

目 次

论 文

灌浆法加固杂填土地基.....程家文 (3)

高速公路软基联合处理方法的初步研究..... 叶观宝,赵建忠,徐超,高彦斌,白航 (8)

基于 Matlab 的 RBF 网络在工程系统辨识中的应用.....付正峰,李正一,陈怀军 (13)

土壤固化剂在高速公路软基处理中的试验研究.....孟德光 (18)

高速公路软基处理中高填土路堤的稳定性控制.....林才奎,张羽,洪宝宁 (24)

挤扩支盘桩的应用.....徐至钧, 张晓玲 (29)

某工程打桩场地监测及分析研究.....徐建佩, 王起 (35)

地基中遇防空洞的处理.....任振甲 (41)

涿州市新华书店综合楼夯实水泥土桩复合地基工程实录.....黄永昌,张俊杰(45)

真空-堆载联合预压法在水利工程地基处理中的应用.....朱鹏程(50)

一题一议

天然地基、复合地基、桩基与地基的回弹变形问题.....李广信 (55)

浅谈支盘灌注桩支盘的承载力.....陈如连 (57)

关于土力学中两个指标名称的思考.....童小东 (61)

译 文

群桩沉降简化非线性分析预测.....Francesco Castelli and Michele Maugeri (62)

灌浆法加固杂填土地基*

程家文

(中国水利水电科学研究院 北京 100044)

【摘要】本文结合北京某高层住宅楼工程杂填土地基处理的工程实践,介绍采用灌浆法加固杂填土地基的技术方法,以及灌浆法与沉管灌注桩结合形成复合地基的设计思路,并对相关的几个问题进行了讨论。

前言

在众多的地基问题中,人工回填层的地基处理是经常会遇到的问题之一。解决人工回填层,特别是新近堆积的深厚杂填土层的地基问题,工程上一般采用桩基。然而桩基较少利用桩间土对上部荷载的分担作用,有时还要考虑填土的负摩擦问题,因此其造价一般较高。本文通过北京某高层住宅楼工程杂填土地基处理的设计与施工,介绍采用灌浆法加固杂填土地基,并与沉管灌注桩结合形成复合地基,较好地解决了该工程的地基处理问题。

工程概况及地质条件

该工程位于北京东北部的望京开发区,占地面积约950m²,地上22层,地下2层。基础为箱型基础,基底标高30.855m,回填层表面标高约37.30m,设计±0.00=38.45m。根据主体结构设计单位提出的要求,经处理的复合地基承载力标准值应达到420kPa。

根据地质勘察报告,场地地层由上至下依次为人工填土①,粉质粘土③,粉砂④,粘质粉土⑤,粉质粘土⑥,粘质粉土⑦等主要层次。建筑物基底位于新近堆积的人工填土层①上,基底以下的填土层厚度为1.0~8.0m。填土层主要为杂填土,含建筑垃圾和生活垃圾。人工填土层的承载力标准值为100kPa,其他土层的承载力均在180kPa以上。

场区地下水水位标高31.99~32.65m,略高于基底高程。

复合地基设计

在综合考虑地质条件、地基承载力要求及施工方法等诸多因素的基础上,经多方案比

* 收稿日期:2003年1月

较,本工程采用复合地基原理进行地基设计,即先用适用于杂填土条件的振动沉管法施工混凝土灌注桩,然后在进行上部结构施工的同时采用灌浆法加固基底以下的杂填土层,以增强桩间土的承载能力,协调桩间土与灌注桩的联合作用。

1) 灌注桩的单桩承载力标准值 R_k

沉管灌注桩的混凝土强度等级取 C15,设计桩径取 $d=0.4\text{m}$,桩长按地质条件取 $L=16\text{m}$,桩土摩擦系数根据试验资料取综合平均值 $q_s=35\text{kPa}$,于是每根桩的承载力标准值可按下式计算:

$$R_k = \pi \times d \times L \times q_s = \pi \times 0.4 \times 16 \times 35 = 703.7\text{kN}$$

2) 单桩控制面积 A_c 及桩位布置

已知复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}=420\text{kPa}$,桩间土的承载力标准值 $f_{s,k}=100\text{kPa}$,桩间土的承载力折减系数 β 考虑灌浆作用取 $\beta=1$,灌注桩的截面积 $A_p=0.1257\text{m}^2$,于是由复合地基的基本公式^[1]:

$$f_{sp,k} = [R_k + \beta \times f_{s,k} (A_c - A_p)] / A_c$$

可得单桩控制面积 A_c :

$$\begin{aligned} A_c &= (R_k - A_p \times \beta \times f_{s,k}) / (f_{sp,k} - \beta \times f_{s,k}) \\ &= (703.7 - 0.1257 \times 1 \times 100) / (420 - 1 \times 100) \\ &= 2.16\text{m}^2 \end{aligned}$$

灌注桩的平面布置按正方形网格布置,以利于灌浆管的布置。取桩与桩之间的间距 $a=1.45\text{m}$,此时 $a^2=2.10\text{m}^2 < A_c$,满足设计要求。

沉管灌注桩的施工按有关规范执行,本文不做专门介绍。

灌浆施工介绍

灌浆施工的主要工序为:①在建筑物底板上预埋灌浆管;②按一定顺序在预埋管中钻孔,钻至回填层的预定深度;③将预先配置、搅拌好的浆液通过预埋管注向回填层。现就有关内容分别介绍如下。

1) 预埋灌浆管

为了进行灌浆施工,须先将灌浆管预埋在建筑物底板中。灌浆管的布置密度根据经验

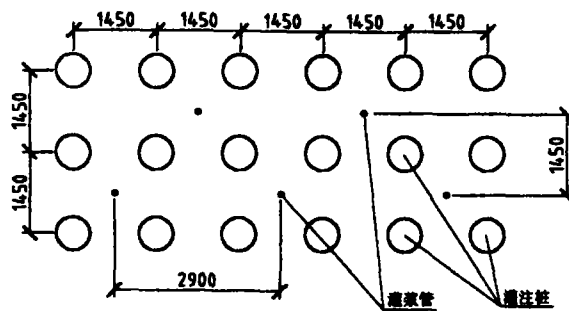


图1 灌浆管平面布置示意图

一般取每根灌浆管的控制面积 $4\sim 6\text{ m}^2$ 。根据本工程灌注桩的布置情况,灌浆管的单管控制面积取 4.20 m^2 ,即每两根桩布一根灌浆管(如图1所示),灌浆管总数约230个。灌浆管采用 $\phi 40$ 水煤气管加工,上端套扣,加管箍和堵头。灌浆管长度一般比建筑物底板厚度长20cm,以便于灌浆施工。

预埋灌浆管与建筑物底板钢筋的绑扎同时进行,将事先加工好的灌浆管按设计位置垂直安放在底板垫层(或防水层)上,并用点焊或绑扎方法与钢筋骨架牢固固定,混凝土浇筑振捣过程中要避免灌浆管松动、倾斜。为了便于灌浆操作,灌浆管布置须避开建筑物墙壁和灌注桩,必要时适当调整灌浆管的位置。

2) 灌浆次序安排

为了达到较好的灌浆效果,必须有一定的灌浆压力,本工程的特点之一就是利用建筑物本身的重量所提供的反力来提高灌浆压力,即当建筑物结构施工达到地上8层以后才开始进行灌浆,此时建筑物对地基的平均压力约为 0.1 MPa ,而实际的灌浆压力可能大大超过建筑物对地基的平均压力,因此有必要对灌浆的次序进行妥善安排,避免局部抬高底板,人为造成建筑物倾斜。

灌浆次序安排分平面和垂直两个方向。平面上将建筑物底板大致分为8片,每片约30个预埋灌浆管,施工中每天(24小时内)至多打开其中的3个管进行灌浆。在垂直方向上将回填层分为3层,底板下 $0\sim 3\text{ m}$ 为第1层, $3\sim 6\text{ m}$ 为第2层, 6 m 以下为第3层。灌浆开始后先按平面次序要求进行第一层回填层的灌浆,然后按同样的要求进行第2层、第3层的灌浆。实际操作时须对建筑物的沉降进行监测,必要时根据监测结果适当调整灌浆次序。

3) 灌浆孔钻孔施工

灌浆施工前先对回填层分层钻孔,以便分层灌浆,提高灌浆的均匀性。如进行第1层灌浆时,将灌浆孔钻至底板下 3 m ,进行第2层灌浆时,将灌浆孔钻至底板下 6 m ,余类推。钻孔施工在建筑物地下室进行,采用手把式小型钻机在预埋灌浆管内钻孔,钻杆配 $\phi 25$ 合金钻头,采用正循环钻进。

4) 灌浆浆液配合比

灌浆浆液采用水泥、粉煤灰配制,浆液固化强度不低于 15 MPa 。根据试验,浆液的水固比-水与固体材料(水泥和粉煤灰)的质量之比取 0.58 ,粉煤灰的用量取水泥用量的 $1/3$,另加水泥用量 1% 的RH-5型高效减水剂,以改善浆液性能。水泥采用425#普通硅酸盐水泥,粉煤灰的质量要求达到二级。

5) 灌浆压力与灌浆量

灌浆法加固杂填土层的机理包括两个方面,即浆液在土层较大孔隙中的渗透或填充作用和浆液在软弱层中的劈裂作用,显然,灌浆压力越大,这两方面的作用越明显,灌浆的效率也越高。但是,灌浆压力过大有可能导致建筑物底板的过度抬高,同时浆液输送得更远,增加了浆液浪费。因此灌浆压力是灌浆施工中需要认真把握的一个重要参数。由于浆液在地层中的流动压力分布比较复杂,压力的测量比较困难,故施工中仅在灌浆泵的出口和输浆管的出口处设置压力表,并通过观测建筑物底板的升降变化,调整灌浆压力。一般而言,按前面所说的灌浆次序施工,输浆管出口的压力宜控制在建筑物对地基的平均压力的3倍以内。

由于灌浆浆液向地层四周的扩散是自由的,因此浆液的损失是不可避免的。为了保证

灌浆效果,有足够的灌浆量。本工程取单位土体的浆液灌入量(简称充填率)为10~20%和10~30%的损失,按每个灌浆孔控制的范围确定灌浆量,如某孔的控制面积为 4.20m^2 ,某次灌浆加固土层的厚度为3m,充填率取15%,浆液损失按20%计,则该孔此次灌浆量为: $V = 4.2 \times 3 \times 0.15 \times 1.2 = 2.27\text{m}^3$ 。实际施工中应根据沉降监测结果调整灌浆量,沉降较大的部位适当加大灌浆量,反之亦然。

6) 沉降监测

在灌浆施工过程中,建筑物的沉降监测具有十分重要的作用,它是检验灌浆效果的有效手段,也是调整灌浆参数的重要依据。在本次施工中,为操作方便将沉降监测点布置在建筑物首层底板上,沿着建筑物周边和纵横轴线共设16个监测点,灌浆施工期间每天观测一次,直至整个回填层加固完毕,此后每周观测一次,直到建筑物结构封顶。灌浆施工历时约两个月,建筑物结构由地上8层增加到16层,各点沉降量在14~20mm之间,任意两点之间的倾斜小于0.5‰。结构封顶时沉降已基本稳定,最大沉降量45mm,最大倾斜 $\leq 0.5\text{‰}$,满足了设计要求。现在该住宅楼已交付使用2年多,没有出现任何问题。

结论及问题讨论

1) 灌浆法处理深厚杂填土地基是行之有效的,本工程采用灌浆法与沉管灌注桩结合的方法形成高层建筑物的复合地基,取得了满意的效果。据初步测算,与通常采用的桩基相比,本工程节省造价30%以上。

2) 在高粘结强度桩复合地基中的褥垫层具有十分重要的作用^[2]。本工程采用灌浆法加固回填层,若在底板施工前在桩顶铺设由粒状材料组成的褥垫层,则灌浆浆液势必充填粒状材料导致褥垫层失效。在灌浆施工中,当土层加固到一定程度,浆液往往沿着建筑物底板和土层之间的薄弱面流动、扩散,对桩间土产生压缩作用,进而增加桩间土对荷载的分担比例,使桩与土的应力分布得以协调,这其实就是褥垫层的作用机理。

3) 在建筑物底板上钻孔或预埋灌浆管都要影响原设计防水层的完整性,这样做是否会引起底板的渗漏曾是人们非常关心的问题。多项工程实践证明,由于浆液在底板下扩散,形成了一个新的、厚度为几厘米到十几厘米的防水层,不但没有引起渗漏问题,反而使防渗效果更为理想。

4) 灌浆法加固地基的质量检测和最终验收是一个需要深入的研究问题。本工程曾在场地边上布置了两个具有代表性的试验点,施工灌注桩和混凝土模拟底板,并做分层灌浆处理,然后采用静载荷试验检验复合地基承载力,承载力达到设计要求后开始正式施工。采用静载荷试验方法进行检测形式上与现行规范的规定比较接近,但由于试验点不能在正式工程桩上随机选取,因此受到质疑。笔者认为,对于类似于本工程的情况,可以在保证灌注桩桩体完整性的前提下,采用沉降观测来检验和判断最终的处理效果。因为这类地基沉降变形的绝大部分发生在施工加荷阶段,灌浆结束后只要坚持观测直到建筑物结构封顶,即使发现问题也可以重新启动灌浆予以补救,可以确保建筑物的沉降和差异沉降控制在规范和设计要求的范围之内。

参考文献

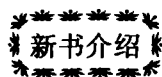
- [1] 建筑地基处理技术规范(JGJ79-91), 中国计划出版社, 北京, 1992
[2] 阎明礼, 张东刚, CFG 桩复合地基技术及工程实践, 中国水利水电出版社, 北京, 2001

Application of Grouting to Consolidating Random Fill Foundation

Cheng Jiawen

(China Institute of Water Resources and Hydropower Research Beijing 100044)

[Abstract] Grouting is applied to consolidating random fill foundation. The consolidated foundation and cast-in-situ piles are successfully used as the composite foundation for a 24-floor building in Beijing. In the paper the design of composite foundation and the methods of grouting operation are introduced, several related questions discussed as well.



《岩土工程有限元分析理论与应用》

谢康和 周健 编著

有限元理论在岩土工程分析中已得到广泛应用,近年来又有新的进展。本书结合作者多年从事的有关研究,较全面、系统、详细地介绍了岩土工程静力、动力和随机有限元分析理论、方法和应用。全书共分九章,包括绪论、岩土工程问题的边界条件、有限单元法基本理论、饱和土的静力有限元分析理论、饱和土的动力有限元分析理论、土的随机有限元理论、非饱和土的基本理论与有限元分析方法、岩土工程静力有限元分析程序 PDSS、有限元理论在岩土工程中的应用。

与本书配套的有限元分析软件 PDSS 光盘也已制作完成。联系电话:0571-87952162

本书可供土建、水利、交通、铁道等部门从事勘察、设计施工和科研的科技人员参考,也可作为高等院校相关专业本科和的研究生的参考教材。

本书由科学出版社出版,定价 42 元。

高速公路软基联合处理方法的初步研究*

叶观宝 赵建忠 徐超 高彦斌 白航
(同济大学 上海 200092)

【摘要】在研究了水泥土搅拌桩和排水固结法这两种常用高速公路软基处理方法的基础上,本文将这两种方法结合在一起,提出了一种高速公路软基处理新方法,并且对该处理方法的机理进行了探讨,在此基础上提出了适合于该方法的设计计算原理,为工程实践提供参考。

概述

为了适应国民经济快速发展的需要,并进一步促进其飞速发展,近几年我国高速公路发展迅速,高速公路建设进入从线到网的发展阶段。高速公路上行车速度快,交通流量大,是一个封闭系统,因此高速公路路堤一般较高,且桥涵通道较多。与一般公路相比较,高速公路对路线路型的要求更高,常常穿越不良地基地段。此外,在我国沿海经济发达、高速公路分布密度较大的地区广泛分布着海相、湖相和河相沉积的厚度不等、压缩性高、强度低的软土层(称为软基),随着我国高等级公路建设迅速发展,许多高等级公路不得不通过上述软土地区。这种地基条件给高等级公路路基加固、路堤的设计与施工及竣工后道路的正常运营带来许多严重问题。高等级公路竣工运营后出现的主要病害有工后沉降过大、差异沉降过大(包括桥头跳车)、路基纵向开裂以及沥青路面开裂或剥落等,更严重的则发生路堤塌滑。这些病害的发生减少了公路的使用寿命,也极大地增加了公路的运营和维护成本,成为高等级公路建设过程中急需解决的课题。

常用处理方法

针对高速公路软土地基处理,常用的处理方法分水平向增强体处理和竖直向增强体处理。水平向增强体处理主要是地基中设置水平向增强体的路堤路基加筋法;竖直向增强体处理分地基中设置竖向增强体的复合地基法(如水泥土搅拌桩复合地基)和排水固结法(如塑料排水板、砂井等)。

1925年美国的 Moran 首先发明了砂井排水预压法,美国加州公路局于1934年首次在建

* 收稿日期:2003年3月

上海市重点学科(岩土工程)建设项目资助

设中使用,随后很快在全世界范围广泛应用。后来为了解决地基变形容容易产生断颈和缩颈问题,发明了袋装砂井。由于袋装砂井施工不便,且需大量施工用砂等问题,1981年又成功开发了塑料排水板法。由于塑料排水板法具有施工工效高,施工方便,料源丰富,造价低等优点,很快得到了广泛的推广应用。我国高速公路建设过程中,排水固结法得到了广泛应用,根据江苏省高速公路建设的经验,对中、低路堤并且软土不是很厚的情况下,利用路堤超载或等载预压是最经济的处理方法,且加固效果较好,消除工后沉降明显;排水固结辅以等载或超载预压法对高含水量、高压缩性、低强度软土是经济合理的有效加固措施,可取得良好效果,在有薄砂层的条件下,塑料排水板可适当加大间距,不会对工后沉降量和预压期产生明显影响,同时也可减少施工对土的扰动。

水泥土搅拌法是继砂井和塑料排水板法等加固方法之后出现的加固饱和粘土地基的新方法,分为水泥浆搅拌(国内俗称深层搅拌法)和粉体喷射搅拌两种。水泥浆搅拌法是美国在第二次世界大战后研制成功的,后来由日本等国进一步将其发展,并研制出各种深层搅拌的施工机具。粉体喷射搅拌法最初是由瑞典 Kjield Paus 在 1967 年提出的,当时是提出使用石灰搅拌桩加固 15m 深度范围内软土地基的设想,并于 1971 年现场制成第一根用石灰和软土搅拌而成的桩,后来喷射的粉体逐步采用水泥粉。目前水泥土搅拌桩已成为世界各国广泛采用的地基处理方法之一,尤其是在港口工程和高速公路工程中。在我国高速公路建设中,水泥土搅拌桩也是一种常用的处理方法,尤其是对于桥头过渡段的处理。采用水泥土搅拌桩处理软土地基能有效地减少总沉降量,使其满足工后沉降控制标准;此外,该法还能增强地基稳定性,处理后的路基能抵抗侧向变形,这对于减小桥台桩的侧向压力是有利的;但根据江苏省的经验,采用水泥土搅拌桩处理只有在打穿软土层的情况下,其加固效果才令人满意,否则其加固效果非常有限。

水泥土搅拌桩和塑料排水板联合处理方法

1. 方法的提出

高速公路是线型构筑物,沿线将遇到各种各样的地质情况,在东南沿海地带往往会遇到一些深厚的软土层。如果这样的地质情况出现在桥头过渡段,由于其工后沉降的控制标准比较高,荷载也相对比较大,对深厚软土层的处理一直没有取得令人满意的效果,成为长期困扰建设者的一大难题。

在我国高速公路的建设过程中,根据多年的建设经验,形成了一套适合我国高速公路建设发展的体系,同时也形成了我国高速公路建设的特点。高速公路除了跨越地域广,会碰到各种各样的地质情况外,其自身的特点决定了高速公路建设具有不同于一般建筑物建设的特点,具体如下:

(1) 高速公路对沉降变形的要求高。根据规范,高速公路工后沉降控制标准为:一般路段小于 30cm,箱涵通道处小于 20cm,桥头小于 10cm。

(2) 高速公路是线型构筑物,路基工程完成后要求相邻段之间工后沉降速率基本一致,这样不至于导致差异沉降、路面开裂。

(3)我国高速公路建设存在一固定的填土预压期。按照江苏省的经验,这一预压期一般为6个月。

(4)高速公路对路堤稳定性也有一定的要求,路堤填土施工时要分级加载,不能一次性加载。

目前我国高速公路建设,针对软弱地基处理最常用两种方法:塑料排水板 and 水泥土搅拌桩。这两种方法各有其特点。

塑料排水板的特点:

- (1)造价低。
- (2)可以加快软土的沉降速率,但同时也加快了工后沉降速率。
- (3)对于深厚软土地基,仍然需要很长的预压期,无法满足工期要求。
- (4)由于施工的扰动会增加软基的总沉降量。

水泥土搅拌桩的特点:

- (1)减小地基的总沉降量,并且能提高地基稳定性。
- (2)填土预压期短。在水泥土搅拌桩打穿软土层的前提下,理论上不需要固定的预压期。
- (3)路基工程完成后,工后沉降速率相对于塑料排水板处理来说比较慢。
- (4)造价高。
- (5)由于施工条件、机具的限制,干法的处理深度一般不超过15m,湿法的处理深度一般不超过22m。
- (6)如果水泥土搅拌桩不能打穿软土层,在固定预压期内很难完成预期变形量,处理效果也就不能令人满意。

根据以上分析,在高速公路建设工程中,对于深厚软土地基的处理,如果单独采用排水固结法或水泥土搅拌桩进行处理,很难取得令人满意的效果。因此,本文作者提出了采用水泥土搅拌桩与塑料排水板联合处理法来解决高速公路深厚软基问题。认为联合处理法可以解决深厚软基问题,与水泥土搅拌桩复合地基和塑料排水板两种方法相比,既有效地利用了高速公路建设固有的预压期,解决了沉降问题,也不会影响施工工期,不失为一种行之有效的方法。

此外,从高速公路全线的角度出发,时常出现采用不同地基处理手段加固软基的情况,例如一部分路段用塑料排水板处理,一部分路段采用水泥土搅拌桩复合地基处理(见图1)。

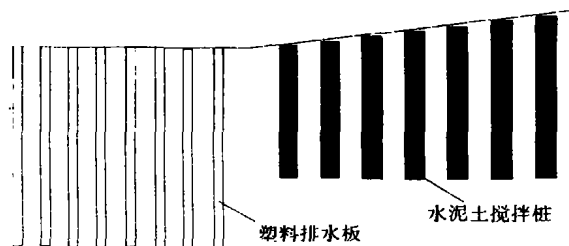


图1 相邻段示意图

对于两种处理方法的相邻段,排水固结法处理段由于塑料排水板的存在,加快了预压期的沉降速率,但同时也加快了工后沉降的速率;水泥土搅拌桩处理段,其下软土的固结将非常慢,工后沉降速率也将进行得非常慢。因此,在高速公路运营后,两种处理方法相邻段的交界处,虽然都满足工后控制沉降,但由于两者的沉降速率不同,必然会产生差异沉降,导致路面开裂,影响行车速度。如果水泥土搅拌桩复合地基部分改为水泥土搅拌桩与塑料排水板联合处理,则两段的工后沉降速率就基本会趋于一致,这样就解决了上述的差异沉降问题。而且联合处理法的另一优点是水泥土搅拌桩的桩长可以比单独采用水泥土搅拌桩短,节约地基处理费用。

2. 加固机理分析

水泥土搅拌桩与塑料排水板联合处理法是水泥土搅拌法与排水固结法的结合,因此兼有两种方法的优点。图2是联合处理法的平面布置图。经联合处理法处理的地基一般分为三段:水泥土搅拌桩处理段,即复合地基段;塑料排水板处理段;未处理段(见图3)

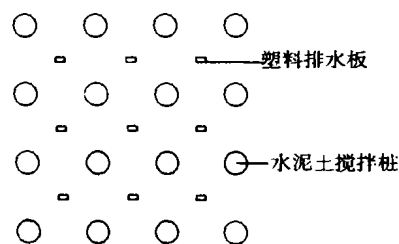


图2 联合处理法平面布置图

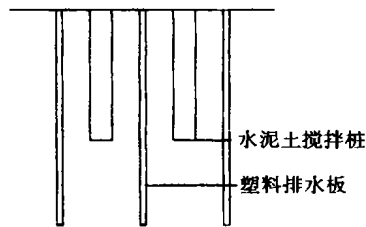


图3 联合处理法剖面布置图

采用水泥土搅拌桩与塑料排水板联合处理方法处理高速公路深厚软基,一方面利用水泥与土物理化学反应,改善土的力学性能,使软土结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥土,形成由桩和周围被改良的土体共同组成的复合地基,减小地基的总沉降量。另一方面利用塑料排水板的排水功能,给桩底以下的软土提供排水通道,减小排水路径,加快软土地基中水的排出速度,缩短土层固结的时间,并尽可能在高速公路路堤固有的施工预压期内完成所需的沉降量,以达到减小工后沉降量,缩短施工工期的目的。

3. 设计原理及步骤

经水泥土搅拌桩与塑料排水板联合处理的地基,上部是复合地基,而塑料排水板给下部软土提供排水通道,加快土中水体的排出。对任一地基处理方法,设计计算的主要工作基本上都是围绕稳定性和沉降问题展开的,联合处理法的稳定性验算可以按照单独使用水泥土搅拌桩的情况处理,下部软土的固结可以按照砂井固结理论来计算。在整个设计过程中,水泥土搅拌桩与塑料排水板分别各自独立进行计算,可暂不考虑两者之间的相互影响。联合处理法的设计步骤如下:

(1) 按照水泥土搅拌桩复合地基进行承载力和稳定性验算,调整水泥土搅拌桩的设计间距。

(2)按照单独使用水泥土搅拌桩处理的方法进行设计计算,如果桩长超过施工条件所约束限制的长度,则考虑使用水泥土搅拌桩和塑料排水板联合处理。

(3)根据联合处理法的原理,水泥土搅拌桩桩长应小于单独采用水泥土搅拌桩处理时的桩长,并且计算此时的沉降量,包括桩身的压缩变形量和桩端以下压缩层土体的固结沉降量。

(4)确定塑料排水板的间距,并假定其长度(要大于水泥土搅拌桩的桩长),计算各段的固结度,验算经过6个月的预压期工后沉降量是否满足设计要求(桥头段要求不大于10cm,一般路段要求不大于30cm),如果不满足,则调整水泥土搅拌桩桩长和塑料排水板的长度,重新进行计算,直到满足为止。

结束语

水泥土搅拌桩与塑料排水板联合处理法兼有复合地基和排水固结法的特点,对于一些采用单独处理无法解决的情况,联合处理法却应该是一种可行的方法。

联合处理法由塑料排水板的存在能充分利用高速公路路堤施工本身固有的预压期,加快下部软土的固结,确保不影响工期;采用联合处理法有助于高速公路差异沉降的控制;此外,由于联合处理方法所需的水泥土搅拌桩桩长比单独采用复合地基时所需水泥土搅拌桩桩长短,因此,采用联合处理法将更为经济合理。

本文将联合处理法作为一种新方法提出来,对其加固机理和设计原理进行了探讨,至于具体的设计计算还需进一步研究。

参考文献

- [1]叶书麟,叶观宝编著,地基处理,北京,中国建筑工业出版社,1997
- [2]张诚厚,袁文明,戴济群,高速公路软基处理,中国建筑工业出版社,1997
- [3]龚晓南等,高速公路软弱地基处理理论与实践研讨会论文集,上海大学出版社,1998
- [4]中华人民共和国行业标准,公路软土地基路堤设计与施工技术规范(JTJ017-96),人民交通出版社,1997
- [5]Barron R A. Consolidation of Fine - Grained Soils by Drain Well. Trans ASCE, 1948

The Pilot Study of United Method for Soft Soil Treatment in Expressway

Ye Guanbao Zhao Jianzhong Xu Chao Gao Yanbin Bai Hang
(Tongji University Shanghai 200092)

Abstract On the base of studying deep mixing method and consolidation method, this paper united the two methods, and gave a new method for soft soil treatment in expressway. The mechanism of the new united method had been studied and the design principle for the method had also been given. This paper will offer some references for future engineering practices.

基于 Matlab 的 RBF 网络在工程系统辨识中的应用*

付正峰 李正一

(山东省聊城市东昌府区水利开发总公司 聊城 252000)

陈怀军

(山东省聊城市东昌府区排灌工程管理处 聊城 252000)

【摘要】探讨了基于 Matlab 的 RBF 神经网络在工程系统辨识中的应用方法,通过工程实例,与 BP 模型进行比较,结果说明 RBF 网络用于复杂工程系统的辨识,具有适应多变量、速度快、精度高的优点,实用价值较高。

Matlab 是由美国 MathWorks 公司发布的面向科学计算、数据可视化以及交互式程序设计的高技术计算语言,其丰富的工具箱,如最优化、偏微分方程、非线性系统仿真、鲁棒控制、信号处理、模糊逻辑、小波分析及神经网络等代表了当今世界一流专家学者在这些领域的工作。我们可以充分利用 Matlab 不断推出的工具箱来跟踪国外先进的计算方法与数学模型,避免将时间、精力放在数学模型算法以及计算机编程上。

Matlab 的 Neural Network Toolbox(神经网络工具箱)几乎包含了神经网络理论的最新研究及应用成果。目前应用最广泛是多阶层前向神经网络及误差逆传播算法,简称 BP(Error Back - Propagation)网络,但该网络存在着收敛速度慢和局部极小,而且隐含层结点个数不易确定等缺陷,虽然有一些方法如遗传算法、学习自动机等,可以避免局部极小,但一般都需要巨大的计算量。而最近几年开始研究的径向基函数人工神经网络(Radial Basis Function - Artificial Neural Network,简记:RBF - ANN)较为有效地解决了上述问题,它是另一种前向反馈神经网络,在分类能力、学习速度等方面均优于 BP 网络^[1]。它适合于多变量函数的逼近,只要中心选择得当,只需要很少的神经元就可获得很好的逼近效果,它还具有最佳逼近点的优点,目前,已成为与 BP 网络并驾齐驱的网络。

本文将 RBF 网络用于复杂工程系统的辨识,建立于传统建模方法的模型,充分利用 Matlab 平台,展示 RBF 神经网络工具箱的复杂工程系统辨识中,处理多变量和训练速度快以及操作性强的优势,效果较好。

RBF 网络概述

* 收稿日期:2003年1月

从神经网络的函数逼近功能的角度来看,神经网络可以分为全局和局部逼近网络。如果网络的一个或多个连接权系数或自适应可调参数在输入空间中的每一点对任何一个输出都有影响,则称该网络为全局逼近网络,如多层前馈BP网络。这种网络对于每一个输入输出对,网络的每一个连接权值均需要进行调整,从而导致全局逼近网络学习速度很慢的缺点。若对输入空间中的某个局部区域,只有少数几个连接权影响网络的输出,则称该网络为局部逼近网络。对于每个输入输出数据对,只有少量连接权调整,从而使局部逼近网络具有学习速度快的优点,径向基函数网络即是此类。

Chen等在文献^[2]中证明了径向基函数可以简化神经网络的层数,任何过程可以由至多三层RBF网络逼近。RBF神经网络模型的拓扑结构十分类似于多层感知器(MPL),如图1所示,分为输入层、隐含层、输出层三层,输入层节点只传递输入信号到隐含层,隐含层节点由象高斯函数那样的辐射状作用函数(基函数)构成,这些作用函数对输入信号将在局部产生反映,因此,RBF网络是一种局部感知场网络。输出层节点采用线性函数。

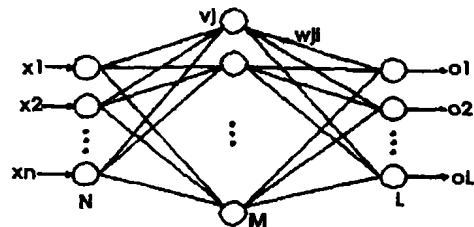


图1 RBF神经网络拓扑结构

用 X 表示输入矢量, V_j 、 O_i 分别为隐含层、输出层单元的输出; c_j 是第 j 个基函数的中心,它与 X 具有相同维数的向量; δ_j 表示隐含层单元基函数宽度。 N, M, L 分别表示输入单元、隐含单元和输出单元的数量。隐含层单元的输出 V_j 通常用如下高斯函数求得:

$$V_j = \exp\left[-\frac{|X - c_j|^2}{2\delta_j^2}\right], j = 1, 2, \dots, m \quad (1)$$

式中, $m < M$, 为感知单元的个数; $|X - c_j|$ 是向量范数,表示 X 和 c_j 之间的距离, V_j 在 c_j 处有一个唯一的最大值,随着 $|X - c_j|$ 的增大, V_j 迅速减小到零,对于给定的输入 $X \in R^n$, 只有一小部分被激活。由图1可以看出,输入层到隐含层实现从 X 到 V_j 的非线性映射,而输出层实现由 V_j 到 O_i 的非线性映射:

$$O_i = \sum_{j=1}^m \omega_{ji} V_j, i = 1, 2, \dots, L \quad (2)$$

从(1)、(2)式可知,在RBF网络中,隐含层执行的是一种固定不变的非线性变换, c_j , δ_j , ω_{ji} 需通过学习和训练来确定。

RBF网络用于工程系统辨识的方法

由于神经网络具有通过学习逼近任意非线性映射的能力,将神经网络应用于非线性系统的建模与辨识,可不受非线性模型类的限制,而且便于给出工程上易于实现的算法,这同时也给复杂系统的建模带来了一种新的、非传统的表达工具。一些文献里给出了利用神经网络进行系统非参数辨识的应用,效果都比较好^[3]。RBF网络自身所具有的优越的分类、逼近、快速学习等特点,使其更加适应多变量复杂工程系统的建模与辨识。

在利用神经网络进行工程系统辨识时,首先应从工程实际中获得数据样本,并从宏观上确定给定的数据样本必然蕴含着某种规律,网络学习的目的就是要把这种规律获取;对于不蕴含规律的样本,学习的结果无意义。典型的 RBF 网络和 BP 网络应用于工程系统辨识,需要一个训练集和一个测试集。训练集用于神经网络的训练,使网络能按照学习算法获取网络结构参数,以达到学习的目的;测试集则是用于评价已训练好的网络的性能-泛化能力。训练集和测试集都是由输入-输出模式对构成的集合,其元素即模式对来自同一源数据集。为了获得比较好的网络性能,必须满足两个基本前提,第一,训练集和测试集应使用不典型的模式对,第二,测试集应不同于训练集。网络泛化能力评价通常应用均方误差指标:

$$F = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (Y_{oi} - Y_i)^2 \quad (3)$$

其中, Y_{oi} 、 Y_i , $i = 1, 2, \dots, m$, 分别为网络的期望输出和实际输出; m 为测试集的样本模式对数。F 值的大小代表了训练过的网络模型的泛化能力,其值越小,说明其泛化能力越强。

对来自工程实践的源数据集,即样本,还有如下的要求:(1)样本应具有典型代表性;(2)随着输入变量的增多,样本集应相应增大,不然,学习得到的规律是模棱两可的,从数学上说,就是出现了多个零点,无法判断何为真值;(3)数据样本要分布比较均匀,而不是集中在某个局部,这样,学习的规律才是总体的规律。

RBF 网络工具箱在工程系统辨识中的应用方法

Matlab 的 Neural Netowrk Toolbox(神经网络工具箱)几乎包含了神经网络理论的最新研究及应用成果,涉及感知器、线性网络、BP 网络、RBF 网络、自组织网络和回归网络等。其中的 BP 网络因其学习算法直观、易理解已得到广泛的应用,而 RBF 网络在分类能力、学习速度等方面均优于 BP 网络,尤其是在处理多变量映射关系上,其优势表现更为突出。在 Matlab 提供了内部模块函数 newrb()、sim()使得用 RBF 进行建模简单易行。过程如下:

(1)设计一个径向基网络:

$$\text{语法格式: net} = \text{newrb}(P, T, \text{err_goal}, \text{spread}) \quad (1)$$

其中, P 、 T 分别为输入、输出矢量,取自训练集; err_goal 为目标误差,默许值为 1.0; spread 为径向基函数的分布,默许值为 0.0。

(2)数据仿真:

$$\text{语法格式: } Y = \text{sim}(\text{net}, X0) \quad (2)$$

其中, $X0$ 、 $Y0$ 为测试集的输入、目标矢量,取自测试集, Y 为仿真结果。按(1)式对网络性能的评价。Matlab 中将(1)式的功能集成在内部函数 mse()中,令 $Z = Y0 - Y$

$$\text{语法格式: perf} = \text{mse}(Z) \quad (3)$$

在学习过程中,函数 newrb()可自适应增加 RBF 网络的隐层节点数,达到目标误差的要求则停止,这与 BP 网络目前尚无较好的办法确定隐层节点数,至使网络效率难以达到最佳要优越的多。

实例分析

1. 工程实例

在水利、公路、建筑等行业的地基处理中,深层搅拌桩得到了广泛的应用。据文献^[4]影响搅拌桩承载力的主要因素如表中第2栏所列,共有桩径、桩长等11个因素。考虑到变量个数较多,拟用基于 Matlab 的 RBF 网络,利用区域内实测源数据,对搅拌桩承载力建模,从而进行区域性的工程系统辨识,用以指导以后的工作。表中数据资料取自文献^[4]。

河南省豫东地区和郑州市典型搅拌桩工程资料统计

表 1

桩号	桩径 (m)	桩长 (m)	水泥 标号	水泥掺 入比 (%)	置换率 (m)	桩端土层 承载力 (kPa)	含水量 W%	重度 γ (kN/ m ³)	凝聚力 C (kPa)	内摩 擦角 Φ (°)	弹性 模量 E (kPa)	复合地基 承载力设 计标准值 (kPa)	复合地基 承载力实 测标准值 (kPa)
1	0.5	7.0	425	12.63	0.196	125	24	19.8	9.07	17.07	9.88	180	180
2	0.5	7.5	425	12.56	0.28	160	26.53	19.9	11.43	15.29	8.85	180	220
3	0.5	6.5	425	15.95	0.28	120	20	18.8	9.8	19.17	5.6	180	200
4	0.5	7.0	425	12.89	0.196	110	23	19.4	9.24	19.44	8.5	180	160
5	0.5	7.0	425	12.69	0.172	140	24.2	19.7	14.1	13.58	6.72	150	150
6	0.5	7.0	425	12.50	0.238	100	27.2	20	13.7	20.81	4.47	150	150
7	0.5	8.35	425	13.39	0.297	130	20.39	19	9.15	17.93	6.32	180	240
8	0.5	8.0	425	12.60	0.245	180	26.6	19.82	11.075	19.8	6.91	180	220
9	0.5	8.75	425	13.55	0.245	140	20.87	20.3	24.5	31.3	6.84	180	220
10	0.5	5.5	425	12.69	0.2	90	21	19.7	16	20	4.21	140	125
11	0.5	9.0	425	12.98	0.245	140	25.8	19.26	14.95	14.87	5.25	140	180
12	0.5	8.0	425	13.89	0.2	110	23	19.8	14.9	16.4	7.2	160	160
13	0.5	7.5	425	12.5	0.192	75	25	20	9.1	15.1	5.5	160	140

表中含水量、土体重度、凝聚力、内摩擦角及弹性模量数据是根据各土层的分项物理指标和土层厚度加权平均求得。拟将1-10号桩作为训练集,11-13号桩用作为测试集,进行工程系统模型辨识。对输入、目标数据进行归一化处理。预测结果如表2所示。

(err_goal, spread) 取不同值时预测结果

表 2

(err_goal spread)	11-13号桩预测值	11-13号桩实测值	误差平方和
1 [0.0271 1.01]	182.5494 151.4744 134.984	180 160 140	34.7794
2 [0.0271 0.90]	188.9194 166.3939 128.4495	180 160 140	84.6168
3 [0.0357 1.01]	187.3398 144.4437 139.5130	180 160 140	98.7022
4 [0.1000 1.45]	187.3398 144.4437 139.5130	180 160 140	98.7022

从表2可以看出将RBF网络用于多变量工程系统的辨识,建立工程系统的模型,所建模

型具有较高精度,完全能够满足工程要求。两个参数 err_goal 、 $spread$ 的不同取值对预测结果有一定影响,但仍在工程要求范围之内。可见具有局部逼近特点的 RBF 网络比具有全局逼近特点的 BP 网络精度高。

2. RBF 与 BP 网络的比较

为了进行网络性能的比较,本文另通过 BP 网络建立了该工程系统的辨识模型,网络结构为 11-16-1,训练中,前两次历时 5 分钟不能收敛,第 3 次经过 25008 次运算,耗时 169 秒,网络收敛于目标误差 0.005,11-13 号桩预测值为 [191.3201 144.9878 136.6745],误差平方和为 364.5698;而 RBF 网络仅用机时 13 秒,且精度明显高于 BP 网络。可见局部感知特性使 RBF 的网络性能比全局感知的 BP 网络有较大提高,既克服了局部极小又具有较高速度与精度。这个优势在多变量的情况下表现的尤为突出。

结语

基于 Matlab 的 RBF 网络工具箱应用于工程系统的辨识是可行的,避免了繁琐的编程,操作简易,精度较高,易于实际工程人员接受,具有较高的实用价值。我们也可看到在 RBF 网络工具箱的应用中,两个参数 err_goal 、 $spread$ 的选取对结果有一定影响,因此其最佳选取是值得进一步研究的,作者拟用基于 Matlab 的基因遗传算法来进行两个参数的优化,使网络达到最佳性能,本工作正在进行之中。

参考文献

- [1] 闻新等, Matlab 神经网络应用设计,北京:科学出版社[M],2000。244-246。
- [2] Chen S, et al. Orthogonal least squares learning algorithm for radial basis function networks. IEEE Trans on Neural Networks[J],1991.2(2);302-309。
- [3] 罗赞文等, RBF 网络在交通流模型辨识中的应用,清华大学学报(自然科学版)[J],2001,41(9)。
- [4] 郝小员等,带有偏差单元的 IRN 模型在深层搅拌桩承载力计算中的应用,建筑技术开发[J],2002,1。

Application of RBF Based on Matlab in Identification of Engineering System

Fu Zhengfeng Li Zhengyi Chen Huaijun

[Abstract] The application method of RBF-ANN based on Matlab is studied in identification of civil engineering system. By practical example and compared with the BP, the final results explain the RBF is adaptive to multi variables, quick and high accuracy and its value of practice is obvious.

土壤固化剂在高速公路软基处理中的试验研究*

孟德光

(铁道部第四勘察设计院软土地基研究所 杭州 310017)

【摘要】本文从土壤固化剂的组成及与软土的相互作用论述了其加固软土的机理,同时通过室内试验及现场试验,证实了这种效果。在试验中采用对比方法:工法上采用深层搅拌法和粉体喷射搅拌法;配比上采用单纯用水泥、水泥加其它添加剂及单纯用 Aught - set 土壤固化剂。实践证明,用 Aught - set 土壤固化剂效果较好,从而说明从加固材料的方面出发,拓宽软基处理的方法和途径,本次试验作了有益的尝试。

前言

在软土地区高速公路建设的关键在于如何有效地进行软基处理,以满足高速公路对地基的要求。过去的实践证明,采用水泥搅拌法取得了较好的效果,但是也有的软土具有高含水量和富含有机质,纯水泥掺入很难提高水泥土的强度,影响了桩基加固效果,因此从材料方面出发,研究开发新型材料、提高加固效果是摆在我们面前的重要课题。

当今世界,如美国、日本、法国等发达国家土壤固化剂的研究和应用已走在我们前面,形成了一定的规模,取得了较高的经济和社会效益。我国一些高等学府和研究机构如北京大学、浙江大学、中国建筑材料研究院等也开展了这方面的研究,北京奥特赛特公司已经从日本引进技术,批量生产这种产品。相信不久的将来,土壤固化剂将会不断被推广应用。

土壤固化剂加固软土的作用原理

1. 土壤固化剂的组成

土壤固化剂是以水泥为基础的大量无机和有机材料混合而成的胶凝性材料,含有六种组分,它们的主要作用如下:

S: 胶结土壤颗粒,在固化体中构成网状结构,能形成早期强度;

P1: 表面活性作用和缓凝作用,使得 P2 成分更易进入土壤颗粒内部,使离子交换反应进行得迅速、彻底,同时调整固化剂的延迟时间;

P2: 与粘土矿物发生反应,弥补网状结构强度不足,形成后期强度,从而最终提高固结体强度;

* 收稿日期:2003年3月

T1:当固结体长期受水浸泡时,T1与水可构成一平衡物质,从而保护了水对固化土体的浸泡,使固化体长期在水中不泥化,强度稳定不变;

T2:可激发早强作用;

P3:P3与其它组分反应形成的生成物体积明显增加,并析出凝胶类物质,填充了固结土体内部孔隙,使固结体体积发生一定程度的膨胀,产生内应力,从而提高了固体土的抗渗、抗缩、抗冻性,提高耐疲劳性能。

2. 土壤固化剂的作用原理

粘土中含有大量水分,其承载力很低,脱掉水分结构紧密时承载力大大提高;其次,绝大部分粘土都是由Si-O或Al-O四面体和Al(或Mg)-O(OH⁻)八面体硅酸盐矿物组成的。土壤本身是一个松散体系,即使使用外力提高它的密实度,也很难形成一个致密结构,使它少受外来侵蚀,表现出土壤自身强度较低的缺陷。当固化剂与土壤混合后,发生一系列的物理和化学反应,固化剂中的一些成分具有很强的脱水作用,将过多的水分在反应中“夺取”,生成含32个结晶水的针状钙矾石晶体 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$,将土壤中大量的自由水以结晶水的形式固定下来。同时这种水化反应生成的结晶体使得材料的体积增加,它有效地“填充土团粒间的孔隙,使固化土变得致密起来”,从而提高了密实度,对抗压、抗渗、抗硫酸盐侵蚀等性能都有大大提高。

土体经过Aught-set固化剂处理后,在成型压力作用下颗粒紧密接触,在土壤颗粒附近,固化剂水化生成水硅酸钙、沸石、方钠石及硅酸等,使粘土颗粒表面形成凝结硬化壳。固化剂的激活组分以不同方式渗入颗粒内部,与粘土矿物发生物理化学作用,形成水硅酸盐。含水硅酸盐等胶凝物质,固化后的粘土具有水稳性和强度稳定性。

室内配比试验

1. 制样及养生

加固材料采用普通32.5水泥、普通32.5水泥+生石膏、普通32.5水泥+生石膏+SN201复合添加剂、Aught-set土壤固化剂共四种加固材料按不同的掺入比进行试验。制样用的扰动土为淤泥质粘土,软~流塑,含水量53~70%,孔隙比1.6~2.0;制样模具采用直径50mm、高50mm的PVC管,用人工挤压锤击成型,脱模后放在20°C的恒温恒湿的养生箱内养生,在规定龄期前一天在水中浸泡24h,然后作无侧限抗压强度试验,龄期采用7d、14d、28d,共进行19种配比试块,每种配比做9个试块。试验结果如图1所示。

2. 室内试验的成果分析及采用

从图1的结果可以看出,加固土体强度增加以Aught-set固化剂最佳,其次是水泥+生石膏+SN201复合添加剂、水泥+生石膏,强度最低是使用单一水泥的加固土。对比干法和湿法(水灰比0.5)两种试验方法,7d和14d试块强度湿法比干法低30%左右,干法试样初期强度增长较快,但28d以后二者的强度几乎相等,其后期强度最终会趋于一致。加固材料

的掺入比以15%左右为宜。

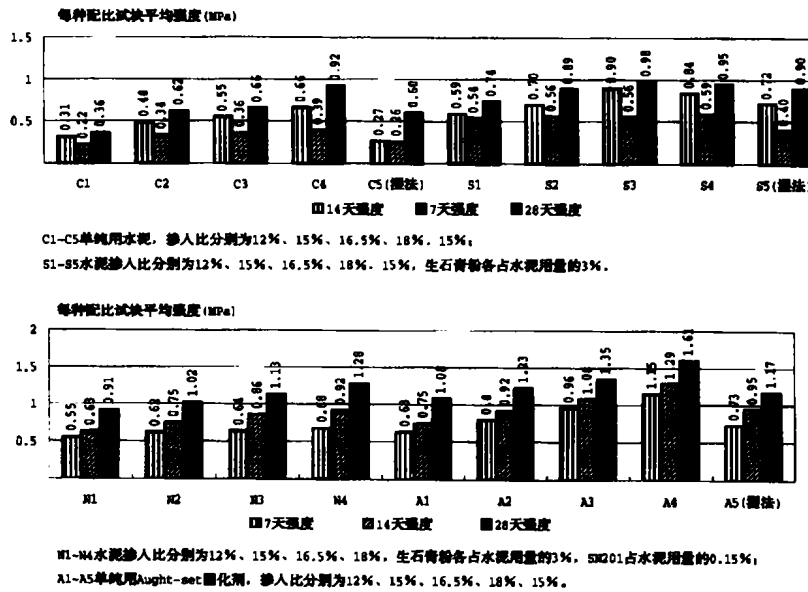


图1 室内配比试验抗压强度对比图

现场原位试验

1. 场地工程地质条件

试验区位于宁杭高速公路宜兴段, 里程 K103 + 855 处, 该段地形平坦, 属典型的不良天然地基:

①层: 耕土, 灰黄色, 可塑~软塑, 中压缩性, 含水量 25~40%, 孔隙比 1.18~1.22, 层厚 0.5~1.2m;

②层: 粉质粘土, 灰色, 软~可塑, 含水量 30~33%, 孔隙比 0.9~0.96, 层厚 0.4~1.2m;

③层: 淤泥质粘土, 灰色, 软~流塑, 含水量 34~68%, 含有机质, 孔隙比 1.9~2.0, 层厚 1.9~2.7m。

④层: 粉土, 灰色, 饱和, 松散, 层厚 2.9~3.4m;

⑤层: 淤泥质粘土, 灰黑色, 软~流塑, 含水量 42~69%, 含有机质, 孔隙比 2.0, 层厚 5.5~5.6m。

⑥层: 粉砂, 灰色, 饱和, 松散, 层厚 1.0~1.6m;

⑦层(未穿透): 淤泥质粘土, 灰黑色, 软~流塑, 含水量 49~71%, 含有机质。

2. 试桩类型

试桩采用不同的配合比、掺入料和不同的施工工艺(干喷或湿喷)共制作试桩 46 根, 具体如表 1 所示。试桩桩径为 0.5m, 桩长 16m。

表 1

桩号	掺入材料及数量				桩根数	备注
	32.5 水泥 (%)	生石膏粉 占水泥用 量 (%)	SN201 占水泥 用量 (%)	Aught - set 固化剂 (%)		
CF-1~2	15.0	---	---	---	2	湿法
CS-1~2	15.0	---	---	---	2	
SG-1-1~4	12.0	3	---	---	4	
SG-2-1~4	13.5	3	---	---	4	
SG-3-1~4	15.0	3	---	---	4	
SG-4-1~4	12.0	5	---	---	4	
SG-5-1~4	13.5	5	---	---	4	
SG-6-1~4	15.0	5	---	---	4	
SN-1-1~4	12.0	3	0.15	---	4	
SN-2-1~4	13.5	3	0.15	---	4	
SN-3-1~4	15.0	3	0.15	---	4	
AS-1~6	---	---	---	15.0	6	

注:掺入 15.0% 加固料时,每延米桩体加入 50kg。

3. 施工工艺

现场成桩试验采用 STC-1 型单轴深层搅拌机和 GPP-5 型粉体喷射搅拌机。深层搅拌桩(湿法)工艺流程为:桩机就位→钻井喷浆至设计深度→提升搅拌至桩顶→复喷搅拌钻进→搅拌提升至孔口→关闭搅拌机→移位至下一桩。浆液中水与加固料的质量比为 0.5,试验中严格计量,如实记录成桩过程。粉喷桩施工工艺为:桩机就位→送风钻进至设计深度→喷粉、搅拌提升至停灰面→复搅全桩→移位至下一桩。

4. 成桩试验

根据江苏省高速公路建设指挥部苏高技(2001)145 号文《江苏省高速公路粉喷桩检测工作实施细则》(试行)中规定,对部分试验桩进行了钻探取芯抗压强度试验,分析和确定成桩质量;对部分试验桩通过静载试验直观地确定复合地基的加固效果是否满足设计要求。

(1) 取芯试验

试验桩体每延米都进行了取芯样试验,每根桩芯样的 14d 室内无侧限抗压强度平均值

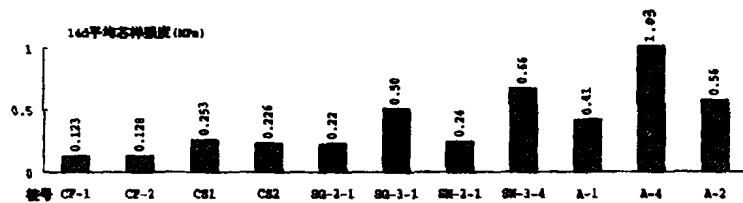


图 2

如图2所示。

(2) 荷载试验

根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)、《软土地基深层搅拌桩加固技术规范》(YBJ225-91)中的搅拌桩复合地基荷载试验要点,确定各类型静载试验单桩、单桩复合地基及天然地基承载力。试验成果见表2。

5. 加固效果分析对比

对试验桩的芯样无侧限抗强度试验及单桩复合地基的静载试验等的试验结果进行分析,可以看出:

a、水泥加固软土地基有一定的效果,但掺入比小于13.5%时,效果较差,加固桩湿法施工比干法施工效果好;

b、石膏和SN201复合添加剂对增加桩体的强度有着较好的作用;

c、Aught-set固化剂加固软土地基效果较佳;

d、取芯室内抗压试验能在一定程度上反映出桩体的实际强度,但也存在一定的局限性:如图2中三根Aught-set固化剂加固桩的芯样强度值离散性较大。

表2

试验类型	桩号	加固材料	Q-S曲线形式	卸载回弹	承载力	备注
单桩	SC-2-3	水泥13.5% 石膏3%	陡降形	13%	68	单桩极限承载力(kN)
	SC-5-3	水泥13.5% 石膏5%	平缓形	13%	95	
	SN-2-3	水泥13.5%石膏3% SN201 0.15%	陡降形	10%	90	
	SN-3-3	水泥15%石 膏3%SN201 0.15%	平缓形	13%	121	
单桩复合地基	SC-6-3	水泥15%石膏5%	平缓形	25%	140	承载力基本值(kPa)
	SC-3-4	水泥15%石膏3%	平缓形	16%	142	
	A-3	Aught-set 固化剂15%	平缓形	21%	138	
	A-5		平缓形	14%	149	
	A-6		平缓形	19%	153	
天然地基	编号S9	---	平缓形	---	82	

注:试验桩龄期为28~30d。

经济技术比较

本着有实际应用价值的原则选取几种配比,从材料费的角度进行经济技术比较,如表3所列:

表3

Φ500 桩体每延米掺入材料及数量	室内抗压强度 (MPa)	经济指标 (元/米)	价差 (元/米)	备注
水泥 60kg	0.92	16.80	0.00	设计参数
水泥 50kg、生石膏粉 3%	0.98	16.23	-0.57	
水泥 50kg、3% 生石膏粉、0.15% SN201	1.02	15.80	-1.00	
Aught-set 土壤固化剂 50kg	1.23	15.50	-1.30	

注:普通 32.5 水泥 280 元/吨,生石膏粉 500 元/吨,
SN201 复合添加剂 14000 元/吨,Aught-set 土壤固化剂 310 元/吨。

结论

1. 从其作用机理及室内、室外试验结果中可以得出,Aught-set 固化剂加固高含水量、富含有机质的软土地基是有效的,是一种比较优良的加固材料:

2. 以水泥为基本材料,加入水泥用量 3% 左右的生石膏粉能有效提高搅拌桩的强度;

3. 对于高含水量、富含有机质的软弱土层,掺入 SN201 复合添加剂能有效克服依靠加大水泥掺量难以提高桩身强度的缺点,桩体有较好的力学性能。

本次软土加固材料试验研究的原位成桩试验位于宁杭高速公路 K103 + 855 处,室内配比试验所用土样亦取于此,所以试验研究的结论是相对于该处土质,对于其它土质条件下的加固效果有待于进一步试验研究。

《地基处理》

※※一份属于土木工程界的刊物※※

《地基处理》于 1990 年创刊,至今已有十三年。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良好益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的传播交流园地,反映工程实际,体现我国水平,探讨发展方向,介绍国外情况,以资借鉴。并用一些篇幅,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,生产地基处理机械、测试仪器、材料等单位以便沟通情况,促进协作,集思广益推动前进。

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会和浙江大学土木工程学系联合主办。并于 1994 年 2 月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年 4 期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

高速公路软基处理中高填土路堤的稳定性控制*

林才奎 张羽

洪宝宁

(广东长大公路工程有限公司 广州 210000) (河海大学岩土工程研究所 南京 210024)

【摘要】本文以实际工程为研究背景,从方案设计、稳定性分析和施工控制等方面,对高速公路软基处理中高填土路堤的稳定性控制进行了较详细的理论分析和研究,介绍了一些施工经验和稳定性控制措施,为类似工程的设计和施工提供了借鉴资料。

广东珠江三角洲地区地形地貌复杂,江河湖泊水系众多;另外,经济较发达公路路网和道路分布周密。特殊的地理人文环境使得在该地区建设高速公路,需要修筑较多的大桥、通道和涵洞等,这些结构物的引道或路段常常会遇到高路堤填筑的问题,给软基处理带来很大的困难。众所周知,高速公路软基处理中路堤地基的稳定性和沉降是工程建设者最为关注的两个问题,而这类高填土路段的地基稳定性问题在工程施工阶段则显得尤为重要,这不仅因为软基处理方案设计难度大、施工困难,而且因为这些路段的成败往往影响整个工程的施工进度和工期。本文作为高速公路软基处理工程问题研究体系中的组成部分,将着重介绍笔者们在高速公路软基处理中高填土路堤稳定性控制方面的研究成果和施工经验,希望能为类似工程提供一些有价值的资料。

工程实例

广东西部沿海高速公路台山段镇海湾大桥东引道,其地形地貌为沿海平原区,区内以沉积为主,长期接受山前堆积及海积,地势平坦。地层分布主要是燕山期花岗岩,沿海平原为海湾相淤积,属第四系淤泥覆盖层约3~10m,由山前向海增厚,镇海湾覆盖层和淤积层厚逾20m。软基路段软土物理力学指标如下:

软土物理力学性质指标

表1

项 目	含水量	液限	塑限	液性 指数	塑性 指数	孔隙 比	压缩 系数	压缩 模量	固结 系数	渗透 系数	固剪	
	W	W _l	W _p	I _l	I _p	e	a ₁₋₂	E _s	C _v	K	C	Φ
	%	%	%				MPa ⁻¹	MPa	cm ² /s	cm/s	kPa	

* 收稿日期:2002年12月

统计数	23	23	23	23	23	23	23	23	10	10	10	10
最大值	95.2	67.2	46.4	3.42	23.3	2.572	3.68	2.40	4.2×10^{-4}	2.98×10^{-7}	14.4	22.4
最小值	67.7	47.2	25.7	1.79	15.2	1.622	1.12	0.93	2.3×10^{-5}	0.50×10^{-7}	6.9	3.4
平均值	91.3	55.7	35.2	2.31	20.1	2.077	2.11	1.41	1.9×10^{-4}	1.21×10^{-7}	10.4	14.1
均方差	8.77	6.11	5.10	0.47	2.14	0.25	0.59	0.37	13.28	0.77	2.46	7.06
变异数	0.11	0.11	0.14	0.20	0.11	0.12	0.28	0.26	6.99	0.64	0.24	0.50
推荐值	89.5	61.2	38.7	2.54	22.1	2.285	2.32	1.55	1.7×10^{-4}	1.09×10^{-7}	9.4	15.5

处理方案

根据地质勘探资料反映,高填土路段的软土平均层厚度为9.0m左右,虽然,软土层厚度均不算深厚,但软土的工程性质较差,主要反映在含水量高、抗剪强度指标低、压缩系数大、渗透系数小等方面,这些对于高填土路段的处理都是十分不利的因素。根据具体情况,通过详尽的理论分析和计算,K76+460~K77+200段选择采用真空预压处理方案。

1. 处理方案的选择

在K76+460~K77+200段软基处理方案选择中,笔者进行了多种处理方案的比较。(1)若采用普通的堆载预压处理方案,道先遇到填土高度问题,一般而言,为了保证处理效果,减少工后沉降,常常需要增加超载预压填土,这段又逢桥头路段一般需超载1.5~2.0m;另外,软土的含水量高、压缩系数大,在填筑过程中沉降量也大,根据理论计算总沉降量在2.0m左右,超载预压填土、沉降土方,再加上路堤自身的填土,在施工期间路堤实际总填土高度将达14.0m左右,如此高的填土其稳定性控制将十分困难。其次遇到施工工期问题,根据物理力学指标计算得到,该处的填土极限高度只有1.8m左右,大部分路堤填土需要依靠土体固结变形后强度增长来承担,在这种渗透系数小的软土上,在保证路堤地基稳定性的前提条件下,其施工工期至少需要2年多。从处理方案的经济功能比分析上,该方案显然不是合理方案。(2)若采用粉喷桩复合地基处理方案,首先遇到成桩的有效长度问题,大量的工程实践经验表明,粉喷桩的有效长度一般在8.0m左右,超过此长度很难保证桩体效应;其次遇到经济问题,真空预压处理每平方米工程造价在240元左右,而根据实际荷载计算,该处粉喷桩复合地基处理的工程造价在500元左右,按处理宽度50m计算,需增加投入800多万元。从处理方案的经济功能比上看,该方案显然也不是合理方案。

从K76+460~K77+200段的地质勘探资料上看,该路段淤泥层变化相对平缓,中间不含透水性强的夹层,淤泥层下面又是透水性较弱的细中砂层,这些都使得抽真空效果易保证。另外,真空预压处理方法以真空载代替超载填土,使其具有超载量大、稳定性安全系数高、施工工期短、工后沉降小等特点,因此,该段选择采用真空预压处理方案。

2. 处理方案

考虑到K76+460~K77+200段的具体情况和特殊地形环境,设计时将真空预压处理范围扩大到包含路堤两边反压护道的地基,处理方案主要内容如下:

处理宽度:路堤地基宽度50m+反压护道地基宽度30m。

袋装砂井:直径70mm;间距1.2mm,采用正三角形布置;长度10m,要求打穿淤泥层。

砂垫层:厚度0.8m;宽度为地基处理宽度向外延伸0.5m。

排水滤管:直径60mm(PVC管);埋设于砂垫层中部,间距5.5m,布置采用鱼刺形。

排水主管:直径90mm(PVC管);采用环形布置。

真空+堆载联合作用期:>3月;膜下真空度:80kPa。

反压护道设计宽度:15m;反压护道设计高度:4.5m。

稳定性分析

1. 计算方法

考虑到实际情况,如填土速度快(采用薄层轮加法)、填土高等特点,在进行稳定性理论分析和计算中,采用偏于保守的瑞典条分法,其计算基本公式为:

$$F_s = \frac{M_k}{M_h} = \frac{[M_k]_T + [M_k]_b + [M_k]_d}{M_h} \quad (1)$$

其中: $[M_k]_b = \sum_{i=1}^m [T_i \gamma_i + RT_i \sin \theta_i \operatorname{tg} \varphi_i]$; $[M_k]_d = R \sum_{i=1}^m T_{wi} + R \sum_{i=1}^m W_{wi} \operatorname{tg} \varphi_i$; $\frac{[M_k]_T}{M_h} = \frac{\sum [C_i' L_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i L_i) \operatorname{tg} \varphi_i']}{\sum W_i \sin \alpha_i}$ 。各式中符号的物理和力学意义参见规范(注: $[M_k]_T$ 与 $[M_k]_T$ 等价、 $M_{\text{滑}}$ 与 M_h 等价)或文献^[3]。

2. 计算结果

根据地质条件、总沉降量、路堤填土高度和不同的处理方法等情况,在两处高填土路段分别选取了2个典型断面进行分析计算。考虑到实测累计沉降的沉降速率,计算时地基固结度选取70%,计算结果参见表2。

超载预压处理段稳定性计算结果

表2

断面桩号	淤泥层厚度 (m)	填土高度 (m)	安全系数 F_s		
			堆载预压	真空预压	真空预压+反压护道
K76+705	7.6	8.87	0.944	1.136	1.311
K76+880	8.4	9.26	0.924	1.104	1.280

3. 稳定性分析

从稳定性安全系数的计算结果上看,采用普通堆载预压处理方法,存在稳定性安全隐患,要提高稳定性安全系数一般采用延长填土间隙期,使地基固结程度加大。对软土渗透系数小的地基,将大大延长路堤填筑的施工工期。因此,对于高填土软基路段,采用普通的堆载预压处理方案并不合理,工程造价上的优势将在工期延长中耗尽。

K76+460~K77+200段采用真空预压处理,即减少路堤填土高度,又使稳定性安全系数有了大幅度的增加。但从稳定性安全系数值上分析,抗干扰的能力并不强,对于施工工期相对较长和关键工程,在设计方案的选择上一定要考虑突发事件发生,留有安全储备。在高

填土路段,由于填筑时间较长、填筑次数多易发生间隙期未到即开始填筑、每次填筑量大于设计量等问题,另外,还存在一些地质方面和施工方面的不确定因素等。综合考虑在两处的设计方案中增加反压护道是比较合理的。稳定性安全系数增大,抗干扰能力增强,工程的实践证实了这点。

施工过程控制

1. 填土间隙期的控制

根据费伦纽斯(*Fellenius*)关系式,可将增加填土高度 Δh 所需要的地基土不排水强度增长值 ΔC_u 表示为:

$$\Delta C_u = \frac{\gamma \times \Delta h \times K}{N_c} \quad (2)$$

式中, γ 为填土的容重, N_c 为承载力因素,取 $N_c = 5.52$, K 为稳定性安全系数,取 $K = 1.1 \sim 1.5$ 。根据固结度增长与地基强度之间的关系式,可将强度增长 ΔC_u 时,要求相应的固结度表示为:

$$U_t = \frac{\Delta C_u}{\eta k p} = \frac{\Delta h \times \gamma \times K}{\eta k \sigma_t N_c} \quad (3)$$

式中, U_t 为地基 t 时刻的平均固结度; σ_t 为地基土在该级荷载下的垂直附加应力; k 为与土强度有关的比例系数,在魏汝龙方法中 $k = (1 + \sin \varphi_{cu}) \operatorname{tg} \varphi_{cu}$; φ_{cu} 为地基土的快剪内摩擦角; η 为土体扰动等引起的强度折减系数,在魏汝龙方法中取1.0。采用上述公式可确定每级填土所需要的预压时间,同时,也可根据加载间隙期时间,确定地基强度的增长,以得到每级可填筑的高度。基于对实际情况分析和理论计算,K76+460~K77+200真空预压处理段路堤填筑的理想计划如表3。

K76+460~K77+200真空预压处理段填土计划

表3

加载层数编号	每级填土高度(cm)	施工期(天)	间隙期(天)
1	80(砂垫层)	30(包括铺设土工布等)	
2~7	50	3~4	3
8~10	30	2~3	5
11~13	40	3~4	7
14~16	40	3~4	10
17以上	40	3~4	15

2. 动态的现场监控

理论分析和计算与施工过程的实际情况之间总是存在一定的差异,因此,在建立比较完备的稳定性控制体系基础上,坚持长期的、有效的现场观测数据分析和巡视是必要的,这样既可将一些稳定性隐患消灭在萌芽中,又可对已出现稳定性问题前兆的路段进行及时处理。根据稳定性控制要求和施工需要,高填土路段均委托了具有较高专业水平的单位进行现场

观测,观测项目有表面沉降、孔隙水压力、分层沉降和水平位移等,观测数据要求及时整理上报。在施工过程中,笔者们通过对观测数据和现场征兆的分析,先后数次调整了填土计划和处理设计方案,对出现稳定性问题前兆的路段和存在稳定性隐患的路段增加了反压护道高度;对已出现失稳迹象路段及时采取有效措施避免进一步发展,同时,提供有关现场观测和理论分析资料,使专家们在专题会议上尽快确定合理处理方案。

3. 健全的质量保证体系

健全质量保证体系,把好每一道施工工序关。委派专门人员监督具体施工单位严格按照有关稳定性控制标准执行,同时,要求观测单位加强现场监测力度和频率。为了确保方案的有效实施,制定了一整套的路堤填筑稳定性控制预报审批制度。即为了消除稳定性隐患,施工中采用控制填土,以保证施工期间路堤填土的稳定性。路堤填筑的稳定性控制是经过典型断面的稳定性计算后,按填土计划指导每一层填土时间。

结束语

高速公路软基处理中高填土路堤的稳定性控制一直是建设者们所关注的焦点问题之一,总结出一套行之有效的控制方法,是人们所期待的。笔者们通过工程实践和系统的理论分析后认为,根据具体问题选择合理的处理方案是基础;严格的稳定性控制措施和组织保障是最大限度保证路堤填筑过程中稳定性的条件;做好现场动态监控加大科技含量是根本。

参考文献

- [1]张诚厚等,高速公路软基处理,北京:中国建筑出版社,1997
- [2]钱家欢等,土工原理与计算,水利电力出版社,1994.9,176~197
- [3]洪宝宁,冯淦清等,广东西部沿海高速公路台山段软基沉降预估计算和稳定性分析报告,2001
- [4]赵维炳、施建勇,软土固结与流变,南京,河海大学出版社,1996,11,263~275

新书推荐

《挤扩支盘灌注桩设计研究与工程应用》,徐至钧、张国栋编著,定价42元,机械工业出版社出版

本书主要内容收集了60多项工程120多根静载荷试桩曲线,在研究分析的基础上,提出了确定挤扩支盘桩单桩承载力的经验公式,可供工程设计中应用参考,同时还介绍了普通灌注桩与挤扩支盘桩的桩基施工、桩基构造、施工质量控制与监测,并介绍了挤扩支盘桩的应用成果及技术经济效益等,最后还汇集了挤扩支盘桩的工程应用实例,可供设计,施工工程技术人员在推广新技术中参考,也可供高等学校教学和研究生在工作中参考。

(赵钟供稿)

挤扩支盘桩的应用*

徐至钧

(北京恒富房地产开发有限公司 北京 100055)

张晓玲

(北京俊华地基基础工程技术集团 北京 100084)

【摘要】挤扩支盘桩是一种新的桩型,它在普通灌注桩的基础上,根据不同土层可以挤扩多节支盘,大大提高了桩的承载能力。本文从挤扩支盘桩的工艺原理、桩的作用机理、普通灌注桩与挤扩支盘桩在工程应用中对比、桩基承载力、技术经济分析等作一介绍。

挤扩支盘桩的工艺原理

挤扩支盘桩是在原有等截面钻孔灌注桩的基础上发展而成的,在现有桩工机械钻(冲)孔后,再向孔内放入专用的液压挤扩设备,通过地面液压站控制挤扩设备弓压臂的扩张和收缩,根据地质情况,在适宜土层中挤扩成承力盘及分支,由于挤扩是三维静压,经挤密的周围土体与空腔内灌注的混凝土与桩身紧密地结合为一体,形成了挤扩支盘桩(见图1),发挥了桩土共同承力的作用。由于挤扩支盘桩的承力盘直径较大,如桩身直径600mm的桩体,其承力盘直径可达1600mm,桩径与承力盘直径的关系见表1。

从表1可见,其支盘面积为桩身截面的1.6~2.4倍,若在地基土中多设几个支盘,则各支盘面积的总和可多达5倍以上。对普通灌注桩而言,使桩身结构发生了根本改变,因而挤扩支盘桩的承载力大大提高,桩的沉降明显减小,因而在整个桩基设计中可以缩小桩径、减少桩的数量、缩短桩长,使技术经济效果显著,大大节省了工程的造价。

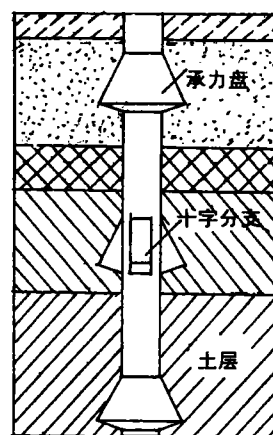


图1 挤扩支盘桩

桩径与承力盘直径关系表

表1

桩径(mm)	400	600	800	1000
承力盘直径(mm)	960	1600	2000	2500

* 收稿日期:2003年1月

挤扩支盘桩从1992年开始在建筑工程中使用,十年来已在北京、天津、河北、河南、安徽、山东、江苏、浙江、黑龙江、湖北、广东、海南等十多个省市的100多项工程中采用。在提高桩基承载力、减少沉降、降低工程造价和缩短工期等方面都取得了显著效果。国家科委于1998年4月组织专家论证后,已将挤扩支盘桩技术研究列入“重点国家级火炬计划项目”建议在全国推广应用。目前国家电力公司已编制出版了行业标准“火力发电厂支盘灌注桩暂行技术规定”(DLGJ153-2000),北京市建委、建设部分别在编制“挤扩支盘桩设计与施工”的行业标准。总之,挤扩支盘桩经过多年实践证明技术是可靠的,经济效益十分显著,并取得各级政府和有关单位的认可,进一步加速推广这项新技术的条件已基本具备,应用前景十分广阔。

桩的作用机理

灌注桩的破坏形式可分二种情况:第一种为置于软土层中的摩擦桩或一般土层中的小直径桩,为桩尖刺入破坏模式。桩端阻力分担的荷载比例较小, $Q \sim S$ 曲线呈陡降型;第二种为大直径扩底桩,由于桩端有较大的支承面积,以基底土的压密变形为主,伴有少量的侧向挤出支承于砾、砂、硬粘性土、粉土上的扩底桩,由于端阻破坏所需位移量过大,端阻所占比例较大,其 $Q \sim S$ 曲线呈缓变形,极限承载力一般可取 $S_u = (3\% \sim 6\%)D$ 控制。

挤扩支盘桩的破坏机理类似于大直径扩底桩。当桩顶受荷较小时,桩底承力盘下部土体被挤密,当荷载继续加大,承力盘底土层被压密。由于挤扩成孔,对桩底土压密,故盘底土承载力高于原状土,如在适宜土层处设多个承力盘,则挤扩支盘桩的极限承载力会明显高于大直径灌注桩,而且可解决水下砂土不易形成扩大头的困难。当有两个以上挤扩盘时,其盘间距要大于最小临界间距,则各承力盘周围土体被挤密加固,承力盘能提供较大的承载力。

普通灌注桩与挤扩支盘桩在工程中的应用的对比(见表2)

实例1:天津市某工程包括一栋15层写字楼,两栋31层商住楼,建筑总面积约7万 m^2 。地下土层主要为粉质粘土和粉细砂交互层,基础类型为桩箱。为对挤扩支盘桩和普通灌注桩进行比较,工程静压桩共6组,其中挤扩支盘桩3组,普通灌注桩3组。通过以上对比可见挤扩支盘桩较普通灌注桩可大幅度提高桩基承载力,且 $Q \sim S$ 曲线为缓变形,卸载后有较大回弹,而普通灌注桩已达到极限破坏(见图2)。

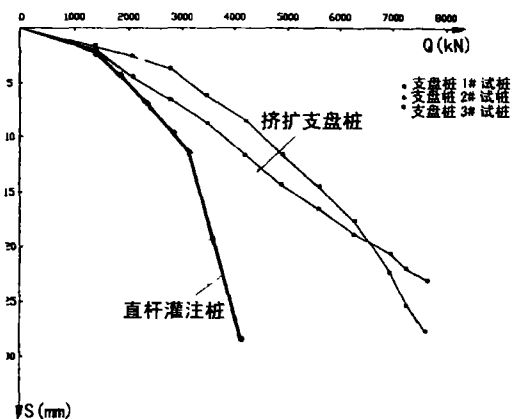


图2 实例1 桩的 $Q \sim S$ 曲线

实例2:浙江某大楼软件中心9号楼,10层,平面呈扇形,地下室五级平战结合的人防工程,建筑面积为12561m²,工程结构体系为全现浇钢筋混凝土框架,抗震设防烈度为6度,采用二盘二支挤扩桩,盘径为1.5m,其土层为砂质粉土和粉砂层,其试桩的Q~S曲线对比(见图3)。

实例3:北京商住楼工程,位于北京市西坝河南路。2幢29层公寓楼,地下3层,土层主要为粉质粘土及砂层。基础采用挤扩支盘桩共384根,设承力盘3个,盘径1.4~1.6m,单桩极限承载力大于6800kN,如果采用普通灌注桩,需桩径800mm,桩长20.6m的直桩480根,工程量7000m³混凝土,造价约700万元,而采用挤扩支盘桩,工程量仅3500m³混凝土,总造价为500万元,从而使本工程节约造价约30%。其Q~S曲线见图4。该工程已建成使用,实测最大沉降29.07mm,最小沉降为8.54mm,平均沉降为19.26mm。

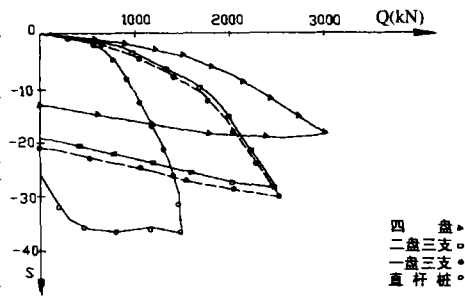


图3 实例2 试桩的Q-S曲线

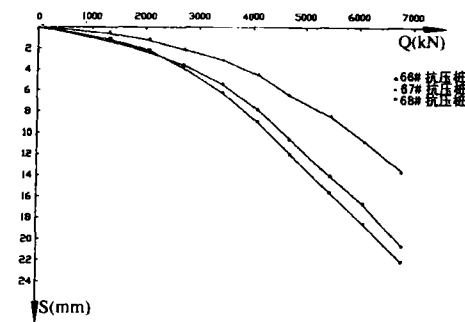


图4 实例3 Q-S曲线

桩的承载力计算

工程实践表明,挤扩支盘桩的单桩竖向极限承载力的确定就其可靠性而言,仍以传统的静载试验最高,其次是原位测试法,包括静力触探、标准贯入、旁压试验。但由于静载试验费用、时间、人力消耗都较大,大量推广应用显然不现实。因此,根据建筑物的类别选择确定单桩极限承载力标准值的方法也是在可靠性与经济性之间的合理选择。本文根据土的物理性指标与承载力参数之间的经验关系,估算挤扩支盘桩竖向极限承载力标准值时,可按下式计算:

$$R_a = q_{pa}A_p + u_p \sum q_{sia}L_i + \sum \varphi_{pi}q_{pik}A_{pi} \quad (1)$$

- 式中 R_a - 单桩竖向承载力特征值(kN);
 q_{pa} - 桩端端阻力特征值,由静载试验结果统计分析算得(kPa);
 A_p 主桩桩端截面积(m²);
 u_p 桩身周边长度(m);
 q_{sia} 桩侧阻力特征值,由静载试验结果统计分析算得(kPa);
 L_i 桩穿越第*i*层土的厚度,计算时应减去盘根高度(m);
 φ_{pi} 支盘极限端阻力标准值的修正系数,可按表3取值;
 q_{pik} 桩身上第*i*个支盘处土的极限端阻力标准值(kPa);
 A_{pi} 扣除主桩桩身截面积的支盘的水平投影面积(m²)。

支盘极限端阻力标准值修正系数 φ_{pi}

表 3

支盘支承处土的名称	硬塑粘土	可塑粘土	粉土	粉砂	细砂	中粗砂
极限端阻力标准值 修正系数 φ_{pi}	0.6~0.8	0.8~1.0	0.8~1.0	0.8~0.9	0.6~0.7	0.4~0.5

支盘桩侧阻力先于桩端阻力发挥出来,随着荷载增加,桩侧阻力和桩端阻力以不同速率增长,桩侧阻力逐渐趋于稳定,而桩端阻力不断增加,且上盘阻力先于下盘阻力增加。考虑到支盘上部斜面上会出现临空面,按桩的极限侧阻力标准值,将盘高度范围内的摩阻力减去。因为支盘一般在持力层的顶部,即进入持力层深度不大,所以按极限端阻力标准值中取较低值。

技术经济分析

经多项工程的技术经济比较,并对工程量、工期、造价等进行统计分析,发现挤扩支盘桩比普通灌注桩可以大大节省混凝土工程量、缩短工期,节省工程造价。现将本文中三个工程实例的对比情况列于表 4 中。

从表 4 可见,挤扩支盘桩与普通灌注桩比较技术经济效益显著,混凝土总工程量可节约 35%~49%;桩基总造价可节约 23%~38%;工期可缩短 20%;而单方混凝土承载力可提高 35%~48%,工程实践已显示出挤扩支盘桩的独特优点,具有极好的社会效益和经济效益。

普通灌注桩与挤扩支盘桩技术经济比较

表 4

序号	桩型	总工程量		预算单价 (元/m ³)	桩基总造价		工 期		单桩混凝土用量		单方混凝土承载力	
		混凝土(m ³)	比较		(万元)	比较	(d)	比较	(m ³)	比较	(kN/m ²)	比较
实例 1	普通灌注桩	7200	1.8	750	540	1	60	1	16.3	1	128	1
	挤扩支盘桩	4000	1	1050	420	0.77	50	0.8	18.5	1.13	218	1.7
实例 2	普通灌注桩	2190	1.54	950	208	1	50	1	5.5	1	269	1
	挤扩支盘桩	1420	1	1100	156	0.75	40	0.8	6.5	1.18	417	1.55
实例 3	普通灌注桩	5860	1.95	1000	683	1	48	1	6.4	1	442	1
	挤扩支盘桩	3033	1	1400	424	0.62	38	0.79	7.9	1.23	854	1.93

结语

(1) 可以利用沿桩身不同部位的硬土层设置承力盘及分支,将摩擦桩改为变截面的多支点摩擦端承桩,从而改变了桩的受力机理。使桩的承载力大大提高,沉降变形减小。

(2) 挤扩支盘桩由于单桩的承载力比普通灌注桩大一倍以上,在荷载相同的情况下,可以缩短桩长,减小桩径,减少桩的数量。通过优化设计,可以改变桩基的组成结构,从而达到工期短,质量好,节约大量混凝土及节省工程造价的目的。

(3) 对不同土质的适应性强。在内陆冲积和洪积平原及沿海、河口的海陆交替层及三角洲平原下的硬塑粘性土、密实粉土、粉细砂层或中粗砂层等均适合作支盘桩的持力层,且不受地下水位高低的限制。

目前由于挤扩支盘桩技术尚处于发展阶段,对其机理的探讨与完善尚需进一步工作,在深厚软土淤泥地基,无相对理想持力层时要慎用。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家标准“建筑地基基础设计规范”(GB50007-2001),中国建筑业出版社,2002
- [2] 国家电力公司行业标准“火力发电厂支盘灌注桩暂行技术规范”(DLGJ153-2000),2000
- [3] 徐至钧“挤扩支盘桩应用与施工”住宅科技,2002年第1期



《国标 GB50021 - 2001 岩土工程勘察规范与岩土工程行业新模式》

浙江省建协地下工程分会编印

本书收入了国标 GB50021 - 2001《岩土工程勘察规范》副主编、我国著名资深土力学家和岩土工程专家高大钊教授暨该规范主要起草人、我国勘察大师、著名资深岩土工程专家莫群欢教授,二位浙江杭州的一次专题讲座中宣讲该规范的讲稿,书中阐述了我国岩土工程勘察规范的历史沿革、综述了我国岩土工程的发展现状及其与国外岩土工程业的比较、我国加入 WTO 后岩土工程体制改革应如何应对、岩土工程勘察规范在我国岩土工程体制改革应如何应对、岩土工程勘察规范在我国岩土工程标准体系中的地位与作用,介绍新规范的主要修订内容及其强制性条文和原位测试与土工试验等方面的新问题。本书还收入了我国勘察大师顾宝和先生的一篇新作,精辟地阐明了注册岩土工程师的职责和未来岩土工程行业采取的模式。

由本书可以认识到新的《岩土工程勘察规范》、注册了工程师制度和岩土工程行业的模式,它们三者是紧密地互为依存的,它们必须配套实施。本书定价人民币 20.00 元。

联系人:姚紫萍

联系地址:杭州莫干山路 470 号二楼,邮编 310011

电话/传真:0571 - 88847750

浙江省建筑业协会地下工程分会

某工程打桩场地监测及分析研究*

徐建佩

(浙江省电力建设总公司)

王起

(浙江省电力设计院)

概述

某工程桩基采用PHC管桩。PHC管桩规格有PHC-AB600(100)、PHC-AB600(110)、PHC-AB550(100);桩长17m~34m,送桩深度3.40m~6.40m。32m~34m长桩布置于⑬、⑭、⑮轴下,桩数约320支,其余区域桩长为17m~20m,桩数约330支。整个打桩区域平均布桩系数2.8%,汽机机座下布桩系数最大,为3.5%,其布桩平面示意于图1。

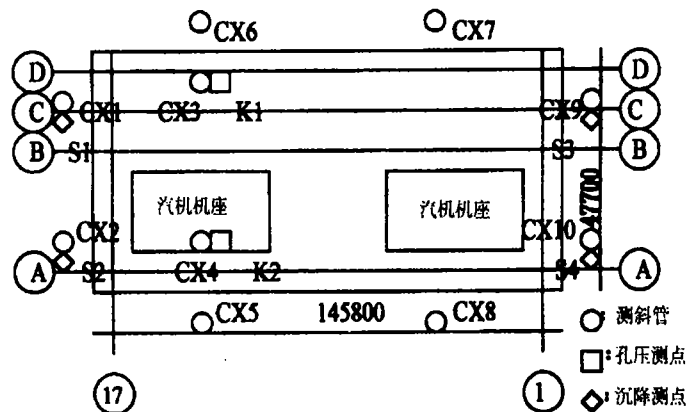


图1 桩位平面示意及测点平面布置

本工程在进行打桩施工组织的设计时,对打桩流程进行了精心的考虑。但即使如此,打桩仍会产生严重的挤土效应。挤土导致土中超静孔隙水压力升高,同时导致土体产生水平位移及竖向位移;超静孔隙水压力的升高又导致土体强度及压缩模量的降低,更加剧了土体的水平位移及竖向位移。过大的土体水平位移将导致桩偏位的超限,而打桩区域外过大的土体竖向位移将对周围建筑物造成不利影响,这对工程桩及周围构筑物而言是不允许的。为了控制土中超静孔隙水压力的过度升高并了解其消散规律,及控制土体的水平位移及竖向位移,从而指导打桩流程作业及控制打桩速率,本工程对打桩场地进行了监测。

* 收稿日期:2003年3月

工程地质条件

本工程场地地貌为冲积平原,地势平坦,地表有土、碎石及块石回填,原为稻田,局部为池塘。

场地地层主要由第四系全新统、上更新统河湖相粘性土组成,基底为侏罗系凝灰岩,基岩埋深60m左右。场地地层自上而下描述如下:

(1-1)层素填土:灰黄色,黄褐色,土质不均匀,压实性较差;该层在整个厂区都有分布;厚度0~0.5m,一般厚度1.5m。

(1-3)层淤泥质粉质粘土(或淤泥):灰色~深灰色,饱和,流塑,含少量云母片及有机质;该层土质不均匀,层厚0~6.30m,一般厚度为3.0m。

(2-1)层粘土:灰黄色,湿~稍湿,可塑~硬塑,含少量云母片及氧化铁,局部为粉质粘土;层厚0~5.65m,一般厚度为3.5m。

(2-2)层粉质粘土:褐黄色,灰黄色,湿,可塑,含少量云母片及氧化铁,夹粉土薄层,局部以粉土为主;层厚2.0~6.5m,一般厚度为3.0m。

(3)层粉质粘土:褐黄色,灰黄色,浅灰色,饱和~很湿,流塑~软塑,含少量云母片,具微层理结构,局部为粉土;层厚0.6~4.95m,一般厚度为2.0~3.0m。

(4)层粉质粘土:灰色,灰黄色,饱和~很湿,流塑~软塑,含少量云母片及氧化铁。该层分布不稳定;层厚0.7~4.6m,一般厚度为2.5~3.0m。

(4-1)层粉土:灰色,饱和~很湿,中密,含少量云母片及有机质,具微层理结构;层厚0~1.55m,一般厚度为1.0m。

(5-1)层粘土:暗绿色~深灰色,湿~稍湿,可塑~硬塑,以硬塑为主,含少量云母片及氧化铁,局部为粉质粘土,该层分布较稳定;层厚1.15~9.75m,一般厚度为3.0m。

(5-2)层粉质粘土:灰黄色,浅灰色,很湿~湿,可塑为主,局部软塑,含少量云母片,具微层理结构,夹粉土薄层,局部以粉土粉砂为主;层厚0.5~4.75m,一般厚度为1.5m;该层静力触探锥尖阻力最大达14.8MPa。

(5-3)层粉质粘土:灰黄色,褐黄色,很湿~湿,可塑为主,含少量云母片及氧化铁;层厚1.6~8.5m,一般厚度为3.5m。

(5-4)层粉质粘土:黄褐色~灰褐色,很湿~湿,软塑~可塑,含少量云母片及氧化铁,夹粉土薄层,局部以粉土为主;层厚0.6~6.35m,一般厚度为3.0~3.5m。

(6)层粘土:灰色,深灰色,饱和~很湿,软塑为主,含有机质,贝壳及贝壳碎屑,局部为淤泥质粘土,该层分布稳定;层厚2.9~6.3m,一般厚度为3.5m。

(7)层粉质粘土:灰色,深灰色,暗绿色,很湿~湿,可塑为主,局部软塑,夹有粘土薄层,土质不均匀;层厚2.2~7.05m,一般厚度3.5m。

(8)层粉质粘土:蓝灰色,暗绿色,湿~稍湿,可塑~硬塑,含少量云母片及氧化铁;层厚2.7~13.4m,一般厚度为11.0~12.0m。

(9)层粉土:浅灰绿色,灰色,湿,中密~密实,含少量云母片,具微层理结构,局部夹粉砂及细砂。该层未揭穿,控制厚度大于6.0m。土的工程物理指标见表1。

土的物理力学指标

表1

土层编号	土层名称	含水量 w (%)	孔隙比 e	压缩模量 E_s (MPa)	静力触探 锥尖阻力 q_c (kPa)	静力触探 侧摩阻力 f_s (kPa)	桩的极限 侧摩阻力 q_{sk} (kPa)	桩的极限 端阻力 q_{pk} (kPa)	地基承载 力标准值 f_k (kPa)
2-1	粘土	26.6	0.763	9.47	1718	72	74		250
2-2	粉质粘土	30.7	0.863	10.7	1646	44	60		190
3	粉质粘土	31.9	0.87	11.69	3263	55	30		145
4	粉质粘土	33.2	0.921	6.79	928	14	25		125
5-1	粘土	23.9	0.695	12.72	3186	114	90	4500	290
5-2	粉质粘土	27.5	0.764	9.32	9261	155	65		185
5-3	粉质粘土	29.8	0.836	7.52	3109	96	60	2400	225
5-4	粉质粘土	32.3	0.901	10.47	5266	125	35	1800	170
6	粘土	42.9	1.195	7.84	2125	42	55		150
7	粉质粘土	28.3	0.766	8.92	3187	89	45		200
8	粉质粘土	26.5	0.752	12.93	3712	130	75	4000	295

监测项目、内容、布置及警戒值

本工程监测项目包括土体深层水平位移观测、地表竖向位移观测、超静孔隙水压力观测,具体内容如下:

1. 测斜管布置10根,长度40m~45m,其中8根布置在打桩区域外侧,2根布置在打桩区域内。

2. 沉降测点布置4点,布置于打桩区域外侧。

3. 孔隙水压力布置2点,每点布置5只孔隙水压力测头:5只孔压测头的深度分别为5m、9m、13m、17m、20m。测点平面布置见图1。各项目警戒值如下:

深层土体水平位移 $\leq 120\text{mm}$ 。

地表土体抬升量 $\leq 80\text{mm}$ 。

超静孔隙水压力 \leq 孔压测头处上覆有效土压力 $\times 60\%$ 。

监测成果及分析

1. 深层土体水平位移监测成果

各测斜管监测到的土体地表位移、最大水平位移、最大水平位移所处深度、位移方向见下表：

各测斜管土体地表位移、土体最大水平位移、最大水平位移所处深度、位移方向 表2

测斜管	CX1	CX2	CX3	CX5	CX6	CX7	CX8	CX9	CX10
地表水平位移(mm)	68	36	103	48	55	118	78	134	73
最大水平位移(mm)	80	43	103	54	80	118	111	134	80
深度(m)	4.0	2.5	0	3.0	15.5	0	12.5	0	2.0
方向	S	S	W	E	W	W	E	N	N

注：CX4 在打桩前期遭到破坏

限于篇幅关系,本文仅列出 CX8 测斜管的深度~水平位移关系曲线图(图2)

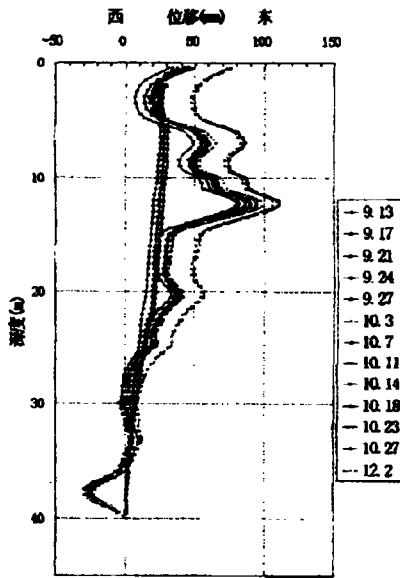


图2 CX8 深度 - 水平位移关系

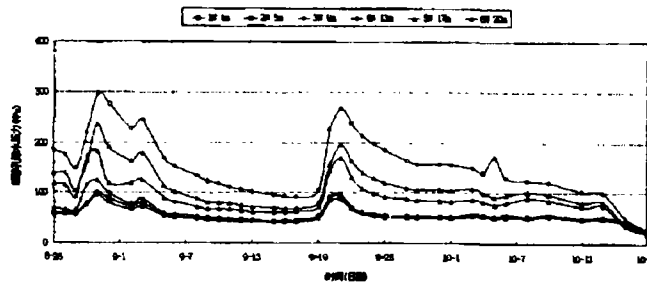


图3 K2组各测头超静孔压~时间关系曲线

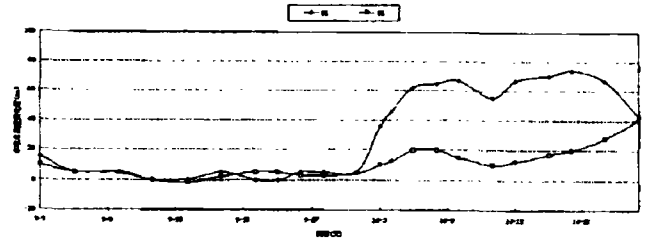


图4 S1、S2点的竖向位移~时间关系曲线

2. 超静孔隙压力监测成果

两组孔隙观测点孔压测头的警戒值及监测到的最大超静孔隙水压力见下表：

两组孔压观测点各孔压测头的警戒值及监测到的最大超静孔隙水压力 表3

组号	K1					K2				
	U1	U2	U3	U4	U5	U1	U2	U3	U4	U5
测头										
埋设深度(m)	5.0m	9.0m	13.0m	17.0m	20.0m	5.0m	9.0m	13.0m	17.0m	20.2m
警戒值(kPa)	54	73.2	92.4	111.6	126	54	73.2	92.4	111.6	126
最大超静孔压(kPa)	65	90	165	210	138	100	125	300	236	180

限于篇幅关系,本文仅列出 K2 组各测头超静孔压~时间关系曲线(图3)。

3. 竖向位移监测成果

四个地表竖向位移观测点的竖向位移最大值见下表:

四个地表竖向位移观测点的竖向位移最大值 表4

测点号	S1	S2	S3	S4
最大竖向位移(mm)	78	40	82	47

限于篇幅关系,本文仅列出 S1、S2 点的竖向位移~时间关系曲线(图4)。

4. 监测成果分析

从以上监测成果表及各项目监测曲线可以看出,各监测项均有超出警戒值现象。当超静孔隙水压力超出其警戒值时,即向甲方提出报告提请注意;当超静孔隙水压力与深层土体水平位移或地表最大竖向位移均超限时,则立即向甲方提出报告并要求采取措施,以使孔隙水压力消散并使位移得到适当的恢复,从表2及表4中可以看出,通过监测,本工程的土体水平位移及竖向位移均得到了较好的控制;开挖后工程桩桩位偏差测量表明,桩位偏差均在容许范围内。

本工程采用开口 PHC 桩,桩开口面积与其总横截面面积比为 40%~44%。因此,在打桩过程中,当土芯能够上升时,就可以减少挤土效应,即可以减少超静孔隙水压力及土体的水平位移及竖向位移。从图2中可以看出,CX8测斜孔的最大水平位移值位于地面下 12.5m 处;同时从图3可以看出,K2组各孔隙水压力测头中,9m 以上的测头超静孔隙水压力较小,而 13m 以下的测头超静孔隙水压力较大;在 5 个测头中,以 13m 处测头超静孔隙水压力为最大。这是与管桩空腔中土芯的上升情况密切相关的。

从本工程的场地地质条件可以看出,当(1-1)层素填土较薄时,当桩穿越(2-1)层、(2-2)层时,土芯较易上升,挤土效应较弱,因而使超静孔隙水压力上升较小;同时使此处产生的水平位移也相对较小。当桩尖进入(3)层、(4)层时,由于这两层处于软塑~流塑状态,土芯难以再上升,挤土效应增强,同时由于土性较差,因而使超静孔隙水压力上升较大;也使此处产生的水平位移相对较大。当桩尖进入(4-1)层、(5-1)层及以后土层时,由于这些土层处于较好状态,土芯又有所上升,挤土效应稍有减弱,并使超静孔隙水压力上升减小。挤

土效应稍有减弱,主要是由于深度的加大而使土体的水平位移逐步减少。

现场对土芯上升高度的测量表明,一般土芯上升高度为5m~14m,(3)层、(4)层位置处于12m左右。其中(1-1)层较薄时,土芯上升高度较大;而(1-1)层较厚时,土芯上升高度较小。在K2组孔压测头与CX8测斜管埋设处及其周围区域,(1-1)层较薄,因而PHC桩中土芯上升高度较大,一般在12m左右。K2组测头孔压与CX8测斜管水平位移的反应是与其周围区域PHC桩中土芯上升高度相一致的。因此,在采用空心开口桩的工程施工中,采取适当的措施使土芯有较大的升高,可减少土体的超静孔隙水压力及水平位移,因而也减小了工程桩的偏位及由于打桩引起的对周围环境的影响。

从表3可看出,K1组、K2组各测头的超静孔压值都超过了各自的上覆有效应力值,其中K2组U3测头的超静孔压值超过了其上覆有效应力值2.24倍。这与设定的警戒值有巨大的差别。警戒值的设定是以下列两点为假定条件的:①土体的应力特别是竖向应力不发生变化;②土颗粒之间不存在粘聚力。而实际上在工程桩的施打过程中,土体的应力包括竖向应力会发生很大的增加;而一般的粘性土均存在粘聚力。由于这两点而使土体承受超静孔隙水压力的能力大大增强。因此在设置排土桩的工程中,如何合理设定超静孔隙水压力警戒值需要进一步探讨。

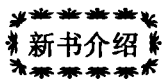
结论

根据以上的讨论分析,可得到以下结论:

1. 通过监测,本工程的土体水平位移及竖向位移均得到了较好的控制;开挖后工程桩桩位偏差测量表明,桩位偏差均在容许范围内。

2. 在采用空心开口桩的工程施工中,采取适当的措施使土芯有较大的升高,可减小土体的超静孔隙水压力及水平位移,因而也减小了工程桩的偏位及由于打桩引起的对周围环境的影响。

3. 由于设定超静孔隙水压力警戒值时采用的假定不符合实际情况,因此在设置排土桩的工程中,如何设定合理的超静孔隙水压力警戒值需要进一步探讨,以使其能真正指导工程桩的施工。



《高塔基础设计与计算》,徐至钧著,定价98元,中国石化出版社出版

根据国家颁布的2002年新规范,编写了圆柱式及圆筒式高塔基础、框架式基础、联合塔基础、火炬排气塔基础的设计与计算,以及基础设计、地基处理及塔基础的改造与加固等并附有详细的工程计算实例,出版该书的主要原因是国内外至今还没有这类高塔设计与计算的专著,而且前工民建专业的学生,很难适应石化系统特种结构的设计计算工作,书中有较多篇幅的实测与研究资料,如高塔振动特性实测、基础和倾斜的实测等等。可供从事石化的工程技术人员阅读,亦可供高等院校师生及研究生参考。

(曾良供稿)

地基中遇防空洞的处理*

任振甲

(邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

【摘要】本文通过多年来对多层民用建筑及工业建筑遇须保留的防空洞处理方法的介绍,进一步对处理方法进行了分析。

多层民用及工业建筑地基中,有的遇有防空洞,如不保留,处理尚易,若须保留,则处理难度较大。通过建设单位提供及工程地质勘察,要把防空洞的准确位置、埋深及结构情况查清楚,以便进行正确处理,确保上部结构的安全。

概述

我市防空洞一般为60年代备战时所建,大部分为砖墙、砖拱,也有用混凝土拱券的,有主巷道、分巷道和一般防空洞。主巷道一般沿街道路边走向,建筑物对其影响甚小或无影响;分巷道则分布范围较广,由于先有防空洞,后要建房,就出现了建筑物压防空洞的问题。防空洞的埋深不一,断面各样,一般保留尚较良好,少数质量较差者,还须补强。

防空洞的准确位置,大多数是由建设单位提供情况,由勘察单位确定位置及埋深,较小的防空洞,也有建设单位不知道,勘察布孔较少也未发现,而是在开槽后由施工单位发现的。无论哪种情况,共同的特点就是开槽后,必须立即处理,要求迫切,以免影响工程进度。我们根据多年实践经验,总结出几种常用的处理方法,一般都能适应处理须保留的防空洞的处理方法,至于不保留的防空洞的处理,在几点分析中也略提及。

处理方法

1. 梁式或板式跨越法。建筑物座落的位置有沿建筑物纵向穿越、横向穿越或斜向穿越的防空洞,防空洞只承受覆土重,不允许建筑物的外墙,内横墙,内纵墙的基础压到防空洞上。一般常用梁式跨越,即通过梁承受上部荷载,梁支承在两侧基础支座上,梁的支承长度应视具体支承条件而定,当梁的跨度较大时,应考虑基础的局部承压,适当予以加强,如加梁垫或构造桩等。

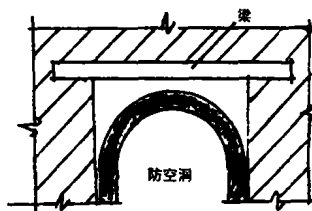


图1 梁式跨越

* 收稿日期:2002年12月

见图1所示。如某4层砖砌体办公楼,地基遇防空洞斜穿建筑物,采用梁式跨越,已正常使用20年。遇有垃圾道、烟道、管道井、附墙柱等有斜穿防空洞,仅用梁式跨越已不能满足要求,可视具体情况采用板式跨越,或梁板式跨越。

2. 拱式跨越法。当防空洞埋置较深且建筑物基础埋置亦较深或局部将基础加深,除梁式跨越法外,亦可采用拱式跨越法,拱采用混凝土拱券,并适当配筋,拱式跨越由于支座有推力,故应将支座设计牢固、可靠,见图2所示。

3. 桩基跨越法。当建筑物的墙体或桩恰好座在防空洞上。如若适当移位,错开防空洞较理想,但其位置已定,不允许移位,这种情况可以采用桩基跨越法。具体做法是:沿防空洞两侧做混凝土灌注桩,桩顶做横梁跨越,横梁上再做建筑物基础,基础承受上部结构荷载,传力于横梁,通过横梁将荷载传给桩,也可在桩顶直接做桩基承台,这样即将防空洞架空,不承受基础的荷载,做法见图3所示。如某商住楼,7层砖砌体结构,部分框架结构,在框架部分某轴线的几个桩基下遇防空洞横穿,即采用桩基跨越法,为使地基承载均匀,框架部分全部采用桩基。

4. 基础加深法。当防空洞靠近建筑物,与外纵墙或山墙平行走向,埋深又不太大,为使建筑物不传力于防空洞,可将建筑物的基础适当加深,使建筑物基础底与防空洞底基本在一个标高上,这样相互不影响。若防空洞埋置深度较深,建筑物基础在靠近防空洞一侧适当加深至防空洞下部,使防空洞承受建筑物传来的部分侧压,但须经过计算,防空洞墙体可以承受,否则建筑物基础也可加深至防空洞基底,做法见图4。如某住宅楼,南外纵墙靠近防空洞。建筑物向北移,侵占马路不允许,而防空洞底 -4.000m ,即将南外纵墙基础加深与洞底取齐,此外纵墙基础底仍按设计 -2.000m ,南北基础高差通过内横墙基础放坡连系。

5. 加固承重法。与梁式跨越法相反,加固承重法不处理基础,而是处理防空洞,使其通过适当加固后,可以承重。通常处理方法是:若防空洞墙体砌筑质量不好或许久失修,承重强度不足,可在适当距离增设钢筋混凝土扶壁柱,以增强墙体的整体性和承载能力。若防空洞拱顶砌筑质量差,且拱券高度不足者可在原拱顶上另增加钢筋混凝土层,成为复合拱顶,或将原拱顶拆除,换成混凝土或钢筋混凝土拱顶见图5示意。对于埋深较深的防空洞,基础至拱顶有 $4\sim 5\text{m}$ 之多。经过详细计算后亦可不拆。

6. 承重墙体避开法。防空洞横穿建筑物,按正常的平面

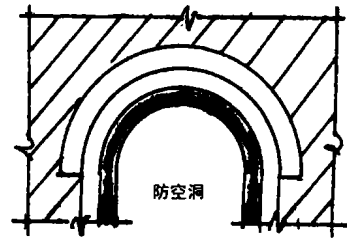


图2 拱式跨越

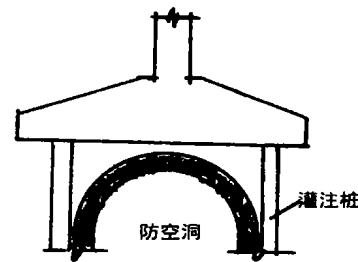


图3 桩基跨越

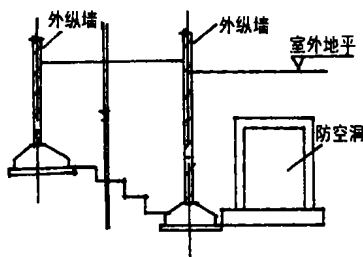


图4 基础加深

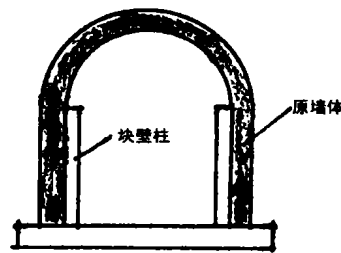


图5 加固承重

布置,必须有部分承重墙体压在防空洞上,为使防空洞不直接承受上部结构荷载,可通过建筑平面布置,使某道或某几道承重墙放大开间尺寸,错开防空洞,使防空洞在两承重墙之间通过。如开间尺寸加大后,两道承重墙之间的空隙放不下防空洞,承重墙可采用偏基础,总之,要使防空洞通过建筑物,而建筑物基础又不压防空洞,如图6所示。洞体穿墙时,用梁式跨越法跨越。

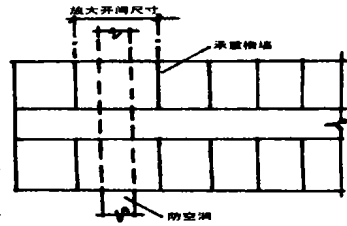


图6 承重墙体避开

7. 洞体改道法。当防空洞穿越建筑物时,采用上述几种方法都有困难时,可考虑采用洞体改道法,即将穿越建筑物的防空洞拆除,照原样绕建筑物外围而行。改道部分为新建,由此而增加一些造价,但建筑物本身基础即不再处理,对新建建筑物无任何影响,做法见图7。应注意的是,建筑平面设计时,尽量考虑使洞体改道最短为宜。

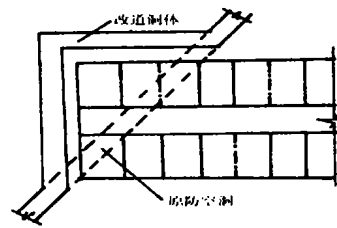


图7 洞体改道

8. 加固防空洞同时处理地基法。当防空洞埋置较深,且系主巷道,断面较大,用梁式跨越削弱基础的承载面积较大,可采用不开挖防空洞上覆土,也不破坏防空洞的拱券,直接在地下对防空洞洞体上覆土进行加固处理,使其通过处理后可以承重。具体处理方法是:在防空洞的洞体内壁,拱券底,敷以钢筋网,喷注细石混凝土,在洞底板配筋,灌注混凝土,如图8所示。为使洞壁洞顶的原有砖墙及混凝土与新喷注或浇注混凝土有较好地连结,可在洞壁及洞顶适当距离打入膨胀螺栓,与钢筋网焊牢,这样就使新墙混凝土与原砖墙及拱顶混凝土结合为一整体,共同承受上部荷载,如图8所示。也可在洞壁上适当距离凿 $120 \times 120\text{mm}$ 砖块,深 120mm 拱顶底混凝土凿毛,亦可与新混凝土较好连结。

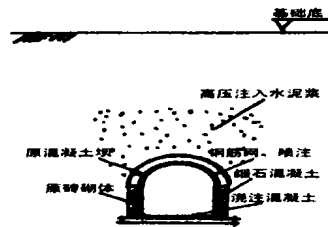


图8 地下加固承重

几点分析

1. 处理防空洞应对地基、基础及上部结构视为整体。由于防空洞穿越建筑物底部。涉及地基及基础,一般对基础及地基进行处理,但不可忽视的是地基、基础及上部结构是一整体。在处理地基、基础时应适当加强上部结构的刚度,使地基、基础及上部结构协同工作,以适应由于地基存在防空洞,使地基承载力不均匀,避免造成不均匀沉降。

2. 建筑物地基遇防空洞宜设法避开。如须保留的防空洞,首先考虑的是建筑物能否避开防空洞,即适当移位,这样既可保留防空洞,又使建筑地基不做处理,正常设计与施工。若建筑物不能整体移位,可根据建筑场地,因地制宜,使建筑物平面设计成点式、L形、U形等。既能满足建筑物功能要求,又巧妙地避开防空洞。

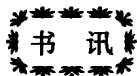
3. 特殊情况下亦可采取局部处理法。建筑物局部遇防空洞,结合防空洞的埋深,位置及

结构情况,与建筑物的平面布置结合起来,亦可将计就计,把防空洞改建为局部地下室,这样可省去处理防空洞的费用,又为建筑物增加部分使用面积。

4. 不须保留的防空洞的处理。如不须保留,则处理较简单,但须认真进行,务使处理地基与不处理地基保持均匀一致。常用的方法较多,可以结合建筑物要求及场地的具体情况,如开挖填实法,即挖开防空洞顶部用素土或灰土夯填密实,亦可用素土夯填后再用挤密桩挤密等。

参考文献

- [1] 手册编委会,地基处理手册,北京,中国建筑工业出版社,1988
[2] 陈仲颐、叶书麟,基础工程学,北京,中国建筑工业出版社,1990



《国标 GB50202 - 2002 建筑地基基础工程施工质量验收规范专题讲座材料》

浙江省建协地下工程分会编印

本次讲座由该规范主编人桂业琨教授高工亲自主讲。本书内容包含该新规范的编制背景与过程、主要编制特点、新规范与老规范《国标 GBJ202 - 83》的比较、新规范与《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300 - 2001 如何配套使用;对主要条文如何掌握;以及对强制性条文的详细释义、措施、检查与质量判定;最后并以一虚拟工程就如何填写不同阶段的工程质量的验收记录——作了说明,有样表举例。这些内容都是新规范文本中所没有,因而十分宝贵。

本书对各地地基基础工程技术人员加深对新规范的理解,确保地基基础乃至建筑工程整体的质量均有重要意义。本书定价人民币 15.00 元。

联系人:姚紫萍

联系地址:杭州莫干山路 470 号二楼,邮编 310011

电话/传真:0571 - 88847750

浙江省建筑业协会地下工程分会
二〇〇三年元月二十二日

涿州市新华书店综合楼

夯实水泥土桩复合地基工程实录*

黄永昌 张俊杰
(涿州市规划勘察设计院 涿州 072750)

涿州市新华书店综合楼位于涿州市鼓楼大街最繁华地段,由于企业发展,原综合营业楼需要进行扩建。扩建综合楼东西长33.0米,南北宽31.0米,四层框架结构,独立柱基。由于拟建场地为原护城河和城墙交界处,场地南侧为护城河,且护城河埋填时间不足百年,沉积时间短,强度低(承载力标准值80kPa),北侧为古城墙,土质较好,密实度较高(承载力标准值150kPa),这就造成本场地上部土层变化较大,南软北硬,又不能满足地基承载力标准值200kPa的设计要求,而原综合楼地基即为夯实水泥土桩复合地基,且效果很好,为此,拟采用夯实水泥土桩进行地基处理。

场地工程地质条件

拟建场地地层情况见下图1,自上而下依次为:

①杂填土:分布于整个场区,主要为建筑及生活垃圾,土质松散,物理力学性质不均,层厚0.30~0.80米。

②素填土:分布于整个场区,以粉土为主,局部夹少量小砖块等,稍湿,可塑,层厚1.30~4.30米。

③淤泥质土:分布于场区南侧即原护城河处,褐灰色,含大量有机质,有腐臭味,湿,软塑,层厚0.00~0.70米。

④粉土:分布于场区北侧即原城墙处,黄褐色,土质较均,中密,稍湿,硬可塑,层厚0.00~5.30米。

⑤粉土:分布于场区北侧即原城墙处,黄褐色,土质较均,中密,湿,软可塑,层厚0.00~1.00

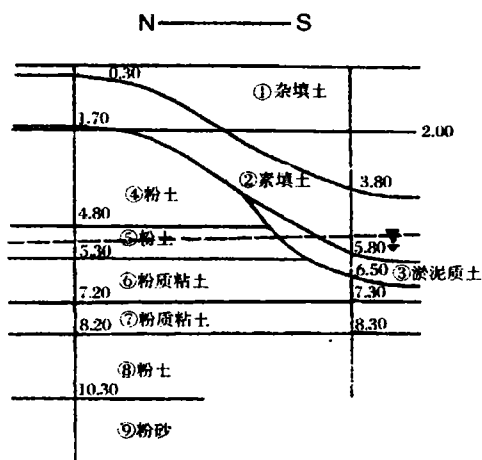


图1 建设场地南北向地质剖面示意图

* 收稿日期:2003年3月

米。

⑥粉质粘土:分布于整个场区,黄褐色,土质较均,湿,软可塑,层厚0.70~1.60米。

⑦粉质粘土:分布于整个场区,黄褐色,土质不均,含大量姜石,湿,硬可塑,层厚0.70~1.30米。

⑧粉土:分布于整个场区,黄褐色,土质较均,中密,湿,硬可塑,层厚0.70~2.00米。

⑨细砂:分布于整个场区,灰黄色,砂质较纯,以石英、长石、云母为主,稍密~中密,饱和,勘察未钻透,层厚>2.00米。

场地地下水静止水位埋深为5.10~5.50米,初见地下水位略深于静止水位。

基槽开挖到设计底标高-2.00米后,基底分别座落在①层杂填土②层素填土和④层粉土上,距地下水位3.20~3.50米。

复合地基设计

夯实水泥土桩处理地基是以桩体和桩间土构成的复合地基来起作用的。复合地基的承载力按下式计算:

$$f_{p,k} = mR_k/A_p + \alpha \cdot (1 - m)f_k$$

$$R_k = q_p A_p + U_p \sum q_{si} L_i$$

$$R_k = \eta f_{\alpha,k} A_p$$

式中: $f_{p,k}$ - 复合地基承载力标准值(kPa); R_k - 单桩竖向承载力标准值(kN); A_p - 桩体截面积(m^2); m - 面积置换率; α - 桩间土强度调整系数; f_k - 天然地基承载力标准值(kPa); q_p - 桩端阻力标准值(kPa); U_p - 桩身周长(m); q_{si} - 桩侧第*i*层土侧摩阻力标准值(kPa); L_i - 按土层划分的各段桩长(m); $f_{\alpha,k}$ - 夯实水泥土标准强度(kPa); η - 强度折减系数。

由于本工程基槽底部土质变化较大,且南软北硬,根据槽底实际土质情况将基槽沿南北向分为三部分,经分析比较计算后,桩长确定为4.0米,面积置换率分别为0.318、0.196和0.151,局部可根据成孔实际情况做局部调整。但是,由于静止地下水位距基础底面积有3.20~3.50米,所以水泥土桩的下部0.50~0.80米在地下水位以下,这样成孔和成桩均具有一定的困难,该场地不适合水泥土桩。因此建议建设单位使用搅拌桩,但是建设方代表坚持使用水泥土桩,并说明近邻的新华书店综合楼即是用的水泥土桩,并且效果很好。考虑到场地初见水位低于静止水位,成孔具有可行性,于是将设计的水泥土桩加以改进,即将原设计水泥土桩地下水位以下的部分改为碎石桩,由于桩底土层为粉土及淤泥质土,渗透系数较小,成桩时进行孔内降水后,立即填入碎石料并夯实,而且可以利用碎石的挤淤效果将桩底加深加宽,做成扩底桩,提高桩底的端阻力,从而提高桩的承载能力。但是由于4.0米的桩长下部存在有软塑的淤泥质土和粉土,它们的承载力分别只有100kPa和120kPa,因此需要进行软弱下卧层验算。

软弱下卧层验算

当地基受力层范围内存在软弱下卧层时,要求作用在软弱下卧层顶面处的附加应力之和不超过它的承载力设计值,验算公式如下:

$$\sigma_z + \sigma_{\alpha} \leq f_z$$

式中: σ_z - 软弱下卧层顶面处的附加应力设计值;

σ_{α} - 软弱下卧层顶面处土的自重应力标准值;

f_z - 软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力设计值。

经上式计算可知本场地下覆的软弱的淤泥质土、粉土及粉质粘土均满足设计要求。

施工工艺

1. 成孔:采用人工洛阳铲成孔,孔径 350mm,垂直度 < 1%,桩位允许偏差 < 10cm,孔底虚土厚度 < 10cm。

2. 拌制水泥土:拌和用土料必须过 2 ~ 3mm 网孔筛两次,不含颗粒,并且土料的有机质含量不超过 5%,拌合土料含水量以 15% ~ 20% 为宜,现场鉴定方法为:手握成团,落地开花。当土料含水量低于最优含水量时,应洒水闷解 30 分钟后过筛使用,拌合好的水泥土必须 2 小时内使用,否则作为土料使用。

3. 成桩:夯机对准桩位,使夯机平稳,用泥浆泵进行降水,然后夯填碎石,夯实至地下水位以上。然后填水泥土,每墩水泥土至少夯 3 击,连续夯到桩顶。

工程检测

1. 在单桩桩体施工完工一小时以内,采用轻便动力触探试验检验桩身夯实质量,随机抽查总桩数的 2% 检验桩身密实性和均匀性,检测结果表明,桩身钎探击数最低 35 击,最高 130 击,平均 76 击,全部满足设计要求。

2. 工程完工后,采用载荷试验检验复合地基承载力,共做 4 处载荷试验,其中 2 处单桩载荷试验,2 处复合地基载荷试验,检验结果均满足设计要求。试验结果见下表,P - S 曲线见图 2。

序号	试验点号	荷载类型	复合地基承载力标准值(kPa)	载荷板面积
第一组	70、71 等	多桩	243	2.0m ²
第二组	506	单桩	290	0.5m ²
第三组	850、855 等	多桩	285	2.0m ²
第四组	795	单桩	>360	0.5m ²

而造成场区北部(第四组)承载力较高的原因是因为:a.该处土质较好,且桩底存在有密实的粉砂夹层;b.该处早期受老城墙本身荷载的影响,致使该处土质密实,为超固结土,土质

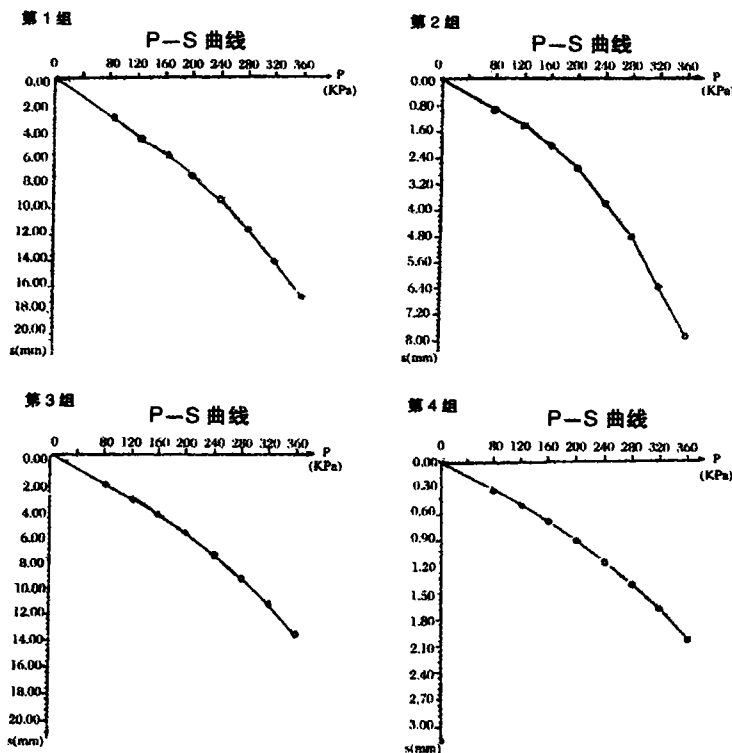


图2 四组荷载试验 P-S 曲线图

承载力比勘察报告中提出的承载力要高;c.该处使用的夯机夯锤锤底为圆弧形,致使夯锤夯击时产生较大水平分力,使得完工后的桩径增大到400mm,从而增加了该处复合地基的面积置换率。

夯实水泥土桩复合地基承载力影响因素探讨

1. 施工质量对地基承载力的影响

a. 夯实质量的影响:夯实质量直接影响到桩体的强度和质,夯实越密实,强度越高,质量越好,反之则强度越低,质量越差。

b. 含水量的影响:桩体施工时应保持最优含水量,含水量低,则桩体不宜密实,含水量高,则易形成橡皮土,致使桩体强度大幅度降低。

c. 土粒大小的影响:施工前必须将土过筛2~3遍,使土粒越细小越好,这样就可以增加土粒的比表面积,从而可以增加土粒与水泥颗粒的接触面积,增大水泥土的凝结和硬化强度。

2. 施工机具对地基承载力的影响

a. 夯锤质量与落距的影响: 夯锤质量越大, 桩体密实度越高, 强度越大; 夯锤落距越大, 桩体密实度越高, 强度越大; 反之桩体强度越小。

b. 夯锤形状的影响: 在本次施工过程中, 使用三台夯实机, 型号相同, 夯锤的质量也相同, 但是夯锤的形状略有差别, 其中两个平底夯锤, 一个椭圆形底夯锤, 施工完工后发现平底夯锤施工的桩径由施工前的 350mm 增大为 350mm ~ 370mm; 而椭圆形底夯锤施工的桩径由施工前的 350mm 增大为 365mm ~ 400mm, 从而增加了复合地基的置换率, 增加了复合地基的承载力。可以想象, 夯锤的底部弧度越大, 在夯实过程中的侧向分力就越大, 侧向挤密过程中的侧中分力就越大, 侧向挤密作用就越强。从而桩径增加的幅度越大。复合地基的承载力就越大。因此夯锤锤底的形状对复合地基的承载力有着不可忽略的影响。

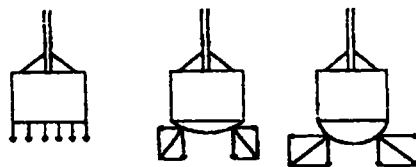


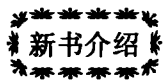
图3 不同夯锤底部力的分解图

3. 场地土质对地基承载力的影响

夯实水泥土桩对拌合的土质要求只是有机质的含量不得超过 5%, 因为有机质含量过大, 会对水泥的凝结硬化产生不利影响, 因此最好选用不含有有机质的土料; 据其他工程资料显示, 粉质粘土拌合效果好于粉土拌合效果。

4. 水泥标号与水泥土比对地基承载力的影响

众所周知, 水泥标号越高, 水泥强度越大, 水泥土的强度也越大, 复合地基承载力越大, 反之复合地基承载力越小; 水泥土比越大, 水泥土强度越大, 复合地基承载力越大, 反之复合地基承载力越小。



《复合地基理论及工程应用》

由浙江大学教授龚晓南编著的《复合地基理论及工程应用》已在中国建筑工业出版社出版。该书较全面介绍了龚晓南教授和他的学生在复合地基理论和实践方面的研究成果, 对作者已出版的《复合地基》一书中形成的复合地基理论框架作了补充和完善, 较全面地介绍了复合地基技术的新发展和工程应用, 对发展中存在的问题也作了论述。全书分十章: 绪论, 土和复合地基性状, 桩体复合地基承载力, 水平向增强体复合地基承载力, 复合地基沉降计算, 复合地基优化设计和按沉降控制设计, 基础刚度对复合地基性状影响, 复合地基在地基基础工程中的地位和评价, 复合地基振动反应和地震响应, 复合地基工程应用及实例。如需购买可到各地建筑书店或《地基处理》编辑部购买。

地址: 浙江大学玉泉校区土木系《地基处理》编辑部 邮编 310027

电话: 0571 - 87952077, 总价 20 元/册(包括邮费)。

真空-堆载联合预压法在水利工程 地基处理中的应用*

朱鹏程

(上海市太湖流域工程管理处 上海 200000)

前言

我国沿海地区和内陆河流谷地分布着大量的软基,其特点是含水量大、压缩性高、透水性差、强度低,尤其上海的地质条件属于典型的软土地基,绝大多数都属于第四纪沉积物,以粘性土、粉性土、砂性土为主。根据以往的工程实例,由于地基基础方面的原因而引起水工建筑物失事的,占相当大的比例;至于由于地基基础方面的原因而影响到工程发挥正常效益的,则为数更多。所以必须采取各种方法来加固地基,使其达到水工建筑物所特有的地基要求,确保工程的安全和正常使用。

真空-堆载预压法是软土地基处理的有效方法之一,在技术上是十分成熟可靠的地基处理方法,广泛应用于软基上修筑飞机跑道、高速公路、港口堆场等对地基要求较高的工程中,但在水利工程中却应用的很少。在叶榭塘水利枢纽中首次采用了真空-堆载联合预压法处理地基,为真空-堆载预压法在水利工程建设中的应用开了先河,并且提供了宝贵的第一手资料。

真空、堆载预压的原理

软土地基的处理方法有很多,预压法是软土地基处理方法中的一种。预压法可以分为三种。一是堆载预压,这是历史悠久的行之有效的处理方法,其基本原理是通过增加土体的总应力,使土体压缩和强度增长。一般情况下是在所需加固的区域内进行分层堆土,利用土体自重分级逐渐加载,使土体中的孔隙水排出,逐渐固结,地基发生沉降,同时其强度逐步提高,以适应下一级荷载的施加;二是真空预压,这种地基处理方法是在上世纪80年代开始才逐渐被广泛使用,并有了很大的发展。其基本原理是在土体总应力不变的条件下,使孔隙水压力减小、有效应力增加,土体强度增长。具体是将不透气的薄膜铺设在需要加固的软基表面砂垫层上,借助真空射流泵和埋在砂垫层中的排水管道,将膜下土体间空气及孔隙水抽出,从而降低孔隙水压力,使土体固结的过程。如果单一的使用真空预压或堆载预压还无法

* 收稿日期:2002年3月

达到要求,或者工程条件不允许时,可以采用第三种真空-堆载联合预压法,这种方法就是将上述两种施工方法组合起来运用来加速地基固结,达到地基加固的要求。真空-堆载联合预压经过众多实验和工程实践证明具有真空预压和堆载预压的双重效果。两者叠加即抽真空降低孔隙水压力又堆载增加总应力,同时通过抽真空形成负压,使土体产生向内收缩变形,正好可以抵消因堆载(正压)而引起的向外挤出变形,因而地基不会因堆载速率快而出现不稳定性问题。而且真空-堆载联合预压加固地基的加固深度较大,比较适合加固深厚软土地基,不仅预压效果明显,而且可减少软基的工后沉降。

工程概况及地质条件

叶榭塘水利枢纽工程位于上海市松江区松浦大桥南侧,主要有船闸、节制闸、管理区、护岸四部分工程组成。本工程真空-堆载联合预压位于节制闸和船闸之间的中心岛上,管理区内老河道的西侧,总面积为4650m²。主要是因为船闸外闸首与节制闸之间桥梁引道路堤采用高填土连接,堆土面高程达到8.70米,而人工岛原有地面高程2.8~3.0米,堆土高度达到近6.0米,考虑到高填土的沉降因素会对以后的公路桥回车平台路面结构有影响,所以采用真空-堆载联合预压法来加固地基。工程地质:该区域土层具体情况见表1。

表1

层序	土层名称	厚度(m)	层底标高(m)	土层描述及其他
①	填土	0.5~1.0	2.89~1.87	含植物根茎
②	黄色粉质粘土	1.0~1.7	1.69~0.87	含氧化铁,饱和、可塑~软塑、中压缩性
③ ₁	灰色淤泥质粉质粘土	0.6~3.2	0.47~3.1	土质不均,夹薄层粉土,饱和、流塑、高压压缩性
③ ₂	灰色粉质粘土	0.6~3.2	-2.71~-3.70	夹少量粘土、含云母晶片,很湿、稍密、中压缩性
③ ₃	灰色淤泥质粉质粘土	3.7~6.0	-7.02~-7.97	土质不均,夹不规则状粉砂,饱和、流塑、高压压缩性
④	灰色淤泥质粘土	6.4~8.8	-14.10~-15.93	局部为粉质粘土,土质较均匀,夹少量粉砂,含碎蚌壳,饱和、流塑、高压压缩性

从工程地质勘察报告及实际情况可以看出本工程的地质条件复杂,淤泥质粘土层较厚,含水量高。需加固的土层较深厚,故采用真空-堆载联合预压效果更好。

真空-堆载联合预压施工工艺

1. 所需设备:

75kw 插板机一架,30kw 震动锤,5.5kw 真空射流泵6台套,因每台射流泵控制的面积为1000m²,故五台用于抽真空,一台备用。塑料排水板(缝合型),塑料排水板施工插入深度为13m(排水板底高程-10.5m),外露30~50cm,其间距为1.5m,呈梅花型布置。高强度密封薄膜,薄膜面积应大于加固区域。推土机等堆载机械。

2. 施工顺序:

选定场地→标定位置平整场地→铺砂砾垫层 20cm→测定标高→插塑料带→二次铺砂砾垫层 20cm 及 10cm 中粗砂垫层→铺滤水管→开挖压膜沟→铺塑料薄膜→压膜沟密封处理→安装真空射流泵→管路连接→布置沉降标志等观测设施→抽气试运转→薄膜补漏、检查系统运转情况→开始抽气预压→堆载、碾压(卸载)→预压结束拆除设备→效果检测。

3. 施工进度:

2002年5月10日完成真空膜的铺设;5月11日5台射流泵同时启动进行抽真空;5月21日真空度达到设计值 80kPa,一直到5月31日连续十天真空度一直稳定在 80kPa 以上,当时累计最大沉降量达到了 281mm;6月1日区域内开始堆载施工,同时继续抽真空。在堆载前铺设一层编织布及一层无纺布,然后运用轻型机械进行分层堆土、碾压(因工程需要不卸载);8月24日堆载施工结束,从8月24日一直到9月3日中心点沉降量连续10天的平均值小于 0.5mm/d,真空预压施工结束。

真空-堆载联合预压地基处理结果及效果检测

1. 主要指标的控制结果

通过试验可知,各项指标全部达到了设计要求,预压区域平均沉降量为 486mm,实测沉降值与理论计算基本相符;最后十天的沉降量都满足小于 0.5mm/d 的要求;膜下真空度均满足设计值大于 80kPa 的要求。

2. 效果检测

(1) 深层沉降观测

为检测真空-堆载联合预压后各土层的加固效果及加固影响深度,在整个预压区域及周边区域共布置7个分层沉降孔,从结果来看,土体累计沉降的 57% 左右集中在 ③₁ 层以上,详见表 2。

表 2

土层	厚度(m)	压缩量(mm)
砂垫层+①层+② ₁ 层	1.6	373
③ ₁ 层	3.7	153
③ ₂ 至塑料排水板底	7.7	308
预压区外测点	~	30~90

(2) 孔隙水压力



图 1 孔隙水压力随时间变化图

在预压区共钻孔埋设渗压计9只,分别埋设在不同的土层中。下图1为分别埋设在-1.0、-0.5、-0.9m的渗压计测值随时间的变化情况。在抽真空20天也就是在堆载之前,孔隙水压力随真空度的上升逐渐减小。真空-堆载联合预压后,孔隙水压力基本稳定。停止预压后,孔隙水压力又有所回升。

(3) 地基土物理力学性质的变化

a. 静力触探试验结果

真空预压前后分别做了15组静力触探对比试验,检测深度为15m。根据测的结果可知地基承载力有明显提高,提高程度从上到下递减,平均从加固前82.1kPa提高到152.26kPa,大于设计值140kPa。

b. 十字板强度测试结果

加固区域共进行了15组十字板剪切试验,检测深度为15m。下面以一孔为例说明加固后比加固前:深度7.0m以下的淤泥质粘土的抗剪强度(C_u)有一定的提高,而在7.0m以上的粉质粘土中土的抗剪强度(C_u)有了很大的提高(见图2)。



图2 加固前后十字板剪切试验对比图

结论

1. 真空预压在预压初期沉降量较大,沉降速率较快,效果明显。
2. 真空预压效果较好的区域主要集中在预压区中心位置和土体浅层。
3. 从膜下真空度的观测看,在正常情况下,真空度始终保持在80kPa以上,说明真空预压的设备、施工工艺是合理的。
4. 通过真空-堆载联合预压后,土体物理力学性质(地基承载力、抗剪强度等)得到明显改善,固结度达到82%,基本消除工后有害沉降。
5. 真空、堆载预压两者效果可以叠加,采用真空-堆载联合预压具有双重效果,增加固结效率,提高固结能力,说明采用这种地基加固的方法取得的效果较理想。

真空-堆载联合预压法处理地基具体施工时还需注意的几个问题

1. 真空预压与真空井点降水的区别。

由于真空预压这项技术在上海运用不多,很多人对真空预压缺乏理解,往往和真空井点降水混淆起来。真空井点降水主要是利用真空机械装置将井点系统抽成真空,由大气压力将地下水通过井点系统压出地面排出。而真空预压中的抽真空与真空抽水不同,它并不是通过在排水通道中形成水头差来吸水,而是靠排水通道的传递真空作用,在地基中的孔隙水

中造成水头差,把孔隙水挤入排水通道,汇集于排水通道中的水无需用动力抽出,而是会从排水口自然溢出。尽管通过井点降水,土体中因水分的排出、孔隙减小而沉降收缩,也能起到一点固结作用,但主要是用于降低地下水位,便于基础开挖。它并不能真正起到加固地基的作用,固结作用无法和真空预压相比。

2. 真空-堆载联合预压在总进度计划中的安排。

真空-堆载联合预压工期过长,一般都要在四个月左右,而且在进行真空预压施工时,在这个区域就不能再进行其他工程的施工。而水利工程由于汛期等原因对工程节点,工序安排都有着非常严格的要求。所以对于水利工程如果要采用真空-堆载联合预压法来进行地基处理,就必须要对整个工程的施工进度计划有着非常合理的安排,在施工中要解决好与其他分部工程的矛盾。否则就会对整个工程的工期产生很大的影响。

3. 真空-堆载联合预压对周围构筑物安全的影响。

真空-堆载联合预压在进行时会引起土体压缩、沉降、位移,可能会对周边的构筑物、建筑物的带来影响,造成其不均匀沉降,甚至破坏结构。在叶榭塘工程中,真空预压区域边缘与船闸外闸首基坑底部距离为13m,在整个预压过程中在这13m范围内没有形成裂缝,而且根据观测数据,在这个区域的沉降、位移都非常小。闸底板在预压过程中也没有产生不均匀沉降。在本工程中对船闸内闸首影响很小,但由于真空-堆载联合预压首次在水利上应用,所以从理论上真空-堆载预压对周边区域的工程的影响程度还有待进一步研究论证。

4. 真空-堆载联合预压应采用信息法施工。

在预压前要先布置、埋设水位管、分层沉降管、测斜管、渗压计等观测设施,尤其是在预压区周边可能会受到影响的地方要增设观测设施。预压区表面沉降量大于1cm/d时一天观测一次;沉降量在0.5~1cm/d之间的3天观测一次;沉降量小于0.5cm/d时7天观测一次。在真空预压期间,除沉降观测外,真空度(即膜下负压小于80kPa)的观测是非常重要的环节,能否达到设计要求的真空度是直接影响地基加固密实好坏的关键。通过信息法施工就能有效、及时的了解预压效果以及影响周边结构的范围和深度,以便能及时采取措施,避免事故的发生。

5. 真空预压气密性(保持膜下真空度)。

真空预压要达到效果,最关键的在于它的密封性是否完好。这就要求不仅要注意密封膜施工的密封效果,还要勘察在加固区是否有透水层、透气层以及是否有地下水不断的补给。本工程在预压区域四边开挖压膜沟深度1.5m,铺两层密封膜,然后沟内用粘土回填,再用水覆盖。在预压过程中真空膜很容易受到破坏,哪怕只有指甲大小块破了,也会引起真空度的明显下降。要保证真空膜的完好,尤其在堆载预压时更要加强管理。由于真空预压区位于中心岛上,东侧与叶榭塘老河道相邻,为了隔断地下水的补给,在预压区东侧加设了一排井点,起到了一定的效果。在以后的水利工程的应用中,必须十分注意真空预压气密性的问题,这是影响预压效果的重要因素。

真空预压在技术上是成熟的,效果也是很明显的,而且还有很大的潜力可发掘。随着真空预压的不断发展,真空预压在水利工程上的应用会越来越多,加固的基础部位会越来越重要,那么到时候这项技术会发挥越来越重要的作用。

一题一议 主持人: 龚晓南

天然地基、复合地基、桩基与地基的回弹变形问题*

李广信

(清华大学岩土工程研究所 北京 100084)

按照《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)(以下简称规范),当建筑物地下室基础埋置较深时,需要考虑开挖基坑地基土的回弹,回弹变形可用土的回弹模量 E_c 计算^[1]。

在北京西北某场地,拟建一16层办公楼,地下三层,其中两层为地下车库。基底设计标高为-11.9m。该建筑物地下室标准层面积为6500m²,而地面以上标准层面积为3300m²,采用1.2m厚的筏板基础。根据黄熙龄的试验研究^[2],当筏板厚度与框架柱距之比 $h/l=0.16$ 时,可按刚性筏板考虑,基底反力呈直线分布。在考虑塔楼外一跨筏板的情况下,传至基底面上荷载效应的准永久组合(不计入风荷载和地震作用),扣除面积6500m²,深11.2m(按原地面计)原地基土的自重,基底的附加压力基本为0,或为负值。这样,实际上沉降由回弹控制,主要受力层的当量压缩模量为15MPa,按《规范》要求,设回弹模量平均为 $\bar{E}_c = \bar{E}_c/5$,在大约2/3kPa自重应力作用下产生的回弹变形为70mm左右。

该建筑地基基础方案是CFG桩复合地基,也有采用复合载体夯扩桩基础的建议方案。后经专家论证,建议采用天然地基。

这里的问题在于天然地基,复合地基和桩基如何计算地基的回弹变形。对于天然地基,可按《规范》规定的计算公式计算。而CFG桩对于地基土的回弹及再压缩的约束作用如何考虑尚无章可循。如果在原地面成桩后开挖到设计基底标高,则桩间土会发生回弹,而CFG桩规定有150mm到300mm厚度的垫层^[3],这种回弹将增加桩顶的刺入量,产生一定的再压缩。如果是在基坑开挖,基底回弹以后成桩,则加固层的复合模量怎么确定,是否用回弹模量 E_c 乘以系数 ζ 。

对于桩基,由于不计桩长段的压缩,所以可不考虑回弹变形。但桩端以下会有少量变形,由于承台底附加压力为0,所以桩端下的变形基本上是回弹变形,是可以忽略的。

综上所述,在基底附加压力很小的情况下,基础沉降由回弹变形控制。对于复合地基如何计算回弹变形尚有待研究;对于桩基可基本上消除回弹变形。所以可考虑,当承载力满足要求时,是否可取消CFG的垫层以消除回弹变形?

* 收稿日期:2003年2月

参考文献

- [1] 建筑地基设计规范, GB50007-2002, 中国建筑工业出版社, 2002 北京。
- [2] 黄熙龄, 高层建筑厚筏反力及变形特征试验研究[J], 岩土工程学报, 2002 24(2): 131-136。
- [3] 建筑地基处理技术规范, JGJ79-2002, J220-2002, 中国建筑工业出版社, 2002 北京。
- [4] 建筑桩基技术规范, JGJ94-94, 中国建筑工业出版社, 1995 北京。



山东“DX 多节挤扩灌注桩综合应用研究”成果通过鉴定

自五十年代灌注桩应用到桩基工程以来,灌注桩以就地成孔灌注方便,适用土类广泛,成桩外形多样、工程造价低、施工速度快受到工程界普遍应用和研究发展。在我国大量工程实践中,已对灌注桩的施工工艺和施工方法改进、或桩质量保证措施的完善等方面取得了重大进展。在努力降低工程造价、减少工程用桩数量的研究中,尽量提高灌注桩单位体积承载力比值一直是研究灌注桩的一个重要课题。我国从六十年代开始在圆柱形就地灌注桩桩形上重点研究和采用了局部扩径工艺,先后采用了爆扩、旋扩、夯扩、压扩、挖扩、挤扩等方法。这些方法在工程中都不程度地提高了灌注桩单位方承载力比,但在工程应用推广中又都暴露出各自存在的许多问题。1998年我国贺德新高级工程师发明了“DX 多功能液压三岔挤扩装置”,使国内探索钻孔灌注桩的多次挤扩成型构想得到了施工设备和施工工艺的完善和应用。

“DX 多功能液压挤扩装置”总体似圆柱形,上段为高压油缸体,下段为三岔形三组等长挤扩弓压臂。油缸具有上、下双向液压运动功能,由液压带动三组三铰连杆式等长弓压臂做“曲肘式”挤扩运动,它可以在灌注桩孔全长范围任一选定位置一次挤压成三岔形锥形腔,或经6~7次原高度转动挤扩,形成锥形圆环支承盘。挤扩岔或盘直径一般为桩孔直径的2~2.4倍。在桩孔内多层次挤扩,就形成DX多节挤扩桩。该装置液压力大、挤扩力强,收、扩灵活,适于孔径450~1000mm的干孔或湿成孔灌注桩的挤扩作业。DX多节挤扩桩能充分利用地基各相对良好土层来为各个挤扩盘提供大直径的端承力,使DX桩单位方承载力比普通灌注桩单位方承载力高一倍以上。例如:桩孔 $\phi 650\text{mm}$ 的灌注桩做三节挤扩盘后单桩极限承载力可达6000~7000kN。DX桩实现了桩体单位方承载力比最高,成桩质量可靠、降低桩基成本的目标。DX多功能挤扩装置及DX桩已在我国获得多项发明专利和实用新型专利,并在美国两次获得发明专利。

济南市建筑设计研究院有限责任公司于2000年率先在山东设计和应用DX挤扩灌注桩,并对DX桩设计应用进行了5000多根DX桩工程实践的综合研究。他们与山东中阔基础工程有限公司已在山东济南、东营等七个地、市应用DX桩。其中19项高层、大体积、大重量公共建筑和高层住宅38.4万平方米建筑,在多种复杂地质条件下成功地应用了5020根DX桩,与普通灌注桩方案相比节约工程造价1203万元。该院与中阔公司针对钻孔桩沉渣难题研制出孔底沉渣机械旋挖斗装置,完善了保证DX桩施工质量的具体措施,改进了DX施工工艺,在工程应用基础上总结并编制了“DX多节挤扩灌注桩施工工法”。在积累7000多根DX桩工程应用及大量DX桩静载试验、动力测试资料,并经过理论分析后,在山东省有关部门支持下,济南市建筑设计研究院有限责任公司主编了“DX多节挤扩灌注桩技术规程”,首先使山东应用DX桩有章可循。该规程明确了DX桩的构造、适用条件、设计计算、挤扩施工、质量控制、检测、验收等有关规定。该规程在DX桩计算方法中在国内首先提出采用土体回弹系数,挤扩桩侧摩阻力折减系数,挤压扩径阻力修正系数参与DX桩承载力计算的新方法,并建立了DX桩承载力计算式。该计算式依据对DX桩受力机理的有限元分析,结合DX桩、盘、岔的受力特征率先提出DX多节挤扩桩的单桩承载力特征值应由桩侧摩阻力,各挤扩盘(岔)端阻力和桩根端阻力之和组成,从而使国内的DX多节挤扩桩在工程应用中单桩竖向承载力特征值计算有了较合理的依循。该院对DX多节挤扩桩综合研究表明:DX桩在工程应用中具有桩体受力机理明确,单桩和单位承载力比最高,沉降量小,抗震性能好,抗拔和抗水平推力性能优良,施工质量稳定,适用土质范围广,施工速度快,工程造价低等一系列优点,是值得推广的新桩型。最近,在山东省和济南市有关部门主持和国内专家参与下,“DX多节挤扩灌注桩综合研究”成果被评为“国内领先水平”顺利通过鉴定。

(曾昭礼 田忠生供稿)

一题一议 主持人: 龚晓南

浅谈支盘灌注桩支盘的承载力*

陈如连

(杭州文二路64号, 杭州 310012)

前言

有些论文及著作上,将盘的承载力均分析为端阻力;端阻力和侧阻力达极限值所需的桩土相对位移(称临界值),在实际条件下是否满足也未考虑,(支盘段内大多难以满足);在计算上由于各自的试验条件不同,为了计算与试验的 Q_{uk} 接近,计算的指标有的采用桩基的 q_{pk} (或乘以折减系数),有的采用地基的 f_a ,或者将 q_{sk} 、 q_{pk} 任意折减,反映出还没有找到符合客观规律的经验公式和采用何种指标?2002年某刊物发表的“现场试验研究”论文上,试验获得宝贵的各种关系曲线,本人很受启发,受益匪浅。文中上盘(指底盘以上各盘)和底盘的 $Q-S$ 曲线明显不同,说明两者获得的土对盘的支持力有别,但仍将上盘的承载力均按端阻力考虑。

本人见到的论文及著作(包括某些地方的规定)的经验公式,均未完全反映出支盘段的受力的实际条件。我的思路与他们有明显的不同,特抛砖引玉,期待同行共同完善。

桩土相对位移及经验公式

众所周知,无论端阻力或侧阻力,均需发生桩土相对位移,土才能产生对桩的支持力。它们各自达到极限值时都有对应位的移量(称临界值)。

支盘桩由于盘(支)的作用,受力状况在支盘段及以下与直桩有明显的不同。无低桩承台的直桩,某点的桩土相对位移量就是桩顶沉降与该点以上的桩体压缩量的差值。由于桩顶沉降(或建筑物的最终沉降量)大多都超过临界值,因而在计算时不考虑它们的相对位移。支盘桩则不同,即是桩顶(或桩端)沉降很大,上盘(支)底和桩体侧面的桩土相对位移,难以达到所需的临界值。为了说明问题,假如桩体是不可压缩的,在顶盘(最上面的盘)和底盘(最下面的盘)之间,顶盘和底盘的桩土相对位移与桩顶沉降相同,顶盘和底盘形成圆柱体的

* 收稿日期:2003年2月

侧面上的位移也与桩顶沉降一致,土对它们产生侧阻力,而上盘(支)底和桩体侧面上均无桩土相对位移,土对它们不产生任何支持力。

两盘间形成圆柱体侧面的侧阻力(称盘侧阻力),由于它与直桩的条件不同,因而应有一个发挥系数(K_D)。它是盘(支)距(如盘(支)连续成整体, $K_D = 1$)、土性(如土的刚度与桩体同, $K_D = 1$)、盘径(如盘径与桩径一致, $K_D = 1$)的综合结果。这个系数应通过为数较多的静载荷试验获得。如果桩指标的可靠性高,也可通过桩身轴力变化获得(本人就是通过两桩的轴力变化获得,并用其它桩作合理的调整),先粗一些,后逐步调整完善。

实际条件下,桩土相对位移是桩顶沉降、桩体压缩、盘(支)底土体压缩的综合结果,如两盘组合。盘侧位移为桩顶沉降与该点以上桩体压缩之差值,与直桩一致。上盘底的位移为两盘间的桩体压缩。桩体侧的位移为该点的桩体和土体的压缩之差,在上盘底,桩体和土体压缩相同,无相对位移;在下盘上,桩体和土体均无相对位移,所以桩体的侧阻力两端均从零开始。桩体侧的位移应按地层,桩体和土体的压缩分段计算,位移取该段的平均值。在值小时(大多如此),为简化计算,也可取全部的平均值。

计算端阻力和侧阻力时,获得的桩土相对位移达不到临界值就要折减,按该条件下的相对位移与临界值的比值(K_s, K_p)确定。因端阻力的 $Q-S$ 关系不是线性,应分段求比值。

经验公式按 $Q_{sk} = U(K_D) \sum K_{si} q_{sk} L_i + \sum A_p K_p q_{pk}$ 计算。作如下说明:1、 q_{pk} :实际条件下土的端阻力,即: $q_{pk} = q_{pk} \cdot h_p \cdot H_p$ 。它与桩尖(端)进入持力层厚度,持力层上覆土层性质、厚度有关,见后说明。2、 K_D :盘侧阻力发挥系数,不计算盘阻力不用。3、 U, A_p :按实际条件确定。4、要根据实际条件下的位移分别确定 K_s, K_p 。如十字支上为盘,计算十字支的侧阻力,支的宽度(a ,与盘周一致)的位移为桩顶沉降与该点以上桩体压缩之差,一般条件下大于临界值, $K_s = 1$,用式 $4aK_D \sum K_{si} q_{sk} L_i$ 计算。支的长度(b),位于盘内,它的位移为盘与该点的桩体和土体压缩之差,确定各段的平均值(大多小于临界值),用式 $8bK_D \sum K_{si} q_{sk} L_i$ 计算。

盘支的组合多种多样,就几种主要部分按承载力分别叙述。

1、顶盘(支)以上桩体的侧阻力。按直桩计算,用式 $\pi d \sum q_{sk} L_i$ 计算。

2、底盘及以下。承载力由三部份组成。(1)底盘的端阻力。位移按桩顶沉降与底盘以上的桩体压缩的差值,一般差值大于临界值, $K_p = 1$,按直桩计算。小于临界值时,用式 $\pi[(\frac{D}{2})^2 - (\frac{d}{2})^2] K_p q_{pk}$ 计算。(2)桩端端阻力。位移按底盘的沉降减去盘下桩体和土体的压缩,用式 $\pi(\frac{d}{2})^2 K_p q_{pk}$ 计算。(3)桩体的侧阻力。盘下位移从0开始,按底盘沉降减去该点盘下的桩体和土体的压缩,求出各段的平均值,用式 $\pi d \sum K_{si} q_{sk} L_i$ 计算。

顺便提一下,由低桩承台和桩基组成的复合桩基,其承载力也应照此计算。1980年华东建工情报站在南京召开的学术会议上,“短桩与承台共同作用的初步认识”一文,首次提出“承台有降低桩侧阻力的作用”,提出低桩承台和桩基承载力经验公式为: $P = P_{[R]} + P_a P_f$ 。 $P_{[R]}$ —实际条件下的承台承载力。 P_a —实际条件下,无低桩承台的桩的承载力。 P_f —实际条

件下承台作用降低的桩侧阻力,降低值按上述桩体侧阻力的计算方法。计算小于临界值内的 Q_{uk} 与无影响的 Q_{uk} 的差值就是降低值。对短桩(或 Q_{uk} 值小)而言,影响是大的。

3、全部为十支,按上下排列一致分析。十字支段的承载力为:(1)上十字支的侧阻力。按与下十字支的条件确定 K_D ,位移按桩顶沉降与该点以上桩体压缩的差值,分段确定 K_s ,一般条件位移大于临界值, $K_s = 1$,位移小于临界值时,用式 $4(a+2b)K_D \sum K_{si} q_{uki} L_i$ 计算。(2)上十字支的端阻力。位移按上下十字支之间的桩体压缩,确定 K_p 。一般条件 $K_p < 1$,用式 $4ab \cdot K_p \cdot q_{pk}$ 计算。(3)底十字支的端阻力。位移按桩顶沉降与底支以上桩体压缩的差值,用式 $4ab \cdot K_p \cdot q_{pk}$ 计算。(4)支段的桩体侧阻力。位移按桩顶沉降与该点以上桩体压缩之差,分段确定 K_s ,用式 $(\pi d - 4a) \sum K_{si} q_{uki} L_i$ 计算,位移按支下该点桩体和土体的压缩之差分段确定 K_s ,用式 $4a \sum K_{si} q_{uki} L_i$ 计算。

Q_{uk} 的计算值与试验值的比较

钻孔灌注桩的施工,成型不稳定,孔壁泥皮的厚薄,桩底沉渣厚度的大小,均明显影响桩的承载力。支盘桩的影响就更大了,计算误差的大小和范围应比预制桩大。

本次计算的指标,是根据静载荷试验分析而得出的,经过十几年的检验和调整,基本完善。土的端阻力为 $q_{pk} = q_{pk} \cdot h_p \cdot H_p$ 。 q_{pk} —持力层上为软土,桩尖(端)进入 $3d$ (桩径)时土的端阻力。 h_p —持力层上为软土,桩尖(端)进入不同厚度的 q_{pk} 与进入 $3d$ 的 q_{pk} 比值。 H_p —桩尖(端)进入持力层 $3d$,持力层上为一般土层的 q_{pk} 与土为软土的 q_{pk} 比值。

收集的支盘桩的静载荷试验资料,比较完整的有 28 根。分布地区为杭州、南京、蚌埠、天津、北京、武汉、海口、哈尔滨。共 14 个工程。桩长 $11.3\text{m} \sim 48.7\text{m}$,桩体直径 $426\text{mm} \sim 800\text{mm}$,盘径 $900\text{mm} \sim 1700\text{mm}$ 。支盘单一设置的,一桩上四个盘,六个十字支,八个单支。混合设置的,一桩上最多为四盘七单支,三盘二个十字支三个单支。一桩上最少的为二盘二个十字支,三盘。桩端持力层有粘土,粉质粘土、粉土、粉砂、细砂、中砂、卵石、圆砾、强风化岩。最大加载值 $2070\text{kN} \sim 11000\text{kN}$ 。具有一定的代表性。计算按本文的方法及经验公式,采用钻孔桩的指标,桩端的 q_{pk} 按桩底沉渣厚度 $>30\text{cm}$ 的值。

计算与试验的比值

Q_{uk} 计算/试验	>0.80	>0.90	>0.95	>1.00	>1.05	>1.10	>1.15
	≤0.85	≤0.95	≤1.00	≤1.05	≤1.10	≤1.15	≤1.20
桩数	1	6	7	9	3	1	1

计算值与试验值的比值由 $0.838 \sim 1.163$, 25 根桩的误差在 $\pm 10\%$ 以内,比较理想。误差不大的原因,除经验公式和指标符合实际条件外, Q_{uk} 值大是另一个原因。比值最大和最小的两根桩, Q_{uk} 都小于 3000kN 。

为了完善和检验此法,希同行提供较完整的资料(地层、土性指标,施工记录、静载试验

等),试桩资料先不提供,待计算的 Q_{uk} 提出后再提供,便于检验。本人提供试桩地层的 q_{sk} 、 q_{pk} 及计算方法。双方免费。

附:陈如连先生来函

编辑先生:

您们好!

几年前对支盘桩承载力的研究,与有关的论文和著作的分析有异。“岩土工程技术”2002年4期刊登的论文《软土地区挤扩支盘灌注桩现场试验研究》(187~190页)增强了我的观点,现复印给您们,便于分析研究。

我认为:1、图5、图6上,底盘(盘₃)和上盘(盘₁、盘₂)的曲线有明显的区别,上盘的前中段为侧阻力曲线,底盘则为未全部发挥的端阻力曲线,最大加载值时,底盘的承载力大于上面两盘之和。2、图6上盘₁、盘₂的 $Q-S$ 曲线反映: $S \leq 6.89\text{mm}$ 时, Q 增加很快,此现象不可能是上盘底的端阻力和桩体的侧阻力所致,因此时($Q=4400\text{kN}$)盘间的桩体和土体的压缩量很小,获得的桩土相对位移则更小,只能是两盘间形成圆柱体的侧阻力。

用本文的方法,经验公式,指标计算该桩的 Q_{uk} ,与试验的比值为1.027。 $I-V$ 的测点轴力与计算值比较接近,计算的底盘端阻力大,桩端的端阻力小,它们之和与 V 点接近。

**中国土木工程学会
第九届土力学及岩土工程学术会议**

The 9th China National Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

2003年10月,北京

第二号通知

主办单位:中国土木工程学会土力学及岩土工程分会

承办单位:清华大学

协办单位:(以笔划多少为序)

中国水利水电科学研究院

中国建筑科学研究院

北京市勘察设计研究院

铁道部铁道科学研究院

赞助单位:可与学会秘书处具体商谈

会议时间:2003年10月25~28日

会议地点:北京市西郊宾馆(清华大学东门外)

※ 一题一议 ※ 主持人: 龚晓南

关于土力学中两个指标名称的思考*

童小东

(东南大学土木工程学院 南京 210096)

一个指标的名称应能准确地反映其所表述的内容和意义。

笔者认为目前应用的两个指标的名称值得商榷, 阐述如下:

1. “含水量”(water content)

用中国传统的词语习惯, “ $\times \times$ 量”应为一量词, 是有量纲(或单位)的, 如“质量(单位为g或kg)”, “重量”(单位为N或kN)等。

而从“含水量”的定义看, 它是“土中水的质量”与“土粒质量”这两个质量之比, 是无量纲的。所以从名称的科学化、规范化的角度, 笔者认为“含水量”的名称需更改。

有的规范将含水量改称为“含水率”, 从无量纲上与定义是符合了, 但笔者认为似乎还不确切, 因为“率”一般反映某相关部分占整体的比例(与时间有关的名词排除在外, 如速率), 如“升学率”、“效率”、“孔隙率”等, 而“含水量”的定义却是整体中部分与部分的比值, 所以称为“含水率”似也不妥。

笔者建议将“含水量”改称为“含水比”或“水比”(water ratio)似更好一些, 亦可与“孔隙比”(void ratio)相比照。

2. “液性指数”(liquidity index)

“塑性指数”(plasticity index)为粘性土的两个界限含水量(液限和塑限)之差, 而“液性指数”为两个含水量之差的比值, 完全不同的概念却都冠以“指数”的名称, 似欠妥, 不便于理解。

笔者建议“液性指数”可否改为“相对可塑性”(relative plasticity), 与“液性指数”的定义相符, 也可与无粘性土的“相对密实度”(relative density)相比照。

此外, 从实用价值上看, 在土力学中, “孔隙率”(“孔隙度”)(porosity)这个指标的意义不是很大, 况且与“孔隙比”的关系过于简单, 两者保留一个即可。这个倒不是原则性问题。

以上为笔者的拙见, 还望批评指正。

* 收稿日期: 2002年12月



群桩沉降简化非线性分析预测*

作者: Francesco Castelli and Michele Maugeri 翻译: 郭平 周建

【摘要】本文介绍垂直荷载作用下群桩非线性响应分析计算方法,该方法中非线性的桩-土-桩之间的相互作用以双曲线型荷载传递函数模拟。为评价此方法的实用性,对已报道的一些单桩荷载试验进行了反分析研究,通过反分析研究可得到更加准确的模型主要参数。为了把这种单桩的分析方法推广应用到群桩,可用等效墩法,它借助于双曲线型荷载传递函数考虑了与周围土体的相互作用。等效墩法的荷载沉降响应可用单桩的解答计算,但为了考虑由于桩-土-桩相互作用引起的群桩效应,荷载传递函数应进行修正。三例群桩的现场试验研究发现,用本文模型计算得到的结果与实测值很接近。这三例群桩的现场试验表明,在实际工作中我们能够合理地预测群桩的荷载-变形发展性状,直至破坏。

绪论

从简单的闭合解法到复杂的非线性有限元分析,目前有许多分析群桩沉降性状的方法。群桩的荷载传递机理是一个包括桩、桩帽和桩周土相互作用的复杂体系。荷载传递过程受到许多因素影响,比如土的性质,单桩和群桩的几何尺寸,单桩中桩-土的相互作用和群桩中各部分的相互作用。由于难于定量分析这些因素,因此还没有方法准确评价它们对群桩沉降的影响。

在已有大多数的预测方法中,群桩沉降是和单桩沉降相联系的,这时单桩相当于群桩中的一根桩。例如, Lee (1993) 用“杂交”方法(最早由 O'Neill 等人 1977 年提出),通过荷载传递模拟单桩,然后桩体之间通过土体相互作用用 Mindlin 解(1936 年)来分析。

为考虑群桩效应,群桩中任一根桩的荷载传递曲线,可通过“延长”单桩荷载传递曲线得到,经过此修正得到的位移包括单桩的位移和土体反作用引起的附加位移。

为了评价群桩沉降性状,可以把群桩等效成墩,这是一个非常有用的方法,这种方法既能用于线性分析又能用于非线性分析(Randolph 1994 年, Clancy and Randolph 1996 年, Hori-koshi and Randolph 1999 年)。

过去群桩的沉降通过“等效筏”来计算,等效筏位于桩进入土体 2/3 深度,对端承桩而言,则位于桩底。取代这种等效筏的方法是将设有桩的这部分土体当作等效连续体,用等效

* 收稿日期:2003 年 2 月

墩有效地代替了群桩(Poulos and Davis 1980年)。等效墩的荷载-沉降响应可用单桩的荷载-沉降响应方法来计算。很自然,等效墩方法计算出的群桩沉降只是群桩的平均沉降。

本文用等效墩法对群桩和桩筏的性状进行了简化非线性分析。单桩沉降的非线性状态用双曲线荷载传递函数分析,它也能模拟桩侧和桩端阻力的非线性。

群桩等效成墩后,将上述双曲线荷载传递函数进行修正,可用来分析群桩的沉降性状。为检验本文介绍方法的准确性,对埋设于粘性土和砂性土中的群桩进行了现场荷载试验,现场试验和数值计算结果对比表明,二者是一致的。

单桩模型

轴向荷载作用下桩的荷载-沉降性状,用基于弹性理论(Poulos 1997年,Randolph and Wroth 1978、1979年,Poulos and Davis 1980年)的各种数值计算方法,已经进行了广泛的研究。这些方法中,桩被模拟成土体中的垂直线荷载,土体被假设为线弹性、各向同性的均质半无限体,土体参数 E_s 为杨氏模量, ν 为泊松比(Mattes and Poulos 1969年,Poulos and Mattes 1969年,Butterfield and Banerjee 1971年,Poulos and Mattes 1971、1972年,Cook and Price 1973年,Poulos and Mattes 1974年,Banerjee and Davies 1977年)。

近期出现的许多方法中有一些通常被称作“荷载传递”的方法(Coyle and Reese 1996年,Kraft等1981年,Chow 1986年,Hirayama 1980年,Kuwabara 1991年,Fleming 1992年)。在这些方法中,二阶非线性微分方程把沿桩身的位移和荷载传递函数联系起来,微分方程可用迭代法求解。

本文应用如下模型(Maugeri等1991年,Castelli等1992年,Maugeri等1993年)分析轴向荷载作用下单桩沉降的非线性状态。这个模型以荷载传递方法为基础,桩土之间的相互作用用一系列的独立弹簧来模拟,弹簧在桩身和桩端都有分布。

该模型用双曲线荷载传递函数模拟桩身和桩底与土的相互作用,把这些函数组合起来,再考虑桩体的弹性压缩,就可得到一个准确的计算模型。

桩身活载 f 和桩端活载 q 各自和桩体竖向位移 y 的关系,可用 Kondner-type(Kondner, 1963年)双曲线表示:

$$f = \frac{y}{(1/K_{si}) + (y/f_s)} \quad (1)$$

$$q = \frac{y}{(1/K_{bi}) + (y/q_b)} \quad (2)$$

其中 f_s 为桩身土体的抗剪强度, q_b 为桩端极限单位荷载。方程(1)、(2)中的 K_{si} 和 K_{bi} 分别为桩身和桩端荷载传递函数的初始刚度。

根据Chin的方法(Chin 1970、1972年),桩身和桩端荷载可用下式表达:

$$w/P = mw + C \quad (3)$$

其中 w 为桩头沉降; P 为外部荷载; C 为常数。

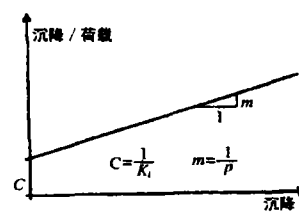


图1 沉降与沉降/荷载的关系

因此,如果以 w/P 为纵坐标, w 为横坐标,那么就得到了 w/P 对 w 的线性关系,斜率的倒数 $1/m$ 就是外加荷载 P 的渐进极限值,常数 C 是纵轴上的截距,它表示初始刚度的倒数(图1)。

采用以双曲线型荷载-位移的近似关系为基础的土体非线性响应曲线,需要定义随荷载水平变化的切线刚度 K 从而有下列两个关系式:

$$K_s = K_u \left(1 - R_f \frac{f}{f_s}\right) \quad (4)$$

$$K_b = K_u \left(1 - R_f \frac{q}{q_b}\right) \quad (5)$$

其中 K_s 代表桩身的切线刚度, K_b 代表桩端的切线刚度, R_f 为最佳似合荷载-位移响应曲线系数。 R_f 一般取值为 0.8~1, 考虑到实际情况 R_f 可取 0.9。

单桩模型参数

应用本文方法的主要困难在于函数参数的确定,此函数用于桩沉降预测和确定桩的轴向荷载分布。桩的极限承载力可通过一般的现场试验来测定,比如静力触探试验(CPT)、标准贯入试验(SPT),或者根据土体的土抗剪强度用承载力方程计算。

如果可以进行现场荷载试验,那么常数 C 和斜率 m 可通过反分析确定。另外也可以采用源自弹性理论(Randolph and Wroth, 1978年)的下列方程确定:

$$C = \frac{R_0 \ln(R/R_0)}{G_0} \quad (6)$$

这里 R_0 为桩身半径; G_0 为土体初始剪切模量; R 为径向距离(此处剪应力忽略不计)。

为了区别常数 C 在桩身和桩端取值不同,可以相应定义两个不同的 R 。首先,对于桩身处 R 值,可以根据 Randolph、Wroth(1978年)和 Fleming 等(1992年)提出的按 $R = 2.5L_p(1 - \nu)\rho$ 确定,其中 L_p 为桩长; ν 为土的泊松比; $\rho = G_{1/2}/G_0$, 为随深度变化的土体剪切模量(即桩身中部处土体剪切模量和桩底处土体剪切模量之比);或者根据 Baguelin 和 Frank(1975年)假设的 $\ln(R/R_0) = 3 \sim 5$ 确定 R 。桩端处可定义半径 R' , 此处土体的剪应力可以忽略不计。 R' 可根据 Castelli 等(1993年)提出的 $R' = (1.5 \sim 2)D$ 关系式确定,这里 D 为桩的直径。

通过离散桩体单元,并借助于有限元计算,本文对已报道的许多工程实例进行了反分析计算,这种反分析计算用双曲线型荷载传递函数(Castelli 等, 1992年)考虑桩-土相互作用的非线性。所分析的桩为打入粘性土、盐性土、砂土中并装有量测设备的钻孔桩,这些桩桩长 9.15~43.30 米,桩径 0.27~2.0 米。通过对这些工程实例的反分析研究,验证了本文介绍方法的实用性,并得到了更为准确的模型主要参数。

事实证明,给定荷载下的桩身沉降直接是桩径 D 的函数(Randolph and Wroth, 1982年),而土体的初始刚度 K_u 是桩身极限荷载 f_s 的反函数。

单桩的桩-土相互作用中,土体的初始刚度 K_u 和无量纲的挠曲系数 M , (Fleming, 1992年)关系如下:

$$M_s = \frac{f_s}{K_u D} \quad (7)$$

这样 K_u 就是桩身土体抗剪强度 f_s 的函数。

Fleming(1992年)认为 M_s 的取值范围在 0.001 ~ 0.004 之间,这与 Castelli 等(1992、1993年)的结论是一致的,他们认为 M_s 的取值范围为 0.001 ~ 0.005 之间。

作者通过桩的荷载试验结果分析验证了上述结论,并与文献中一些结果对比,如表 1 所示,表中挠曲系数 M_s 在软土中可取为 0.0048,而在硬土中取为 0.0008。但是, M_s 也随桩长与桩径的比值 L/D 有一些变化。

所分析的工程实例主要状况

表 1

作者	L_p (m)	D (m)	L_p/D	f_s (MPa)	$K_u = 1/C$ (MPa/m)	$M_s = f_s/K_u D$
1) Whitaker & Cooke(1996)	15.20	0.94	16.17	0.067	45	0.0016
2) Whitaker & Cooke(1996)	12.20	0.78	15.64	0.077	31	0.0032
3) Calabresi(1968)	20.00	0.42	47.62	0.03	15	0.0048
4) Colombo(1971)	32.50	1.50	21.67	0.10	80	0.0008
5) Ottaviani & Esu(1973)	14.00	0.53	26.42	0.04	35	0.0022
6) Ottaviani & Esu(1973)	25.00	0.42	59.52	0.02	11	0.0043
7) Ottaviani & Esu(1973)	29.00	0.77	37.66	0.015	9	0.0022
8) Ottaviani & Esu(1973)	28.00	1.00	28.00	0.05	37	0.0014
9) Marchetti & D'Angelo(1976)	22.00	1.00	22.00	0.063	38	0.0016
10) Marchetti & D'Angelo(1976)	23.50	0.60	39.17	0.091	115	0.0013
11) O'Neill et al. (1982)	13.10	0.27	47.81	0.056	61	0.0034
12) Viggiani & vinale(1983)	42.00	1.50	28.00	0.052	21	0.0017
13) Viggiani & vinale(1983)	42.00	2.00	21.00	0.052	20	0.0013
14) Briaud et al. (1989)	9.15	0.27	33.89	0.0185	85	0.0008
15) Caputo et al. (1989)	43.30	1.50	28.87	0.072	42.5	0.0011
16) Caputo et al. (1989)	35.00	1.00	35.00	0.056	36	0.0015
17) Caputo et al. (1989)	25.00	0.80	31.25	0.098	80	0.0015
18) Mandolini & viggiani(1992)	48.00	0.39	123.1	0.054	50	0.0028
19) Maugeri et al. (1994)	20.00	0.50	40.00	0.04	42	0.0019

群桩分析

对群桩最确切的分析方法有有限元法(FEM)(Ottaviani 1975年, Pressly 和 Poulos 1986年, Polo 和 Clemente 1988年),和边界元法(BEM)(Poulos 1989年, Poulos 和 Davis 1980年, Banerjee 和 Butterfield 1981年, Lee 和 Poulos 1990年)。

事实上,对整个基础体系而言,要进行理想的分析需要考虑很多的计算因素。因此必须引进一些简化的计算方法,比如,将荷载传递与定量分析桩身、桩端处沉降与荷载的关系结

合起来。

有许多方法可将单桩沉降方法应用于群桩沉降预测中,其中有一些方法可以得到比较真实的结果。在群桩沉降计算中,一个比较简便的方法就是“等效墩”法,它把埋置有桩体的土体区域当作是等效的连续介质,用等效墩代替桩群或桩筏(Poulos 和 Davis 1980 年)。

Randolph(1994 年)提出,对摩擦桩和端承桩,等效墩直径 D_{eq} 可以按下式计算:

$$D_{eq} = 2 \sqrt{\frac{A_g}{\pi}} \quad (8)$$

其中 A_g 为等效墩的整体平面面积。

等效墩的杨氏模量可按下式计算:

$$E_{ep} = E_s + (E_p - E_s)A_p/A_g \quad (9)$$

其中 E_p 为桩的杨氏模量; E_s 为设有桩体的土体平均杨氏模量; A_p 为群桩中桩的横截面的面积总和。

等效墩的荷载-沉降响应可以沿用单桩的计算方法,对于桩筏,用等效墩法计算出的只是群桩的平均沉降。

这个方法的优点在于它考虑了群桩的整体比例情况(如图2)。对于设有 n 根桩的正方形桩群,它的整体比例 $R = [(\sqrt{n} - 1)s + D]/L_p$, 其中 n 为桩数, s 为桩间距, L_p 为桩长,或者 R 近似等于 \sqrt{ns}/L_p (Randolph 和 Clancy 1993 年)。当 R 小于4,特别是当 R 小于2时,采用等效墩法计算是合适的。

为了把单桩的计算方法沿用到群桩中,根据双曲线型荷载-传递函数考虑了一个和周围土体共同作用的等效墩模型。为考虑由于桩-土-桩相互作用引起的群桩效应,荷载-传递函数必须经过修正,使单桩的性状和群桩的性状联系起来。

等效墩的承载力可根据群桩的效率公式,把各单桩的承载力加起来即可。这种效率公式把群桩效应的平面几何形状、桩间距、桩的尺寸、群桩中的桩数联系起来 (Bolin 1941 年; Feld 1943 年; Whitaker 1957 年; Poulos 和 Davis 1980 年; O'Neill 1983 年; Sayed 等 1992 年)。

由于群桩中邻桩的相互作用,群桩-土体体系的初始刚度有所减小,有表达式:

$$K_{gi} = K_{si} (D/D_{eq})^\beta \quad (10)$$

其中 K_{gi} 是把桩等效成墩后桩-土体系的初始刚度;指数 $\beta = 0.30$ 。和单桩相比,群桩的桩头沉降可能有所增加,类似于表达式(10)有:

$$w_g = w (D/D_{eq})^{-\varepsilon} \quad (11)$$

其中 w_g 是把群桩当作等效墩后的桩-土体系的桩头沉降,指数 $\varepsilon = 0.15$ 。

上述把群桩简化为等效墩后的群桩-土体系初始刚度和群桩桩头沉降计算表达式都是建立在工程实例数值分析的基础上,下面将具体介绍。

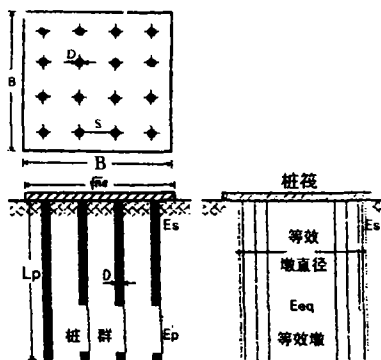


图2 由等效墩替代后的桩群

现场试验验证

为了验证本文方法的可靠性,下面用此方法分析文献中报告的三例现场载荷试验,载荷试验中的单桩和群桩打设在粘性土和砂土中。

1. 超固结粘土中的桩体(O'Neill 等 1982 年)

文中分析的第一例现场载荷试验见 O'Neill 等 1982 年报道,他们对埋设于坚硬的超固结粘土中的 11 根闭口钢管桩进行了试验。钢管桩的外半径为 137mm,管壁厚 9.3mm,贯入土中 13.1m。其中 9 根桩按 3×3 的正方形布置,相邻桩的中心距 $s = 6R_0$;剩下的 2 根桩设置在桩群的两侧,距桩群中心 3.70m(如图 3)。中间 9 根桩顶部用钢筋混凝土联系梁连接。

分别对两根单桩和 9 根桩的群桩加载直到破坏。完成 9 根桩的群桩试验后,又分别对 5 根桩的子桩群和 4 根桩的子桩群进行了试验。

本文反演得到的土体参数与原文作者(O'Neill 等 1982 年)提出的很接近。由于考虑了土体的不排水抗剪强度随深度线性增长,因此由单桩反演得到的不排水抗剪强度将进行折减,折减系数 $\alpha = 0.40$ 。这样桩身单位承载力在桩头处为 $\alpha C_u = 19 \text{ kN/m}^2$,在桩端线性增长为 93 kN/m^2 ,桩端的极限承载力为 130 kN 。反分析得到土体的变形模量 $E_s = 195 \times 10^3 \text{ kPa}$,钢管桩的杨氏模量 $E_p = 2.1 \times 10^8 \text{ kPa}$ 。

单桩响应分析时,假设无量纲的挠曲系数 $M_s = 0.0034$,桩端处土体初始刚度 $K_{bi} = 6 \times 10^2 \text{ MN/m}^3$ 。计算结果与实测单桩荷载-沉降曲线对比如图 4 所示。

用本文介绍方法分析群桩性状时采用下列模型参数:对 9 根桩的桩群, $A_p = 0.531 \text{ m}^2$, $A_g = 3.65 \text{ m}^2$, $D_{eq} = 2.16 \text{ m}^2$,对 4 根桩的子桩群, $A_p = 0.236 \text{ m}^2$, $A_g = 1.19 \text{ m}^2$, $D_{eq} = 1.23 \text{ m}^2$ 。

由单桩的桩身单位承载力确定等效墩的直径,然后计算等效墩的承载力,计算时墩-土

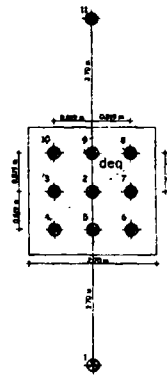


图3 试验的总体布置 (O'Neill et al. 1982)

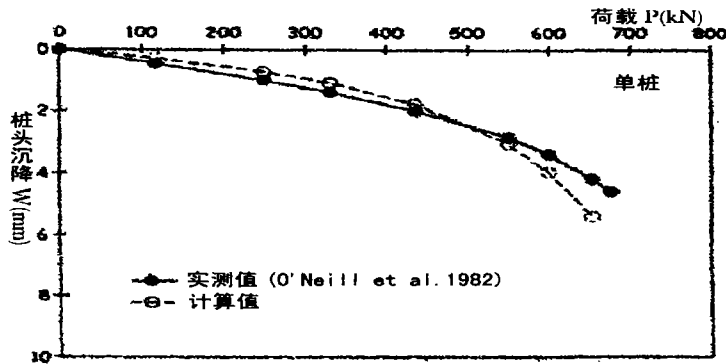


图4 实测单桩荷载-沉降曲线(O'Neill 等 1982 年)和计算值对比

体系的初始刚度由方程(10)确定。

图5是9根桩的桩群和4根桩的子桩群荷载-平均沉降实测值与计算结果对比图。由图可见,实测值和计算值吻合得较好。但是在曲线初始阶段,沉降实测值比计算值大,而当接近破坏荷载时,计算值反而比实测值大,这个可能是因为在逐渐加载至压缩破坏过程中,

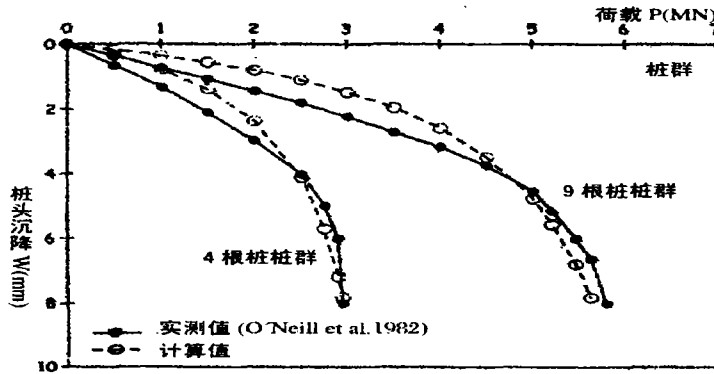


图5 群桩荷载-平均沉降实测值(O'Neill等1982年)与计算结果对比

桩侧阻力减少而桩端阻力增加(O'Neill等1982年)。

最后通过与实测的桩头沉降比较可以发现,群桩的桩头沉降比单桩的桩头沉降大。4根桩的子桩群,实测的单桩桩头沉降与群桩沉降比一般在0.8左右(表2);9根桩的子桩群,沉降比在0.65左右(表2)。

三个实例中的单桩(a)顶部和桩群(b)顶部沉降的实测值比较

表2

单桩	O'Neill et al. (1982) 四根桩的子桩群				沉降比	单桩	O'Neill et al. (1982) 九根桩的子桩群				沉降比
	荷载 (kN)	沉降 (mm)	荷载 (MN)	沉降 (mm)			荷载 (kN)	沉降 (mm)	荷载 (MN)	沉降 (mm)	
	118	0.45	0.47	0.64	0.70	118	0.45	1.06	0.72	0.63	
	250	1	1	1.32	0.76	250	1	2.25	1.62	0.62	
	331	1.4	1.32	1.9	0.74	331	1.4	2.98	2.21	0.63	
	436	2	1.74	2.55	0.78	436	2	3.92	3.18	0.63	
	550	2.85	2.2	3.3	0.86	550	2.85	4.95	4.55	0.63	
	600	3.4	2.4	3.8	0.89	660	3.4	5.4	5.75	0.59	
	653	4.2	2.61	4.75	0.88	653	4.2	5.88	6.63	0.63	

单桩	Briaud et al. (1989) 桩群				沉降比	单桩	Mandolini and Viggiani (1992) 桩群				沉降比
	荷载 (kN)	沉降 (mm)	荷载 (N)	沉降 (mm)			荷载 (kN)	沉降 (mm)	荷载 (MN)	沉降 (mm)	
	44.5	0.2	0.22	0.4	0.50	180	0.9	3.16	1.3	0.69	
	89	0.4	0.45	0.85	0.47	500	2.1				

133.5	0.7	0.67	1.4	0.50	1000	6			
178	1.2	0.89	2	0.60	1500	12.1			
222	1.9	1.11	2.78	0.68	2000	19			
245	2.4	1.22	3.3	0.73	2500	26.7			
267	2.98	1.33	3.95	0.75	3000	37.2			
311.5	4.56	1.56	5.75	0.79	3500	52.1			
356	7.94	1.78	8.53	0.93	4000	74			
378	10.71	1.89	11.6	0.92					
400	13.89	2	18	0.77					

2. 砂土中5桩子桩群的现场试验(Briaud等1989年)

分析的第二例载荷试验见Briaud等1989年报道,试验时对打入中等密实砂土中的5桩子桩群加载直到破坏,为参考起见,同时也做了单桩试验。

桩是闭合的钢管桩,外直径为273mm,壁厚9.3mm,打入地面以下9.15m。桩头用钢筋混凝土桩帽相连(图6)。试验现场土体由干净的砂土水力冲填,水力冲填土的剪切模量为38.3MPa,直剪试验得到的土体内摩擦角为35°,干重度为15.7kN/m³(Briaud等1989年)。

单桩性状分析时,单位桩身承载力从桩头到桩端线性增长,桩头处为零,桩端处达到45kPa,桩端极限承载力为120kN,土体的变形模量E_s = 63MPa,钢管桩的杨氏模量E_p = 2.1 × 10⁵MPa。单桩响应分析时,假设无量纲的挠曲系数M₁ = 0.0008。实测单桩荷载-沉降曲线与计算值对比如图7所示。

用本文方法分析群桩性状时,采用如下模型参数:A_{sp} = 0.295 m², A_g = 1.21 m², D_{eq} = 1.24 m²。由单桩反演得到的桩身单位承载力确定等效墩的直径,然后计算等效墩的承载力,墩-土体系的初始刚度由方程(10)确定。

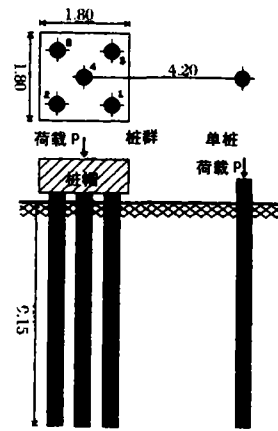


图6 试验总平面图 (单桩Briaud等1989年)

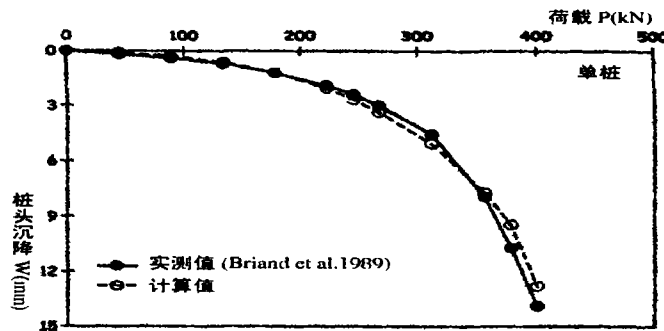


图7 实测单桩荷载-沉降(Briaud等1989年)和计算值对比

图8表示了实测群桩荷载-平均沉降与计算值对比结果。最后,同样通过与实测的桩

头沉降比较可以发现,群桩的桩头沉降比单桩的桩头沉降大。实测的单桩沉降和5桩群的沉降比一般在0.70左右(表2)。

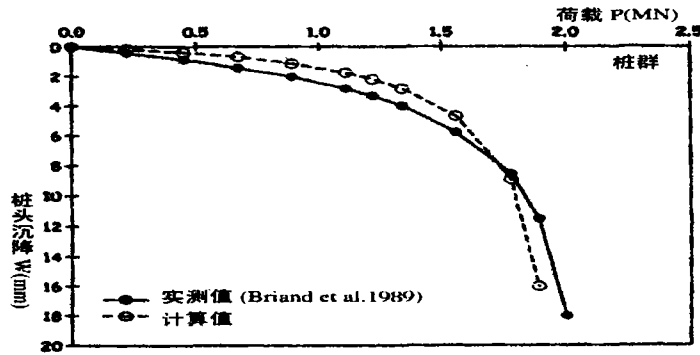


图8 实测群桩荷载-沉降曲线(Briaud等1989年)与计算结果对比

3. Garigliano 河上的桥梁(Mandolini 和 Viggiani, 1992)

本文分析的最后一例荷载试验在意大利中心 Garigliano 河的桥上进行,见 Mandolini 和 Viggiani(1996、1997年)报道。桥墩的桩筏基础由钢管桩组成,钢管打入后再充填混凝土。钢管桩的外径为 0.36 ~ 0.41m,桩长 40 ~ 50m。这个荷载试验在 4 号桥墩上进行,该桥墩下有 20 根桩,桩头用厚 1.8m 的钢筋混凝土砌块相连,平面布置为 8.0 × 8.0m (见图9)。

相邻桩的桩中心距 $s = 6R_0$,同时有一根单桩埋置于离桩群中心不远处,也被加载直至受压破坏。

地基土由正常固结或者弱超固结粉质粘土组成(Mandolini 和 Viggiani, 1992年)。地表处单位桩身承载力为零,然后线性增加到桩底 108kN/m^2 ,桩端极限承载力大约为 1000kN ,Mandolini 和 Viggiani(1992年)对试验结果进行了反分析,得到管桩的杨氏模量 $E_p = 3 \times 10^7\text{kPa}$ 。

单桩响应分析时,假设无量纲的挠曲系数 $M_i = 0.0028$ (表1),桩端土的初始刚度 $K_{bi} = 5 \times 10^2\text{MN/m}^3$ 。计算结果与实测单桩荷载-沉降曲线对比(见图10)。

用本文介绍方法分析群桩性状时,采用下列模型参数: $A_p = 2.4\text{m}^2$, $A_g = 49\text{m}^2$, $D_{eq} = 7.9\text{m}^2$ 。

由单桩反演得到的桩身单位承载力确定等效墩的直径,然后计算等效墩的承载力,墩-土体系的初始刚度由方程(10)确定。

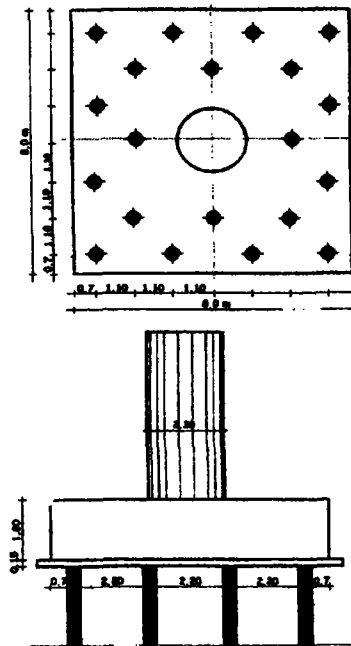


图9 试验总平面图 (Mandolini 和 viggiani, 1992年)

工程竣工时测得桥墩基础沉降为 1.3mm,此时对应的工作荷载为 3.6MN,而计算得到的墩底沉降是 0.83 mm(图 10),实测单桩的群桩桩头沉降比等于 0.69(表 2)。

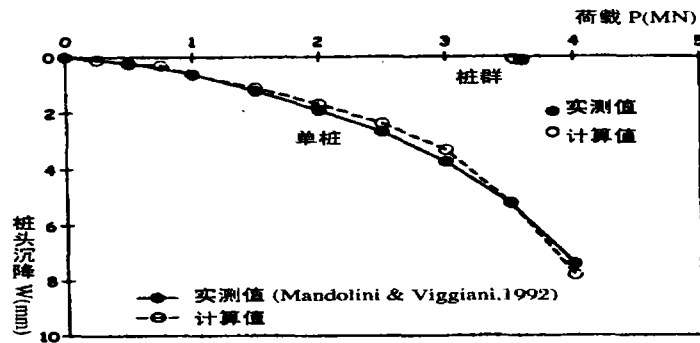


图 10 实测单桩、群桩荷载 - 沉降曲线
(Mandolini 和 viggiani, 1992 年)与计算结果对比

结论

本文介绍了垂直荷载作用下群桩的非线性响应分析方法。桩 - 土间的非线性相互作用用双曲线型荷载传递函数模拟,并可进行简化,同样对桩身和桩端阻力也可进行简化。

为了把单桩分析方法沿用到群桩中,借助双曲线荷载传递函数,引入了和周围土体相互作用的等效墩。为了考虑桩 - 土 - 桩相互作用引起的群桩效应,必须对荷载传递函数进行修正,使单桩性状和群桩性状联系起来。

应用修正后的荷载传递函数分析桩群的沉降时,得到了相当准确的结果。

考虑到邻桩相互影响引起的桩群 - 土体体系刚度的减小,以及现场试验实测到的群桩桩头沉降比单桩大,文中用两个计算表达式把单桩的性状和简化为等效墩的群桩性状联系起来。

为了检验文中公式的正确性,通过对桩的一维有限单元离散,用有限元法对文献中报道的一些荷载试验进行了反分析研究。反分析的主要目的是获得更准确模型参数,并评价本文方法的实际应用性。

尤其是通过三例群桩的现场荷载试验分析,可以表明,加载直至破坏各阶段的群桩荷载 - 变形性状可以合理的进行预测,从而可以满足欧洲标准(NO.7)(CEN1994)提出的,对应用极限状态设计中工作荷载下的沉降进行预测的要求。

译自《JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL
ENGINEERING》JANUARY 2002 P. 76 ~ 84。