

摘要

本论文主要包括以下几部分的研究工作：

1. 理论界已经有人提出基于 Minlin 弹性理论解实现桩筏共同作用的方法，但是由于 Minlin 理论公式比较复杂，理论界较多采用比较简化的 Geddes 应力解进行分析；但由于 Geddes 应力法没有考虑筏板的刚度，让各桩均分上部荷载，无法准确反映桩筏基础的工作性状。本课题在 Geddes 应力解的基础上，将薄板弯曲的有限单元法与 Geddes 应力解结合在一起，提出分析桩筏基础的新方法。该方法用 Kirchhoff 薄板理论模拟筏板，用弹簧模拟桩，采用有限单元法计算出每根桩分担的荷载，然后再根据 Geddes 应力解计算基础沉降，桩顶荷载除以桩顶沉降就得到群桩新的刚度矩阵，将之代入矩阵方程组又可以求解新的沉降……经过几次循环，直至迭代收敛，这样，通过在群桩的顶部加上弹性板，基于 Geddes 解答，不但实现了桩与桩之间的相互作用，同时也实现了桩与筏板之间的共同作用。

2. 为验证本方法的合理性，本文与 Poulos, Ta and Small, Sinha, Chow, Yong and Shen 以及 Clancy & Randolph 提出的各种数值分析方法进行了对比，并根据本文提出的方法对桩筏基础的受力变形规律进行了分析，得出基础沉降、桩顶反力随桩长、桩间距、板厚、弹性模量、土泊松比、地下水位埋深以及荷载分布形式等参数的变化规律。

3. 本文提出将基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析应用于长短桩组合桩基础，并探讨了长短桩组合桩基础的受力变形与相关参数的关系，同时采用三维弹塑性有限元法对长短桩组合桩基础的工作机理进行分析，两种分析结果的对比进一步证明本文方法的合理性。

4. 详细介绍了本文方法在两个长短桩组合桩基础实际工程中的应用。

关键词：Geddes 解答，筏板—桩共同作用，桩筏基础，Geddes 应力法，荷载分配系数，长短桩组合桩基础

ABSTRACT

In this paper, the following jobs have been carried out:

1. The method of piles-raft interaction based on Minlin's theory had been presented by W.Y.Shen, Y.K.Chow and K.Y.Yong. Due to the complexity of Minlin's expressions, Geddes solution is used more commonly in theory, which can take into account the interaction of pile-pile, but not the interaction of piles and raft. In this paper, a new method that combined the finite element method(FEM) and Geddes solution was presented, by which the interaction of pile-pile, the interaction of raft-piles could be realized. In this method, Kirchhoff thin plate theory was used to model the raft, springs were used to model the piles, and FEM was used to calculate the loads carried by every pile. And then, the settlement could be calculated by Geddes stress method according to the loads carried by every pile. Thus the interaction of raft-piles based on Geddes solution was achieved by setting an elastic raft on the tops of the piles.

2. In order to examine the validity of the new method presented here, some numerical methods presented by Poulos, Ta and Small, Sinha, Chow, Yong and Shen, Clancy & Randolph were voted to compare with the new method. Then, the settlement rules of the piled-raft foundations were analyzed by the new method when some parameters varied. These parameters were listed as follows: the length of the piles, the distance of the piles, the thickness of the raft, the Young's modulus of the raft, Poisson's ration of the soil, water table and load distributing, etc.

3. The new method presented here was suggested to be applied to Long-Pile & Short-Pile Combined Foundations, and the reaction of the piles and the settlement of the foundations were analyzed when corresponding parameters varied. Simultaneously, three dimensional elastoplastic finite element method was adopted to analyze the Long-Pile & Short-Pile Combined Foundations, the contrast between the results indicated that the new method was reliable.

4. Two practical cases were introduced in detail, the foundations of which were both Long-Pile & Short-Pile Combined Foundations.

Key Words: Geddes Solution, raft-piles interaction, piled raft foundations, Geddes stress method, assigned coefficient of the load, Long-Pile & Short-Pile Combined Foundations

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版；学校有权保留学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名： 蔡永均
2005年3月4日

经指导教师同意，本学位论文属于保密，在2005年解密后适用本授权书。

指导教师签名： 杨敏
2005年3月4日

学位论文作者签名： 蔡永均
2005年3月4日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

签名： 蔡本均
2015 年 3 月 4 日

第1章 绪论

1.1 概述

随着社会的发展,人口越来越多,可供生存的国土面积相对减小,尤其像北京、上海这样的大城市,生活显得异常拥挤。为了人类更好的生活,人类不断地向三维方向开拓生存空间,于是,一幢幢高楼拔地而起,并且向上越来越高,地下室也越来越深。这样直接导致另外一个问题:地面负荷过大,地面沉降也随之增大,特别是上海、江苏、浙江、天津等软土地区,由于土质较差,地面沉降会很明显。为了控制地面沉降的发展,也是为了城市的可持续发展,上海市建委于2004年颁布了开发超高层建筑的禁令。可见,高层建筑引起的问题不仅是我们工程人员的事情,同时也引起了政府部门的高度重视。

高层建筑的特点,一是竖向荷载大而集中,另一方面是重心高,对倾斜十分敏感,且在风和地震水平荷载下会产生巨大的倾覆力矩,故其对基础的承载力、稳定性、整体沉降和差异沉降要求很高,因此,在软土地基上建造高层建筑时,若采用天然地基上的浅基础,即使是采用大筏板基础亦往往不能同时满足上述要求,而桩基础则以其巨大的承载能力和控制沉降的能力对各种地质条件都有良好的适应性,成为高层建筑的理想基础型式¹。

桩基础的理论发展到今天,不论是承载力理论,还是沉降计算理论,已经形成一个百家争鸣、百花齐放的局面。最早是按承载力设计桩基础,也就是总荷载除以单桩承载力,就得到应该使用的桩数,然而这种设计方法在以前是适用的,可到了最近几十年,就显示出一定的局限性,因为随着建筑物高度的增加,人类对周围的生存环境要求越来越高,即使整座大楼不会发生破坏、倒塌等强度破坏现象,但是如果基础发生较大的沉降,就会造成建筑物上部结构的开裂、漏水等。为了让建筑物更好的工作,为了人们的居住环境更加安全,变形控制的设计思想逐渐走进工程界和理论界的视野。

变形控制的设计思想之所以能够很快的为广大的理论界和工作界所接受,还有经济方面的因素。工程人员发现,如果按照传统的强度控制的设计思想进行设计,用桩量很大,浪费严重。实际监测数据表明,上部结构荷载并不完全是由桩来承担,土也分担其中的一部分,那么桩土共同作用的思想逐渐形成。在经济因素和变形控制双重思想的指引下,理论界达成一种共识:土分担一部分上部结构荷载,桩既承担上部荷载,又参与沉降控制的作用,这样就形成目前的“减少沉降桩基础”^{[1][2][3]}、“沉降控制复合桩基”^{[4][5][6]}、“疏桩基础”^{[7][8][9]}、“塑性支承桩”^[10]等一系列复合桩基理论。

理论研究和实测结果均表明,建筑物基础的沉降、内力以及基底反力的分布,除了与地基因素有关之外,还受基础及上部结构的制约。当基础为柔性基础和刚性基础两种极端情况时,基础的沉降和基底反力分布差别很大^[11]。

柔性基础的抗弯刚度很小。它好比放在地上的柔软薄膜,可以随着地基的变形而任意弯曲。基础上任一点的荷载传递到基底时不能向旁边扩散分布,就像直接作用在地基上一

¹ 摘自 宰金珉. 高层建筑基础分析与设计. 中国建筑工业出版社, 2001

样。所以柔性基础的基底反力分布与作用于基础上的荷载分布完全一致。图 1-1(a)是基础上作用有均布荷载时,基础的变形分布和基底反力的分布。在均布荷载的情况下,基底的沉降是“中部大、边缘小”。由此可见,缺乏刚度的柔性基础,由于无力调整基底的不均匀沉降,就不可能使传到基底的荷载改变其原来的分布情况。如果要使柔性基础底面的沉降趋于均匀,就要增大基础边缘的荷载,这时基础的荷载与基底的反力分布如图 1-1(b)所示。

刚性基础具有非常大的抗弯刚度,受荷后基础不挠曲,因此,原来是平面的基底,沉降变形后仍然保持平面。如果基础的荷载重心通过基底形心,刚性基础将迫使基底各点同步、均匀下沉。这样,中心荷载作用下的刚性基础的基底反力的分布是“部间小、边缘大”的马鞍形分布,见图 1-2。由此可见,具有刚度的基础,在迫使基础均匀沉降的同时也使基底压力由中部向边缘转移²。

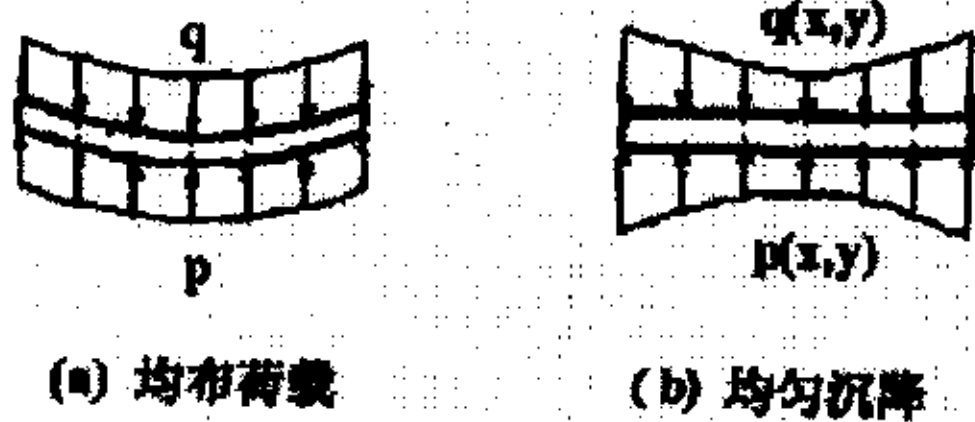


图 1-1 柔性基础的基底反力和沉降分布

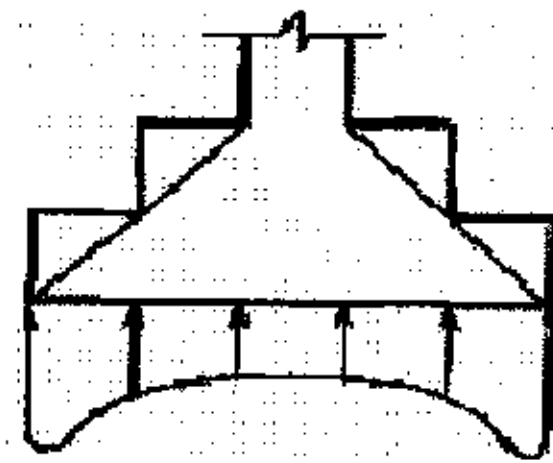


图 1-2 刚性基础的基底反力分布

理论界又发现,只考虑桩土筏三者共同作用的分析还不能足够准确的反映基础的实际工作情况,因为地基、基础和上部结构是一个统一的有机整体,基础与上部结构底部之间的连结具有一定的刚度,如果忽略这部分刚度,等于忽略掉上部结构对基础底板的变形协调能力与荷载传递能力,则基础底部的受力性质以及沉降分布势必要有所改变,因此,为了充分反映地基的力学性质,必须考虑地基基础与上部结构的共同作用。这方面的工作在文献[12]中得到比较充分的理论论述与实测数据检验。杨敏教授^[13]也对上部结构与桩筏基础共同作用作了深入的理论和试验研究。国外的[加]A.P.S 塞尔瓦杜雷曾出专著介绍土与结构物的共同作用^[14];宰金珉也对高层建筑地基础的共同作用问题出过专著^[15]。

有限单元法在桩土筏共同作用的理论分析^{[15][16]}中也占居着重要地位,该方法的一贯作法是首先对桩土筏进行单元划分,建立桩、土、筏三者的刚度矩阵,然后组合成总刚度矩阵,并将作用在板上的荷载等效成节点荷载阵列,从而建立一个矩阵方程组,解这个矩阵方程组就可以得到桩和土节点的沉降,然后根据位移方程、物理方程等公式求出筏板的内力。

在国外,各种数值方法的混合使用理论比较活跃,Poulos 提出了一种简化的分析桩筏基础的数值分析方法,筏板用有限差分法处理,桩采用边界元法分析。Ta and Small 提出了分层土模型中的桩筏基础的分析方法,分别采用有限层法和有限元法分析桩群和筏板。Sinha 则是把有限元法与边界元法结合起来对桩筏基础进行分析。Chow, Yong and Shen 提出了一种分析桩土筏共同作用的方法,该法根据最小势能原理分析桩筏基础的性状,筏板被当成弹性薄板置于被桩加固的弹性半空间土介质上,筏板和桩的变形用有限数列表示,采用变分法进行分析。Clancy & Randolph 曾提出一种分析桩筏基础的混合法,该法把有限单元法与荷载传递法结合在一起使用,分析桩与土相互作用时采用单桩的荷载传递法,分析桩与筏相互作用时采用 Mindlin 解,分析筏板时采用板弯曲的有限单元法。这些数值分析

² 摘自 四校合编.地基及基础(第三版).中国建筑工业出版社,1998

方法的正确性已经得到理论及实践的验证,为桩筏基础的分析开辟了一个广阔的思路。

但是地基基础的研究,涉及到上部结构、地基和基础三者本身特性的结合,由于影响因素众多,互相结合成一个整体进行研究,难度非常之大,特别是因为地基土是三相介质,且具有分层性、力学参数不确定性等因素在里面,更为准确计算基础的沉降量增添了难以解决的困难。然而国内外已有不少实际工程的监测数据^{[17][18][19]}和模型试验^{[20][21][22]},为工程设计和理论研究提供了宝贵的技术资料。

1.2 桩基础沉降计算方法

桩基础沉降计算理论发展至今天,已经形成了如下几种常用的沉降计算模型:

(1) 实体深基础法。又叫等代墩基法,该法是国内1989年前地基基础规范推荐的方法,同时也是国家行业标准《建筑桩基技术规范》^[23]推荐的方法之一,且仍被上海市《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999)采用。其模型是把群桩、桩间土、筏板三者作为一个有机整体,在上部荷载的作用下整体下沉。其优点是:容易理解、计算简便、能够手算。缺点是:不论桩数多少、桩距多大、都把桩土筏作为一个整体进行研究,不能考虑其中的每根桩的不同情况,不能计算沉降与桩数的关系。

(2) 简易理论法。该法是由董建国^[12]在1989年提出的桩筏基础最终沉降量计算方法。该法理论简明,能够手算,计算参数易于确定。该法是在实体深基础理论的基础上发展而来的。

(3) 荷载传递法(又称传递函数法)。Seed & Reese(1955)首先提出了荷载传递法。他们根据现场试验结果,提出了桩侧摩阻力与位移之间的关系。在此基础上 Coyle & Reese(1966)提出了软粘土中的荷载沉降曲线, Coyle & Sulaiman 确定了砂土中桩侧剪应力与位移之间的关系,即所谓的 t-z 曲线。

传递函数法是将桩离散成许多单元,桩单元与土用非线性弹簧连接,这种弹簧的力与位移之间的关系就是传递函数。

(4) 剪切位移法。这个方法把在竖向荷载作用下桩的沉降分成桩身和桩尖变形两部分。桩身变形是假定受荷桩周围土的变形,理想化作同心圆柱体建立;桩底土变形用布西奈斯克(Boussinesq)角求得。该方法首先由 Cooke 在1974年通过试验证明并提出。此法可计算群桩桩数和沉降的关系,但其参数不易确定,国内应力较少。

(5) 广义剪切位移法。该方法在国内由宰金珉提出,具体参考文献[24]。该法将桩身离散为杆单元,对群桩与土相互作用大系统中桩周土近场高应变区用解析化的广义剪切位移法描述其非线性剪切位移场,对远场低应变区的大部分土体则采取半解析半数值的有限层方法,经增量法建立群桩与土和承台非线性共同作用分析半解析半数值方法。

(6) 弹性理论法。这是以明特林(Mindlin)解^[45]为基础的一种桩基础沉降计算方法。在实际应用中该法又发展为两种方法:①以 Mindlin 应力基本解为基础的盖特斯(Geddes)应力法^[46]②以 Mindlin 位移基本解为基础的波勒斯(Poulos)位移法^[47]。目前该法在国内应用较多,但因为公式繁琐,无法进行手算,多以计算机程序实现。

(7) 有限单元法。该方法要求建立起桩、土、筏的刚度矩阵,求解很大的矩阵方程组,适合借助于计算机编程计算。

1.3 本课题研究的主要内容

(1) W.Y.Shen, Y.K.Chow and K.Y.Yong 曾提出基于 Minlin 弹性理论实现桩筏共同作用的方法^[5]，但是由于 Minlin 理论公式比较复杂，国内普遍采用比较简化的 Geddes 应力解进行分析。然而 Geddes 应力法虽然实现了桩与桩之间的相互作用，由于没有考虑筏板的刚度，却无法实现桩与筏板的共同作用。本课题就是在 Geddes 应力解的基础上，将薄板弯曲的有限单元法与 Geddes 应力解结合在一起，提出分析桩筏基础的新方法，实现了桩与筏板之间的共同作用。

(2) 以具体工程为基础，与国外其他数值方法进行对比，分析本文方法计算桩筏基础沉降时的合理性。

(3) 根据本文提出的方法，对同种桩型的桩筏基础和长短桩组合桩基础进行受力变形分析，总结了基础沉降、桩顶反力随桩长、桩间距、基础板厚度、弹性模量、土泊松比、地下水位埋深、桩的端阻比以及荷载分布形式等参数的变化规律。

(4) 采用三维弹塑性有限元法分析长短桩组合桩基础的受力变形机理，发现长短桩组合桩基础中的长桩轴力产生负摩阻力并分析其产生的原因，并与本文方法的计算结果进行对比。

第2章 Geddes 应力法在桩基础沉降计算中的理论模型

目前在国内的理论界和工程界应用最广的一种桩基础沉降计算方法就是基于明特林(Mindlin)弹性理论解的方法, 而由该法延伸出来两个分支, 即盖特斯(Geddes)应力法和波勒斯(Poulos)位移法, 其中盖特斯(Geddes)应力法的应用更为广泛, 不但理论界普遍采用, 上海市《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999)和《建筑地基基础设计规范》(GB5007-2002)也都明确规定把该法作为桩基础沉降计算的一种方法。下面简要介绍Geddes 应力法的理论模型。

一、Geddes 应力法计算地基中的附加应力

Mindlin 应力基本解在半无限弹性均匀介质中某一深度处施加一点荷载, 求得半无限体中任意一点处产生的应力。Geddes 应力法是基于 Mindlin 应力基本解推导出来的单桩荷载在地基中产生的附加应力, 并考虑群桩应力的叠加, 得出地基中任意一点处的总的附加应力, 然后按照分层总和法求得基础沉降。

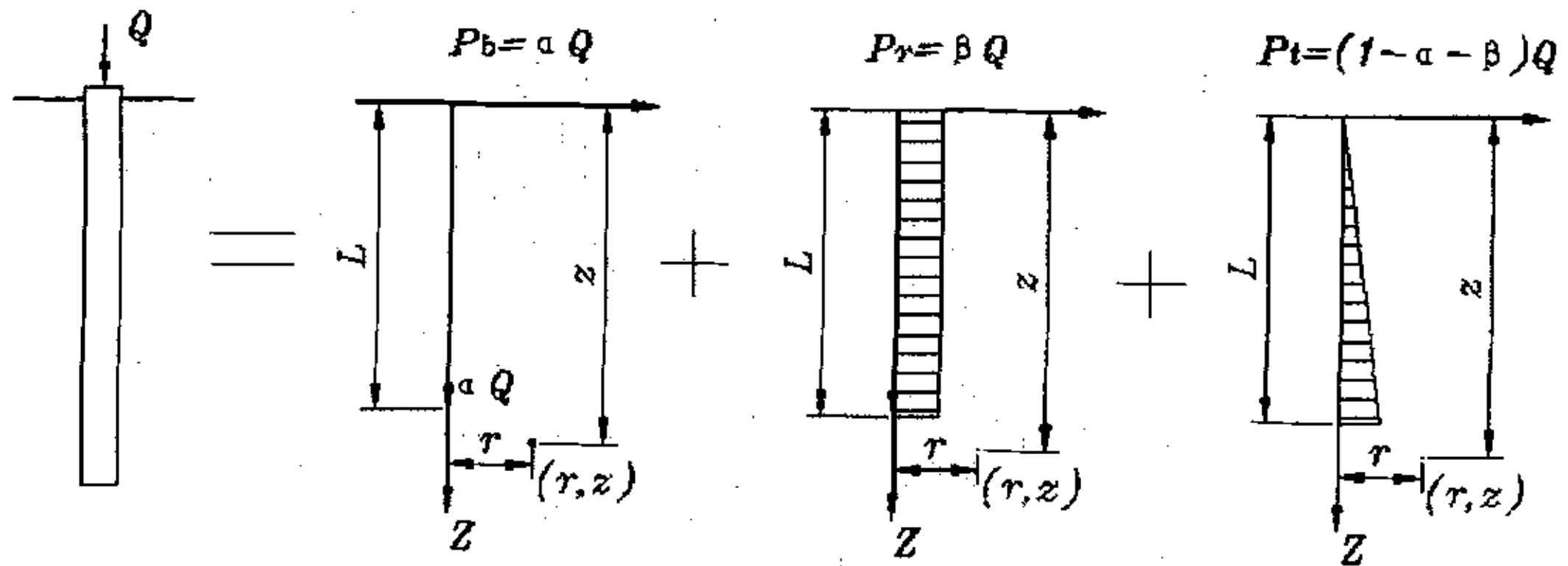


图 2-1 单桩荷载的分布图

其中的单桩桩顶荷载 Q 分为三部分: ①桩端集中荷载 P_b ②沿桩身均匀分布的荷载 P_r , ③沿桩身线性增长分布荷载 P_t , 见图 2-1, 且有如下关系:

$$Q = P_b + P_r + P_t \quad (2-1)$$

$$P_b = \alpha Q \quad (2-2)$$

$$P_r = \beta Q \quad (2-3)$$

$$P_t = (1 - \alpha - \beta)Q \quad (2-4)$$

其中 α, β 分别为桩端阻力、桩侧均布摩阻力的荷载分配系数。在三种力作用下, 土中任意一点 (r, z) 处的竖向附加应力 σ_z 可表示为:

$$\sigma_z = \sigma_{zb} + \sigma_{zr} + \sigma_{zi} = (P_b I_b + P_r I_r + P_i I_i) / L^2 = Q(\alpha I_b + \beta I_r + (1 - \alpha - \beta) I_i) / L^2 \quad (2-5)$$

式中, L 为桩的入土深度; I_b 、 I_r 、 I_i 分别为桩端荷载、矩形分布摩阻力分担的荷载和三角形分布摩阻力分担的荷载作用下地基中任一点的竖向应力影响系数。

$$I_b = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left[-\frac{(1-2\mu)(m-1)}{A^3} + \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} - \frac{3(m-1)^3}{A^5} - \frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} - \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right] \quad (2-6)$$

$$I_r = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ -\frac{2(1-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)(m^2/n^2 + m/n^2)}{B^3} - \frac{(1-2\mu)2(m/n)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} + \frac{4(1+\mu)(m/n)^2 m^2}{F^3} \right. \\ \left. + \frac{4m(1+\mu)(m+1)(m/n+1/n)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} + \frac{6m^2(m^4 - n^4)/n^2}{F^5} + \frac{6m(mn^2 - (m+1)^5/n^2)}{B^5} \right\} \quad (2-7)$$

$$I_i = 4 \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ -\frac{2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu)(4m+1) - 2(1-2\mu)(1+m)m^2/n^2}{B} - \frac{2(1-2\mu)m^3/n^2 - 8(2-\mu)m}{F} + \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} \right. \\ \left. + \frac{4\mu n^2 m + 4m^3 - 15n^2 m - 2(5+2\mu)(m/n)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} + \frac{2(7-2\mu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\mu)(m/n)^2 m^3}{F^3} \right. \\ \left. + \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} - \frac{12(m/n)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} - 2(2-\mu) \ln \left[\frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m} \right] \right\} \quad (2-8)$$

式中 $n = \frac{r}{L}$, $m = \frac{z}{L}$, $A^2 = n^2 + (m-1)^2$, $B^2 = n^2 + (m+1)^2$, $F^2 = A^2 + B^2$, r, z 和 L 如图所示, μ 为土的泊松比, 上海地区一般取 0.4。

在按式 (2-5) 求得单桩 i 引起的附加应力 σ_{zi} 后, 对于由 k 根桩组成的桩基, 桩端平面以下地基中任一点 z 的竖向应力可按下式表示

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^k \sigma_{zi} \quad (2-9)$$

二、荷载分配系数的 α, β 确定方法

(一) 常规法

以往求解荷载分配系数 α, β 的常规方法是: 假定桩为刚性不可压缩体, 任取桩身范围内 A、B 两点: A(0,a)、B(0,b), 如图 2-2 所示, 令此两点沉降与周围土体一致。由此可得到两个位移协调方程, 联立求解即可求出未知数 α, β 。求解过程中桩端集中力在桩端点处引起的应力为无穷大, 出现极点现象, 所以需要取桩端附近某点来近似代替桩端点。但是由于 Geddes 方法本身存在很多理想化的假定, 随着所谓“任意点”的选取不同, 求出的结果也很悬殊。尤其是桩端处极点的存在, 更增加了误差, 文献[25]分析了此类方法的缺陷。

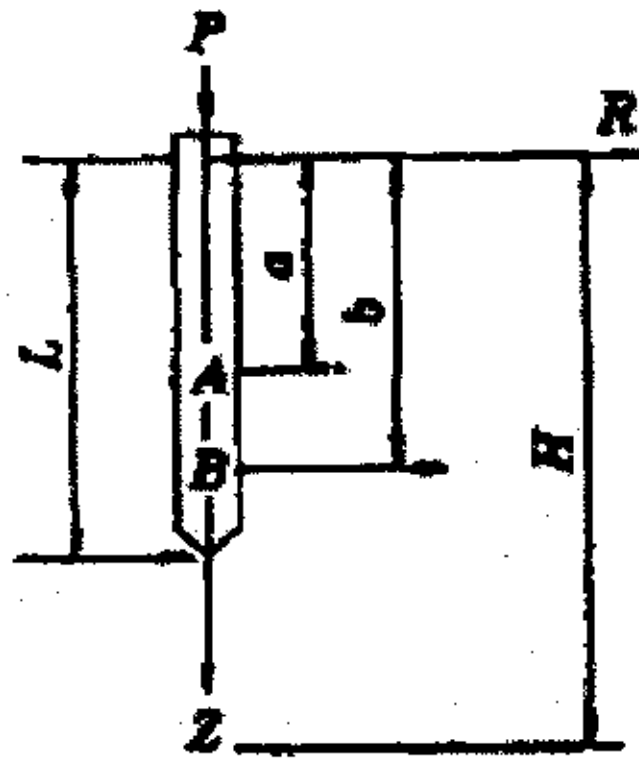


图 2-2 单桩分析简图

(二)简化法

由于影响荷载分配系数 α, β 的因素中, 不仅有荷载水平、基础尺寸大小、桩的长细比, 还包括桩端持力层的压缩模量, 影响因素众多, 考虑起来比较复杂, 应结合当地工程的实测资料统计确定。为了计算上的简便, 目前经常使用的方法是经过简化而来的模型, 即舍去单根桩的实际工作机理不管, 假定相同的桩型的每根桩都具有相同的荷载分配系数, 在此条件下求地基中的附加应力。

根据上海市标准《地基基础设计规范》, 通常情况下取 $\beta = 0$, α 值取桩端阻力除以单根桩的承载力 (即桩的端阻比), 也就是按式 (2-10) 求出:

$$\alpha = \frac{P_b}{P} = \frac{f_p A_p}{\sum f_{si} h_i + f_p A_p} \quad (2-10)$$

α 的取值范围在 [0,1] 之间, $\alpha = 0$ 对应于纯摩擦桩情况, $\alpha = 1$ 对应于端承桩情况。

三、沉降计算

(一) 沉降计算公式

根据分层总和法按式 (2-11) 便可求出桩基最终沉降量:

$$s = \phi_p \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{ji} \Delta h_{ji}}{E_{sj,i}} \quad (2-11)$$

式中, s —— 桩基最终计算沉降量 (mm);

m —— 桩端平面以下压缩层范围内土层总数;

$E_{sj,i}$ —— 桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量 MPa ;

n_j —— 桩端平面下第 j 层土的计算分层数;

Δh_{ji} —— 桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度 (m);

σ_{ji} —— 桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力 (kPa);

ϕ_p ——桩基沉降计算经验系数。

(二) 压缩层厚度的确定

压缩层厚度的确定按照上海市标准《地基基础设计规范》^[4]第 6.4.3 条的规定：“压缩层厚度自计算点所处桩位的桩端平面算至土层附加压力等于土层自重压力的 10%处止”。

四、Geddes 应力法的特点分析

Geddes 应力法计算地基中任意一点的附加应力比较方便，并且计算附加应力时不用考虑地基土的分层性，而根据分层总和法计算基础沉降时，又可以考虑土的分层性，因此应用起来比较方便；但是不足之处是不能考虑基础板的刚度，只能把基础板当成一个绝对柔性板，让各桩均分上部荷载，与实际地基反力的分布有所不符，因此需要改进。

第3章 基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用 的理论分析

W.Y.Shen, Y.K.Chow and K.Y.Yong 曾提出根据 Minlin 弹性理论实现桩筏共同作用的分析方法^[55]，但是由于 Minlin 理论公式比较复杂，理论界较多采用比较简化的 Geddes 应力解进行分析；而 Geddes 应力法虽然实现了桩与桩之间的相互作用，由于没有考虑筏板的刚度，无法实现桩与筏板的共同作用。本章在 Geddes 应力解的基础上，将薄板弯曲的有限单元法与 Geddes 应力解结合在一起，提出分析桩筏基础的新方法。该方法用 Kirchhoff 薄板理论模拟筏板，用弹簧模拟桩，采用有限单元法计算出每根桩分担的荷载，然后再根据 Geddes 应力解计算基础沉降。这样，通过在群桩的顶部加上弹性板，基于 Geddes 解答，不但实现了桩与桩之间的相互作用，同时也实现了桩与筏板之间的共同作用。

该方法不但能够分析两三百根桩这样大规模的桩筏基础，还能够分析计算基础形状比较复杂、地层比较复杂的桩筏基础。

3.1 基本原理

用薄板理论的有限单元法分析弹性地基上的基础板时，先将基础板离散成若干单元，各单元只在节点上相互连接，由于相邻单元之间有法向力和力矩的传递，所以必须将节点当作刚接的，在节点上保持变位的连续性和力的平衡，以节点的变位为基本未知数建立板的刚度矩阵，再根据桩位建立桩群的刚度矩阵，最后将基础板的刚度矩阵和桩群的刚度矩阵集成桩筏基础的总刚度矩阵，根据变形协调条件和平衡条件求解矩阵方程，得到节点的位移。然后由节点位移求得基底反力、桩顶反力以及基础内力。

一、基础的刚度矩阵

对于各向同性基础板，采用 Kirchhoff 的薄板小挠度经典理论，具体内容可参考文献[26]。基础板采用三角形板单元进行离散，首先对离散后的三角形单元建立刚度矩阵，再将各单元刚度矩阵整合，就可以得到基础板的总刚度矩阵 $[K_r]$ ，这一部分可参考文献[27]。

二、群桩的刚度矩阵

单桩模型采用文克勒 (E.Winkler) 弹簧模型。Winkler 模型把桩看成一根根相互独立的弹簧，任一桩桩顶所受的压强 p 只与该桩顶的变形 ω 成正比，且 p 不影响该点以外的地基变形。这种关系可用下式表达：

$$p = k\omega \quad (3-1)$$

式中 k —— 桩的弹簧系数，表示产生单位变形所需的压强 (kN/m^3)；

一旦桩位确定，就可以建立相应的群桩的刚度矩阵 $[K_p]$ ，于是桩顶力与桩顶位移之间的关系可写成：

$$\{P\} = [K_p]\{\omega\} \quad (3-2)$$

将群桩的刚度矩阵与筏板的刚度矩阵相合并，即可建立桩筏基础总的刚度矩阵 $[K]$ ，

则有：

$$[K] = [K_r] + [K_p] \quad (3-3)$$

三、节点平衡方程

设等效节点荷载列阵为 $\{Q\}$ ，根据节点平衡条件有：

$$([K_r] + [K_p])\{\omega\} = [K]\{\omega\} = \{Q\} \quad (3-4)$$

四、筏板—桩共同作用的具体实现过程

为了实现桩土筏三者的共同作用，首先要建立桩的刚度矩阵，这时对于由 n 根桩组成的基础，桩的刚度矩阵可写成如下形式：

$$\{K_p\} = \begin{pmatrix} k_{11} & \cdots & k_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{n1} & \cdots & k_{nn} \end{pmatrix} \quad (3-5)$$

式(3-5)给出的是一个满秩的矩阵，当基础较大、桩数较多时，这样的刚度矩阵是一个非常庞大的满秩刚度矩阵，因此解矩阵方程组时迭代起来非常耗费计算机内存，需要相当长的计算时间，为了解决这一问题，本课题采用一个等效方法，就是只取式(3-5)所示桩的刚度矩阵中对角线上的元素，即桩的刚度矩阵表达式采用如下所示对角阵：

$$\{K_p\} = \begin{pmatrix} k_1 & & \\ & \ddots & \\ & & k_n \end{pmatrix} \quad (3-6)$$

要使式(3-6)能够代表式(3-5)，并使计算结果一致，必须有一个判断标准，本课题以桩的刚度矩阵 $[K_p]$ 作为判断收敛的指标，而 $[K_p]$ 收敛的过程也就是求解式(3-4)的迭代过程，具体思路如下：一旦筏板网格剖分完成，那么筏板的总刚度矩阵 $[K_r]$ 便固定不变，成为一个定值；只有群桩的刚度矩阵 $[K_p]$ 和节点位移列阵 $\{\omega\}$ 随迭代次数而改变直至收敛。桩的初始刚度的确定方法如下：首先按照绝对柔性板的原则确定各桩分担的荷载，并按 Geddes 弹性理论法计算初始的基础沉降 $\{\omega\}_0$ ，然后用各桩分担的荷载除以各桩的沉降就得到桩的初始刚度矩阵 $[K_p]_0$ ，取 $[K_p]_0$ 中对角线上的元素形成桩的等效刚度矩阵 $\hat{[K_p]}_0$ 。将 $\hat{[K_p]}_0$ 代入式(3-4)中经第一次计算可得到新的节点位移向量 $\{\omega\}_1$ ，将桩节

点位移与 $[K_p]_0$ 相乘就得到经第一次迭代后得到的桩顶反力向量 $\{Q\}_1$ 。得到新的桩顶反力后, 再按照 Geddes 应力法计算出基础沉降 $\{\omega\}_1$, $\{Q\}_1$ 除以 $\{\omega\}_1$ 就得到新的桩的刚度矩阵 $[K_p]_1$, 取 $[K_p]_1$ 中对角线上的元素形成等效刚度矩阵 $[K_p]_1^{\wedge}$, 将 $[K_p]_1^{\wedge}$ 代入式 (3-4) 中又可以得到经第二次计算可得到新的节点位移向量 $\{\omega\}_2$ ……如此往复迭代, 直至所有桩中两次计算得到的单桩刚度之差绝对值的最大值小于前一次单桩刚度的 0.01 倍, 即满足式 (3-7) 时表示计算收敛, 迭代结束, 这时的节点位移向量就表示基础的最终位移。

$$\frac{|[K_p]_{n+1} - [K_p]_n|}{[K_p]_n} < 0.01 \quad (3-7)$$

这种简化的求解方法在理论上证明其准确性比较困难, 本文做的工作是通过分析计算结果并与前人的理论结果进行对比, 从而证明本文方法的准确性与可行性。

五、筏板的相对刚度

桩筏基础的桩顶反力分布直接影响到筏板的内力大小和筏板厚度的确定, 在传统的桩筏基础设计中, 计算桩顶反力时, 认为上部结构荷载是平均地分配到各桩的桩顶上, 这种方法没有考虑基础板的刚度, 显然是不科学的。理论与实践均表明, 桩筏基础中桩顶荷载分布规律与筏板的相对刚度、桩的相对刚度、桩的长细比以及桩间距密切相关。

董建国、赵锡宏在文献[12]中给出筏板与地基土之间的相对刚度 K_R , 并定义为

$$K_R = \frac{4E_R t^3 B_R (1 - \nu_s^2)}{3\pi E_s L_R^4} \quad (3-8)$$

式中, E_R ——筏板的弹性模量;

E_s ——地基土的弹性模量;

L_R 、 B_R 、 t ——分别表示筏板的长度、宽度、厚度;

ν_s ——土的泊松比。

同时文献[12]指出, 板的相对刚度 K_R 的取值范围在 0.01 到 10.0 之间, $K_R = 0.01$ 对应着非常柔性的板, $K_R = 10.0$ 对应着非常刚性的板, 实际情况下, 筏板或筏板与上部结构的联合刚度既不是刚性的, 也不是十分柔性的, 而是一个有一定刚度的弹性板。

根据筏板的弯曲刚度 $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ 并由 (3-8) 式可知, 筏板的刚度和相对刚度都是

板厚 t 的三次方, 因此板的厚度发生变化, 对板刚度的影响是非常明显的。

3.2 与其他其他方法的对比分析

本文提出的基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析法, 由于没有考虑桩群完整的刚度矩阵, 是一种近似的简化方法, 为了分析该法在工程中的应用, 同时也是为了验证本方法的准确性与可行性, 本节引用几个典型的工程实例进行对比分析。

3.2.1 3×5 桩筏基础的研究

Poulos 在文献[48]中提出了一种简化的分析桩筏基础的数值分析方法, 筏板用有限差分法处理, 桩采用边界元法分析。该法能够把地基和桩的极限承载力考虑进去。

Ta and Small 在文献[49]中提出了分层土模型中的桩筏基础的分析方法, 分别采用有限层法和有限元法分析桩群和筏板。

Sinha 则是把有限元法与边界元法结合起来对桩筏基础进行分析^[50]。

Chow, Yong and Shen 在文献[51]中提出了一种分析桩土筏共同作用的有效方法, 该法根据最小势能原理分析桩筏基础的性状, 筏板被当成弹性薄板置于被桩加固的弹性半空间土介质上, 筏板和桩的变形用有限数列表示, 采用变分法进行分析。

以上四种方法都对同一个 15 根桩的桩筏基础进行了分析, 该基础的 9 根桩上作用着 9 个集中荷载, 大小分别为 P_1 和 P_2 , 见图 3-1。桩筏土的性质和分析的两种荷载情况见表 1,

情况 1(Case 1)与情况 2(Case 2)的不同之处在于所加荷载的不同, 即 P_1 和 P_2 不同, 情况 2 下的荷载较大, 超过基础的极限承载能力。Poulos 在文献[52]中列举并分析了各种方法对此计算实例的计算结果。

图 3-2 是本文根据三解形板单元对筏板的单元网格剖分图, 所有桩的桩心都是网格的一个节点。图 3-3 是本文方法以及以上各种方法计算得到的平均沉降与差异沉降的柱状分布图。与上面的四种方法相比, 本文方法计算得到的平均沉降稍微大一些, 情况 1 为 38.3mm, 情况 2 为 57mm, 而 Chow, Yong and Shen 的平均沉降最小, 分别为 22mm 与 30mm; 但是本文方法计算得到的差异沉降相对较小, 情况 1 和情况 2 分别为 3.1mm 和 4.1mm, Chow, Yong and Shen 的差异沉降也较小, 但相对来说, 比本文方法要大一些, 分别为 5mm 和 6.1mm。从图 3-3 来看, 本文方法的沉降结果的整体趋势与前人的结果能够得到较好的吻合, 说明本文方法的正确性与可行性。

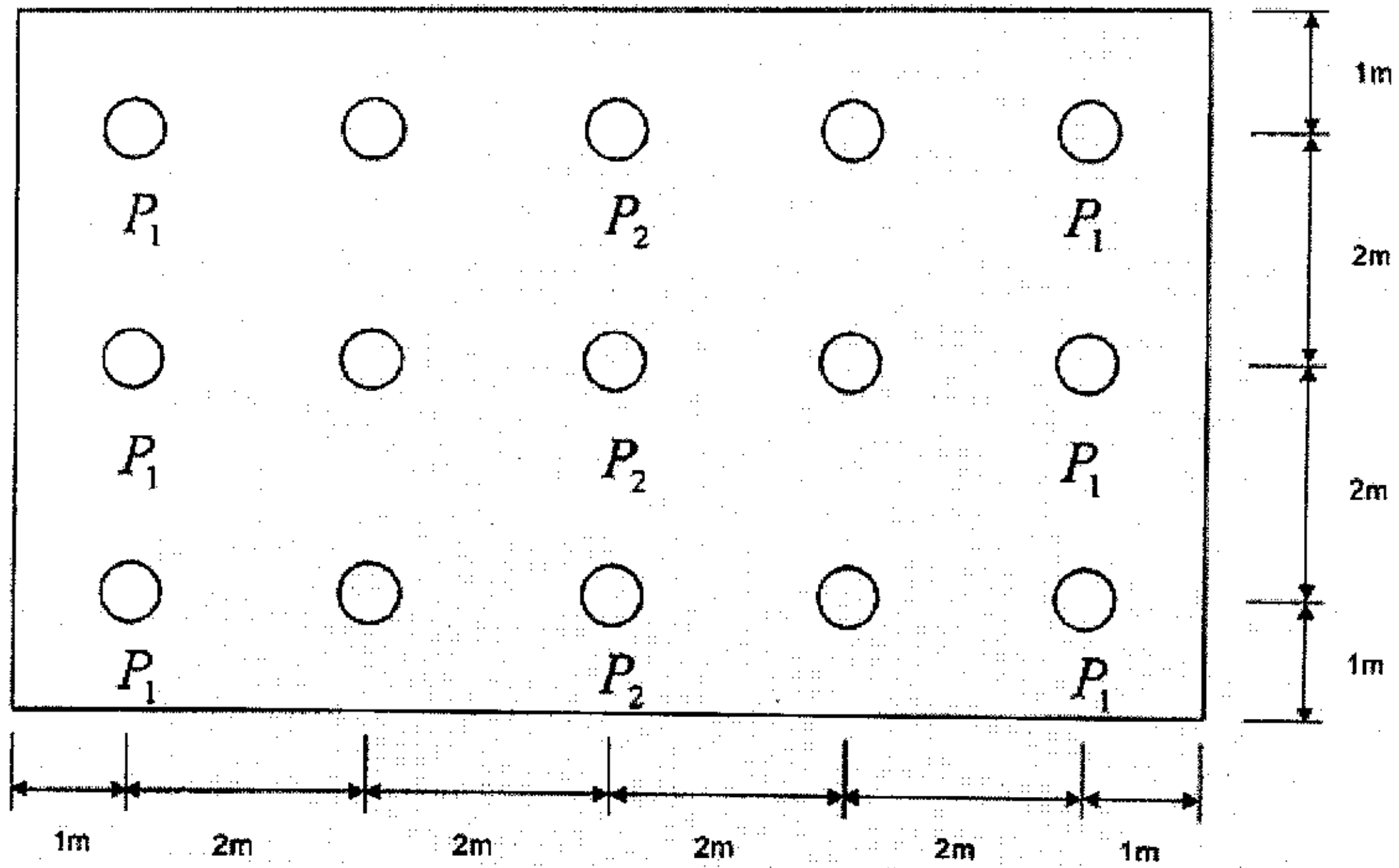


图 3-1 集中荷载下的桩筏基础平面图

表 3-1 桩筏土三者的力学性质参数以及分析的两种情况

	土		桩		筏板	
物理力学参数	E_s	20MPa	E_p	30000MPa	E_r	30000MPa
	ν_s	0.3	l	10m	ν_r	0.2
	H/l	2.0	r_0	0.25m	t	0.5m
	P_{sult}	0.3 MPa	P_{pult}	0.873MN	a	10m
				b	6m	
两种情况	情况 1		$P_1=1.0MN$		$P_2=2.0MN$	
	情况 1		$P_1=1.25MN$		$P_2=2.5MN$	

注 示 P_{sult} 是土的极限承载能力, P_{pult} 是单桩极限承载能力

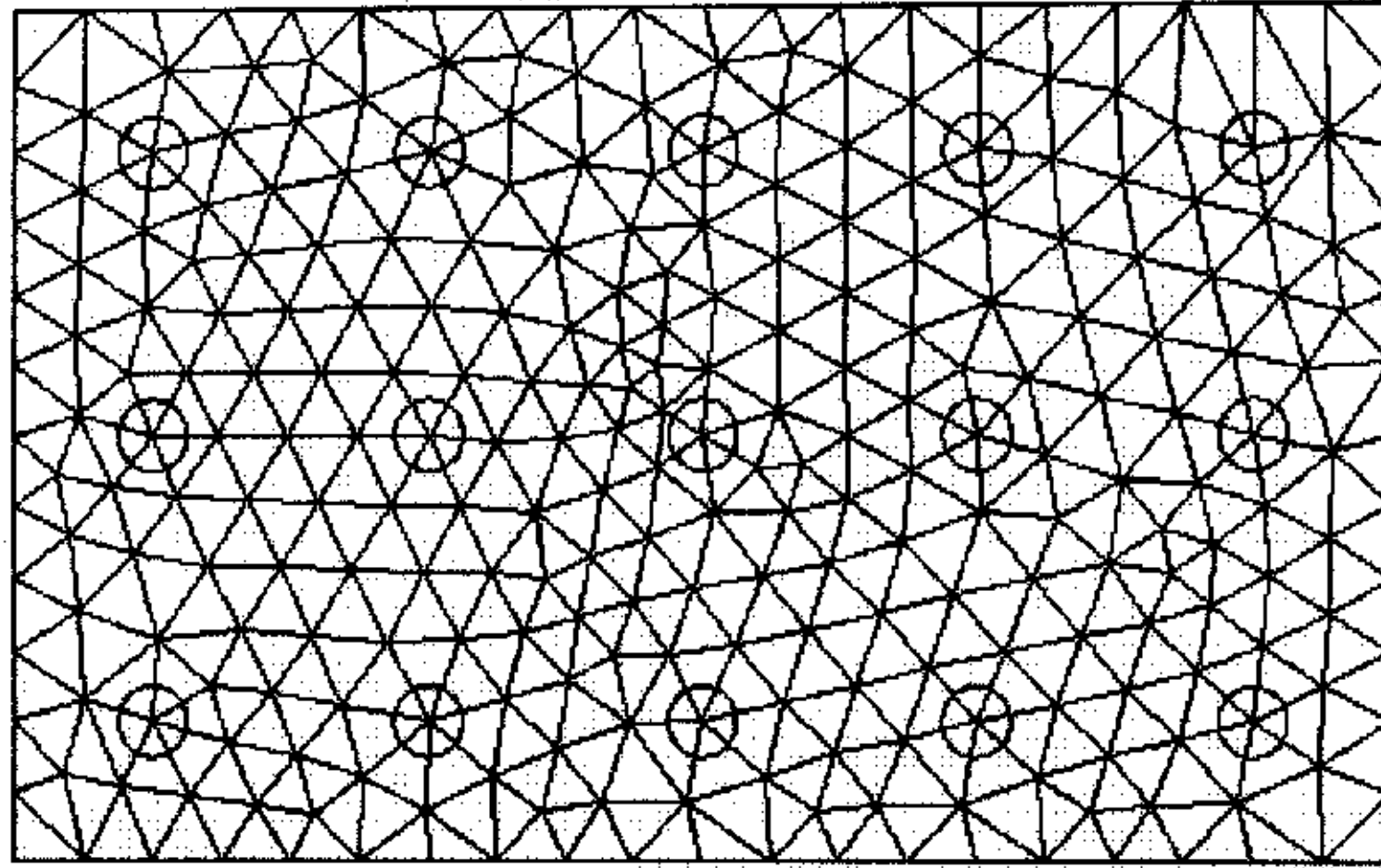


图 3-2 桩筏基础单元网格剖分图

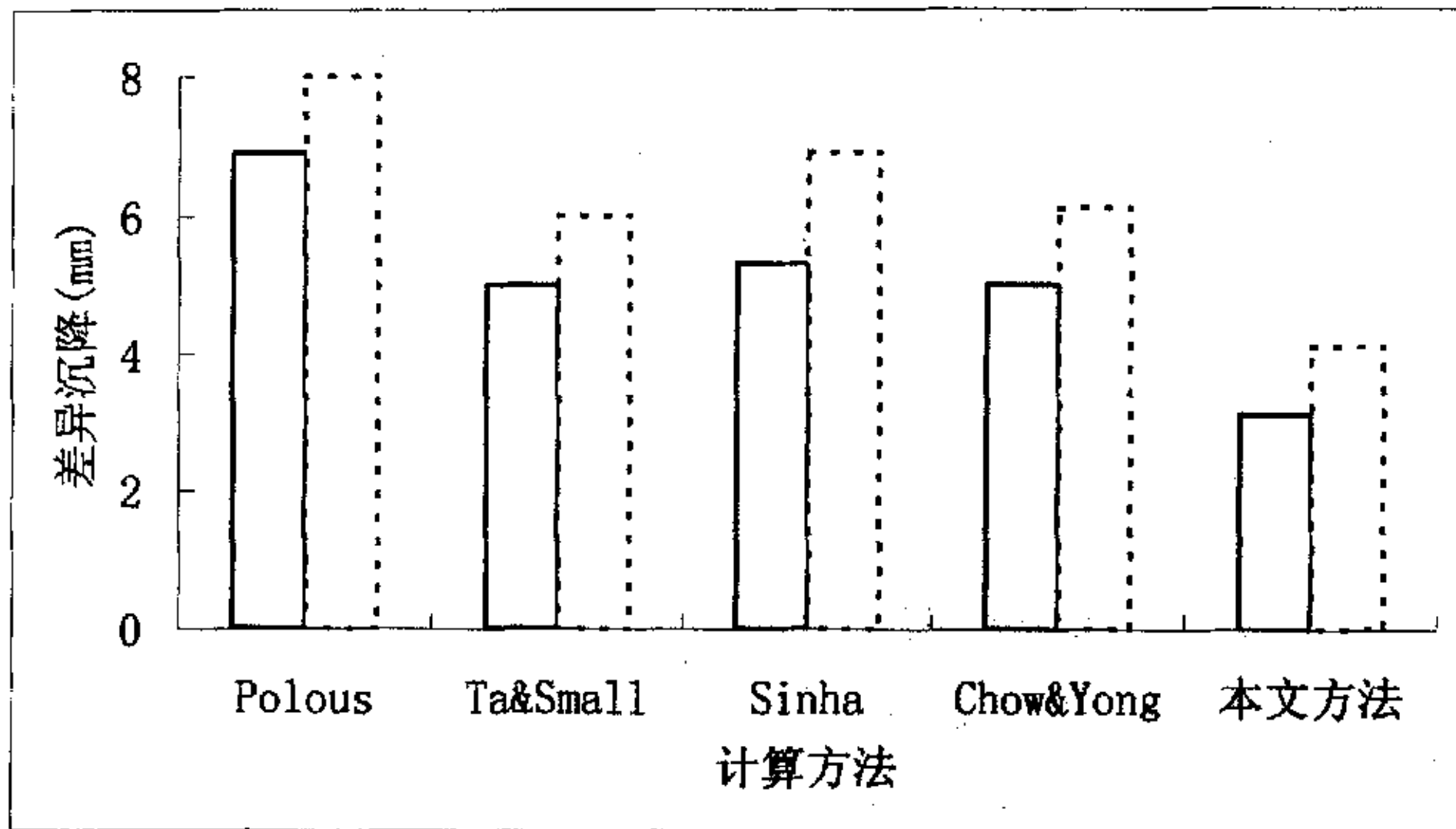
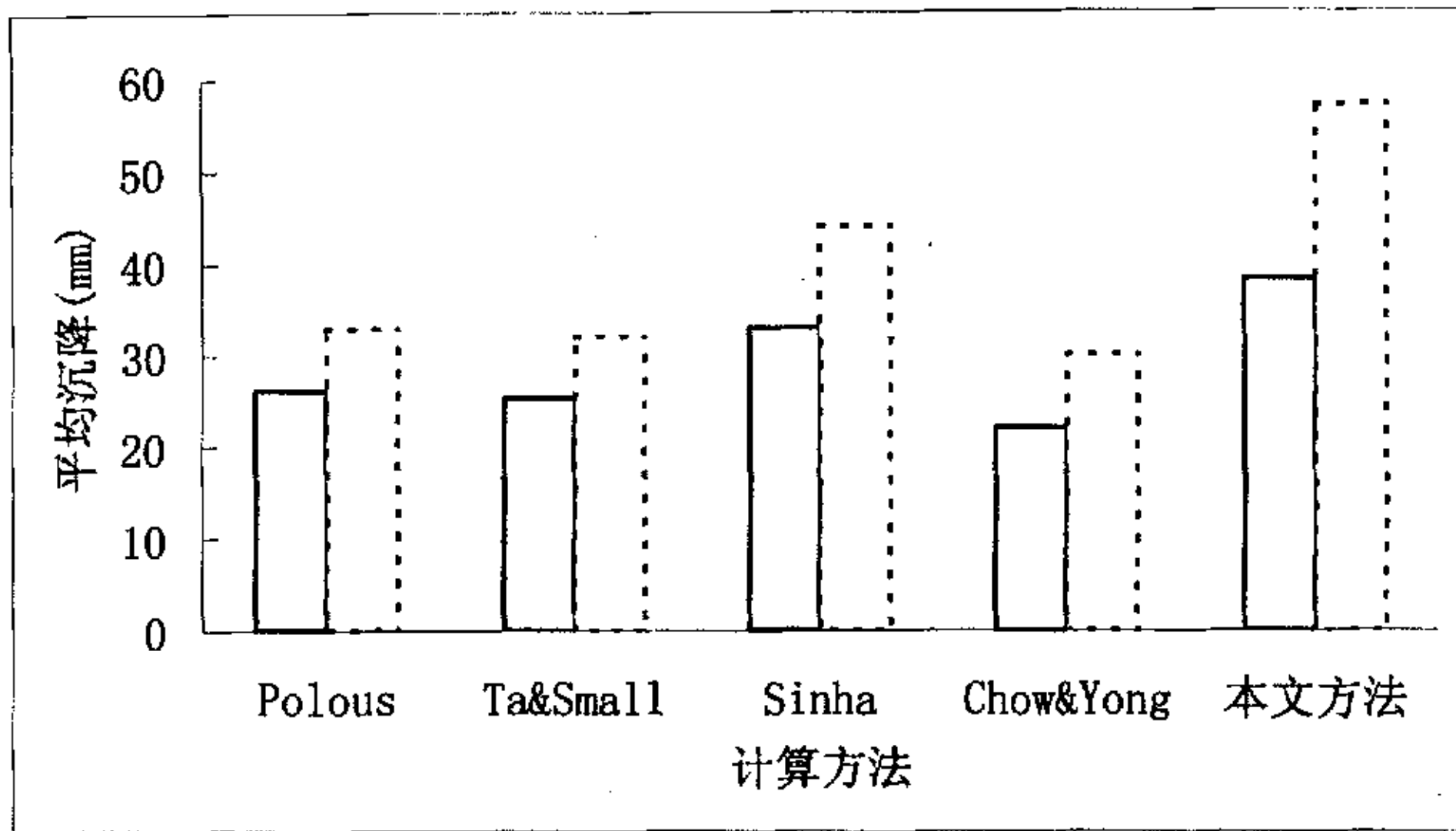


图 3-3 各种方法的计算结果对比 (实线代表情况 1, 虚线代表情况 2)

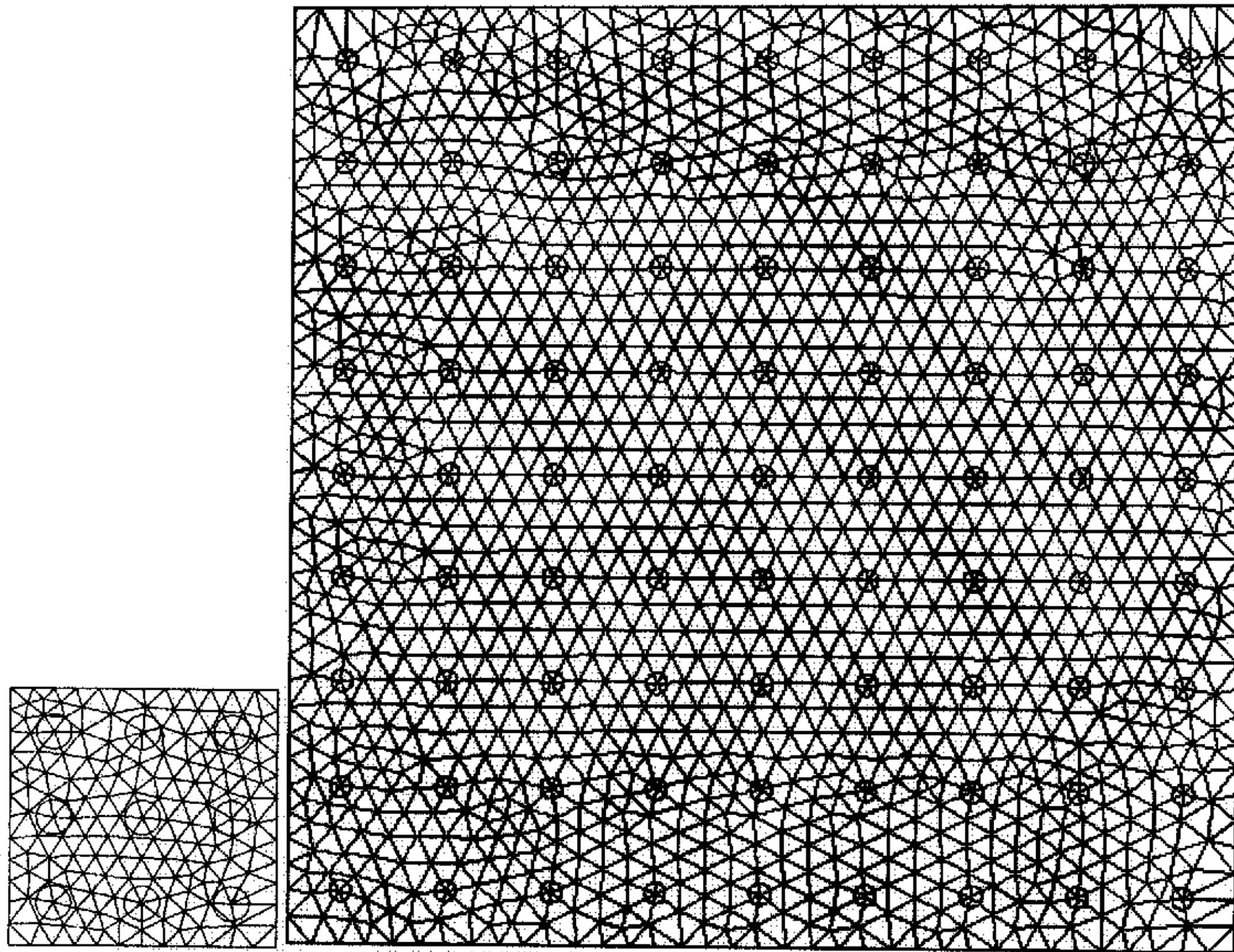
3.2.2 3×3 与 9×9 桩筏基础的研究

Clancy & Randolph 曾在文献[53][54]中提出了一种分析桩筏基础的混合法，该法把有限单元法与荷载传递法结合在一起使用，分析桩与土相互作用时采用单桩的荷载传递法，分析桩与筏相互作用时采用 Mindlin 解，分析筏板时采用板弯曲的有限单元法。根据此法 Clancy & Randolph 对一个 3×3 和一个 9×9 的桩筏基础分别进行了分析。筏板上面作用 1 MPa 的均布荷载，桩、土、筏三者的性质见表 3-2。其中 E_s, ν_s 分别是土的弹性模量和泊松比， E_p, l, r_0 分别是桩身材料的弹性模量、桩长和桩身半径， s 是桩间距， E_r, ν_r, t, a, b 分别是筏板的弹性模量、泊松比、厚度、长度以及宽度。

图 3-4 (a) 和 (b) 分别是桩筏基础的网格剖分图。图 3-5 是 9×9 桩筏基础的沉降等值线，沉降分布形态为“中间大，边缘小”的碟式沉降，由于板厚为 5 米，整体刚度较大，抗弯能力强，因此筏板中心与边缘处的差异沉降较小。

表 3-2 桩土筏三者的物理力学性质参数表

	土		桩		筏板	
3×3	E_s	280MPa	E_p	35000MPa	E_r	35000MPa
	ν_s	0.4	l	20m	ν_r	0.3
			r_0	0.4m	t	0.5m
			s	2m	a	6m
				b	6m	
9×9	E_s	280MPa	E_p	35000MPa	E_r	35000MPa
	ν_s	0.4	l	20m	ν_r	0.3
			r_0	0.4m	t	5m
			s	4m	a	36m
				b	36m	



(a) 3×3 桩筏基础

(b) 9×9 桩筏基础

图 3-4 桩筏基础的网格剖分图

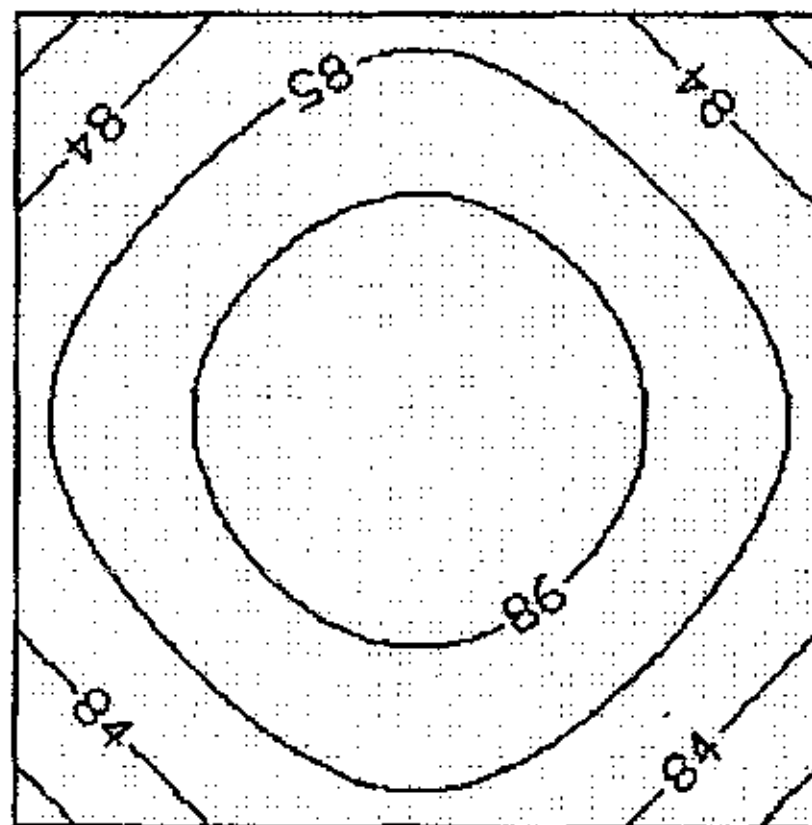


图 3-5 9×9 桩筏基础的沉降等值线 (mm)

表 3-3 3×3 和 9×9 桩筏基础的沉降计算结果

计算方法	平均沉降 (mm)	
	3×3	9×9
Clancy & Randolph	8.03	84
Chow, Yong & Shen	8.02	82
本文方法	8.4	86.8

Chow, Yong and Shen 在文献[55]中对该算例进行了分析, Clancy & Randolph、Chow, Yong and Shen 的计算结果以及本文方法的计算结果见表 3-3 所示的基础平均沉降值。

根据表 3-3 中统计的三种方法的沉降计算结果容易看出, Clancy & Randolph 法与 Chow, Yong and Shen 法的计算结果非常接近, 而本文方法得到的平均沉降比前两种方法稍微大一些, 但误差不超过 6%, 进一步证明本文方法的准确性与可行性。

3.2.3 本文方法与 Poulos 位移法比较

Poulos 位移解是采用明特林 (Mindlin) 公式在半无限弹性体内作用一集中力引起的竖向位移基本解, 通过积分得到单桩的竖向荷载作用下桩土之间的作用力与位移之间的关系, 从而得到桩对桩、桩对土、土对桩以及土对土的共同作用模式, 以解决群桩的分析计算。

Poulos 位移法是将桩身划分为若干单元, 每段单元以荷载代替内力, Poulos 和 Davis 把桩侧剪应力以均匀分布在桩的各单元圆环上的线荷载代替。

Poulos 位移法对单桩和两桩基础的具体分析可参考文献[47], 文献中引用“共同作用系数 α ”的概念, 并将其公式明确地表示为:

$$\alpha = \frac{\text{单位荷载下由于邻桩引起的附加沉降}}{\text{单位荷载下自身的桩顶沉降}} \quad (3-9)$$

对于尺寸完全相同的 n 根桩组成的群桩, 任意一根桩 k 的沉降 S_k 可以用下式表示:

$$S_k = \rho_1 \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (P_j \cdot \alpha_{kj}) + \rho_1 \cdot P_k \quad (3-10)$$

式中: P_j ——桩 j 上的荷载;

α_{kj} ——桩 k 和桩 j 之间的共同作用系数;

式 (3-10) 给出是 n 个位移方程, 再利用竖向力的平衡条件, 还可以得到方程:

$$P_G = \sum_{j=1}^n P_j \quad (3-11)$$

式中: P_G ——群桩上的总荷载;

这样共有 $n+1$ 个方程式, 可以对如下两个简单的问题作出解答:

- ① 所有桩上的荷载相等, 这种情况适用于绝对柔性的承台板;
- ② 所有桩顶的沉降相等, 这种情况适用于绝对刚性的承台板。

若按第①种情况, 则 $P_j = P_G/n$, 可以直接按照式 (3-10) 计算桩群中每根桩的沉降以及桩与桩之间的差异沉降; 若按第②种情况, 要使按式 (3-10) 计算得到的每根桩的沉降 S_k 都相等, 联立式 (3-11) 得到 $n+1$ 个方程, 求解即可得到桩群中的未知荷载和桩群的桩顶沉降。

以文献 [47] 中的说明性例题为例，研究本文方法与 Poulos 位移法在沉降计算结果上的不同。如图 3-6 所示的独立式桩群，由六根 12 英寸（1 英寸=25.4 毫米）直径的钢筋混凝土桩所组成，打入厚层的中等粘土中，并承受总共 300 吨的荷载。桩的长径比 $L/d = 25$ ，桩间距为 $5d$ 。

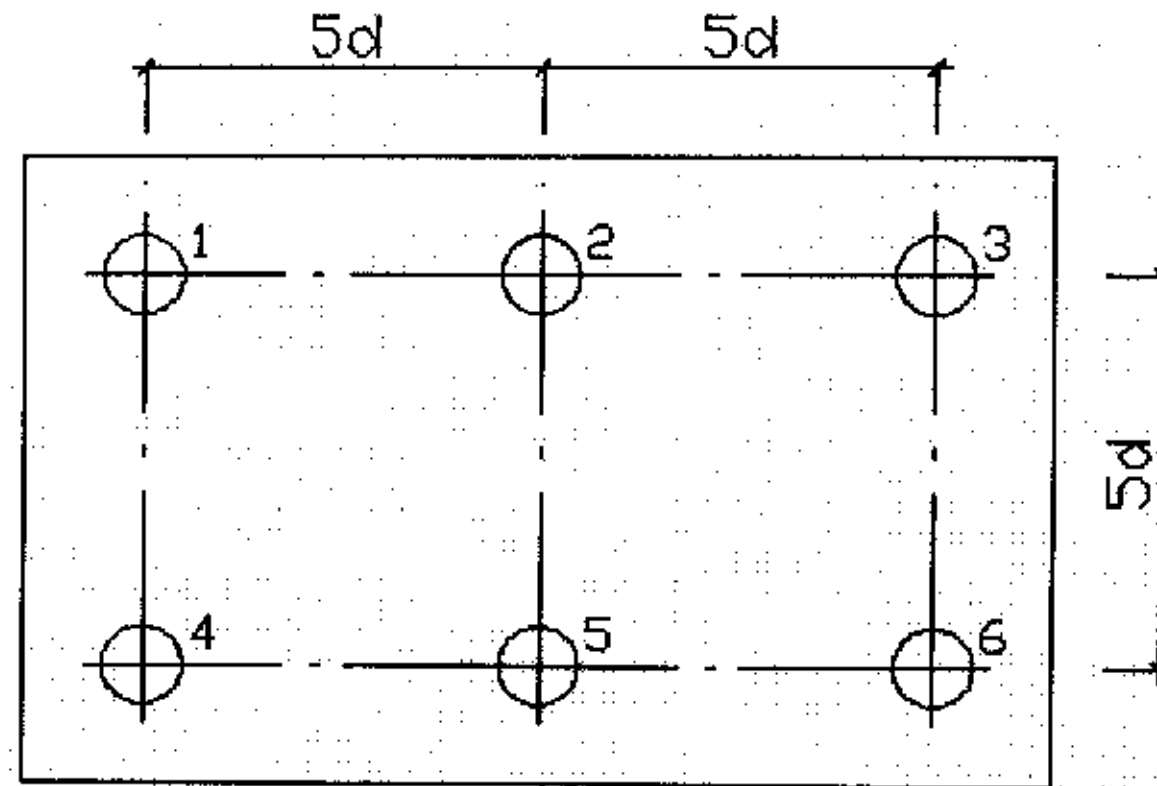


图 3-6 基础桩位图

桩 1、3、4、6 功能相同，称为 A 型桩；桩 2 和 5 功能相同，称为 B 型桩。在 A 型及 B 型桩上的荷载分别为 P_A 及 P_B 。以桩 1、2、3 所在剖面为研究对象，对比分析两种方法的计算结果。

一、当承台是绝对刚性时，基础整体下沉，那么所有桩顶的沉降值是相等的，Poulos 位移法计算得到的沉降是 42.2mm，本文方法的沉降量是 42.6mm，两者得到较好的吻合。图 3-7 是两种方法得到的桩顶反力对比，可以看出，本文方法得到的角桩的桩顶反力相对较小，而中间桩的相对较大，整体趋势比较平缓。

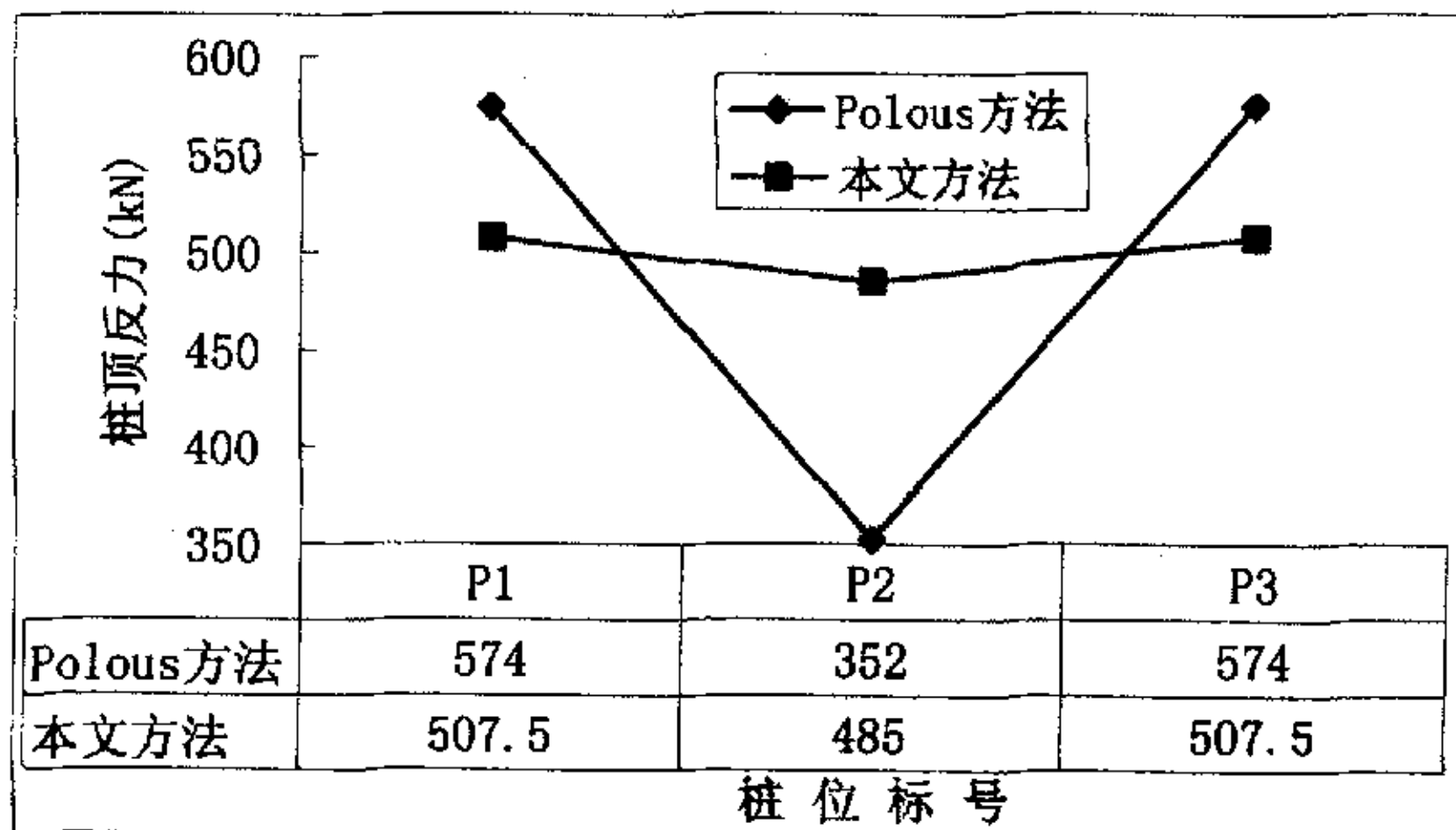
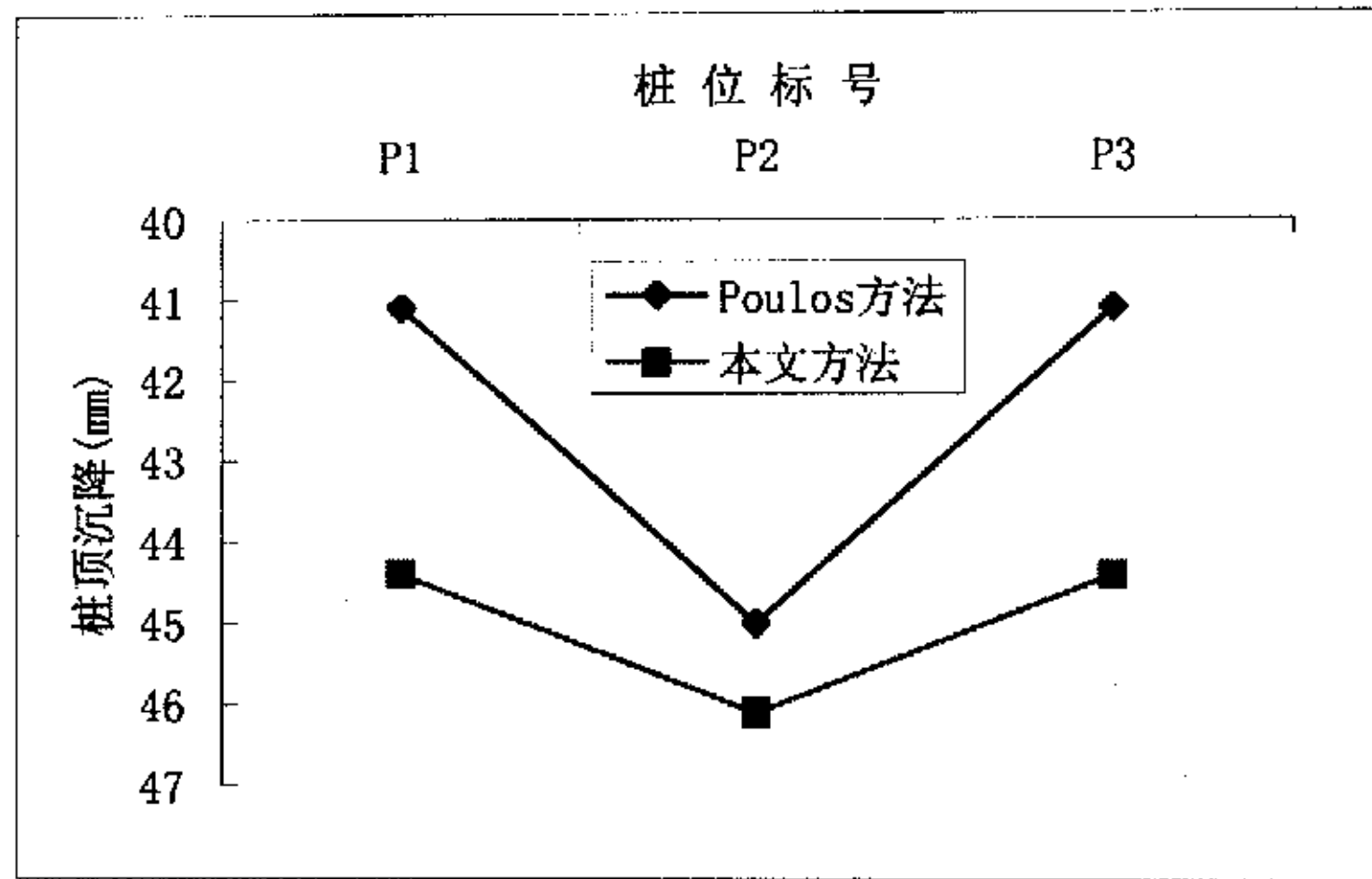
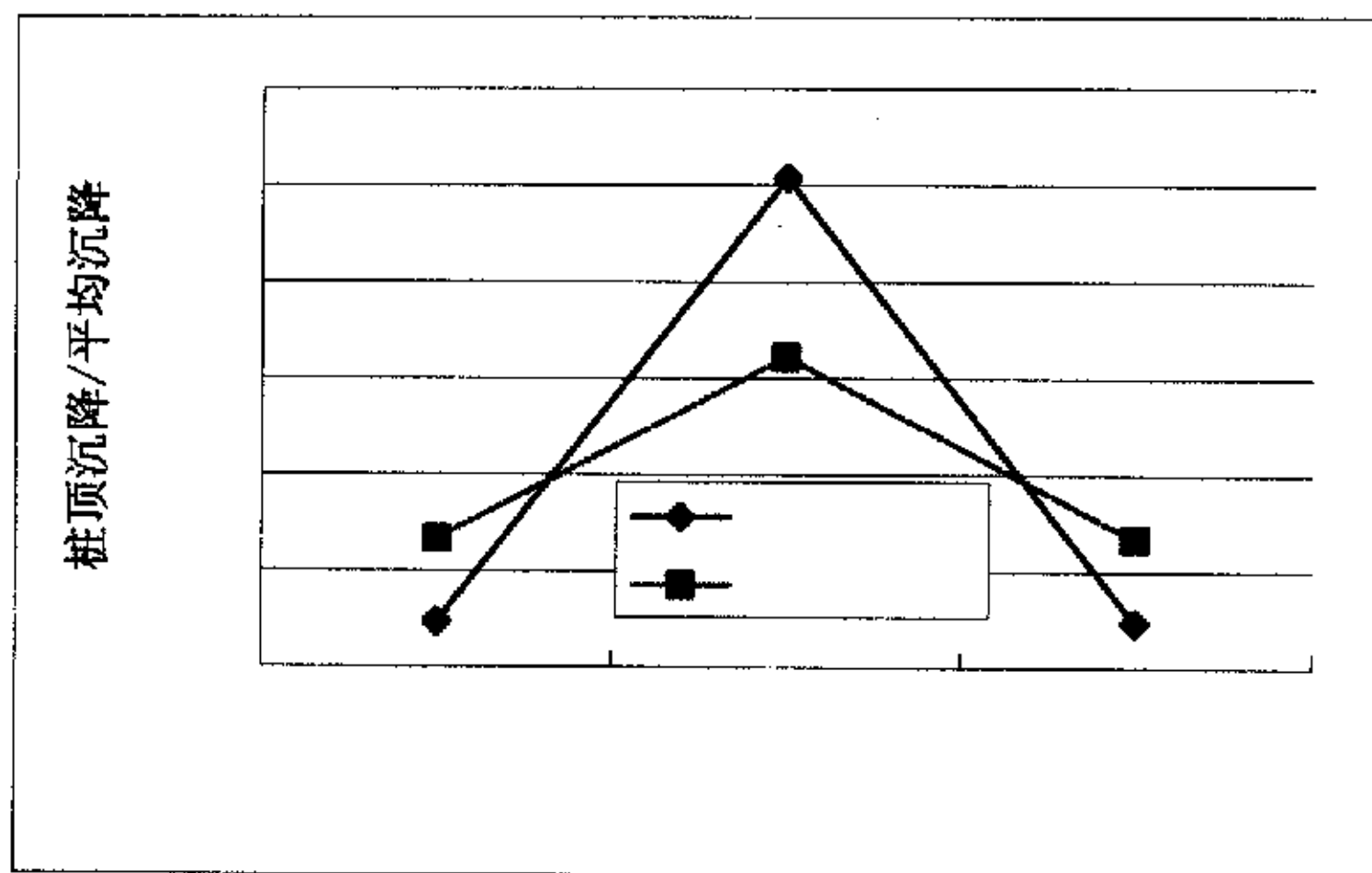


图 3-7 两种方法的桩顶反力

二、当承台是绝对柔性时，各桩均分上部荷载，所有桩顶荷载是相等的，即各桩桩顶荷载均为 500kN，图 3-8 (a)是两种方法计算得到的桩顶沉降的分布，图 3-8(b)是桩顶沉降与平均沉降之比分布。从图中可以看出，本文方法计算到出的沉降值为 46.1mm，要比 Poulos 位移法的结果（45mm）稍微大出一点，但基本吻合；而本文方法计算得到的基础沉降分布比较均匀，桩与桩之间的差异沉降则较小。



(a) 桩顶沉降分布



(b) 桩顶沉降与平均沉降之比

图 3-8 两种方法计算的结果对比

三、原因分析

本文方法和 Poulos 位移法是基于 Mindlin 弹性理论解的两种不同的计算桩基沉降的方法，本文方法是基于 Mindlin 应力基本解进行积分推导出的结果，以求出地基中任一点的总附加应力 σ_z 为出发点，通过计算所有桩上的荷载在该点处引起的附加应力，将每根桩产生的附加应力进行叠加，就得到总附加应力，最后通过分层总和法求得最终沉降；而后者是基于 Mindlin 位移基本解进行积分推导出的结果，以求出每根桩的总沉降为出发点，通过计算一根桩上的单位荷载在另一根桩产生的附加竖向位移（即竖向位移影响系数），将每根桩上的荷载对该桩产生的附加竖向位移进行叠加，再加上该桩本身分担的荷载引起的竖向位移，即得到该桩的最终桩顶位移。

从以上的分析说明中可以看出，本文方法是以求出总的附加应力为基础，再根据分层总和法算沉降，而分层总和法计算得到的沉降值的大小与压缩层厚度密切相关，规范中压缩层的厚度一般取为附加应力为自重应力的 0.2 倍处，即 $\sigma_z = 0.2\sigma_{cz}$ 处，附加应力叠加的

结果是任一点处的附加应力 σ_z 都相应增大, 而该点处的自重应力不变, 那么压缩层的下限便会地基深处移动, 这样压缩层厚度相应增大, 计算出的总沉降便相应增大。与 Poulos 位移法相比, 这就是本文方法得到的沉降偏大的一个原因。

3.2.4 本文方法与 W.Y.Shen 的方法和实测结果的比较

W.Y.Shen, Y.K.Chow and K.Y.Yong 曾提出基于 Minlin 弹性理论解实现桩筏共同作用的方法^[55], 其中土被当在各向同性弹性半空间体, 桩—桩以及桩—筏之间的相互作用根据 Minlin 弹性理论解来模拟, 基础变形和桩侧剪力都用有限数列表示, 根据最小势能原理采用有限差分法对桩筏共同作用系统进行分析。W.Y.Shen 的方法是基于 Minlin 弹性理论解实现桩筏共同作用, 本文方法是基于 Geddes 应力解实现桩筏共同作用, 前者是采用有限差分法实现, 本文是采用有限单元法实现, 而且两种方法都能考虑到桩与桩之间的相互作用, 在很多地方具有相似之处, 因此将之引用过来进行比较。

Koizumi & Ito 在 1967 年做的一个 3×3 桩筏基础的模型试验, 试验得到荷载与沉降的关系曲线以及桩筏分担的荷载比随荷载的变化趋势, 该试验数据被 W.Y.Shen, Y.K.Chow and K.Y.Yong 引用过来进行计算并比较分析。该基础的物理力学参数是: 9 根钢管桩长 5.55m, 外径 300mm, 壁厚 3.2mm, 桩间距为 6 倍桩径, 正方形筏板基础的边长为 2.7m, 板厚 0.45m。均质粘土在桩顶处的剪切模量为 4.8 MPa , 沿深度呈线性增长, 桩端处的剪切模量为 7.8 MPa , 土泊松比 0.5。本文取桩端向下 $2/3$ 的桩长处的剪切模量 6.8 MPa , 并根据弹性力学中剪力模量与弹性模量的换算关系, 求得该点处的弹性模量为 20.4 MPa 。

图 3-9 是本文方法、Shen 的方法以及实测得到的荷载~沉降关系曲线, 从图中可以看出, 本文方法的沉降分析结果稍大, 但整体趋势与 Shen 方法以及实测结果比较吻合, 证明本文方法的合理性与准确性。

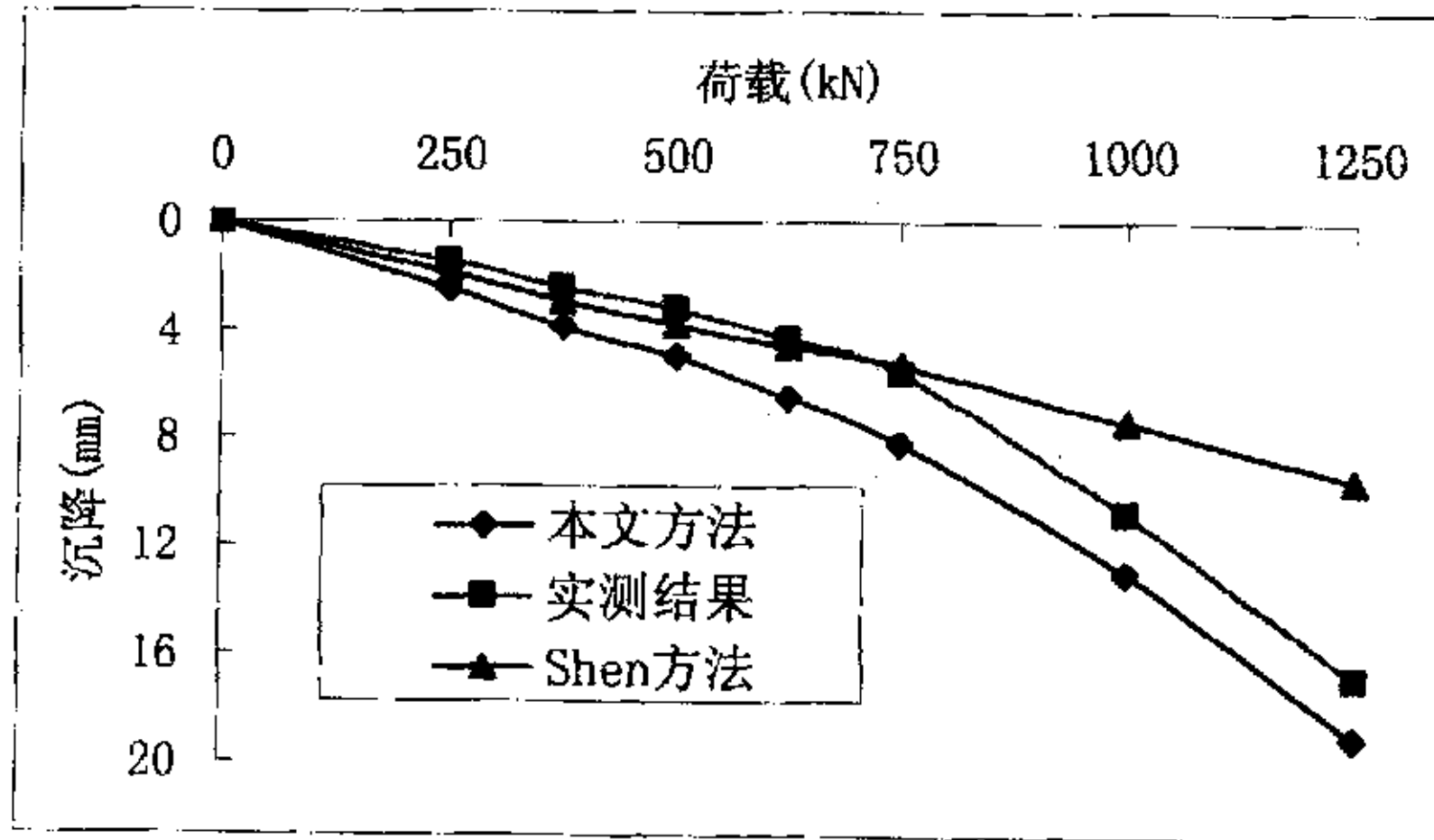


图 3-9 荷载关系曲线

本节小结

以前人的桩筏理论计算实例为参考, 本节对多个桩筏基础进行了计算分析, 并与各种方法的计算结果进行了对比, 不论是基础沉降还是桩顶反力的分布都得到较好的吻合, 表明本文提出的基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析法分析桩筏基础的准确性。

3.3 桩筏基础受力变形的规律分析

本文提出的桩筏共同作用分析法不但能够分析均质土地基,同样可以考虑分层土情况,下面以一个具体的工程为例,详细分析筏板厚度、筏板弹性模量、桩长、桩距、地下水位埋深、土的泊松比以及荷载分布形式变化时,基础沉降、桩顶反力的变化规律,并与前人得到的结果对比,从而得出规律性的认识。

3.3.1 工程概况

某方形桩筏基础,下面布置81根预制方桩,桩的截面尺寸为 $400 \times 400 \text{mm}^2$,桩长20m,桩间距取1.2m,按照表3-4所给的土层地质资料算得的单桩承载力设计值400kN。天然地面标高为5.05m,地下水埋深0.5米,土的泊松比取0.4。基础板宽10.6m,板厚为 t ;上部荷载总值26000kN,为均布荷载,其值为 $q = \frac{26000}{10.6 \times 10.6} = 231 \text{kN/m}^2$ 。因为基础边界、荷载分布与桩位均完全对称,取桩筏基础的四分之一进行研究,桩筏基础平面图见图3-10。

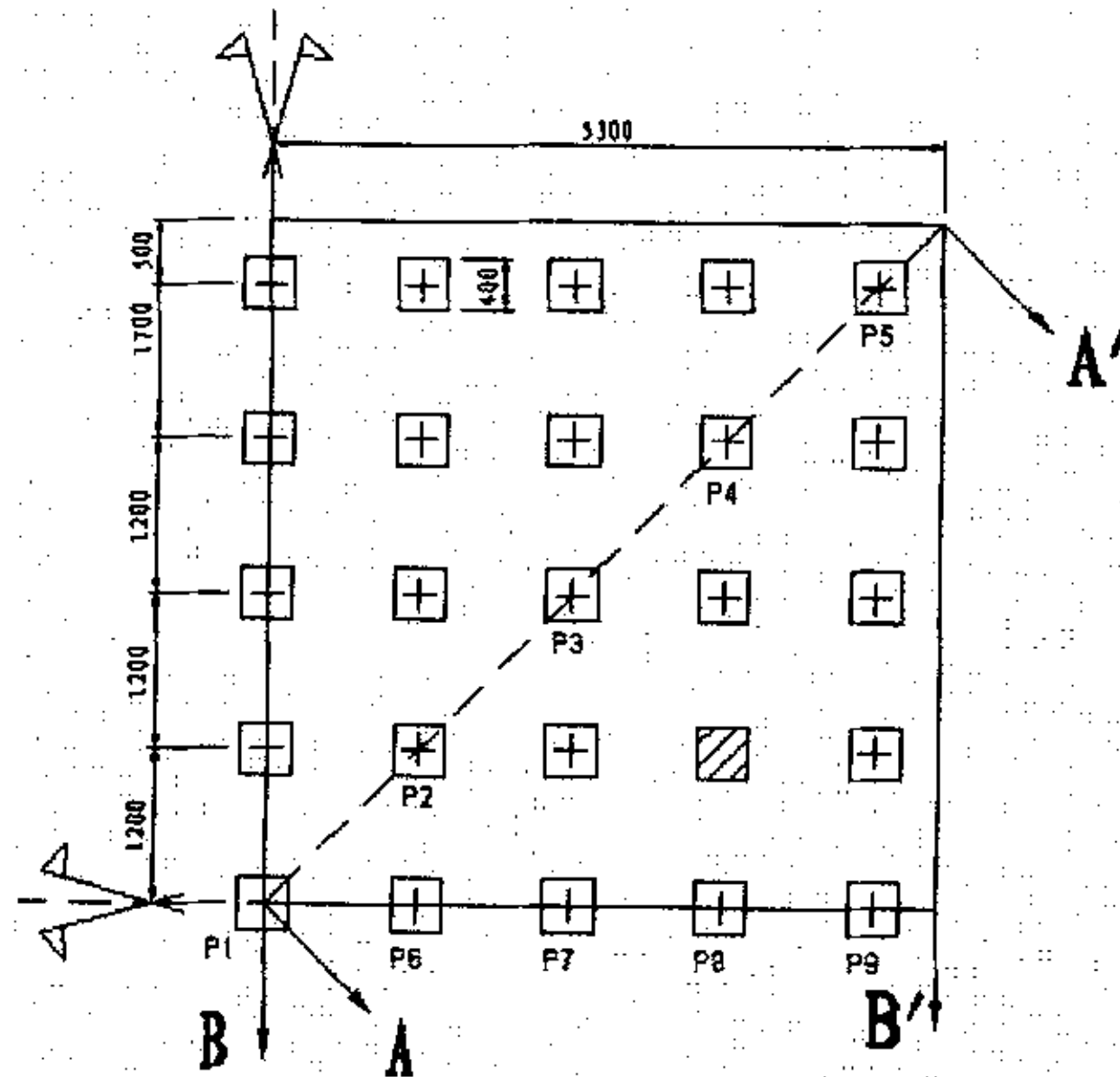


图3-10 桩筏基础平面图

表 3-4 土层参数表

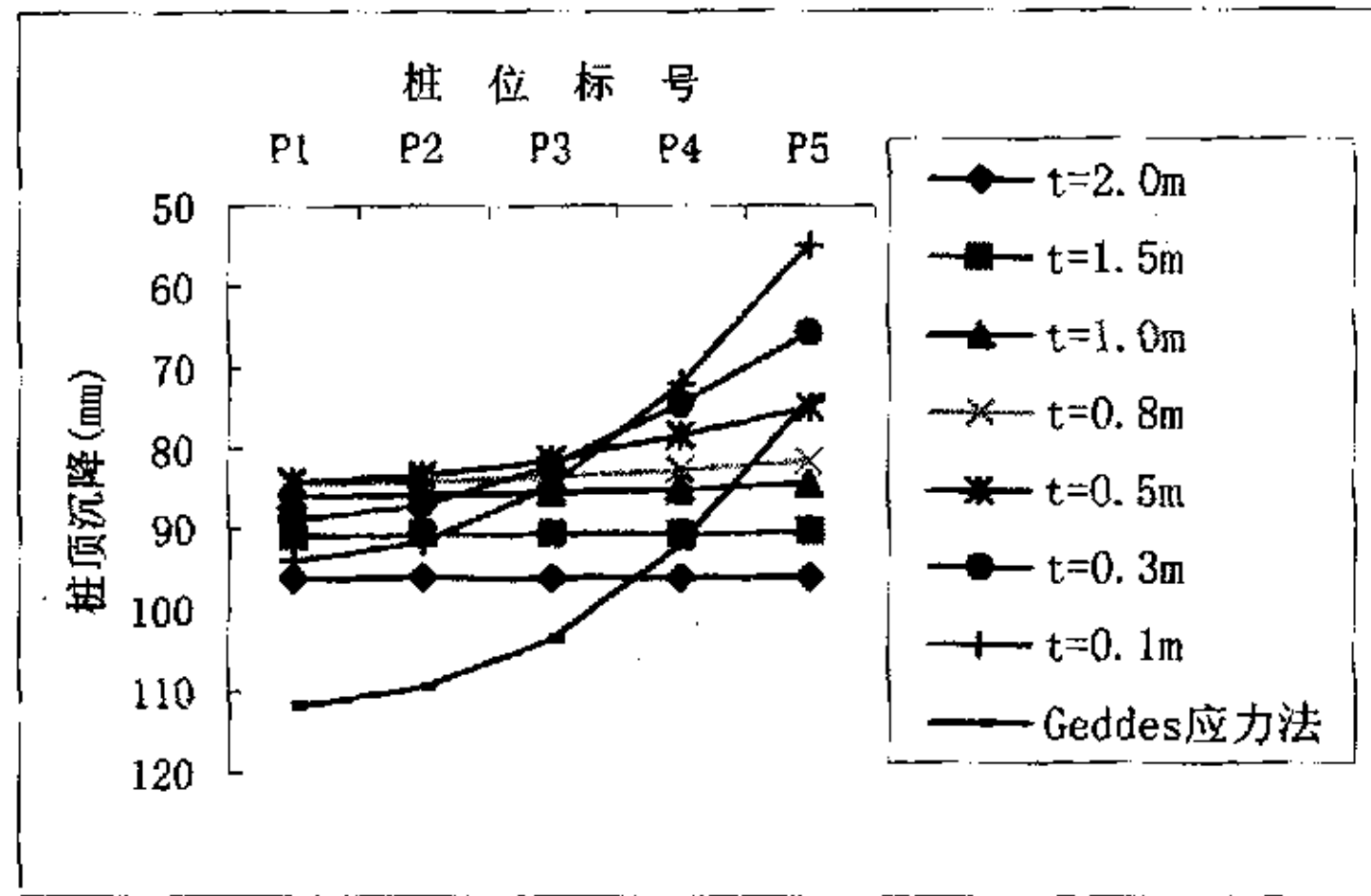
层号	土层名称	层厚(m)	天然重度 (kN/m^3)	桩侧摩阻 力标准值 f_s (kPa)	桩端阻力 标准值 f_p (kPa)	压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	E_s (MPa)
1-1	填土	1.32	18				
2-1	粘土	1.5	18.8	15		4.99	
2-2	粘土	0.6	17.3	15		2.64	
3	淤泥质粉质粘土	3.2	17.2	15		2.9	
4-1	淤泥质粘土	6.9	16.9	15		2.27	
4-2	粉质粘土	0.8	18.7	30		8.83	
4-3	淤泥质粉质粘土	3	17.5	25		2.69	

5-1a	粘土	4.6	17.6	27	650	3.18	3.5
5-1b	粉质粘土	2.8	17.9	35	750	4.34	6
6	粉质粘土	3	19.5	60	1000	7.02	9.5
7-1	砂质粉土	5.6	18.8		1500	10.75	22
7-2	粉砂	17	18.9		2000	12.85	32

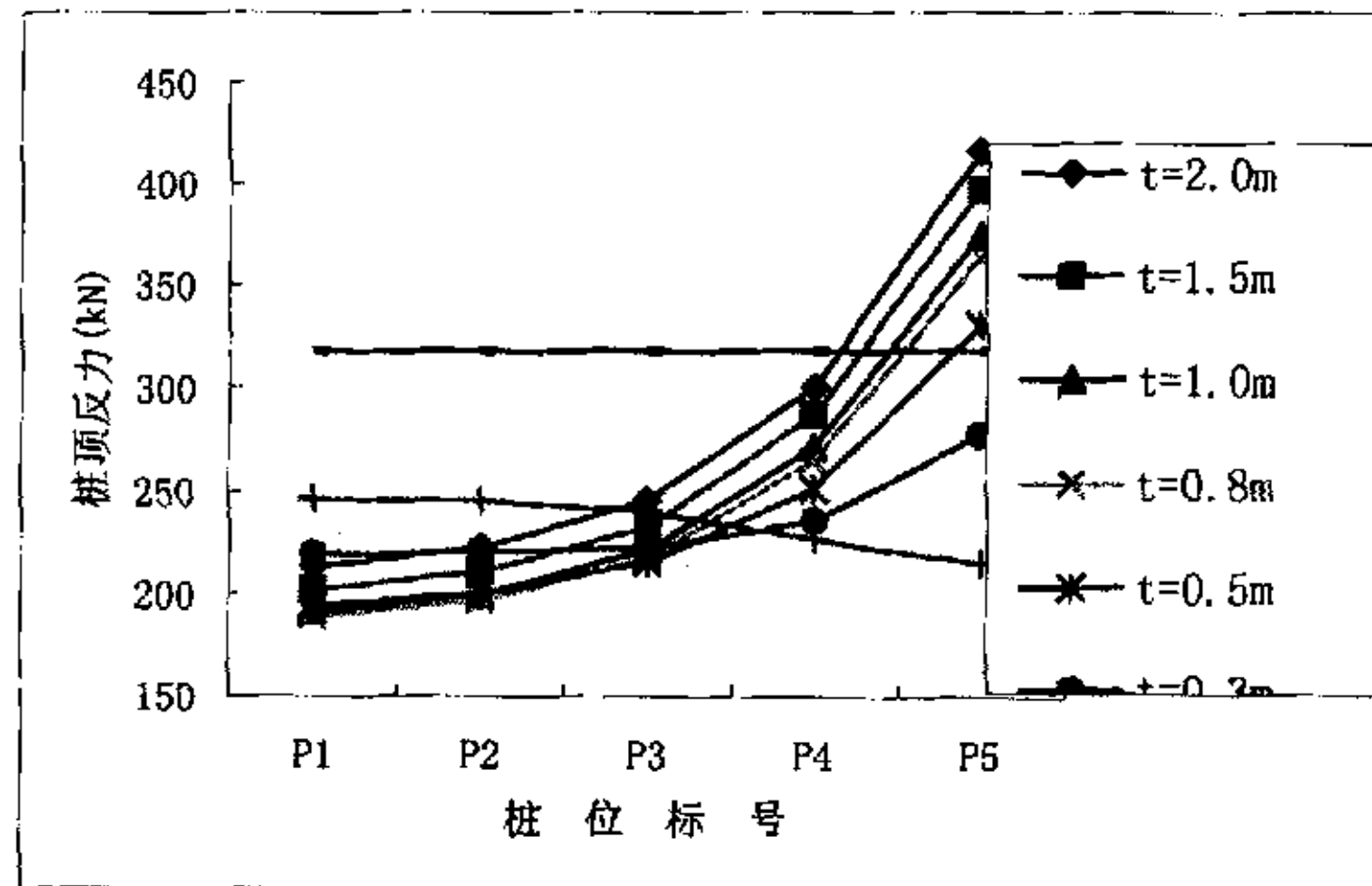
3.3.2 基础沉降、桩顶反力的性状分析

一、基础板厚度对桩顶沉降与桩顶反力的影响

取截面 $A-A'$ 为研究对象, 经计算分析整理可得桩顶沉降与桩顶荷载的分布规律随基础板厚度 t 变化的规律, 图 3-11(a)、(b)所示分别是基础板厚度 t 取 0.1m, 0.3m, 0.5m, 0.8m, 1.0m, 1.5m, 2.0m 时桩顶沉降和桩顶反力的分布图。



(a) 桩顶沉降随板厚的变化



(b) 桩顶反力随板厚的变化

图 3-11

取板和土的弹性模量分别为 30000Mpa 和 20Mpa, 土的泊松比取 0.4, 当板厚为 t 变化时, 可以根据 (3-8) 式计算出板的相对刚度, 见表 3-5:

表 3-5 板厚与板的相对刚度

t (m)	0.1	0.3	0.5	0.8	1.0	1.5	2.0
刚度 K_R	0.0005	0.012	0.056	0.23	0.45	1.52	3.59

由图 3-11 (a)可以看出：①板厚确定后，当板的刚度不太大（即板厚不太大）时，整个筏板的沉降呈盆式沉降，即：板中心沉降最大，越向板边缘靠近，沉降越小；②当板较厚，尤其板厚达到 1.5m 以上时，整个板各处的沉降值几乎相等，呈整体下沉趋势，这就是刚性基础板的一个特征，说明此时的基础板已经近似于一块绝对刚性板，此时板的相对刚度 $K_R = 1.52 > 1$ ；③板越厚，基础总体沉降值越大，这是因为板越厚，基础自重越大，则基础的附加荷载越大，从而造成总沉降越大；④板越厚，沉降越均匀，差异沉降越小，这说明大刚度的板对调节基础差异沉降效果显著。

由图 3-11 (b)可以看出：①桩顶反力分布为中间小，两边大，呈马鞍形，随板厚度增加，这种分布规律更加明显；②板越厚，基础自重荷载越大，从而桩顶反力越大。

对于板厚 $t = 0.1m$ 的情况，不论是基础沉降还是桩顶反力都呈现出与众不同的特点：①基础板的差异沉降非常大，板中心点处的沉降比厚 1.5m 的板还要大，而边缘处的沉降值则比较合理；②桩顶反力的分布比较均匀，稍微呈现出中心桩最大，越靠近边缘越小的趋势。这两个特点都与图中无刚度板的沉降与反力分布趋势相同（只是不论沉降值还是反力值都小于无刚度板，说明厚 0.1m 的板刚度非常小，近乎一个绝对柔性的板，其抵抗变形的能力非常低，没有调整整个基础使其协调变形的能力。

根据图 3-11(b)中的数据，可以求出在不同板厚情况下各桩的桩顶反力与平均桩顶反力的比值 $P:P_{av}$ ，其分布规律见图 3-12。板厚 t 取 2.0m, 1.5m, 1.0m 和 0.8m 时曲线基本上是重合的，说明这四种厚度板的工作性质是相似的，都表现出刚性板的特征。

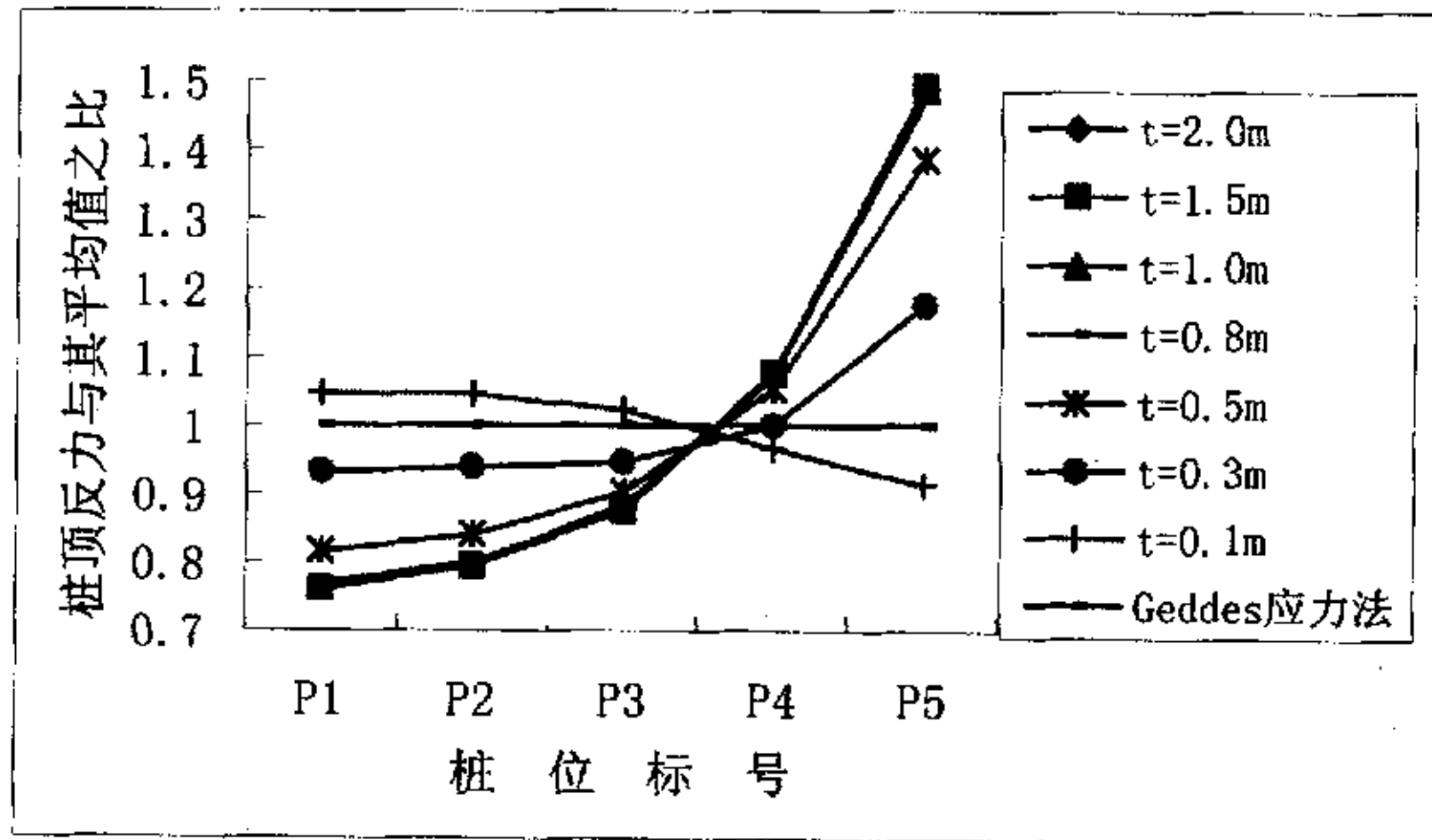


图 3-12 桩顶反力与平均桩顶反力之比随板厚度的变化

二、桩距对基础沉降、桩顶反力的影响

在其他条件保持不变的情况下，改变桩间距 S_0 ，则桩筏基础的受力情况会有所改变，

图 3-13 是当桩间距 $S_0 = 3d, 4d, 5d, 6d$ 时，也就是 $S_0 = 1.2m, 1.6m, 2.0m, 2.4m$ 时基础沉降

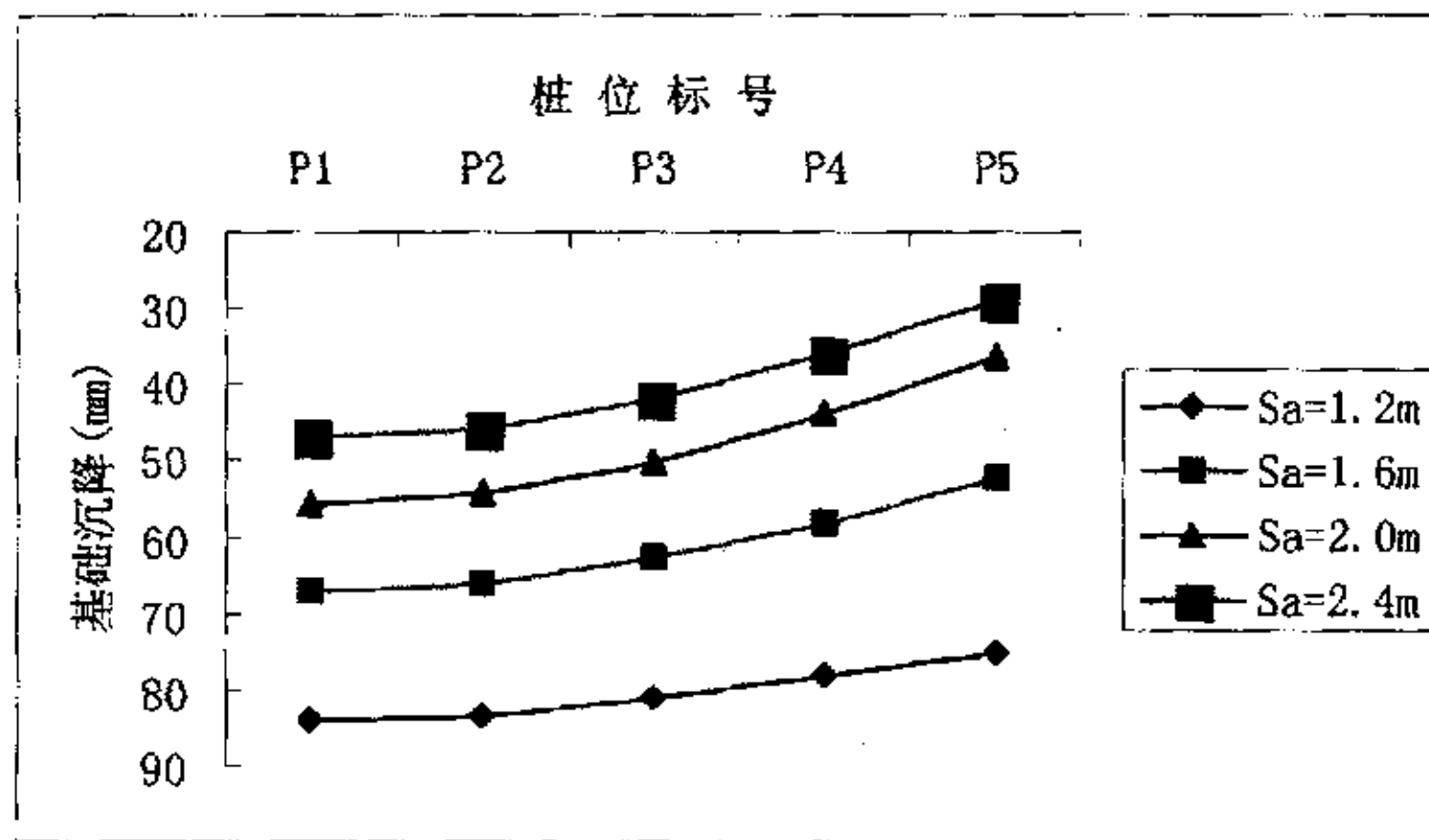
和桩顶反力的变化。

可以看出，基础沉降随桩间距的减小而增大，这是由于随着间距的增大，桩与桩之间的相互影响变小的缘故；当桩间距小于 2 米(5 倍的桩径)时，桩顶反力呈“角桩最大，边桩次之，中心桩最小”的规律，这与弹性板或刚性板得到的规律是一致的；而当桩间距大于 5 倍的桩径时，中心桩的桩顶反力最大，角桩最小，表现出柔性板的工作性质；当桩间距等于 5 倍的桩径时，桩顶反力的分布几乎呈一条直线，所有桩的桩顶反力都相等。这种分布规律可以用式 (3-8) 所示的筏板的相对刚度来解释，当取板和土的弹性模量分别为 30000MPa 和 20MPa，土的泊松比取 0.4，当板的宽度 B 变化时，可以根据 (3-8) 式计算出板的相对刚度，见表 3-6：

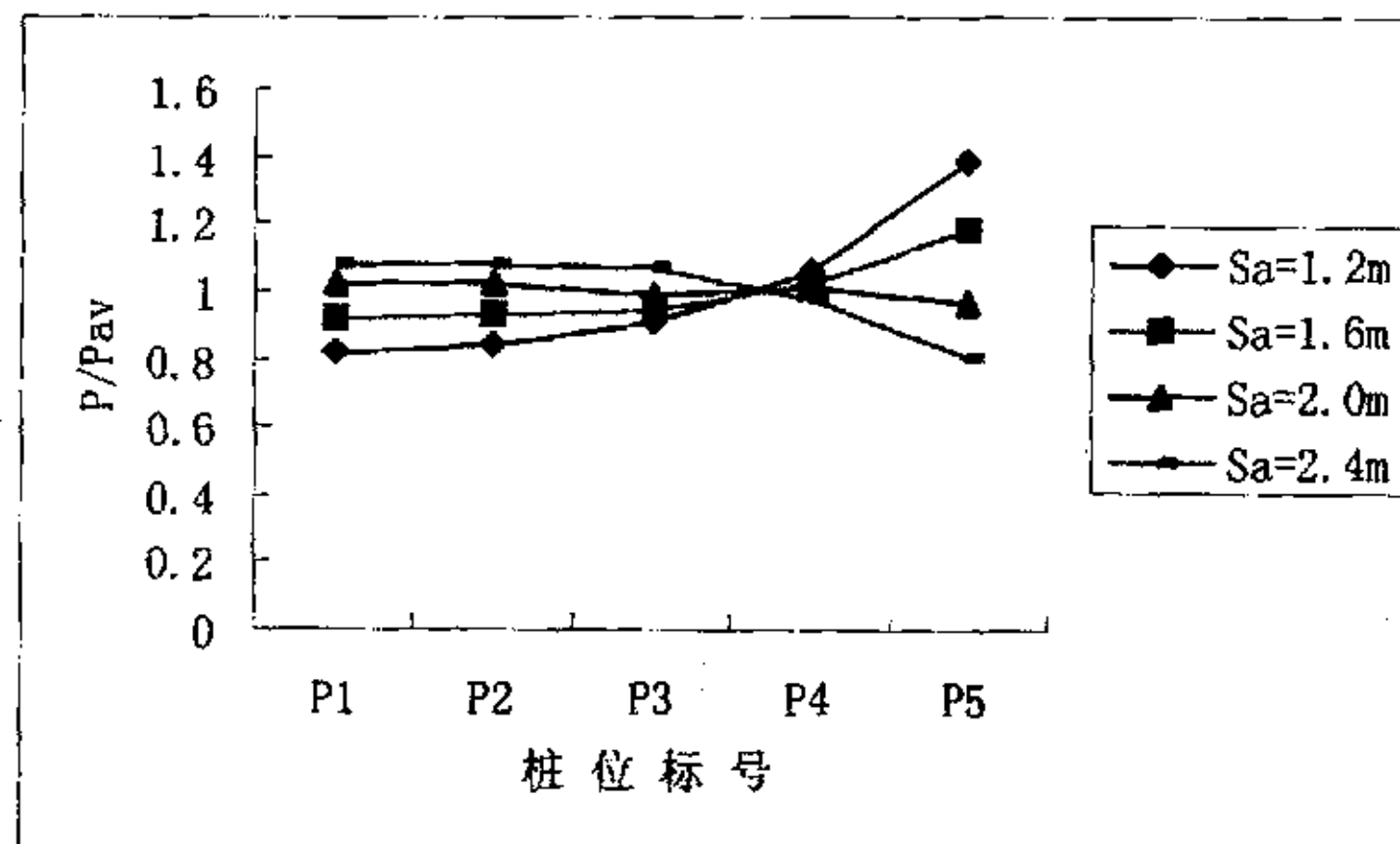
表 3-6 板宽与板的相对刚度

B (m)	10.6	13.8	17	20.2
K_R	0.037	0.017	0.01	0.005

因为当筏板的相对刚度 $K_R \geq 0.01$ 时就具有一定的刚度，当 $K_R < 0.01$ 时表现出的是绝对柔性板，因此图 3-13(b) 中的计算结果与赵锡宏的理论结果是一致的。



(a) 基础沉降随桩间距的变化



(b) 桩顶反力随桩间距的变化

图 3-13

三、基础板的弹性模量对沉降和桩顶反力的影响

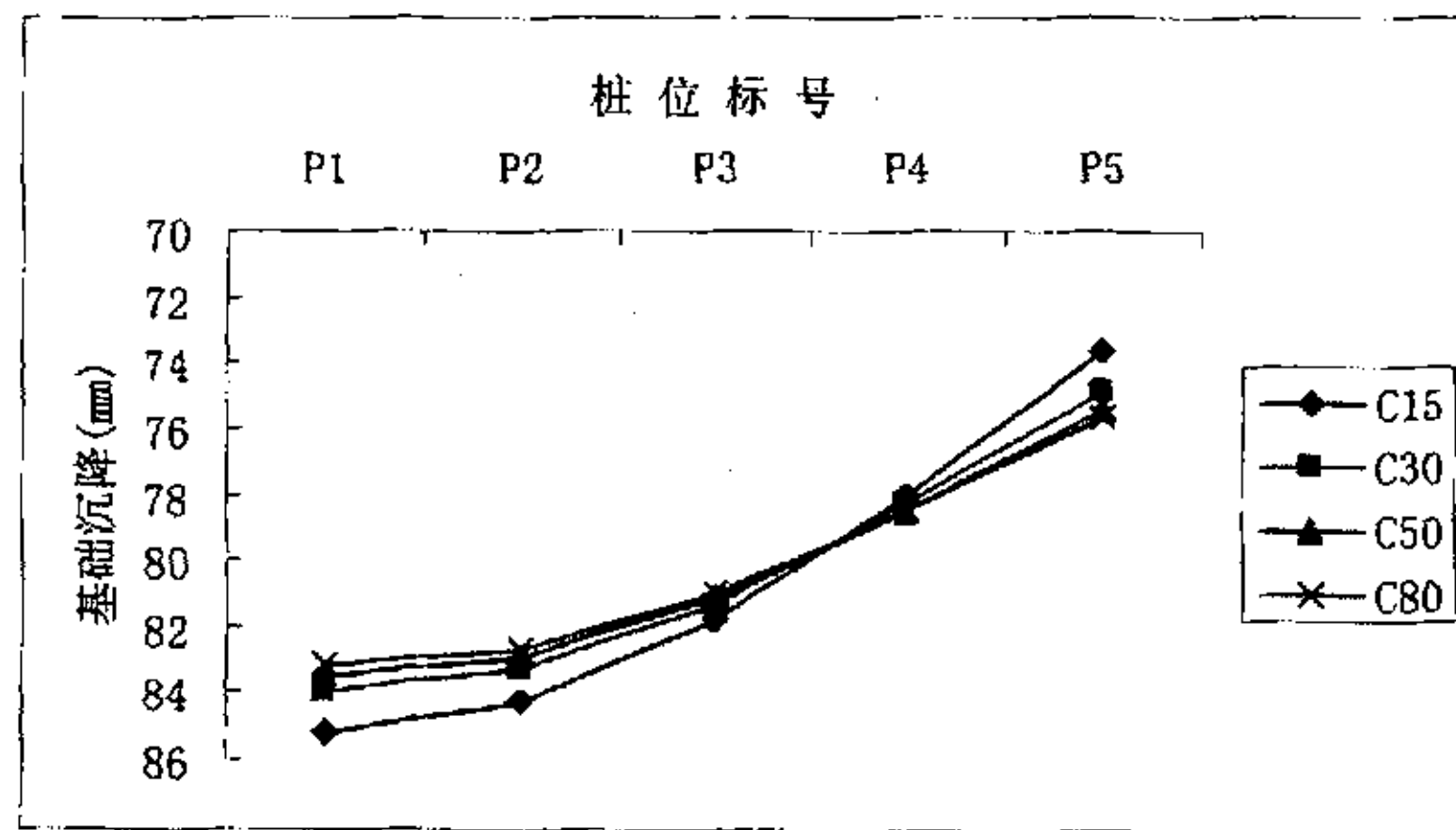
由基础板的抗弯刚度公式 $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ 可知，基础板的刚度矩阵与板的厚度 t 、板

材料的泊松比 ν 和弹性模量 E 有关系，这里取 $t = 0.5m$ ， $\nu = 0.2$ ，研究弹性模量的变化。混凝土的强度等级对应的弹性模量见表 3-7³。

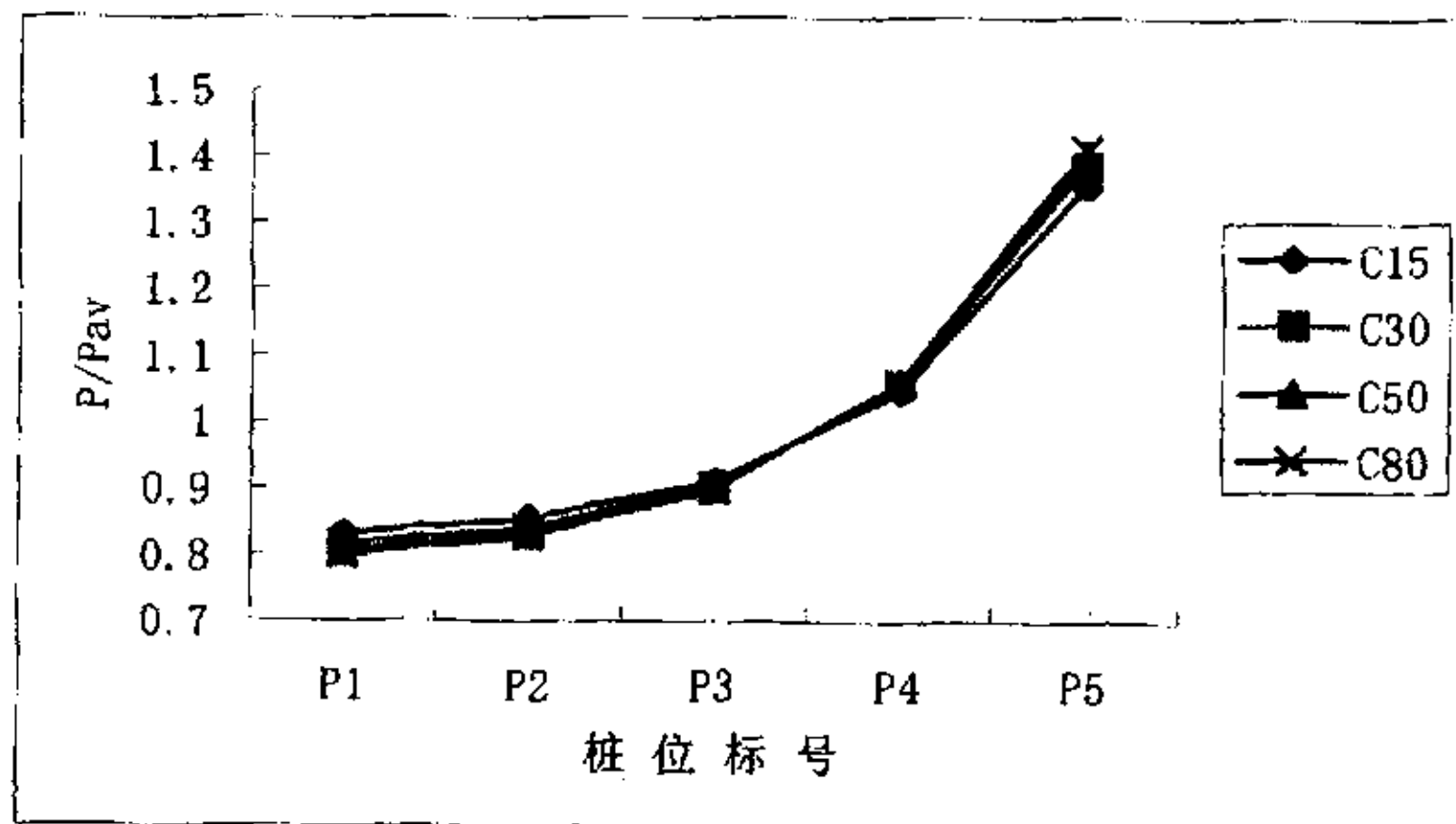
表 3-7 混凝土弹性模量 ($\times 10^4 N/mm^2$)

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.2	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

当基础板的材料采用强度等级为 C15, C30, C50, C80 的混凝土时，基础沉降和桩顶反力的变化见图 3-14。可以看出，当混凝土强度等级从低到高变化时，基础边缘与基础中心点处的差异沉降逐渐变小，角桩与中心桩的桩顶反力差别逐渐变大，这说明随着混凝土强度等级的升高，板的刚度越来越大，表现出向刚性板发展的趋势，只是仅仅由基础板弹性模量的变化，还不足以对筏板的相对刚度有太大的影响，所以基础沉降和桩顶反力的变化也不是非常明显。



(a) 基础沉降随混凝土标号的变化



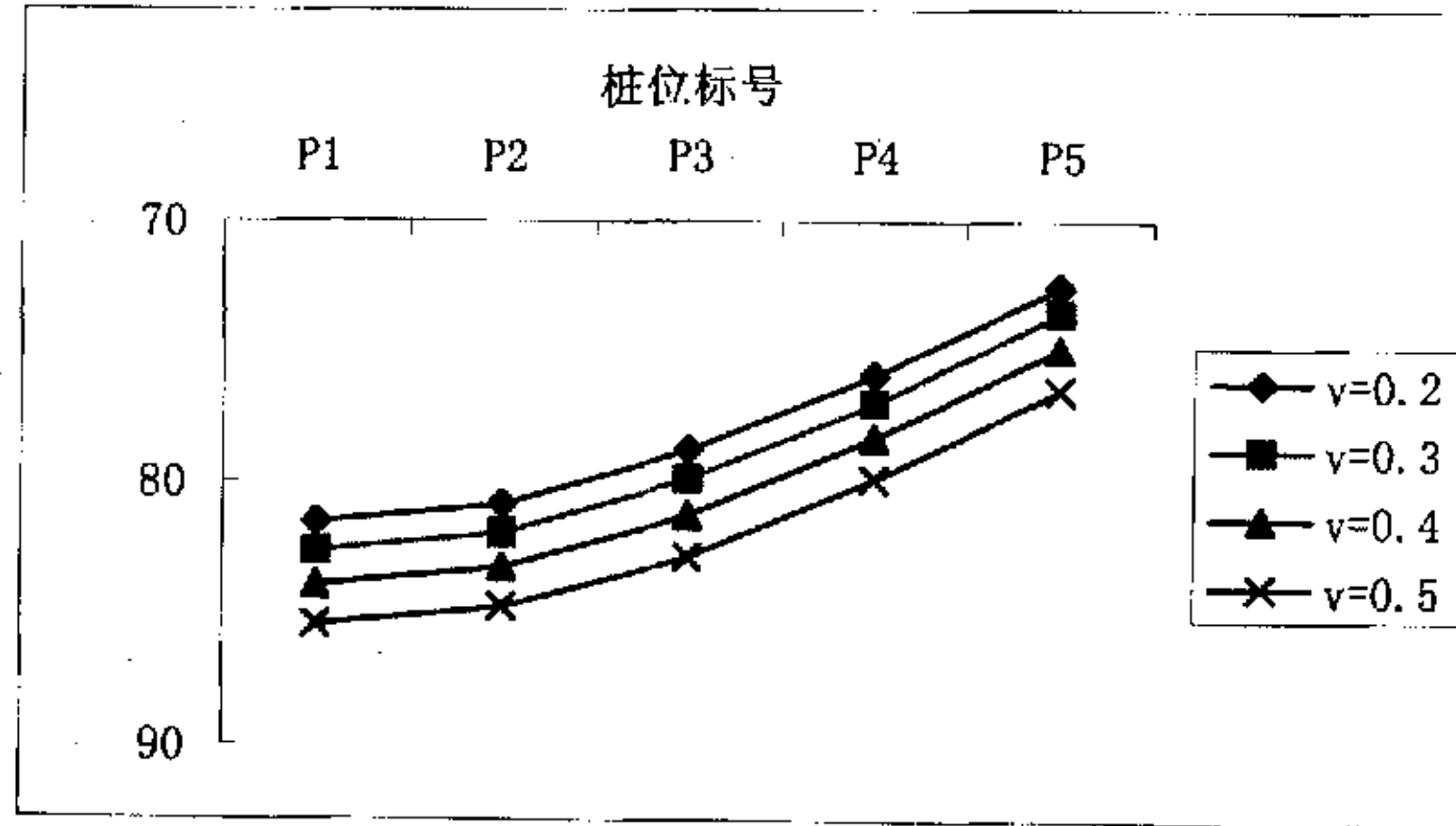
(b) 桩顶反力随混凝土标号的变化

图 3-14

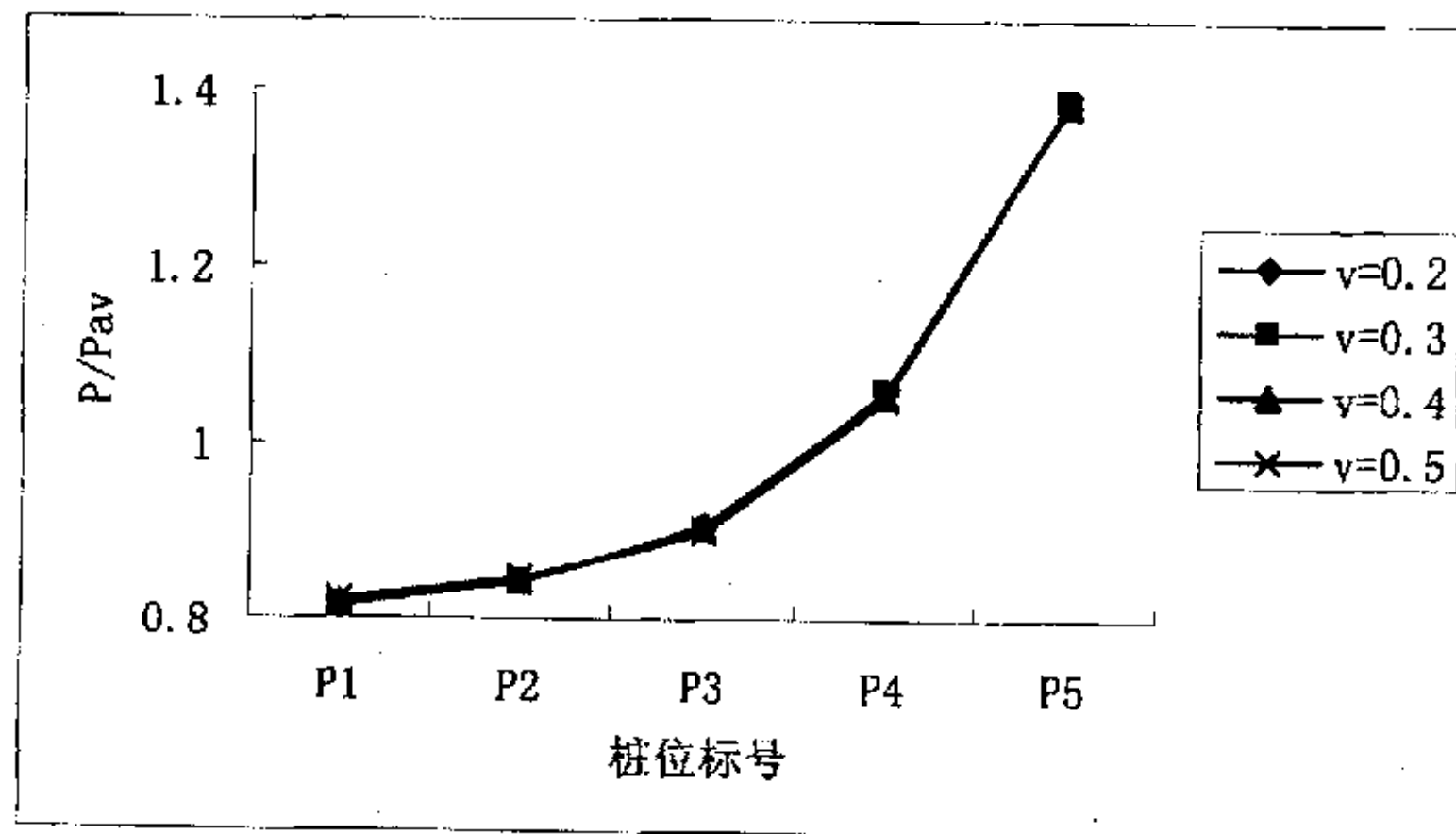
³ 摘自《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002) 第 4.1.5 条

四、土的泊松比对沉降和桩顶反力的影响

因为筏板的相对刚度与土的泊松比有关，并且竖向应力影响系数也与土的泊松比有关，那么当土的泊松比发生变化时，地基中任一点的竖向附加应力也会发生变化，最终导致沉降变化。图 3-15 是当土的泊松比分别取 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 时基础沉降与桩顶反力的变化，可以看出，当土层泊松比增大时，基础沉降也增大，而且沉降分布形态完全一致，见图 3-15(a)，但桩顶反力的大小而基本上没有发生变化，见图 3-15(b)。



(a) 基础沉降随土层泊松比的变化



(b) 桩顶反力与平均桩顶反力之比随土层泊松比的变化

图 3-15

五、桩长对沉降和桩顶反力的影响

荷载一定，而当桩的长度时，基础沉降会发生变化，且变化的幅度大小与持力层的力学性质有关。图 3-16 是当桩的长度分别为 20m, 23m, 26m, 31m 时基础最大沉降的变化，四种桩长对应的桩端持力层分别为 5-1a 层、5-1b 层、6 层和 7-1 层，基础沉降则由于桩长的增加而逐渐减小，当桩端持力层为 7-1 层时，由于 7-1 层土质的压缩模量相对比较大，基础沉降得到较好的控制，只有 10.5mm。这说明本文方法对土层的压缩模量比较敏感。

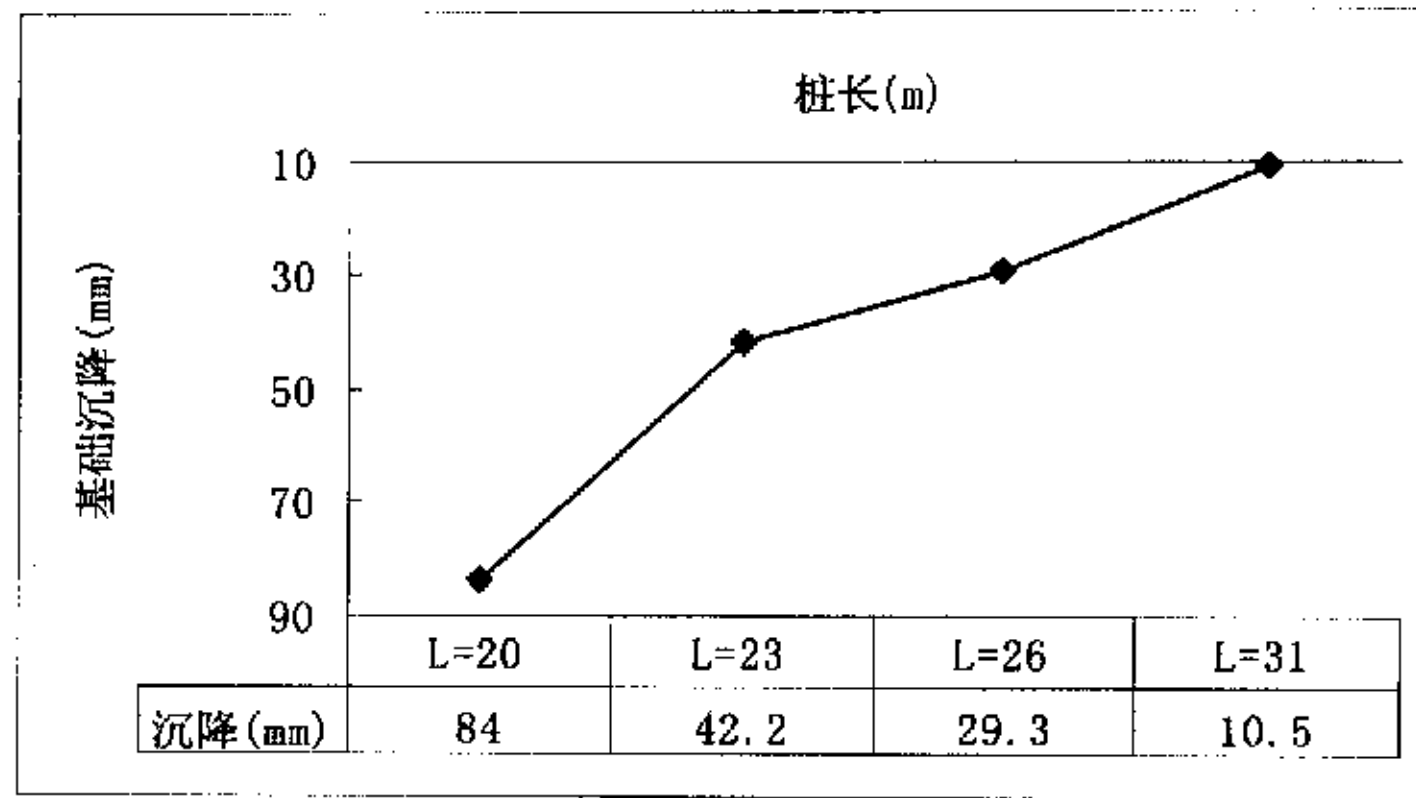


图 3-16 基础沉降随桩长的变化

六、基础沉降随地下水位埋深的变化规律

图 3-17 给出的是基础沉降随地下水位埋深变化的曲线图，可以看出，基础沉降随水位的降低（ h 值增大）而变小，当地下水位低于 2 倍的桩长（40m）以后，基础沉降不再与水位有关，呈一水平直线。然而常识告诉我们，当地下水位降低时，由于地基土随着时间的固结作用，基础的沉降应该是加大，而不是减小^[28]，因此这种计算结果与实际情况有矛盾之处，下面对这一现象的机理进行分析，从而找出理论上的不完善之处。

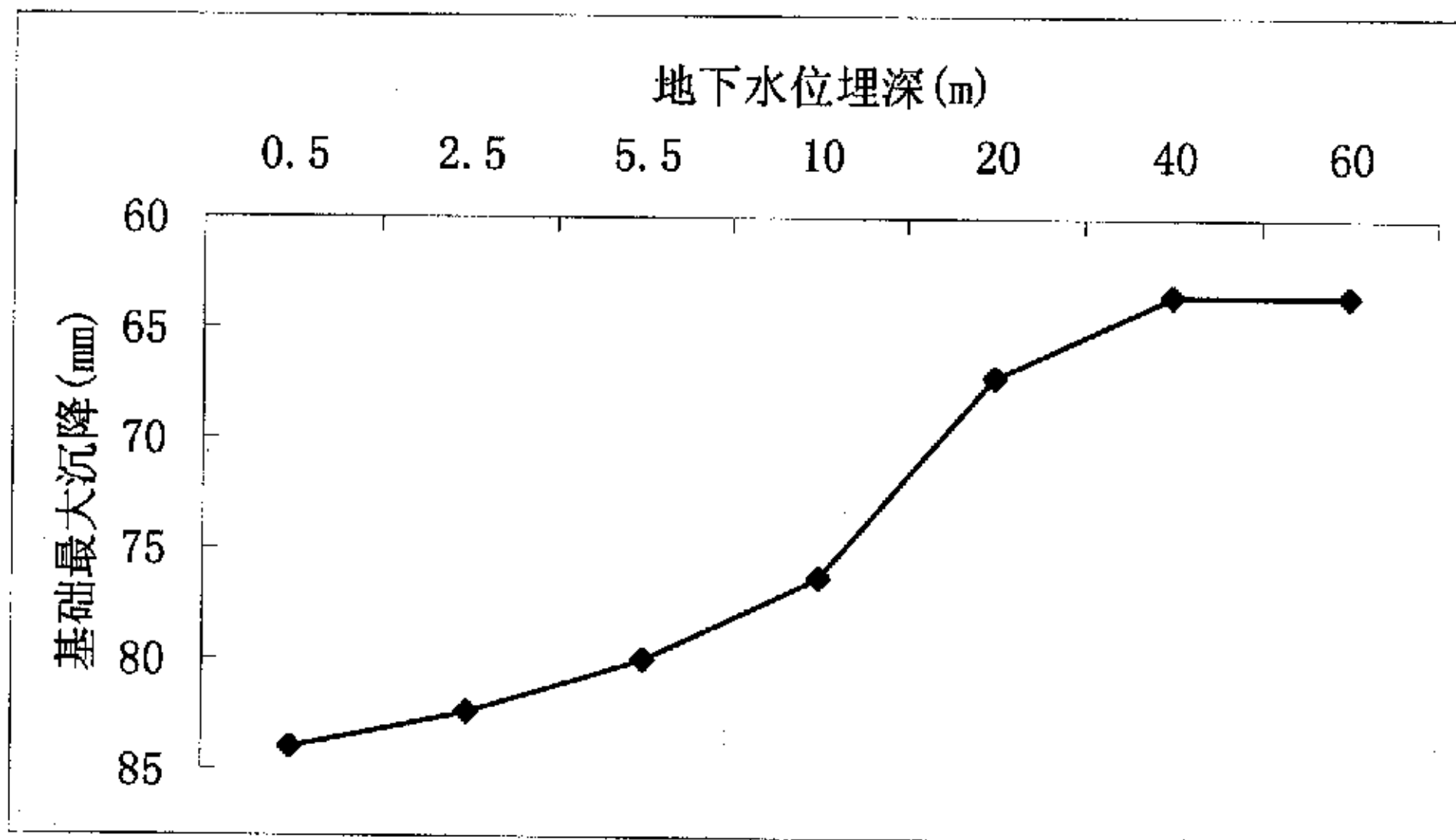


图 3-17 基础沉降随地下水位埋深的变化曲线

(一)附加总荷载公式的推导

笔者在基础沉降分析中发现，现有地基基础沉降计算理论中，附加应力的计算公式与实际情况有不符之处，关键是对水浮力怎样考虑的问题，现就这一问题进行分析。

规范指出^[4]：基底处的附加荷载等于上部荷载与基础自重之和，减去水浮力和挖去的土重，按此规定，可推导出图 3-18 所示基础的附加荷载。假定基底坐落在第二层土上， D_1 —室内外高差； D —基底埋深； h_1 、 γ_1 ——第一层土的厚度和重度； h_2 、 γ_2 ——第二层

土的厚度和重度； h_w ——地下水位埋深； F ——上部荷载的重量； G ——基础自重。

则基础的附加总荷载为：

$$F_{\text{附加}} = F + G - F_{\text{浮}} - F_{\text{土}} = F + G - (F_{\text{浮}} + F_{\text{土}})$$

式中， $F_{\text{附加}}$ ——基础附加总荷载；

$F_{\text{浮}}$ ——基础受到的总浮力；

$F_{\text{土}}$ ——基础埋深范围内挖去的土的重量。

具体计算如下：

$$F_{\text{浮}} = A \cdot (D - h_w) \cdot \gamma_w$$

$$\begin{aligned} F_{\text{土}} &= A \cdot [\gamma_1 \cdot h_w + (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot (h_1 - h_w) + (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot (D - h_1)] \\ &= A \cdot [\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (D - h_1) - \gamma_w \cdot (D - h_w)] \end{aligned}$$

$$F_{\text{浮}} + F_{\text{土}} = A \cdot [\gamma_1 \cdot h_w + (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot (h_1 - h_w) + (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot (D - h_1)] = A \cdot [\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (D - h_1)]$$

$$F_{\text{附加}} = F + G - F_{\text{浮}} - F_{\text{土}} = F + G - A \cdot [\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (D - h_1)] \quad (3-12)$$

由式 (3-12) 可以看出，基础的附加总荷载与水位埋深没有关系。

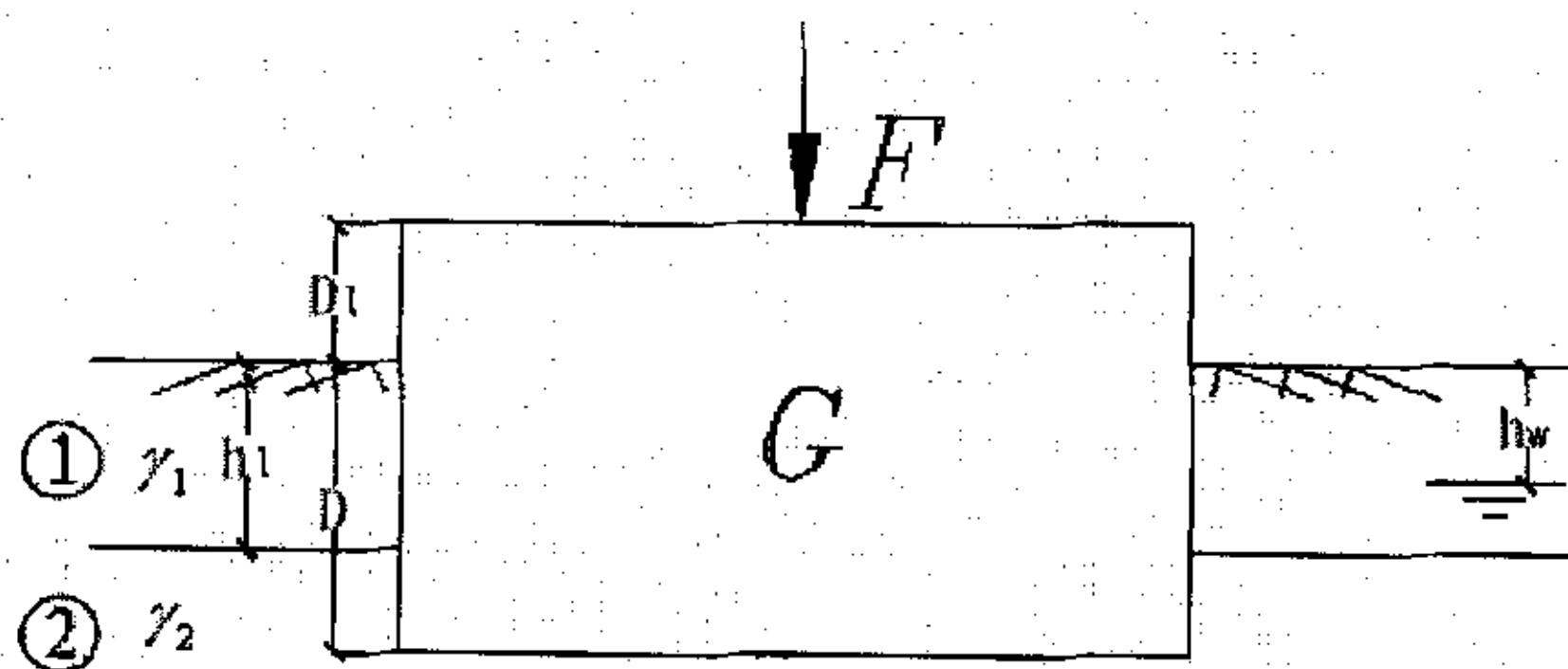


图 3-18 基础附加荷载计算简图

(二) 压缩层厚度的变化

压缩层厚度的确定按照上海市标准《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999) 第 6.4.3 条的规定：“压缩层厚度自计算点所处桩位的桩端平面算至土层附加压力等于土层自重压力的 10% 处止”。由式 (3-12) 知，当地下水位降低时，基础的附加总荷载不变，从而土中任意一点的附加应力也不变，而由于水位的降低，土的自重应力却在增大，因此造成压缩层厚度变小。国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ50007-2002) [29] 确定地基沉降计算深度 Z_n 时按照下式确定：

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (3-13)$$

式中 $\Delta s'_i$ 为在计算深度范围内第 i 层土的计算沉降值。 $\Delta s'_n$ 为在由计算深度向上取一定厚度时的土层计算沉降量。

表 3-8 和图 3-19 是分别按照国家规范和上海规范计算的土层的压缩层厚度随地下水位埋深的变化计算结果。

表 3-8 压缩层厚度随地下水位埋深的变化(m)

水位埋深(m)	0.5	2.5	5.5	10	20	40	60
国家规范	10.72	10.22	9.52	8.42	6.52	5.32	5.32
上海规范	12.82	12.42	11.82	11.12	9.82	8.62	8.62

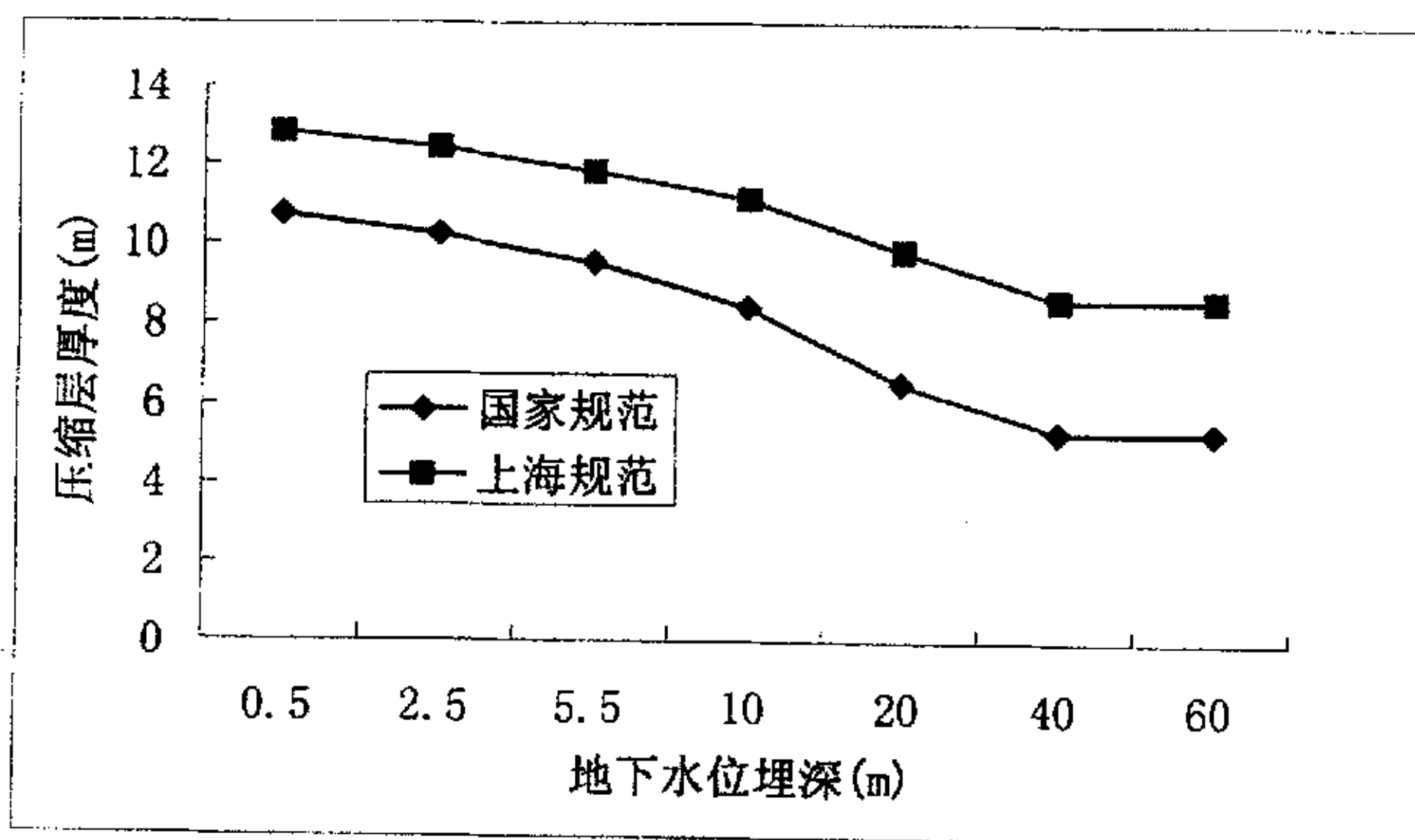


图 3-19 压缩层厚度随地下水位埋深的变化

从表 3-8 和图 3-19 可以看出：

①按上海规范计算得到的压缩层厚度要大于国家规范，且当地下水位很深以致于对基础不再产生影响时，两种规范计算得到的压缩层厚度之差也保持为一固定值。这主要由于两种规范确定压缩层厚度的规定不一样，上海规范指定附加压力等于土层自重压力的 10% 处为压缩层下限，而国家规范一般定在附加压力等于土层自重压力的 20% 处为压缩层下限。

②桩端以下土的压缩层厚度随地下水位埋深的增大而减小，到达一定程度后，压缩层厚度趋于稳定，尤其当地下水位在两倍桩长（40 米）以下时，压缩层厚度不再改变，那么基础沉降也不再改变。

然而实践中我们发现，当基础底面以下的水位降低时，或者实施人工降水时，都会引起基础沉降的增加，而现有的模型却与此矛盾，因此规范中关于基底附加总荷载（或者附加应力）的计算公式需要修正。经计算，本文建议的修正方案是：把地下水位降低的这一部分水的重量作为附加荷载的一部分加到上部荷载中去。图 3-20 是修正前后基础的沉降比较，可以看出，修正之后基础的沉降值随地下水位的降低而增大，这是与观测结果相一致的。

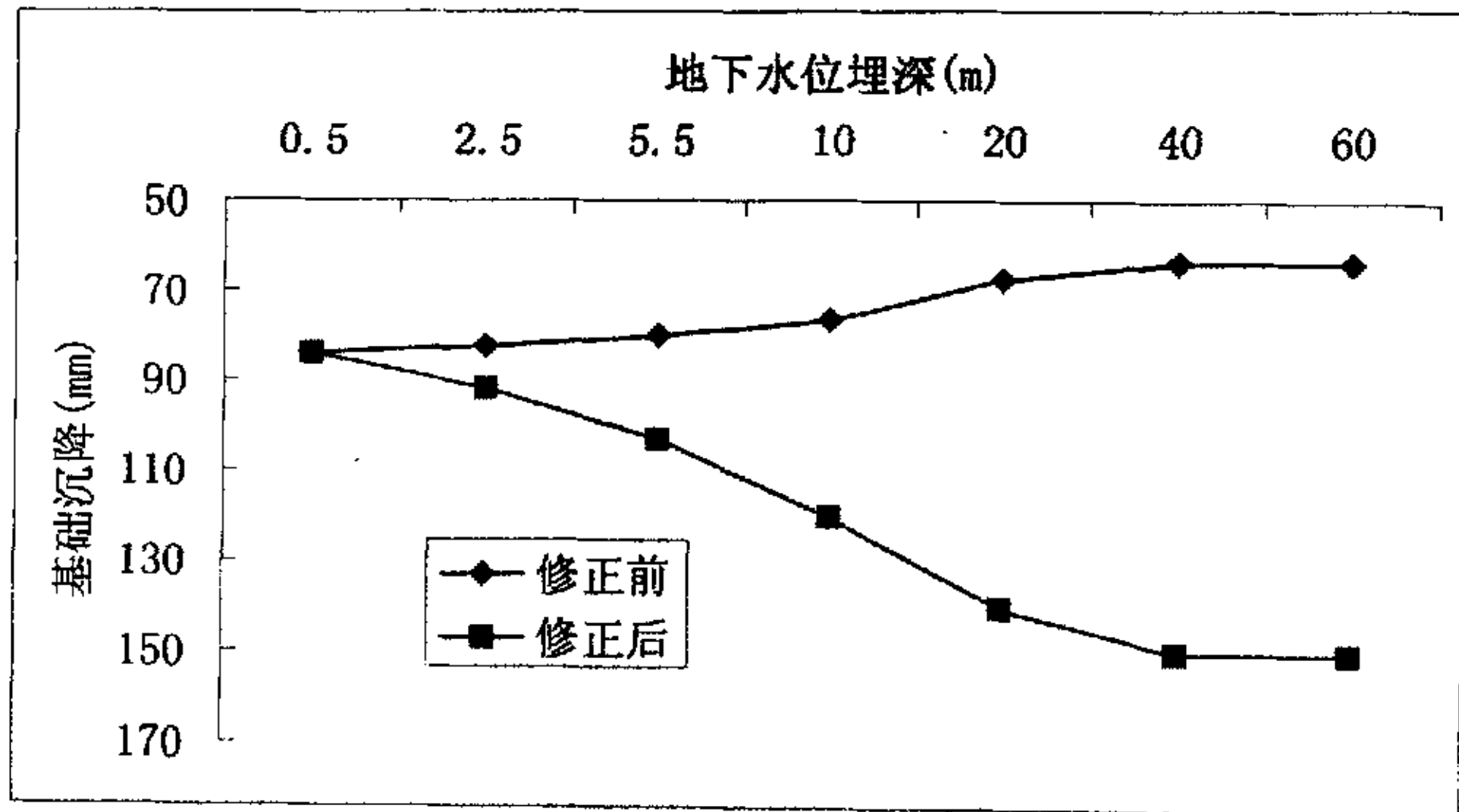


图 3-20 水位因素修正前后基础的沉降

七、基础沉降随桩的端阻比 α 的变化规律

在单桩承载力一定的情况下，改变桩的桩阻比，也就意味着调整桩端与桩侧分担荷载的

比例关系。根据端阻比定义的公式 $\alpha = \frac{P_b}{P} = \frac{f_p A_p}{\sum f_{si} h_i + f_p A_p}$ ，端阻比 α 的值较大表示桩

端分担的荷载较多桩侧分担的荷载较少，端阻比 α 的值较小表示桩端分担的荷载较少，而

桩侧分担的荷载较多。根据竖向附加应力公式 $\sigma_z = Q(\alpha I_b + \beta I_r + (1 - \alpha - \beta) I_l) / L^2$ ，在荷载

Q 及桩长 L 一定的情况下，因为应力影响系数 I_b 、 I_r 、 I_l 的值也是确定的，所以给桩定

义不同大小的端阻比，同一深度 z 处得到的附加应力 σ_z 也是不同的，那么计算得到的沉降

值也会不同。
为了分析基础沉降随端阻比的变化规律，先要分析应力影响系数 I_b, I_r, I_l 的分布规律。
文献[25]详细分析了应力影响系数 I_b, I_r, I_l 在桩端附近随深度的变化，表 3-9 是桩端下地基

中的应力影响系数，图 3-21 是地基中的附加应力系数在桩端处的分布图。从中可以看出，在桩端以下(0.005~0.05)倍桩长的范围内，桩端荷载的应力影响系数与桩侧荷载的应力影响系数之比在 11.56 与 227 之间，且有 $I_b > I_l > I_r$ ，再由地基中任意一点处的竖向附加应力公式 $\sigma_z = Q(\alpha I_b + \beta I_r + (1 - \alpha - \beta) I_l) / L^2$ 可知，桩端分担的荷载引起的附加应力要大于桩侧的，因此桩端荷载对理论计算的沉降更具敏感性，图 3-22 是在单桩荷载一定的情况下，取桩的端阻比分别为 0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3 时基础沉降的变化，可以看出，沉降随桩的端阻比的增大而增大，这与上面的理论分析相一致。

表 3-9 桩端下地基中的应力影响系数表⁴

Z/L	1.005	1.006	1.007	1.008	1.009	1.01	1.02	0.03	1.04	1.05
I_b	9589.22	5095.95	4004.32	3205.72	2612.83	2164.47	582.28	262.45	148.39	95.23
I_r	42.25	36.45	31.93	28.34	25.45	23.07	11.8	7.89	5.91	4.72
I_t	82.25	70.72	61.75	54.64	48.9	44.19	21.97	14.33	10.52	8.24
I_b/I_r	226.96	139.81	125.41	113.12	102.67	93.8219	49.35	33.26	25.11	20.18
I_b/I_t	116.59	72.06	64.85	58.70	53.43	48.98	26.50	18.31	14.11	11.56

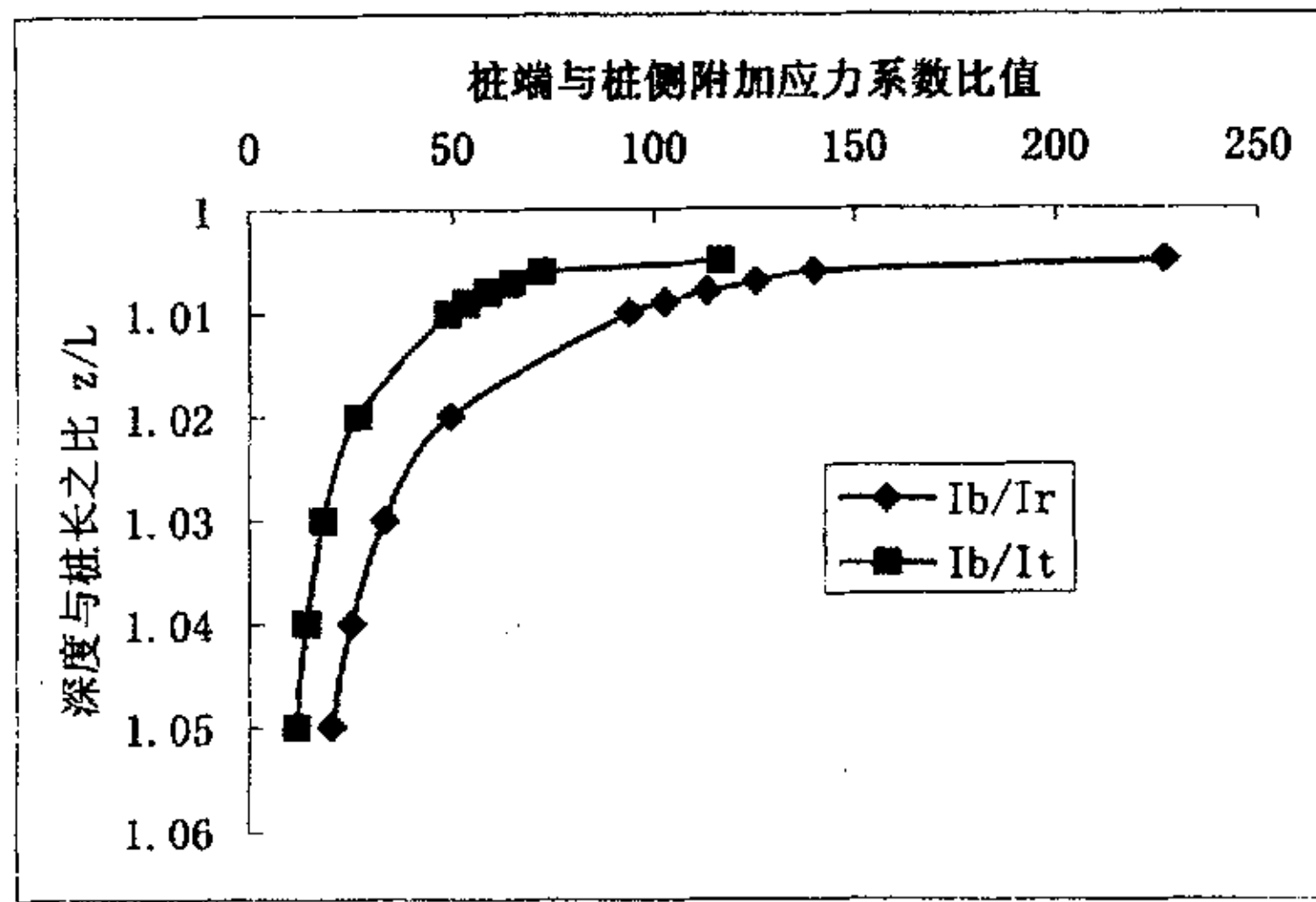


图 3-21 附加应力系数在桩端处的分布图

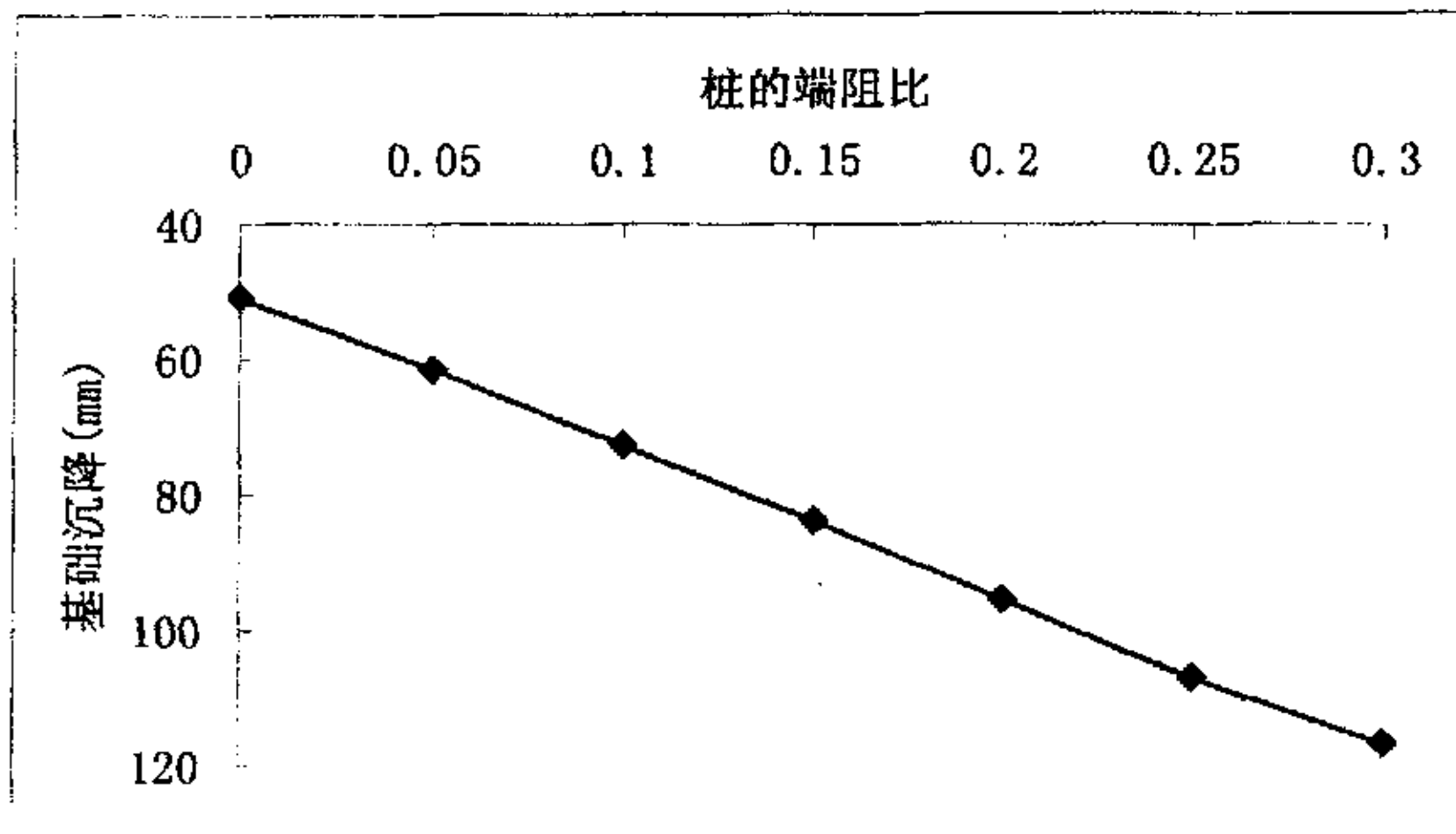


图 3-22 基础沉降随端阻比的变化

⁴ 资料来源：杨敏，王树娟. 使用 Geddes 应力系数求解单桩沉降. 同济大学学报, 1997(8)

为了进一步验证上述理论的正确性，引用文献 [30] 中的模型试验得到的数据，该试验中对桩顶沉降、桩端沉降和桩端荷载进行了监测，监测的数据见表 3-10，由此数据可以绘制桩端沉降和桩顶总沉降随桩的实测端阻比的关系曲线，见图 3-23。比较图 3-22 与图 3-23 可以看出，理论结果与实测数据的分布规律相似，都是沉降随端阻比的增大而增大，不同之处是，理论结果与实测数据相比近似呈一条直线。

表 3-10 实测的桩的端阻比与桩端沉降与桩顶沉降表

荷载 Pt (kN)	桩侧阻力 Pb(kN)	桩端阻力 Pb(kN)	端阻比 α	总沉降 St(mm)	桩端沉降 Sb(mm)
2000	2000	0	0	3.03	0
3000	3000	0	0	5.84	0
4000	4000	0	0	8.67	0
5000	4751.6	248.4	0.05	12.82	2.61
6000	5412.6	587.4	0.10	19.18	6.23
7000	5924.6	1075.4	0.15	26.83	11.03
8000	6412.7	1587.3	0.20	37.39	17.68
9000	6966.7	2033.3	0.23	48	25.93

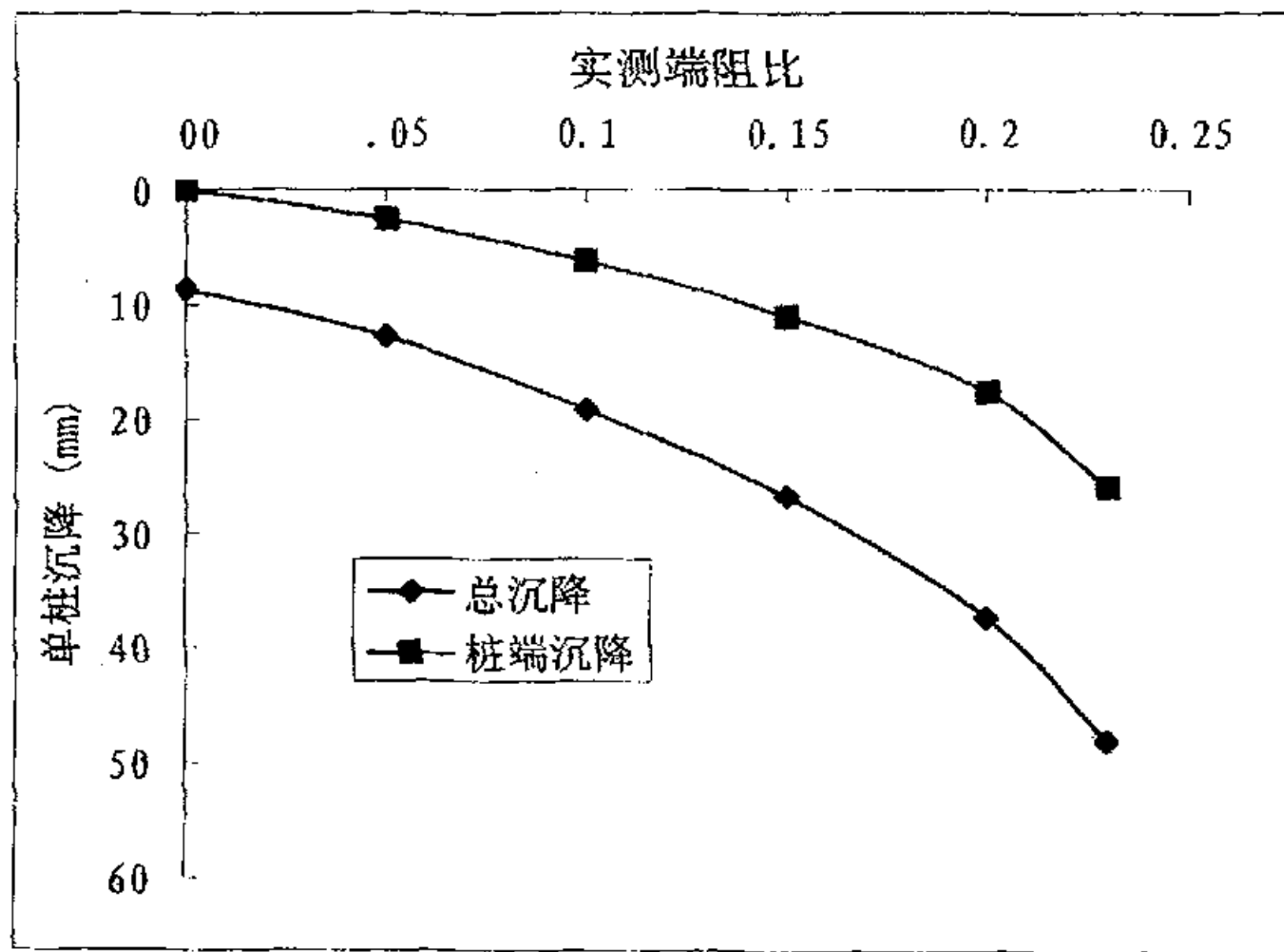


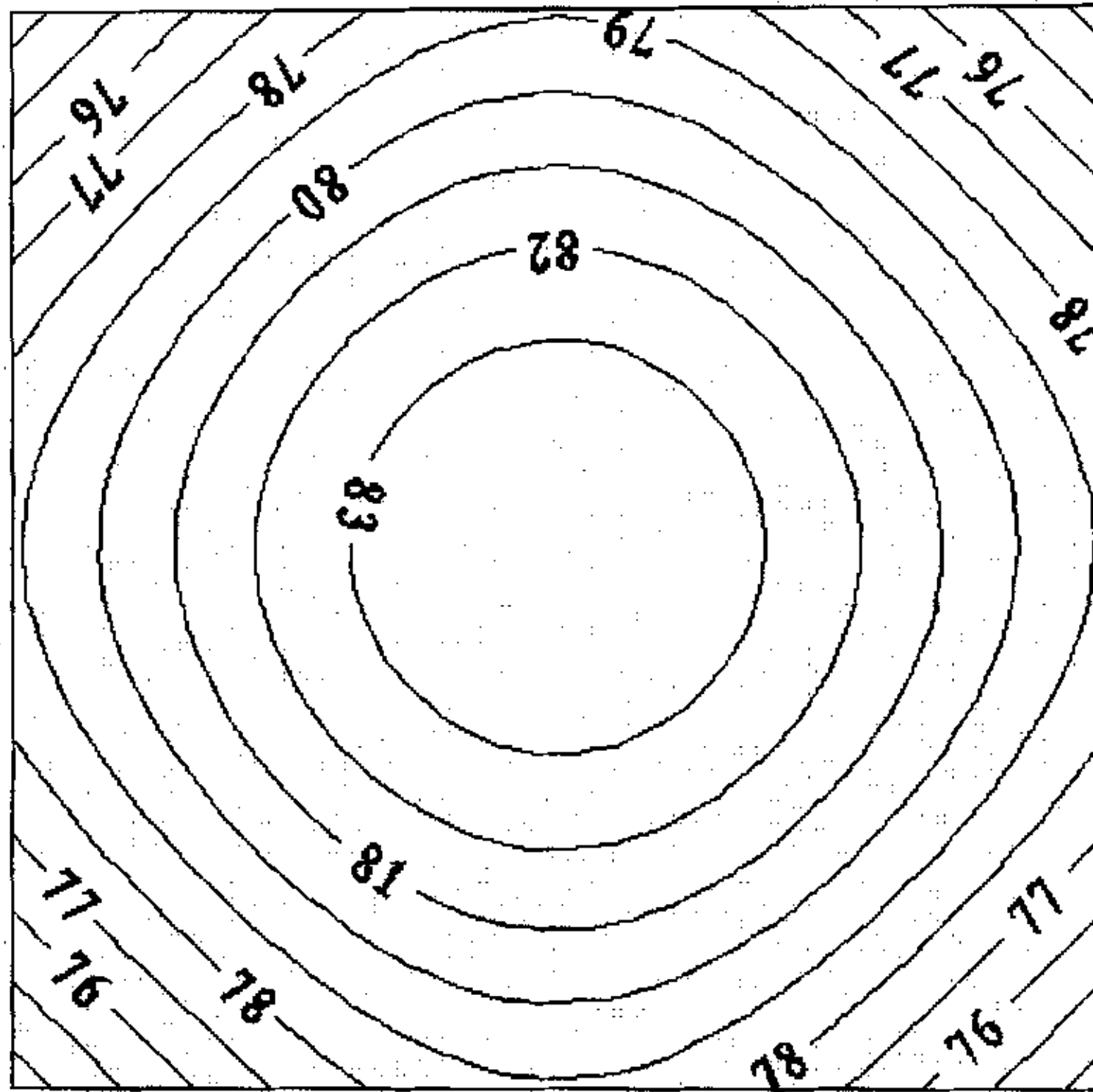
图 3-23 实测的端阻比与单桩沉降的关系曲线

八、荷载分布形式对桩筏基础性状的影响

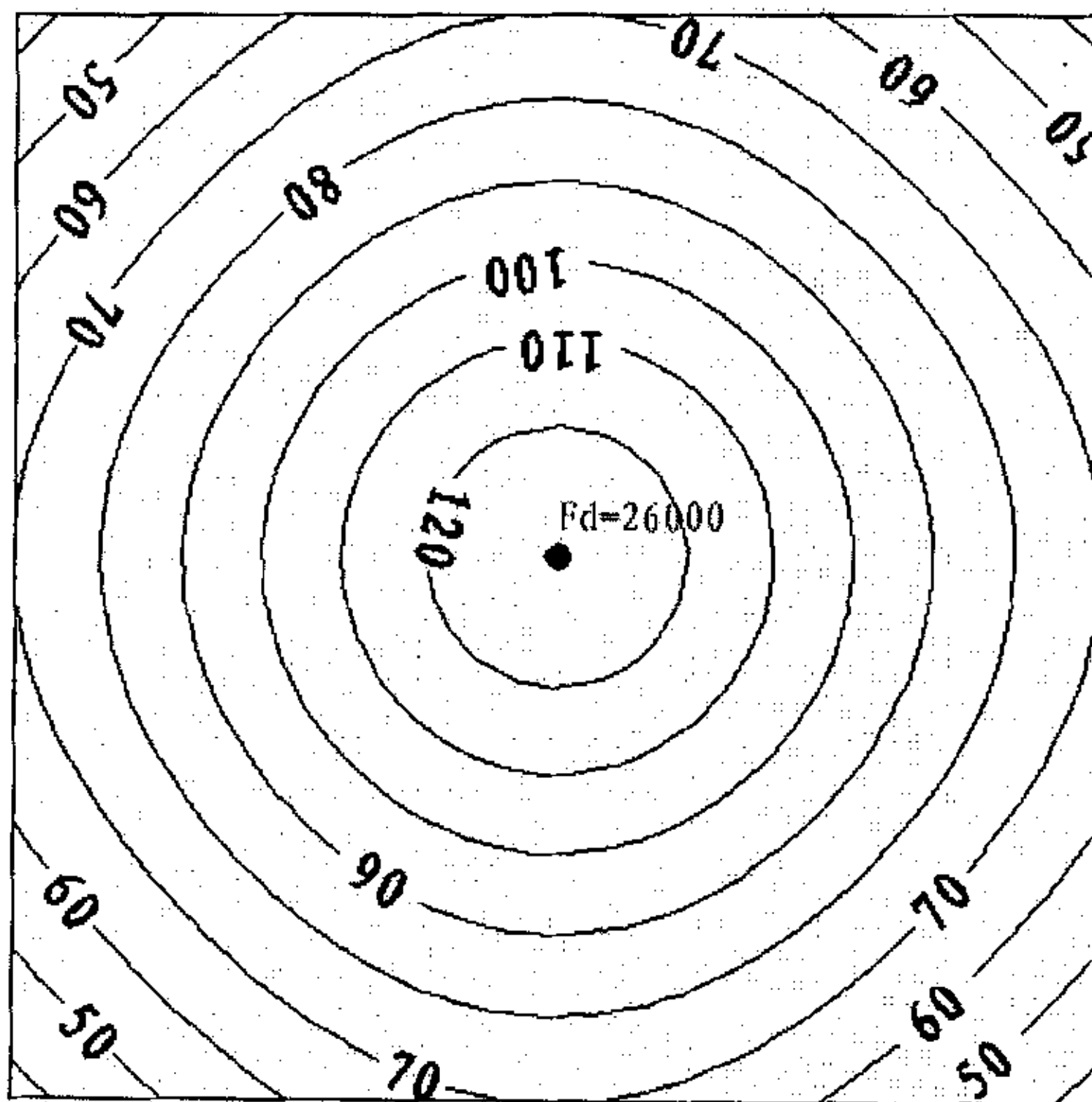
对于刚性不是太大的筏板，板上的荷载分布情况会影响桩筏基础的工作性能。为了分析不同荷载形式下基础的变形受力情况，把作用在筏板上的 26000kN 的均布荷载化成两种等效形式：一种形式是作用于筏板中心处的集中荷载；另一种情况是对称布置的四个集中荷载，每个集中荷载大小为 6500kN，其它参数不变。图 3-24 是三种荷载分布形式下基础的沉降等值线，图 3-25 (a) (b) 是三种荷载分布形式下 A-A' 截面上的桩顶沉降与桩顶反力分布，可以看出，一个集中荷载的情况下，中心处的沉降最大，边缘沉降最小；均布荷载下，中心处的沉降最小，边缘沉降最大，基础的沉降相对比较均匀，差异沉降最小；

四个集中荷载作用下，不论是中心处还是边缘处，基础的沉降都居于以上两者之间。

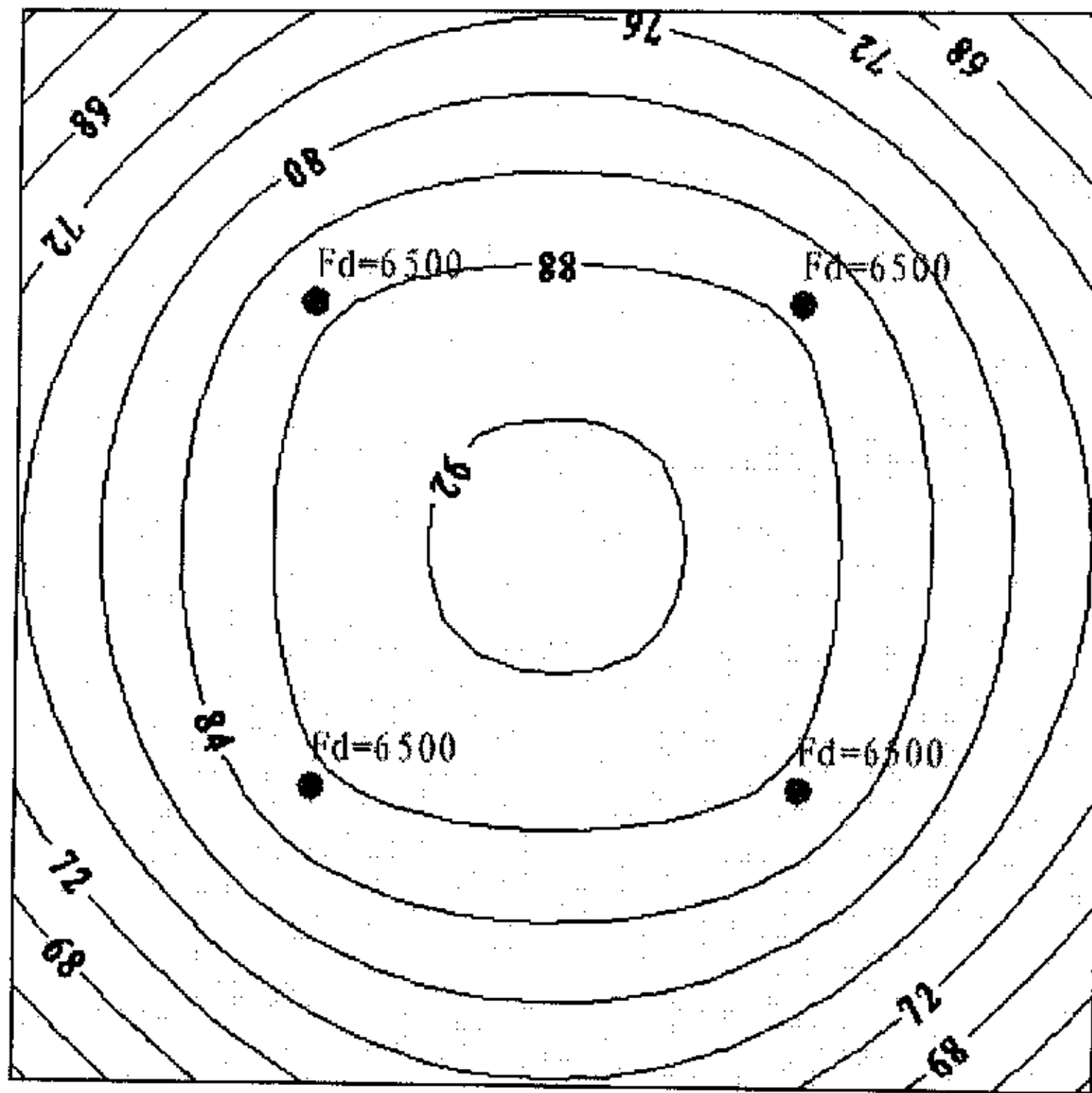
通过以上分析可知，荷载分布比较均匀的建筑物，不论是最大沉降还是差异沉降，都比较容易控制；而对于荷载分布比较集中的建筑物，不但沉降大，差异沉降也较大，不利于建筑物的正常使用，设计时应引起足够的重视。



(a) 均布荷载下的沉降等值线 (mm)

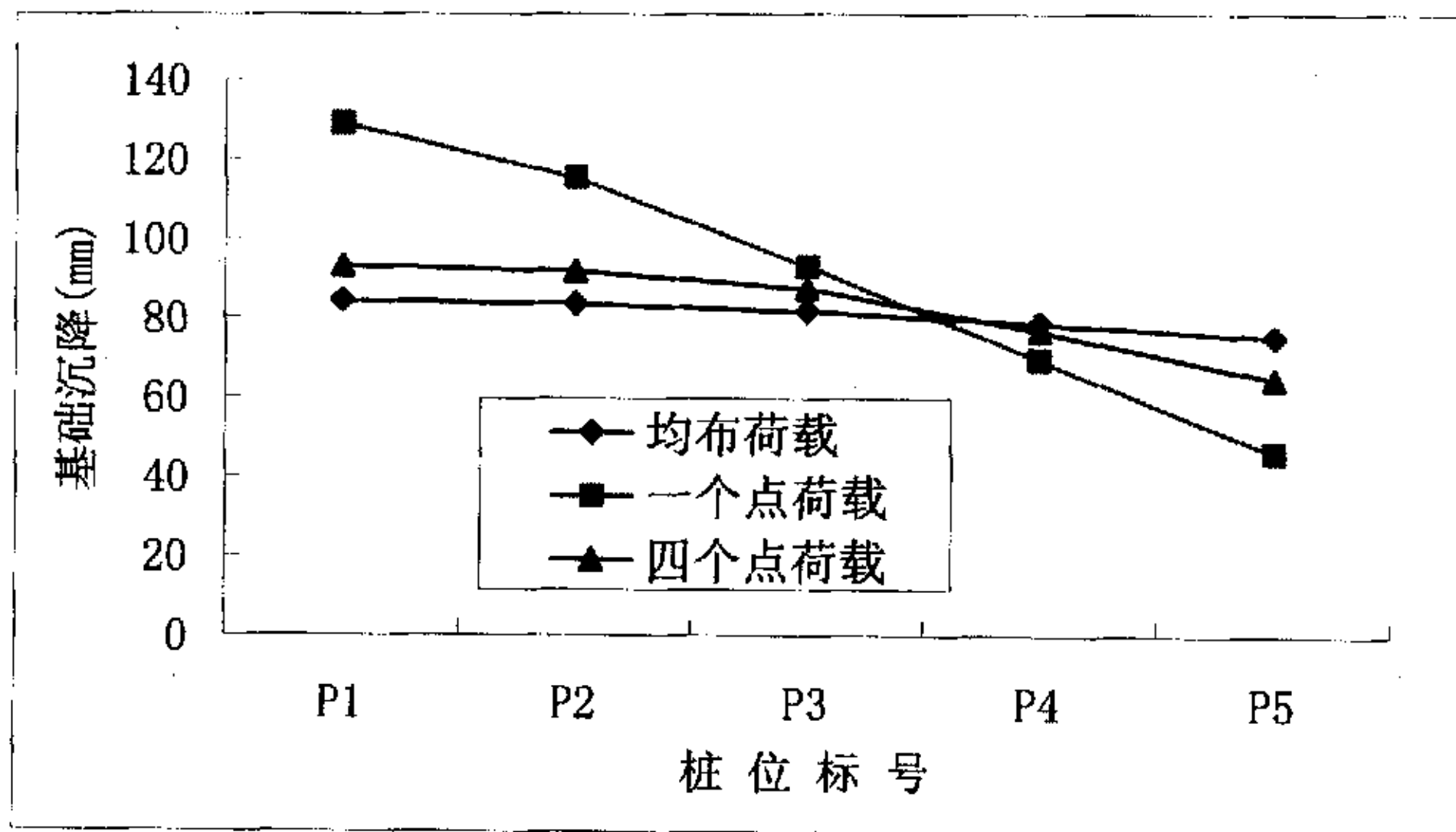


(b) 一个集中荷载下的沉降等值线 (mm)

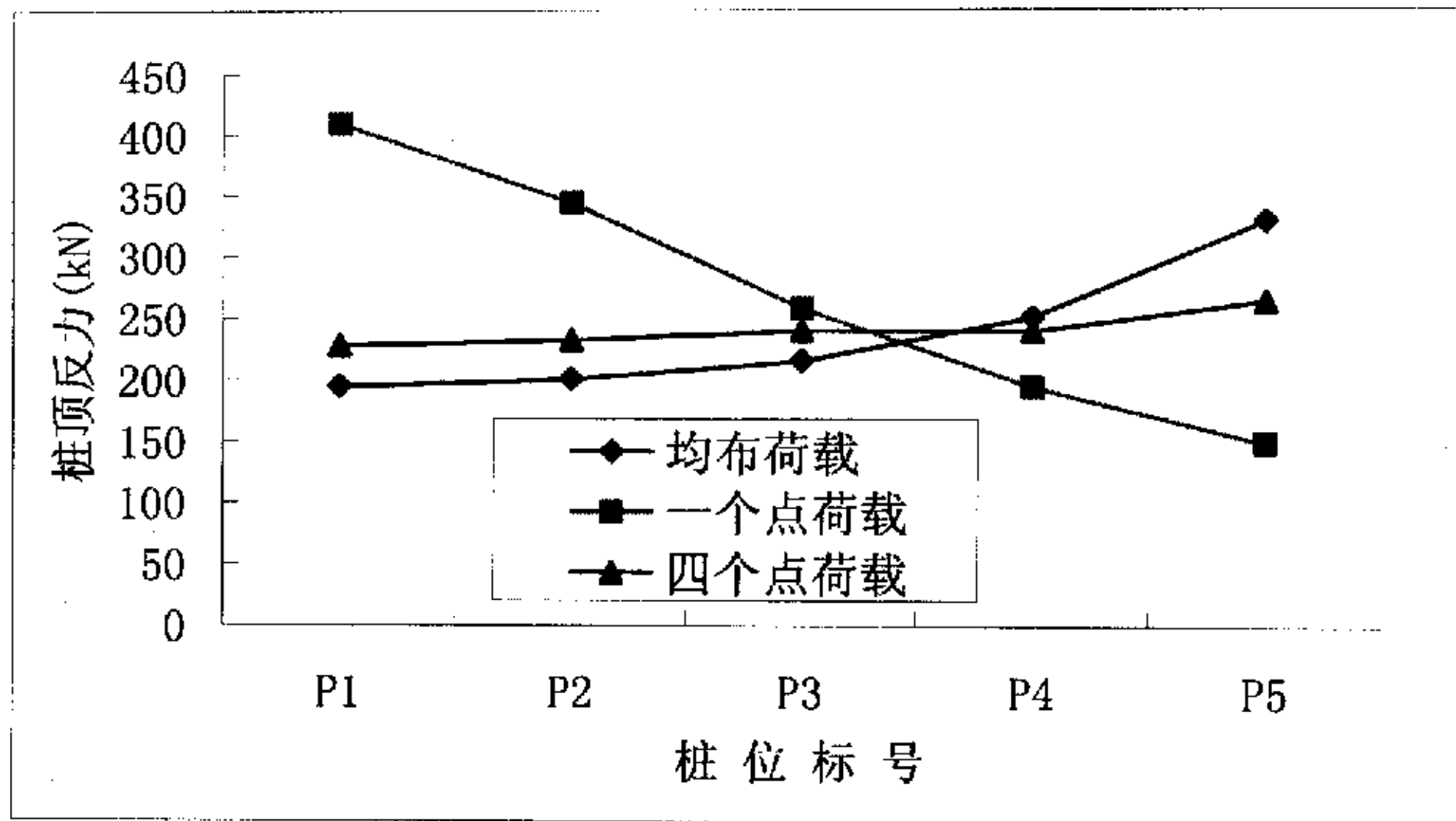


(c) 四个集中荷载下的沉降等值线 (mm)

图 3-24 三种荷载分布形式下基础的沉降等值线



(a) 三种荷载分布形式下 A-A' 截面的桩顶沉降



(b) 三种荷载分布形式下 A-A' 截面的桩顶反力

图 3-25 三种荷载分布形式下基础的沉降、反力分布

本章小结

本节采用基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析法详细分析了基础沉降与桩顶反力的分布规律，以及桩长、桩间距、基础板厚度、弹性模量、土泊松比、地下水位埋深、桩的端阻比以及荷载分布形式对桩筏基础变形和受力的影响，得出的规律性的认识，为工程设计提供了理论指导。同时还指出了现有计算地基附加压力理论模型中的不足之处，提出了修正办法，并分析了修正前后计算结果的差异，表明修正后的模型比较符合实际情况。

第4章 长短桩组合桩基础的性状分析

目前的桩基工程设计中,一般都是基础下采用同种桩型,这样不但降低了工程施工的复杂程度,同时避开了长短桩组合桩基础分析计算理论不够完善等方面的不足。但是,这样做会造成不必要的浪费,尤其当基础土层中存在两个或者两个以上较好的桩基持力层时,为了可以充分发挥深浅两个桩端持力层的作用,就可以设置两种或者两种以上的桩长,长桩端部坐落在较深的持力层上,短桩端部坐落在较浅的持力层上^[31],这样就构成了长短桩组合桩基础,如图4-1所示。

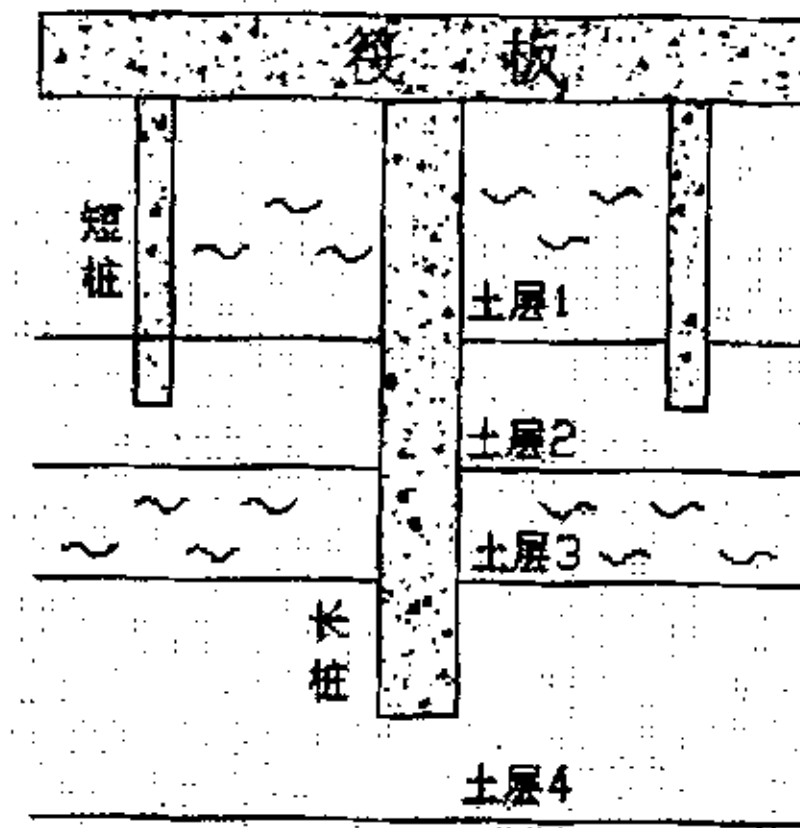


图 4-1 长短桩组合桩基础剖面示意图

目前长短桩组合在一起使用的情况,研究较多的是复合地基方面的理论^{[32][33][34]},短桩大多采用水泥土搅拌桩、CFG桩等柔性桩或者半刚性桩,起加固地基、提供承载力的作用,长桩采用钢筋混凝土或者钢管桩等刚性桩,起控制基础沉降的作用。这种长短桩复合地基理论,基本上不需要短桩的桩端持力层,短桩只需置于软弱土层中起加固效果就可以了。长短桩复合地基的设计方法大多采用复合模量的概念按照分层总和法计算沉降。而本文要研究的长短桩组合桩基础是长桩和短桩都是刚性桩,短桩的作用也不局限于加固地基提供承载能力,同时也起控制沉降的作用,因此要为短桩寻找合适的桩端持力层。由此可见,长短桩组合桩基础与长短桩复合地基的根本区别是短桩的材质和作用以及短桩的桩端是否为可靠持力层。

本章将按照第三章介绍的基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析法对长短桩组合桩基础的变形和力学性质作出分析,指出以前理论分析长短桩组合桩基础的不合理之处,显示本文方法的优点所在。

4.1 长短桩组合桩基础的分析模型

仍然以第三章中的 81 根桩的桩筏模型为研究对象,只是把其中的十六根桩换成长 32 米,截面 $400 \times 400 \text{mm}^2$ 的长桩,见图 4-2。短桩的桩尖持力层为 5-1a 层,长桩的桩尖持力层为 7-1 层,短桩和长桩的承载力设计值分别为 400kN 和 900kN,土层资料不变。

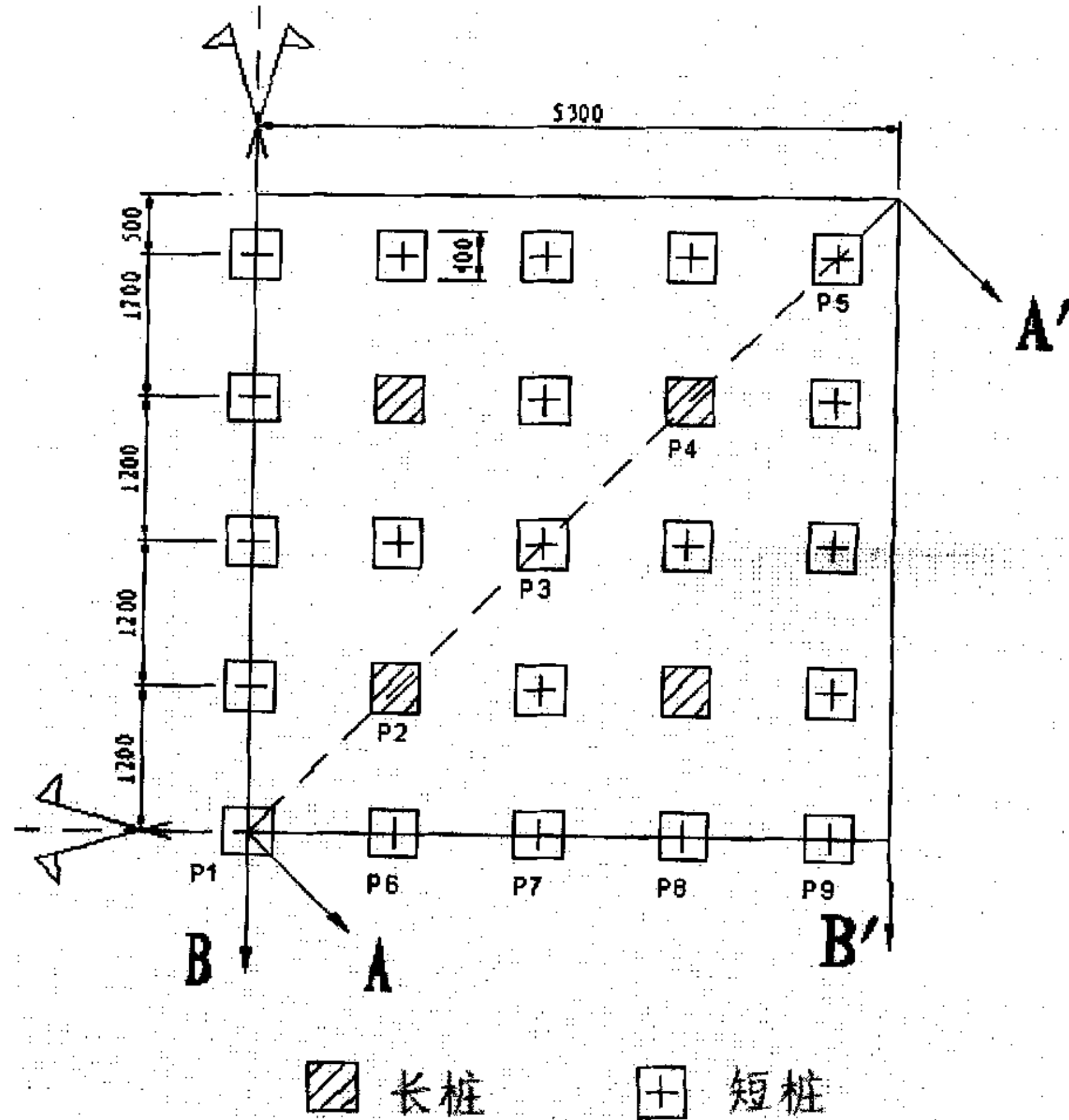


图 4-2 长短桩组合桩基础平面图

4.2 Geddes 应力法分析长短桩组合桩基础的不足

一、Geddes 应力法中长短桩的荷载分配原则

由第 2 章的内容可知, 要根据 Geddes 应力法计算桩基础的沉降, 必须先知道每根桩顶的荷载。由于没有考虑板的刚度, 对于同种桩型的桩基础, 各桩均分上部荷载, 则每根桩分担的荷载相同; 对于长短桩组合桩基础, 由于长桩与短桩的承载力不同, 所分担的荷载也应该不同, 常规方法是假定单桩按承载力分担上部荷载, 见式(4-1)。

$$Q_i = \frac{R_i}{\sum_{j=1}^n R_j} (F + G) \quad (4-1)$$

式中, Q_i 、 R_i 分别是第 i 根桩分担的荷载和第 i 根桩的承载力;

F 、 G 分别是上部结构荷载和基础自重;

n 为总桩数。

在式(4-1)中, $(F + G)$ 和 $\sum R_j$ 都是定值, 则单桩分担的荷载 Q_i 与单桩承载力 R_i 成正

比。

所以对于长桩和短桩，有下式成立：

$$\frac{Q_l}{Q_s} = \frac{R_l}{R_s} \quad (4-2)$$

式中， Q_l, Q_s 分别是长桩和短桩分担的上部荷载；

R_l, R_s 分别是长桩和短桩的承载力。

在长桩和短桩的桩顶分担的上部荷载确定下来以后，就可以按照 Geddes 应力法进行沉降计算了。

二、Geddes 应力法中长短桩端阻比与基础沉降的关系

由第3章的分析可知，基础沉降随桩的端阻比的增大而增大，并且单桩载荷试验给出桩的实测端阻比的范围在 0 到 0.23 之间，那么当基础中采用的不是同一种桩型，而是两种桩型，而每种桩的端阻比是不一样的，这时基础沉降以及桩顶反力的分布会有所不同。

设短桩的端阻比为 α_1 ，长桩的端阻比为 α_2 ，本工程计算得到的短桩的端阻比为 $\alpha_1=0.15$ ，长桩的端阻比为 $\alpha_2=0.16$ 。A-A' 截面上的五根桩的桩顶沉降分布见图 4-3，

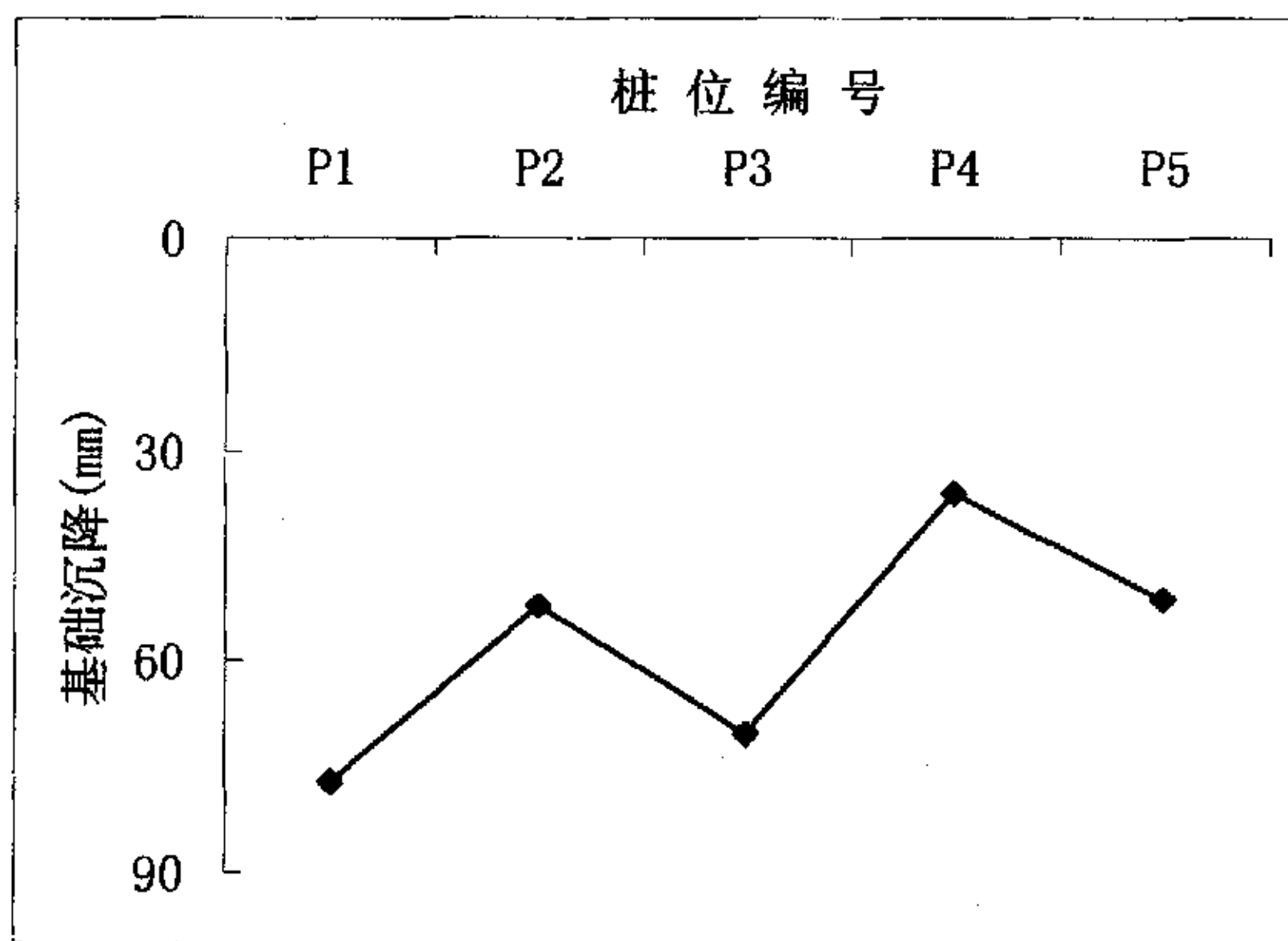


图 4-3 Geddes 应力法计算得到的 A-A' 截面上的桩顶沉降分布图

从图中可以看出，基础的局部沉降非常不合理，P1, P3, P5 三根短桩的沉降较大，P2, P4 两根长桩的沉降较小，中间出现变形不连续的“跳跃”现象；

三、基础沉降出现“跳跃”现象的原理分析

之所以出现“跳跃”现象，是与该方法关于桩对荷载的分配有关的，这种分配原则有两个不太合理的地方：

①单桩按承载力分担荷载的原则。该原则决定了长桩分担的荷载都相同，短桩分担的荷载也都相同，且长桩与短桩分担的荷载比就是两种桩型的承载力之比。

②单桩荷载在桩侧、桩端的分配原则。关于单桩荷载在桩端的分配，目前普遍采用的

是按照公式 $\alpha = \frac{P_b}{P} = \frac{f_p A_p}{\sum f_{si} h_i + f_p A_p}$ 计算得到的端阻比进行分配，即桩端分担的荷载为

$P_b = \alpha P$ ，剩下的让桩侧分担。

以上两个假定过于理想化，不能考虑筏板刚度对变形的协调作用和对荷载的传递作用。为了更加准确的分析长短桩组合桩基础，下面两节分别采用本文提出的方法和三维弹塑性有限元法进行深入的分析。

4.3 本文方法对长短桩组合桩基础进行分析研究

由图 4-3 可知 Geddes 应力法分析长短桩组合桩基础时，会出现筏板变形不连续的“跳跃”现象，说明目前的 Geddes 应力法不适用于分析长短桩组合桩基础，而图 4-4 是本文方法与 Geddes 应力法分析结果的对比，图 4-5 (a) 是本文方法计算得到的基础沉降等值线，从中可以看出，本文提出的方法计算得到的基础沉降是缓变的，比较合理，解决了基础板变形不协调这一不合理现象。对于图中出现基础沉降中心处最小而边缘最大的情况，是因为中部的几根长桩控制沉降的作用比较明显，基础中心处的沉降得到较好的控制，全短桩时基础的沉降等值线见图 4-5 (b)。比较图 4-5 (a) 与图 4-5 (b)，全短桩时基础的最大沉降为 84mm，而长短桩组合桩基础的最大沉降仅为 21mm；全短桩的差异沉降达 10mm，而长短桩组合桩基础的差异沉降仅为 3mm，可知中部的 16 根长桩不但使基础的整体沉降得到很好的控制，也使差异沉降控制在很小的范围以内，这充分说明长短桩组合桩基础控制建筑物沉降的优势所在。

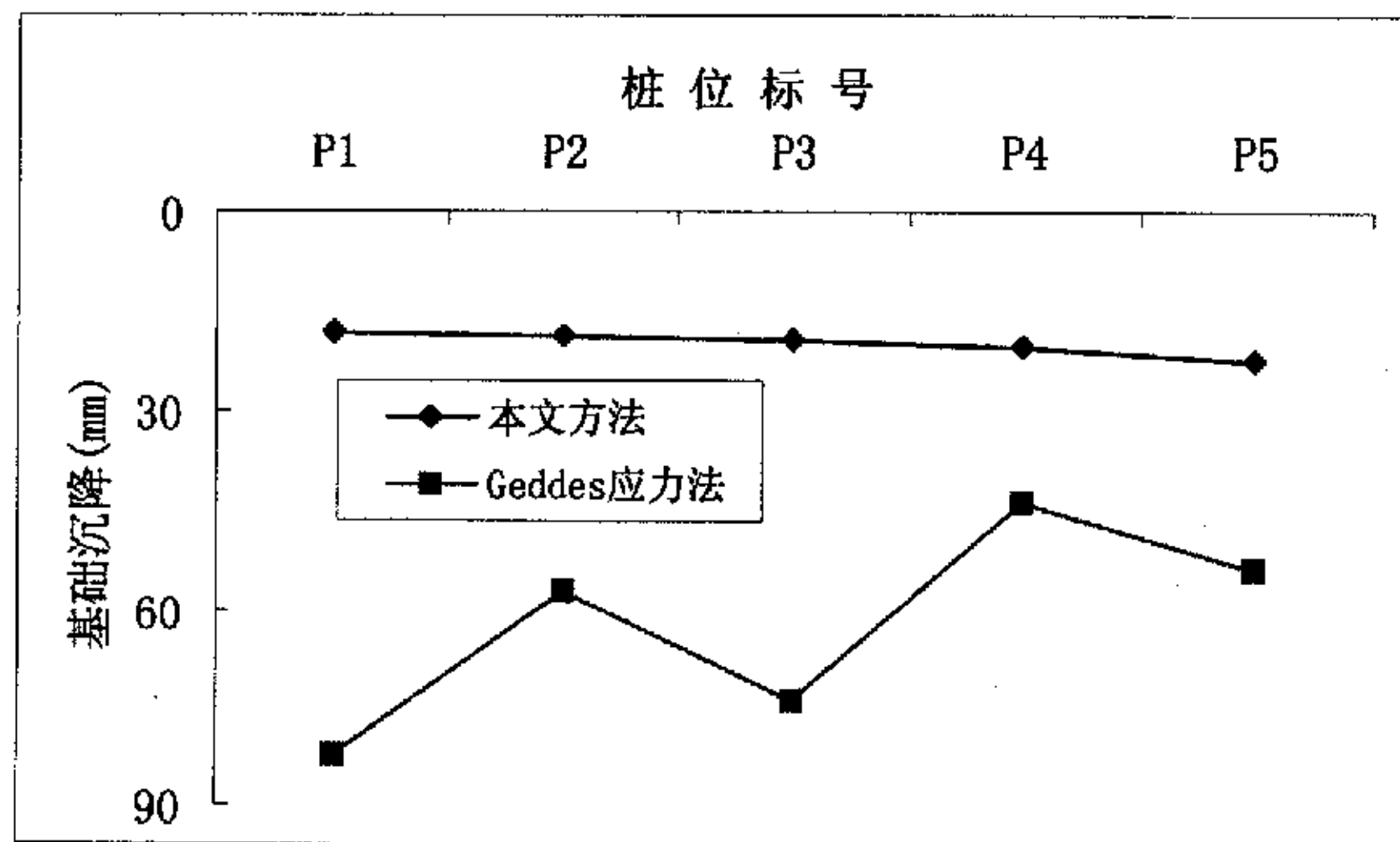
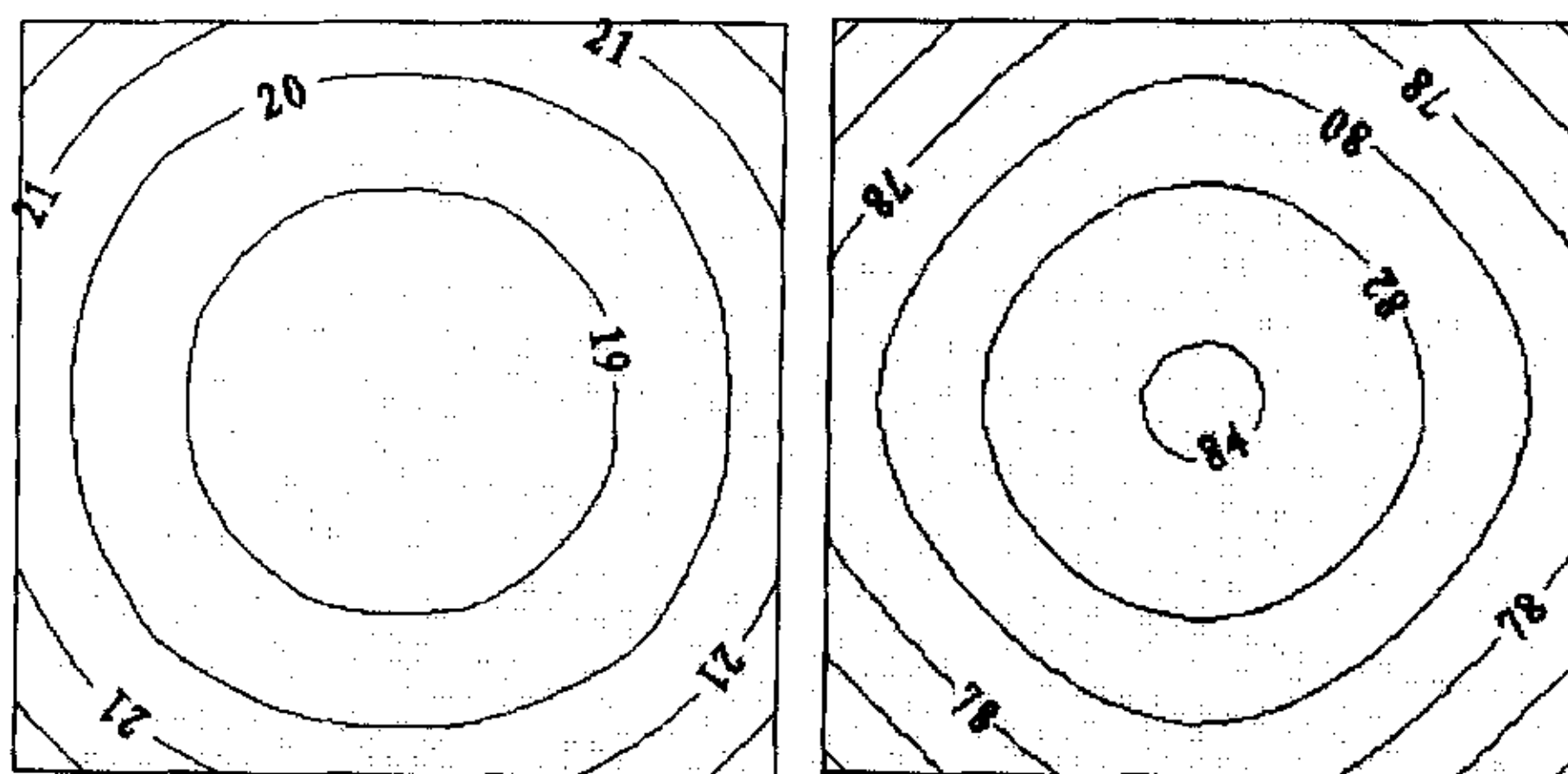


图 4-4 两种方法计算得到的 A-A' 截面上的桩顶沉降分布图



(a) 长短桩组合桩基础

(b) 全短桩基础

图 4-5 基础沉降等值线 (mm)

4.3.1 长短桩组合桩基础的受力变形分析

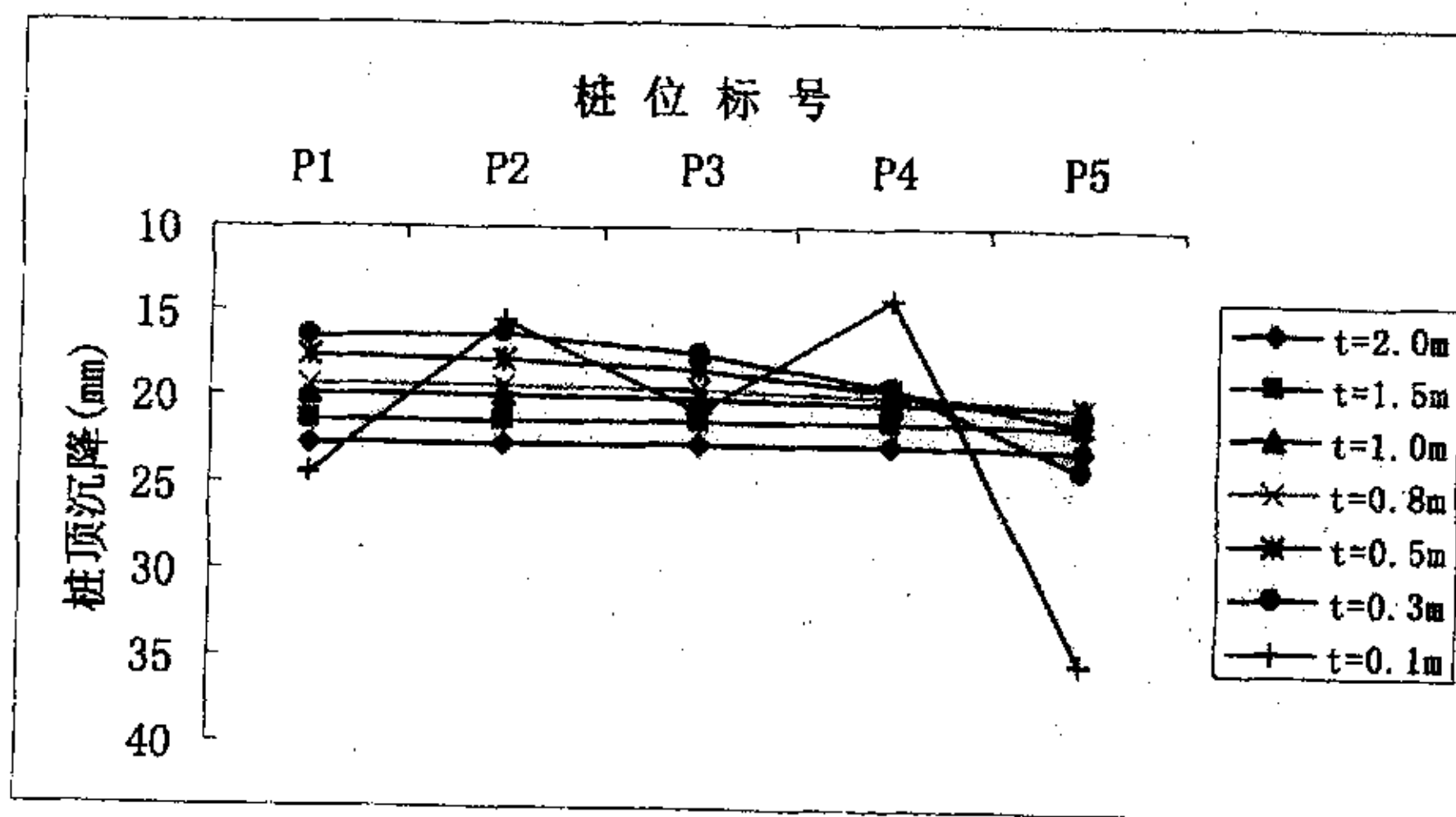
上面论证了本文方法分析长短桩组合桩基础的合理性，为了深入了解长短桩组合桩基础的工作机理、受力变形特征，也是为了把长短桩组合桩基础的理论加以推广，下面仍然以 81 根桩的桩筏模型为例，分析长短桩组合桩基础。

一、板厚对长短桩组合桩基础沉降和桩顶反力的影响

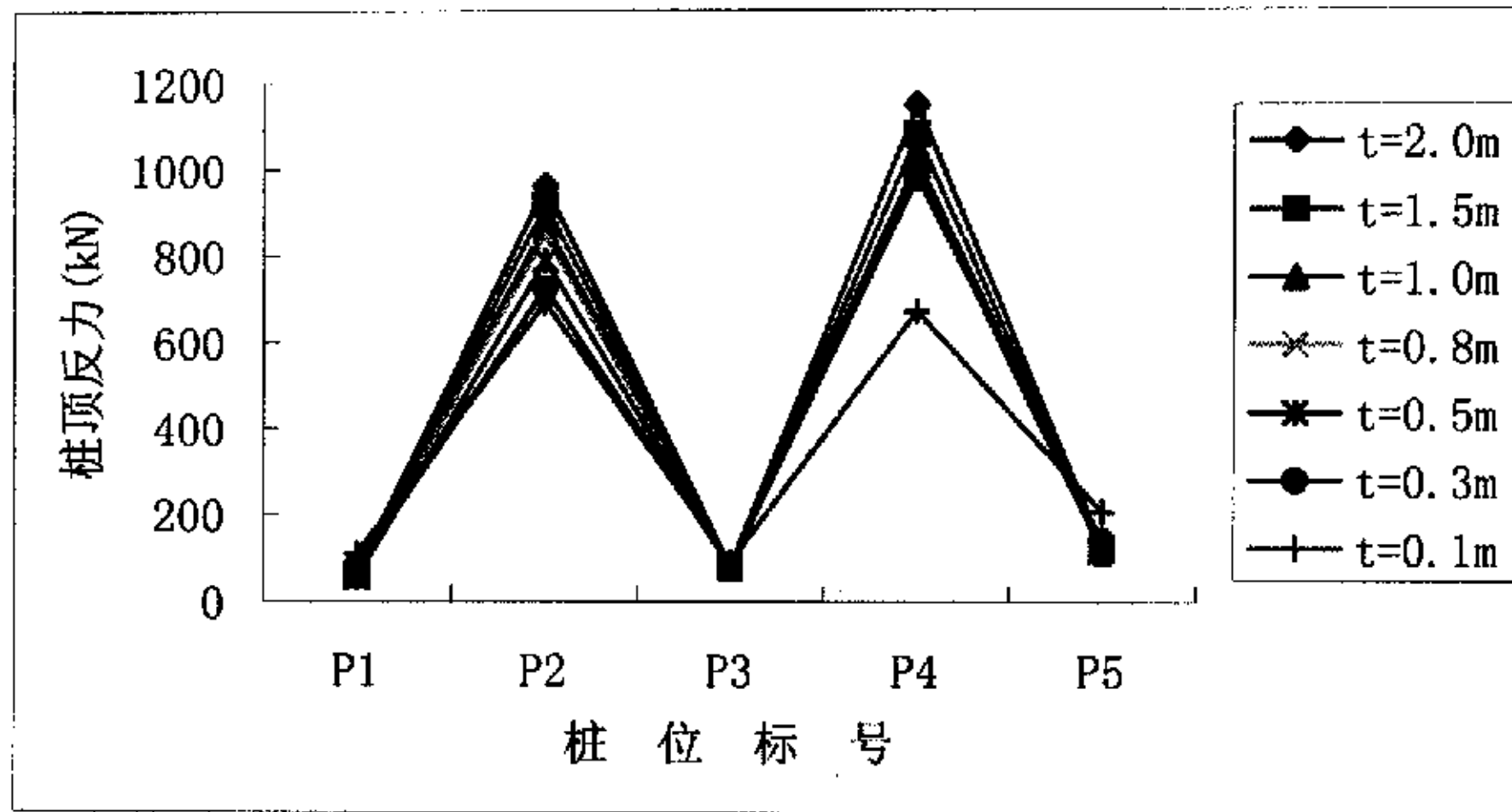
当筏板的厚度改变时，筏板的刚度矩阵有很大变化，图 4-6(a)(b)分别是当板厚 t 分别取 0.1m, 0.3m, 0.5m, 0.8m, 1.0m, 1.5m, 2.0m 时桩顶沉降和桩顶反力的分布变化规律。

可以看出，当板厚在 1.0m 和 2.0m 之间变化时，基础沉降非常均匀，几乎是整体下沉，呈现出绝对刚性板的性质；当板厚在 0.3m 和 0.8m 之间变化时，基础沉降与同种桩型的“盆式沉降”有所不同，呈“中间小，边缘大”的沉降规律，主要是由于中间几根长桩控制沉降的作用比较明显，而且沉降比较连续，呈现出具有一定刚度的弹性板的特征；当板厚 $t = 0.1m$ 时，基础沉降又出现忽大忽小的“跳跃”现象，呈现出柔性板的特征，与不考虑筏板刚度的沉降计算结果具有相似性，且长桩沉降较小，短桩沉降较大。

板厚变化时，基础沉降分布出现如此大的变化与板的刚度大小及其协调能力有关，板较厚越大，其刚度越大，对桩和土的变形协调能力较强，则沉降越均匀。



(a) 桩顶沉降随板厚度的变化



(b) 桩顶反力随板厚度的变化

图 4-6

当筏板厚度不同时，桩顶反力比统计如表 4-1。

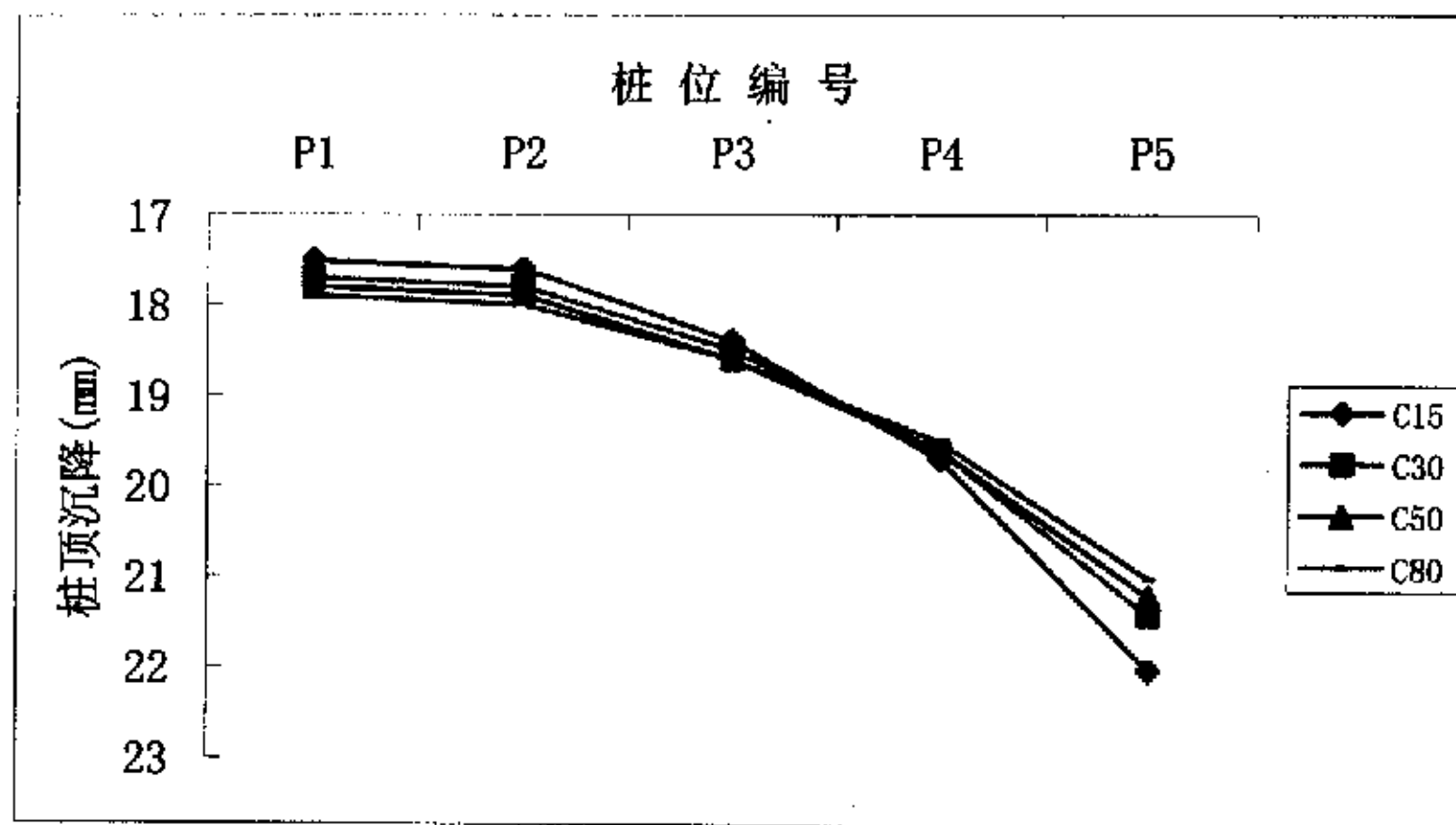
表 4-1 桩顶反力比随板厚的变化表

板厚 t (m)	桩顶反力比 ($P_1:P_2:P_3:P_4:P_5$)
2.0	1: 14.97: 1.23: 17.86: 1.99
1.5	1: 14.65: 1.21: 17.22: 1.92
1.0	1: 14.69: 1.29: 17.17: 1.94
0.8	1: 14.30: 1.31: 16.86: 1.93
0.5	1: 14.63: 1.48: 18.31: 2.24
0.3	1: 10.0: 1.11: 13.57: 1.92
0.1	1: 6.33: 0.81: 6.16: 1.88

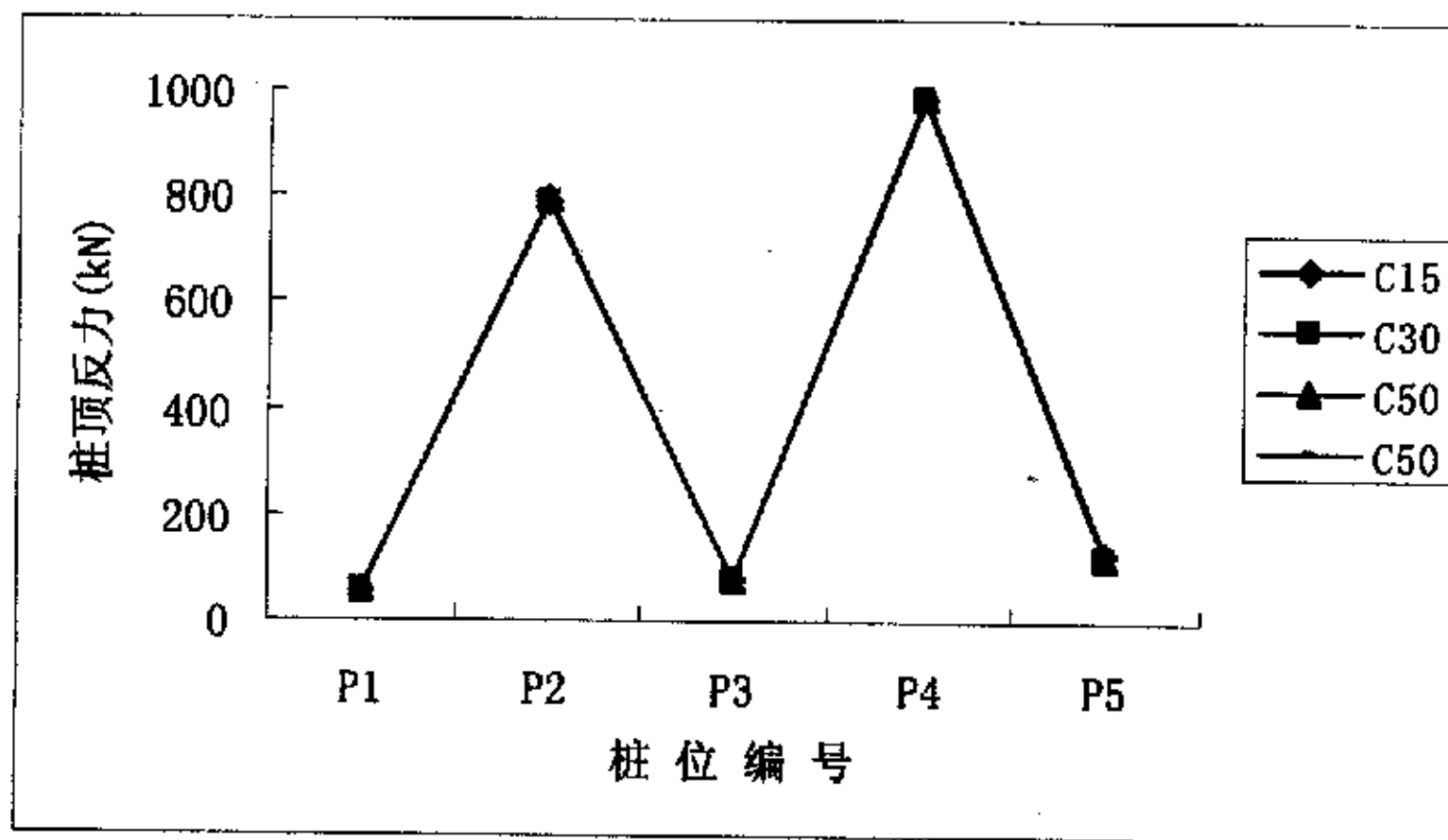
从图 4-6 和表 4-1 可以看出，①长桩的桩顶反力大，短桩的桩顶反力小。②靠近边缘的长桩（4 号桩）顶部反力要比内部长桩（2 号桩）大，靠近边缘的短桩（3 号和 5 号桩）顶部反力也要比内部短桩（1 号桩）大，且这种趋势随板厚度的增加而更加明显。

二、基础板的弹性模量对基础沉降和桩顶反力的影响

由第 3 章的分析可知，对于由同种桩型组成的桩基础，基础沉降和桩顶的反力的分布随板的弹性模量而变化，图 4-7(a)(b) 是对于长短桩组合桩基础，当筏板材料的混凝土标号（即弹性模量）变化时，基础沉降与桩顶的反力的变化。可以看出，当板的混凝土标号分别取 C15, C30, C50, C80 时，基础中点处的沉降由小变大，而边缘处的沉降则由大变小；差异沉降则随着混凝土标号的升高而变小，沉降趋于均匀。而桩顶反力的分布几乎没有变化。



(a) 桩顶沉降随混凝土标号的变化图

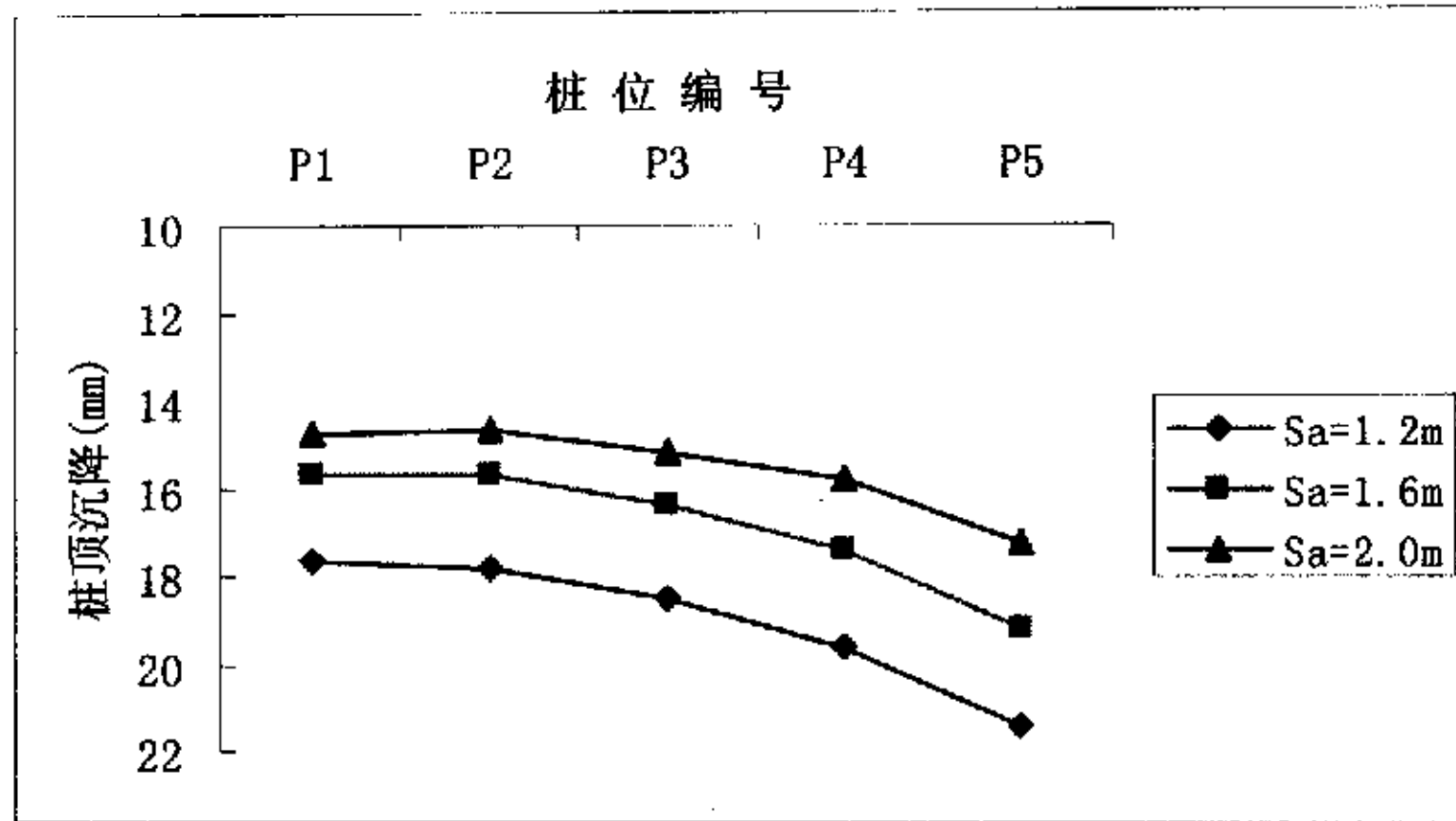


(b) 桩顶反力随混凝土标号的变化图

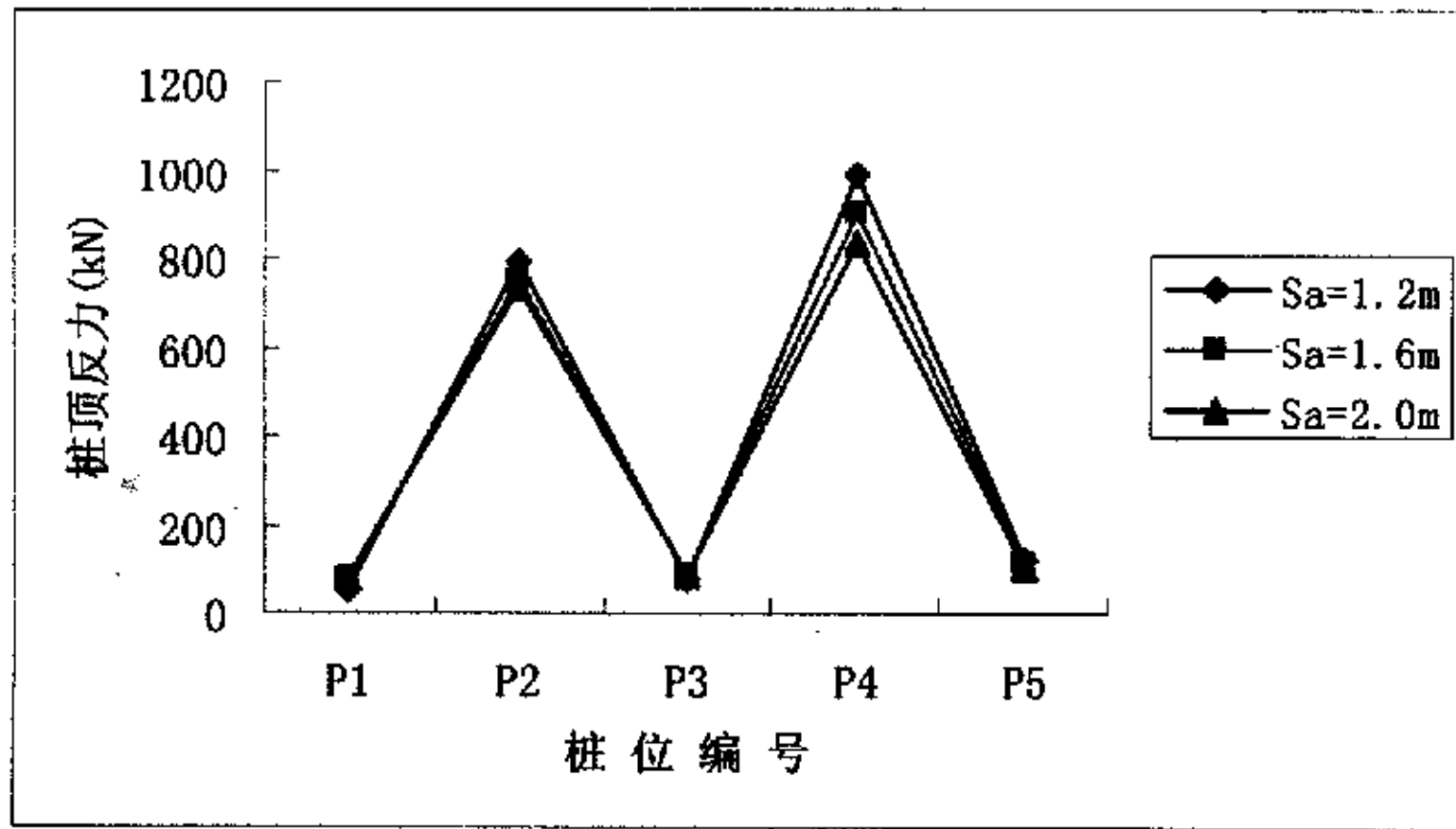
图 4-7

三、桩间距对基础沉降和桩顶反力的影响

由第3章的分析可知，对于单一桩型的桩筏基础，由于桩与桩之间的相互影响变小，基础沉降随桩间距的增大而减小。对于长短桩组合桩基础，同样可以分析基础沉降与桩顶反力随桩间距的变化。图 4-8(a)(b)分别是当桩间距 S_p 取 1.2m, 1.6m, 2.0m 时的桩顶沉降与桩顶反力分布图。可以看出，长短桩组合桩基础与单一桩型的桩筏基础的基础沉降具有相似性，都是随桩间距的增大而减小；长桩的桩顶反力随桩间距的增大而稍有减小，而短桩的桩顶反力随桩间距的增大而稍有增加，所以当桩间距增大时，基础底部的反力逐渐均匀化。



(a) 桩顶沉降随桩间距的变化



(b) 桩顶反力随桩间距的变化

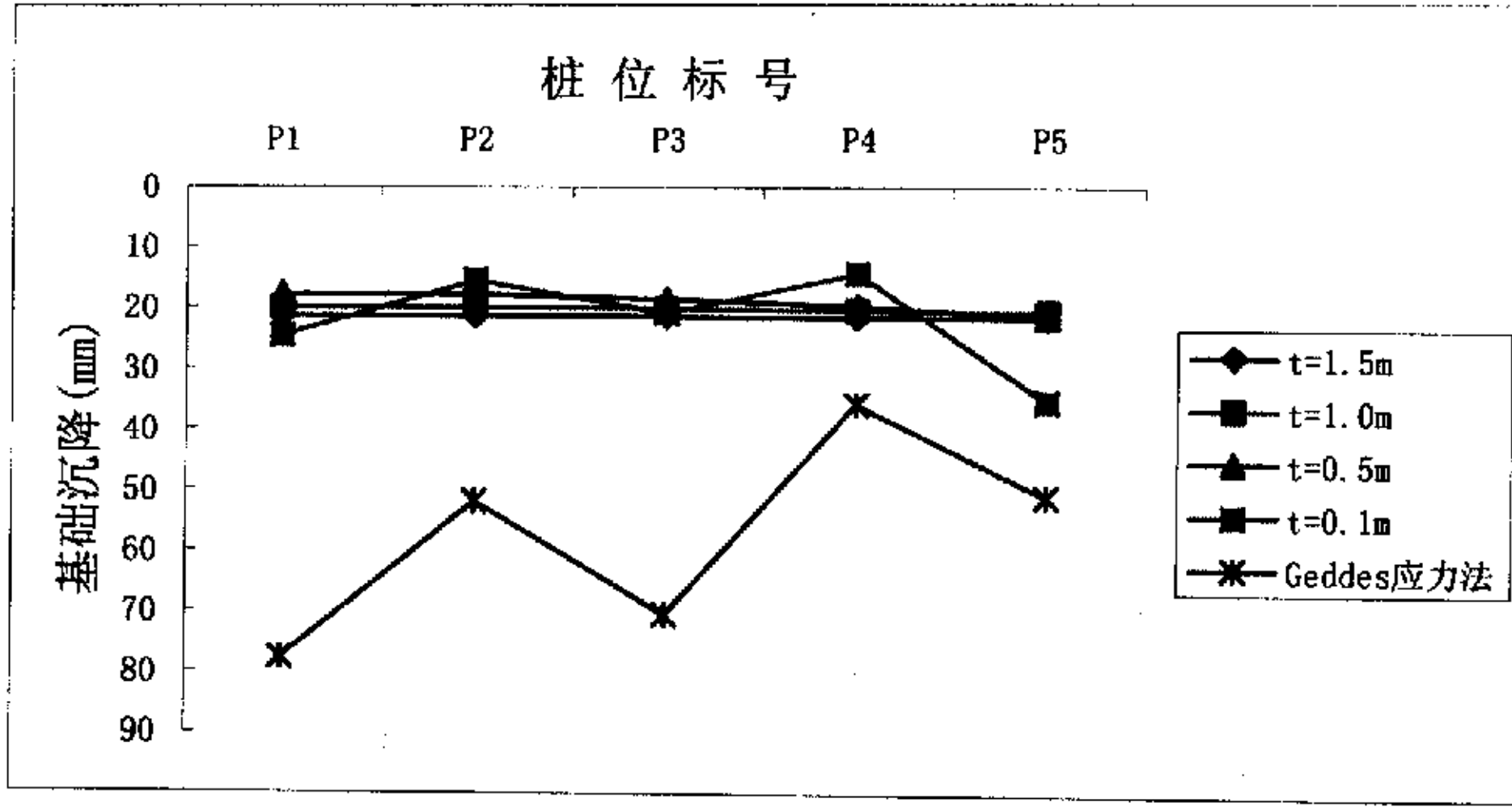
图 4-8

4.3.2 本文方法与 Geddes 应力法计算结果比较

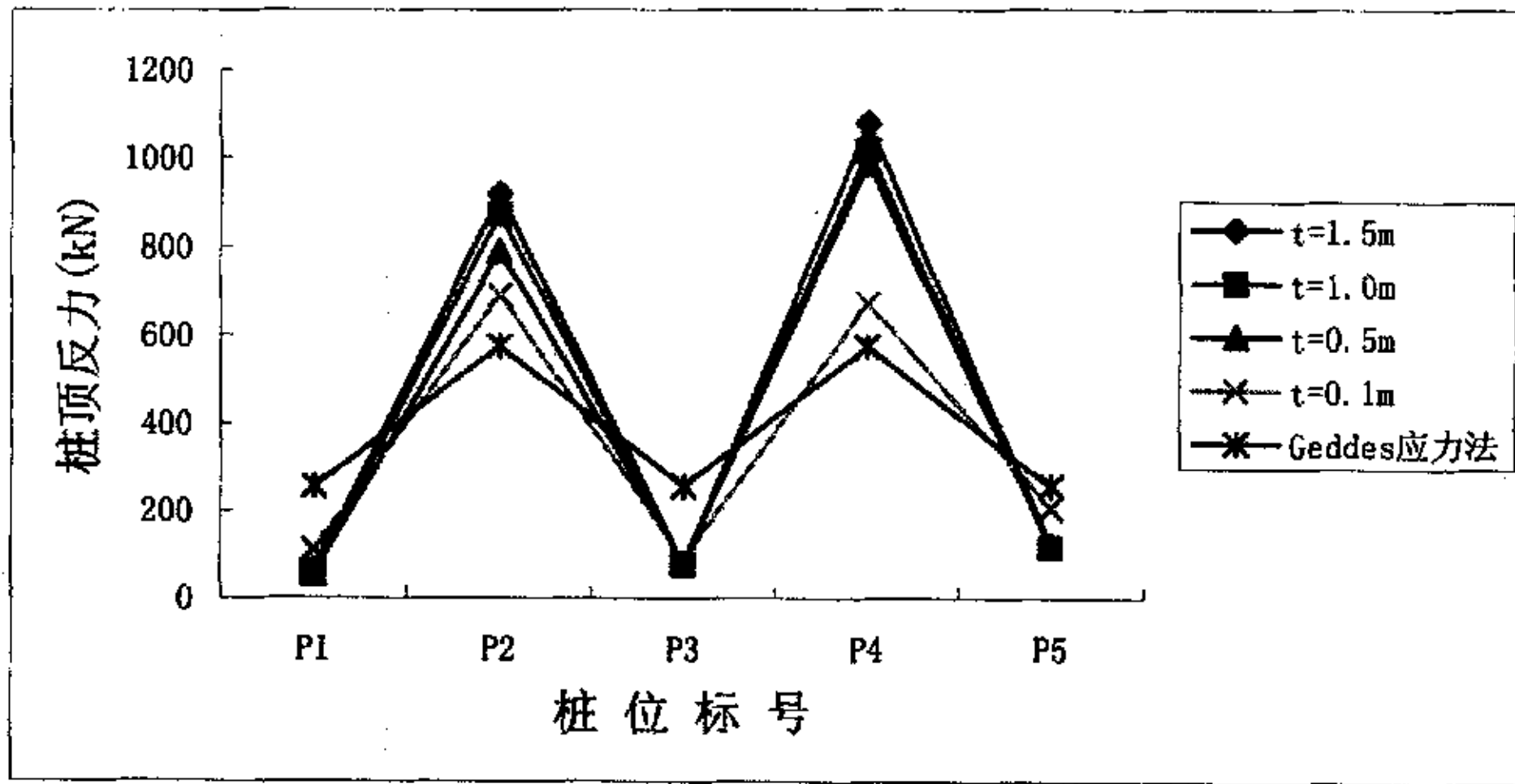
本文方法的计算原理中已经考虑到筏板的刚度和基础变形的连续性，但简化的 Geddes 应力法没有考虑这一点，是一个理想化的模型，不附合基础的实际工作机理。为了比较这两种方法在长短桩组合桩基础上应用的区别，现把上面 9×9 桩筏模型的计算结果放在一起加以比较，见图 4-9。

图 4-9(a)是两种方法计算出的基础沉降分布，本文方法的沉降计算结果比简化弹性理论法小很多，且当板厚大于 0.5m 时，基础变形比较协调，而当板厚等于 0.1m，基础刚度非常小，基础变形不再协调，出现“跳跃”现象，比较接近 Geddes 应力法的沉降分布规律。

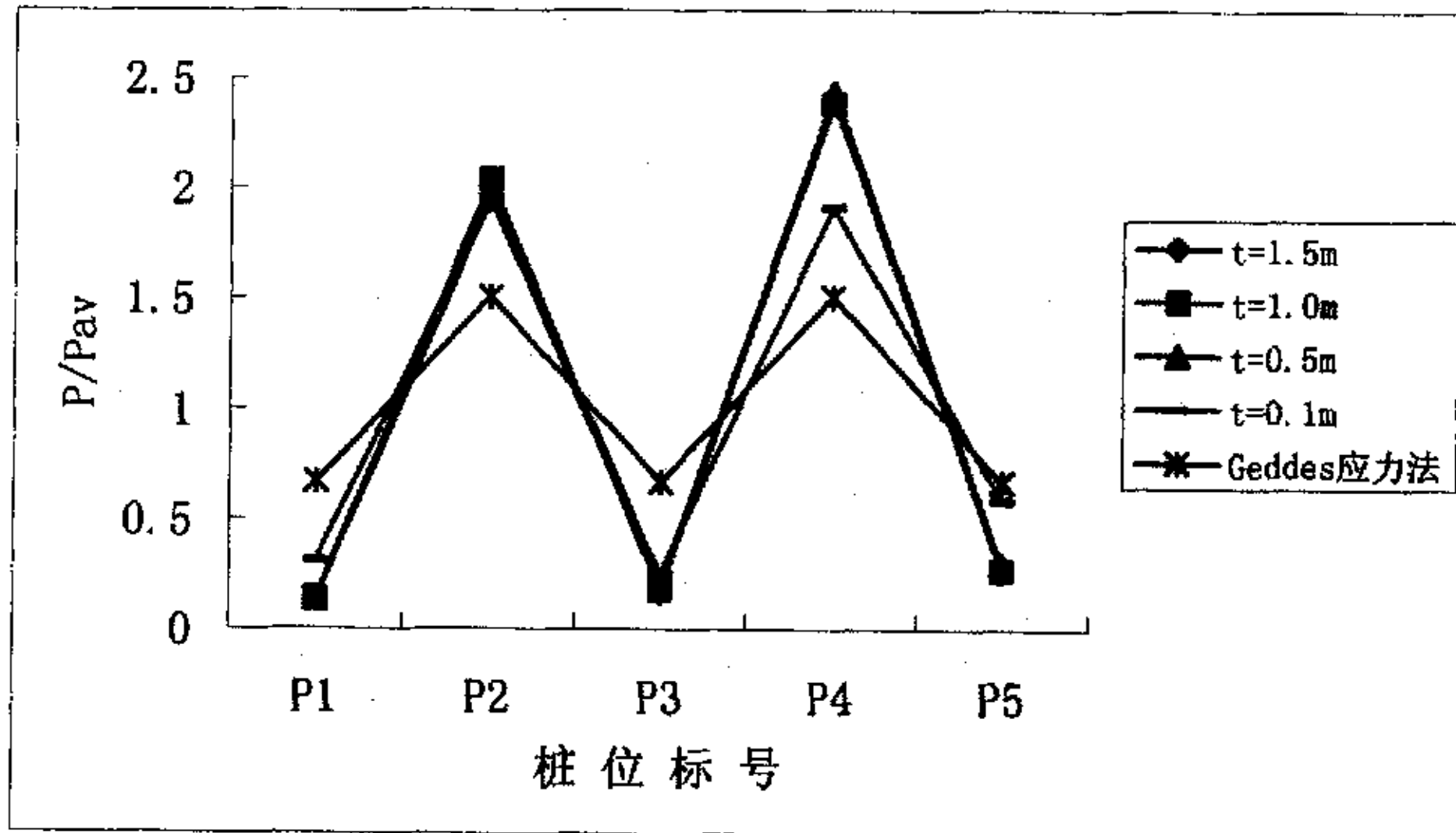
4-9(b)和(c)分别是两种方法计算出的桩顶反力分布和桩顶反力与平均桩顶反力之比，可以看出，本文方法的计算结果中，长桩分担的荷载比简化的 Geddes 应力法大，相反短桩则小一些，这说明筏板刚度协调基础变形的能力促使荷载更多地向长桩集中，而不是按照桩的承载能力进行分配，所以单桩分担的荷载有可能超过其承载能力，在基础设计时应引起足够的重视。



(a) 基础沉降分布



(b) 桩顶反力分布



(c) 桩顶反力与平均桩顶反力之比 P/P_{av} 的分布

图 4-9 两种方法的计算结果对比

4.4 长短桩组合桩基础的三维弹塑性有限元分析

为了分析比较长短桩组合桩基础与同种桩型桩基础在沉降分布和荷载分布规律的相同与相异之处,同时为了更加深入的分析基础沉降、桩顶反力的分布规律,下面建立一个(9×9)桩的桩筏模型,运用三维弹塑性有限元方法对全短桩基础、全长桩基础、长短桩组合桩基础进行比较分析,来阐述各类基础在变形性状和荷载分布上的异同。

4.4.1 计算方法和土的本构模型

一、计算方法

不同基础类型的比较采用弹塑性增量有限元方法进行^[35]。桩体采用线弹性本构模型,筏板采用弹性薄板理论^[26],土体采用摩尔-库仑模型,鉴于桩体和土体材料相差甚远,在两者接触处采用接触面模型来模拟其相互作用。弹塑性应力应变关系可表述为:

$$\{d\sigma\} = [D_{ep}] * \{d\varepsilon\} \quad (4-3)$$

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (4-4)$$

式中, $\{d\sigma\}$ 为应力增量, $[D_{ep}]$ 为弹塑性刚度矩阵, $\{d\varepsilon\}$ 为总的应变增量, $\{d\varepsilon^e\}$ 是由弹性变形引起的应变增量, $\{d\varepsilon^p\}$ 是由塑性变形引起的应变增量。

弹性应变和应力之间的关系到为

$$\{d\sigma\} = [D] \{d\varepsilon^e\} \quad (4-4)$$

塑性应变和应力之间的比例关系关系可以屈服准则和硬化规律中推导出来,此处略去,具体推导过程请参考文献 [36]。

采用弹性-理想塑性本构关系时,根据屈服准则和流动法则可推得弹塑性矩阵的表达式

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}} \quad (4-5)$$

式中, $A = F' \left\{ \frac{\partial H}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}$, $F' = \frac{dF(H)}{dH}$, $[D]$ 为弹性刚度矩阵, $f(\sigma)$ 为屈服函数, $g(\sigma)$ 为塑性势函数, A 为反映硬化特性的变量, H 为硬化参数。

当不考虑硬化规律时,弹塑性矩阵可表示为

当不考虑硬化规律时,弹塑性矩阵可表示为

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{\left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}} \quad (4-6)$$

二、土体本构模型

摩尔-库仑 (Mohr-Coulomb) 弹塑性本构模型能够比较准确的反映岩土体介质的力学性质, 因此在土力学中得到广泛的应用, 本课题土体分析采用该模型。

摩尔-库仑模型的屈服面是一个不规则的六角形截面的角锥体表面, 见图 4-10。

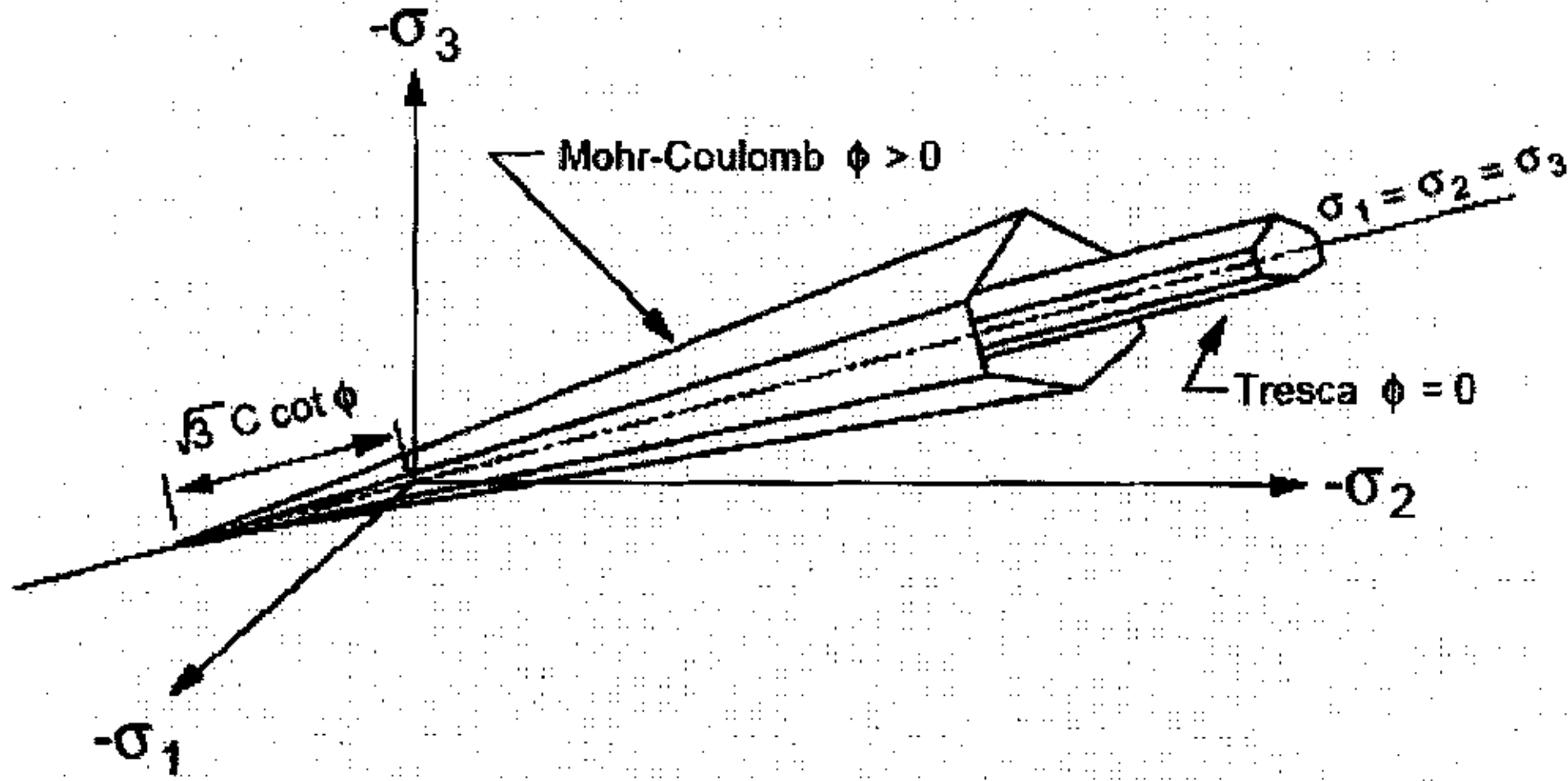


图 4-10 主应力空间中的摩尔-库仑和屈斯卡(Tresca)屈服面模型

摩尔-库仑模型屈服准则^[37]可表达为:

$$f(\sigma) = \frac{1}{3} I_1 \sin \varphi + \left(\cos \theta_\sigma - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta_\sigma \sin \varphi \right) \sqrt{J_2} - c \cdot \cos \varphi = 0 \quad (4-7)$$

式中, I_1 为应力张量的第一不变量, J_2 为应力偏量的第二不变量, θ_σ 为罗德角

($-\pi/6 \leq \theta_\sigma \leq \pi/6$), c 为粘聚力, φ 为内摩擦角。

规定以拉为正, 且 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ 时, 流动准则采用主应力的表达形式为,

$$g(\sigma) = \sigma_3 - \sigma_1 N_\psi \quad (4-8)$$

$$N_\psi = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \quad (4-9)$$

式中, ψ 为剪胀角。

三、接触面模型

由于桩土两种材料的性质相差甚大, 在一定受力条件下, 有可能在其接触面上产生错动滑移或者开裂, 为了模拟受荷过程中桩土之间的滑移现象, 有限元分析中采用了接触面单元, 接触面单元会发生法向和切向的位移。考虑到计算中的收敛性, 接触面单元类型采用非线性弹簧单元, 屈服准则采用线性库仑模型^[38]。弹簧单元在接触面的节点间通过切向和法向两根弹簧构成, 来模拟切向和法向刚度 K_n 和 K_s 。利用虚功原理, 可以建立节点力

和节点位移的关系表达式:

$$[F] = [B]^T [D] [B] \{\delta\} \quad (4-10)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} -\cos(\theta) & -\sin(\theta) & \cos(\theta) & \sin(\theta) \\ \sin(\theta) & -\cos(\theta) & -\sin(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} \quad (4-11)$$

$$[D] = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \quad (4-12)$$

式中, $[F]$ 为节点力向量, $\{\delta\}$ 为节点位移向量, θ 为局部坐标 Ox' 轴与整体坐标 Ox 轴的夹角。

4.4.2 三维弹塑性有限元实例分析

一、实例分析模型

有限元分析中筏板采用三角形薄板单元, 土体和桩采用块体和实体单元, 桩周和桩底与土接触处设置接触面单元。有限元模型的范围在竖向取两倍的长桩长度, 水平方向取 2.5 倍的长桩长度^[39]。模型的约束条件为在侧面采用法向约束, 底面采用全自由度约束。考虑到模型的对称性, 取模型的四分之一进行计算, 见图 4-11。

图 4-11 (a) 中由 4 根长桩和 21 根短桩组成, 长桩长 32m, 短桩长 24m, 桩截面统一为直径 0.6m 的圆, 桩间距为 2.5m, 筏板厚 0.75m, 施加上部总荷载 24200kN 于筏板上, 相当于均匀荷载 200kPa。以对角线上 $A-A'$ 剖面所经过的五根桩为研究对象, 分别命名为 1、2、3、4、5 号桩, 其中 2 号桩和 4 号桩是长桩, 其他三根桩为短桩, 见图 4-11 (b)。

当分析全短桩基础时, 把图中的四根长桩换成短桩。分析全长桩时, 分两种情况, 第一种情况是去掉所有的短桩, 只留下四根长桩; 第二种情况是 25 根桩全是长桩。

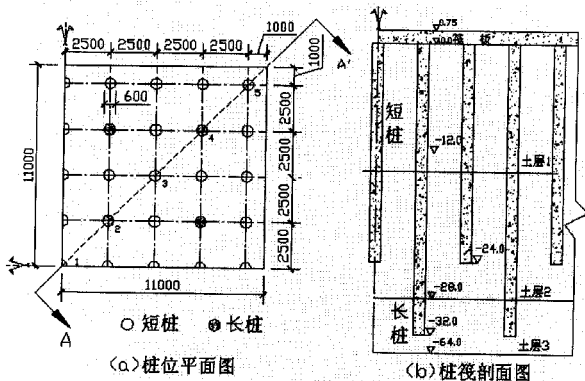


图 4-11 长短桩桩筏基础的平面图与剖面图

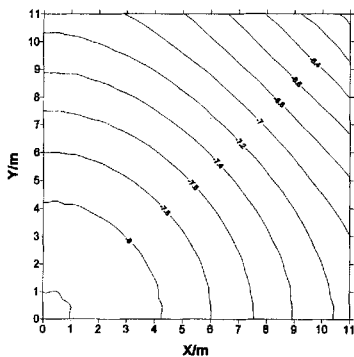
土层共分三层, 见图 4-11 (b), 各土层的有限元参数以及桩和筏板的力学参数见表 4-2。

表 4-2 有限元分析参数表

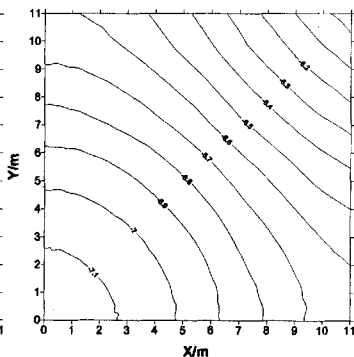
土层 编号	土层参数						接触面参数			
	H (m)	γ (KN/m ³)	c (KPa)	φ (°)	弹模 (MPa)	泊松 比	Kn (MPa/m)	Ks (MPa/m)	c (KPa)	φ (°)
1	12	18	20	12	8	0.4	100	10	20	12
2	16	18	5	20	12	0.4	200	20	5	25
3	36	20	3	30	60	0.4	300	30	3	35
筏板 与桩		25.0	\	\	30000	0.20	\	\	\	\

二、沉降结果分析

全短桩基础、长短桩组合桩基础、25 根长桩的全长桩基础和 4 根长桩的全长桩基础的沉降等值线分别见图 4-12(a) (b) (c) (d), 为了称呼上的简便、直观, 把图 4-11 中(a) (b) (c) (d) 对应的四种基础分别简称为基础 A、基础 B、基础 C、基础 D。从图中可以看出: ①基础 A、基础 B 和基础 C 的沉降分布呈“中间大, 边缘小”的碟形沉降, 而基础 D 的沉降在四根长桩集中的地方比较小, 其他地方逐渐大; ②四种基础类型的最大沉降大小关系是: 基础 D>基础 A>基础 B>基础 C, 其值分别是 9.12 cm、8.22cm、7.15cm、7.08 cm, 这种沉降规律充分说明长桩控制沉降的效果要优于短桩; ③四种基础类型的差异沉降的大小关系是: 基础 A>基础 C>基础 B>基础 D, 其值分别是 2.216 cm、2.0cm、1.15cm、0.436 cm, 说明长短桩组合桩基础对差异沉降的控制要好于全短桩基础和全长桩基础。



(a) 全短桩



(b) 长短桩组合桩基础

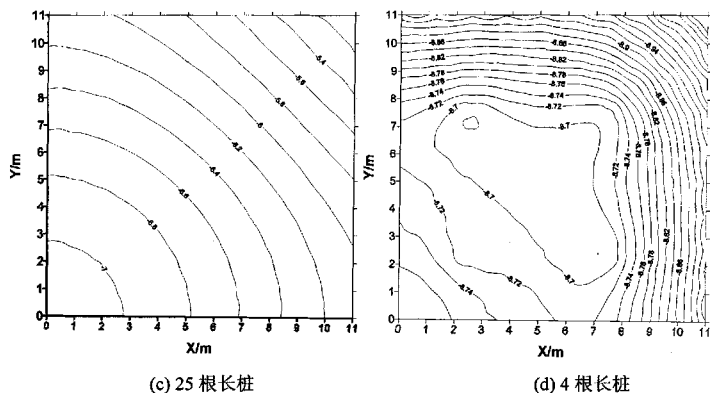


图 4-12 四种基础的沉降等值线 (单位: 厘米)

三、桩身轴力分布

为说明不同基础类型下短桩桩身轴力的变化选取图 4-11 (a) 中 $A-A'$ 剖面的 3 号短桩为代表, 不同基础类型下 3 号短桩的桩身轴力分布图如图 4-13 所示。由图 4-13 知, 不同基础类型下短桩桩身轴力的分布规律非常相似, 都是桩顶轴力较大, 向下逐渐减小。不同之处在于, 由于长短桩分担掉较多的荷载, 长短桩组合桩基础中的短桩轴力要小于全短桩; 而且长短桩的上部 5 米的范围内轴力不但没有减小, 还有稍微的增加, 说明有较小的负摩阻力出现, 全短桩基础中则没有出现负摩阻力。

以图 4-11 (a) 中 $A-A'$ 剖面的 2 号长桩为代表, 说明长短桩组合桩基础、4 根长桩的全长桩基础、25 根长桩的全长桩基础中长桩桩身轴力分布的规律, 见图 4-14。可以看出, 不同基础长桩的桩顶轴力是不同的, 长桩桩数越少, 则轴力越大; 不论 4 根长桩还是 25 根长桩的全长桩基础, 基本上都没有负摩阻力出现; 与 25 根长桩基础桩身轴力缓慢降低相比, 4 根长桩的全长桩基础中桩身轴力递减速度更快; 长短桩基础中的长桩出现较大的负摩阻力, 上部 10 米范围内的轴力基本上呈比直线稍微倾斜的趋势增大, 10 米与 24 米之间的桩身轴力增大幅度非常大, 说明这段的负摩阻力非常大, 而且 24 米正好是短桩桩端所处位置, 到了短桩桩端面以下的范围, 长桩桩身轴力迅速变小。为了分析长短桩基础中长桩桩身出现负摩阻力的原因, 现把长短桩组合桩基础中 2 号长桩和 3 号短桩的桩身轴力放在一起加以比较, 见图 4-15, 从图中可以发现, 长短桩组合桩基础中, 在短桩桩身长度的范围内, 短桩没有出现负摩阻力, 长桩则出现较大的负摩阻力, 说明短桩受到的荷载又通过土介质的传递作用, 把荷载传递给长桩, 使长桩承受更多的荷载, 长桩的承载能力得以充分发挥, 因此在强度设计时, 应该赋予长桩更多的安全储备, 以避免发生长桩桩身被压坏的现象。

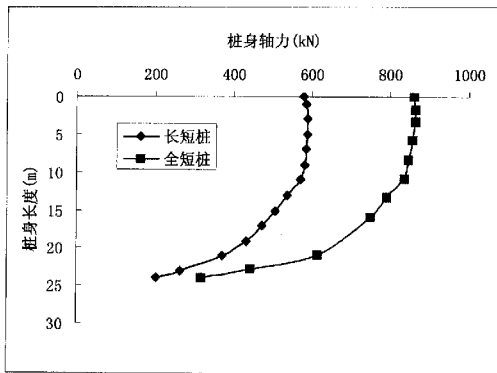


图 4-13 不同基础类型下 3 号短桩的桩身轴力分布图

四、不同基础类型中桩顶轴力分布

图 4-16 是四种桩筏基础中， $A-A'$ 剖面上五根桩的桩顶荷载分布图，从图中可以看出：

①不论是 4 根长桩的全长桩基础还是 25 根长桩的全长桩基础，中部桩顶的荷载大小差不多，而角桩桩顶荷载明显大于中间桩；

②长短桩组合桩基础中，角桩 5 号短桩的桩顶荷载要大于内部 1 号、3 号短桩的桩顶荷载，4 号长桩的桩顶荷载大于 2 号长桩的桩顶荷载，这种规律主要是由于筏板的刚度作用能够传递荷载，协调各桩顶的变形造成的，充分说明在长短桩组合桩基础沉降计算和荷载分布分析中，基础板的刚度作用不可忽视，因此不考虑板刚度的 Geddes 应力法计算基础沉降和基础反力分布是有缺陷的。

③全短桩基础与 25 根长桩的全长桩基础的桩顶荷载的分布规律是相同的，说明在同种桩型的条件下，桩顶荷载只与荷载水平有关，而与桩的尺寸大小和桩承载力大小无关。

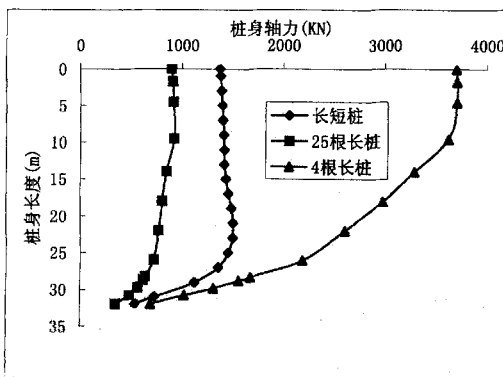


图 4-14 不同基础类型下 2 号长桩的桩身轴力分布图

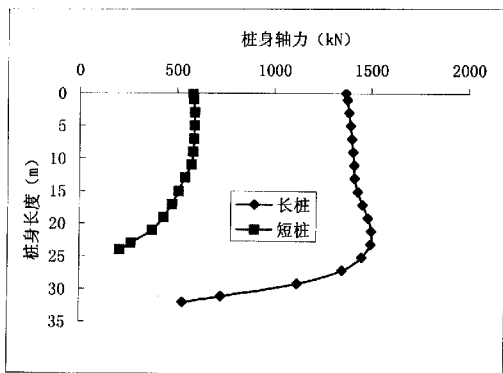


图 4-15 长短桩组合桩基础中 2 号长桩和 3 号短桩的桩身轴力

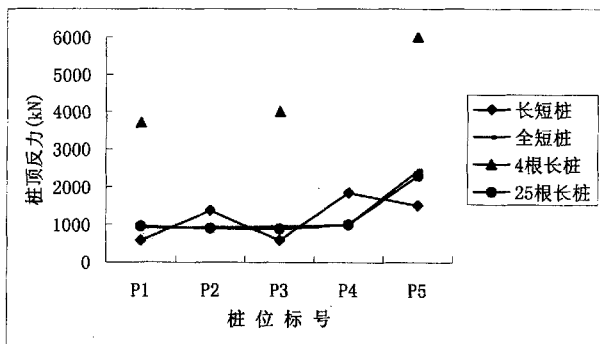


图 4-16 不同基础类型的桩顶荷载分布图

五、三维弹塑性分析与本文方法的分析结果对比

表 4-3 是本文方法与三维弹塑性有限单元法计算得到的基础最大沉降与差异沉降的列表，不论是全短桩基础还是长短桩组合桩基础，本文方法得到的最大沉降和差异沉降都大于三维弹塑性有限单元法，而当采用全长桩基础时，本文方法的分析结果小于三维弹塑性有限单元法，说明本文方法对桩长和分层的土力学性质比较敏感。

表 4-3 本文方法与三维弹塑性有限单元法的沉降分析结果 (单位: mm)

		全短桩	长短桩	25 根长桩	4 根长桩
弹塑性分析	最大沉降	82.2	71.5	70.8	91.2
	差异沉降	22.2	11.5	20	4.4
本文方法	最大沉降	137.2	91.8	52	\
	差异沉降	45	30	19.7	\

注：因为只采用 4 根长桩时的基础已经处于塑性阶段，而本文提出的方法是一种弹性

理论方法，因此无法分析塑性状态下的桩筏基础。

图 4-17 是采用本文方法分析得到的三种基础型式的桩顶反力分布图，从桩顶反力的大小以及分布形态来看，与图 4-16 三维弹塑性有限单元法分析的结果基本吻合，再次证明本文方法的准确性。

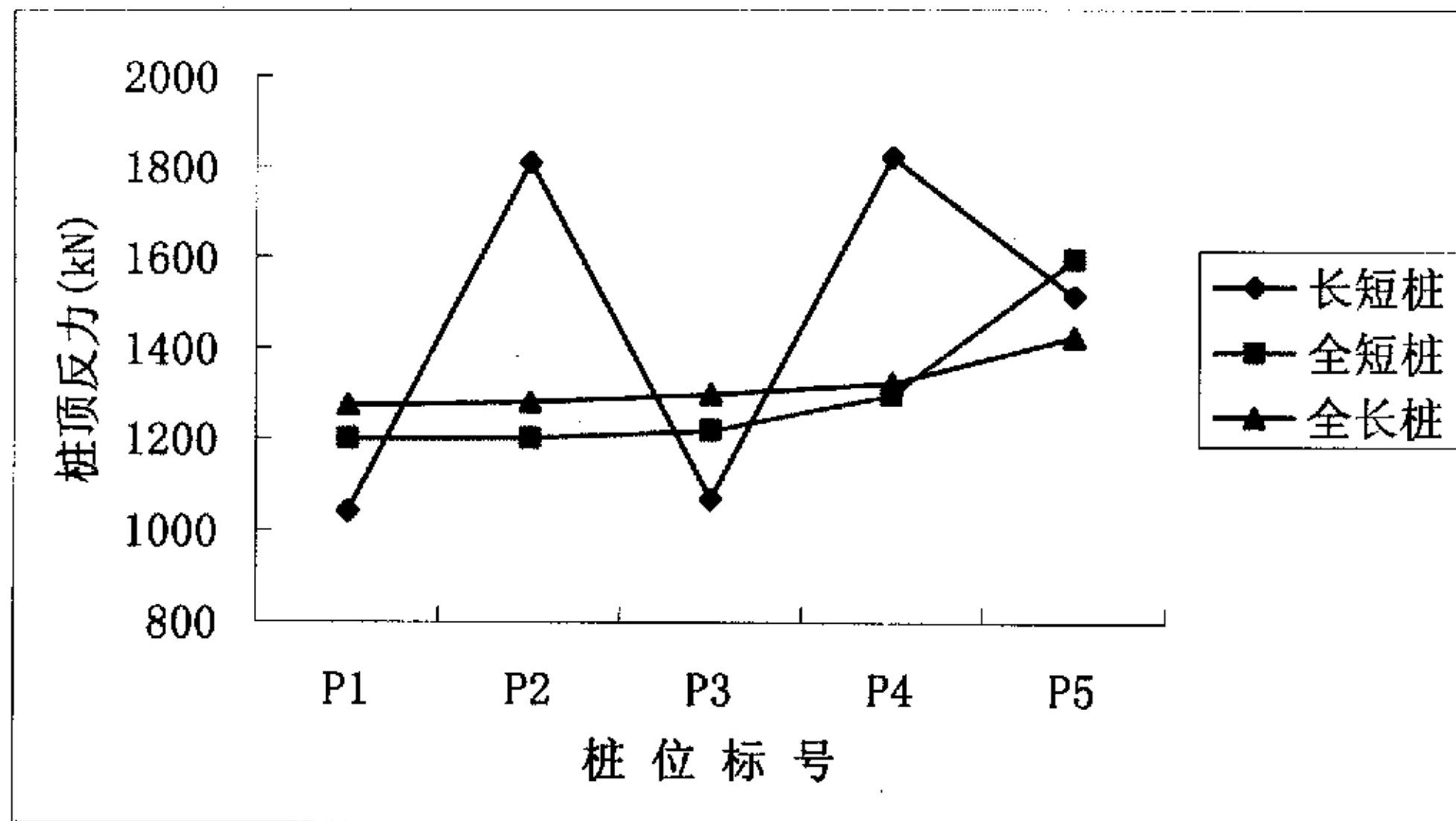


图 4-17 三种基础型式的桩顶反力分布图

本章小结

本章分别按 Geddes 应力解理论、基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用法和三维弹塑性有限元三种方法对长短桩组合桩基础进行了详细的分析，指出 Geddes 应力法用于长短桩组合桩基础时的不完善之处，而本文提出的方法能够使计算得到的基础沉降更加符合实际情况，并进一步分析了基础沉降和桩顶反力随板厚、板的弹性模量以及桩间距的变化规律，得出一定的规律性认识，确定了该方法的正确性与可行性。最后通过大型软件对桩筏基础进行了三维弹塑性有限元分析，从负摩阻力的角度找出长桩桩顶轴力偏大的原因，得到一定的规律，为理论界和工程设计人员提供更多的参考。三维弹塑性有限元分析与本文分析结果的对比证明了基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析法的准确性。

第5章 工程实例与应用

5.1 工程应用一

5.1.1 工程概况及工程地质资料

东方华庭二期商住楼工程位于广东省汕头市滨港路南侧，龙眼南路西侧，整个工程由5栋24层至29层不等的高层建筑组成。场地地层系由海边池塘、湿地填积而成地建筑场地。根据甲方提供的由汕头市建筑设计院编写的《东方华庭二期工程勘察报告》(K03-040)，本场地地基岩土层由上而下可分为15个层次，各土层参数见表5-1。

表5-1 土层参数一览表

层号	土层名称	层厚(m)	天然重度 (KN/m ³)	内聚力 (KPa)	内摩擦 角(度)	Es1-2 (MPa)	标贯 击数
1	杂填土	1.60~4.80					9.5
2	淤泥质土	0.35~6.50	16.6			2.443	
3	粉砂	1.50~3.85					5.8
4	淤泥质土	8.9~13.85	17.3	18.1	18.9	2.98	
5	粘性土	1.19~5.60	19.7	40.3	6.2	6.527	11.8
6	含砾粗砂	5.6~9.53					28.6
7	粘土	0.80~7.8	17.7	37.5	4.5	4.211	4.8
8	粉质粘土	0.15~4.90	17.9	52.6	5.1	6.842	10.7
9	粘土	8.38~18.55	18.1	41.7	6.6	4.731	7.2
10	含砾粗砂	0.10~3.88					30.6
11	粉质粘土	0.4~6.4	20.3	29	9.4	6.97	11.5
12	含砾粗砂	1.40~7.70					33.9
13	砂质粘土	0.65~14.07	18.8	26	22	3.579	30.0
14	强风化花岗闪长岩	0.06~9.15					73.9
15	中风化花岗闪长岩	未打穿					

注：地下水位埋深为0.98m

本文以第5栋建筑为例进行分析，第5栋建筑位于基地西南角，框剪结构，高度25层。基础面积1132m²，基础埋深8m，室内外高差1.8m，地下室深度8.3m，基础板厚1.5m。上部结构荷载422045.4KN，荷载分布图见图5-1。根据地质报告，第5栋建筑处的勘探钻孔编号分别为ZK22、ZK23、ZK31、ZK29、ZK32、ZK35、ZK36，各钻孔所揭露的地层厚度如表5-2。

表 5-2 第 5 栋建筑各钻孔所揭露地层厚度 (m)

地层编号及名称	钻孔编号						
	zk22	zk23	zk31	zk29	zk32	zk35	zk36
1 杂填土	3.2	2.8	2.35	2.45	2.35	3.25	2.85
2 淤泥质土—淤泥	1.3	5.2	4.4	4.9	5.65	4.55	5.4
3 粉砂	3.7	3.5	3.42	3.65	2.4	3.17	2.3
4 淤泥质土—淤泥	13.85	10.35	11.7	11.55	10.6	11.47	9.8
5 粘性土—粉土	1.19	2.1	1.9	4.1	3.4	2.7	4
6 含砾粗砂	8.89	8.45	7.98	5.95	7.5	6.5	8
7 粘土	5.42	4.7	5.7	4.4	6.6	6.1	5.5
8 粉质粘土	1.25	0.8	2	2.7	1.3	1.76	1.2
9 粘土	13.3	12.4	8.65	10.08	10.25	10.84	8.38
10 含砾粗砂	0	2.4	0	0	2.45	0	2.2
11 粉质粘土	0.93	0.4	6.4	4	0	3.84	2.1
12 含砾粗砂	5.65	2.9	5.85	5.65	2.55	7.7	7.05
13 砂质粘土	3.32	4.3	2.6	7.2	10.65	4.6	7.9
14 强风化花岗闪长岩	6.35	5.2	9.15	5.2	2.05	4.8	2.5
15 中风化花岗闪长岩	未钻穿						

据表 5-2, 场地内第 6 层土为含砾粗砂层, 厚度 5.95~8.89m, 承载能力较好, 如若不加以利用, 有点可惜, 但若采用该层土作为桩基持力层, 虽然在强度上可提供足够的承载力, 但由于有效桩长较短且下卧层土质较差, 导致基础沉降过大而不能满足使用要求, 因此不能让所有的桩以第 6 层为桩端持力层。该建筑的地基深部分布一定厚度的第 13 层砂质粘性土, 可作为长桩的桩基持力层时, 并可保证长桩发生一定程度的变形, 短桩的承载力也容易发挥出来。这样就可采用以第 6 层和第 13 层为持力层的长短桩组合桩基础。以第 6 层土 (含砾粗砂层) 作为桩基持力层, 布置一定数量的短桩 (桩长 20~22m) 以提供承载力; 另一方面以 13 层中风化花岗闪长岩带作为长桩的桩基持力层, 布置一定数量的长桩 (桩长 45~55m), 这样可节省造价并大大缩短桩基施工工期。

短桩长度的确定均按照各钻孔第 6 层层底埋深最高点向上 2m 的原则确定; 对于长桩的长度, 因为第 13 层层顶标高起伏较大, 厚度为 2.6~10.65m, 因此在计算中应按照各钻孔第 13 层层顶埋深最高点向下 2m 的原则确定长桩的长度, 承载力计算时按第 13 层层顶埋深最高钻孔的土层资料为依据计算, 以保证所计算的单桩承载力是偏于安全的。但在最终设计时必须保证每根长桩均全断面进入第 13 层 2m 左右。

通过方案经济分析, 决定采用短预制钢管桩与长灌注桩相结合的方案, 其中短管桩长 21m, 承载力为 1600KN, 端阻比 0.6; 长灌注桩长 49m, 承载力为 2850KN, 端阻比 0.1。共布置 55 根长桩, 209 根短桩, 桩位平面图见图 5-1。

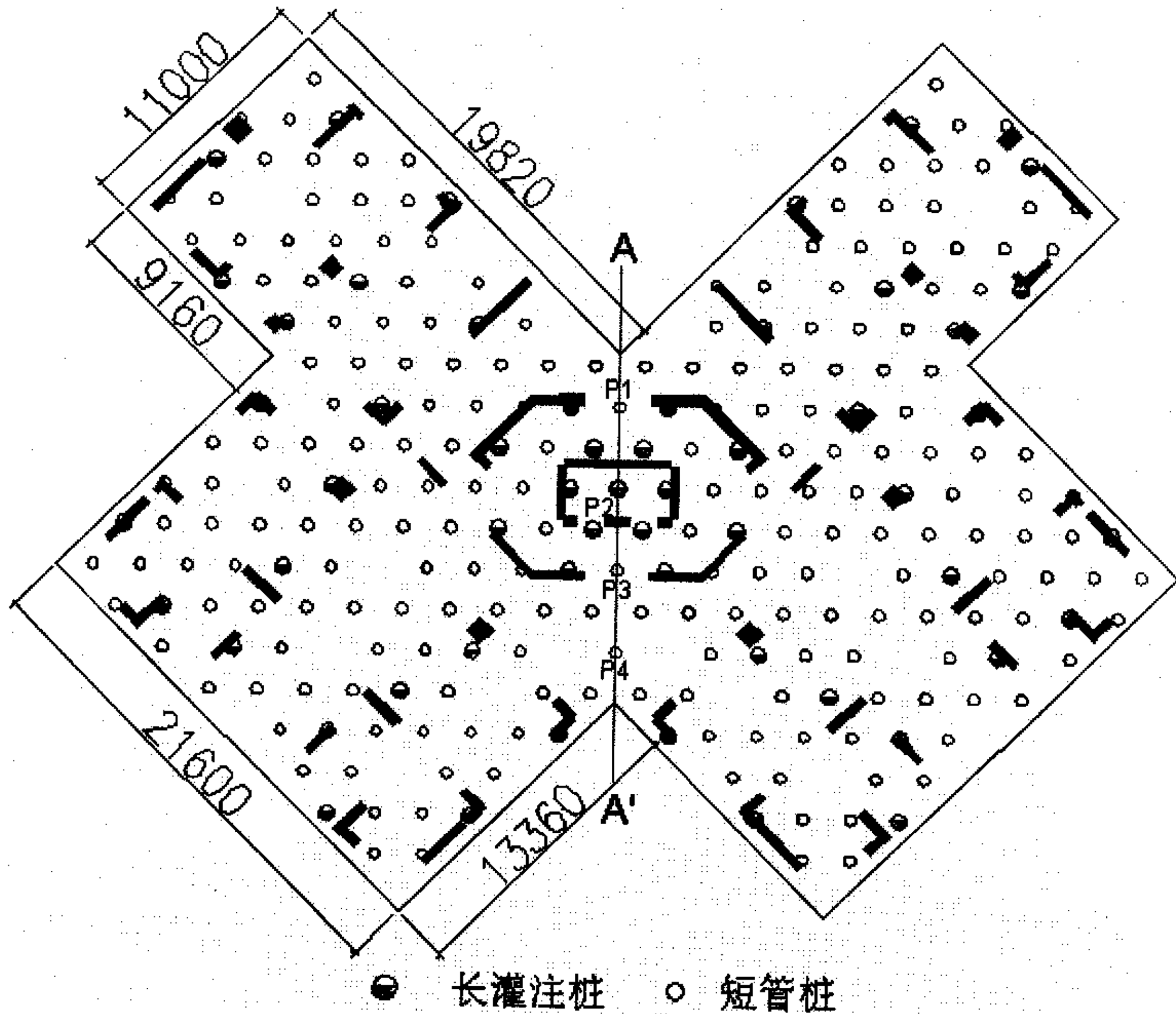


图 5-1 基础平面图与桩位布置图

5.1.2 计算结果分析

因为结构荷载分布和基础桩位都左右对称，故取左半部分进行研究。依据简化共同作用法进行计算分析，计算得到的基础沉降等值线见图 5-2。从图中可以看出，基础沉降基本上是中间大、周围小，呈“碟形”分布；而且基础的沉降等值线是比较平缓的曲线，接近实际的变形规律。

图 5-3 是 A—A' 剖面上的四根桩的桩顶沉降分布图，P1 到 P4 四根桩的桩顶沉降分别是 28.9mm, 28.5mm, 27.6mm, 27mm，虽然 P2 桩是一根长桩，其他三根桩为短桩，但基础沉降还是比较平缓，最大差异沉降值较小，为 1.9mm，基本上解决了弹性理论法计算长短桩组合桩基础时，出现的沉降“跳跃”现象。本文方法在此工程中的应用，充分说明了该方法的合理性与适用性。

图 5-4 是桩顶的反力图，图 5-5 是 A—A' 剖面上四根桩的桩顶反力分布图，从图中可以看出，长桩与短桩的桩顶反力之比并不等于两种桩型的承载力之比。

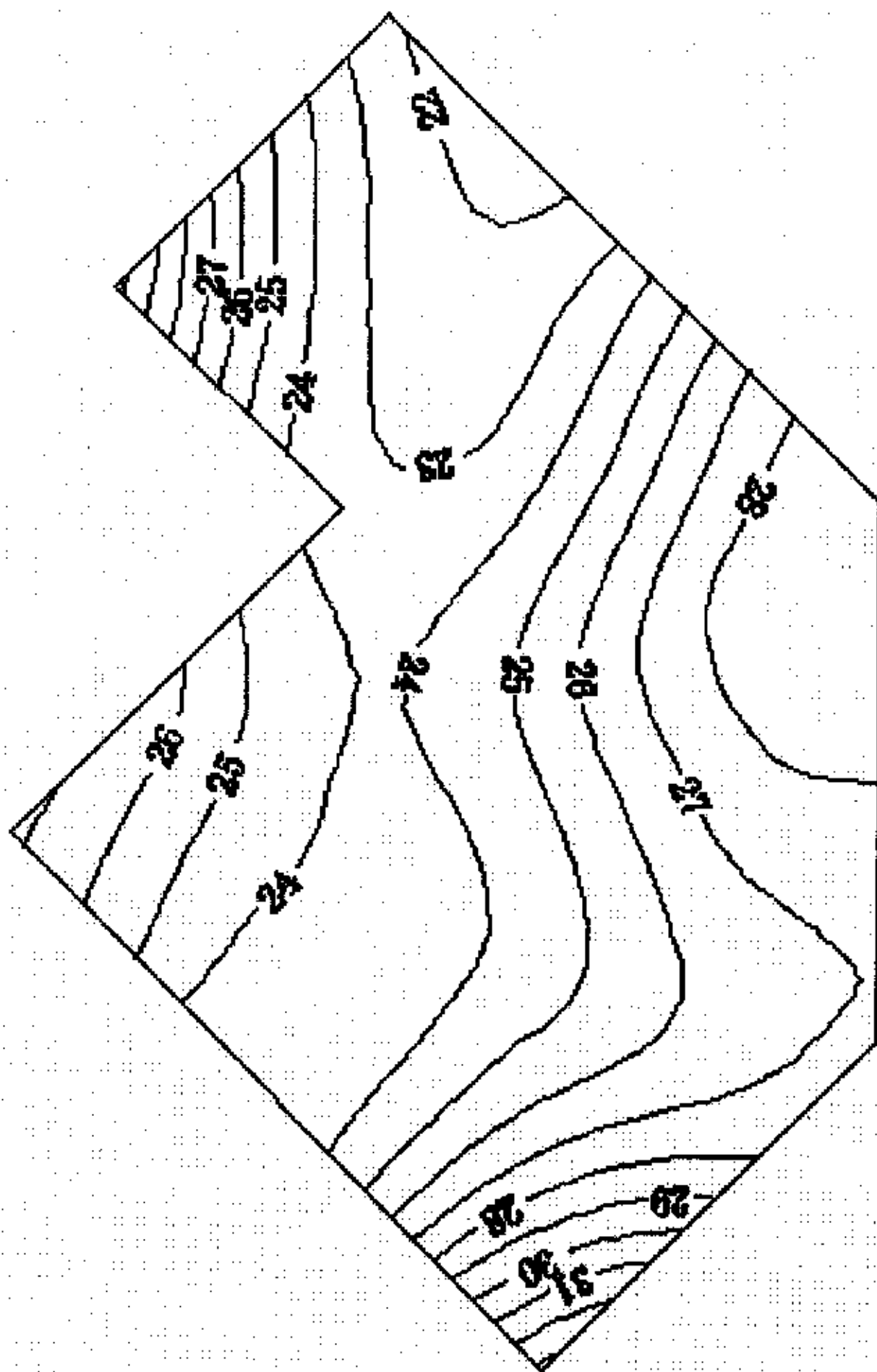


图 5-2 基础沉降等值线 (mm)

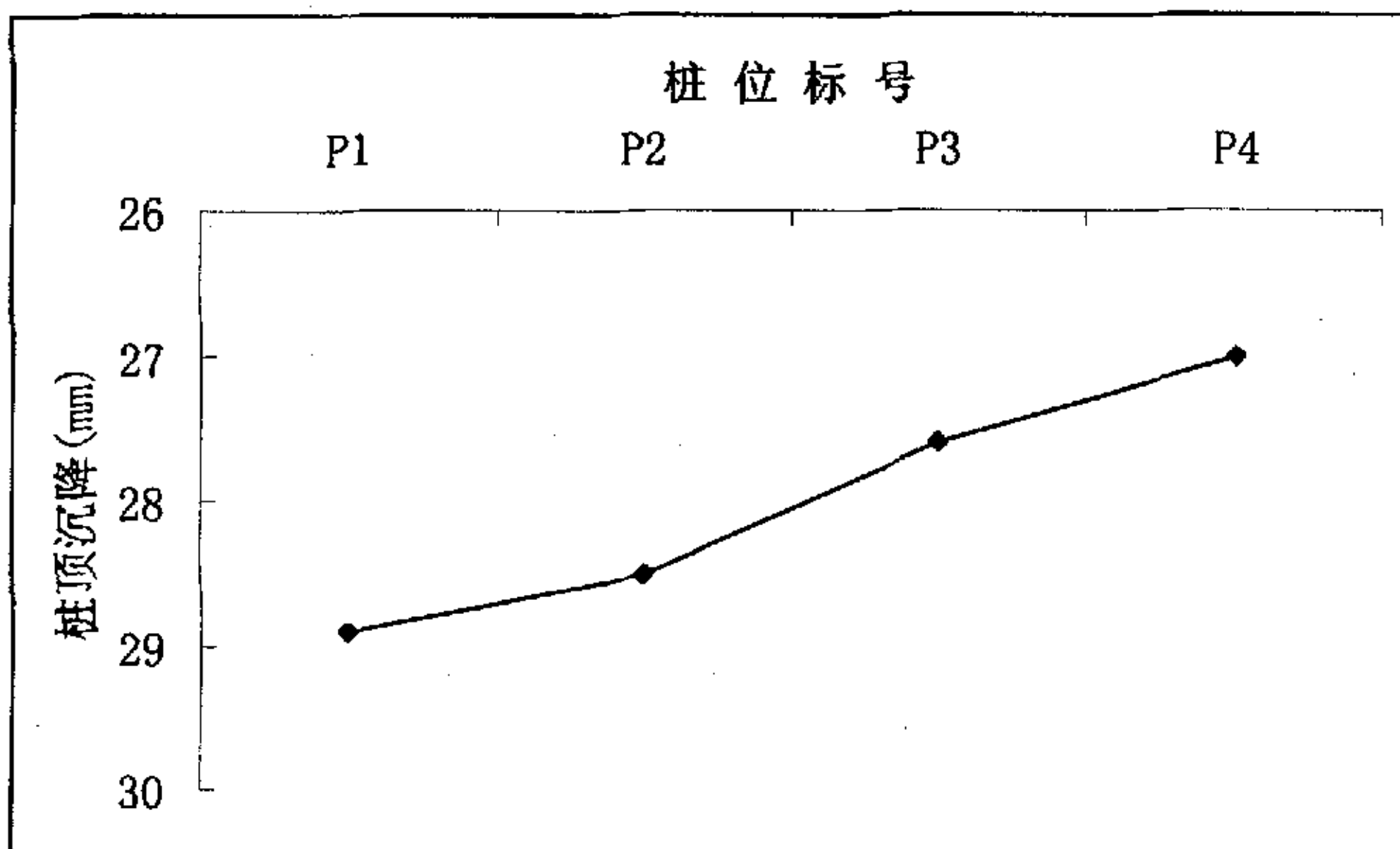


图 5-3 A - A'剖面上四根桩的桩顶沉降分布

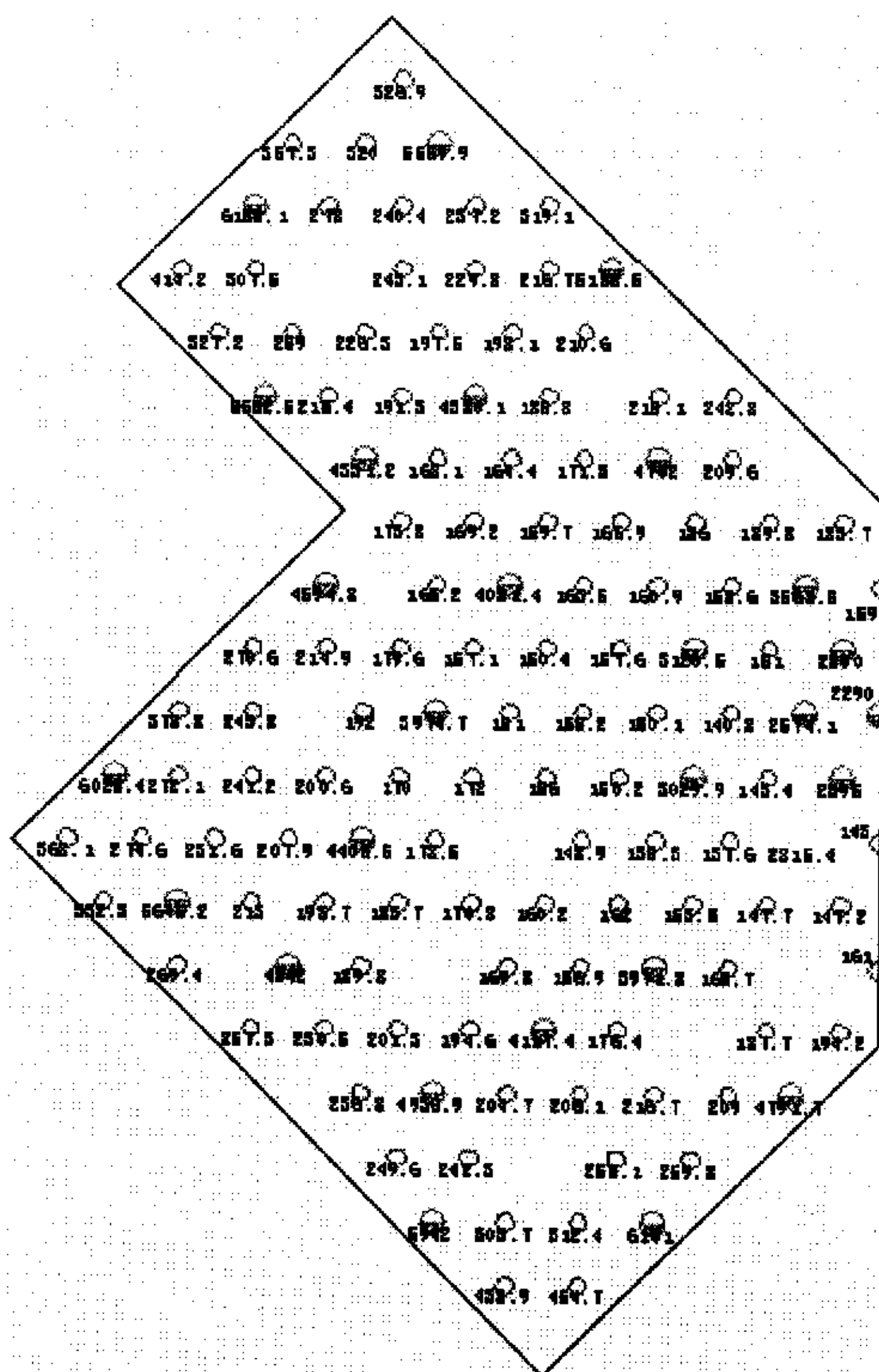


图 5-4 所有桩的桩顶反力图 (kN)

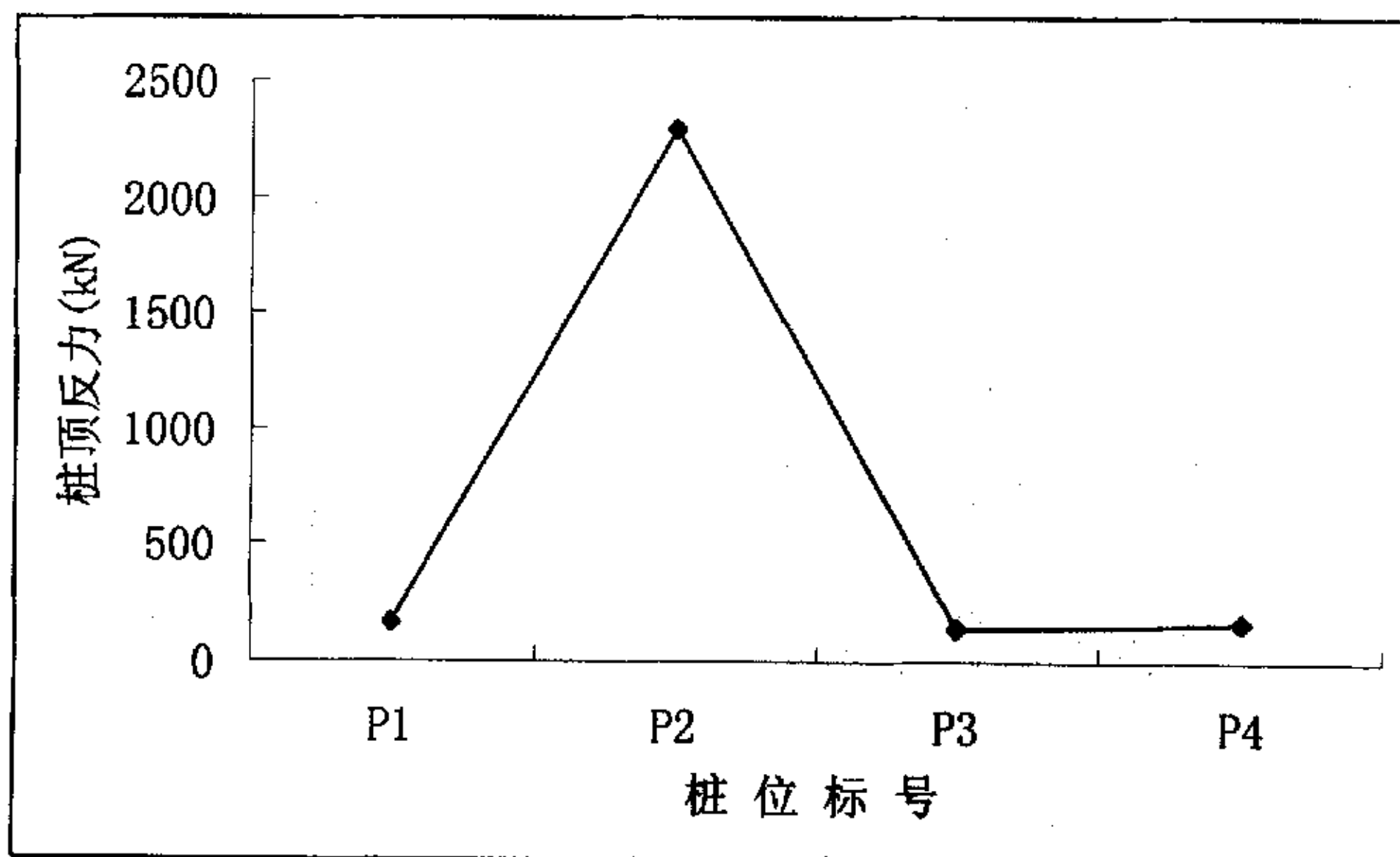


图 5-5 A - A'剖面上四根桩的桩顶反力分布

5.2 工程应用二

5.2.1 工程概况及工程地质资料

某电厂烟囱高 230m，基础直径 45.6m，基础板厚 5m。外筒为混凝土筒体，筒壁混凝土体积 9373.8m^3 ，总重 234345kN ；内筒为两个完全相同的钢筒体，总重量为 20009.18kN 。基础平面和剖面图分别见图 5-6 和图 5-7。

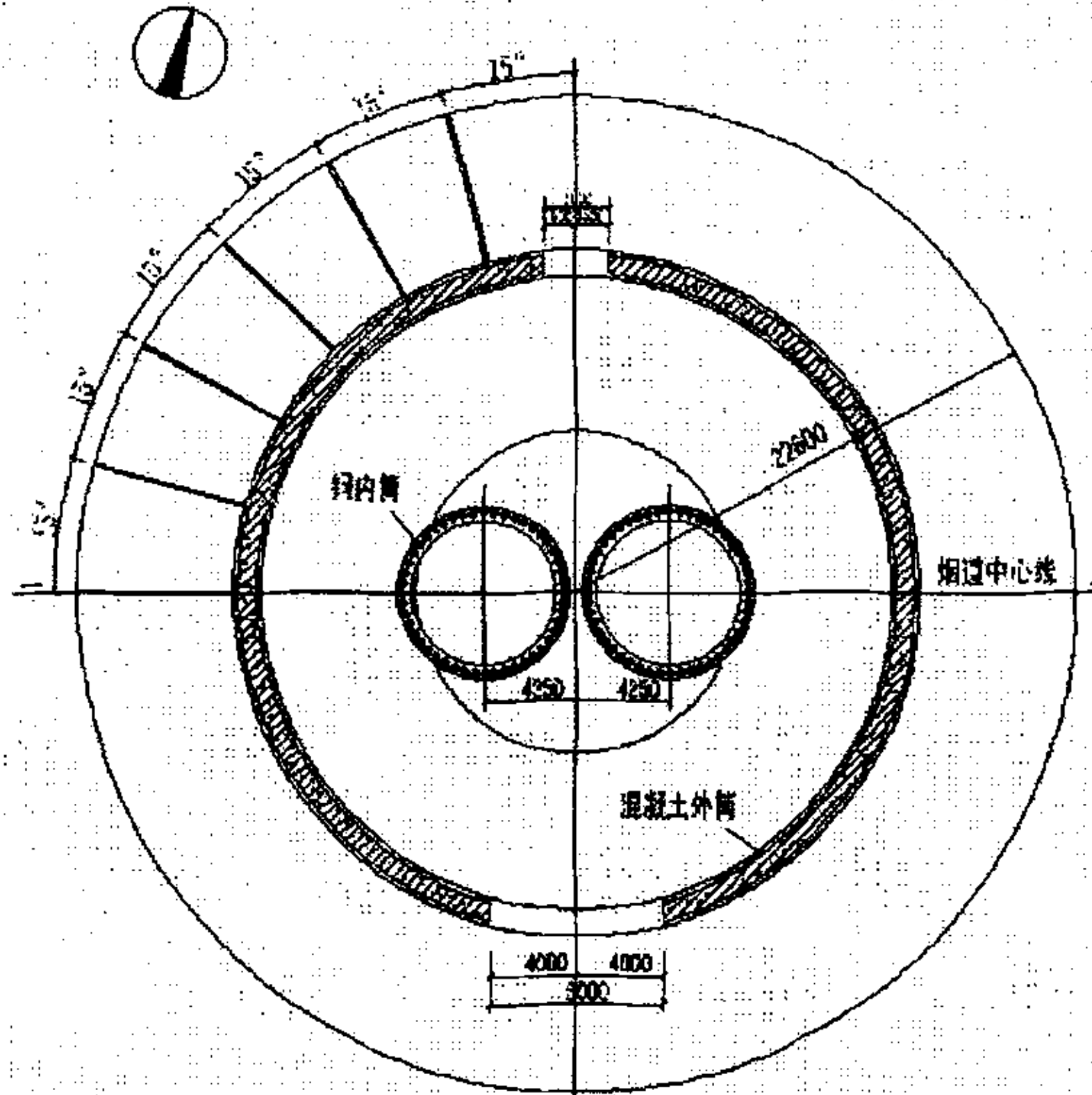


图 5-6 基础平面示意图(mm)

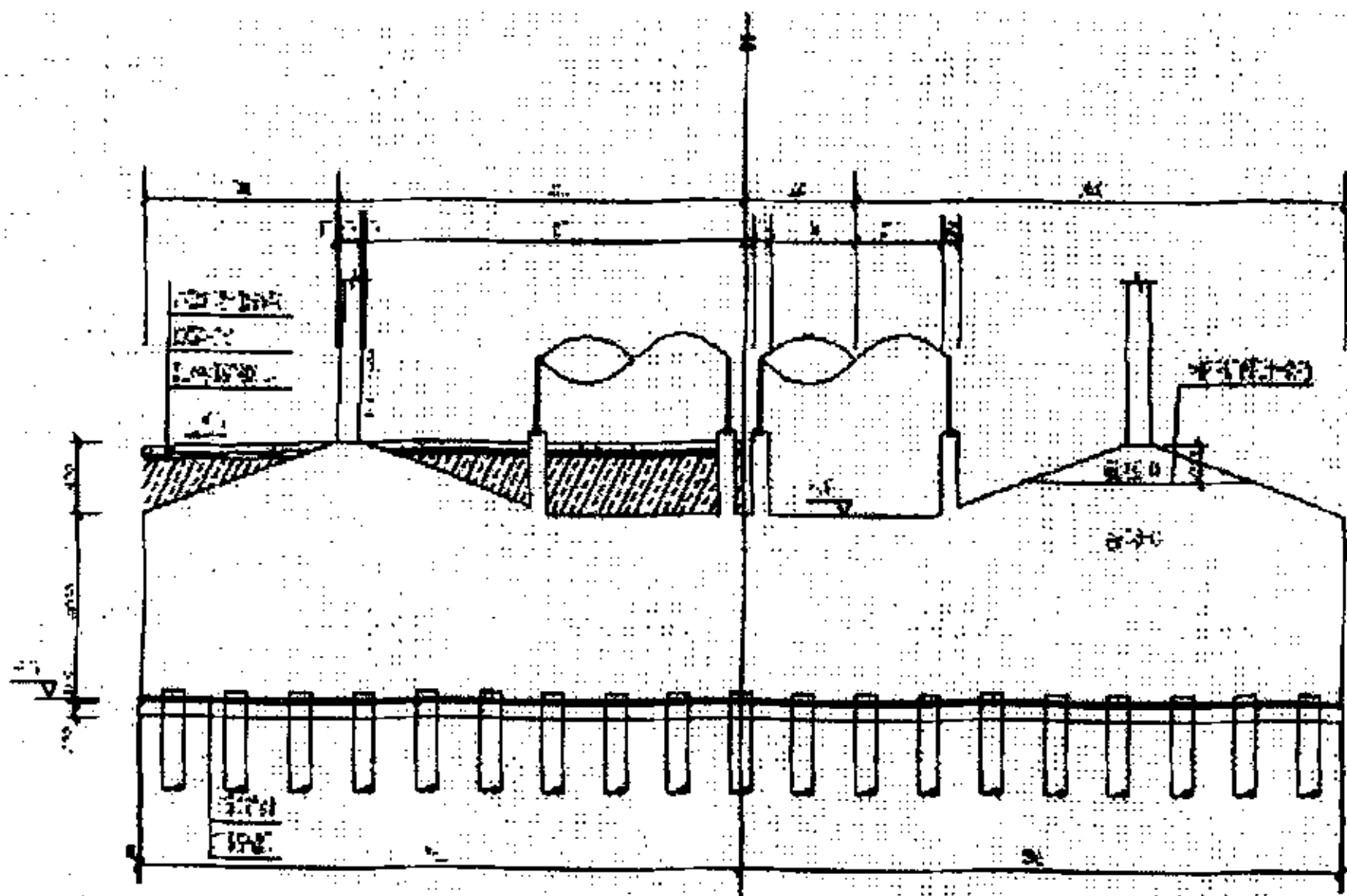


图 5-7 基础剖面示意图

桩基工程项目原设计选用 297 根直径 800mm 的钻孔灌注桩，桩的长度在 50.00~52.00 之间，设计要求桩端进入 7-2 号中等风化凝灰岩，为嵌岩桩。该部分烟囱桩已经施工完毕，施工完毕的桩位图见图 5-8。

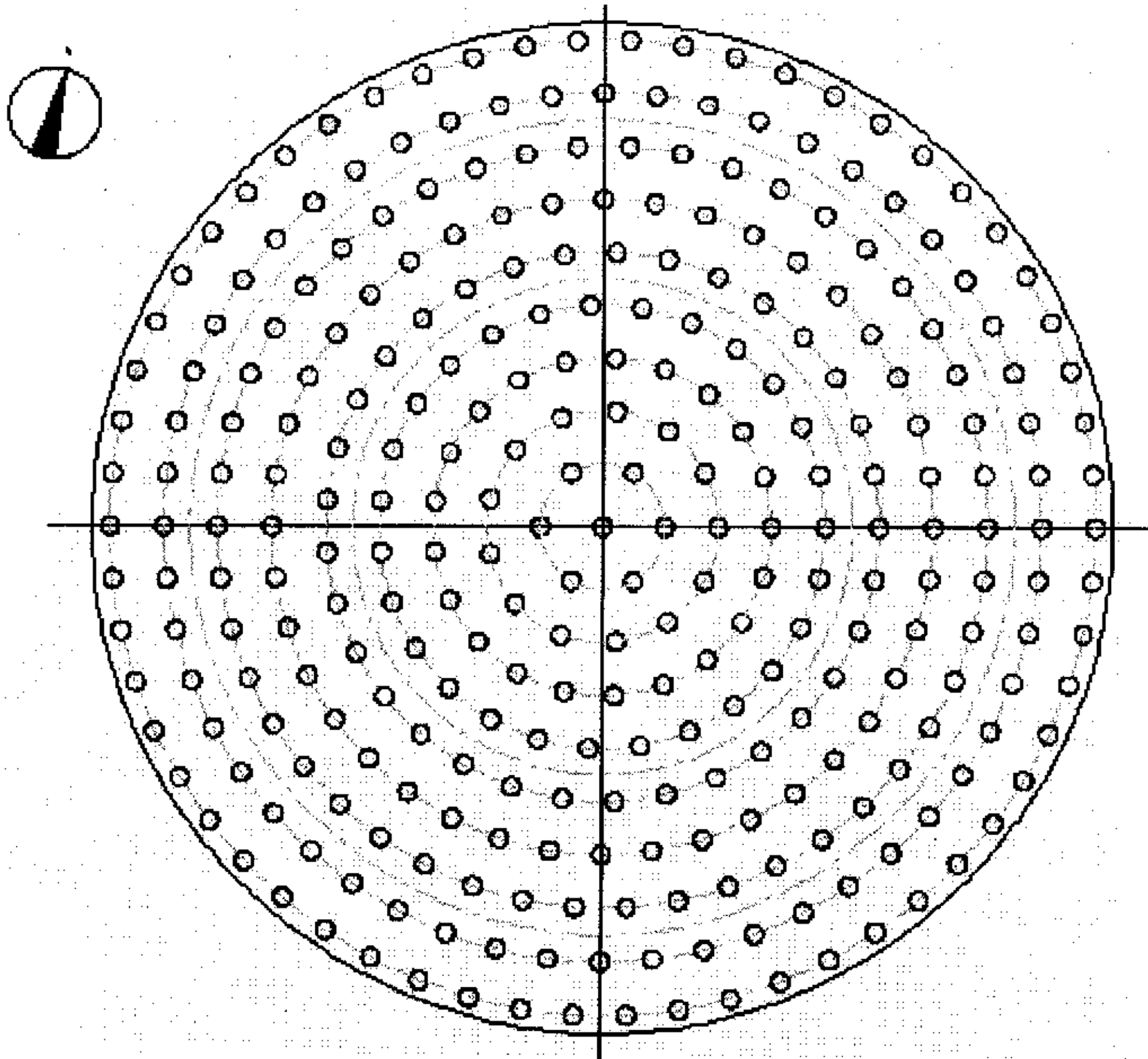


图 5-8 已施工完毕的桩位图

烟囱基础外边界为圆形，施工完毕的桩分布在各个圆环上，表 5-3 是对以各半径圆周上分布桩数的统计。

表 5-3 各圆周上分布的桩数

半径 (米)	22.0	19.6	17.2	14.8	12.4	10.0	7.6	5.2	2.8	0	合计
桩 数	58	52	46	40	33	27	21	13	6	1	297

图 5-9 为本工程地质勘探点平面布置图，在基础范围内共设 9 个勘探点，形成 1-1' 至 6-6' 共 6 个地质剖面。图 5-10、图 5-11 分别为南北向的 2-2' 剖面 and 3-3' 剖面，图 5-12、图 5-13 分别为东西向的 4-4' 剖面 and 6-6' 剖面。从图中可以看出，7-2 号中等风化凝灰岩呈现由南向北倾斜之势，东西向则较为平坦。具体土层物理力学指标见表 5-4。

表 5-4 土层物理力学指标设计参数表

编号	土层名称	天然重 度	钻孔灌注桩		压缩模 量 E_{s1-2} (MPa)
			侧摩阻 力 (kPa)	端阻力 (kPa)	
② ₁	淤泥	17.0	15		2.47
② ₂	淤泥	16.3	20		2.08
③	淤泥质粘土	17.1	30		2.84
④	粘土	18.6	55	1200	7.57
④ ₃	粘土	19.5	70		9.54
⑤	粘土	19.4	75	1500	19
⑤ ₁	碎石混粘性土	20	90	2800	30
⑤ ₂	砾砂	20.1	95		25
⑦ ₂	中风化凝灰岩	21	单轴饱和抗压强度 56.83MPa		

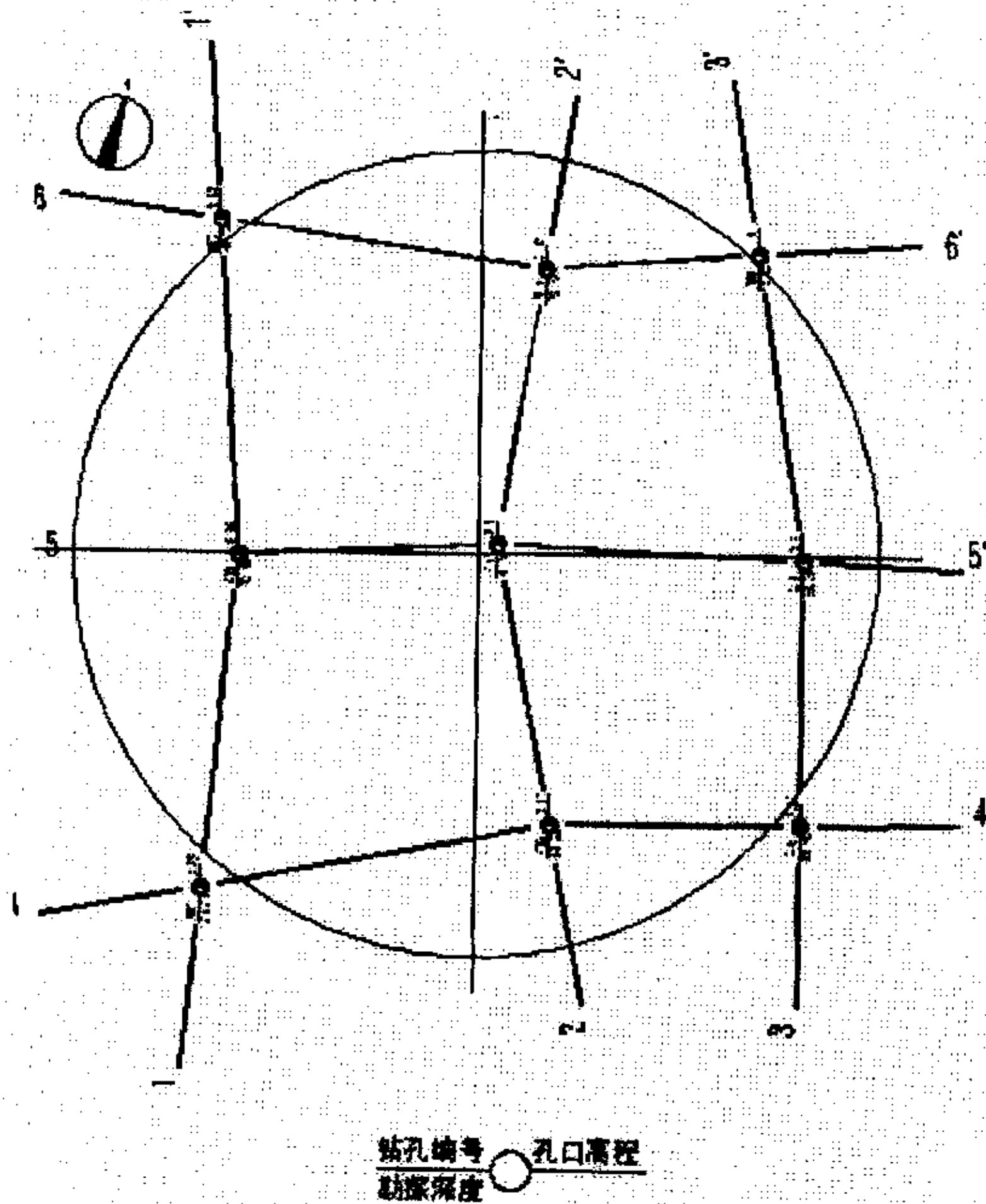


图 5-9 勘探点平面布置图

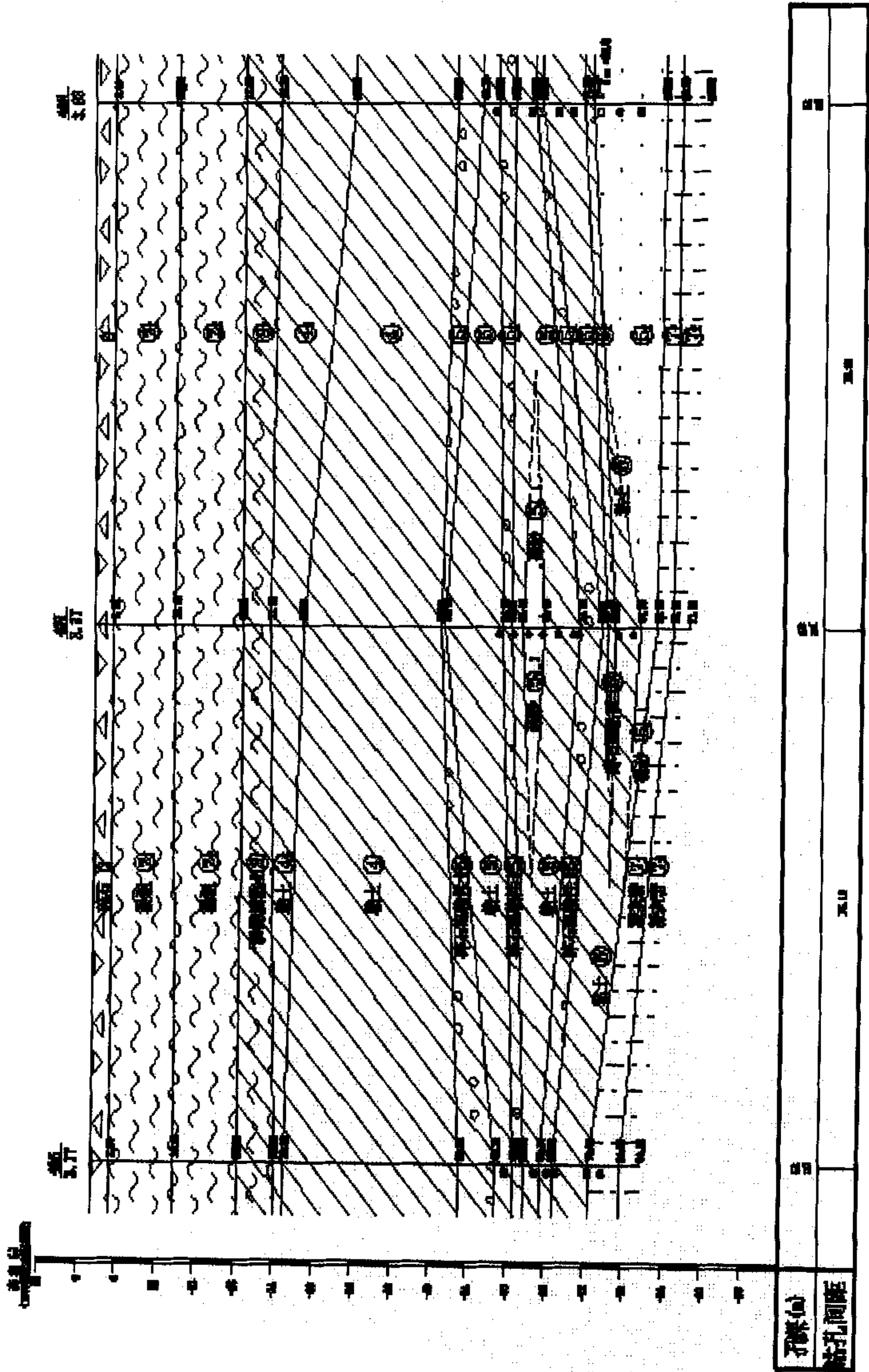


图 5-10 2-2' 地质剖面图
 水平比例: 1:200
 垂直比例: 1:500

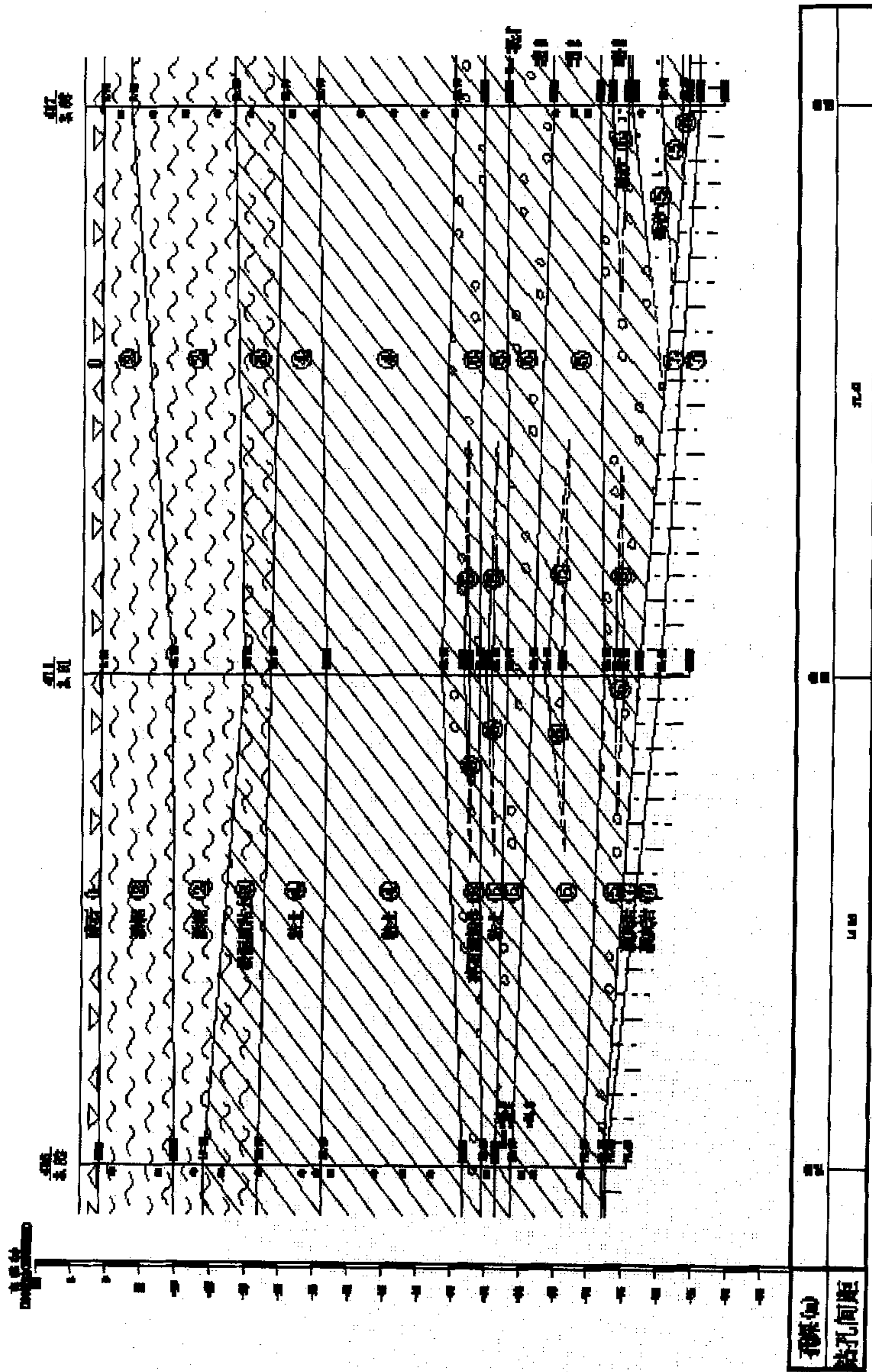
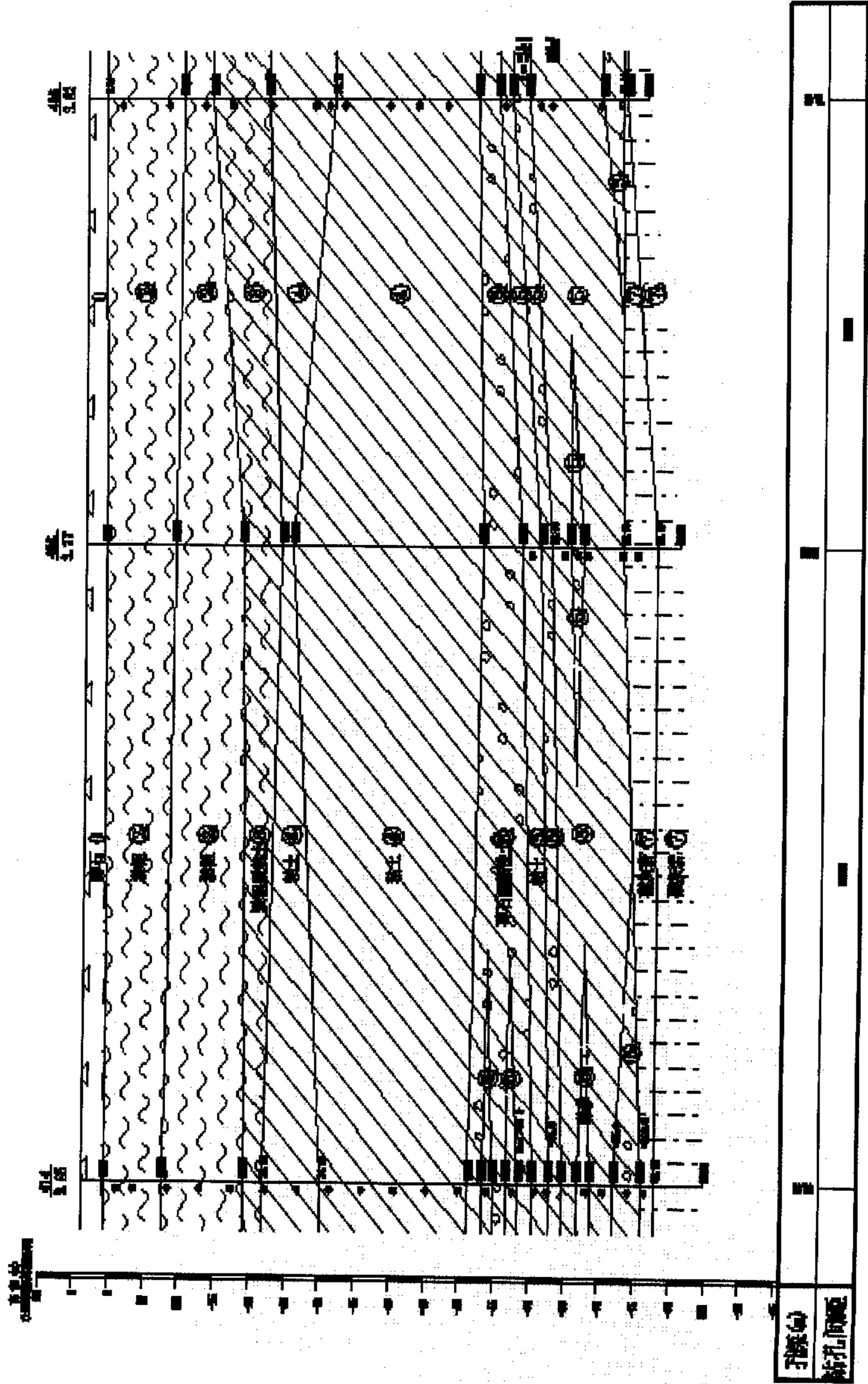


图 5-11 3-3' 地质剖面图 比例尺: 1:100



地质部编: 1:500

图 5-12 4-4' 地质剖面图

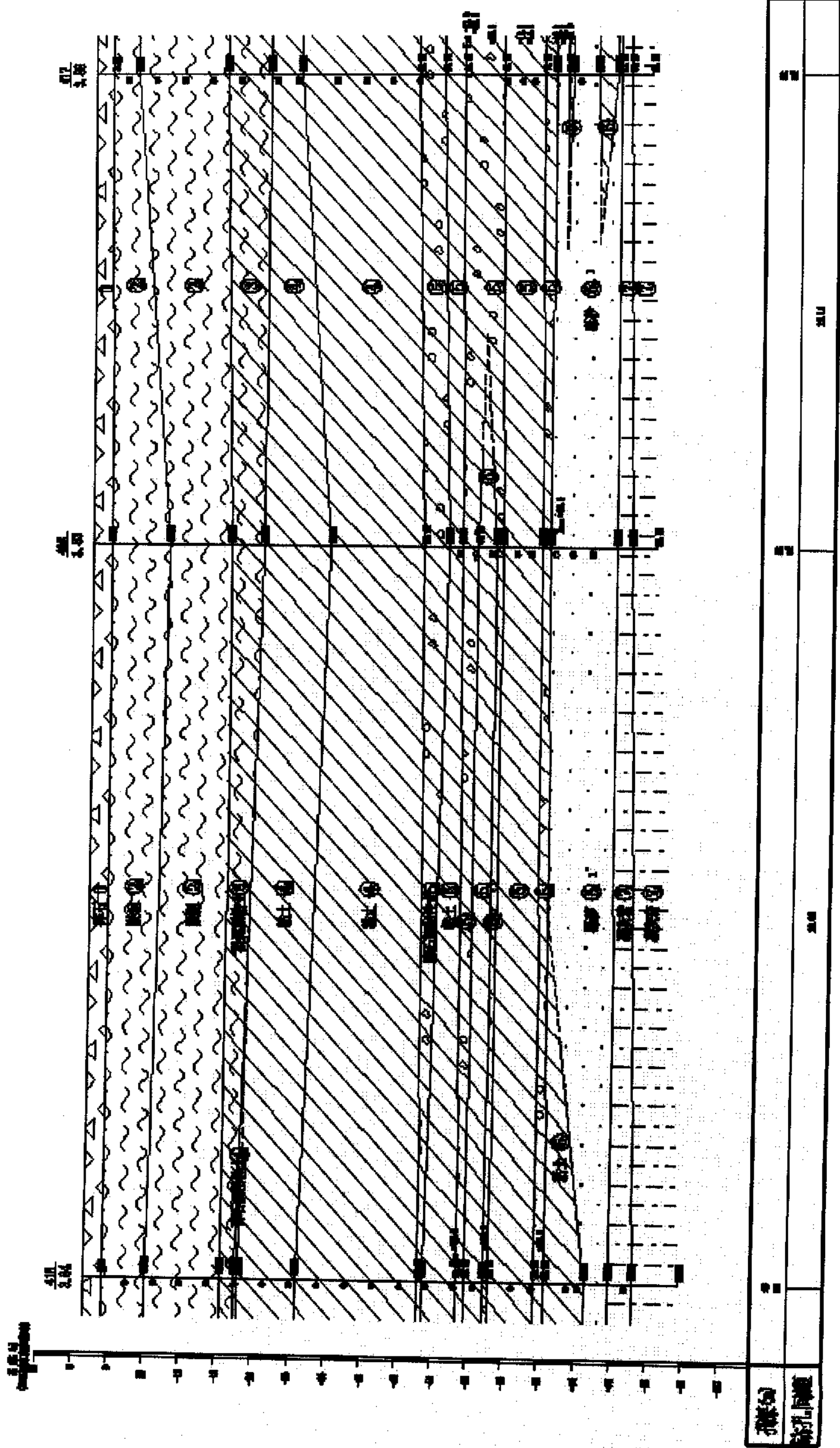


图 5-13 6-6' 地质剖面图 续前图

然而根据补充勘察报告，烟囱区域的 7-2 号中等风化凝灰岩的实际标高在-76.00~90.00 之间。已施工完毕 297 根钻孔灌注桩桩尖实际位于 4-3、5、5-1 号三层不同的土层中，与原设计有较大出入。已有桩位下的土层分布复杂，现场实际的 7-2 号中等风化凝灰岩埋深变化较大，在-76.00~-90.00 之间，由南向北倾斜，使得原有桩基础可能存在较大的沉降，从而可能引起不均匀沉降及烟囱倾斜等问题。按照常规的纯桩基理论，虽然已打入桩的整体承载力远远大于烟囱上部的荷载，但为了更好的控制烟囱的整体沉降和差异沉降，必须对基础进行处理。

根据理论分析，补救方案可能采用长短桩组合桩基础。长短桩组合桩基础一方面通过增加少量长桩，发挥长桩控制变形的能力，减少基础沉降和差异沉降；另一方面能充分利用现有 297 根桩提供承载力，降低处理费用。

通过方案对比分析，长短桩组合桩基础补救方案（以下简称补桩方案）为：分别在半径 11.2m 和 18.4m 处均匀布 11 根和 19 根直径 1m 的钻孔灌注桩（见图 5-14），桩的长度要求进入较深的持力层，但是为了能够充分发挥已经施工完成桩的承载能力，不能让长桩打入到非常坚硬的基岩持力层，即⑦₂层。通过对各钻孔资料的研究，决定将拟补的 30 根长桩打入到⑦₂层层顶以上 3 米处，即打入⑤₁层或者⑤₂层一定深度，这样不但能够发挥长桩控制沉降的作用，也能充分发挥短桩的承载力作用。

但是由于⑦₂层层顶起伏较大，难以确定一个恰当的桩长，决定根据钻孔的实际情况进行计算，长桩的长度取⑦₂层层顶向上 3 米为准，这样拟补的 30 根长桩中会出现多种长度的桩，再加上已经施工完毕的桩的长度也不尽相同，最后总共采用 55 种长度的桩，图 5-14 是补桩后的桩位图。

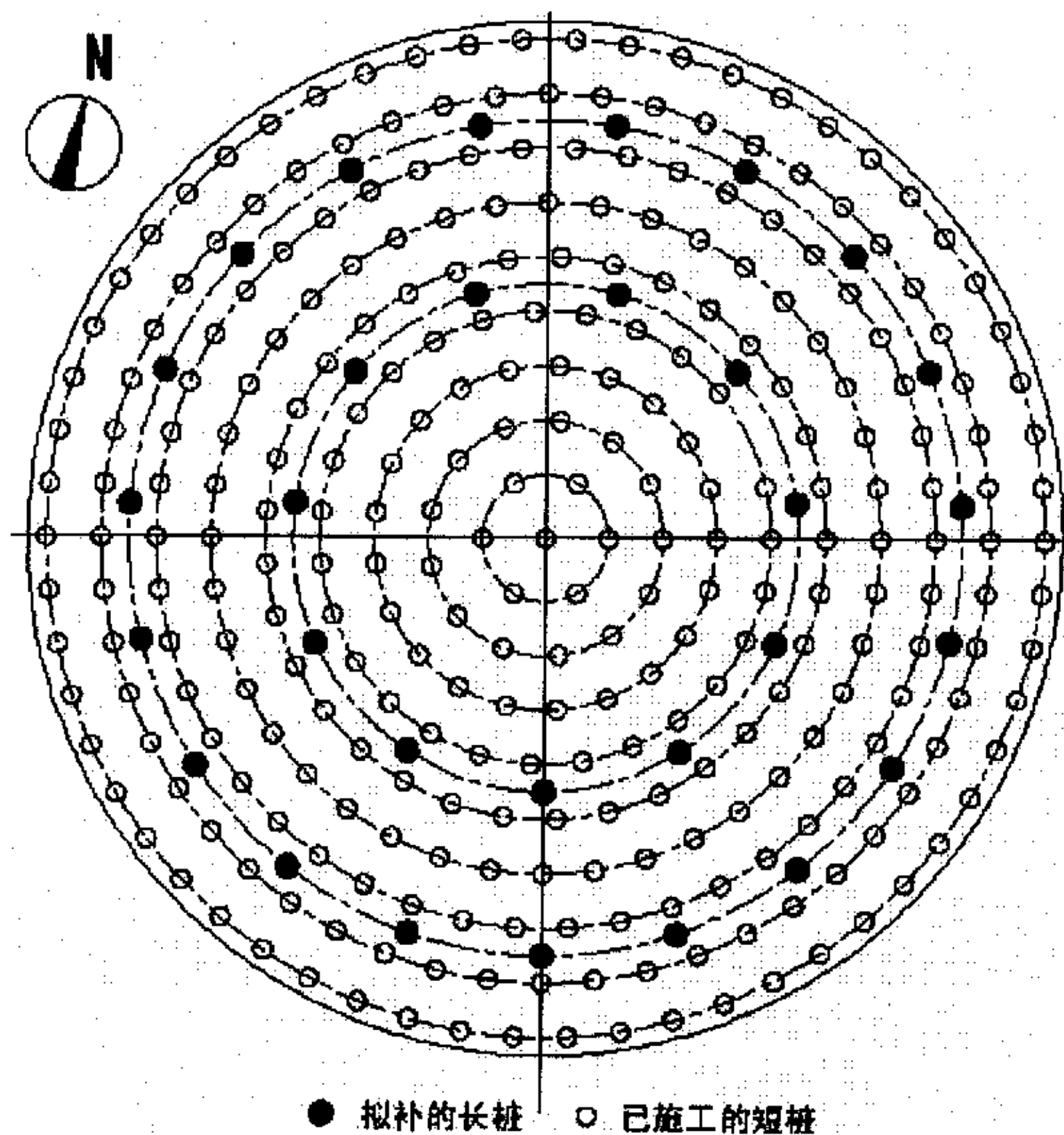


图 5-14 补桩后的桩位图

5.2.2 计算结果分析

由于该烟囱高 230m，为高耸建筑物，对倾斜、沉降要求较高，根据论证，要求沉降不超过 100mm。根据本文提出的有限元—弹性理论混合法对补桩前补桩后的长短桩组合桩基础进行计算，每种桩型的承载力以及端阻比根据钻孔土层的侧摩阻力、端阻力计算得到。图 5-15 是补桩前基础的沉降等值线，图 5-16 是补桩前基础各桩的桩顶沉降，图 5-17 是补桩后基础的沉降等值线，图 5-18 补桩后各桩的桩顶沉降。

从以上四张图中可以看出，补桩前基础中心点沉降为 113.5 mm，差异沉降约为 10mm，差异沉降与基础直径之比为 0.22%。由于最大沉降已经超过了允许沉降值 100mm，因此必须对基础进行补桩加固。

补上 30 根长桩后，基础中心点沉降为 76.6 mm，差异沉降约为 10mm，差异沉降与基础直径之比为 0.22%。通过补桩，基础的最大沉降减少了 33%，小于烟囱的容许沉降值 100mm，整体沉降得到较好的控制。

该烟囱目前正处于施工阶段，因此缺少相应的监测数据，等工程施工完毕监测结果出来以后，将继续对此工程进行介绍。

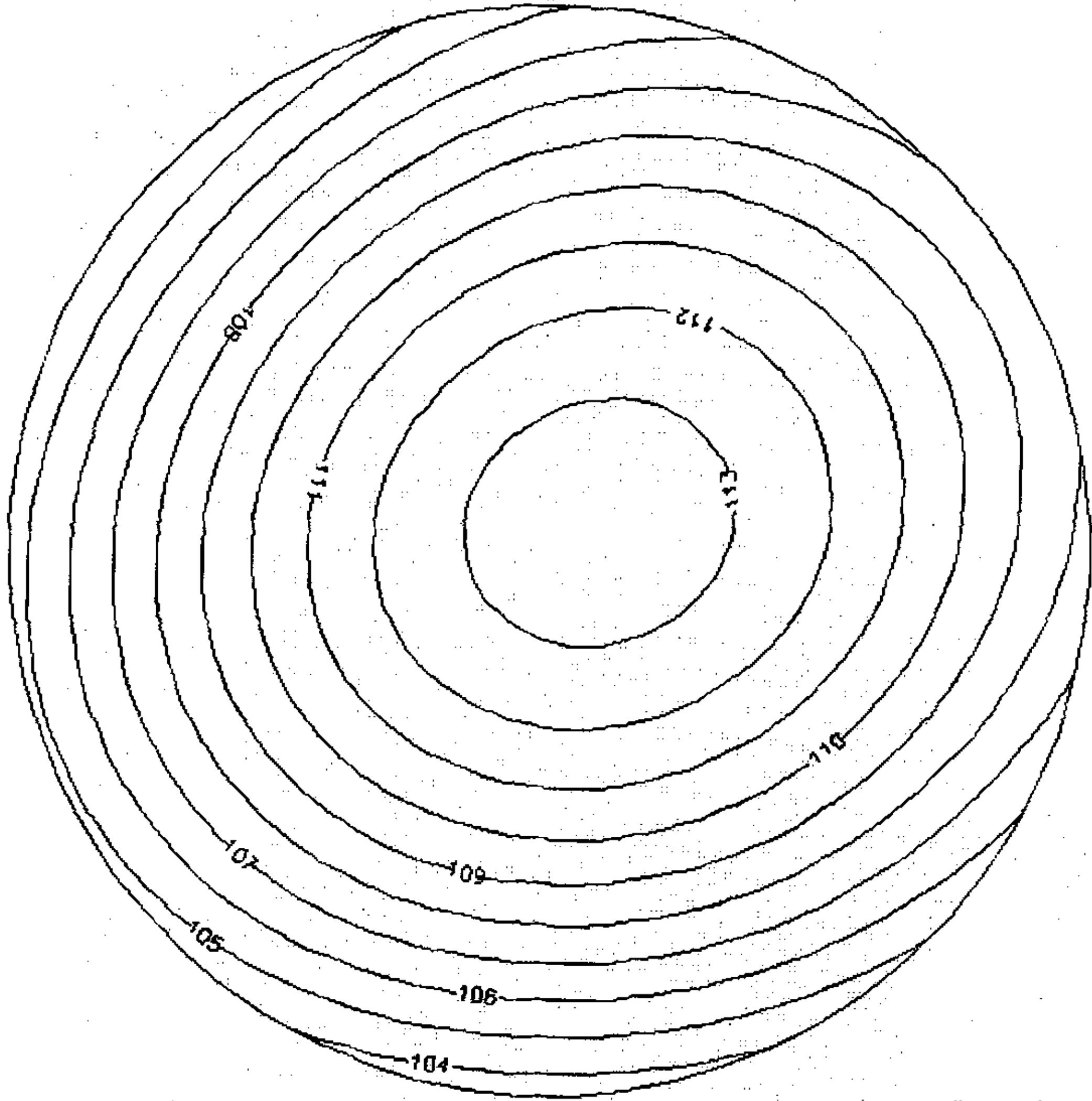


图 5-15 补桩前基础的沉降等值线 (mm)

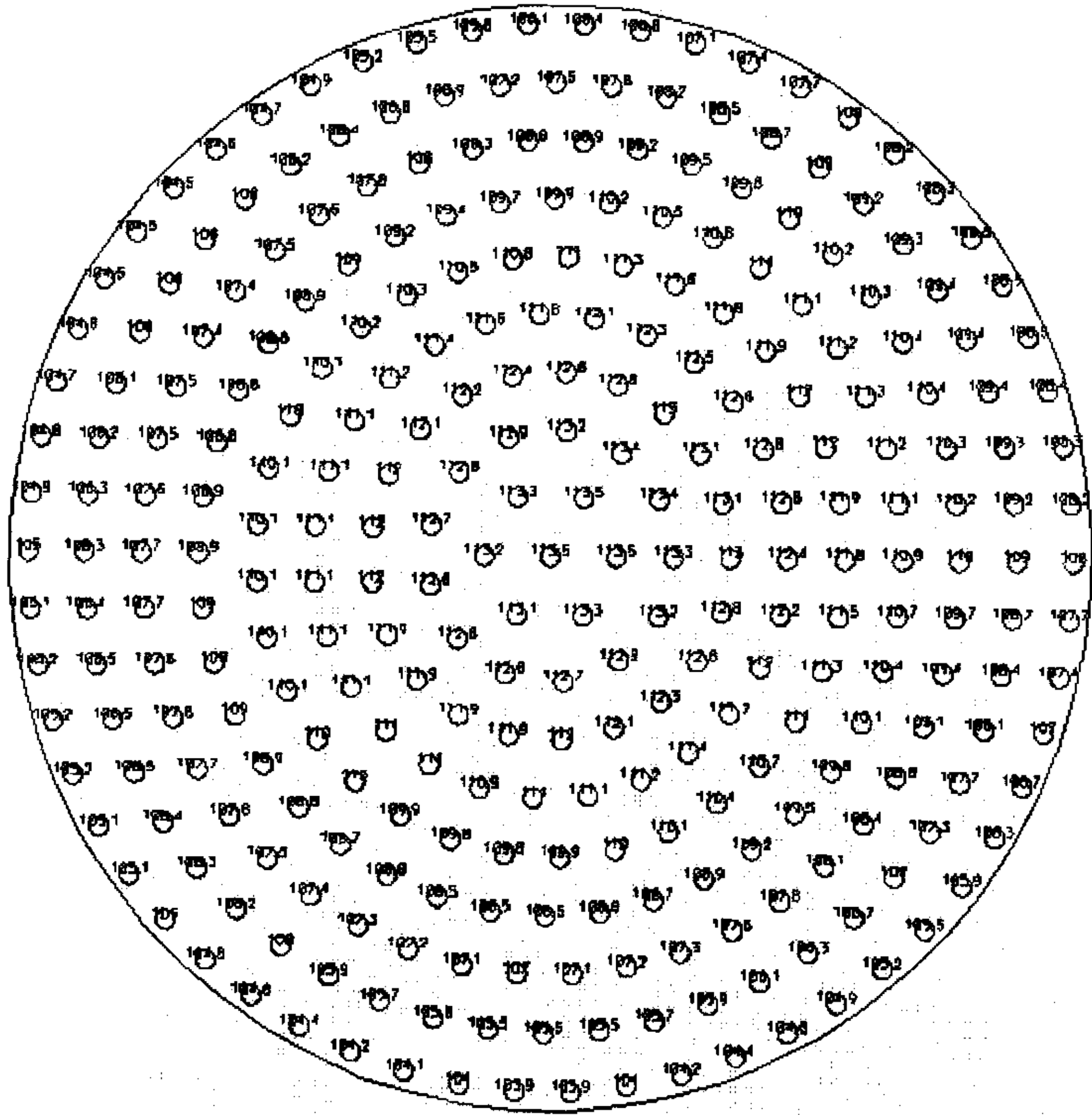


图 5-16 补桩前基础各桩的桩顶沉降 (mm)

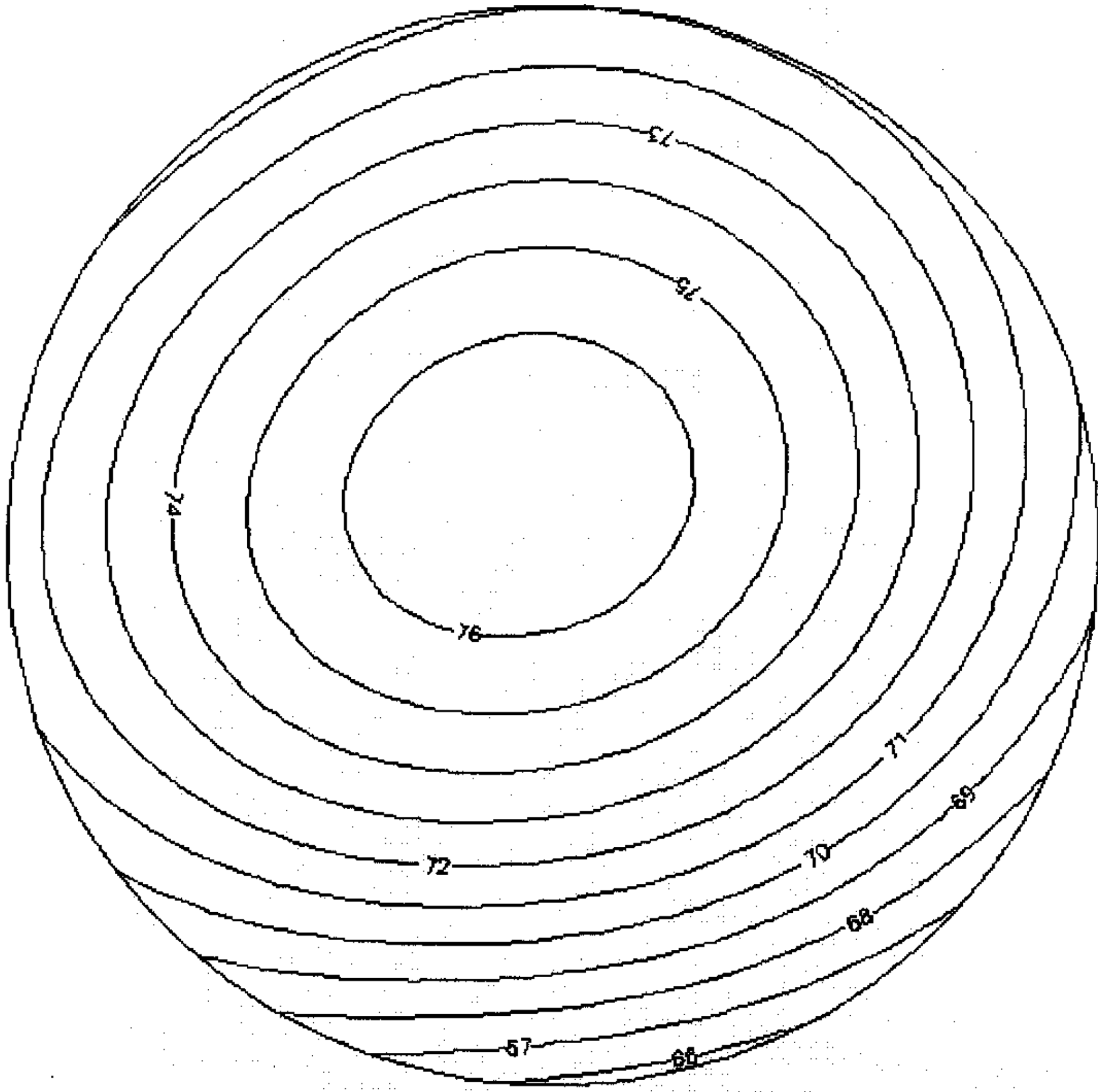


图 5-17 补桩后基础的沉降等值线 (mm)

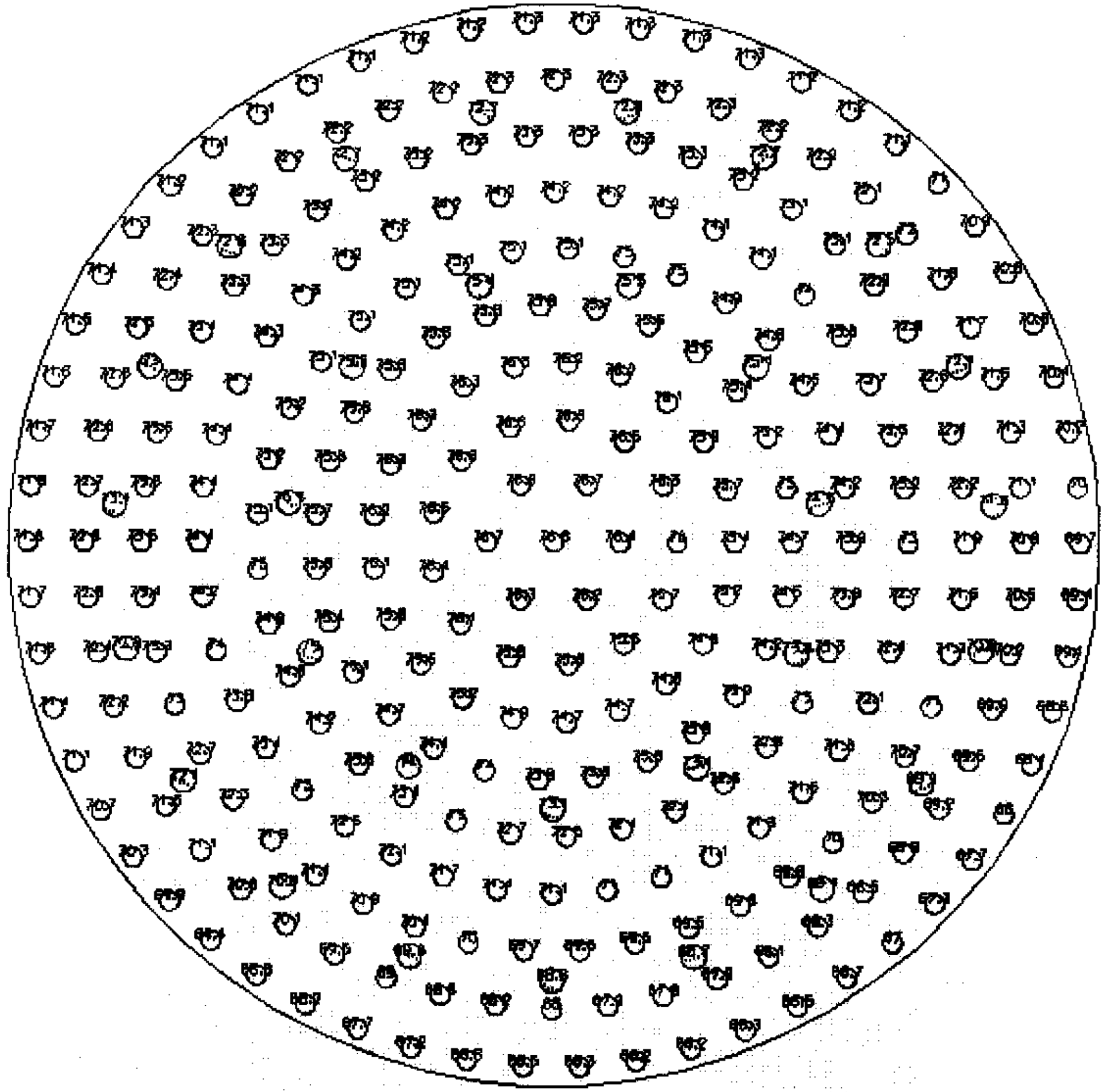


图 5-18 补桩后各桩顶沉降 (mm)

本章小结

基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用法在两个实际桩筏基础中的成功应用,不但得到的基础沉降比较附合实际情况,还解决了弹性理论法分析长短桩时基础变形不协调的现象,证明了本文方法分析长短桩组合桩基础的合理性与适用性。

第6章 结论与展望

6.1 结论

在软土地区的建筑物一般采用桩筏基础，桩筏基础的沉降计算是桩基础设计的一个主要内容。多年来，围绕桩基沉降计算这个课题，理论界提出了诸多种计算理论，但每种理论又各有自己的优缺点。本文在分析弹性理论法的基础上，提出了新的方法，即：基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用法，该方法不但适用于同种桩型的基础，而且也适用于分析长短桩组合桩基础，使桩基础的沉降计算更为合理、准确。为此，本文共完成了如下几方面的工作，并得出相应的结论：

1. 基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析模型更加合理

因为 Minlin 弹性理论公式比较繁琐，基于 Minlin 弹性理论解实现桩筏共同作用实现起来比较困难，而 Geddes 理论则相对比较简便，但是目前的 Geddes 理论无法考虑筏板的刚度，把筏板当成一个绝对柔性板，各桩均分上部荷载，这种计算模型不能反映桩筏基础的实际工作性状。

在 Geddes 应力解的基础上，本文通过有限单元法在群桩顶部加上一个弹性板，不但实现了桩与桩之间的相互作用，同时也实现了桩与筏板之间的共同作用，使计算模型更加合理。

2. 本文方法的分析结果更加合理可靠

通过与 Poulos, Ta and Small, Sinha, Chow, Yong & Shen, Clancy & Randolph 等提出的数值分析方法进行对比，结果表明，本文方法与其他几种方法的计算结果比较吻合，能够比较准确的反映桩筏基础的实际工作性状，证明了本文方法的合理性与可靠性。

3. 本文方法适用于分析长短桩组合桩基础

通过本文方法对长短桩组合桩基础的工作性状分析，并与三维弹塑性有限单元法的分析结果进行对比，以及本文方法在两个长短桩工程中的应用，都充分表明本文方法适用于分析长短桩组合桩基础。

6.2 展望

桩筏基础的研究理论发展至今，仍有诸多问题没能得到很好的解决，笔者在此把这些急待解决的问题列举出来，以待后来者继续研究。

1. 基于 Geddes 解答的筏板—桩共同作用分析的完整分析

本文提出的方法是把有限单元法与弹性理论 Geddes 解答结合在一起，能够成功的分析比较复杂的桩筏基础，但是，为了节约计算机内存，缩短计算时间，本方法没有采用群桩的完整刚度矩阵，而是采用其对角阵等效替代，因此是一种简化方法，如果能够采用完整的群桩刚度矩阵，其计算结果会更加可信，这将是笔者以后努力的一个方向。

2. 桩基础的优化设计

结合中国的国情，软土地区的高层建筑桩筏基础的优化设计包括多方面的内容，可以分为以下几个方面：①在用桩数量一定的情况下，优化基础沉降、使沉降量小②在沉降容许的范围内，尽可能多的减降低工程造价，包括减少用桩数量，降低认基础底板厚度，减少配筋量等等。

3. 桩筏基础的调平设计

基础的不均匀沉降不但会引起筏板变形的增加，还会产生次应力，引起上部结构的开裂，甚至破坏，影响建筑物的正常使用，为避免此种情况的发生，最理想的办法就是让地基基础和上部结构整体均匀下沉，这样虽然有一定的沉降量，但只要控制沉降在容许范围之内，就不会影响建筑物的正常使用。刘金砺在文献[44]中详细论述了这种调平设计的理论并就一工程进行设计。基础变刚度的调平设计关键点在于变刚度的设计上，可以通过设计垫层、中部布置长桩、外围布置短桩来实现。

4. 长短桩组合桩基础的工作机理分析

长短桩组合桩基础也是在降低工程造价的目的下形成发展而成的一种理论，因为在一定的地质条件下，全部使用短桩则沉降和强度不易控制，全部使用长桩则有些浪费，为平衡二者之间的矛盾，采用长桩与短桩相结合的设计方案。长短桩组合桩基础既能控制沉降减少沉降，又能节约资源，是非常值得推广的一种设计理论，但是目前长短桩合用的方案尚未形成自己的设计理论，仅仅是采用目前已有的理论来计算，显示出其不成熟之处。而且长短桩组合桩基础还很少用到实际工程中去，几乎没有实际监测数据。为弥补长短桩组合桩基础研究上的不足，笔者对长短桩混用的桩筏基础进行了三维弹塑性有限元分析，找出其荷载传递机理，分析基础沉降特点，并与全短桩、全长桩的方案进行了对比，为理论届提供一点帮助，希望以后有更多的人能够投入该项研究中来。

参考文献

1. 黄绍铭. 减少沉降桩基的设计与初步实践. 第六届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991
2. 杨敏, 葛文浩. 减少沉降桩在厂房桩基础上的应用. 软土地基变形控制设计理论和工程实践. 同济大学出版社, 1996
3. 杨敏. Study on reducing-settlement pile foundation based on controlling settlement principle. 岩土工程学报, 2000(4)
4. 上海市标准《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999). 上海: 1999
5. 黄绍铭, 王迪民, 裴捷等. 按沉降量控制的复合桩基设计方法(上). 工业建筑, 1992(7)
6. 黄绍铭, 王迪民, 裴捷等. 按沉降量控制的复合桩基设计方法(下). 工业建筑, 1992(8)
7. 管自立. 疏桩基础设计实例分析与探讨(一). 建筑结构, 1993(10)
8. 管自立. 疏桩基础设计实例分析与探讨(续). 建筑结构, 1993(11)
9. 管自立. 疏桩基础实用设计法——疏桩基础设计实例分析与探讨(三). 软土地基变形控制设计理论和工程实践. 上海: 同济大学出版社, 1996
10. 宰金珉. 塑性支承桩——卸荷减沉桩的概念及其工程应用. 岩土工程学报, 2001,23(3)
11. 四校合编. 地基及基础(第三版). 中国建筑工业出版社, 1998
12. 董建国, 赵锡宏. 高层建筑地基基础——共同作用理论与实践. 同济大学出版社, 1996
13. 杨敏. 上部结构与桩筏基础共同作用的理论与试验研究: [博士论文]. 上海: 同济大学地下系, 1989
14. [加]A.P.S 塞尔瓦杜雷著, 范文田等译. 土与结构物共同作用的弹性分析. 铁道出版社, 1984
15. 宰金珉, 宰金璋. 高层建筑基础分析与设计——土与结构物共同作用的理论和应用. 中国建筑工业出版社, 1993
16. 钱力航. 高层建筑箱形与筏形基础的设计计算. 中国建筑工业出版社, 2003
17. 李韬. 沉降控制复合桩分析计算理论与可靠研究: [博士论文]. 上海: 同济大学地下系, 2004
18. 林颖孜. 桩-土-筏基础共同作用的设计与实测分析. 建筑结构, 2003(7)
19. 杨克己等. 基础—桩—土共同作用的性质与承载力研究. 岩土工程学报, 1998(1)
20. 刘金砺等. 群桩承台土反力性状和有关设计问题. 第五届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990
21. 刘金砺等. 软土中群桩承载性能的试验研究. 第六届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991
22. 石磊, 殷宗泽. 砂土中群桩特性的试验研究. 岩土工程学报, 1998,20(3)
23. 国家行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94). 北京: 中国建筑工业出版社, 1994
24. 宰金珉. 高层建筑与群桩基础非线性共同作用——复合桩基理论与应用研究: [博士论文]. 上海: 同济大学地下系, 2000
25. 杨敏, 王树娟. 使用 Geddes 应力系数求解单桩沉降. 同济大学学报, 1997(8)
26. 吴家龙. 弹性力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1996
27. 徐芝纶. 弹性力学问题有限单元法. 河海大学出版社, 1974
28. 魏焕卫, 孙剑平, 毕平均. 基础沉降计算模型现存问题的分析. 岩土工程界, 2004, Vol 7(9)

29. 国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ50007-2002). 北京: 2002
30. 张忠苗, 汤展飞, 吴世明等. 利用实测的桩端沉降划分桩侧摩阻力和桩端阻力. 浙江省第八届土力学及基础工程学术讨论会论文集. 上海: 上海交大出版社, 1999
31. 杨敏, 王伟, 杨桦. 嵌岩长桩下长短桩桩基础设计的初步探讨. 中国建筑学会地基基础分会 2004 年学术年会论文集. 四川成都: 知识产权出版社, 2004
32. 邓超, 龚晓南. 长短桩复合地基在高层建筑中的应用. 建筑施工, Vol.25, No.1, 2003
33. 葛忻声, 龚晓南, 张先明. 长短桩复合地基有限元分析及设计计算方法探讨. 建筑结构学报, Vol.24, No.4, 2003
34. 杨军龙, 丁璐, 雷建功. 长短桩复合地基数值分析. 四川建筑科学研究, Vol.28, No.4, 2002
35. 王勖成, 邵敏. 有限元法基本原理和数值方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1996.
36. 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
37. 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
38. 章根德. 土的本构模型及其工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 1995.
39. 杨敏, 周融华等. 按变形控制设计上海某 10 层办公楼桩筏基础. 建筑科学, 2002(2)
40. 上海市标准《地基处理技术规范》(GBJ08-40-94). 上海: 1994
41. 杨敏, 王树娟. 桩筏基础相互作用下土中应力场的变化规律. 岩土工程学报, 1999(1)
42. 赵锡宏. 上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论. 同济大学出版社, 1989 年
43. 宰金珉. 桩土明确分担荷载的复合桩基及基设计方法. 建筑结构学报, 1995,16(5)
44. 刘金砺, 迟铃泉. 桩土变形计算模型和变刚度调平设计. 岩土工程学报,2000(2)
45. Mindlin,R.D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *J. Appl. Phys.* 1936, Vol.7, No.5
46. Geddes,J.D. Stresses in foundation soils due to vertical subsurface load. *Geotechnique*, 1966,16:131~255
47. Poulos,H.G. and Davis, E.H. *Pile foundation analysis and design*. New York: Wiley,1980
48. H.G. Poulos. An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*,18, 73-92 (1994).
49. L.D. Ta and J.C. Small. Analysis and performance of piled raft foundations on layered soils-case studies. *Soils and Foundations*, 38, No. 4, 145-150 (1998).
50. J. Sinha. Piled raft foundation on soil subjected to swelling, shrinkage and ground subsidence: [PhD thesis] . University of Sydney, Australia ,1998
51. Chow, Yong and Shen. Analysis of Piled Raft Foundations Using a Variational Approach. *The International Journal of Geomechanics*, Vol 1, No 2, 129-147(2001)
52. H.G. Poulos. Comparison of some methods for analysis of piled rafts. *Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Hamburg*,2, 1119-1124 (1997).
53. P. Clancy and M.F. Randolph. Analysis and design of piled raft foundations. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*, 17, 849-869 (1993).
54. Clancy, P. & Randolph, M.F. Simple design tools for piled raft foundations. *Geotechnique*, 1996, 46(2)
55. W.Y. Shen, Y.K. Chow, and K.Y. Yong. A variational approach for the analysis of pile group-pile cap interaction, *Geotechnique*, 50(4), 349-357 (2000).
56. Wei Dong Guo & Randolph, M.F. Rationality of load transfer approach for pile analysis. *Computers and Geotechnics*,1998,23

致 谢

本论文得以顺利完成，首先要衷心感谢我的导师杨敏教授。在我的研究生学习阶段，杨老师给予我学习上、生活上以及学术上很大的帮助，本论文得以顺利完成，是与杨老师无法分开的。杨老师严谨的治学作风、渊博的专业知识、敏锐的学术洞察力和诲人不倦的育人风范，将成为笔者宝贵的精神食粮而受益终身。在论文的选题过程中，杨老师高屋建瓴地指明了本论文的研究方向，给我提供了很大的帮助。

其次，衷心感谢熊巨华教师对我的大力帮助，从开始的论文选题、开题、写作、修改，直至最后的定稿过程中，熊老师给笔者提出了诸多宝贵的建议和意见。本论文得以顺利完成，字字凝聚着熊老师的辛勤与汗水。

再次，感谢我的师兄王伟博士、杨桦博士对我的理论指导和殷切关怀。

感谢我的父母兄弟在论文编写期间给予我的精神鼓励与大力支持，感谢女友胡晓静在论文编写阶段付出的努力，感谢我的师兄、师弟以及同窗好友在研究生学习阶段给予我的帮助。

最后，感谢在论文编写阶段所有帮助过我的人。

毕平均
2005年3月
于同济大学

个人简历 在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

毕平均, 男, 1980年1月出生, 河南商丘人。

2002年7月毕业于吉林大学 水文地质与工程地质专业 获学士学位。

2002年9月进入同济大学攻读硕士学位 岩土工程专业。

已发表论文:

[1] 魏焕卫,孙剑平,毕平均. 基础沉降计算模型现存问题的分析. 岩土工程界, 2004,Vol 7(9)

[2] 毕平均. 预留净空桩基础的工作机理探讨. 岩土工程师, 2004,Vol 16(1)

[3] 毕平均. 沉降控制复合桩在地基基础优化设计中的应用. 岩土工程师, 2004,Vol 16(2)

▼
.....

待发表论文:

[1] 毕平均. Geddes 法在长短桩基础沉降计算中现存问题的分析. 西部探矿工程 (已接收)