

## 摘 要

随着经济与技术的发展,高层建筑日益增多,桩基成为更加普遍的基础形式。桩筏基础受力明确,既能充分发挥桩的潜力,同时又能充分利用地基土自身的承载力,作为高层建筑的重要基础形式被广泛采用。随着共同作用理论的发展,以及计算机的普及和性能的不断提高,人们对桩筏基础有了较多认识。但是由于桩筏基础是一个十分复杂的系统,其研究涉及众多因素,有必要进一步认识上部结构、桩筏基础与地基土的共同作用机制。因此,开展共同作用课题的研究具有重要意义。

本文针对某工程实例,利用大型有限元程序 ABAQUS 建立了剪力墙结构—桩筏基础—地基共同作用的全三维模型,土体分别采用弹性和理想弹塑性模型,考虑上部结构刚度、地基土变形模量、承台厚度和桩长等参数变化对共同作用工作性状的影响。得到如下主要结论:

(1) 上部结构施工至 9 层后,其对差异沉降和筏板弯矩的调节作用减弱,表现出上部结构刚度作用的有限性。

(2) 考虑上部结构刚度作用,筏板对地基的架越作用明显,基底土反力呈明显的马鞍形;荷载向角桩、边桩集中;地基土分担总荷载的 10%~20%。

(3) 当地基土为单层均质时,地基土越硬,基础的最大沉降和差异沉降越小,地基土分担的荷载增加,筏板最大弯矩减小;当存在硬壳层和软弱下卧层时,地基土荷载分担比略有提高。

(4) 增加筏板厚度能减少一定的差异沉降,提高地基土的荷载分担比,同时筏板下中桩、边桩和角桩的桩顶反力分布更不均匀,筏板弯矩急剧增长。

(5) 通过调整筏板中部局部范围桩长可以控制差异沉降及筏板弯矩大小。从材料的合理利用和经济性上考虑,长桩和短桩的长度比宜为 1.75~2.0。

**关键词:** 剪力墙结构 桩筏基础 共同作用 三维有限元 差异沉降 长短桩

## ABSTRACT

With the rapid development of economics and technology, there are more and more high-rise buildings constructed on pile foundation. Piled raft foundation, in which both the piles and the soils under the raft carry the loads from superstructure, is an important foundation form of high-rise buildings. With the development of interaction theory and the improvement of computing technique, the mechanisms of load transfer for piled raft foundation has began to be studied. However, piled raft foundation is a very complicated system and is related to many factors. Therefore, it is necessary and important to study thoroughly on the interaction of superstructure, piled raft and soils.

In this paper, a 3-D finite element model based on a 15-floors high-rise building case in Hangzhou is proposed by ABAQUS to analyze the interaction of shear wall structure, piled raft and soils. The effects of superstructure rigidity, soil deformation modulus, raft thickness and pile length are analyzed. Meanwhile, the constitutive behavior of soil is assumed to be elastic and elasto-plastic. The main conclusions are obtained as follows:

(1) With the increment of superstructure rigidity, specially after reaching 9<sup>th</sup> floor, the differential settlement and the moment of the raft per unit load increase slowly. This shows the effects of superstructure rigidity are limited.

(2) The foundation reaction presents a more obvious shape of saddle when the superstructure rigidity is considered. The loads carried by the piles in the corner and on the edge of the base are more than that in the center. The proportion of the loads carried by soils is about 10%~20%.

(3) When the soil is one layered and uniform, with the increment of deformation modulus of soil, the proportion of the loads carried by soils increases, and the differential and maximal settlement as well as the moment of the raft decrease. If there's a overlying crust just under the raft, the proportion of the loads carried by soils will increase slightly.

(4) With the increment of raft thickness, the differential settlement decreases, the proportion of the loads carried by soils increases, and the moment of the raft increases greatly.

(5) The differential settlement and moment of raft can be controlled by adjusting the length of local piles. In order to make full use of piles and save the cost, the reasonable ratio of long and short pile length is suggested to be 1.75~2.0.

**KEYWORDS:** shear wall; piled raft; interaction; 3-D finite element; differential settlement; long-short pile

## 主要符号与说明

$I_1$ ——第一应力张量不变量	$P_c$ ——角桩桩顶反力, kN
$S_{ij}$ ——应力偏张量	$P_e$ ——边桩桩顶反力, kN
$K$ ——体积弹性模量	$P_i$ ——中桩桩顶反力, kN
$G$ ——剪切弹性模量	$h$ ——承台厚度, m
$\sigma$ ——应力	$E_p$ ——桩的弹性模量, MPa
$\varepsilon$ ——应变	$E_s$ ——土的变形模量, MPa
$[B]$ ——单元应变矩阵	$\mu$ ——泊松比
$[D]$ ——单元弹性矩阵	$C$ ——粘聚力, kPa
$[k]^e$ ——单元刚度矩阵	$\varphi$ ——内摩擦角, °
$E$ ——材料的弹性模量	$e$ ——孔隙比
$d$ ——桩径, m	$E_{s1,2}$ ——土的压缩模量, MPa
$L$ ——桩长, m	$\rho$ ——土的密度, kg/m <sup>3</sup>
$H$ ——地基土层厚度, m	$\gamma$ ——土的重度, kN/m <sup>3</sup>
$\sigma_z$ ——竖向附加应力, kPa	$f_k$ ——天然地基承载力标准值, kPa
$\tau$ ——侧摩阻力, kPa	$q_s$ ——桩周土摩阻力标准值, kPa
$N$ ——桩轴力, kN	$q_p$ ——桩端土承载力标准值, kPa

# 第一章 绪 论

## § 1.1 问题的提出及其研究意义

桩基是一种历史悠久的基础形式，在汉代（公元前200年～公元200年），桥梁建设中就使用木桩。中世纪，在East Anglia沼泽地区修建的大修道院中也使用了橡木桩和赤杨木桩。到十九世纪末、二十世纪初，随着新型材料混凝土的出现，钢筋混凝土桩逐渐取代了木桩。随着经济与技术的发展，高层建筑拔地而起，桩基成为更加普遍的基础形式，从而对桩基础的设计提出了更高的要求。桩筏基础作为高层建筑的重要基础形式被广泛采用。

当受地质或施工条件限制，单桩的承载力不高，而不得满堂布桩或局部满堂布桩才足以支承建筑物荷载时，常通过整块钢筋混凝土板把柱、墙（筒）集中荷载分配给桩和土，习惯将此板称为筏，将这类基础称为桩筏基础。筏可做成梁板式或平板式。

桩筏基础的特点是受力明确，能充分发挥桩的潜力，同时又能充分利用土的潜力，筏板可以承担一定比例的上部荷载；有助于减小局部倾斜，减少差异沉降，缓和局部失稳对整幢建筑整体稳定性的破坏；能够充分利用地下空间作为地下车库或地下商场，适应上部结构的荷载变化能力强，而且基础的结构简单、施工方便、经济合理。

虽然高层建筑广泛采用桩筏基础，而现行规范中尚无桩筏基础的设计规范，设计单位只能根据自己的设计经验和计算能力，参照地基规范对筏板基础和桩基础规范对桩基及承台的设计要求来进行桩筏基础的设计。同时，地基—基础—上部结构客观上满足静力平衡和变形协调条件，使设计计算变得更加复杂。

为简化计算，在工程设计中，通常把上部结构、基础和地基三者分离开来，分别对三者进行计算。

以图 1-1 (a) 中柱下条形基础上的框架结构设计为例：先视框架柱底端为固定支座，将框架分离出来，然后按图 1-1 (b) 所示的计算简图计算荷载作用下的框架内。再把求得的柱脚支座反力作为基础荷载反方向作用于条形基础上如图 1-1

(c), 并按直线分布假设计算基底反力, 这样就可以求得基础的截面内力。进行地基计算时, 则将基底压力 (与基底反力大小相等、方向相反) 施加于地基上 (图 1-1 (d)), 并作为柔性荷载 (不考虑基础刚度) 来验算地基承载力和地基沉降。上述设计方法可称之为常规设计法。

这种设计方法虽然满足了静力平衡条件, 却忽略了基础的变形和位移, 人为地把基础和上部结构分开计算。通过工程实践检验, 发现上部结构实际内力往往与常规设计理论值有很大差距, 底层梁柱和边跨梁柱尤为明显, 甚至出现严重开裂。相反, 基础的内力则比常规设计理论值小得多。因此, 上部结构与地基基础共同作用问题在工程实践中被提出。事实上, 地基、基础和上部结构三者是相互联系成整体来承担荷载而发生变形的, 它们原来互相连接或接触的部位, 在受荷后一般仍然保持连接或接触, 即墙柱底端的位移、该处基础的变位和地基表面的沉降应相一致, 满足变形协调条件。显然, 地基越软弱, 按常规方法计算的结果与实际情况的差别就越大。

常规的设计方法简单易行, 但存在着一些缺陷, 如:

1. 不能正确反映荷载传递的实际情况, 造成沉降计算与实际情况差别较大;
2. 不考虑基础底面土体分担荷载的作用, 因而在设计中没有利用桩间土的承载力;
3. 计算出的上部结构、基础内力分布与实际不符, 差别较大, 有的地方甚至出现相反的情况;
4. 设计中有些地方偏于保守, 有的则偏于不安全。

由此可见, 合理的分析方法, 原则上应该以地基、基础、上部结构之间必须同时满足静力平衡和变形协调两个条件为前提。国家《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94) 和《高层建筑箱形基础设计与施工》(JGJ-80) 都建议高层建筑基础设计要考虑上部结构与地基基础的共同作用。只有这样, 才能揭示它们在外荷载

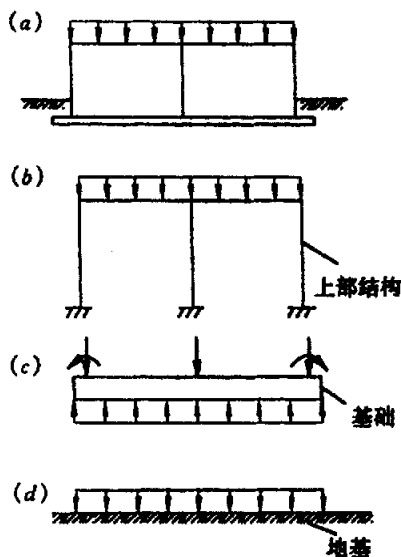


图 1-1 常规设计方法计算简图

作用下相互制约、彼此影响的内在联系，从而达到安全、经济的设计目的。鉴于这种从整体上进行相互作用分析难度较大，于是对于一般的基础设计仍然采用常规设计法，而对于复杂的、或大型的基础，则宜在常规设计的基础上，区别情况采用目前可行的方法考虑地基—基础—上部结构的相互作用。当地基较弱，且基础刚度有限，上部结构刚度较大时宜考虑上部结构刚度的作用。

随着共同作用理论的发展，以及计算机的不断普及、容量和性能的不断提高，人们对桩筏基础有了较多认识。但是由于桩筏基础是一个十分复杂的系统，其研究涉及到了荷载分配与传递、总体沉降、差异沉降、筏板结构尺寸、筏板内力、桩型、桩长、桩数、桩距、桩径、布桩方式、工程地质等众多因素。所以，有必要进一步认识上部结构、桩筏基础与地基土的共同作用机制。因此，开展共同作用课题的研究具有重要的现实意义。

## § 1.2 共同作用分析方法

上部结构与地基基础共同作用，即是把上部结构、基础和地基三者看成一个整体，并要满足地基、基础与上部结构三者接触部位的变形协调条件。利用共同作用来分析这三者的内力和变形的的方法称为共同作用分析方法。

高层建筑的发展带动了高层建筑设计分析方法的发展，高层建筑基础设计分析方法大致经历三个阶段：不考虑共同作用阶段；仅考虑基础与地基共同工作阶段；以及开始全面考虑地基和基础与上部结构共同作用阶段。与三个阶段相对应的结构与地基基础的分析方法分别为：初等设计方法、常规设计方法以及共同作用分析方法。

初等设计方法假设上部结构刚度无限大，上部结构与基础连接处节点看作是不动铰支点，在基础底部接触压力为直线分布的假定下，利用倒梁、倒楼盖法计算基础内力。常规设计方法假设基础刚度无限大，先算得上部结构基础顶面处的固端反力，再把该反力作用于基础，用分析弹性地基上梁、板的方法来计算基础内力。这两种分析方法均采用底部固定的假定，初等方法完全割裂了上部结构、基础和地基之间的内在联系，仅满足了上部结构总荷载与地基总反力的静力平衡条件，却忽略了上部结构、基础和地基连接处位移协调条件。而常规设计方法虽然考虑了基础与地基的共同作用，比初等设计方法有了进步，但忽略了上部结构

的存在,使得基础内力分析有偏差,上部结构产生次生应力,造成不安全的隐患。

因此,共同作用分析方法才是合理的高层建筑基础设计方法。它将上部结构、基础和地基三部分综合协调考虑,对上部结构而言可以模拟施工过程、分析其内力,克服常规设计中由于未考虑基础的差异沉降引起的次生应力问题;对基础可以考虑上部结构刚度的贡献,优化基础尺寸和配筋数量;对桩基可充分发挥土的承载力,减少桩数,优化布桩;对地基设计,可用共同作用获得的地基反力,来对地基进行合理的加固处理。

由此可见,共同作用整体分析方法才是合理的分析方法,也是设计方法的发展趋势。

在共同作用分析中,上部结构和基础通常是由梁、板单元组成,因此可以采用有限单元法、有限条分法、有限差分法或解析方法建立上部结构和基础的刚度矩阵,并利用变形协调条件与地基的刚度矩阵耦合起来。地基首先需确定采用何种地基模型:线弹性地基模型,非线性弹性地基模型还是弹塑性地基模型。然后建立地基的刚度矩阵。当然也可以采用有限单元法、有限差分法或解析法建立地基的刚度矩阵。习惯上,用所谓的结构力学法来建立各种地基模型的柔度矩阵,然后求逆得到它们的刚度矩阵,与上部结构和基础的刚度矩阵耦合起来,从而求得地基反力和沉降。在共同作用分析中,可以根据实测结果把基础和上部结构视作绝对刚性基础进行简化的共同作用分析,也可以考虑基础与上部结构的实际刚度进行共同作用分析。

### 1. 子结构法

从80年代开始随着计算机数值模拟技术的发展,高层建筑结构计算分析领域又出现了子结构分析技术,其主要特点是统一考虑上部结构、基础和地基三者的共同作用,以离散形式的特征函数——地基刚度矩阵表征地基土支承体系的刚度贡献,运用空间子结构方法将上部结构的刚度和荷载逐层向下凝聚到基础子结构的上部边界,形成全部上部结构的等效边界刚度矩阵和等效边界荷载向量,将它们叠加到基础子结构上去,根据基础与地基接触点的静力平衡和位移协调条件就能得到考虑三者共同作用的线性代数方程组,求解该方程组后就得到基础子结构的节点位移,再从下向上进行子结构回代即可得到上部结构各节点的位移,从而进一步给出所有节点上的内力。

## 2. 有限条分法

有限条分法首先是用于上部结构的分析,并取得了相当的成功。Cheung(1976)提出将有限条分法(finite strip method)用于单桩,使其可以更有效地求解层状地基中桩与土体的相互作用问题。在此基础上,Cheung et al(1988)根据叠加原理将这种无限层法推广到群桩中用以分析地基中群桩的特性。王文、顾晓鲁(1998)进一步以三维非线性棱柱元模拟土体,将桩土地基分割成一系列的横截面为封闭或单边敞开的有界或无界棱柱体单元,利用分块迭代法求解桩土筏体系。

## 3. 有限差分法

有限差分法的特点是直接求解基本方程和相应定解条件的近似解。一个问题的有限差分法求解步骤是:首先将求解域划分为网格,然后在网格的节点上用差分方程近似微分方程。当采用较多的节点时,近似解的精度可以得到改进。借助于有限差分法,能够求解某些相当复杂的问题。特别是求解建立于空间坐标系的流体流动问题,有限差分法有自己的优势,但用于几何形状复杂的问题时,它的精度将降低,甚至发生困难。

## 4. 有限单元法

有限单元法(FEM finite element method)是目前结构分析中最常用、最有效的数值分析方法,它是把具有无限个自由度的结构连续体离散化为只有有限个自由度且仅在单元节点上连接的单元集合体,对于每个单元选择一个简单的函数来近似表达其位移分量的分布规律,并按弹、塑性理论中的变分原理建立单元节点力和位移之间的关系,最后把所有单元的这种特性关系集合起来,就得到一组以节点位移为未知量的代数方程组,借助于计算机解这个方程组就可以求出结构体上有限个离散节点上的位移分量。

# § 1.3 国内外共同作用研究应用现状

## § 1.3.1. 国外研究应用现状

共同作用问题的研究始于四十年代。1947年, Meyerhof 首先提出框架结构与土的共同作用概念,研究了一支承在独立基础上的平面框架。其后许多学者对共同作用问题进行了多方面的研究。

在 Meyerhof 提出的方法中,用倾角位移方程分析上部结构,用经验的沉降—



压力曲线分析基础的沉降,并有计算所得的不均匀沉降再用倾角来分析上部结构的内力调整。由于该法计算较繁,只适用于简单框架。

Meyerhof (1953) 又提出框架结构的等效刚度,以考虑结构和基础的共同作用。Chamecki (1956) 用荷载传递系数分析土于结构的相互作用,并采用迭代计算,以求得基础的沉降与土介质的变形相一致。Sommer (1965) 提出考虑上部结构刚度计算基础沉降、接触反力和弯矩的方法。受当时计算工具的影响,以上都是简化计算方法。随着计算机技术的不断发展,共同作用课题也有了突破性的进展。Przymieniecki (1968) 提出了子结构法,以解决大型结构的计算机内存问题。在此基础上,Haddadin (1971) 应用此法对片筏基础上的一榀结构进行了共同作用分析。Larnach (1970) 采用 Chamecki (1956) 的方法,研究了土介质长期作用的影响。在该方法中,地基的沉降采用了常用的计算固结沉降方法,并编制了土与结构相互作用分析的计算机程序。Christian (1972) 在高层建筑的规划与设计会议上阐述了高层建筑与地基基础共同作用问题,这标志着共同作用问题正式列入岩土工程研究课题之一。其后,从事该课题的人日益增多。重要有 Lee & Hain (1974)、King & Chandrasekaran (1974)、Wardle & Frazer (1975) 等用有限单元法比较详细地分析了框架结构与基础的共同作用问题。

随着高层房屋的兴建,软弱地基的大量利用,桩基已被广泛应用,桩—土共同作用及其与上部结构的协同工作引起了国内外学者的极大关心。

五十年代初,Seed & Reese 首先采用了传递函数法。该法是将桩离散成许多单元,每一个单元与桩周土体的作用由一个线性或者非线性的“弹簧”表示,“弹簧”的应力—应变关系反映了桩土间作用力与相对位移之间的关系,由桩单元的平衡方程,用解析法、试算法或数值法,计算桩身轴力、摩阻力、桩端阻力和桩的沉降。传递函数法一般只能用于单桩分析,因为它不考虑桩的尺寸、桩距和桩之间的影响。该法的正确与否取决于其可靠性,至今已取得不少成果。如Kezdi (1957) 的非线性关系式,佐腾悟 (1965) 的弹塑性关系式及O'Neill (1982) 式等。

Cooke (1979) 认为,桩的沉降是由于桩周土的剪切变形引起的,提出剪切变形传递分析法。该法假定桩产生竖向位移时,桩侧摩阻力通过环形土单元向四周传递,根据两环面上剪力相等的条件,得出桩侧剪切位移、摩阻力和环面半径之间的关系。剪切位移法可以用位移场叠加的方法对群桩进行分析,但这样的叠加

法只能考虑桩与桩之间的水平向相互作用，因而使该法在群桩分析中受到限制。

Poulos et al (1968, 1971, 1980) 提出弹性理论法。该法将土体视为线弹性体，对桩身进行离散，应用弹性理论的 Mindlin 公式计算土体的应力与变形，形成地基的柔度矩阵，求逆得地基刚度矩阵。弹性理论法的优点是考虑了地基的连续性，可用于群桩分析。Poulos 在进行群桩分析后，提出了桩与桩之间位移影响系数的概念，得出计算群桩性能的简单计算公式，并采用叠加法，制作了图表。由于实际上地基土是成层的、非均质和各向异性的，因而使该法的适用性受到限制。

有限单元法是进行桩土共同作用分析的有效方法，有着很大的优越性，能够方便地考虑土的连续性、非均匀性、非线性、各向异性以及桩土界面特性等。

Cheung and Zienkiewicz (1965) 成功地将有限元方法应用于结构与土的共同作用问题，分析了 Winkler 地基和弹性半空间地基上的矩形板，开创了一个新的时代。

Hooper (1973) 采用有限单元法对伦敦海德公园内 90 米高的一塔楼的筏—桩基础进行了分析研究。分析时作了如下假定：将筏基以及桩基简化为空间轴对称问题，桩的布置近似看成同心圆，桩筏之间无滑动，土为各向同性的线弹性体，其弹性模量随深度线性增长。分析结果表明，计算所得基础位移值和实测相当吻合的。桩基承担总荷载的 60%，筏基承担 40%。

Hain & Lee (1973) 分析了柔性筏基—桩系统。该系统由可压缩的摩擦桩和支承在其上的柔性平板所组成。地基土被认为是弹性的匀质体或非匀质体。结果表明，增加桩长和桩的刚度将明显降低沉降；筏基的柔性增大将导致不均匀沉降的增加。

意大利学者 Ottavian (1975) 运用三维有限元法对桩—土体系进行共同作用分析，不考虑上部结构的影响。结果表明：在同样的土层和荷载条件下，群桩的沉降要比单桩大；承台使群桩中产生了不均匀的荷载分布，特别是当桩土模量比  $E_p/E_s$  较大时，中桩比群桩中其他桩承担少得多的荷载。

Cooke (1986) 在退休之前对他二十多年从事桩筏基础的研究工作作了总结，总结认为：对支承于粘性土中筏基上的结构，其沉降与正方形筏基的宽度成正比，瞬时沉降值大约为筏基宽度的 0.2%~0.3%；如果仅仅是为了减小沉降，四倍桩距已足够，桩数再增加，已无必要；为较好地控制沉降，桩长超过一倍基础宽度。

对均质粘土,当  $L/B$  在 1~2 时,在相同的荷载下,带桩筏基的沉降为不带桩的  $1/3\sim 1/2$ ,有可能会更小;置于粘性土中的桩筏基础,各桩的荷载分配由结构的总荷载及结构—基础的刚度决定;角桩承受荷载至少是中桩的两倍,边桩至少是中桩的 1.5 倍。

Clancy 和 Randolph (1993) 提出了一种经验和数值分析相结合的混合方法,该方法用一维的杆单元来模拟桩,而桩土接触面通过连接在杆单元节点上的非线性弹簧来模拟,筏板采用受弯板单元来表示,而筏板与土的接触用土弹簧来模拟。

Zhang 和 Small (2000) 基于有限层理论,提出了分析桩筏基础在水平荷载和竖向荷载同时作用下的设计方法,筏板除了能承担竖向荷载作用外,还能承担上部结构传来的水平方向的荷载和弯矩。

Poulos (2001) 总结了桩筏基础的设计理论和方法,认为与其他形式的基础一样,桩筏基础的设计需要考虑五个方面的内容:

- (1) 基础的极限承载(竖向极限承载力,横向极限承载力和极限弯矩);
- (2) 最大沉降;
- (3) 不均匀沉降;
- (4) 上部结构对筏板或承台的弯矩和剪力;
- (5) 桩所受的弯矩和轴力,桩的结构设计。

### § 1.3.2 国内研究应用现状

20世纪60年代初也有学者对共同作用问题做过一些研究工作,70年代,我国高层建筑逐渐兴起,促使高层建筑与地基基础共同作用研究加速开展。1981年在上海同济大学召开“高层建筑与地基基础共同作用学术交流会”,检阅了我国当时在该课题的研究水平。上海同济大学张问清课题组提出扩大子结构计算高层结构刚度,北京张国霞课题组,北京工业大学叶于政课题组相继对高层建筑与地基基础共同作用做了理论和实践的研究。

1982年、1986年、1990年我国在第一、二、三届岩土力学解析与数值方法会议和1983年、1987年、1991年我国第四、五、六届土力学及基础工程学术会议上均设有共同作用专题组进行讨论。特别在1993年召开了第一届结构与介质相互作用学术会议,使共同作用课题不但在岩土工程中得到发展,而且应用到其他学科中去。

方世敏(1980)采用矩阵位移法的子结构原理,将高层建筑的上部结构刚度凝缩为基础梁的刚度,同时引入有限压缩层的分层总和法模型,研究了平面框架下基础梁的受力情况。张问清、赵锡宏等(1980)在高层建筑与土的相互作用分析中,提出一种逐步扩大子结构方法。宰金珉等(1983)对空间剪力墙结构和具有双线性变形性质的层状横向各向同性的地基,分别采用双重扩大子结构有限元分析及弹性半空间分析,给出了高层空间剪力墙结构与地基基础相互作用的分析方法和程序。董沂蕃(1983)采用有限元法编制了有关筒体结构与地基基础协同工作的分析程序,并给出了一个地震力荷载算例。

八十年代初,中国建筑科学研究院根据对我国许多高层房屋基底反力的实测资料进行统计分析,得出了可供设计单位使用的基底反力分布系数。这种反力系数是结构物刚度变化、土的变形特性、荷载分布和施工因素的综合状态。根据所建议的反力系数所求得的基础挠曲接近于实测。

King 和姚祖恩(1983)提出了用有限单元法分析空间框架—筏基(或独立基础)—三维非均质土体系统相互作用基本原理。并以1970年Larnach用荷载传递系数法分析相互作用的典型框架为例,对钢筋混凝土空间框架—独立基础—三维非均质土体系统进行了有限元分析,从而第一次将有限单元法应用于空间框架—独立基础—三维非均质土体系统相互作用分析。结果表明,考虑相互作用将对上部结构内力产生很大的影响,从而说明了相互作用分析的重要性。同时得出结论,选择不同的地基形式,也会对上部结构产生较大的影响。

姚祖恩、张季容(1984)总结了土与结构相互作用的一般规律,当结构刚度增长时,对结构本身的内力影响较大,而对基础内力和差异沉降的影响较小;增加基础刚度,对减少结构内力和差异沉降均有良好的作用;不适当地增加基础厚度,对减少沉降差作用很小,但基础内力却急剧增大。

同济大学费勤发等(1987)将弹性理论解与分层总和法结合起来,即用分层总和法形成地基柔度矩阵,以考虑成层土的情况,使计算结果与实际相符,弹性理论法到目前已比较成熟,在桩与土共同作用分析中应用较多,其主要缺点是不考虑土的非线性。

随着建筑物越造越高,高层建筑与地基基础(包括箱、筏、桩)的共同作用研究也得到深入开展。赵锡宏等(1989)著的《上海高层建筑桩筏基础与桩箱基础设

计理论》反映了80年代后期该课题的理论和实践成果。

杨敏(1989)对上部结构与桩筏基础的共同作用进行了理论与试验研究,并重点分析了筏板厚度的合理化问题,认为目前筏基的设计越来越厚,实无必要,并提出了可行的方法。黄绍铭、裴捷等(1991)对减少沉降桩的研究与其在多层建筑的应用以及疏桩工程的设计均是上部结构与地基基础共同作用理论在基础设计上的应用。1991年编制的《建筑桩基技术规范》也在多处强调要考虑承台、桩群、土之间的共同作用。辛金珉、辛金璋(1993)《高层建筑基础分析与设计》较系统完善得论述了高层建筑基础分析设计方法,收集了大量高层设计资料。

陆培俊(1993)研究了高层建筑结构一桩一土共同工作的空间问题。分析共同作用的结论有:(1)长度效应:高层上部结构、承台、桩、土在长方向上力和变形都呈现变化大的特点,短方向上的变化则小。(2)盆形沉降效应:柱轴力外移;边榀内力、边梁内力、边柱轴力、中柱弯矩增值较大。(3)向上递减效应:高层上部结构刚度增值、内力增值、柱轴力外移增值,均随层数增加而递减;到一定层数后,增值变化小,趋于稳定。体现上部结构“自我调节”。(4)弹性理论边端效应:桩顶反力外移,承台底土反力外移。(5)施工过程“滞后效应”:建造中,结构刚度形成落后于荷载施加。考虑共同工作,高层上部结构次内力实际上要比计算值小。

董建国、赵锡宏(1997)著的《高层建筑地基基础—共同作用理论与实践》,针对高层建筑地基基础的特点,比较系统地阐述了高层建筑—基础(箱(筏)基础与桩箱(筏)基础)—地基共同作用的地基模型、分析方法与设计理论,总结了高层建筑地基基础共同作用的工作机理和设计建议。

陈云敏,陈仁朋等(2001)提出了一种考虑土—桩—筏相互作用的桩筏基础简化分析法,将群桩中每根桩的桩顶沉降分成桩身压缩和桩端沉降分别计算,桩身压缩由单桩静载荷试验或其它方法估算,桩端沉降根据分层总和法计算;将桩简化成弹簧作用在筏板下,弹簧刚度根据桩顶平均荷载和相应的沉降获得;采用16节点退化实体等参元对筏板进行有限元分析,获得筏板的沉降和内力等。

张武、刘金砺(2002)提出变刚度调平设计的概念,调平设计是以控制桩筏基础的沉降差为原则,进而降低筏板内力和上部结构次应力、减少板厚、配筋、改善建筑物的使用功能。由模型试验得出:(1)筏基础沉降总体上表现为典型的

“碟形”特征。增加核心筒及其相邻荷载作用点下的布桩长度可以有效的降低桩筏基础的沉降最大值、沉降差；（2）加大桩长将减小筏底土反力的最大值、增大土反力的最小值，从而减小土反力的最大值与最小值之比。（3）桩侧阻最大值大多数情况下出现在桩的中部或下部，即桩筏基础的桩侧阻不存在统一的分布模式。（4）共同作用可减小基础的沉降最大值、沉降差；加大土反力最大值，降低土反力最小值，使筏底土反力分布更不均匀，但对桩筏分担荷载的比例影响甚微。

周定松、吕西林等（2003）考虑上部结构、基础与地基土三者共同作用，以及土的弹塑性性质，采用中厚板理论分析筏板，建立了全三维有限元模型，对筒体结构下桩筏基础受力作了非线性数值分析。在较大荷载等级下，弹塑性地基模型与弹性模型相比，基底反力分布较为平缓，基础平均沉降增大较多，甚至基础沉降曲面形状也发生改变；指出筏板厚度的增加并不总是使桩顶反力趋于不均匀同时，讨论了土塑性及基础沉降曲面形状对桩筏基础工作性状的影响。

葛忻声、龚晓南等（2003）通过建立框架结构、基础与地基的三维有限元模型，分析了地基的应力场和位移场，得到了一些有益的规律：上部结构刚度对基础的影响是有限的；基底土压力分布呈马鞍形，上部结构层数高刚度大时，马鞍形越明显；角桩桩顶反力大于边桩，边桩大于中桩；筏板下基桩侧摩阻力上小下大，桩土分别承担 85%和 15%的上部荷载。

黄海丹、陈云敏（2004）采用简化分析方法分析地基与基础间的相互作用，用三维有限单元法分析上部结构和基础间的相互作用，通过一个简单的框架模型探讨了上部结构刚度对基础内力的影响规律，论证了常规设计方法的不足。当上部结构刚度很小时，对基础的约束作用并不大，可以忽略其刚度的贡献作用；随着上部结构刚度的增大，筏板内力快速减小并最终趋于稳定，说明上部结构刚度在一定范围内对筏板的约束作用是明显且有效的，过了这个阶段，其对基础的约束作用不再增加；常规设计方法没有考虑上部结构刚度，计算的基础内力明显偏大，由此确定的基础配筋设计过于保守，特别是当上部结构刚度比较大时；为简化分析，提出了上部结构刚度对桩筏基础内力影响的简化分析方法。

齐良锋、张保印等（2004a, 2004b）通过对陕西省邮政电信网管中心大楼工程的桩筏基础进行原位测试，分析得到了西北黄土地区高层建筑桩筏基础的沉降特性、桩间土反力分布、桩顶反力分布、桩间土与桩承担竖向荷载的比例及筏板

的内力分布等。(1) 建筑物总体沉降呈“碟形”; (2) 随着上部结构的逐渐增加, 角桩桩顶反力增长最快, 边桩次之, 内桩增长较慢。至结构封顶时, 其比值为角:边:内等于 2.40:1.69:1; (3) 桩与桩间土的荷载分担比例随着施土过程有所变化, 至结构封顶时, 桩间土分担建筑物荷载约为 14%; (4) 筏板内应力较小, 筏板厚度可由抗剪切、抗冲切要求确定, 节约基础工程造价。

由上述可知, 共同作用的研究已经有很大进展, 但尚有一些问题没有得到合理解决, 如:

1. 上部结构—基础—桩—土介质共同作用的机理, 目前研究大多只考虑桩—土的共同作用, 上部结构考虑得较少;
2. 桩与桩间土承载力的分配, 迄今尚无定论;
3. 桩侧摩阻力的发挥性状, 对共同作用分析结果的影响, 桩土之间的相对滑移问题;
4. 土的成层性、非线性、粘弹塑性及土的固结问题。

在共同作用分析中, 影响因素很多, 要想将所有的因素同时考虑进去是困难的, 为使桩基设计合理化, 在计算不过于复杂的条件下, 考虑一些主要因素, 是目前需要解决的问题。

## § 1.4 本文主要工作与创新点

### 1. 本文主要工作

上部结构，特别是包含剪力墙、筒体等结构时，与地基基础共同作用分析是相当复杂的。本文以工程实例为依托，通过大型有限元程序 ABAQUS 建立高层建筑剪力墙结构—桩筏基础—地基三维整体模型，讨论共同作用下桩筏基础的工作性状。

(1) 本文首先总结上部结构—基础—地基共同作用分析方法的发展历程，介绍几种主要的共同作用分析方法，并对国内外共同作用研究应用现状进行回顾与总结。

(2) 介绍有限单元法分析的基本原理及优缺点、材料本构模型和单元类型，对 ABAQUS 程序作简单介绍，并通过两个算例验证程序的可靠性和有效性。

(3) 建立剪力墙结构—桩筏基础—地基三维有限元分析模型，讨论上部结构逐层施工、地基土变形模量、筏板厚度、桩长等参数变化对桩筏基础工作性状的影响。

(4) 对一工程实例进行三维有限元分析，并将所得结果与实测资料进行比较分析。

### 2. 创新点

本文的创新点有：

(1) 考虑剪力墙结构对桩筏基础工作性状的影响，并且模拟施工进度，上部结构与荷载逐层施加，土体采用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型。

(2) 通过调整筏下局部桩的长度，对桩筏基础进行变刚度调平设计。

(2) 通过调整筏下局部桩的长度，对桩筏基础进行变刚度调平设计。



## 第二章 有限单元法基本原理及 ABAQUS 程序简介

工程技术领域内的大多数问题，由于物体的几何形状和载荷作用方式很复杂，试图按经典的弹性力学和塑性力学方法获得解析解是很困难的，甚至是不可能的。这种情况下，采用数值解法，如有限差分法、边界元法、有限元法和无限元法，能获得满足工程要求的近似解。对于非线性问题，有限元法更为有效，且已出现许多通用程序。本章将对有限单元法以及在岩土工程中应用较广的有限元程序 ABAQUS 作简单介绍。

### § 2.1 有限单元法的发展历史、应用现状及优点

有限单元法是近 40 年来随着计算机的广泛应用而迅速发展起来的一种数值计算方法。它最早的出现是上世纪 50 年代在连续体力学领域——飞机结构静、动态分析中的应用。60 年代，有限单元法发展迅速，力学与数学家的参与奠定了有限单元法的理论基础，搞清了有限单元法与变分法之间的关系。70 年代以来，有限单元法进一步得到蓬勃发展，其应用范围扩大到所有工程领域，成为连续介质问题数值解法中最活跃的分支。由弹性力学平面问题扩展到空间问题、板壳问题，由静力平衡问题扩展到动力问题和波动问题，由线性问题扩展到非线性问题，分析的对象从弹性材料扩展到塑性、粘弹性、粘塑性和复合材料等，由结构分析扩展到结构优化乃至设计自动化，从固体力学扩展到流体力学、传热学、电磁学等领域。

“有限单元法”名称最早是由 Clough 在 1960 年的一篇关于平面弹性问题的论文中提出的。其实，早在 50 年代，有限单元法作为处理固体力学问题的一种方法已经出现，它是结构分析矩阵方法的一个分支。Courant (1943) 就应用了“单元”，他在求解 St. Venant 扭转问题时，将杆的横截面剖分为三角形“单元”，假设翘曲函数在三角形单元中呈线性分布。在 Courant 之后十多年，这一方法逐渐流行起来。

Besseling (1963) 将有限单元法和传统的里兹法比较后指出，有限单元法是里

兹 (Ritz) 法的另一种形式, 其势函数就是分片插值函数, 在单元上解析, 在整个域上仅满足连续的条件。势函数的这一改进, 使有限单元法比普通的里兹法更灵活, 适应性更强。

Clough (1967) 首先将有限元法引入到土力学计算当中, 分析堤坝的应力和变形。70 年代初期, Ellison (1971)、Desai (1974) 等陆续将有限元法应用于桩体分析, 用于分析桩的受力特性, 并与实测结果相验证, 以指导桩的设计和施工。Hooper (1973)、Ottaviani (1975) 等将有限元法应用于群桩计算分析。

Poulos 在 1989 年 Rankine 讲座中对桩基的理论与实践进行全面系统地总结时指出“这些方法中 (指各种分析轴向荷载桩的方法), 有限元是最有力的分析方法, 不仅能考虑土体的非线性, 而且能模拟桩贯入、成桩后土体固结效应、动力效应的整个过程”。自 90 年代以来, 有限元法已经广泛用于桩的性状分析。

朱伯芳 (1998) 指出有限单元法优点有: (1) 可以分析性状十分复杂的、非均质的各种实际的工程结构; (2) 可以在计算中模拟各种复杂的材料本构关系、荷载和条件, 例如可以模拟岩土体中的渗流和初始地应力场、混凝土的不均匀温度场等, 这些因素在物理模型中往往难以模拟; (3) 可以进行结构的动力分析; (4) 由于前处理和后处理技术的发展, 可以进行大量方案的比较分析, 并迅速用图形表示计算结果, 从而有利于对工程方案进行优化。

有限单元法的应用与电子计算机技术的发展紧密相关, 计算机的贮存容量和运算速度在一定程度上限制了它的应用; 另外, 有限元应用于一些复杂问题, 还需进一步研究。

## § 2.2 有限单元法基本分析过程

有限单元法的分析过程, 概括起来可以分为以下六个步骤 (丁皓江、何福保等, 1981):

### 1. 结构的离散化

结构的离散化是有限单元法分析的第一步, 它是有限单元法的基本概念。所谓离散化简单地讲, 就是将要分析的结构物分割成有限个单元体, 并在单元体的指定点设置节点, 使相邻单元的有关参数具有一定的连续性, 并构成一个单元的集合体, 以它代替原来的结构。比如分析的对象是桁架, 那么可以取每根杆件作

为一个单元，因为桁架本来就是由杆件组成的；如果分析的对象是连续体，那么为了有效地逼近实际的连续体，就需要考虑选择单元的形状和分割方案以及确定单元和节点的数目等问题。

## 2. 选择位移模式

在完成结构的离散之后，就可以对典型单元进行特性分析。此时，为了能用节点位移表示单元体的位移、应变和应力，在分析连续体问题时，必须对单元中位移的分布作出一定的假定，也就是假定位移是坐标的某种简单的函数，这种函数称为位移模式或插值函数。

选择适当的位移模式是有限单元法分析中的关键。通常选择多项式作为位移模式。其原因是因为多项式的数学运算（微分和积分）比较方便，并且由于所有光滑函数的局部，都可以用多项式逼近。至于多项式的项数和阶次的选择，则要考虑单元的自由度和解的收敛性要求。一般来说，多项式的项数应等于单元的自由度数，它的阶次应包含常数项和线性项等。这里所谓单元的自由度是指单元节点独立位移的个数。

根据所选定的位移模式，就可以导出用节点位移表示单元内任一点位移的关系式，其矩阵形式为

$$\{f\} = [N]\{\delta\}^e \quad (2-1)$$

式中  $\{f\}$  ——单元内任一点的位移列阵；

$[N]$  ——形函数矩阵，它的元素是位置坐标的函数；

$\{\delta\}^e$  ——单元的节点位移列阵。

顺便指出，有限单元法比起经典的近似法具有明显的优越性。例如，在经典的里兹法中，要求选取一个函数来近似地描述整个求解区域中的位移，并须满足边界条件；而在有限单元法中则采用分块近似，只需对一个单元选择一个近似位移函数。此时，不必考虑唯一边界条件，只须考虑单元之间位移的连续性就可以了。这样做当然比起在整个区域中选取一个连续函数要简单得多，特别是对于复杂的几何形状或者材料性质、作用载荷有突变的结构，采用分段函数，就显得更是合理和适宜了。

## 3. 分析单元的力学特性

位移模式选定以后，就可以进行单元的力学特性的分析，包括下面三部分内容：

(1) 利用几何方程，由位移表达式 (2-1) 导出节点位移表示单元应变的关系式

$$\{\varepsilon\} = [B]\{\delta\}^e \quad (2-2)$$

式中  $\{\varepsilon\}$ ——单元内任一点的应变列阵；

$[B]$ ——单元应变矩阵。

(2) 利用本构方程，由应变的表达式 (2-2) 导出用节点位移表示单元应力的关系式

$$\{\sigma\} = [D][B]\{\delta\}^e \quad (2-3)$$

式中  $\{\sigma\}$ ——单元内任一点的应力列阵；

$[D]$ ——单元材料有关的弹性矩阵。

(3) 利用变分原理，建立作用于单元上的节点力和节点位移之间的关系式，即单元的平衡方程

$$\{F\}^e = [k]^e \{\delta\}^e \quad (2-4)$$

式中  $[k]^e$ ——单元刚度矩阵，且

$$[k]^e = \iiint [B]^T [D] [B] dx dy dz \quad (2-5)$$

上式的积分应遍及整个单元的体积。

利用变分原理还同时求得等效节点力  $\{F\}^e$ 。

在以上三项中，导出单元刚度矩阵是单元特性分析的核心内容。

#### 4. 集合所有单元的平衡方程，建立整个结构的平衡方程

这个集合过程包括有两方面的内容：一是将各个单元的刚度矩阵，集合成整个物体的整体刚度矩阵；二是将作用于各单元的等效节点力列阵，集合成总的载荷列阵。最常用的集合刚度矩阵的方法是直接刚度法。一般来说，集合所依据的理是要求所有相邻的单元在公共节点处的位移相等。于是得到以整体刚度矩阵  $[K]$ 、载荷列阵、 $[K]$  以及整个物体的节点位移列阵  $\{\delta\}$  表示的整个结构的平衡方

程

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad (2-6)$$

这些方程还应考虑几何边界条件作适当的修改之后, 才能够解出所有的未知节点位移。

#### 5. 求解未知节点位移和计算单元应力

由集合起来的平衡方程组解出未知位移。在线性平衡问题中, 可以根据方程组的具体特点选择合适的计算方法。

6. 最后, 利用公式 (2-6) 和已求出的节点位移计算各单元的应力, 并加以整理得出所要求的结果。

## § 2.3 本构模型及单元类型

### §2.3.1 本构模型

在有限元分析中, 不同材料本构模型的选取是非常重要的, 它决定了计算分析的正确性和可靠性。

本文分析中, 由于涉及到不同的材料: 混凝土梁板、剪力墙、桩以及土体, 故其模型的选取也是不同的。

实际工程中, 土的应力应变关系是很复杂的, 具有非线性、弹塑性、粘塑性、剪胀性、各向异性等性状, 同时应力路径、强度发挥度以及土的组成、结构、状态和温度等均对其有影响。事实上没有一种模型能够适用于所有土类和加载情况。土的本构理论研究现在有两种倾向, 一种是为了建立用于解决实际问题的实用模型, 另一种是为了进一步揭示土体某些应力应变特性, 内在规律比较精细的理论模型。土的本构模型大体上可分为弹性模型、弹塑性模型、粘弹塑性模型、内时塑性模型以及损伤模型等, 本文拟采用弹性和弹塑性模型分别进行讨论。

对于混凝土材料的梁板、剪力墙和桩体, 由于其模量远大于土体模量, 拟采用线弹性模型分析。

#### 1. 线弹性模型

钢筋混凝土材料采用线弹性模型。线弹性模型是最简单的本构模型, 只涉及到两个独立参数: 弹性模量  $E$  和泊松比  $\mu$ , 由于这两个参数容易通过试验和借鉴

以往经验选取，目前工程中仍广泛采用。线弹性模型的本构方程就是广义胡克定律，其表达式为

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{\delta\} \quad (2-7)$$

对于三维问题，弹性常数矩阵 $[D]$ 的表达式为

$$[D] = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1 & & & & & & & \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & & & & & & \\ \frac{\mu}{1-\mu} & \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} & & \end{bmatrix} \quad (2-8)$$

对 称

## 2. 弹塑性模型

目前，建立在现代塑性理论基础上的弹塑性模型是土体本构模型中发展得最完善、应用也最广泛的一类模型，各种类型的各向同性硬化弹塑性模型之间的差异主要反映在屈服准则、流动法则和硬化规律。

(1) 理想弹塑性本构方程的普遍表达式

弹塑性本构方程可以采用下述形式表示

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^{\text{ep}} d\varepsilon_{kl} \quad (2-9)$$

对理想弹塑性材料，塑性势函数与屈服函数相同，下面用  $F$  表示，于是弹塑性模量张量的一般表达式可写为

$$D_{ijkl}^{\text{ep}} = D_{ijkl} - \frac{D_{ijpq} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{pq}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{rs}} D_{rskl}}{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnuv} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{uv}}} \quad (2-10)$$

式中  $D_{ijkl}$  ——弹性模量张量。

理想弹塑性材料的本构方程也可用以下形式表达：

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{dI_1}{9K} \delta_{ij} + \frac{dS_{ij}}{2G} + d\lambda \left[ \frac{\partial F}{\partial \sigma_{kk}} \delta_{ij} + \frac{\partial F}{\partial S_{ij}} \right] \quad (2-11)$$

也可以表示成应力张量增量的表达式:

$$d\sigma_{ij} = K d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G d\varepsilon_{ij} - d\lambda \left[ 3K \frac{\partial F}{\partial \sigma_{kk}} \delta_{ij} + 2G \frac{\partial F}{\partial S_{ij}} \right] \quad (2-12)$$

式中  $I_1$ ——应力张量第一不变量;

$S_{ij}$ ——应力偏张量;

$K$ 、 $G$ ——分别为体积弹性模量和剪切弹性模量。

### (2) Mohr-Coloumb 模型

不同材料呈现不同的弹塑性特性,经典的屈服准则有 Tresca 准则和 von Mises 准则,这些经典的塑性准则,其共同特点是不考虑静水压力对材料屈服的影响,同时假定拉压屈服极限相等,所以这些准则对于静水压力不是很大的情况,如金属这种拉压性能相同的材料是适用的,而对于混凝土、土壤和岩石等拉压性能明显不同的材料是不适用的,而且这些材料的屈服应力随着静水压力的增加而增大。许多学者在经典的塑性理论上提出了多种适用于混凝土、岩土材料的屈服准则,其中应用较多的有 Mohr-Coulomb 屈服准则和 Drucker-Prager 屈服准则。

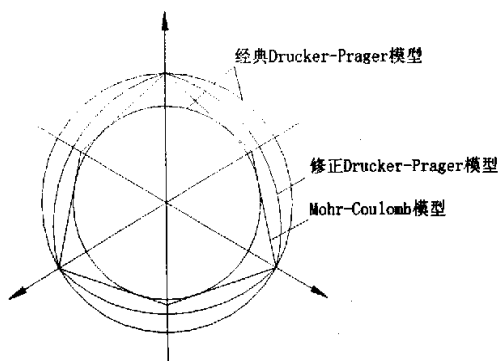


图 2-1  $\pi$  平面上不同屈服准则对应的屈服线图

Mohr-Coulomb 模型的屈服面方程为

$$F = R_{mc}q - p \tan \varphi - c = 0 \quad (2-13)$$

$$R_{mc}(\theta, \varphi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \varphi} \sin \left( \theta + \frac{p}{3} \right) + \frac{1}{3} \cos \left( \theta + \frac{p}{3} \right) \tan \varphi \quad (2-14)$$

$$\cos(3\theta) = \left(\frac{r}{q}\right)^3 \quad (2-15)$$

$$p = -\frac{1}{3}\text{trace}(\sigma) \quad (2-16)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}(s:s)} \quad (2-17)$$

$$r = \left(\frac{9}{2}s:s:s\right)^{\frac{1}{3}} \quad (2-18)$$

$$s = \sigma + pI \quad (2-19)$$

式中  $f$ ——Mohr-Coulomb 屈服面在  $p-R_{mc}q$  平面上的斜角，一般指材料的内摩擦角；

$\theta$ ——剪应力方位角；

$p$ ——等效压应力；

$q$ ——Mises 等效应力；

$r$ ——偏应力张量的第三不变量；

$s$ ——应力偏量。

传统的 Mohr-Coulomb 模型的屈服面存在的尖顶导致塑性流动方向不唯一，导致数值计算的繁琐和收敛缓慢。为了避免这些问题，ABAQUS 提供的 Mohr-Coulomb 模型选取连续光滑的流动势函数 (Menerey Phetc, 1995)，如 (2-20) 式，其形状在子午面上是双曲线，在  $p$  平面上是椭圆，见图 2-2 所示。

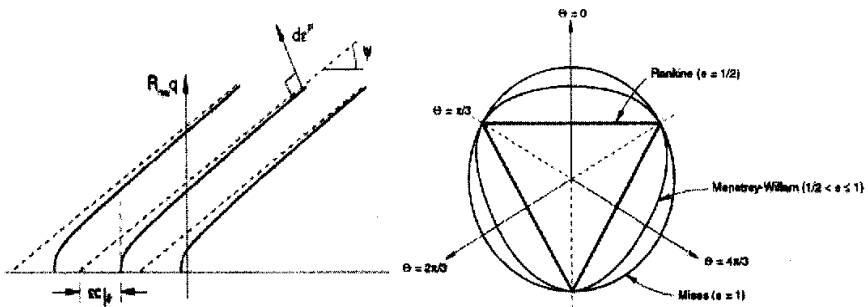


图 2-2 子午面和  $p$  平面上流动势函数的形状

(引自 ABAQUS / Standard User's Manual)



双曲线型的流动势函数控制方程为

$$G = \sqrt{(ec|_0 \tan \psi)^2 + (R_{mw}q)^2} - p \tan \psi \quad (2-20)$$

$$R_{mw}(\theta, e) = R_{mc} \left( \frac{\pi}{3}, \varphi \right) \cdot \frac{4(1-e^2)\cos^2 \theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos \theta + (2e-1)\sqrt{4(1-e^2)\cos^2 \theta + 5e^2 - 4e}} \quad (2-21)$$

$$e = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \quad (2-22)$$

式中  $\psi$ ——子午面平面上高围压时的剪胀角；

$c|_0$ ——初始粘聚力；

$e$ 、 $e$ ——流动势函数在子午面和在  $p$  平面形状的参数， $e$  一般取 0.1。

根据式 (2-22)，椭圆形屈服面的外凸和光滑要求  $0.5 < e < 1.0$ 。

### §2.3.2 单元类型

#### 1. 八节点六面体等参数单元

进行有限元分析需将所分析问题的求解域离散成有限个适当的单元。由于等参单元精度好，目前得到了比较广泛的应用，在空间问题中，多采用 8 节点或 20 节点等参元。

在单元内建立自然坐标系  $\xi-\eta-\zeta$ ，使之在单元的边界上对应的  $\xi$ （或  $\eta$ 、 $\zeta$ ）取 +1 或 -1 值。这相当于把一个曲面六面体实单元“映射”为一个边长皆为 2 的正方体母单元，一个 8 节点等参数单元如图 2.3 所示。正方体母单元内任一点与实际曲面内的点一一对应，节点也一一对应。单元节点的位移和坐标分别用  $u_i$ 、 $v_i$ 、 $w_i$  和  $x_i$ 、 $y_i$ 、 $z_i$  ( $i=1, 2, \dots, 8$ ) 来表示。

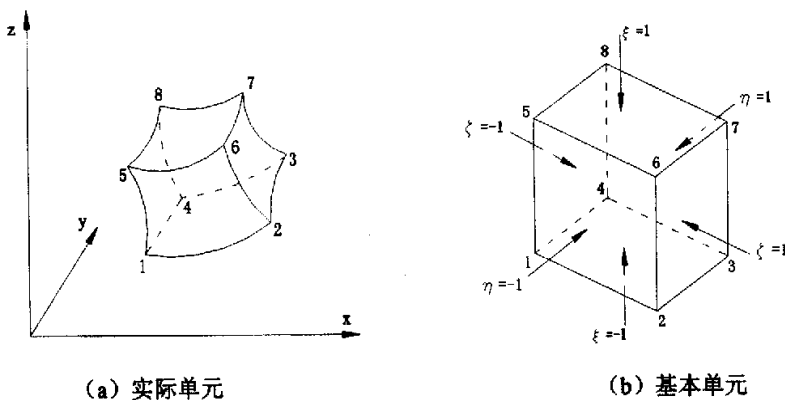


图 2-3 八节点六面体等参数单元

取六面体单元的形函数为

$$N_i = \frac{1}{8}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i)(1 + \zeta\zeta_i) \quad (i=1, 2, \dots, 8) \quad (2-23)$$

式中  $\xi_i$ 、 $\eta_i$ 、 $\zeta_i$ ——节点  $i$  坐标值。

其坐标变换式为:

$$\begin{aligned} x &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)x_i \\ y &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)y_i \\ z &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)z_i \quad (i=1, 2, \dots, 8) \end{aligned} \quad (2-24)$$

对于等参数单元, 位移函数的插值公式和坐标变换式之间具有完全相同的形式和阶次, 即

$$\begin{aligned} u &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)u_i \\ v &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)v_i \\ w &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)w_i \quad (i=1, 2, \dots, 8) \end{aligned} \quad (2-25)$$

根据几何方程, 单元中的应变为

$$\{\varepsilon\} = [B]\{\delta\}^e = [B_1 B_2 \dots B_8]\{\delta\}^e \quad (2-26)$$

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx}\}^T \quad (2-27)$$

$$\{\delta\}^e = [u_1 \quad v_1 \quad w_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad w_2 \dots u_8 \quad v_8 \quad w_8]^T \quad (2-28)$$

$$[B_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (i=1, 2, \dots, 8) \quad (2-29)$$

根据复合函数求导规则可得

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} \quad (2-30)$$

式中  $[J]^{-1}$ ——雅可比矩阵  $[J]$  的逆阵,  $[J]$  的表达式为

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial \xi} & \frac{\partial N_2}{\partial \xi} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_1}{\partial \eta} & \frac{\partial N_2}{\partial \eta} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ x_8 & y_8 & z_8 \end{bmatrix} \quad (2-31)$$

单元中的应力矩阵为

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{\varepsilon\}^e \quad (2-32)$$

三维等参单元的刚度矩阵为

$$[k]^e = \iiint [B]^T [D] [B] dx dy dz \quad (2-33)$$

在计算  $[k]^e$  时, 须将微分体积  $dV = dx dy dz$  化为以局部坐标  $\xi$ 、 $\eta$ 、 $\zeta$  表示的微分方程。对于单元中的任一点, 有局部坐标线的切向量  $\overline{d\xi}$ 、 $\overline{d\eta}$  和  $\overline{d\zeta}$ , 它们在坐标轴  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的分量可表示为三个列向量

$$\overline{d\xi} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial z}{\partial \xi} \end{Bmatrix} d\xi, \quad \overline{d\eta} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \eta} \\ \frac{\partial y}{\partial \eta} \\ \frac{\partial z}{\partial \eta} \end{Bmatrix} d\eta, \quad \overline{d\zeta} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial y}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} d\zeta \quad (2-34)$$

则微分体积可表示为

$$dV = \overline{d\xi} \cdot (\overline{d\eta} \times \overline{d\zeta}) = |J| d\xi d\eta d\zeta \quad (2-35)$$

于是三维等参单元的刚度矩阵可写成

$$[k]^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] |J| d\xi d\eta d\zeta \quad (2-36)$$

上式求积时,可采用高斯积分。在单刚求出后,就可根据节点平衡条件组合成总刚,加入边界条件后形成最终的联立方程。

## 2. 空间梁单元

上部结构混凝土梁取用空间梁单元模拟。

考虑轴向力和剪切变形的空间梁单元的刚度矩阵,如图 2.4 所示,图中用双箭头表示力矩和角位移。在每一节点将有 6 个自由度,即 3 个线位移和 3 个角位移。作用于每个节点的有 3 个力和 3 个力矩,单元节点力是

$$\{F\}^e = [U_i \quad V_i \quad W_i \quad M_{xi} \quad M_{yi} \quad M_{zi} \quad U_j \quad V_j \quad W_j \quad M_{xj} \quad M_{yj} \quad M_{zj}]^T \quad (2-37)$$

单元节点位移是

$$\{\delta\}^e = [u_i \quad v_i \quad w_i \quad \phi_{xi} \quad \phi_{yi} \quad \phi_{zi} \quad u_j \quad v_j \quad w_j \quad \phi_{xj} \quad \phi_{yj} \quad \phi_{zj}]^T \quad (2-38)$$

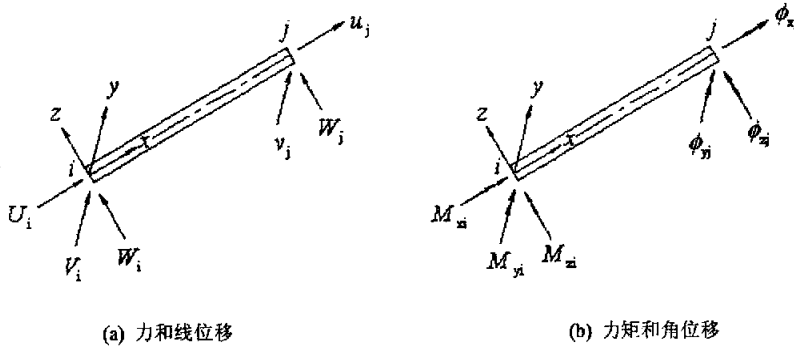


图 2-4 空间梁单元节点力和节点位移

$$[F]^e = [k]^e \{\delta\}^e$$

梁单元刚度矩阵 $[k]^e$ 是 $12 \times 12$ 阶的,见下页式(2.39)。

$$\left. \begin{aligned} b_y &= \frac{12kEI_y}{GA_z l^2} = \frac{24(1+\mu)A}{A_z} \left(\frac{r_y}{l}\right)^2 \\ b_z &= \frac{12kEI_z}{GA_y l^2} = \frac{24(1+\mu)A}{A_y} \left(\frac{r_z}{l}\right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (2-40)$$

$$I_y = \int z^2 dA, \quad I_z = \int y^2 dA \quad (2-41)$$

式中, $I_y$ 、 $I_z$ 分别为横剖面绕 $y$ 、 $z$ 轴的转动惯量; $r_y$ 、 $r_z$ 为回转半径,当 $r_y/l$ 、 $r_z/l$ 很小时,可令 $b_y = b_z = 0$ ,即得到忽略剪切变形的空间梁单元刚度矩阵; $A_y$ 、 $A_z$ 分别为梁在 $y$ 、 $z$ 方向承受剪力的面积。

$\frac{EA}{l}$																			
0	$\frac{12EI_x}{(1+b_2)l^3}$																		
0	0	$\frac{12EI_y}{(1+b_1)l^3}$																	
0	0	0	$\frac{GJ}{l}$		对														
0	0	$\frac{-6EI_y}{(1+b_1)l^2}$		$\frac{(4+b_1)EI_x}{(1+b_1)l}$	称														
0	$\frac{6EI_x}{(1+b_2)l^2}$	0	0	0		$\frac{(4+b_2)EI_x}{(1+b_2)l}$													
$-\frac{EA}{l}$	0	0	0	0		0	$\frac{EA}{l}$												
0	$\frac{-12EI_x}{(1+b_2)l^3}$	0	0	0		$\frac{-6EI_x}{(1+b_2)l^2}$	0	$\frac{12EI_x}{(1+b_2)l^3}$											
0	0	$\frac{-12EI_y}{(1+b_1)l^3}$		$\frac{6EI_x}{(1+b_1)l^2}$		0	0	0	$\frac{12EI_x}{(1+b_1)l^3}$										
0	0	0	$-\frac{GJ}{l}$	0		0	0	0	0	$\frac{GJ}{l}$									
0	0	$\frac{-6EI_y}{(1+b_1)l^2}$		$\frac{(2-b_1)EI_x}{(1+b_1)l}$		0	0	0	0	0	$\frac{6EI_x}{(1+b_1)l^2}$								
0	$\frac{6EI_x}{(1+b_2)l^2}$	0	0	0		$\frac{(2-b_2)EI_x}{(1+b_2)l}$	0	$\frac{-6EI_x}{(1+b_2)l^2}$	0	0	$\frac{-6EI_x}{(1+b_2)l^2}$								
													$\frac{(4+b_1)EI_x}{(1+b_1)l}$						
													0	$\frac{12EI_x}{(1+b_1)l^3}$					
													0	0	$\frac{6EI_x}{(1+b_1)l^2}$				
													0	0	0	$\frac{-6EI_x}{(1+b_2)l^2}$			
													0	0	0	0	$\frac{12EI_x}{(1+b_2)l^3}$		

[k]

(2-39)

### 3. 矩形平板壳单元

壳体的内力可以分为薄膜内力和弯曲内力两种，所以组成壳体结构的平板单元其受力也可以分成两类：像薄膜一样承受面内力；像薄板一样承受弯曲力。这样板单元的刚度就由两部分组成：一部分为平面刚度；另一部分为弯曲刚度，在小变形情况下，平板单元的刚度就是由这两部分刚度迭加而成。在分析单元性质时，往往再建立一个单元坐标系，或称为局部坐标系，单元坐标系和总坐标系的相对位置是随单元的不同而变化的。我们将单元坐标系的原点取在矩形中心，z轴垂直板平面，x、y轴分别与矩形边平行，构成右手直角坐标系，如图 2-5 所示。

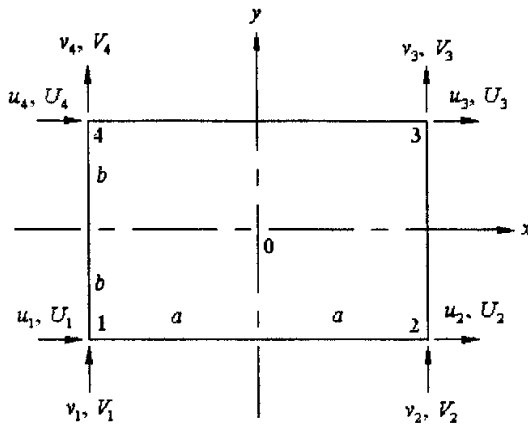


图 2-5 矩形平板壳单元平面节点力和节点位移

#### (1) 矩形平板壳单元的平面刚度矩阵

图 2-5 所示是一个矩形单元，单元面内节点力  $U_1, V_1, \dots, U_4, V_4$ ，面内节点位移为  $u_1, v_1, \dots, u_4, v_4$ ，记单元面内节点位移为

$$\{\delta\}^e = [\delta_1 \ \delta_2 \ \delta_3 \ \delta_4]^T = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4]^T \quad (2-40)$$

记面内节点力为

$$\{F\}^e = [F_1 \ F_2 \ F_3 \ F_4]^T = [U_1 \ V_1 \ U_2 \ V_2 \ U_3 \ V_3 \ U_4 \ V_4]^T \quad (2-41)$$

容易得到矩形单元的平面刚度矩阵 ( $8 \times 8$  的方阵)，写成子块形式为

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^p & & & & & & & \\ & K_{22}^p & & & & & & \\ & & K_{33}^p & & & & & \\ & & & K_{44}^p & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{bmatrix} \quad (2-42)$$

其中  $K_{ij}^p$  为  $2 \times 2$  矩阵。 $[K]^e$  的显式可见朱伯芳 (1998)。

(2) 矩形平板壳单元的弯曲刚度矩阵

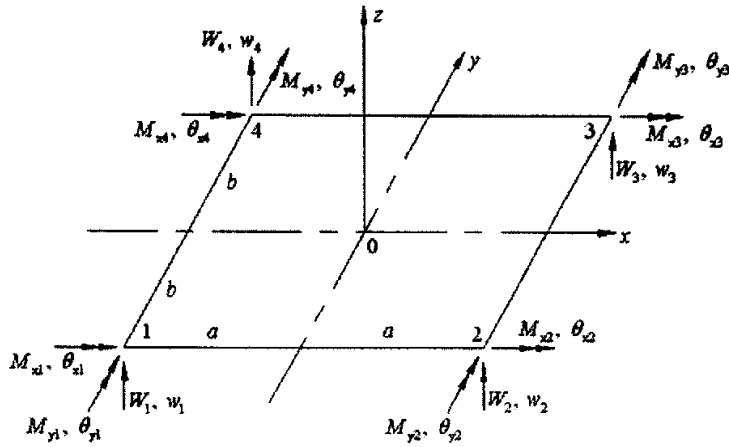


图 2-6 矩形平板壳单元弯曲时节点力和节点位移

薄板弯曲中，节点力和节点位移如图 2-6 所示。节点力向量为

$$\{F\}^e = [F_1 \ F_2 \ F_3 \ F_4]^T, \quad \{F_i\} = [W_i \ M_{xi} \ M_{yi}]^T \quad (2-43)$$

节点位移向量为

$$\{\delta\}^e = [\delta_1 \ \delta_2 \ \delta_3 \ \delta_4]^T, \quad \{\delta_i\}^e = [w_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi}]^T \quad (2-44)$$

于是弯曲单元刚度矩阵为 12×12 的方阵，写成子块形式为

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^b & & & & \text{对} \\ & K_{21}^b & K_{22}^b & & \text{称} \\ & & & K_{33}^b & \\ & & & & K_{44}^b \\ & & & & & K_{43}^b \\ & & & & & & K_{32}^b \\ & & & & & & & K_{21}^b \\ & & & & & & & & K_{11}^b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{bmatrix} \quad (2-45)$$

其中  $K_{ij}^b$  为 3×3 矩阵。 $[K]^e$  的显式可见朱伯芳 (1998)。

## (3) 矩形平板壳单元的刚度矩阵

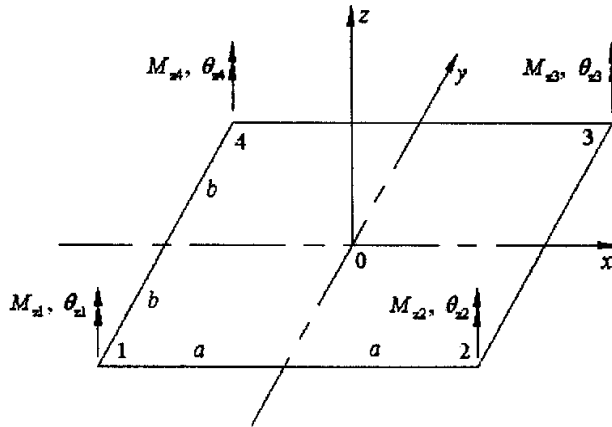


图 2-7 矩形平板壳单元扭转节点力和节点位移

矩形平板壳单元的刚度矩阵是由平面刚度和弯曲刚度组合而成。此时节点力和节点位移向量为

$$\{F_i\} = [U_i \quad V_i \quad W_i \quad M_{xi} \quad M_{yi} \quad M_{zi}]^T \quad (2-46)$$

$$\{\delta_i\} = [u_i \quad v_i \quad w_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi} \quad \theta_{zi}]^T \quad (2-47)$$

其中  $U_i$ 、 $V_i$  为  $i$  点的平面节点力； $W_i$ 、 $M_{xi}$ 、 $M_{yi}$  为  $i$  点的弯曲节点力； $M_{zi}$  为  $i$  点的扭转节点力，如图 2-7 所示，这时每个节点有 6 个自由度。对应的单元刚度矩阵为

$$\{F\}^e = [K]^e \{\delta\}^e \quad (2-48)$$

其中  $[K]^e$  为  $24 \times 24$  的方阵。写成子块形式为

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & & & \\ K_{21} & K_{22} & & \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{bmatrix} \quad (2-49)$$

对 称

其中  $K_{ij}$  为  $6 \times 6$  的矩阵，且有



$$[K_{ij}] = \begin{bmatrix} K_{ij}^p & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{ij}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2-50)$$

由此可以看到，式 (2-49) 和式 (2-50) 仅仅是将式 (2-42) 和式 (2-45) 组合在一起，而且对应  $M_{z_i}$  的行和  $\theta_{z_i}$  的列均为零，这意味着没有考虑单元绕垂直轴的旋转刚度。当某节点上的所有单元都处于同一平面时，就会使总刚度矩阵出现奇异现象，为了避免这种情况，也可以考虑单元绕垂直轴的旋转刚度，但要注意单元在  $M_{z_i}$  的作用下处于平衡。取

$$\begin{bmatrix} M_{z1} \\ M_{z2} \\ M_{z3} \\ M_{z4} \end{bmatrix} = 4abtE\alpha \begin{bmatrix} 1 & & & & \text{对} \\ -\frac{1}{3} & 1 & & & \text{称} \\ -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 1 & & \\ -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 1 & \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{z1} \\ \theta_{z2} \\ \theta_{z3} \\ \theta_{z4} \end{bmatrix} \quad (2-51)$$

其中  $\alpha$  取很小的数，目的在于消除奇异性； $E$  为材料的弹性模量， $t$  为板厚度。

## § 2.4 ABAQUS 程序简介及算例验证

### §2.4.1 ABAQUS 程序简介

ABAQUS 是国际上最先进的大型通用有限元计算分析软件之一，是美国 ABAQUS (原 Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.) 的产品。它具有惊人的广泛的模拟性能，拥有大量不同种类的有限元公式、材料模型、分析过程等。无论是分析简单的线弹性问题，还是包括几种不同材料、承受复杂的机械和热载荷过程、变化接触条件的非线性组合问题，应用 ABAQUS 软件进行计算分析都能得到满意的结果。

ABAQUS 不但可以作单一零件的力学和多物理场分析，同时还可以作系统的分析和研究，强大分析功能使其受到世界上许多著名公司、大学和研究部门的青

睐。能广泛应用于分析解决机械、化工、土木、水利、材料、航空、船舶、冶金、汽车、电气工业设计、民用/医疗、电子、能源与电力等各个行业的许多实际问题。

### 1. ABAQUS 程序分析过程

ABAQUS 有两个主要的分析模块：ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit。一个完整的分析过程通常由三个步骤组成：前处理、模拟计算和后处理。这三个步骤通过文件之间建立的联系如图 2-8。

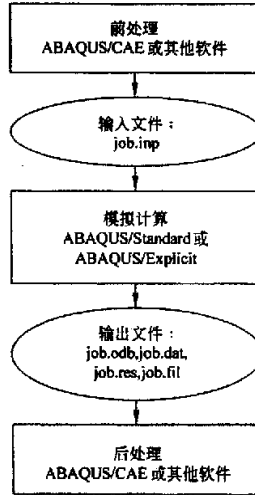


图 2-8 一个完整的分析过程

首先在 ABAQUS/CAE 中定义物理问题的模型，生成一个 ABAQUS 输入文件；再用 ABAQUS/Standard 或 ABAQUS/Explicit 求解输入件中定义的数值模型，输出二进制文件以便后处理；最后回到 ABAQUS/CAE，进入可视化模块，读入二进制输出文件，以输出彩色等值线和 X-Y 曲线图等。

### 2. CAE 特征及功能介绍

在 ABAQUS 中，前处理建模、分析处理和可视化后处理都可以通过其图形界面（图 2-9）处理器 CAE 模块无缝地集合在一起来完成，这些功能又通过下列的模块来实现。

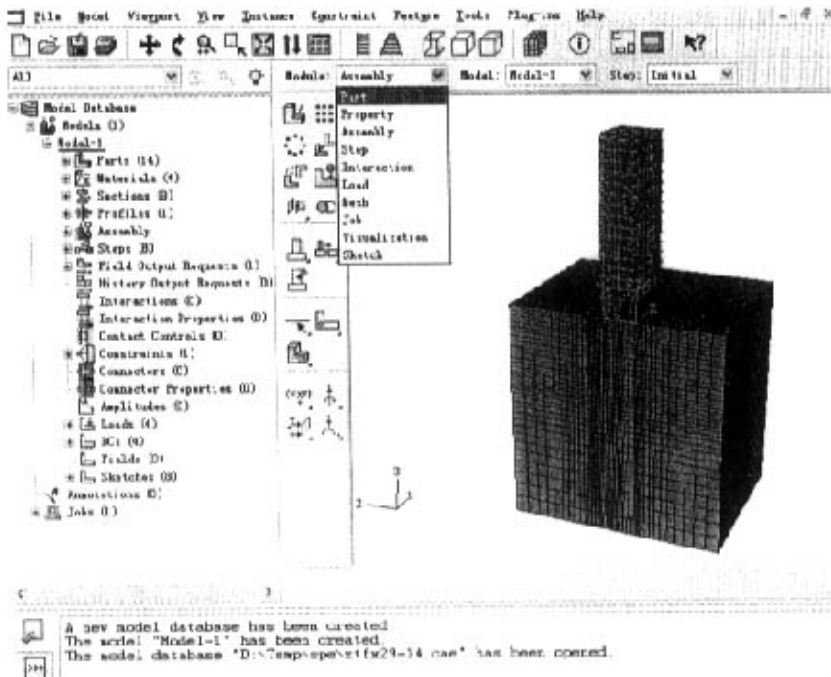


图 2-9 ABAQUS/CAE 图形界面

- (1) **PART** 模块：用于创建模型的性状或从外部导入模型的部件。
- (2) **PROPERTY** 模块：用于设置各个部分的各种属性，包括各部分的材料性质，部件的截面几何特性等。
- (3) **ASSEMBLY** 模块：用 **PART** 模块建立了模型的各个部分之后，用此模块进行模型组装，放在一个统一的坐标中。
- (4) **STEP** 模块：定义分析类别和步骤，以及要输出的变量。
- (5) **INTERACTION** 模块：模拟模型中各个部分之间以及部件与环境之间的关系，只用于接触分析。
- (6) **LOAD** 模块：在此模块中给模型施加荷载，边界条件以及模型周围的一些场条件。
- (7) **MESH** 模块：用于划分网格，选择单元的类型，也可以用用户自己定义的一些单元。
- (8) **JOB** 模块：为分析模块，对模型进行分析并监控整个过程。
- (9) **VISUALIZATION** 模块：用于显示计算结果，有等值线图，模型的受力、变形的动画等。
- (10) **SKETCH** 模块：用于建立模型各个部件草图的辅助工具，用户可以定

义自己需要的各种二维图形。

### §2.4.2 ABAQUS 算例及验证

ABAQUS程序的有效性，通过以下两个算例来验证。

#### 1. 算例一

假定一边长为 $b$ 的方形荷载作用于弹性半空间土体上，三维有限元弹性分析时，取四分之一大小作为分析模型，土体长宽为 $6b$ ，厚度取 $10b$ ，方形荷载分布密度为 $p$ ，如图2-10。

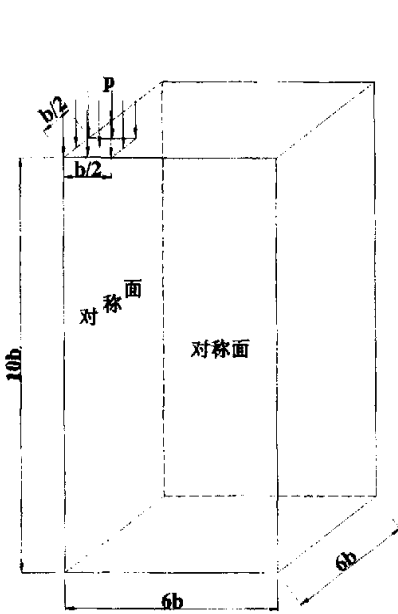


图 2-10 算例一模型尺寸

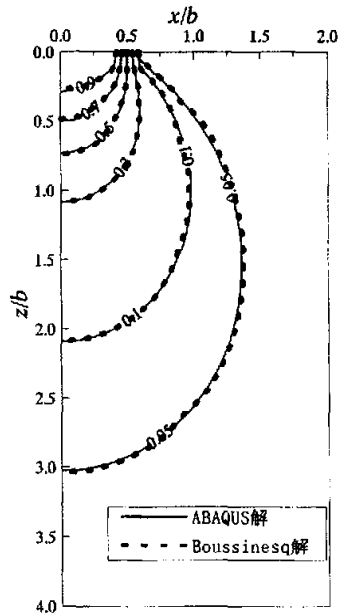


图 2-11 方形荷载竖向附加应力 $\sigma_z$ 等值线

线

由ABAQUS分析可得到土体中的竖向应力 $\sigma_z$ 的分布，取对称面上的竖向应力与Boussinesq理论解作对比如图2-11。

可见，两种计算方法得到的结果吻合较好，能够满足工程精度要求，因此可以得到结论：ABAQUS程序按弹性理论计算土中的附加应力的结果是准确可靠的。

### 2. 算例二

竖向荷载作用于一弹性地基上的单桩，按弹性理论解 (Poulos, 1968) 可以计算得到桩周侧摩阻力和桩身轴力沿桩长的分布。

现取桩身直径为  $d$  的单桩，作轴对称有限元分析。轴对称模型径向长度为  $30d$ ，桩长为  $L$ ，土体厚度取  $2.5L$ ，桩顶作用荷载为  $P$ ，如图 2-12。桩和土都是弹性体，桩土弹性模量比  $E_p/E_0 = 5000$ ，土的泊松比  $\mu = 0.3$ 。

由 ABAQUS 分析得到的桩周侧摩阻力和桩身轴力沿桩长的分布与理论解的比较如图 2-13、图 2-14。

可见，ABAQUS 解与 Poulos 解吻合，能够满足工程精度要求。因此，ABAQUS 程序按弹性理论计算桩周侧摩阻力和桩身轴力也是准确可靠的。

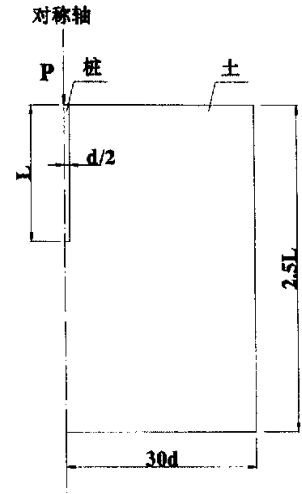


图 2-12 算例二模型尺寸

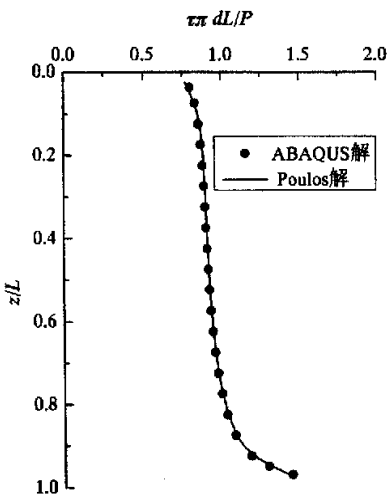


图 2-13 侧摩阻力沿桩身分布

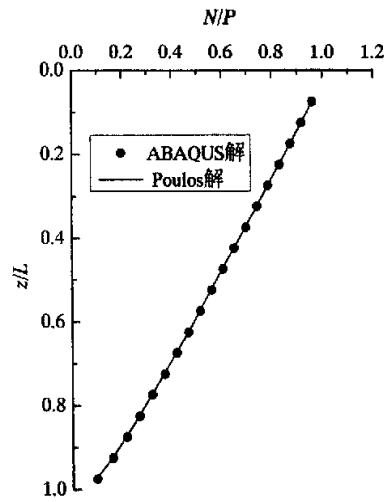


图 2-14 轴力沿桩身分布

## § 2.5 本章小结

本章简单地概括了有限单元法的发展历史、应用现状和优缺点，介绍了有限元解题的基本分析过程，并将本文所选用的本构模型和单元类型逐一进行了阐述；ABAQUS程序作为本文研究工具，本章讲述了其运作分析过程和CAE模块的组成，并通过两个算例对其有效性、可靠性进行了验证，为后期工作做好准备。

## 第三章 共同作用三维有限元弹性分析

剪力墙结构、桩筏基础和地基三者共同作用问题相当复杂，本章通过有限元通用程序 ABAQUS 建立三者整体计算三维模型，就上部结构逐层施工、地基土变形模量、筏板厚度、桩长等因素对基础沉降、桩土荷载分担、筏下地基反力、筏板弯矩等影响规律进行弹性分析。

### §3.1 模型建立

#### §3.1.1 基本假定

- (1) 利用对称性，取一半进行计算。
- (2) 圆桩按截面积等效为方桩。
- (3) 考虑地基土的初始应力场；不考虑桩体设置时对桩间土指标的影响。
- (4) 上部结构钢筋混凝土梁、楼板、剪力墙、筏板基础以及土体均为线弹性体。
- (5) 桩与周围土体、筏板与下部土体自始至终紧密接触，即在变形过程中，它们之间不产生相对滑动或脱离。

#### §3.1.2 计算简图

图 3-1 为以杭州金都华府住宅小区 17 号楼高层住宅为背景的共同作用有限元分析模型，模型包括上部结构、基础、地基三部分。模型中上部为剪力墙结构的 15 层高层建筑（不包括地下室一层），地下室层高 6.2m，其余层高 2.8m；平板式桩筏基础筏板尺寸如图 3-3 所示，厚度为 1m；按墙下传来荷载的大小进行布桩，筏板下布置 62 根桩，桩径 0.6m（简化为边长 0.53m 的方桩），桩长 25m；地下室剪力墙、标准层剪力墙及梁的布置如图 3-4，地下室外墙厚 0.4m，剪力墙厚为 0.24m，楼板厚 0.11m，梁尺寸为 0.24m×0.4m；模拟施工进度时，考虑楼板面施加  $2.0\text{kN/m}^2$  的面力，结构结顶时基底压力约为  $160\text{kPa}$ 。为简化计算，假设地基土均匀分布，共划分单元数为 90143，节点数为 100336。

三维有限元分析网格划分时，在高应力梯度区，单元应尽可能小；在边界附近，单元可以适当划分的大些。

计算模型的位移边界条件为：左侧  $YZ$  面为对称约束，其它侧面  $X$ 、 $Y$  方向位移被约束， $Z$  方向位移自由；底面为固定约束。模型尺寸如图 3-2。

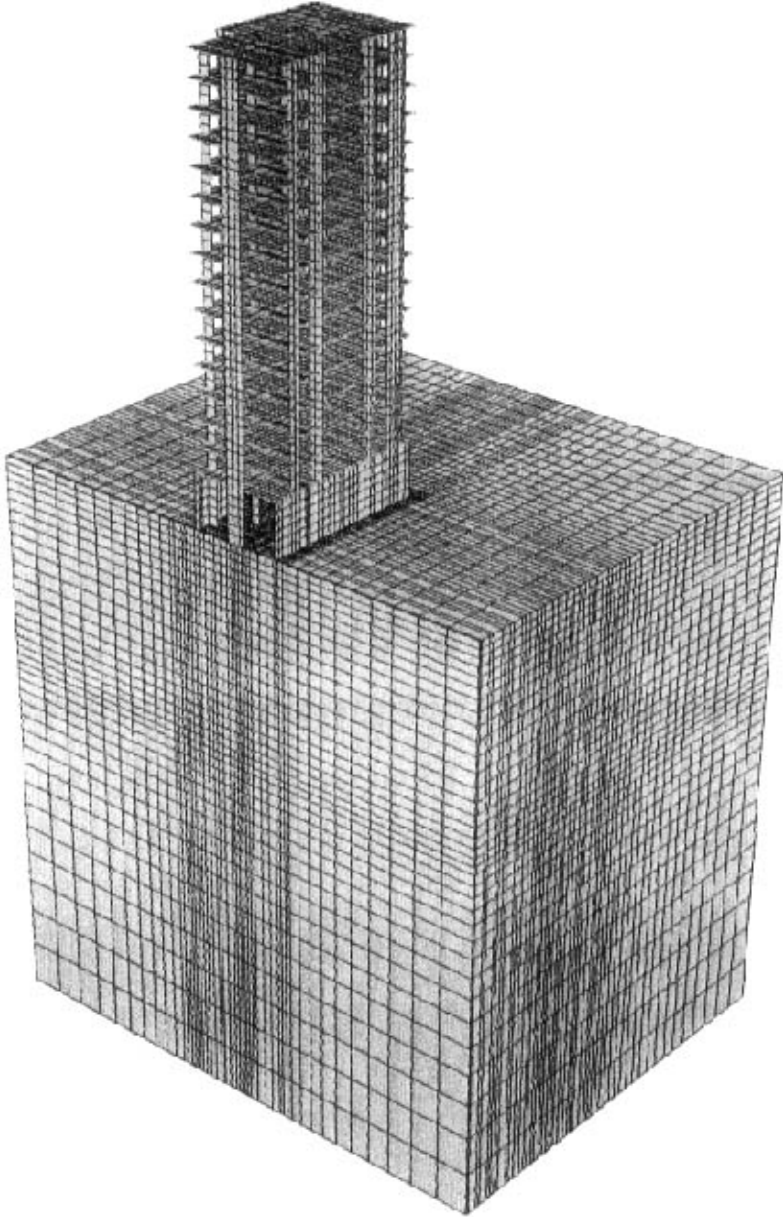


图 3-1 有限元立体模型



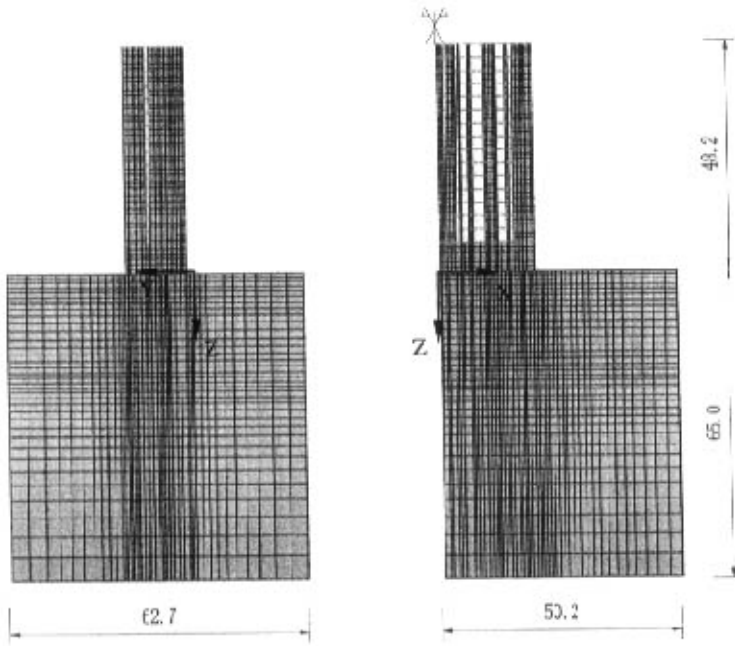


图 3-2 有限元模型尺寸

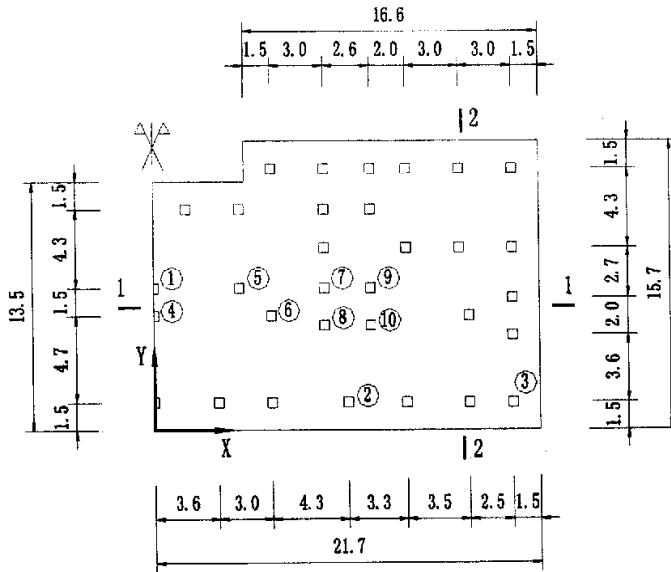


图 3-3 筏板范围内桩位图

图 3-3 中①~⑩为桩编号，①、②、③号桩分别代表中桩、边桩和角桩。

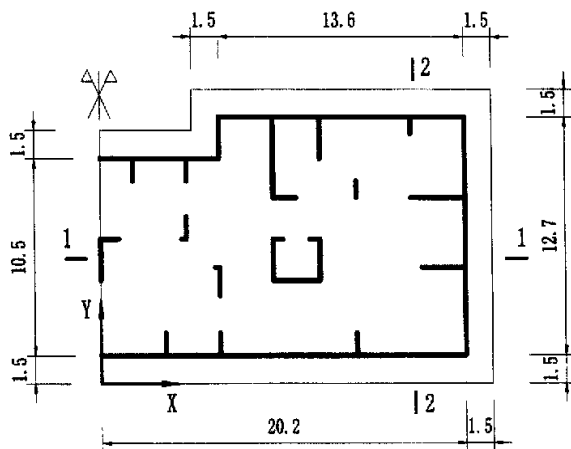


图 3-4 地下室剪力墙布置图

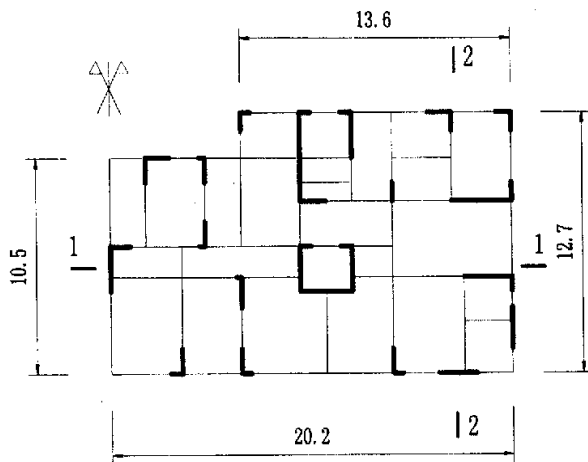


图 3-5 标准层剪力墙、梁布置图

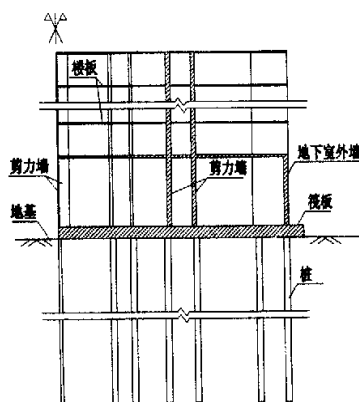


图 3-6 1-1 剖立面图

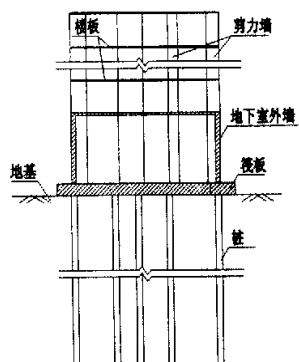


图 3-7 2-2 剖立面图

### §3.1.3 计算参数

有限元分析时，地基土、桩、筏板、剪力墙、楼板和梁的计算参数如表 3-1。

表 3-1 计算参数

	$E_s (E_0)$ (MPa)	$\mu$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	单元类型
计算土层	20	0.35	1900	空间八节点 实体单元
混凝土桩	30000	0.17	2500	三维梁单元
混凝土梁				矩形平板壳单元
混凝土楼板 剪力墙 筏板				

### §3.1.4 ABAQUS 分析方法

#### 1. 施加初始应力场

在岩土工程中，往往需处理地应力问题。地应力分为垂直地应力和水平地应力两类。全球有关垂直地应力 $\sigma_v$ 的统计资料表明，在深度为 25~2700m 范围内， $\sigma_v$ 呈线性增长，大致相当于按平均容重 $\gamma$ 来计算重力值 $\gamma H$ 。除少数（特别是浅层）有一定的偏离外，一般数据分散度不会超过 5%。但水平地应力 $\sigma_h$ 受地质、地形、构造和岩石物理力学性质等诸多因素的影响，成因复杂，无规律可循。本文按 $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ ， $K_0$ 为静止土压力系数。

ABAQUS 提供了 \*GEOSTATIC 命令来建立初始应力场，用 \*INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS, GEOSTATIC 命令，并在分析的第一步施加重力荷载，就可以形成初始应力场。

#### 2. 模拟逐层施工

在上部结构逐层施工的模拟中，需要在某一分析步骤中移除或增添单元，这就是单元生死的概念。ABAQUS 提供了 \*MODEL CHANGE, REMOVE OR ADD 等选项来完成单元生死功能。

一旦单元被移除，该单元上所有的分布量，如荷载，边界约束等都从离散后的方程中被取消，但这些信息依然保存；一旦这些单元被添加激活，保存的信息可以再用。

因此，运用这个功能，可以预先建立完整的上部结构模型，包括荷载和边界条件，然后移除整个模型，接下来顺次添加各个楼层即可。由于集中荷载不能自

动被取消，因此在使用这项功能时，必须确认集中荷载是否被取消，否则会因为力加在零刚度的自由度上，导致求解困难。

## § 3.2 计算结果分析

### §3.2.1 上部结构逐层施工的影响

有限元分析中，通过变化楼层来实现上部结构刚度的变化，楼层按 3 层、6 层、9 层、12 层、15 层依次变化。

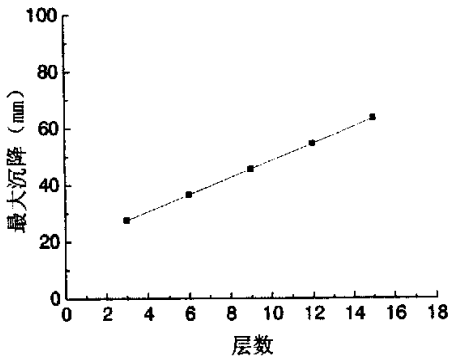


图 3-8 逐层施工对最大沉降的影响

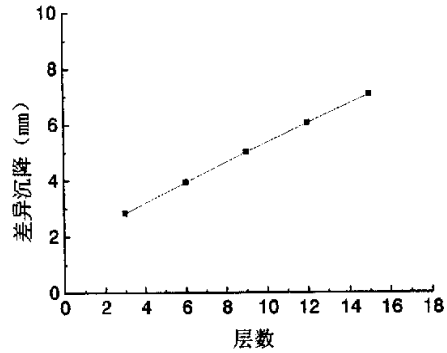


图 3-9 逐层施工对差异沉降的影响

从图 3-8、图 3-9 可见，随着上部结构逐层施工，最大沉降和差异沉降均增大；在上部剪力墙结构作用下，差异沉降较小，最大不到 10mm。

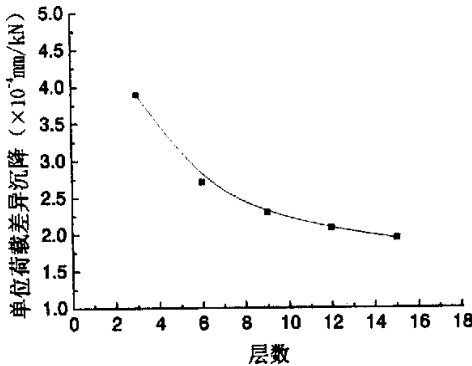


图 3-10 逐层施工对单位荷载差异沉降的影响

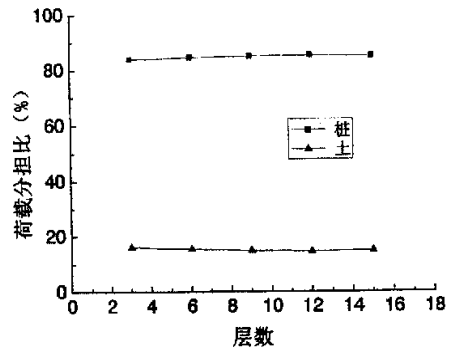
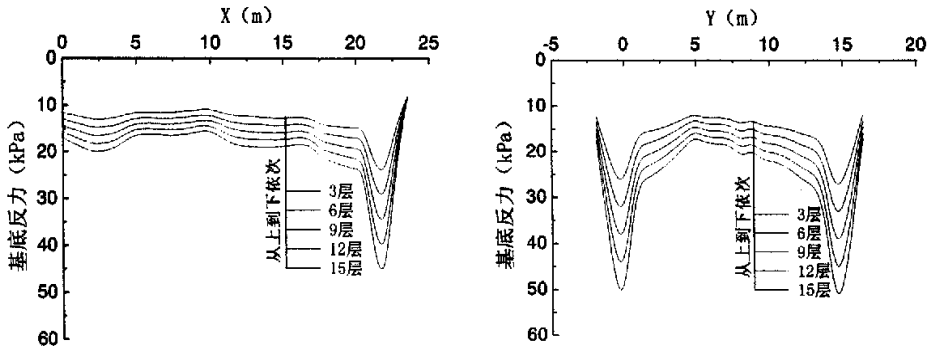


图 3-11 逐层施工对桩土荷载分担的影响

从图 3-10 可见，随着上部结构逐层施工，单位荷载差异沉降减少显著，且当上部结构施工至 9 层后，曲线趋于水平，即差异沉降随上部荷载线性增加，说明上部结构对差异沉降的调整作用是有限的。

从图 3-11 可见，随着上部结构逐层施工，桩土荷载分担趋于稳定，桩土分别分担总荷载的 85%和 15%。

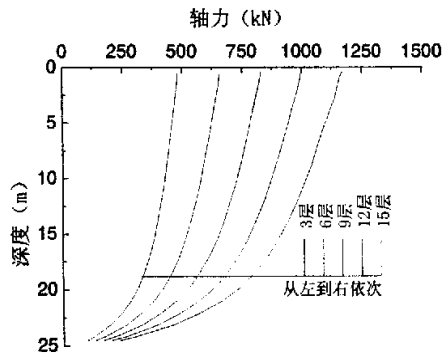


(a) 1-1 剖面基底反力分布

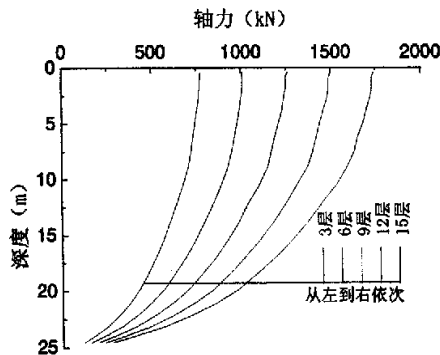
(b) 2-2 剖面基底反力分布

图 3-12 逐层施工对基底反力的影响

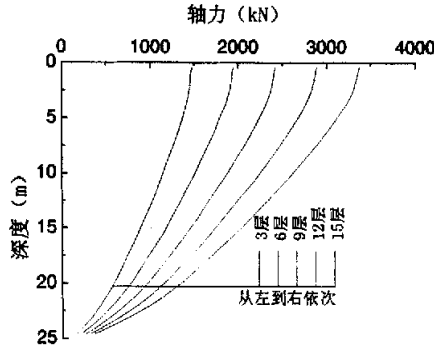
从图 3-12 (a)、(b) 可知，筏板下地基反力呈马鞍形，即中部小，边缘大，基底面以外土反力迅速减小；随着上部结构逐层施工，基底反力逐渐增大；从筏板下中部和边缘处的土反力大小变化可见，筏板架越作用愈加明显。



(a) 中桩 (①号桩) 轴力沿桩身分布



(b) 边桩 (②号桩) 轴力沿桩身分布



(c) 角桩 (③号桩) 轴力沿桩身分布

图 3-13 逐层施工对桩身轴力的影响

从图 3-13 (a)、(b)、(c) 可知，随着上部结构逐层施工，桩身轴力逐渐增大，从桩顶反力来看，角桩大于边桩，边桩又大于中桩；从桩顶反力的增幅来看，同样有角桩大于边桩大于中桩的规律；从三根典型桩轴力沿桩身分布来看，中桩上部 2/3 桩长范围内轴力变化不大，随后变化较大，说明中桩上部侧摩阻力受到筏板的约束而得不到发挥，下部 1/3 桩长范围内侧摩阻力增大较快；角桩沿桩长范围轴力变化比较均匀，且变化幅度较大，侧摩阻力除在上部小范围内受到削弱外，其它区段发挥较好；边桩规律介于前两者之间。

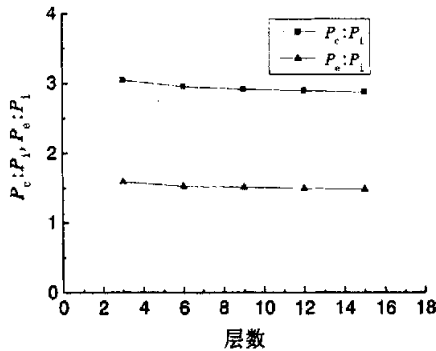


图 3-14 逐层施工对桩顶反力的影响

从图 3-14 可知，随着上部结构逐层施工，角桩桩顶反力  $P_c$ 、边桩桩顶反力  $P_e$ 、中桩桩顶反力  $P_1$  之间趋于一个稳定的比值， $P_c:P_e:P_1$  为 2.88:1.49:1。

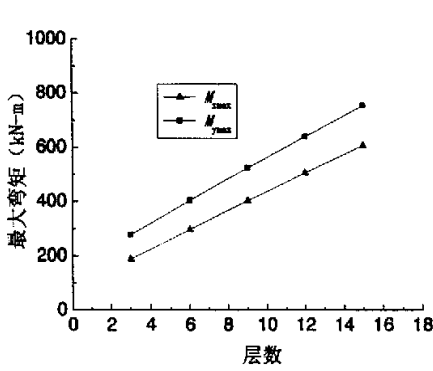


图 3-15 逐层施工对最大弯矩的影响

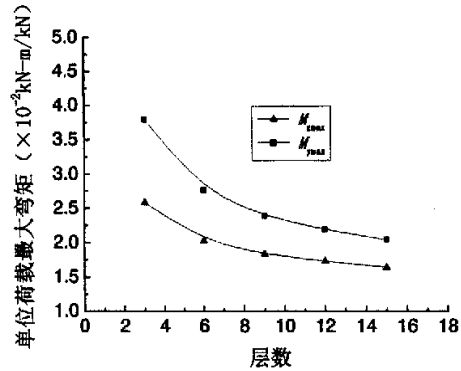
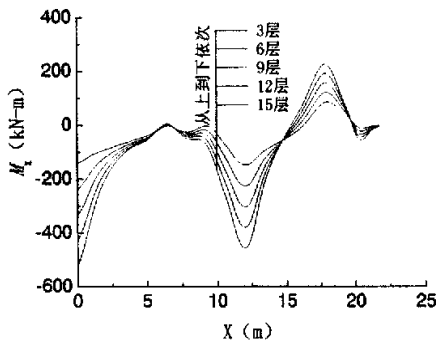
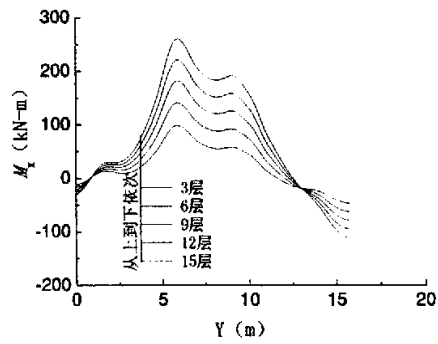


图 3-16 逐层施工对单位荷载最大弯矩的影响

从图 3-15、图 3-16 可见，随着上部结构逐层施工，筏板 X、Y 方向最大弯矩都随上部荷载的增大而增大；单位荷载最大弯矩值在上部结构 9 层以后降幅趋缓，说明上部结构对筏板最大弯矩的调整作用也是有限的。

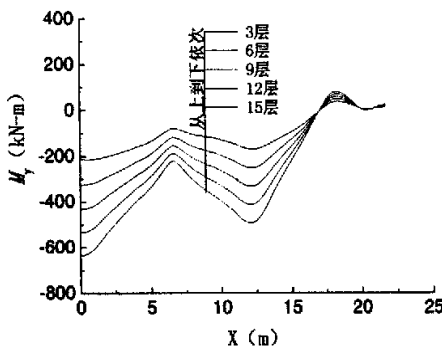


(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布

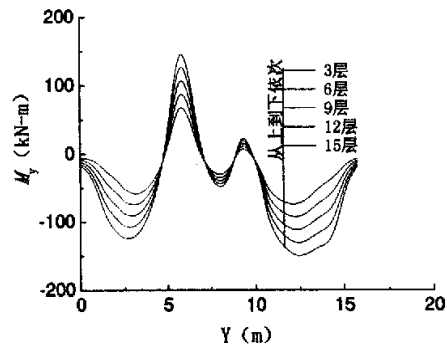


(b) 2-2 剖面  $M_x$  分布

图 3-17 逐层施工对筏板弯矩  $M_x$  的影响



(a) 1-1 剖面  $M_y$  分布



(b) 2-2 剖面  $M_y$  分布

图 3-18 逐层施工对筏板弯矩  $M_y$  的影响

本文中，使筏板下部受拉的弯矩称之为负弯矩，使筏板上部受拉的弯矩称之为

为负弯矩。从图 3-10、图 3-11 可见，随着上部结构逐层施工，X、Y 方向正负弯矩逐渐增大。

### §3.2.3 地基土变形模量的影响

#### 1. 地基土为单层均质土

有限元分析中，考虑地基土变形模量从 5MPa、10MPa、20MPa、30MPa、40MPa、依次变化，其它计算参数见表 3-1。通过地基土变形模量的变化，对桩筏基础进行整体共同作用分析，探讨其规律性。

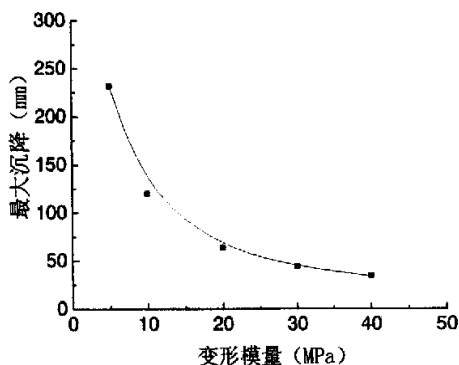


图 3-19 地基土变形模量对最大沉降的影响

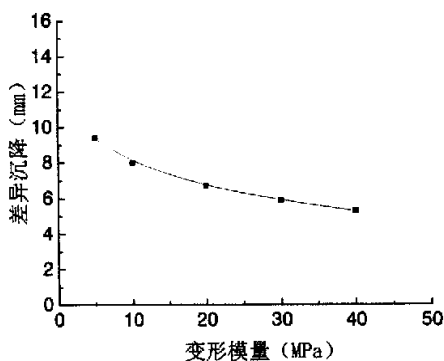


图 3-20 地基土变形模量对差异沉降的影响

从图 3-19、图 3-20 可见，随着地基土变形模量的增大，最大沉降和差异沉降均减小，地基土变形模量对最大沉降的影响尤为显著；当变形模量增大到 20MPa 后，其对最大沉降和差异沉降的影响变小。

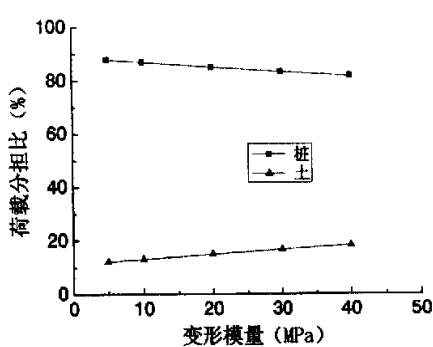


图 3-21 地基土变形模量对桩土荷载分担的影响

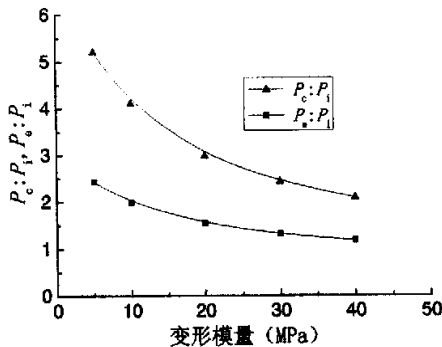


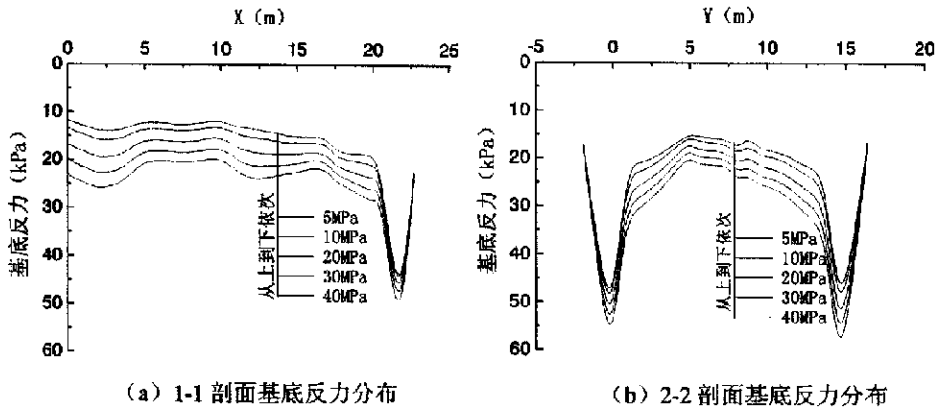
图 3-22 地基土变形模量对桩顶反力的影响

从图 3-21 可见，随着地基土变形模量的增大，地基土分担更多的上部荷载，桩所分担的荷载随之变小。

从图 3-22 可见，地基土变形模量越小，即土越软，角桩、边桩和中桩的桩顶



反力差别越大，荷载向角桩、边桩集中。



(a) 1-1 剖面基底反力分布 (b) 2-2 剖面基底反力分布

图 3-23 地基土变形模量对基底反力的影响

从图 3-23 (a)、(b) 可见，地基土变形模量越大，即土越硬，筏板下地基反力越大，筏板边缘处土反力略有增加，使得筏板边缘和中部土反力比值减小。

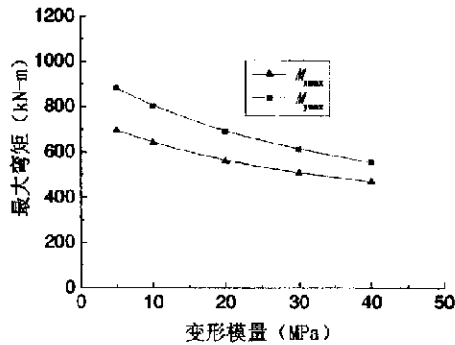
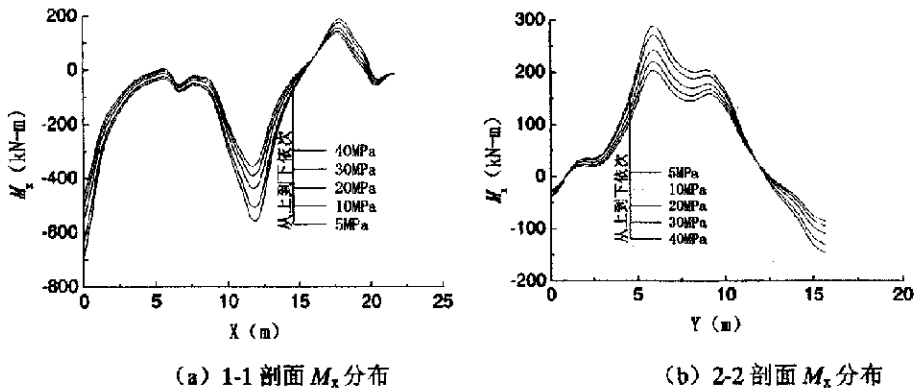


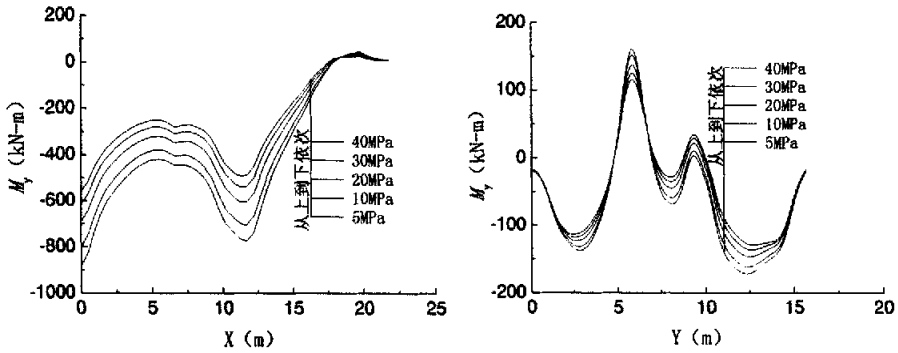
图 3-24 地基土变形模量对筏板最大弯矩的影响

从图 3-24 可见，随着地基土变形模量的增大，筏板 X、Y 方向的最大弯矩随之减小。



(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布 (b) 2-2 剖面  $M_x$  分布

图 3-25 地基土变形模量对筏板弯矩  $M_x$  的影响



(a) 1-1剖面  $M_y$  分布 (b) 2-2剖面  $M_y$  分布  
 图 3-26 地基土变形模量对筏板弯矩  $M_y$  的影响

从图 3-25、图 3-26 可见，随着地基土变形模量的增大， $X$ 、 $Y$  方向正负弯矩减小，局部正弯矩增大，如图 3-26 (b)， $Y$  约 9m 处；由于上部结构及荷载的差异，不同位置的变化幅度不同。

## 2. 地基土存在硬壳层和软弱下卧层

考虑地基浅层存在硬壳层，其下是软弱土层，桩端持力层土质相对较好的情况。软弱土层变形模量从 5MPa、10MPa、15MPa、20MPa 依次变化，计算参数见表 3-2，其它参数见表 3-1。通过软弱土层变形模量的变化，对桩筏基础进行整体共同作用分析，探讨其规律性。

表 3-2 地基土参数

	$H$ (m)	$E_s$ (MPa)	$\mu$	$\rho$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
硬壳层	8	30	0.3	1900
软弱层	15	5~20	0.35	1900
持力层	42	20	0.35	1900

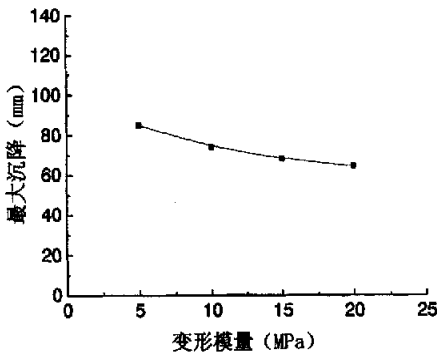


图 3-27 软弱层变形模量对最大沉降的影响

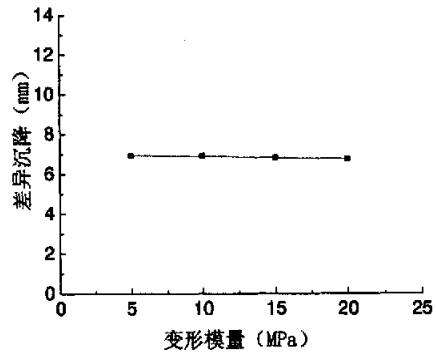


图 3-28 软弱层变形模量对差异沉降的影响

从图 3-27、图 3-28 可见，当软弱层土质越软，最大沉降就越大；而对差异沉降影响不大。

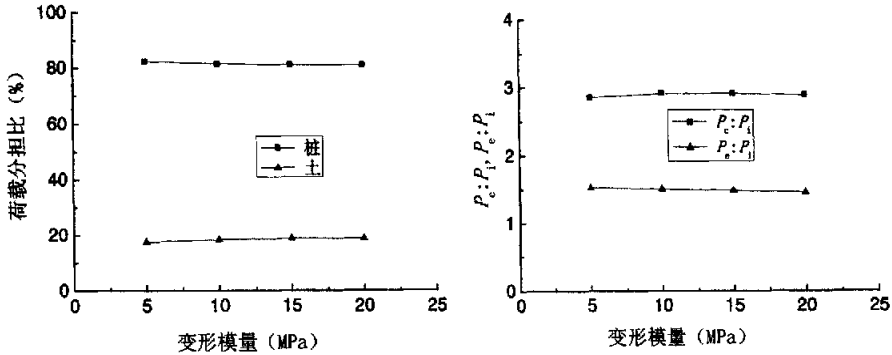
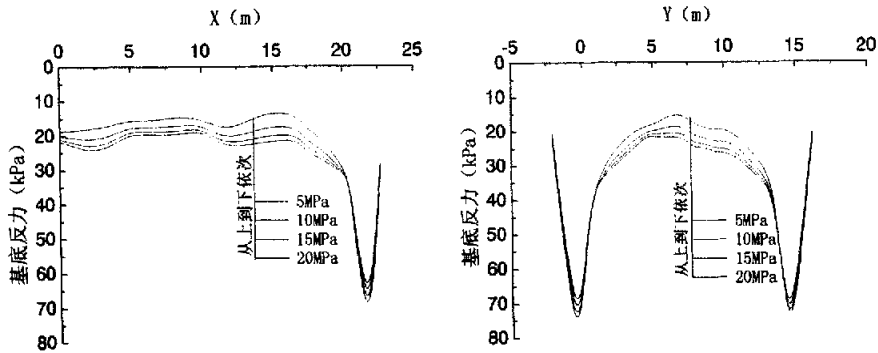


图 3-29 软弱层变形模量对桩土荷载分担的影响 图 3-30 软弱层变形模量对桩顶反力的影响

从图 3-29 可见，当软弱层土越软，桩分担的荷载略有增加，地基土分担的荷载随之略有减小；与均质土（变形模量为 20MPa）相比，存在硬壳层且夹有软弱土层的情况，地基土分担的荷载略有增加。

从图 3-30 可见，当存在软弱层时，角桩、边桩和中桩的桩顶反力之间的比值基本不变。



(a) 1-1 剖面基底反力分布

(b) 2-2 剖面基底反力分布

图 3-31 软弱层变形模量对基底反力的影响

从图 3-31 (a)、(b) 可见，软弱层变形模量越大，即土越硬，筏板下地基土反力越大；当存在硬壳层与软弱层时，筏板边缘处土反力比均质土时有所增加。

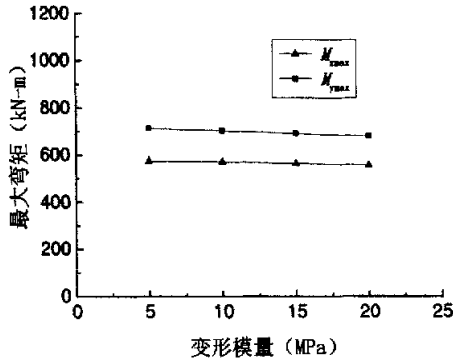
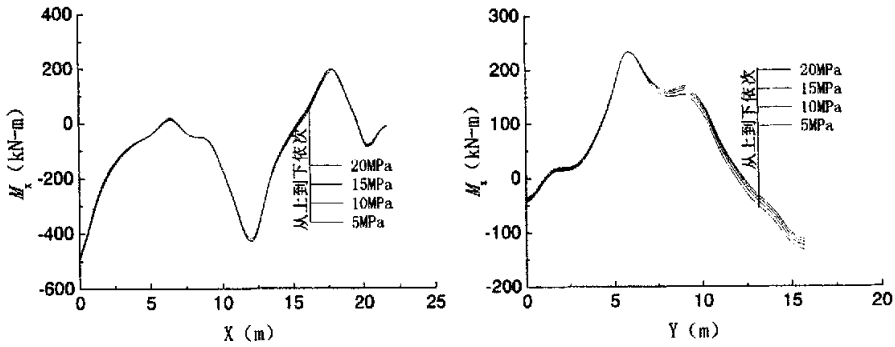


图 3-32 软弱层变形模量对筏板最大弯矩的影响

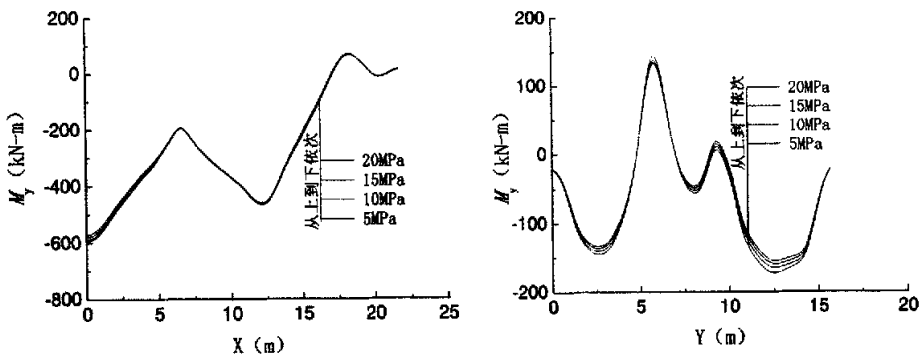
从图 3-32 可见，随着软弱层变形模量的增大，筏板 X、Y 方向的最大弯矩随之略有减小。



(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_x$  分布

图 3-33 软弱层变形模量对筏板弯矩  $M_x$  的影响



(a) 1-1 剖面  $M_y$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_y$  分布

图 3-34 软弱层变形模量对筏板弯矩  $M_y$  的影响

从图 3-33、图 3-34 可见，随着地基土变形模量的增大，X、Y 方向的弯矩变化不大。

### §3.2.3 筏板厚度的影响

有限元分析中，考虑筏板厚度从 0.5m、1.0m、1.5m、2.0m、2.5m 依次变化，其余计算参数见表 3-1。通过筏板厚度的变化，对桩筏基础进行整体分析，探讨其规律性。

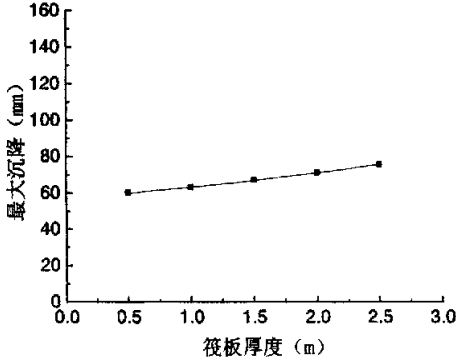


图 3-35 筏板厚度对最大沉降的影响

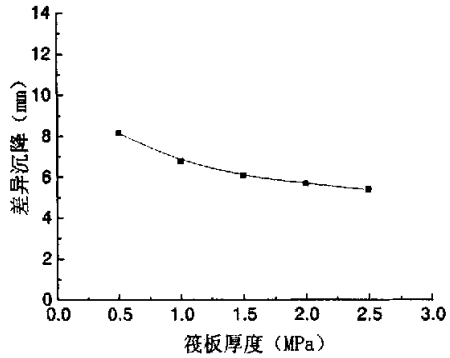


图 3-36 筏板厚度对差异沉降的影响

从图 3-35、图 3-36 可见，随着筏板厚度的增大，最大沉降略有增加，差异沉降略有减小；当筏板厚度增大到 1.5m 后，其对差异沉降的影响减小。

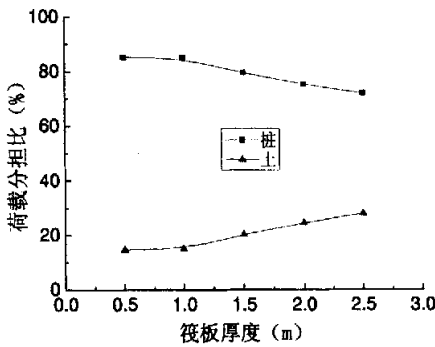


图 3-37 筏板厚度对桩土荷载分担的影响

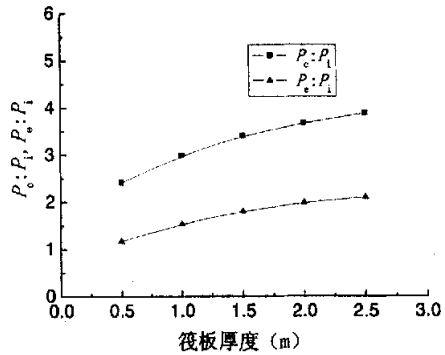
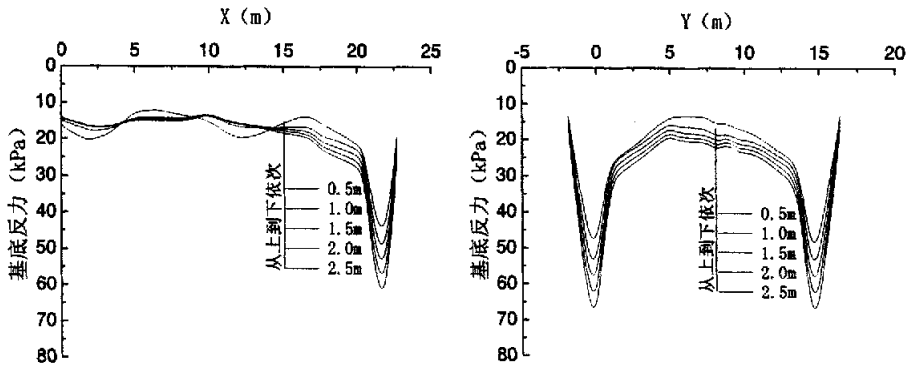


图 3-38 筏板厚度对桩顶反力的影响

从图 3-37 可见，随着筏板厚度的增大，地基土荷载分担比增大，桩荷载分担比随之减小。

从图 3-38 可见，随着筏板厚度的增大，角桩、边桩和中桩的桩顶反力差别增大，荷载向角桩、边桩集中。



(a) 1-1 剖面基底反力分布

(b) 2-2 剖面基底反力分布

图 3-39 筏板厚度对基底反力的影响

从图 3-39 (a)、(b) 可见，筏板厚度越大，筏板下中部地基土反力越大，且筏板边缘土反力增幅大于中部，使得筏板边缘和中部土反力的比值增大，地基土荷载分担比增加；筏板厚度 0.5m 时，呈现出柔性板的性状，筏下地基土反力波动较大。

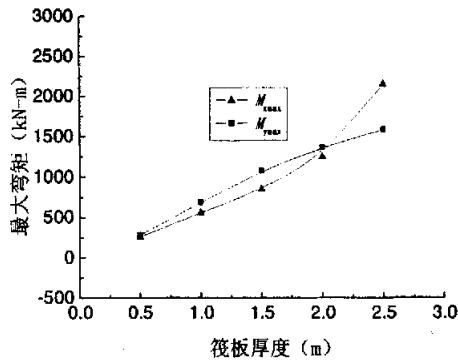
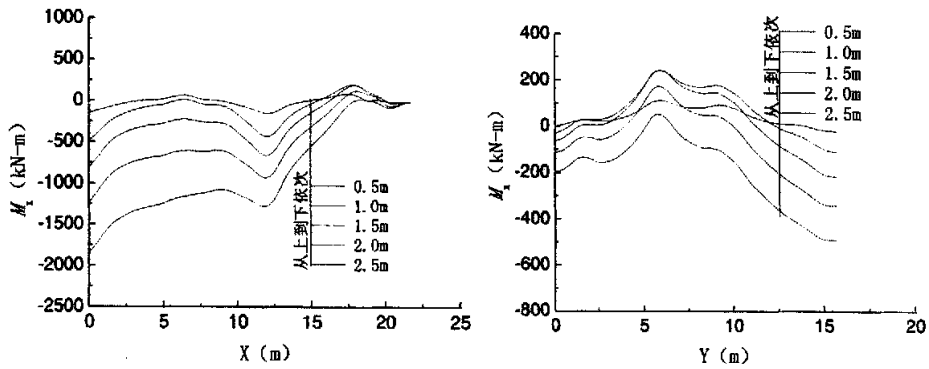


图 3-40 筏板厚度对筏板最大弯矩的影响

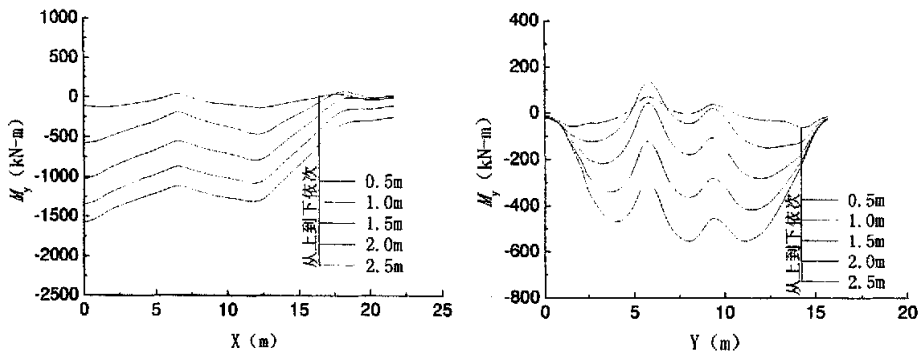
从图 3-40 可见，随着筏板厚度的增大，筏板 X、Y 方向的最大弯矩随之急剧增大。



(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_x$  分布

图 3-41 筏板厚度对筏板弯矩  $M_x$  的影响



(a) 1-1 剖面  $M_y$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_y$  分布

图 3-42 筏板厚度对筏板弯矩  $M_y$  的影响

从图 3-41、图 3-42 可见，随着筏板厚度的增大，负弯矩增大，局部正弯矩先增大后又减小。筏板厚 0.5m 时，受到的弯矩很小。

### §3.2.4 桩长的影响

#### 1. 等长桩

有限元分析中，考虑桩长从 20m、25m、30m、40m、60m 依次整体变化，其它计算参数见表 3-1。通过桩长的变化，对桩筏基础进行整体共同作用分析，探讨其规律性。

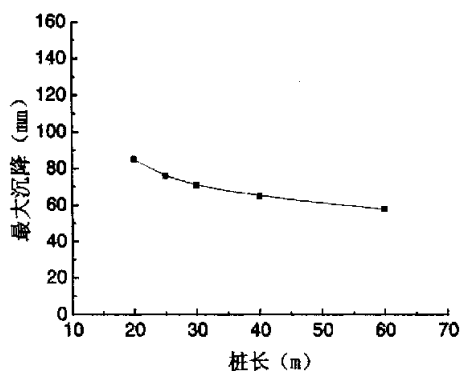


图 3-43 桩长对最大沉降的影响

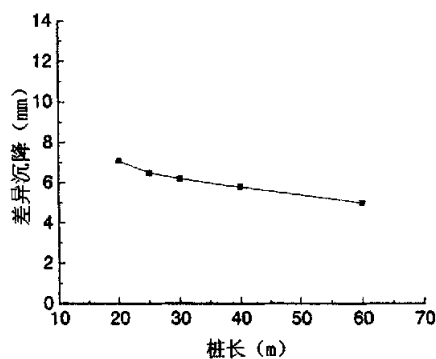


图 3-44 桩长对差异沉降的影响

从图 3-43、图 3-44 可见，随着桩长的增加，最大沉降和差异沉降均减小；当桩长增加到 30m~40m，即长径比为 50~70 时，其对最大沉降和差异沉降的影响减小。

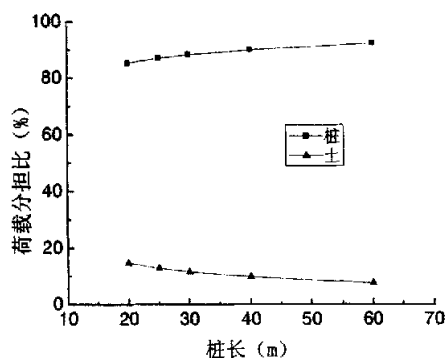


图 3-45 桩长对桩土荷载分担的影响图

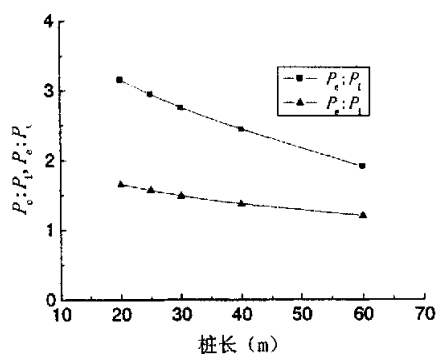
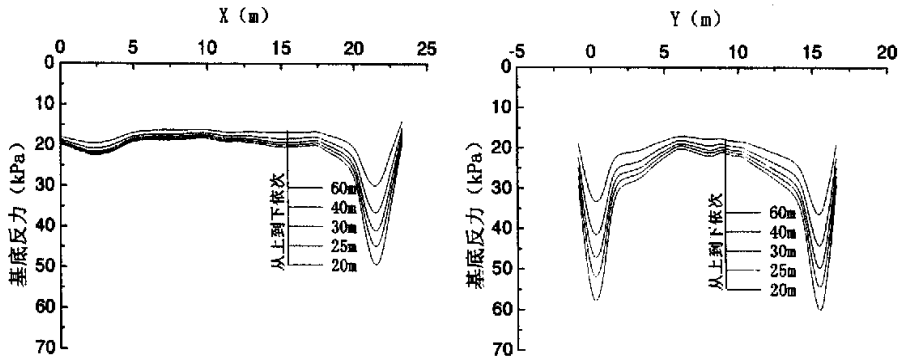


图 3-46 桩长对桩顶反力的影响

从图 3-45 可见，桩长增加，桩所分担的荷载增加，地基土分担的上部荷载随之减小。

从图 3-46 可见，随着桩长的增加，角桩、边桩和中桩的桩顶反力趋于均匀。





(a) 1-1 剖面基底反力分布

(b) 2-2 剖面基底反力分布

图 3-47 桩长对基底反力的影响

从图 3-47 (a)、(b) 可见，随着桩长的增加，地基反力减小，筏板边缘土反力减小幅度大于中部，使得筏板边缘和中部土反力比值减小，地基反力分布趋于均匀。

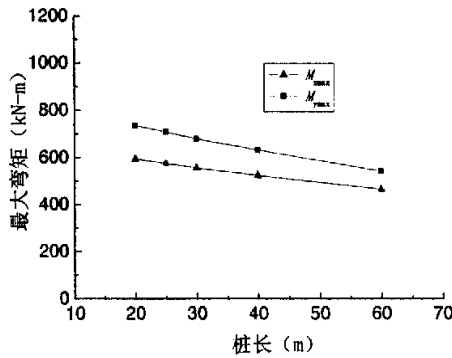
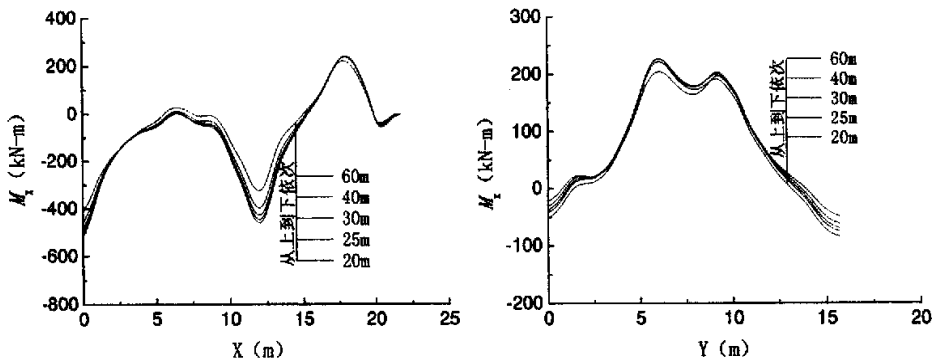


图 3-48 桩长对筏板最大弯矩的影响

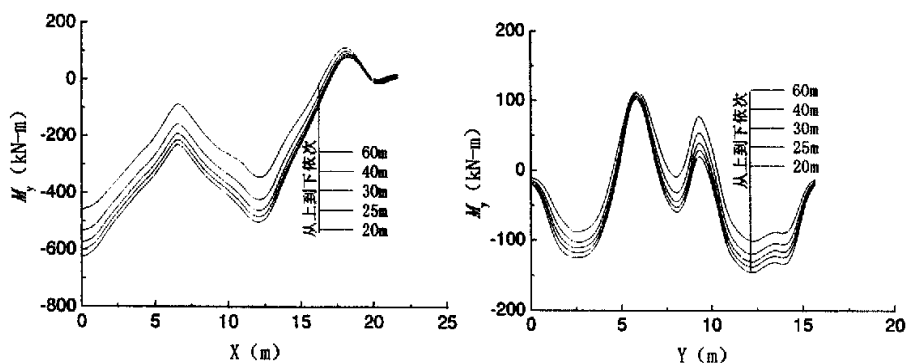
从图 3-48 可见，随着桩长的增加，筏板 X、Y 方向的最大弯矩随之减小。



(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_x$  分布

图 3-49 桩长对筏板弯矩  $M_x$  的影响



(a) 1-1 剖面  $M_y$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_y$  分布

图 3-50 桩长对筏板弯矩  $M_y$  的影响

从图 3-49、图 3-50 可见，随着桩长的增加，正负弯矩减小，局部正弯矩增大，如图 3-50 (b)，Y 约为 9m 处， $M_x$ 、 $M_y$  大小分布逐渐趋于均匀。

## 2. 长短桩

基础设计中，考虑增加筏板沉降较大处的桩长，以减少差异沉降。局部调整①、④~⑩号桩的长度，研究长短桩情况下桩筏基础整体共同作用的规律。局部桩长从 25m、30m、35m、40m、60m 依次变化，其它桩长为 20m，其余计算参数见表 3-1。

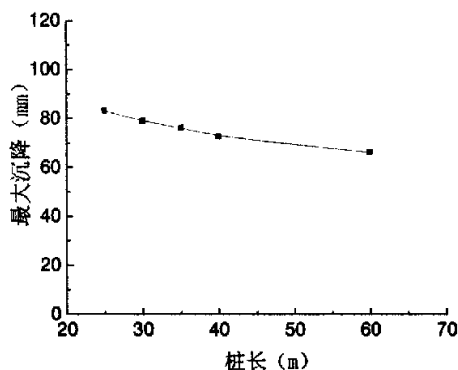


图 3-51 局部桩长调整对最大沉降的影响

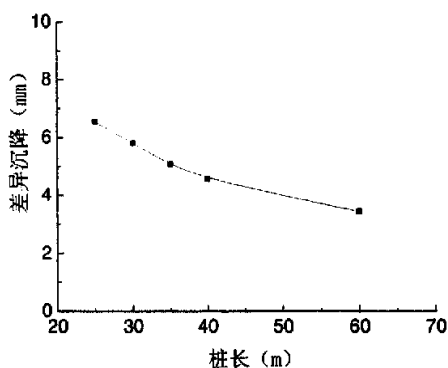


图 3-52 局部桩长调整对差异沉降的影响

从图 3-51、图 3-52 可见，随着局部桩长的增加，最大沉降和差异沉降均减小，局部桩长的调整对差异沉降的影响显著。

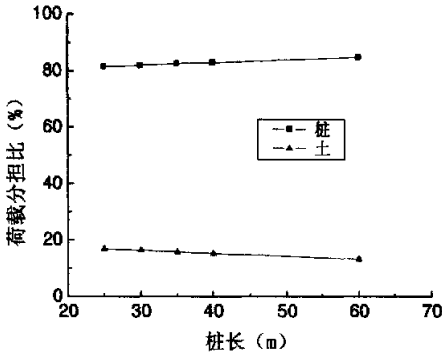


图 3-53 局部桩长调整对桩土荷载分担的影响

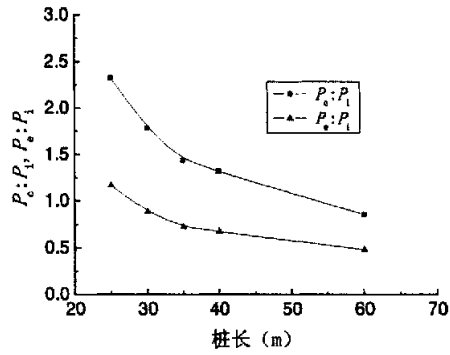
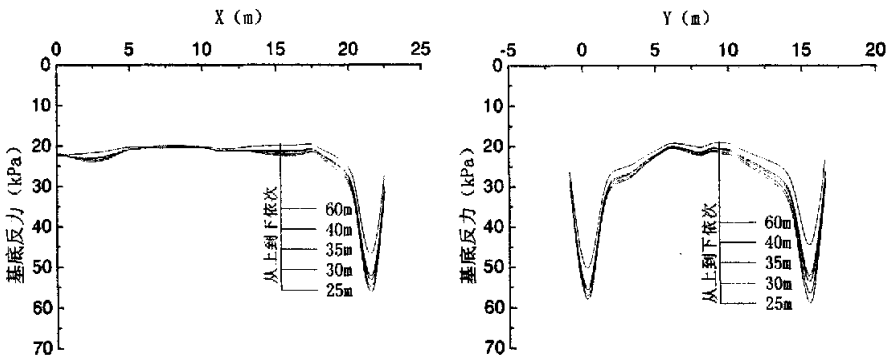


图 3-54 局部桩长调整对桩顶反力的影响

从图 3-53 可见，局部桩长增加，桩所分担的荷载增加，地基土分担的上部荷载随之减小。

从图 3-54 可见，随着局部桩长的增加，角桩、边桩和中桩的桩顶反力变化很大。三桩桩顶反力之比由 2.17:1.17:1 变为 0.86:0.49:1，这主要是由于中桩桩长增加，桩顶反力增大引起的。当局部桩长增加到 35m~40m，即长桩和短桩的长度比值为 1.75~2.0，曲线变化趋缓。



(a) 1-1 剖面基底反力分布

(b) 2-2 剖面基底反力分布

图 3-55 局部桩长调整对基底反力的影响

从图 3-55 (a)、(b) 可见，随着局部桩长的增加，筏板下中部地基土反力减小，筏板边缘土反力亦减小，且减小幅度较大，使得筏板边缘和中部土反力比值减小。

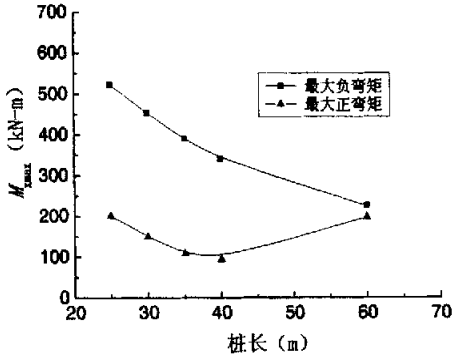


图 3-56 局部桩长调整对筏板  $M_{max}$  的影响

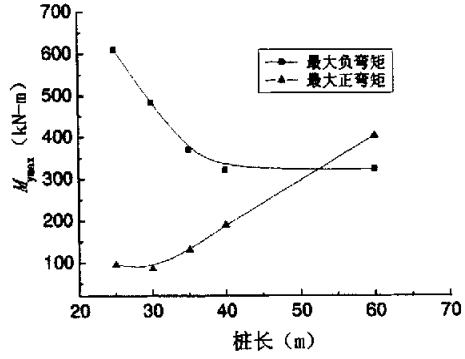
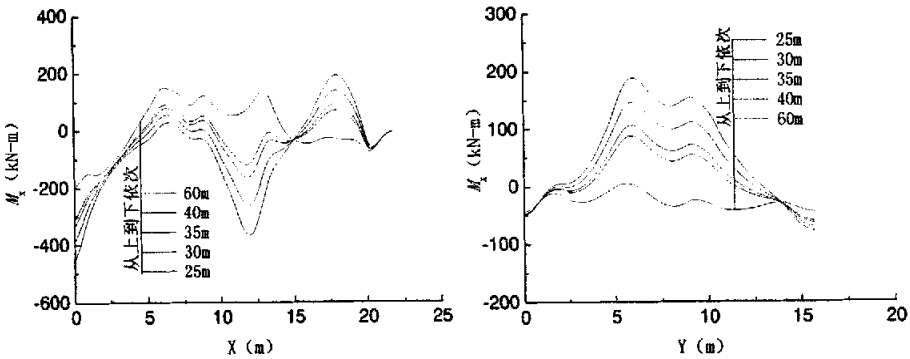


图 3-57 局部桩长调整对筏板  $M_{max}$  的影响

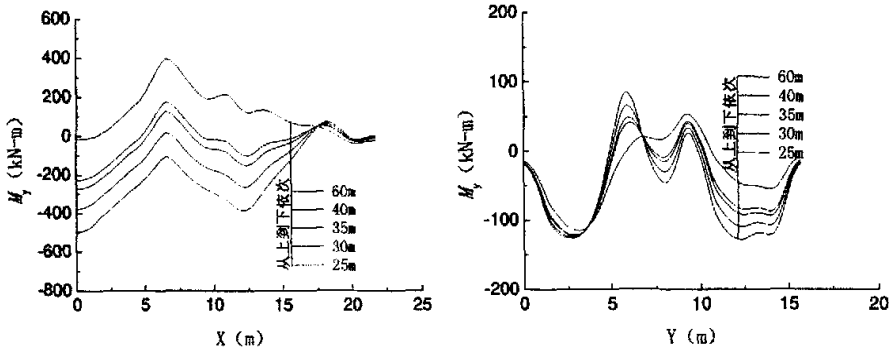
从图 3-56 可见，随着桩长的增加，筏板 X 方向的最大负弯矩减小，最大正弯矩先减小后增大；从图 3-57 可见，随着桩长的增加，筏板 Y 方向的最大负弯矩减小，最大正弯矩增大；从两图共同趋势来看，随着桩长的增加，最大正负弯矩差别减小；局部桩长增加过长，又会导致最大正弯矩急剧增大；因此，从材料的合理利用和经济性上考虑，局部桩长调整到 35~40m 即长桩和短桩的长度比值为 1.75~2.0，比较合理。



(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_x$  分布

图 3-58 局部桩长调整对筏板  $M_x$  的影响



(a) 1-1 剖面  $M_y$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_y$  分布

图 3-59 局部桩长调整对筏板  $M_y$  的影响

从图 3-58、图 3-59 可见，随着局部桩长的增加， $X$ 、 $Y$  方向的正负弯矩分布逐渐趋于均匀，当局部桩长为 35~40m 时，筏板弯矩大小分布比较合理。

采用等长桩（桩长为 25m）时的总桩长，与采用长短桩（长桩为 40m，短桩为 20m）时的总桩长相当，而两者体现的性状差异较大如表 3-3。

表 3-3 总桩长相当时等长桩与长短桩性状差异比较

	桩长 (m)	$M_{xmax}$ (kN-m)	$M_{ymax}$ (kN-m)	最大沉降 (mm)	差异沉降 (mm)
等长桩	25	576.5	709.0	76.0	6.5
长短桩	20 (40)	340.8	321.4	72.7	4.6
减幅 (%)	总桩长相当	-40.9	-54.7	-4.3	-29.2

从上表可见，在总桩长相当条件下，通过调整筏板中部桩的长度，采用长短桩变刚度设计时，最大沉降减小，差异沉降和筏板最大弯矩减小显著。

### § 3.3 本章小结

本章建立了剪力墙结构、桩筏基础和地基共同作用的三维有限元模型，并对其进行了线弹性分析，有限元计算结果表明：

1. 随着上部结构逐层施工，最大沉降和差异沉降均增大；单位荷载差异沉降减少显著，且当上部结构施工至 9 层后，上部结构对筏板差异沉降的调整作用减弱；桩土分别分担 85%和 15%的上部荷载；筏板下地基反力呈马鞍形，筏板对地基的架越作用明显；角桩桩顶反力大于边桩，边桩又大于中桩，角桩、边桩和中

桩顶反力之比为 2.88:1.49:1；筏板 X、Y 方向的最大弯矩都随上部结构荷载的增大而增大；单位荷载最大弯矩值在上部结构 9 层以后降幅趋缓。

2. 当地基土为单层均质土，随着地基土变形模量的增大，最大沉降和差异沉降均减小，地基土变形模量对最大沉降的影响显著；地基土分担更多的上部荷载；角桩、边桩和中桩的桩顶反力越趋于不均匀；筏板下地基反力增大，X、Y 方向最大弯矩减小；当存在硬壳层和软弱下卧层时，基底反力比均质土（变形模量为 20MPa）时略有增加，土的荷载分担比亦有所增大；此时，软弱下卧层变形模量变化对筏板弯矩影响不大。

3. 随着筏板厚度的增加，最大沉降略有增加，差异沉降略有减小；当筏板厚度增大到 1.5m 后，其对差异沉降的影响变小；地基土荷载分担比增大，桩的荷载分担比随之变小；角桩、边桩和中桩的桩顶反力差别增大，筏板 X、Y 方向的最大弯矩随之急剧增大；筏板下中部地基土反力增大，且使得筏板边缘和中部土反力比值增大。

4. 当筏下桩长相同时，随着桩长的增加，最大沉降和差异沉降均减小；当桩长增加到 30m~40m，即长径比为 50~70 时，其对最大沉降和差异沉降的影响变小；桩所分担的荷载增加，地基土分担的上部荷载随之减小；角桩、边桩和中桩的桩顶反力趋于均匀；筏板下地基反力减小，且筏板边缘和内部土反力比值减小，地基反力分布趋于均匀；筏板 X、Y 方向的最大弯矩减小，弯矩分布逐渐趋于均匀。

5. 当调整筏板中部局部桩长，采用长短桩设计基础时，随着局部桩长的增加，最大沉降和差异沉降均减小，局部桩长的调整对差异沉降的影响显著；桩所分担的荷载增加，地基土分担的荷载随之减小；角桩、边桩和中桩的桩顶反力之比由 2.17:1.17:1 变为 0.86:0.49:1；当局部桩长增加到 35m~40m，即长桩和短桩长度比值为 1.75~2.0，三桩比值趋于稳定；筏板下内部地基土反力减小，且筏板边缘和中部土反力比值减小；筏板 X、Y 方向的最大负弯矩减小，最大弯矩分布趋于均匀；局部桩长增加过长，导致最大正弯矩急剧增大；因此，从材料的合理利用和经济性上考虑，长桩和短桩长度比值为 1.75~2.0 时较为合理。

6. 在总桩长相当条件下，通过调整筏板中部桩的长度，采用长短桩变刚度设计时，最大沉降减小，差异沉降和筏板最大弯矩减小显著。

## 第四章 共同作用三维有限元弹塑性分析

前一章采用弹性分析方法,讨论了剪力墙结构、桩筏基础和地基三者共同作用的一些基本性状。本章就上部结构逐层施工、地基土变形模量、筏板厚度、桩长等因素对基础沉降、桩土荷载分担、筏下地基土反力、筏板弯矩等影响规律进行弹塑性分析,并对考虑和不考虑上部结构作用时,桩筏基础受力变形性状进行了对比研究。

### § 4.1 基本假定与计算参数

#### §4.1.1 基本假定

- (1) 采用总应力法进行分析计算;利用对称性,取一半进行计算。
- (2) 考虑地基土的初始应力场;不考虑桩体设置时对桩间土指标的影响。
- (3) 上部结构钢筋混凝土梁、楼板、剪力墙和筏板基础均为线弹性体。
- (4) 土体为连续的弹塑性体,符合 Mohr-Coulomb 模型。
- (5) 圆桩按截面积等效为方桩。
- (6) 桩与周围土体、筏板与下部土体自始至终紧密接触,即在变形过程中,它们之间不产生相对滑动或脱离。

#### § 4.1.2 计算参数

有限元分析时,地基土、桩、筏板、剪力墙、楼板和梁的计算参数如表 4-1。模型尺寸、边界条件、桩筏布置以及上部结构布置同 § 3.1.2 节

表 4-1 计算参数

	$E_s (E_0)$ (MPa)	$\mu$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$C$ (kPa)	$\varphi$ (°)	单元类型
计算土层	20	0.35	1900	19	28	空间八节点 实体单元
混凝土桩	30000	0.17	2500	—	—	
混凝土梁				—	—	三维梁单元
混凝土楼板 剪力墙 筏板				—	—	矩形平板壳 单元

## § 4.2 计算结果分析

### § 4.2.1 上部结构逐层施工的影响

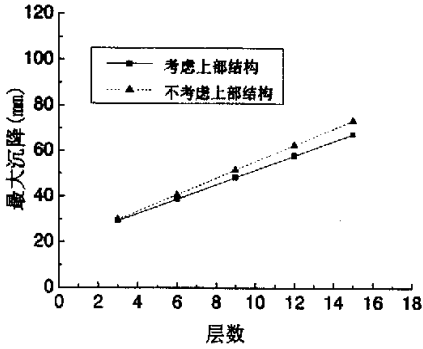


图 4-1 逐层施工对最大沉降的影响

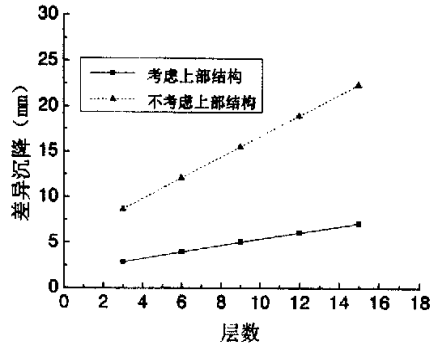


图 4-2 逐层施工对差异沉降的影响

从图 4-1、图 4-2 可见，考虑上部结构刚度作用对基础最大沉降影响不大，但对沉降差的影响显著。在软土地基上高层建筑基础设计中，当上部结构刚度较大，如框剪结构、剪力墙结构、筒体结构，应考虑上部结构刚度的影响。

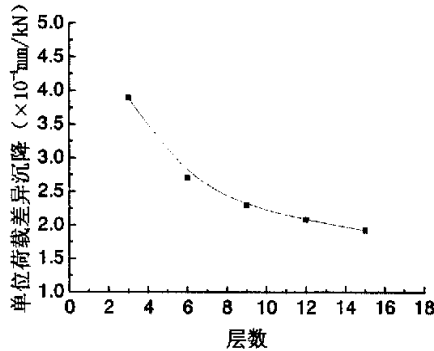


图 4-3 逐层施工对单位荷载差异沉降的影响

从图 4-3 可见，上部结构对差异沉降的调节作用是有限的。上部结构施工至 9 层后，单位荷载引起的基础差异沉降随上部结构层数的增加而减少的速率趋缓。



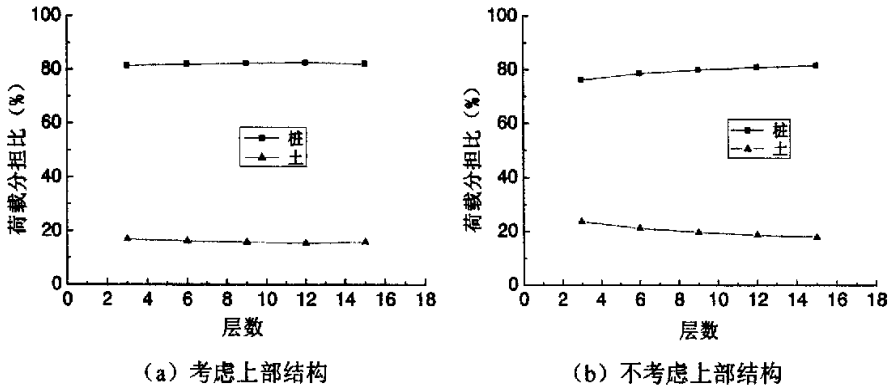


图 4-4 逐层施工对桩土荷载分担的影响

从图 4-4 (a) 可见，随着上部结构的施工，桩土荷载分担趋于稳定，桩土分别分担 84%和 16%的上部荷载，而弹性分析中地基土分担 15%的上部荷载。这主要是由于地基土采用弹塑性模型后，筏板边缘部分地基土出现塑性，后续荷载向筏板下内部地基转移，使得筏板下土反力增加。

从图 4-4 (b) 可见，若不考虑上部结构刚度影响，地基土分担的荷载略有提高，结顶时约分担 18%。这主要是由于考虑上部结构刚度后，筏板对地基土的架越作用非常明显，使得筏板边缘处土反力增加，板下大面积范围内土反力减小所至。基底反力沿 1-1 剖面 and 2-2 剖面的分布如下图：

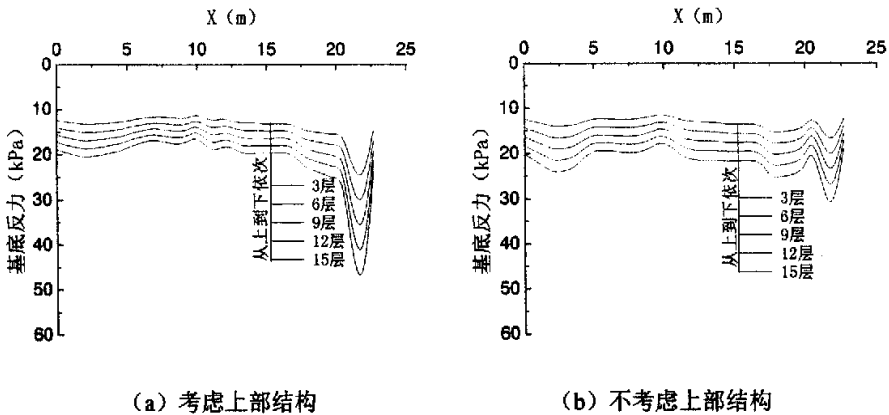


图 4-5 1-1 剖面基底反力分布

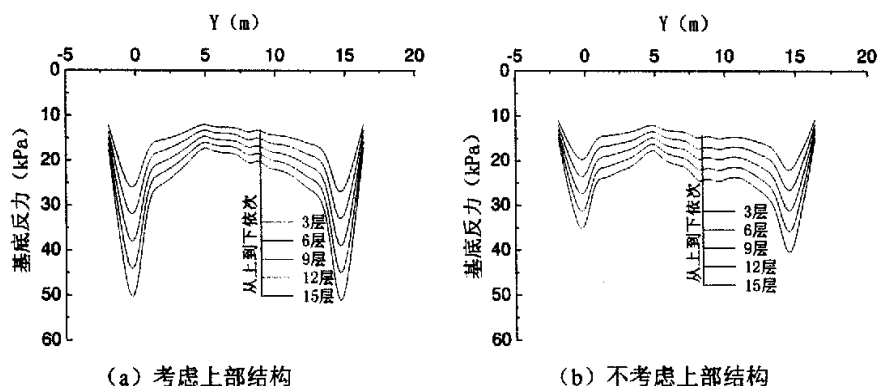


图 4-6 2-2 剖面基底反力分布

从图 4-5 (a)、图 4-6 (a) 可见, 随着上部结构层数的增加, 筏板下地基土反力增加, 筏板边缘与中部土反力的比值增大。与弹性分析结果相比, 中部土反力有所增加, 从而地基土的荷载分担比提高约 1%。

从筏板下地基土塑性开展来看, 筏板角部小范围地基土出现塑性, 塑性应变在  $10^{-7} \sim 10^{-6}$ , 这是由于有限元模拟施工时, 主要考虑结构自重, 荷载不是很大所致。

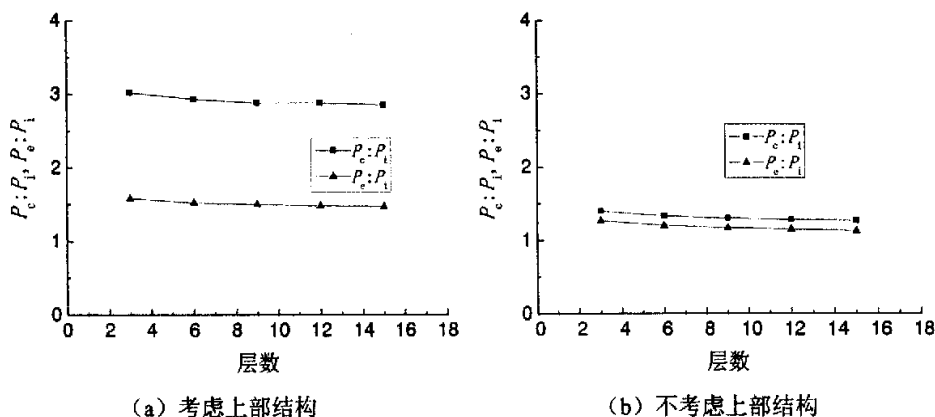


图 4-7 逐层施工对桩顶反力的影响

从图 4-7 (a)、(b) 可知, 考虑上部结构刚度影响后, 筏板下中桩、边桩和角桩的桩顶反力差异增大, 荷载向角桩、边桩集中。到上部结构结顶时, 角桩、边桩和中桩的桩顶反力比为 2.86:1.47:1, 这与弹性分析结果 2.88:1.49:1 接近, 角桩和边桩的比值稍有减小。三桩的轴力分布如下图:

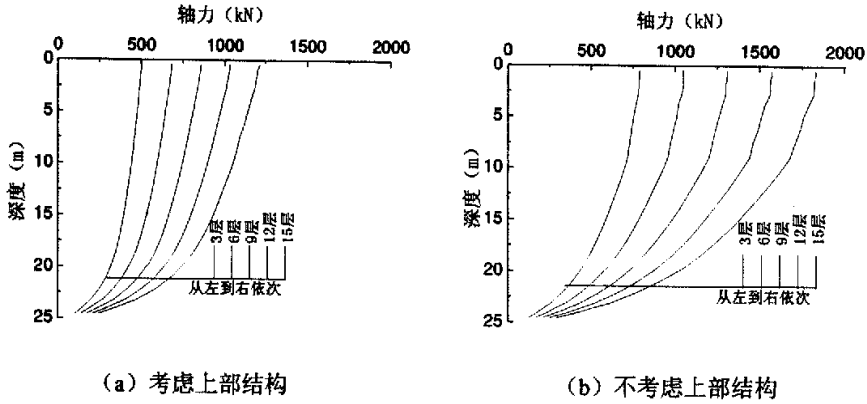


图 4-8 中桩轴力沿桩身分布

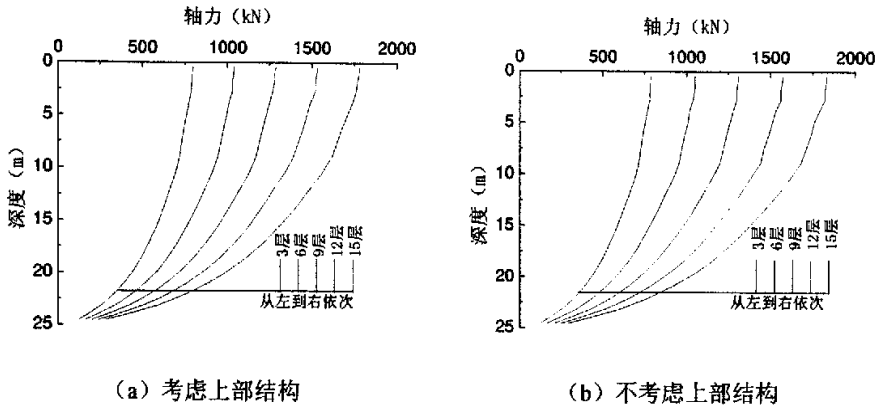


图 4-9 边桩轴力沿桩身分布

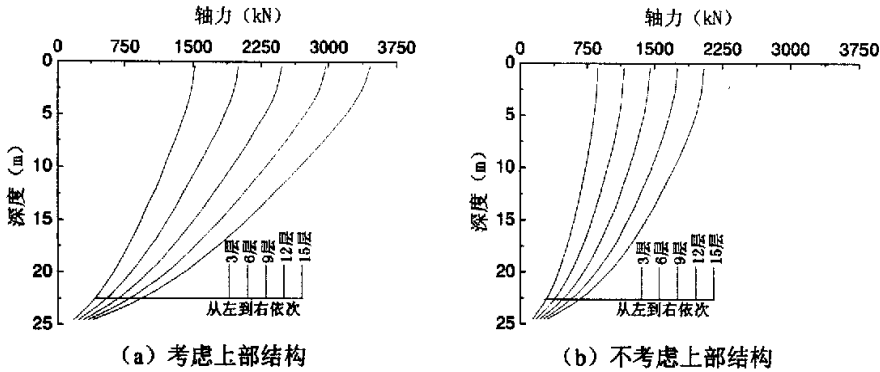


图 4-10 角桩轴力沿桩身分布

由图 4-8、图 4-9、图 4-10 可知，考虑上部结构刚度影响后，中桩和角桩的桩顶反力变化明显。中桩桩顶反力减小，角桩桩顶反力增加，边桩变化不大。因此，角桩按常规方法设计偏不安全，中部桩偏于保守。

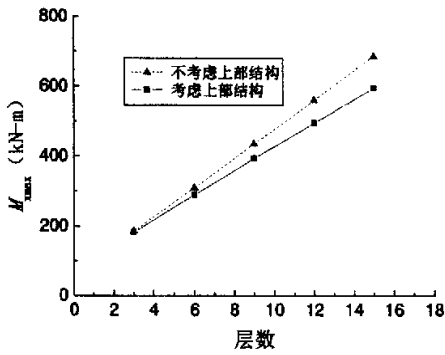


图 4-11 逐层施工对筏板  $M_{x,max}$  的影响

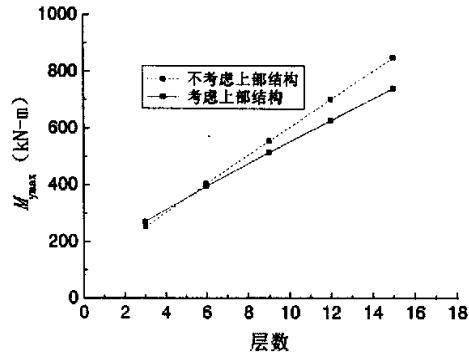


图 4-12 逐层施工对筏板  $M_{y,max}$  的影响

由图 4-11、4-12 随着上部结构逐层施工，筏板 X、Y 方向的最大弯矩都随上部荷载的增大而增大；考虑上部结构刚度影响后，X、Y 方向的最大弯矩有所减小，减小幅度约 13%。

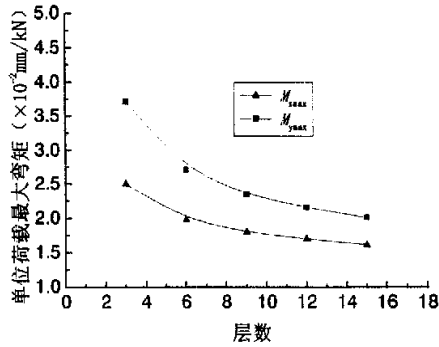
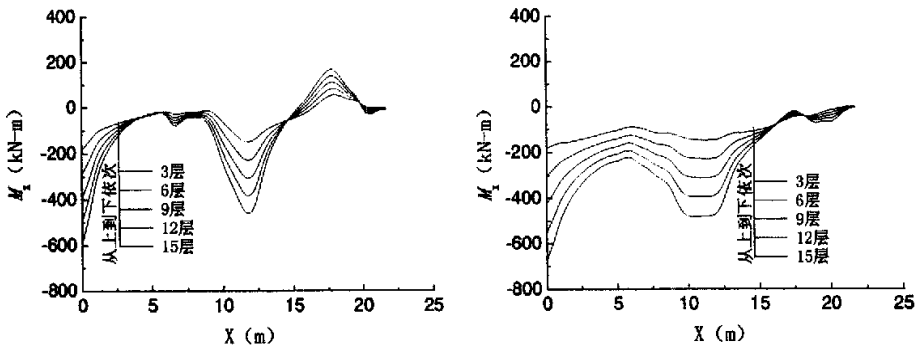


图 4-13 逐层施工对单位荷载最大弯矩的影响

从图 4-13 可见，单位荷载引起的筏板最大弯矩值在上部结构施工至 9 层以后降幅趋缓，说明上部结构对筏板最大弯矩的调整作用也是有限的。



(a) 考虑上部结构

(b) 不考虑上部结构

图 4-14 1-1 剖面筏板弯矩  $M_x$  分布

从图 4-14 (a)、(b) 可知, 上部楼层越高, 筏板弯矩越大, 图 4-15、4-16、4-17 也有同样的规律; 考虑上部结构刚度后, 负弯矩有所减小, 在  $X$  为 17m 处, 正弯矩有所增大。

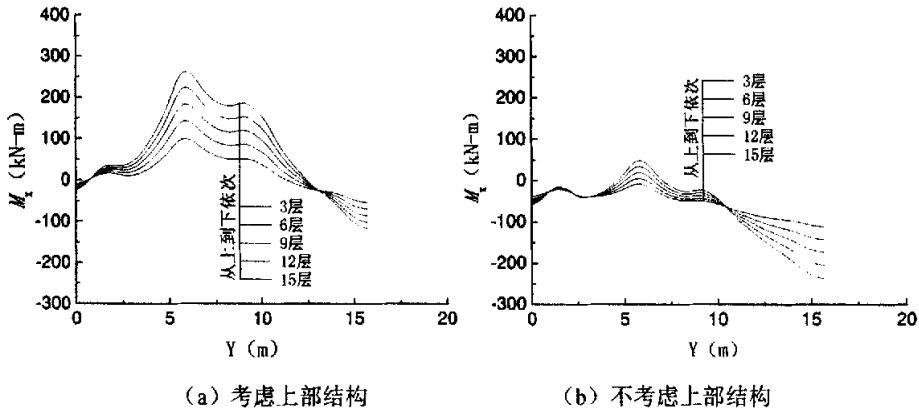


图 4-15 2-2 剖面筏板弯矩  $M_x$  分布

从图 4-15 可见, 考虑上部结构刚度后 2-2 剖面筏板负弯矩、正弯矩都有所减小, 且减小幅度较大。

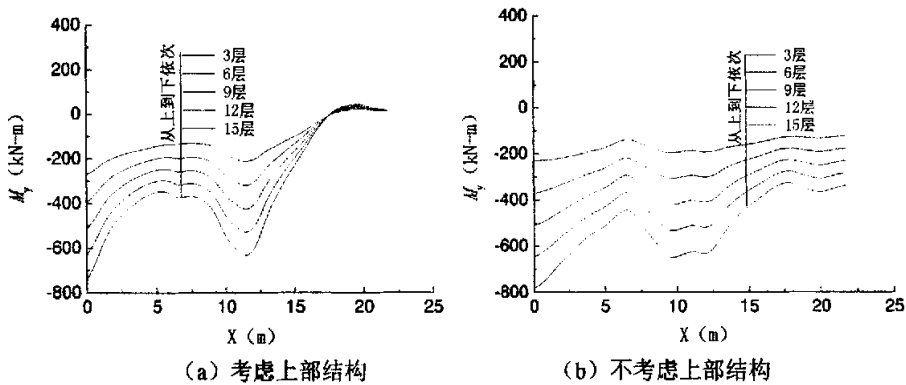


图 4-16 1-1 剖面筏板弯矩  $M_y$  分布

从图 4-16 (a)、(b) 可见, 该剖面考虑上部结构刚度后, 在  $X$  为 20m 处, 负弯矩减小。

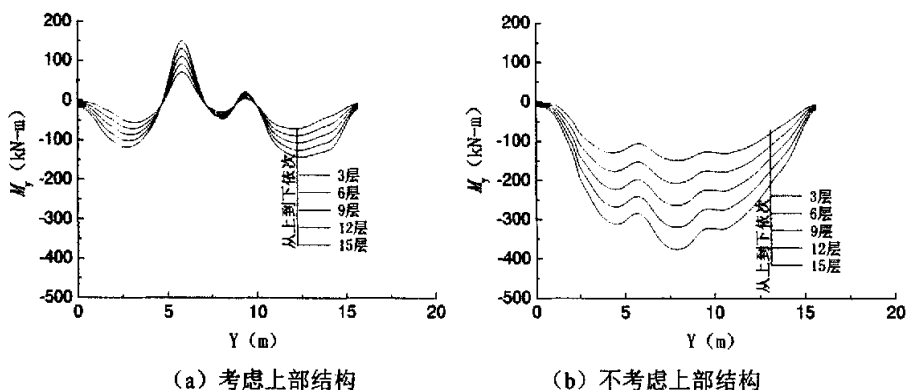


图 4-17 2-2 剖面筏板弯矩  $M_y$  分布

从图 4-17 (a)、(b) 可见，该剖面在考虑上部结构刚度后，多处位置弯矩正负变号，分布形式也与不考虑上部结构情况相差甚远。由此可见，考虑上下部结构共同作用的重要性。

### § 4.2.3 地基土变形模量的影响

#### 1. 地基土为单层均质土

有限元分析中，考虑地基土变形模量在 5MPa、10MPa、20MPa、30MPa、40MPa 依次变化，其它计算参数见表 4-1。通过地基土变形模量的变化，对桩筏基础进行整体共同作用分析，探讨其规律性。

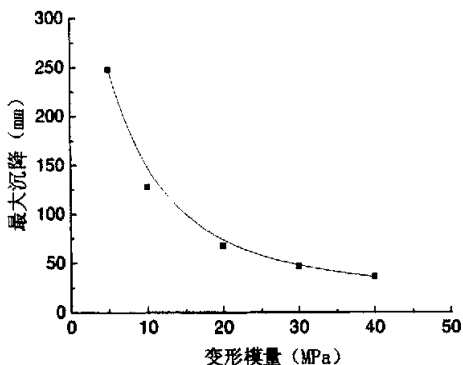


图 4-18 地基土变形模量对最大沉降的影响

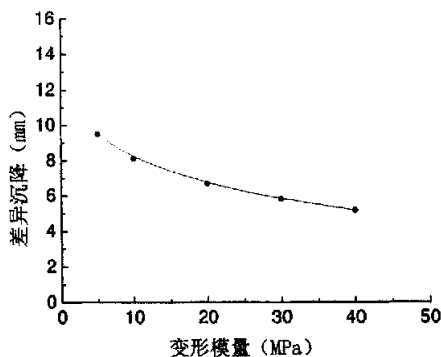


图 4-19 地基土变形模量对差异沉降的影响

从图 4-18、图 4-19 可见，随着地基土变形模量的增大，最大沉降和差异沉降减小，地基土变形模量对最大沉降的影响显著；当变形模量增大到 20MPa 后，其对最大沉降和差异沉降的影响减小。

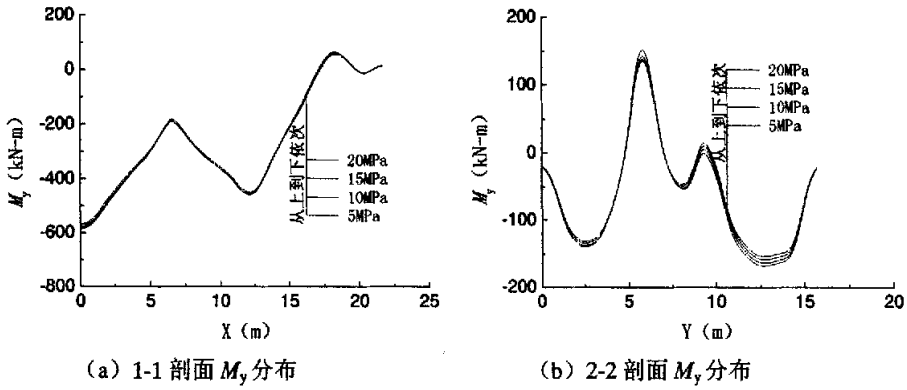


图 4-33 软弱层变形模量对筏板弯矩  $M_y$  的影响

从图 4-32、图 4-33 可见，随着软弱层变形模量的增大， $M_x$ 、 $M_y$  变化不大。

### § 4.2.3 筏板厚度的影响

有限元分析中，考虑筏板厚度从 0.5m、1.0m、1.5m、2.0m、2.5m 依次变化，计算参数见表 4-1。通过筏板厚度变化，对桩筏基础进行整体分析，探讨其规律性。

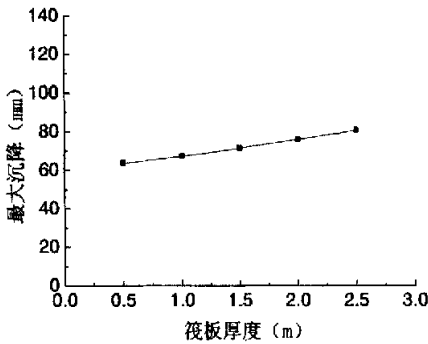


图 4-34 筏板厚度对最大沉降的影响

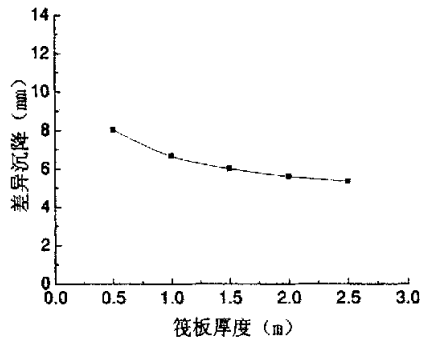


图 4-35 筏板厚度对差异沉降的影响

从图 4-34、图 4-35 可见，随着筏板厚度的增大，最大沉降略有增加，差异沉降略有减小；当筏板厚度增大到 1.5m 后，其对差异沉降的影响减小。

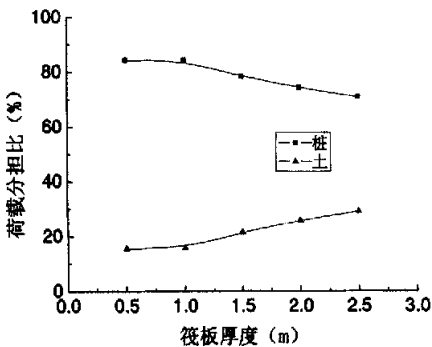


图 4-36 筏板厚度对桩土荷载分担的影响

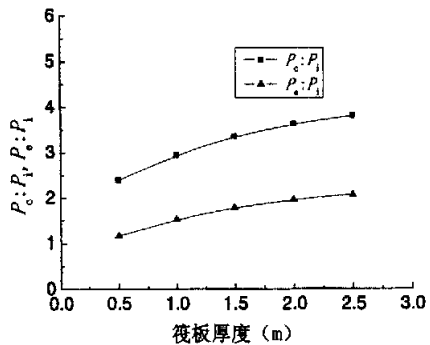


图 4-37 筏板厚度对桩顶反力的影响

从图 4-36 可见，随着筏板厚度的增大，地基土荷载分担比增大，桩荷载分担比随之减小。

从图 3-37 可见，随着筏板厚度增大，角桩、边桩和中桩的桩顶反力差别增大，荷载向角桩和边桩集中。

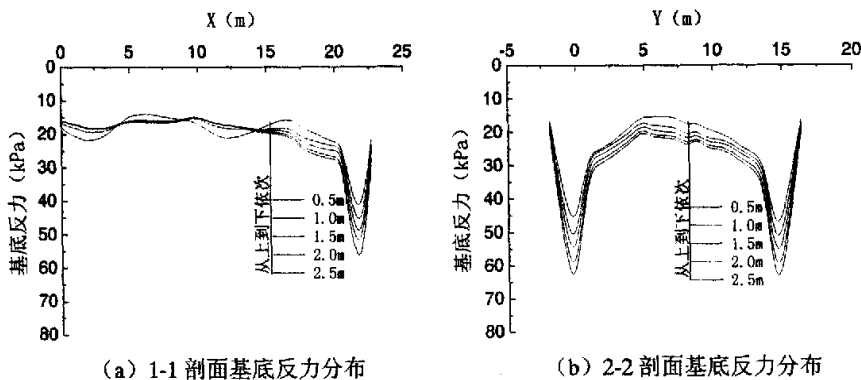


图 4-38 筏板厚度对基底面土反力的影响

从图 4-38 (a)、(b) 可见，筏板厚度越大，筏板下中部地基土反力越大，且筏板边缘土反力增幅大于内部，使得筏板边缘和中部土反力的比值增大，地基土荷载分担比增加；筏板厚度 0.5m 时，呈现出柔性板的性状，筏下地基土反力波动较大。

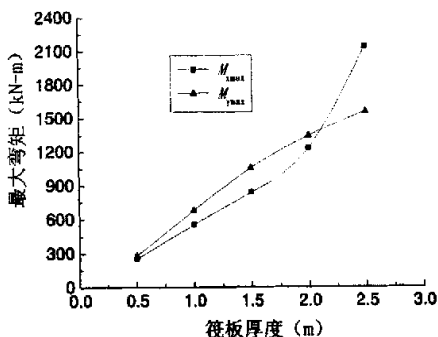
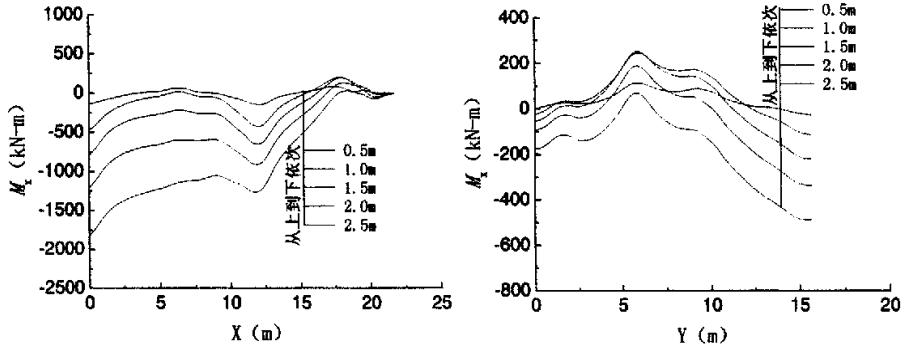


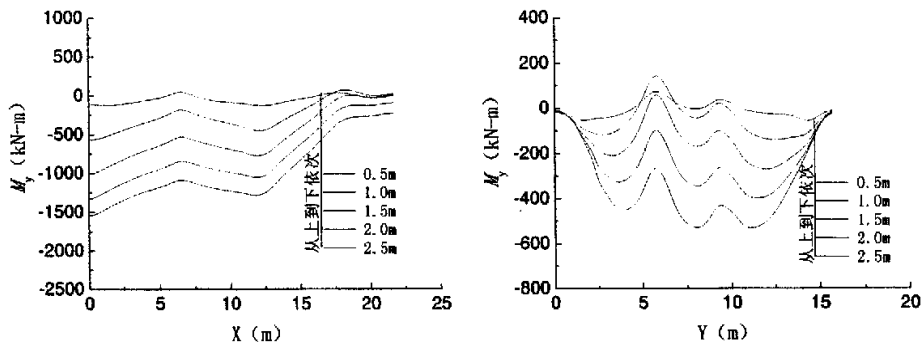
图 4-39 筏板厚度对筏板最大弯矩的影响

从图 4-39 可见，随着筏板厚度的增大，筏板 X、Y 方向的最大弯矩随之急剧增大。





(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布 (b) 2-2 剖面  $M_x$  分布  
图 4-40 筏板厚度对筏板弯矩  $M_x$  的影响



(a) 1-1 剖面  $M_y$  分布 (b) 2-2 剖面  $M_y$  分布  
图 4-41 筏板厚度对筏板弯矩  $M_y$  的影响

从图 4-40、图 4-41 可见，随着筏板厚度的增大，负弯矩增大，局部正弯矩先增大后又减小。

筏板厚度的增加虽然能减少一定的差异沉降，提高地基土的荷载承担比，同时筏板下角桩、边桩和中桩的桩顶反力分布更不均匀，筏板最大弯矩迅速增长，因此需要从筏板受力，以及考虑筏下桩、土的受力来综合确定一个合理的筏板厚度，使设计安全经济。

#### § 4.2.4 桩长的影响

##### 1. 等长桩

有限元分析中，考虑桩长从 20m、25m、30m、40m、60m 依次整体变化，其它计算参数见表 4-1。通过桩长的变化，对桩筏基础进行整体共同作用分析，探讨其规律性。

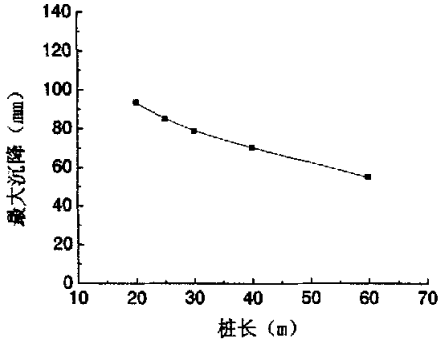


图 4-42 桩长对最大沉降的影响

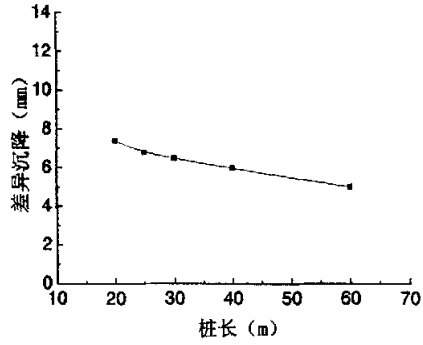


图 4-43 桩长对差异沉降的影响

从图 4-42、图 4-43 可见，随着桩长的增加，最大沉降和差异沉降均减小；当桩长增加到 30m~40m，即长径比为 50~70 时，其对最大沉降和差异沉降的影响减小。

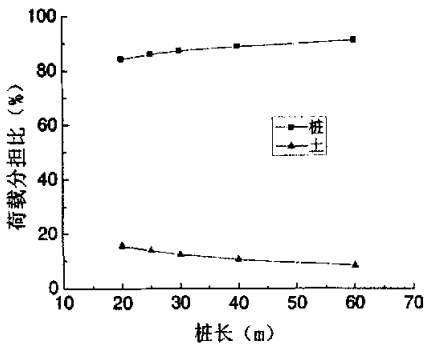


图 4-44 桩长对桩土荷载分担的影响图

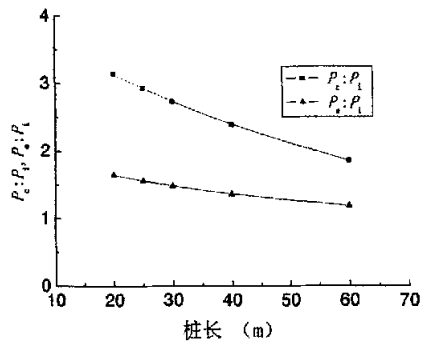
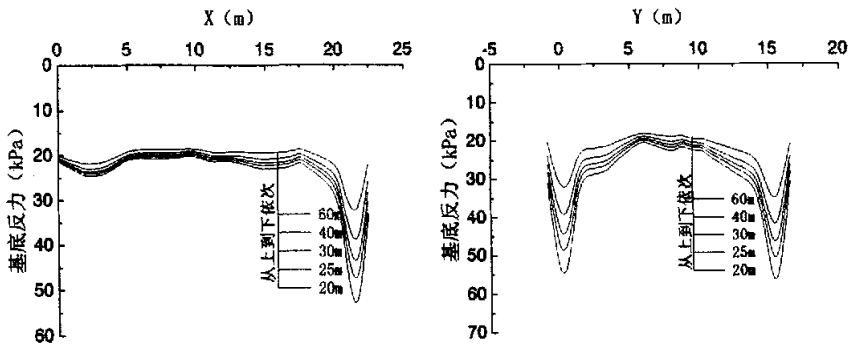


图 4-45 桩长对桩顶反力的影响

从图 4-44 可见，桩长增加，桩所分担的荷载增加，地基土分担的荷载减小。从图 4-45 可见，随着桩长的增加，角桩、边桩和中桩的桩顶反力趋于均匀。



(a) 1-1 剖面基底反力分布

(b) 2-2 剖面基底反力分布

图 4-46 桩长对基底面土反力的影响

从图 4-46 (a)、(b) 可见，随着桩长的增加，筏板下中部地基土反力减小，筏板边缘土反力减小幅度大于中部，使得筏板边缘和中部土反力的比值减小。

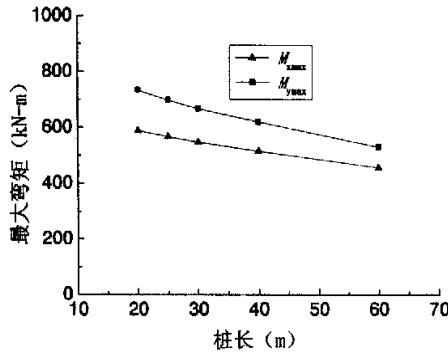
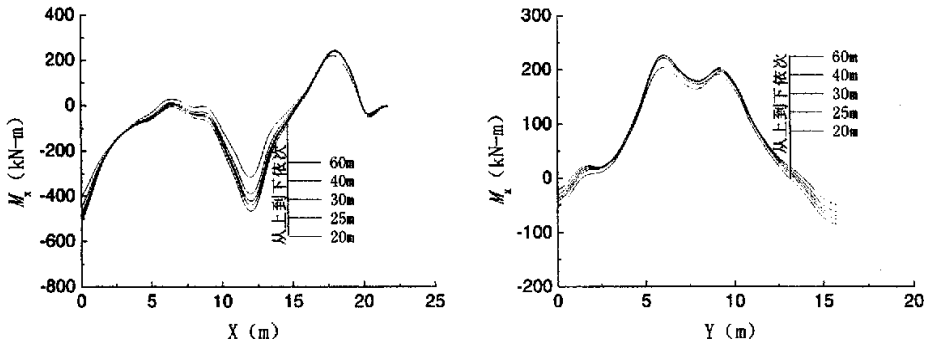


图 4-47 桩长对筏板最大弯矩的影响

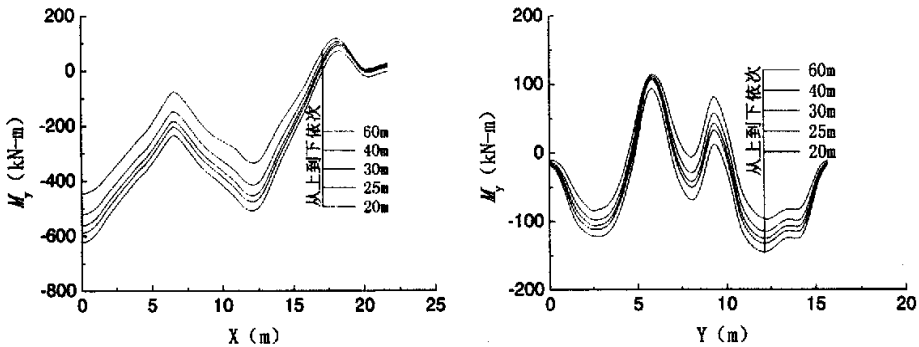
从图 4-47 可见，随着桩长的增加，筏板 X、Y 方向的最大弯矩随之减小。



(a) 1-1 剖面  $M_x$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_x$  分布

图 4-48 桩长对筏板弯矩  $M_x$  的影响



(a) 1-1 剖面  $M_y$  分布

(b) 2-2 剖面  $M_y$  分布

图 4-49 桩长对筏板弯矩  $M_y$  的影响

从图 4-48、图 4-49 可见，随着桩长的增加，负弯矩减小，正弯矩减小，局部

正弯矩增大，如图 4-49 (b)，Y 约为 9m 处。

## 2. 长短桩

基础设计中，考虑增加筏板沉降较大处的桩长，以减少差异沉降。局部调整①、④~⑩号桩的长度，研究长短桩情况下桩筏基础整体共同作用的规律。局部桩长从 25m、30m、35m、40m、60m 依次变化，其它桩长为 20m，其它计算参数见表 4-1。

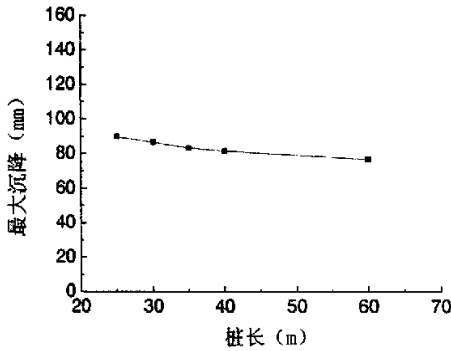


图 4-50 局部桩长调整对最大沉降的影响

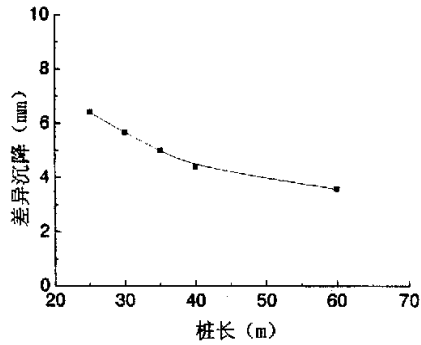


图 4-51 局部桩长调整对差异沉降的影响

从图 4-50、图 4-51 可见，随着局部桩长的增加，最大沉降和差异沉降均减小，局部桩长的调整对差异沉降的影响显著。

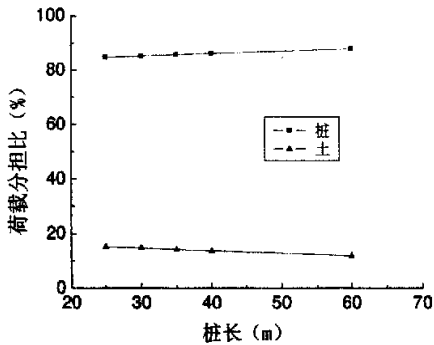


图 4-52 局部桩长调整对桩土荷载分担的影响

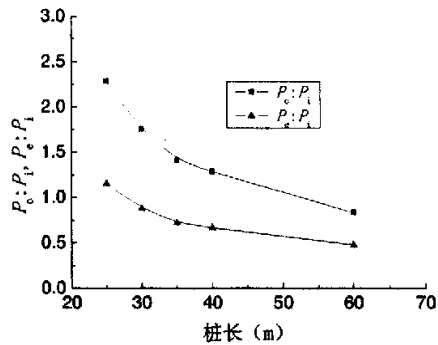
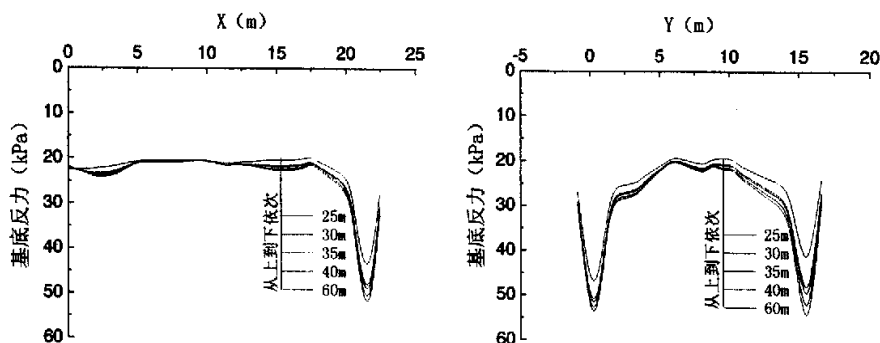


图 4-53 局部桩长调整对桩顶反力的影响

从图 4-52 可见，局部桩长增加，桩所分担的荷载增加，地基土分担的荷载随之减小。

从图 4-53 可见，当随着局部桩长的增加，角桩、边桩和中桩的桩顶反力变化较大。三桩桩顶反力之比由 2.28:1.15:1 变为 0.84:0.48:1，这主要是由于中桩桩长增加，桩顶反力增大引起的。当局部桩长增加到 35m~40m 后，即长桩和短桩的长度

比值为 1.75~2.0, 曲线变化趋缓。



(a) 1-1 剖面基底反力分布

(b) 2-2 剖面基底反力分布

图 4-54 局部桩长调整对基底反力的影响

从图 4-54 (a)、(b) 可见, 随着局部桩长的增加, 筏板下中部地基土反力减小, 筏板边缘土反力亦减小, 且减小幅度较大, 使得筏板下边缘和中部土反力的比值减小。

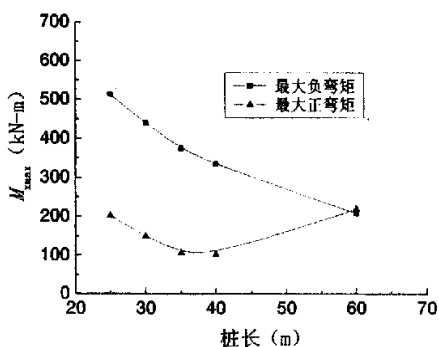


图 4-55 局部桩长调整对筏板  $M_{xmax}$  的影响

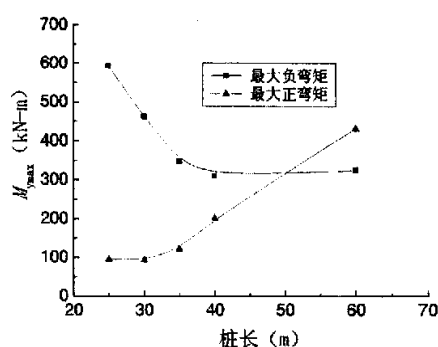


图 4-56 局部桩长调整对筏板  $M_{ymax}$  的影响

从图 4-55 可见, 随着桩长的增加, 筏板 X 方向的最大负弯矩减小, 最大正弯矩先减小后增大; 从图 4-56 可见, 随着桩长的增加, 筏板 Y 方向的最大负弯矩减小, 最大正弯矩增大; 综合图 4-55、图 4-56 可见, 随着桩长的增加, 最大弯矩趋于均匀; 局部桩长增加过长, 又会导致最大正弯矩急剧增大; 因此, 从材料的合理利用和经济性上考虑, 长桩和短桩的长度比为 1.75~2.0 时, 比较合理。

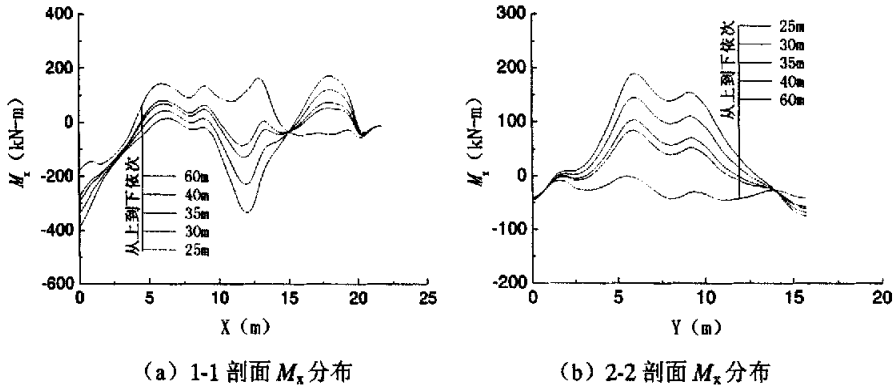


图 4-57 局部桩长调整对弯矩  $M_x$  的影响

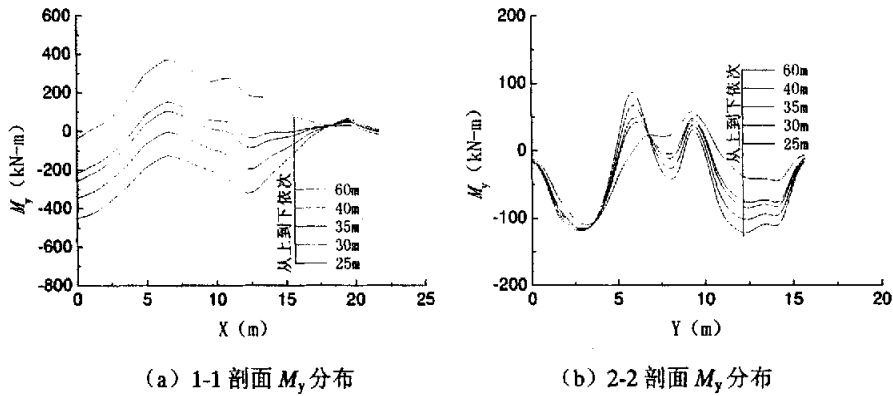


图 4-58 局部桩长调整对弯矩  $M_y$  的影响

从图 4-57、图 4-58 可见，随着局部桩长的增加， $M_x$ 、 $M_y$  分布逐渐趋于均匀，当局部桩长为 35~40m 时，筏板所受弯矩比较合理。

采用等长桩（桩长为 25m）时的总桩长，与采用长短桩（长桩为 40m，短桩为 20m）时的总桩长相当，而两者体现的性状差异较大如表 4-3。

表 4-3 总桩长相当时等长桩与长短桩性状差异比较

	桩长 (m)	$M_{xmax}$ (kN-m)	$M_{ymax}$ (kN-m)	最大沉降 (mm)	差异沉降 (mm)
等长桩	25	567.0	698.0	85.0	6.8
长短桩	20 (40)	334.4	310.0	81.6	4.4
减幅 (%)	总桩长相当	-41.0	-55.6	-4.0	-35.3

从上表可见，在总桩长相当条件下，通过调整筏板中部桩的长度，采用长短桩变刚度设计时，最大沉降减小，差异沉降和筏板最大弯矩减小显著。

## § 4.3 工程实例验证

### 1. 工程概况

金都华府住宅小区位于杭州上城区雄镇楼，场地西邻贴沙河和侯潮小区，东邻浙赣铁路线，南侧与侯潮路相邻。

该综合住宅小区，建筑总用地面积为 74514m<sup>2</sup>，总建筑面积约 132709m<sup>2</sup>。其中 1#~5#楼为 11 层小高层住宅，16#、18#、19#楼为 12 层，6#、12#、13#、14#、15#、17#楼为 15~16 层高层住宅，本文以 17#楼为有限元分析的原型，对上部剪力墙结构—桩筏基础—地基共同作用进行了研究。

17#楼采用短肢剪力墙结构，15 层（不包括地下室一层），地下室层高 6.2m，其余层高 2.8m；平板式桩筏基础，筏板厚度为 1m，长宽方向向外挑出 1.5~1.8m；为控制总沉降和沉降差，按墙下传来荷载的大小进行布桩，筏板下布置 62 根桩，桩径有 0.6m，0.8m 和 1.0m 三种钻孔灌注桩，桩长 25m；地下室外墙厚 0.4m，剪力墙厚为 0.24m，楼板厚 0.11m，梁尺寸为 0.24m×(0.30~0.55) m。

### 2. 工程地质条件

拟建场地属滨海冲积平原地貌，各地基土层的分层及物理力学性质指标如表

4-4

表 4-4 各土层主要物理力学指标

层号	土层名称	层厚 (m)	重度 (kN·m <sup>-3</sup> )	孔隙 比 <i>e</i>	压缩模量 <i>E</i> <sub>s1-2</sub> (MPa)	地基土承载 力特征值 <i>f</i> <sub>ak</sub> (kPa)	钻孔桩侧阻 特征值 <i>q</i> <sub>sa</sub> (kPa)	钻孔桩端阻 特征值 <i>q</i> <sub>pa</sub> (kPa)
①	杂填土	1.3	18.5					
②-1	粘质粉土	3.7	19.1	0.821	11.0	140	12	
②-2	砂质粉土	7.9	19.6	0.730	14.0	200	22	
②-3	粉砂	6.5	19.4	0.756	12.0	170	20	
④	粉质粘土	8.4	19.6	0.761	9.0	180	22	
⑥	粉质粘土	7.4	19.7	0.745	7.5	190	28	600
⑧-2a	粘土混碎石	1.7	21.2	0.519	18.0	280	35	800

总体上看，上部除了 20~35m 深度范围内夹有 ⑤号和 ⑦号两个相对较软弱土层外，地层分布较稳定，基底位于 ②-1 粘质粉土和 ②-2 砂质粉土层交界面附近。下部地质条件极为复杂，特别是岩溶等不良地质作用发育，⑧-2a 粘土混碎石层底有下卧溶（土）洞分布（离地面约 41m），已揭示的岩溶最大孔深达 7.0m，基岩（灰岩）顶面略有起伏。浅层地下水位距离地面约 1~2m。

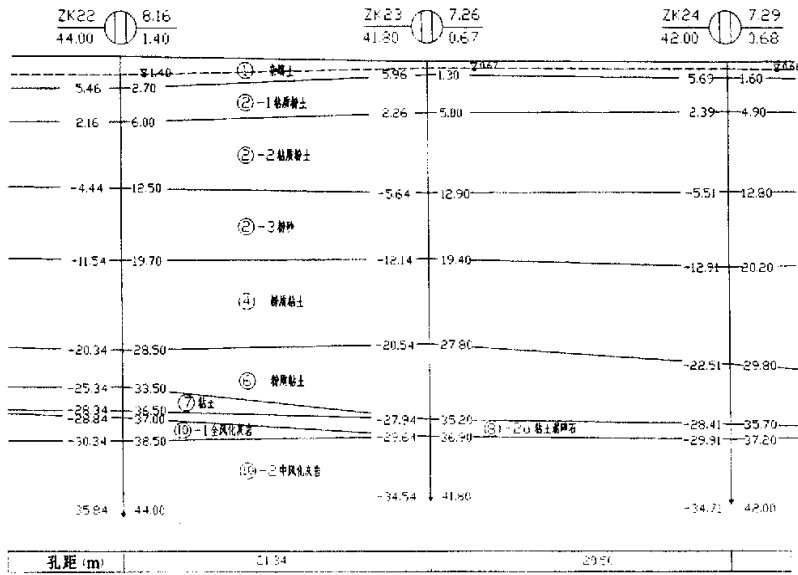


图4-59 工程地质剖面图

经过地基处理、桩基础和桩筏基础三个基础方案的分析比较，选用桩筏基础方案。桩筏基础筏下桩体采用摩擦桩，以⑥粉质粘土为持力层，进入该土层大于2m；考虑筏下地基承担部分荷载，从而减短桩长，适当加大桩间距；控制沉降和差异沉降，确保溶（土）洞稳定。

### 3. 沉降点布置与观测结果

全楼在绝对标高 10.500~10.600 布置了 6 个沉降观测点，分别是 S1~S6，具体布置如图 4-60。

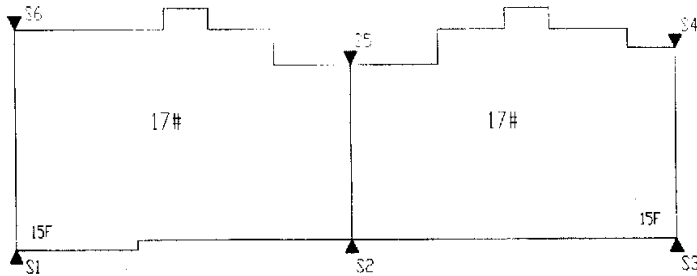


图 4-60 沉降观测点布置图

沉降观测始于 2004 年 9 月 20 日，即 1 层墙板、顶板浇筑完成后；到 2005 年 3 月 1 日 15 层墙板、顶板浇筑完成期间，共观测了 14 次，沉降观测结果见表 4-5、表 4-6 和表 4-7。



表 4-5 金都華府 17# 樓沉降觀測結果

觀測點 編號	第 1 次			第 2 次			第 3 次			第 4 次			第 5 次		
	2004 年 9 月 20 日			2004 年 9 月 30 日			2004 年 10 月 15 日			2004 年 10 月 15 日			2004 年 11 月 1 日		
	標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)	
本次		累計	本次		累計	本次		累計	本次		累計	本次		累計	
S1	10.527	-	-	10.527	0	0	10.526	1	1	10.525	1	2	10.524	1	3
S2	10.533	-	-	10.532	1	1	10.531	1	2	10.531	0	2	10.531	0	2
S3	10.656	-	-	10.655	1	1	10.654	1	2	10.653	1	3	10.653	0	3
S4	10.538	-	-	10.537	1	1	10.536	1	2	10.536	0	2	10.535	1	3
S5	10.538	-	-	10.538	0	0	10.537	1	1	10.536	1	2	10.535	1	3
S6	10.606	-	-	10.605	1	1	10.604	0	1	10.604	0	1	10.603	1	2
平均值	-	-	-	-	-	0.7	-	-	1.5	-	-	2.0	-	-	2.7
工程 狀態	1 層牆板、頂板澆搗完成			2 層牆板、頂板澆搗完成			3 層牆板、頂板澆搗完成			4 層牆板、頂板澆搗完成			5 層牆板、頂板澆搗完成		

表 4-6 金都华府 17#楼沉降观测结果

观测点 编号	第 6 次			第 7 次			第 8 次			第 9 次			第 10 次		
	2004 年 11 月 8 日			2004 年 11 月 22 日			2004 年 11 月 30 日			2004 年 12 月 6 日			2004 年 12 月 15 日		
	标高 (m)	沉降量 (mm)		标高 (m)	沉降量 (mm)		标高 (m)	沉降量 (mm)		标高 (m)	沉降量 (mm)		标高 (m)	沉降量 (mm)	
本次		累计	本次		累计	本次		累计	本次		累计	本次		累计	
S1	10.524	0	3	10.523	1	4	10.523	0	4	10.523	0	4	10.522	1	5
S2	10.530	1	3	10.530	0	3	10.529	1	4	10.528	1	5	10.528	0	5
S3	10.652	1	4	10.652	0	4	10.652	0	4	10.651	1	5	10.651	0	5
S4	10.535	0	3	10.535	0	3	10.535	0	3	10.534	1	4	10.533	1	5
S5	10.535	0	3	10.534	1	4	10.533	1	5	10.533	0	5	10.532	1	6
S6	10.602	1	3	10.601	1	4	10.600	1	5	10.600	0	5	10.599	1	6
平均值	—	—	3.2	—	—	3.7	—	—	4.2	—	—	4.7	—	—	5.3
工程 状态	6 层墙板、顶板浇筑完成			7 层墙板、顶板浇筑完成			8 层墙板、顶板浇筑完成			9 层墙板、顶板浇筑完成			10 层墙板、顶板浇筑完成		

表 4-7 金都華府 17#樓沉降觀測結果

觀測點 編號	第 11 次			第 12 次			第 13 次			第 14 次			第 15 次		
	2004 年 12 月 24 日			2004 年 12 月 30 日			2004 年 1 月 8 日			2004 年 3 月 1 日			2004 年 3 月 28 日		
	標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)		標高 (m)	沉降量 (mm)	
	本次	累計		本次	累計		本次	累計		本次	累計		本次	累計	
S1	10.521	1	6	10.521	0	6	10.521	0	6	10.520	1	7	10.519	1	8
S2	10.528	0	5	10.527	1	6	10.527	0	6	10.525	2	8	10.524	1	9
S3	10.651	0	5	10.651	0	5	10.650	1	6	10.648	2	8	10.648	0	8
S4	10.532	1	6	10.532	0	6	10.532	0	6	10.531	1	7	10.530	1	8
S5	10.532	0	6	10.531	1	7	10.531	0	7	10.529	2	9	10.528	1	10
S6	10.599	0	6	10.598	1	7	10.598	0	7	10.597	1	8	10.597	0	8
平均值	-	-	5.7	-	-	6.2	-	-	6.3	-	-	7.8	-	-	8.5
工程 狀態	11 層牆板、頂板澆搗完成			12 層牆板、頂板澆搗完成			13 層牆板、頂板澆搗完成			15 層牆板、頂板澆搗完成			砌體全部完成		

#### 4. 有限元计算结果与实测数据的对比

在有限元计算时，将地基土体简化为3层；有限元模型的建立参见 § 3.1 节，基本假定见 § 4.1 节，计算参数如表 4-8。

表 4-8 计算参数

	$H$ (m)	$E_s$ ( $E_s$ ) (MPa)	$\mu$	$\rho$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	$C$ (kPa)	$\varphi$ ( $^\circ$ )	单元类型
计算土层一	8	80	0.30	1900	19	28	空间八节点 实体单元
土层二	15	60	0.35	1900	20	19	
土层三	42	90	0.35	1900	42	19	
混凝土桩	—	30000	0.17	2500	—	—	三维梁单元
混凝土梁					—	—	
混凝土楼板 剪力墙 筏板					—	—	矩形平板壳 单元

通过模拟逐层施工的有限元分析，得到基础平均沉降与施工楼层的变化如图 4-61，其与实测值的比较显示：两者吻合较好，满足工程精度的要求。从表 4-8 中可以发现，有限元分析所采用的土体弹性模量远大于类似土层（砂质粉土）的常规模量值，即如果采用常规土体的变形参数，有限元分析得到的基础沉降将远大于实测值。为得到比较准确的沉降计算结果，有限元计算参数的选取需经过与更多实际工程测试数据的对比来积累经验。

从图 4-62、图 4-63 可见，在观测点 S2 和 S4，沉降有限元计算值与实测值较为接近，进一步说明有限元分析的有效性和可靠性。

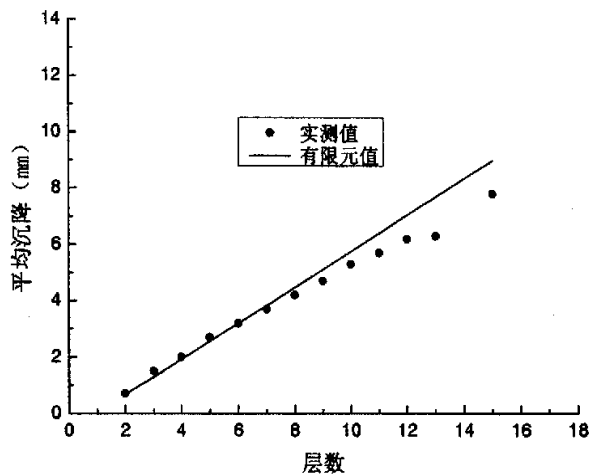


图 4-61 平均沉降随楼层变化

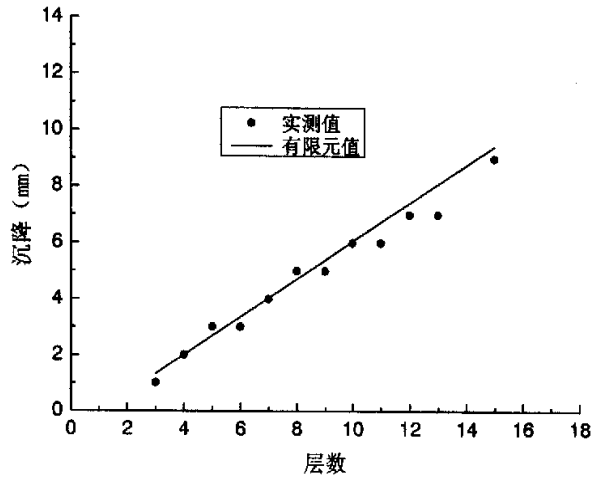


图 4-62 点 S2 沉降随楼层变化

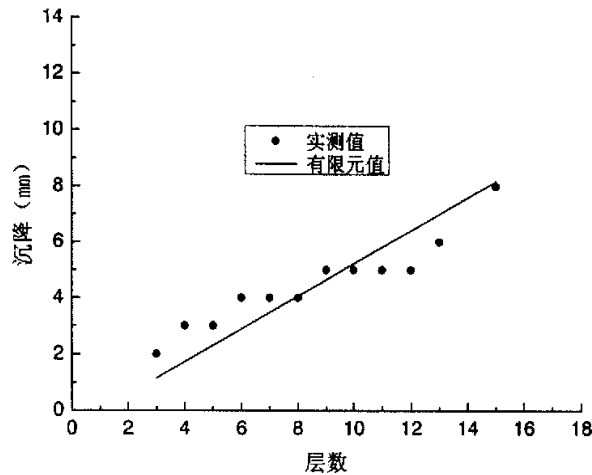


图 4-63 点 S4 沉降随楼层变化

### § 4.4 本章小结

本章在前一章建立的模型的基础上，考虑地基土采用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型，对剪力墙结构、桩筏基础和地基共同作用进行弹塑性分析，并对桩筏基础考虑和不考虑上部结构作用进行了讨论。分析结果表明：

1. 考虑上部结构刚度作用，对基础最大沉降影响不大，对差异沉降的影响显著，而且当上部结构施工至 9 层后，其对差异沉降和基础弯矩的调节作用减弱，表现出上部结构刚度作用的有限性；

2. 考虑上部结构刚度影响时,上部结构施工过程中,桩土荷载分担趋于稳定,桩土分别分担 84%和 16%的上部荷载,地基土分担部分略大于弹性分析结果;若不考虑上部结构刚度影响,地基土分担的荷载略有提高,结顶时约分担 18%;

3. 与不考虑上部结构刚度影响相比,考虑上部结构刚度影响后,地基反力马鞍形分布更加明显。

4. 考虑上部结构刚度影响后,荷载向角桩、边桩集中,到上部结构结顶时,角桩、边桩和中桩的桩顶反力比为 2.86:1.47:1,这与弹性分析结果 2.88:1.49:1 接近,角桩和边桩的比值稍有减小;与不考虑上部结构刚度影响相比,角桩明显加载,中桩明显卸载,边桩变化不大。

5. 随着上部结构逐层施工,筏板最大弯矩增大,与不考虑上部结构刚度影响相比,减小约 13%;从筏板弯矩剖面图上可见,与不考虑上部结构刚度影响相比,负弯矩减小,局部正弯矩有所增大,某些部位弯矩出现正负变号,由此可见考虑上部结构共同作用的重要性。

6. 从筏板下地基土塑性开展来看,筏板角部小范围地基土出现塑性,塑性应变在  $10^{-7}$ ~ $10^{-6}$ ,所以本文土体采用弹塑性模型对共同作用的影响规律与弹性分析结果相近。

7. 由工程实测沉降可知,在施工阶段土体主要表现为弹性性状,这与有限元分析结果比较吻合。

## 第五章 结论与建议

### § 5.1 本文主要结论

本文通过大型有限元程序 ABAQUS 建立了剪力墙结构—桩筏基础—地基共同作用的三维模型,土体分别采用弹性和理想弹塑性模型进行共同作用分析,并对考虑和不考虑上部结构作用时,桩筏基础受力变形性状进行了对比研究得到以下结论:

1. 考虑上部结构刚度作用,对基础最大沉降影响不大,对差异沉降影响显著,且当上部结构施工至 9 层后,其对差异沉降和基础弯矩的调节作用减弱,表现出上部结构刚度作用的有限性;

2. 考虑上部结构刚度作用,筏板对地基的架越作用明显,基底土反力呈明显的马鞍形,这与不考虑上部结构作用时差别较大;地基土分担总荷载的 10%~20%。

3. 考虑上部结构刚度作用,荷载向角桩、边桩集中;到上部结构结顶时,角桩、边桩和中桩的桩顶反力比约为 2.9:1.5:1;与不考虑上部结构刚度影响相比,角桩明显加载,中桩明显卸载,边桩变化不大。

4. 随着上部结构逐层施工,筏板最大弯矩增大;与不考虑上部结构刚度影响相比,筏板最大弯矩减小约 13%,且弯矩的分布与考虑上部结构刚度时有很大差别,某些部位弯矩出现正负变号。

5. 从筏板下地基土塑性开展来看,筏板角部小范围地基土出现塑性,塑性应变在  $10^{-7}$ ~ $10^{-6}$ ,所以本文土体采用弹塑性模型对共同作用的影响规律与弹性分析结果相近。

6. 当地基土为单层均质土时,地基土越硬,基础的最大沉降和差异沉降就越小,地基土分担的上部荷载增加,中桩、边桩和角桩的桩顶反力趋向均匀,筏板最大弯矩减小,弯矩大小分布趋向均匀;当存在硬壳层和软弱下卧层时,地基土荷载分担比略有提高,软弱层变形模量变化,对筏板弯矩影响不显著。

7. 增加筏板厚度能减少一定的差异沉降,提高地基土的荷载分担比,同时筏板下中桩、边桩和角桩的桩顶反力分布更不均匀,筏板最大弯矩急剧增长,因此

需要从筏板受力，以及考虑筏下桩、土的受力来综合确定一个合理的筏板厚度，使设计安全经济。

8. 当筏板下桩长整体变化时，增加桩长可以减少最大沉降和不均匀沉降，提高桩的荷载分担比，减小筏板的最大弯矩，使弯矩大小分布趋于均匀；桩长的增加意味着投资成本的增加，通过调整筏板中部局部范围桩长同样可以控制差异沉降及筏板弯矩大小。从材料的合理利用和经济性上考虑，长桩和短桩长度比为1.75~2.0时比较合理。

9. 在总桩长相当条件下，通过调整筏板中部桩的长度，采用长短桩变刚度设计时，最大沉降减小，差异沉降和筏板的最大弯矩减小显著。

## § 5.2 进一步工作建议

考虑到上部结构型式多样，对于实际工程结构布置又各不相同；基础选型余地大，实际工程地质条件千变万化，对于上部结构—基础—地基相互作用的研究，本文内容仅仅是一个很小的部分，对于以下几个方面内容还需进一步深入：

1. 考虑带裙房的高层建筑与地基基础的共同作用。
2. 有限元分析时，可在桩—土、基础—土间增设接触单元，以更好地模拟之间的相互作用。
3. 考虑土的非线性、粘弹塑性及土的固结与结构性问题。
4. 加强对实际工程的研究，结合理论分析其变化规律。
5. 除静力学研究外，加强此类问题的动力学研究。



## 参考文献

- Chamecki, S. (1956) .Structural rigidity in calculating settlements, J. Soil Mech. And Found. Div. , ASCE, Vol. 82, SMI,1~9
- Christian, J. T. (1972) .Soil structure-interaction for tall buildings. Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh U., Vol. 1a, 967~983
- Cooke, R.W. (1986) . Piled raft foundations on stiff clays-a contribution to design philosophy. Geotechnique , Vol.36, No.2
- Haddadin, M. J. (1971) . Mats and Combined footings analysis by the finite element methods,Proc. ACL. , Vol. 68, No. 12, 945~949
- Hain, S. J. & Lee, I. K. (1978) .The analysis of flexible raft-pile systems. Geotechnique, 23(1):65~83
- Hooper, J.A. and Wood, L. A. (1976) .Foundation analysis of a cross-wall structure. Proc. Int. Conf. On Performance Big. Struct.,Glasgow, 229~248
- Hooper, J.A. (1973) . Observations on the behaviour of a piled-raft Foundation on London Clay, ICE. 55(2), 855~877
- Horikoshi, K. & Randolph M. F. (1998) . A contribution to optimum design of piled rafts. Geotechnique, 48(3):301~307
- King, G.J.W. and Chandrasekaran, V.S. (1974) . Interactive analysis of a rafted multistory space frame resting on an inhomogeneous clay stratum, Proc. Int. Conf. On Finite Element Methods in Engineering. Australia, 498~509
- Larnach, W. J. and Wood, L. A. (1972) . The effects of soil structure on settlements, Int.Symp.On Computer Aided Design, Univ. of Warwick,
- Meyerhof, G.G. (1953) Some recent foundation research and its application to design. Struct. Engr., Vol. 31, 151~167
- Poulos, H. G. (1979) .M. ASCE, Settlement of single piles in nonhomogeneous soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 14575, GT5:627~635
- Poulos, H. G. (1981) Soil structure interaction-general report(Preliminary). Proc.10th ICSMFE.
- Poulos, H. G. (1989) .Pile behaviour —theory and application. Geotechnique, 39(3):365~415
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1968) . The settlement behaviour of single axially loaded

incompressible piles and piers. *Geotechnique*, 18:351~371

Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980) *Pile foundation analysis and design*. New York: Wiley.

Przemienicki, J. S. (1968) .*Theory of matrix structural analysis*.

Randolph M. F. & Worth, C. P. (1979) . An analysis of the bertical deformation of pile groups. *Geotechnique* 29, No.4, 423~439

Randolph M. F. Carter, J. P. & Worth, C. P. (1979) . Driven piles in clay-the effects of installation and subsequent consolidation. *Geotechnique* 29, No.4, 361~393

Sommer. H. (1965) .A method of Calculation of settlements, contact pressures and bending moments in a foundation including the flexural rigidity of the superstructure.Proc. 6th ICSMFE, Montreal, Vol.2,197~201

Wardle, L. J. and Fraser, R. A. (1975) .Methods for raft foundation design including soil-structure interaction. Proc. Symp. On Raft Foundations, Perth, Australia, 1~11

Zeinkeiwicz, O. C. and Cheung, Y. K. (1965) . Plates and tanks on elastic foundation an application of finite element method, *J. Solids and Struct.* Vol. 1, 451~461

陈仲颐, 叶书麟 (1990) . 基础工程学. 北京:中国建筑工业出版社

陈云敏, 陈仁朋等 (2001) . 考虑相互作用的桩筏基础简化分析方法. *岩土工程学报*, 23(6) : 686~691

褚航 (2003) . 复合桩基共同作用分析. 浙江大学博士学位论文

邓安福, 李端文, 曾祥勇, 周常春 (2001) . 土的本构模型的应用与分析. *工程力学* (增刊): 472~476

丁皓江, 何福保等 (1981) . 弹性和塑性力学中的有限单元法(修订本). 机械工业出版社

董建国, 赵锡宏等 (1997) .高层建筑地基基础—共同作用理论与实践. 上海:同济大学出版社

方世敏 (1980) . 上部结构与地基基础共同作用的子结构分析方法, *建筑结构学报*, No.1980, No.4

费勤发 (1983) 等. 上部结构—基础—桩—地基土共同作用研究, 同济大学建筑工程分校情报站

G. J. W. King, 姚祖恩 (1985) . 支承在筏基和独立基础上的框架结构相互作用分析, *建筑结构学报*, Vol.6, No.2

- 干钢 (1994). 框架—筏基—地基相互作用的机理分析—均匀与非均匀地基. 结构与地基国际学术研讨会论文集, 杭州
- 葛忻声, 龚晓南 (2003). 高层建筑复合桩基的整体性状分析. 岩土工程学报, Vol.25, No.6
- 葛忻声 (2002). 高层建筑刚性桩复合地基性状. 浙江大学博士学位论文
- 华南工学院等编 (1998). 地基及基础, 北京: 中国建筑工业出版社
- 黄海丹 (2004). 上部结构刚度对桩筏基础内力的影响. 浙江大学硕士学位论文
- 陆培俊 (1993). 高层建筑结构—桩—土共同工作空间分析. 岩土工程学报, 15(6): 59~70
- 吕志珩 (1994). 上部结构—基础—桩—土共同作用分析. 浙江大学硕士学位论文
- 刘金砺 (1990). 桩基础设计与计算. 北京: 中国建筑工业出版社
- 欧阳骥, 马文华 (1982). 弹性·塑性·有限元. 长沙: 湖南科学技术出版社
- 齐良锋, 张保印等 (2004a). 高层建筑桩筏基础筏板内力的现场实测与分析. 工业建筑, 34(1):45~49
- 齐良锋, 张保印等 (2004b). 某高层建筑桩筏基础桩间土反力原位测试研究. 岩土力学, 25(5):827~831
- 史佩栋 (1999). 实用桩基工程手册, 北京: 中国建筑工业出版社
- 谢康和, 周健 (2002). 岩土工程有限元分析理论与应用. 北京: 科学出版社
- 杨敏 (1989). 上部结构与筏基基础共同作用的理论与试验研究. 同济大学攻读博士学位论文
- 姚祖恩 (1989). 空间框架共同作用分析的简化方法. 岩土工程学报, Vol.11, No.4
- 姚祖恩, 张季容 (1984). 框架、筏基和土系统共同作用机理的探讨. 岩土工程学报, Vol.6, No.6
- 姚祖恩, 张季容 (1984). 考虑上部结构、基础和土的共同工作计算基底反力和基础内力, 计算结构力学及其应用, Vol.1, No.4
- 伊颖锋, 施建勇, 周清华 (2002). 土体弹塑性本构模型研究概述. 岩土工程师, Vol.14 No.2
- 辛金珉 (2004). 复合桩基理论与应用, 北京: 知识产权出版社、中国水利水电出版社
- 辛金珉, 辛金璋 (1993). 高层建筑基础分析与设计. 北京: 中国建筑工业出版社

宰金珉, 张问清等 (1983). 高层空间剪力墙结构与地基共同作用三维问题的双重扩大子结构有限元——有限层分析. 建筑结构学报, (5):57~70

张季容, 蔡驰 (1988). 弹性地基上片筏基础的有限单元法分析. 浙江大学学报, Vol.22, No.4

张季容等 (1986). 有限单元法计算分层地基上的弹性地基梁. 岩土工程学报, Vol.8, No.3

张问清, 赵锡宏 (1980). 逐步扩大子结构计算高层结构刚度的基本原理——化整为零, 化零为整法. 建筑结构学报, No.4

赵锡宏等 (1999). 带裙房的高层建筑与地基基础共同作用的设计理论与实践. 上海: 同济大学出版社

张武 (2002). 高层建筑桩筏基础模型试验研究. 中国建筑科学研究院博士论文

周定松, 吕西林等 (2003). 筒体—桩筏—地基土共同作用非线性数值分析. 同济大学学报, 自然科学版, 31(9):1019~1023

朱伯芳 (1998). 有限单元法原理与应用. 北京:中国水利水电出版社

朱以文, 蔡元奇等 (2005). ABAQUS 与岩土工程分析. 北京:中国图书出版社

庄茁, 朱以文等 (2004). ABAQUS 有限元软件 6.4 版入门指南, 北京:清华大学出版社

庄茁, 张帆等 (2005). ABAQUS 非线性有限元分析与实例. 北京:科学出版社

张季容, 朱向荣 (1997). 简明建筑基础计算与设计手册. 北京:中国建筑工业出版社

朱向荣, 王金昌 (2004). ABAQUS 软件中部分模型简介及其工程应用. 岩土力学, V25 增刊: 144~148

郑颖人, 沈珠江, 龚晓南 (2003). 岩土塑性力学原理. 中国建筑工业出版社

《桩基工程手册》编写委员会 (1997). 《桩基工程手册》. 北京:中国建筑工业出版社

中华人民共和国国家标准 (2002). 建筑地基基础设计规范 (GB 5007-2002)

中华人民共和国行业标准 (1995). 建筑桩基基础设计规范 (JGJ 94-94)

## 致 谢

本文是在导师朱向荣教授和应宏伟副教授的悉心指导下完成的。从论文选题到论文定稿，甚至是一个标点符号，都倾注了导师大量的心血。朱老师知识渊博、治学严谨、品德高尚，思想见地更是高屋建瓴，是学生我学习的楷模。近三年来，应老师对我无微不至，在带我做论文同时，让我接触到了很多实际工程，使我受益匪浅。因为有了两位导师对学生的关怀和帮助，使我能够顺利完成学业，在此论文完成之际向两位导师致以最诚挚的感谢和敬意！

本文能够顺利完成，还得益于王金昌老师的大力帮助，在此表示衷心的感谢！

博士研究生刘用海、吴健为本人提供了电脑用于有限元计算，大大缩短了计算时间，在此表示衷心的感谢！

感谢博士研究生朱明双、常林越，硕士研究生初振环、李振、郭跃对我诸多帮助！

感谢程泰宁建筑设计研究所的陈忠麟、李建坤老师，金都华府工程技术部张鸣工程师，在实测资料收集过程中提供的帮助！

感谢课题组的王立峰博士后、邵俊江博士后、罗战友博士后、姜柯博士、方鹏飞博士、王文军博士、杜秦文博士、汪鹏程士、梁仕华博士、蒋波博士、徐浩峰硕士、董宏波硕士、李沛豪硕士、谢成硕士、何耀辉硕士、张国亮硕士和博士研究生杨迎晓、朱益军、梁风、刘开富、吴钰骅、胡士兵、高笑娟、彭从文、杨晓刚、张智卿、童磊、徐晓兵以及硕士研究生张寒、罗春波、何俏江、蔡奇鹏等师兄弟（姐妹）对我的热心帮助！

感谢室友施尚伟、李鸿波、林廷松，同时也感谢帮助过我的同学、朋友，祝他（她）们学习、工作顺利！

感谢姑父、姑姑，二伯、二伯母对我在杭州三年来的照顾！感谢生育我养育我的父母，谨以此文献给我最深爱的父母！

最后，衷心感谢评阅我的硕士学位论文和出席硕士论文答辩会的各位专家、教授，感谢百忙之中给予的指导！

2006年2月于求是园

## 个人简介

沈青松，男，1980年5月生，汉族，浙江余姚人，团员。1996年9月至1999年7月在浙江余姚中学学习；1999年9月至2003年7月在宁波大学土木工程专业学习，学位论文：钢结构单层工业厂房设计；2003年9月至2006年3月在浙江大学岩土工程研究所攻读硕士学位。曾参加过十多项基坑围护设计如杭州萧山金马名仕园地下车库基坑支护设计，杭州老闸弄口回迁安置小区基坑围护设计，浙江建设大厦、浙江信联大厦基坑围护设计等；另外还参与了杭州金都华府复杂地质条件下基础选型研究。

### 攻硕期间发表的论文：

1. 应宏伟, 沈青松等. 复杂地质条件下带裙房高层建筑疏桩基础设计. 建筑技术. 录用待刊.