

目次

论 文

代序 几次参加国际会议的综合汇报——介绍岩土工程中的一些观点..... 曾国熙 (1)

宁波机场砂井地基超载预压试验研究..... 潘秋元, 卞守中, 朱向荣, 谢康和 (9)

真空—堆载联合预压加固软土地基..... 叶柏荣, 尚世佐, 丁桂清 (19)

射水成孔法袋装碎石桩..... 高有潮 (25)

用多因素分析法优选地基加固方案和地基设计新途径..... 盛崇文 (31)

振冲碎石桩承载力计算的若干途径..... 郭蔚东, 钱鸿缙 (38)

振冲法加固地震区高层建筑软弱地基实例..... 曾昭礼 (47)

按三维空间土体平衡变形条件推导振冲碎石桩的填料量和桩距计算式..... 黎运棻 (54)

关于打桩分析仪及几个工程实例..... 刘艳玲, 陈凡 (60)

水平旋喷..... 朱庆林 (68)

堤坝基础防渗加固技术的沿革及发展趋势..... 王洪恩 (77)

石灰桩加固大面积厂房软土地基..... 王伟堂, 徐敏生, 泮灿根, 陈亚健 (82)

杭州市多层及高层建筑物地基基础调查分析..... 严晓鹰, 楼文娟, 王继红 (91)

代 序

几次参加国际会议的综合汇报 ——介绍岩土工程中的一些观点

曾国熙

(浙江大学土木工程学系)

〔提要〕最近在一研讨会上笔者应邀作一发言，会后承几位代表的鼓励，写成书面材料以抛砖引玉，亦作为《地基处理》创刊号的代序。预祝本刊在同行们的共同努力和支持下，为全国地基处理事业的繁荣昌盛作出贡献。

土力学的基本组成部分

土力学是土木工程学的一个分支，这就说明土力学是一门实用科学。多年来把它归属于“岩土工程”更明确地标明其实用性。（岩土工程包含土力学、岩石力学和工程地质三门学科，土力学与岩石力学之间无明显界限，有些原理是共同的。）土力学的产生和发展都是由于生产上的需要。

土力学，概括地说，包含(1)理论、(2)室内外测试，和(3)工程经验三个基本组成部分。这三者既是该学科的组成部分，而且往往是一个工程问题的组成部分。例如结构物的沉降问题，其中包含计算方法、参数（如压缩系数或压缩指数）的测定和选用、结构物的容许沉降或沉降差。后者主要是通过工程实践的观测结果分析统计而得出的。又例如土坡稳定性分析，其中包含有分析的方法，分析中所需的抗剪强度指标的测定和选用、控制稳定性的现场观测以及安全系数的选用。后者也是通过实测结果分析统计而得到的。有的规范明确规定根据不同方法测定的抗剪强度指标（如固结不排水剪或不排水剪）采用不同的安全系数。上述三个组成部分是一个土力学或土工工作者应接受的基本训练或锻炼，必须建立的基本概念。这三者虽然作为研究阶段或分开研究时有一定独立性，但这三者的密切结合是研究解决土工问题的途径。

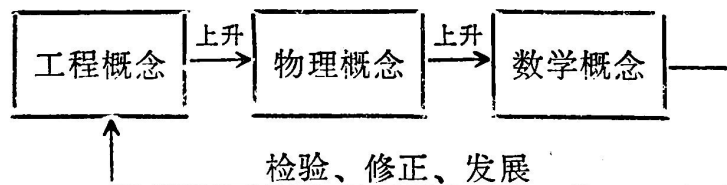
和这三者密切结合相对立的存在两个偏向：(1)过分理论化，理论是土力学的重要组成部分，这一点是毫无疑问的。但问题在于过分理论化，把土力学简单看成一门力学。不重视测试工作和工程经验，更不谈经济效益。太沙基于1925年出版第一本土力学(Erdbau-mechanik)专著(德文版)，标志了“土力学”这一新兴学科的诞生，他又于1942年出版英文版《理论土力学》。后者确是一本土力学经典巨著，但由于过分理论化，对于工程师的作用不大。于是在1948年与柏克(Peck)合著《工程实用土力学》，能把理论、测试和工程经验密切结合，受到国际上普遍欢迎。(2)偏重于相信工程经验，忽视理论对实际工程

上的指导意义,也不重视测试工作。工程经验在土力学中确实是极其可贵的。柏克(1985)曾指出,没有很好记录的工程经验就没有土力学今天在工程界的地位(大意)。但经验如未能上升到理论,每一项工程的经验都有其局限性,往往不能照搬照抄,特别是我们所研究的对象——土,明显具有地区性,甲地与乙地很难是一致的。对于新结构物或新的应用情况往往超过过去的经验,从经验到经验是难以提高的。无论地基处理或桩基都应以土力学的基本理论作为指导。

以上观点我在十多年前就明确地提出过,估计已被多数同志所接受,但不可否认上述两种偏向至今仍不同程度存在。

美国麻省理工学院兰姆(Lambe, T.W.)教授1985年应邀在第XI届国际土力学及基础工程会议(以下简称ICSMFE)上的首次“太沙基演讲”,题目是Amuay土地滑动。挪威岩土工程研究所(NGI)Høeg教授在XII ICSMFE(1989,里约)作第二次“太沙基演讲”,题目是“近海岩土工程”,内容介绍该所长期参加北海油田平台的基础构造和地基问题的研究和实施。这两篇演讲内容都能把理论分析、室内外测试和工程实践密切结合,体现了土力学的特点,深受听众欢迎。

由于土工问题因素众多,情况复杂,分析格外重要。强调“合理分析”。分析可分为“定性分析”和“定量分析”。首先是定性分析。人们当然希望能有定量分析,但在土工问题中还有许多问题难以定量分析,而仅靠定性分析。在分析过程中须概念清楚,防止片面主观。概念的建立大致有如下程序:



例如在饱和软粘土层设置一系列排水通道(如砂井或排水塑料带)促进软土层在荷载作用下排水固结,同时使软土层的强度提高。这已是在工程实践中多次重复证明是行之有效的措施(工程概念)。软土层的排水固结分为向砂井径向排水和软土层竖向排水固结,前者是主要的。由于排水固结而加速软土层的压缩,同时加速软土层强度的增长(物理概念)。Barron提出单井的固结理论(数学概念)。该理论用作为砂井地基设计的基础基本上是正确的,但如考虑砂井井阻作用,则该理论解在理论上有所欠缺之处,即与实际有差距,就需要进一步探讨,建立新的理论解(检验与发展)。

软土层确有次固结变形,但不能夸大次固结变形所占的比例,而怀疑砂井的作用。因砂井只可用来帮助主固结阶段孔隙水压力的消散,而不能消除次固结,(它可用超载预压来消除一部分乃至大部分)。实际上次固结对经砂井处理的无机质软粘土地基所占比例很小,经舟山冷库和杜湖水库土坝长期观测结果分析,它在50年内的沉降占总沉降量仅不到10%。

众所周知,土工问题中确实存在许多不定因素,诸如地质条件、起始应力、土性质指标、荷载等等。处理不定因素属于概率论的范畴,因而多年来土力学界曾有不少学者注重这方面的研究,包括风险度或可靠度分析,计算机的使用有助于这方面的研究。第X, XI和

XII届ICSMFE都有不少关于这一课题的论文提出。第X届的总结报告中明确指出,这方面还不能在实际工程中应用,第XI和XII届ICSMFE的论文的实用价值有进一步提高。XII届有1分组,(名称为岩土工程中概率方法)收到论文17篇。其中一篇是关于东京国际机场沉降差的预计。须知概率论或风险度的评价并不意味着土力学的结构或概念有所改变,它们对设计和安全度的决定确可提供重要帮助。它们将如何最有效与工程实践结合尚有待进一步研究。到目前为止,对于土工及地基问题还未能采用可靠度分析。

定量分析有解析解和数值解,二者各有优缺点,相辅相成。由于计算机的出现,土力学自60年开始大量应用数值解法,解决了过去难以求解的问题,帮助工程上提出有力的分析手段,从而得出了许多宝贵的概念。计算机的出现促进了几乎所有学科的发展,土力学也不例外。数值解法(及计算机的运用)确是一个强有力武器,今后肯定还将进一步发挥作用,必须充分应用这一武器。但不能过分强调其作用。前些年甚至有人提出只要计算机模拟和运算,可以不需土工试验(含模型试验),也不需观察方法(以下将另介绍),认为它已是过时了。须知计算机模拟和运算确可减少土工试验,但数学模型绝不能代替物理模型,二者相辅相成互相配合。更不能代替观察方法,计算机运算只是观察方法中的一个组成部分。

数值解法又可分为三个组成部分:(1)计算方法,(2)计算模型或本构关系,(3)参数的测定与选用。

自50年代末,60年代乃至70年代国内外有许多学者致力于本构关系或计算模型的研究,甚至视为是土力学中的主流。(Poulos)在1981年X ICSMFE大会上报告中明确提出,现在是来检查是否需要复杂的模型的时候了,言外之意,是说不需要搞复杂的模型。

英国剑桥大学Roscoe教授是这方面的著名学者,他曾提出“剑桥模型”以及“临界状态土力学”。他强调研究土力学问题应着重研究土的应力应变关系,这一观点是正确的。他企图形成一个学派以代替太沙基学派。曾一度吸引了不少学者的关注和推崇。他的研究主要停留在纸面上,试验工作虽做了一些,但太少,也许由于他过早去世,未能多做一些试验,也未见他的研究成果在实际工程中应用和检验。柏克在其报告(Peck, 1985)仅在附录中简单提及,剑桥大学思想学派的重要性人们首先从Roscoe, Schofield和Wroth的论文“关于土的屈服”(Geotechnique, 1958)引起普遍关注。Schofield和Wroth继承Roscoe曾撰写《临界状态土力学》专著。其余几位大弟子都已改行从事于其他较有实用意义的工作。

Roscoe的大弟子之一Wroth在XI ICSMFE会上所作的专题报告中曾明确指出,本构模型可分为两类:一类是科学家感兴趣的;另一类是作为解决工程问题的工具,它们必须是简单的,而且其中的有关参数能用常规土工试验测定。据闻美国土木工程师学会岩土工程组学报已多年不接受有关模型的论文。

在上述数值法三个组成部分中,人们已认识到对计算结果影响最大的是参数的测定和选用。因此要求进行参数分析。只要算一个工程实例,就会体会到参数选用的是否恰当是多么重要。

当然不是完全否定关于本构关系的研究,少数单位少数同志进行一些深入的研究仍然是必要的。要建立统一或通用的模型现在看来是不大可能的。

这里附带介绍“国际青年岩土工程师会议”(简称为YGEC)。已开过三届会议;第一

届1987年在哥本哈根，第二届1988年在牛津，第三届1989年在苏联。

第三届 YGEC 的主题是“预计与实施”。这个主题是很恰当的，也是历届国际会议的一个具有重要意义的分组主题。其目的在于弥补或缩小预计结果与实测结果之间的差距。大会组织委员会提出，征文分为两组：(1)预计与实施影响因素的评价；(2)计算模型与土参数的测定方法。送到的论文集中于第(2)组的第一部分。国际土协新闻特别指出：“现代岩土工程中有一倾向：兴趣过分集中于发展各种土的数学模型，而对真正代表土性质的模型参数的发展却很缓慢。因此建议下届 YGEC 的组织者对于作为任何岩土计算基础的土性质的定义务必特别重视。”

关于实验土工学

近年来，国际出现“实验土工学”(Experimental Soil Engineering)(简称为 ESE)。它的内容包括下列三方面：

- (1) 室内试验；
- (2) 原位试验；
- (3) 监测。

• 例如监测软土地基的沉降、侧向变形和孔隙压力随时间的变化，用以控制加荷速率。

- 利用实测资料反分析，得出土的应力—应变—时间及强度的有关参数。
- 建立计算方法。
- 检验和修正理论计算方法。

上述室内试验和现场原位试验研究始终是历届国际和地区会议或专题研讨会的重要主题之一，这是土力学研究的主流，也体现了土力学是一门试验性很强的学科，不论实用上或理论上研究都是不可缺少的。只有通过试验才有可能寻找材料的基本规律。最近的 XII ICSMFE，室内试验组以土的压缩性和强度试验的新发展为主题。该次会议还有另一组关于模型试验，好几组都讨论参数测定。还有一个密切相关的问题是如何采用原状土样问题。

1988年在美国奥兰多(Orlando)举行第一届国际贯入试验的会议。该会议重申标贯(SPT)、静力触探(CPT)、旁压仪以及微形旁压仪试验(DMT)等仍然必须继续推广应用并鼓励进行研究。会议还事先组织数篇关于这些试验的国际参数试验操作规程的论文和分组讨论。仪器及操作的国际统一化，这有助于国际的交流。如果各自搞一套，既无法吸收世界各国的先进经验，也无法把一个国家的经验向国外提出交流，这样只有孤立自己。

还有点值得注意的是：国外利用静力触探或旁压仪的试验结果来确定地基的承载力，是先将该试验结果与土的强度(软粘土利用十字板测定强度，砂土测定其密度或相对密度)比较，然后按粘性土的强度或砂土的密度根据公式来计算承载力，而不是根据该试验结果直接确定承载力，因承载力是与基础的长度、宽度和埋深等因素有关的。

必须指出室内试验和原位试验从总体来说是相辅相成，不是互相排斥的。当然在某项工作中仅采用其一，也是常见的。

袖珍贯入仪是笔者1950年在美国土工服务公司任职时首创的。特利用奥兰多研讨会机会介绍该仪器研制的历史经过。四十年来该仪器已在世界各国普遍采用，成为工程技术人员室内外试验必备的袖珍仪器之一。近年来我国几个厂家已仿造，并推广应用。该仪器原先用以代替无侧限抗压(q_u)试验，即建立该仪器的贯入阻力与 q_u 的相关关系，因为芝加哥地区饱和粘土的承载力是根据 q_u 计算的。以后该仪器即根据这一思路被沿用。附带提到，承载力必须与地基土的抗剪强度挂钩。有的规范按流塑限来确定承载力，这样做在基本概念上是欠妥的。

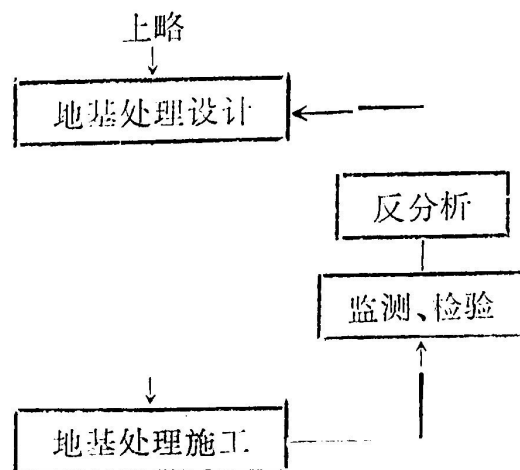
监测工作也是具有重大意义的，如上所述有四个作用。其中反分析现在已成为一个重要的研究手段，在岩石力学中的应用开展得较早，在土力学中亦逐渐盛行。

在土工的设计计算中采用观察法(Observational method)或“边观测，边(修改)设计”(Learn as you go)被公认是最为合理的方法或途径。在柏克(Peck, 1985)的报告的最后——展望中曾指出，“观察法无疑是最强有力的武器。”它的基本含义是：对于较重要且缺乏经验的工程，在开始尚未施工的阶段，先利用室内外试验的参数值按一定方法计算设计。以后利用施工第一阶段的观测结果反分析的基本参数修改计算和设计，作为第二阶段的设计，以后又利用第二阶段施工的观测结果的反分析参数进行第三阶段的设计，以后类推。利用观测结果反分析或推算(例如推算以后的沉降)可以得出比较符合实际的计算结果。由此可以得到一个启示，即采用计算模型时要注意到是否便于反分析参数，只有较简单的模型才有可能做到这一点。

姑且不论是否采用“实验土工学”这一名词，上述三个组成部分确是岩土工程中最基本的重要方面。它们往往也是某一重要工程设计和施工的组成部分。希望能得到各方面同志的普遍接受和支持。

上述观察方法是包括地基处理或桩基在内的土工问题中普遍适用的。

附带提到笔者在编写《土木工程指南》中的“地基处理”一章，其中图5.1根据《地基处理手册》中图4.1作如下部分修正：



地基处理设计、施工、监测顺序

(《土木工程指南》图5.1)

解决土工问题既不能简单地依靠以往的经验,也不能依靠表面看来很复杂的计算。每一个土工问题常有其特点。除了很好地运用上述的观察方法之一,合理的解决途径一般是按下列顺序:

仔细检验 + 充分科学分析 + 判 断
(包括勘探、试验) (要有想象力) (结合经验)

土工的计算结果不一定就是最后实际采用的结果,往往仅作为分析依据或参考。

地基处理的几个有关问题

1. 关于各个处理方法的优缺点和适用性

笔者最近承委托编写《土木工程指南》的“地基处理”一章。在同行专家的鼓励下在该章末附一张各个处理方法的汇总表,其中包括各法的优点、局限性和适用情况,由于笔者知识的局限性,编写时深感残缺不全、有的不深入、不具体。因此拟藉此机会恳请同行专家不吝斧正补充。同时希望克服偏爱,尽可能实事求是,既讲优点,又讲局限性,既讲最适用情况,又讲不适用情况。这样做对读者是莫大的帮助。如果过于偏爱,怕影响方法的推广,报喜不报忧。但一经采用,局限性或不适用情况必然暴露,结果更不利于方法的推广。

有些方法的适用性至今仍在争论中,诸如强夯可否适用于饱和软粘土的压密,碎石桩可否适用于较软弱的饱和粘性土等等。

关于第一问题,笔者认为用强夯挤淤是有效的,但深度大时(例如 $>6\text{m}$),则困难增大。但如用于夯密饱和软粘土,即使有砂井的情况,实际上是无法做到的。其理由可根据土力学中的概念来说明:要使饱和粘性土压密,必须使土中的水挤出,但由于粘性土的渗透系数极低,水的排出必然是极其缓慢的,且与排水距离有关。不能希望在强夯的冲击下使水迅速排出,即使设置砂井,砂井之间的距离,对于粘性土中水的排出仍是很大距离,是“寸步难行”的。同时由于软粘土本身具有结构性,一旦被强夯破坏,其强度必将削减,而压缩性增大。在Mitchell(1981)报告中明确指出,强夯压密只适用砂性土、杂填土以及非饱和粘性土。且把此法列于处理砂性土。笔者于1981年参加X ICSMFE回国后,即很快多次汇报。不料去年(1989年)在一项重要工程地基处理方案讨论会上还为这一问题展开热烈争论。因此不厌其烦地藉此重申笔者的观点。

碎石桩用来处理软粘土,其效果是肯定的。问题是对于过软的粘性土则不宜采用,因为碎石桩是由松散材料组成的,需靠周围土的约束力来支持,约束不足则其在竖向变形必然很大。1979年笔者在意大利亲自看到当约束不足时,灌入碎石如灌入“无底洞”,难以成桩体,由于不经济而被迫停止继续灌注碎石。因此提出,碎石桩不宜用以处理不排水抗剪强度小于 20kPa 的软粘土作为参考界限值,看来是必要的。

XII ICSMFE 论文集中有一篇论文介绍印度曾采用一种用竹板条外用粗金属丝分节捆扎维护的预制碎石桩(装入空套管中),据称效果很好,它主要增加碎石桩四周的约束力。

真空预压的效果到什么程度?有效深度多大?对于那一种结构的土(如是否千层土结

构)较为有效? 这些问题尚有待回答。

2. 实践先于计算

各种地基处理方法一般都是实践在先, 理论计算在后。例如在各种方法中砂井固结理论计算是比较完备的, 但砂井的概念和实施远早于1948年Barron提出的砂井固结理论解。

搅拌桩发展起来的历史还短, 管见现阶段主要是如何提高处理效果, 弄清楚其适用的条件和机理来的重要。正如前述, 先弄清工程概念, 然后上升为物理概念和数学概念, 定性分析先于定量分析。

反之, 如果对于一种处理方法, 其效果都还似是而非, 而急于建立一种计算方法, 未免是本末倒置。

桩基的几个有关问题

1. 地址的选择

一个城市的规划或一个工厂的选址工作要考虑的因素很多, 但地基问题这一重要因素是否已给予应有重视则不一定。对于重型设备基础或高层建筑物往往不可避免要采用桩基或深基, 如刚好落在深厚软弱土层上, 技术上的困难和经济上的大量增加则是可以预见的, 但实际上并不一定都能预见。因此建议规划者事先对地基问题应给予应有的重视。不能要求规划者什么都懂, 包括对地基问题的认识, 但可多请教有关专家。

2. 地基处理方法或桩型的选择

这方面的问题也很复杂, 本文不拟全面讨论。这里仅能提及几点。首先建议设计者事前必须全面深入研究。作为一个地区或一个城市应能多掌握几种地基处理方法和桩型的施工设备和方法, 只有这样, 才有考虑和选择的自由。几年以来, 由于多种地基处理方法的推广应用, 明显地不同程度上克服了那种动不动采用桩基的局面。

预制桩和钻孔桩这两种桩型都是经常采用的。近年来, 国内有些地方发现钻孔桩质量有问题而影响了该种桩的推广应用。经分析认为主要是施工技术问题。钻孔桩的设计和施工在国际上有很大的进展, 这是由于对钻孔桩的信心有很大的提高, 施工设备和方法的改进, 桩完整性的测试方法和积累了大量的试验记录, 同时增进了人们对不同施工方法的效应的认识。机械化施工应是发展的方向。

3. 关于桩的承载力确定方法

桩是一种自古以来一直在应用的基础形式之一, 但对桩基的研究不能停留在桩到桩的研究, 而应充分利用土力学的成就来研究桩基, 因桩与土是不可分割的、相互作用的。

确定桩的承载力的静力法被认为是最基本的, 在此法中正是发挥土力学的作用来分析 and 确定桩周摩阻力(Q_s)和桩端承载力(Q_p)。不少专家强调在试桩时应分开量测 Q_s 和 Q_p 。各地各城市应在土力学的指导下积累 Q_s 和 Q_p 的经验数值以及修正系数值。现已认识到 Q_s 的充分发挥所需的桩位移很小(仅几个mm), 而 Q_p 需要大的位移才能充分发挥, 打入桩的位移要到 $0.1D$, 钻孔桩要到 $0.3D$ 才可充分发挥(D —桩的直径), 而且与桩径无关。在许多地方的长桩, 虽然桩端打到良好持力层, 但实际上仍是摩擦阻力起主要作用, 这是因为

桩没有发生足够位移以使桩端发挥作用。

打入桩对周围土的影响：(1)使土性质发生变化。在砂中，受影响的范围 $3D\sim 4D$ (从桩表面算起)；在粘性土中仅 $1D$ 。正常固结粘土的不排水抗剪强度 C_u 打桩后受扰动但又再固结，随时间而增长，粘土经过约半年就可恢复到原有的强度。靠近桩表面上的强度可增加至原有强度的一倍。在桩表面一定距离以外受扰动较小的土的强度决定桩的承载力。软粘土强度的恢复主要是由于再固结，而不是由于触变恢复。触变恢复的程度随粘土矿物而异，有的恢复较大，有的恢复较小，甚至甚微。

(2)孔隙压力的变化。打桩时对周围的土体会产生高的正或负的孔隙压力，从而影响打桩时的阻力以及打桩公式计算桩承载力的可靠性。这一点对于粉砂质土或某些风化岩土尤为重要，打桩后孔隙压力的增加而使承载力显著下降。对于软粘土，打桩时会使孔隙水压力急剧增大，但由于再固结，土的强度及桩的承载力(Q_s)将恢复。

(3)地表土隆起。在粘性土中打桩会发生地表隆起，多达0.5到1m，和土的侧向位移。

4. 关于打桩公式和桩的动测

打桩公式至今在国外仍时常被用以确定桩的承载力。这方面的公式有好多个，它们都是根据打桩时传递给桩的能量而建立的。这些公式的局限性在于传递给桩的能量不易准确计算，以及打桩后承载力的变化难以预计。作为一条经验，只有表观的打桩能量的40~70%传递给桩。

打桩公式的主要价值在于：(1)用以检验一个桩群中每一个桩是否达到同一阻力；(2)用以检验每个桩的质量。

打桩的一维波动分析中早于1938年就采用了纵向冲击理论，但由于缺乏计算工具而无法应用，仅作为理论上的新奇保存了四分之一世纪。直至60年利用计算机计算，这一方法就很有用处，可用以检验桩、锤、垫块和土的适当物理性质。自此以后，动力打桩分析成为工程上日常使用的工具。

应力波的量测以及桩的动测一方面在广泛应用，另一方面一直是研究的课题之一。最近几年曾召开多次国际专题研讨会。动测用以检验桩的完整性是可靠的，但如单独用以作为确定桩承载力的方法目前尚难令人满意。

宁波机场砂井地基超载预压的试验研究*

潘秋元 卞守中 朱向荣 谢康和

(浙江大学岩土工程研究所)

工程概况

宁波机场位于宁波市西南的宁奉平原上, 机场跑道宽 45m, 长 2500m, 机场场区要求大面积填高, 设计道面标高比原地面约抬高 1.7m。场道对地基的变形有严格要求。

机场场区地形平坦, 有多条河道通过。场区主要压缩土层系全新世海相沉积层, 试验区地面以下主要土层分布为: 硬壳层(I), 平均厚 0.65m, 下卧淤泥质土层(I₂), 平均厚 2.8m, 该土层工程性质差, 且夹有厚 0.1~0.6m 的泥炭层, 其含水量高达 101.3%, 孔隙比 2.9, 有机质含量 30%。在 I₂ 层以下为深厚的淤泥质土层(II₁, III₁)。其下为性质较好的轻亚粘土, 亚粘土层(III₂), 沿整个跑道纵向的地质剖面如图 1 所示, 主要土层的物理力学性质指标见表 1。

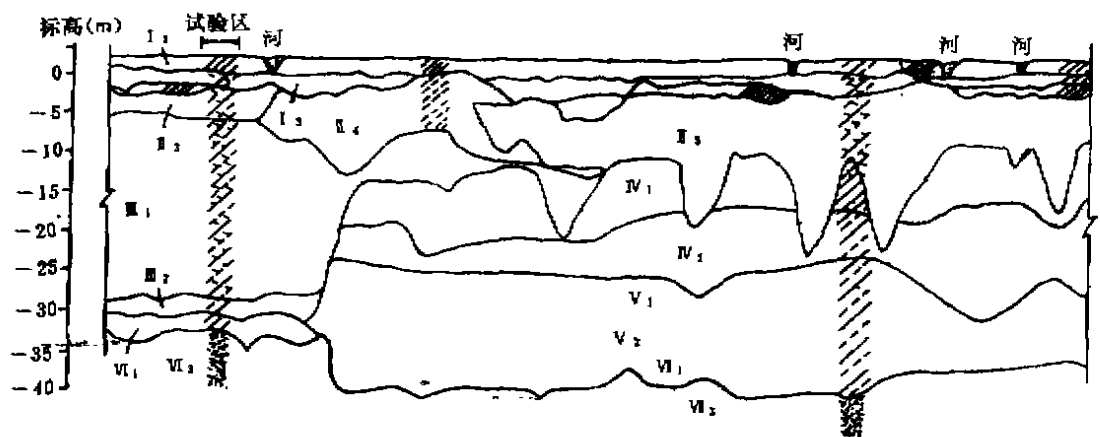


图1 场道工程地质纵剖面图

纵观全场道, 地基主要是深厚的, 含水量大, 压缩性高、抗剪强度低的淤泥质土层, 且分布极不均匀, 厚度最大相差 20 余米。在这样深厚、分布极不均匀的软弱粘性土地基上修建大型民用机场, 如地基不经处理, 在场区大面积填土荷载作用下, 地基的变形显然不能满足使用要求。本工程采用袋装砂井超载预压处理, 袋装砂井直径 70mm, 间距 1.4m, 砂井最大深度 20m, 堆载高 4.0m, 材料采用石碴和填土。

* 该项目由浙江大学岩土工程研究所承担, 程庸礼工程师负责观测设备的埋设和测量。

各主要土层的物理力学性质指标

表1

工程地质亚层	岩性名称	天然含水量 w (%)	天然容重 γ (g/cm ³)	孔隙比 e_s	塑性指数 I_p (%)	渗透系数		十字板 抗剪强度 C_u (kg/cm ²)
						水平方向 K_H (cm/Sec) $\times 10^{-8}$	垂直方向 K_V (cm/Sec) $\times 10^{-8}$	
I _{1a}	粘土、亚粘土	34.65	1.89	0.955	18.4	2.97	1.74	0.50
I _{1b}	亚粘土、粘土	32.05	1.91	0.882	16.3	3.10	2.42	
I ₂	淤泥、淤泥质土	52.8	1.72	1.447	17.5	10.3	7.52	0.24
II ₂	淤泥质土	49.0	1.75	1.341	15.5	8.61	5.09	0.22
III ₁	"	48.95	1.74	1.351	16.9	9.88	7.18	0.30
III ₂	轻亚粘土、亚粘土	35.75	1.89	1.022	11.5			
IV ₁	亚粘土、粘土	35.75	1.89	0.942	15.8			

砂井地基超载预压设计

1. 设计原理

在荷载作用下,任一时间地基的竖向变形 S_t 可表示为:

$$S_t = S_d + \bar{U}_t S_c + S_{sc} \quad (1)$$

式中 S_d 为瞬时变形, S_c 为最终主固结变形, S_{sc} 为次固结变形; \bar{U}_t 为受压土层的平均固结度。对于场道大面积填土荷载,地基的变形可看成一维压缩, S_d 可不考虑。因此根据上式可计算出使用荷载下场道地基在使用期间的变形,这里使用荷载包括道面结构荷载和因地基变形场道需预抬高而增加的荷载。超载预压的目的,在于通过一定时间的预压,消除使用荷载下地基的主固结变形,减小或消除其次固结变形。从式(1)可知,超载预压能否达到以上目的,就在于,在一定的预压时间内,地基能否达到足够的平均固结度,能否减小或消除使用荷载下地基的次固结变形。砂井可加速土层的固结,缩短预压时间,同样,采用比使用荷载为大的超载进行预压,也可加速土层的压缩过程,这已为许多工程实践所证明。同时,超载预压对减小使用荷载下土层的次固结变形也有肯定的效果,且超载越大,超载卸除后,土的次固结变形越小,发生次固结变形的时间越推迟^[1]。

2. 砂井地基的设计

砂井地基的设计包括砂井直径、间距、布置和深度的选择以及固结度的计算。

本工程采用70mm直径的袋装砂井,间距根据工期要求选用1.4m,正三角形布置。砂井深度是设计中的一个主要问题,从提高地基平均固结度,减小使用荷载下地基的残余变形看,砂井最好打穿受压土层,但砂井的入土深度又受到施工机具和造价等的限制,应进行综合考虑。本工程东端软土层厚小于15m,则砂井打穿该层,跑道西端软土层接近30m,由于机具限制,砂井最大入土深为20m,砂井以下仍有10m左右厚的软土层。

对于未打穿受压土层的砂井地基, 其平均固结度 \bar{U} , 按下式计算^[2]

$$\bar{U} = \rho \bar{U}_{r_2} + (1 - \rho) \bar{U}_z \quad (2)$$

式中 \bar{U}_{r_2} 为砂井范围内土层的平均固结度, \bar{U}_z 为砂井区以下压缩土层的竖向排水固结度。 $\rho = H_1 / (H_1 + H_2)$, 其中 H_1 为砂井入土深, H_2 为砂井以下压缩层厚度。

3. 关于超载的设计

超载的设计在于确定其大小和堆载的宽度, 这是设计中一个非常重要的问题。为了消除使用荷载下场道地基的主固结变形, 减小或消除其次固结变形, 必须采用超载进行预压, 堆载大小和宽度应使荷载作用下地基受压层的深度不小于使用荷载下的受压层深度, 并使预压荷载引起的有效附加应力大于使用荷载下的附加应力。场道地基经过超载预压, 当超载卸除后, 整个压缩层范围内的土层, 如砂井范围的土层, 由原来的正常固结状态变成超固结状态, 而使土的次固结变形延缓发生, 次固结变形减小, 而砂井区以下土层则可能由于孔隙水压力没有足够的消散而在使用荷载下继续产生主固结变形及次固结变形。因此, 超载卸除后地基的残余变形大小和卸载前地基达到的固结度大小和超载量有关, 亦即和有效应力大小有关。应从超载卸除后土的变形特性加以研究, 并建立一种理论来计算超载卸除后, 在使用荷载下地基的残余应变。本文提出了一种计算方法, 以残余应变和有效应力面积比建立关系, 并依此进行超载的设计和卸载的控制。

堆载预压地基的变形分析^[3]

和传统的变形计算方法相比, 有限元法能考虑多种复杂因素而在工程中得到了广泛的应用。根据室内常规压缩、三轴剪切试验结果, 本文提出了一种可以考虑土的应力应变非线性和剪胀性的本构模型。用于有限元分析的拟切线体积模量 K_s 和拟切线剪切模量 G_s 可表示为:

$$K_s = P / [C_c + b(3 - M_s)] \quad (3)$$

$$G_s = \frac{3P[1 - d(M_s - M_o)]^2}{[1 - d(M_s - M_o)]^2 [(3 - M_s) \ln P / P_c + M_s] C_b + (3 - M_s) C} \quad (4)$$

式中 $M = q/P$, 带下标 o , c , s 时分别代表原位, 室内固结终了和剪切过程中的 M 值; q 、 p 分别为剪应力和平均有效应力; $C_b = 2C_c/M_o/3$, C_c 为体积压缩指数; b 为剪缩指数; c 为剪切模量系数; d 为极限应力比系数。

采用“平面变形, 空间渗流”(PDSS)分析法, 并考虑砂井砂料和周围土体两者的材料差异。根据Biot固结理论, 采用空间八节点等参单元, 用波阵法 and Fortran 语言编制了程序, 主要结果如图2、图3所示。图2为断面中心计算变形和实测变形随时间的变化曲线, 两者吻合程度尚好。图3为卸载前不同深度沿断面的变形分布, 其中也标出了地基变形实测值, 由图可见, 对应跑道宽度范围内, 同一深度的变形相差不大, 地基变形近似一维压缩, 同时也说明预压荷载宽度的选择是合适的。

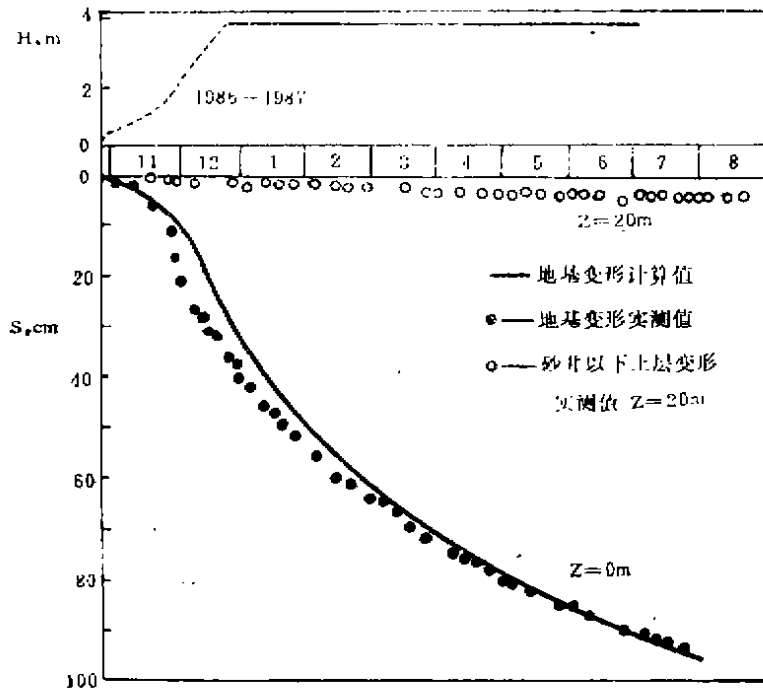


图2 断面中心计算变形与实测变形比较

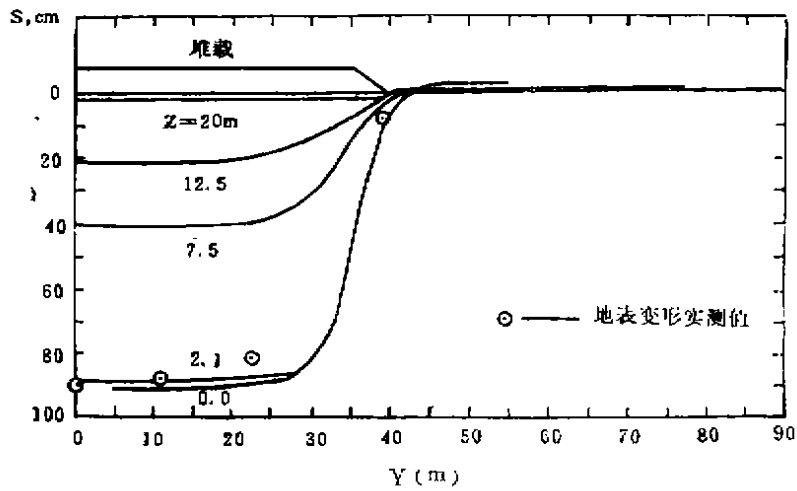


图3 不同深度变形沿断面的分布

关于土的次固结变形

1. 主固结变形阶段之时间效应

对一维压缩土体, 根据Mesri^[4], 土的孔隙比变化 Δe 可表示为:

$$\Delta e = \int_0^{t_p} \left[\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right)_t \frac{d\sigma'}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'} \right] dt + \int_{t_p}^t \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'} dt \quad (5)$$

式中 e 为孔隙比, σ' 为有效竖向应力, t 为任意时间, t_p 为主固结结束了的时间。上式等号右边第一部分包括孔隙水压力消散, 有效应力随时间增加而引起的变形, 以及有效应力增加土颗粒蠕变引起的随时间而发展的变形, 主固结阶段的时间效应指的就是后者。根据台州电厂煤场砂井预压工程^[6], 其中一粘土层厚 7.4m, 层底距地表 9.2m, 而堆载断面底宽约 40m, 该土层可看成一维压缩。图 4 为该土层在不同变形速率时, 其平均有效应力和压缩量的实测关系曲线。从中可见, 各种变形速率关系的点子基本上落在同一条直线上, 而不随变形速率而改变。换言之, 土层的压缩量, 仅是平均有效应力的函数而与变形速率无关, 图中的点子处在主固结变形阶段, 因此可认为在主固结变形阶段次固结变形可以忽略, 这结论同样为室内试验结果所证实^[6]。

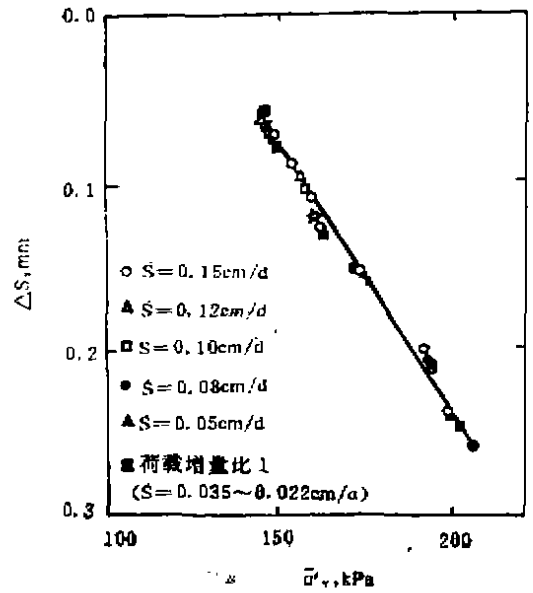


图4 土层压缩量、变形速率与平均有效应力关系

2. 关于正常固结土的次固结系数

图 5 为固结试验所得的次固结系数 C_α 和固结压力 P 的关系, 由图可见, C_α 的变化不大, 工程应用上可认为 C_α 不随固结压力而改变。

图 6 为单面排水和双面排水固结试验结果, 由图可见, 次固结系数并不随排水距离而改变。这样, 工程上就可把室内薄试样所得的试验结果应用于现场土层的次固结变形计算。

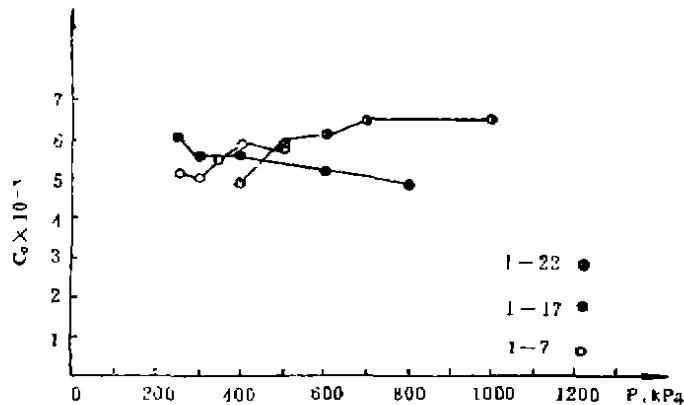


图5 $C_\alpha \sim P$ 关系曲线

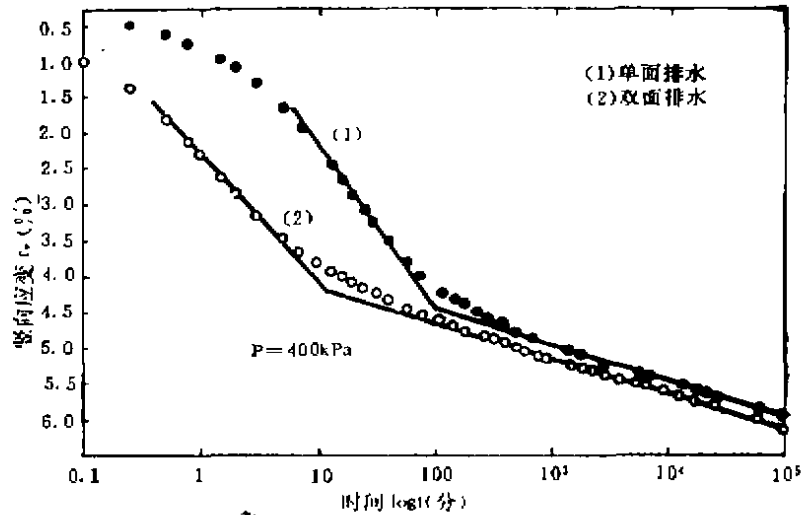


图6 $\epsilon_v \sim \log t$ 关系

3. 卸载后土样的变形特性

1) 卸载大小和卸载时间的影响。图7为卸载时间相同，卸载大小不同的试验结果。从中可见，卸除超载将使土的次固结系数减小，且卸载越大，次固结系数减小越多，发生次固结的时间越推迟。卸载量相同，卸载时间不同的试验结果表明，超载50%，超载时间2分钟， C_α 约减小 $\frac{2}{3}$ ，若超载作用时间延长到5分钟，则 C_α 约减小 $\frac{5}{6}$ 。且超载作用时间越长，卸载后发生次固结的时间越推迟。以上试验结果实质上反应了卸载前土样中有效应力大小对次固结变形的影响。

2) 超载卸除后土样的变形特性。图8为卸载后土样的应变与时间关系。它表明，卸载后土样中产生少量回胀，卸载越大，回胀越大。分析整个变形过程，可认为有三个阶

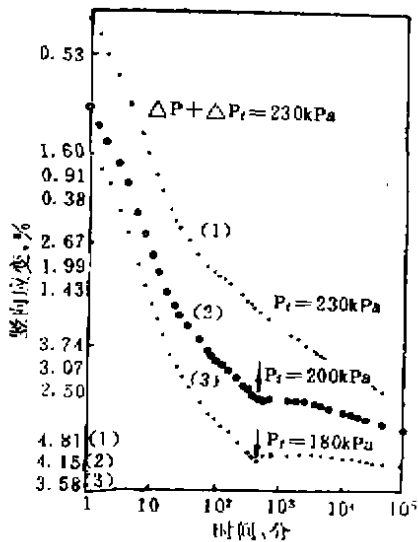


图7 超载大小不同的试验结果

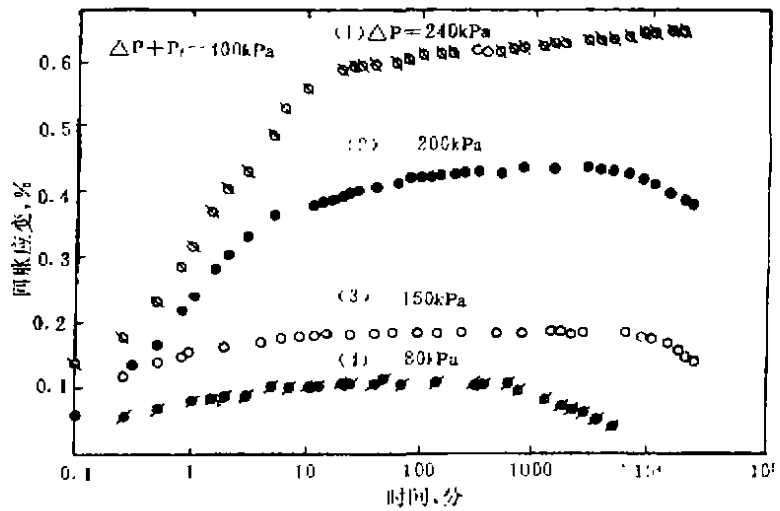


图8 卸载后土样的应变与时间关系

段：卸载瞬间土样中产生负孔压，土体发生吸水膨胀变形，负孔压基本消散后产生次回胀变形；一定时间后，次固结逐渐占主导地位，土样将产生次固结变形，而且次固结发生的时间随卸载量增大而推迟。当卸载量大到一定程度，在较长时间内，土样的变形仍以回胀为主。这一试验结果在工程上具有重要意义。

超载卸除后地基的残余变形^[7]

在荷载作用下，土体的体积应变 $\Delta\varepsilon_v$ 为 $\Delta\varepsilon_m$ 和 $\Delta\varepsilon_d$ 之和，其中 $\Delta\varepsilon_m$ 由平均有效主应力增量 $\Delta\sigma'_m$ 引起，而 $\Delta\varepsilon_d$ 由主应力差增量 $\Delta\sigma'_d$ 引起，用式子表示为[8]：

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_m + \Delta\varepsilon_d = m_p^* (\Delta\sigma'_m + D_c \Delta\sigma'_d) \quad (6)$$

式中 D_c 为土的剪胀性系数； m_p^* 为相应于当量有效应力($\Delta\sigma'_d = \Delta\sigma'_m + D_c \Delta\sigma'_d$)的体积压缩系数。土体的体积应变可按加载和卸载阶段分别加以考虑。卸载后地基的总变形由三部分组成：(1)卸载前已存在的变形；(2)由平均有效应力和偏应力减少引起的土体吸水膨胀和吸水剪胀性变形；(3)卸载后土体中存在的偏应力引起的剪胀性变形，它视卸载后土体的偏应力和天然地基起始偏应力之差的大小而不同，它可能引起土体的次膨胀变形，也可能引起次固结变形。分别求出以上阶段的有效应力和测出相应的参数即可计算出相应的应变。

图9为计算的4m厚土层卸载后的残余应变与卸载前平均固结度及超载大小的关系，它是根据卸载前土层的孔压分布曲线和超载卸除后不同时间的孔压分布曲线，将土层分成许多薄层，计算每一薄层的应变，求出整个土层的残余应变并和卸载前土层的平均固结度及超载大小建立关系而得到的。由图可见，当固结度相同时土层的残余应变随卸载量的增大而减小，当卸载量一定，残余应变随平均固结度的提高而减小。

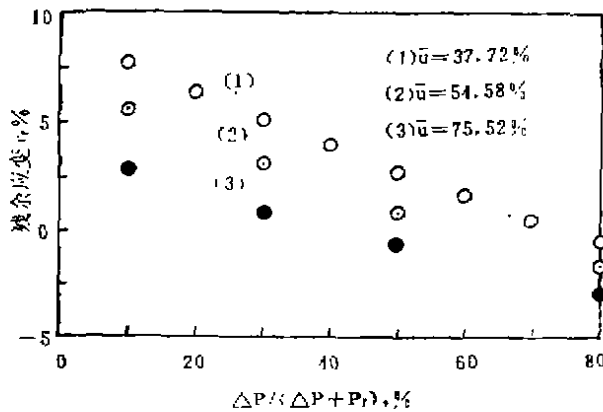


图9 土层残余应变与固结度、超载量的关系

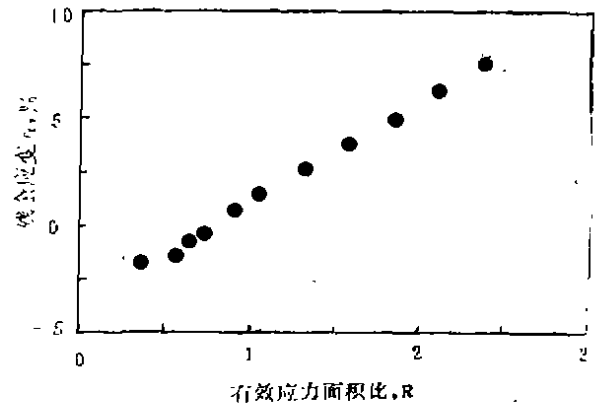


图10 $e_r \sim R$ 关系

图10是由图9得出的土层20年之残余应变和有效应力面积比 R 的关系。 R 定义为：使用荷载下压缩土层的总应力面积和超载卸除前土层达到的有效应力面积之比。由图可见，当 R 约小于0.75时，使用荷载下土层将不发生残余应变。因此，在工程上可应用有效应力面积比和残余应变的关系来进行超载设计和卸载控制。

现场试验与观测成果分析

1. 试验目的

为了检验袋装砂井地基超载预压方案的实际效果，为整个场道的设计和施工提供可靠的数据和经验。本工程选择软土层最厚，土质最差的地段进行现场试验。试验目的在于：(1)通过对地基的变形和孔隙水压力的观测资料获得有关参数，以指导全场的设计和施工；评价袋装砂井地基的固结效果。砂井区以下土层，在预压荷载下以及超载卸除后在使用荷载下的变形性质，是工程上主要关心的问题。在该层顶面埋设了深层沉降标，在该层中埋设了孔隙水压力测头，观测超载预压的效果。(2)通过对实测变形和孔压的分析，确定卸除超载的时间，通过超载卸除后，在模拟场道荷载下的观测资料，分析所设计的超载大小是否合适和卸载前地基应达到的固结度。

2. 试验概况

按以上所述的设计原理和方法，确定试验区的面积为 $108\text{m} \times 78\text{m}$ 。砂井范围至道肩外两排，实际堆载高约 4.0m ，在跑道中心与道边点埋设了地表沉降板，在砂井底面埋设了深层沉降标，在地基不同深度埋设了孔隙水压力测头（共27个）等观测设备。

试验于1986年10月中下旬开始堆载，1986年12月下旬加载结束，卸载自1987年7月初开始至8月下旬至模拟场道荷载，中心卸载 1.6m ，约占总预压荷载的37%，超载卸除后继续观测了4个月之久。

3. 观测成果与分析

由图2实测的变形与时间关系，可见地基变形主要是砂井深度范围土层的压缩，砂井以下土层的变形很小。由实测变形时间关系曲线推算得的断面中心地基之瞬时变形 S_t 接近于零，道边点为 3.9cm ，这说明在跑道宽度范围内土层变形接近一维压缩。

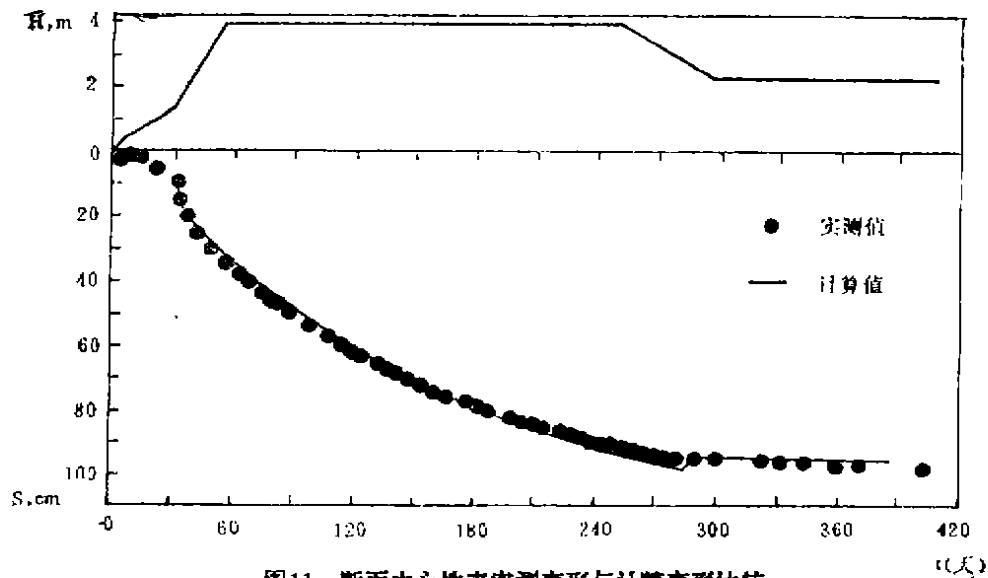


图11 断面中心地表实测变形与计算变形比较

图11为断面中心点实测变形值与按超载卸除后地基残余应变理论计算值的比较图。可见,两者无论发展趋势上或者数值上都基本吻合。它说明应用该理论分析超载卸除后地基的残余变形是合理的。由图可见,超载卸除后地基发生少量回胀,其后稳定于一定值,不再继续变形,这与室内试验结果规律相符。根据理论计算,当 R 约小于0.75时,地基残余应变接近于零,本工程根据卸载前地基平均固结度计算的 R 值约为0.78,因此可以预计,在使用荷载下地基的残余变形将很小。

分析孔压观测结果可知,卸载后孔压急剧减小,多数测头减小到低于加载前的初始值而产生负孔压,在使用荷载下土体不会再发生主固结变形。图12为一个测点的孔压—时间关系曲线。

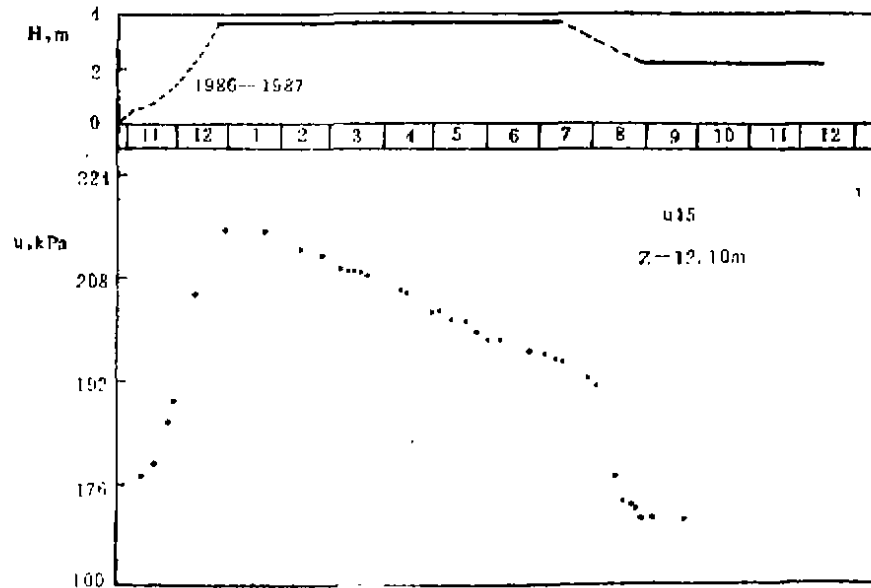


图12 实测孔压与时间关系

由于砂井砂料对渗流水的阻力作用,将影响到土层的固结速率,这一现象称为井阻作用。根据理论分析^[8],井阻大小和井料的渗透系数及砂井的长径比有关。对长径比很大的袋装砂井,其井料渗透系数又较低时,应考虑井阻作用。此外,采用挤土方式施工时,尚应考虑涂抹和扰动影响。本工程由实测资料推算的卸载前地基平均固结度比按理想井计算的同一时间的固结度约减小20%。这可能是井阻和涂抹作用对土层固结速率的影响。

结 语

(1) 本文提出的砂井地基固结有限元分析方法可考虑多种因素,如土的应力应变非线性、剪缩性、砂井井料和土的材料差异等对变形的影响。

(2) 室内试验结果表明,正常固结粘性土的次固结系数基本上不随固结压力而改变,不随排水距离而改变。

超载预压可减小超载卸除后,使用荷载下土的次固结变形。超载作用时间一定,卸载

越大或超载一定, 超载作用时间越长则次固结系数越小, 发生次固结的时间越推迟。

(3) 本文提出了一种计算超载卸除后地基残余变形的办法。这一方法考虑了超载卸除后土体的主固结变形, 吸水膨胀变形, 次回胀变形和次固结变形。经和实测值比较吻合程度良好。

(4) 影响超载卸除后地基残余变形的主要因素是超载卸除前地基达到的固结度大小与卸载量。有效应力面积比 R 能综合考虑这两个因素。

用有效应力面积比 R 来进行超载设计和卸载控制, 能使卸载后地基的残余变形满足设计要求, 因而更合理。

参 考 文 献

- [1] Johnson, S.J., Precompression for improving foundation soils, JSMFE, ASCE, vol.96, No.SMI, 1970a.
- [2] Hart, E.G., Kondner, R.L. & Boyer, W.C., Analysis for Partially Penetrating Sand drains, JSMFE, ASCE, Vol 84, No. SM4 1985.
- [3] 谢康和, 砂井地基固结理论, 数值分析与优化设计, 浙江大学博士学位论文, 1987.
- [4] Mesri, G. and Choi, Y.K., The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. Proc.X1, ICSMFE, vol 2. p587. 1985.
- [5] Zeng, G. X., Pan, Q.Y. & Liu, S.M., on the Secondary deformation of soft clay, Proc.Int conf. on Engineering Problems of Regional soils, Beijing, 1988, p509.
- [6] 刘世明, 软粘土的次固结变形特性研究, 浙江大学博士学位论文, 1988.
- [7] 朱向荣, 潘秋元, 超载卸除后地基土的变形. 第二届全国地基处理学术讨论会论文集, 烟台, 1989.
- [8] 赤石勝, 外崎明, 似内政康, 稻田倍穂, サーチセージ除荷後の沈下予測, 土木学会論文報告集, No.315, Nov, 1981.

书 讯

岩土工程技术文集

文集汇编了有色金属工业建设中在推行岩土工程体制以来所获得的技术研究成果及工程实录和国内部分岩土工程专家、学者撰写的论著共65篇。包括综述、岩土工程勘察、岩土工程设计、地基处理、岩土工程施工、岩土工程监测等, 内容丰富, 实用性强。

文集可供从事勘察、设计、施工的科技人员, 从事基本建设的管理人员及大专院校有关专业师生参考。

该文集由中国有色金属工业总公司“岩土工程技术文集”编辑组汇编, 主编曹沂风, 西安交通大学出版社(1989)出版, 定价10.50元, 欲购者请与云南昆明市东风路东风巷1号有色金属昆明基础工程公司曹沂风(邮编650051)联系。

真空—堆载联合予压法加固软土地基

叶柏荣 尚世传 丁桂清

(交通部第三航务工程局科学研究所)

〔摘要〕 为了满足某些使用荷载大承载力要求高的建筑物需要,我们于1982年在真空予压法取得初步结果的基础上开展了真空—堆载联合予压法的研究,于1985年12月通过了国家鉴定。经过不断实践,开发了一套先进的工艺和优良的设备。并从理论上和实践中论证了真空和堆载的加固效果是可以叠加的。根据工程要求,已获得过130kPa的等效荷载,如需要还可进一步提高。该法已在天津、上海、福州等地20多万平方米的软基上应用,效果良好。

概 述

沿海城市在扩建中,遇到大量的软基,有的是刚刚吹填起来的超软基。为保证工程的安全、经济和工期,必须选择合适的加固措施。由于常用的堆载予压法存在时间长、单价高、适应性差等问题^[1],于1980年起开展了真空予压的研究,1983年列为国家科技攻关项目,1985年12月通过国家鉴定,填补了国内空白,在真空度和大面积加固方面处于国际领先地位。该法能取得相当于78~92kPa的等效荷载,故能满足大多数货场、仓库、道路和一般工业民用建筑的要求^[2]。但对使用荷载大、承载力要求高的建筑物,则需进一步提高加固效果,才能满足要求。为此,于1982年在真空予压的基础上,进行了真空—堆载联合予压加固法的研究,并将其列为国家科技攻关的一个项目,也于1985年12月通过了国家鉴定。我们从理论上和实践上证明了真空和堆载的效果是可以叠加的^[2]。几年来,根据工程的要求,已获得过相当于130kPa的等效荷载,如需要还可进一步提高。该法具有工期短、造价低、耗能少、材料省等特点,已先后在天津、上海、福州等地20万平方米的软基和超软基上应用,取得了良好的加固效果。

机理及方法

本法系由真空予压和堆载予压两种方法组合而成。见图1。其实质为在同一时间内,土体在薄膜下的真空,薄膜上的堆载联合作用下,将其中的水份排出,促使土体固结,强度增长。设土体原来承受一个大气压 P_a ,真空予压时,通过抽气,砂垫层和砂井中的压力减小至 P_v ,在压差 $P_a - P_v$ 作用下,土体中的水流向砂井。堆载予压时,通过压载,土体中的压力增高至 P_p ,在压差 $P_p - P_a$ 作用下,土体中的水流向砂井。故在真空—堆载联合作用时,二者的压差为 $P_p - P_v$,由于压差增大,加速了土体中水的排出,加大了土体的压密

率。使土体的强度进一步提高，沉降进一步消除。具体做法为先按真空予压的工艺要求，在加固区表面铺设一定厚度的砂垫层，然后设置排水通道，可为袋砂井、塑料板或普通砂井，将真空滤管和主管埋在砂垫层内，铺上密封的薄膜，薄膜周围埋入予先挖好的沟槽内，回填粘土以保证气密性。主管伸出薄膜与抽真空设备相连，然后抽气。当膜下真空度稳定后，即可按堆载予压的工艺要求，在薄膜上堆载，为了防止薄膜损坏，需在薄膜上采取有效的防护措施^[3]。堆载的大小根据工程的要求减去膜下稳定的真空度相当的等效荷载来确定。堆载的等级根据该时的土性来判别。堆载的物体可以是砂石、土等固体，也可以是水等液体。通过一系列的试验和工程实践，至今我们已开发出一套先进的工艺、优良的设备 and 自控检测系统，可使真空度按人们的需求自动调节，以确保质量和降低成本。

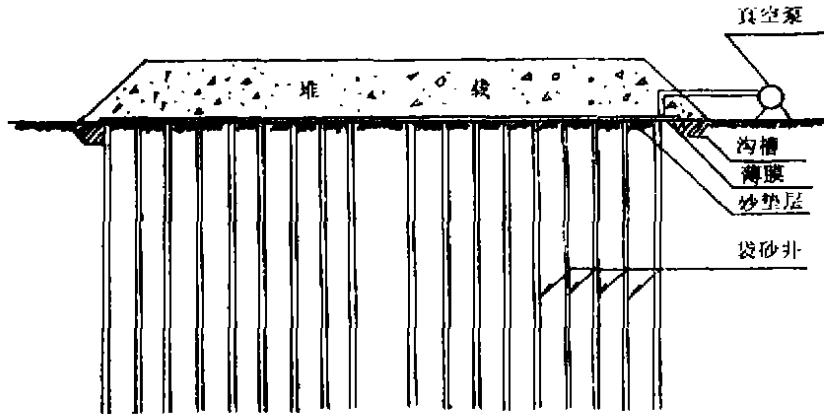


图1 真空—堆载联合予压法示意图

加固效果及分析

由于我们在设备和工艺上加以改进和提高，已使该法在国际上处于领先地位。本文拟通过天津甲集装箱堆场、上海乙集装箱堆场和福州丙斗轮机地基等三个工程实测资料和出现的情况，对该法的加固效果进行了归纳分析，从中看出，该法的加固效果是显著的，真空和堆载的效果是可以叠加的，兹分述于下：

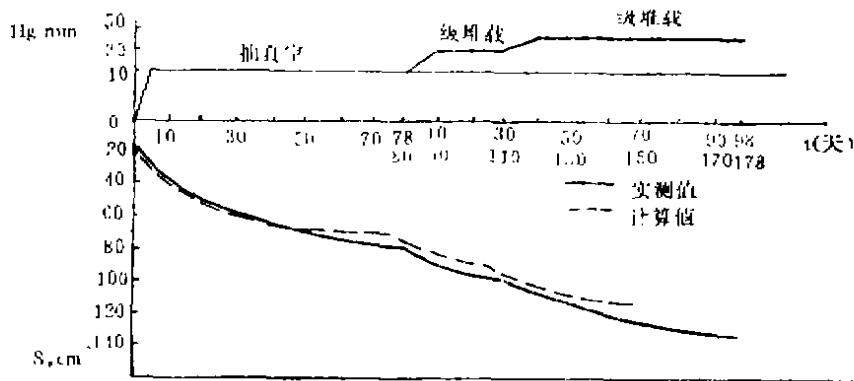


图2 真空度—沉降—时间的关系

1. 真空度

实测资料列于图2, 由图可知, 采用现在的工艺设备, 抽气3天, 真空度达到600~700^{mm}Hg柱。实践表明, 抽气时中心和四角的真空度分布均匀, 这为取得较均匀的加固效果打下了基础, 真空度随加固面积的扩大而增高, 详见表1。故在可能情况下, 为取得更好的加固效果, 应尽量加大加固时的单块面积。实践还表明, 一俟真空度稳定后, 加上堆载, 真空度没有变化, 从而为二者联合作用创造了条件。

真空度与加固面积的关系

表1

加固面积 F (m ²)	264	900	1250	2500	3000	4000	10000	20000
周边长度 s (m)	70	120	143	205	230	260	500	900
F/s	3.77	7.5	8.74	12.2	13.04	15.38	20	22.2
真空度 mm Hg	515	530	600	610	630	650	680	730

2. 地面沉降

实测资料列于表2, 由表可知, 在真空予压区进行压载, 可使地基进一步压密, 沉降进一步消除。根据比奥固结理论, 假定变弹性模式, 考虑真空与堆载两种边界条件同时发生变化, 采取《软土地基弹塑性固结变形计算程序——CONDEP》进行计算, 结果与实测值相近, 见图2。二者都说明真空予压和堆载予压的效果是可以叠加的。实践表明, 沉降大部分发生在袋砂井或塑料板范围内, 故为了满足工程要求, 常需将袋砂井或塑料板设置至需要加固的深度。

真空堆载联合予压时沉降量

表2

序号	真空度 mm Hg	堆 载 kPa	真空—堆载的 总沉降量 cm	真空的沉降量 cm	堆载的沉降量 cm
1	610	53.9	131.2	77.7	53.5
2	610	40	65	45.5	19.5
3	540	49	98.8	51.7	47.1

实践还表明, 沉降的快慢与袋砂井或塑料板的间距有关, 间距越小, 产生沉降的时间越短, 反之亦然。见表3。

砂井间距与所需时间关系

表3

袋砂井间距 (m)	固 结 度 (%)	所需时间 (天)
1.3	80	40~50
	90	60~70
1.5	80	60~70
	90	85~100
1.8	80	90~105
	90	120~130

3. 侧向变形

实测资料列于图3。由图可知,在真空予压和真空——堆载联合予压时,土体都产生向着予压区的水平变形。这是由于抽真空时,随着孔隙水压力的降低,水平方向增加了一个向负压源的压力,即 $\Delta\sigma'_h = -u$,实测表明,即使加上堆载,孔隙水压力仍小于初始值,仍处于降低状态,因此四周土体都向予压区移动,促使土体进一步压密。当地面变形相同时,该法可获得较其它方法为高的土体密实度和承载力。某工程系用真空——堆载联合加固,现场实测沉降量为54cm,但用该区土体加固前后的室内试验获得的指标进行反算,求得相应于土体当时密实状态的沉降量为86cm。由此可知,侧向挤压的作用不容忽视。由于土体不会产生侧向挤出,故真空和堆载可一次加上,不必分期,从而可节省加荷时间,提高工效,降低成本。某工程全长500米,北区176米为真空—堆载区,真空达稳定后一次加载,总值为12kPa,加固时间为152天;中区129米和南区138米为堆载区,分四级加载,总值分别为11.46kPa和10.2kPa,加固时间分别为234天和255天,可知联合预压法比堆载法的工期可节省三分之一。

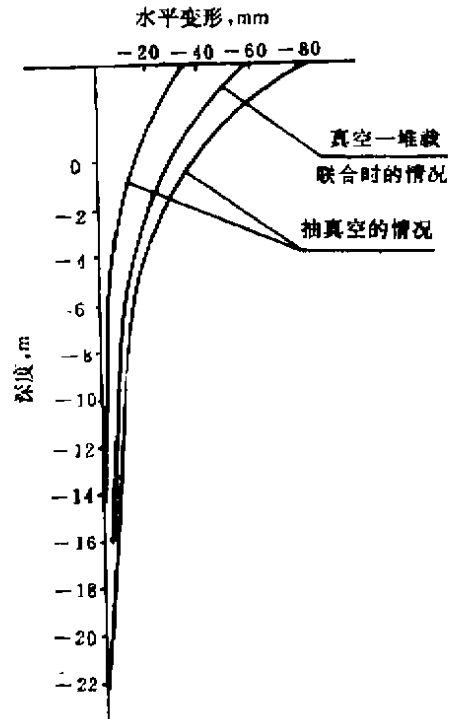


图3 侧向变形随深度变化

4. 承载力和形变模量

实测资料列于表4。从表可知,真空予压后承载力提高到2.8倍,加上堆载予压后,提高至3.3倍。形变模量的增长情况与此类似。由此可知真空和堆载的效果是可以叠加的,而且增率是比较大的。

加固前后的承载力和形变模量

表4

板类型 条件 项目	0.5 m ²			6.76 m ²		
	加固前	真空后	联合后	加固前	真空后	联合后
允许承载力 [R]kPa	74	—	250	60	168	200
形变模量E kPa	2890	—	10000	2340	6540	8070

注: [R]—沉降相应于荷载板0.02倍边长时对应的荷载

5. 土的物理及力学指标

为摸清加固前后土性的变化, 我们开展了室内外的土工试验及强度测定, 分述于下:

① 室内试验——某工程的实测资料列于表5, 从表看出, 加固后, 土性都有改善, 由于取土运输和试验时的扰动, 以及土料是在加固区边缘取得的, 故测定的土性变化偏小。

加固前后土性的变化

表5

标高 (m)	土 名	含水量 %		天然容重 kN/m ³		孔隙比		压缩系数 cm ² /kN	
		加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后
+3.25~±0	亚粘土	38.7	30.1	18.6	19.3	1.03	0.83	3.4	2.4
±0~-4	轻亚粘土	32.9	31.7	18.6	18.9	0.94	0.9	3.3	2.4
-4~-9	淤泥质亚粘土	42	38.8	18	18.2	1.15	1.1	6.8	6.4
-9~-21	粘 土	44.9	40.8	17.8	17.9	1.23	1.17	8.6	8.3
-21~-29	重粘土	33.3	31.7	18.8	19.0	0.92	0.9	3.0	2.8

② 现场测定——根据工程的要求, 进行了静力触探和十字板试验, 列于表6~表7, 从表看出, 土体强度有明显的增长, 上层的增率大于下层。

加固前后静力触探的变化

表6

标高 (m)	土 名	q _c (kPa)			f _s (kPa)		
		加固前	加固后	增率%	加固前	加固后	增率%
+3.25~±0	亚粘土	1200	2200	92	10	30	200
±0~-4	轻亚粘土	1400	3000	114	24	25	4
-4~-9	淤泥质亚粘土	40	100	150	25	25	0
-9~-21	粘 土	40	50	25	8	8	0
-21~-29	亚粘土	900	1000	11	19	21	11

加固前后十字板强度的变化

表7

深度(m)	土 名	加固前 kPa (1)	真空后 kPa (2)	联合后 kPa (3)	增 率	
					$\frac{(2)-(1)}{(1)}\%$	$\frac{(3)-(1)}{(1)}\%$
2.0~5.8	淤泥夹淤泥质亚粘土	12	28	40	133	233
5.8~10.0	淤泥质粘土夹亚粘土	15	27	36	80	140
10.0~1.0	淤 泥	23	28	33	22	43

6. 堆载检验

为了进一步验证真空和堆载加固效果的叠加问题和该法与单一堆载下加固效果的等同问题,在该法予压过的加固区,进行了底面积为 47×47 平方米,顶面积为 30.9×30.9 平方米,堆高为8.05米的大型堆载检验,实测资料见图4和图5,从图可知,当荷载 ≤ 132.3 kPa时, K 值相似,为直线变化,坡度很平,当荷载 > 132.3 kPa时, K 值迅速增大,该时土中出现塑性变形区,故定该级为等效荷载,实践再一次证实了二者的加固效果是可以叠加的。但从图可知,该时的沉降量较大,为12.7厘米,这是由于工期限制,联合予压结束时,沉降速率仍大于1.0毫米/天,其固结度为86%,卸荷后,地面回弹量为3.5厘米。堆载检验时沉降速率控制在1.0毫米/天内,该时的固结度达92%,二者的沉降差为9.15厘米,加上回弹量为12.65厘米,与12.7厘米相近。故知联合予压时,若沉降速率也控制在1.0毫米/天内时,堆载检验时的沉降量将大大减小。

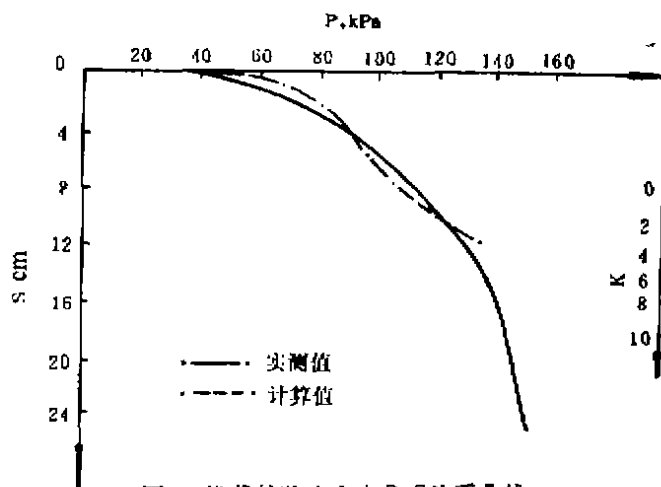


图4 堆载检验中心点P-S关系曲线

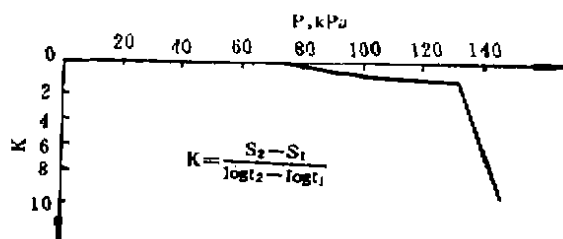


图5 沉降速率K与荷载F的关系曲线

结 论

- (1) 本法适用于使用荷载大、承载力要求高、变形控制严的软基或超软基。已开发出一套先进的工艺、优良的设备 and 完善的检测系统。填补了国内空白。
- (2) 实践和理论都证明真空和堆载的加固效果是可以叠加的,已获得过相当于130kPa的等效荷载,根据工程的需要,该值还可提高,从而扩大使用范围。
- (3) 抽真空时,土体向予压区移动,不会侧向挤出,故真空压力可一次加上,若堆载较小时,甚至真空和堆载二者可一次加上,从而可节省时间,提高质量,降低造价。故经济效益和社会效益明显。

主要参考文献

- (1) W. Kjellman: Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure Proc Conference on soil stabilization M.I.T. 1952.
- (2) 交通部一航局等编著:真空予压加固软土地基(论文汇编)1986年。
- (3) 叶柏荣:真空予压加固法在我国的发展,上海市土木工程学会结构工程论文集 1988年。

射水成孔法袋装碎石桩

高有潮

(福州大学土建系)

[摘要] 在高含水量的软粘土地基中,采用自制的简易射水器射水成孔,用土工织物袋围护的袋装碎石桩,具有施工机械与工艺简单,填量少而数量变化不大,易于控制施工质量,施工效率高,造价低,能减少对软粘土的扰动破坏,提高碎石桩的密实度,改善桩的受力性能,保证碎石桩的排水固结作用等一系列优点。通过试验研究与三座建筑工程的实际应用,证明这种施工工艺是可行的,除能体现上述的种种优点外,且可在较低的置换率条件下,获得与振冲碎石桩比较接近的复合地基容许承载力。本文介绍这种桩的施工方法、初步在工程中的应用情况以及施工质量与加固效果的检验结果。这种新型桩的提出将有助于促进碎石桩在高含水量软粘土地基中的推广应用。

概述

由于振冲法对饱和软粘土只起置换作用,因此,振冲器的振动作用只在于配合水冲,便于成孔而已。而对于饱和粘性土,却又因振动与挤压,反而引起土结构的扰动破坏,致使强度降低,需有一段时间间歇,才能使强度逐渐恢复^[1]。因此,对于饱和粘性土,以不用振动法成孔为宜。

此外,对于高含水量、强度很低的软粘土,由于振冲碎石桩周围土质过于软弱,不但碎石不易振密,而且在振冲过程中,碎石向周围软土挤出,往往使灌入量大大增加,而这种桩径的扩大是不规则的,因此碎石的灌入量不易控制;另一方面,当这种复合地基受压时,碎石桩容易产生鼓形侧向膨胀,而桩周的软土则可能挤入碎石孔隙。因此这种复合地基的承载力与压缩性,较之天然地基虽有一定改善,但并不十分理想,由于以上这些原因,使碎石桩在高含水量的软粘土地基工程中的推广应用受到一定限制。

Madhav曾经报导,在印度,碎石桩的施工方法不用振冲,而是用钢管打入土中,再将管内软土取出,然后分层灌入碎石,边拔管,边用夯锤夯实。此外,为了改善临界长度以上碎石桩的受力性能,在桩顶附近,可用套筒围护或其它加强措施^[2]。

浙江大学土工学教研室于1987年提出了用冲抓法成孔并用土工织物袋围护碎石桩的加固方法^[3]。成孔直径为80cm。但尚未在实际工程中应用。

在上述施工方法的基础上,福州大学岩土工程教研室作了改进,即采用自制的简易射水器射水成孔,直径为40或45cm,放入土工织物袋后,采用小直径的插捣棒,这样就可以边填料边捣实,而上段部分则采用插入式混凝土振动器振实,使施工效果大大提高。通过试验,这种碎石桩已在福州大学两幢住宅工程与泉州市某综合楼工程中应用。目前这三座

建筑物的上部结构正在施工。荷载试验与沉降观测的现有结果均较正常。

施工机械与工艺要点

1. 主要施工机械

(1) 离心水泵一台, 功率为15KW, 扬程为28~36m, 流量为每小时65~100m³。

(2) 自制的简易射水器。下部有三个 $\phi 19\text{mm}$ 的锥形射水嘴。借水泵提供的压力水冲孔。射水嘴外围有 $\phi 360\text{mm}$ 或 $\phi 410\text{mm}$ 的环刀, 环刀用以切土层, 并控制成孔直径。可以分别冲出约 $\phi 400\text{mm}$ 与 $\phi 450\text{mm}$ 的两种桩孔。此外还有单个 $\phi 21\text{mm}$ 的射水嘴, 外围环刀为 $\phi 180\text{mm}$, 可以冲出 $\phi 200\text{mm}$ 的小桩孔。

(3) SH30-Z型钻机一台, 用以上下往复升降射水器与插捣棒。插捣棒直径为110mm, 重0.7kN, 用以插捣碎石, 使之密实。

(4) 插入式混凝土振动器, 软轴长度有两种, 分别为4.6m与6.6m, 用以振捣深度4.0m或6.0m以内的上段碎石桩。

其它尚有污水泥浆泵, 保护孔口的护筒以及排水圆盘与排水槽等。

2. 施工工艺要点

(1) 用射水器冲孔, 最大冲孔深度可达12~13m, 平均每分钟可冲孔0.6~1.0m。

(2) 冲孔至设计深度后, 清孔4~8分钟, 以排除泥块与泥浆, 至基本无小泥块为止。清孔后, 应重新用测深锤量测孔底实际深度。此深度与冲孔深度之差, 即为沉渣厚度。如沉渣厚度大于30cm, 应重新清孔。一般应控制沉渣厚度小于20cm, 并按此确定清孔的最短时间。

(3) 选定少部分桩孔, 用自制的量径规量测桩孔不同深度的直径。

(4) 倒入碎石0.04m³, 用插捣棒插捣, 使碎石与沉渣混合以增大桩底土的密实度。

(5) 放入予制的土工织物袋, 织物袋的直径为 $\phi 367\text{mm}$, 较之桩孔直径小3cm左右, 使填料填实后, 可以膨胀扩大, 产生予拉应力, 从而使织物袋对碎石桩产生更为有效的围箍作用。以后边填料, 边插捣。当深度小于4.0m或6.0m时, 用插入式振动器振捣, 直至填实至设计高度为止。

(6) 有少数桩在冲孔时会发生串孔现象, 表现为水自邻桩中涌出。为此, 必须注意:

① 桩距不宜过小, 一般应大于80cm;

② 桩位偏差应小于3cm, 并保证冲孔垂直;

③ 宜采用隔桩或同时隔行跳打的施工顺序, 使成桩时产生的孔隙水压力经消散一段时间后, 再打紧邻的桩。但当桩距大于或等于1.0m时, 一般可以连续按顺序施工。

施工质量与加固效果的初步检验

1. 填料的选择与袋装碎石桩密实度检验曾经结合工程, 对三种填料进行对比试验:

(1) 碎石 I, 粒径3~6cm, 颗粒大小比较均匀, 级配较差;

(2) 碎石 II, 粒径0.5~10cm, 级配良好;

(3) 河卵石, 粒径0.5~10cm, 级配良好。

用以上三种填料成桩后, 分别用重型动力触探检测桩身填料的密实度。触探的探头为锥形, 截面积为43cm², 锤重为0.625kN(63.5kg), 落距76cm, 沿桩中轴线贯入, 测定每贯入10cm的锤击数N_{63.5}。如换算为标准贯入试验的击数N_{63.5}, 则N_{63.5} = 3N₂。三种填料的碎石桩得到的动力触探曲线如图1所示。

根据一些资料报导^[4], 碎石桩可用动力触探试验来检验其密实度。如连续5击的贯入度小于7cm(相应于N_{63.5} > 21)者, 即表明碎石桩已达到密实状态; N_{63.5} = 15~21, 为不够密实; N_{63.5} < 15者, 为不密实状态。

福州地区软粘土地基中的振冲碎石桩, 在部分工程中曾进行过重型动力触探试验, 换算成 N_{63.5}, 仅达15, 即达不到密实状态。在图1中可以看到, 对于袋装碎石桩, 只要填料选择恰当, 例如采用级配良好的碎石II或河卵石, 则绝大部分桩段, N_{63.5} > 21, 最大者可达80以上, 均处于密实状态。另一方面, 如采用级配较差的碎石I, 则密实度相对较低。

袋装碎石的浅层部分(一般在1~1.5m以内)密实度处于不够密实状态。对此, 处理的办法是, 用0.5kN的锤, 落距约0.5m, 在桩顶连击5次, 以提高浅层桩段的密实度。

2. 土工织物袋对提高碎石桩的密实度的作用。

为了检验土工织物袋对提高碎石桩的密实度的作用, 我们在现场进行了两种碎石桩的密实度的对比试验。一种是不加土工织物袋的, 另一种是加了土工织物袋的。两种桩的填

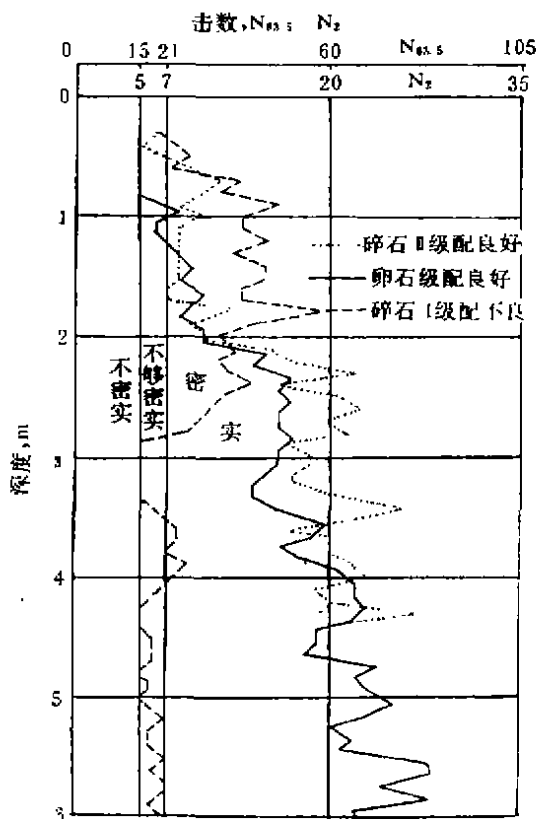


图1 三种填料密实度

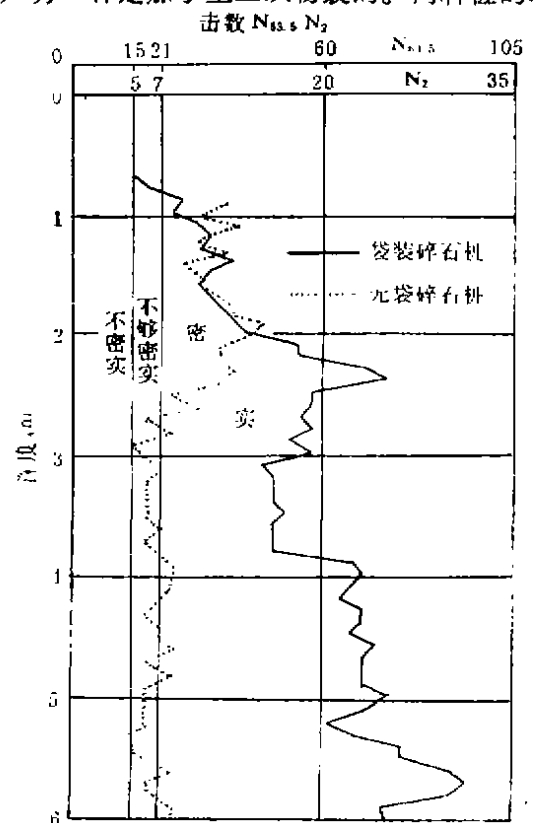


图2 有袋无袋密实度对比

料均为级配良好的河卵石，其密实度均用动力触探试验来检验。试验结果如图2所示。由图可见，在2.5m以下的淤泥层中，有袋的碎石桩密实度远较无袋的桩为高。而在浅层的硬壳层中，由于硬壳层本身强度对碎石桩已有足够的围护作用，故二者差别不大。

3. 填料量的计算与控制

袋装碎石桩填料量的计算与控制按以下步骤进行：

(1) 量测桩孔直径。用自制的量径规量测不同深度的桩孔直径。量测结果为：下段桩孔直径为38.0~38.5cm；上段为39.0~39.5cm；成桩后挖开浅层土，实测桩顶直径为39.0~40.0cm。说明整根桩的直径比较均匀，平均为39.0~39.5cm。在三个工程中，共测定16根桩，变化范围仅在0.5cm以内。

(2) 按重量计算每根桩的实际填料量。施工中用铁桶装料，由每桶填料重量计算每根桩的实际填料重量。

(3) 事先测定填料在疏松状态与最密实状态下的最小与最大干容重，计算最大与最小孔隙比，进而计算相对密度为0.67时，即达到密实状态时的干容重 r_d 。

(4) 由孔深与孔径计算每根桩的体积 V ，则每根桩的理想填料重量为 $r_d V$ 。

(5) 计算每根桩的充盈系数。充盈系数为实际填料重量与理想填料重量之比。经统计三个工程共1448根桩，充盈系数 >0.95 者占98%，大多数在1.0~1.1之间。可以说明，袋装碎石桩的填料量基本上是饱满的，密实的，且变化幅度较小。而福州地区的振冲碎石桩，在淤泥层中的填料量的变化可达一倍以上，故相对而言，袋装碎石桩的填料量的施工质量易于控制与保证。

4. 袋装碎石桩的置换率与复合地基的承载力

袋装碎石桩复合地基的承载力由现场载荷试验确定。荷载板为圆形，直径为2.05m，相应面积为3.3m²，复盖4根桩，置换率为0.15。一个有代表性的荷载试验资料如下：地表硬壳层为1.1~1.3m厚的可塑粘土层，其下为含水量 $w = 55.2 \sim 61.0\%$ 的淤泥，厚5.1~6.0m，淤泥层下为可塑轻亚粘土层。其荷载试验的P-S曲线如图3所示。天然地基的极限

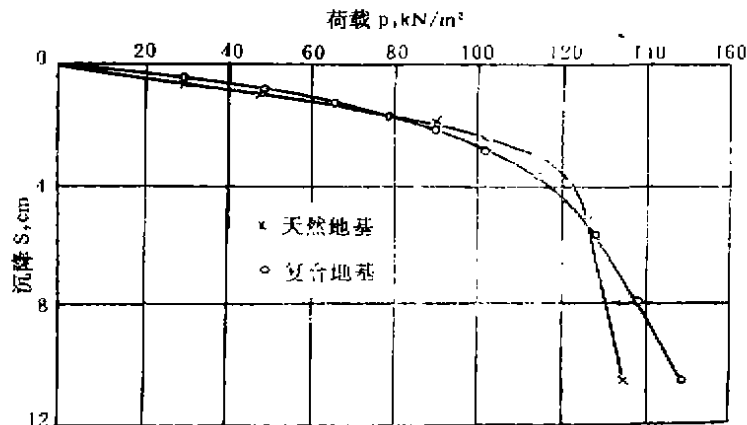


图3

承载力为126kN/m²，容许承载力为63kN/m²。按常规方法，取沉降 $S = 0.02B$ (B 为荷载板直径)对应的荷载作为碎石桩复合地基的容许承载力由图可知为117kN/m²，是天然地基

容许承载力的186%。此数据与一般的振冲碎石桩十分接近。但振冲桩的置换率常为0.25~0.3, 而袋装碎石桩的置换率仅0.15, 由此可见, 采用土工织物袋装碎石桩的这一施工工艺, 对于碎石桩及其复合地基, 在受力性能与承载力方面均会有比较显著的改善与提高。

工程应用实例

1. 福州大学两幢住宅工程

工程为七层住宅, 底层为2.2m的杂物间。砖混结构, 设有构造柱。建筑面积为2500m², 层高比为2。地基第一层为可塑粘土, 厚3.0m, 第二层为淤泥, 含水量为54.1~70.8%, 厚6.7~7.7m; 第三层为可塑粘土, 厚4.4m; 第四层为淤泥质粘土, 含水量为40%, 厚9.0m; 第五层为细砂。

地基采用袋装碎石桩加固。在第一幢住宅工程中, 填料有三种, 其中有31根桩采用粗砂, 有84根桩采用级配良好的河卵石, 306根桩采用级配较差的碎石I(详上节有关填料选择部分)。在第二幢住宅工程中, 全部采用河卵石。冲孔时实测的桩孔平均直径; 对于第一幢住宅为39.0cm, 第二幢住宅为39.5cm。

袋装碎石桩原考虑穿透淤泥, 到达可塑粘土层, 长度为9.5~10.5m。但在第一幢工程中, 发现当碎石桩长度较大, 平面布置较密时, 容易发生串孔。根据文献报导, 在深厚软粘土层中, 桩长取6~8m, 同样亦能取得较好的加固效果^[4]。为此在第一幢工程的施工后期与第二幢工程中, 桩长全部改为7.2m与8.4m两种。在第一幢工程中, 土工织物袋的长度为5.2m, 其上段3.2m为双层, 以加强临界长度范围内的围箍作用。在第二幢工程中, 则采用单层土工织物袋, 其长度与桩长相等。

荷载试验(详上节)得到, 置换率为0.15的袋装碎石桩复合地基的容许承载力为141kN/m², 而天然地基的容许承载力为89kN/m²。

考虑到软基上的住宅建筑, 一般, 中间沉降大, 端部与边缘沉降小^[6]。为此, 采用桩距不等的三角形布置。中间部位, 桩距取0.9m, 边缘附近取1.0~1.4m, 在11×42m²范围内, 第一座工程共布置422根桩, 第二座为430根桩。边缘外不设围护桩, 目的在于增大边缘部位的沉降, 以减少不均匀沉降。按条形基础设计, 基底压力取108~120kN/m², 中间部位取低值。碎石桩顶部不设碎石垫层, 改用20cm厚的砂垫层。

随着施工工艺的成熟, 后期施工每40分钟可完成一根桩。

经造价分析, 与沉管灌注桩比较, 可节约造价40%, 但由于条形基础造价高于桩承台, 故实际节约造价20%。

目前上部结构均已施工至三层, 实测的沉降均约在2cm左右。

2. 泉州某综合楼

综合楼东半部为住宅, 西半部为办公楼。两部分相隔2m, 上下均无联系。七层框架, 煤渣空心砖作为填充墙。底层为2.2m高的杂物间与车库。总建筑面积为2500m²。

地基第一层为新填土, 厚1.5m, 基底标高在新填土底面。第二层为可塑粘土层, 厚1.1~1.3m; 第三层为淤泥, 含水量为55.2~64.0%, 厚5.1~6.0m; 第四层为可塑性轻亚粘土, 厚6.0~8.1m; 第五层为中密的泥质中粗砂。

采用袋装碎石桩加固, 填料采用级配良好的碎石Ⅱ。桩长为7~7.2m。穿过淤泥层。土工织物袋与桩等长。除在深度1.0~2.0m处用双层土工织物袋外, 其余为单层。

上部荷载变化较大, 办公楼的中柱荷载最大者为1643kN, 住宅角柱荷载为436kN。采用十字交叉条形基础。通过变形验算, 并调整基底压力、基础宽度与碎石桩的间距, 将相邻柱基的沉降差控制在1.0cm以内, 桩距变化在0.85~1.9m范围内, 相应置换率为0.08~0.2。不设围护桩。

设计完成后, 由于施工场地限制, 边缘部份完全无法安置施工机械, 因此最外缘的碎石桩全部改为 $\phi 200\text{mm}$ 的小桩, 用人工手提小型简易射水器冲孔, 人工手提小插捣棒插捣碎石, 深度4.0m以上用插入式振动器振密。这些小桩均不设土工织物袋。全座工程计有大桩($\phi 400\text{mm}$)366根, 小桩229根, 每天可施工大桩或小桩15根。桩顶用20~25cm的砂垫层代替碎石垫层。荷载试验结果如图3所示, 复合地基的容许承载力为117kN/m²。

造价分析结果与上述工程接近。目前上部结构正在施工。办公楼部分已完成五层框架, 住宅部分已完成三层框架。未砌填充墙。实测沉降, 办公楼部分为4.0cm, 住宅部分为2.0cm。

结论

采用简易射水器冲孔, 用土工织物袋围护的碎石桩, 通过试验后在三座建筑工程中实际应用, 证明施工机械与方法简单, 施工效率较高。一座住宅工程可在40~50天内施工完毕。成桩直径有三种, 分别为20、40及45cm。最小桩距可达80~85cm, 是一种细而密, 低置换率的碎石桩。荷载试验表明, 当置换率为0.15时, 复合地基的容许承载力可达117~141kN/m²。与一般的振冲碎石桩比较, 具有填料用量少, 易于控制填料数量, 桩身密实度较高, 受力性能较好, 且土工织物袋能起到隔离、过滤与保证排水固结并防止软粘土受压后挤入碎石孔隙等种种优点, 特别适合于在高含水量、低强度的软粘土中应用。这种新型碎石桩的提出, 有助于降低建筑工程造价, 促进碎石桩在软粘土地基工程的推广应用。

参 考 文 献

- [1] 地基处理手册编写委员会, 地基处理手册, 中国建筑工业出版社, 1988年8月
- [2] Madhav, M.R., Recent Developments in the Use and Analysis of Granular Piles, Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, 1982.
- [3] 倪士坎, 土工织物袋装碎石桩加固软土地基的研究, 1987年4月, 浙江大学硕士学位论文。
- [4] 盛崇文, 振动水冲加固法总报告, 软基加固新技术—振动水冲法, 1983年振冲加固法经验交流学术讨论会论文选集, 1986年12月。
- [5] 高有潮, 砂井地基部分荷载预压法, 第五届土力学及基础工程学术会议论文集, 1990。

用多因素分析法优选地基加固方案和地基设计新途径

盛崇文

(南京水利科学研究院)

【摘要】 我国工程界多数采用工程费用最低的评价准则确定最优地基处理方案,这种单因素方案分析方法已逐渐为多因素综合分析方法所代替。文中举例说明多因素分析法的具体应用。

传统的地基设计采用确定性方法,不考虑设计涉及的各个方面、各个参数的分散性、随机性和模糊性。文中提出应向以概率为基础的新设计途径转轨,努力为此创造必要的条件。

引言

解决待定的工程地基问题可能存在不止一个可行方案。根据什么准则从这些待定方案中抉择最优方案,这是一个重要的现实问题。越来越多的事例表明过去采用的单因素方案分析法远不及下面将要阐述的多因素综合分析法那样全面、合理。

传统的地基设计采用确定性方法,不考虑设计中各个方面、各个参数的分散性、随机性和模糊性。这种设计途径不能抓住事物的本质,造成计算结果严重偏离真实情况。时至今日,应认真考虑地基设计方法的转轨,逐步采用以概率为基础的新途径。这也是一个当前迫切需要解决的带根本性的重大课题。

加固方案的优选

根据建筑物对地基的要求,可以提出若干个能满足这些要求的地基处理方案。对这些方案如何进行优选,这是人们越来越关心的问题。过去常采用工程费用最低或者片面追求工程安全度的准则确定最优方案。这是一种单因素的方案分析法。但是随着人口增长,资源短缺,生态环境恶化以及其他社会问题的逐步暴露,许多有识之士迫切要求不仅从技术、经济角度,还要从环境、社会角度进行方案分析,从中选出各方面都能兼顾的最优解。这是一种多因素的方案分析法。七十年代后,由于系统分析方法和计算机技术的迅速发展,在方案的优选理论和方法上都有很大进展,这就为我们从传统的单因素分析向多因素分析过渡准备了条件。

地基处理仅为整个工程体系中的一个分系统。严格说来,在分系统内寻求的“最优解”不一定是真正的最优。例如为减少建筑物过大的不均匀沉降,在地基处理这个层次内

从若干个处理方案中假设求得G方案为最佳；但若把分析层次提高一档，将上层建筑、基础和地基作为一个系统来考虑，那末只要把上层建筑的施工程序调整一下，再在建筑物的结构上采取像沉降缝一类措施，并采用天然地基，这样一个方案很可能优于G方案。为弥补这一点，在待选方案制订过程中一定要倾听各方面专家的意见，尽可能不遗漏有竞争力的可行方案。

在单因素分析中，度量单位通常用货币单位表示。但在多因素分析中，有些因素的度量标准往往是不一样的，各种因素不可能采用统一度量单位。例如“对环境质量的影响”，这一因素很难用货币来度量。有些因素具有模糊性，因此提出了方案的模糊综合评判问题。例如加固方案的一个需要考虑的因素是“加固技术的成熟程度和在我国实践经验”，它或者处于开发阶段、或实用阶段、或大规模应用阶段、或者既有实践经验又有设计理论的（准）成熟阶段。可是这些阶段的分界线是模糊的，对同一个加固技术，不同的专家会得出不同的评判结果。大家知道对粘性土地基能否采用强夯法加固无论在国内或国外都存在分歧的看法。所以对强夯法作为一个加固粘性土地基的方案，不同的人对“加固技术的成熟程度和在我国实践经验”这一因素上会得出绝然不同的评判结果。对那些具有模糊性的因素，简单的评判方法是“评分法”。为避免少数人的主观评价造成对方案评分的扭曲，并力求提高估值的精度，可多邀请一些专家进行评估，这叫“多人赋值统计”法。对重大的工程地基问题，采用上述方法可使我们在科学、合理的基础上进行加固方案的抉择。

多因素分析的诸多因素中有些彼此相关，有些彼此有矛盾；此外，多数因素与时间有关。因此，要在严格基础上寻求最优解是不现实的，用评分法等近似方法得到的只不过是兼顾各项因素能为各方接受的“满意解”。

各个因素在决策中的重要程度不可能是相同的，有的起主要作用，有的起次要作用。为反映这一情况，可采用“加权”的办法，对主要因素采用较大的权重。各个因素的权重也可邀请一批经验丰富的专家进行多人赋值确定。各个因素的权重也是动态变化的。比如，在建设资金短缺时期，工程费用必然是一个权重较大的因素；但在电力十分紧张的地区进行能源工程建设，“工期”这一因素的权重很可能超过“工程费用”的权重。因此，具体情况还得具体分析。下面举例说明优选方法的具体应用。

多因素分析示例

某高速公路016+340至016+960一段为软弱地基，不符合路基设计关于稳定和变形两方面的要求，为此需进行地基处理。该区土层分布自地面以下顺次为耕土，厚约1.0~1.5m；淤泥，厚6~8.5m，强度随深度略有增长；淤泥质亚粘土，夹薄层粉土，愈深粉土薄层所占比例愈大，厚约4~12.5m，以下为深厚的粉细砂层。地下水位在地表以下一米深处。

根据专家建议和初步分析，可采用以下五种处理方案：

(1). 袋装砂井加预压，砂井长平均为20m，堆筑填土7m进行预压，预压时间估算为150天，本方案编号为A；

- (2)、同方案A, 只是用塑料排水带代替袋装砂井, 本方案编号为A₁;
 (3)、水泥深层搅拌桩, 桩长15m, 本方案编号为B;
 (4)、碎石桩, 桩长18m, 本方案编号为C;
 (5)、袋装砂井联合真空预压, 砂井长平均为15m, 真空预压时间估计为60~70天, 本方案编号为D。

为进行方案比较, 考虑以下七个影响因素:

- (1)、工程费用 以人民币为计量单位, 自然费用越低则方案越佳;
 (2)、工期 以时间天为计量单位, 工期越短则方案越佳;
 (3)、资源消耗 方案C只用当地充沛的石碴制造碎石桩, 故而资源消耗最少; 方案B需用大量水泥, 因此资源消耗相对较大。其余三个方案的资源消耗介于B、C之间。显然, 资源消耗越少则方案越佳。本因素用评分法进行评估, 评分准则为

无资源消耗	10分
资源消耗少	8分
资源消耗中	6分
资源消耗大	4分
资源消耗很大	2分

- (4)、对环境质量的影响 这是一个模糊因素, 可用评分法进行评估, 评分准则为

对环境质量无影响	10分
对环境质量少影响	6分
对环境质量影响中等	4分
对环境质量影响很大	2分

- (5)、投产后的维修工作量 这个因素具有很大的不确定性。由于可靠资料很少, 通常凭借专家的经验确定, 为此也用评分法进行评估。评分准则为

无维修工作量	10分
维修工作量小	6分
维修工作量中	4分
维修工作量大	2分

- (6)、技术的成熟程度和我国的实践经验 这是一个典型的模糊因素, 用评分法进行评估。评分准则为

处于开发阶段	2分
处于实用阶段, 国内已积累了一定的实践经验	6分
处于大规模应用阶段, 国内亦有较多实践经验	8分
处于大规模应用阶段, 且有一定的设计计算理论	10分

- (7)、自力更生程度 可用需要的外汇数来衡量各方案的自力更生程度。自然, 需要的外汇数越少则方案越佳。

按照以上七项因素对各方案进行计算和评分, 结果见表1。

表1中各行括号内的数字为相对评分。例如工程费用这一因素, 以方案A₁为最低, 因此该方案的费用为100分。其余四个方案的相对评分为

方案的多因素分析

表1

因素	加固方案				
	A	A ₁	B	C	D
1. 工程费用 (万元) (0.25)	200 (93)	185 (100)	400 (46)	310 (60)	290 (64)
2. 工期 (天) (0.25)	300 (47)	280 (50)	150 (93)	140 (100)	180 (78)
3. 资源消耗 (0.15)	6 (75)	6 (75)	4 (50)	8 (100)	6 (75)
4. 对环境质量的影响 (0.15)	6 (60)	6 (60)	10 (100)	6 (60)	10 (100)
5. 投产后的维修工作量 (0.10)	10 (100)	10 (100)	10 (100)	6 (60)	10 (100)
6. 技术的成熟程度和我国的 实践经验 (0.05)	10 (100)	10 (100)	6 (60)	8 (80)	8 (80)
7. 自力更生程度 (0.05)	0 (100)	0 (100)	0 (100)	0 (100)	0 (100)

方案A $(185/200) \times 100 = 93$ 分

方案B $(185/400) \times 100 = 46$ 分

方案C $(185/310) \times 100 = 60$ 分

方案D $(185/290) \times 100 = 64$ 分

经研究七项因素的权重见表1第一栏括号中的数字。于是方案A的综合评分为

$$(93 + 47) \times 0.25 + (75 + 60) \times 0.15 + 100 \times 0.1 + (100 + 100) \times 0.05 = 75.25$$

其余四个方案的综合评分作类似计算,结果示于表2中。由表2可见五个方案的综合评分都比较高,这表明这些方案都是比较好的方案。其中方案D的综合评分最高,故而D为最优方案,亦即应推荐采用袋装砂井联合真空预压加固方案,其次为C,即碎石桩加固方案。值得注意的是若按工程费用最低的准则确定最优方案(单因素分析法),则最优方案为A₁,即塑料排水带预压加固方案。

方案的综合评分 表2

方案	综合评分
A	75.25
A ₁	77.75
B	75.25
C	79.00
D	80.75

地基设计新途径

工程建筑问题由三部分构成:因(例如荷载)、结构(例如梁、柱、基础)和果(例

如梁的挠度、基础的沉降)。设计中的计算分析实质上是预估结构在“因”作用下引起的各种“果”。例如,梁的计算是要确定该梁在恒载和活载作用下出现的轴应力、剪应力、弯矩、挠度等。又如,地基计算是要预估在荷载作用下地基的承载力、变形等。因此,结构或地基的计算分析涉及三个方面:荷载S、计算模式P和反应R(图1)。由于资料的类

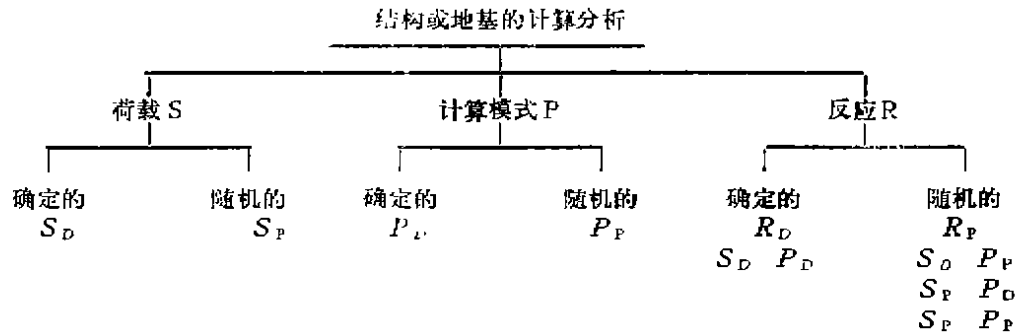


图1 结构、地基计算分析的三个方面

型、完备程度和对问题的认识深度, S、P可以是确定的(Deterministic)或者随机的(Probabilistic), 故而R相应地或是确定的或是随机的。只有S、P都是确定的, R才是确定的; 否则S、P中有一个或者都是随机的, 则R一定是随机的。以往的地基设计计算都采用 $S_D \rightarrow P_D \rightarrow R_D$ 的途径。例如按给定的荷载(S_D)用分层总和法(P_D)计算基础的最终沉降量(R_D)。但是已经知道这样的计算结果往往是不可靠的。为此, 有人建议用经验系数 m_s 进行修正。问题是 m_s 不是一个常量, 它也是一个随机量。现在人们已经清楚地认识到, 各种荷载都有不确定性, 计算模式和计算参数亦有不确定性, 故而其反应必然是随机的。所以, 合理的地基设计计算途径应该采用 $S_P \rightarrow P_P \rightarrow R_P$, 或者作为过渡采用 $S_P \rightarrow P_D \rightarrow R_P$ 。

举些例子来说。美国国家标准A58中规定的各种房屋荷载的变异系数和概型如表3所示^[1], 可见这些常遇的荷载均为随机变量。

地基土的物理力学性质指标也都有变异性。Krahn, J.和Fredlund, D.G.收集了分布于加拿大三个地点的冰积湖相沉积粘性土的物理力学性质指标, 得到如表4所示的变异系数统

荷载的变异系数和概型

表3

土性的变异系数

表4

荷载	变异系数	概型
恒载, D	0.10	Ⅱ 态
活载, L	0.25	极值 I 型
风荷载, W	0.37	极值 I 型
雪荷载, S	0.26	极值 II 型
地震荷载效应, E	—	极值 II 型

土性指标	变异系数
液限	0.18~0.26
塑限	0.13~0.20
天然含水量	0.13~0.26
饱和度	0.05~0.15
天然孔隙比	0.10~0.20
天然干容重	0.25~0.35
压缩指数	0.25~0.35
无侧限抗压强度	0.50~0.80

计结果, 并且指出土的变异系数与其地质成因似无多大关系。^[2]

我国交通部港口工程系统的单位统计了山东省龙口粗砂、河北省秦皇岛粗砂和华南广州、湛江等地粗砂和中砂的直剪试验内摩擦角 φ 的均值和变异系数(表5、6、7),^[3,4]发现内摩擦角 φ 和天然容重 γ 绝大多数为正态分布(N)或对数正态分布(LN), 少数为极值 I 型分布(EI)。

山东省龙口粗砂 φ 的统计结果

表5

相对 密度	干燥状态				饱和状态			
	件数	均值	变异系数	概型	件数	均值	变异系数	概型
0.45	32	35.1	0.03	N, LN	32	31.1	0.04	N, LN
0.55	32	36.4	0.06	--	32	35.3	0.05	N, LN
0.65	32	37.5	0.05	N	32	36.5	0.05	N, LN
0.75	28	38.8	0.04		28	37.9	0.03	N, LN
0.85	32	41.1	0.05	N, LN	32	40.7	0.06	N, LN

Schultze, E. 统计了一种粘质砂粉土的压缩模量 E_s , 发现从室内压缩试验测得的 E_s 的变异系数为0.21(试验件数为11), 而从工地载荷试验测得的却为0.40(试验件数也是11), 两者均服从正态分布。^[5]

河北省秦皇岛粗砂 φ 的统计结果

表6

相对 密度	干燥状态				饱和状态			
	件数	均值	变异系数	概型	件数	均值	变异系数	概型
0.35	28	38.1	0.04	LN	28	36.3	0.04	N, LN
0.45	28	39.3	0.03	N, LN	28	37.2	0.04	N, LN
0.55	32	40.7	0.04	LN	32	39.5	0.06	N, LN
0.65	28	42.7	0.04	N, LN	28	41.1	0.05	N, LN
0.75	32	43.2	0.04	N, LN	32	42.8	0.05	N, LN

华南地区粗中砂 γ 、 φ 综合统计结果

表7

土类	指 标	试样件数	均 值	变异系数	概 型
粗 砂	γ , kN/m ³	57	15.9	0.04	N, LN
	φ (干燥状态)	228	37.9	0.10	E1
	φ (饱和状态)	224	36.0	0.11	E1
中 砂	γ , kN/m ³	39	15.5	0.03	N, LN
	φ (干燥状态)	156	36.0	0.09	E1, LN
	φ (饱和状态)	156	34.8	0.09	E1, LN

计算模式方面也存在不确定性。Schultze举了一个估算沉降量的例子。^[5]他规定了一个单独基脚的平面尺寸, 垂直荷重为1000kN, E_s 为5600kPa, 请14位专家估算基础的最终沉降量。发现计算结果相当分散, 最大为50cm, 最小为10cm, 平均25cm, 变异系数0.44, 这主要因为各专家采用不同的计算方法所致。如果规定都按联邦德国规范中建议的方法估算, 虽然计算方法统一了, 但因各专家采用不同的应力表、假定的压缩层厚度、泊松比不等, 最终沉降量的变异系数仍达0.27。由于上述原因, 可见考虑反应 R 的不确定性是必要的、合理的。这里还可看到制订规范的重要性, 由于规定了统一的计算方法, 将大大减少计算模式方面的不确定性。

结语

为对地基处理方案进行全面、科学的决策, 应逐步开展多因素分析工作。于此同时, 对各因素特别是具有模糊性的因素的评价指标和评价准则进行深入的研究。我们不仅要从经济的角度, 更应从资源、环境、社会等各种角度对可行的待选方案进行综合评分, 在此基础上选出能兼顾各项因素的最满意方案, 只有这样才能提高我们的决策水平和解决难度大、条件严峻的工程地基问题的能力, 并且通过这条途径的实践明确今后地基处理技术的主攻目标。

由于地基设计涉及的各个方面具有大量的不确定性因素, 因此使设计从采用传统的确定性方法(即 $S_D \rightarrow P_D \rightarrow R_D$ 思路)转到能反映事物本质的随机性甚至模糊性方法(即 $S_p \rightarrow P_p \rightarrow R_p$ 思路)的轨道上来是合适的。当前应努力于收集、累积更多的资料, 整理、总结各种经验为这一设计转轨创造条件。

参 考 文 献

- [1] Ellingwood, B. et al.(1980), 为美国国家标准A58拟订的基于概率的荷载准则(陈定外、邵卓民译), 中国建筑科学研究院结构研究所
- [2] Krahn, J. and Fredlund, D.G.(1983), Variability in the Engineering Properties of Natural Soil Deposits, Proc. of 4 Intern. Conf. on ASPSSSE, Florence, Italy, Vol. 2, pp. 1017-1028.
- [3] 杨进良、鲍秀靖、罗征(1988), 北方地区土压力计算参数的统计与分析, 天津大学水资源与港湾工程系
- [4] 冯玉棠、郭伟玲(1988), 华南地区土压力计算参数统计分析, 交通部第四航务处工程局科学研究所
- [5] Schultze, E.(1975), Some Aspects Concerning the Application of Statistics and Probability to Foundation Structures, Proc. of 2 Intern. Conf. on ASPSSSE, Aachen, F.R. Germany, Vol. 2, pp. 457-494.

振冲碎石桩地基承载力计算的若干途径

郭蔚东* 钱鸿缙

(西安冶金建筑学院)

〔提要〕 本文由塑性理论导出塑性能量法、广义Brauns法等新方法可分别用来求柔性碎石桩发生鼓张破坏、整体剪切破坏及相应破坏型式的复合地基的承载力。对能量法通过计算与29个工程大量载荷试验结果的对比给出了计算饱和黄土、淤泥质粘性土和一般粘性土复合地基承载力所需的参数 d, f 值;对广义Brauns法进行了论证;提出承载力还可由DSM法、沉降反算法、有限元法借小压板载荷试验资料来计算。最后,用所有上述方法对一实例进行了计算与对比。

前言

碎石桩地基的承载力包括单桩和复合地基的承载力。根据对单桩破坏型式的不同假定,单桩承载力计算理论主要有:假定桩体挤扩破坏,按极限平衡理论;按圆孔(柱)扩张理论;借用刚性桩计算理论;此外还有考虑涂抹、尺寸效应等影响的计算式^[1],且多数是从求径向应力入手再求单桩承载力。但即使是受推荐的Brauns(1978),Thorburn(1968)和Hughes & Withers(1974)等建议的单桩承载力计算值与实测值有时相差也很大^[2]。对复合地基承载力有由极限平衡法,如Brauns理论改进式(盛崇文,1980)以及由Vesic(1972)圆孔扩张理论等而建立的计算式(Rao,1982, Ranjan & Rao,1986)^[3],但总的倾向是先求桩间土的承载力 $[R_s]$ 或碎石桩的承载力 $[R_p]$ 及桩土应力比 n ,再得到复合地基的承载力 $[R_{sp}^c]$ 。本文则着重研究由于碎石桩的设置而使地基提高了的那部分承载力,并提出其它几种计算方法。

碎石桩的工作原理

单桩的破坏型式有三种(Madhira,1982; Datye,1982)即(a)鼓张破坏;(b)整体剪切破坏和(c)刺入破坏。但由于桩长、桩周土的性质、荷载的性质、施工等的影响,即使是同一地基,各单桩的破坏型式也不尽一致,总的趋势是桩受荷后水平方向产生鼓张、竖直方向压密,综合效应是企图使“柔桩”转为“垫层”,即“桩体效应”向“垫层效应”转化,而桩周土的存在又使得仅在附加应力较大的深度,如,(2~4) D (D 桩径),得以实现“两效应”的转化,并处于塑性平衡状态,转化的能量(σ_p^0)就是柔性桩承载力提高的源泉,该深度以下的桩体只起着端承,增强地基深层抗滑能力和排水固结作用等。

* 现为河海大学博士生。

单桩承载力公式的建立

针对鼓胀破坏、整体剪切破坏，笔者下面还用塑性理论分别建立相应的承载力计算法即能量法、广义Brauns法，至于刺入破坏工程中不允许发生故不讨论。

(1) 能量法

计算地基中由于碎石桩的设置而产生两个效应转化所需能量所对应的那部分承载力 σ_{p1} 的方法，称为能量法。由实测 (Hughes, et al, 1975; 盛崇文, 1983) 知塑性区发展深度为 $d_p D$, $d_p = 2 \sim 4$ 。由图1假定：(1) V_z 为深度 z 处桩体的位移速度， $V_z = A \ln z + C$ ，且 $V_z|_{z=r_0} = V_0$, $V_z|_{z=B r_0} = \lambda V_0$ ，式中 A 、 B 、 C 为常数； r_0 为桩半径； λ 为反映 $(B-1)r_0$ 深度处 V_0 的衰减系数，如在此处桩无位移则 $\lambda = 0$ ； V_0 为桩顶位移速度；(2) 桩体塑性破坏时，体积不变，且剪切应变率 $\dot{\gamma}_{r\theta}$ 、 $\dot{\gamma}_{\theta z}$ 、 $\dot{\gamma}_{zr}$ 均为零。当把桩分成 n 段时，可得第 i 段的塑性变形功率 \dot{W}_{zi} 为：

$$\dot{W}_{zi} = \sqrt{2} \pi r_0^2 \int_{z_i}^{z_{i+1}} V_0 k_{oi} I_i dz \tag{1}$$

式中

$$I_i = \left\{ \frac{[\frac{\lambda-1}{\ln B} \ln(\frac{z}{r_0}) + 1]^2}{2(z_{i+1} - z_i)} + \left(\frac{\lambda-1}{\ln B} \cdot \frac{1}{z}\right)^2 \right\}^{0.5}$$

k_{oi} 为平面应变条件下第 i 段对应深度桩体的剪切屈服应力，与桩体的强度及附加应力有关，其余符号意义同前。

当任意第 i 段的 k_{oi} 为定值时，再由 $\dot{W}_z = \sigma_{p1} V_0 = \sum_{i=1}^n \dot{W}_{zi}$ ，运用中值定理得简化式：

$$\sigma_{p1} = \sqrt{2} \sum_{i=1}^n k_{oi} I_i (z_{i+1} - z_i) \tag{2}$$

由于 k_{oi} 不可能大于相应深度桩周土的不排水强度 C_{oi} (i 表示第 i 段) 否则失稳，所以可取 $k_{oi} \leq C_{oi}$ ($i = 1, 2, \dots, n$) 取不同 B 时按式(2)得， $\sigma_{p1} \leq (2.5 \sim 4) C_s$ ，系数 $2.5 \sim 4$ 定义为能量系数 d_p 。

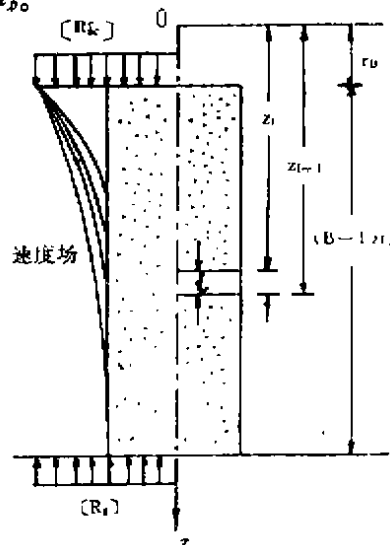


图1 能量法公式推导

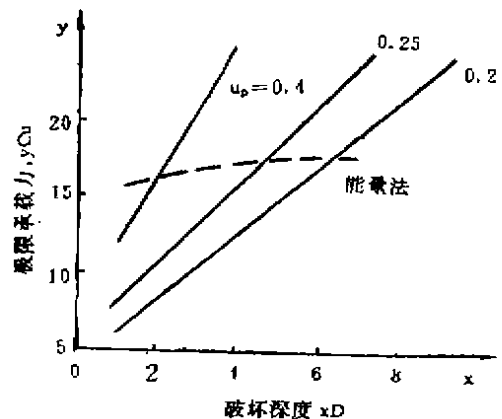


图2 能量法、广义Brauns法的对比

(2) 广义Brauns法

采用Brauns(1978)所假定的破坏面, 但取破坏深度 $h = xr_0 \text{tg}\alpha$, 先利用速度相似关系把轴对称(桩体)的空间速端图转化为平面情况的速端图^[4], 于是利用上限定理, 对单桩 ($[R_r] = 0$) 情况得径向应力 σ_r :

$$\sigma_r \leq \frac{k_b}{\sin 2\delta} \left(2 + x \frac{\text{tg}\alpha}{\text{tg}\delta} \right) \quad (3)$$

再由 $\frac{\partial \sigma_r}{\partial \alpha} = 0$ 得: $\text{tg}\alpha = \frac{\text{tg}\delta}{x} (\text{tg}^2\delta - 1)$ (4)

并考虑桩体本身的几何及变形相容条件, 采用Rowe剪胀理论^[5], 且 $x = 2$ 时得极限承载力 σ_b^0 :

$$\sigma_b^0 = \frac{2k_b\mu_p}{\sin 2\delta} (1 + \text{tg}^2\delta) \text{tg}^2\alpha \quad (5)$$

式中: μ_p 为桩体泊松比; δ 为破坏面与水平面的夹角; $\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi_p}{2}$, φ_p 为桩体内摩擦角; k_b 为破坏面上的摩阻力。将式(5)称为广义Brauns式, 因当体变为零即 $\mu_p = 0.5$ 时, 式(5)即为Brauns(1978)建议的单桩计算式。

按能量法 $\sigma_b^0 \leq (2.5 \sim 4)C_u$, 其对应深度的塑性变形是允许的, 所以取安全系数 F 为 1; 对桩端部分极限承载力取 $9C_u$, F 取 2.5, 两者累计得鼓胀破坏型式对应的单桩容许承载力 $[R_p^0] = (6.1 \sim 7.6)C_u$, 对广义Brauns式, 因其由极限平衡状态导出, 所以必须取 $F > 1$, 当 $\varphi_p = 38^\circ$, $k_b = C_u$, $F = 2.5$, 如 $x = 2$, 则单桩容许承载力计算式为:

$$[R_p^0] = 16.94\mu_p C_u \quad (6)$$

如 $x = 1 \sim 4$, $\mu_p = 0.2 \sim 0.25$ 得极限承载力 $\sigma_b^0 = (6 \sim 16)C_u$, 容许 $[R_p^0] = (2.4 \sim 6.4)C_u$ 。几种方法对比见图 3。式(6)通过 μ_p 能考虑受静载时桩体本身的变形协调及桩间土的强度等, 计算结果与实测较接近^[6]。实际上桩体的破坏型式、变形和桩土变形协调关系随深度也是变化的 (Datye, 1982), 计算时应予以考虑。

复合地基承载力计算式

(1) 能量法

运用两个效应转化的机理来建立承载力计算式。按“桩体效应”得:

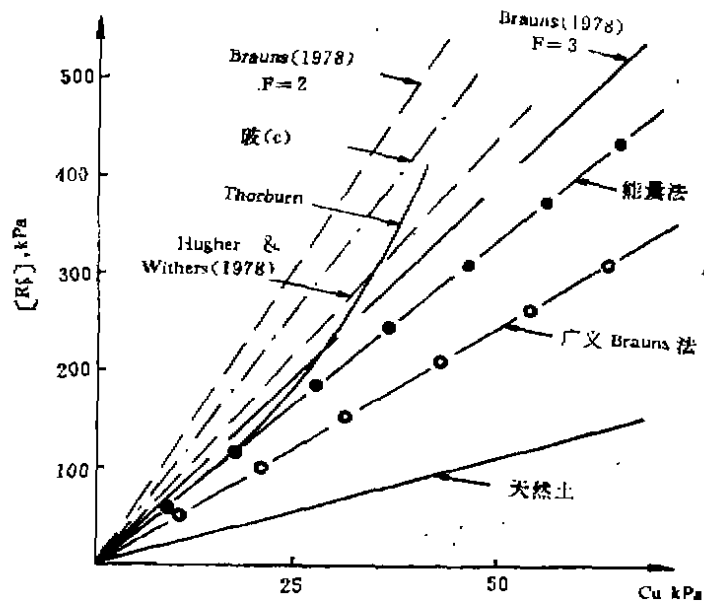


图3 各方法 $[R_p^0] \sim C_u$ 关系

$$A[R_{sp}^*] = N\pi DHf + [R_s]A \quad (7)$$

式中： N 为面积为 A 的基础（或承压板）下的桩数， H 为桩长， f 为桩侧容许摩阻力， $[R_s]$ 为桩在 H 深度处桩间土的容许承载力。按前述机理仅在 $H = d_p D$ 深度范围 f 得到充分发挥，而 $[R_s]$ 可用 $d_p D$ 深度处的桩间土或近似用天然土容许承载力 $[R_n]$ 。采用后者处理 $[R_s]$ 偏安全，因桩间土（天然超固结土例外）的承载力一般比天然土要高，对钻孔灌注桩，经同样处理误差小于13%^[7]，但在其下一一定范围如 $3D$ ，存在软弱夹层时，应区别对待。于是：

$$[R_{sp}^*]A = N\pi DHf + [R_n]A = \frac{4mA}{D}Hf + [R_n]A$$

得能量法计算复合地基容许承载力计算式：

$$[R_{sp}^*] = 4md_pfk + [R_n] \quad (8)$$

式中： m 为面积置换率； $d_p f$ 值与能量法所得 σ_{p1} 相对等，其值由下式估算：

$$\text{淤泥质粘性土} \quad d_p f = 0.378[R_n] + 28.7 \quad (9)$$

$$\text{饱和黄土、一般软粘土} \quad d_p f = 0.378[R_n] + 38.7 \quad (10)$$

其中 $[R_n]$ 取 $4D$ 深度范围土层 $[R_s]$ 的加权平均值，若 $[R_n]$ 小于 60kPa k 取 $0.7 \sim 1.0$ ，当 $[R_n]$ 大于 60kPa 且 $[R_n]$ 为桩间土的则式(8)中 k 取 1 ，若 $[R_n]$ 为天然土的则对饱和黄土 k 取 $1.1 \sim 1.3$ ，对淤泥质粘性土取 $1.0 \sim 1.1$ ；对一般软粘土 k 取上述两类土相应数之间的值。由于发生能量转化后式(8)中 f 已为桩体剪切屈服应力，其值不易确定故以 $d_p f$ 值为一体。上述统计式(9)、(10)及表1参数是由大量载荷试验实测复合地基容许承载力 $[R_{sp}^*]$ 与式(8)的计算值 $[R_{sp}^*]$ 比较，控制两者误差（一般小于5%）而求得^[6]，可供参考。一般地，对饱和软粘土， $d_p = 2.5 \sim 3$ ， f 可取 $(0.8 \sim 1.25)S_p$ ， S_p 十字板强度；对粘、砂互层地基 d_p 最高可取 3.5 ，而相应的 $d_p f$ 值可取 $110 \sim 140$ ；对任一碎石桩地基，在其它条件及参数相同时相应于单桩复合地基的 d_p 宜比多桩情况大 0.5 。表2给出了由式(8)计算的 $[R_{sp}^*]$ 与实测 $[R_{sp}^*]$ 对比的部分实例。

碎石桩复合地基 $d_p f$ 值

表1

地基土质	淤泥质粘性土 (1)	饱和黄土 (2)	一般软粘土 (3)
$d_p f$ (kPa)	35~75 (50~65)	50~125 (60~80)	50~80

表中(1)、(2)、(3)栏分别由9、15和5个工程的计算与实测的对比得到；括号中为常见值。

(二) 广义Brauns法 DSM法 沉降反算法

广义Brauns法是由式(6)及单桩载荷试验实测容许 $[R_p^*]$ ，桩间土 C_u 求得 μ_p ，代入下式求 n_s ：

能量法计算与实测对比(部分例子)

表2

工程名称	天津塘沽长芦盐场	上海某软土工程	武汉粮油料所某宿舍	天津新港堆场	宝钢某工程
土层	淤泥	淤泥质粘土	淤泥质粘土	淤泥质粘土、亚粘土	淤泥质亚粘土
m	0.223	0.305	0.22	0.25	0.252
$\frac{[R_p]}{d_p f}$ (kPa)	$\frac{48.9}{47.2}$	$\frac{80.4}{59.1}$	$\frac{50\sim75}{52.3}$	$\frac{120}{74.1}$	$\frac{62.5}{62.7}$
$\frac{[R_{sp}^c]}{[R_{sp}^n]}$ (kPa)	$\frac{91}{88.2}$	$\frac{152.5}{150}$	$\frac{108.5}{90\sim120}$	$\frac{194}{200}$	$\frac{153.2}{150}$
载荷资料来源	方永凯 孟广训 (1980)	张定(1983)	曹社田(1983)	林孔镛(1985)	叶书麟等 (1986)

续表2

工程名称	高港某船厂船坞	湖北(7602)工程			内蒙陕坝糖厂
土层	轻亚粘土	亚粘土, 轻亚粘土			轻亚粘土, 粘土
m	0.17	0.385	0.385	0.385	0.22
$\frac{[R_p]}{[R_p^c]}$ (kPa)	$\frac{82.6}{70}$	$\frac{60}{61.4}$	$\frac{90\sim110}{76.5}$	$\frac{60\sim130}{76.5}$	$\frac{100\sim120}{80.3}$
$\frac{[R_{sp}^c]}{[R_{sp}^n]}$ (kPa)	$\frac{130.4}{147.0}$	$\frac{154.6}{169.0}$	$\frac{241.4^*}{239.0}$	$\frac{271.8}{220}$	$\frac{180.7}{180}$
载荷资料来源	陈振建 盛崇文 (1987)	湖北省工业建筑设计院(1981)			冶建院(1985)

* 对应单桩复合地基取 $k=1.2$

续表2

工程名称	西安郊区某工程	323医院离干病房	陕西某培训中心楼	西安交大三村某楼	西安枣园某库
土层	黄土状亚粘土	黄土状亚粘土	黄土状亚粘土	黄土	黄土
m	0.32	0.34	0.31	0.227	0.27
$\frac{[R_p]}{d_p f}$ (kPa)	$\frac{110}{80.3}$	$\frac{130\sim160}{87.8\sim99.2}$	$\frac{105\sim108}{79.5}$	$\frac{90}{72.7}$	$\frac{130}{87.8}$
$\frac{[R_{sp}^c]}{[R_{sp}^n]}$ (kPa)	$\frac{212.8}{190}$	$\frac{191.1\sim228.9}{180\sim220}$	$\frac{206.6}{220.0}$	$\frac{156}{160}$	$\frac{224.9}{225.0}$
载荷资料来源	李文伯(1986)	朱克廉(1985)	齐文浩等(1986)	陆震亚等(1987)	傅世法等(1989)

续表 2

工程名称	秦岭某建筑	西安大厦商店	船舶工业总公司 十二所某工程	青铜峡铝型材厂 某车间	西北税校主楼
土 层	黄土状亚粘土	黄土状亚粘土	黄土 Q ₃ ²⁰⁰	黄土状亚粘土	黄土砂土互层
m	0.224	0.316	0.31	0.325	0.227
$\frac{[R_s]}{d_p f}$ (kPa)	$\frac{120}{84.1}$	$\frac{114.2}{81.9}$	$\frac{90 \sim 126}{72.7 \sim 86.3}$	$\frac{125}{86}$	$\frac{210 \sim 220}{121.9}$
$\frac{[R_{sp}^c]}{[R_{sp}^b]}$ (kPa)	$\frac{195.4}{200}$	$\frac{221.3}{220}$	$\frac{180 \sim 233}{180 \sim 220}$	$\frac{240.2}{200 \sim 300}$	$\frac{330}{350}$
载荷资料来源	西北地基开发公司 (1985)	李文伯等(1986)	朱克廉(1988)	许善芬等(1987)	冶院实验室 (1988)

$$\text{当 } \mu_p \leq 0.5 \quad n = \frac{K_p^c - 2\mu_p}{K_p^b - 2\mu_s} \quad (11)$$

$$\text{当 } \mu_p > 0.5 \quad n = \frac{\mu_p}{\mu_s} \frac{K_p^c}{K_p^b} \text{ 或 } n = \frac{\mu_p}{\mu_s} \frac{K_p^c + 1}{K_p^b + 1} \quad (12)$$

式中: K_p^c 、 K_p^b 、 μ_p 、 μ_s 分别为桩, 土的被动土压力系数及泊松比。再由下式求 $[R_{sp}^c]$:

$$[R_{sp}^c] = [1 + m(n-1)][R_s] \quad (13)$$

式(8)、(11)、(13)、(14)计算实测对比

表 3

工程名称	$\frac{C_u}{[R_{sp}^b]}$ (kPa)	$\frac{H_c}{m}$	$\frac{\phi_s}{\phi_c}$ (度)	n 计算值 实测值	$\frac{(R_s)}{d_p f}$ (kPa)
浙江某电厂	$\frac{30}{170}$	$\frac{0.336}{0.36}$	$\frac{11}{38}$	$\frac{4.05}{3.78}$	$\frac{45}{45.7}$
天津某工程	$\frac{30}{128 \sim 152}$	$\frac{0.253 \sim 0.30}{0.23}$	$\frac{15}{38}$	$\frac{3.28 \sim 3.37}{1.74 \sim 3.83}$	$\frac{34.1}{41.9}$
上海某软土工程	$\frac{40}{138}$	$\frac{0.205}{0.305}$	$\frac{22 \sim 26}{38}$	$\frac{1.94 \sim 2.37}{1.94 \sim 2.12}$	$\frac{80.4}{59.1}$

工程名称	$\frac{S_v}{f_k}$ (kPa)	k	$[R_{sp}^c]**$ (kPa)	$[R_{sp}^b]$ (kPa)	实测值引自
浙江某电厂	$\frac{30}{180}$	0.7	$\frac{91}{94.4}$	90	韩杰等(1989)
*天津某工程	$\frac{40}{126.9}$	0.7	$\frac{61.9}{53.5}$	59.2	南科院(1980)
上海某工程	$\frac{30}{159.9}$	1.0	$\frac{152.5}{159.3}$	150	张定(1983)

* 安全系数取2.5 **分子、分母分别为按式(8)、(13)计算得。

式中符号意义同前。我国《地基处理技术规范》初稿中建议承载力标准值 f_k ：

$$f_k = [1 + m(n-1)]3S_0 \quad (14)$$

笔者认为该式是有条件的，而且 n 如何定原文并未提及， S_0 测定在西北地区还不很普及等。

DSM法即增量沉降模量法^[8]（郭蔚东等1988）是由增量沉降模量法推导的经验式：

$$p_i = k_1 m p_{pi} + (1-m)p_s \quad (15)$$

式中 k_1 为考虑土质、荷载尺寸效应的系数可取0.8~1.25， p_i 、 p_{pi} 、 p_s 分别为复合地基、桩顶、土表面在相同沉降 $s = s_i$ 时的均布压力，由不同 s_i 及 p_i 可得单桩复合地基的 $p \sim s$ 曲线，或由增模（增量沉降模量的简称）运用有限元计算直径为 D_1 的刚性承压板的单桩、多桩复合地基荷载的 $p \sim s$ ，最后由 $\frac{s}{D_1}$ 值定复合地基的容许承载力。

沉降反算法则是按2:1应力扩散法，先计算在设计要求的地基承载力下计算直径 D_1 （或边长为 D_1 ）的承压板下单桩或多桩复合地基的沉降量 $s^{[9]}$ ，再由 $\frac{s}{D_1}$ 值是否小于0.02（对软土），或0.015（对饱和黄土），若满足则承载力满足设计要求。

工程实例

治院新教学试验楼：^[9]

天然地基荷载试验得容许承载力按 $\frac{s}{D_1} = 0.015$ 为75kPa，按 $\frac{s}{D_1} = 0.02$ 为98.1kPa，桩间土的 $[R_s]$ 按 $\frac{s}{D_1} = 0.015$ 为85kPa，按 $\frac{s}{D_1} = 0.02$ 为95.8kPa，按式(10)有：

$$d_p f = 0.378 \times 95.8 + 38.7 = 74.9 \text{ kPa}$$

所以 $[R_{sp}^*] = 4d_p f m k + [R_s] = 4 \times 74.9 \times 0.327 + 95.8 = 193.8 \text{ kPa}$

若按 $\frac{s}{D_1} = 0.015$ 对应的 $[R_s]$ 则： $d_p f = 70.8 \text{ kPa}$

$$[R_{sp}^*] = 4 \times 0.327 \times 70.8 + 85 = 177.6 \text{ kPa}$$

若按式(12)由 $n = 2.66^{[9]}$ 则

$$[R_{sp}^*] = [1 + 0.327(2.66 - 1)] \times 95.8 = 147.8 \text{ kPa}$$

各方法计算结果及荷载试验（约 1.96 m^2 ）实测值示于表4。设建筑实际箱基接触压力达230kPa，相应最大沉降为89mm（基底尺寸 $97.1 \times 25.7 \text{ m}^2$ ）推算的最终沉降量为150mm，

即 $\frac{s}{D_1} = 0.006$ 。

治院新教学楼地基承载力计算

表 4

沉降反算法 ^[1]	非线性有限元法 ^[1,2]		DSM法 ^[3]		
	单 桩	多 桩	式(15)	单 桩*	多 桩*
$\frac{0.012}{180}$	$\frac{0.013}{208}$	$\frac{0.013}{217.6}$	$\frac{0.014}{175.6}$	$\frac{0.013}{176.1}$	$\frac{0.013}{173.5}$
$\frac{0.018}{225}$	$\frac{0.018}{272}$	$\frac{0.018}{282}$	$\frac{0.02}{205}$	$\frac{0.02}{223}$	$\frac{0.018}{233.3}$

能 量 法	广义 Brauns 法	常 规 法	载荷试验(单桩复合)		
			0.354**	0.530**	0.299**
$\frac{0.015}{177.6}$	$\frac{0.015}{131.1}$	$\frac{0.015}{140.5\sim 160}$	$\frac{0.015}{193.5}$	$\frac{0.015}{218.7}$	$\frac{0.015}{204.4}$
$\frac{0.02}{193.8}$	$\frac{0.02}{147.8}$	$\frac{0.02}{180.6}$	$\frac{0.015}{198}$	$\frac{0.02}{247.7}$	$\frac{0.02}{232.9}$

* 由有限元计算得, **为面积置换率, 各栏中分子为 $\frac{S}{D_1}$, 分母为 $[R_s]$ 。

结 语

1. 单桩承载力的计算宜采用广义Brauns法因其可考虑桩体本身的变形协调及桩周土的强度等影响。

2. 复合地基承载力可采用多种方法计算比较得, 其中能量法计算简单, 参数易获得且较符合实际。

3. 对其它土质的振冲地基 d, f 值的确定尚待资料的积累, 且因式(9)、(10)及表1的 d, f 值是由30kW振冲器成桩的复合地基所得载荷试验的结论总结得, 是否适用于其它功率的振冲器所成桩的地基尚待研究。

笔者谨向有关文献、资料的作者深表敬意!

参 考 文 献

[1] Madhira, R.M.(1982), Recent Developments in the Use and Analysis of Granular piles.Proc.Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, p.117-129.

[2] Datye, K.R.(1982), Settlement and Bearing Capacity of Foundation System with stone Columns Proc.Symposium on Recent Developments in Ground Improvement

Techniques Bangkok, p.85—103.

[3] Ranjan, G. & Rao, B.G. (1986), Granular piles for Ground Improvement, Proc of Int. Conf. on Deep Foundations, Beijing, P.2.1-2.3

[4] 许其亮、史文华(1985), 上限元法求解轴对称挤压齐形力, 金属学报, 第2期, B72-80。

[5] 黄文熙等(1983), 《土的工程性质》, 水利电力出版社, 44-46页。

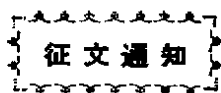
[6] 郭蔚东, 钱鸿缙(1989), 碎石桩地基承载力的计算, 第二届全国地基处理学术研讨会论文集, 下册, 烟台901—909页。

[7] 《地基处理手册》编写委员会(1988), 《地基处理手册》, 中国建筑工业出版社, 597页。

[8] Guo W.D, Qian.H.J.(1988), Settlement Calculation of Weak Subsoil Foundation Reinforced with Granular Piles, Proc.of Int. Conf. on Eng. Problems of Regional Soils, Beijing, P.407,410.

[9] 郭蔚东, 钱鸿缙(1989), 饱和黄土碎石桩地基沉降计算, 土木工程学报, 22卷第2期, 13-21页。

[10] 郭蔚东(1987), 饱和黄土碎石桩地基的沉降分析, 西安冶金建筑学院硕士毕业论文。



第三届全国地基处理学术讨论会第一号通知

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会定于1992年6月在秦皇岛市召开《第三届全国地基处理学术讨论会》。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

一、征文内容

各种地基处理方法, 包括排水固结法, 振密、挤密法, 置换及拌入法, 加筋法, 托换法, 工程补救技术以及房屋加层改建中地基加固技术等方面的发展, 各种地基处理的新技术(包括施工工艺、施工机具等), 地基处理设计计算理论和方法, 地基处理工程的勘察、质量检验和效果检验、监护方法等方面的学术论文, 以及工程实录。入选论文拟在会议前正式出版会议论文集。论文字数请控制在6000~8000字(包括图表)。

二、征文时间安排

应征论文全文一份寄浙江大学土木工程学系龚晓南(邮编: 310027), 征文截止日期: 1991年8月31日。经论文编审委员会审查后, 入选论文按要求规格(将在第二号通知中说明)于1991年12月31日前寄交浙江大学。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会
地基处理学术委员会

1990年10月

振冲法加固地震区高层建筑软弱地基实例

曾昭礼

(化工部烟台化工建设技术培训中心)

〔摘要〕 为加固高层、大重量建筑的软弱地基，寻求技术可靠、经济和快速的方法，一直是工程界十分关注的课题。本文介绍一个在沿海七度地震区用振冲法处理十八层民用建筑软基获得成功的实例，这项工程的现场检验和使用观测表明，对高层建筑软弱地基，可以根据其实际要求，结合工程地质具体条件，通过分析、计算确定采用振冲碎石桩并合理选择桩距、桩深和有关参数，采用通常的振冲施工方法，使软弱地基获得良好加固，从而使加固后复合地基的承载力、变形、稳定性及抗液化等方面能满足高层、大重量建筑对地基的要求。

前言

随着国家基本建设的迅速发展，高层、大重量建筑软弱地基处理的设计和施工技术已成为当前急需研究解决的课题。

高层、大重量建筑一般基底面积较小，对地基承载力要求较高；且由于体型高耸，对地基变形引起的不均匀沉降比较敏感，因而要求地基刚度大，变形小；在强大的水平风荷载作用下不会引起地基失稳；在地震区还要考虑在地震往复应力作用下不会产生液化失稳或震陷，等等。由于高层建筑基础埋深较大，地基压缩层影响深度较深，因而需要加固处理的软基面积和施工深度都比较大。工程实践表明，根据高层、大重量建筑实际要求，结合软弱地基具体条件，正确选定软弱地基处理的设计和施工方案，是直接关系到建筑使用安全，技术可靠、投资经济、工期长短的重要问题，极需引起重视。

振冲法在我国已应用十余年，曾广泛用于七、八层以下建筑及水坝、油罐、烟囱、水塔的软弱地基加固处理，取得了丰富的成果和经验。但能否用于高层、大重量的建筑物软基处理尚有争议，用振冲法加固地震区高层建筑物软弱地基尚未见到实例报导。因此，本文介绍笔者在沿海七度地震区用振冲法处理十八层民用建筑物软弱地基的一些情况。

工程概况

烟台交通大厦工程位于市中心，系市重点建设工程之一。拟建楼房主体共十八层（地下两层，地上14~16层），见图1，建筑物总高度59.1米，箱基底面长41米，宽15.4米，平面呈“S”形布置。主体为钢筋混凝土框架结构，砖填充墙总重约二万二千吨。由于主楼东、南、西三面紧邻房屋建筑，北侧面临市内街道，使箱基底面无法向外扩展。设计计算

箱基基底平面压力为296kPa,在风荷载作用下,基础边缘压力达350kPa。由于建筑荷重较大,天然地基承载力不足,原设计采用了打入式预制桩基础工程于1985年3月动工,经对打入预制桩(截面0.4×0.4米,桩长16.5米)进行载荷试验,效果良好,单桩承载力超过设计要求,在有关部门建议下,将桩截面改为0.35米×0.35米,桩长15米,桩数减到294根。再施打桩时,在25根预制桩中有9根只能打入7~8米就再也无法打入,强行施打,则因地基土夹层中含漂块石阻挡,使许多桩被打断或桩头打碎约占桩数的36%,无法达到设计要求深度,工程被迫停工。建设单位,多方征询于1986年初改



图1 交通大厦外貌

为双层箱形基础处理,工程重新动工,当箱基基坑大开挖到自然地面下4.3米时,发现持力层及下卧层地基土质软弱,远不能满足箱基要求,工程又被迫停工。由于地基已大开挖,地下水浸渗汇集,长时间的浸泡加重了坑底土的软弱程度。1986年4月,建设单位前来征询,我们分析了该工程地质勘察报告后,经过现场调查并了解上部结构设计,经过多方案的技术、经济、可靠性、工期等详细比较后,决定采用振冲法进行加固。从建筑层数来看,当时国内尚未曾用振冲法加固过这样的高层建筑软弱地基,也未见到用于地震区的实例;从承载力角度看:振冲碎石桩复合地基的承载力一般用到250kPa已较高。而交通大厦工程在国内七度地震区用振冲法加固十八层高层建筑软弱地基,设计要求加固后的复合地基承载力需达到300kPa,因此,有许多重大技术问题需要认真考虑并从技术上加以解决。本工程振冲地基由化工部烟台化工建设技术培训中心设计所设计,湖南湘乡地基工程公司施工。

工程地质

工程位于市内一个旧场地上,地形较平坦。勘察表明该场地自然地面下地下水十分发育,静止水位距地面仅0.70~1.40米,地下土分层较杂,地质剖面如图2,地质状况如下:

1. 杂填土:厚0.7~1.7米;
2. 新近沉积轻亚粘土:厚度0.3~1.5米,褐黄色,饱和,可塑~软塑,结构性差,质地较软。 $w = 22.5\%$, $\gamma = 19.2\text{kN/m}^3$, $e = 0.717$, $I_p = 6.82$, $S_r = 87.3\%$, $E_{s1-2} = 39.2\text{kg/cm}^2$ 。容许承载力80kPa;
3. 细砂:厚度4.80~5.40米,黄~灰色,松散~下中密、饱和,本层上部结构松散,混有少量粘性土,标贯 $N_{60-5} = 5\sim 7$,容许承载力120kPa。本层内夹有厚约0.7~1.0米的淤泥层, $w = 54\%$, $\gamma = 17.4\text{kN/m}^3$, $e = 1.436$, $I_p = 22.8$, $I_L = 1.26$, $S_r = 10.3\%$, $E_{s1-2} = 37.1\text{kg/cm}^2$ 、容许承载力60kPa;
4. 粉砂:厚度0.9~1.6米,饱和,稍密~下中密, $e = 0.81$, $D_r = 0.59$,容许承载

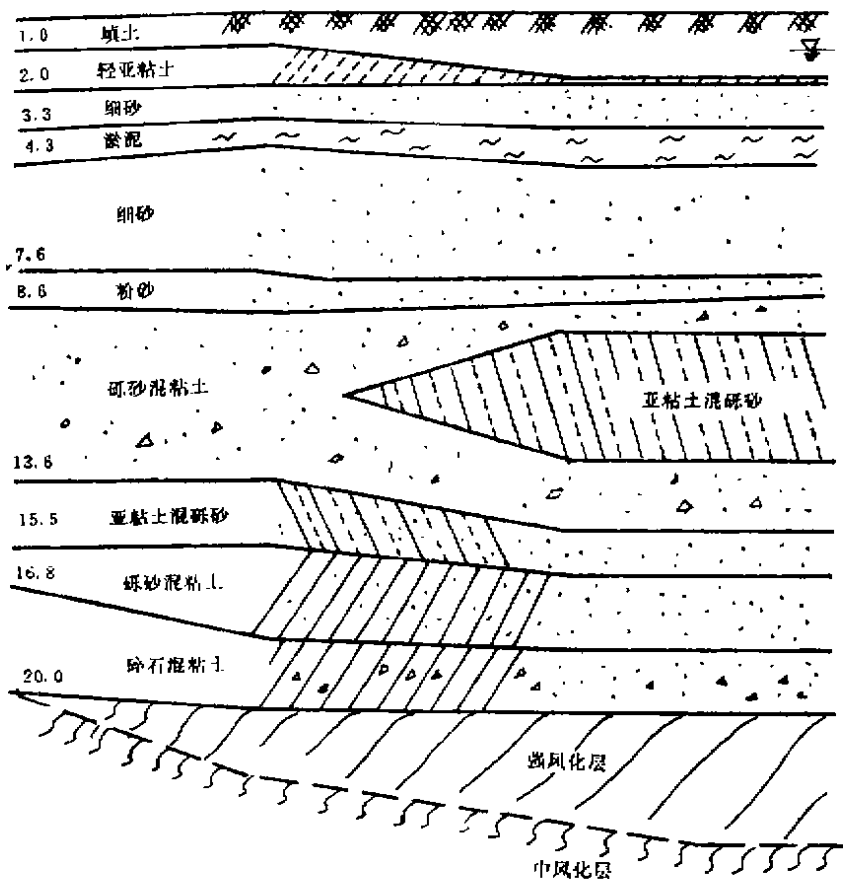


图2 工程地质剖面图

力100kPa。按TJ—78《工业与民用建筑抗震设计规范》判定七度地震液化可能性较小。

5. 砾砂混粘土：厚8.1~9.3米，饱和、可塑，主要成份为砾砂，含10~15%粘土及少量碎石块，块径一般为6~10厘米，少量达15~25厘米，呈星散状分布，标贯14击， $w = 22.3\%$ ， $e = 0.68$ ， $I_p = 11.3$ ， $S_r = 95.3\%$ ， $E_s = 83\text{kg/cm}^2$ ， $\gamma = 19.3\text{kN/m}^3$ ，该层中夹有一层厚度1.5~5.3米的亚粘土混砾砂层，以粘土为主混有砾砂及少量碎石。容许承载力160kPa。

6. 碎石混粘土：层厚1.8~3.0米，饱和，中密，主要为岩石风化碎块及少量云母片岩风化碎屑物，混有少量砾砂及粘性土，容许承载力180~200kPa。

7. 基岩层，距地表10~21米以下为基岩，为强风化黑云母片岩及中等风化黑云母片岩。

振冲碎石桩地基的设计

目前高层建筑大多采用箱型基础，交通大厦工程也采用了箱基。箱基刚性好，埋深较大，有利于保证高层建筑总体的稳定性和利用深层地基的强度，有较好的技术和经济效

果。我国近些年对高层建筑物箱型基础及其下地基工作性状作了许多研究工作,并对不少实际工程作了大量的现场观测和测试,对地基土的应力、应变、稳定性及土的压缩层影响深度等等,得出了许多有价值的研究成果。交通大厦工程运用这些成果来进行振冲地基设计,是一次有意义的实践。

国内外大量振冲地基工程的实测和研究证明,振冲法碎石桩加固砂土地基的作用主要有三个方面:(1)地基土的振动加密和强制挤密。目前使用的国产ZCQ30型振冲器具有90 kN的水平激振力和1450次/分的振动频率,振冲施工的强烈振动不仅使饱和松散的砂土颗粒在振冲器接近砂土最佳共振频率的强迫振动下重新排列致密,而且在振孔中填入的大量碎石被振冲器强大的水平振动力挤入周围土中,形成碎石桩本身和桩与土的强制挤密。这种机械性的强制挤密使土的相对密度增加,孔隙度降低,干容量增大,内摩擦角增大,使复合地基承载力获得提高(2~4倍),沉降量减小(50%以上),抗液化能力增强。(2)排水减压。振冲碎石桩由级配碎石组成,由于碎石粒间空隙远大于砂土,在地基土中形成渗透性良好的竖向排水减压通道,大大缩短了建筑场区地基土的水平排水距离,地震发生时可以有效地消散和防止超静孔隙水压力的增高,从而防止砂土产生液化。在国内许多振冲地基现场实测,在相同条件下,振冲碎石桩加固后的复合地基比天然地基的振动超静孔隙水压力降低55~72%^[1],这对抑制地基振动液化和加速地基土的排水固结是十分有利的。(3)予震效应。现场实测表明,用ZCQ30型振冲器进行振冲法施工可使直径16米范围内的土体受到不同强度的强迫振动影响,室内试验和地震后现场调查指出:饱和松散砂土受过历史地震予震作用后,其抗液化能力有明显的增强。例如,相对密度为54%的砂样受过5次小型震动后,原抗液化能力可以相当于相对密度为80%的未受予震的砂样^[2]。

根据交通大厦上部结构构造,要求,结合箱型基础形状、性能,对地基土各层土性进行分析、计算,主要加固土层为细砂、淤泥、粉砂和部份砾砂粘土层。最后确定箱基底板下采用8米、9.5米两种桩长,基础外采用两排围护桩,桩长5米。桩距一般为1.53米左右,布桩平面形式为等边三角形或等腰三角形。碎石桩填料用粒径1~5厘米级配碎石,设计规定采用连续填料法施工振冲碎石桩,制桩振密电流控制为57 A,桩顶与箱基底板之间作30厘米厚碎石垫层。

振冲施工

由于交通大厦已进行箱基基坑开挖,坑长50米,宽30米、深4.3米,坑内渗水汇集,坑底软泥稀糊,已施打的予制桩还残留在坑中“插蜡烛”。据此决定先将基坑表层稀泥人工清除出坑,将9根打不下去的予制桩用吊车拔除,从余下的予制桩处向下挖土两米深,将桩从距箱基底板下2米处凿除,然后向坑内回填砂并用震动器震实到基坑底平面,用砂垫层除地下残桩对箱基底板的集中顶承作用。由于场地十分狭小,振冲施工吊车及装载机由北侧陡坡进入坑底,石料及水箱置于坑沿上。为便于排除振冲施工泥浆,在坑内西北角挖了临时集水坑,坑内施工时振冲排出的泥浆汇集到集水坑,通过过滤用泥浆泵抽排到城市下水道排除。振冲施工期间正值天旱,城市自来水供应紧张,一段时间施工还利用过滤后的泥浆水抽回入贮水罐供振冲施工。施工操作均按《地基与基础工程施工及验收规范》

GBJ202—83有关规定进行。采用排孔法打桩顺序施工。

振冲法加固多层软土组成的软弱地基比其他加固方法有更明显的可见性,每个振冲造孔过程都类似一次直观的地质钻孔。从造孔过程导管入土深度和孔口返溢泥浆的颜色、气味、粒度,杂物等可粗略地判断出各深度土的种类和性质,判定是否与勘察报告所述地层相符,据此可以控制各层土的加固方法和参数,发现地质与勘察报告不符时能及早确定补充措施。交通大厦地质勘察仅在南、北两侧作了6个地质钻孔,当施工楼体西部A区时,由振冲造孔返出的泥浆颜色和气味中发现与地质报告不符,经补充勘察认定,这是一条恰巧由西山墙向东北斜穿入箱基下的一条3米宽的旧河沟。施工到东部C区时,振冲造孔发现在箱基下约有6米直径范围的淤泥土,振孔返出的泥浆为黑色、有臭味,从深10米的振孔中有朽木块随泥浆漂出,淤泥深达12米左右,也与勘察报告不符,后来查清这是几十年前一座染厂的废液沉淀井。因此对这两处地方增大了制桩振密电流和留振时间,从施工技术上也作了补充要求。由此可见,在旧城区兴建高层建筑时,对软弱地基宜适当增加地质钻探布孔,确切查清地质情况,由有经验的队伍施工。本工程共布桩597根,基底碎石桩总长4620米,全部桩仅用28天即施工完毕,使拖延了一年多时间的高层建筑工程地基处理难题终于获得迅速解决。振冲总费用仅为原予制桩基费用的40%,为建设单位节省了“三材”和近40万元资金。

振冲施工完毕,基坑底面比振冲前增高近80厘米。按设计标高将高出部份挖除并注意不得超挖,在挖后的复合地基上铺设碎石垫层。碎石垫层用粒径2~4厘米碎石,第一层铺厚20厘米,用平板振动器拖震震实,然后再铺第二层碎石震实。震实垫层总厚为30厘米,目的是均匀传力和起一定的减震作用。

现场测试

振冲施工一个月后开始对地基加固效果进行原位检测。对桩间土采用了标贯、重型Ⅱ动力触探,对碎石桩、桩间土分别进行了载荷试验。测试期间正值雨季,基坑被积水多次淹泡,给测试带来一定困难。测试点在箱基底部左、中、右(A、B、C)三区,对细砂层、粉砂层、亚粘土混砾碎石层的不同部位、不同深度进行了18次标贯,检测结果如表1。亚粘土混砾碎石层进行标贯12次,其结果如表2。砾碎石混粘土层用重型Ⅱ动力触探,结果表明容许承载力为310~380kPa。

为更准确地进行加固效果检测,在箱基下A、B、C三区进行静力荷载试验。载荷试验点由建设单位在各区内任意指定,随机选点抽检。考虑建设单位工期紧迫,为尽量缩短时间和减少试验费用,计划用5000cm²圆形压板压两处碎石桩和两处桩间土。但压完B、C区两处桩间土,B区一处碎石桩后,因碎石桩承载力很高,决定将第4点改压A区桩间土以控制三个加固区地基土承载力的下限值。由于振冲加固后的地基十分密实,载荷试验每级荷载下沉降稳定很快,四个点的载荷试验仅用19天即完成,其P—S曲线汇集于图3。其中桩间土1最后荷载850kPa,总沉降6.11毫米;桩间土2终荷为1050kPa,总沉降10.59毫米;碎石桩3终荷1650kPa,总沉降8.75毫米;桩间土4终荷1500kPa,总沉降15.22毫米。开挖检查碎石桩桩径普遍为80~82厘米。

柱间土标贯成果表

表1

项目 孔号 \ 指标	标贯位置 (M)	杆 长	实 测 锤 击 数 N _{63.5}	校正 系数 a	校正后 锤 击 数 N _{63.5}	容许承载 力(R) 10KPa
1*	1.20~1.50	2.9	25	1	25	26.5
	1.90~2.20	2.9	24	1	24	
	3.10~3.40	4.1	21	0.97	20	
2*	0.40~0.70	1.45	19	1	19	26
	1.90~2.20	2.65	28	1	28	
4*	1.50~1.80	2	26	1	28	29
	2.60~2.90	3.65	25	0.98	24.5	
平均值(建议)					24	28

柱间土标贯成果表

表2

项目 孔号 \ 指标	号标位置 (M)	杆 长	实 测 锤 击 数 N _{63.5}	校正 系数 a	校正后 锤 击 数 N _{63.5}	容许承载 力(R) 10KPa
1*	4.00~4.30	5.05	14	0.94	13	30
	5.40~5.70	6.2	22	0.92	20*	
	7.00~7.30	7.6	23	0.89	20.5*	
	8.30~8.60	9.1	13	0.86	11.2	
2*	3.70~4.00	4.3	11	0.96	10.6	28
	5.20~5.50	5.1	14	0.94	13.2	
	6.70~7.00	7.7	10	0.89	8.9	
4*	3.50~3.80	4.35	14	0.96	13.4	32
	4.60~4.90	5.1	15	0.94	14	
	5.70~6.00	6.3	11	0.92	10	
	6.60~6.90	7.75	18	0.88	15	
	7.70~8.00	8.3	30	0.86	25*	
平均值(建议)					12	30

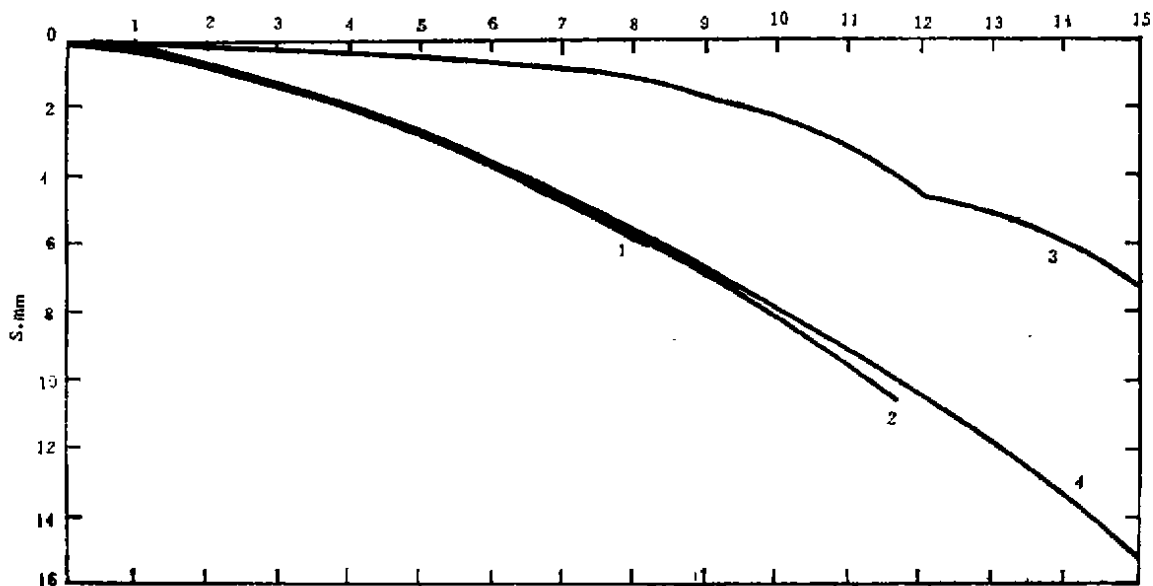


图3 载荷试验曲线图
1. 2. 4 桩间土、3. 碎石桩

现场检测表明,无论是标贯,重型Ⅱ动力触探,还是载荷试验,振冲复合地基容许承载力都已满足箱基设计要求,证明振冲法设置碎石桩加固高层建筑软弱地基是可以达到较高要求的。交通大厦工程用振冲碎石桩加固后,地基承载力显著提高,压缩变形减少,稳定性增强。工程原拟用18万元在坑外四周设井点降水稳定边坡和降低基坑水位施工箱基,后因振冲复合地基和碎石垫层十分坚固、又不怕水浸,后改在基坑四角挖设直径1米的浅渗井排水,边坡用草袋装土围护,仅用两万元即保证了箱基正常施工。

交通大厦工程于1986年底开建,1988年底楼体建筑全部完工,投入使用,经约两年时间的建筑施工过程及使用沉降实体观测。最大总沉降量仅为8毫米,沉降均匀。现在仍在使用和继续进行沉降观测中。

参 考 文 献

1. 尤立新。(1980),振冲法设置粒料桩后饱和砂动孔隙水压力变化。
2. 铁天石、曾昭礼(1980),用振冲法防止砂土地基液化的抗震设计探讨,《建筑结构》1980年2期。

按三维空间土体平衡变形条件推导 振冲碎石桩的填料量和桩距计算式

蔡 运 荣

(山西省水利勘测设计院)

[摘要] 本文根据土体平衡条件,提出了考虑地面沉降和砂土流失的振冲碎石桩的填料量和桩距计算式,并通过实际工程测试得到验证。本计算方法适用于加密对象为砂土。

现有计算方法

填料量和桩距是振冲碎石桩的两项重要设计内容,现有计算方法所得计算值与实际相差较大。在文献[1]中,设“ e_0 为原地基孔隙比; e 为加密后砂层的孔隙比; e_1 为回填料的孔隙比”,给出单位体积地基所需自然填料的计算式:

$$V_a = \frac{(1+e_1)(e_0-e)}{(1+e_0)(1+e)}$$

在文献[2]中,设“ e_0 为砂层原始孔隙比; e_1 为振冲后要求达到的孔隙比; e_p 为桩体孔隙比”,给出单位体积地基所需自然填料的计算式:

$$V = \frac{(1+e_p)e_0+e_1}{(1+e_0)(1+e_1)}$$

由于文献[1],[2]中所取符号不尽一致,为便于以下讨论说明,据原文符号含意,统一按本文符号改写,则相应的给出的计算式分别是:

$$V = \frac{(1+e_0)(e-e')}{(1+e)(1+e')} \quad (A)$$

$$V = \frac{(1+e_0')(e-e')}{(1+e)(1+e')} \quad (B)$$

在文献[3]中给出等边三角形布桩的桩距计算式为:

$$a = 0.952 \sqrt{\frac{1+e}{e-e'}} \quad (C)$$

在文献[1],[2]中也给出等边三角形布桩的桩距计算式为:

$$a = 1.075 \sqrt{\frac{V_p}{V}} \quad (D)$$

上述(A)~(D)式中,各符号均据原式含意改为与本文符号一致,即 a 为桩的中心距(m); e 为加固前地基土平均孔隙比; e' 为加固后桩间土达到的平均孔隙比; e_0 为碎石填料平均自然孔隙比; e'_0 为加固后桩体碎石填料平均孔隙比; V_p 为单桩单位桩长实测碎石平均自然填料量(m^3/m); V 为单位体积地基所需碎石平均自然填料量(m^3/m^3)。

本文计算方法

上述诸式是按土粒平面位移所得,实际工程表明,加固地基的土粒是以空间位移出现的。对砂性土来说,主要是利用饱和和砂土在振动力作用下,使砂土产生振动液化,液化后的土粒在重力、上复压力以及填料的挤压力作用下沿孔壁及孔的周围重新排列,孔隙减少而出现土粒的水平和竖向位移,除桩间土粒挤密外,同时表现出地面沉降值 δ 。另一方面,孔内一部份细粒被高压水冲蚀到孔外,少量悬砂也被挟填入碎石桩的空隙中,其中后者含量很少可略去不计,前者随水流带走或淤在地表,表现出地面淤高值 h 。流失到孔外的土粒可称流失量,不起加固作用,在计算填料量和桩距时不能忽略,否则会得出与实际差别很大的数值,图1分别表示 $\delta > h$ 或 $\delta < h$ 的两种可能地面变形,讨论于下。

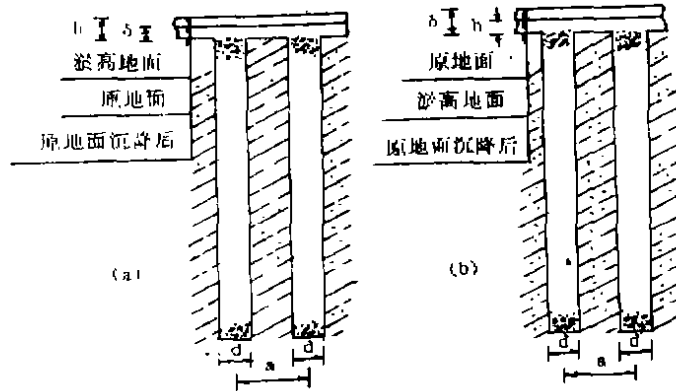


图1

由地基土体平衡条件得以下方程

$$G_c = G - G_a \quad (1)$$

$$G_c = (V_A - V_C - V_0) \gamma'_d \quad (2)$$

式中: G —加固前地基土粒重量;
 G_a —地基流失土粒重量;
 G_c —加固后桩间土的土粒重量;
 V_A —加固地基体积;
 V_0 —地面沉降体积;
 V_C —桩体体积;
 γ'_d —加固后桩间土平均干容重。

设 γ_d 为加固前地基土平均干容重,则 $V_C \gamma_d$ 为地基桩体中原来的土粒重量,于是流失比

为:

$$a = \frac{G_u}{V_c \gamma_d}$$

$$\text{由式(1)得: } G_e = V_A r_d - a V_c r_d \quad (3)$$

$$\text{由式(2), (3)得: } V_A r_d - a V_c r_d = (V_A - V_c - V_0) r_d'$$

$$V_c r_d' = V_A r_d' + a V_c r_d - V_A r_d - V_0 r_d'$$

引入土粒比重和空隙比 e 、 e' 得

$$\frac{V_c \gamma_s}{1+e'} = \frac{V_A \gamma_s}{1+e'} + \frac{a V_0 \gamma_s}{1+e} - \frac{V_A \gamma_s}{1+e} - \frac{V_0 \gamma_s}{1+e'}$$

$$(V_c + V_0) \frac{\gamma_s}{1+e'} = \frac{V_A \gamma_s}{1+e'} + \frac{a V_0 \gamma_s}{1+e} - \frac{V_A \gamma_s}{1+e}$$

$$V_0 + V_0 = V_A + \frac{a V_0 (1+e')}{1+e} - \frac{V_A (1+e')}{1+e}$$

$$V_c - \frac{a V_0 (1+e')}{1+e} = V_A - \frac{V_A (1+e')}{1+e} - V_0$$

$$V_0 \left(\frac{1+e}{1+e} - \frac{a(1+e')}{1+e} \right) = V_A - \frac{V_A (1+e')}{1+e} - V_0$$

$$V_c = \frac{V_A (1+e)}{1+e-a-ae'} - \frac{V_A (1+e')}{1+e-a-ae'} - \frac{V_0 (1+e)}{1+e-a-ae'}$$

$$\text{于是有 } V_c = \frac{V_A (e - e') - V_0 (1+e)}{1+e-a-ae'} \quad (4)$$

设 A 为加固地基面积, Z 为地基单位深度(取加固深度为1米)的地面沉降值, 则式(4)中

$$V_0 = AZ, \quad V_A = A$$

于是得加固地基面积 A 的单位深度桩体体积:

$$V_0 = \frac{A(e - e' - z - ze)}{1+e-a-ae'} \quad (5)$$

由碎石填料平均自然干容重 γ , 加固后桩体碎石平均干容重 γ' , 得加固地基面积 A 的单位深度所需碎石自然填料量:

$$V_a = \frac{\gamma'}{\gamma} V_0$$

$$V_a = A \cdot \frac{(1+e_0)}{(1+e_0')} \left(\frac{e - e' - z - ze}{1+e-a-ae'} \right) \quad (6)$$

式中: V_a —地基面积 A 的单位深度所需碎石自然填料量(m^3);

A —加固地基面积(m^2);

- e_0 —碎石填料平均自然孔隙比;
 e'_0 —加固后桩体碎石平均孔隙比;
 e —加固前地基土平均孔隙比;
 e' —加固后桩间土达到的孔隙比;
 Z —单位加固深度的地面沉降值(m/m);
 α —流失比

当 $A=1$, 即得单位体积地基所需碎石自然填料量:

$$V = \frac{(1+e_0)(e-e'-z-ze)}{(1+e'_0)(1+e-\alpha-ae')} \quad (7)$$

不计加固地基四周最外一排围护桩的边界情况, 如图2和图3所示, 取地基中加固地

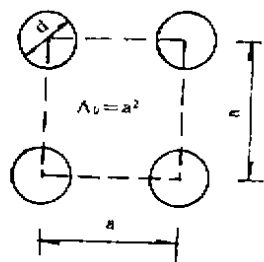


图2

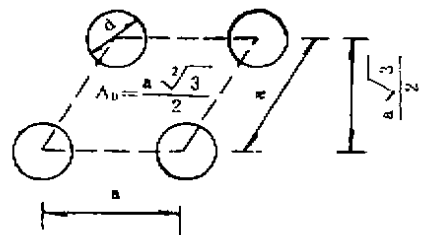


图3

基面积 A_0 为单桩承担的一个加固单元, 将 A_0 乘以式(7), 即得单桩单位深度所需碎石自然填料量:

$$V_1 = A_0 V$$

$$V_1 = K_1 a^2 \frac{(1+e_0)(e-e'-z-ze)}{(1+e'_0)(1+e-\alpha-ae')} \quad (8)$$

式中: V_1 —单桩单位深度所需碎石自然填料量(m^3/m)

a —桩的中心距(m)

K_1 —填料系数, 等边三角形布桩时, $K_1 = 0.866$; 正方形布桩时, $K_1 = 1$ 。

因 A_0 为单桩承担的加固面积, d 为桩体平均直径, 以 $A_0 = A$ 和 $\frac{\pi d^2}{4} = V_0$ 代入式(5)得

$$\frac{\pi d^2}{4} = A_0 \frac{(e-e'-z-ze)}{1+e-\alpha-ae'} \quad (9)$$

等式右边以 $A_0 = a^2$ 或 $A_0 = \frac{a^2 \sqrt{3}}{2}$ 代入, 由式(9)得到桩距计算式:

$$\alpha = k_2 d \sqrt{\frac{1+e-\alpha-ae'}{e-e'-z-ze}} \quad (10)$$

式中: d —桩的平均直径(m);

K_2 —桩距系数, 等边三角形布桩时, $K_2 = 0.952$; 正方形布桩时, $K_2 = 0.886$;

e, e', a, Z 同前。

比较

1. 单位体积地基所需自然填料量比较:

由表示单位体积地基所需自然填料量的式(7)和式(A)、(B)比较,可见如下不同:

1): 式(A)、(B)没有考虑砂土流失和土体竖向变形;式(7)中计入了 a 和 z 值,考虑了土体空间位移,反映了实际情况。

2): 式(A)、(B)中均把加固后的桩体和桩间土视为同一孔隙比,即 $e'_0 = e'$;实践表明桩体干容重大于桩间土干容重许多,即 $e'_0 < e'$

3): 在文献[2]中的 e_p 值称为“桩体孔隙比”,使人认为是加固后桩体的孔隙比,似为解析上欠确切,若 e_p 是指回填料的自然孔隙比,那么式(B)与式(A)就完全一致了,但仍与式(A)一样存在上述问题。

2. 桩距计算式比较

1): 以式(10)与式(C)比较可见,当式(10)中取 $a=0$ 和 $Z=0$ 时,则式(10)与式(C)一致,说明式(C)不考虑砂土流失和地面沉降;而式(10)考虑了这两项因素,满足了土体平衡条件,反映出实际地基加固情况。

2): 式(D)是由关系式 $0.886a^2V = V_p$ 所得,关系式是满足平衡条件的。但式(D)中的 V 值必须由满足平衡条件的式(7)所得计算值,才能使式(D)充分满足平衡条件;若用式(A)、(B)中的 V 值代入式(D),则式(D)不能满足平衡条件,所得 a 值不能反映实际情况。

实例

禹门口沉砂池地基为饱和松砂层,采用振冲碎石桩进行地基加固,选用ZCQ-30型振冲器,填料粒径0.5~6厘米,按等边三角形布桩,桩长10米,桩距1.8米,由勘探试验和试桩得以下实测资料,验算成果于表1和表2。

加固前天然地基: $r_d = 1.47\text{t/m}^3, e = 0.805,$

回填碎石(自然): $r = 1.63\text{t/m}^3, e_0 = 0.65, V_p = 0.63\text{m}^3/\text{m},$

加固后桩体碎石: $r'_d = 2.05\text{t/m}^3, e'_0 = 0.31, d = 0.80\text{m}$

加固后桩间土: $r'_d = 1.70\text{t/m}^3, e' = 0.582$

填料量验算成果表

表 1

单位体积地基所需	计 算 式	(A)式	(B)式	式(7)
碎石自然填料量 V	计算值 $V(\text{m}^3/\text{m}^3)$	0.129	0.102	0.226
单桩单位深度所需碎石	计算式: $V_L = A_0 V$	0.36	0.29	0.63
自然填料量 (m^3/m)	实测值 V_p		0.63	

桩距验算成果表

表 2

a值计算式	式(D): $a = 1.075 \sqrt{\frac{V_p}{V}}$			式(C)	式(10)
	V值	式(A)得 $V = 0.129$	式(B)得 $V = 0.102$		
	V_p 值	0.63	0.63	0.63	
计算a值(m)		2.38	2.67	1.80	2.17

地面沉降: $\delta = 0.15m, L = 10, Z = \frac{0.15}{10} = 0.015m/m$

流失比: $\alpha = \frac{G_s}{V_c \gamma_s} = \frac{0.3370}{0.7490} = 0.45$

该工程地基加固面积1.44万平方米,成桩5230根,经载荷试验,地基允许承载力达 $25t/m^2$ 。

结论

本文计算方法满足土体平衡和变形条件,计算 V_p 值与实测 V_p 值相符,计算桩距 a 与实际一致,说明本文提出的计算方法能反映地基实际加固状况。

计算参数 a 、 Z 值随地基条件、施工设备、施工工艺和布桩等因素而变化,精心地测定有关参数是作好设计的前提条件。

若能进一步改进施工设备和改善施工工艺,使流失比 α 得到减小,可使桩距适当加大或者使填料量得到减少,望在今后工程中进一步研究。

参 考 文 献

- [1] 水电部二局(康景俊、黄福仁、李庆元等执笔):“在官厅水库加固中用振冲法加密砂基的初步经验和效果”,水利水电技术,1978年2期。
- [2] 地基处理手册编委会:“地基处理手册”(第五章振冲法),中国建筑工业出版社,1988年8月。
- [3] 韩仲卿:“振冲法加固松软地基学术讨论会综合报告”,振冲学术讨论会会议《资料选编》,1984年。

关于打桩分析仪及几个工程实例

刘艳玲 陈凡

(中国建筑科学研究院地基所)

【摘要】 本文介绍了一种新的动力测桩的形式——打桩分析仪(Pile Driving Analyzer)简称PDA, 概述了它的基本原理, 使用方法, 并通过几个工程实例的分析, 总结了这种测试方法的主要特点, 从静动对比的结果, 及各桩的测试情况以及与之配套使用的软件, 人们不难看出这种方法的可靠性及发展前景。

引言:

随着建筑不断向高层空间发展, 对基础的要求愈来愈高, 工程设计人员都希望对基础有个准确的了解。

由于桩使用量的增加, 对于桩基质量及承载力的检测方法成为有关各方与工程人员所关心的问题, 因静力试桩费时、费钱, 而且大型工程桩因反力设备不能满足要求, 而难以知道极限承载力, 因此动测法不断被人们所探索, 成为较有前途的一项研究。

波动理论应用于桩基工程发展于60年代, 80年代在世界各地盛行, 目前美国的PDI公司生产的PDA以省时、经济、方便可靠等优点, 遍布世界约25个国家和地区, 共150台左右, 在西方一些国家, 如美国、英国、瑞典、丹麦等都将此法列入法定性方法, 我国自80年代引进, 到目前全国共有10台。

关于PDA

1. 测试部分:

利用打桩分析仪测试桩, 除有主机——打桩分析仪之外, 还有配套设备, 存贮原始信号的七通道磁带机; 显示波型的示波器; 测量信号的力和加速度传感器; 输出结果的绘图机; 一系列锤击设施; 19芯电缆线—连接传感器到主机; 对于需要程序计算的用户还应有内存不少于512K字节配有彩色显示器的计算机。

当锤击开始时, 所产生的波沿桩身传递, 紧紧安装在桩头附近的传感器接收信号, 通过19芯电缆传给PDA, 同时磁带机开始记录, 示波器显示波形, 见图1。

现场工作人员可以根据PDA提供的每一锤产生的最大力 F_{max} , 最大速度 V_{max} , 最大动位移 D_{max} , 及最大拉应力 CTL 及偏心与否, 调整锤击位置, 变化锤的落距或决定试验是否结束, 现场一次锤击后可得大致40多个有关数据, 用于施工控制十分方便。

2. 分析部分

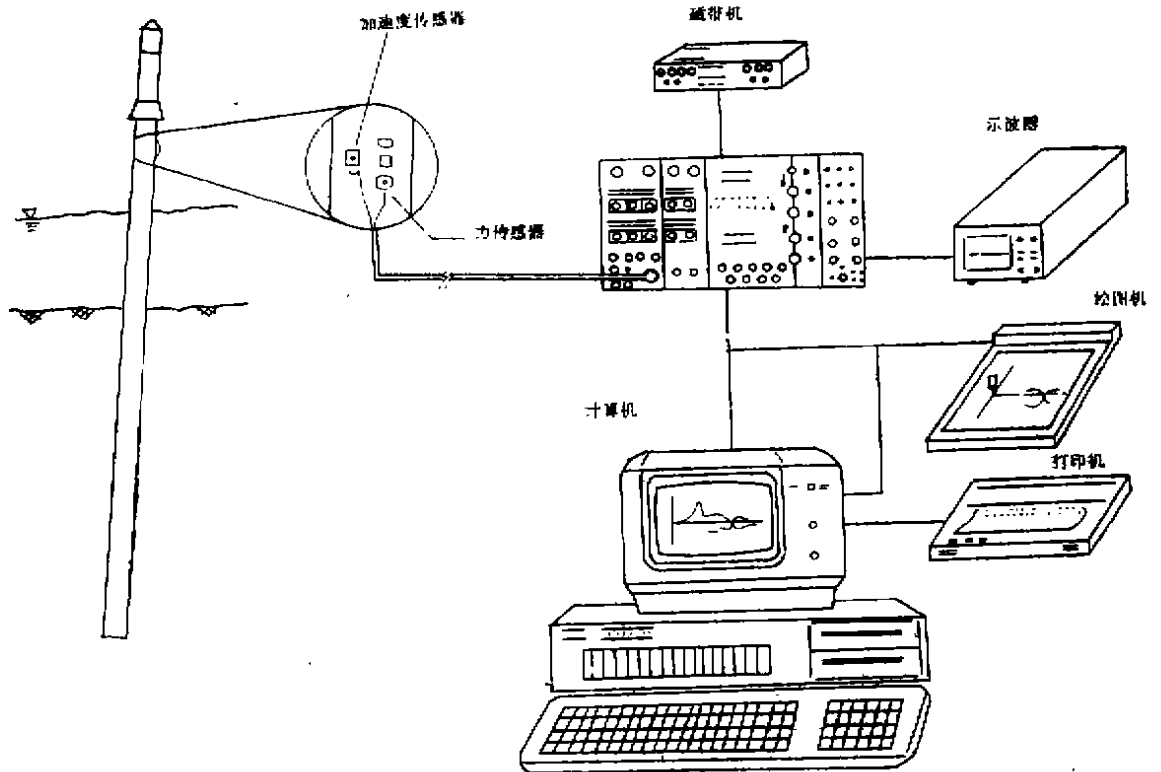


图1 测量和数据处理系统

1) CASE法：最早是G.G.Goble作为一项课题在Case Institute of Technology进行研究的，简称Case-Goble法，是将桩简化为等截面均质弹性体，土阻力模型简化为刚塑性并按土阻尼主要集中于桩尖的假定，利用一维波动理论得出打桩分析系统的承载力的简化算法。

这种方法区别于其它动测方法的根本在于它要求调动桩周土的极限承载力——即使桩产生一定的位移，因而称之为大应变法或重锤敲击法。

假设波速为 C ，桩内质点速度变化 dv ，被压缩单元长度 dL ，质点位移 do 。

当桩头受到力 P 时，那么：

$$dv = do/dt, do = P/EA \cdot dL$$

$$dv = P \cdot dL/EA \cdot dt$$

$$dv = P \cdot C/EA$$

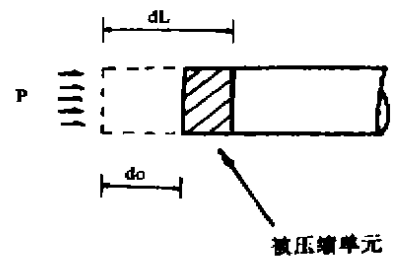


图2

将 EA/C 称为阻抗用 Z 表示，均质杆件 $\frac{EA}{C} = \frac{MC}{L} = Z$ ， $dv = P/Z$ ， $P = Z \cdot dv$ ，所以锤击产生的下行波 $F(down) = Z \cdot V(down)$ ，一般规定：力，压为正，拉为负；速度：下行为正，上行为负。

所以向上运行的波动力 $F(up) = -ZV(up)$

桩身截面受力 $P = F(up) + F(down)$

和速度是上行波和下行波的叠加 $V = V(up) + V(down)$ 。由此, 当知道桩身一处的力波和速度波时, 便可以计算而得上行波和下行波, 即:

$$F(down) = (P + ZV)/Z \quad F(up) = (P - ZV)/Z$$

除去确定桩的极限承载力, PDA还可以判断桩身是否完整, 由打桩分析仪现场直观分析法是 β 法, 当桩身出现缺陷时, 桩身阻抗产生变化, 由于桩刚度减弱, 势必引起反射波的产生, 示波器对显示的波形, 会有明显的反射现象, 同时, 屏幕上还会有第三个光点出现, 另外两个光点一个指起始锤击时间, 一是波传到桩底的时间, 即 t_1 后 L/C , 当这段时间中出现第三个光点时便标志着有缺陷存在, 通过桩长及时间比例, 可以算出缺陷的确切位置, 同时PDA给出一个 β 值, 反映桩身破坏程度。

$\beta = 100\%$	完好桩
$80\% \leq \beta < 100\%$	有轻微缺陷
$60\% \leq \beta < 80\%$	有较重缺陷, 仍属可用桩
$\beta < 60\%$	断桩, 不能做为工程桩使用

这种方法对于只有一个缺陷的预制桩, 是非常准确的, 但当出现二个以上缺陷, 因第一个缺陷削弱了所传递的能量, 在能量不足以传递到下一处时, 便已消失了, 那么就应慎重。同样, 灌注桩因其截面不规则也应采取审慎态度。

若桩长 L , 波速 C , 在桩 X 处开始, 在 $X/C < t < 2L/C$ 时间内作用阻力波 R , 那么锤击开始 $2L/C$ 后, 桩内的上行波包括,

- ①上行的阻力压缩波的总和 $R/2$
- ②锤击开始时下行的阻力拉伸波, 在桩底反射成为向上压缩波 $R/2$
- ③锤击向下压缩波, 桩底反射为向上拉伸波即 $-F(down, t_1)$

所以 $F(up, t_2) = R/2 + R/2 - F(down, t_1)$

$$F(up, t_2) = R - F(down, t_1) \quad R = (P_1 + ZV_1 + P_2 - ZV_2)/Z$$

R 是在第一个完整传播过程中即 $2L/C$ 时间内的总阻力,

$$t_2 = t_1 + 2L/C$$

$$R = \frac{1}{2}[P(t_1) + P(t_2)] + \frac{Mc}{2L}[V(t_1) - V(t_2)]$$

这就是CASE法的基本计算公式

由于 R 是总阻力, 因此要考虑消去因阻尼引起的动阻力项, 根据 t_1 的取值, 或考虑负摩擦等不同的情况, CASE法有几种不同算法, 需仔细选用。

2) 程序计算法 (即FEIPWAPC法)

CASE法是一种简化计算法, 在现场, 它有快速的优点, 但对一些缺乏经验的地区, 或难以产生足够下沉而不能充分调动土极限阻力的桩, 会影响CASE法所依赖的唯一参数 l 的取值。因此要提高计算精度, 需考虑更接近实际的桩身及土单元模型, 使参数的选择不

依赖人。

由此产生的程序计算便是建立相应的桩、土单元模型，对模型中所涉及的参数进行假定，如极限阻力 R_u ，最大弹性变形值 $quake$ ，阻尼 J_c ，土的一些性质等，然后输入实测速度信号作为边界条件，通过特征线求解，反算桩顶力曲线，调整参数值直到与力曲线的吻合程度不能进一步改善，进而评定桩的各种特性及静极限承载力。

工程实例

工程实例之一

1. 场地条件：该工程在广东省珠海市，建筑为16层的框架结构。设计桩长26.6米，桩径0.6米。桩施工记录，表明桩超灌，实际直径0.67米，该桩上部土层为填土（1.5米）、亚粘土、淤泥质粘土和中粗砂（12.19米），桩尖进入强风化（长石大部分已化成高岭土）0.7米。

2. 测试情况

该工程共做5根动力试验，而现介绍的试桩已做过极限静载试验，根据PDA所得到的总阻力，以及静压桩所得的静极限承载力，可知其CASE阻尼值 J_c ，而用该 J_c 由PDA可知其它桩的极限承载力。

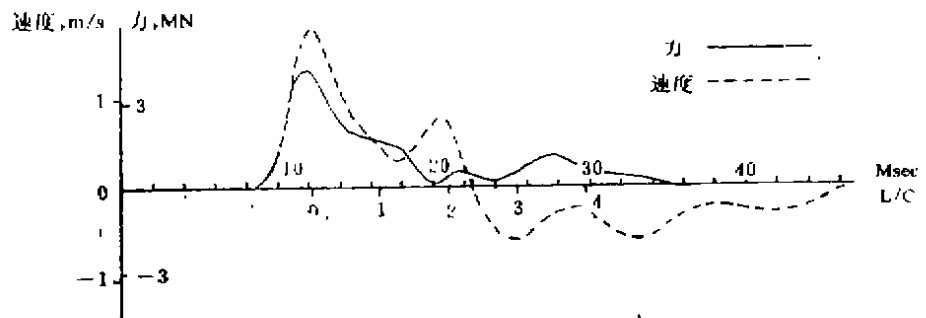


图3 力、速度线

由上图中测试波形 F 、 V 曲线可看出，除桩的中上部有明显桩颈缩外，桩尖出现强反射，静载试验极限承载力1.0MN，由此求得 $J_c = 0.45$ 。

FEIPWAPC计算（即CAPWAPT程序分析）的拟合 $P-S$ 曲线，如图4所示与静载试验结果一致时，CASE阻尼为0.49，与打桩分析仪求得的阻尼值相似。

用这一确定的 J_c 值，可由PDA得到其它桩的极限承载力，因为其它桩的静载试验并未到达极限值，将PDA所得的结果与用金氏方法得到这几根桩静力试验极限承载力相比，有很好的—致性，见表

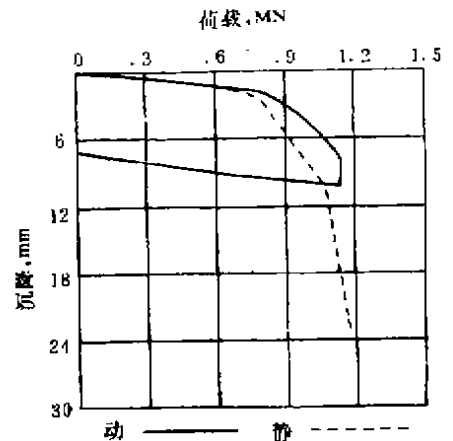


图4 动、静 $P-S$ 曲线

——程序计算，---静力试验

1, 其中 118 号试桩因打入基岩, 静载试验时桩尖压裂, 所以动测其承载力较高。

表 1

桩号	桩长 (m)	设计 桩径 (m)	实际 桩径 (m)	静载 承载力 (MN)	RDA给出动载 极限承载力 (MN)
23	14.3	0.6	0.67	0.9	1.2
118	6.3	0.6	0.97	2.5	4.8
366	26.0	0.6	0.79	4.2	4.6
378	19.1	0.6	0.82	3.9	3.98

工程实例之二

1. 场地条件: 该工程为山东德州市电业局新建办公楼, 是局部九层的框架结构, 基础设计采用直径0.397米, 长13米的振动沉管桩, 地质情况大约是: 地表土1.5米, 亚粘土2.5米, 轻亚粘土3.5米, 可塑较硬, 粘土2.6米, 轻亚粘土4.1米, 中间含粉砂夹层。

2. 测试情况:

通过对该场地共18桩根的检测发现: 大部分桩质量有问题, 其中两根桩波形可以看出, 速度波反射, 而力波下降, 呈缺陷状况, 见图5、图6。

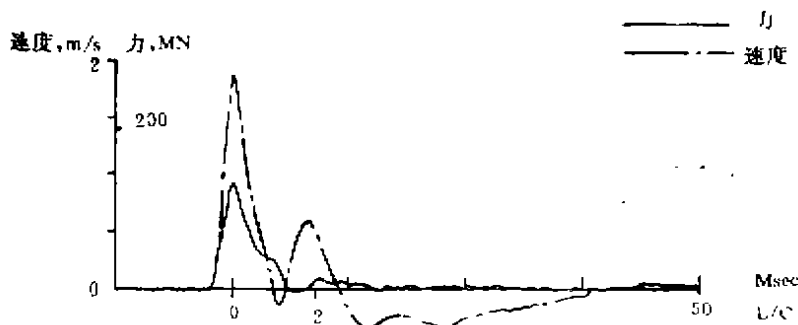


图5 F、V曲线

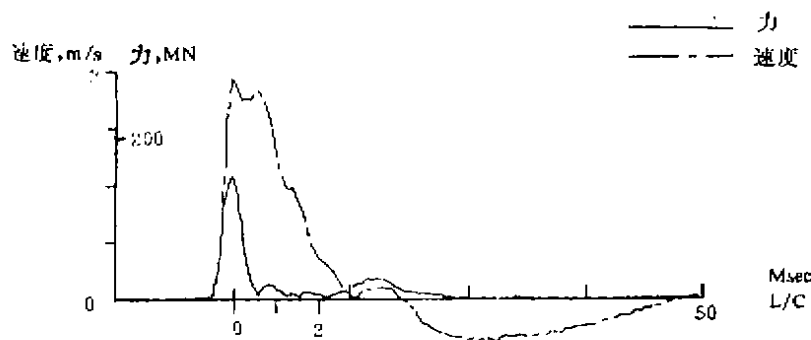


图6 F、V曲线

由示波器提供的光点可估计其缺陷位置, 由图 $2L/C$ 长度, 和波形反射位置, 可准确算出缺陷位置分别距桩顶10.3米和5.2米, 图6中的缺陷因开挖而得以证实。

工程实例之三

渤海湾BZ区34—2/4油田单点导管架的A₁和B₂两根开口钢管桩, 内径1142.8mm, 外径1219mm, 分4节打入后焊接而成, A₁长108.0m, B₂长106.48m, 为了打桩监测和最后结果分析, 外方提出要做PDA测试, 实际上承载力的静力试验在海上也是无法实现的。

FELPWAPC程序计算, 给出了A₁第一节初打及72小时后复打结果, A₁桩第二节36小时后复打结果, B₂桩第一节初打结果。

FEIPWAPC计算结果汇总

表 2

符号	入土深度(ft)	桩间阻力(kN)	桩尖阻力(kN)	极限承载力(kN)	最大弹性位移(mm)				备注
					JC		桩侧	桩尖	
A1P0	205	15178	1855	17333	2.29	2.30	0.40	0.88	36小时后复打
A1P1	237	18015	711	19659	2.06	1.14	0.36	0.28	初打
A1P1	237	21038	2101	23222	2.00	1.50	0.37	0.68	72小时后复打
B2P1	237	19198	111	19612	2.06	1.50	0.27	0.10	初打

结论

1. 用打桩分析仪分析确定桩极限承载力时, 最重要的是CASE阻尼的 J_c 值选取, 按美国人给定的经验值:

砂: $J = 0.10 \sim 0.15$

粉砂: $J = 0.15 \sim 0.25$

粉土: $J = 0.25 \sim 0.40$

粉粘土: $J = 0.40 \sim 0.70$

粘土: $J = 0.70 \sim 1.00$

这个值有时是不可靠的, 对于预制桩, 在砂土中还是比较可靠, 在粘土中 J_c 值对结果影响较大, 另外因CASE法是简化计算, 只考虑桩尖阻尼, 所以对细长桩或大直径灌注桩, 因桩身阻尼影响较大, 此经验值结果要偏大, 因此要有足够的经验判断波形, 或者根据少量静载试验桩结果推算阻尼值 J_c , 然后用该值进行同一场地其它试桩的结果判定, 否则要做FEIPWAPC(即CAPWAPC)程序分析。

2. 无论是CASE法确定承载力还是进行无破损检测, 都要求要充分打动, 特别是确定极限承载力, 要激发出极限土阻力, 一般建议贯入度值要达到2mm以上, 而对于细长桩, 该值仍是有些低。

3. 打桩分析仪的优点在于现场测试迅速, 特别是用于施工控制, 打桩应力过大或刚刚出现轻微缺陷时, 能准确得知, 如图7, 是一根桩的连续三锤信号, 一次比一次锤击能量大, 桩缺陷也随之逐渐扩大, β 值逐渐减小。

4. 使用中二个关键问题

首先要注意原始信号的准确性, 传感器应紧紧地附于桩表面, 防止初应变过大, 不能

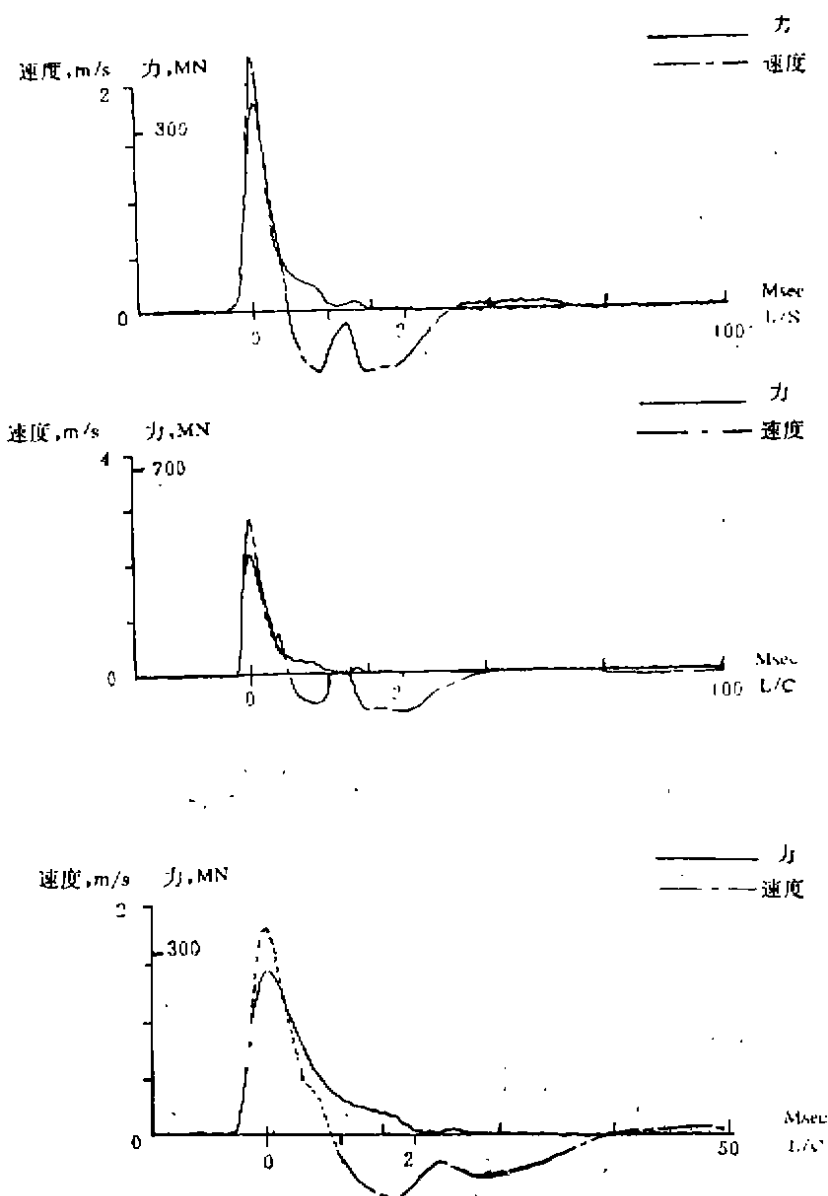


图7 连续三锤信号

翘曲，从波形判断一下信号是否合理。其次注意参数的设定及校正，对于灌注桩特别是波速 C ，当桩尖反射不明确时，要根据上升延，或上、下行波加以校正后，给设定值以修定。

5. 准确选定CASE法中不同的计算方法，对于大直径灌注桩，静载试验无法使其破坏者，或无法实现静载试验时，可利用PDA测试，进行波动方程程序分析，模拟P—S曲线能达到替代静载试验的效果。

参 考 文 献

- [1] "Model Gc Pile Driving Analyzer manual" Pile Dynamic, Inc., August 1987.
- [2] Garland E. Likins, Jr., and Mohamad Hussein, "A summary of the Pile Driving Analyzer Capacity methods" the Eleventh Pile Driving Analyzer User's Seminar, Cleveland, 1988
- [3] Liu Xinglu and Chen Fao "Experience with Dynamic of Pile by Hammer Impact" the Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Canada 1988
- [4] 德州市电业局电传计量修校楼工程CASE法试桩报告, 中国建筑科学研究院
- [5] 陈凡, 桩的特征线分析程序 (FEIPWAPC)



中国土木工程学会土力学及基础工程学会 第三届理事会组成

中国土木工程学会土力学及基础工程学会第二届和第三届理事会联席会议于1990年9月18日至19日在河北承德市举行。

联席会议由第二届理事会秘书长周镜教授主持, 理事长卢肇钧教授作中国土木工程学会土力学及基础工程学会第二届理事会工作报告, 冯国栋教授, 魏汝龙教授和龚晓南教授分别向理事会汇报了土力学及基础工程名词编写委员会, 土工仪器委员会和地基处理学术委员会的工作情况。

第三届理事会理事共64人, 理事会选举产生了常务理事会, 常务理事会由理事长一人, 副理事长二人, 常务理事八人, 秘书长一人组成。联席会议研究讨论了理事会下阶段的工作, 对明年六月在上海召开第六届全国土力学及基础工程学术讨论会作了安排。联席会议向对学会工作作出很大贡献, 因年事已高而退出理事会的老前辈表示感谢和敬意。

第三届理事会组成如下:

理 事 长:	周 镜							
副 理 事 长:	陈仲颐	黄熙龄						
常 务 理 事:	张在明	袁建新	侯学渊	顾晓鲁	龚晓南	谢定义	蒋国澄	钱家欢
秘 书 长:	杨灿文							
理 事:	马时冬	王正宏	王钟琦	王承树	王恭先	王吉望	王余庆	卞富宗
	叶柏荣	叶政青	白日升	石兆吉	包承纲	朱桐浩	刘金砺	刘祖德
	刘 颖	孙更生	孙家乐	李克钊	杜 坚	陈 环	陈仲颐	何广讷
	沈明善	吴肖茗	张在明	张国震	杨位洸	杨灿文	杨世基	罗宇生
	孟宪麒	周 镜	林绣贤	柯尊敬	俞培基	胡 定	袁建新	唐念慈
	唐业清	高有潮	殷宗泽	黄熙龄	黄绍铭	侯学渊	夏正中	华祖琨
	顾小芸	顾安全	顾晓鲁	盛崇文	龚晓南	谢定义	彭大用	蒋国澄
	钱 征	楼志刚	钱家欢	潘秋元	魏汝龙	韩国城	樊 宜	濮家骧

水平旋喷

朱庆林*

(北京市城区基础工程公司)

摘要 水平旋喷是八十年代地基加固新技术。是由垂直旋喷发展起来的。主要用于地下铁道、隧道、矿山井巷、人防工事等地下工程的暗挖施工及其坍方事故的处理。

水平旋喷概况

1. 一般情况

我国目前所谓的旋喷，都是指垂直旋喷而言的，即将钻机竖立在地面上，往地层中钻进注入注浆管进行旋喷，所筑造出来的旋喷桩为垂直的柱状体，如图1所示。它已在我国众多的地基处理工程中得到较广泛应用。在改良地基提高承载力、整治歪楼危房、加固桥涵基础、处理路基病害、防止深基坑底部隆起、深基坑边墙支挡、治理隧道坍方、大型水井护壁、水库堤坝防渗堵漏和竖井开挖等方面，均有良好的效果。

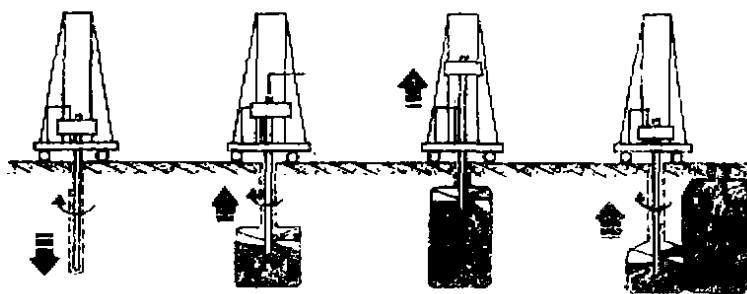


图1 垂直旋喷示意图

但是，随着生产建设的不断发展，垂直旋喷已不能完全满足国民经济建设的需要，迫切需要拥有水平旋喷技术。如象在很深的地层中修建地下铁道、隧道、涵洞、矿山巷道、人防和都市地道等不宜大开挖的地下建设工程的施工及其坍方事故的处理，垂直旋喷就不太适用，若采用水平旋喷施工，则可收到旋喷工程数量减少、缩短工期、降低造价的效果。并可以把水平旋喷的构筑物（拱体），当作地下工程结构的一部分，加强结构物的刚度和防水性能。

本文所谓的水平旋喷，就是在土层中水平**钻进成孔，注浆管呈水平状，喷咀由里向

* 原铁道部科学研究院副研究员，现为北京市城区基础工程公司副总工程师

** 亦可作小角度的俯、仰和外斜。

外移动进行旋喷、注浆。喷射压力根据设计旋喷直径和土质情况而定，一般在20MPa左右。压力愈大旋喷桩直径愈大，固结体为水平状的圆柱体，如图2所示。

2. 水平旋喷施工顺序及工艺

(1) 水平旋喷施工顺序

水平旋喷的特点在于水平施工。钻机作水平钻进。水平旋喷的施工顺序见图3，主要为：

①钻机定位：钻机移到新孔位后，钻杆须正对孔心，钻机要固定牢靠，不得在钻进过程中晃动移位。

②钻孔：一般以注浆管（单管、二重管或三重管）兼作钻杆进行钻孔。钻孔要直，其倾斜度以钻孔底的偏差距离小于旋喷桩半径和相邻旋喷桩要联接为准。为防止钻孔时钻杆出现下垂现象，钻孔时可上抬一定角度。

③旋喷注浆：当钻杆（注浆管）钻进到规定的深度后，立即进行高压喷射注浆，注浆管由里向外徐徐拔出。

④结束：当旋喷注浆作业完毕，迅速拔出注浆管。立即在孔位上打入一木桩，既止浆又是完工的标志。若浆液收缩较大，可适时补充一些浆液。

(2) 水平旋喷工艺

由于成桩条件不同，水平旋喷的工艺和施工精度，均高于垂直旋喷。

水平旋喷工艺为

①一根钻杆法：在加固深度范围内，宜用一根长度相当的钻杆（注浆管）一次钻进，中途不接不

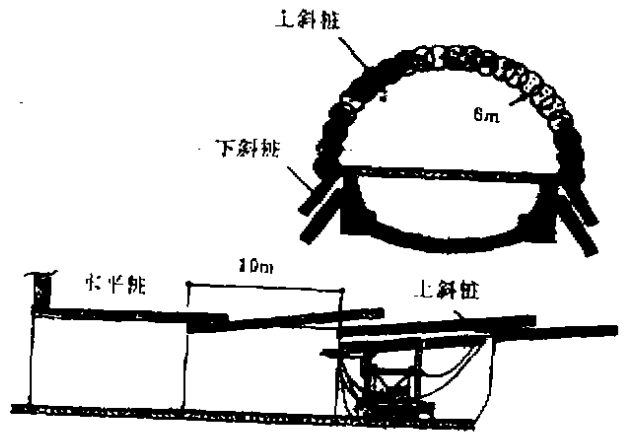


图2 水平旋喷示意图

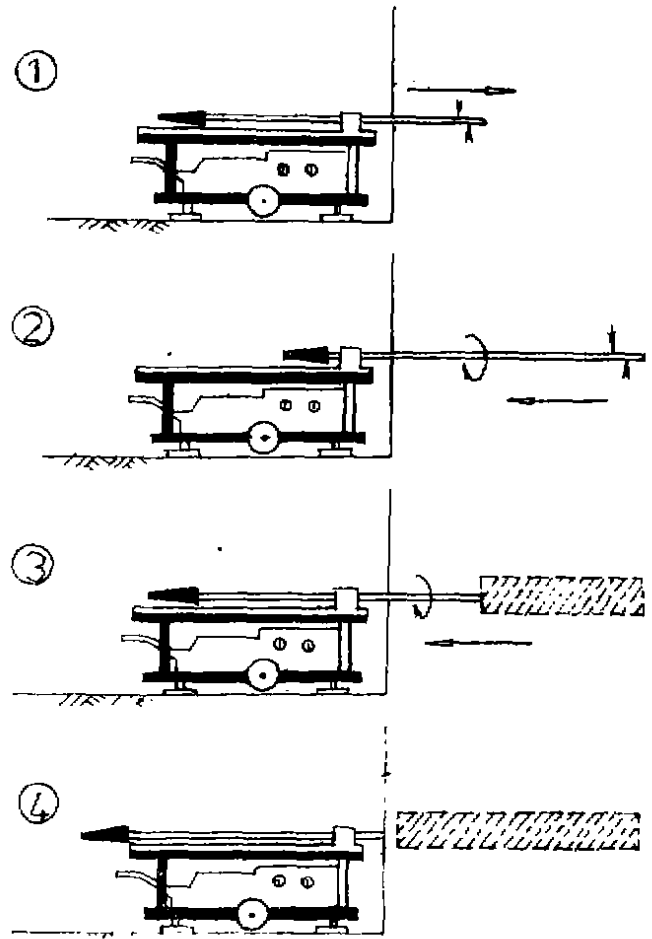


图3 水平旋喷工艺图

卸钻杆,当深度过大需分段旋喷时,每分段亦宜用一根钻杆法。

②每孔旋喷桩一次或分段喷射注浆,中途不接不卸钻杆(注浆管)。

③由里向外旋喷。在一般情况下注浆管外拔速度应保持均匀。

④为增大旋喷直径,宜采用复喷(先喷水后喷浆)或加大喷射压力,亦可适当放慢外拔速度。

⑤回灌浆液:在旋喷浆液流失较大的情况下,可用流出的浆液在孔口进行回灌。浆液收缩较大时,可适时补浆,以消除旋喷桩的凹陷。

3. 分段水平旋喷

当水平旋喷的长度过长,一根钻杆不能进行一次钻进和旋喷时,采用分段旋喷。

一般情况下,水平旋喷筑造成群桩拱体,在拱体下部进行地下工程建筑施工。分段旋喷时,为保证拱体下断面尺寸不缩小和最经济,水平旋喷桩除第一分段为水平桩外,从第二分段起所有的水平旋喷桩均略向上或向外倾斜,使拱体呈放射状。倾斜或向上的角度主要视分段的长度而定。各分段之间需有2~3米长的搭接长度,如图2所示。

水平旋喷机具和浆材

1. 水平旋喷机具

水平旋喷的机具与垂直旋喷基本相同,主要差别在钻机上。水平旋喷机具主要有:钻机、高压泵、高压泥浆泵、空气压缩机、泥浆泵、泥浆搅拌机、高压胶管和注浆管(单管、二重管、三重管)等。

(1) 水平钻机

由于水平旋喷桩要在一个跨度十余米的掌子面上,对断面边缘数十个孔,逐孔进行水平旋喷。钻机的钻杆要在十余米范围内上下左右自如移动和机身稳定牢靠,并要在不接卸钻杆条件下一次钻进10m。这是我国目前钻机所达不到的,需自行研制或引进。意大利水平钻机用履带移动一次固定。钻杆用油压系统上下左右移动。

(2) 高压泵和高压泥浆泵

高压泵和高压泥浆泵是制造高压射流的设备。前者用于三重管法。后者各法均通用。压力宜大于20MPa,流量应大于80 l/min。

(3) 空压机

空压机用于二重管和三重管法。压力>700kPa,风量>3m³/min。

(4) 泥浆泵

主要用于三重管法,压力>20MPa,流量50 l/min。

(5) 泥浆搅拌机

搅拌机的型式以圆筒翼片搅拌式为佳。搅拌机和搅拌能力应大于用浆速度。

(6) 高压胶管

高压胶管应采用三层钢丝裹绕和橡胶管,通常内径为 $\phi 19$ mm。正常耐压强度为40MPa。

(7) 注浆管

注浆管有单管(单独喷射高压水泥浆)、二重管(同轴喷射高压水泥浆和压缩空气)

和三重管（同轴喷射高压水和压缩空气，并注入水泥浆）。三者喷射的介质不同和射流的结构不同。以三重管旋喷桩直径最大，单管法最小，二重管法居中。

2. 水平旋喷的浆材

由于水平旋喷桩多作为拱体，要承受很大的外力作用，桩体的抗压强度和抗折强度要高，因此水平旋喷的浆材要达到：速凝、早强、坚硬、耐久和无臭等要求。

虽然化学浆材性能较好，但价格贵、来源少，宜用水泥浆液。建议选用高标号水泥和小水灰比并添加促凝剂和减水剂的配方配制水平旋喷的浆液。使用三重管时，可在水泥浆中添加细砂等物体。

国内外水平旋喷发展概况

水平旋喷对于暗挖的地下工程施工具有“好、快、省”的优点，是一项经济、实用、安全的新技术。从八十年代开始，许多国家开始试验和应用。

1. 国内情况

(1) 一般情况

我国是从事垂直旋喷研究较早和应用较广的国家之一。而水平旋喷却起步较晚，目前尚处于试验阶段。铁道部科学研究院于1985~1987年率先进行了专题研究，取得了初步成果。其试验概况如下。

(2) 水平旋喷试验

① 试验场地的地形与土质条件

水平旋喷试验场地位于内蒙乌兰浩特市察尔森水库附近。试验场地系一土陟坡，高约5m，前有一平坦广场。土质未受任何搅拌破坏，表面被覆着青草。

土质为较均匀的轻亚粘土。土工试验结果为：土的比重2.71，土的单位容重 1.65g/cm^3 ，含水量19.5~21.2%，液限29.6，塑限16.9，孔隙比0.955~0.987， c 值0.19， φ 值 26° 。土的砂粒成分约占25%（个别最大粒径0.5mm），粉粒约占55%，粘粒占20%。

② 水平旋喷试验

试验前的准备：在正式水平旋喷注浆前，进行了一系列水平成孔工艺和影响水平桩直径因素的试验，选定出喷射压力、外拔速度等旋喷参数。通过现场试验，确定出设计旋喷桩径为350mm（压力选用12MPa）。

现场试验：根据群桩成拱

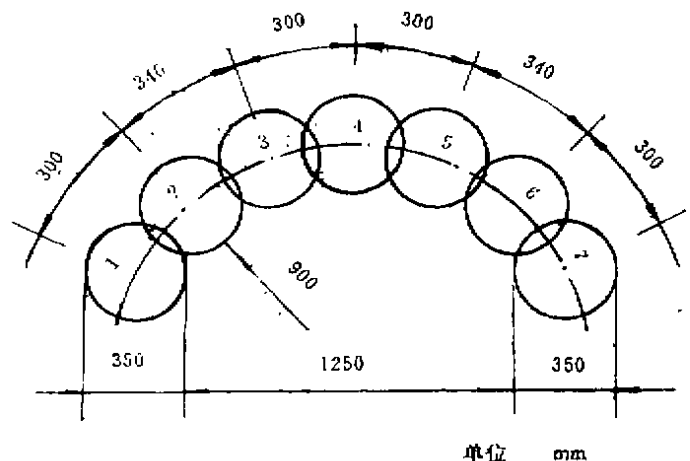


图4 水平旋喷桩试验孔位示意图

体的要求, 7根水平旋喷桩的孔位布置见图4。水平旋喷注浆概况见表1。

水平旋喷一览表

表1

孔号	日期 (月、日)	压力 (kgf/cm ²)	射流移动速度 (mm/min)	浆液 比重	水泥量 (t/m)	备注
1	10.25	120	145	1.6	0.25	
7	10	120		1.6	0.38	堵眼拔管
5	10.28	120	150	1.6	0.25	
3	10.28	120	140	1.5~1.6	-0.25	钻机加油, 复喷0.2m
2	10.29	120	150	1.5	-0.25	从5号孔冒浆
6	10.29	120	189	1.5	-0.25	
4	10.29	120	125	1.5	-0.25	因泵压不够, 停13次

③结果与分析:

a. 水平旋喷桩径: 在12MPa压力下, 得到387mm平均桩径, 详见表2。

水平旋喷试验桩径实测表

表2

桩号	1	2	3	4	5	6	7
桩径(mm)	330	360	410	380	400	400	430

经试验, 压力20MPa时, 桩径可达580mm。

b. 桩体强度: 水平旋喷桩的土与浆搅拌较均匀, 其无侧抗压强度为28.5kg/cm², 接近30号混凝土的强度。如减少浆液的水灰比, 强度可提高。

c. 各桩联结情况: 经过人工开挖观测, 7个桩之间紧密联结无缝隙, 拱圈厚度在200—250mm之间, 无空洞和无断桩现象。各桩与四周土体结合较好, 浆液在高压射流作用下注入部分软土及土缝中(水平旋喷桩的上部)势如树根。土体得到一定的加固。

d. 通过本次试验结果可见:

- i 在不同压力(主要条件)下, 高压者水平旋喷桩径大如(图5);
- ii 各旋喷桩均为连续的土浆混合固结体;
- iii 各水平旋喷桩联结程度主要受布孔距离和钻孔偏角大小制约。

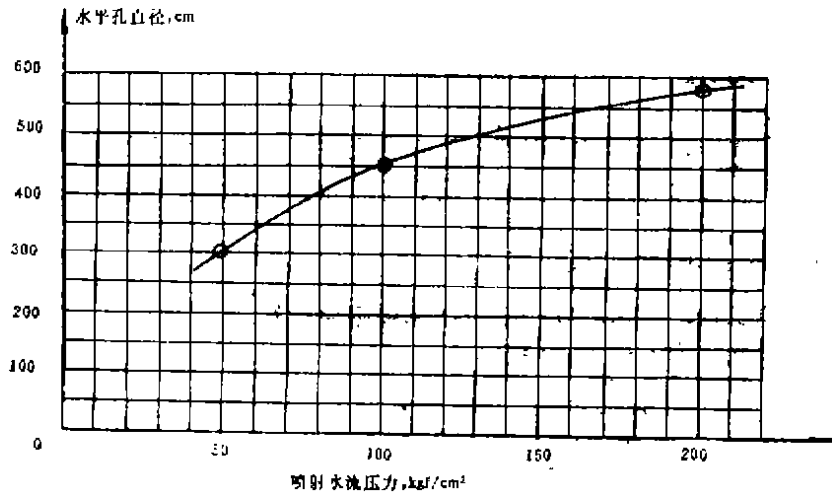


图5

通过现场试验, 表明了水平旋喷的工艺是有效的, 技术上是可行的。

2. 国外情况

日本是旋喷法发明国, 在八十年代初期, 又开发了CCP-H施工法。意大利垂直旋喷起步较晚(比我国晚七、八年), 但水平旋喷搞得较好, 在欧美处于领先地位。西德也有隧道水平旋喷的实绩。

(1) 日本CCP-H施工法

日本CCP-H施工法采用单管喷射高压水泥浆, 它在注浆管的下端, 设置了一个特殊的扩径钻头, 钻头外径为0.28m, 对土质硬N值大的粘性土和松软的腐植土均适用。水平旋喷桩的外形光滑规矩, 直径为0.30m。日本国铁第一工程局曾进行过试验和施工。

(2) 意大利的状况

以RODIO公司为代表的意大利水平旋喷, 已在铁路隧道和地下铁道兴建和施工中得到应用, 它们主要采用三重管注入水、气、浆三种介质进行旋喷, 效果很好。

起初, 只将水平旋喷用来打通导洞, 然后在导洞内进行静压注浆, 最后进行全断面暗挖。后来认识到水平旋喷固结体的性能和所构筑的拱体的作用后, 现已将水平旋喷桩构筑大跨度全断面整拱, 拱体跨度达12m。

在砂砾土和中细砂地层中, 水平旋喷的质量良好, 平均抗压强度分别达到19.3MPa和18.0MPa, 接近200号混凝土质量。

意大利东北部的Campolo隧道, 直径12m, 于1983~1984年完成水平旋喷成洞170m, 全横断面布置了40个水平旋喷桩, 各桩均距, 中心距0.5m, 采用分段水平旋喷, 每段长10m, 重叠3m(每分段有效长度7m)。第一段为完全水平桩, 从第二段起为小角度向上或向外的水平桩, 这主要是为了不缩小断面尺寸。开挖观测到, 在水平旋喷桩形成的拱体下, 开挖过程中所设置的肋和钢拱条(间距2.5m), 都没有承受压力, 这说明水平旋喷形成的拱体质量良好。拱体刚度很强, 承受住了山体压力。

拱体设计计算方法

只有当旋喷拱体结构有足够的刚度，足以承受地压、水压和上部荷载时，才能保证地下工程顺利的开凿。拱体的刚度和拱圈厚度、旋喷体自身的强度有密切关系。

(1) 水平旋喷拱体厚度的计算

对于地下暗挖工程，拱体厚度一般应用厚壁圆筒计算。

从弹性理论可知，图6的P点应力为

$$\sigma_r = P_0 \frac{a^2 - r^2}{a^2 - 1} + P_i \frac{a^2 - 1}{a^2 - r^2} \quad (1)$$

$$\sigma_\theta = P_0 \frac{a^2 + r^2}{a^2 - 1} - P_i \frac{a^2 - 1}{a^2 - r^2} \quad (2)$$

$$\text{式中} \quad a = \frac{r_0}{r_i} \quad (3)$$

$$a = \frac{r_0}{r} \quad (4)$$

式中： r_i ——隧道半径(m)；

r_0 ——拱外缘距隧道中心的距离(m)；

r ——P点距隧道中心的距离(m)；

σ_r ——法向应力(tf/m²)；

σ_θ ——切向应力(tf/m²)；

P_0 ——作用于拱外缘的压力(tf/m²)；

P_i ——作用于拱内侧的压力(tf/m²)；

当 $r = r_i$ ，即在拱内侧为：

$$a = \frac{r_0}{r_i} = \frac{r_0}{r_i} = a \quad (5)$$

式(5)代入式(1)和式(2)得：

$$\sigma_{r_i} = 0 \quad (6)$$

$$\sigma_{\theta_i} = P_0 \frac{2a^2}{a^2 - 1} \quad (7)$$

当 $r = r_0$ ，即在拱外缘处的应力为：

$$a = \frac{r_0}{r_0} = \frac{r_0}{r_0} = 1 \quad (8)$$

式(8)代入式(1)和式(2)得

$$\sigma_{r_0} = P_0 \quad (9)$$

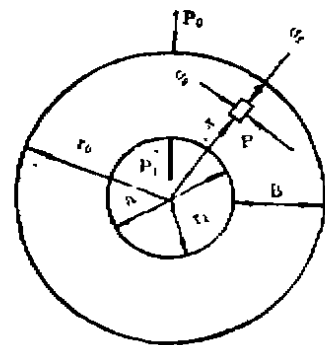


图6 水平旋喷

$$\sigma_{\theta_0} = P_0 \frac{a^2 + 1}{a^2 - 1} \quad (10)$$

从式(6)、式(7)、式(9)和式(10)可知,以桩内缘环向应力,式(7),最大起控制作用。

已知旋喷固结体的允许强度 $[\sigma] = \frac{\sigma_{\theta_1}}{K}$ (K 为安全系数,一般取1.5~2.0),代入式(7)得:

$$[\sigma] = P_0 \frac{2a^2}{a^2 - 1}$$

$$a = \sqrt{\frac{[\sigma]}{[\sigma] - 2P_0}} \quad (11)$$

从图6可知, $r_0 = r_i + B$ 及 $a = \frac{r_0}{r_i}$, 则

$$B = r_i(a^2 - 1) \quad (12)$$

代入式(11)得

$$B = r_i \left(\sqrt{\frac{[\sigma]}{[\sigma] - 2P_0}} - 1 \right) \quad (13)$$

(2) 单排桩孔位的布设

从式(13)计算出 B 后,在单孔旋喷桩直径大于 B 时,水平旋喷按单排桩计,水平旋喷的孔位必需满足厚度要求。

从图7可知,相邻水平旋喷孔位按下式计算

$$L = 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{2}\right)^2} \quad (14)$$

式中: L ——水平旋喷孔间距(m);

b ——有效排桩厚度(m);

R ——旋喷半径(m)。

(3) 多排桩孔位的布设

若所需的 B 值较大,超过单根旋喷桩直径时,则需作多排孔布设孔位。

布孔排数(m)与桩厚(B)和交联厚度(b)的关系为:

$$m = \frac{B}{b} \quad (15)$$

m 值应取整数,根据确定的排数再用式(15)调整 b 值。

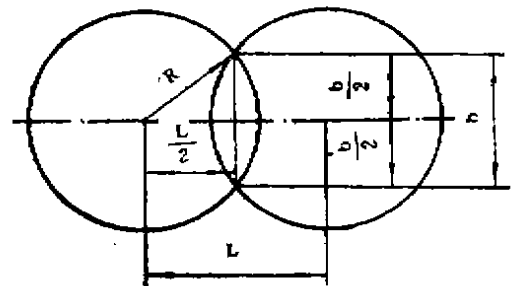


图7

结 语

根据我国试验研究的成果和参考国外的工程实践,笔者认为,在我国的地下工程建设中,水平旋喷是一种有效的施工方法,在技术上是可行的,在经济上是合理的。欢迎有关单位大胆采用这项新技术,我们将竭诚协助。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会

地基处理学术委员会咨询部

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会咨询部由全国各地高等院校,科学研究、设计和施工单位的部分教授、研究员、高级工程师和专家组成。咨询部云集了我国土建、水利、交通、铁道等土木工程领域的地基处理专家,实力雄厚。咨询部与全国各地岩土工程领域的研究所、室,土工实验室以及基础工程公司有广泛密切的联系。无论在地基处理设计理论、新技术开发,还是具体工程的地基处理方案选定、因地基引起的工程事故原因分析,及其事故补救措施拟定方面都具有坚强的实力。咨询部竭诚为各部门服务,使科学技术进步迅速转化为生产力,为祖国的繁荣昌盛、人民的幸福生活而贡献力量。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会咨询部简称全国地基处理咨询部。为浙江省科技咨询中心成员单位。

全国地基处理咨询部业务范围主要包括下述方面:

1. 为各类大、中、小型土木工程项目在选址过程中提供有关地基问题的可行性研究,或对可行性研究提供综合评议和论证。
2. 为各类大、中、小型土木工程项目选用合理的地基处理方案提供咨询服务。
3. 与地基有关的工程事故的原因分析。
4. 提供与地基有关的工程事故补救咨询服务。
5. 古建筑物抢救加固,危房加固以及旧房加层及改建的咨询服务。
6. 为建设单位完成地基处理工程提供综合性科技咨询服务。
7. 为地基处理新技术、新材料和新工艺的开发和应用提供咨询服务。
8. 推广和转让地基处理新技术,以及计算机软件。
9. 培训地基处理技术人员。
10. 接受有关主管部门委托,承担地基处理项目的技术论证及科技成果的评议或技术鉴定。
11. 为涉外工程地基处理提供咨询服务。

联系地址:浙江大学土木工程系岩土工程研究所,邮政编码,310027。

联系人:张友琴

堤坝基础防渗加固技术的沿革及发展趋势

王 洪 恩

(山东省水利科学研究所)

随着坝工建设的发展,近年来我国堤坝基础防渗技术有了新的发展。1985年以前,我国在坝基处理方面还很落后,处理办法比较简单。一般是处理埋藏较浅的覆盖层,多采用大开挖再回填粘土截水槽的办法。对于埋藏较深、透水性较强的第四纪覆盖层,采用大开挖办法难以进行。而只有采用水平防渗处理办法。即在上游填筑水平粘土铺盖和下水抛土等。下游坝脚设反滤排水,减压设施,如开挖导流沟、减压井、降压导流和盖重、压浸台、压渗等,用延长渗径和排水减压的办法来消减水头和控制渗流。这种处理办法虽然可以保证坝基的渗透稳定,但显然是不彻底的。尤其是随着坝工建设的迅速发展,坝越建越高,地质条件越来越复杂,防渗的要求也越来越严。一般天然地基很少能满足而往往需要进行处理,以改善其物理力学性能指标,达到建坝要求。

近几十年来,各国在坝基处理方面,广泛地采用了灌浆的方法,其主要原因是:效果好,适用性较大,施工比较简单,也比较经济。因而其应用就愈来愈广,逐渐发展成为一项专门技术科学。

近年来,世界各国修建的高坝日益增多,其中有的已超过了300m,这些坝几乎没有一座不是采用灌浆技术来解决坝基处理问题的^[1]。

随着高坝建设的兴起,坝基灌浆技术有了长足的发展,不论是在灌浆施工方面,还是在浆液的研究方面,都有了较大进展。

在灌浆方面,目前正向着高效能、自动化方面发展。如在钻孔机具方面,大都采用高效的冲击式或冲击回转式钻机以取代传统的回转式钻机。

在制浆方面多采用集中制输浆系统,搅拌多采用转速大于1000转/min的高速搅拌机。在灌浆泵方面多使用高压变量泵,此外还开始使用压力和流量都很少脉动的螺杆泵。

在灌浆自动化方面,国外已广泛使用灌浆自动记录仪,以记录灌浆中压力、流动的变化过程。据悉美国和日本已开始使用自动灌浆机,对灌浆全过程进行程序控制。从冲孔、压水试验到灌浆结束均由软件程序加以控制。该软件程序还能为每个灌浆孔绘制断面图、平面图、柱状图。另一台微机则可以用来写总结和进度报告。

在浆液方面,目前国外大多采用稠浆和使用水泥稳定性浆液,即浆液的析水率在2小时内不大于5%。15届国际大坝会议主席龙巴地博士认为,这种浆液不会造成过多流失,也不会由于浆液析水而出现空隙。所以浆液结石致密、强度较高,抗化学溶蚀能力强。而且与缝壁附着力大^[2]。

最近西德还研究了水灰比为0.4~0.47的稠水泥灌浆技术。此外还有些国家开始使用超细水泥对细微的岩体裂缝进行灌浆。为了节约水泥,有些国家在水泥灌浆中大量掺加粉

煤灰,有的使用水泥:粉煤灰=1:3的浆液。

解放后我国在坝基灌浆技术方面也有了较快的发展。在50年代中后期,使用了当时国际上先进的《索列丹斯方法》灌浆技术。以后又研究了“边钻边灌”灌浆技术、高压灌浆技术、岩溶抛填级配料灌浆技术等,均取得了显著的效果。最近我国有些单位正在研制智能化灌浆自动记录装置,据悉这种装置不久将用于实践中。

众所周知,尽管近年来在堤坝基础灌浆方面有了迅速发展,但仍存在一定局限性,在可灌比 $M < 10$ 的中细砂层,灌注颗粒性材料仍属不可灌地层。这就不得不采用一些其它的防渗技术。如化学灌浆技术、混凝土防渗墙技术等。

化学灌浆技术虽然可以灌注渗透系数小于 10^{-3} cm/s的粉细砂层和细小裂隙,并且能够调节凝胶时间和具有较高的粘结强度等优点,但是往往会造成环境污染和使工程造价提高等缺点。所以在一般情况下仍很少使用。

混凝土防渗墙技术,是筑坝技术上的一个突破,它提供了深厚覆盖层防渗处理的有效手段。目前世界各国已建成的防渗墙深度超过70米的有9道,超过100米的有三道。1972年意大利伊科斯公司在加拿大的马尼克3号坝建成了目前世界上最深的131米的混凝土防渗墙。

当前国外防渗墙技术的发展现状和趋势主要表现在以下几个方面:

在施工机具方面,造孔一般采用大功率、高工效的机具,并安装有自动测斜纠偏装置或采取其它导向措施,以提高开挖的精度。例如日本使用的BW80/20多头钻,钻头上就带有可调正的导板及倾斜计和变位计等。操作室内装有监视装置、记录装置及电子计算机自控装置,以调整偏斜。目前造孔除了适用于不同地层的各类冲击钻和回转钻外,近几年来法国索列丹斯公司还研制出液力铣钻机,该机可以钻掘宽0.65~1.0米,深达100米的深槽,可以钻进抗压强度低于100MPa的所有岩层。在钻进砂层及冲击层时,钻进速度可达 $20\text{m}^3/\text{h}$,在钻进过程中可随时纠正偏斜。目前国外的造墙钻机其单机造孔工效已达 $100\text{m}^3/\text{日}$ 。造孔垂直精度一般为 $1/300 \sim 1/500$,最高能达到 $1/1000 \sim 1/2500$ 。为了提高工效,一般都采用了各种抓斗配合主力钻机以提高成墙速度。而对主力机的设计正向着“一机多用”的方向发展,以适应对不同地层及不同钻孔深度的应变能力,同时采取措施不断提高钻具的破岩能力和通过大卵石的能力。

在墙体材料方面对于深基础的混凝土防渗墙除仍采用强度较高的混凝土或钢筋混凝土外,有些工程还使用了塑性混凝土。不少国家在一些临时工程中还使用了自凝灰浆防渗墙。

目前我国在构筑混凝土防渗墙技术方面也有了较大发展。在世界各国墙深超过40米的40道混凝土防渗墙中,有20道属我国建造,占总数的50%,这说明我国在建造混凝土防渗墙技术上已达到相当水平^[8]。但也应当看到与当前世界先进水平相比还较落后。目前我国的造墙深度只适应70m左右,还满足不了建造百米深墙的要求。不论是从造孔工效、固壁泥耗量,抑或是成墙单价等方面来看,都与世界先进水平还有相当大的差距。

近年来我国在混凝土防渗墙施工机具、造孔工艺及墙体材料方面,都有了较大的进展。对我国今后的坝工建造将会起到推动作用。

尽管目前混凝土防渗墙技术,已经发展到一个相当的水平。但是该项技术复杂、工程

造价较高,并且还存在一些技术问题。例如墙体间的连接、墙体与基岩间的连接、墙顶的应力集中等技术问题,至今仍未很好解决。所以该项技术对于量大面广的堤坝基础防渗工程来讲还很难普及。这就需要研究出一种或几种简单易行、造价较低的堤坝基础防渗技术。我国近年来研究成功的高压定向喷射灌浆技术、堤坝地基劈裂灌浆技术,就是在这种情况下应运而生的。

高压喷射灌浆技术始创于日本。开始主要是加固松软地基。到了七十年代开始用于坝基防渗。1973年我国铁道部门首先引进并进行试验,1980年山东省水利科学研究所与铁研院合作在山东省白浪河水库进行围井防渗试验成功,1982年用于山东大冶库坝基防渗,这在国内尚属首次^[4]。

高压喷射灌浆法大体可分为四类,即单管法、二重管法、三重管法和多重管法四种,这些方法各有特点,可根据工程要求和土质条件选用。

目前我国水利工程上用的多为三管法,该法是山东省水科所在三重管法的基础上,根据水利工程的特点,经过改进的一种高压定向喷射灌浆设备。该设备简单,容易操作、性能良好,是目前水利防渗工程上应用较广的高压喷射灌浆设备。

高压喷射灌浆的成墙机理,就是利用高压水射流切割土体,再用水气的升扬置换作用,将地层中的部分细颗粒带出地面,然后水泥浆液跟进与地层中的粗颗粒掺搅凝结而成为固结体。根据不同的喷射方式又分为旋喷、定喷和摆喷。在喷射灌浆过程中,喷射装置边提升边旋转,所形成的凝结体,即为旋喷桩,如图1-a,如果多根旋喷桩套接在一起,即为柱列式混凝土防渗墙。在喷射灌浆过程中,喷射装置边提升边进行一个角度的摆动,所形成的凝结体,即为摆喷板,如图1-b。在喷射灌浆过程中,喷射装置只提升不旋转也不摆动,形成的凝结体即为定喷板,如图1-c。

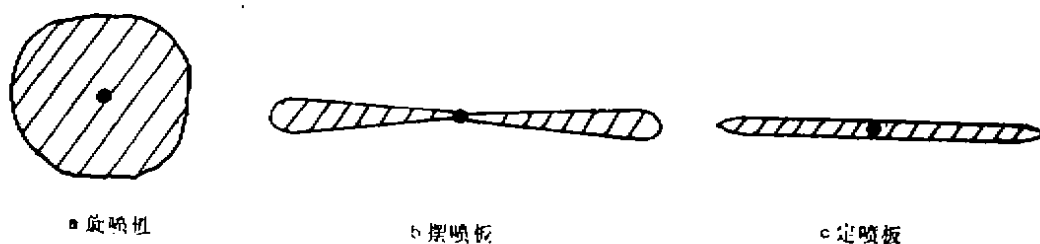


图1 喷射形式

喷射形式可以根据不同的工程要求和地质条件选用。

高压定向喷射灌浆,除了设备工艺简单、适用性强、施工速度快、工效高、工期短、造价低等优点外,还克服了混凝土防渗墙的某些弱点,即具有板与板的联结,板与基岩的连接牢固,适应性强,可以根据工程的需要连接成各种喷射形式的防渗板墙等。该项技术已于1985年12月通过部级鉴定。在处理已建和新建水利工程地基渗漏和渗透变形方面具有重大的经济效益和社会效益,并于1987年获国家科学技术进步二等奖。为我国地基防渗处理提供了一个新途径。

目前该项技术已在国内20多个省(市、自治区)推广应用,仅山东省水科所就实施了

50多项各种基础防渗工程,营造防渗面积50余万平方米^[5],均取得了较好效果,并节约投资近亿元。

近年来山东省水科所通过对高压喷射灌浆设备的研制,使高压喷射灌浆设备更加趋于合理,已经达到自动上料和自动监测的程度。但是与国外先进水平相比,还有一定差距。主要表现在:1.在钻孔方面还达不到自动测斜,自动纠偏的程度;2.在高压喷射灌浆方面还达不到完全自动化;3.在定向喷射板墙增厚和浆液方面,还缺乏深入的研究。高压定向喷射灌浆防渗板墙每平方米的造价尽管仅为混凝土防渗墙单位造价的1/3到1/2,但是对于量大面广挡水不深的堤防、塘坝的基础防渗工程来讲仍然很难普及,而堤坝地基劈裂灌浆防渗加固技术解决了这一难题。

堤坝地基劈裂灌浆是山东省水科所继土坝坝体劈裂灌浆和高压定向喷射灌浆之后,研究成功的又一项新的灌浆技术。该项技术,利用堤坝地基中附加应力场小主应力的分布规律和水力劈裂原理,施加一定的灌浆压力,将堤坝地基沿坝(堤)轴线方向劈开,并灌注适宜的浆液,与浆缝连通的所有浆缝、洞穴、透水砂层等隐患,均被浆液充填挤压密实,使之形成垂直连续的浆体防渗墙,以达到防渗加固的目的。

该项技术具有设备简单、容易操作、施工速度快、效果好、造价低等优点。构造1平方米浆体防渗帷幕约20~30元,相当于构造混凝土防渗墙单位造价的1/20,高压定向喷射板墙单位造价的1/7左右。

该项技术具有机理清楚、工艺合理、工期短、效果显著、造价低廉等优点,是解决低水头堤坝渗漏问题的良好技术措施之一,在土基灌浆方面有创造性的发展。该项技术于1989年分别在胜利油田广南水库和北京京密引水工程上应用,均取得了较好效果。

广南水库是一座供油田职工及工业用水的大型平原水库,围坝长20余公里,坝基为粉细砂层,渗水严重,坝体和坝基均需要防渗加固处理。如采用常规的防渗加固措施处理,需要投资一千五百多万元,经过技术与经济论证后,决定采用劈裂灌浆技术方案,于1989年5—11月对坝基及坝体进行了劈裂灌浆处理,灌浆后坝后渗水明流消失,经探井开挖检查,在坝基与坝体内均形成了垂直连续的浆体防渗帷幕,并被评为了优质工程。仅此一项工程即节约投资一千多万元。

京密引水渠工程是密云水库往北京送水渠道,长106公里,其中有20多公里严重漏水,1989年10月~11月对渗水较严重的堤段进行了坝基劈裂灌浆试验,灌浆后渗水明流基本消失,也取得了显著的效果。

该项技术虽然具有许多优点,但也有其适用范围。主要适用于堤坝地基附加应力场影响范围以内的土层、土砂夹层、粉细砂层等地基。对于砾、卵石及超过堤坝地基附加应力场影响以外的地层则不易采用。

综观我国堤坝防渗施工技术工艺现状,可以看出:我国起步较早,现在掌握的各种防渗技术门类也比较齐全,专业施工企业力量雄厚,但关键是施工设备和施工工艺提高缓慢,目前还落后于世界先进水平。今后总的发展趋势是:

- 1.在大坝基础灌浆方面,将研究高压、稠浆的灌浆工艺,同时还需研究灌浆新材料及超细水泥,以及研制灌浆机具和灌浆自动监测设备,以提高成孔的精度和速度,保证灌浆的质量。

2. 在构筑混凝土防渗墙技术方面,要研制适合不同地层的高效造孔机具和设备,以便因地制宜加以选用。对深墙要研制冲击和回转两用的反循环钻机,对浅墙将使用两孔一抓的方法。研制自动测斜和纠偏的仪器设备,以保证深墙的造孔垂直精度。完善泥浆的制造和回收设备,研究改善浆液性能的多种处理剂。在浇筑混凝土方面,应提高机械化水平,改善施工方法,以保证混凝土的质量。

3. 在高压喷射灌浆方面,今后在围堰和堤坝基础防渗方面将会进一步得到推广和广泛应用,预计在以下几个方面将要进行改进:(1)改进成孔机具,提高成孔质量和速度;(2)改进喷射装置,增加喷墙厚度,使喷射装置轻型化,便于移动;(3)加强注浆材料方面的研究;(4)进行成墙机理及设计理论方面的研究。

4. 堤坝地基劈裂灌浆技术,今后将在堤基和较矮坝软基的防渗中推广应用。但需要解决专门的灌浆设备,以满足堤坝地基劈裂灌浆的需要。同时将进一步开展其机理及自凝灰浆的研究,以满足堤坝地基劈裂灌浆的要求。

近年来我国在堤坝基础防渗新技术的研究方面有了新的发展。新的施工设备和施工工艺不断涌现,在基础防添加固中发挥了重要作用。尽管在某些方面我们与世界先进水平还有一定差距,相信只要经过我国科技工作者的艰苦努力,一定能够赶上世界先进水平。

参考文献

- [1] 高钟璞,国内外基础处理工程施工技术现状,人民长江,1988年8期。
- [2] 陈广义,我国混凝土防渗墙技术的概况和今后发展趋势。
- [3] 陶景良,浅谈我国混凝土防渗墙施工技术。中国水利,1986年1期。
- [4] 牛运光,我国水利工程管理技术回顾,水利工程管理技术,1989年5期。
- [5] 纪云生,我国水利工程施工技术的进展。中国水利,1989年9月。



水工建筑物软基处理

该书对目前工程界常用的垫层法、砂井预压法、生石灰桩法、深层搅拌法、强夯法以及桩基等软基处理方法的加固机理、设计程序作了较详细的阐述,并对施工中的注意事项也作了简要说明。书中列举了许多工程实例,并介绍了国外一些软基处理新技术。

全书分五章:水工建筑物地基设计;软粘土地基处理;松砂地基处理;桩与桩基的设计;沉井基础。

该书为高等学校水利工程类专业的选修课教材。也可供从事水利、港工、交通、建筑结构等工程的软基处理工作的科研、设计和施工的技术人员参考。

该书由河海大学俞仲泉副教授编写,水利电力出版社(1989)出版,定价2.10元,欲购者请与河海大学农水系俞仲泉(邮编210024)联系。

石灰桩加固大面积厂房软土地基

王伟堂

徐敏生 潘灿根 陈亚健

(浙江省建筑科学研究所)

(浙江省轻纺工业设计院)

摘要 石灰桩加固大面积厂房软土地基首次获得成功。本文报道了该工程的设计、试验和施工情况，并对石灰桩复合地基承载力和沉降的计算方法进行了探讨。

前言

管内灌注生石灰桩加固软弱地基技术由浙江省建筑科学研究所和浙江省轻纺工业设计院等单位于1983年起进行试验研究，并于1985年通过省级技术鉴定。几年来，已采用该法成功地加固了20多幢工业与民用建筑物的软弱地基，取得了较好的社会效益^{[1][2][3][4]}。1987年，首次采用石灰桩加固上海金达棉纺厂主厂房软土地基，获得成功。本文结合该工程的设计、试验和施工作一介绍。

工程概况和地质条件

上海金达棉纺厂为年产一万纱锭的纺纱厂，主厂房外包面积约1万平方米，系单层锯

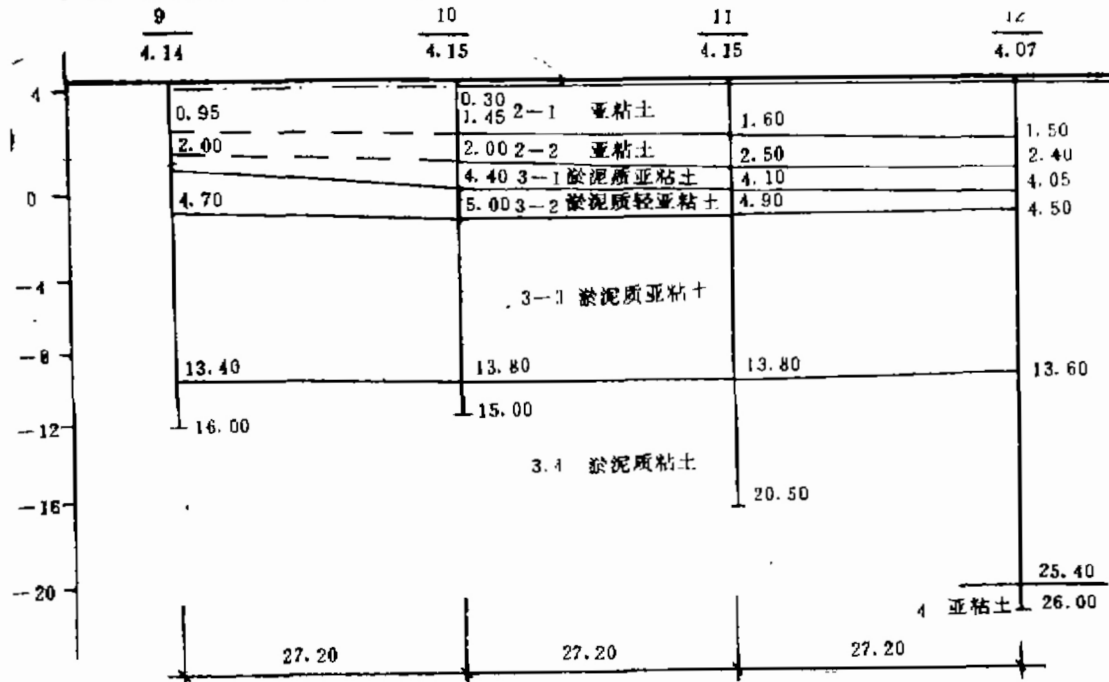


图 上版剖面图

表1

各土层物理力学性质指标综合成果表

土层名称	土层代号	土层厚度(m)	物理性质				性质				力学性质			静探阻力(kPa)	动测N(击)	主要指标建议值	
			含水量w(%)	容重(kN/m ³)	比重G	孔隙比e	饱和度Si(%)	塑性指数Ip(%)	液性指数IL(%)	压缩系数a	压缩模量E(MPa)	内摩擦角(度)	内聚力C(kPa)			比贯入阻力P(kPa)	容许承载力R(kPa)
耕植土	1-1	0.30															
素填土	1-2	2.50	35.9	18.8	2.70	0.966	100	9.6	1.06	0.046	3.67	19.8	3.0	540	2.3	70~90	3400
		4.30															
淤填土	1-2	0.3												300	1.1	55	2400
		1.70															
亚粘土	2-1	1.00	33.4	18.9	2.72	0.933	98	12.9	0.71	0.030	6.84	20.5	15.0	1420	5.7	160	6700
		1.45															
亚粘土	2-2	0.50	36.6	18.8	2.72	0.922	100	13.7	0.97	0.037	5.26	15.0	12.0	720	1.6	110	4500
		1.20															
淤泥质亚粘土	3-1	1.55	38.4	18.5	2.72	1.038	100	12.1	1.20	0.056	3.54	5.0	7.0	390		70	3100
		2.40															
淤泥质轻亚粘土	3-2	0.45	37.4	18.5	2.72	1.021	99	10.8	1.43	0.045	4.82	20.2	7.0	1180	3.8	90	4700
		1.05															
淤泥质亚粘土	3-3	13.50	48.1	17.6	2.72	1.305	99	13.5	1.54	0.113	2.24	4.8	5.0	400		70	2500
		13.80															
淤泥质粘土	3-4	11.50	43.6	17.9	2.74	1.199	99	18.3	1.02	0.077	2.93	4.7	14.0	780		90	3400
		11.70															
亚粘土	4	未钻穿	26.6	19.7	2.72	0.753	96	12.6	0.47	0.037	5.84	13.0	20.0			230	9100

齿形跨变排架结构。由于厂房面积较大,软土层深厚,对地基的不均匀沉降要求较严。

该场地表层有一层厚约2米的亚粘土硬壳层,但厚薄不均,且局部缺失较多,分布着已埋填的旧河道。硬壳层下是一层厚26~29米的淤泥质土,再下为性质较好的灰绿色亚粘土。典型的地质剖面见图1,各土层的物理力学性质指标详表1。

地基处理方案选择

根据厂房特点和工程地质条件,设计中对地基处理方法作了多方案的比较,详见表2。

各种地基处理方法技术经济指标比较

表2

	地基处理方法	方法说明	处理费用 (万元)	占土建投资 (%)	工期 (月)	优点	缺点
1	天然地基、换填土	大面积填土1.5m、旧河道采用砂垫层	19.1	5.4	4	节约建材	缺乏土源,工期长,沉降不均匀
2	混凝土灌注桩	长16米,φ377毫米灌注桩	32.17	9.1	3	速度快,施工方便	造价高,水泥量大,桩身质量难保证
3	钢筋混凝土预制桩	长27米、0.4×0.4米钢筋混凝土方桩	45.21	12.8	4	质量保证,沉降量少	三材用量大,工期长,造价高
4	石灰桩复合地基	长6米 φ377mm 石灰桩复合地基	16.06	4.5	1.5	速度快,造价低,利用当地石灰	施工复杂,经验少

从比较可知,若采用天然地基方案,需几万立方米填土,上海地区缺乏土源,且工期长,沉降量可能较大。若采用桩基方案,虽技术上安全可靠,但有造价高、工期长、三材用量大等缺点。石灰桩虽没有加固大面积厂房软土地基的先例,但已积累了许多用石灰桩加固多层工业与民用建筑物软弱地基的经验。它具有造价低、速度快、便于就地取材等优点。最后决定采用6~7米长的石灰桩复合地基方案。

石灰桩设计

根据上部结构荷载计算可知,若采用4.2米×3.2米的独立基础,则基底边缘的最大压力 $P_{max} = 123\text{kPa}$,最小压力 $P_{min} = 83\text{kPa}$,平均压力 $P = 105\text{kPa}$ 。它要求加固后的(3-1)层淤泥质亚粘土复合地基的容许承载力 $[R_{sp}] = 90\text{kPa}$ 。根据上海地区经验,若能将基础沉降量控制在10厘米以内是容许的。

每一基础下设石灰桩20根，桩径 $\phi 377$ 毫米，桩中心距1.3米，详图2。地基承载力和沉降的估算结果列于表3。

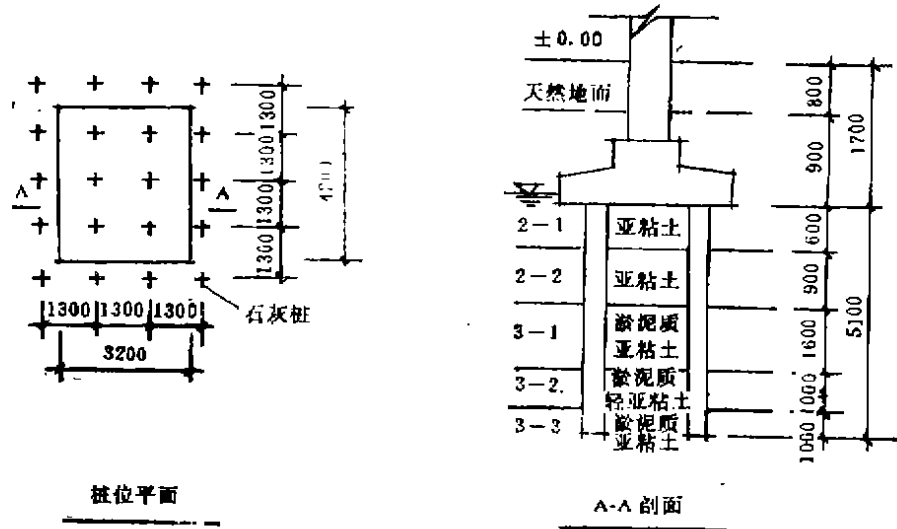


图2 桩位平面和基础剖面图

地基承载力和沉降量计算结果

表3

	土层名称	地基承载力计算			沉降量计算	
		设计要求承载力	天然地基承载力	复合地基承载力	天然地基沉降量	复合地基沉降量
1	3-1层淤泥质亚粘土	95kPa	70kPa	91kPa	20mm	10mm
2	3-3层淤泥质亚粘土	80kPa	70kPa	85kPa	120mm	60mm
3	合计				140mm	70mm

石灰桩施工

采用 DZ-20Y 振动打桩机施工，施工程序图见图3。另根据当地石灰的化学特性，在石灰中掺加了3%的水泥。

加固效果检验

1. 石灰桩外观尺寸检验：

基槽开挖后，对所有石灰桩外形进行了检查，发现绝大部分石灰桩身完整，膨胀后的石灰桩直径达40~42厘米，桩体均能直立。

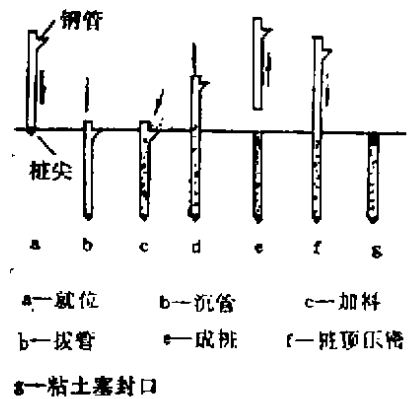


图3 施工程序图

2. 轻便触探试验结果

图4为加固前后的轻便触探试验结果。由图可见,对于(2-2)层亚粘土,石灰桩加固后,桩间土的锤击数 $N_{10}=10\sim 20$ (击/30厘米),而该层石灰桩身上的锤击数 $N_{10}=17\sim 104$ (击/30厘米)。对于(3-1)层淤泥质亚粘土,加固前的轻便触探击数 $N_{10}=4.5\sim 8$ (击/30厘米),加固后提高到 $N_{10}=14\sim 17$ (击/30厘米),该层土中石灰桩身上的轻便触探击数 $N_{10}=31\sim 46$ (击/30厘米)。上述结果证明,石灰桩加固该场地软土是有效的,同时也说明石灰桩身强度要比桩间土高得多,能起到置换的作用。

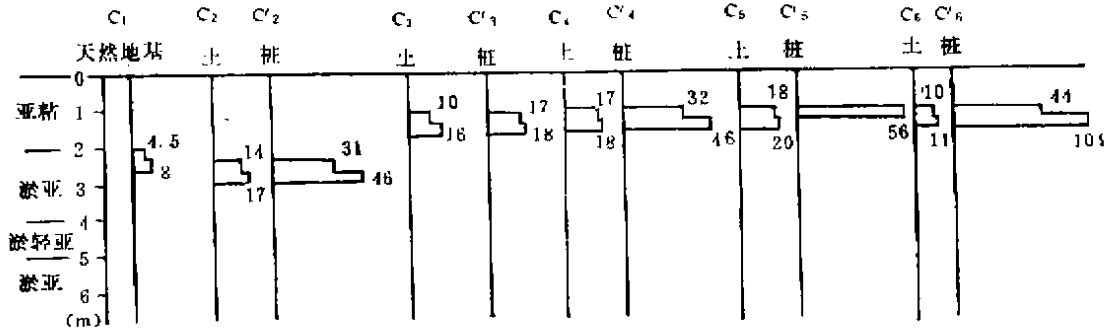


图4 石灰桩加固前后轻便触探试验结果

3. 土工试验结果

表4为石灰桩加固前后各层土的物理力学性质对比结果。由表可见,石灰桩加固后土的物理力学性质均有所改善,但对于(3-1)层淤泥质亚粘土的含水量减少不多。

石灰桩加固前后土的物理力学性质对比

表4

土名	加固前或加固后	物理性质					力学性质				
		含水量 $w(\%)$	容重 γ (kN/m^3)	孔隙比 e	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩系数 a_{1-2} ($10^{-2} \times \text{kPa}^{-1}$)	压缩模量 E_s (MPa)	内摩擦角 ϕ°	内聚力 C (kPa)	
1 (2-2)层亚粘土	加固前	36.6	18.8	0.992	13.7	0.97	0.037	5.26	15.0	12	
	加固后	29.8	19.5	0.811	10.2	0.74	0.029	6.85	23.7	10	
3 (3-1)层淤泥质亚粘土	加固前	38.4	18.5	1.038	12.1	1.20	0.056	3.54	5.0	7	
	加固后	35.1	18.8	0.962	12.0	1.03	0.042	4.65	11.6	0	

4. 载荷试验结果

为准确确定石灰桩对(3-1)层淤泥质亚粘土的加固效果,直接在(3-1)层表面进行载荷

板试验, 试验坑深达2.5米, 采用堆重平台千斤顶加荷方案, 沉降观测采用四块量程为30毫米的百分表。试验装置和试验结果详见图5和表5。在P~s曲线上取相对沉降 $s/b = 0.02$ 所对应的荷载为复合地基容许承载力。从表5可见, 按此规定所取的值均较高, 主要原因可能是由于试坑较深, 试坑的宽度不可能达到载荷载宽度的三倍这一规定所致。但从天然地基与复合地基对比试验可见, 复合地基容许承载力比天然地基提高了31.5%, 并能满足上部荷载对该层土承载力的要求。

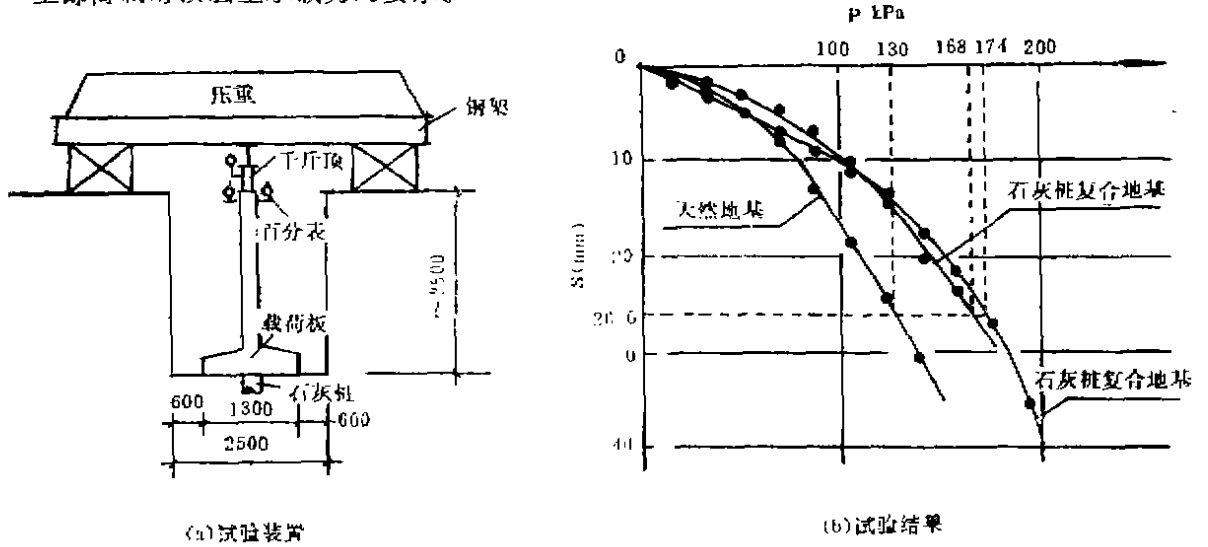


图5 载荷试验装置和试验结果

各土层载荷试验结果

表5

序	土层编号	土层名称	荷载板尺寸 (A × B m)	埋置深度 (m)	地基容许承载力 [R] (KPa)	比较 (%)
1	(3-1)	天然地基 (淤泥质亚粘土)	1.30 × 1.30	2.30	130	100
2	(3-1)	石灰桩复合地基 (淤泥质亚粘土)	1.30 × 1.30	2.40	174	134
3	(3-1)	石灰桩复合地基 (淤泥质亚粘土)	1.30 × 1.30	2.50	168	129

5. 厂房沉降观察结果

主厂房共设55个沉降观测点, 其中独立桩基28个, 其余设在厂房四周外墙上。沉降观测结果见表6。由表可见, 桩基沉降量为34~52毫米, 平均沉降41.8毫米。四周墙基沉降27~51毫米, 平均沉降为39.6毫米。整个厂房沉降均匀、功能良好。沉降在竣工后一个月就基本稳定。特别是在长82米, 高10米(长高比大于8)的三层砖混结构的办公楼上, 未产生任何墙体裂缝, 证明该工程采用石灰桩复合地基方案是成功的。

沉降观测结果

表6

1	观测日期	1987年 10月26日	1987年 12月25日	1988年 4月14日	1988年 5月20日	1989年 8月5日
2	柱基 沉降量 28点 毫米	最大沉降量	0	40	46	52
		最小沉降量	0	7	23	34
		平均沉降量	0	22.0	34.7	41.8
		相邻柱基最大沉降量	0	0.002L	0.002L	0.001L
3	墙基 沉降量 27点 毫米	最大沉降量	0	38	48	51
		最小沉降量	0	2	17	27
		平均沉降量	0	20.1	32.7	38.8
		最大局部倾斜	0	0.003	0.002	0.002
4	工程情况	基础完工	屋盖全完	工程竣工	竣工后1月	竣工后1年

石灰桩复合地基承载力和沉降计算方法的探讨

由于石灰桩对软土具有物理加固（发热、吸水膨胀、排水固结、置换作用）和化学加固（离子交换、凝硬反应、碳酸化）等作用，加之被加固土种类繁多，所以，想用—个精确的数学公式来概括其综合加固作用还较困难。笔者想结合该工程实践和已测到的有关数据，对石灰桩复合地基承载力和沉降计算方法作—探讨。计算中假定，软土的地基承载力与含水量和孔隙比相关，石灰桩加固部分的地基是一层物理力学性质已经改善的均匀的复合地基，未加固部分是这层复合地基的下卧层。

1. 石灰桩复合地基承载力的估算：

根据静力平衡条件可得：

$$q_{sp} = [1 + a'_s(n_s - 1)]q'_s \quad (1)$$

式中： q_{sp} ——石灰桩复合地基容许承载力；

q'_s ——加固后桩间土的容许承载力，根据加固后桩间土的平均含水量、孔隙比等物理指标查有关规范而得；

a'_s ——石灰桩膨胀后的面积置换率， $\approx (1.50 \sim 1.80)a_s$ ；

a_s ——石灰桩置换率设计值；

n_s ——桩土应力比，一般为(3-5)；

土的脱水量可用下式计算^[6]：

$$\Delta w = \frac{1 + w_0/100 \times a_s}{\gamma_t} [h \cdot \gamma_c + \left(\frac{n'_p}{100}\right) \left(1 + \frac{\epsilon_v}{100}\right) \left(\frac{s'_v}{100}\right) \gamma_w] \times 100 \quad (2)$$

式中: $\Delta w = w_0 - w'$;

w_0 ——天然地基含水量(%);

w' ——加固后地基的平均含水量(%);

γ_t ——天然地基的容重(kN/m^3);

a_s ——石灰桩的置换率;

γ_w ——孔隙水的重度, 其值近似等于 $10(\text{kN/m}^3)$;

h ——生石灰桩的化学吸水当量, 一般取 0.28 ;

γ_c ——生石灰桩的充填重度, 一般为 $13.0(\text{kN/m}^3)$;

n'_p ——消化后生石灰桩的孔隙率(%), 一般取 65% ;

ϵ_v ——生石灰桩的膨胀率(%), 一般取 80% ;

s'_v ——消化后生石灰桩的饱和度(%), 一般取 85% 。

式(2)右边有二项, 前项实际上表示生石灰水化反应所需要的水, 后者则是水化后桩体孔隙继续吸水的部分。

当地基土为饱和时, 孔隙比的降低量用下式计算:

$$\Delta e = G_s \times \Delta w / 100 \quad (3)$$

式中: $\Delta e = e_0 - e'$;

e_0 ——天然地基上的孔隙比;

e' ——加固后地基上的孔隙比;

G_s ——土颗粒比重;

Δw ——含水量降低值;

本工程由式(1), (2)计算所得复合地基的容许承载力值详表3。

2. 石灰桩复合地基沉降计算

经石灰桩加固后, 地基由上层石灰桩复合地基和下卧天然地基组成。建筑物的沉降量可采用分层总和法来计算, 即:

$$[\rho_{s,p}]_{\infty} = m_s \left[\sum_{i=1}^{n_L} \frac{P_0}{[E_{s,p}]_i} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) + \sum_{i=n_L+1}^n \frac{P_0}{[E_s]_i} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) \right] \quad (4)$$

式中: $[\rho_{s,p}]_{\infty}$ ——地基的最终沉降量;

P_0 ——地基地面处的附加压力;

$[E_{s,p}]_i$ ——基础底面下第*i*层石灰桩复合地基的压缩模量, 按式5计算;

$[E_s]_i$ ——基础底面下第*i*层地基土的压缩模量;

Z_i, Z_{i-1} ——分别为基础底层至第*i*层和第*i-1*层底面的距离;

C_i, C_{i-1} ——分别为基础底面计算点至第*i*层和第*i-1*层底面范围内平均附加压力系数, 可按《工业与民用建筑地基基础设计规范TJ7-74》采用;

n, n_L ——地基压缩层范围内所划分的土层数, 其中 1 至 n_L 位于复合地基内, n_L+1 至 n 位于没有石灰桩的天然地基内。

m_s ——沉降计算经验系数, 应根据房屋和构筑物实测最终沉降量确定, 一般采用 1.0~1.3。

式(4)中的石灰桩复合地基压缩模量 E_{sp} 由下式决定:

$$E_{sp} = [1 + a'_s(n_s - 1)]E'_s \quad (5)$$

式中: E'_s ——加固后土的压缩模量, 由土工试验或以往类似工程试验资料确定。

由式(4)计算所得复合地基的沉降量详表 3。

结 论

1. 石灰桩能加固上海地区的淤泥质亚粘土, 并在加固大面积厂房软土地基工程中取得成功。

2. 本文提出的石灰桩复合地基承载力和沉降计算方法简单实用, 易为广大设计人员所接受。但计算值与实测值相比, 还有一定误差。计算结果的准确性主要依赖于各项经验参数的选用, 这需要在多项工程实践中积累有关的数据, 以便不断改进。在尚无经验或在重要工程中, 石灰桩复合地基的承载力应用由载荷板试验确定。

参考文献

- [1] 王伟堂, 杭州深软土地区住宅地基处理方法研究, 浙江省建筑科学研究所科研报告, 1984年11月。
- [2] 王伟堂, 石灰桩加固软弱地基试验及工程应用, 第一届全国地基处理学术讨论会论文, 1986年, 上海。
- [3] 王伟堂, 石灰桩加固软弱地基试验研究, 岩土工程学报, 1987年第一期。
- [4] Wang, W.T., Experimentation of Improving Soft Clay with Lime Column, pp477-480, POICEPRS, 1988, Beijing.
- [5] 最新软弱地基处理技术, 周国钧、牛清山译, 冶金部建筑研究总院地基基础技术情报研究室, 1983年。

简 讯

全国复合地基学术会议在河北承德举行

中国建筑学会地基基础学术委员会与河北省土木建筑学会地基基础学术委员会于1990年9月13日至16日在河北省承德市联合召开了全国复合地基学术会议暨中国建筑学会地基基础学术委员会年会。来自全国26个省、市、自治区有关高等院校、勘察、设计、施工、科研等单位的220多位代表出席了会议。

会议共收到论文近百篇, 并选择了其中的77篇印成论文集《复合地基》。这些论文基本上反映了我国复合地基研究、设计与施工的现状和水平。

杭州市多层及高层建筑地基基础调查分析

严晓鹰 楼文娟 王继红

(杭州市城市建设科学研究所)

【摘要】 调查了杭州市250余幢近90万平方米的多层建筑物及18幢高层建筑物的地基基础,对各种地基处理方式及基础形式的技术经济指标进行了对比,并就各种处理技术在不同地质区域中的应用作了探讨。

前 言

杭州市座落在平原、丘陵、滨海、河口的交接地带,属滨海相软土区。地基土的软弱性和不均匀性问题相当突出。不利的地质条件给基础设计、施工带来许多困难,也势必增加造价。目前在杭州的淤积软土区,多层及高层建筑±0.00以下造价已达到土建总造价的20~35%。为了降低地基处理和基础的费用,工程技术人员提出了许多新的地基加固方法和基础形式,并取得了一定成效。但各类处理方法都各有其适用范围,如何根据不同工程地质条件、上部结构要求、施工水平、场地环境等,选用合理的基础形式和地基处理方案就是一个重要的课题。因此,我们调查了杭州市250余幢近90万平方米的多层建筑物和18幢高层建筑的地基基础,对其技术经济指标进行统计分析。并就各种处理技术在不同地质区域中的应用提出一些看法。

杭州市工程地质概况

根据积累的大量工程地质资料,可将杭州市区大致分为以下几个区域:

1. 淤积软土区。位于杭州市北部和西北部,在地表硬壳层下为厚15~35m的高压缩性滨海相沉积的淤质土层,性质极差,而地表的粉质粘土硬壳层较薄。是杭州市区的标准软土区。
2. 冲积粉砂土。位于杭州市的东部和东南部。该区在硬壳层下有一层厚为6~16m的冲积粉砂层,呈稍密至中密状态。 $[R]=130\sim180\text{kPa}$, $R_{1\text{极}}=2000\sim3000\text{kPa}$,是采用天然地基和短桩基础的良好持力层。
3. 人工填土区。位于老城区内。由于人类活动频繁,该区人工填土厚达3~7m。同时,填土中有许多暗河塘。
4. 陆相粘土区。位于杭州市莫干山路北大桥西北区域。
5. 丘陵山麓区。位于城区西湖的西南低山丘陵地带。

表1是各地质分区土层的物理力学指标。

各地质分区地基的

区域	土 层	厚 度 (m)	颜 色	状 态	w (%)	γ (kN/m ³)	e
洪 积 软 土 区	Q ₄ ^{ml} 人工填土	0.3~2.5					
	Q ₄ ^{pl} 粉质粘土	0~2.5	褐黄	可塑、软塑	30	19	0.84
	Q ₄ ^{m+c} 淤质土	12~32	灰	流塑	$\frac{32\sim50}{38}$	$\frac{16.6\sim18.8}{17.7}$	$\frac{0.9\sim1.6}{1.15}$
	Q ₄ ^{l+cl} 粘土、粉质粘土	0.5~12	褐黄	可塑	$\frac{28\sim32}{30}$	$\frac{18.9\sim19.3}{19.2}$	$\frac{0.76\sim0.9}{0.82}$
冲 积 粉 砂 区	Q ₄ ^{ml} 人工填土	0.5~3.5					
	Q ₄ ^{pl} 粉质粘土	0.5~3.5	灰黄、青灰	稍密、中密	30	19	0.84
	Q ₄ ^{sl} 粉砂	6~16	棕黄、青灰	中密	$\frac{28\sim32}{30}$	$\frac{19\sim19.4}{19.2}$	$\frac{0.76\sim0.86}{0.82}$
	Q ₄ ^{m+c} 淤质土	0~20	灰	流塑	$\frac{32\sim42}{36}$	$\frac{17.2\sim18.1}{18.0}$	$\frac{0.9\sim1.2}{1.03}$
	Q ₄ ^{l+cl} 粘土、粉质粘土	8~12	褐黄、本色	可塑	$\frac{28\sim32}{30}$	$\frac{18.9\sim19.5}{19.2}$	$\frac{0.76\sim0.9}{0.82}$
人 工 填 土 区	Q ₄ ^{ml} 人工填土	3~7					
	Q ₄ ^{pl} 粉质粘土	1.5~4	褐黄	可塑、软塑	30	19	0.65
	Q ₄ ^{m+c} 淤质土	2~14	灰	流塑	$\frac{32\sim40}{36}$	$\frac{17.2\sim18.4}{17.8}$	1.05
	Q ₄ ^{l+cl} 粘土、粉质粘土	6~20	褐黄、本色	可塑	30	19.2	0.84
陆 相 粘 土 区	Q ₄ ^{ml} 人工填土	0.3~2.5					
	Q ₄ ^{pl} 粉质粘土	0~2	褐黄	可塑、软塑	30	19	0.85
	Q ₄ ^{m+c} 淤质土	2~9	灰	流塑	$\frac{32\sim48}{37}$	$\frac{17.2\sim18.6}{17.9}$	$\frac{0.9\sim1.3}{1.05}$
	Q ₄ ^{l+cl} 粘土	2~10	褐黄	可塑	$\frac{29\sim34}{32}$	$\frac{18.6\sim19.3}{18.9}$	$\frac{0.78\sim0.9}{0.86}$
	Q ₄ ^{m+c} 淤质土	3~9	灰	流塑	$\frac{32\sim40}{36}$	$\frac{17.4\sim18.8}{18.0}$	1.00
	Q ₄ ^{l+cl} 粘土、粉质粘土	8	褐黄、本色	可塑	30	19.2	0.82

注：表中横线以上的数据为某一波动范围，横线以下的数据为平均值。

地层组合及工程性质

表 1

a_{1-3} (MPa ⁻¹)	C (kPa)	φ (度)	q (MPa)	f_c (kPa)	[R] (kPa)	E_s (MPa)	R_f 级 (kPa)	f 级 (kPa)
0.25	15	12	$\frac{1.5\sim 3.0}{2.0}$	$\frac{15\sim 40}{23}$	120	6.0		25
$\frac{0.4\sim 1.2}{0.8}$	$\frac{7\sim 12}{10}$	$\frac{4\sim 12}{6}$	$\frac{0.3\sim 1.2}{0.6}$	$\frac{4\sim 12}{9}$	60~100	1.8~4.5		16~20
0.18	$\frac{20\sim 90}{40}$	$\frac{14\sim 20}{16}$	$\frac{1.8\sim 3.5}{2.5}$	$\frac{40\sim 180}{70}$	160~200	8.0~11.0	2500	60~80
0.18	10	22	$\frac{2.5\sim 6.0}{4.0}$	$\frac{35\sim 60}{45}$	130	9.0		40~60
0.12	8	27	$\frac{6.0\sim 1.2}{8.5}$	$\frac{60\sim 120}{85}$	160~180	12.0	2000~3000	50~80
$\frac{0.3\sim 1.2}{0.65}$	10	$\frac{4\sim 14}{8}$	$\frac{0.4\sim 1.5}{0.7}$	$\frac{4\sim 18}{8}$	70~100	2.5~5.0		18~25
0.18	$\frac{20\sim 90}{40}$	$\frac{14\sim 20}{16}$	$\frac{1.8\sim 3.5}{2.5}$	$\frac{40\sim 180}{70}$	160~200	8.0~11.0	2500~3000	60~80
0.25	15	12	$\frac{1.5\sim 3.0}{2.0}$	$\frac{15\sim 40}{23}$	120	6.0		25
0.7	10	6	$\frac{0.5\sim 1.2}{0.7}$	$\frac{6\sim 20}{10}$	65~100	2.0~4.0		18~25
0.2	30	14	$\frac{1.8\sim 3.0}{2.2}$	$\frac{40\sim 160}{70}$	160~200	8.0~11.0	2000~3000	50~80
0.25	15	12	$\frac{1.5\sim 3.0}{2.0}$	$\frac{15\sim 40}{23}$	120	6.0		25
$\frac{0.4\sim 1.1}{0.78}$	10	7	$\frac{0.4\sim 1.2}{0.6}$	$\frac{4\sim 20}{9}$	60~100	2.0~4.0		18~25
0.25	25	14	$\frac{1.6\sim 2.6}{1.9}$	$\frac{40\sim 100}{65}$	$\frac{120\sim 180}{140}$	$\frac{6.0\sim 10.0}{8.0}$	1200~2000	40~60
0.65	11	7	$\frac{0.6\sim 1.2}{0.8}$	$\frac{6\sim 20}{10}$	70~100	2.6		20
0.18	50	16	$\frac{1.8\sim 3.5}{2.5}$	$\frac{40\sim 180}{70}$	180~200	8.0~12.0	5000	60~80

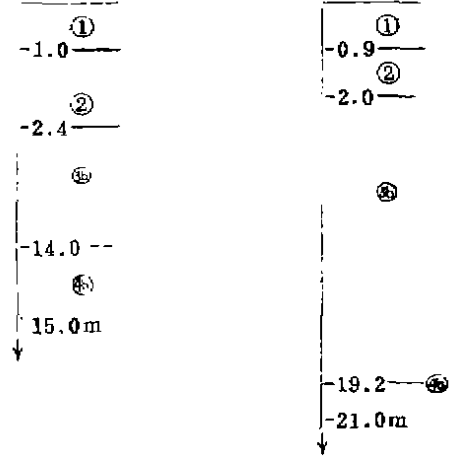
各种地基处理方法及基础形式在杭州市的应用

杭州市目前在多层建筑物中应用较多的地基处理方法和基础形式主要有以下几种：

1. 沉管灌注桩

沉管灌注桩在杭州应用历史较长。目前建筑在淤积软土区上的一般多层建筑物仍以沉管灌注桩作为主要的基础型式。沉管灌注桩适用范围较广，可用于杂填土、淤泥和淤质土、砂土、粘土、粉质粘土和粉土等场地。

我们将不同的桩长与条基、板基等不同组合的桩基础的技术经济指标作了归纳(表3)。一般来说，桩基础的造价和桩长成比例，短桩的费用要比长桩的费用低。但在某些情况下并非如此。特别是当采用摩擦桩基时，如采用筏基础下施打较短、而布置较密的桩，就不如增加桩长，使桩长落在性质较好的持力层上，同时减少桩数，在桩顶上筑条形基础有时更为经济。如某住宅小区，WS-11、WS-08、WS-10均为6层砖混住宅，建筑面积、建筑形式完全相同。地质剖面如图1所示，地基土物理力学性质见表2。WS-11、WS-08采用 $\phi 377\text{mm}$ 灌注桩，桩长为14~16m，桩数为335根，条形基础下沿墙轴双排桩布置。以性质较好的4b粉质粘土层为桩尖持力层。取用单桩承载力15T，每立方米桩身混凝土分担的承载力为 $9.6\text{T}/\text{m}^3$ 。WS-10采用同直径的灌注桩，桩长为11m，桩数为498根，为纯摩擦桩，桩尖落在高压缩性的淤质土中，取用单桩承载力10T，则每立方米桩身混凝土分担的承载力 $8.14\text{T}/\text{m}^3$ ，基础为板基。根据决算资料，WS-10的 ± 0.00 以下基础造价为 $42.12\text{元}/\text{m}^2$ ，而WS-08、WS-11的 ± 0.00 以下基础造价仅为 $36.97\text{元}/\text{m}^2$ 和 $35.43\text{元}/\text{m}^2$ 。分别比WS-10节约12.23%和15.88%，基础单方的钢材、水泥耗量相应地也要节省。WS-08节约24.0%和11.2%，WS-11节约24.0%和29.8%。竣工时建筑物的平均沉降，WS-08、WS-11分别为43.3mm和20.50mm，而WS



WS-08, 11地质剖面 WS-10地质剖面
图1 某住宅小区地质情况

地基土物理力学性质

表 2

层次	地层名称	w (%)	r (kN/m ³)	e	I _p	C (kPa)	φ (度)	E _s (MPa)	P _s (kPa)	(R) (kPa)
①	耕土及人工填土							4.5	1.3	120
②	粉质粘土	30.4	19.0	0.86	14.9	2	27	5.0	1.1	100
③	淤质土	41.8	17.9	1.13	17.0	2	16	2.5	0.4	65
④	粉质粘土	33.8	18.7	0.90	15.6	13	19	5.5	2.2	150

表 3

杭州市多层住宅地基基础技术经济指标

地基处理形式	±0.000以下基础单方造价		基础占土建造价比例		±0.000以下建筑单方材料消耗量			
	直接费 (元/m ³)	与同类型地区天然地基造价比较(%)	与同类型地区天然地基造价比较(%)	与同类型地区天然地基比较(%)	钢 (kg/m ³)	材 与同类型地区天然地基比较(%)	水 (kg/m ³)	泥 与同类型地区天然地基比较(%)
天然地基								
冲积粉砂区和人工填土区	(10.42~14.28) 10.72	100	(11.11~12.08) 11.71	100		100		
人工填土区								
淤积软土区								
条基	(13.78~19.16) 16.68	100	21.54	100	(5.61~6.79) 5.94	100	32.61	100
板基	(16.55~23.87) 20.19	188.34	(14.21~20.09) 19.60	167.38				
短桩	(23.10~26.17) 24.64	146.14			3.15	63.03	(58.02~59.19) 58.75	180.16
条基	(21.69~30.22) 26.94	159.79			(6.83~7.07) 6.85	115.32	(50.90~60.91) 56.09	172.00
板基	(22.43~40.31) 33.89	201.01	(29.71~39.8) 31.51		(3.13~7.28) 5.04	84.85	(68.42~110.46) 87.90	269.55
中长桩	(35.43~53.66) 43.39	257.35	(32.31~38.13) 36.56		(6.57~8.93) 7.17	120.71	(96.89~120.58) 113.17	347.04
长桩	(30.79~40.87) 36.96	219.22	(29.71~35.24) 33.09		(4.52~8.10) 6.71	112.96	(65.06~120.58) 99.02	304.20
无桩扩夯	(11.30~14.39) 11.90							
冲积粉砂区								
石灰桩	(43.02~34.61) 38.49				(6.33~9.8) 7.84	131.99	(29.24~39.78) 33.09	101.47
复合地基								
泥刚性桩	29.01				0.56	9.43	126.76	388.72
水冲碎石桩	13.27				11.12		0.73	

注: 1. 复合地基的技术经济指标系少数工程的统计值
 2. 所列各部分造价均为工程直接费,并统一按84年调整的定额计算
 3. 短桩、中长桩、长桩的划分为:短桩L<9m,中长桩9m<L<13m,长桩13m<L<25m
 4. 表中括弧内的数据为某一波动范围,括弧外的数据为平均值。

-10 却达 111.6mm。WS-10若按施打长 20.5m 的桩基础方案考虑, 桩尖进入④土层 1.2~1.5m, 则根据计算, 单桩承载力可达 22.5t/根, 每立方米桩身混凝土提供的承载力达 10.08t/m³。由于单桩承载力的提高, 不但可以减少桩数, 在打桩工程中节省造价和材料, 而且还可以将板基改为条基, 节省基础费用。同时, 由于桩支承在较好的持力层上, 其沉降也要比采用纯摩擦桩的现有方案小得多。

2. 无桩靴夯扩桩

无桩靴夯扩桩是一种全部采用现浇混凝土夯扩成扩大头的新桩型。它由强大的锤击力通过内夯管将桩端段的现浇混凝土打入持力土层中, 并在持力土层中夯扩成大头形的桩端, 增加了桩端的截面积, 充分地利用了持力层的强度, 从而大大地提高了桩的单桩承载力。它比在相同地质条件下同长度的沉管灌注桩承载力提高 60~100%, 比等截面桩身的钢筋混凝土桩单桩承载力提高 30%。

基于杭州市区的工程地质分布情况, 夯扩桩在冲积粉砂区和人工填土区中有较大的应用价值, 尤其是在城东冲积粉砂区, 由于在这一区域的地基土中大多有一层埋藏较浅, 性质良好的砂类土层, 夯扩桩端部夯扩时, 持力层的孔隙水压力易于消散。同时, 端部夯扩也使持力层更趋密实, 在一定程度上提高了持力层的承载能力, 从而使单桩承载力有大幅度的提高, 根据统计资料表明: 在冲积粉砂区内应用夯扩短桩基础, 其±0.00以下基础工程造价在 11.30~14.39元/m²之间, 其平均值为 11.90元/m²。略高于在相似地质条件下的天然地基条形基础(10.34~14.23元/m², 平均为 10.72元/m²)而大大低于沉管灌注桩基础(16.55~21.76元/m², 平均为 19.78元/m²)。因此, 无桩靴夯扩桩对于有一浅层持力层的地基来说, 是一种理想的短桩基础。它在一定程度上弥补了一般沉管灌注桩容易出现缩颈的弊病, 同时又增加了单桩承载力, 只要运用得当, 它能比沉管灌注桩短桩基础取得更好的经济效益。

根据目前的施工机械, 桩架高度, 拔管能力等, 夯扩桩的桩长一般控制在 4~14m。施工工艺相对比较复杂, 施工速度低于一般沉管灌注桩。这些都还有待于改进。

3. 天然地基基础

一般来说, 利用天然地基的浅埋基础是最为经济的。从表 3 中可以看出, 在冲积粉砂区和淤积软土区建造一般多层建筑物采用天然地基基础, ±0.00以下造价平均为 10.72元/m²和 16.86元/m²。杭州市区的地基土在地表填土(或耕土)下普遍有一层性质较好的粉质粘土硬壳层。[R]=120kPa, E_s=6.0MPa, e=0.65~0.85。因此, 在硬壳层厚度足够而地基土又较均匀的情况下, 应尽可能地采用浅埋基础方案。条形基础、整体平板式基础是杭州市应用得较多的基础形式, 近几年在江苏应用得较多的折板基础也开始在杭州得到使用推广, 并取得较好的技术经济效益。对于在淤积软土区中采用天然地基板式基础, 常因为这一地区硬壳层薄, 下卧软土层性质差而不能满足强度要求。杭州市城建设计院提出了双层地基计算方法, 采用这种计算方法, 可提高下卧土层对上部结构荷载能力。增强了采用天然地基基础的条件。该院曾在一些住宅小区 80 余幢近 23 万 m² 住宅工程中应用, 效果良好, 节约基础造价三百多万元。由于淤积软土区的淤质土层厚度大, 性质差。因此除在勘察中应详细了解地基土分布情况及均匀程度, 设计中采取加强上部结构的刚度等措施

外, 还需严格控制施工速度和施工质量, 以避免建筑物的不均匀沉降。至于绝对沉降较大, 一般可在不影响建筑物使用的前提下抬高室内地坪高度的办法。

4. 石灰桩法

杭州市自1982年起开展了对石灰桩法的研究和应用。从石灰桩在杭的试验应用看来, 有取得成功的, 也有效果不太理想的, 采用石灰桩复合地基能否比采用混凝土灌注桩更为经济合理主要看它的加固总长度与建筑面积的比值是否比灌注桩的总长度与建筑面积的比值要小, 这就取决于石灰桩的加固效果。石灰桩加固杂填土时效果较好, 而加固淤质软土的作用目前还有较大争议, 需进一步加强研究。

5. 深层搅拌法

深层搅拌法是利用水泥或石灰作为固化剂, 并以特制的深层搅拌机械, 在地层深处将软粘土与固化剂强制拌和, 形成一系列水泥(或石灰)土桩或地下墙体。适用于软粘土、素填土、杂填土等软弱地基。杭州市从1984年开始推广使用。通过一些工程实践, 证明在软粘土地区中, 一般能满足7层以下建筑物地基承载力的要求, 并能取得较好的技术经济指标。与其它灌注桩基础相比, 搅拌法一般可节约基础造价20%~50%。如杭州某工学院二幢学生宿舍, 在建筑面积、结构体型、层数、地质条件都相当的情况下, 两者的基础费用对比如表4。该工程采用搅拌桩加固, 桩长8.6m左右, 若采用灌注桩, 则桩长需20m左右。

费用对比表

表4

地基处理方法	桩费用 (万元)	土方费 (万元)	基础 (万元)	合计 (万元)	±0.000以下 单方造价 (元/m ²)	水泥 (kg/m ²)	钢材 (kg/m ²)
水泥搅拌桩	7.964	0.35	2.42	10.731	29.01	127	0.56
φ377灌注桩	12.419	0.68	8.42	21.519	58.16	134	6.6

6. 钢筋混凝土预制桩和大直径混凝土钻孔灌注桩

杭州市的高层建筑大都采用钢筋混凝土预制长桩和大直径混凝土钻孔灌注桩。这二种桩型的有关技术经济指标见表5~7。从表中可以看出, 对于20层以下的中、高层建筑物来说, 采用预制桩反比钻孔灌注桩便宜, 尤其在地下20米左右处有性质良好的粉砂或粘土层可作桩尖持力层时, 就会取得良好的技术经济效益。如西湖电子大楼, 基岩埋置深度为33至36米, 地表下15~25米有一层较好的粘土, 粘土层下还是淤泥质土。由于选择了上面的粘土层作桩尖持力层, 桩长仅15米, 从而使±0.00以下的总费用(包括桩、基础、地下室)仅占土建造价的11.59%, 比平均值小10%。但当建筑物层数超过25层或持力层的性质、层厚不均匀、层面起伏较大时, 则采用大直径混凝土灌注桩可能更为适宜。

杭州市高层建筑钻孔灌注桩基础调查表

表 5

工程名称	层数	桩编号	桩尖持力层岩性	桩径(m)	桩长(m)	单桩极限承载力 P_u (kN)	桩的体积V(m ³)	P_u/V (kN/m ³)	桩基工程(元/m ²)	桩基占土建造价比(%)	± 0.000 以下占土建造价比(%)
之江饭店	31	1	凝灰岩	1.0	55.5	11000	43.59	252	54	5.48	
		2	泥质粉砂岩	1.0	44.6	11000	35.03	314		(占工程总造价)	
杭州大厦	30	1	凝灰质粉砂岩	1.0	48.9	10000	38.39	261	50	20.0*	
		2	凝灰质粉砂岩	1.0	46.6	12000	36.58	328			
省人民医院	14	1	凝灰岩	0.8	43.8	6000	22.02	272		15.64	27.33
		2	凝灰岩	1.0	45.0	8000	35.37	226	51.8		
		3	粉质粘土	0.8	34.0	3000	17.10	175			
省科学会堂		1	强风化凝灰岩	0.8	51.0	7700	25.64	300			
省物资交易楼	14	1	砂砾石层	0.7	38.1	5100	14.66	348	29.6	13.24	18.58
黄龙饭店	9	1	凝灰岩	0.8	15.0至41.0	11000	29.39	374	67.1	10.27*	35.7*
				1.0							
省五号楼	9			0.45	18.0至32.0				51.2	16.87	21.45
				0.6							
				0.8							

注: 1. 桩的体积按充盈系数取 1 估算; 2. 带“*”的土建造价不包括装修费用。

表 6
杭州市高层建筑预制桩基础调查表

工程名称	层数	桩截面 cm ²	平均桩长 m	持力层	单桩容许承 载力 t	桩基工程单 方造价 (元/m ³)	桩基占土建 造价比 (%)	±0.000以 下占土建建 价比 (%)
新侨饭店	19	45×45	33.6	卵石层	150		12.54	22.87
友好饭店	23	40×40	29.4	凝灰岩	120	63.13	11.56	33.15
新材料设计院	14	40×40	27.0	粘土	≥100			26.93
省科技大楼	11	40×40	20.8	凝灰岩	65	32.01	13.02	26.47
市府综合楼2*	12	40×40	21.0	粘土	65			
市府综合楼3*	14	40×40	21.0	粘土	65			
西湖电子大楼	15	40×40	15.0	粘土				11.59
国际大厦	14	40×40	23.0	粘土		48.12	13.20	15.71
浙工院主楼	8	40×40	31.5	粉砂				28.84
省丝绸展销楼	10	40×40	11.0	粉砂		23.99	5.70	13.36
省外贸大楼	15	35×35	22.0	粘土		43.57	11.03	21.37

两种桩型的比较

表7

桩型	钢筋混凝土预制桩		大直径钻孔灌注桩
优点	1. 桩身质量易保证 2. 施工较简便		1. 承载力大 2. 无振动、噪声小, 对邻近建筑物无影响 3. 桩长可根据地基条件而灵活变动
缺点	1. 有振动、噪声, 对邻近建筑物有影响 2. 当持力层起伏较大时, 桩过长过短问题突出 3. 穿过硬层(如砂砾层风化基岩)较困难 4. 易产生斜桩 5. 需预制场地		1. 采用泥浆护壁及泵吸沉渣, 对环境污染较大 2. 成孔和桩身质量不易保证 3. 混凝土超灌现象较严重, 充盈系数偏大 4. 清除沉渣困难
对持力层的要求	性质良好, 有一定厚度, 分布均匀, 起伏小 一般可以粘土、粉砂、砂卵石层作为持力层		性质良好, 有一定厚度, 对层面起伏要求不高, 一般可以硬塑粘土、砂卵石层, 中、弱、微风化基岩作为持力层
技术经济指标	桩工程单方造价(元/m)	40.67	53.86
	桩工程占土建造价比(%)	11.23	15.04
	±0.000以下占土建造价比(%)	21.82	23.30
备注	技术经济指标是根据表一、表三的数据统计而得		

结 语

合理地选择地基处理方法和基础型式是降低地基基础造价的主要途径之一。此外减轻上部结构自重、加强施工管理、改进施工工艺等也是降低地基基础费用的重要措施, 自然也应该注意到环境条件等因素, 希望有关部门重视这方面的工作。