特性符合相似的变化规律, 为了叙述方便, 本文取带一个加强层的框架-核心筒结构来分析其振型特征, 图 4.2 只给出了无加强层结构的前 9 阶模态振型图, 其它 4 种方案省略。

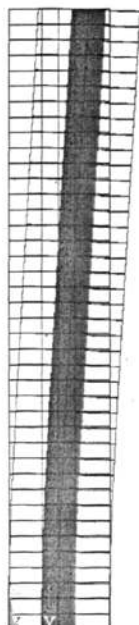
表 3.6 结构振型特征

Table 3.6 Illustration of structure vibration modes

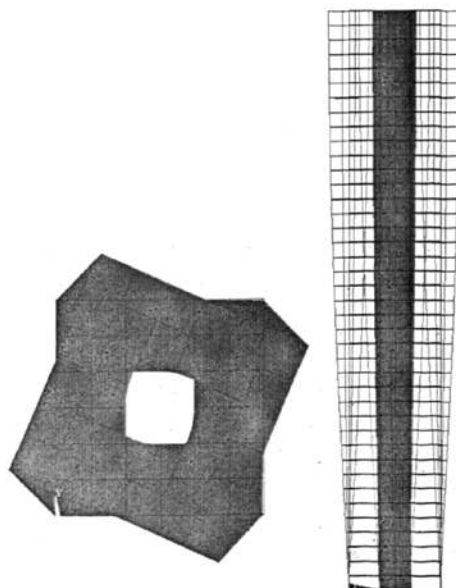
振型阶数	振型特征	振型阶数	振型特征
1	沿 X 方向一阶平动	11	沿 X 方向三阶平动并竖向局部振型
2	沿 Y 方向一阶平动	12	沿 Y 方向三阶平动并竖向局部振动
3	绕 Z 轴扭转	13	绕 Z 轴三阶扭转并竖向局部振型
4	沿 X 方向和 Y 方向二阶平动	14	竖向局部振型
5	沿 X 方向和 Y 方向二阶平动	15	竖向局部振型
6	绕 Z 方向二阶扭转	16	竖向局部振型
7	沿 Y 方向三阶平动	17	竖向局部振型
8	沿 X 方向三阶平动	18	竖向局部振型
9	绕 Z 轴三阶扭转	19	竖向局部振型
10	沿 Z 方向平动	20	竖向局部振动



(a) 第 1 振型



(b) 第 2 振型



(c) 第 3 振型

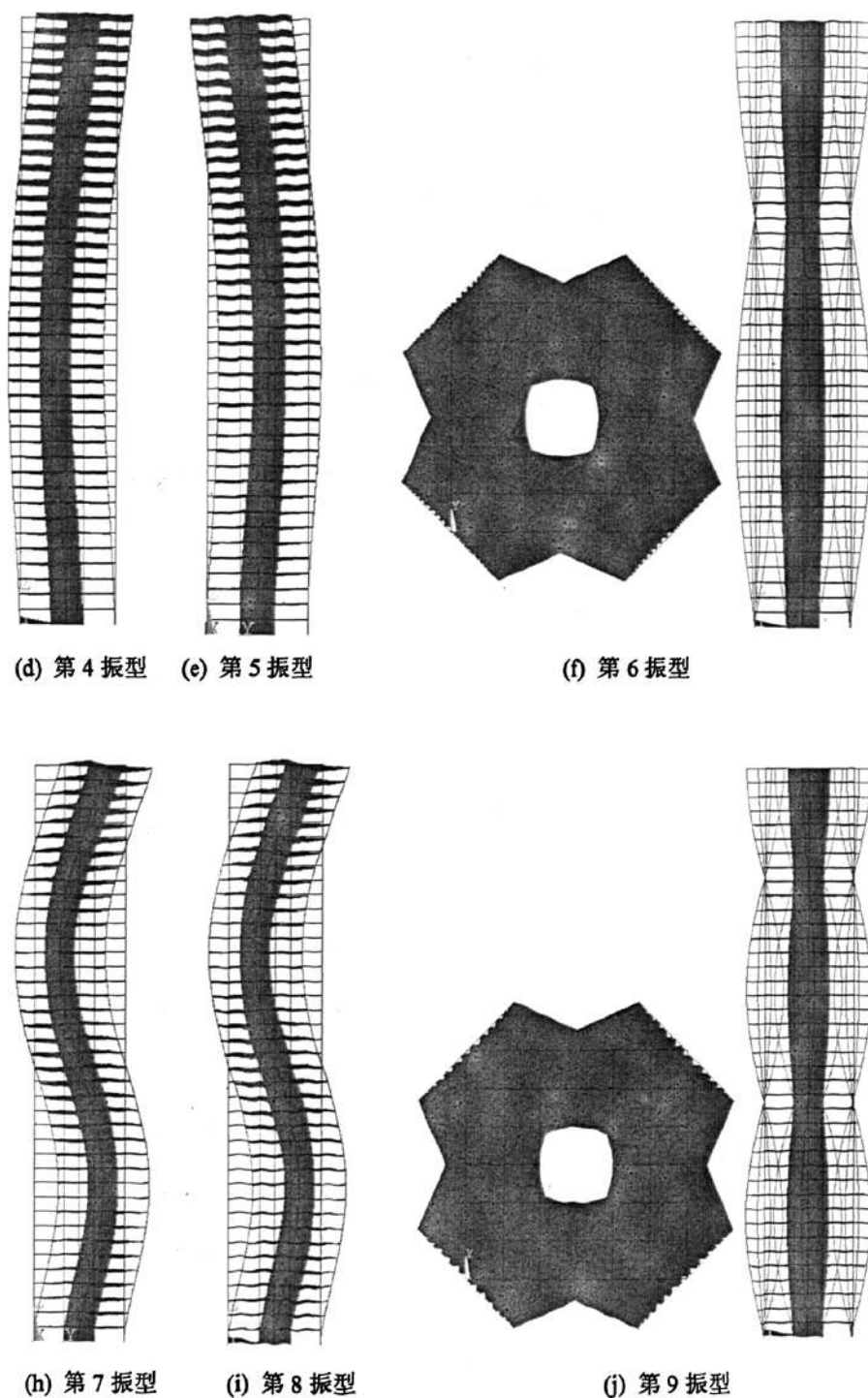


图 4.2 结构前 9 阶振型图

Fig4.2 The diagrams of the 1st to 9th structure vibration modes

## 4.3 风的概述

### 4.3.1 平均风与脉动风

风是空气相对于地球表面的流动，主要是由太阳辐射热对地球大气的不均匀加温而引起的。在靠近地表的某一高度范围内，由于地表摩擦力的影响，风速的平均值将随高度的降低而减小。至地表附近某高度风速为零；高度达到 300~600 米时，摩擦力的影响将消失，风速趋于常数，这一高度称为梯度风高度，该高度以下即为大气边界层。在大气边界层内，当风受到结构物阻碍时，它的部分动能将转化为作用在结构物上的外力，这种外力即所谓的风荷载。大量的风速实测记录表明：在风速时程曲线中包含两种成分即周期在 10min 以上的长周期成份和周期仅有几秒钟的短周期成份，因此在研究中常把自然风区分为长周期的平均风和短周期的脉动风，用平均风速的变化规律(用平均风剖面描述)、脉动风的变化规律(用湍流度、风速谱和湍流尺度来描述)等来描述<sup>[43][44]</sup>。

### 4.3.2 风速风压关系

低速运动的空气可作为不可压缩的流体看待。对于不可压缩理想流体质点作稳定运动的伯努利方程，当它在同一水平线上运动时的能量表达式为：

$$\omega_a V + \frac{1}{2} m v^2 = C \quad (4.3)$$

式中  $\omega_a V$  为静压能， $\frac{1}{2} m v^2$  为动能， $C$  为常数，其中  $\omega_a$  为单位面积上的静压力 ( $KN/m^2$ )， $V$  为空气质点的体积 ( $m^3$ )， $v$  为风速  $m/s$ ， $m$  为流体质点的质量 ( $t$ )。将上式两边除以  $V$ ，因为  $m = \rho V$ ， $\rho$  为空气质点密度 ( $t/m^3$ )，则有伯努利方程：

$$\omega_a + \frac{1}{2} \rho v^2 = C_1 \quad (4.4)$$

由上式可知，自由气流的风速提供的单位面积上的风压力为：

$$\omega = \frac{1}{2} \rho v^2 = \frac{1}{2} \times \frac{\gamma}{g} v^2 \quad (4.5)$$

上式即为普遍应用的风速风压关系公式。 $\gamma$  为单位体积空气的重力 ( $KN/m^3$ )。

### 4.3.3 风压高度变化系数

平均风的空间特性主要表现为不同地貌下风速的平均值随高度的变化规律，描述平均风速随高度变化的规律的曲线称为风速剖面。常用的风速剖面模型主要有二种，即指数律经验模型、对数律理论模型<sup>[40]</sup>。我国规范采用指数律经验模型。

1) 指数律：根据实测结果的分析，Davenport 等提出，平均风速随高度变化的规律可用指数函数来描述，即：

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_s \left[ \frac{z}{z_s} \right]^\alpha \quad (4.6)$$

式中:  $\bar{V}(z)$ 、 $z$  分别为任一点的平均风速和高度;  $\bar{V}_s$ 、 $z_s$  分别为标准高度处的平均风速和高度(一般为 10 米, 即  $\bar{V}_s = \bar{V}_{10}$ );  $\alpha$  为地面粗糙度系数, 随不同地形而变化。

3) 对数律:

$$\bar{V}(z) = \bar{V} \frac{\ln(z/z_0)}{\ln(z_s/z_0)} \quad (4.7)$$

式中:  $z_0$  为地面粗糙长度, 其余参数意义同上。

我国规范将地貌分为四类, 与美国等国家分类一致。四类地貌中 B 类即为标准地貌。四类地貌的区分如表 4.4 所示:

表 4.4 不同资料不同地貌的  $\alpha$ 、 $Z_0$  及  $H_r$  值

Table 4.4 Different values of  $\alpha$ 、 $Z_0$  and  $H_r$  in different landscapes and datas

地貌	海面	空旷平坦地面	城市	大城市中心
梯度风高度 $H_r$ (m)	200~325	250~375	300~425	350~500
幂指数 $\alpha$	0.1~0.13	0.13~0.18	0.18~0.28	0.28~0.44
地面粗糙度 $z_0$ (m)	0.001~0.01	0.01~0.1	0.1~0.5	0.5~2.0

设标准地貌的基本风速、梯度风高度、标准高度及地面粗糙度系数为  $v_0$ 、 $H_{r0}$ 、 $z_{s0}$  及  $\alpha$ , 则由于在一大气环境中各类地貌梯度风速均属相同, 由式(4.6)得到:

$$v_0 \left( \frac{H_{r0}}{z_s} \right)^{\alpha_0} = v_{0\alpha} \left( \frac{H_{r\alpha}}{z_{s\alpha}} \right)^\alpha \quad (4.8)$$

$$v_{0\alpha} = v_0 \left( \frac{H_{r0}}{z_s} \right)^{\alpha_0} \left( \frac{z_{s\alpha}}{H_{r\alpha}} \right)^\alpha \quad (4.9)$$

由式(4.9)得到任意地貌的基本风压  $w_{0\alpha}$  为:

$$\omega_{0\alpha} = \omega_0 \left( \frac{H_{r0}}{z_s} \right)^{2\alpha_0} \left( \frac{z_{s\alpha}}{H_{r\alpha}} \right)^{2\alpha} \quad (4.10)$$

再由式(4.9), 任一地貌(粗糙度指数为  $\alpha$ )任一高度  $z$  处的风速为:

$$v_z = v_{0\alpha} \left( \frac{z}{z_{s\alpha}} \right)^\alpha = v_0 \left( \frac{H_{r0}}{z_s} \right)^{\alpha_0} \left( \frac{z_{s\alpha}}{H_{r\alpha}} \right)^\alpha \left( \frac{z}{z_{s\alpha}} \right)^\alpha \quad (4.11)$$



再由式(4.11)得任一地貌任一高度的风压值为:

$$\omega_z = \omega_{0\alpha} \left( \frac{z}{z_{sa}} \right)^{2\alpha} = \omega_0 \left( \frac{H_{T0}}{z_s} \right)^{2\alpha_0} \left( \frac{z_{sa}}{H_{T\alpha}} \right)^{2\alpha} \left( \frac{z}{z_{sa}} \right)^{2\alpha} \quad (4.12)$$

由上式,任一地貌标准高度处风压值为:

$$\omega_{0,\alpha} = \omega_{0\alpha} \left( \frac{H_{T0}}{z_s} \right)^{2\alpha_0} \left( \frac{z_{sa}}{H_{T\alpha}} \right)^{2\alpha} \quad (4.13)$$

由上式可以看出,任一地貌任一高度处的风压值 $\omega_z$ 可看成基本风压 $\omega_0$ 乘以一系数,此系数即为风压高度变化系数。

此时式(4.13)可写成:

$$\omega_z = \mu_z \omega_0 \quad (4.14)$$

$$\mu_z = \left( \frac{H_{T0}}{z_s} \right)^{2\alpha_0} \left( \frac{z_{sa}}{H_{T\alpha}} \right)^{2\alpha} \left( \frac{z}{z_{sa}} \right)^{2\alpha} \quad (4.15)$$

根据我国荷载规范取值,上式取为:

$$\mu_z = \left( \frac{350}{10} \right)^{0.32} \left( \frac{10}{H_{T\alpha}} \right)^{2\alpha} \left( \frac{z}{10} \right)^{2\alpha} = 3.12 \left( \frac{10}{H_{T\alpha}} \right)^{2\alpha} \left( \frac{z}{10} \right)^{2\alpha} \quad (4.16)$$

#### 4.3.4 风荷载体型系数

结构物体型不同,结构表面上的实际风压亦不相同,且各处分布也不均匀。为了得到各种建筑物表面风压实际大小和分布,有几种方法可以来确定。通过试验是最基本的方法,这种研究有两种途径,一是在实际建筑物上测定表面压力分布,另一种将建筑物做成缩小比例的模型,在风洞试验室中进行试验。在实际建筑物上测定面压力分布一般认为是最可靠的,所得数据被认为是最有参考价值的,但是由于实物测量耗时耗资甚大,在实际中较少应用,因此按风洞试验来确定风压的实际大小和分布是目前最常用的。鉴于近地风具有显著的紊乱性和随机性,在风洞试验中模拟实际情况也可能有很大出入。

#### 4.3.5 脉动风特性

表征风的脉动分量的参数包括湍流强度、湍流积分尺度、脉动风速的功率谱与互谱等等。可用湍流强度对大气湍流进行简单描述,其定义为 $z$ 高度处脉动风速根方差 $\sigma_v(z)$ 与平均风速 $\bar{V}(z)$ 之比:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_v(z)}{\bar{V}(z)} \quad (4.17)$$

湍流强度是地面粗糙度类别和离地高度 $z$ 的函数,但它与风的长周期变化无关。 $\sigma_v(z)$ 一般随高度 $z$ 的增加相应减少,而平均风速则随高度 $z$ 的增加而增加,

故  $I_u(z)$  随高度的增加而降低。因此湍流强度越大, 说明气流的脉动风成分越多。

湍流积分尺度又称湍流长度尺度。通过某一点气流中的速度脉动, 可以认为是由平均风所输运的一些理想涡旋叠加而引起的, 若定义涡旋的波长就是涡旋大小的量度, 湍流积分尺度则是气流中湍流涡旋平均尺寸的量度。

大气湍流风产生的是随机、脉动的风荷载。在考虑结构的动力响应的风洞试验中, 反映脉动风的平均功率关于频率的分布的功率谱是风场的一个重要参数。通过大量强风记录的统计分析, Davenport 提出了顺风向脉动风速谱的经验公式:

$$\left. \begin{aligned} S_v(\omega) &= 4K\bar{V}_{10} \frac{X^2}{\omega(1+X^2)^{4/3}} \\ X &= \frac{600\omega}{\pi\bar{V}_{10}} \end{aligned} \right\} \quad (4.18)$$

式中:  $K$  是与地面粗糙度有关的系数, 取值见表 4.3;  $\omega$  是圆频率。

表 4.5 地面粗糙度系数  $K$

Table 4.5 Terrain rough factor  $K$

地面	河湾	开阔地	篱笆维护的广场	10 米高以下的矮树	城镇	大都市
$K$	0.003	0.005	0.008	0.015	0.03	0.05

Davenport 谱是谱值不随高度变化的风速谱。其中, Kaimal 认为湍流尺度随高度的增加而减小, 于 1972 年提出的顺风向脉动风速谱的经验公式:

$$\left. \begin{aligned} S_v(\omega) &= 200K\bar{V}_{10} \frac{X^2}{\omega(1+50X^2)^{4/3}} \\ X &= \frac{\omega z_i}{2\pi\bar{V}_i} \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

式中:  $\bar{V}_i$ 、 $z_i$  分别为结构上某一点  $i$  处的平均风速和高度;

当空间上一点  $l$  的脉动风速达到最大值时, 与  $l$  点距离为  $r$  的  $p$  点的脉动风速一般不会同时达到最大值, 在一定的范围内, 离开  $l$  点越远, 脉动风速同时达到最大值的可能性越小, 这种性质称为脉动风的空间相关性。

Davenport 在强风观测中发现, 空间两点处脉动风速的空间相关性随着两点间距离的增大而减小, 于是提出了反映空间相关性的相关函数:

$$R_x(n, x_1, x_2, z_1, z_2) = \exp \left[ -\frac{n}{\bar{U}} \sqrt{C_x^2(x_1 - x_2)^2 + C_z^2(z_1 - z_2)^2} \right] \quad (4.20)$$

式中:  $n, x_1, x_2, z_1, z_2$  分别表示空间两点的水平坐标和垂直坐标,  $\bar{U}$  为平均风速,  $n$

为频率， $C_x$  和  $C_z$  为指数衰减系数，Davenport 建议取  $C_x = 8$  和  $C_z = 7$ 。

我国荷载规范规定如下的空间相干函数：

$$R_{xx}(x_1, x_2, z_1, z_2) = \exp \left[ -\sqrt{\frac{(x_1 - x_2)^2}{L_x^2} + \frac{(z_1 - z_2)^2}{L_z^2}} \right] \quad (4.21)$$

则脉动风速的互谱密度可以表示为：

$$S_v(x_1, x_2, z_1, z_2; \omega) = R_{xx}(x_1, x_2, z_1, z_2) S_v(\omega) \quad (4.22)$$

日本学者 Shiotani 建议采用只与两点距离有关的简单表达式，其式为：

$$R_x(x_1, x_2) = \exp \left[ -\frac{|x_1 - x_2|}{L_x} \right] \quad (4.23)$$

$$R_z(z_1, z_2) = \exp \left[ -\frac{|z_1 - z_2|}{L_z} \right] \quad (4.24)$$

则脉动风速的互谱密度可以表示为：

$$\text{水平方向:} \quad S_v(x_1, x_2; \omega) = R_x(x_1, x_2) S_v(\omega) \quad (4.25)$$

$$\text{竖直方向:} \quad S_v(z_1, z_2; \omega) = R_z(z_1, z_2) S_v(\omega) \quad (4.26)$$

## 4.4 顺风向等效风荷载理论基础

### 4.4.1 顺风向风荷载计算

我国荷载规范(GB 50009-2001)规定，高层建筑设计时要同时考虑风荷载作用下结构的静力和动力效应，前者由静风压产生，可通过结构静力分析得到，而后者则由脉动风压产生，通常按随机振动理论计算。世界各国规范一般都推荐通过等效风荷载的方法来确定结构的动力风响应。本文只讨论与顺风向一致的脉动风作用。

顺风向的风速有两个部分组成， $t$  时刻的风速  $V(z, t)$  可写作：

$$V(z, t) = \bar{v}(z) + v(z, t) \quad (4.27)$$

式中： $\bar{v}(z)$ 、 $v(z, t)$  分别为  $z$  高度处的平均风速和脉动风速(m/s)。

将上式代入伯努利方程得  $t$  时刻  $z$  高度处的风压为：

$$W(z, t) = \frac{1}{2} \rho v^2(z, t) = \frac{1}{2} \rho \bar{v}^2(z) + \frac{1}{2} \rho \left[ 2\bar{v}(z)v(z, t) + v^2(z, t) \right] = \bar{\omega}(z) + \omega_d(z, t) \quad (4.28)$$

式中： $\bar{\omega}(z)$ 、 $\omega_d(z, t)$  分别为  $z$  高度的平均风压、脉动风压。

作用于结构体单位面积上、 $z$  高度处的脉动风压  $\omega_d(z, t)$  为(略去高阶项):

$$\omega_d(z, t) = \rho \mu_s \bar{v}(z) v(z, t) \quad (4.29)$$

作用于结构物上的脉动风荷载对结构产生的动力响应与结构本身的动力特性有关。当结构物刚性很强时, 则脉动风引起结构风振惯性力不明显, 可略去。当结构物比较柔时, 除静力风荷载外, 需考虑脉动风的瞬时阵风荷载。

脉动风荷载或脉动风力是一种随机的动力作用力, 应以概率理论作为基础进行分析, 但工程中关心的是用于设计的总风荷载应是能保证结构安全的最大值, 实际使用中常用等效静力风荷载表达静、动力风的作用。公式如下:

$$\omega(z) = \bar{\omega}(z) + \omega_d(z) \quad (4.30)$$

式中:  $\omega(z)$  为具有某一保证率的总风荷载;  $\omega_d(z)$  为风振动力风荷载;  $\bar{\omega}(z)$  为  $z$  高度处的平均风压(静力风荷载)。

对于作用力而言, 不同的风荷载采用不同的风振力表达, 则上式改写为:

$$P(z) = P_c(z) + P_d(z) \quad (4.31)$$

式中:  $P(z)$  为  $z$  点处的总风力作用;  $P_c(z)$  为静力风作用;  $P_d(z)$  为动力风作用。

实际工程结构受风面积一般较大, 且体型各自相异, 结构上各点又处于不同的高度, 故必须考虑由于体型的不同, 而乘风载体型系数  $\mu_s$ , 以及考虑结构上点的高度不同而乘上风压高度变化系数  $\mu_z$ , 来求出某具体结构某点的实际平均风压力。而脉动风作用风振力, 则需要根据随机振动理论<sup>[45]</sup>求得。

#### 4.4.2 静力等效风荷载

静力等效风荷载(Equivalent Static Wind Load, ESWL)是一种静力荷载, 但可以产生动力荷载作用下结构的最大响应, 由于方便, 在国内外结构设计中得到普遍应用<sup>[49][50][51]</sup>。到目前为止, 对静力等效风荷载提出了多种研究方法, 例如荷载-响应相关法(简称 LRC 法)、背景分量与共振分量的组合法、阵风荷载因子法(简称 GLF 法)、惯性风荷载法(简称 GBJ 法)和通用等效风荷载法(Universal ESWL 法)、拟平均风法(QML 法)等<sup>[49][50][51]</sup>。中国国家规范采用振型的惯性力定义“风振系数”, 称为惯性风荷载方法。

按我国《荷载规范》的方法, 高层建筑顺风向静力等效风荷载  $P_z$  可表示为:

$$P(z) = \beta(z) P_c(z) \quad (4.32)$$

首先, 惯性风荷载方法是要表达第  $j$  振型的惯性力。考虑峰因子  $g$  以后, 第  $j$  振型峰值(或设计)分布惯性力  $p_{dj}(z)$  为:

$$p_d(z) = m(z)(2\pi n_j)^2 \varphi_j(z) g \sigma_{y_j}(z) \quad (4.33)$$

在式(4.32)中,  $m(z)$  为分布质量,  $n_j$  和  $\varphi_j(z)$  分别为第  $j$  阶频率和第  $j$  阶振型  $z$  高度处振型的坐标。

峰值因子  $g$  又称为保证系数, 其表示了结构分析的安全度, 各国根据各国的具体情况而采用不同的标准。我国安全度标准是以可靠指标来表达的, 并与长期的实践经验相结合。根据我国可靠指标的规定的数值, 我国规范保证系数(峰因子)的取值在 2.2(保证率 98.61%)左右。

第  $j$  阶振型根方差  $\sigma_{y_j}(z)$  由随机振动理论得:

$$\begin{aligned} \sigma_{y_j}(z) &= \left[ \frac{\rho^2 \bar{C}_D(M_1) \bar{C}_D(M_2) \cdot \bar{v}_H^2 \cdot \varphi_j^2(z)}{M_j^2} \int_0^H \int_0^H \int_0^{\theta(z)} \int_0^{\theta(z')} \varphi_j(z) \varphi_j(z') \left( \frac{z \cdot z'}{H^2} \right)^\alpha \right. \\ &\quad \left. R_{xx}(M_1, M_2, n) |H_j(in)|^2 \cdot dx' dx dz' dz dn \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= \frac{\rho \bar{v}_H \cdot \varphi_j(z)}{M_j^2} [\bar{C}_D(M_1) \bar{C}_D(M_2) \cdot \int_0^H \int_0^H \int_0^{\theta(z)} \int_0^{\theta(z')} \varphi_j(z) \varphi_j(z') \left( \frac{z \cdot z'}{H^2} \right)^\alpha \\ &\quad \int_0^\infty R_{xx}(M_1, M_2, n) S_v(n) \cdot |H_j(in)|^2 \cdot dx' dx dz' dz dn]^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (4.34)$$

式中:  $\bar{C}_D(M_1)$ 、 $\bar{C}_D(M_2)$  分别为  $M_1$ 、 $M_2$  两点的平均压力系数<sup>[28]</sup>。

在高层建筑结构中, 一般只计及第一振型的贡献, 于是, 式(4.32)为:

$$p_d(z) \approx p_{d_1}(z) = m(z)(2\pi n_1)^2 \varphi_1(z) g \sigma_{y_1}(z) \quad (4.35)$$

或用  $z$  高度处的集中动力风荷载表示:

$$p_d(z) = p_{d_1}(z) h(z) = m(z)(2\pi n_1)^2 \varphi_1(z) g \sigma_{y_1}(z) h(z) \quad (4.36)$$

则  $\sigma_{y_1}(z)$  表达式如下:

$$\begin{aligned} \sigma_{y_1}(z) &= \frac{\rho \bar{v}_H \cdot \varphi_1(z) \cdot \mu_s}{M_1^2} \cdot \\ &\quad \left[ \int_0^H \int_0^H \int_0^{\theta(z)} \int_0^{\theta(z')} \varphi_1(z) \varphi_1(z') \left( \frac{z \cdot z'}{H^2} \right)^\alpha \int_0^\infty R_{xx}(M_1, M_2, n) \cdot S_v(n) \cdot |H_1(in)|^2 \cdot dx' dx dz' dz dn \right]^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (4.37)$$

式(4.37)中, 将风压系数  $\bar{C}_D(M_1)$ 、 $\bar{C}_D(M_2)$  按规范用法改用风荷载体型系数  $\mu_s$  表达。

由以上理论可得风振系数的一般表达式, 推导如下。

由于  $z$  高度处静力集中风荷载  $P(z)$  由静、动两部分风荷载组成, 先定义风振系数为静力风荷载  $P(z)$  与静力风荷载  $P_c(z)$  的比值, 用  $\beta(z)$  表示, 则其表达式为:

$$\beta(z) = \frac{P(z)}{P_c(z)} = \frac{P_c(z) + P_d(z)}{P_c(z)} = 1 + \frac{P_d(z)}{P_c(z)} \quad (4.38)$$

将式(4.36)和式  $P_c(z) = \mu_z \mu_z \omega_0 A_z$  代入上式, 可得:

$$\beta(z) = 1 + \frac{m(z)h(z)(2\pi n_1)^2 \varphi_1(z) g \sigma_{y_1}(z)}{\mu_z \mu_z \omega_0 A_z} \quad (4.39)$$

式中: 迎风面积  $A_z = h(z)B(z)$ , 其中  $h(z)$  和  $B(z)$  为  $z$  高度处与集中风荷载有关的高度与迎风面宽度。

进一步代入式(4.37)后, 式(4.39)改写为:

$$\begin{aligned} \beta(z) &= 1 + \frac{g(2\pi n_1)^2 m(z)h(z)\varphi_1(z)}{\mu_z \mu_z \omega_0 B(z)h(z)} \left[ \int_0^\infty S_{y_1}(z, n) dn \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= 1 + \frac{g(2\pi n_1)^2 m(z)\varphi_1(z)\rho \bar{v}_H}{\mu_z \omega_0 B(z)M_1^*} \left[ \int_0^H \int_0^H \int_0^{\theta(z)} \int_0^{\theta(z')} \left( \frac{z \cdot z'}{H^2} \right)^\alpha \right. \\ &\quad \left. \varphi_1(z)\varphi_1(z') \int_0^\infty |H_1(in)|^2 R_{xx}(M_1, M_2, n) S'_v(n) dx' dx dz' dz dn \right]^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (4.40)$$

式中: 体型系数  $\mu_z$  已按我国规范方法取为常数。

进一步代入  $\bar{v}_H = \bar{v}_{10} \left( \frac{H}{10} \right)^\alpha$  及  $\omega_0 = \frac{\rho}{2} \bar{v}_{10}^2$  后, 上式写作:

$$\begin{aligned} \beta(z) &= 1 + \frac{g(2\pi n_1)^2 m(z)\varphi_1(z)\rho \bar{v}_{10}^2}{\mu_z \times 0.5 \rho \bar{v}_{10}^2 B(z)M_1^*} \left[ \int_0^H \int_0^H \int_0^{\theta(z)} \int_0^{\theta(z')} \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha \left( \frac{z'}{10} \right)^\alpha \varphi_1(z)\varphi_1(z') \right. \\ &\quad \left. \cdot \int_0^\infty |H_1(in)|^2 R_{xx}(M_1, M_2, n) S'_v(n) dx' dx dz' dz dn \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= 1 + \frac{2g(2\pi n_1)^2 m(z)\varphi_1(z)}{\mu_z B(z)M_1^*} \left[ \int_0^H \int_0^H \int_0^{\theta(z)} \int_0^{\theta(z')} \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha \left( \frac{z'}{10} \right)^\alpha \varphi_1(z)\varphi_1(z') \right. \\ &\quad \left. \cdot \int_0^\infty |H_1(in)|^2 R_{xx}(M_1, M_2, n) S'_v(n) dx' dx dz' dz dn \right]^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (4.41)$$

式中的  $S'_v(n)$  据达文波特脉动风速谱为:

$$S'_v(n) = \frac{S_v(n)}{\bar{v}_{10}^2} = \frac{4k}{n(1+x^2)^{\frac{4}{3}}} \quad (4.42)$$

其中  $x = \frac{1200n}{\bar{v}_{10}}$ ,  $n$  为脉动风频率。

现令

$$\beta(z) = 1 + \xi_1 u_1 r_1(z) \quad (4.43)$$

式中:  $\xi_1$  称为第一振型风振动力系数, 或称为脉动增大系数, 其表达式如下:

$$\xi_1 = (2\pi m_1)^2 \sqrt{\int_0^\infty |H_1(in)|^2 S_f(n) dn} \quad (4.44)$$

$$\text{上式中, 频响函数: } |H_1(in)|^2 = \frac{1}{(2\pi m_1)^4 \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{n}{n_1} \right)^2 \right]^2 + \left( 2\xi_1 \frac{n}{n_1} \right)^2 \right\}}$$

式(4.43)中,  $u_1$ 、 $r_1(z)$  分别为:

$$u_1 = \frac{2g(2\pi m_1)}{\xi_1 M_1^*} \left[ \int_0^H \int_0^H \int_0^{B(z)} \int_0^{B(z')} \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha \left( \frac{z'}{10} \right)^\alpha \varphi_1(z) \varphi_1(z') \cdot \int_0^\infty |H_1(in)|^2 R_{xx}(M_1, M_2, n) S_v'(n) dn dx' dx dz' dz \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.45)$$

$$r_1(z) = \frac{m(z) \varphi_1(z)}{\mu_z B(z)} \quad (4.46)$$

式(4.44)中的  $S_f(n)$  表达式如下:

$$S_f(n) = \frac{1}{6k} S_v'(n) = \frac{S_v(n)}{6k\bar{v}_{10}^2} = \frac{2}{3} \frac{x^2}{n(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} \quad (4.47)$$

可看出, 将式(4.44)、式(4.45)和式(4.46)代入式(4.43), 即为式(4.41).  
将式(4.41)按规范改写成:

$$\beta(z) = 1 + \xi \frac{v \varphi_z}{\mu_z} \quad (4.48)$$

式中的  $v$  称为脉动影响系数, 综合式(4.43)和(4.44)可得:

$$v = \frac{2g(2\pi m_1)^2}{\xi_1 B \int_0^H \varphi_1^2(z) dz} \left[ \int_0^H \int_0^H \left( \frac{zz'}{100} \right)^\alpha \varphi_1(z) \varphi_1(z') \cdot \int_0^\infty |H_1(in)|^2 S_v'(n) \int_0^B \int_0^B R_{xx}(M_1, M_2, n) S_v'(n) dn dx' dx dz' dz \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.49)$$

在式(4.49)中,第一振型坐标的取值,按我国规范,其经验公式为:

$$\varphi_1(z) = \tan \left[ \frac{\pi}{4} \left( \frac{z}{H} \right)^{0.7} \right] \quad (4.50)$$

上式中,  $H$  为建筑物高度,  $z$  为建筑物离地高度。

经过大量计算和分析整理,我国规范已将建筑物高度比  $H/B$ 、高度  $H$  和地面粗糙度类别作为影响脉动影响系数  $\nu$  的主要参数,列成数表,供直接查用,详见建筑结构荷载规范。同时,规范也已将  $\xi_1$  (或  $\xi$ ) 制成表格,供直接查用<sup>[35]</sup>。

## 4.5 风荷载作用下的静力分析

### 4.5.1 等效风荷载计算结果

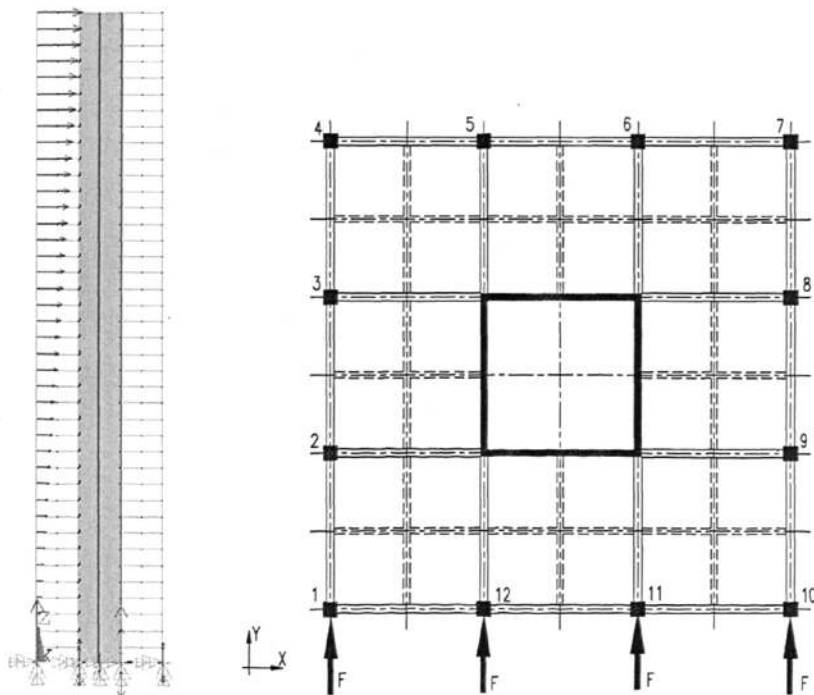


图 4.3 风荷载加载方式简图

Fig.4.3 Diagram of wind load on structure

本文计算方法采用上述惯性风荷载方法进行风荷载计算。五种方案的顺风向等效静力风荷载计算结果见表 4.1, 加载方式如图 4.3。根据《高规》3.2.5 的第 4 条规定: 高宽比  $H/B$  大于 4, 长宽比不大于 1.5 的矩形、鼓形平面建筑风荷载体型系数为 1.4。故本文结构  $\mu_s = 1.4$ 。对于高层结构, 考虑 50 年一遇基本风压  $\omega_0 = 0.6 \text{ kN/m}^2$ ,  $V_{10} = 30.9 \text{ m/s}$ ,  $A_i$  为各层迎风面面积, 取上、下两层中-中距离



乘以迎风面宽度得到风振力。 $\mu_z$  根据式(4.16)求得,  $\varphi_z$  由式(4.50)求得, 对于无加强层结构, 查表可得  $\nu = 0.51$ ,  $\xi = 1.74$ 。

各层平均风力计算:  $P_c(z) = \mu_s \mu_z \omega_0 A_i$ ; 等效静力风力计算:  $P_z = \beta_z P_c(z)$ ; 当只考虑第一振型周期时, 计算结果如表 4.3。采用同样的方法可求得其余方案的等效静力风荷载, 这里不一一列出。

表 4.6 无加强层结构等效风荷载计算

Table 4.6 Calculation of the equivalent wind load acting on the initial structure

楼层	高度/m	$A_i/m^2$	$\mu_z$	$\varphi_z$	$\nu$	$\xi$	$\beta_z$	$P_c(z)/KN$	$P_z/KN$
40	144	42.12	2.3479	1	0.51	1.74	1.3780	166.1412	228.9350
39	140.4	84.24	2.3289	0.9728	0.51	1.74	1.3707	164.7967	225.8813
38	136.8	84.24	2.3097	0.9461	0.51	1.74	1.3635	163.4381	222.8461
37	133.2	84.24	2.29	0.9199	0.51	1.74	1.3565	162.0441	219.8062
36	129.6	84.24	2.27	0.89419	0.51	1.74	1.3495	160.6288	216.7741
35	126	84.24	2.2497	0.86889	0.51	1.74	1.3427	159.1924	213.7483
34	122.4	84.24	2.2289	0.8439	0.51	1.74	1.3360	157.7205	210.7123
33	118.8	84.24	2.2077	0.8194	0.51	1.74	1.3294	156.2204	207.6724
32	115.2	84.24	2.1861	0.7952	0.51	1.74	1.3228	154.6919	204.6269
31	111.6	84.24	2.164	0.7714	0.51	1.74	1.3163	153.1281	201.5673
30	108	84.24	2.1414	0.7479	0.51	1.74	1.3099	151.5289	198.4912
29	104.4	84.24	2.1183	0.7247	0.51	1.74	1.3036	149.8943	195.3985
28	100.8	84.24	2.0946	0.7017	0.51	1.74	1.2973	148.2172	192.2797
27	97.2	84.24	2.0704	0.6790	0.51	1.74	1.2910	146.5048	189.1418
26	93.6	84.24	2.0455	0.6565	0.51	1.74	1.2848	144.7429	185.9676
25	90	84.24	2.02	0.6342	0.51	1.74	1.2786	142.9384	182.7635
24	86.4	84.24	1.9938	0.6121	0.51	1.74	1.2724	141.0845	179.5218
23	82.8	84.24	1.9668	0.5902	0.51	1.74	1.2663	139.1739	176.2330
22	79.2	84.24	1.9391	0.5684	0.51	1.74	1.2601	137.2138	172.9027
21	75.6	84.24	1.9104	0.5467	0.51	1.74	1.2539	135.1830	169.5092
20	72	84.24	1.8808	0.5250	0.51	1.74	1.2477	133.0884	166.0571
19	68.4	84.24	1.8502	0.5035	0.51	1.74	1.2415	130.9231	162.5379
18	64.8	84.24	1.8185	0.4819	0.51	1.74	1.2352	128.6800	158.9428
17	61.2	84.24	1.7855	0.4604	0.51	1.74	1.2288	126.3448	155.2564

楼层	高度/m	$A_i/m^2$	$\mu_z$	$\varphi_z$	$\nu$	$\xi$	$\beta_z$	$P_c(z)/KN$	$P_z/KN$
16	57.6	84.24	1.7512	0.4389	0.51	1.74	1.2224	123.9177	151.4754
15	54	84.24	1.7154	0.4173	0.51	1.74	1.2158	121.3844	147.5852
14	50.4	84.24	1.6779	0.3955	0.51	1.74	1.2092	118.7309	143.5677
13	46.8	84.24	1.6386	0.3737	0.51	1.74	1.2024	115.9500	139.4148
12	43.2	84.24	1.5972	0.3516	0.51	1.74	1.1954	113.0204	135.1006
11	39.6	84.24	1.5533	0.3293	0.51	1.74	1.1881	109.9140	130.5939
10	36	84.24	1.5067	0.3067	0.51	1.74	1.1806	106.6165	125.8766
9	32.4	84.24	1.4567	0.2837	0.51	1.74	1.1728	103.0784	120.8943
8	28.8	84.24	1.4028	0.2602	0.51	1.74	1.1646	99.2644	115.6046
7	25.2	84.24	1.3442	0.2361	0.51	1.74	1.1559	95.1177	109.9434
6	21.6	84.24	1.2795	0.2112	0.51	1.74	1.1465	90.5395	103.8015
5	18	84.24	1.2069	0.1853	0.51	1.74	1.1362	85.4022	97.0366
4	14.4	84.24	1.1238	0.1580	0.51	1.74	1.1248	79.5219	89.4433
3	10.8	84.24	1.0249	0.1288	0.51	1.74	1.1115	72.5236	80.6133
2	7.2	84.24	0.90022	0.0968	0.51	1.74	1.0954	63.7010	69.7773
1	3.6	126.36	0.72114	0.0595	0.51	1.74	1.0732	51.0290	54.7622

#### 4.5.2 结构总体性能分析

将计算的等效风荷载施加在对应的结构的节点上, 考虑结构的几何非线性, 在有限元软件 ANSYS 中进行非线性静力分析<sup>[52][53]</sup>, 得到以下结果。

表 4.7 各方案的结构底部剪力对比

Table4.7 Comparison of structural shear force at the bottom					
方案号	1	2	3	4	5
底部剪力(kN)	6453.06	6429.79	6414.28	6406.52	6398.76
核心筒剪力(kN)	4510.38	4493.72	4514.17	4528.67	4537.81
外框柱剪力(kN)	1942.68	1936.07	1900.11	1877.85	1860.95
核心筒承担剪力比率(%)	69.89	69.90	70.38	70.69	70.92
外框柱承担剪力比率(%)	30.11	30.10	29.62	29.31	29.08

从表 4.7 和表 4.8 可以看出, 在等效静力风荷载作用下, 随着加强层设置数量的增多, 由于翼缘框架柱承受了较大的轴力, 周边框架承受的倾覆力矩逐渐增大,

而核心筒承受的倾覆力矩逐渐减少，核心筒承受的剪力却逐渐略有增加。设置 1~2 个加强层时，减小幅度明显，设置 3~4 个加强层时，减小幅度较小。对于弯矩和剪力在筒体和框架柱之间的分配比例看，核心筒承担的弯矩逐渐减小，最大为方案 2，核心筒弯矩减少了 1.95%，而承担的剪力却略有增加，但变化幅度均不大，4 种设置方案核心筒的增加比例均在 1%~2%内。

表 4.8 方案的结构底部弯矩对比

Table4.8 Comparion of structural bending moment at the bottom					
方案号	1	2	3	4	5
底部倾覆弯矩(kN.m)	54649	53913	53771	53701	53630
核心筒承担弯矩(kN.m)	46273.57	45429.74	44430.41	43686.29	43080.89
外框柱承担弯矩(kN.m)	8375.43	8483.26	9340.59	10014.71	10549.11
核心筒承担弯矩比率(%)	84.67	84.26	82.63	81.35	80.33
外框柱承担弯矩比率(%)	15.33	15.74	17.37	18.65	19.67

4.5.3 加强层设置对外框架柱内力的影响

⊙加强层设置对柱轴向应力分布的影响：

表 4.9 底层各柱轴向应力(kpa)

Table4.9 The axial stress of the bottom column(kpa)					
方案号 柱号	1	2	3	4	5
1	8679.8	7245.8	6983.1	7241.6	7262.5
2	9881.5	9452.1	9107	9192	9161.2
3	10603	11517	11216	11569	11644
4	10388	12541	11921	12457	12454
5	11495	14025	13781	14433	14616
6	11495	14025	13781	14433	14616
7	10388	12541	11921	12457	12454
8	10603	11517	11216	11569	11644
9	9881.5	9452.1	9107	9192	9161.2
10	8679.8	7245.8	6983.1	7241.6	7262.5
11	8989.2	6944.3	6541.3	6327.4	6188.4
12	8989.2	6944.3	6541.3	6327.4	6188.4

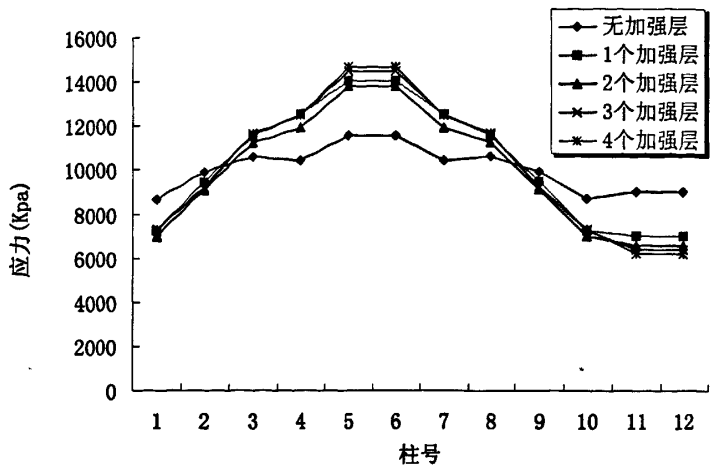


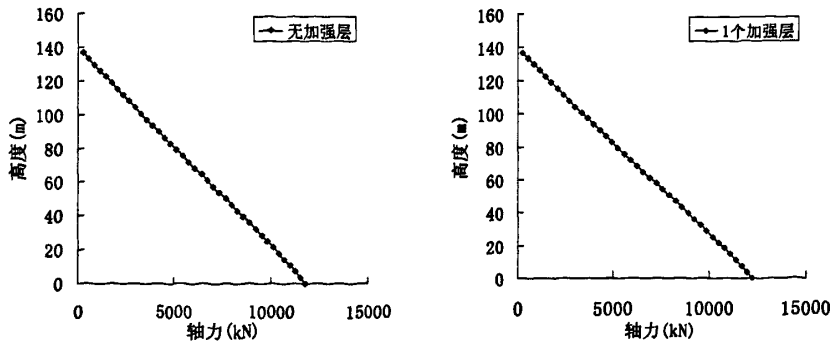
图 4.4 底层各柱轴向应力变化图

Fig.4.4 Comparison diagram of each column at the bottom storey

从表 4.6 和图 4.2 可以看出, 由于考虑了柱的轴向变形, 边柱的受压面积相对较小, 压缩变形大, 而中柱截面的受压面积相对较大, 压缩变形小, 轴力通过横梁转移到轴向变形较小的中柱上, 因此中柱的轴力比边柱大。结构在竖向荷载和等效风荷载共同作用下, 未设加强层时, 中柱轴力和边柱轴力差距不大, 设置加强层后, 迎风面的框架柱的轴向应力减小, 而背风面的框架柱的轴向应力明显增大, 特别是与伸臂相连的中柱的增大十分突出, 增幅达 22.74%, 说明较之无加强层的情况, 伸臂使背风面的柱更多的参与结构的整体抗弯, 实现了柱的轴向内力重分布。设置 1~2 个加强层时, 变化较明显, 变化幅度在 4.34%~22.74%之间, 而设置 3~4 个加强层时可继续增大中间柱的轴力, 但增大不多, 幅度为 2%~5%。这也说明了结构在增设加强层后, 在提高整体抗侧刚度的同时, 也会增大柱轴向应力分布的不均匀性。

○ 加强层设置对柱内力沿结构高度分布的影响:

选取 4 号柱(角柱), 5 号柱(翼缘框架柱)进行比较, 见图 4.5~图 4.10。



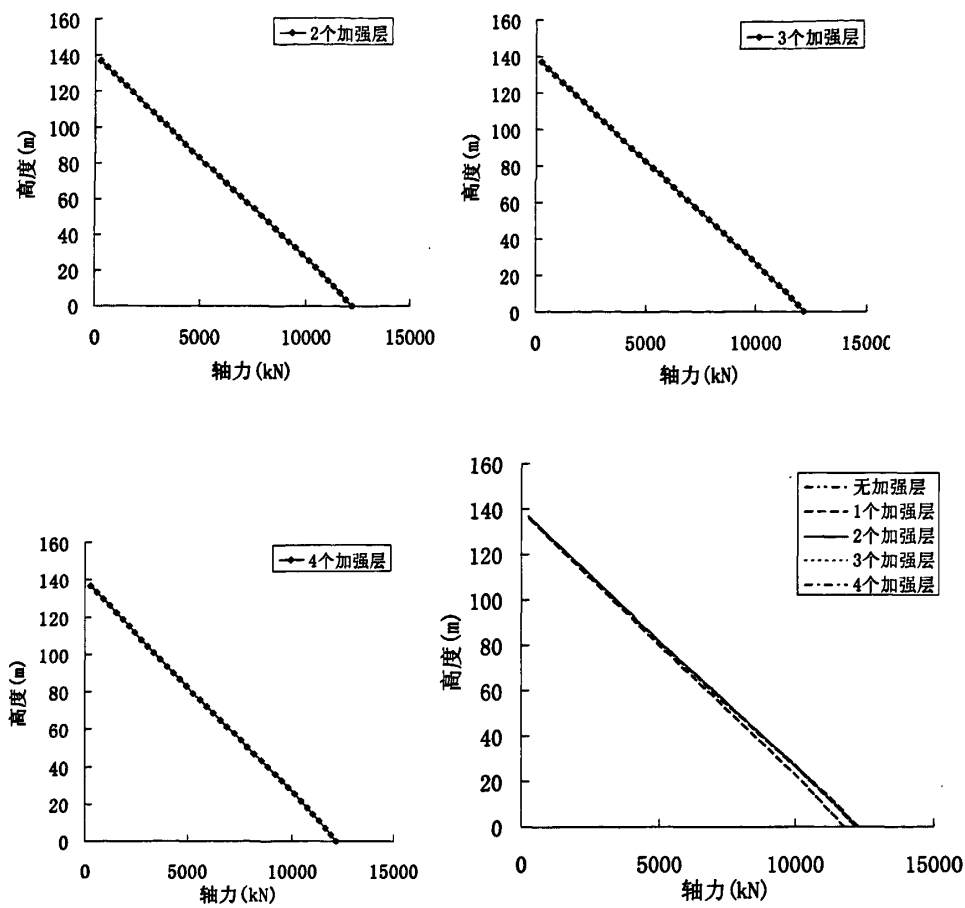
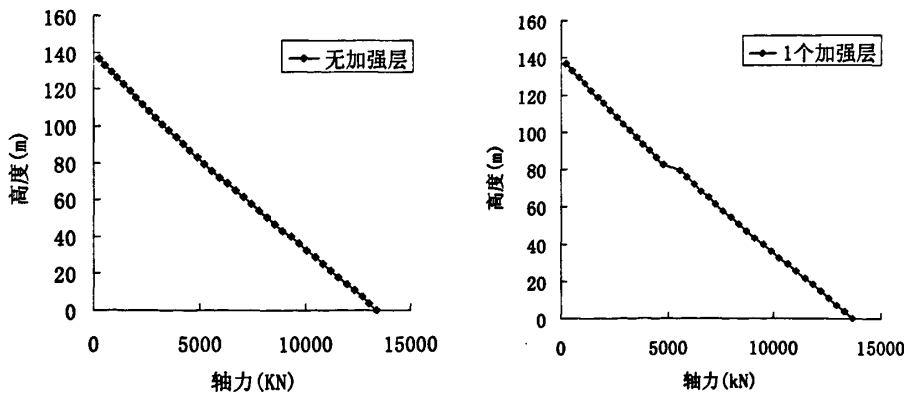


图 4.5 4 号位置柱轴力沿楼层分布图

Fig.4.5 Axial force diagram of 4th column at each storey



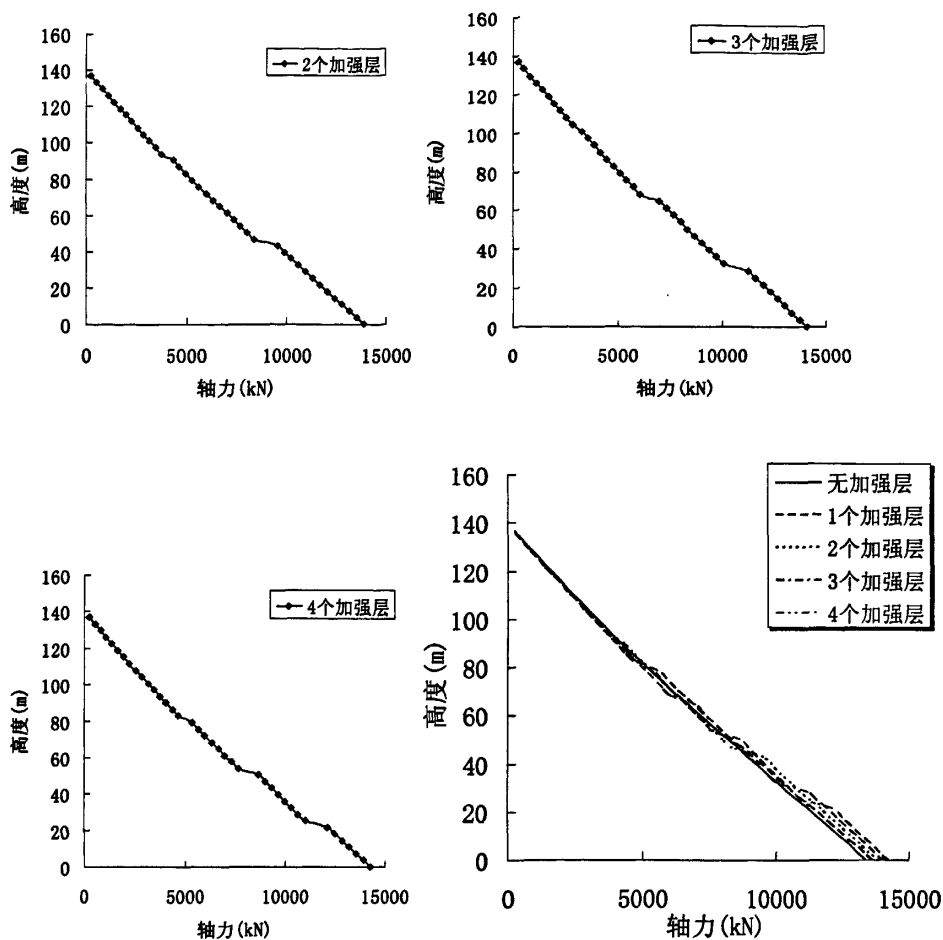


图 4.6 5号位置柱轴力沿楼层分布图

Fig.4.6 Axial force diagram of 5th column at each storey

从图 4.5 和图 4.6 可以看出, 未设置加强层时, 中柱和角柱的轴力沿高度从下往上均是逐渐减小的。设置加强层时, 角柱 4 号柱轴力沿高度在加强层处的变化不大; 而中柱 5 号柱在加强层处发生突变, 从上往下在每个加强层处, 柱轴力突然增大。到达底层时角柱 4 号柱从方案 1 到方案 5 的增大比例为 3.55~4.28%, 与伸臂相连的中柱 5 号柱的增加比例为 4.71~6.67%, 说明伸臂对于中柱轴力的影响大于角柱。因为对于这种“稀柱筒体”结构, 当柱距增大到与普通框架相似时, 除角柱外, 其它柱子的轴力很小, 由量变到质变, 通常可忽略沿翼缘框架传递柱轴力的作用, 这和“密柱深梁”的框筒不一样, 框架-核心筒结构几乎没有剪力滞后效应, 它抵抗水平荷载的受力性能更接近于框架-剪力墙结构刚接体系的性能, 与框筒结构以及筒中筒结构有很大不同。

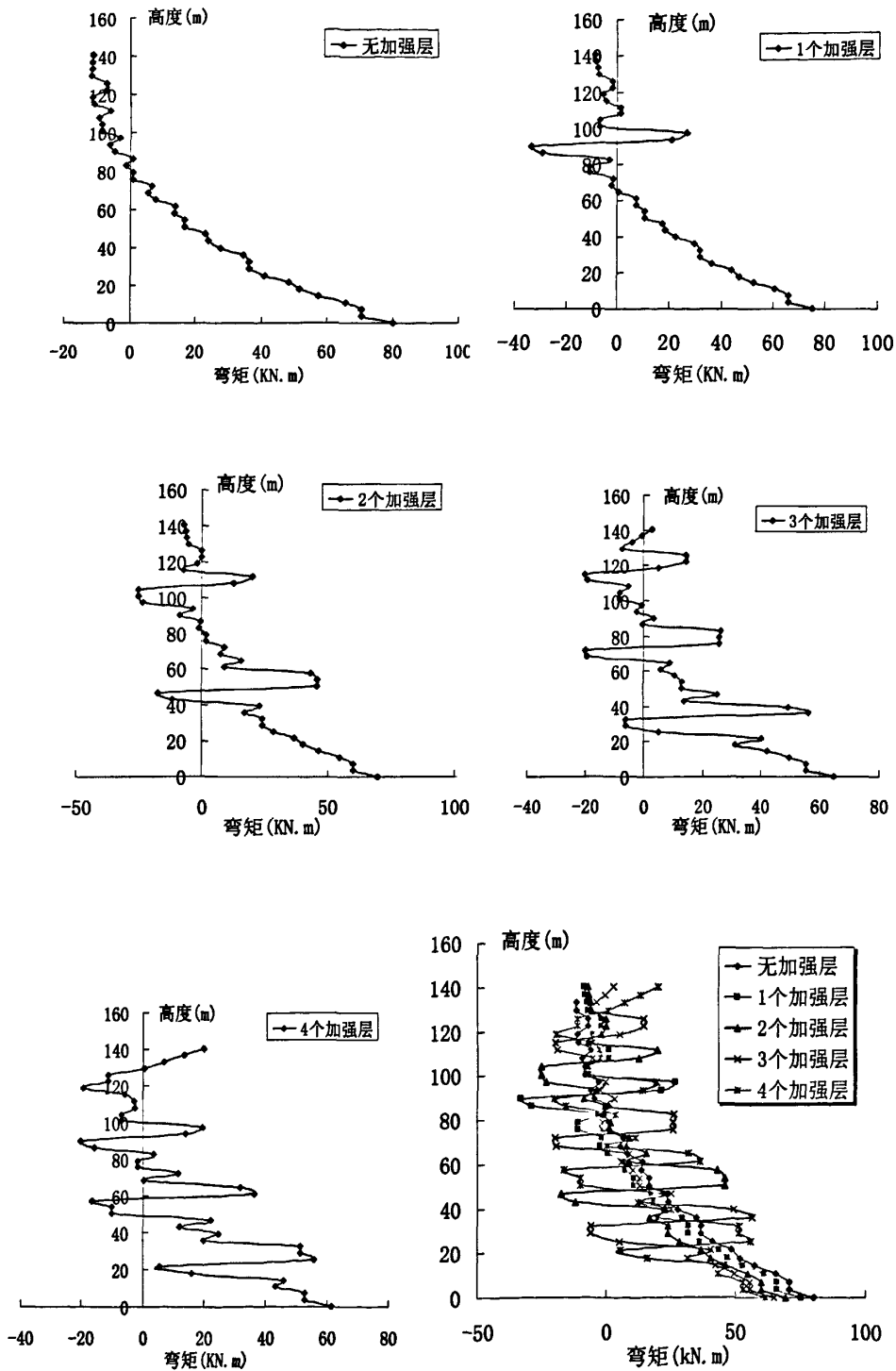


图 4.7 4 号位置柱弯矩沿高度变化图

Fig.4.7 Bending moment diagram of 4th column at each storey

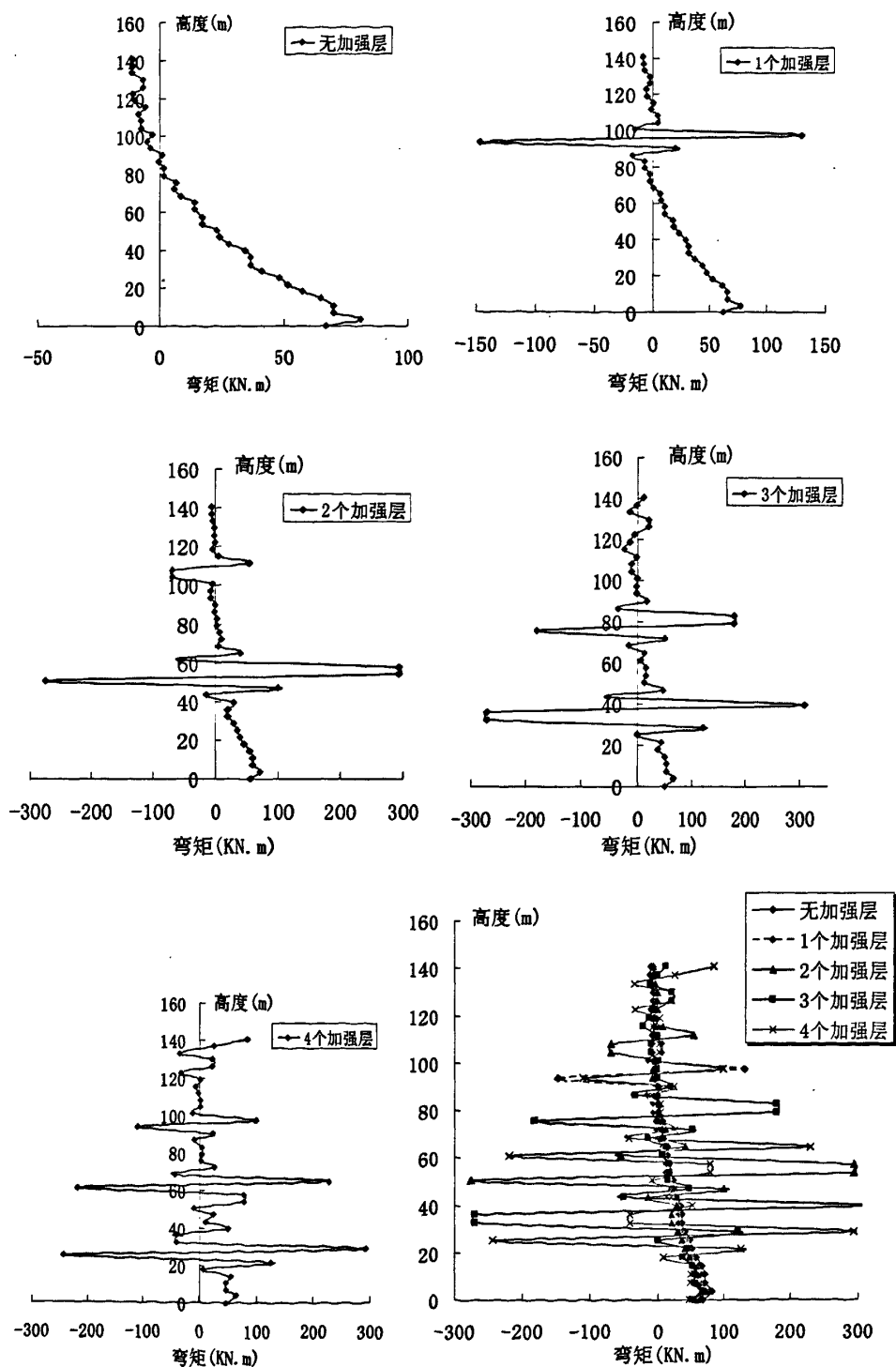


图 4.8 5号位置柱弯矩沿高度变化图

Fig.4.8 Bending moment diagram of 5th column at each storey



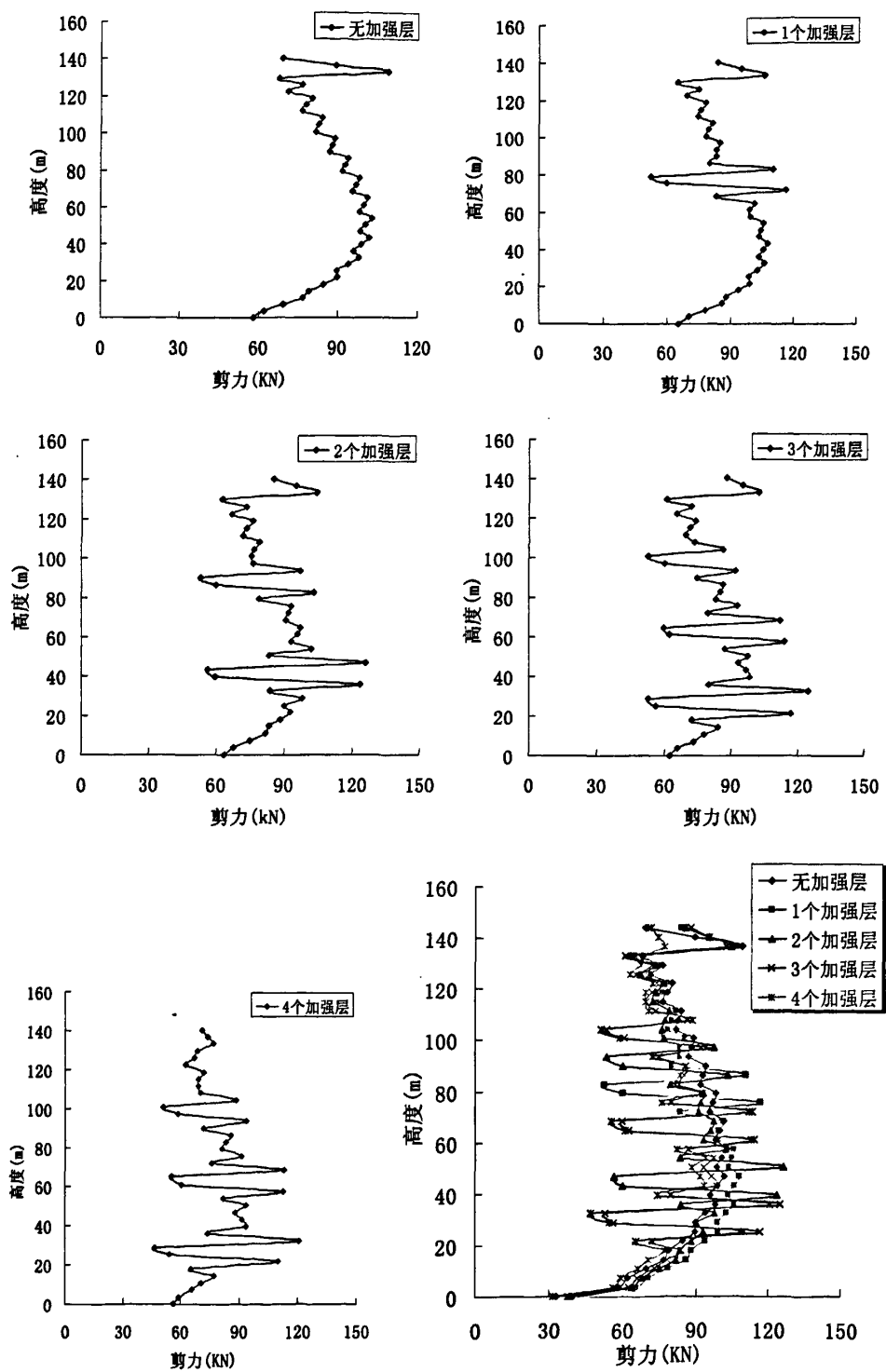


图 4.9 4 号位置柱剪力沿高度分布图

Fig.4.9 Shear force diagram of 4th column at each storey

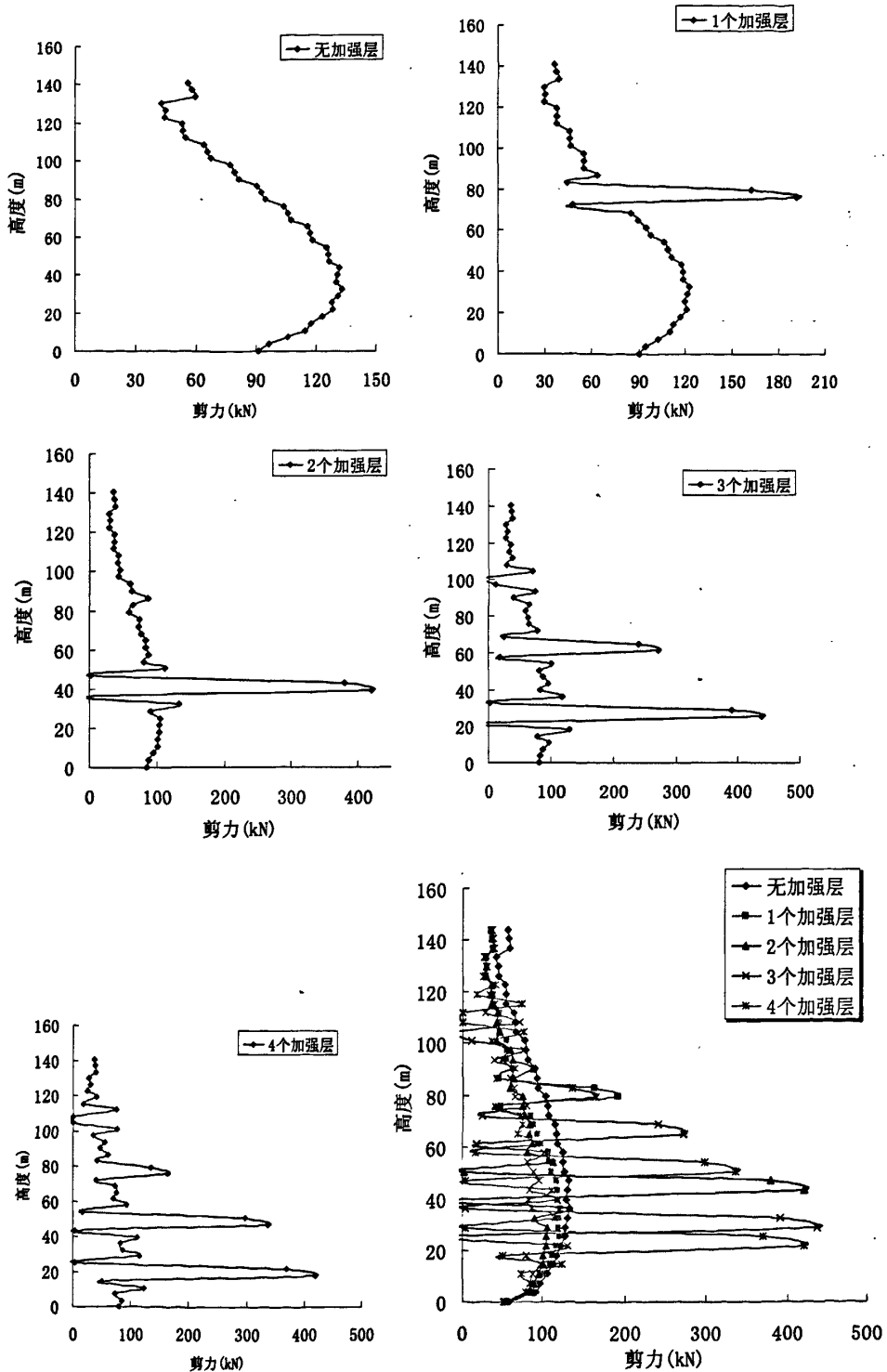
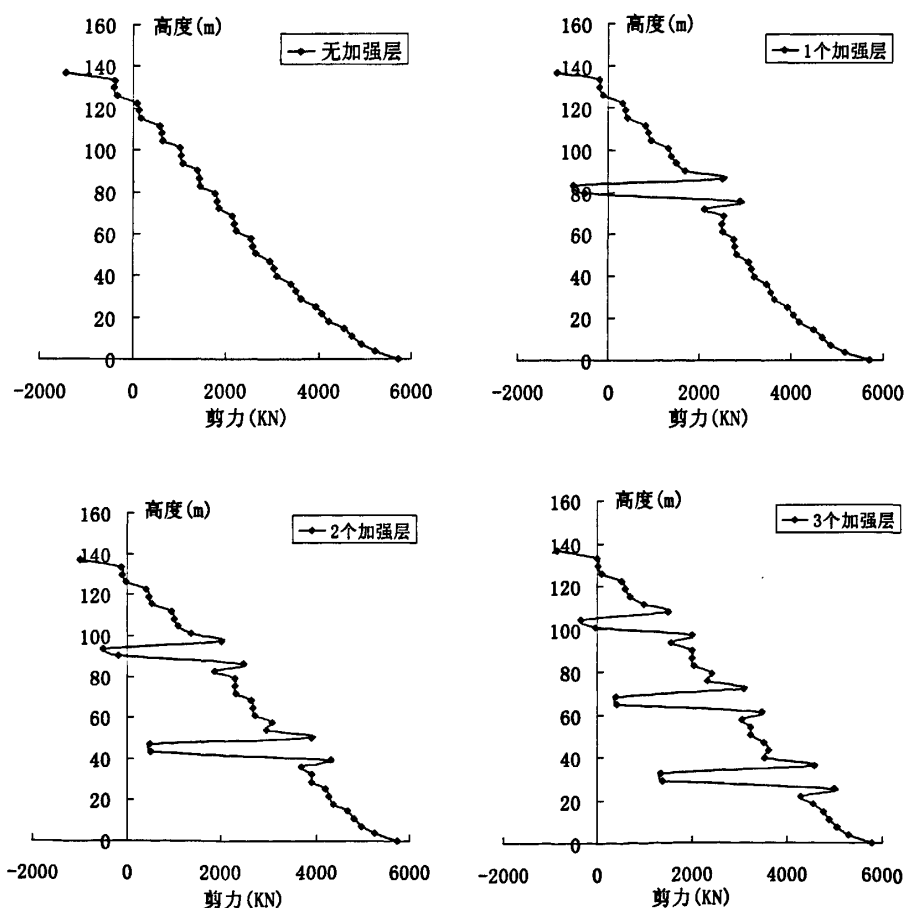


图 4.10 5 号位置柱剪力沿高度分布图

Fig.4.10 Shear force diagram of 5th column at each storey

从图 4.7~图 4.10 可以看出,柱弯矩总的变化是从底部由下往上逐渐变小,到达中上部时弯矩变号,且先变大后变小,而柱剪力的变化是在中间某个高度处最大,向上、向下都逐渐减小,且设置加强层与未设加强层相比,除加强层处发生突变外,其余相应楼层的剪力和弯矩均变小。从理论上分析,采用伸臂主要是将筒体剪力墙的弯曲变形转换为框架柱的轴向变形以减小水平荷载下结构的侧移,所以必须保证外伸伸臂与剪力墙刚接。外柱相对伸臂杆件来说,截面尺寸较小,而轴向力又较大,故不宜承受很大的弯矩,本文模型采用的是刚接,所以与伸臂相连的柱在加强层处承受的弯矩较大,且突变明显,如图 4.7~4.8 所示,突变量最大达到 400%,且底部加强层相邻楼层的突变值大于上部加强层处的突变值,说明在下部的加强层的转动约束效果比上部更明显,因此加强层的刚度可从下往上依次减小,且水平伸臂构件与周边框架的结点连接可采用铰接或半刚接。

#### 4.5.4 加强层设置对核心筒剪力的影响



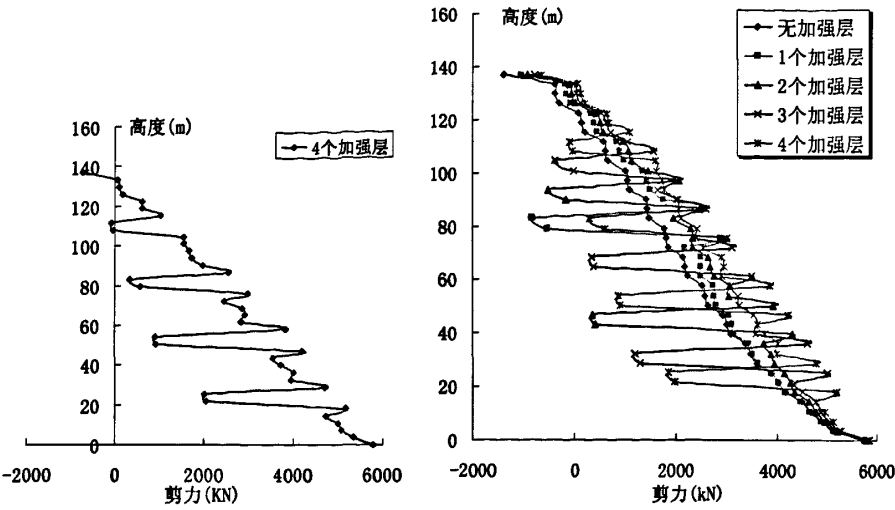


图 4.11 核心筒剪力沿结构高度分布图

Fig.4.11 Shear force diagram of core tube along the structure height

从图 4.11 可以看出，核心筒剪力墙下部承受的剪力很大，达到 4493.72kN~4537.81kN，从下往上逐渐变小，到顶部时剪力墙承受负剪力(即剪力方向与下部相反)。设置加强层之后，加强层楼层对应的剪力墙的剪力突然变小，其余高度对应的筒体的剪力反而有所增加。根据文献[53]，大梁计算模型将一层楼高的加强层范围内结构简化为一点，致使位移、内力分布规律在该范围内失真，而采用桁架结构的伸臂更能如实地反应加强层范围内结构在水平荷载作用下的位移特征，及结构的内力规律特性。

4.5.5 水平伸臂内力分析

表 4.10 水平伸臂剪力和弯矩计算

Table 4.10 The calculation of shear force and moment of outriggers

方案		2	3		4			5			
		24 层	14 层	27 层	10 层	20 层	30 层	8 层	16 层	24 层	32 层
内力	弯矩	1179.1	955.99	1053.6	776.13	921.35	933.92	651.62	810.65	830.76	826.34
		( $kN \cdot m$ )	390.35	152.04	412.42	86.084	234.06	417.61	67.604	151.52	273.05
	剪力	1192.1	909.42	1045.2	689.75	875.02	902.22	542.11	737.05	770.12	772.61
		( $kN$ )	293.42	18.253	306.79	117.5	76.469	302.08	153.64	34.87	115.48
沿 X 向	弯矩	1535.9	1412.7	1318.3	1193	1275.1	1122	1064.7	1157.3	1084.7	980.62
		( $kN \cdot m$ )	33.697	291.47	147.79	338.78	108.81	229.65	338.19	205.02	19.061
	剪力	1954.3	1758	1611	1440.2	1538.1	1311.1	1204.4	1391.2	1260.3	1077.2
		( $kN$ )	468.41	863.59	259.15	870.12	583.84	106.89	813.95	691.65	374.95
沿 Y 向	弯矩	1535.9	1412.7	1318.3	1193	1275.1	1122	1064.7	1157.3	1084.7	980.62
		( $kN \cdot m$ )	33.697	291.47	147.79	338.78	108.81	229.65	338.19	205.02	19.061
	剪力	1954.3	1758	1611	1440.2	1538.1	1311.1	1204.4	1391.2	1260.3	1077.2
		( $kN$ )	468.41	863.59	259.15	870.12	583.84	106.89	813.95	691.65	374.95

从表 4.10 可以看出, 伸臂受到较大的剪力和弯矩, 随着加强层的布置数量增加, 梁端弯矩和剪力都逐步减小, 可见增设加强层有助于改善伸臂构件的受力状况。框架-核心筒在加强层处的内力突变程度会随着加强层设置数目的增加而趋于缓和。因此, 设计过程中, 在可能的情况下, 可以考虑多强调加强层的数量, 而弱化单个加强层的刚性。

#### 4.5.6 结构变形分析

超高层建筑结构的安全与否, 控制水平荷载作用下的顶点水平位移及最大层间相对水平位移的大小, 是高层建筑设计的重要指标<sup>[54][55]</sup>。这主要有以下三个方面的原因:

- 1) 水平荷载作用下侧移过大, 将导致建筑室内装修、室外幕墙等的破坏。
- 2) 水平荷载作用下侧移过大, 意味着结构抗侧刚度偏小, 水平荷载作用下的结构构件内力偏大, 在风、地震等复杂动力荷载作用下, 极易产生过大的风振或由于结构延性差, 而造成灾难性破坏。
- 3) 水平荷载作用下侧移过大, 重力荷载将产生附加倾覆力矩, 加大侧移效应, 进而可能造成结构的失稳和破坏。

分析表明, 结构模型顶点顺风向侧移非常接近, 因此可通过剪力墙任一节点侧移变化来把握结构沿层高的整体侧移规律。

表 4.11 各方案层位移计算

Table 4.11 Calculation of storey displacement of each program						
楼层	高度/m	层位移(mm)				
		方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5
40	144	123.69	109.79	102.85	100.81	97.78
39	140.4	120.55	106.95	100.11	99.24	96.116
38	136.8	117.31	104.05	97.293	98.443	93.391
37	133.2	114.07	101.14	94.477	97.664	90.665
36	129.6	110.8	98.21	91.649	94.849	87.928
35	126	107.48	95.238	88.776	91.978	85.153
34	122.4	104.13	92.246	85.891	89.084	82.372
33	118.8	100.74	89.237	82.996	86.164	79.58
32	115.2	97.293	86.184	80.06	83.208	*76.778
31	111.6	93.809	83.116	77.122	80.186	73.919
30	108	90.29	80.037	74.178	*77.275	71.201
29	104.4	86.712	76.925	71.232	74.325	68.46
28	100.8	83.103	73.814	68.225	71.192	65.527
27	97.2	79.465	70.701	*65.409	68.077	62.62
26	93.6	75.778	67.604	62.572	64.891	59.651
25	90	72.071	64.44	59.501	61.692	56.674

楼层	高度/m	层位移(mm)				
		方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5
24	86.4	68.348	*61.518	56.468	58.485	*53.696
23	82.8	64.594	58.59	53.364	55.249	50.702
22	79.2	60.836	55.368	50.255	52.049	47.754
21	75.6	57.082	52.191	47.146	48.804	44.769
20	72	53.32	48.936	44.026	*45.74	41.991
19	68.4	49.578	45.668	40.933	42.742	39.271
18	64.8	45.867	42.392	37.885	39.534	36.33
17	61.2	42.177	39.105	34.864	36.387	33.447
16	57.6	38.54	35.838	31.944	33.253	*30.568
15	54	34.966	32.605	29.028	30.171	27.736
14	50.4	31.451	29.405	*26.412	27.135	24.948
13	46.8	28.027	26.269	23.912	24.178	22.235
12	43.2	24.71	23.215	21.193	21.346	19.647
11	39.6	21.498	20.244	18.592	18.548	17.092
10	36	18.425	17.389	16.043	*16.057	14.861
9	32.4	15.51	14.67	13.599	13.761	12.8
8	28.8	12.758	12.094	11.258	11.349	*10.592
7	25.2	10.205	9.6947	9.0626	9.1486	8.5725
6	21.6	7.8733	7.4968	7.038	7.1011	6.6779
5	18	5.7753	5.5124	5.1958	5.2423	4.9495
4	14.4	3.9493	3.7795	3.5781	3.6088	3.4214
3	10.8	2.4231	2.3264	2.214	2.232	2.1257
2	7.2	1.2203	1.1761	1.1256	1.1339	1.0864
1	3.6	0.36946	0.35733	0.34414	0.34648	0.33403

注：带\*号的数值为加强层位置楼层位置。

表 4.12 各方案顶点位移及层间位移角计算

Table 4.12 Calculation of the vertex displacement and relative displacement in storey

结构方案	顶点位移		最大层间位移角	
	$\Delta$ (mm)	$\Delta/H$	$\Delta u/h$	规范规定值
无加强层	123.69	1/1164	1/957	1/800
1 个加强层	109.79	1/1038	1/1095	1/800
2 个加强层	102.85	1/1108	1/1154	1/800
3 个加强层	100.81	1/1428	1/1202	1/800
4 个加强层	97.78	1/1473	1/1109	1/800

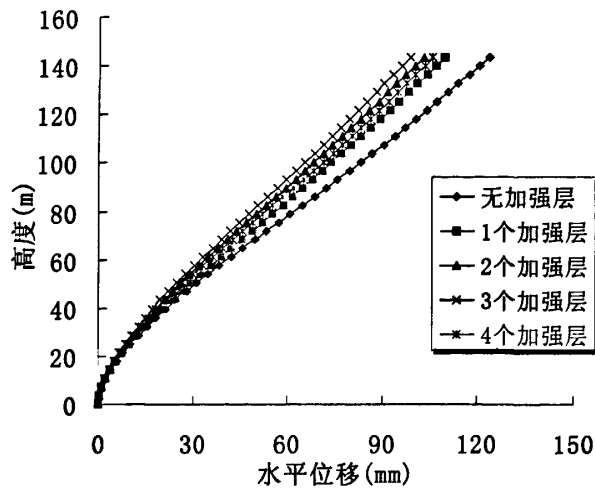


图 4.12 楼层水平位移比较

Fig.4.12 Horizontal displacements at each storey

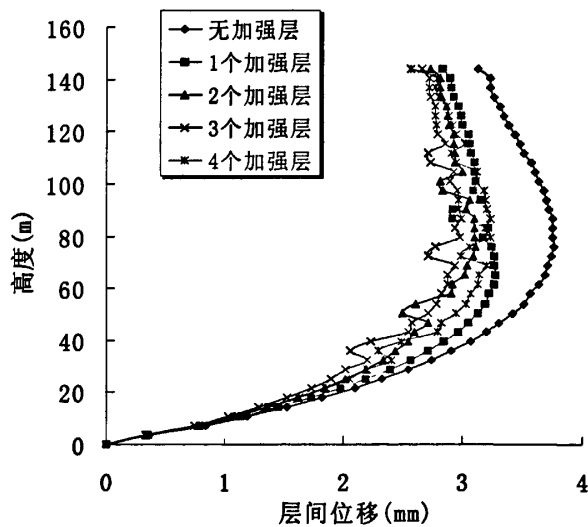


图 4.13 楼层层间位移比较

Fig.4.13 Relative storey displacement at each storey

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2002)4.6.3 规定,在本算例中按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比  $\Delta u/h$  应小于  $1/800$ 。同时对于水平位移限值而言,如今在不同国家中使用的水平位移设计限值通常在  $H/1000 \sim H/200$  范围内,对于一般的结构形式可在  $H/650 \sim H/300$  内取值,本文结构高度为 144m,限值为 221~480mm。而从表 4.11 和表 4.12 可以看出本文所取 5 种结构方案的水

平位移和层间位移完全满足规范要求。

由表 4.12 和图 4.12、图 4.13 可知,设置加强层后结构的层位移和层间位移限值明显减少,设置三个加强层时的减少达到 20.13%,但是设置 3~4 个加强层相对于设置 1~2 个加强层时,位移减小幅度变小。可以看出,对于结构侧移的控制,设置 1~2 个加强层时的减少效率最好。另外从顶点最大位移值可以看出,楼层梁对结构整体侧向刚度的影响十分明显。而如果框架-核心筒结构中设置多个伸臂,则楼板梁高度可以取得小一些,或采用预应力梁、减小梁间距等方法以满足竖向荷载要求,这样有利于减小层高或增加净空。

## 4.6 本章小结

本章首先选定了五种设置不同数量加强层的结构方案,进行了动力特性分析。然后介绍了平均风及脉动风的基本知识,分析了顺风向风振分析的基本方法,即根据经典的 Davenport 风速谱和随机振动理论,采用惯性风荷载法计算得到结构的静力等效风荷载。并着重分析了设置不同数量加强层时,结构在等效静力风荷载作用下的内力及变形规律。通过分析得到结论如下:

1)质量、刚度较对称的框架-核心筒-伸臂结构主要是以 1、2 二阶水平平动振型为主,而扭转振型对其影响较小,高阶振型的影响比例更是可以忽略。且随着加强层设置数量的增加,结构的前两阶水平平动周期不断减小,3 阶扭转振型的周期反而有缓慢变大的趋势,但变化幅度均不大;竖向振型表现不明显。

2) 对于考虑楼层梁影响的框架-核心筒-伸臂结构,随着加强层的设置数量增多,其周边框架承受的倾覆力矩加大,核心筒承受的倾覆力矩减少,而核心筒承受的剪力却略有增加;由于加强层产生的内力重分布作用,翼缘框架柱的轴力比角柱轴力更大;

3) 框架柱和核心筒在加强层处内力均有较大突变,但内力突变程度会随着加强层设置数目的增加而趋于缓和,因此在可能的情况下,可以考虑多设置加强层来弱化单个加强层的刚性;

4) 对于本文分析的框架-核心筒-伸臂结构而言,即结构高度在 150m 左右时,当综合考虑外框柱轴力、剪力、弯矩,核心筒剪力墙的剪力、弯矩以及结构的层位移和层间位移变形规律的情况下,采用设置 1~2 个加强层的的外框柱和核心筒的内力分配比较合理,顶点位移和层间位移也明显减小,抗风效果最好,但是当结构高度更高时,可以设置更多的加强层来提高结构的抗侧刚度。



## 5 加强层结构顺风向风振响应分析

### 5.1 引言

时域分析法是一种直接动力法,通过将时间变化的风荷载作为计算的输入数据,直接进行运动微分方程求解而得到结构的风振响应。结构的风振响应分析方法一般可分为频域分析和时域分析两个方面。目前工程上的结构抗风分析大多只在频域范围内进行,虽然有它的方便之处,但该方法存在以下缺陷:无法有效考虑作用于结构物表面荷载的时间相关性影响;无法有效考虑几何非线性、材料非线性对结构抗风性能的影响;不利于进行超高层建筑的舒适度和局部疲劳分析;不利于结构振动控制问题的研究和实施。因此,对高柔建筑结构进行时域分析仍是非常有必要的。首先,频域法只能对结构进行线性或线性化分析,要较精确地进行非线性分析,只能借助于时域法;其次,从工程师角度看,时域法可使人更直接了解结构的特性,可避免在结构抗风分析中作结构的数学模型简化等大量的工作,直接计算出设计所需要的力和位移的最大值;第三,在缺乏实测或试验资料的情况下,各种简化计算方法可以和精确的时域分析方法进行比较验证;第四,时域法还可以比频域法获得更多的有关可能发生疲劳问题的信息。这就是时域法在结构抗风分析中的优点,尽管时域分析较之频域分析更为复杂、费时,但随着计算技术的不断发展,这个问题已逐渐得到解决。

在时域内进行结构的风振响应分析,首先要确定作用在结构上的脉动风荷载时程,目前常用的方法一是进行风荷载时程模拟,然后在准定常假设基础上将风速时程转换为风荷载时程,二是直接从风洞试验得到压力系数时程,再结合各测压点所属面积转换为风荷载压力时程。

### 5.2 风荷载时程的数值模拟

目前,国内外对脉动风速时程的模拟方法主要有两类。一类是谐波合成法(WAWS法),是一种利用谱分解和三角级数叠加来模拟随机过程样本的传统方法。另一类是线性滤波法(如AR, MA, ARMA等),也是一种广泛应用于随机振动和时序分析中的分析手段。本文采用谐波合成法。

#### 5.2.1 谐波合成法

谐波合成法是以离散谱逼近目标随机过程的一种离散化模拟方法,随机信号经离散傅里叶变换,分解为一系列具有不同频率和幅值的谐波。这种方法的概念最早是由Rice在1954年提出的,它模拟了一维单变量的平稳高斯过程,Borgman<sup>[56]</sup>和Shinozuka<sup>[57]</sup>把它用于模拟多维、多变量甚至非平稳过程的模拟问题中。他们

提出的方法得到了广泛的应用，并在应用中不断进行改进。Yang<sup>[58]</sup>与 Shinozuka 将 FFT 技术引入到随机过程的模拟，极大地提高了模拟效率。

Spanos 和 Zeldin<sup>[59]</sup>概括地叙述了随机场的 Monte-Carlo 方法，它的数学背景是各种具体模拟方法的理论基础。设随机过程(随机场)为  $x(t)$ ，平均值和二阶矩是表征随机过程的两个最重要的特性。假设均值为零，对于平稳随机过程，它的功率谱密度函数  $S_x(\omega)$  和自相关函数  $R_x(\tau)$  通过维纳-辛钦等式建立联系：

$$S_x(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega\tau} R_x(\tau) d\tau \quad (5.1)$$

$$R_x(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega\tau} S_x(\omega) d\omega \quad (5.2)$$

式中， $\omega$  为频率，它的单位是  $rad/s$ ； $\tau$  为时间差，它的单位是  $s$ 。相关函数体现了随机过程的时域特征，而功率谱密度函数则反映了随机过程的频域特征。

考虑一个一维  $m$  变量的高斯平稳随机过程  $x(t)$ ，其互谱密度矩阵为：

$$S_x(\omega) = \begin{bmatrix} s_{11}(\omega) & s_{12}(\omega) & \dots & s_{1m}(\omega) \\ s_{21}(\omega) & s_{22}(\omega) & \dots & s_{2m}(\omega) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ s_{m1}(\omega) & s_{m2}(\omega) & \dots & s_{mm}(\omega) \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

M.Shinozuka 给出的随机过程  $x(t)$  的样本表达式：

$$x_j(t) = 2\sqrt{\Delta\omega} \sum_{k=1}^J \sum_{l=1}^N |H_{jk}(\omega_l)| \cos(\omega_l t + \theta_{jk}(\omega_l) + \phi_{kl}), \quad j=1,2,\dots,m \quad (5.4)$$

为了扩大样本周期，Shinozuka 将  $\omega_l$  用双索引频率  $\omega_{kl}$  替代，则上式改写为：

$$x_j(t) = 2\sqrt{\Delta\omega} \sum_{k=1}^J \sum_{l=1}^N |H_{jk}(\omega_l)| \cos(\omega_{kl} t + \theta_{jk}(\omega_l) + \phi_{kl}), \quad j=1,2,\dots,m \quad (5.5)$$

式中  $N$  为充分大的正整数，如果使用 FFT 技术，还必须使  $N=2^\mu$ ， $\mu$  亦为正整数； $\Delta\omega = \omega_N / N$  为频率增量， $\omega_u$  为截止频率，当  $\omega > \omega_u$  时， $S(\omega)=0$ ， $\omega_u$  可以用下式进行估算： $\int_0^{\omega_u} S(\omega) d\omega = (1-\varepsilon) \int_0^{\infty} S(\omega) d\omega$ ，其中  $\varepsilon \ll 1$  (如取  $\varepsilon = 0.001$ )， $\phi_{mk}$  为均匀分布于区间  $[0, 2\pi)$  的随机相位。

$\omega_{kl}$  为双索引频率： $\omega_{kl} = (l-1)\Delta\omega + \frac{k}{m}\Delta\omega$

$H_{jk}(\omega_{kl})$  是矩阵  $H(\omega)$  的元素，而  $H(\omega)$  为  $S_x(\omega)$  的 Cholesky 分解。

$$S(\omega) = H(\omega) \cdot H^*(\omega)^T \quad (5.6)$$

$$H(\omega) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(\omega) & H_{22}(\omega) & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ H_{m1}(\omega) & H_{m2}(\omega) & \dots & H_{mm}(\omega) \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

其中,  $H^*(\omega)^T$  为  $H(\omega)$  的共轭转置。

矩阵  $H(\omega)$  中的元素存在如下关系:

$$H_{jj}(\omega) = H_{jj}(-\omega) \quad j = 1, \dots, m \quad (5.8)$$

$$H_{jk}(\omega) = H_{jk}^*(-\omega), \quad j = 2, \dots, m; k = 1, \dots, m-1; j > k \quad (5.9)$$

$$H_{jk}(\omega) = |H_{jk}(\omega)| e^{i\theta_{jk}(\omega)}, \quad j = 2, \dots, m; k = 1, \dots, m-1; j > k \quad (5.10)$$

其中,  $\theta_{jk}(\omega)$  为  $H_{jk}(\omega)$  的幅角:

$$\theta_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im}[H_{jk}(\omega)]}{\text{Re}[H_{jk}(\omega)]} \right\} \quad (5.11)$$

为避免模拟结果失真, 采样时间间隔应满足:

$$\Delta t \leq \frac{2\pi}{2\omega_u} \quad (5.12)$$

而模拟到的随机过程周期为:

$$T_0 = m \frac{2\pi}{\Delta\omega} = mN \frac{2\pi}{\omega_u} \quad (5.13)$$

当  $N \rightarrow \infty$  时, 互相关函数  $R_{ij}^d(\tau)$  为:

$$\begin{aligned} R_{ij}^d(\tau) &= E[x_i^d(t)x_j^d(t+\tau)] = \int_{-\infty}^{\infty} \sum_{p=1}^i H_{ip}(\omega) H_{ip}^*(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} S_{ij}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega = R_{ij}(\tau) \end{aligned} \quad (5.14)$$

所以可以证明模拟随机过程的均值为零, 相关函数和功率谱密度随  $N \rightarrow \infty$  而收敛到目标相关函数和功率谱密度。

随后, Shinozuka<sup>[60]</sup>把 FFT 技术的应用推广到多维的情况, 取  $M = \frac{2\pi}{\Delta\omega\Delta t}$  为整

数, 则可以将式(5.4)改写成如下形式:

$$x_j(p\Delta t) = 2\sqrt{\Delta\omega} \text{Re} \left\{ G_j(p\Delta t) \exp \left[ i \left( \frac{p\pi}{M} \right) \right] \right\} \quad (5.15)$$

$G_j(p\Delta t)$  可通过 FFT 进行计算。

后来 Yamazaki 和 Shinozuka<sup>[61]</sup>在 1988 年提出了用于模拟非高斯随机过程的迭代 WAWS 方法, 并于 1990 年引入统计预处理方法来减少样本数。Deodatis<sup>[62]</sup>运用频率双索(double-indexing frequency)的概念, 提出了一种新的谐波合成法, 模拟了各态历经的多变量平稳高斯过程。本文基于 Matlab 语言编制风荷载模拟程序, 实现脉动风速曲线的计算机仿真。

### 5.2.2 时域风振分析理论

在明确了作用在结构上的脉动风荷载时程和阻尼矩阵后, 就可以采用直接积分法求出结构响应的时间历程。通过响应时程可以求出所需要的结构响应统计信息, 如结构振动的位移、加速的均值和均方值等, 从而得到高层建筑结构的风振响应特性<sup>[63]</sup>。

系统动力响应平衡方程:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P\} \quad (5.16)$$

式中:  $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$  分别是质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵,  $\{P\}$  为外荷载向量;  $\{U\}$ 、 $\{\dot{U}\}$ 、 $\{\ddot{U}\}$  分别是系统的位移、速度和加速度向量。

直接积分法根据动力平衡方程(5.16), 建立由  $t$  时刻结果状态向量  $\{U_t\}$ 、 $\{\dot{U}_t\}$  和  $\{\ddot{U}_t\}$  到  $t + \Delta t$  时刻的状态变量  $\{U_{t+\Delta t}\}$ 、 $\{\dot{U}_{t+\Delta t}\}$  和  $\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}$  递推关系, 从而从初始条件  $t = 0$  时刻初始状态向量  $\{U_0\}$ 、 $\{\dot{U}_0\}$  和  $\{\ddot{U}_0\}$  出发, 一步一步求出各个时刻的状态向量。一般用于线弹性结构的时程响应分析的直接积分法有差分法、线性加速度法、Wilson- $\theta$  法和 Newmark- $\beta$  法, 本文采用 Newmark- $\beta$  法。

### 5.2.3 脉动风荷载模拟

输入的初始参数<sup>[63][64]</sup>:

建筑总高度为 144m; 平面布置图如图 3.1;

自下而上模拟的风速点数: 13 个, 标高分别为 10.8, 21.6, 32.4, 43.2, 54, 64.8, 75.6, 86.4, 97.2, 108, 118.8, 129.6, 140.4 (单位 m)处;

10m 高度处的平均风速: 30m/s; 地面粗糙度系数: 0.03; 模拟的风速剖面为指数风速剖面; 其地面粗糙度指数取为  $\alpha = 0.02$ ;

时间步长为 0.125s; 时程总长为 512s; 截止频率为  $8\pi \text{ rad/s}$ ; 采样平率点数  $N = 2048$ , 圆频率增量  $\Delta\omega = 4\pi/2048 = 0.0123 \text{ rad/s}$ ,  $M = 2N = 4096$ ;

模拟风速功率谱采用 Kaimal 谱, 模拟相关函数只考虑高度方向的相关性, 即取横向指数衰减系数  $C_x = C_y = 0$ , 竖向衰减指数  $C_z = 10$ 。

体型系数: 1.4; 每个模拟点的挡风面积均为  $63.18 \text{ m}^2$ 。

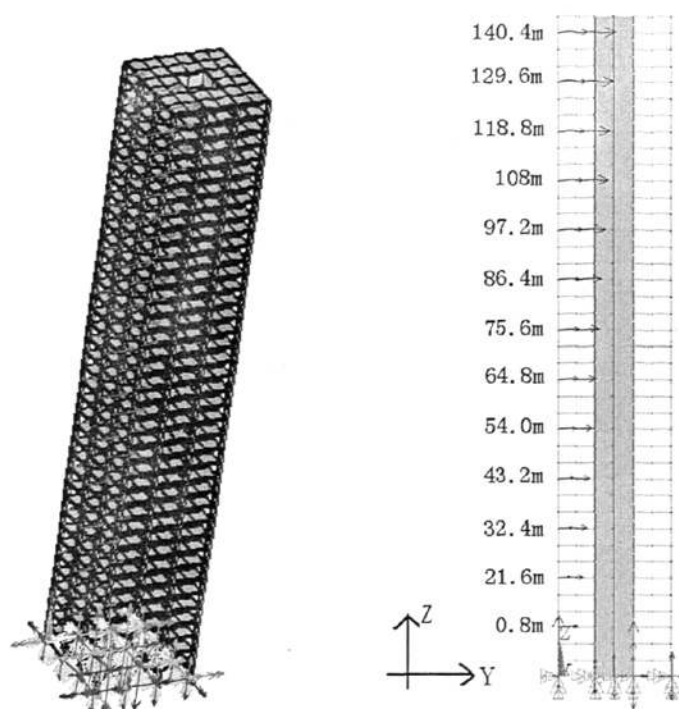


图 5.1 风荷载加载点示意图

Fig.5.1 Diagram of wind load on structure

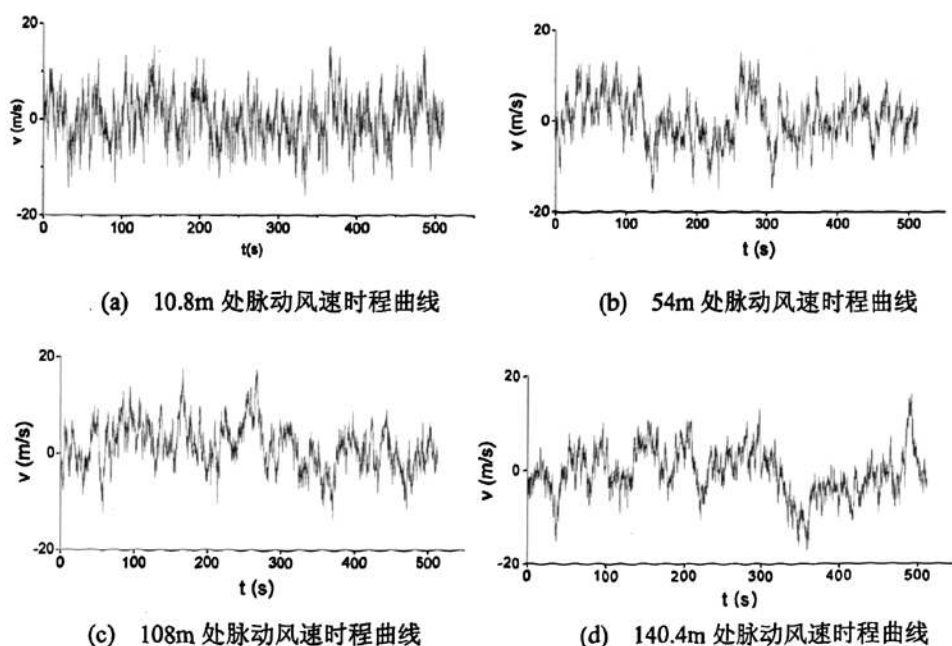


图 5.2 脉动风速时程曲线模拟

Fig.5.2 Simulated fluctuating wind speed time-history curve

因选用随高度变化的顺风向 Kaimal 谱, 由以上图可以看出, 位于不同高度处的模拟风速曲线有一定的差异, 围绕各标高处平均风速的脉动风速曲线随时间变化是不一样的, 更能真实反映不同标高处的风速变化。

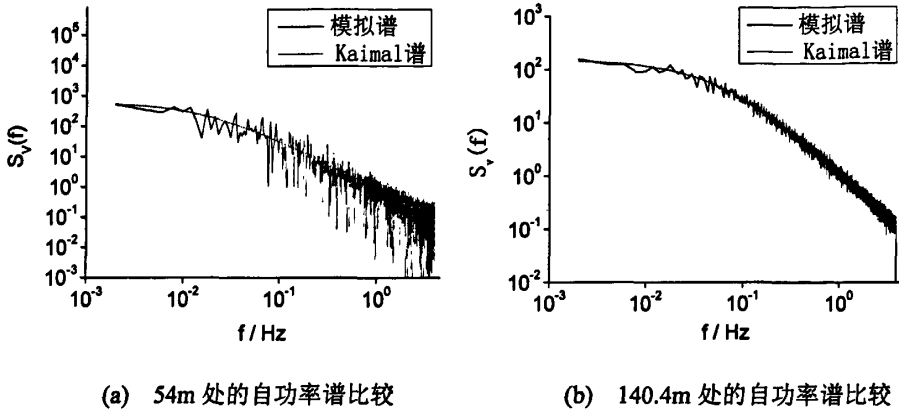


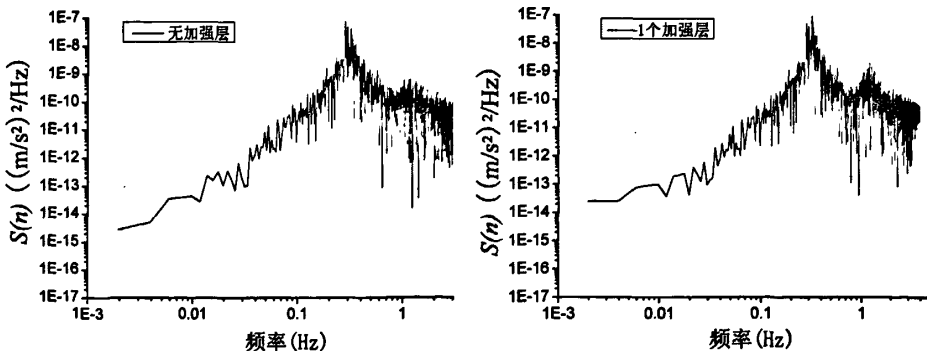
图 5.3 模拟风谱与目标谱的比较

Fig.5.3 Comparison of target spectrum and spectrum

从以上结果可以看出, 各点模拟风速的自功率谱与 Kaimal 谱相当吻合, 平均风速也与理论值基本接近。因此, 可认为模拟的脉动风速与实际的风速相一致。由模拟风速的时程曲线, 可得到各点的脉动风压的时程曲线; 由风压、挡风面积、体型系数, 可进一步得到动力分析所需的各点的风荷载时程曲线。

### 5.3 风振响应分析

选取章节 4.1.2 确定的方案 1~方案 4 进行风荷载时域分析。根据上述谐波合成法所模拟的脉动风速时程求得脉动风荷载, 并将其与平均风荷载叠加求得总的风荷载, 直接加载到 ANSYS 模型上<sup>[67]</sup>, 加载点如图 5.1 所示。



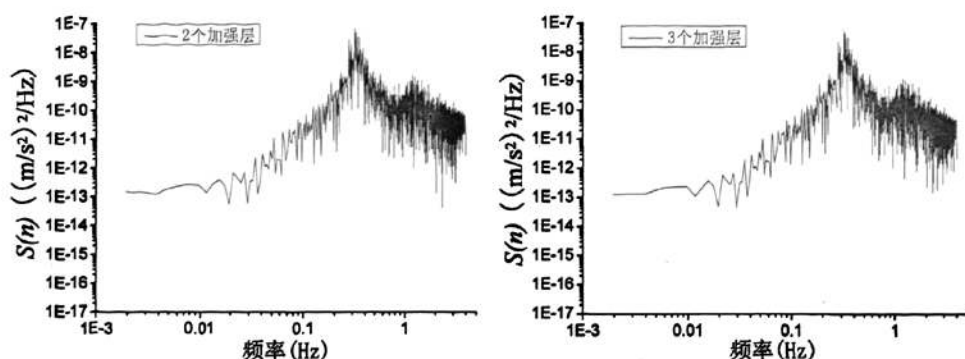


图 5.4 各结构顶点加速度功率谱密度

Fig.5.4 PSD of acceleration at top of each structure

图 5.4 为  $V_{10} = 30 \text{ m/s}$  时, 顺风向风荷载作用下结构顶点加速度响应功率谱密度。从图中可以看出, 4 种结构均以第一振型为主, 高阶振型影响较小。

以下列举了时程计算所得的两个节点(86.4m 和顶点)沿 Y 向的位移、速度、加速度时程曲线, 并对各部分的位移均值和方差、速度和加速的方差进行了比较分析<sup>[68][69]</sup>, 如图 5.5~图 5.10。

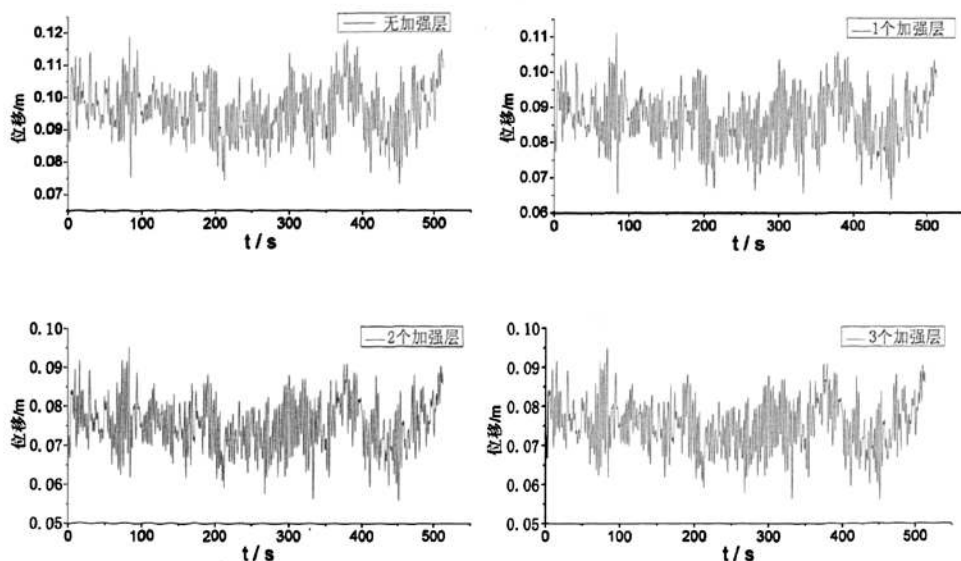


图 5.4 86.4m 处位移时程曲线

Fig.5.4 Time-history curve of displacement at 86.4m

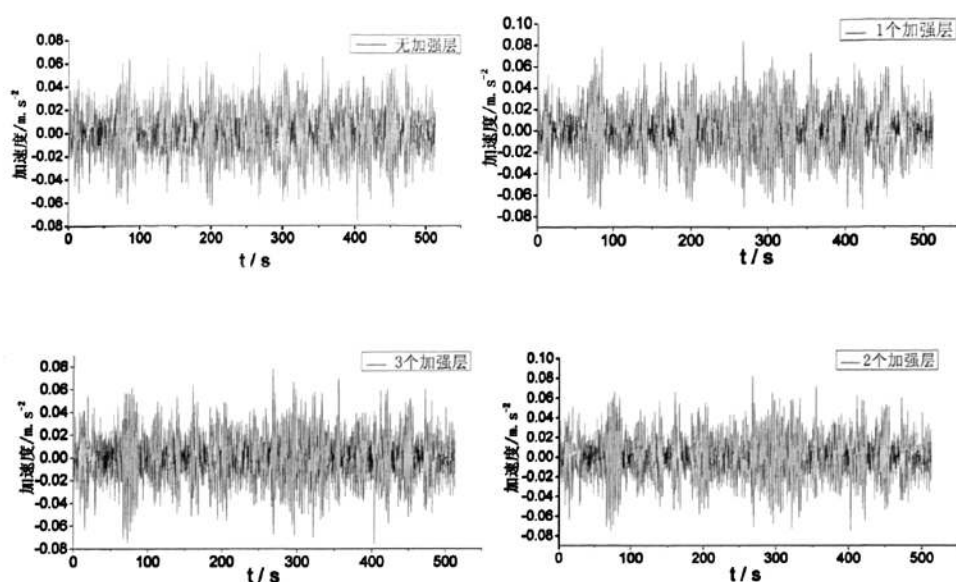


图 5.5 86.4m 处加速度时程曲线

Fig.5.5 Time-history curve of acceleration at 86.4m

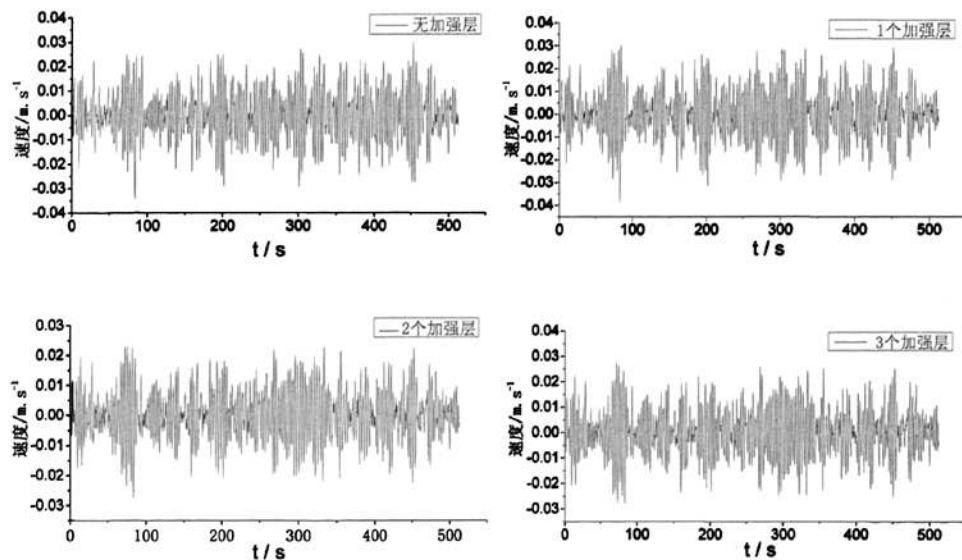


图 5.6 86.4m 处速度时程曲线

Fig.5.6 Time-history curve of velocity at 86.4m



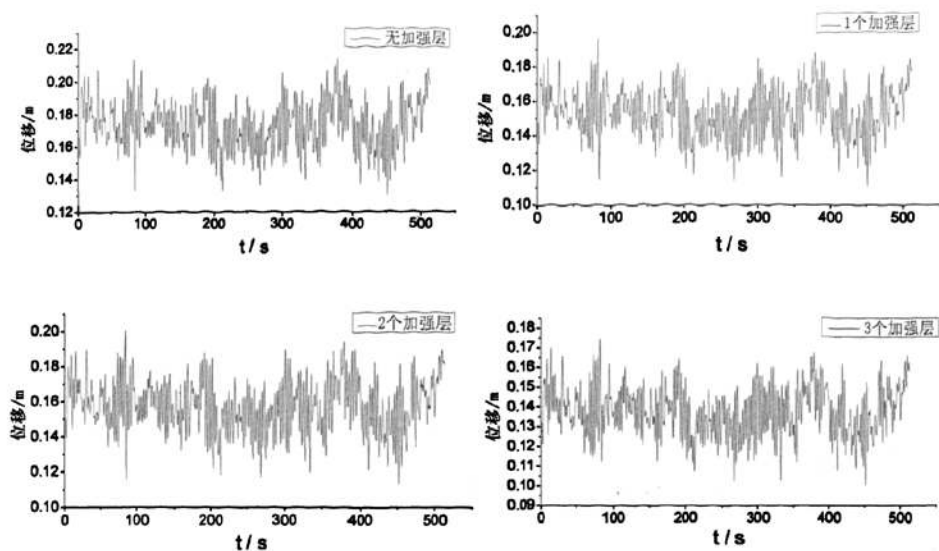


图 5.7 顶层位移时程曲线

Fig.5.7 Time-history curve of displacement at top storey

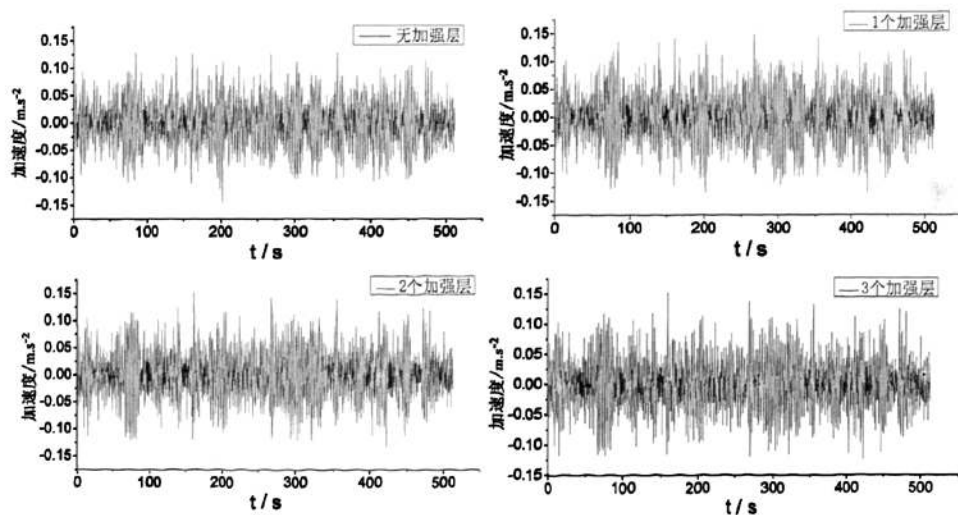
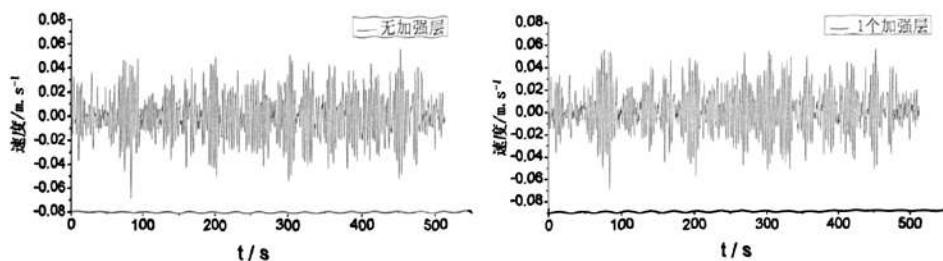


图 5.8 顶层加速度时程曲线

Fig.5.8 Time-history curve of acceleration at top storey



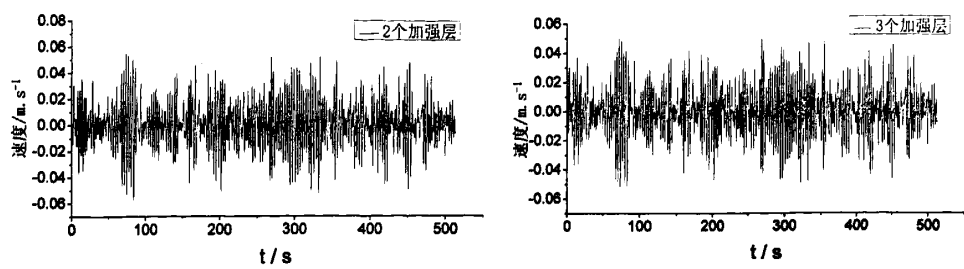


图 5.9 顶层速度时程曲线  
Fig.5.9 Time-history curve of velocity at top storey

由图 5.8 可以看出，无加强层时，结构顶层顺风向位移最大值为 0.214m，为建筑总高度的 1/673；而设置加强层后，结构顶层顺风向最大值为 0.174m，为建筑总高度的 1/828，不仅满足关于结构顶层最大位移  $H/1000 \sim H/200$  的要求，而且说明设置加强层后，结构具有更大的抗侧刚度。分析图 5.9 中带两个加强层结构的顶层加速度时程曲线，其最大加速度为  $0.152 \text{ m/s}^2$ ，出现在 160s 处，满足高层结构设计中舒适度的要求。

表 5.1 各结构高度位移响应均方根值(mm)

Table 5.1 the RMS of displacement response of the structure along height (mm)

高度 (m)	无加强层	1 个加强层	2 个加强层	3 个加强层
10.8	3.771	3.646	3.491	3.330
21.6	12.098	11.569	10.679	10.272
32.4	23.757	22.562	21.253	19.575
43.2	37.803	35.65	32.322	30.027
54.0	53.436	50.008	46.451	42.343
64.8	70.014	64.942	60.129	55.402
75.6	87.039	79.855	73.144	68.220
86.4	104.103	94.036	87.682	81.664
97.2	120.921	107.938	99.796	95.122
108.0	137.307	122.106	113.642	108.121
118.8	153.141	135.475	126.433	120.774
129.6	168.403	149.708	139.141	133.411
140.4	183.173	162.999	152.846	145.821
144.0	187.985	167.340	156.116	149.873

从表 5.1 可以看出，随着结构高度的增加，结构沿高度的位移响应均方根值是逐渐增加的，同时加强层的设置可以明显地减少顶点位移。同时表明，设置 1~3 个加强层时相对无加强层时结构的位移均值明显变小，但设置数量的增加并未显

著增大位移减小幅度，因此建议本文高度的结构取 1~2 个加强层较为合理。

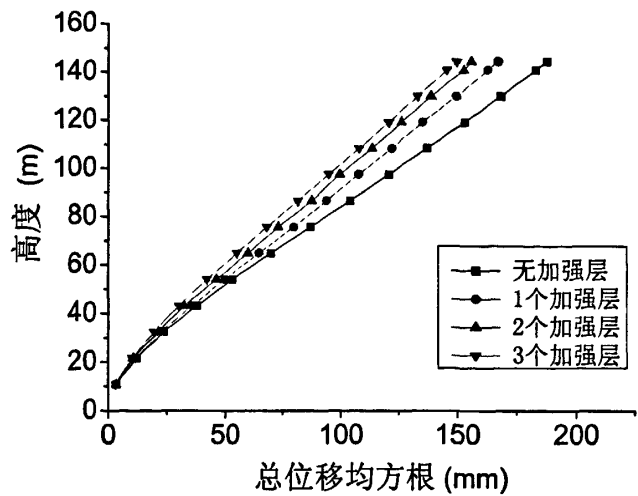


图 5.10 总位移均方根比较

Fig.5.10 Comparison of displacement RMS

表 5.2 各结构沿高度脉动风响应比较

Table 5.2 Wind-induced response of the structure along height under fluctuating wind												
高度 (m)	位移均方根(mm)				加速度均方根(m/s <sup>2</sup> )				速度均方根(m/s)			
	方案号				方案号				方案号			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
10.8	0.26	0.27	0.26	0.24	0.0022	0.0028	0.0027	0.0026	0.0004	0.0005	0.0004	0.0004
21.6	0.87	0.88	0.79	0.76	0.0051	0.0063	0.0062	0.0061	0.0013	0.0014	0.0013	0.0013
32.4	1.73	1.74	1.54	1.48	0.0078	0.0094	0.0091	0.0089	0.0026	0.0028	0.0024	0.0025
43.2	2.79	2.78	2.66	2.30	0.0105	0.0124	0.0118	0.0114	0.0041	0.0044	0.0039	0.0038
54	3.98	3.93	3.43	3.27	0.0132	0.0153	0.0143	0.0140	0.0059	0.0062	0.0053	0.0053
64.8	5.26	5.15	4.64	4.32	0.0158	0.0180	0.0171	0.0165	0.0077	0.0081	0.0073	0.0070
75.6	6.60	6.39	5.78	5.37	0.0184	0.0207	0.0194	0.0189	0.0096	0.0100	0.0093	0.0086
86.4	7.96	7.58	6.93	6.49	0.0210	0.0232	0.0219	0.0214	0.0116	0.0118	0.0109	0.0104
97.2	9.32	8.77	8.21	7.62	0.0237	0.0258	0.0251	0.0242	0.0135	0.0136	0.013	0.0121
108	10.65	9.99	9.29	8.72	0.0267	0.0288	0.0279	0.0272	0.0154	0.0155	0.0145	0.0138
118.8	11.95	11.2	10.57	9.79	0.0299	0.0323	0.0314	0.0305	0.0172	0.0173	0.0161	0.0155
129.6	13.21	12.38	11.7	10.87	0.0336	0.0364	0.0352	0.0344	0.0190	0.0192	0.0182	0.0172
140.4	14.43	13.54	12.69	11.94	0.0376	0.0411	0.0395	0.0390	0.0205	0.0209	0.0193	0.0189
144	14.83	13.92	13.09	12.28	0.0390	0.0427	0.0412	0.0406	0.0210	0.0215	0.0199	0.0194

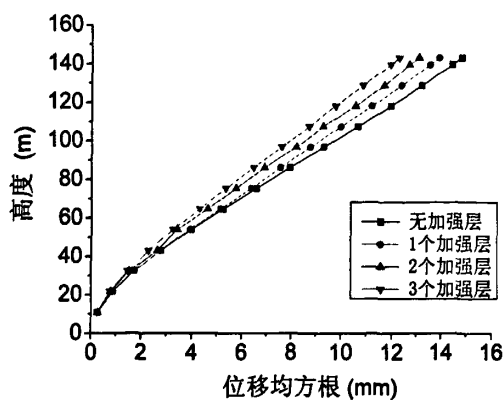


图 5.11 脉动风作用位移均方根比较

Fig.5.11 Comparison of displacement RMS under fluctuating

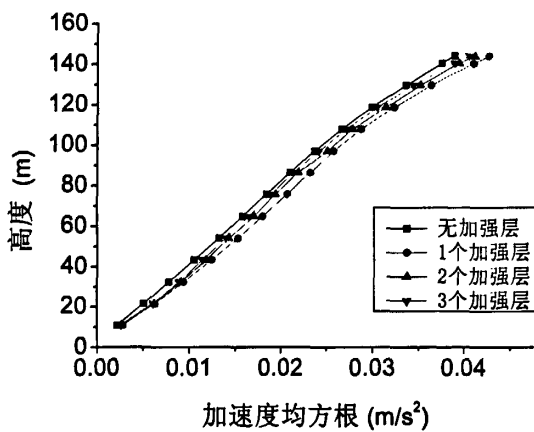


图 5.12 加速度均方根比较

Fig.5.12 Diagram of acceleration RMS

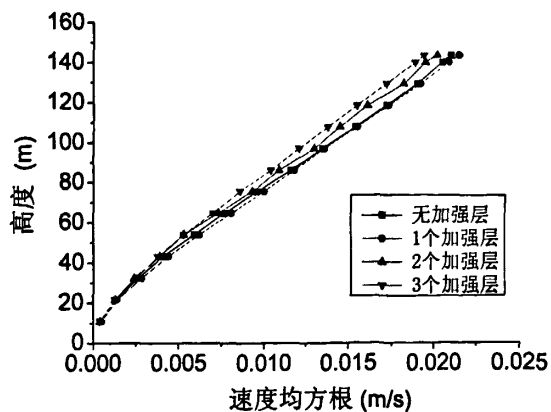


图 5.13 速度均方根比较

Fig.5.13 Diagram of velocity RMS

表 5.2 及图 5.11~图 5.14 可以看出,当考虑脉动风作用的风振响应时,结构设置加强层以后其位移、速度、加速度均方根相对于未设加强层时均呈减少趋势。但是随着设置数量的增加,位移均方根减小幅度变缓,而且总体变化的幅度均不大,说明对于结构挡风面积不变的结构,其风荷载变化不大,且随着结构加强层的设置,使得结构的刚度和阻尼也增加,因而导致位移响应变小。当加强层设置数量达到 2~3 个时,结构质量的明显增加反而使位移的速度和加速度均方根开始减小。

## 5.4 本章小结

本章根据随机振动理论,将脉动风荷载分量视为平稳随机过程,针对高层建筑结构特点,采用谐波合成法在程序软件 MATLAB 中实现了脉动风荷载时程曲线的计算机仿真,较好的模拟了风速沿高度变化的 Kaimal 风速谱。

将模拟的风荷载作为动力输入,通过对无加强层及设置 1~3 个加强层 4 种加强层结构方案的时域分析,得到结构的风振响应结果并进行了对比分析,结合前文顺风向等效风荷载分析结果可以看出:设置 1~3 个加强层时相对无加强层时结构的位移响应明显变小,但设置数量的逐步增加并未显著增大位移响应的减小幅度,因此建议本文高度的结构取 1~2 个加强层较为合理。

## 6 结语与展望

本文首先在理论上对框架-核心筒-伸臂结构简化模型进行了静力分析,得到伸臂刚度对加强层合理设置的影响规律。然后建立了空间有限元模型,并对其加强层位置合理设置进行了分析。然后确定了 5 种结构方案,进行了动力特性及顺风向等效风荷载作用分析,以及在数值模拟风荷载的作用下的风振时程响应分析,并对计算结果进行分析比较,得到以下结论。

### 6.1 本文主要结论

本文主要结论归纳如下:

- 1) 根据带两伸臂的框架-核心筒-伸臂体系的内力与位移的协调分析方法,以顶点位移最小和伸臂约束弯矩最大为控制目标,得到结构顶点侧移随刚度系数  $\alpha$  和  $\beta$  变化的规律,即当伸臂刚度与核心筒线刚度比  $1/\beta$  在 2~10 左右,加强层设置对结构顶点侧移的影响最为明显。
- 2) 通过对空间有限元框架-核心筒-伸臂模型的分析,在倒三角荷载作用下设置一个加强层时,在结构 0.6H 处设置对于减小顶点侧移的效果最好;两个加强层时,宜在结构(1/3)H 和(2/3)H 附近处设置;设置多个加强层时,宜沿高度均匀布置,但不应设置在顶层。
- 3) 本文分析的框架-核心筒-伸臂结构方案主要以 1、2 阶水平振型为主,扭转振型对其影响较小,高阶振型的影响更是可以忽略。随着加强层设置数量的增加,前两阶平动周期不断减小,3 阶扭转振型的周期反而缓慢变大,但变化幅度均不大;同时竖向振型表现不明显。
- 4) 从结构在等效风荷载作用下的分析可看出:对于考虑楼层梁影响的框架-核心筒-伸臂结构,随着加强层的设置数量增多,其周边框架承受的倾覆力矩加大,核心筒承受的倾覆力矩减少,而核心筒承受的剪力却略有增加;由于加强层产生的内力重分布作用,翼缘框架柱的轴力比角柱更大。
- 5) 伸臂受到较大的剪力和弯矩,随着加强层的布置数量增加,伸臂梁端弯矩和剪力都逐步减小,可见增设加强层有助于改善伸臂构件的受力状况。框架柱和核心筒在加强层处内力均有较大突变,但内力突变程度会随着加强层设置数目的增加而趋于缓和,因此在可能的情况下,可以考虑多设置加强层来弱化单个加强层的刚性。
- 6) 综合等效静力分析和时域分析结果,对于高度在 150m 左右的结构,设置 1~2 个加强层时,外框柱和核心筒的内力分配比较合理,相对无加强

层时结构的顶点位移和层间位移明显减小，脉动风作用下动力响应变小明显，抗风效果最好；但是当加强层多于 3~4 道时，减小侧移的效果逐渐减弱。当结构高度更高时，可以设置更多数量的加强层来提高结构抗侧刚度。

## 6.2 对后续工作的展望

上述结论有一定的理论意义和实际价值，但是由于受资料不足、时间仓促等因素的制约，有些工作还未涉及，某些研究尚不够透彻，下面从几个方面谈谈对未来工作的展望。

- 1) 可采用桁架、空腹桁架等刚度大而杆件不大的伸臂构件，桁架上、下弦杆和柱连接，另外在加强层周边设置水平环带构件可以减小不利影响，可在以后进行分析。
- 2) 采用钢筋混凝土实腹大梁，虽然刚度大，容易施工，但对抗震十分不利。而钢筋混凝土桁架和空腹桁架的模板制作和浇筑混凝土都比较困难，因此混凝土结构中也经常采用钢桁架作伸臂，重量小且可现场拼装，以后可进行一定的研究。
- 3) 一般情况下，横风向振动的量级要比顺风向振动小，但在横风向涡流脱落共振情况下，振动可达与顺风向同一量级，甚至更大。强烈的横风向振动结构不但可能不满足强度和刚度的要求，而且还可能不满足舒适度的要求，需要以后进一步研究。
- 4) 目前大部分对于复杂高层建筑的研究仍基于线性阻尼假设，以后的研究可以深入到非比例阻尼进行更加细致和真实的研究。另外风荷载的时域数值模拟虽然已经达到了一定的工程精度要求，但是其准确性仍然不够，因此对复杂高层建筑仍然需要进行风洞试验结合理论进行分析。

## 致 谢

本文的研究工作是在我的导师陈朝晖教授的精心指导下完成的。导师的严谨治学态度、渊博的知识、无私的奉献精神使我深受的启迪。从尊敬的导师身上，我不仅学到了扎实、宽广的专业知识，也学到了做人的道理。在此我要向我的导师致以最衷心的感谢和深深的敬意！

感谢孙毅、肖正直等博士师兄在论文进行过程中给予的极大帮助，感谢白强、汪延寿、任坤、唐丹姿、罗乐、钱晓钊、潘启科、刘操兰、孟路希等所有团队成员，感谢李正良团队的所有师兄弟、师姐妹们一起学习，一起生活，彼此关爱，团结互勉，在我硕士期间对我的关心和照顾，与我一同度过难忘的研究生生活。

真诚感谢关心我的父亲母亲，正是一直以来他们对我学业的支持和生活的关怀，使我能够顺利的完成学业。

最后，非常感谢在百忙之中细心评阅论文和参加答辩的各位专家、教授！

蒋 锐

二〇〇九年五月 于重庆



## 参考文献

- [1] 方鄂华, 钱稼如. 高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [2] 包世华. 新编高层建筑结构.第二版[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [3] 赵西安. 钢筋混凝土高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995.
- [4] 徐培福, 傅学怡等. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [5] Taranath BS. Optimum belt truss location for high-rise structures [J]. Structural Engineering.1975.53 (8):18~21.
- [6] McNabb J.W. and Muvdi B.B. Drift reduction factors for belt high-rise structures [J]. Engineering Journal, Vol.12, No.3 Third Quarter (1975). 88~91.
- [7] Stafford Smith B, Coull A. 高层建筑结构分析与设计(陈瑜, 龚炳年译)[M].北京: 地震出版社, 1993.
- [8] Stafford Smith B and Coull A. Tall Building Structures: Analysis and Design [M]. New York: wiley, 1991.
- [9] Stafford Smith B and Salim I. Parameter study of outrigger braced tall building structure [J]. Journal of Structural Engineering 107(T10). 2001~2014.
- [10] P.C. Boggs & D.A. Gasparini: lateral stiffness of core outrigger system [J]. Engineering Journal. American institute of steel construction., 1983.
- [11] A. Rutenberg & D. Tal: lateral load response of belted tall building structures [J]. Engineering structure: 1987, 9.
- [12] A Coull & W.H.O. Lau: Outrigger Braced Structure Subjected to Static Seismic Load [C]. Proc.4th international.conference on tall buildings, Hong Kong and Shang Hai, Vol.1, Hong Kong, 1998.
- [13] F. R. Moudarres & A. Coull: Free vibrations of outrigger-braced structures [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.79, 1985, 105~117.
- [14] 朱幼麟. 具有水平加强层的筒体结构内力分析[J]. 建筑结构, 1995 (10):10~15
- [15] 黄世敏, 魏琏, 衣洪建等. 高层建筑中水平加强层合理位置的研究[J]. 建筑科学.2003.19(2): 4~10.
- [16] 袁兴隆, 张誉. 高层建筑伸臂的合理位置分析[J]. 四川建筑科学研究.1996(1).15~18.
- [17] 丁洁民. 高层结构中水平带状桁架的合理位置及其影响参数[A]. 第十一届全国高层会议论文集.
- [18] 易方民, 高小旺, 王巍等. 水平加强层在超高层钢结构中的应用研究[J]. 建筑科学,2001.17(1):12~10.

- [19] 张正国, 傅学怡等. 带刚臂超高层结构工作性能研究 [J]. 建筑结构学报.1996.17(4).
- [20] 徐培福, 黄吉锋等. 带加强层的框架-核心筒结构抗震设计中的几个问题[J]. 建筑结构学报.1999.20(4): 2~10.
- [21] 张仲先, 周春圣, 夏凯等.设置多道加强层的框-筒结构侧移分析方法.[J] 武汉理工大学学报, 2006,28(4): 52~55.
- [22] 周春圣, 张仲先, 夏凯, 赵春华等. 顶部设置加强层的框-筒结构应变能分析[J]. 华中科技大学学报.2006,28(3): 86~88
- [23] 张马俊, 梅占馨, 傅学怡等.刚臂-芯筒高层建筑工程结构的弹塑性动力分析[J]. 西安建筑科技大学学报.1996.28(4).
- [24] 钟善桐, 刘大林.刚伸臂在钢管混凝土高层框筒结构体系中的工作性能[J].哈尔滨建筑大学学报, 2002 (2): 12~19.
- [25] 张相庭. 结构风工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [26] 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ 3-2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [27] 高层民用建筑钢结构技术规程(JGJ99-98)(1998), 中国建筑工业出版社, 1999.
- [28] 黄本才. 结构抗风分析原理及应用.第二版[M].上海: 同济大学出版社, 2008.
- [29] 唐兴荣. 特殊和复杂高层建筑结构设计[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006.
- [30] 张杰, 张仲先等. 伸臂刚度对加强层设置位置的影响分析[J]. 华中科技大学学报.2006. 23(5):19~23.
- [31] 陈林之. 水平加强层在高层建筑结构中的应用研究[D]. 四川大学硕士学位论文. 2006.
- [32] Duane Hanselman, Bruce Littlefield. 精通 Matlab7(朱仁峰译)[M].北京:清华大学出版社, 2006.
- [33] 杨克家. 带加强层高层建筑结构抗震性能及基于性能的抗震设计方法研究[D].西安建筑科技大学博士论文, 2008.
- [34] 混凝土结构设计规范(GB50010-2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [35] 建筑结构荷载规范(GB50009-2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [36] 朱杰江, 宋建, 王颖等.带加强层框架-芯筒结构的优化研究.[J] 南京建筑工程学院学报, 2001,3: 26-31.
- [37] 朱伯芳.有限单元法原理与应用[M].中国水利水电出版社, 1998.
- [38] 尚晓江, 邱峰. ANSYS 结构有限元高级分析方法与范例应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006.
- [39] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [40] 宫玉才, 周洪伟等. 快速子空间迭代法、迭代 Ritz 向量法与迭代 Lanczos 法的比较[J].振动工程学报, 2005,18(2):227~232.
- [41] 王元清, 黄怡. 超高层钢结构建筑动力特性与抗震性能的有限元分析[J]. 土木工程学

- 报,2006,39(5):65~71.
- [42] R.W.克拉夫, J.彭津. 结构动力学(王光远等译)[M]. 北京: 科学出版社, 1981
- [43] 埃米尔.希缪, 罗伯特.H.斯坎伦, 风对结构的作用-风工程导论(刘尚培, 项海帆, 谢雾明译)[M].上海: 同济大学出版社, 1992.
- [44] 贺得馨. 风工程与工业空气动力学[M]. 北京: 国防工业出版社, 2006.
- [45] 欧进萍, 王光远. 结构随机振动[M]. 北京: 高等教育出版社, 1998.
- [46] Solari G, Spinelli P. Time-domain analysis of tall building response to wind action. [C].Proc.3rd International conference on Tall Buildings. Hong Kong and Guangzhou,China,1984,278~284.
- [47] Y Zhou, M GU, H F Xiang. Along wind static equivalent wind loads and responses of tall Buildings. Part I: Unfavorable distributions of static equivalent wind loads, [J] Wind Eng. And Ind. Aero. 1999, 79:135~150.
- [48] Takeo, Matsumoto. On the Across-Wind Oscillati on of Tall Buildings, [J]. Wind Eng. And Ind.Aero, 1986, 24.
- [49] 季斌. 高层悬挂结构风致振动响应研究[D]. 南京航空航天大学硕士学位论文.2005
- [50] 叶丰, 项明. 建筑顺风向背景响应及其等效风荷载的计算方法[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(1):58~61.
- [51] 王国砚. 基于等效风振力的结构风振内力计算[J], 建筑结构, 2004, 34 (7): 39~43.
- [52] 阮永辉, 吕西林. 带水平加强层的超高层结构的力学性能分析[J]. 结构分析.2000. 12~16.
- [53] 葛家琪, 张涛.带有结构加强层的超高层主体结构设计研究[J]. 建筑科学,2003,19(1):4~7.
- [54] 周晓峰. 巨型刚框架结构的静力、抗震和抗风分析[D]. 浙江大学博士学位论文, 2001.
- [55] 刘哲. 双塔结构的振动与抗风分析[D]. 西南交通大学硕士学位论文, 2001.
- [56] Borgman L E. Ocean wave simulation for engineering design. [J]. Waterway and Harbors Division, 1969, 95(4):557~583.
- [57] M. Shinozuka, C. M. Jan. Digital simulation of random processes and its application. J. of Sound and Vibration, 1972, 25(1):111~128.
- [58] Yang J N. Simulation of random envelops process. J. Sound and Vibration[J]. 1972,25(1):73~85
- [59] Spanos P D, Zeldin B A. Monte Carlo treatment of random fields: A broad perspective. [J]. Applied Mechanics, 1998, 51(3):219~237.
- [60] Shinozuka M, Deodatis G. Simulation of stochastic processes spectral representation[J]. Applied Mechanics Review, 1991 ,44:191~204.
- [61] Yamazaki F, Shinozuka M. Digital generation of non-Gaussian stochastic fields[J] Journal of Engineering Mechanics, 1988, 114(7):1183~1197.

- [62] Deodatis G. Simulation of ergodic multivariate stochastic process. [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1996, 122(8):778~787.
- [63] 邹径湘. 结构动力学[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 1996.
- [64] 李春祥, 都敏. 超高层建筑脉动风速时程的数值模拟研究[J]. 振动与冲击. 2008.27(3):124~135.
- [65] 胡雪莲, 李正良, 晏致涛. 大跨度桥梁结构风荷载模拟研究[J]. 重庆建筑大学学报, 2005, 27(3):63~67.
- [66] 侯爱波, 葛楠, 周锡元. 高层建筑顺风向风振动力反应时程分析[J]. 郑州大学学报(工学版), 2006, 27(2): 14~17.
- [67] 周宁等. ANSYS APDL 高级工程应用实例分析与二次开发[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007.
- [68] 楼文娟, 大跨度输电铁塔风振响应研究[D]. 浙江大学博士学位论文, 1995.
- [69] 燕辉. 复杂体型高层建筑风荷载及风振响应研究[D]. 浙江大学博士学位论文, 2004.

## 附 录

作者在攻读硕士学位期间发表的论文目录:

- [1] 陈朝晖, 蒋锐, 郭益. 基于广义协调理论的含转角自由度的四边形膜元初探. 重庆大学学报自然科学版(专刊): 重庆力学学会学术年会论文集, 2007, 30: 66~68