

摘要

本文在总结水泥搅拌桩处理软基研究成果的基础上，进一步分析了水泥搅拌桩加固软土地基的机理及其受力和变形性状。

水泥搅拌桩复合地基处理技术自八十年代引入我国以来，已经有二十多年的历史，随着我国近年来的经济和基础设施建设的发展，该技术在软土地基处理方面得到了越来越广泛的应用，并出现了很多分析和计算方法。但是，国内外对水泥搅拌桩复合地基的理论研究并不是十分成熟，其计算理论和实际工程应用之间也存在较大差异，因此有必要对水泥搅拌桩复合地基的作用机理、承载力和沉降计算作进一步的分析研究。

根据国内外大量试验成果，归纳出水泥土各种物理、力学指标的取值方法和相关关系。经过详尽的分析与比较，得出群桩复合地基荷载传递规律与水泥土单桩荷载传递规律的差异；分析了水泥土桩复合地基的桩土受力特点；通过计算，得出水泥土桩复合地基的沉降随桩长、置换率、桩身强度等因素变化的关系；具体地提出了水泥土桩复合地基的设计步骤，并对其沉降实用计算方法进行了分析，提出了较符合实际、简便的计算方法，为水泥搅拌桩复合地基的设计提供了一定的参考。最后通过工程实例，利用大型的计算软件ANSYS对上部结构物的基底应力和应变作了比较精确的计算，为软土地基的合理处理提供了可靠的依据。通过实际算例，验证了软土地基处理的适用性。

关键词：水泥搅拌桩，力学特性；承载力；有限元；Ansys。

ABSTRACT

ABSTRACT

On the base of achievements on cement-soil pile,a further study is conducted on the mechanism of cement-soil pile treated soft clay foundation, the characteristic of load transfer and the deformation is also explored.

The technology of composite foundation treatment of cement mixing pile has been introduced and widely applied in China for over 20 years since 1980s. With the rapid development in economy and infrastructure in recent years in China, the technology has been extensively adopted in the treatment of soft soil foundation. However, the theoretical research in this field both in China and abroad is far from mature, and there have occurred a great variety of methods in analysis and calculation, which fail to reveal the actual situation. Therefore there is a great necessity to conduct further in-depth analysis and research in terms of the functional behavior, bearing capacity as well as the settlement calculation in the composite foundation of cement mixing pile.

Through a lot of domestic and foreign experimental achievement, the paper sums up select methods and correlations of various physical and mechanical index of soil-and-cement. After detailed analysis and comparison, it points out the differences between load transfer behavior of grouped piles and that of singled pile. It also analyzes the characteristics of pile-soil's stress in soil-cement mixing pile composite foundation. By calculation, it concludes that the settlement rules of soil-cement mixing pile composite are influenced by the change of pile's length, displacement pile's strength. It puts forward the detailed design procedure of soil-cement mixing pile composite foundation and analyzes the settlement calculation methods. As a result, a useful and simple method of settlement calculation for cement mixing pile composite foundation is suggested, which provides references for the design of soil-cement pile composite foundation. Finally, through its practical engineering application, using the computer software-ANSYS, calculate the stress-strain for the above structure and provide for dealing with the soft foundation.

KEY WORDS:

cement mixing pile
mechanical property
bearing capacity
finite element
Ansys software

重庆交通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，是本人在导师的指导下，独立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，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名：

日期：2007 年 4 月 10 日

重庆交通大学学位论文版权使用授权书

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

学位论文作者签名：

指导教师签名：

日期：2007 年 4 月 10 日

日期：07 年 4 月 10 日

第一章 绪 论

1.1 概述

水泥土搅拌法是适用于加固饱和粘性土和粉土等地基的一种方法。它是利用水泥(或石灰)等材料作为固化剂,通过特制的搅拌机械边钻进边往软土中喷射浆液或雾状粉体,在地基深处就地将软土和固化剂(浆液或粉体)强制搅拌,使喷入软土中的固化剂与软土充分拌合在一起,由固化剂和软土之间所产生的一系列物理—化学作用,形成抗压强度比天然土强度高得多,并具有整体性、水稳性的水泥加固土,从而提高地基土强度和增大变形模量。根据固化剂掺入状态的不同,它可分为浆液搅拌和粉体喷射搅拌两种,前者是用浆液和地基土搅拌,后者是用粉体和地基土搅拌。

水泥土搅拌法起源于二十世纪六十年代的美国和日本,到七十年代深挖桩技术在生产实践和理论研究中都得到了快速发展。1979年,瑞典皇家技术学院教授 Bengt B. B rams 发表了在石灰系深搅桩方面的研究成果,提出了一套较完整的设计计算理论。1984年,在日本召开的关于复合地基强度和变形的讨论会上,专家们对地基加固技术在工程中的实际应用进行了总结。国内于1977年由冶金部和交通部协作开始进行深层搅拌桩机械研制和室内外试验,1980年起正式采用深层搅拌桩法加固软粘土地基。进入九十年代,连续数届全国土力学及基础工程学术会议和全国地基处理学术讨论会上,专家和学者们又把深搅桩的理论研究向前推进了一大步。可见,深层搅拌法作为一种扰动小、施工迅速、造价较低、见效快的地基处理方法已引起国内外岩土界的极大关注。

但是,由于土层本身的多样性以及复合材料与土相互作用关系的复杂性,人们对于深搅桩复合地基在荷载作用下的荷载传递及变形规律了解不够深入,复合地基理论,特别是沉降理论还很不成熟。本文旨在总结前人研究成果的基础上,对桩—土荷载传递机理及其影响因素进行较为系统的探讨,寻求更为合理的深层搅拌桩复合地基沉降计算方法。

1.2 水泥土搅拌法研究现状及存在问题

1.2.1 研究现状

近年来,我国不少学者致力于水泥土桩的荷载传递、变形问题的研究,取得了不少成果,但由于水泥土桩的加固机理还不清楚,有一些问题需要进一步研究。陆贻杰、周国均利用三维有限元,对荷载作用下水泥搅拌桩复合地基的应力传递、变形分布及荷载变化对其性状的影响作出了定量分析^[1]。1991年林琼通过室内模型试验,研究了水泥搅拌桩复合地基承载力,当水泥掺入量小于等于10%时,复

合地基承载力与桩长无关,呈现柔性桩的特性;当水泥的掺入量大于等于20%后,复合地基的承载力随桩长的增加而增加;当水泥的掺入量为10%~20%时,复合地基的特性类似于刚性桩^[2]。1993年陈竹昌、王建华对水泥搅拌桩的沉降及组成、桩侧摩阻力的发挥程度进行了分析,并提出了刚性桩与柔性桩的判别标准。刚性桩的承载力及沉降主要取决于桩周土和桩端土的性能,而受桩身压缩变形的影响较小;柔性桩的承载力及沉降不仅与桩周土和桩端土的性能有关,而且受桩身压缩变形的影响很大^[3]。1994年段继伟通过现场足尺试验,研究了水泥搅拌桩的荷载传递规律,认为桩体的变形、轴力、侧摩阻力主要集中在临界深度这部分桩体上,超过临界深度以后,桩体的变形、轴力、侧摩阻力发挥较小^[4]。何开胜通过对大型构筑物下水泥土群桩的原位观测,探讨了超长水泥土搅拌桩的荷载传递特性,结果表明,对桩身质量良好的水泥土桩,在长期荷载作用下呈现出接近刚性摩擦桩的荷载传递特性和较高的桩土应力比,并且,只要桩身中下部水泥土强度有保证,群桩中桩身轴力的有效传递深度可达25米以上^[5]。郑刚等通过模型试验和轴对称有限元—无穷元耦合分析,研究了基础、桩长和垫层对水泥搅拌桩复合地基荷载传递的影响^[6]。李宁利用数值试验的方法,分析了褥垫层在复合地基中的加固机理与作用^[7]。

水泥土桩复合地基的沉降量计算,目前采用的一般方法是将桩身范围内加固层的压缩量与加固体下卧土层的压缩量之和作为复合地基的沉降量。至今已提出的水泥土桩复合地基沉降实用计算方法中,对下卧层压缩量大多采用分层总和法计算,而对加固区范围内土层的压缩量则采用复合模量法、应力修正法、桩身压缩量法。而许多工程实践表明,采用上述方法计算的建筑物沉降量远大于实测值。正因如此各种沉降计算方法就应运而生了。文献^[8]将Nimdhⁿ应力解用于变形计算中,并考虑水泥土桩存在临界桩长,将复合地基压缩层从上到下分为三层:第一层为加固区的临界桩长范围,第二层为临界桩长以下的桩身范围部分,第三层为未加固的下卧层,提出了一种按三层地基模式计算水泥土桩复合地基变形的方法。文献^[9]采用复合模量当层法并将临界桩长引入计算沉降。文献^[10]对于结构性软土而言,在计算沉降时应考虑土体结构性的影响。还有其它的沉降计算方法,本文不再列举。若要认可或推广应用成为统一的方法,还需要大量的研究和实践。

1.2.2 存在问题

搅拌桩技术在我国的发展已有20年,但真正得到广泛应用研究不过10年,虽然该技术已经渗透到土木工程的各个领域,然而由于种种原因搅拌桩存在不少问题,出现了不少的工程事故,给予人们深刻的教训。在1997年10月全国第五届地基处理学术讨论会上提出一个发人深思的问题—“搅拌桩能否继续使用”。下面小列几例来反映它存在的问题:上海市在1993年间大量采用水泥搅拌桩,

由于工程应用一拥而上，相应施工控制、技术管理与质量检测未能跟上，出了一些问题，如沉降过大，超过 30cm，出现不均匀沉降、倾斜、开裂现象等。致使上海市建委发文，暂停使用粉喷桩，而对浆喷搅拌桩实行培训发证上岗。天津市也出现了类似的情况，政府明令禁用，有些地方虽然未明令禁止，但也有受排挤的现象。南京市某小区住宅采用水泥搅拌桩，部分出现不均匀沉降及开裂，因此不得不改用造价高的刚性桩基础。搅拌桩的发展是迅速的，应用是广泛的，教训是惨重的，然而造成事故的原因是多方面的，包括勘察、设计、施工、管理等等，笔者认为其主要的原因有以下三方面：

(1)技术参数的取值

目前由于多数工程施工时间紧迫，要求在短时间内进行并完成众多的实验，往往是很难实现的，致使室内水泥土试块试验种类和数量较少，施工前也无现场试验桩的实测资料，在确定水泥土各种参数时无明确的标准，从而造成设计参数严重偏离现场实测参数。所以制定出水泥土各种物理、力学指标的试验方法和统一的取值标准已迫在眉睫。

(2)水泥搅拌桩的设计方法

水泥搅拌桩单桩竖向承载力、复合地基承载力的确定方法主要是通过规范提供的经验公式或载荷试验确定。由于计算单桩承载力时材料强度取值不同，不同设计者复合地基承载力计算结果差别很大；采用现场载荷试验确定复合地基承载力，其判定标准不够明确。复合地基沉降主要发生在下卧层，其沉降量的计算方法有：实体深基础法、应力扩散法、Gress 法，但是许多工程实例测试结果表明，实测沉降值与理论计算值相差甚大。所以沉降量的理论值与实测值之间的差异是当前水泥搅拌桩设计急待解决的问题之一。

(3)水泥搅拌桩的施工与检测

施工管理混乱，施工队伍偷工减料，桩体质量严重缺陷，质量检测手段不健全。所以成桩的质量如何保证及其检测方法都有待进一步的研究。

1.3 本文研究的主要内容

基于水泥搅拌复合地基在设计、施工、检测方面存在的问题，对以下几个方面作详细分析与研究：

(1)根据国内外大量试验成果，归纳出水泥土各种物理、力学指标的取值方法和相关关系。

(2)水泥土桩复合地基的工作机理研究是一个影响因素较多的复杂课题。本文讨论了群桩复合地基荷载传递规律与水泥土单桩荷载传递规律的差异，分析了反映复合地基工作性状的重要参数(桩土应力比、桩体应力集中系数、桩间土应力减少系数)。

- (3)对水泥土桩复合地基变形特性的影响因素进行了初探。
- (4)利用 ANSYS 计算软件, 对船闸的基底应力和应变进行了计算。为软基的处理提供了的依据。
- (5)具体地给出了水泥搅拌桩的设计计算方法和步骤, 并通过实例验证了其可行性、实用性。

第二章 水泥土加固地基机理

2.1 水泥加固土的原理

软土与水泥采用机械搅拌加固的基本原理是基于水泥加固土(简称水泥土)的物理化学反应。水泥加固土的物理化学反应过程与混凝土的硬化机理不同,混凝土的硬化主要是在粗填充料(比表面不大,活性很弱的介质)中进行水解和水化作用,所以凝结速度较快。而在水泥加固土中,由于水泥的掺量很少(仅占被加固土重的7%~20%),水泥的水解和水化反应完全是在具有一定活性介质的土的围绕下进行的,所以硬化速度缓慢且作用复杂,因此水泥加固土强度增长的过程也比混凝土慢。

2.1.1 水泥的水解和水化反应

普通硅酸盐水泥主要是由氧化钙、二氧化硅、三氧化二铝、三氧化二铁及三氧化硫等组成,由这些不同的氧化物分别组成了不同的水泥矿物:硅酸三钙、硅酸二钙、铝酸三钙、铁铝酸四钙、硫酸钙等。用水泥加固软土时,水泥颗粒表面的矿物很快与软土中的水发生水解和水化反应,生成氢氧化铝、含水硅酸钙、含水铝酸钙及含水铁酸钙等化合物。其反应过程如下:

(1)硅酸三钙(3CaO SiO_2):在水泥中含量最高(约占全重的50%左右),是决定强度的主要因素。



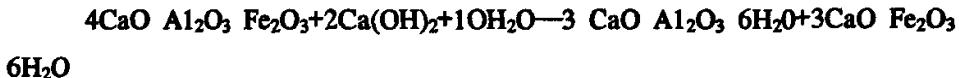
(2)硅酸二钙(2CaO SiO_2):在水泥中含量较高(占25%左右),它主要产生后期强度。



(3)铝酸三钙($3\text{CaO Al}_2\text{O}_3$):占水泥重量10%,水化速度最快,促进早凝。



(4)铁铝酸四钙($4\text{CaO Al}_2\text{O}_3 \text{Fe}_2\text{O}_3$):占水泥重量10%左右,能促进早期强度。



所生成的氢氧化钙、含水硅酸钙能迅速溶于水中,使水泥颗粒表面重新暴露出来,再与水发生反应,这样周围的水溶液就逐渐达到饱和。当溶液达到饱和后,水分子虽继续深入颗粒内部,但新生成物已不能再溶解,只能以细分散状态的胶

体析出，悬浮于溶液中，形成胶体。

(5) 硫酸钙(CaSO_4)：虽然它在水泥中的含量仅占 3% 左右，但它与铝酸三钙一起与水反应，生成一种被称为“水泥杆菌”的化合物：



根据电子显微镜的观察，水泥杆菌最初以针状结晶形式在比较短的时间里析出，其生成量随着水泥掺入量的多少和龄期的长短而异。由 X 射线衍射分析，这种反应迅速，最后把大量的自由水以结晶水的形式固定下来，这对于含水量高的软土的强度增长有特殊意义，使土中自由水的减少量约为水泥杆菌生成重量的 46%。当然，硫酸钙的掺量不能太多，否则这种水泥杆菌针状结晶会使水泥发生膨胀而遭到破坏。所以，如使用得合适，在某种特定条件下可利用这种膨胀势来增加地基加固效果。

2.1.2 粘土颗粒与水泥水化物的作用

当水泥的各种水化物生成后，有的自身继续硬化，形成水泥石骨架；有的则与其周围具有一定活性的粘土颗粒发生反应。

(1) 离子交换和团粒化作用

粘土和水结合时就表现出一种胶体特征，如土中含量最多的二氧化硅遇水后，形成硅酸胶体微粒，其表面带有钠离子 Na^+ 或钾离子 K^+ ，它们能和水泥水化生成的氢氧化钙中钙离子 Ca^{2+} 进行当量吸附交换，使较小的土颗粒形成较大的土团粒，从而使土体强度提高。

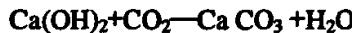
水泥水化生成的凝胶粒子的比表面积约比原水泥颗粒大 1000 倍，因而产生很大的表面能，有强烈的吸附活性，能使较大的土团粒进一步结合起来，形成水泥土的团粒结构，并封闭各土团的空隙，形成坚固的联结，从宏观上看也就使水泥土的强度大大提高。

(2) 硬凝反应

随着水泥水化反应的深入，溶液中析出大量的钙离子，当其数量超过离子交换的需要量后，在碱性环境中，能使组成粘土矿物的二氧化硅及三氧化二铝的一部分或大部分与钙离子进行化学反应，逐渐生成不溶于水的稳定结晶化合物，增大了水泥土的强度。从扫描电子显微镜观察中可见，拌入水泥 7 天时，土颗粒周围充满了水泥凝胶体，并有少量水泥水化物结晶的萌芽。一个月后水泥土中生成大量纤维状结晶，并不断延伸充填到颗粒间的空隙中，形成网状构造。到五个月时，纤维状结晶辐射向外伸展，产生分叉，并相互连结形成空间网状结构，水泥的形状和土颗粒的形状已不能分辨出来。

2.1.3 碳酸化作用

水泥水化物中游离的氢氧化钙能吸收水中和空气中的二氧化碳，发生碳酸化反应，生成不溶于水的碳酸钙，其反应如下：



这种反应也能使水泥土增加强度，但增长的速度较慢，幅度也较小。从水泥土的加固机理分析，由于搅拌机械的切削搅拌作用，实际上不可避免地会留下一些未被粉碎的大小土团。在拌入水泥后将出现水泥浆包裹土团的现象，而土团间的大孔隙基本上已被水泥颗粒填满。所以，加固后的水泥土中形成一些水泥较多的微区，而在大小土团内部则没有水泥。只有经过较长的时间，土团内的土颗粒在水泥水解产物渗透作用下，才逐渐改变其性质。因此在水泥土中不可避免地会产生强度较大和水稳定性较好的水泥石区和强度较低的土块区。两者在空间相互交替，从而形成一种独特的水泥土结构。可见，搅拌越充分，土块被粉碎得越小，水泥分布到土中越均匀，则水泥土结构强度的离散性小，其宏观的总体强度也最高。

2.2 水泥土的材料特性

2.2.1 水泥土的物理性质

(1) 重度

由于拌入软土中的水泥浆重度与软土的重度相近，所以水泥土的重度与天然软土的重度相近。通过大量水泥土重度试验结果表明，水泥土的重度仅比天然软土的重度提高 0.5%~3%，所以采用水泥土搅拌法加固厚层软土地基时，其加固部分对于未加固部分不致产生过大的附加荷重，也不会产生较大的附加沉降。

(2) 含水量

水泥土在凝结与硬化过程中，由于水泥水化等反应，使部分自由水以结晶水的形式固定下来，使水泥土的含水量略低于原土样的含水量，试验结果分析，水泥土含水量比原土样含水量减少 0.5%~7%，且随着水泥掺入量的增大而减少。

(3) 相对密度

由于水泥的相对密度为 3.1，比一般软土的相对密度 2.65~2.75 为大，故水泥土的相对密度比天然软土的相对密度稍大。

(4) 渗透系数

水泥土的渗透系数随水泥掺入比的增大和养护龄期的增大而减少，水泥土的渗透系数小于原状土。水泥土的渗透系数与原状土性、水泥掺入量、搅拌的均匀程度以及初始含水量等因素有关。一般可达 10.7~10.0cm/s 数量级。

2.2.2 水泥土的力学性质

(1) 无侧限抗压强度

水泥土的无侧限抗压强度是衡量水泥土力学性质的极其重要的一个指标, 一般其值为 $0.3\sim 4\text{Mpa}$, 即比天然软土大几十倍至数百倍。其变形特征随强度不同而介于脆性体与弹性体之间, 图 2-1 为水泥土的应力—应变曲线, 从图中可见, 水泥土受力开始阶段, 应力与应变关系基本上符合虎克定律。当外力达到极限强度时, 对于强度大于 2Mpa 的水泥土很快出现脆性破坏, 破坏后残余强度很小, 此时的轴向应变约为 $(0.8\sim 1.2)\%$ (如图 2-1 中的 A₂₀, A₂₅ 试件); 对强度小于 2Mpa 的水泥土则表现为塑性破坏(如图 2-1 中的 A₅, A₁₀, A₁₅, 试件)。

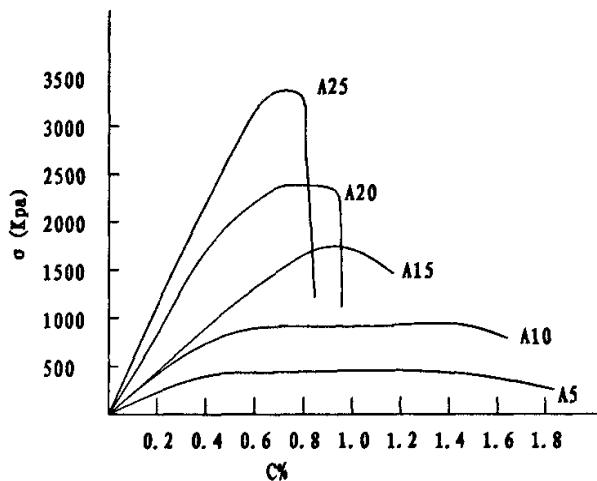


图 2-1 水泥土的应力—应变曲线

注: A₅、A₁₀、A₁₅、A₂₀、A₂₅ 表示水水泥掺入比 $a_w(5, 10, 15, 20, 25)\%$

(2) 抗拉强度

水泥土抗拉强度指标是设计水泥土搅拌桩挡墙的一个重要参数。一般应通过室内试验确定, 水泥土的抗拉强度 σ_t 随其无侧限抗压强度 f_{cu} 的增长而提高, 当水泥土的无侧限抗压强度 $f_{cu}=0.5\sim 4\text{Mpa}$ 时, 其抗拉强度 $\sigma_t=0.05\sim 0.70\text{Mpa}$, 即有 $\sigma_t=0.06\sim 0.3f_{cu}$ 。有资料介绍用劈裂法求得粘土的加固土抗拉强度。 σ_t 与无侧限抗压强度 f_{cu} 的关系如图 2-2, 可见, 随着 f_{cu} 的增大, 抗拉强度 σ_t 的增长速率有逐渐降低的趋势。

(3) 抗剪强度

水泥土的抗剪强度可由高压三轴剪切仪进行测定, 通过大量实验结果表明: 水泥土的抗剪强度随抗压强度的增加而提高, 当场 $f_{cu}=0.5\sim 4\text{Mpa}$ 时, 其粘聚力 $C=0.1\sim 1.1\text{Mpa}$, 一般约为 f_{cu} 的 $20\% \sim 30\%$, 其内摩擦角变化在 $20^\circ \sim 30^\circ$ 之间; 另外, 室内试验的抗剪强度 τ 与无侧限抗压强度 f_{cu} 的关系如图 2-3 所示, 随着

f_{cu} 的增大, 抗剪强度和无侧限抗压强度的比值有变小的趋势, 其总体的规律为 $\tau = (1/2 \sim 1/3) f_{cu}$ 。

(4) 变形模量

当垂直应力达 50% 无侧限抗压强度时, 水泥土的应力与应变的比值称为水泥土的压缩模量 E_s 。

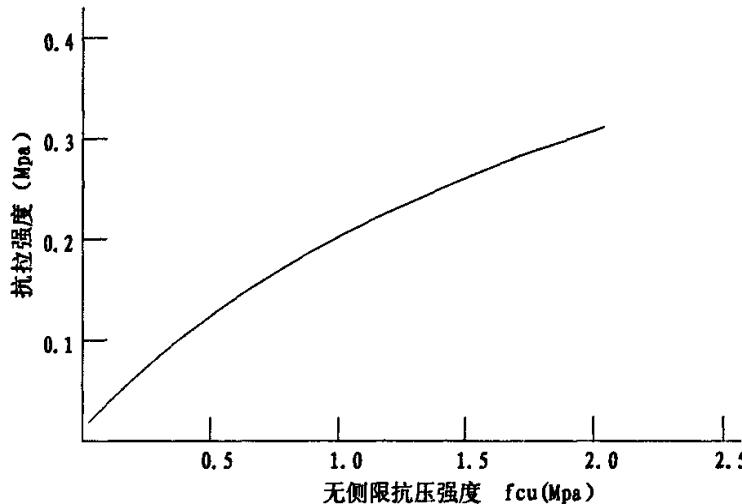


图 2-2 抗拉强度与无侧限抗压强度的关系

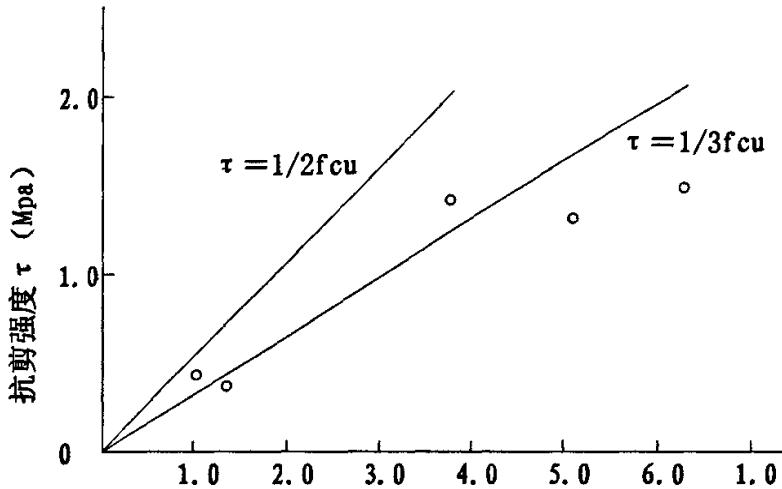


图 2-3 加固土的抗剪强度与无侧限抗压强度的关系

(5) 压缩系数和压缩模量

水泥土桩的压缩系数约为 $0.02 \sim 0.035 \text{ MPa}^{-1}$, 其相应的压缩模量 $E_s = 60 \sim 100 \text{ MPa}$, 小于变形模量。我国《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002)中提出搅

拌桩的压缩模量可取 $(100 \sim 120)f_{cu}$, 对桩较短或桩身强度较低者可取低值, 反之可取高值。

(6) 水泥土桩的抗冻性能

将水泥土试件置于自然负温下进行抗冻试验, 经观察表明, 试件外观无显著变化, 仅有少数试块表面出现裂纹, 并有局部片状剥落, 边角脱落和微膨胀, 但影响深度及面积均不大, 可见自然冰冻条件下不会对水泥土桩深部造成结构破坏。水泥土桩经长时间冰冻后的强度与不经过冰冻的强度相差无几, 但当冰冻后再恢复正温, 其强度继续升高, 可升高到接近标准值, 即冻后正常养护 90d 的强度与标准强度非常接近。

在自然温度不低于 -15°C 的条件下, 冰冻对水泥土结构损害甚微, 因此, 只要在地温不低于 -10°C 的条件下, 就可以进行搅拌法的冬季施工。

2.3 影响水泥土搅拌桩强度的主要因素

国内外对加固土所做的大量试验结果表明, 影响水泥土强度的因素主要有: ①水泥掺入比; ②龄期; ③土样含水量; ④水泥标号; ⑤土样中有机质含量; ⑥外掺剂; ⑦养护方法; ⑧拟加固土类; 其中以龄期、水泥掺入比和土样含水量对强度影响最大。

下面就影响无侧限抗压强度的主要因素做简要介绍:

(1) 水泥掺入比 α_w 的影响

水泥掺入比 α_w 系指水泥重量与被加固的软土重量之比, 即:

$$\alpha_w = W_1/W \times 100 \%$$

其中: W_1 为掺加的水泥重量; W 为被加固的软土重量。

采用水泥作为固化剂材料, 在其他条件相同时, 在同一土层中水泥掺入比不同时, 水泥土强度将不同。从图 2—4 和 2—5 中可以看出, 水泥土的强度随水泥掺入比的增大而提高, 当 α_w 小于 5% 时, 由于水泥与土的反应过弱, 水泥土固化程度低, 强度离散性也较大, 故在水泥土深层搅拌法的实际工程中, 选用的水泥掺入比 α_w 宜大于 7%, 一般水泥掺入比 α_w 采用 12%~20%。但因场地土质与施工条件的差异, 掺入比的提高与水泥土强度增加的百分比是不完全一致的。

(2) 龄期对强度的影响

从图 2—5 中可以看出, 水泥土强度随龄期的增长而增大, 且水泥掺入比越高, 强度增长越快。在龄期超过 28d 后, 强度仍有明显增长, 为了降低造价, 对承重搅拌桩试块国内外都取 90d 龄期为标准龄期。从抗压强度试验得知, 在其他条件相同时, 不同龄期的水泥土抗压强度间关系大致呈线性关系, 其经验关系式如下:

$$f_{cu7} = (0.47 \sim 0.63)f_{cu28};$$

$$f_{cu14} = (0.62 \sim 0.80)f_{cu28};$$

$$f_{cu60} = (1.15 \sim 1.46)f_{cu28};$$

$$f_{cu90} = (1.43 \sim 1.80)f_{cu28};$$

$$f_{cu90} = (2.37 \sim 3.73)f_{cu7};$$

$$f_{cu90} = (1.73 \sim 2.82)f_{cu14};$$

上式 f_{cu7} 、 f_{cu14} 、 f_{cu28} 、 f_{cu60} 、 f_{cu90} 分别为 7, 14, 28, 60, 90d 龄期的水泥土抗压强度。

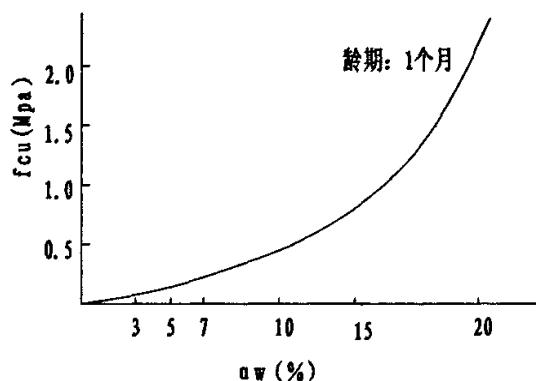


图 2-4 水泥掺入比 a_w 与强度 f_{cu} 的关系

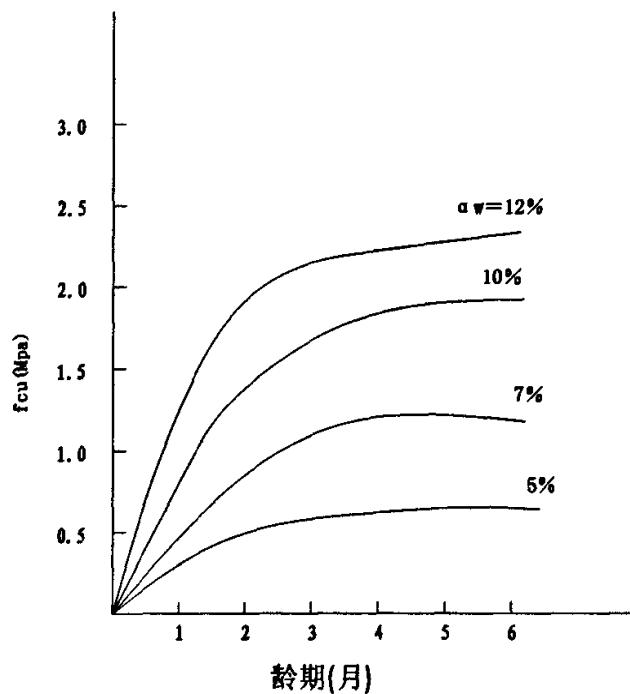


图 2-5 水泥土掺入比、龄期与强度的关系

当龄期超过三个月后, 水泥土强度增长缓慢。180d 的水泥土强度为 90d 的 1.25 倍, 而 180d 后水泥土强度增长仍未终止。文献^[11]介绍:

$$f_{cu, 5*} = 1.3 f_{cu90} \text{(普通硅酸盐水泥);}$$

$$f_{cu, 5*} = 1.8 f_{cu90} \text{(高炉矿渣水泥)。}$$

(3) 水泥标号对强度的影响

水泥标号直接影响水泥土的强度, 水泥土的强度随水泥标号的提高而增加, 水泥强度等级提高 10 级, 水泥土的强度大约增大 20%~30%。如要求达到相同强度, 水泥强度等级提高 10 级, 可降低水泥掺入比 2%~3%。

(4) 土样含水量对强度的影响

当水泥土配比相同时, 其强度随土样的天然含水量的降低而增大, 图 2-6(试验条件是水泥掺入量是土的干重量的 10%, 土性为冲填粘土, 龄期 28 天)所示。试验表明, 当土的含水量在 50%~85% 范围内变化时, 含水量每降低 10%, 水泥土强度可提高 30%^[12]。

(5) 土样中有机质含量对强度的影响

图 2-7 为两种不同有机质含量软土配制的水泥土强度试验曲线, 从图中可看出, 有机质含量少的土比有机质含量高的土所制成的水泥土强度大得多, 水泥土中的有机质可使土具备有较大的水容性和塑性、膨胀性和低渗透性, 并使土的酸性增加, 这些因素都能使水泥的水化反应受到抵制。因此, 对于有机质含量高的软土(一般当地基土有机质含量大于 1% 时加固效果较差), 不宜单纯用水泥作为固化剂进行加固, 宜改用水泥系固化材料或特种水泥, 以提高固化效果。

(6) 外掺剂对强度的影响

不同的外掺剂对水泥土强度有着不同的影响。如木质素磺酸钙对水泥土强度影响不大, 主要起减水作用。石膏、三乙醇胺对水泥土强度有增强作用, 而其增强效果对不同土样和不同的水泥掺入比又有所不同, 所以选择合适的外掺剂可以提高水泥土强度又可以节约水泥用量。外掺剂对水泥土强度的影响如图 2-8 和表 2-1 所示。

掺加粉煤灰的水泥土, 其强度一般都比不掺粉煤灰的有所增长, 如图 2-9 示。但是, 从表 2-2 可见, 在水泥低掺合量试验中掺粉煤灰的试块强度高于未掺粉煤灰的试块, 而在水泥大于 15% 掺合量的试验中未掺粉煤灰的试块强度高于掺粉煤灰的强度, 从这点可以看出, 在水泥低掺合量中粉煤灰与水泥共同起作用与土形成一定强度的水泥土, 而水泥大于 25% 掺合量后, 土主要与水泥产生反应, 形成水泥土, 粉煤灰的掺合反而降低了水泥土的强度。

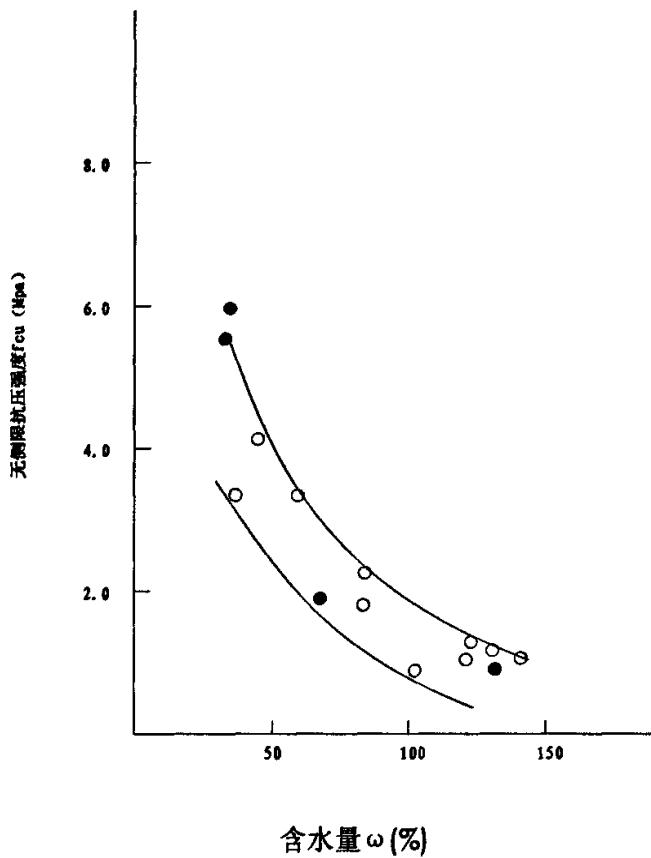
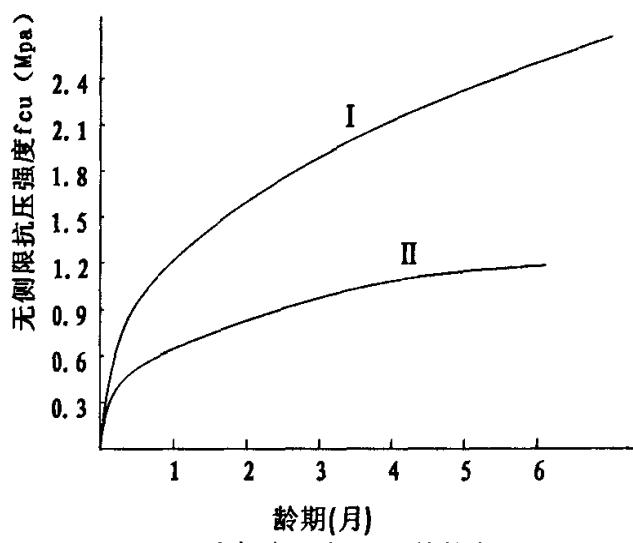


图 2-6 无侧限抗压强度与含水量的关系



I—有机含量为 1.3% 的软土
 II—有机含量为 10.1% 的软土
 图 2-7 有机含量与水泥土强度的关系

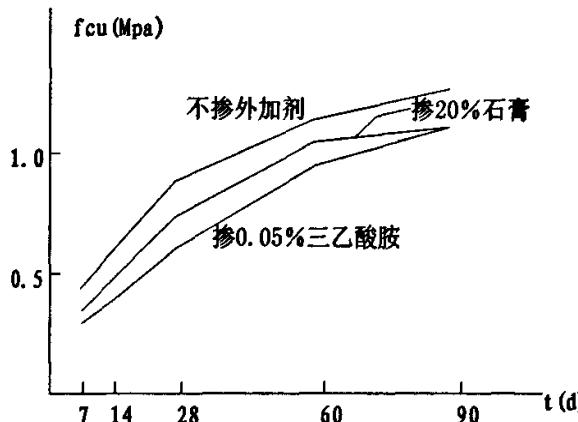


图 2-8 外加剂对水泥土强度的影响

粉煤灰对水泥土强度的影响

表 2-1

水泥掺入比(%)		10	15	20	10	15	20	10	15
龄期		3 天			7 天			14 天	
水 泥 土 强 度	掺 10% 粉煤 灰 f_{cu1} (Kpa)	349	392	460	390	434	481	477	568
	不掺粉煤灰 f_{cu2} (Kpa)	256	558	662	372	548	679	396	653
f_{cu1}/f_{cu2}		1.36			1.05			1.20	

(7) 拟加固土类对强度的影响

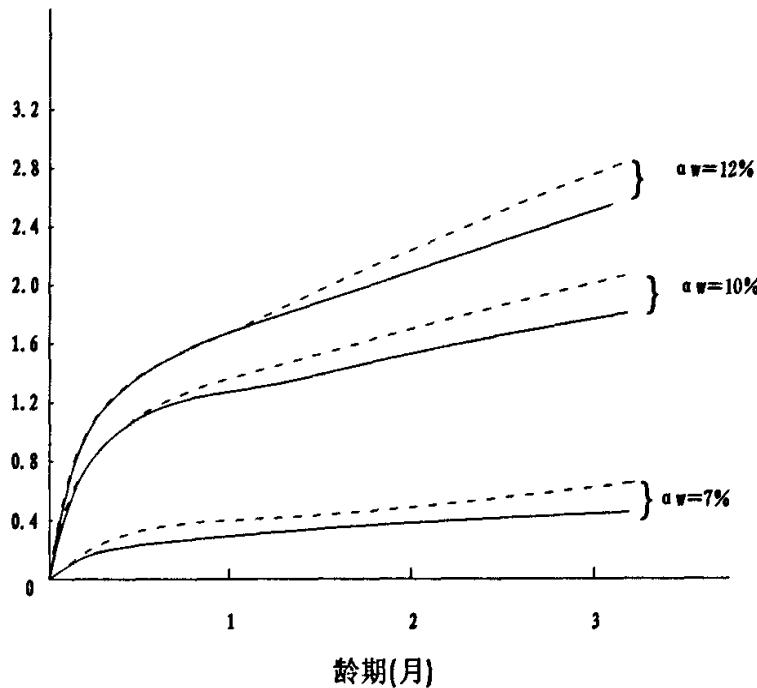
不同成因软土的水泥加固试验结果表明, 滨海相沉积的淤泥和淤泥质土固化后强度大于河川沉积的同类土, 湖沼相沉积的泥炭和泥炭化土固化强度最低。图 2-10 表示的是桩体的无侧限抗压强度与土类的关系, 即为砂性土、粘性土和腐殖土中用水泥土试块的无侧限抗压强度和固化剂掺合量的关系对比试验资料。从图 2-10 中可定性地说明砂性土固化后, 无侧限抗压强度大于粘性土; 粘性土固化后, 其无侧限抗压强度大于腐殖土; 而含有砂粒的粉土固化后, 强度又大于粉质粘土和淤泥质粉质粘土。

(8) 养护方法对强度的影响

养护方法对水泥土的强度影响主要表现在养护环境的湿度和温度。

国内外试验资料都说明, 养护方法对短龄期水泥土强度的影响很大, 随着时间的增长, 不同养护方法下的水泥土无侧限抗压强度趋于一致, 说明养护方法对

水泥土后期强度的影响较小。

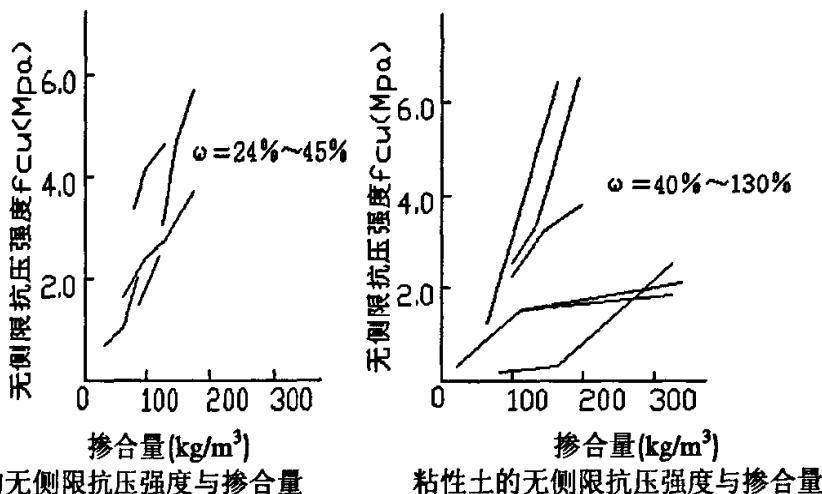


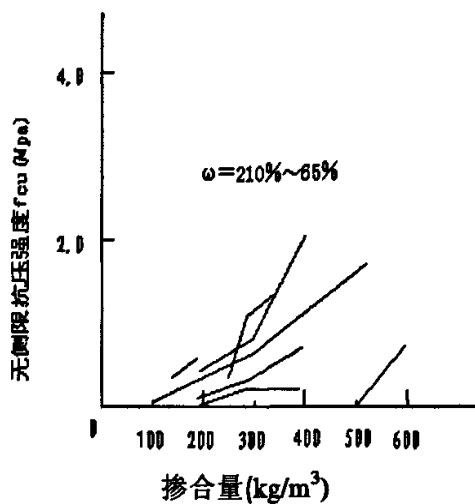
实线为不掺粉煤灰的水泥土；虚线为掺粉煤灰的水泥土

图 2-9 粉煤灰对强度的影响

(9) 室内外无侧限抗压强度的关系

室内制样试验所得到的无侧限抗压强度 f_{cu1} ，与在现场取样试验得来的无侧限抗压强度 f_{cu2} ，由于水灰比和拌合养护条件不一样，其差异较大。普遍存在的室内拌制水泥土强度很高，而现场桩身强度很低，我国规范规定强度折减系数 η 取 0.2~0.33，即 $f_{cu2}/f_{cu1} = 0.2~0.33$ 。





粘性土的无侧限抗压强度与掺合量

图 2-10 fcu 与土类的关系(室内试验: 普通水泥)

第三章 水泥搅拌复合地基的作用机理

水泥搅拌法加固软土形成的复合地基，在受到上部结构荷载作用时，对其受力性状的认识尚处于不成熟阶段，特别是基底应力分布、变形特征、桩身应力传递以及桩间土的应力分担比等问题尚有待于深入研究，但从试验和工程实践提供的资料说明，水泥搅拌桩复合地基仍有可遵循的基本规律。

3.1 桩土接触面的荷载传递

由于水泥系深层搅拌桩本身有一定的强度和刚度，目前的加固理论认为深层搅拌桩介于柔性桩与刚性桩之间，是一种半刚性桩。桩体刚度随水泥掺入比的变化而不同，若掺入量较小，桩体的特性类似柔性桩，而掺入量较大，又类似于刚性桩，所以它具有双重的特点。相比刚性的钢筋混凝土桩而言，深层搅拌桩只是一种低强度桩，其强度只有钢筋混凝土强度的 $1/10 \sim 1/20$ ，但却是所加固软土的几十倍至几百倍。因此，根据水泥土的应力—应变呈线性关系的特征，可以认为深层搅拌桩的承载特性与刚性桩相近，文献^[13]通过水泥土、混凝土与土接触面荷载传递对比试验证明，水泥土—土与混凝土—土接触面荷载传递较为相似，说明水泥土—土接触面荷载传递特性类似刚性桩，承载力主要由桩身摩阻力 q_s 和端阻力 q_p 两部分组成；又由于深层搅拌桩本身有一定的压缩性和非线性变形特征，使得它与刚性桩相比在摩阻力的发挥、应力的传递以及单桩受力和破坏机理方面又存在一定的区别。

施加于桩顶的竖向荷载，通过桩侧摩阻力和桩端阻力传递给地基土，桩顶总荷载等于桩侧摩阻力和桩端阻力两部分的总和。桩侧摩阻力和桩端阻力的发挥过程就是桩土体系荷载的传递过程。桩顶受竖向荷载后，桩身压缩而向下位移，桩侧表面受到土的向上摩阻力，桩侧土体产生剪切变形，并使桩身荷载传递到桩周土层中去，从而使桩身荷载与桩身压缩变形随深度递减。随着荷载增加，桩端出现竖向位移和桩端反力。桩端位移加大了桩身各截面的位移，并促使桩侧阻力进一步发挥。一般说来，靠近桩身上部土层的侧阻力先于下部土层发挥，而侧阻力先于端阻力发挥出来。

长度为 L 的竖直单桩在桩顶轴向力 Q_0 作用下，在桩身任一深度 Z 处横截面上所引起的轴力 $Q(Z)$ 将使截面下桩身压缩，桩端下沉 S_b ，致使该截面向下位移了 $S(z)$ ，这种位移会造成桩身侧面与桩周土之间的相对滑移，其大小则制约着土对桩侧表面向上作用的正摩阻力 $q_s(z)$ 的发挥程度。

任一深度 Z 处的桩身截面的荷载为：

$$Q_z = Q_0 - u \int_0^z q_s(z) dz \quad (3-1)$$

式中: u —桩身周长。

把桩视作线性变形体, 其桩身截面积为 A_p , 弹性模量为 E_p , 则桩顶竖向位移 S_0 及深度 Z 处桩身截面的位移为:

$$s_0 = s_b + \frac{1}{E_p A_p} \int_0^z Q(z) dz$$

$$s(z) = s_0 - \frac{1}{E_p A_p} \int_0^z Q(z) dz \quad (3-2)$$

式中: s_b —桩底位移。

由微分段 dz 的竖向平衡条件: $Q(z) - q_s(z) \cdot u \cdot dz - [Q(z) + dQ(z)] = 0$ 可得桩侧摩阻力 $4s(z)$ 与桩身轴力 $Q(z)$ 的关系:

$$q_s(z) = -\frac{1}{u} \frac{dQ(z)}{dz} \quad (3-3)$$

上式也可由式(3-1)对 z 取一阶导数得到。由于桩顶轴力 Q_0 沿桩身向下通过桩侧摩阻力逐步传给桩周土, 因此任一截面的轴力 $Q(z)$ 就相应地随深度而递减, 所以, 上式右端带负号。

微分段 dz 的压缩量为:

$$ds(z) = -\frac{Q(z)}{E_p A_p} dz \quad (3-4)$$

由式(3-3)和式(3-4)得:

$$q_s(z) = -\frac{E_p A_p}{u} \frac{d^2 s(z)}{dz^2} \quad (3-5)$$

式(3-5)就是桩土体系荷载传递分析计算的基本微分方程。通过在桩身埋设应力或位移测试元件, 即可求得轴力和侧阻力沿桩身的变化曲线。

复合地基的荷载传递是由上而下, 由桩体向桩间土扩展的过程。荷载作用初期, 所加荷载均匀地传递到桩和桩间土上。荷载较小时, 其变形也小, 桩和桩间土应力呈线性增长, 符合虎克定律, 随外荷增加, 桩土应力发生变化, 在加荷过程中, 由于桩和桩间土必须满足位移协调变形条件, 此时荷载增大, 复合地基变形随着增大, 桩上应力集中加剧。当桩承担的荷载达到其临界荷载, 桩体首先进入塑性状态, 不再分担更多的外加荷载。之后, 地基应力又会向桩间土上转移, 外加荷载的增量部分基本上由桩间土来承担, 直至桩和桩间土共同进入塑性状

态。

3.2 荷载传递性状随相关因素的变化

通过试验研究与理论分析得到桩土体系荷载传递性状随着有关因素变化的一般规律如下：

(1) 桩端土与桩周土的模量比 E_b/E_s ，愈小，桩身轴力沿深度衰减愈快，即传递到桩端的荷载愈小，在桩的长径比 $L/d=25$ 的情况下，图 3-1 示，当 $E_b/E_s=1$ 时，即均匀土层中，桩端阻力占总荷载仅约 5%，即接近于纯摩擦桩；当 E_b/E_s 增大到 100 时，其端阻力占总荷载约 60%，即属端承桩，桩身下部侧阻的发挥值相应降低； E_b/E_s 再继续增大，对端阻分担荷载比影响不大。

(2) 随桩土刚度比 E_p/E_s (桩身刚度与桩侧土刚度之比) 的增大，传递到桩端的荷载增大，侧阻发挥值也相应增大；但当 $E_p/E_s \geq 1000$ 后，端阻分担的荷载比变化不明显。

(3) 随桩的长径比 L/d 增大，传递到桩端的荷载减小，桩身下部侧阻发挥值会降低。当 $L/d \geq 40$ 时，在均匀土层中，其端阻分担的荷载比趋于零；当 $L/d \geq 100$ 时，不论桩端土刚度多大，其端阻分担荷载值小到可忽略不计，如图 3-2 所示。

上述荷载传递的理论分析结果说明，单桩极限承载力所对应的某特定土层的极限侧阻力和极限端阻力。由于桩长与桩径比不同，桩端、桩周土刚度比不同，或由于该土层分布位置的变化，其发挥值是不同的。为有效发挥桩的承载性能和取得最佳经济效益，设计中运用桩土体系荷载传递特性，根据土层的分布与性质，合理确定桩径、桩长、桩端持力层是十分必要的。

3.3 群桩复合地基荷载传递规律

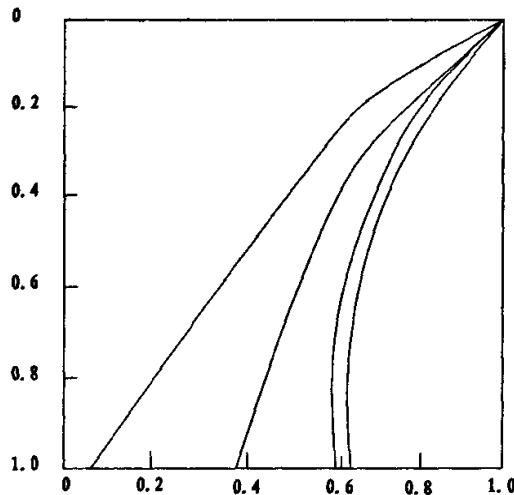
通过对单桩的理论与试验研究^[4]，证明了单桩存在一个临界桩长 L_c ，桩体的轴向变形、轴力和侧阻力主要集中在临界桩长 L_c 深度范围内，传至桩端的荷载所占比例较小；随着外荷载的增大，有效桩长深度内的桩体变形明显增大，而对于大于 L_c 桩体变形和轴力较小；并测得水泥掺量为 15% 的水泥搅拌桩的有效桩长为 17d，单桩带台为 17.7d。这些研究成果，其内容主要集中在水泥土单桩试验与理论的研究上，同时也从理论和试验中证明了水泥土单桩的临界桩长的存在性。

然而由于水泥土群桩复合地基传力机理的复杂性，应用单桩的临界桩长理论到实际的复合地基工程中，实测的地基沉降值往往与理论值偏离较大，因此有必要对群桩复合地基应力传递机理加以研究和分析。

文献^[14]研究了桩—土—桩相互作用的机理与效果及群桩效应中附加应力场、桩身上摩阻力的分布规律与特点。

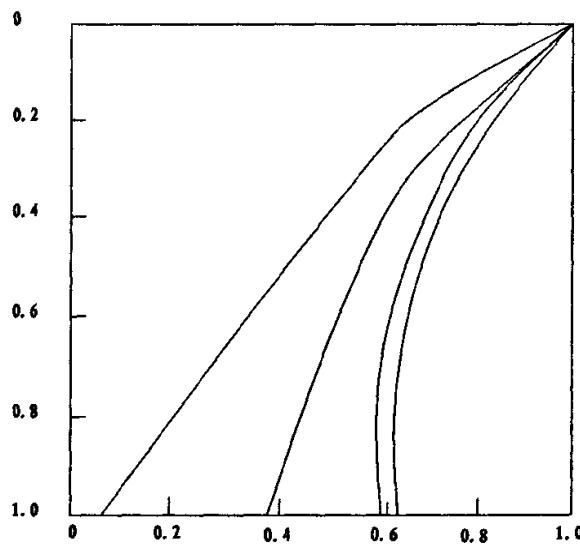
(1) 桩身附加应力的传递规律

复合地基中，一根单桩与群桩中的一根内桩的桩身应力曲线对比见图 3-4，由图可见，群桩桩身应力与单桩的情况有很大不同，群桩效应非常明显。单桩静载试验结果的桩顶荷载要大于群桩情况，这是由于群桩情况下，荷载向边、角桩上集中，使内桩分担荷载较小。由于邻桩对其桩身应力的最大影响范围较深，



桩身轴力 $Q(x)/Q$

图 3-1 桩端土性对荷载传递的影响



桩身轴力 $Q(x)/Q$

图 3-2 超长桩荷载传递特性

因此群桩效应对它的影响是：使桩身 $0.7L$ 以上桩身应力衰减变慢，桩顶荷载传递至此处，仅衰减了 20% 左右，而在这以下桩身应力衰减加快。单桩在没有其它桩体及桩间土体对其影响的情况下，其桩身应力几乎以直线形式均匀递减。由以上分析可得出：除桩顶外，群桩沿整个深度范围内桩体上应力均显著地大于单桩情况；与单桩比起来，群桩上部桩身应力更趋均匀(衰减变慢)，而在近桩端处，应力较单桩衰减加快；由于荷载作用面积加大，应力影响范围更深，使群桩桩端应力也相互迭加，而明显大于单桩。

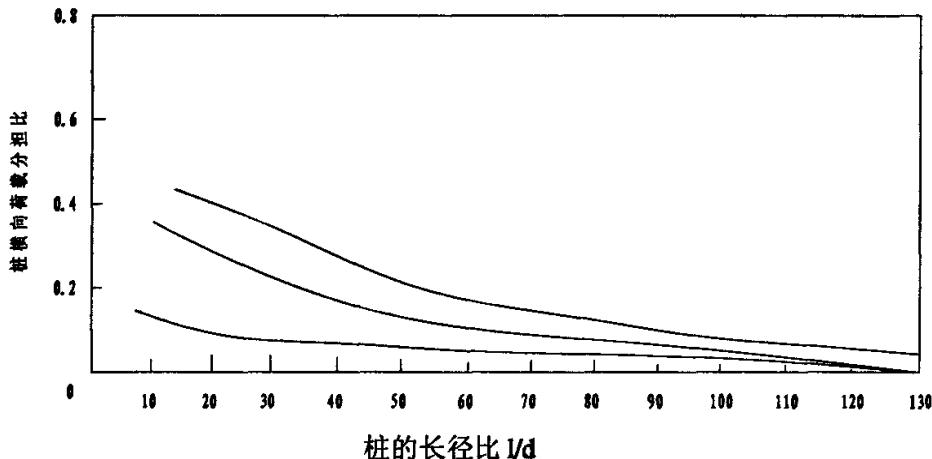


图 3-3 工作荷载下的 a 与 l/d 的关系

(2) 桩侧摩阻力的分布规律(见图 3-5)

单桩情况下，除桩顶至 $0.1L$ 范围内受承台的削弱作用影响外， $0.1L$ 以下桩段摩阻力可均匀发挥；但群桩则不同， $0.6L$ 以上发挥程度很小，仅 $5Kpa$ 左右，而在这以下摩阻力开始逐渐得到发挥，几乎沿深度线性增强，这同样是由于群桩大面积荷载作用下，附加应力的扩散更深，增大了桩端处的附加应力，使桩端产生向土体中刺入的变形。由此可得出：群桩桩侧摩阻力的分布曲线呈单调递增，且一般在桩端处增幅较大。与单桩摩阻力从上而下发挥的特点不同，群桩复合地基中桩侧摩阻力是从下而上发挥的。

钱建固等^[16]通过金陵石化南京炼油厂油罐现场监测，得到桩身应力沿深度的分布曲线图 3-6，比较图 3-6 和图 3-7 可知，水泥土单桩荷载传递规律与实际工程中的群桩复合地基传递规律有着明显的差异，即使在上覆荷载水平较高时，单桩也明显存在一个临界桩长，如图 3-7 中所示，在 10 米深的位置，桩端处的附加应力几乎为零。而在同样的应力水平作用下，群桩复合地基桩端附加应力明显大于单桩桩端附加应力，当桩顶荷载较小时，传到复合地基桩端的荷载几乎为零，当桩顶荷载达到一定水平时(图 3-6 中的第三级荷载)，传到桩端的荷载比率

(相比较桩顶荷载)明显增加。应力水平较高时(如图 3-6 中最后一级荷载), 桩端附加应力几乎与桩顶附加应力同比例增加。

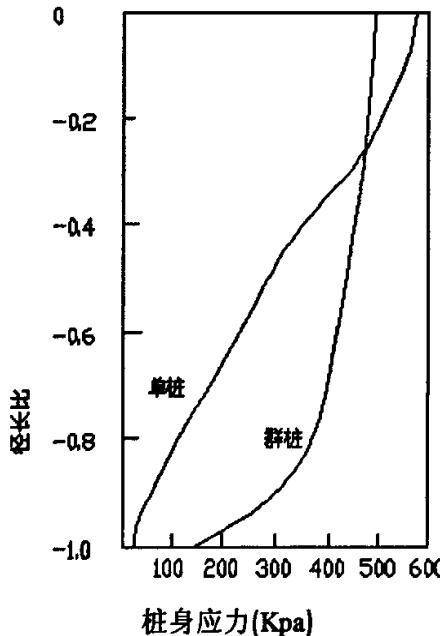


图 3-4 单桩与群桩桩身应力分布特征

何开胜等^[5]对一群桩荷载下的水泥搅拌桩工程进行了实测, 该工程为一直径 60m 的 5 万 m^3 的油罐, 位于长江下游河漫滩, 复合地基承载力设计值为 240kpa; 桩长为 16.2~26m, 桩径 700 mm, $L/d=23.1\sim37.1$, 总体置换率大于 0.31, 从现场实测得到的中心桩和边桩的桩身轴力及桩侧摩阻力沿深度的分布曲线看(图 3-8), 只要桩身中下部水泥土强度有保证, 群桩中的桩身轴力有效深度可达成 25m 以上。

张忠坤等^[15]通过对大面积荷载作用下复合地基中心单桩的有限元数值分析, 认为水泥土桩体的临界桩长与荷载分布的面积大小有关, 从单桩加荷到一般局部面积荷载作用下的复合地基, 临界桩长具有从小到大的增长趋势。从以上研究成果来看, 由于群桩复杂的桩—土—桩相互作用以及荷载影响深度的增加, 在群桩中尚未出现临界桩长的情况, 至少可认为群桩的临界桩长较单桩要大大增长, 以往基于单桩的一些成果和结论, 将不适用于群桩。

3.4 桩土应力比分析

桩土应力比(n)是指复合地基中桩顶上的平均应力和桩间土上的平均应力的比值。在桩土复合地基中设计的基本原则是使桩体和桩间土能最大限度的发挥作用。桩土应力比是反映复合地基工作特性的一个重要参数。桩体材料不同, 桩土

应力比的变化规律也不同,对于同一种桩体材料的复合地基,也会因原地基土特性、桩长、水泥掺入比、面积置换率、荷载水平、时间等多种因素的影响,桩土应力比表现出不同的变化规律。由于土的应力一应变关系是非线性的,同时桩体的应力一应变关系也是非线性的,至今没有一种能计算桩土应力比的公式,在工程实际中,往往通过现场试验实测得到。

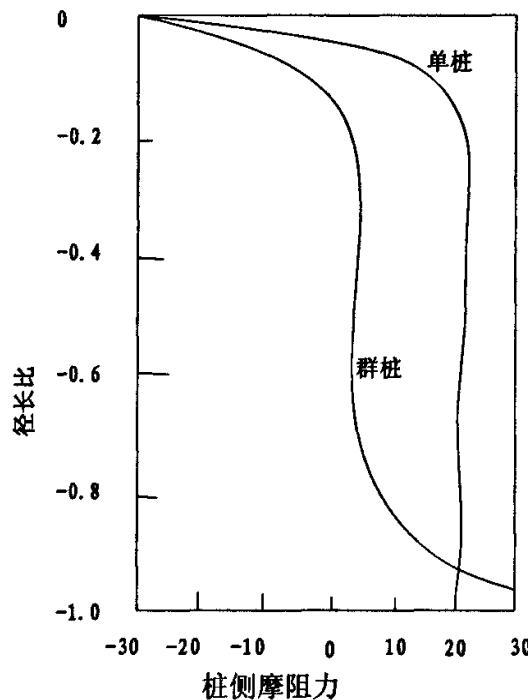


图 3-5 单桩与群桩桩侧摩阻力分布特征

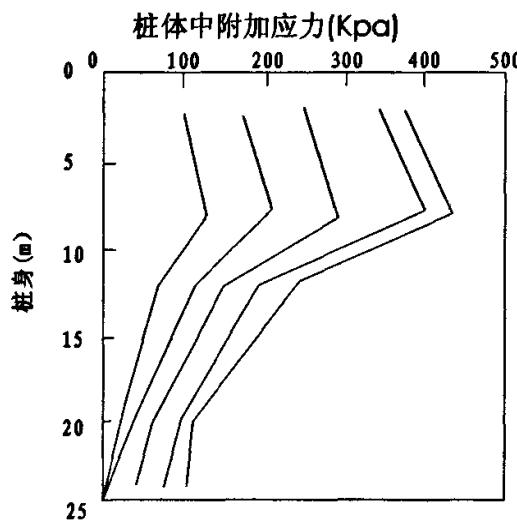


图 3-6 群桩复合地基桩身应力沿深度分布曲线

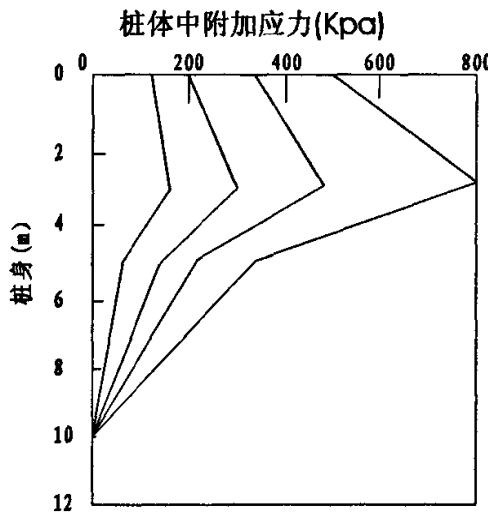


图 3-7 单桩复合地基桩身应力沿深度分布曲线

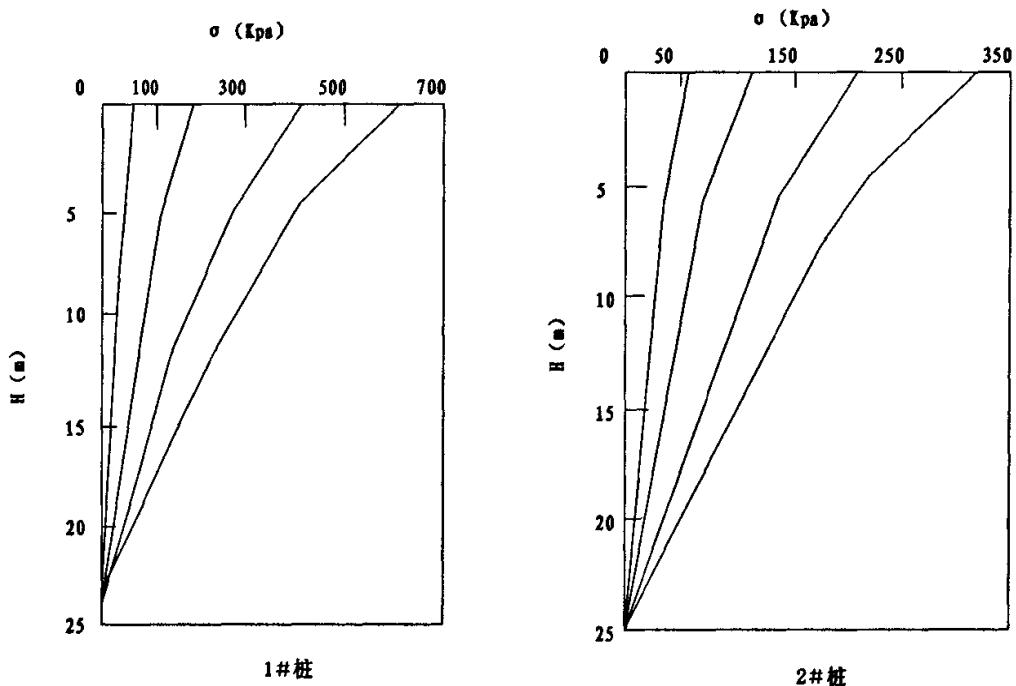
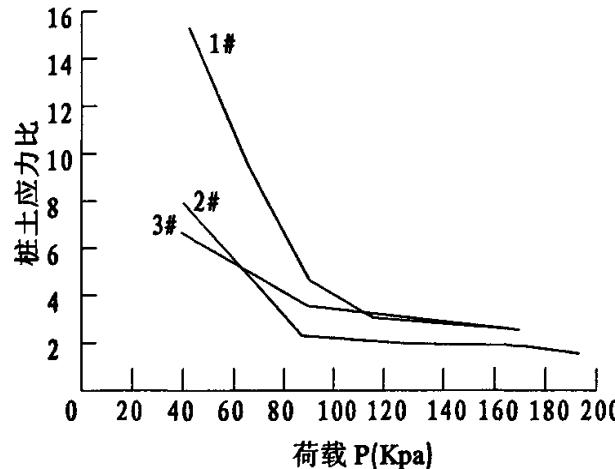
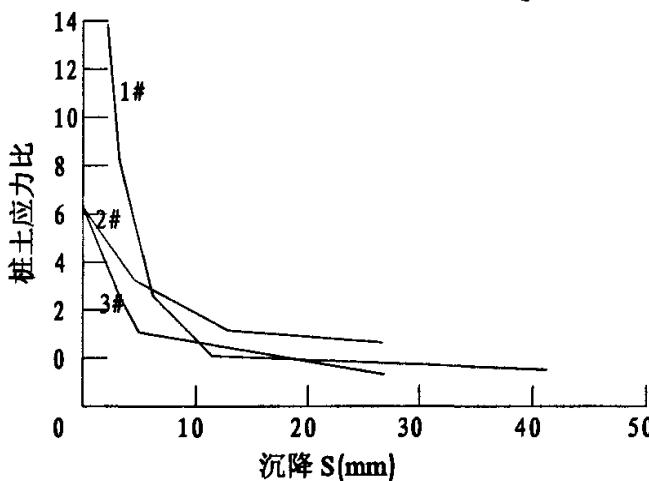


图 3-8 工程中群桩的桩身轴力分布(1、2#桩)

3.4.1 桩土应力比随荷载的变化规律

图 3-9, 3-10 分别为试验得到的桩土应力比随荷载、沉降的关系曲线($n \sim p$, $n \sim s$ 曲线^[17]), 由 $n \sim p$ 曲线可知, 在加荷初期, 所施加的荷载主要由桩体来承担, 随着荷载的增加, 桩间土所分担的荷载逐渐增加, 尽管桩顶的应力也在增加, 但

桩所分担的荷载逐渐减小, 桩土应力比表现为逐渐减小的规律。从 $n \sim s$ 曲线可以看出, 随荷载的增加, 复合地基变形增大, 桩间土因被压密, 其作用将逐渐得到发挥, 故 n 值逐渐减小。

图 3-9 复合地基实测 $n \sim p$ 曲线图 3-9 复合地基实测 $n \sim s$ 曲线

3.4.2 桩体应力集中系数

水泥土桩复合地基中的应力集中系数是指桩体所分担的荷载与作用在复合地基上的总荷载之比, 其表达式为:

$$u_p = \sigma_p / p \quad (3-6)$$

根据面积置换率 m 和桩土应力比的定义得:

$$m = A_p / (A_p + A_s); \quad n = \sigma_p / \sigma_s \quad (3-7)$$

再由作用力和反作用力的关系得：

$$P(A_p + A_s) = \sigma_p A_p + \sigma_s A_s \quad (3-8)$$

以上四式可得由 m 和 n 表示的应力集中系数 u_p 的表达式：

$$u_p = \frac{n}{[1 + m(n - 1)]} \quad (3-9)$$

(3-6), (3-7), (3-8), (3-9)式中：

u_p —应力集中系数；

σ_p —作用于桩顶的平均应力；

P —复合地基的平均应力；

A_p —桩的横截面面积；

A_s —桩间土的面积；

σ_s —作用于桩间土的平均应力；

根据上述对单桩复合地基桩土应力比的分析，可以绘制 u_p 随荷载的变化曲线如图 3-11，由图可知，在整个加载过程中，应力集中系数随荷载的增加而略有减小，其数值在 2.0~3.5 之间，这种变化规律与对上述桩土应力比的分析是一致的。在采用桩身压缩量法计算复合地基加固区压缩量时应力集中系数有重要应用。

3.4.3 桩间土应力减小系数

水泥土桩复合地基中的应力减小系数(或称为应力修正系数)是指桩间土所分

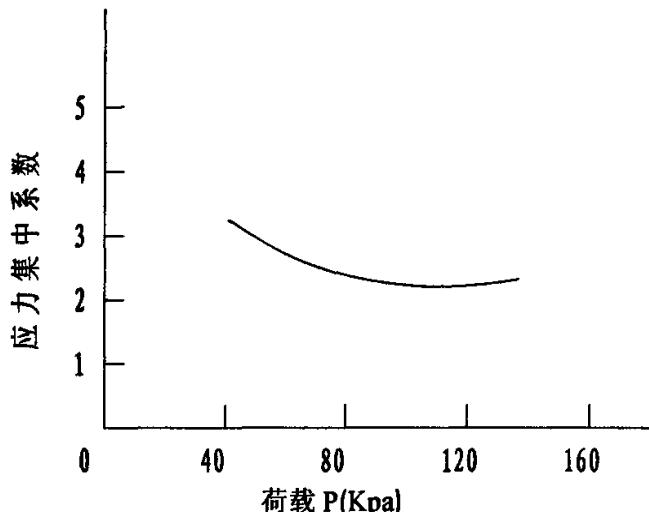


图 3-11 单桩复合地基中 u_p 曲线

担的荷载与作用在复合地基上的总荷载之比，其表达式为：

$$u_s = \sigma_s / P \quad (3-10)$$

类似于应力集中系数，应力减小系数也可以用面积置换率和桩土应力比来表示：

$$u_s = 1 / [1 + m(n - 1)] \quad (3-11)$$

图 3-12 为桩间土应力减小系数 u_s 随荷载的变化曲线，可见，在水泥土桩单桩复合地基中，应力减小系数随荷载的增加表现为逐渐增大的规律，其数值范围为 0.4~0.8。在采用应力修正法计算复合地基加固区压缩量时应力减小系数有重要作用。

3.5 合理设置垫层探讨

3.5.1 垫层的设计

以均厚褥垫形式布置在桩及桩间土组成的复合地基与基础之间(如图 3-13)，垫层材料为级配砂石，碎石最大粒径不超过 50mm，粒径不均匀系数应大于 10，含泥量不超过 5%，砂宜采用中、粗砂。

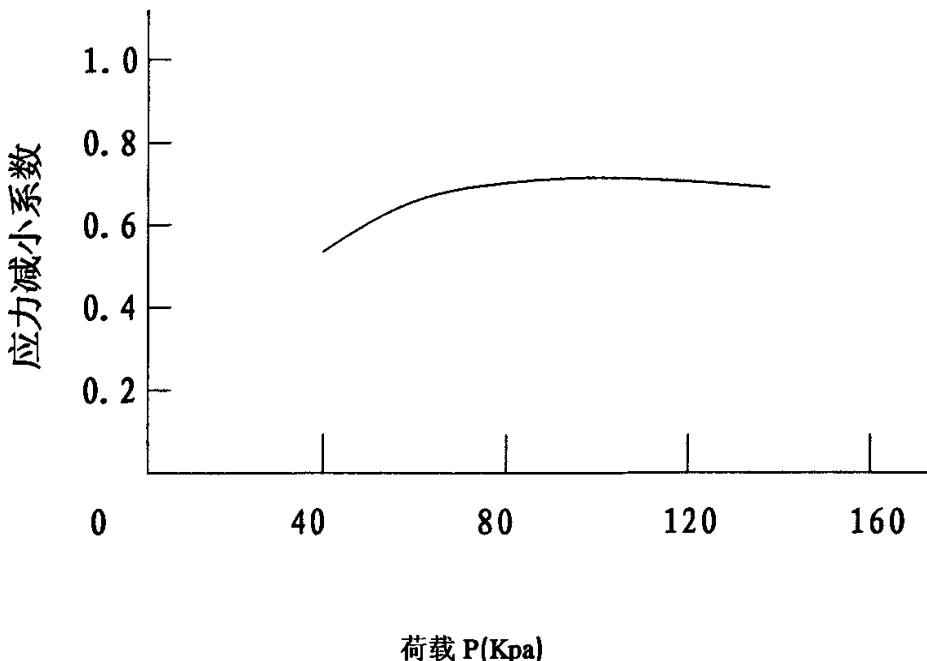


图 3-12 单桩复合地基中 μ_s 曲线

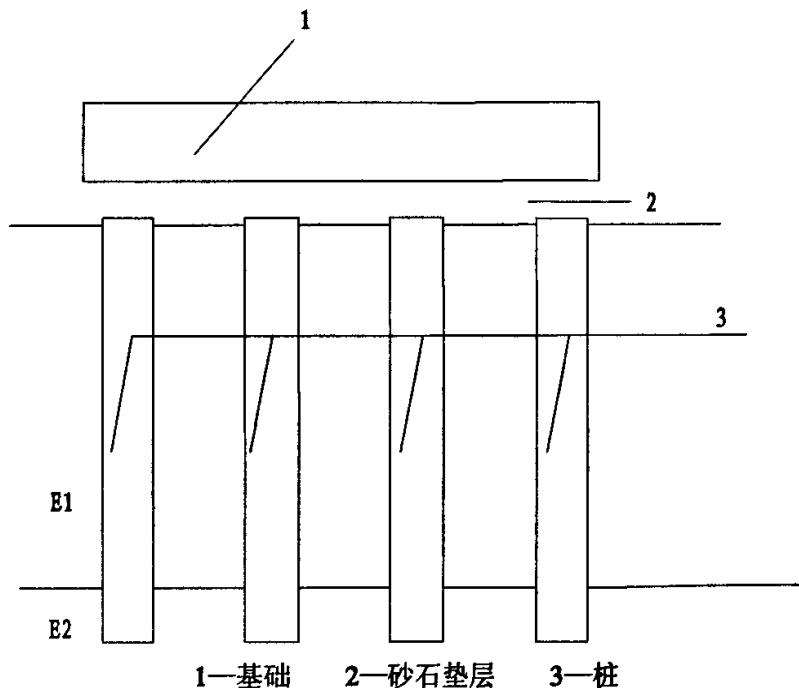


图 3-13 复合地基示意图

3.5.2 褥垫层的作用

(1) 保证桩、土共同承担荷载

由于桩的模量大于桩间土的模量,当基础下不设褥垫层,基础直接压在桩与桩间土之上,在垂直荷载作用下,基础传来的荷载首先由模量较大的桩承担,随着时间增加,桩发生一定沉降,荷载逐渐转移到土体,若桩沉降较小,基础传来的荷载大部分由桩承担,桩间土的承载能力得不到发挥,而在基础下设置褥垫层后,即使桩沉降较小,因桩顶向上刺入垫层,将上部荷载转移到桩间土上,使桩与桩间土共同承担荷载。

(2) 适当的褥垫层厚度可使桩间土荷载分担比合理

褥垫层的厚薄直接影响桩、土荷载分担比,若褥垫层太厚,桩承担的荷载很小,桩间土承担荷载较大,桩土应力比等于或接近于1,这样复合地基中的桩失去了意义,复合地基承载力不能比天然地基有所提高,建筑物地基也与天然地基一样;若褥垫层太薄,基础传来荷载大部分由桩承担,桩间土承载力不能充分发挥,要达到设计要求的承载力,必须增加桩的数量和长度,造成浪费。

文献^[7]通过不同褥垫厚度复合地基的定量数值试验研究(表 3-1),提出了垫层的最佳厚度一般应在 0.2~0.5m 之间,这与目前工程中常用的 0.2~0.3m 相吻合,从褥垫调整桩土应力比这一方面来看,褥垫厚度在 0.2~0.5m 比较合适。

表 3-1

褥垫厚度(m)	无垫层	0.2	0.3	0.5	1.0
桩土应力比 n	137.0	12.0	9.7	6.9	4.0

文献^[41]通过总结邯郸地区几个典型工程不同垫层厚度下试验资料, 得到桩土应力比与垫层厚度关系曲线如图 3-14, 由图可以看出, 当垫层厚度较小时曲线很陡, 桩顶应力集中明显; 当垫层厚度大于 10cm 后曲线渐趋平缓, 桩顶应力集中降低; 厚度为 30cm 时, n 为 1.8, 厚度大于 30cm 后, 垫层对复合地基的应力作用不再显著增加。

(3) 减小基础底面的应力集中

基础和桩之间不设褥垫, 桩对基础产生大的应力集中, 桩对基础易造成冲切破坏, 若设置褥垫, 桩对基础应力集中相应减少。

3.6 水泥土桩复合地基变形特性的影响因素分析

影响水泥搅拌桩复合地基沉降量的因素主要有置换率、桩长、桩身强度等。通过对计算结果的分析, 讨论复合地基沉降量与置换率、桩长、桩身强度等参数之间的关系。

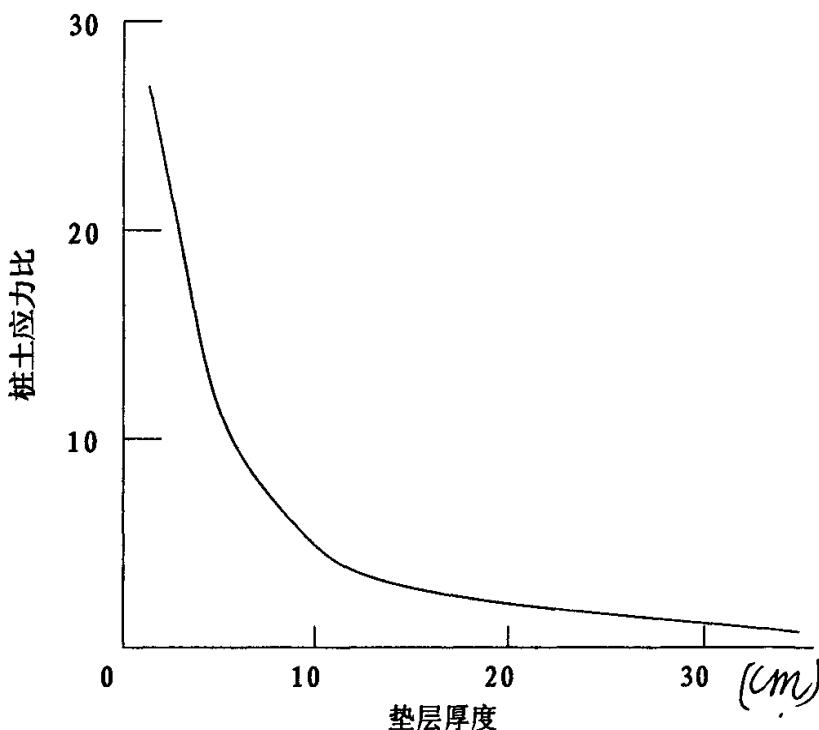


图 3-14 桩土应力比与垫层厚度的关系

3.6.1 计算参数

重庆市区某场地,根据勘察结果,所揭露地层自上而下分别为填土、粉质粘土、粘土、粉土、淤泥质粘土、粉质粘土等,加固面积为 $53 \times 16\text{m}^2$,要求复合地基承载力特征值为 130kpa 。各土层参数见表 3-2

表 3—2

土层	粉质粘土 (II)	粘土(III)	粉土 (IV2)	淤泥质粘土 (IV3)	粉质粘土 (IV4)
容重(kN/m^3)	18.5	18.6	20.0	17.8	18.5
厚度(m)	1.8	1.8	6.0	2.0	
压缩模量(Mpa)	3.5	4.0	7.5	2.2	

3.6.2 面积置换率对沉降的影响

面积置换率在数值上等于一根桩的横截面积和一根桩所承担处理的地基横截面积之比。改变面积置换率,会相应改变复合地基的复合模量,因此,取不同的面积置换率进行分析,实际上是分析不同复合模量的复合地基特性。以下是以固定的桩长,对于不同置换率下的地基进行分析。

现假定桩长 $L=6\text{m}$, $f_{cu}=2\text{ Mpa}$, 以不同的置换率 m 进行计算,结果列表 3-3

不同质换率下的沉降计算结果

表3-3

置换率 $m\text{(\%)}$	0	5	10	15	20	25
加固层沉降 (mm)	140	46.7	27.7	19.7	15.3	12.5
下卧层沉降 (mm)	113.6	90.2	75.7	66.5	58.7	52
地基总沉降 (mm)	254	136.9	103.4	86.2	74	64.5

作图 3-15, 如下:

图 3-15 和表 3—3 为地基沉降随置换率变化曲线和沉降计算结果,由图表可见,随着置换率的增加,加固层沉降和下卧层沉降都在减小,因此整个复合地基的沉降值减小。当置换率大于 15% 后,加固层沉降、下卧层沉降和整个复合地基的沉降减小幅度不明显;当置换率小于 15% ,加固层沉降和整个复合地基的沉降减小的幅度较大,而下卧层沉降的减小幅度不大。这说明增加置换率主要是减小加固层的沉降,对减小下卧层沉降作用并不明显。因此在设计中,一味地增加置

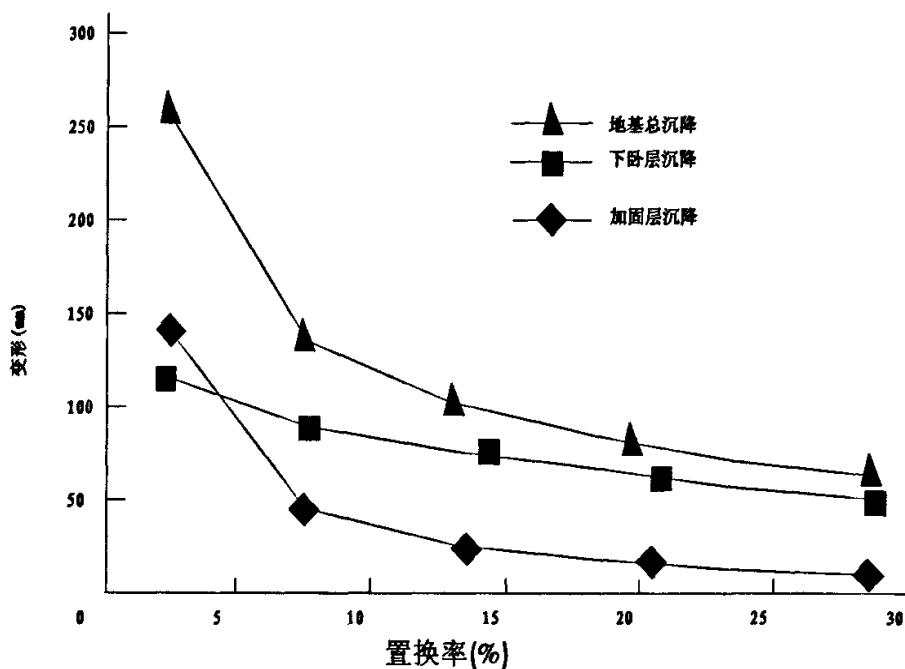


图 3-15 地基沉降置换率的变化曲线

换率来加大加固层的刚度以达到减小沉降的方法是不可取的。设计时，存在一个最优置换率，建议本工程的最优置换率为 15% 左右。

3.6.3 桩长对沉降的影响

一般说来，桩长就是水泥土桩复合地基的加固层厚度，其对控制复合地基的变形起着重要的作用。下面是在面积置换率固定的情况下，改变桩长的计算结果。图 3-16 和表 3-4 为不同桩长复合地基的沉降变化曲线和沉降计算结果。由图表知，随着桩长的增加，整个复合地基的沉降和下卧层的沉降都在减小，而加固层的沉降则随着桩长的增加而增加。这是由于桩长的增加，使得下卧层的压缩厚度变小，压缩深度变大，这样作用在下卧层上的附加应力变小，从而使得下卧层的沉降减小；桩长的增加使加固层的厚度变大，所以加固层的沉降有所增加，但是增加的幅度不大，远远小于下卧层的减小幅度，故整个复合地基的沉降量仍在减小。但当加固深度超过 7m 以后，总体沉降变化不明显，因而笔者认为对水泥土桩复合地基而言，存在一有效桩长，即对于特定的置换率，桩长不宜超过某个特定长度，否则对继续减小总沉降效果不明显，建议本工程桩长可取 7m。

有限元的计算结果表明^[18]当采用水泥土桩加固深厚层软土时，在固定桩长、增加置换率，和固定置换率、增加桩长两种情况下，后者控制变形的效果比较明显。

不同桩长复合地基的沉降计算结果

表3-4

桩长(m)	4	5	6	7	8
加固层沉降 (mm)	13.5	16.7	19.7	22.8	25.7
下卧层沉降 (mm)	94	79.7	66.5	53.8	44.7
地基总沉降 (mm)	107.4	96.4	86.2	76.6	70.4

3.6.4 桩体刚度对沉降的影响

对于深厚软土地基,合理选取桩身的强度(刚度)是很重要的,因为水泥土搅拌桩复合地基是一种桩土共同协调作用的地基,当置换率相同时,桩体刚度越大(即桩土模量比越大),则桩土应力比越大,复合地基接近于桩基础,不利于充分发挥桩间土的承载力,所以选取桩体的刚度对复合地基而言是至关重要的。

现取桩土面积置换率 $m=15\%$,桩长为6m,选取不同的 f_{cu} 值进行沉降计算分析,计算结果列表(3-5)、作图(3-17)如下:

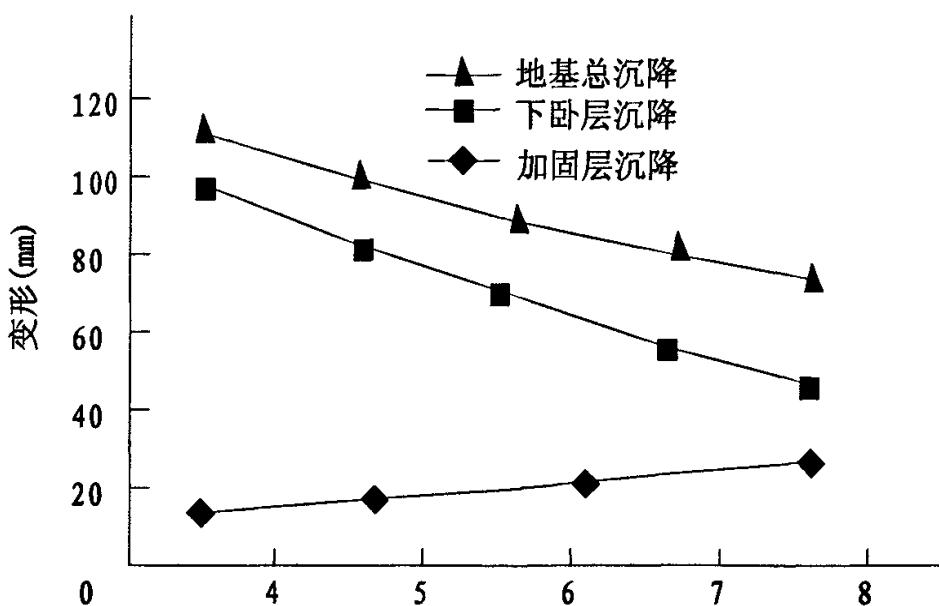


图 3-16 沉降随桩长的变化曲线

不同桩体刚度复合地基的沉降计算结果

表3-5

桩体强度 $fcu(Mpa)$	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
复合压缩模量(Mpa)	0	12.5	20.75	29	37.25	45.5	53.75
加固层沉降(mm)	140	58.8	35.4	25.3	19.7	16.2	13.7
下卧层沉降(mm)	113.6	94.2	82.9	72.2	66.5	59	54.2
总沉降(mm)	254	153	118.3	97.5	86.2	75.2	67.9

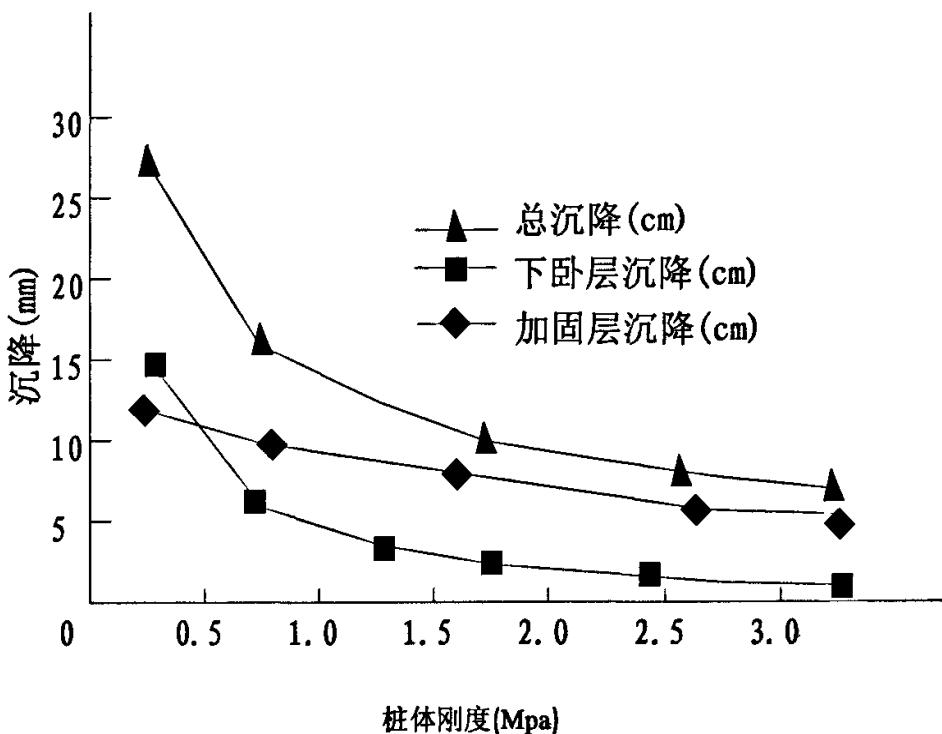


图 3-17 不同的桩体刚度对沉降的影响曲线

由以上图表可以看出：当水泥土搅拌桩的刚度较小时，地基的沉降较大，说明了水泥土搅拌桩必须有一定的强度才起到加固的效果。水泥土强度小于 2Mpa 时，随桩身刚度的增加，加固层沉降 S_1 和整个复合地基的沉降 S 减小的速率比较大，而下卧层沉降 S_2 的减小幅度不大，这说明增加桩身刚度主要是减小加固层的沉降，对减小下卧层沉降作用并不明显；当桩体的刚度提高到 2Mpa~3 Mpa 时， S_1 ， S_2 ， S 值的减小趋向平缓。这说明当水泥土的强度大于 2Mpa 时，才起到较明显的加固效果，在达到 2Mpa 以后再增加水泥掺入量以提高桩体强度的做法是不经济的。因此，适当地选取水泥的掺入比是很有必要的。对于本工程在 $m=15\%$ ， $L=6m$ 下设计的搅拌桩复合地基，水泥土的强度在 1.5~2Mpa 是合适

的。

从以上分析可以看出,将有效桩长加长是减少复合地基沉降量的一种很有效的方法;提高置换率 m 和桩身强度 f_{cu} 值可提高加固层的变形模量,减小加固层的沉降,但加固层的沉降本身较小,对最后的沉降量影响不大。但是,在应用时应结合工程实际,合理选取各参数,达到桩长、置换率、桩身强度三者的最优结合。置换率、桩长和合适的桩身强度是直接影响加固效果和经济效益的重要因素。

第四章 水泥土桩复合地基的设计计算

4.1 勘察要求

对拟采用水泥土搅拌法的工程，除了常规的工程地质勘察要求外，尚应注意查明以下各项内容：

(1)填土层的组成：特别是大块物质(石块和树根等)的尺寸和含量。含大块石对水泥土搅拌法施工速度有很大的影响，所以必须清除大块石等再予施工。

(2)土的含水量：当水泥土配比相同时，其强度随土样的天然含水量的降低而增大。试验表明，当土的含水量在 50%~85% 范围内变化时，含水量每降低 10%，水泥土强度可提高 30%。

(3)有机质含量：有机质含量较高会阻碍水泥水化反应，影响水泥土的强度增长。故对有机质含量较高的明、暗填土及吹填土应予慎重考虑，许多设计单位往往采用在填土内加大桩长的设计方案，从而得不到理想的效果。应从提高置换率和增加水泥掺入量的角度，来保证填土内的水泥土达到一定的桩身强度。工程实践表明，采用在填土内提高置换率(长、短桩结合)往往能得到理想的加固效果。对生活垃圾的填土不应采用水泥土搅拌法加固。

(4)水质分析：对地下水的酸碱度(PH 值)以及硫酸盐含量和侵蚀性二氧化碳等进行分析，以判断对水泥侵蚀性影响。

4.2 布桩形式的选择及加固范围的确定

4.2.1 布桩形式的选择

搅拌桩的布桩形式对加固效果有较大的影响，根据拟建工程地质条件、上部结构的荷载要求以及现阶段深层搅拌法的施工工艺和设备，搅拌桩一般采用柱状、壁状、格栅状和块状四种布桩形式，如图 4-1。

(1)柱状

在所要加固的地基范围之内，每间隔一定的间距设置 1 根搅拌桩，即成为柱状加固形式。适用于加固区表面和桩端土质较好的局部饱和软弱夹层；在深厚的饱和软土地区，对基底压力和结构刚度相对均匀的较大的点式建筑，采用柱状加固形式并适当增大桩长，放大桩距，可以减小群桩效应；一般工业厂房的独立基础、设备基础、构筑物基础、多层住宅条形基础下的地基加固以及用来防治滑坡的抗滑桩，承受大面积地面荷载等常采用柱状加固形式。

(2)壁状和格栅状

将相邻搅拌部分重叠搭接即成为壁状或格栅状布桩形式。一般适用于深基坑开挖时软土边坡的围护结构，可防止边坡坍塌和岸壁滑动。在深厚软土地区或土

层分布不均匀的场地,上部结构的长宽比或长高比大,刚度小,易产生不均匀沉降的多层砖混条形基础,采用格栅式加固形式使搅拌桩在地下空间形成一个封闭整体,可提高整体刚度,增强抵抗不均匀沉降的能力。

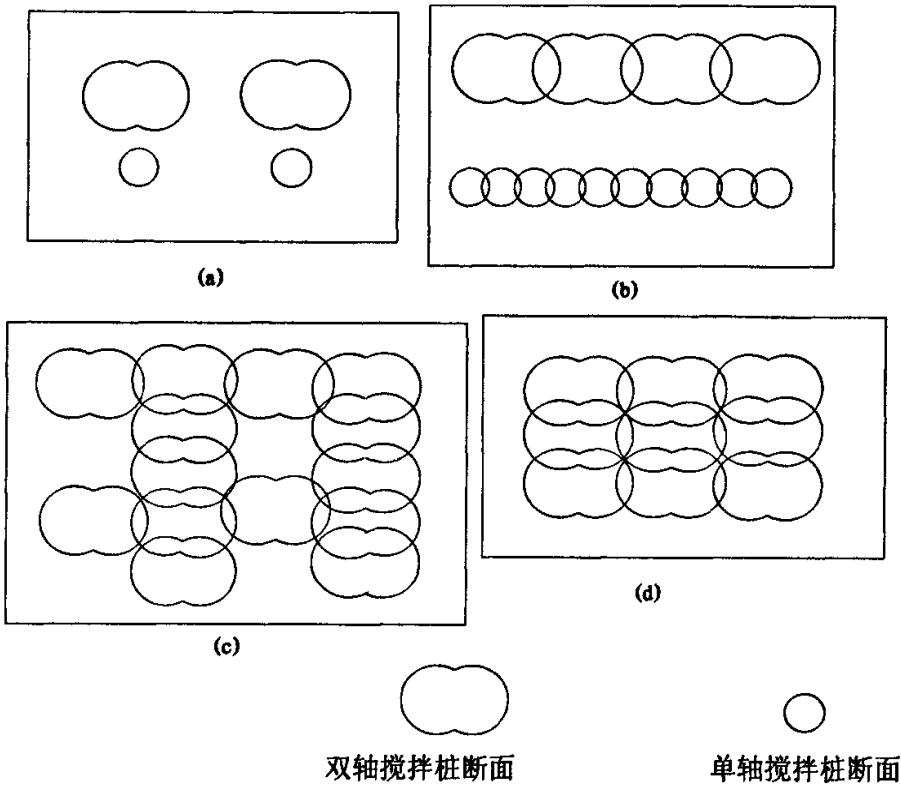


图 4-1 深层搅拌桩的加固形式

③ 块状

将纵横两个方向相邻的搅拌桩全部重叠搭接即成为块状布桩形式,它适用于上部结构荷载面积大,不均匀沉降要求较为严格的构筑物的地基处理;另外在软土地区开挖深基坑时,为防止坑底隆起和封底时,也可以采用块状布桩形式。

4.2.2 加固范围的确定

搅拌桩按照其强度和刚度是介于刚性桩和柔性桩之间的一种桩形,但其承载性能又和刚性桩相近,因此在设计搅拌桩的加固范围时,可只在上部结构的基础范围内布置,不必像柔性桩那样在基础之外设置围护桩。布桩的形式可为正方形、正三角形等多种形式。

布桩时摩擦桩必须考虑群桩效应, 桩距不宜过小。目前, 搅拌桩的桩径大多在 $\phi 500\sim 700\text{mm}$ 。由于基础宽度的限制, 常常会给布桩造成困难, 多数工程桩距较小。解决这个矛盾的途径: 一是采用单轴搅拌, 将桩径缩至 $\phi 400\text{mm}$ 左右;

二是在基础和搅拌桩的桩顶之间设置300~500mm厚的粗粒材料垫层拉开桩距；三是增加桩长，减少桩数，增大桩距。实践证明，采用以上措施是有效的。复合地基中，搅拌桩的桩距不宜小于2d(d为桩径)。

4.3 柱状加固地基单桩竖向承载力的设计计算

单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定。初步设计时也可按式(4-1)估算。并应同时满足式(4-2)的要求，应使由桩身材料强度确定的单桩承载力大(或等于)由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力：

$$R_s = U_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \quad (4-1)$$

$$R_s = \eta f_{cu} A_p \quad (4-2)$$

式中： f_{cu} —与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块在标准养护条件下90d龄期的立方体抗压强度平均值(kPa)；

η —桩身强度折减系数，干法可取0.20~0.30；湿法可取0.250~0.33；

A_p —桩的截面积(m^2)；

U_p —桩的周长(m)；

n —桩长范围内所划分的土层数；

q_{si} —桩周第i层土的侧阻力特征值。对淤泥可取4~7kPa；对淤泥质土可取6~12kPa；对软塑状态的粘性土可取10~15kPa；对可塑状态的粘性土可取12~18kPa；

l_i —桩长范围内第i层土的厚度；

q_p —桩端地基土未经修正的承载力特征值(kPa)，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007的有关规定确定；

α —桩端天然地基土的承载力折减系数，可取0.4~0.6kPa，承载力高时取高值。

(1)公式(4-1)中桩端地基承载力折减系数。取值与施工时桩端施工质量及桩端土质条件有关。当桩端为较硬土层时取高值。如果桩底施工质量不好，水泥土桩没能真正支承在硬土层上，桩端地基承载力不能充分发挥，这时取 $\alpha=0.4$ 。反之，当桩底质量可靠时取 $\alpha=0.6$ ，通常取 $\alpha=0.5$ 。

(2)公式(4-2)中的加固土强度折减系数 η 是一个与工程经验以及拟建工程的性质密切相关的参数。工程经验包括对施工队伍素质、施工质量、室内强度试验与实际加固强度比值以及对实际工程加固效果等情况的掌握。拟建工程性质包括

工程地质条件、上部结构对地基的要求以及工程的重要性等。目前在设计中一般取 $\eta = 0.2 \sim 0.33$ 。

由于 η 、 α 与施工质量等因素有关, 其取值常有随机性, 设计人员无法准确取值, 其取值尚需进一步研究。

(3) 对式(4-2)和式(4-1)进行分析可以看出, 当桩身强度大于(4-2)式所提出的强度值时, 相同桩长的承载力相近, 而不同桩长的承载力明显不同。此时桩的承载力主要由地基土的支承力来控制, 即由式(4-1)来计算确定, 增加桩长可提高桩的承载力。当桩身强度低于(4-2)式所给值时, 承载力受桩身强度控制。

4.4 搅拌桩复合地基承载力的计算

加固后搅拌桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静荷载试验确定。初步设计时也可按面积比公式进行确定, 其计算公式为:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta (1 - m) f_{sk} \quad (4-3)$$

式中: f_{spk} —复合地基承载力特征值(kPa);

m —面积置换率;

R_a —单桩竖向承载力特征值(kN);

β —桩间土承载力折减系数。当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时, 可取0.1~0.4, 差值大时取低值;

当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时, 可取0.5~0.9, 差值大时或设置褥垫层时均取高值。

f_{sk} —处理后桩间土承载力特征值(kPa), 直接当地经验取值, 如无经验时, 可取天然地基承载力特征值。

桩间土承载力折减系数 β 是反映桩土共同作用的一个参数。如 $\beta = 1$ 时, 则表示桩与土共同承担荷载, 由此得出与柔性桩复合地基相同的计算公式; 如 $\beta = 0$ 时, 则表示桩间土不承受荷载, 由此得出与一般刚性桩基相似的计算公式。

对比水泥土和天然土的应力应变关系曲线及复合地基和天然地基的 $P \sim s$ 曲线, 可见, 在发生与水泥土极限应力值相对应的应变值时, 或在发生与复合地基承载力设计值相对应的沉降值时, 天然地基所提供的应力或承载力小于其极限应力或承载力值。考虑水泥土桩复合地基的变形协调, 引入折减系数 β , 它的取值与桩间土和桩端土的性质, 搅拌桩的桩身强度和承载力, 养护龄期等因素有关。桩间土较好、桩端土较弱、桩身强度较低、养护龄期较短, 则 β 值取高值; 反之, β 值低取值。

确定 β 值还应根据建筑物对沉降要求有所不同。当建筑物对沉降要求控制较严时, 即使桩端是软土, β 值也应取小值, 这样较为安全; 当建筑物对沉降要求控制较低时, 即使桩端为硬土, β 值也可取大值, 这样较为经济。

β 的取值同 η 、 a 一样带有随意性, 同样条件下, 复合地基承载力特征值相同时, 不同的 β 取值会得到不同的面积置换率, 使得复合地基承载力安全度不一致, 此时, m 小的沉降会大些; 在同一场地, 不同的设计人员取不同的 β 值, 在复合地基的设计计算面积置换率 m 相同时会得出不同的地基承载力这一不合理现象。采用沉降控制来选取适当的 β 值会更合理些。

根据设计要求的单桩竖向承载力 R_a 和复合地基承载力特征值 f_{spk} , 计算搅拌桩的置换率 m 和总桩数 n :

$$m = \frac{f_{spk} - \beta f_{sk}}{\frac{1}{A_p} - \beta \frac{1}{A_p}} \quad (4-4)$$

$$n = \frac{mA}{A_p} \quad (4-5)$$

式中: A —需要加固的地基面积(m^2)。

4.5 下卧层强度验算

水泥土桩加固设计中往往以群桩型式出现, 群桩中各桩与单桩的工作状态迥然不同。试验结果表明, 双桩承载力小于两根单桩承载力之和; 双桩沉降量大于单桩沉降量。可见, 当桩距较小时, 由于应力重叠, 产生“群桩”效应。因此, 在设计时当水泥土桩的置换率较大($m > 20\%$), 且非单行排列, 而桩端下又存在较软弱的土层时, 尚应将桩与桩间土视为一个假想的实体基础, 用以验算软弱下卧层的地基承载力。通常用以下两种方法进行验算。

(1) 应力扩散法

软弱下卧层的强度验算应按下式进行:

$$P_z + P_{cz} \leq f_{az} \quad (4-6)$$

式中: P_z —软弱下卧层顶面处的附加压力值(kPa);

P_{cz} —软弱下卧层顶面处桩和土的自重在桩底处理平面上的平均值

(kPa);

f_{az} —软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值(kPa);

当上层土(相当于桩土组成的复合土层)与软弱下卧层的压缩模量比值大于

或等于3时,对条形基础和矩形基础,式(4-6)中的 p_z 值可按下列公式简化计算(图4-2):

条形基础
$$p_z = \frac{b(p_0 - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (4-7)$$

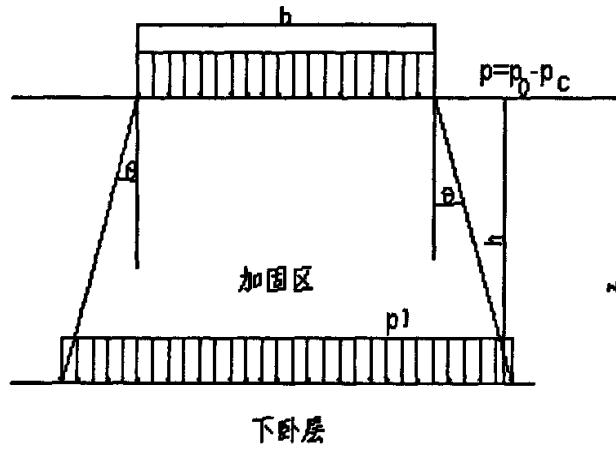


图 4-2 应力扩散法计算图

矩形基础
$$p_z = \frac{lb(p_0 - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (4-8)$$

式中: P_0 —基底平均压力可按式(4-12)计算确定(kPa),

B —矩形基础或条形基础底边的宽阅(m);

l —矩形基础底边的长度(m);

P_c —基础底面土的自重应力(kPa);

h —基础底面至水泥搅拌桩底面的距离(m);

θ —地基压力扩散线与垂直线的夹角。

(2) 实体基础法

按下式验算假想的实体基础底面(下卧层地基)的承载力(图 4-3):

$$f_1 = \frac{f_{pk}A + G - A_1 q_s - f_{tk}(A - A_1)}{A} < f_{sz} \quad (4-9)$$

式中: f_1 —假想实体基础的底面应力(Kpa);

A_1 —假想实体基础的底面积(m^2);

G—假想实体基础自重(包括桩的自重和桩间土自重)(kN);
 A_s —假想实体基础的侧面积(m^2);
 q_s —作用在假想实体基础侧表面的平均摩阻力(kPa);
 f_{sk} —假想实体基础边缘下地基土的承载力特征值(kPa);
 f_{az} —假想实体基础底面处经深度修正后的天然地基承载力特征值(kPa);
 当验算不满足式(4-9)要求时,须重新设计单桩,直至满足要求为止。

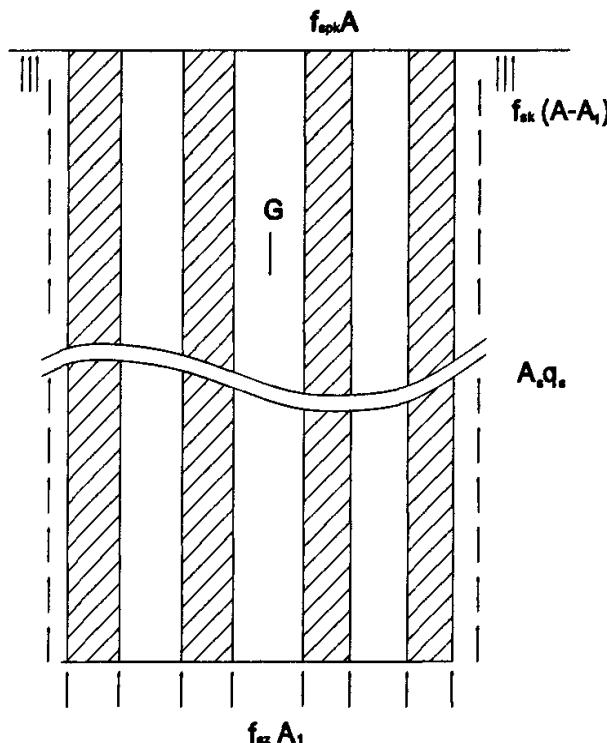


图4-3 搅拌桩下卧层地基强度验算

4.6 水泥搅拌桩复合地基沉降计算

水泥土桩复合地基的沉降量计算,目前采用的一般方法是将桩身范围内加固层的压缩量与加固体下卧土层的压缩量之和作为复合地基的沉降量。至今已提出的水泥土桩复合地基沉降实用计算方法中,对下卧层压缩量 S_2 大多采用分层总和法计算,而对加固区范围内土层的压缩量 S_1 则采用复合模量法、应力修正法、身压缩量法。

4.6.1 加固区沉降 S_1 的计算方法

加固区的压缩量 S_1 一般可取 10~30mm, 也可按以下三种方法计算:

(1) 复合模量法(E_{sp})

将复合地基加固区增强体即水泥土桩连同桩间土看成一个整体, 采取置换率加权模量作为复合模量, 并以此作为参数用分层总和法计算 S_1 .

$$S_1 = \frac{(p_z + p_{z1})l}{2E_{sp}} \quad (4-10)$$

$$E_{sp} = mE_p + (1 - m)E_s \quad (4-11)$$

式中: P —搅拌桩复合土层顶面的附加压力值(kPa);

$$p_z = \frac{f_{pk} - f_{sk}(A - A_s)}{A_s} \quad (4-12)$$

P_z —搅拌桩复合土层底面的附加压力值(kPa), 可按下卧层强度验算的应用

力扩散法中的 P_z 或实体基础法中的 $f_z - \gamma_p L$ (γ_p : 桩群底面以上土的

加权平均重度; L : 桩长)。

E_{sp} —搅拌桩复合土层的压缩模量(kPa);

E_p —搅拌桩的压缩模量, 可取(100~120) f_{cu} . 对桩较短或桩身强度较低者可取低值, 反之可取高值;

m —面积置换率;

E_s —桩间土的压缩模量(kPa)。

l —桩长;

其它符号意义同前。

(2) 应力修正法(E_s)

根据桩土模量比求出桩土各自分担的荷载, 忽略增强体(即水泥土桩)的存在, 用弹性理论求土中应力, 用分层总和法求出加固土体的变形 S , 具体计算如下:

$$S_1 = \mu_s S_{1s} \quad (4-13)$$

式中: μ_s —应力修正系数;

S_{1s} —未加固地基(即天然地基)相应水泥土桩长厚度内的压缩量;

(3) 桩身压缩量法(E_p)

在荷载作用下, 假定桩体不会产生桩底端刺入下卧层的沉降变形, 通过模量比求出桩承担的荷载, 再假定桩侧摩阻力的分布形式, 则可通过材料力学中求压

杆变形的积分方法求出桩体的压缩量，并以此作为 S_1 。

假定桩侧摩阻力为均匀分布时，桩体的压缩量 S_p 的计算式如下：

$$S_p = \frac{(\mu_p p + p_t)}{E_p} \quad (4-14)$$

式中： μ_p — 应力集中系数；

p —复合地基平均应力；

p_t —桩端应力；

E_p — 桩身材料变形模量；

以上三种计算加固区沉降量 S_1 的方法都是在一定的假设条件下所建立的近似计算方法。应力修正法忽略了桩体的存在，不考虑桩土之间的相互作用，只是根据桩间土分担的荷载按照桩间土的压缩模量，进行沉降计算。而且，当计算下卧层沉降时，常忽略所减少的荷载对下卧层沉降的作用，在整体观念上不满足内力与外荷载的平衡条件，概念模糊不甚合理；桩身压缩量法是通过材料力学中求压杆变形的积分方法求出桩体的压缩量，这同样忽略了桩间土对桩体压缩变形的制约作用，而且，计算时对桩侧摩阻力分布、桩端阻力大小都很难确定，难以应用；复合模量法将复合地基加固区增强体连同地基看作一个整体，由此计算出该复合土层的复合模量，概念明确，比较接近实际情况，应用也较简便，《规范》也是推荐采用这一方法计算复合土层的沉降。但该方法的缺点是把桩土加固区笼统地看成一层均质复合土层，这样处理无法客观地反映桩土之间荷载相互协调过程，与实际状况也不符。理论分析及现场测试表明，桩土之间在填土荷载作用下是一个互相协调，共同承担荷载的过程，显然与复合模量法假设不符，用复合模量法必然产生较大的误差，其计算结果往往偏大。

4.6.2 下卧层沉降 S_2 的计算方法

目前计算下卧层沉降 S_2 的实用方法，主要是设法计算下卧层中的附加应力分布，然后采用分层总和法计算其沉降，现有计算下卧层中的附加应力分布的实用方法有以下四种：

(1) 应力扩散法

此法实际上是地基规范中验算下卧层承载力的借用，即将复合地基视为双层地基，由加固区的复合土层和下卧层土层组成，通过一应力扩散角简单地求得未加固区顶面应力的数值，再按弹性理论法求得整个下卧层的应力分布，按分层总和法计算 S_2 。

(2) 等效实体法

即地基规范中刚性桩群桩沉降计算方法，即将复合地基加固区视为一等效实

体, 作用在下卧层上的荷载作用面与作用在复合地基上相同, 如图4-4。假设加固体四周受均布摩阻力后即可得到未加固区顶面应力的数值, 再按弹性理论法求得整个下卧层的应力分布, 按分层总和法计算 S_2 。

(3) Mindlin-Geddes法

按模量比将上部荷载分配给桩土, 假定桩侧摩阻力的分布形式, 按Mindlin基本解积分求出桩对未加固区形成的应力分布: 根据弹性理论法求得土分担的荷载对未加固区的应力, 再与前面积分求得的未加固区叠加, 以此应力按分层总和法计算 S_2 。

(4) 当层法

当层法计算复合地基在荷载作用下地基中的附加应力原理如图4-5, 加固区复合模量为 E_{sp} , 未加固区模量为 E_s , 则将加固区换算成与未加固区模量相当的土层。此时可将荷载作用于当层顶面计算下卧层内的应力分布。当层厚度为:

式中: h —加固层厚度; 则由弹性理论计算未加固层中A点竖向应力:

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi(z+h)\sqrt{\frac{E_{sp}}{E_s}}z} \quad (4-16)$$

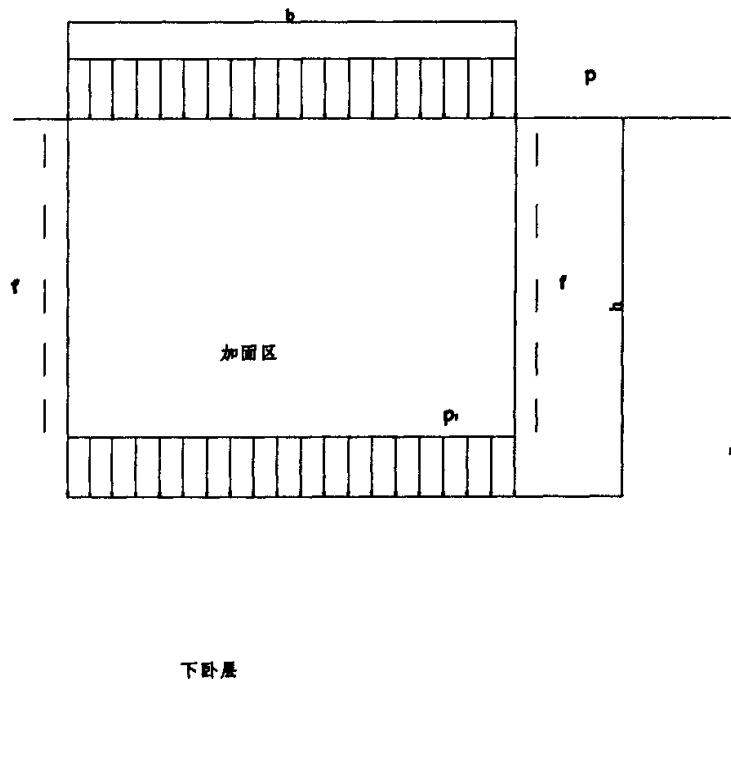


图4-4 等效实体法

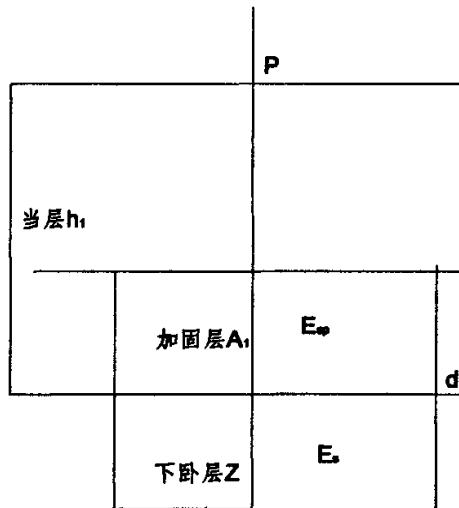


图4-5 当层法原理

$$h_1 = h \sqrt{\frac{E_{sp}}{E_s}} \quad (4-15)$$

以上介绍的计算下卧层沉降的四种方法，是从不同角度和假定建立的近似计算方法。应力扩散法实际上是地基规范中验算下卧层承载力的借用，该法的缺点是：①应力扩散角的选定是近似的，不易确定；②确定压缩层下限通常是用附加应力与自重应力之比等于0.1为标准，自重应力从地表算起还是从桩顶算起比较模糊。而等效实体法其周边摩阻力的分布、大小都不易确定。Mindlin-Geddes法的缺点是：①它是建立在把地基假设为半无限空间弹性体的基础上，然而由于桩的嵌入，加固区成了一个有竖向加筋体的土体，其应力的传递与各向均匀的弹性体会有较大的不同；②不能反映桩数、桩距、桩长等因素对设计的影响，需使用等效沉降系数进行修正以反映Mindlin解的效应；③计算公式繁琐、计算量大，不便采用。当层法则比较接近实际，考虑了影响应力分散的主要指标 E_{sp} 和 E_s 的差异，计算比较简便。

由以上分析可知，地基的沉降计算往往归结为地基内附加应力计算问题，只有清楚的了解地基内附加应力的分布情况，才可能进行地基沉降的计算。

水泥土桩复合地基加固区沉降量很小，通常小于30mm，沉降主要发生在下卧层。与天然地基相比，复合地基加固区比相应厚度天然地基土层压缩量大大减小，而下卧层土层中由于加固区的存在，扩大了高应力区范围并向下移动，导致下卧层压缩量增加，但总沉降较之于天然地基要小得多。计算值与实测值之间的差异主要是由于下卧层沉降计算结果与实际沉降值不符造成的，加固区的沉降值与实际变形值不会有太大出入。

第五章 三维有限元分析的基本理论

对于水工结构工程的分析常用的数值方法有：有限元法、离散单元法、拉格朗日元法、非连续变形分析法、流形元法和半解析元法。

但在众多的数值分析中，有限元法具有适用性强，处理非均质、非线性、复杂边界问题方便等突出优点。在考虑土的非线性属性、层状体系及桩土间的非线性相互影响等因素时，有限单元法可能是现阶段最适用的方法。本文采用有限单元法对船闸闸首进行受力分析。同时，利用有限单元法对水泥搅拌桩基础处理后的沉降计算。相对于现场原型试验，利用有限元法进行计算分析，除了具备经济快捷和预估分析的优点外，还能显示出其定量对比分析的特长。

因此有限元法已成为当今结构工程及基础工程中最广泛应用的数值计算方法，由于其通用性和有效性，受到工程技术界的高度重视。

5.1 有限元分析过程概述

有限元法的分析过程，概括起来分为以下六个步骤。

(1) 结构的离散化

离散化的过程就是将分析的结构物划分成有限个单元体，并在单元体的指定点设置结点，把相邻的单元体在结点处连接起来组成单元的集合体，以代替原来的结构。

(2) 选择位移模式

为了能用节点位移表示单元体的位移、应变、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位移函数。在有限元法的应用中，普遍选用多项式作为位移函数。多项式项数和阶次的选择则要考虑到单元的自由度和有关解的收敛性要求。一般来说，多项式的项数应等于单元的自由度数，它的阶次应包括常数项和线性项。根据所选择的位移模式，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：

$$\{f\} = [N]\{\delta\}^* \quad (5.1-1)$$

式中： $\{f\}$ 为单元内任一点的位移列阵； $\{\delta\}^*$ 为单元的结点位移列阵； $[N]$ 称为形函数矩阵，他的元素是位置坐标的函数。

(3) 分析单元的力学特性

① 利用几何方程，由位移表达式导出用节点位移表示单元应变的关系式

$$\{\varepsilon\} = [B]\{\delta\}^e \quad (5.1-2)$$

式中: $\{\varepsilon\}$ 是单元内任一点的应变列阵, $[B]$ 称为单元应变矩阵。

② 利用物理方程, 由应变的表达式导出用节点位移表示单元应力的关系式

$$\{\sigma\} = [D][B]\{\delta\}^e \quad (5.1-3)$$

式中: $\{\sigma\}$ 是单元内任一点的应力列阵, $[D]$ 是单元材料有关的弹性矩阵。

③ 利用虚功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, 即单元的刚度方程

$$\{R\}^e = [K]\{\delta\}^e \quad (5.1-4)$$

式中: $[K]$ 称为单元刚度矩阵, $[K] = \iiint [B]^T [D][B] dx dy dz$

(4) 计算等效结点力

弹性体经过离散化后, 假定力是通过节点从一个单元传递到另一个单元, 但是作为实际的连续体, 力是从单元的公共边界传递到另一个单元的。因而, 这种作用在单元边界上的表面力以及作用在单元上的体积力、集中力等需要等效移植到节点上去, 也就是用等效的节点力来替代所有作用在单元上的力。移植的方法是按照作用在单元上的力与等效节点力在任何虚位移上的虚功都相等的原则进行的。

(5) 集合所有的单元的刚度方程, 建立整个结构的平衡方程

这个集合过程包括两方面的内容。一是由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。一般说来, 集合所依据的理由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 $\{R\}$ 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。

$$[K]\{\delta\} = \{R\} \quad (5.1-5)$$

(6) 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。对于非线性问题, 则要通过一系列的步骤, 并逐步修正刚度矩阵或载荷矩阵, 才能获得解答。利用公式(5.1-3)和已求出的节点位移可计算出各单元的应力。

5.2 空间 20 节点等参单元

在有限单元法中, 以形状规则的单元离散几何形状比较复杂的求解域的常用方法是等参变换, 即单元几何形状和单元内场函数采用相同数目的节点参数和相同的插值函数进行变换, 这种单元称为等参单元。等参单元的提出为有限单元法成为现代工程领域最有效的数值分析方法迈出了重要的一步。一般情况下的三维 20 节点等参单元在整体坐标系中是空间曲面体, 其母单元即为局部坐标系中的正六面体, 如图 3.1 所示, 相应的有限元列式简述如下^[43]。

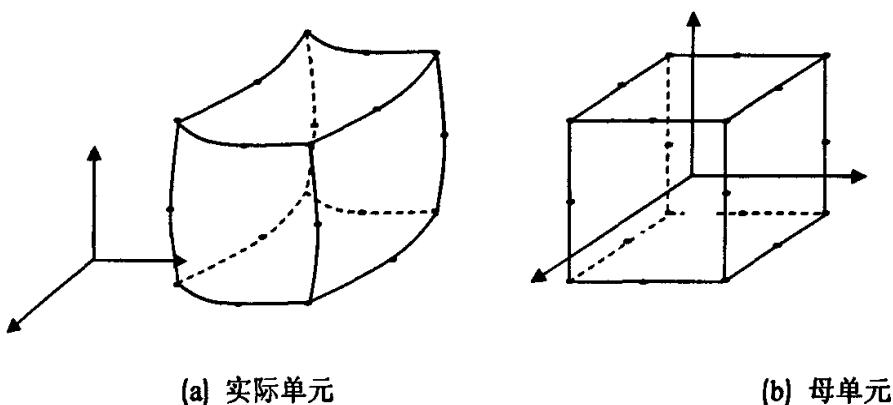


图 5.1 空间二十结点等参单元及其母单元

(1) 坐标变换和位移函数形函数:

20 节点等参单元的 20 个形函数可写为下列统一表达式:

$$\begin{aligned}
 N_i = & (1 + \xi_0)(1 + \eta_0)(1 + \zeta_0) \xi_0 + \eta_0 + \zeta_0 - 2 \xi_i^2 \eta_i^2 \zeta_i^2 / 8 \\
 & + (1 - \xi^2)(1 + \eta_0)(1 + \zeta_0)(1 - \xi_i^2) \eta_i^2 \zeta_i^2 / 4 \\
 & + (1 - \eta^2)(1 + \xi_0)(1 + \zeta_0)(1 - \eta_i^2) \xi_i^2 \zeta_i^2 / 4 \\
 & + (1 - \zeta^2)(1 + \xi_0)(1 + \eta_0)(1 - \zeta_i^2) \eta_i^2 \xi_i^2 / 4
 \end{aligned} \quad (5.2-1)$$

其中 $\xi_0 = \xi_i \xi$, $\eta_0 = \eta_i \eta$, $\zeta_0 = \zeta_i \zeta$, 而 ξ_i , η_i , ζ_i 是节点 i 在坐标系 $\xi \eta \zeta$ 的局部坐标值。

坐标变换式为:

$$x = \sum_{i=1}^{20} N_i x_i, \quad y = \sum_{i=1}^{20} N_i y_i, \quad z = \sum_{i=1}^{20} N_i z_i \quad (5.2-2)$$

其中, (x_i, y_i, z_i) 为单元节点的整体坐标。

位移模式为:

$$u = \sum_{i=1}^{20} N_i u_i \quad v = \sum_{i=1}^{20} N_i v_i \quad w = \sum_{i=1}^{20} N_i w_i \quad (5.2-3)$$

其中, (u_i, v_i, w_i) 为单元节点的位移。

(2) 应变和应力计算

单元应变:

$$\{\varepsilon\} = \left\{ \frac{\partial u}{\partial x} \quad \frac{\partial v}{\partial y} \quad \frac{\partial w}{\partial z} \quad \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right\}^T \quad (5.2-4)$$

$$= [[B_1] \quad [B_2] \quad \cdots \quad [B_i] \quad \cdots \quad [B_{20}]] \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \vdots \\ \{\delta_i\} \\ \vdots \\ \{\delta_{20}\} \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^{20} [B_i] \{\delta_i\} \quad (5.2-5)$$

其中

$$B_i = \begin{bmatrix} N_{i,x} & 0 & 0 \\ 0 & N_{i,y} & 0 \\ 0 & 0 & N_{i,z} \\ N_{i,y} & N_{i,x} & 0 \\ 0 & N_{i,z} & N_{i,y} \\ N_{i,z} & 0 & N_{i,x} \end{bmatrix} \quad \{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix} \quad (i=1,2,\cdots,20) \quad (5.2-6)$$

$N_{i,x}$ 、 $N_{i,y}$ 和 $N_{i,z}$ 分别表示为 N_i 对 x 、 y 、 z 的偏导数。根据复合函数求导的法则, 它们对局部坐标的偏导数 $N_{i,\xi}$ 、 $N_{i,\eta}$ 和 $N_{i,\zeta}$ 有下列关系:

$$\begin{Bmatrix} N_{i,\xi} \\ N_{i,\eta} \\ N_{i,\zeta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} x_\xi & y_\xi & z_\xi \\ x_\eta & y_\eta & z_\eta \\ x_\zeta & y_\zeta & z_\zeta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_{i,x} \\ N_{i,y} \\ N_{i,z} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} N_{i,x} \\ N_{i,y} \\ N_{i,z} \end{Bmatrix} \quad (5.2-7)$$

$$\text{其中 } x_{\xi} = \sum_{i=1}^{20} N_{i,\xi} x_i, \quad \dots, z_{\xi} = \sum_{i=1}^{20} N_{i,\xi} z_i \quad (5.2-8)$$

[J]是雅可比矩阵, 形函数对局部坐标的偏导数 $N_{i,\xi}$ 、 $N_{i,\eta}$ 和 $N_{i,\zeta}$ 如下:

$$\begin{aligned} N_{i,\xi} = & \frac{1}{8} \xi_i (1 + \eta_0) (1 + \zeta_0) (2\xi_0 + \eta_0 + \zeta_0 - 1) \xi_i^2 \eta_i^2 \zeta_i^2 \\ & - \frac{1}{2} \xi_i (1 + \eta_0) (1 + \zeta_0) (1 - \xi_i^2) \eta_i^2 \zeta_i^2 \\ & + \frac{1}{4} \xi_i (1 - \xi_i^2) (1 + \eta_0) (1 - \zeta_i^2) \xi_i^2 \zeta_i^2 \\ & + \frac{1}{4} \xi_i (1 - \zeta_i^2) (1 + \eta_0) (1 - \xi_i^2) \eta_i^2 \xi_i^2 \end{aligned} \quad (5.2-9)$$

$$\begin{aligned} N_{i,\eta} = & \frac{1}{8} \eta_i (1 + \xi_0) (1 + \zeta_0) (\xi_0 + 2\eta_0 + \zeta_0 - 1) \xi_i^2 \eta_i^2 \zeta_i^2 \\ & - \frac{1}{2} \eta_i (1 + \xi_0) (1 + \zeta_0) (1 - \eta_i^2) \xi_i^2 \zeta_i^2 \\ & + \frac{1}{4} \eta_i (1 - \xi_i^2) (1 + \zeta_0) (1 - \zeta_i^2) \eta_i^2 \zeta_i^2 \\ & + \frac{1}{4} \eta_i (1 - \zeta_i^2) (1 + \xi_0) (1 - \xi_i^2) \eta_i^2 \xi_i^2 \end{aligned} \quad (5.2-10)$$

$$\begin{aligned} N_{i,\zeta} = & \frac{1}{8} \zeta_i (1 + \xi_0) (1 + \eta_0) (\xi_0 + \eta_0 + 2\zeta_0 - 1) \xi_i^2 \eta_i^2 \zeta_i^2 \\ & - \frac{1}{2} \zeta_i (1 + \xi_0) (1 + \eta_0) (1 - \zeta_i^2) \xi_i^2 \eta_i^2 \\ & + \frac{1}{4} \zeta_i (1 - \xi_i^2) (1 + \eta_0) (1 - \xi_i^2) \eta_i^2 \zeta_i^2 \\ & + \frac{1}{4} \zeta_i (1 - \eta_i^2) (1 + \xi_0) (1 - \eta_i^2) \xi_i^2 \zeta_i^2 \end{aligned} \quad (5.2-11)$$

利用式(5.2-7)可求得

$$\begin{bmatrix} J \\ N_{i,x} \\ N_{i,y} \\ N_{i,z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J \\ N_{i,\xi} \\ N_{i,\eta} \\ N_{i,\zeta} \end{bmatrix} \quad (5.2-12)$$

(3) 单元应力的计算为

$$\begin{aligned} \{\sigma\} &= [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]^T \\ &= [D[B]\{\delta\}]^e = [DB_1, DB_2, \dots, DB_{20}]\{\delta\}^e \end{aligned} \quad (5.2-13)$$

其中：

$$[D[B_i]] = A_3 \begin{bmatrix} N_{i,x} & A_1 N_{i,x} & A_1 N_{i,x} & A_2 N_{i,y} & 0 & A_2 N_{i,z} \\ A_1 N_{i,y} & N_{i,y} & A_1 N_{i,y} & A_2 N_{i,x} & A_2 N_{i,z} & 0 \\ A_1 N_{i,z} & A_1 N_{i,z} & N_{i,z} & 0 & A_2 N_{i,y} & A_2 N_{i,x} \end{bmatrix}^T \quad (i=1,2,3,\dots,20) \quad (5.2-14)$$

其中 A_1, A_2, A_3 为与泊松比有关的常数，分别为：

$$A_1 = \frac{\mu}{1-\mu} \quad A_2 = \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \quad A_3 = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \quad (5.2-15)$$

(4) 单元刚度矩阵：

根据有限元法的基本原理，应用变分原理可得到单元的刚度矩阵：

$$[K]^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D[B]] J d\xi d\eta d\zeta \quad (5.2-16)$$

点荷载列阵为：

$$\{f\}^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T \{p\} J d\xi d\eta d\zeta \quad (5.2-17)$$

其中， $[B]$ 为形函数矩阵， $\{p\} = \{P_x, P_y, P_z\}^T$ 为单元上作用的分布荷载列阵。

5.3 空间 16 节点等参接触面单元

在岩土工程中，常常会遇到土体与结构物的相互作用问题。如：桩土的相互作用，挡土墙与墙后填土的相互作用，加筋土的筋带与土的相互作用，边坡锚固中锚杆与岩石的相互作用等，如果相互作用的两种材料的刚度差异大，在一定的受力条件下有可能在其接触面上形成较大的剪应力，产生错动滑移或开裂，这就需要在土体与结构之间设置接触面单元。

在接触面单元的数值分析中，本构关系的确定是至关重要的。接触问题有限元解法的发展已有30年的历史，取得了很大的发展，对单元模型的研究成果很多。自1968年Goodman提出了模拟和分析岩体中节理面的节理单元，用节理面的切向刚度和法向刚度来描述平直的节理软弱层特性以来，Ghaboussi和Wilson等(1973年)、Pande等(1979年)提出了以相对位移为独立参数的等参数节理单元，谷先荣等人(1980年)对等参数节理单元进行了改进，给出了描述空间16节点等参数节理单元的对应计算公式。这是对同一材料内的节理面进行的描述，将其应用于描述两种不同材料之间的接触面的特性，其几何变换和位移插值模式都相同，只是本构关系不同。雷晓燕等人后继又提出了以部分节点位移和接触应力作为基本未知量的接触摩擦单元。这种单元考虑固定、滑动和张开三种接触条件，能模拟具有初始裂缝和无初始裂缝两物体间的摩擦滑动、张开和闭合。

接触面单元已有平面单元发展为空间单元，以便与空间的有限单元进行匹配和耦合。在三维接触问题中，用普通的有限元离散结构体，结构体之间的交界面则布置三维接触单元。本文选用16节点等参数接触面单元，就是便于与空间20节点等参数有限元耦合。

空间16节点接触面单元如图5.1所示，其相应的列式简述如下。

(1) 空间16节点等参数接触面单元的形函数及其几何变换

16节点接触面单元形函数形式为：

$$\begin{aligned}
 N_i &= (1 + \xi \xi_i)(1 + \eta \eta_i)(\xi \xi_i + \eta \eta_i - 1)/4 & i = 1, 3, 5, 7 \\
 N_i &= (1 + \eta \eta_i)(1 - \xi^2)/2 & i = 2, 6 \\
 N_i &= (1 + \xi \xi_i)(1 - \eta^2)/2 & i = 4, 8
 \end{aligned} \tag{5.3-1}$$

16节点接触面单元几何变换式为：

$$\mathbf{x} = \sum_{i=1}^{16} N_i \mathbf{x}_i \quad \mathbf{y} = \sum_{i=1}^{16} N_i \mathbf{y}_i \quad \mathbf{z} = \sum_{i=1}^{16} N_i \mathbf{z}_i \tag{5.3-2}$$

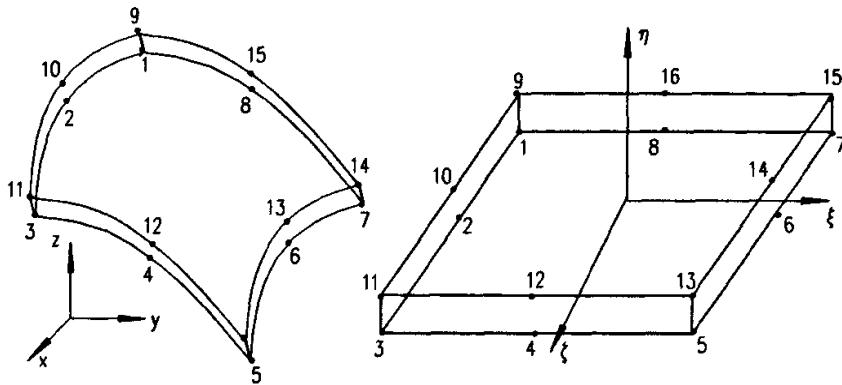


图 5-1 空间 16 节点接触面单元及其母单元

该变换式确定了总体直角坐标 x, y, z 和局部坐标 ξ, η 之间的对应关系, 它将 ξ, η 空间的正方形母单元映射为直角坐标 x, y, z 空间的任意曲面四边形单元。

16 节点接触面单元位移函数为:

$$\begin{aligned}\Delta u &= \sum_{i=1}^8 N_i (u_i - u_{i+8}) \\ \Delta v &= \sum_{i=1}^8 N_i (v_i - v_{i+8}) \\ \Delta w &= \sum_{i=1}^8 N_i (w_i - w_{i+8})\end{aligned}\quad (5.3-3)$$

或写成矩阵形式为: $\{\Delta \delta\} = [M] \delta_e$

式中

$$[M] = [M_1, M_2, M_3, M_4 \dots M_{16}] = [N_1 I, N_2 I \dots N_8 I, -N_1 I, -N_2 I \dots -N_8 I] \quad (5.3-4)$$

$$\{\delta\}^e = \{u_1, v_1, w_1, u_2, v_2, w_2 \dots u_{16}, v_{16}, w_{16}\} \quad (5.3-5)$$

I 为 3 阶单位矩阵, $\{\delta\}^e$ 为接触界面单元的节点位移列向量。

(2) 空间 16 节点等参接触面单元的应力及刚度矩阵

将接触界面单元任意一点的位移向量在局部坐标中记为 $\Delta \delta'$, 则

$$\Delta \delta' = (\Delta u', \Delta v', \Delta w')^T \quad (5.3-6)$$

式中, $\Delta u', \Delta v'$ 表示接触界面顶面与底面的相对错动位移; $\Delta w'$ 表示接触界面的压密或拉开变形。

设 k_s, k_n 表示接触界面单元的切向刚度和法向刚度的系数, 不考虑法向变形和切向变形之间的耦合关系, 则局部坐标系中的应力应变关系为:

$$\begin{Bmatrix} \tau_{xx} \\ \tau_{xy} \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u' \\ \Delta v' \\ \Delta w' \end{Bmatrix} \quad (5.3-7)$$

简记为:

$$\sigma' = D_s \Delta \delta' \quad (5.3-8)$$

有整体坐标到局部坐标系的坐标转换关系为:

$$\begin{Bmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{Bmatrix} = \theta^T \begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} \quad (5.3-9)$$

而

$$\theta = \begin{bmatrix} l_1 & l_2 & l_3 \\ m_1 & m_2 & m_3 \\ n_1 & n_2 & n_3 \end{bmatrix} \quad (5.3-10)$$

其中 $(l_i, m_i, n_i)^T$, $i=1,2,3$ 为局部坐标系的坐标向量在整体坐标系中的方向余弦。其中:

$$l_1 = \frac{1}{\sqrt{E_\xi}} \frac{\partial x}{\partial \xi}, \quad m_1 = \frac{1}{\sqrt{E_\xi}} \frac{\partial y}{\partial \xi}, \quad n_1 = \frac{1}{\sqrt{E_\xi}} \frac{\partial z}{\partial \xi}$$

$$l_2 = m_3 n_1 - m_1 n_3, \quad m_2 = n_3 l_1 - n_1 l_3, \quad n_2 = l_3 m_1 - l_1 m_3$$

$$l_3 = \frac{1}{\sqrt{E_\xi E_\eta - E_{\xi\eta}^2}} \left(\frac{\partial y}{\partial \xi} \frac{\partial z}{\partial \eta} - \frac{\partial z}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} \right), \quad m_3 = \frac{1}{\sqrt{E_\xi E_\eta - E_{\xi\eta}^2}} \left(\frac{\partial z}{\partial \xi} \frac{\partial x}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial z}{\partial \eta} \right)$$

$$n_3 = \frac{1}{\sqrt{E_\xi E_\eta - E_{\xi\eta}^2}} \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial y}{\partial \xi} \frac{\partial x}{\partial \eta} \right), \quad E_\xi = \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \xi} \right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial \xi} \right)^2$$

$$E_\eta = \left(\frac{\partial x}{\partial \eta} \right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \eta} \right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial \eta} \right)^2, \quad E_{\xi\eta} = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial y}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} + \frac{\partial z}{\partial \xi} \frac{\partial z}{\partial \eta}$$

(5.3-11)

单元上任一点的应力:

$$\{\tau_{\xi}, \tau_{\eta}, \sigma_{\zeta}\}^T = [D_J] \theta [M] \{\delta\}^e \quad (5.3-12)$$

其中:

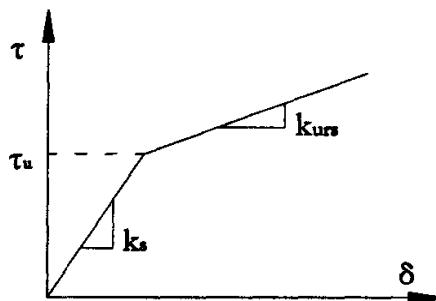
$$[D_J] = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (5.3-13)$$

 k_s 和 k_n 为单元的切向和法向刚度系数。

单元刚度矩阵为:

$$[K_J] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [M]^T [\theta]^T [D_J] \theta [M] \sqrt{E_{\xi} E_{\eta} - E_{\xi\eta}} d\xi d\eta \quad (5.3-14)$$

(3) 接触单元本构模型

图5-2 接触单元关系 τ ~ δ 曲线

接触单元有两个“模量”值: 切向劲度系数 k_s 、法向劲度系数 k_n 。这两个劲度系数是切向、法向剪应力与相应方向的相对滑移之比, 法向劲度系数 k_n 与法向的变形有关。切向劲度系数决定着单元两面的相对滑移。一般认为, 接触单元的切向剪应力与节点的相对变形之间呈非线性关系, 在这里简化成双线性关系, 剪应力与相对变形量有如图5-2关系。

第六章 工程算例

为了说明水泥搅拌桩加固软土地基设计计算方法的适应性、正确性与主要设计步骤,本文结合一个己完工的工程实例即嘉陵江南部红岩子水电站枢纽工程加以说明。

6.1 工程概况

红岩子电航工程是嘉陵江干流苍溪至合川段规划的十三级梯级电站中的第四个梯级。该枢纽位于四川省南部县城郊嘉陵江大桥上游 2.0km 处,上距阆中市金银台枢纽 29.84km,下距仪陇县新政枢纽 40.0km。地理位置为东经 $106^{\circ}06'$,北纬 $31^{\circ}31'$ 。

红岩子电航工程是以发电为主,结合航运,兼顾灌溉、供水、养殖和旅游等效益的综合利用工程。枢纽建筑物从左至右依次由电站厂房、9 孔冲砂闸、21 孔泄洪闸、船闸和右岸非溢流接头坝等建筑物组成,其中船闸位于河流右岸古河槽中心偏右地段。

红岩子电航枢纽控制流域面积 66847km^2 ,占嘉陵江流域总面积的 43.08%,坝址处多年平均流量 $771\text{m}^3/\text{s}$,多年平均年径流量 $234 \times 10^8\text{m}^3$,历年最大洪峰流量 $31000\text{m}^3/\text{s}$,最枯流量 $88.00\text{m}^3/\text{s}$,历年最高水位 343.20m,最枯水位 322.20m,多年平均含沙量 2.54kg/m^3 ,多年平均悬移质输沙量 6188 万 t,多年平均推移质年输沙量 14.1 万 t。

红岩子电航工程正常蓄水位 336.00m,相应库容 $7737 \times 10^4\text{m}^3$,水库最大消落深度 0.4m,电站装机容量 87MW,保证出力 28.7MW,年利用小时 4894h,多年平均发电量 4.258 亿 KW·h。红岩子船闸等级为四级,闸室有效尺度为 $120 \times 16 \times 2.5\text{m}$ (长×宽×门槛水深),通航 $2 \times 500\text{t}$ 级船队,年通过能力 228.89 万 t。

红岩子电航工程为二等工程,永久性主要水工建筑物为 3 级,永久性次要水工建筑物为 4 级,临时性建筑物为 5 级。

根据 1990 年《中国地震烈度区划图 1:400 万》查得,工程区域地震烈度小于 VI 度。

6.2 工程地质

船闸轴线位于枢纽右侧古河槽中心偏右岸地段,该段上部为第四系全新统人工堆积层及河流冲积堆积层,其下为侏罗系上统蓬莱镇组上段第一层第 1~2 亚层砂岩、泥质粉砂岩及粉砂质泥岩。强风化带一般厚 0.2~0.5m,弱风化带厚 3.3~8.0m。

上引航道地面高程 330.67~332.57m,第四系冲积堆积层厚 25.0~29.7m,由

亚砂土、粉细砂夹透镜状砾卵石层和漂卵石夹砂及砾卵石夹砂组成。粉细砂砾卵石层结构复杂，承载力低，压缩变形大，地质建议清除。漂卵石夹砂层中密—密实，地基承载力高，厚仅 4.1~7.0m。下部砾卵石夹砂层层次复杂，在高程 321.80m 处发现 1.2m 厚的粉细砂层，是地基下部的一个软弱层。

上、下闸首、闸室及下引航道的地基土构成与上引航道基本相同，但各层出露高程有一定差异。

6.3 红岩子枢纽工程上闸首的结构状况

上闸首前端廊道进口段采用钢筋混凝土整体式结构，其建基面高程 317.80m，墙顶高程 339.20m；上闸首采用整体式结构，为减轻闸首边墩的重量，减小上闸首对地基的应力，在满足结构安全的前提下，将闸首边墩做成空箱结构。上闸首建基面高程为 315.70m，边墩顶高程 350.10m。

上闸首内、外边墩顶宽均为 14m，底板顶高程为 323.0m，底板底高程为 315.70m，闸首总长 31m，总宽 44m，支持段长 18m，支持段顶部去掉部分长 12m，宽 14m，高 10.9m。结构总方量为 27762 m³。结构容重 24.00 KN/m³，回填土容重 19.00 KN/m³，摩擦角为 30°，地基摩擦系数 0.30；上闸首内、外侧设挡土墙，内、外侧填土高程 324.00m。船闸上闸首如图 6-1。

6.4 作用在船闸闸首上的荷载

在船闸水工建筑物设计时，须根据建筑物在施工、完建、运用及检修等不同时期所承受的全部荷载，并按各种可能的最不利荷载组合进行计算。

作用于船闸水工建筑物上的荷载包括：建筑物自重、水重以及建筑物内部或上部填料重；闸门、阀门以及其他设备的重量；土压力；静水压力；扬压力（包括浮托力以及渗透压力）；船舶荷载；活荷载；波浪压力；地震力；其他。

6.4.1 土压力

土压力是作用在船闸上的主要荷载之一。计算土压力时，应根据地基性质、结构类型以及回填土性质等因素判断土压力的计算状态。根据分析、观测并结合我国船闸建设具体情况复算，基本可以分为以下三种状态：

- (1) 土基上的重力式、扶臂式等结构，墙后回填土应按主动土压力计算；
- (2) 土基上设斜桩和带横撑的直桩基础上或岩基上的重力式、扶臂式、悬臂式、混合式结构等，以及一般的整体式结构，由于墙身变位受到限制，主动极限平衡状态难以发生，墙后填土应按静止土压力计算；
- (3) 墙高大于 15m 的整体式及悬臂式钢筋混凝土结构，观测表明，结构上部产生大于静止土压力的附加土压力，因此应按附加土压力的影响进行分析研究。

土基上船闸闸墙一般较矮，刚度大而可以转动，墙背粗糙，通常采用库仑理论计算主动土压力。

6.4.2 扬压力

作用于建筑物基础底面垂直向上的总水压力称为扬压力，包括浮托力和渗透压力。

建筑物基底浮托力的强度等于下游水位与建筑物基底的高程差乘以水的重度。

渗透压力的确定取决于地基的性质。

6.4.3 船舶荷载

船舶荷载包括：船舶行进时，船舶对建筑物的撞击力；船舶停靠时，由系船设备传到建筑物上的缆索力。至于停靠在建筑物前的船舶受风力作用而产生的横挤力，一般比撞击力小，在船闸设计中多不予以考虑。

6.4.4 波浪压力

闸坝建成后，上游水面在风力的推动下形成波浪，当波浪推进与建筑物相遇，产生波浪压力。波浪压力的大小取决于波浪的大小、建筑物前水深以及建筑物的迎水面坡度。计算波浪压力，首先要确定波浪的大小即波浪要素—波高和波长。

在波浪要素确定后，可根据建筑物轮廓形状(直立、斜坡或孤立墩柱)和计算情况的相应水深，选用有关公式计算波浪压力。

6.4.5 地震荷载计算

(1) 地震惯性力

地震惯性力是由建筑物自重及其上的垂直荷载所引起的。船闸一般系两侧由回填土体半填入式U形建筑物。运用情况时，闸室内冲水。因此，地震惯性力除与地震运动有关外，还与建筑物的动力特性(材料动力特性和自振特性)，地基、回填土和墙前水体特性以及它们与建筑物的相互作用等有关。目前尚无严格的理论将地震惯性力精确地表达出来，只能用半理论半经验的各种近似方法求解，如静力法、拟静力法、反应普法等。

(2) 地震土压力

地震时作用在船闸建筑物墙背的土压力，由于地震的影响使结构与其墙背填土产生相互的动力效应，因而不论大小或其分布都和静止时的土压力不同。

(3) 地震水压力

地震时由于地面和建筑物的振动引起建筑物前水体的激荡，在建筑物的迎水面产生附加的地震动水压力。

6.5 船闸闸首结构计算

(1) 闸首整体抗滑稳定计算

$$K_c = \frac{f(\sum V - W) + E_t + E_p}{((H_1 - H_2) + (E_1 - E_2))} \quad (6.5-1)$$

式中: K_c —抗滑稳定安全系数, $K_c \geq 1.1 \sim 1.2$;

f —闸首沿地基面的摩擦系数;

ΣV —作用于闸首的垂直力总和 (KN);

W —作用于闸首底板的扬压力 (KN);

H_1 、 H_2 —作用于闸首上、下游端面的水压力;

E_1 、 E_2 —作用于闸首上、下游端面的静止土压力;

E_p —作用于闸首下游端面埋深部分的抗力 (KN), 土基不计;

E_t —边墩背面与回填料间的摩擦力 (KN)。

(2) 抗浮稳定计算

$$K_f = \frac{V}{W} \quad (6.5-2)$$

式中: K_f —抗浮稳定安全系数, $K_f \geq 1.05$;

V —作用于闸首的垂直力总和 (KN);

W —作用于闸首底板的扬压力总和 (KN);

(3) 抗倾稳定计算

$$K_0 = \frac{M_R}{M_0} \quad (6.5-3)$$

式中: K_0 —抗倾稳定安全系数, $K_0 \geq 1.3$

M_R —对计算截面前址的稳定力矩总和 (KN.m);

M_0 —对计算截面前址的倾覆力矩总和 (KN);

(4) 支持墙强度计算

$$\sigma = \frac{\sum V}{\sum A} + \frac{\sum M_x}{W_x} \pm \frac{\sum M_z}{W_z} \quad (6.5-4)$$

式中: σ —作用于支持墙断面的应力 MPa;

A —支持墙计算断面面积 (m^2);

W_z 、 W_z —支持墙底面对 X 轴、Z 轴的变形模量;

M_x —纵向水平力对 X 轴的力矩总和 (KN.m);

M_z —纵向水平力对 Z 轴的力矩总和 (KN.m)。

(5) 计算成果

根据船闸设计规范, 我们对上、下闸首在不同工况下的各项指标进行了计算, 计算结果见表 6-1

红岩子船闸上闸首稳定及应力计算成果表

表 6-1

计算情况	整体							支 持 段			
	Kc	K ₀	K _f	σ1	σ2	σ3	σ4	Kc	K ₀	σ _{max}	σ _{min}
高水通航	5.31	2.31	2.52	0.309	0.329	0.347	0.327	9.61	3.51	0.511	0.177
低水通航	2.57	3.38	4.26	0.459	0.480	0.317	0.296	4.95	7.86	0.701	0.227
检 修	2.80	2.80	2.91	0.289	0.309	0.372	0.351	6.43	9.69	0.618	0.187
完 建	6.78			0.459	0.485	0.547	0.522	7.52	6.51	0.604	0.201
正常挡水	1.82	2.86	3.82	0.497	0.517	0.258	0.238	3.70	8.53	0.525	0.198
校核水位	3.32	1.60	1.82	0.256	0.281	0.269	0.244	8.32	1.86	0.400	0.046

6.6 有限元模型的建立

为论证船闸上闸首的基础底面的应力应变, 为原基础是否能够承受上部的荷载提供依据。选取船闸上部结构作为整体进行三维有限元分析计算。在船闸的上部结构中, 上闸首内外都设又挡土墙, 但在对上闸首的基底应力没有比较明显的影响, 所有在模型的建立中不给予考虑。由于船闸闸首的结构比较复杂, 在建模型时, 对结构要进行分段考虑。首先把船闸的底板按其厚度、跨度以及荷载条件等划分为不同的特征段, 再考虑整体的影响, 把各个不同的特征段联合起来考虑, 再对内力进行调整。在进行空箱边墩建模型时, 由于线形很复杂, 在建立好的立体实心中首先挖去矩形的下部实体, 在建立与之相同的曲线实体, 挖去曲线部分, 在曲线的接触面上, 节点相对比较多一些。在划分网格时, 要考虑到节点在不同的面内所受的力是不相同的, 相邻的接触曲面也不同。

混凝土弹性模量和泊松比取为: 30Gpa 和 0.2, 混凝土的密度取为 2400kg/m³。在 ANSYS 中按照船闸的尺寸输入座标点进行控制。然后在图形区域内创建底板部分。在网格划分时, 选取以 1m 划分为一个单元。

为反映船闸的基底应力应变的真实情况, 建立计算模型时, 严格考虑上部荷载的真实位置对应力应变的影响。静力有限元计算时, 模型周边和底边采用法向约束, 结构上部为自由边界, 模型底部四个角点为自由支座。由于本区构造活动不强烈, 计算模型仅考虑自重应力场效应。

6.7 模型计算结果

有限元求解程序的内部过程如图 6-2

计算应力应变结果如下图

由三维有限元方法分析结果可以看出, 船闸基底的最大应力为 0.5~0.6Mpa。而船闸基础土的承载力为 0.3~0.5Mpa, 可以看出, 如果不进行软基的处理, 是不能够承载上部所传来的荷载。

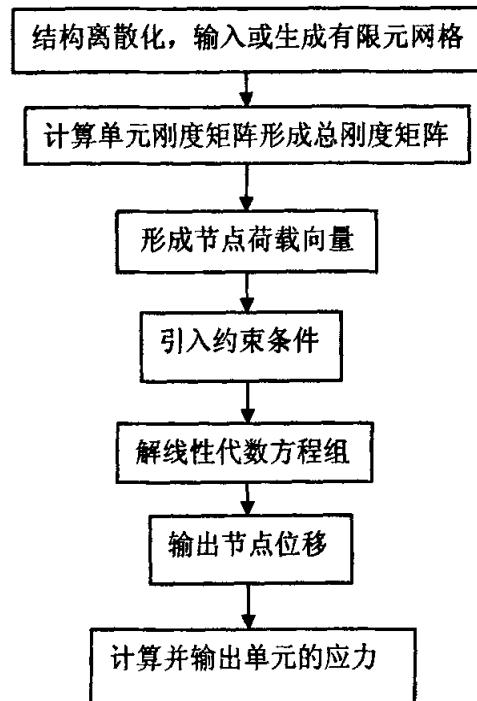


图 6-2 有限元程序图

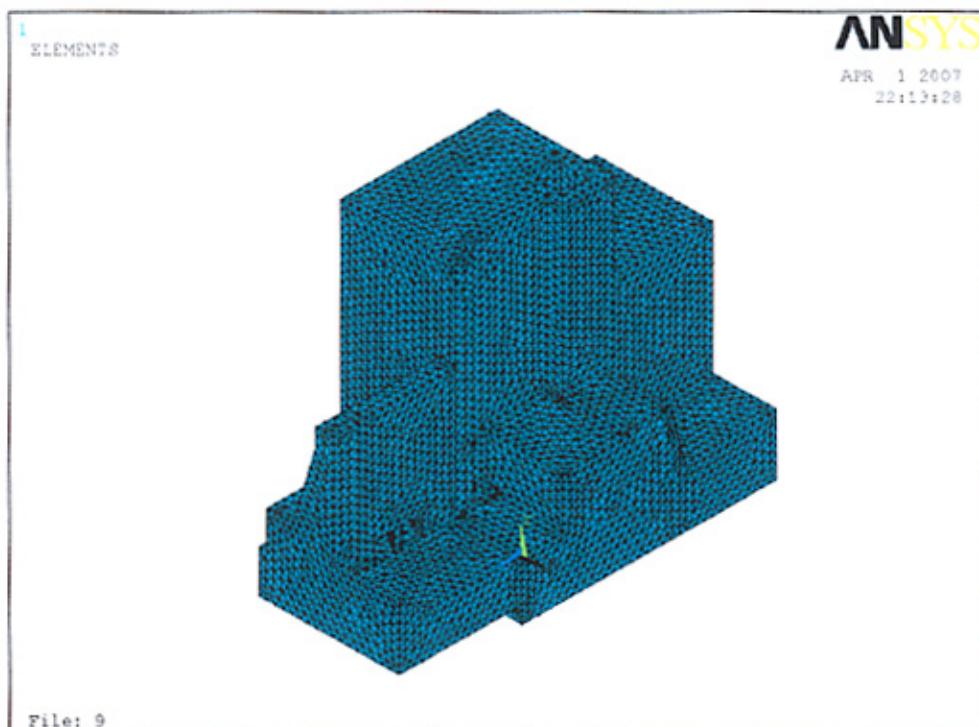


图 6-3 网格划分图

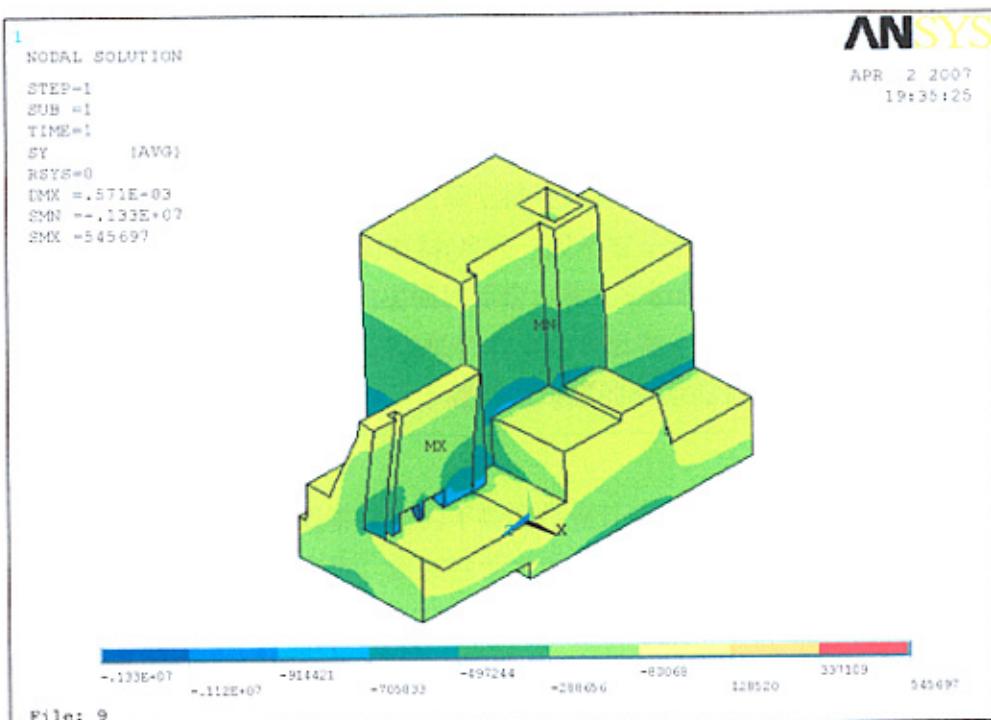


图 6-4 竖直方向应力分布图

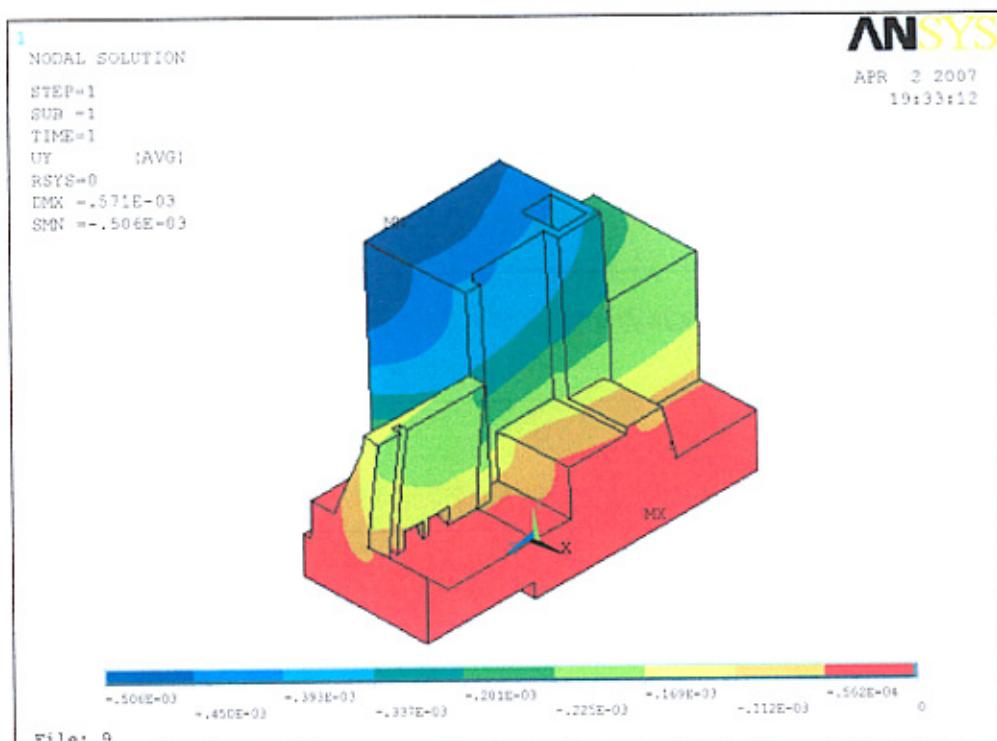


图 6-5 竖直方向位移分布图

6.7 软基处理方法及加固方案的提出

6.7.1 软基处理的一般方法

(1) 抛石挤淤法

抛石挤淤法就是把一定量和粒径的块石抛在需进行处理的淤泥或淤泥质土地基中，将原基础处的淤泥或淤泥质土挤走，从而达到加固地基的目的。一般按以下要求进行：将不易风化的石料(尺寸一般不宜小于30cm)抛填于被处理堤基中，抛填方向根据软土下卧地层横坡而定。横坡平坦时自地基中部渐次向两侧扩展；横坡陡于1:10时，自高侧向低侧抛填。最后在上面铺设反滤层。这种方法施工技术简单，投资较省，常用于处理流塑态的淤泥或淤泥质土地基。

(2) 垫层法

垫层法就是把靠近堤防基底的不能满足设计要求的软土挖除，代以人工回填的砂、碎石、石渣等强度高、压缩性低、透水性好、易压实的材料作为持力层。可以就地取材，价格便宜，施工工艺较为简单，该法在软土埋深较浅、开挖方量不太大的场地较常采用。

(3) 预压砂井法

预压法是在排水系统和加压系统的相互配合作用下，使地基土中的孔隙水排出。常用的排水系统有水平排水垫层、排水砂沟或其它水平排水体和竖直方向的排水砂井或塑料排水板；加压系统有堆载预压、真空预压或降低地下水位等。当堆载预压和真空预压联合使用时又称真空联合堆载预压法。基本做法如下：先将等加固范围内的植被和表土清除，上铺砂垫层；然后垂直下插塑料排水板，砂垫层中横向布置排水管，用以改善加固地基的排水条件；再在砂垫层上铺设密封膜，用真空泵将密土膜以内的地基气压抽至80kpa以上。该方法往往加固时间过长，抽真空处理范围有限，适用于工期要求较宽的淤泥或淤泥质土地基处理。流变特性很强的软粘土、泥炭土，不宜采用此法。

(4) 振动水冲法

振动法是利用一根类似插入式混凝土振捣器的机具，称为振动器，有上、下两个喷水口，在振动和冲击荷载的作用下，先在地基中成孔，再在孔内分别填入砂、碎石等材料，并分层振实或夯实，使地基得以加固。用砂桩、碎石桩加固初始强度不能太低(初始不排水抗剪强度一般要求大于20kpa)，对太软的淤泥或淤泥质土不宜采用。

石灰桩、二灰桩是在桩孔中灌入新鲜生石灰，或在生石灰中掺入适量粉煤灰、火山灰(常称为二灰)，并分层击实而成桩。它通过生石灰的高吸水性、膨胀后对

桩周土的挤密作用, 离子交换作用和空气中的 CO_2 与水发生酸化反应使被加固地基强度提高。

(5) 水泥搅拌法

水泥土搅拌法是适用于加固饱和粘性土和粉土等地基的一种方法。它是利用水泥(或石灰)等材料作为固化剂, 通过特制的搅拌机械边钻进边往软土中喷射浆液或雾状粉体, 在地基深处就地将软土和固化剂(浆液或粉体)强制搅拌, 使喷入软土中的固化剂与软土充分拌合在一起, 由固化剂和软土之间所产生的一系列物理—化学作用, 形成抗压强度比天然土强度高得多, 并具有整体性、水稳性的水泥加固土, 从而提高地基土强度和增大变形模量。根据固化剂掺入状态的不同, 它可分为浆液搅拌和粉体喷射搅拌两种, 前者是用浆液和地基土搅拌, 后者是用粉体和地基土搅拌。

(6) 强夯法

强力夯实是将 80KN 即相当于 8t 以上的夯锤, 起吊到很高的地方(一般 6~30 m), 让锤自由落下, 对土进行夯实。经夯实后的土体孔隙压缩, 同时, 夯点周围产生的裂隙为孔隙水的出逸提供了方便的通道, 有利于土的固结, 从而提高了土的承载能力, 而且夯后地基由建筑荷载所引起的压缩变形也将大为减小。强夯法适用于河流冲积层, 滨海沉积层黄土、粉土、泥炭、杂填土等各种地基。

(7) 土工合成材料加筋加固法

土工合成材料加筋加固法将土工合成材料平铺于堤防地基表面进行地基加大, 能使堤防荷载均匀分散到地基中。当地基可能出现塑性剪切破坏时, 土工合成材料将起到阻止破坏面形成或减小破坏发展范围的作用, 从而达到提高地基承载力的目的。此外, 土工合成材料与地基土之间的相互磨擦将限制地基土的侧向变形, 从而增加地基的稳定性。

6.7.2 加固方案的提出

根据地勘报告, 堤首处在古河槽的深槽处, 该处岩石出露面低, 上部覆盖层厚且覆盖层的地质条件复杂。勘测试验测得的覆盖层中砾卵石夹沙层地基允许承载力仅为 0.3~0.5Mpa, 不能满足结构对地基承载力的要求, 经多方方案比较后决定采用水泥搅拌桩加固地基的处理方案。

6.8 设计计算

6.8.1 设计参数

根据工程地质资料及其他工程的实践经验, 本工程水泥搅拌桩采用如下设计参数:

(1) 桩型及桩径

深层水泥搅拌桩采用单头喷浆搅拌，桩径为 100cm。

(2) 桩长

地质资料表明，从现状地面至砂砾石夹砂厚度一般为 7~9m 左右，因此桩长设计为穿透饱和软弱层进入下卧持力层，取桩长为 9m。

(3) 桩位布置

设计桩间距为 $220\text{cm} > 2d$ ，呈正方形布置。见图 6-6

(4) 水泥用量及要求

水泥掺量采用 15%，水泥采用 425 号普通硅酸盐水泥，水泥浆水灰比选用 0.5，90d 龄期室内水泥土强度 $f_{cu}=2.0\text{Mpa}$ 。

(5) 强度要求

复合地基承载力特征值 f_{spk} 不小于 600Kpa

6.8.2 设计过程

(1) 单桩竖向承载力特征值

桩体穿越土层情况见图 6-7

按土的支承力控制：

$$R_s = \mu_p \sum_{i=1}^n q_{s,i} l_i + \alpha q_p A_p = 593.5\text{Kpa}$$

按桩身强度确定：

$$R_s = \eta f_{cu} A_p = 471\text{Kpa}$$

取两者较小值，

$$R_s = 471\text{Kpa}.$$

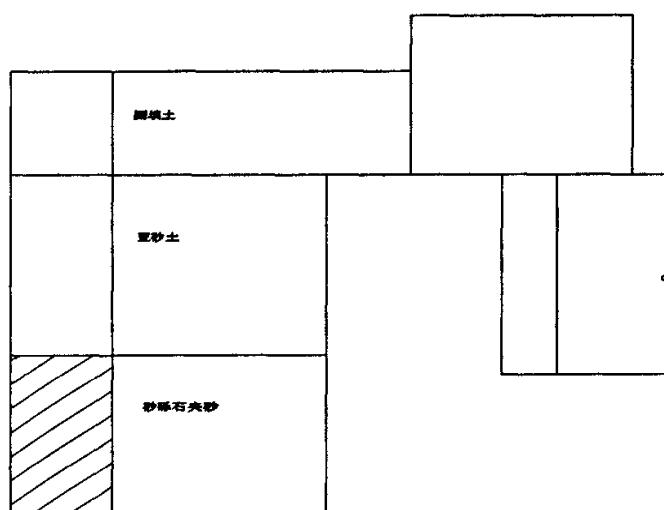


图 6-7

(2) 置换率 m 和总桩数 n

$$m = 0.17$$

$$n = \frac{mA}{A_p} = 295 \text{ 根}$$

实际取 315 根桩。

$$m = \frac{nA_p}{A} = 0.18$$

(3) 下卧层地基强度验算

《建筑地基处理技术规范》JGJ—2002 规定, 当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时, 应按群桩作用原理进行下卧层地基验算, 即将搅拌桩和桩间土视为一个假想的实体基础, 考虑假想实体基础侧面与土的摩擦力, 验算下卧层地基的承载力。但本例在搅拌桩处理范围以下不存在软土下卧层, 故不需要进行下卧层的地基承载力的计算。

6.8.3 沉降计算

本文采用 ANSYS 有限元程序对土体进行计算, 主要计算过程如下:

6.8.3.1 建立模型

在实体建立模型时, 要利用相关的指令将实体模型简化为计算模型。

(1) 单元类型简介

PLANE42(2-D 4-Node Isoparametric Solid 平面 4 节点等参元), 用于仿真 2-D 实体结构, 该单元可用于平面应力和平面应变或对称单元。单元由 4 个节点组合而成, 每个节点具有 x, y 位移方向的两个自由度。单元面积不可为 0, 且必须落于 x-y 平面。

(2) 网格划分

本文算例采用二维模型, 计算中拟建整个单元的一个剖面宽度为二维模型。

①先建立基础和基础以下 1.5m 深的模型, 通过关键点形成面, 然后划分网格。

②建立基础下的水泥搅拌桩和土体, 通过面形成水泥搅拌桩体和土体, 并划分网格。

③建立水泥搅拌桩体计算模型的影响范围, 划分网格。

④将所建立的模型利用镜像形成整体的计算模型。网格划分完成后, 合并相同单元和节点后, 共有 3128 个单元, 3142 个节点。

土体及搅拌桩的模型所采用的本构关系是理想弹塑性本构关系 (Druker-Prager Model)

材料特性中的弹性模量的确定受很多因素的影响,水泥搅拌桩的弹性模量可通过试验来得到,而土体的弹性模量通过其压缩模量并结合工程实际经验给出。

根据实际情况在相应位置施加位移约束、集中荷载、分布荷载、线荷载、面荷载等不同的荷载情况。

施加荷载后,可利用软件直接进行求解。本文利用后处理功能,作了大量的工作。主要是利用有限元程序中的选择命令,选取感兴趣的面、线等,绘图或进行结果数据处理等。将结果数据作为外部数据导入到 EXCEL 表格中,进行数据分类、排序、绘图等,形成更为直观的、有对比性、参照性的表格和图形,用于参数分析计算结果的比较。

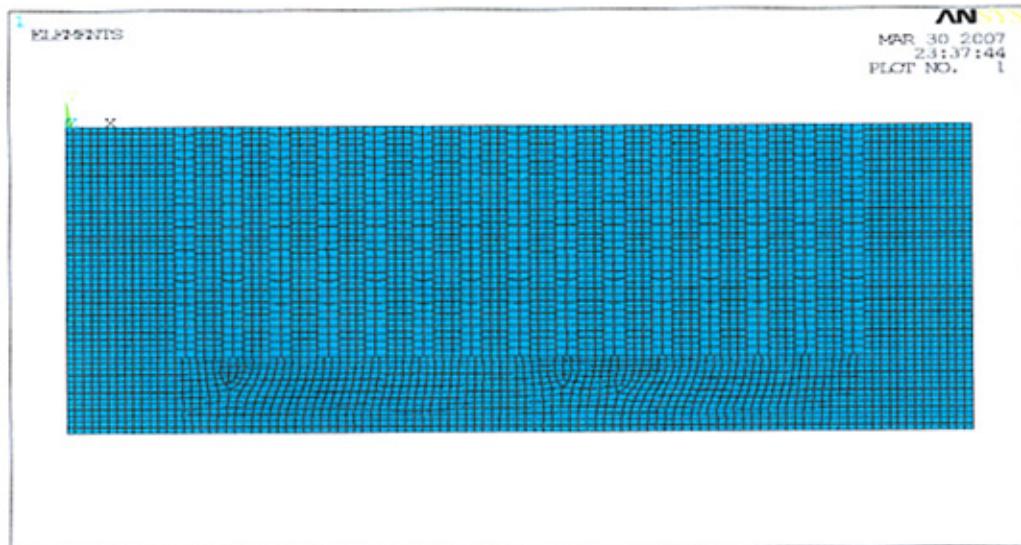


图 6-8 没加摩擦阻力的桩的网格划分图

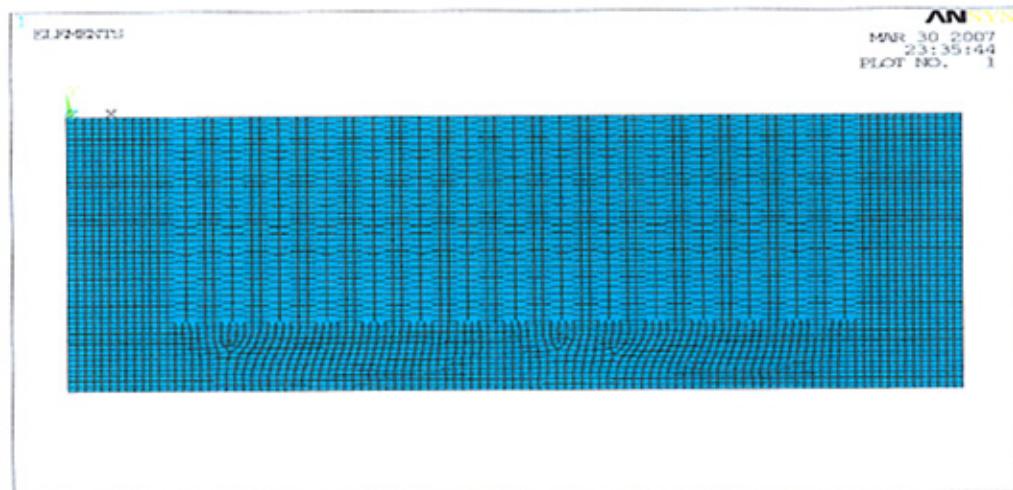


图 6-9 加摩擦阻力后的桩的网格划分图

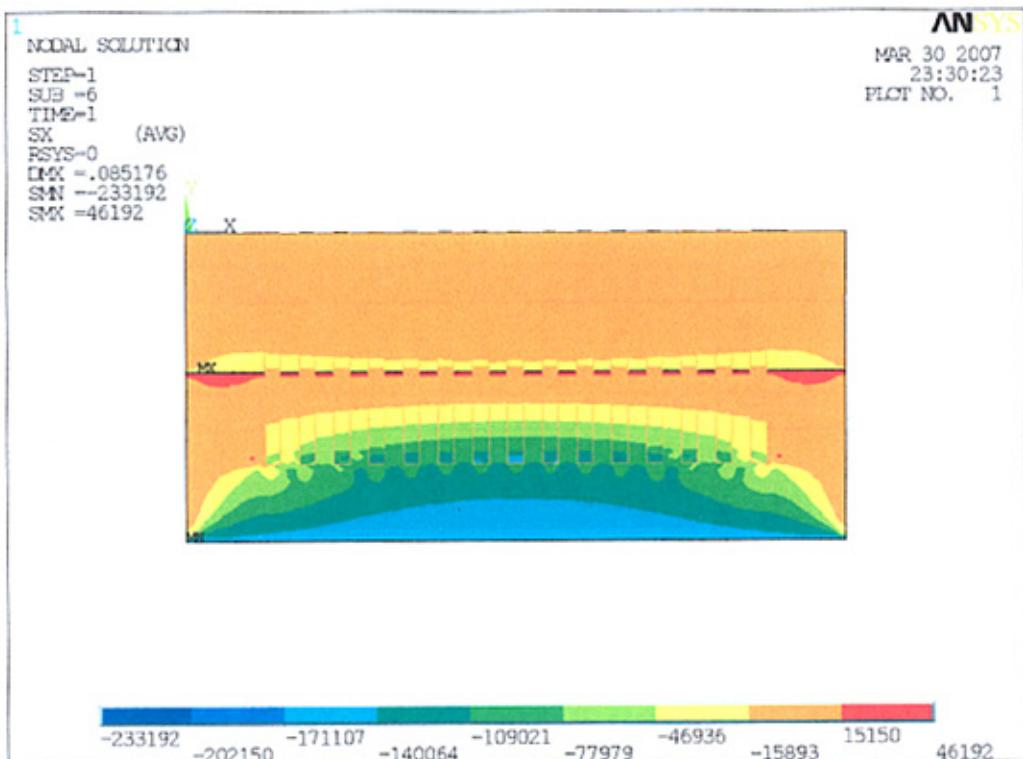


图 6-10 水平方向应力分布图

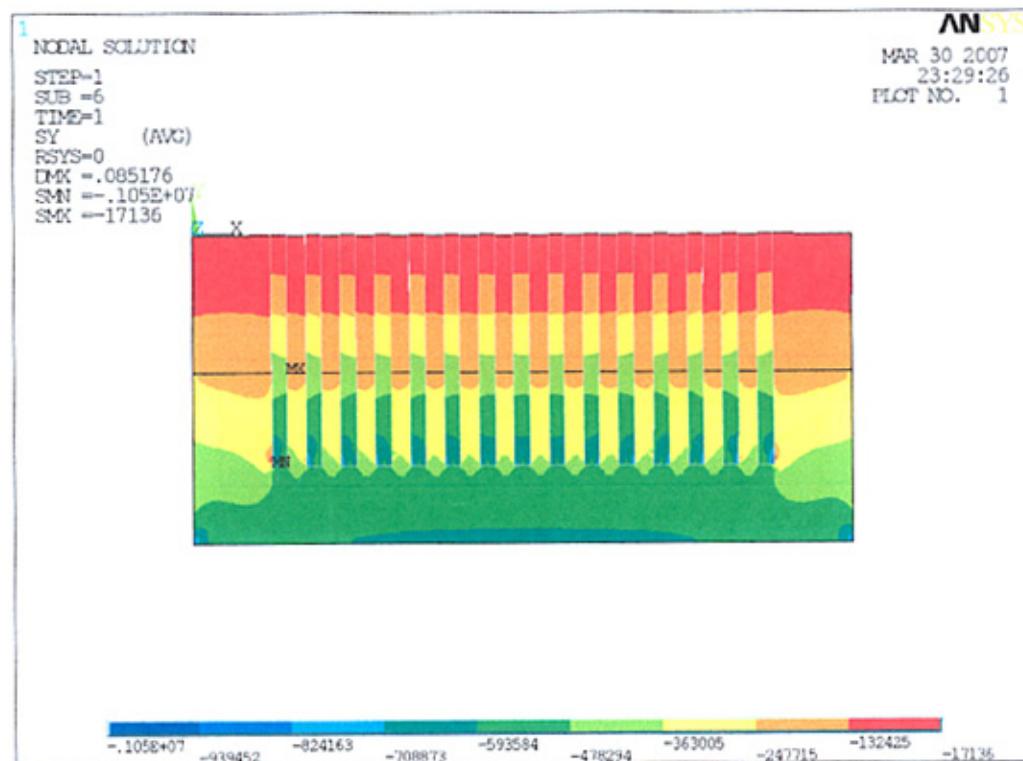


图 6-11 竖直方向应力分布图

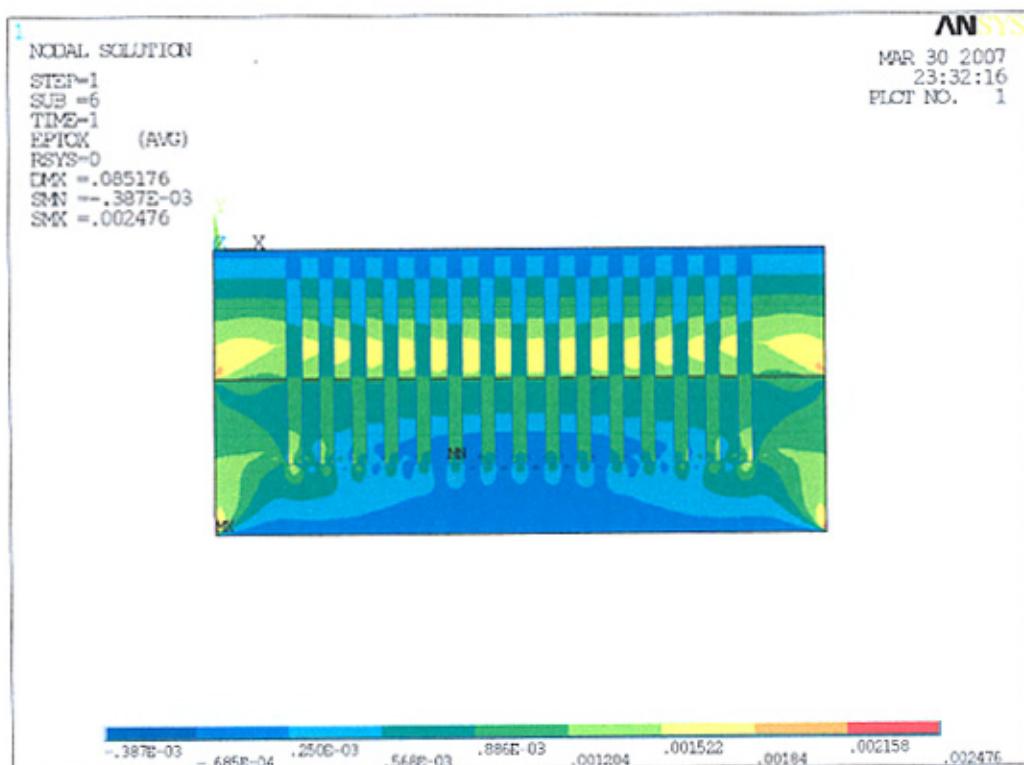


图 6-12 水平方向应变分布图

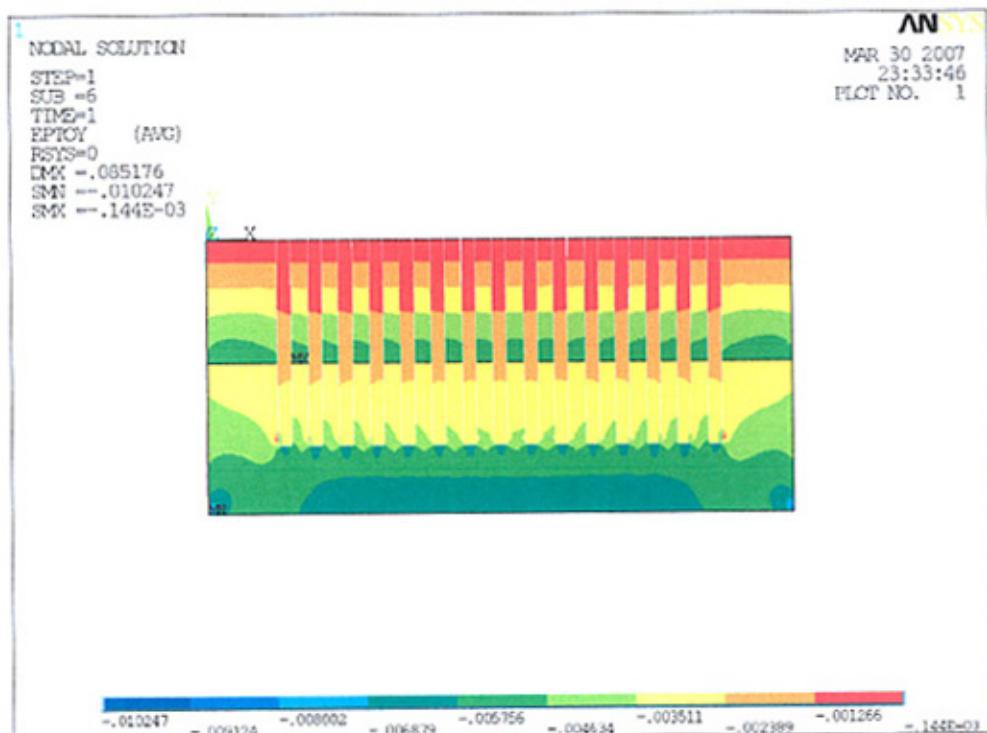


图 6-13 坚直方向应变分布图

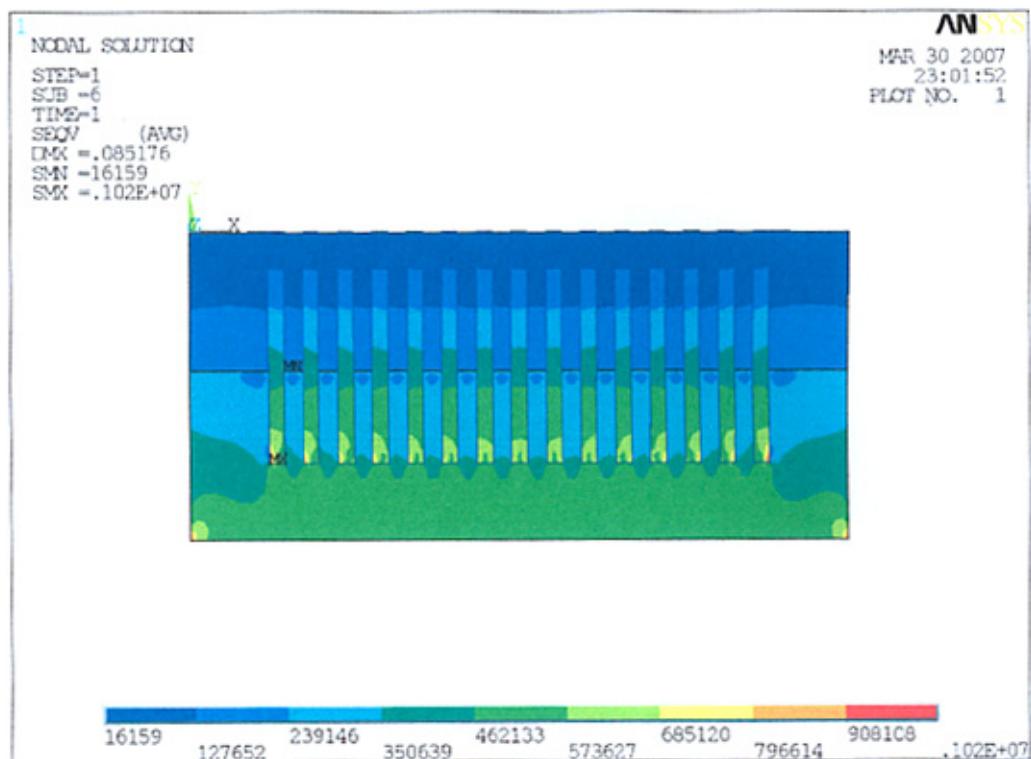


图 6-14 平均应力分布图

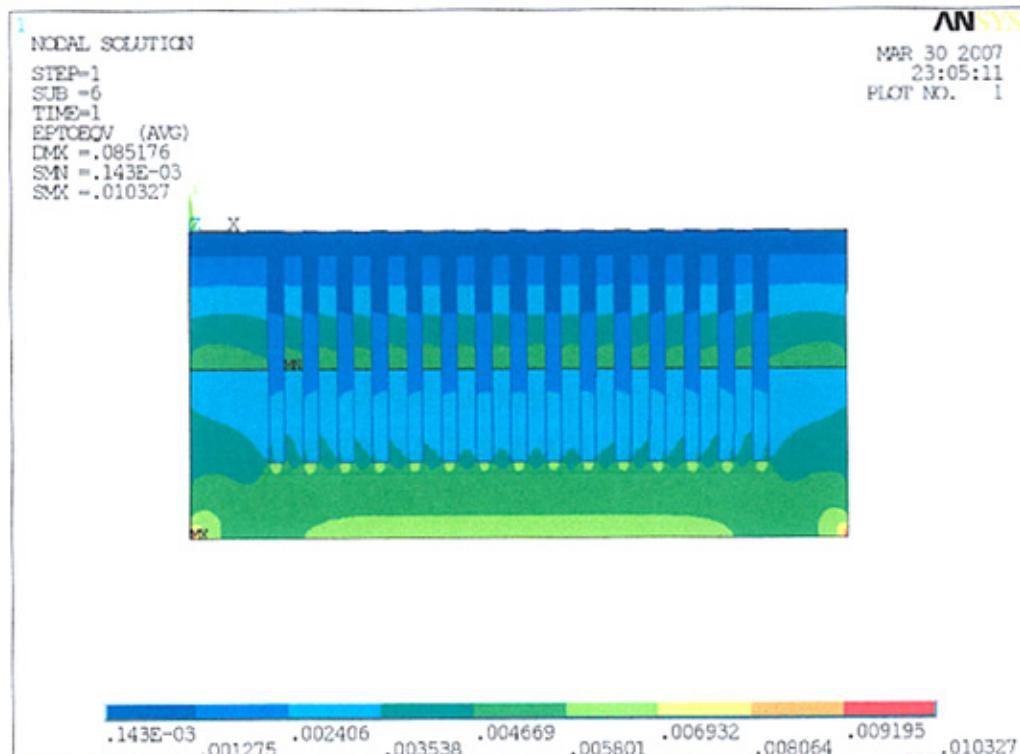


图 6-15 平均应变分布图

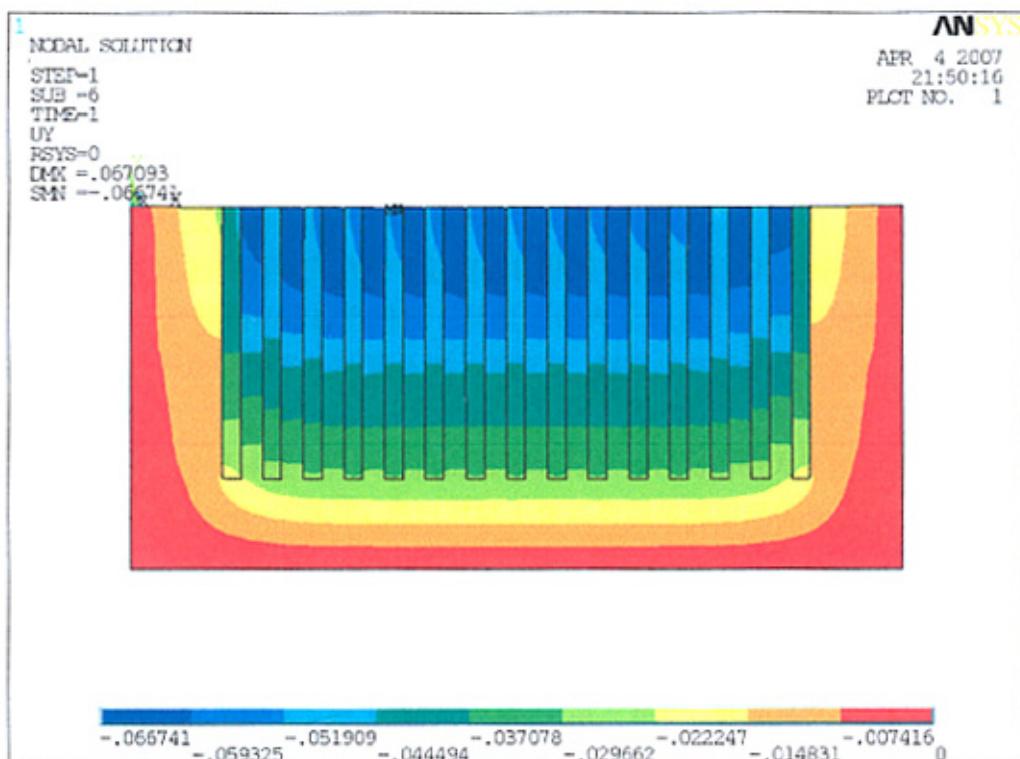


图 6-16 竖直方向位移图

6.8.3.2 计算结果与分析

从计算结果来看, 经处理后的软土地基, 在水平方向和在竖直方向的应力和应变都相当小, 竖直方向的应力最大为 1.05Mpa; 竖直方向的应变最大 3.5mm。从竖直方向的位移图来看, 在桩顶处的有影响的范围内, 在所加固的范围以内, 土的位移是最大, 在 6.67cm, 由竖直方向位移图中的蓝色所示。而在桩影响范围以内, 土的最大位移为 2.2cm, 如图中黄色所示。而桩顶位移在 4~5cm, 由于水泥搅拌桩是半刚性的, 桩身存在变形, 随着桩身桩底, 变形逐渐减小。桩底的位移在 2~3cm。

本例应用 ANSYS 计算软件对应用于船闸软土地基中水泥搅拌桩进行了理论上的探讨, 结果很理想, 是水泥搅拌桩复合地基的一种安全、有效的方法。但应加强实际的观测, 以对理论的计算方法给予实证。

第七章 结论与建议

水泥土桩复合地基的应用广泛程度远远超过人们对它的理论研究水平。为了确保工程质量，有效的节约资金，进行水泥土桩复合地基加固机理的理论和试验研究，对工程实践具有重大的指导意义。

综合前述的试验研究结果和数值分析结果，得到以下几点结论和认识：

(1)复合地基是由桩体和桩间土体组成的人工地基，在刚性基础和柔性垫层的调节作用下协调变形并共同分担上部荷载，提高地基承载力，减小地基的沉降变形。

(2)通过对桩体受力分析，得出桩体轴向应力、侧摩阻力和径向应力随深度的增长而呈指数衰减的规律；通过对桩土体系荷载传递机理的探讨分析，认为桩土相对刚度是影响荷载传递的重要因素。

(3)桩土应力比 n 在一定程度上反映复合地基的工作状况，是影响复合地基承载力的重要因素。不同刚度桩体的复合地基，达到其承载力时对应的桩土应力比各不相同。桩体刚度对桩土应力比的影响是主要的，桩体刚度越大，应力集中越明显，桩土应力比越大。

(4)复合地基的沉降变形远远小于天然地基的变形。影响复合地基变形的因素很多，如荷载水平、桩体刚度、加固体厚度、置换率、天然地基土的组成和强度等。随着荷载水平 P 的提高，复合地基变形加大；随着桩体模量 E_p 的增大，复合地基加固区变形减小；随着桩体长径比和置换率的增大，复合地基变形减小；随着下卧层土体深度的减小，复合地基变形减小。

(5)在软弱土体中进行复合地基处理时，当下卧层中有低压缩性的硬土层时，应使桩端座落此层土体中；而当桩体不可能穿越深厚软土层，即桩端没有良好的持力层时，则可以通过提高置换率、增加桩长和桩体强度，并尽量使桩端落在相对较硬的土层上，从而提高复合地基承载力、减少复合地基变形。

(6)在分析水泥搅拌桩复合地基沉降的计算方法时，重点讨论了有限元分析方法在水泥搅拌桩复合地基沉降计算中的应用，并结合工程实际、利用 ANSYS 软件对实际工程进行有限元分析，结果表明是有效可行的，为工程应用提供理论基础。

结合前人及本文所做的工作，作者认为在水泥土桩复合地基作用机理方面还需要进一步研究的内容：

(1)由于水泥土桩复合地基的各种土工参数难以确定，应加强这方面的原位试验测试工作。

(2)与刚性桩桩土接触面荷载传递的丰富的实测结果相比，目前与以上研究

成果相对应的水泥土桩荷载传递的实测结果较少,因此有必要加强这方面的实研究,以提高对复合地基工作机理的认识。

(3)本文利用 **ANSYS** 有限元程序,只对沉降量进行了理论上的探讨,应进一步加强实测工作,为完善理论方法的研究,提供实测数据。

致 谢

在论文完成之际，我衷心感谢我的导师张绪进研究员。感谢张老师三年来给我的帮助和鼓励，感谢张老师在论文完成过程中给予的悉心指导。张老师严谨的治学态度、孜孜以求的求知精神、谦虚诚恳的待人风范和淡薄名利的高尚的人格魅力，给我留下了深刻的印象，同时也让我明白了许多做人的道理和为人处世的哲学。本论文从选题、执行直至撰写都是在张老师的悉心指导和热情关怀下完成的，值此论文完成之际，特向张老师表示真挚的感谢，并希望在今后的学习生活中能继续得到导师的教诲。

感谢西科所刘亚辉老师、尹崇清老师、缪吉伦老师等对我学习和生活的多方关心与支持。是您们的教诲和帮助才有我今天的收获。

感谢张璠、潘美元等同门给我的帮助和关心；感谢同门师弟师妹们的热情关心与帮助，生活中因为有你们而变得精彩，一起走过的时光为我的人生留下美好的回忆！

感谢我的父母、姐姐和哥哥，是您们用自己勤劳的双手铺设了我今天的求学之路，是您们无私的关爱和支持使我勇敢接受人生的挑战，在漫长的学习和生活中克服了种种困难，您们永远是我前进的动力。

谨以此文献给所有关心和帮助我的老师、同学、朋友和我的亲人！

参考文献

- [1] 陆贻杰, 国均. 搅拌桩复合地基模型试验及三维有限元分析. 岩土工程学报, 1989, 11 (5)
- [2] 林琼. 水泥搅拌桩复合地基的特性初探. 第六届全国土力学与基础工程学术会议论文集, 海: 同济大学出版社, 1991
- [3] 陈竹昌, 王建华. 采用弹性理论分析搅拌桩性能的探讨. 同济大学学报, 1996 , 21 (1)
- [4] 段继伟等. 水泥搅拌桩的荷载传递规律. 岩土工程学报, 1994, 7, 16(4)
- [5] 何开胜, 徐立新. 超长水泥搅拌桩的荷载传递特性. 建筑结构, 2000, 5, 30(5)
- [6] 郑刚等. 水泥搅拌桩荷载传递机理研究—土木工程学报, 2002, 10, 35(5)
- [7] 李宁, 韩煊. 褶垫层对复合地基承载机理的影响. 土木工程学报, 2001, 434(2)
- [8] 秦建庆等. Mindlin 解在水泥土桩复合地基变形计算中的应用. 岩土工程技术, 2000 , 1
- [9] 叶观宝, 司明强. 半刚性复合地基沉降实用计算方法的探讨, 水文地质工程术 , 2001 , 4
- [10] 郝玉龙等. 深厚软土水泥搅拌桩复合地基沉降分析及控制. 岩土工程学报 , 2001
- [11] 周志峰. 水泥搅拌桩设计方法的评述. 岩土工程师,, 1999, 5, 11(2)
- [12] JGJ79-2002, 建筑地基处理技术规范. 北京中国建筑工业出版社, 2002
- [13] 郑刚, 姜忻良. 水泥搅拌桩复合地基承载力研究. 岩土力学, 1999, 9, 20(3)
- [14] 韩煊, 李宁. 复合地基中群桩相互作用机理的数值试验研究. 土木工程学报, 1999, 32
- [15] 张忠坤等. 复合地基临界桩长的研究. 岩土工程学报, 1999, 21(2)
- [16] 钱建固, 陈正杰. 软土地基水泥土群桩竖向应力传递机理分析. 工业建筑, 2001 , 31
- [17] 刘志丰, 陈永光. 复合地基桩土应力比的研究. 建筑技术,, 2002, 33(12)
- [18] 秦建庆, 陈建峰. 水泥土桩复合地基变形控制中的若干问题探讨. 岩土工程技术, 1999, 2
- [19] 牛志荣等. 复合地基处理及其工程实例. 北京:中国建材工业出版社, 2000
- [20] 叶书麟等. 地基处理与托换技术北京:中国建筑工业出版社, 1994
- [21] GB50007-2002, 建筑地基处理设计规范. 北京:中国建筑工业出版社, 2002
- [22] 陈国兴等. 基础工程学. 北京:中国水力水电出版社, 2002
- [23] 徐新跃. 水泥土搅拌桩的现场试验研究与分析—勘察科学技术, 2001, 5
- [24] 秦波等. 半刚性桩复合地基变形特征讨论. 上海地质, No62
- [25] 赵东亮. 水泥搅拌桩桩长的优化设计岩土工程技术, 2002, 1
- [26] 何开胜. 水泥土搅拌桩设计计算方法探讨. 岩土工程学报, 2003, 1, 25(1)
- [27] 何开胜, 袁文明. 超长水泥土搅拌桩的承载能力和临界桩长. 工业建筑, 2000, 30 (1)
- [28] 张建新, 史三元. 粉喷桩复合地基应力及荷载传递分析. 工业建筑, 1998, 28(6)
- [29] 张雁, 黄强. 半刚性桩复合地基性状分析岩土工程学报, 1993, 3, 15(2)
- [30] 民民, 王蔚. 使用深层水泥搅拌桩加固软土地基. 建筑结构, 1998, 5
- [31] 陈晓平, 邢仲星. 复合地基中桩土应力数值分析. 工业建筑, 2001, 31(11)

- [32] 刘志丰等. 水泥土桩复合地基中桩土分担荷载特性. 住宅科技, 2000, 11
- [33] 秦建庆等. 水泥土桩复合地基桩土分担荷载的试验研究. 工程勘察, 2000, 1
- [34] 刘志丰等. 面积置换率和桩长对复合地基的应力和变形的影响. 工业建筑, 2001, 31
- [35] 连长江等. 水泥土搅拌桩复合地基的优化设计. 住宅科技, 1998, 12
- [36] 师旭超等. 水泥土桩复合地基变形分析. 土工基础, 2002, 9, 16(3)
- [37] 吴东云. 垫层作用下水泥土桩复合地基承载特性分析. 煤炭工程, 2001, 11
- [38] 贾珍山等. 复合地基中褥垫层的作用. 岩土工程师, 2000, 5, 12(2)
- [39] 何广钠. 复合地基沉降计算实用法的分析. 地基处理, 1998, 2, 9(2)
- [40] 吴东云. 水泥土桩复合地基中合理设置垫层的探讨. 建筑技术开发, 2001, 2, 28(2)
- [41] 李权. ANSYS 在土木工程中的应用. 人民邮电出版社, 2005, 6
- [42] 王作高. 船闸设计. 水利电力出版社. 1992, 10
- [43] 宋进国, 刘利民. 嵌岩桩桩侧阻力特征的研究. 四川建筑科学研究所. 第 30 卷. 第 2 期 2004 年 6 月
- [44] 易日. 使用 ANSYS6.0 进行结构力学分析. 北京大学出版社. 2002. 11
- [45] 屈智炯. 土的塑性力学. 成都科技大学出版社, 1987
- [46] I.W.Johnston and C.M.Haberfield. Side Resistance of Piles in Weak Rock. European Practice and Worldwide Trends. London, 1992
- [47] D. M. Holoway, Load Response of a Pile Group in Sand, 2nd International Conf. On Numerical Methods in Offshore Piling, 1982
- [48] L. Zeevaert, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Company, 19
- [49] K.Bath, B.L.Wilson. 有限元分析中的数值方法, 1991
- [50] Randolph M F, Worth C P. An Analysis of Vertical Deformation of Piles Group[J]. Geotechnique, 1979, 29 (4): 423-439
- [51] 王勘成, 邵敏. 有限单元法基本原理和数值方法. 清华大学出版社. 1998

附录 A 攻读硕士学位期间公开发表论文情况

通航建筑物口门区及连接段通航水流条件探讨.中国水运.2007.1

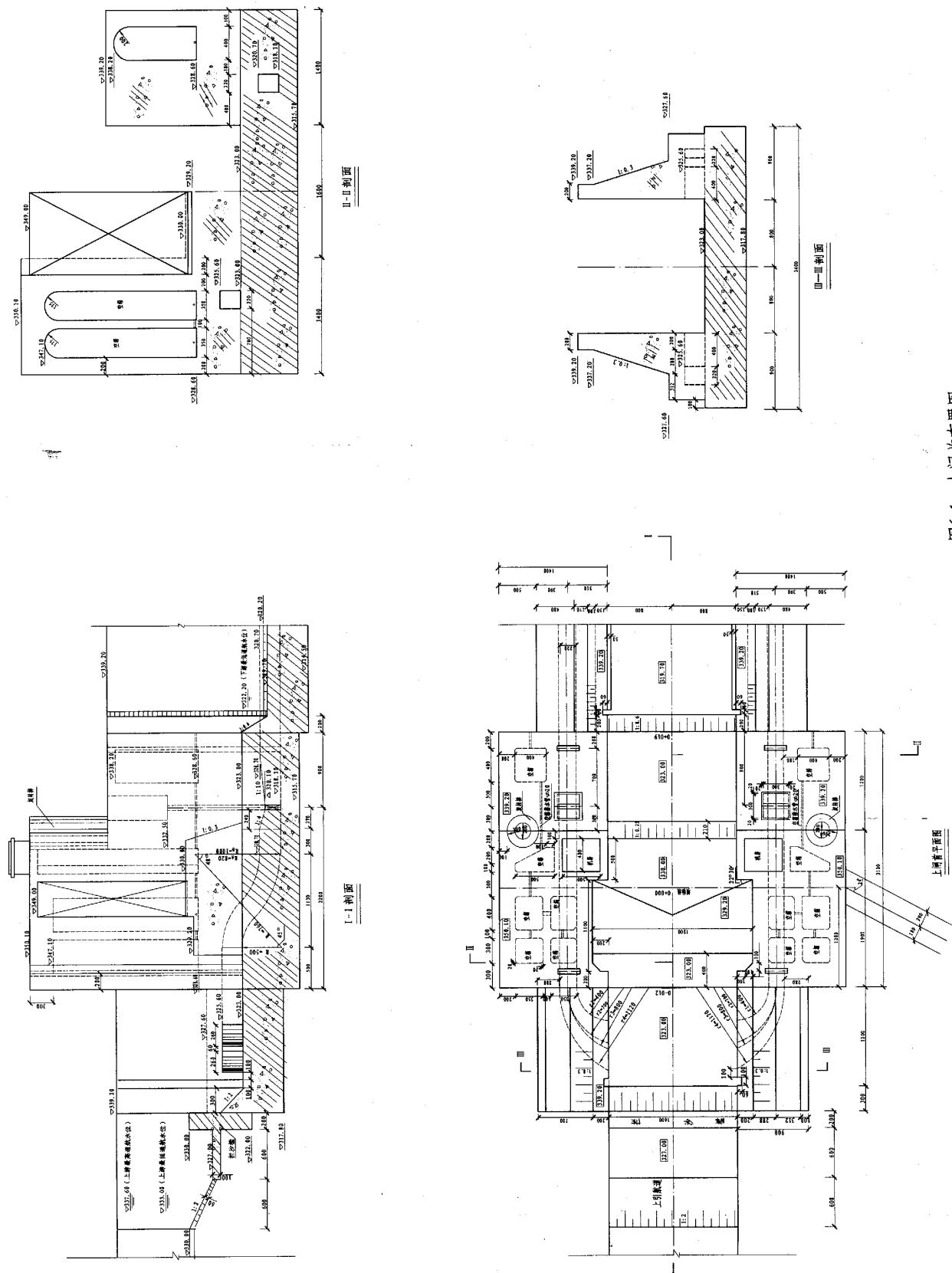


图6-1 上闸首布置图

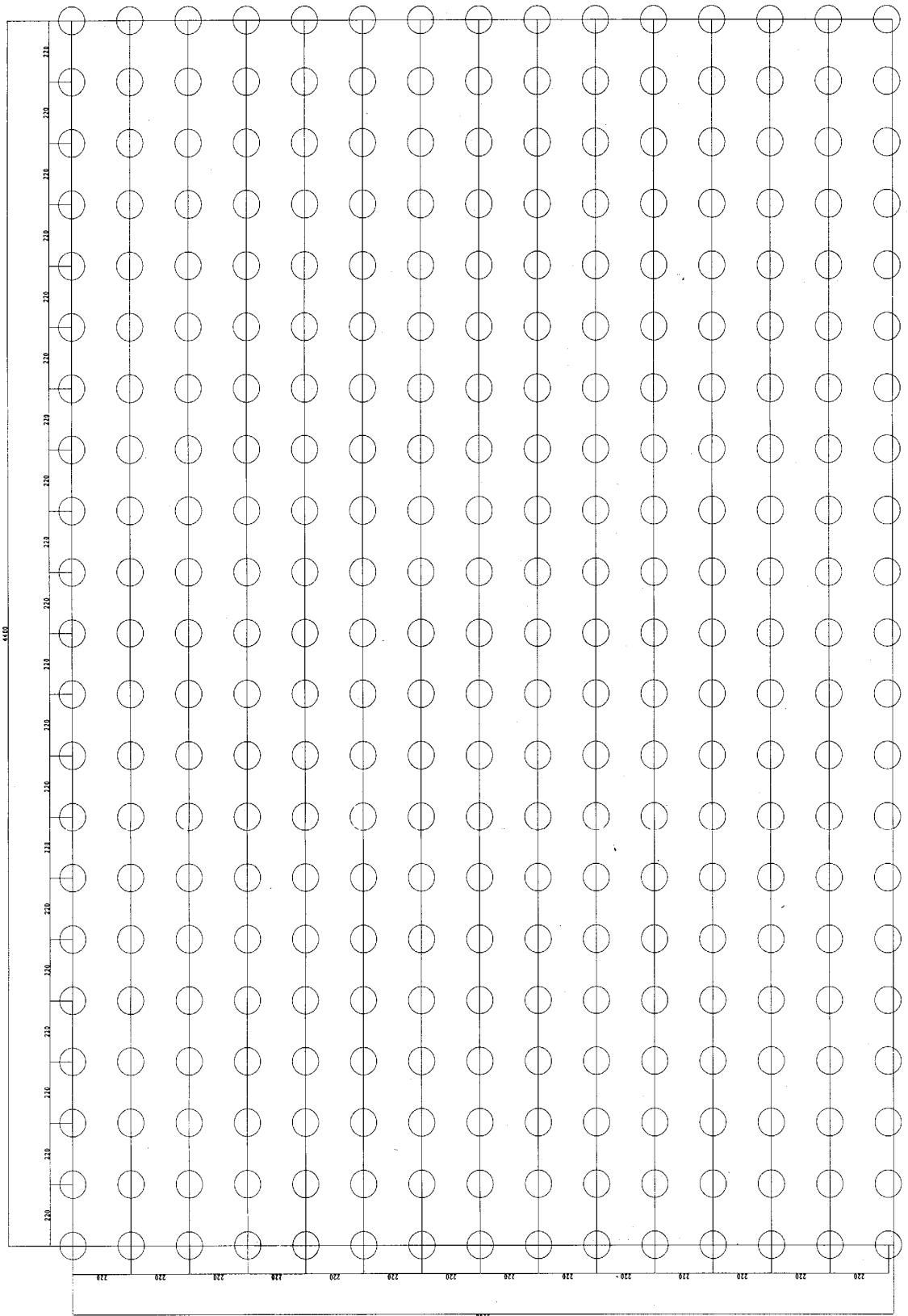


图6-6 柱布置图 1: 100

注：1. 图中尺寸以cm为单位；
2. 桩长为9m；
3. 桩总数为315根。