

Shuiyun Gongcheng Shiyan Jiance Renyuan Kaoshi Yongshu
水运工程试验检测人员考试用书

Diji yu Jichu
地基与基础

交通运输部基本建设质量监督总站
交通专业人员资格评价中心
徐满意 周福田 主编

组织编写

人民交通出版社

内 容 提 要

本书为交通运输部基本建设质量监督总站和交通专业人员资格评价中心组织编写并审定的《水运工程试验检测人员考试用书》之一。该书理论联系实际,强调实用性和可操作性,内容全面、系统;选材时,着重考虑了水运工程地基与基础的特点,同时还注意吸收其他行业的成功经验;部分章节中引入了一些编者对有关检测方法进行的归纳与探索。

全书共分 17 章,主要介绍了常规的土工试验与地基处理和检测的方法,内容包括土工与复合地基基础知识、常用的土工试验方法、主要的原位测试方法、主要的地基处理方法和复合地基桩身质量检测等,供读者学习与提高之用。

该书为水运工程试验检测技术人员培训教材,通俗易懂可操作性强,便于普及、应用和提高,也可供大专院校相关专业师生和工程技术人员参考使用。

图书在版编目(CIP)数据

地基与基础/交通运输部基本建设质量监督总站,
交通专业人员资格评价中心组织编写. —北京:人民交
通出版社,2010.6

水运工程试验检测人员考试用书

ISBN 978-7-114-08458-4

I. ①地… II. ①交… ②交… III. ①地基 - 资格考
核 - 自学参考资料②基础(工程) - 资格考核 - 自学参考
资料 IV. ①TU47

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2010)第 108130 号

水运工程试验检测人员考试用书

书 名: 地基与基础

著 作 者: 交通运输部基本建设质量监督总站
交通专业人员资格评价中心

责 编: 富砚博

出版发行: 人民交通出版社

地 址: (100011)北京市朝阳区安定门外馆斜街 3 号

网 址: <http://www.chinasybook.com>

销售电话: (010)64981400, 59757915

总 经 销: 北京交实文化发展有限公司

印 刷: 北京鑫正大印刷有限公司

开 本: 787 × 1092 1/16

印 张: 16.75

字 数: 426 千

版 次: 2010 年 6 月 第 1 版

印 次: 2010 年 6 月 第 1 次印刷

书 号: ISBN 978-7-114-08458-4

印 数: 0001 - 3000 册

定 价: 60.00 元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)

《公路水运工程试验检测人员考试用书》

编审委员会

主任委员:李彦武

副主任委员:黄 勇 张晓冰 杨利华

编审委员会委员:何玉珊 朱光裕 李福普 和 松

韩文元 解先荣 陈建勋 徐满意

谭 华 章关永 李闻民 包左军

周福田 陈 萍 刘 鹏 关振军

王 蕊 窦光武

序

工程试验检测贯穿于设计、施工、监理、验收、养护、维修等各个环节，已成为控制和评判工程质量的重要基础，对保证工程质量起着举足轻重的作用。工程试验检测对专业性、技术性、实际操作性要求高，而检测人员素质的高低直接影响到试验检测结果的准确性。特别是近年来，许多新技术、新材料在工程上的广泛应用，检测岗位更需要高素质的复合型人才。因此，为保证试验检测数据的公正、准确、可靠、有效，就必须有行之有效的制度来加强对试验检测从业人员的管理，不断提高试验检测从业人员水平。

交通运输部历来对工程试验检测工作十分重视。1998年，颁布了《公路水运工程试验检测人员资质管理暂行办法》等一系列规章制度，强化对试验检测人员的管理。2003年，印发了《关于公布已取消和改变管理方式的交通部行政审批项目后续监管措施的通知》，明确要求对公路水运工程试验检测人员实施从业标准管理。2005年，颁布了《公路水运工程试验检测管理办法》，再次明确自2007年11月31日起，试验检测从业人员需通过业务考试方能上岗，随后部质监总站印发了《公路水运工程试验检测人员考试办法（试行）》，并以省为单位组织公路水运工程试验检测人员业务考试。2009年以来，部质监总站会同交通专业人员资格评价中心，在全国范围内先后组织了两次公路水运工程试验检测人员过渡考试。截至2009年底，全国共有约40万人次参加了公路水运工程试验检测人员考试。

试验检测从业人员的素质，决定着试验检测工作的能力和水平。组织实施试验检测从业人员的考试和继续教育，是提高试验检测人员业务能力和水平的有效途径。为此，我站委托交通专业人员资格评价中心组织编写了《公路水运工程试验检测人员考试用书》。该套用书结合当前我国公路水运建设技术水平和国家、行业有关标准、规范的发展情况，紧扣2010年新版试验检测考试大纲要求，全面系统地介绍了公路水运工程试验检测基础理论和实用技术，可作为公路水运工程试验检测人员考试的复习指导用书，同时也适用于广大试验检测人员业务学习和继续教育，具有较强的实用性和可操作性，基本能满足公路水运工程试验检测工作的实际需要。

在该套用书的编写过程中,交通专业人员资格评价中心精心组织,克服时间紧、任务重的困难,按时完成了编写任务;人民交通出版社为编写工作的完成提供了有力的保证;有关专家认真审查、严格把关,提出了很好的意见和建议。在此向他们表示衷心的感谢!

交通运输部基本建设质量监督总站



2010年5月

出版说明

质量是工程的生命,试验检测是工程质量管理的重要手段。客观、准确、及时的试验检测数据,是工程实践的真实记录,是指导、控制和评定工程质量的科学依据。加强公路水运工程试验检测,充分发挥其在质量控制、评定中的重要作用,已成为公路水运工程质量管理的重要手段。

随着我国公路水运工程建设标准、规范体系的不断完善和试验检测技术的日益发展,对试验检测人员的职业能力和水平提出了更新、更高的要求。原交通部1998年以来陆续颁布了《公路水运工程试验检测人员资质管理暂行办法》、《公路水运工程试验检测管理办法》和《公路水运工程试验检测人员考试办法(试行)》等一系列规章制度,启动了公路水运工程试验检测人员从业资格管理。2007年,原交通部基本建设质量监督总站以省为单位组织了公路水运工程试验检测人员业务考试;2009年以来,交通运输部基本建设质量监督总站会同交通专业人员资格评价中心,在全国范围内先后组织了两次公路水运工程试验检测人员过渡考试。

为满足试验检测行业发展需求,为试验检测人员考试提供复习参考,交通运输部基本建设质量监督总站委托交通专业人员资格评价中心组织编写了《公路水运工程试验检测人员考试用书》。本套考试用书内容丰富、系统、涵盖面广,每本用书内容相对独立、完整、自成体系,结合当前我国公路水运工程建设技术水平和国家、交通运输部有关标准、规范的发展情况,收录了当前公路水运工程试验检测的前沿理论和新技术。整套考试用书有理论,有基本操作讲解、有实例,全面系统地介绍了公路水运工程试验检测理论和实用技术。作为公路水运工程试验检测人员考试的复习指导用书,本套考试用书在编写时,紧密结合考试大纲要求,适用于广大试验检测人员全面系统地学习和掌握公路水运工程试验检测技术,具有较强的实用性和可操作性,基本能够满足公路水运工程试验检测工作的实际需要。

本套考试用书包括《公共基础》、《公路工程试验检测人员考试用书》、《水运工程试验检测人员考试用书》,共9册。

《公共基础》由解先荣主编,主要介绍公路水运工程试验检测发展概况、公路水运工程试验检测管理有关法律法规、试验检测基础知识等。

《公路工程试验检测人员考试用书》包括《材料》、《公路》、《桥梁》、《隧道》、《交通安全设施及机电工程》5册。《材料》由李福普、李闯民主编,内容包括土工试验、集料、水泥和水泥混凝土、沥青和沥青混合料、钢材以及土工合成材料等的试验检测。《公路》

由和松主编,主要介绍公路工程质量检验评定和路基路面现场测试等。《桥梁》由何玉珊、章关永主编,主要介绍桥梁工程质量等级评定、桥梁工程结构常用仪器设备的性能和使用、桥梁静动力荷载试验等。《隧道》由陈建勋主编,主要介绍超前支护与围岩施工质量检查、开挖质量检测、施工监控量测、混凝土衬砌质量检测等内容。《交通安全设施及机电工程》由韩文元、包左军主编,主要介绍交通工程试验检测基础知识,交通管理设施、监控设施、通信设施、收费设施等的试验检测等。

《水运工程试验检测人员考试用书》包括《材料》、《地基与基础》和《结构》3册。《材料》由谭华主编,主要从所用的工程部位、组批原则、取样方法、检验项目、试验设备、试验步骤、试验结果分析等环节详细阐述了水运工程常用材料的试验检测。《地基与基础》由徐满意、周福田主编,主要介绍土工基础知识、常用的土工试验方法、主要的原位测试方法、主要的地基处理方法和复合地基桩身质量检测等。《结构》由朱光裕主编,主要介绍混凝土结构基本力学性能试验及现场检测、结构与构件的静动力试验,桩的承载能力试验及桩身质量检测,海洋钢结构防腐检测技术等。

本套考试用书以国家和交通运输部颁发的有关法规及标准规范为依据,虽经全面审查和补充修改,但其中仍难免有不足之处,诚挚希望广大读者在学习使用过程中及时将发现的问题函告我们,以便进一步修改和补充。该套考试用书在编写过程中得到人民交通出版社和有关专家的大力支持,在此一并致谢。

交通运输部基本建设质量监督总站
交通专业人员资格评价中心
2010年5月

前　　言

交通运输部基本建设质量监督总站和交通专业人员资格评价中心于2010年4月编制出版了《公路水运工程试验检测人员过渡考试大纲》(2010年版)。大纲对各专业考试科目的划分和要求掌握的内容范围作出了明确规定和说明,其中水运专业的考试范围包括公共基础、水运工程质量检验评定、原材料检测、地基与基础、结构与桩基检测等方面的内容。为指导参加过渡考试人员结合大纲学习与掌握相关知识,交通运输部基本建设质量监督总站和交通专业人员资格评价中心组织有关专家编写了水运工程试验检测人员考试用书,该系列考试用书同时也可作为各单位从事试验检测管理与操作的人员及大专院校在实际工作和教学中的参考用书。

水运《地基与基础》专业用书为上述系列丛书之一,本书是在原交通部质监总站组织、原南京交通高等专科学校周福田教授主编的《土工试验及地基承载力检测》(2000年7月第1版)基础上进行改编的。在编写过程中,我们按照新的考试大纲和新的规范要求,注意理论联系实际,强调实用性和可操作性,力求内容全面、系统的原则,修订的内容主要有:

1. 修订了与新的考试大纲不配套的有关内容,使教材内容与新的考试大纲保持一致。
2. 修订了与现行规范不配套的有关内容,使教材内容与新规范保持一致。
3. 增加了近年来涌现出的水运工程检测新技术、新方法。

本书由江苏省交通科学研究院股份有限公司周福田教授、中交上海港湾工程设计研究院有限公司顾春光高级工程师、天津港湾工程研究院有限公司孙万禾教授级高工、交通运输部天津水运工程科学研究院徐满意高级工程师主编,其中第一章第一节~第四节、第二章~第八章由周福田教授编写,第十章~第十四章、第十七章第一、二节由徐满意高工编写,第十五章、第十六章由孙万禾教授级高工编写,第一章第五节、第九章、第十七章第三节由顾春光高工编写,统稿工作由徐满意高工完成。

本书在编排过程中,东南大学交通学院朱志铎教授、交通运输部天津水运工程科学研究院朱崇诚和郑锋勇研究员审阅了部分章节,并对选材取舍提出了宝贵意见,对成书质量的提高帮助很大;交通运输部天津水运工程科学研究院孙熙平、乔小利、韩冉冉工程师参加了很多校稿工作;最终成稿,由试验检测方面有关专家张宝华、赵延昌、洪帆等进行了统一审定,在此一并表示感谢。

由于编者水平有限,时间紧迫,错漏之处一定不少,望读者批评指正,并将宝贵意见反馈到交通部基本建设质量监督总站和交通专业人员资格评价中心,以便在修订或再版时改进。

编　者
2010年5月

目 录

第一章 基础知识	1
第一节 土的物理性质和工程分类.....	1
第二节 土中水的运动规律.....	9
第三节 地基的应力、沉降与承载力.....	11
第四节 土样和试样制备	28
第五节 软基处理	32
第二章 含水率及界限含水率试验	36
第一节 概述	36
第二节 试验方法	36
第三节 试验成果的应用	42
第三章 密度和比重试验	46
第一节 概述	46
第二节 密度试验	46
第三节 比重试验	50
第四节 砂的相对密度试验	53
第五节 实际应用	55
第四章 颗粒分析试验	59
第一节 概述	59
第二节 筛分析法	60
第三节 密度计法	62
第四节 移液管法	66
第五章 击实试验	70
第一节 击实试验	70
第二节 击实土的工程性质	74
第六章 渗透、固结试验	75
第一节 渗透试验	75
第二节 固结试验	80
第七章 抗剪强度试验	87
第一节 直接剪切试验	87
第二节 无侧限抗压强度试验	92
第三节 三轴剪切(压缩)试验	96
第八章 土的动力特性试验	108
第一节 概述.....	108
第二节 动三轴试验.....	113

第九章 软基处理主要方法简介	122
第一节 概述	122
第二节 换填垫层法	123
第三节 排水固结法	129
第四节 振冲法	134
第五节 强夯法	138
第六节 深层水泥搅拌法	140
第七节 爆破挤淤填石法	143
第十章 触探试验	147
第一节 静力触探	147
第二节 动力触探	153
第十一章 平板载荷试验	161
第一节 基本原理及测试设备	161
第二节 测试方法	163
第三节 资料整理	164
第十二章 标准贯入试验	168
第一节 标准贯入试验的应用和原理	168
第二节 标准贯入试验设备和标准贯入试验	169
第三节 地基参数估算	170
第十三章 旁压试验	175
第一节 预钻式旁压试验	175
第二节 自钻式旁压试验	183
第十四章 十字板剪切试验	187
第一节 试验设备	187
第二节 试验要点	188
第三节 资料整理及理论计算	190
第十五章 土中应力测试	194
第一节 概述	194
第二节 土压力测试	194
第三节 孔隙水压力测试	198
第四节 水位观测	201
第十六章 土体变形监测	208
第一节 概述	208
第二节 沉降观测	212
第三节 位移观测	223
第十七章 复合地基中桩身质量检测	232
第一节 概述	232
第二节 钻心法	233
第三节 低应变反射波法	236

第四节 低应变反射法的基本原理及适用范围.....	237
第五节 低应变检测步骤.....	241
第六节 桩身完整性判别.....	243
附录 A 常用符号.....	246
附录 B 建筑变形测量精度级别的确定.....	248
参考文献.....	251

第一章 基础知识

第一节 土的物理性质和工程分类

一、土的形成

土是指覆盖在地表的没有胶结或弱胶结的颗粒堆积物，是岩石表层在漫长的地质年代里，经受了各种复杂的地质作用（包括物理、化学作用以及人类活动）而形成的地质体。我国大部分地区的土形成于第四纪或新第三纪时期。

在自然界，土的形成过程十分复杂，根据它的来源可分为无机土和有机土两大类。由地表岩石在漫长的地质历史年代经风化作用而形成的颗粒堆积物称为无机土，天然土绝大多数是无机土。由动、植物体的腐化在土中生成有机质成分，含有一定量有机质的土称为有机土。有机质土强度低，压缩性高，当土中含少量的有机质时（通常5%~10%），就会对土的性质产生严重的不利影响，因而工程中常对所用土料的有机质含量有严格的控制，有机土通常不能作为建筑物地基。

按形成土的最后一次地质营力和沉积条件，将第四纪沉积物划分成若干成因类型：岩石经风化后仍留在原处的堆积物称残积土，它处于岩石风化壳的上部，与新鲜岩石之间没有明显的界限，剥蚀平原是其最有利的地形，决定其性质的主要因素是母岩岩性、气候条件及暴露时间；经受流水、风、冰川等动力搬运离开产地的堆积物称运积土，它的特征随搬运力而异，常见的有坡积土、洪积土、冲积土、冰积土、海积土和风积土等。

二、土的组成

土的物质组成不论其成因如何，均由固相、液相和气相三部分组成。固相部分主要是土粒，有时还有粒间胶结物和有机质，它们构成土的骨架；土骨架的孔隙充满着液体和气体，构成土的液相和气相。通常情况下土的液相部分为水及溶解物；气相部分为空气和其他气体。当土中的孔隙全部被水充满时，这种土称为饱和土；而当孔隙仅含空气时，就称为干土；在地面以下地下水以上一定高度范围内的土，一般兼含空气和水，属三相体系，称为湿土。

1. 土的固相

天然土是由无数大小不同的土粒所组成，土粒的大小通常用粒径(d)来表示，以毫米为单位。土粒由粗到细，粒径相差悬殊，通常将大小相近的土粒合并为一组，称为粒组，不同的粒组赋予土不同的性质。各粒组的划分和粒径范围见表1-1。

一般天然土都由若干粒组组成，土中某粒组的土粒含量定义为该粒组土粒质量与干土总量之比，常以百分数表示。而土中各粒组的相对含量就称为土的级配。土的级配好坏必须通过颗粒分析试验才能确定，它将直接影响到土的性质。级配良好的土，压实能达到较高的密实度，因而，土的透水性小，强度高，压缩性低；反之，级配不良的土，往往压实密度小，强度低，

或者渗透稳定性差。

土的粒组划分

表 1-1

粒组统称	粒组名称		粒径(d)的范围(mm)
巨粒	漂石(块石)组		$d > 200$
	卵石(碎石)组		$200 \geq d > 60$
粗粒	砾粒	粗砾	$60 \geq d > 20$
		细砾	$20 \geq d > 2$
	砂粒		$2 \geq d > 0.075$
细粒	粉粒		$0.075 \geq d > 0.005$
	黏粒		$d \leq 0.005$

2. 土的液相

土的液相是指土孔隙中存在的水。土中水通常是在不同的作用力之下,处于不同的状态,它们的性质也有所不同。土中水的分类如表 1-2 所示。

土中水的类型

表 1-2

水的类型		主要作用力
结合水	强结合水(吸着水)	物理化学力
	弱结合水(薄膜水)	
自由水	毛细水	表面张力和重力
	重力水	重力

被土颗粒表面吸附着的水称为结合水,它受土粒表面引力的控制,有其独特的特点,如溶解能力降低,密度变大,弹性增强,黏滞性高,不受重力影响,冰点低于0℃等。对于细粒土,当黏粒含量高,特别是当黏粒由黏土矿物组成时,结合水往往占有很大的孔隙体积,故细粒土的性质将受结合水的重大影响。

孔隙水中不受土粒表面引力束缚的那部分水称为自由水,它与普通水没有多大差别。自由水又可分为毛细水和重力水:在地下水位以上为毛细水,以下为重力水。对于粗粒土,孔隙水中结合水的量可忽略不计,孔隙水被认为是以自由水的形式存在。

必须指出,水是土的一个重要组成部分。根据实用观点,一般认为它不能承受剪力,但能承受压力和一定的吸力;同时,水的压缩性很小,在通常所遇到的压力范围内,它的压缩量可忽略不计。

需要特别指出的是,土孔隙中的水除液态水之外,还可能有气态水(呈水蒸气形态的水)和固态水(呈冰形态的水)存在。不同形态的水在一定条件下会相互转化,并对土的性质起着重要的作用。

3. 土的气相

土的气相主要指土孔隙中充填的空气,它可分为与大气连通的气体和不连通的以气泡形式出现的封闭气体两类。

若土的饱和度低,土中气体就与大气相通,在受到外力作用时,气体很快从孔隙中排出,一般对土的工程性质影响不大;但若土的饱和度很高,土中出现封闭气泡时,外力将引起气泡压缩或溶解于水中,而一旦外力撤除或孔隙水排出,气泡会恢复原状或重新游离出来。因此,土

中封闭气体的存在可使土的渗透性减小,弹性增大,拖延土的压缩的发展过程和引起膨胀变形,对土的工程性质影响较大。

三、土的结构

土粒或土粒集合体,以其不同的形状、大小、表面特征,相互排列形式及联结性质,组成土的基本单元,称为土的结构或土的微观结构。土的结构取决于土粒间力的性质,以及形成土的过程中和随后受到的外力,它对土的物理力学性质有重要影响。土的结构(图 1-1)通常具有下列 3 种类型。

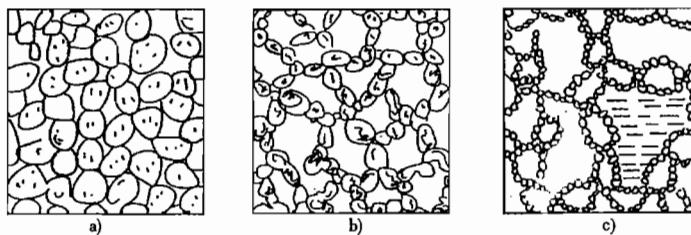


图 1-1 土的结构

a) 土的单粒结构;b) 土的蜂窝结构;c) 土的絮状结构

1. 单粒结构

单粒结构是砂、砾等粗粒土在沉积过程中形成的,当土粒在水或空气中由重力作用下沉时,一旦与已沉稳的土粒相接触,就滚落到平衡位置,而形成这种结构。因沉积条件不同,它有松紧之别。单粒结构的土,其粒间几乎没有联结力,孔隙大,透水性好,内摩擦力大,紧密的单粒结构,强度高,受压后变形小。

2. 蜂窝结构

当土颗粒较细,在水中单个下沉,碰到已沉积的土粒,由于土粒之间的分子引力大于颗粒自重,则下沉土粒被吸引不再下沉,形成很大孔隙的蜂窝状结构。

3. 絮状结构

黏粒在水中,长期悬浮并运动,形成小链环状的土集粒而下沉。这种小链环被吸引,形成大链环状的絮状结构。此种结构在海积黏土中常见。这种土孔隙大,对扰动比较敏感。

上面介绍的都是土的微观结构,大多需用显微镜才能观察到。而用肉眼或一般放大镜可以看到的称为土的宏观结构,如层理、裂隙、大孔隙等。

在宏观上,具有单粒结构的粗粒土,无明显的沉积层理,也无明显的异向性,若土粒排列紧密,则孔隙较小,结构密实,有较好的工程地质性质;反之,孔隙较大,密实性较差,工程地质性质也较差。细粒土的沉积层具有明显的层理,常见砂土与黏土相互交叠成层,具有明显的各向异性,垂直于层理的压缩性和透水性较小,平行于层理的压缩性和透水性较大。若沉积层的细粒土中夹有较大的单粒土,其物理力学性质,主要由细粒土决定。

四、土的物理性质指标

表示土的三相比例关系的指标,称为土的物理性质指标。这些指标不仅可以描述土的物理性质和所处的状态,而且在一定程度上,还可用来反映土的力学性质。土的物理性质指标可分为两类:一类是必须通过试验测定的,如含水率、密度和土粒比重,为试验指标;另一类是可

以根据试验测定的指标换算的,如孔隙比、孔隙率和饱和度等,为换算指标。

为了获得清晰的定量概念,并便于说明这些物理性质指标之间的换算关系,常利用把土体中实际分散的三个相(如图 1-2a),抽象地分别集合在一起构成的理想三相图来进行定义(如图 1-2b)图 1-2c)所示)。图中 m 表示质量, V 表示体积,下标 a 、 W 、 s 和 v 分别表示空气、水、土粒和孔隙。

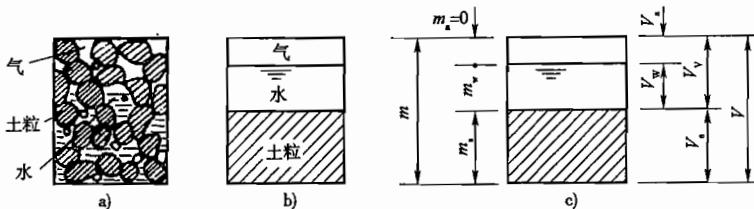


图 1-2 土的三相图

a) 实际土体;b) 土的三相图;c) 各相的体积与质量

1. 三相指标

土的天然密度:

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_w + V_a} \quad (1-1)$$

含水率:

$$W = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m - m_s}{m_s} \times 100\% \quad (1-2)$$

土粒比重:

$$G_s = \frac{m_s}{V_s(\rho_w)_{4^\circ C}} \quad (1-3)$$

通过试验测得 ρ 、 W 、 G_s , 可换算出下述指标:

饱和密度:

$$\rho_{sat} = \frac{m_s + V_w \rho_w}{V} \quad (1-4)$$

浮密度:

$$\rho' = \frac{m_s - V_s \rho_w}{V} = \rho_{sat} - \rho_w \quad (1-5)$$

干密度:

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{\rho}{1 + W} \quad (1-6)$$

孔隙比:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \times 100\% = \frac{n}{1 - n} \quad (1-7)$$

孔隙率:

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% = \frac{e}{1 + e} \quad (1-8)$$

饱和度:

$$S_{\gamma} = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% \quad (1-9)$$

在土中应力计算时,常需用重度(容重) γ 的概念,即指单位体积的重量。它与密度间有如下关系:

$$\gamma = \rho \times g$$

2. 黏性土的稠度

黏性土由于含水率的变化,可使土处于不同状态,通常用硬、可塑、软和流动等术语来描述,这种性能统称为稠度,参见图 1-3。为弄清水对黏性土质的影响,必须研究界限含水率。

土的可塑性是指土在外力作用下,可塑成任何形状而不产生裂纹,外力除去后,能保持所塑成形状的性质。土的流动状态与可塑状态的分界含水率称液限,用 W_L 表示;可塑状态与半固体状态的分界含水率称塑限,用 W_p 表示;半固体状态与固体状态的分界含水率称缩限,用 W_n 表示;三者统称界限含水率。

液限和塑限之差称为塑性指数 I_p ,工程中常用它对黏性土进行分类,其定义为:

$$I_p = (W_L - W_p) \times 100 \quad (1-10)$$

黏性土的状态可用液性指数来判别,其定义为:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (1-11)$$

式中: I_L ——液性指数,以小数表示;

W ——天然含水率。

其余符号意义同前。

五、土的工程分类

为了将自然界错综复杂的土给予系统的分析和归纳,以便更好地对土进行研究和使用,不同部门根据工程用途不同,已提出了许多土的工程分类体系。随着科学技术的不断发展及经验的交流和积累,土的工程分类也正趋于完善,作为建筑地基的土(岩),可分为岩石、碎石土、砂土、黏性土和淤泥性土等,见表 1-3。具体可参见标准土的工程分类(JTJ 240—97)等。

土的工程分类

表 1-3

土的名称	定 义		
碎石土	漂石	圆形、亚圆形为主	粒径大于 200mm 的颗粒超过总质量 50%
	块石	棱角形为主	
	卵石	圆形、亚圆形为主	粒径大于 20mm 的颗粒超过总质量 50%
	碎石	棱角形为主	
	圆砾	圆形、亚圆形为主	粒径大于 2mm 的颗粒超过总质量 50%
	角砾	棱角形为主	

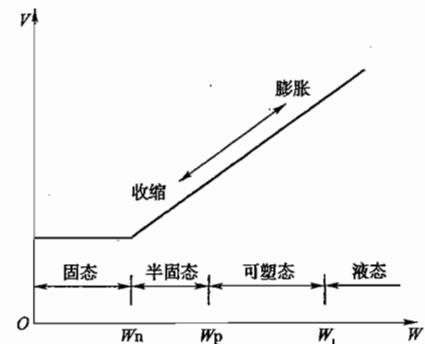


图 1-3 土的稠度状态

续上表

土的名称	定 义		
砂土	砾砂	粒径大于2mm的颗粒占总质量的25%~50%	
	粗砂	粒径大于0.5mm的颗粒超过总质量的50%	
	中砂	粒径大于0.25mm的颗粒超过总质量的50%	
	细砂	粒径大于0.075mm的颗粒超过总质量的85%	
	粉砂	粒径大于0.075mm的颗粒超过总质量的50%	
粉土	砂质粉土	$I_p \leq 10$,且 $3\% \leq M_c < 10\%$	M_c 为黏粒含量
	黏质粉土	$I_p \leq 10$,且 $10\% \leq M_c < 15\%$	
黏性土	粉质黏土	$17 \geq I_p > 10$	塑性指数的液限值是由76g圆锥仪沉入土中10mm测定的
	黏土	$I_p > 17$	
淤泥性土	淤泥	$1.0 < e \leq 1.5$	$I_p > 17$
	质土	$36\% < W \leq 55\%$	$17 \geq I_p > 10$
	淤泥	$1.5 < e \leq 2.4; 55\% < W \leq 85\%$	
	流泥	$85\% < W \leq 150\%$	
	浮泥	$W > 150\%$	
填土	冲填土	由水力充填砂土、粉土或黏性土而形成的填土	
	素填土	由碎石土、砂土、粉土、黏性土等组成的填土,分层碾压后称为压实填土	
	杂填土	含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土	
混合土	砂混淤泥	总质量的 $10\% < \text{淤泥质量} \leq \text{总质量的 } 30\%$	
	淤泥混砂	总质量的 $30\% < \text{淤泥质量}$	
	砂或碎石混黏性土	总质量的 $10\% < \text{黏性土质量} \leq \text{总质量的 } 40\%$	
	黏性土混砂或碎石	总质量的 $40\% < \text{黏性土质量}$	
层状构造土	互层土	具交错互层构造,两类土层厚度相差不大,一般大于 $1/3$	
	夹层土	具夹层构造,两类土层厚度相差较大,厚度比为 $1/3 \sim 1/10$	
	间层土	常显黏性土间极薄层粉砂的特点,厚度比小于 $1/10$	

水运工程上常遇到的疏浚工程,根据岩土的疏浚工程特性划分为土类和岩类两个大类共15级,如表1-4。

六、土的压实性

土的压实性是指土的颗粒骨架结构间的孔隙(常充满水和空气)在外界压力或动荷载的作用下能被压实致密的性质。在实际工程中,通常需要根据工程的设计要求,将土压实到一定的密度,以减小土的压缩性和提高土的强度,常以干密度 ρ_d 表示。

影响土压实性的因素很多,主要有含水率、压实功能以及土的种类和级配等。通过室内、外试验证明,土的干密度、含水率和压实功三者之间,有一定的关系和规律。工程中常希望能找到一种能满足设计要求的干密度和适宜的含水率,而对应的压实所需要的功最小。同一种土不同的含水率,它压实所需要的功是不同的,这种关系只能通过试验求得。在某一含水率时,使土达到规定干密度所需的压实功最小,工程界常把这一含水率称最优含水率,用 W_{op} 表示。

表 1.4

疏浚岩土工程特性和分级

岩土类别	级别	状态	强度及结构特征			判别指标			辅助指标				
			标贯击数 N	天然重度 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	抗压强度 $R_c(\text{MPa})$	天然含水率 $W(\%)$	液性指数 I_L	孔隙比 e	抗剪强度 $\tau(\text{kPa})$	附着力 $F(\text{g/cm}^2)$	相对密度 D_r	灼减量 $Q_1(\%)$	
有机质土及泥炭类	0	极软	可能是密实的或松软的,强度和结构在水平或垂直方向上可能相差很大,并存在气体	<12.8								≥5	
	1	流态			<14.9				>2.4				
	2	很软	板易在手指内挤压	<2	<16.6				55~85	>1.0	<1.5	<13	无 <50 弱
	3	软	板易用手指捏成形	≤4	≤17.6					≤1.0		≤25	50~150 中等
	4	中等	稍用力捏可成形	≤8	≤18.7					≤0.75		≤50	150~250 强
	5	硬	手指需用力捏才成形	≤15	≤19.5					≤0.50		≤100	>250
	6	坚硬	不能用手指捏成形,可用大拇指压出凹痕	>15	>19.5					<0.25		>100	
	7	极松	极容易将 12mm 钢筋插入土中			≤4	<18.3					<0.15	
	8	松散	较容易将 12mm 钢筋插入土中			≤10	≤18.6					≤0.33	
	9	中密	用 2~3kg 重锤很容易将 12mm 钢筋打入土中			≤30	≤19.6					≤0.67	
	10	密实	用 2~3kg 重锤可将 12mm 钢筋打入土中 30mm			>30	>19.6					>0.67	
满足 $C_u \geq 5, C_c = 1 \sim 3$ 为良好级配的砂(SW),不能满足以上条件的为不良级配的砂(SP)													

续上表

岩土类别	级别状态	强度及结构特征	判别指标				辅助指标			
			N	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$R_c(\text{MPa})$	$W(\%)$	I_L	e	$\tau(\text{kPa})$	$F(\text{g/cm}^2)$
碎石土类	11 松散	骨架颗粒含量小于总质量的60%，排列混乱，大部分不接触，充填物包裹大部分骨架颗粒，且呈疏松状态或可塑状态	$N_{63.5}$ <7		$DG < 65$					
	12 中密	骨架颗粒含量等于总质量的60%~70%，呈交错排列，大部分连续接触，充填物包裹骨架颗粒，呈中密状态或硬塑状态	$N_{63.5}$ 7~18		$65 \leq DG \leq 70$					
	13 密实	骨架颗粒含量大于70%，呈交错排列，连续接触，或只有部分骨架颗粒连续接触，但充填物呈紧密状态或坚硬状态	$N_{63.5}$ >18		$DG > 70$					
岩石类	14 弱	铁镐可挖掘	$N < 50$		≤ 10					
	15 稍强	铁镐难挖掘，但用锤可击碎			< 30					

注1. 淤泥质土可在黏性土类中衡量级别, 黏质粉土可在黏性土类中衡量级别, 砂质粉土可在砂土类中衡量级别。
 2. 表中符号 $N_{63.5}$ ——重型动力触探锤击数; DG ——密实判数。

第二节 土中水的运动规律

一、土的毛细性

如果把一干土块的下部与水接触,就会看到水分向土块上部浸润,开始时上升的速度较快,后来逐渐缓慢,达到某一高度时,即趋于停止,这就是土的毛细现象。存在于土的毛细管孔隙中的水,在表面张力作用下,沿着毛细孔隙各个方向运动的性能称为毛细性。

土中的毛细水主要存在于孔径为 $0.002\sim0.5\text{mm}$ 的细小孔隙中,研究土的毛细性主要是针对具有这类细小孔隙的细砂土、粉土类土。毛细水的上升高度是表征土毛细性的主要指标,土中毛细水上升高度越大,毛细性越明显。

干燥的砂土是松散的,颗粒间没有黏聚力,水下的饱和砂土也是这样。但对于有一定含水率的湿砂,却表现出颗粒间有一些黏聚力,如湿砂可捏成团块。这个黏聚力是由于土粒间接触面上部分水的毛细压力所形成的,称为假黏聚力,以区别于黏性土中粒间的黏聚力。

影响土毛细性的因素很多,除去土粒大小和土孔隙大小外,土粒形状、矿物成分和水溶液的性质也有影响。土的毛细性使土中的含水率升高,引起地基土的变形和强度变化,由此产生建筑物的不稳定,以及土的沼泽化和盐渍化,对建筑工程及农业经济有一定的影响。

二、土的渗透性

土孔隙中的自由水在水头差作用下,能透过土体孔隙的现象称为渗透。土的这种能使水在其中渗透流动的性能,通常称为土的渗透性或透水性。

1. 达西渗透定律

由于土的孔隙细小,在大多数情况下水在土体中流动时的黏滞阻力很大,流速较小,可以认为是属于层流(即水流流线互相平行的流动)。那么土中水的渗流规律可以认为是符合层流渗透定律的,这个定律是法国学者达西(H. Darcy)根据砂土的试验结果得到的,也称达西定律,如图1-4中a线所示。它表示水在土中的渗透速度与水力坡降成正比,即:

$$V = ki \quad (1-12a)$$

或

$$q = kiA \quad (1-12b)$$

式中: V —渗透速度(cm/s);

i —水力坡降,即沿着水流方向单位长度上的水头差,无因次;

k —渗透系数(cm/s);

q —渗透流量,即单位时间内流过土截面积 A 的流量(cm^3/s)。

由于达西定律只适用于层流的情况,故一般只适用于砂性土。对于黏性土的渗透规律(黏土的 $V-i$ 关系是曲线)可由试验得出如图1-4中b虚线所示。黏性土中存在大量的结

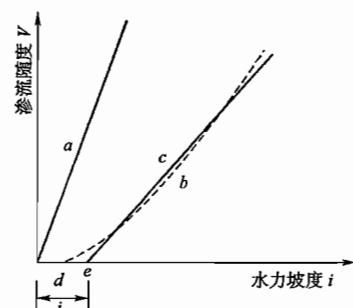


图1-4 土的渗透规律

合水,土中自由水的渗流受到结合水的黏滞阻力,只有克服这一阻力才能开始渗流。我们把克服结合水黏滞阻力所需要的水力坡降,称为黏性土的起始水力坡降用 i_0 表示。我们用直线 c 来代替曲线 b ,即用 e 点来代替 d 点表示黏土的起始水力坡度,当土中水力坡度超过此值 i_0 后才开始渗流。这样,在黏性土中,应按下述修正后的达西定律计算渗透速度:

$$V = k(i - i_0) \quad (1-13)$$

实际上所有的土都是透水的,但透水能力不同。表征土渗透性大小的指标为渗透系数 k ,它是土的工程性质中一个很重要的计算指标,如按透水性强弱划分时,可分为强透水层 $k > 10^{-2} \text{ cm/s}$, 中等透水层 $k = 10^{-2} \sim 10^{-4} \text{ cm/s}$, 低透水层 $k = 10^{-4} \sim 10^{-6} \text{ cm/s}$, 相对不透水层 $k < 10^{-6} \text{ cm/s}$ 。不同土类的渗透系数参考值见表 1-5。

不同土类的渗透系数参考值

表 1-5

土的类别	渗透系数		土的类别	渗透系数	
	m/d	cm/s		m/d	cm/s
黏土	<0.005	<6×10 ⁻⁶	匀质中砂	35~50	4×10 ⁻² ~6×10 ⁻²
粉质黏土	0.005~0.1	6×10 ⁻⁶ ~1×10 ⁻⁴	粗砂	20~50	2×10 ⁻² ~6×10 ⁻²
粉土	0.1~0.5	1×10 ⁻⁴ ~6×10 ⁻⁴	圆砾	50~100	6×10 ⁻² ~1×10 ⁻¹
粉砂	0.5~1.0	6×10 ⁻⁴ ~1×10 ⁻³	卵石	100~500	1×10 ⁻¹ ~6×10 ⁻¹
细砂	1.0~5.0	1×10 ⁻³ ~6×10 ⁻³	稍有裂隙的岩石	20~60	2×10 ⁻² ~7×10 ⁻²
中砂	5.0~20	6×10 ⁻³ ~2×10 ⁻²	裂隙多的岩石	>60	>7×10 ⁻²

2. 渗透变形

水在土中渗流时,受到土颗粒的阻力作用,我们将渗透水流作用于单位土体内土粒上的拖拽力称为渗透力,用 j 表示,单位 kN/m^3 。由于渗透力的大小等于单位土体内水流所受的阻力,所以其大小与水力坡降成正比,为:

$$j = \gamma_w i \quad (1-14)$$

式中符号意义同前。

上面所介绍的渗流属简单边界条件下的单向渗流,然而,在工程上遇到的渗流问题,边界条件要复杂得多,水流形态往往是二向或三向的,此时需先绘制流网,才能定量地确定渗流场中各点的水头、水力坡降,计算渗透力的大小。

在渗流情况下,由于渗透力的存在,使土中细颗粒受冲击、被带走,或局部土体产生移动,导致土体变形的问题常称为渗透变形,常见的形式有流砂、管涌、潜蚀和基坑突涌等。水在土体中渗流,一方面会造成水量流失,影响工程效益;另一方面将引起土体内部应力和结构的变化,从而改变建筑物或地基的稳定条件,对土体的固结、强度以及建筑物的安全都有非常重要的影响,甚至还会酿成破坏事故。在自然界,产生泥石流、滑坡等现象,也正是由于渗透力的作用。

3. 影响土的渗透性的因素

- (1) 土颗粒的粒径、形状与级配。
- (2) 矿物成分。
- (3) 土的密度。
- (4) 土的结构构造。

(5) 水溶液成分与浓度。

(6) 土体的饱和度。

(7) 水的黏滯性。

4. 管涌与流砂(土)防治的基本方法

(1) 土质改良。

(2) 截水防渗。

(3) 人工降低地下水位。

(4) 在地下水渗出边界设置反滤层。

(5) 其他施工措施如选择枯水期施工,采取水下挖掘等。

三、土在冻结过程中水分的迁移和积聚

在冰冻季节因大气负温影响,使土中水分冻结称为冻土。在冻土地区,随着土中水的冻结和融化,会发生一些独特的现象称为冻土现象,它严重地威胁着建筑物的稳定和安全。

冻土现象包括冻胀和冻融。某些细粒土层在冻结时,往往会发生土层体积膨胀,使地面隆起成丘,即产生所谓的冻胀现象。土层发生冻胀的原因,不仅是由于水分冻结成冰时体积增大的缘故;而主要是由于土层冻结时,周围未冻结区土中的弱结合水向表层冻结区迁移积聚,使冻结区土层中水分增加,冻结后的冰晶体不断增大,土体积也就随之发生膨胀隆起。气温升高,土层解冻融化后,由于土层上部积聚的冰晶体融化,使土中含水率大大增加,加之细粒土排水能力差,土层处于饱和状态,使土层发生软化,强度大大降低,即所谓冻融现象。因此,冻土的冻胀及冻融都会对工程带来危害,必须引起注意,采取必要的防治措施。

土的冻胀现象是在一定条件下形成的,影响冻胀的因素有下列三个方面:

(1) 土:细粒土,特别是粉土、粉质黏土等,既能维持有较多结合水,又具有较显著的毛细现象,冻结时水分迁移积聚最为强烈,冻胀现象严重。

(2) 水:当冻结区附近地下水位较高,毛细水上升高度能够达到或接近冻结线,使冻结区能得到外部水源补给时,将发生比较强烈的冻胀现象。

(3) 温度:气温缓慢下降,冷却强度小,但负温持续时间较长,就能促使未冻结区水分不断地向冻结区迁移积聚,在土中形成冰夹层,出现明显的冻胀现象。

上述三方面是土层发生冻胀的三个必要条件,也可以据此采取相应的防治冻胀的工程措施。

由于土的冻胀和冻融将危害建筑物的正常和安全使用,因此一般设计中,均要求将基础底面置于当地冻结深度以下,以防止冻害的影响。

第三节 地基的应力、沉降与承载力

一、概述

大多数建筑物是建造在土层上的,一般把支承建筑物的这种土层称为地基。由天然土层直接支承建筑物的称为天然地基,软弱土层经加固后支承建筑物的称人工地基。而与地基相接触的建筑物底部则称为基础,如图 1-5 所示。基础起着“承上启下”的作用,也就是说作用于

建筑物上的所有荷载要通过基础传到地基中去。地基在承受这些荷载后将产生应力和变形,从而给建筑物带来两个工程问题,即土体稳定问题和变形问题。如果地基内部产生的应力在土的强度所允许的范围内,那么土体是稳定的;反之,如果地基内部某一区域中的应力超过了土的强度,那么,那里的土体就要发生破坏,并可能引起整个地基产生滑动而失去稳定,导致建筑物倾倒;如果地基土的变形量超过了允许值,即使土体尚未破坏,也会造成建筑物毁坏或失去使用价值。因此,为了保证建筑物的安全和正常使用,必须研究在各种荷载作用下,地基内部的应力分布规律、由此可能产生的变形量以及强度和稳定性。

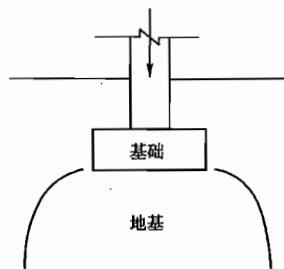


图 1-5 地基与基础

二、地基中的应力

地基中的应力按其产生的原因,可分为由于土本身的自重在地基内部引起的自重应力和外荷载(包括建筑物荷载、交通荷载)作用而在地基内引起的附加应力。研究地基应力的目的在于计算应力大小,分析应力分布规律,用于地基的变形和稳定计算。目前计算土中应力的方法,主要是采用弹性力学有关公式,把地基土视为均匀、连续、各向同性的半无限弹性体。这虽然同土体的实际情况有差别,但其计算结果还是能满足实际工程要求的。

(一) 土的自重应力计算

1. 均质土中的自重应力

由土自身重量产生的应力称自重应力。均质土中垂直的自重应力可用下式计算:

$$\sigma_{cz} = \gamma z \quad (1-15)$$

2. 成层土中的自重应力

当地基为成层土时:

$$\sigma_{cz} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (1-16)$$

式中:
z——地面至计算点的深度(m);

γ ——土的重度(kN/m^3);

n——深度z范围内的土层总数;

γ_i ——第i层土的重度(kN/m^3);

h_i ——第i层土的厚度(m)

3. 地下水对土中自重应力的影响

地基中存在地下水或地面处于水面以下时,地基的自重应力有两种力系,形成两个独立的受力体系,各自保持平衡且又相互联系。通过土骨架传递的应力叫有效应力,常用 σ' 表示;通过孔隙水传递的应力叫孔隙水应力,常用 u 表示。若地下水位与地面齐平时,如图 1-6a),地基内任一点M处自重引起的总应力可写成:

$$\sigma = \gamma_{sat} z = \gamma' z + \gamma_w z = \sigma' + u \quad (1-17)$$

当地下水位高于地面时,如图 1-6b),则 $\sigma = \gamma_w h_1 + \gamma_{sat} h_2 = \gamma' h_2 + \gamma_w (h_1 + h_2)$

当地下水位低于地面时,如图 1-6c),则 $\sigma = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sat} h_2 = \gamma_1 h_1 + \gamma' h_2 + \gamma_w h_2$

式中:
 σ ——总应力(kPa);

σ' ——有效应力(kPa)；
 γ_{sat} ——土的饱和重度；
 γ' ——土的浮重度；
 γ_w ——水的重度；
 h_1, h_2 ——见图1-6；
 u ——孔隙水应力(kPa)；
 γ_1 ——第一层土的重度。

上述公式对成层土同样适用。

在地下水位以下,如埋藏有不透水层(例如岩层或只含结合水的坚硬黏土层),在此界面上除要承受土的自重,还要承受水的重量。而在下部不透水层中,不存在水的浮力,所以不透水层层面以下的自重应力应按上覆土层的水土总重计算。

(二) 地基附加应力计算

地基附加应力是指因外荷载作用而在地基内产生的应力。常见的基本荷载形式有集中力、均布和三角形分布荷载。

计算时常假定地基土是连续、均质、各向同性的半无限空间弹性体,基底压力也被看成是不考虑基础刚度的柔性荷载,这时可直接采用弹性力学方法计算地基中的附加应力。

1. 集中力作用下竖向应力 σ_z 的计算

集中荷载是指在半无限空间体表面上一点作用的荷载,如图1-7所示。集中荷载 P 在地基中 M 点产生的垂直应力计算公式(布辛内斯克公式)为:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{R^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{(z^2)^{\frac{5}{2}}}{(z^2 + r^2)^{\frac{5}{2}}} \cdot \frac{1}{Z^2} = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} \cdot \frac{P}{z^2} = k \frac{P}{z^2} \quad (1-18)$$

式中: k ——应力系数, $k = f(r/z)$;

R ——所求点至集中荷载 P 的矢径。

在集中力 P 作用线上的 σ_z 分布,在 $r > 0$ 的直线上上的 σ_z 分布及在 z 为常数的水平面上的 σ_z 分布,如图1-8。若在空间将 σ_z 相等的点连成曲面,可得到如图1-9所示的 σ_z 等值线。

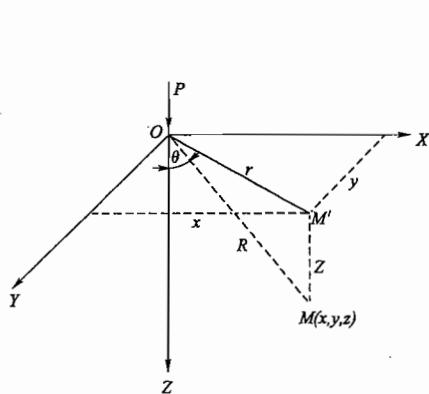


图1-7 集中力作用时的应力

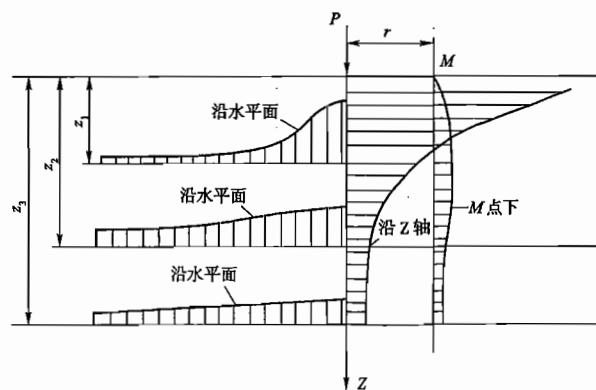
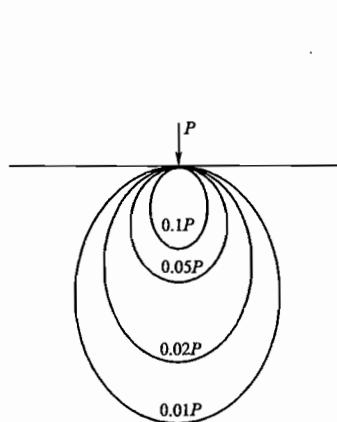
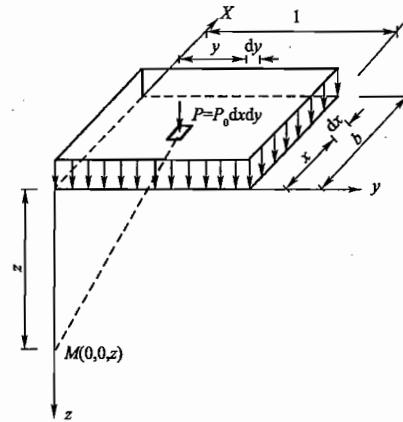


图1-8 集中力作用下土中的应力 σ_z 分布

2. 矩形基础均布垂直荷载作用下竖向应力 σ_z 的计算

矩形地面的基础在建筑工程中最常见的,在中心荷载作用下,基底压力按均布荷载计算,如图 1-10 所示。

图 1-9 σ_z 的等值线图 1-10 矩形基础均布荷载作用下角点的附加应力 σ_z

在中心荷载作用下,基底压力按均布荷载计算。此时,可假设矩形荷载面的长度和宽度分别为 l 和 b ,作用于地基上的竖向均匀荷载(例如中心荷载下的基底附加压力) P_0 (kPa)。现先以积分法求矩形荷载面角点下的地基附加应力,然后运用角点法求得矩形均匀荷载下任意点的地基附加应力。以矩形均匀荷载面角点为坐标原点(图 1-10),在荷载面内坐标为 (x, y) 处取一微面积 $dx dy$,并将其上的分布荷载以集中力 $P_0 dx dy$ 来代替,则在角点 O 下任意深度 z 的 M 点处由该集中力引起的竖向附加应力可通过式(1-18)积分得到:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \iint_A d\sigma_z = \int_0^l \int_0^b \frac{3P_0}{2\pi} \frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} dx dy \\ &= \frac{P_0}{2\pi} \left[\arctan \frac{m}{n \sqrt{1 + m^2 + n^2}} + \frac{mn}{\sqrt{1 + m^2 + n^2}} \left(\frac{1}{m^2 + n^2} + \frac{1}{1 + n^2} \right) \right] \end{aligned} \quad (1-19)$$

式中: $m = l/b$, $n = z/b$

为计算方便,可将上式简写成:

$$\sigma_z = K_c P_0 \quad (1-20)$$

式中: K_c ——均布矩形荷载角点下的竖向附加应力系数,简称角点应力系数,可按 m 及 n 值由表 1-6 查得。

必须注意,在应用角点法计算 K_c 值时, b 恒为短边, l 恒为长边。

对于计算点不位于角点下的情况,可利用式(1-20)用角点法和叠加原理求得。图 1-11 中列出计算点不位于矩形荷载面角点下的 4 种情况(在图中 O 点以下任意深度 z 处)。计算时通过 O 点把荷载面分成若干个矩形,这样, O 点就必然是划分出的各个矩形的公共角点,然后再按式(1-20)计算每个矩形角点下同一深度 z 处的附加应力 σ_z ,并求其代数和。4 种情况的算式分别如下:

矩形面积均布荷载角点下的竖向附加应力系数 K_c

表 1-6

深宽比 $m = \frac{z}{b}$	矩形面积长宽比 $m = \frac{1}{b}$									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	≥ 10
0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.208	0.212	0.215	0.217	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.196	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137
2.5	0.060	0.069	0.077	0.083	0.089	0.093	0.106	0.111	0.114	0.115
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.099
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.076
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.044	0.050	0.055	0.061
7.0	0.010	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.043
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.032
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.028

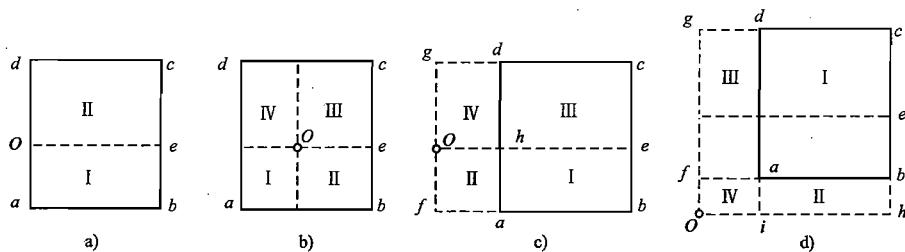


图 1-11 以角点法计算均布矩形荷载下的地基附加应力

a) 荷载面边缘; b) 荷载面内; c) 荷载面边缘外侧; d) 荷载面角点外侧

(1) O 点在荷载面边缘, 如图 1-11a):

$$\sigma_z = (K_{cl} + K_{el}) P_0 \quad (1-20a)$$

式中: K_{cl} 、 K_{el} ——相应于面积 I 和 II 的角点应力系数。(2) O 点在荷载面内, 如图 1-11b):

$$\sigma_z = (K_{cl} + K_{elI} + K_{elII} + K_{elIV}) P_0 \quad (1-20b)$$

如果 O 点位于荷载面中心, 则有 $K_{\text{cI}} = K_{\text{cII}} = K_{\text{cIII}} = K_{\text{cIV}}$ 得 $\sigma_z = 4K_{\text{cI}}P_0$, 此即利用角点法求均布的矩形荷载面中心点下 σ_z 的解。

(3) O 点在荷载面边缘外侧, 如图 1-11c):

此时荷载面 $abcd$ 可看成是由 I (O_{fbc}) 与 II (O_{fah}) 之差和 III (O_{egc}) 与 IV (O_{gdh}) 之差合成的, 所以

$$\sigma_z = (K_{\text{cI}} - K_{\text{cII}} + K_{\text{cIII}} - K_{\text{cIV}})P_0 \quad (1-20\text{c})$$

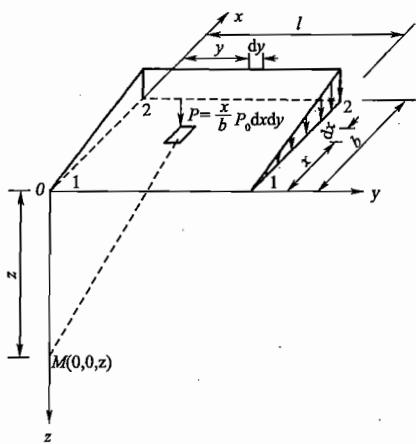
(4) O 点在荷载面角点外侧, 如图 1-11d):

把荷载面看成由 I (O_{hcg}) 面积中扣除 II (O_{hbf}) 和 III (O_{gdi}) 再加上 IV (O_{iaf}) 而成的, 所以

$$\sigma_z = (K_{\text{cI}} - K_{\text{cII}} - K_{\text{cIII}} + K_{\text{cIV}})P_0 \quad (1-20\text{d})$$

3. 矩形基础三角形分布竖向荷载作用下竖向应力 σ_z 的计算

当基础受偏心荷载作用时, 基础底面接触压力呈梯形(或三角形)分布。设竖向荷载沿矩形面一边 b 方向上呈三角形分布(沿另一边 l 的荷载均布不变), 荷载的最大值为 P_0 (kPa), 取荷载零值边的角点 1 为坐标原点(图 1-12), 则可将荷载面内某点 (x, y) 处所取微面积 $dxdy$ 上的分布荷载以集中力



$\frac{x}{b}P_0 dxdy$ 代替。用积分法求得角点 1 下深度 z 处的 M 点的附加应力 σ_z 为:

$$\sigma_z = \int_0^b \int_0^l \frac{3}{2\pi} \frac{P_0 x z^3}{b(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} dxdy = K_t P_0 \quad (1-21)$$

同理, 还可求得荷载最大值边的角点 2 下任意深度 z 处的竖向附加应力 σ_z 为:

$$\sigma_z = (K_c - K_t)P_0 \quad (1-22)$$

这里, K_t 为 $m = l/b$ 和 $n = z/b$ 的函数, 可由表 1-7 查用。必须注意 b 是沿三角形分布荷载方向的边长。

矩形面积三角形分布荷载角点下的竖向附加应力系数 K_t

表 1-7

$m = \frac{z}{b}$	$n = \frac{l}{b}$	0.2	0.6	1.0	1.4	1.8	3.0	8.0	10.0
0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	0.2	0.0233	0.0296	0.0304	0.0305	0.0306	0.0306	0.0306	0.0306
0.4	0.4	0.0269	0.0487	0.0531	0.0543	0.0546	0.0548	0.30549	0.0549
0.6	0.6	0.0259	0.0560	0.0654	0.0684	0.0694	0.0701	0.0702	0.0702
0.8	0.8	0.0232	0.0553	0.0688	0.0739	0.0759	0.0773	0.0776	0.0776
1.0	1.0	0.0201	0.0508	0.0666	0.0735	0.0766	0.0790	0.0796	0.0796
1.2	1.2	0.0171	0.0450	0.0615	0.0698	0.0738	0.0774	0.0783	0.0783
1.4	1.4	0.0145	0.0392	0.0554	0.0644	0.0692	0.0739	0.0752	0.0753

续上表

$n = \frac{l}{b}$	0.2	0.6	1.0	1.4	1.8	3.0	8.0	10.0
$m = \frac{z}{b}$								
1.6	0.0123	0.0339	0.0492	0.0586	0.0639	0.0697	0.0715	0.0715
1.8	0.0105	0.0294	0.0453	0.0528	0.0585	0.0652	0.0675	0.0675
2.0	0.0090	0.0255	0.0384	0.0474	0.0533	0.0607	0.0636	0.0636
2.5	0.0063	0.0183	0.0284	0.0362	0.0419	0.0514	0.0547	0.0548
3.0	0.0046	0.0135	0.0214	0.0280	0.0331	0.0419	0.0474	0.0476
5.0	0.0018	0.0054	0.0088	0.0120	0.0148	0.0214	0.0296	0.0301
7.0	0.0009	0.0028	0.0047	0.0064	0.0081	0.0124	0.0204	0.0212
10.0	0.0005	0.0014	0.0024	0.0033	0.0041	0.0066	0.0128	0.0139

注: b 为三角形荷载分布方向的基础边长, l 为另一方向的全长。

应用上述均布和三角形分布的矩形面积荷载角点下的竖向附加应力系数 K_e 、 K_t , 即可用角点法和叠加原理计算梯形分布的矩形荷载时地基中任意点的竖向附加应力 σ_z 值, 亦可求算条形荷载时(取 $m=10$)的地基附加应力。

4. 条形面积荷载下的地基附加应力

在地基表面上作用有无限长的条形荷载, 荷载沿长度方向不变, 则在每一个垂直于长度方向的截面上, 附加应力是相同的, 此时地基中产生的应力状态属于平面问题, 即在任一截面上应变为零(平面应变问题)。在建筑工程中, 当然没有无限长的受荷面积, 不过, 当荷载面积的长宽比 $l/b > 10$ 时, 计算的地基附加应力值与按 $l/b = \infty$ 时的解相比误差甚少。因此, 对于条形基础, 如墙基、挡土墙基础、路基、坝基等, 常可按平面问题考虑。

为了求算条形荷载下的地基附加应力, 下面先介绍线荷载作用下的附加应力解答。

1) 线形荷载作用下的地基附加应力

在半空间表面无限长直线上, 作用一个竖向均布线荷载。如图 1-13 所示, 求在地基中任意点 M 处引起的附加应力, 解答首先由弗拉曼提出, 故称弗拉曼解。设一个竖向线荷载 P (kN/m) 作用在 y 坐标轴上, 则沿 y 轴某微分段 dy 上的分布荷载以集中力 $P = \bar{P}dy$ 代替, 从而利用式(1-18)通过积分求得地基中任意点 M 处由 P 引起的附加应力 σ_z 为:

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} d\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3 \bar{P} z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} dy = \frac{2 \bar{P} z^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (1-23)$$

以线荷载作用下的附加应力解答为基础, 通过积分就可以推导出条形面积上作用各种分布荷载下, 地基中的附加应力计算公式。

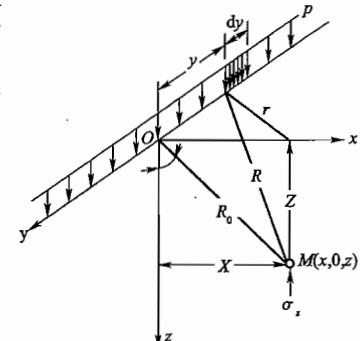


图 1-13 线荷载作用下的 σ_z

2) 条形均布竖向荷载作用下地基附加应力

当地基表面宽度为 b 的条形面积上作用着竖向均布荷载 P_0 (kPa) (图 1-14), 此时, 地基内任意点 M 的附加应力 σ_z 可利用公式(1-23)和积分的方法求得。首先在条形荷载的宽度方向上取微分段 $d\xi$, 将其上作用的荷载 $d\bar{P} = P_0 d\xi$ 视为线荷载, 则 P_0 在 M 点引起的竖向附加应力 σ_z 按式(1-23)积分得:

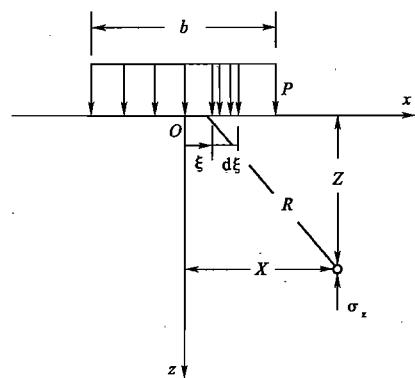
$$\sigma_z = \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \frac{2P_0 z^3 d\xi}{\pi [(x - \xi)^2 + z^2]^2} = K_{sz} P_0 \quad (1-24)$$

式中: K_{sz} —— 竖向附加应力系数, 其值可按 $m = x/b$ 和

$n = z/b$ 的数值由表 1-8 查得。

条形面积均布竖向荷载作用下的附加应力系数 K_{sz}

表 1-8

图 1-14 均布的竖向条形荷载作用下的 σ_z

$n = z/b$	$m = x/b$					
	0.00	0.25	0.50	1.00	1.50	2.00
0.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00
0.25	0.96	0.90	0.50	0.02	0.00	0.00
0.50	0.82	0.74	0.48	0.08	0.02	0.00
0.75	0.67	0.61	0.45	0.15	0.04	0.02
1.00	0.55	0.51	0.41	0.19	0.07	0.03
1.25	0.46	0.44	0.37	0.20	0.10	0.04
1.50	0.40	0.38	0.33	0.21	0.11	0.06
1.75	0.35	0.34	0.30	0.21	0.13	0.07
2.00	0.31	0.31	0.28	0.20	0.14	0.08
3.00	0.21	0.21	0.20	0.17	0.13	0.10
4.00	0.16	0.16	0.15	0.14	0.12	0.10
5.00	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.09
6.00	0.11	0.10	0.10	0.10	0.10	—

(三) 基底压力计算

建筑物荷载通过基础传给地基表面的压力叫基底压力, 它的大小等于基础底面的地基反力。影响基底压力分布的因素众多, 它与基础的大小和刚度、作用于基础上荷载的大小和分布、地基土的力学性质以及基础的埋深等因素有关。

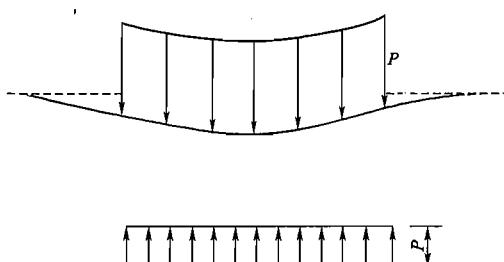


图 1-15 柔性基础下土的变形与基底压力分布

对于刚度很小或柔性基础, 由于它能适应地基土的变形, 故基底压力的大小和分布与作用在基础上荷载的大小和分布相同。如图 1-15 所示, 上部荷载为均布, 基底压力也为均布。当基础具有一定刚度或绝对刚性时(基础底面保持平面), 基底压力分布表现为边缘大而中间小,

图 1-16a) 当上部荷载加大, 基础边缘地基土中产生塑性变形区, 应力向基础中心转移, 基底压力变为抛物线形, 如图 1-16b) 所示。当上部荷载很大, 接近地基极限荷载时, 应力图形变成钟形, 如图 1-16c) 所示。而当作用在基础上的荷载总值一定时, 根据弹性力学中的圣维南原理, 基底压力分布的形状只在一定深度范围内对土中应力的分布存在影响。一般距基底的深度超过基础宽度的 1.5~2 倍时, 它的影响已不显著。因此, 在实用上对基底压力的分布可近似地认为是按直线规律变化, 采用简化方法计算(图 1-17)。

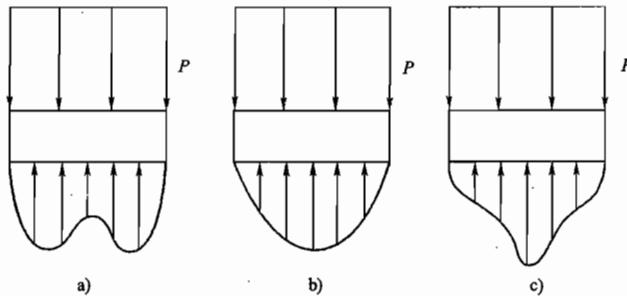


图 1-16 刚性基础下土的变形与基底压力分布

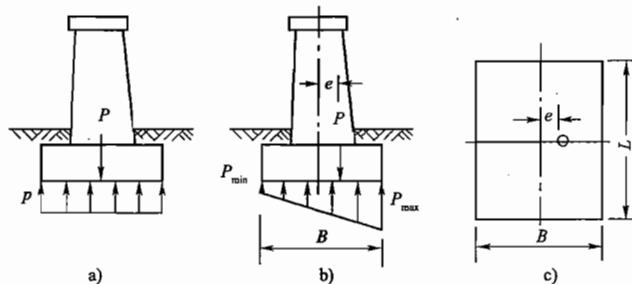


图 1-17 基底压力分布的简化计算

(1) 作用中心荷载时(图 1-17a)基底压力为均匀分布, p 按中心受压公式计算:

$$p = \frac{P}{A} \quad (1-25)$$

式中: P —作用在基础底面中心的竖直荷载;

A —基础底面积。

(2) 作用偏心荷载时(图 1-17b), 基底压力按偏心受压公式计算:

$$p_{\min} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (1-26)$$

式中: P, M —作用在基础底面中心的竖直荷载及弯矩, $M = Pe$;

e —荷载偏心距;

W —基础底面的抵抗矩, 对矩形基础 $W = \frac{LB^2}{6}$;

L, B —基础底面的长度和宽度。

从式(1-26)可知, 按荷载偏心距 e 的大小, 基底压力的分布可能出现下述三种情况, 如图 1-18 所示:

当 $e < B/6$ 时, $P_{\min} > 0$, 基底压力呈梯形分布(如图 1-18a);

当 $e = B/6$ 时, $P_{\min} = 0$, 基底压力呈三角形分布(如图 1-18b);

当 $e > B/6$ 时, $P_{\min} < 0$, 即产生拉应力(如图 1-18c), 但基底与土之间是不能承受拉应力的, 此时产生拉应力部分的基底将与土脱开(基底应力将重分布), 这是工程中所不允许的, 设计时应予避免。

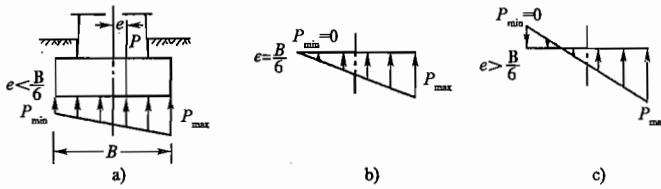


图 1-18 偏心荷载时基底压力的分布情况

(3) 基底附加压力。在实际工程中,为了增加基础稳定或满足其他条件,一般总是将基础埋入地面以下某一深度,该深度称为基础埋置深度,用 D 表示。一般情况下,建筑物建造前天然土层在自重作用下的变形已经完成。因此,只有在基底压力超过该处土的自重应力时才能引起地基产生新的变形。超过原地面自重应力的部分称为基底附加压力。若在此范围内地基土的加权平均重度为 γ , 则在基底处原有的自重应力为 γD , 那么只有在 γD 基础上再增加的基底压力才称为基底附加压力, 可按下式计算:

$$p_0 = p - \gamma D \quad (1-27)$$

式中: p —— 基底压力(kPa), 可按式(1-25)或式(1-26)计算;

p_0 —— 基底附加压力(kPa);

D —— 基础埋深(m);

γ —— 基础埋深范围内土的加权平均重度(kN/m^3)。

三、基础的沉降计算

地基土体在外部荷载作用下产生应力和变形, 地基的竖直方向变形即为沉降, 土体的变形或沉降是同土的压缩性能密切相关的。一般天然土是三相体, 它们受力后的变形实际上包括土颗粒压缩、土孔隙中水和气的排出, 土体压缩性就是指的这一变化过程的特性。需要指出的是, 针对工程上常遇到的压力(约 $100 \sim 600 \text{kPa}$)而言, 土颗粒本身和孔隙中水的压缩量很少, 常可忽略, 所以, 目前我们在研究土的压缩性时, 均认为土的压缩完全是由于土体孔隙中的水和气体向外排出之故。

1. 压缩定律和土的压缩性指标

为了研究土的压缩特性, 通常在实验室里进行有侧限压缩试验又称单向压缩试验, 测出土的压缩性指标。

有侧限压缩试验, 土样高度的应变等于其体积应变, 如图 1-19 所示, 当忽略土粒和水的压缩时, 有:

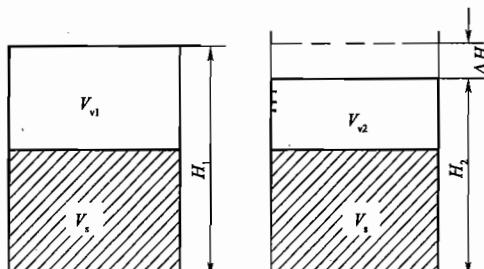


图 1-19 压缩前后土的体积变化

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_1} = \frac{V_1 - V_2}{V_1} = \frac{(1 + e_1)V_s - (1 + e_2)V_s}{(1 + e_1)V_s} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = \frac{\Delta e}{1 + e_1} \quad (1-28)$$

式中: Δe —— 孔隙比的变化量;

ΔH ——土样的垂直变形；

H_1, e_1 ——分别为压强 P_1 作用时, 压缩稳定后的土样高度和孔隙比。

整理压缩试验结果, 可绘制相应的压缩曲线, 如图 1-20、图 1-21 所示。

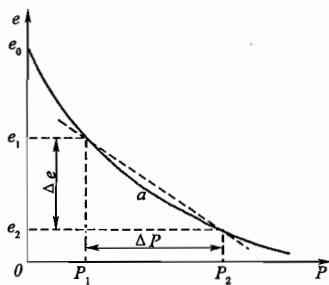


图 1-20 $e-P$ 压缩曲线

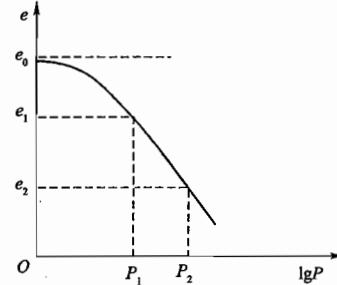


图 1-21 $e-\lg P$ 压缩曲线

从 $e-P$ 压缩曲线看出, 当压力变化不大时, 可近似地用直线(割线段)代替其斜率。由此可得:

$$e_1 - e_2 = a(P_2 - P_1) \quad (1-29a)$$

或

$$a = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (1-29b)$$

式(1-29)称压缩定律, a 为压缩系数, 工程中常用 $P = 100 \sim 200$ kPa 范围内的压缩系数 a_{12} 作为评价土压缩性的标准。

从 $e-\lg P$ 压缩曲线看出, 当压力超过一定值时, 曲线呈一直线, 其斜率为:

$$C_e = \frac{e_1 - e_2}{\lg(P_2/P_1)} \quad (1-30)$$

式(1-30)也称压缩定律, C_e 为压缩指数。

另外, 还可得到体积压缩系数 m_v 和压缩模量 E_s 。

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{a}{1 + e_1} \quad (1-31a)$$

$$E_s = \frac{1}{m_v} = \frac{1 + e_1}{a} \quad (1-31b)$$

式中符号意义同前。

2. 前期固结压力

通过压缩仪的加荷、卸荷, 还可得到土的回弹、再压缩曲线, 如图 1-22 所示。由原始压缩曲线和再压缩曲线看出, 对应同一压力 P 值的孔隙比 e 值不同, 其大小取决于土层在过去历史过程中受过的压力(或干燥)情况, 即受应力历史的影响。

在天然土层形成过程中, 有的土层曾受到比现在自重应力大的荷载作用, 这种在历史上受过的最大有效压力叫前期固结压力用 p_c 表示。它的确定方法较多, 但均以压缩试验曲线为基础, 根据经验推算。

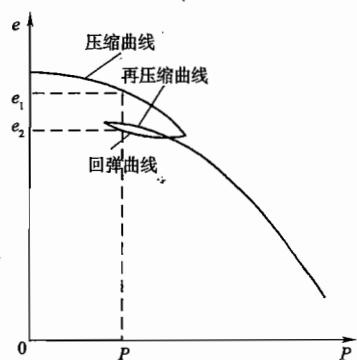


图 1-22 土的回弹、再压缩特性

工程中把 p_c 与正常固结应力 σ_{cz} 的比值叫固结比 OCR , 即:

$$OCR = P_c / \sigma_{cz} \quad (1-32)$$

式中: σ_{cz} ——土中自重应力标准值, 基底处 $\sigma_{cz} = \gamma_0 d$ (kPa)。

根据固结比的不同, 可将天然土层分为三种固结状态: 正常固结土 ($OCR = 1$)、超固结土 ($OCR > 1$) 和欠固结土 ($OCR < 1$)。试验证明, OCR 值的大小直接影响土的压缩性和其抗剪强度。

3. 地基沉降计算

一般说, 地基最终沉降量也就是它最大的沉降量, 这是工程中首先需要关注的问题。目前在众多的沉降计算方法中, 应用最广泛的仍是分层总和法, 即按弹性理论计算垂直应力, 利用试验得到的 $e-p$ (或 $e-\lg p$) 曲线, 分层计算地基的变形, 而后求总和。

计算各土层的变形常用下式计算:

$$S_i = \frac{e_{li} - e_{zi}}{1 + e_{li}} h_i = \frac{a_i}{1 + e_{li}} \bar{\sigma}_{zi} h_i = \frac{\sigma_{zi}}{E_{si}} h_i \quad (1-33)$$

总的沉降变形按下式计算:

$$s = \sum_{i=1}^n S_i \quad (1-34)$$

计算步骤如下:

(1) 选择沉降计算剖面, 在每一个剖面上选择若干计算点。在计算基底压力和地基中附加应力时, 根据基础的尺寸及所受荷载的性质(中心受压或偏心受压等), 求出基底压力的大小和分布; 再结合地基土层的性状, 选择沉降计算点的位置。

(2) 将地基分层。在分层时天然土层的交界面和地下水位面应为分层面, 同时在同一类土层中分层的厚度不宜过大。一般取分层厚 $h_i \leq 0.4b$ 或 $h_i = 1 \sim 2m$, b 为基础宽度。

(3) 求出计算点垂线上各分层层面处的竖向自重应力 σ_c (应从地面起算), 并绘出它的分布曲线。

(4) 求出计算点垂线上各分层层面处的竖向附加应力 σ_z , 并绘出它的分布曲线, 取 $\sigma_z = 0.2\sigma_c$ (中、低压缩性土) 或 $0.1\sigma_c$ (高压缩性土) 处的土层深度为沉降计算的土层深度。

(5) 求出各分层的平均自重应力 $\bar{\sigma}_{ci}$ 和平均附加应力 $\bar{\sigma}_{zi}$, 见图 1-23。

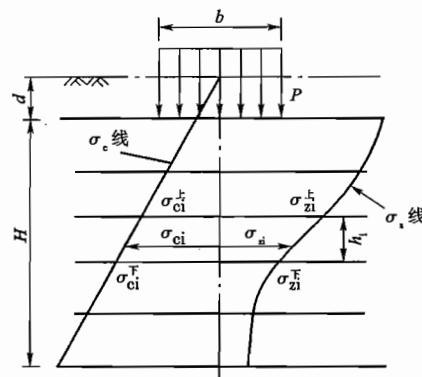


图 1-23 分层总和法沉降计算图例

式中: σ_{ci}^{\pm} 、 σ_{ci}^{\mp} ——第 i 层土上、下层面处的自重应力;

σ_{zi}^{\pm} 、 σ_{zi}^{\mp} ——第 i 层土上、下层面处的附加应力。

(6) 计算各分层土的压缩量 s_i 。认为各分层土都是在侧限压缩条件下压力从 $p_1 = \sigma_{ci}$ 增加到 $p_2 = \sigma_{ci} + \sigma_{zi}$ 所产生的变形量 s_i , 可由式(1-33)计算。

(7) 按式(1-34)计算基础各点的沉降量。基础中点沉降量可视为基础平均沉降量;根据基础角点沉降差,可推算出基础的倾斜。

四、土的固结理论

土的固结目前的讨论均以饱和土体单向固结理论为基础。建筑物在重力作用下要发生沉降,即地基土在外荷载的作用下要产生压缩。饱和土体的压缩完全是由孔隙中的水逐渐向外排出,孔隙体积变小引起的,因此排水速率将影响到土体压缩稳定所需的时间,即与土的透水性有关。透水性强的砂土不但压缩量小,而且压缩稳定所需的时间短,一般在施工结束时就已完成;透水性弱的黏土,不但压缩量大,而且压缩稳定所需的时间也长,一般需几年,甚至十几年才能完成。地基由于增加应力引起的应变随时间变化的全过程叫地基固结,研究其过程的理论叫固结理论。

1. 单向固结模型

如果孔隙水只朝一个方向排出,土体的压缩也只在一个方向(一般均指竖直方向)发生,那么,这种压缩过程就称为单向压缩。为了便于阐述饱和土的固结理论,也可用图 1-24 所示的水—弹簧模型说明土的有效应力原理——饱和土压缩时土骨架上的有效应力和孔隙水压力的分担作用,其数学表达式是:

$$P = u + \sigma' \quad (1-35)$$

由此可得:在某一压力作用下,饱和土的固结过程,也就是土体中各点的超静孔隙水压力不断消散、附加有效应力相应增加的过程,或者说是超静孔隙水压力逐渐转化为附加有效应力的过程,而在这种转化过程中,任一时刻任一深度上的应力始终遵循着有效应力基本原理。因此,关于求解基础沉降与时间关系的问题,实际上就变成求解在附加应力作用下,地基中各点的超静孔隙水压力(或附加有效应力)随时间变化的问题。

2. 单向固结理论

单向固结理论有下列一些基本假定:

- (1) 土是均质、各向同性且饱和的。
- (2) 土粒和孔隙水是不可压缩的,土的压缩完全是由于孔隙体积的减小,且压缩系数为常量。
- (3) 土的压缩和排水仅在竖直方向发生。
- (4) 孔隙水的向外排出符合达西定律,且在整个固结过程中,土的渗透系数 k 为常量。
- (5) 地面上作用着连续均布荷载,且是一次性骤然施加的。

对于饱和土体而言,由于孔隙被水所充满,因此根据连续性条件:在 dt 时间内单元体体积的减小应等于流出与流入该单元体中的水量之差。由此即可得到单向固结微分方程式:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} \quad (1-36)$$

式中: $C_v = \frac{k(1+e)}{a\gamma_w}$ —— 固结系数(cm^2/s),由室内固结试验确定;

a —— 压缩系数。

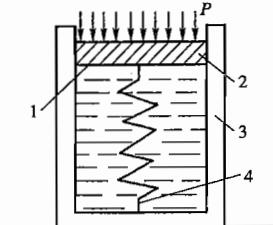


图 1-24 水—弹簧模型

1-带孔活塞; 2-排水孔; 3-圆筒;
4-弹簧

在一定的初始条件和边界条件下,用分离变量法,采用傅立叶级数,可解得任一深度 z 在任意时刻 t 时的孔隙水压力的表达式,在实用中又常只取傅立叶级数第一项值。

这里论述的都是单向固结,只有在以上的基本假定下才成立。实际地基固结要复杂得多,它是个三维问题,具体求解这里不再详述。

3. 固结度计算

所谓固结度是指在某一固结应力作用下,经某一时间 t 后,土体发生固结或孔隙水压力消散的程度。可用下式表示:

$$U_t = \frac{u_0 - u_t}{u_0} = 1 - \frac{u_t}{u_0} \quad (1-37)$$

式中: u_t —— t 时刻的超静孔隙水压力;

u_0 ——初始超静孔隙水压力。

固结度也是地基土层在某一压力作用下经时间 t 所产生的变形量与土体最终变形量之比。

对于单向固结,土层的平均固结度也可用下式表示:

$$U_t = \frac{s_t}{s} \quad (1-38)$$

式中: s_t ——经过时间 t 后的基础沉降量;

s ——基础的最终沉降量。

前面提到的都是单面排水的情况,若土层是双面排水,则不论土层中固结应力的分布情况如何,土层的平均固结度均按固结应力为均匀分布的情况进行计算,但固结计算涉及的时间因素 $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$ 中的排水距离 H 应取土层厚度的一半。由计算可知,在其他条件相同的情况下,双面排水所需的时间为单面排水的四分之一。

五、土的抗剪强度

土的抗剪强度是指土体对于外荷载所产生剪应力的极限抵抗能力。当土中某点由外力所产生的剪应力达到土的抗剪强度,发生土体的一部分相对于另一部分移动时,便认为该点发生了剪切破坏。剪切破坏是土体强度破坏的重要特点。

1. 莫尔应力圆与抗剪强度定律

在荷载和自重作用下,地基内部会发生变形,当荷载超过某一定值时土体就会产生滑动和剪切破坏。土体内部的滑动或剪切破坏可沿任何一个面发生,只要该面上的剪应力超过它的抗剪强度。因此,通常我们需要研究土体内任一微小单元体的应力状态,这里我们不妨引用材料力学中有关表达单元体的应力状态的莫尔应力圆方法表示。

以平面问题为例,设某一土体单元上作用着大、小主应力分别为 σ_1 和 σ_3 ,则在任一与大主应力面的夹角 α 的平面上的应力状态,可以用 $\sigma-\tau$ 坐标土中莫尔应力圆上一点(如图1-25中的A点)的应力坐标大小来表示。这个平面上的法向应力 σ_α 和剪应力 τ_α 可分别表示为:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (1-39a)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (1-39b)$$

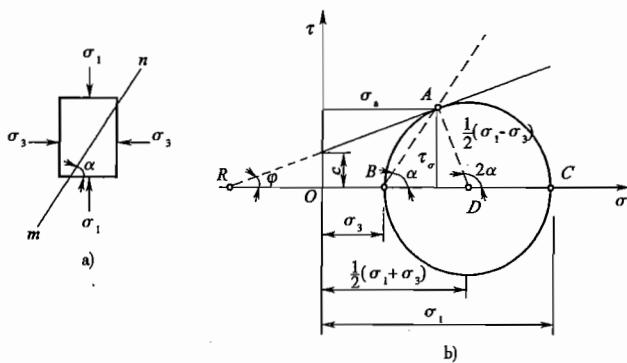


图 1-25 莫尔应力圆表示一点的应力状态

1776 年, 库仑(Coulomb)根据砂土的摩擦试验, 提出沙土抗剪强度的表达式 $\tau_i = \sigma \tan \varphi$, 以后又通过试验进一步提出更为普遍的形式, 即:

$$\tau_i = c + \sigma \tan \varphi \quad (1-40)$$

式中: τ_i —土的抗剪强度(kPa);

σ —滑动面上的法向总应力(kPa);

c —黏聚力, 即在坐标平面内抗剪强度线与坐标纵轴的截距(kPa);

φ —内摩擦角, 即抗剪强度线的坡角(°)。

这样把抗剪强度表达为滑动面上法向总应力的线性函数如图 1-26 所示。

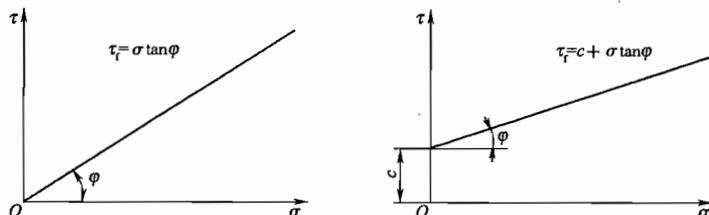


图 1-26 土的抗剪强度定律

c 和 φ 称总应力强度指标, 因为滑动面上的法向应力是以总应力表示的, c 、 φ 随固结与剪切的程度不同而变化。式(1-40)即称为抗剪强度定律, 也称库仑定律。这一定律也可用有效应力的形式来表达:

$$\tau_i = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (1-41)$$

式中: c' —有效黏聚力(kPa);

φ' —有效内摩擦角(°)。

其余符号意义同前。

对于处于相同初始条件的同一种土来说, 抗剪与有效应力有唯一对应的关系。

2. 极限平衡状态与土的莫尔—库仑强度理论

固体接触面上的摩擦力达到了它的最大值, 物体就处于极限平衡状态, 在土体中也是一样。为判别土体中某点的平衡状态, 可将抗剪强度包线与描述土体中某点状态的莫尔应力圆绘于同一坐标系内, 按其相对位置判断该点所处的状态(图 1-27)可以划分为以下三种:

(1) 当莫尔应力圆在强度线以内, 如图 1-27 中 I 圆, 表示通过该单元的任何平面上的剪应

力都小于它的抗剪强度,故处于稳定状态,没有剪破。

(2)当莫尔应力圆与强度线相切,如图中Ⅱ圆,表示已有一对平面上的剪应力达到了它的抗剪强度,该单元处于极限平衡状态,濒临剪破,此时的莫尔应力圆称为极限应力圆。

(3)当莫尔应力圆与强度线相割,如图中Ⅲ圆,表示该单元已剪破,实际上,这种应力状态并不存在,因为在此之前,土单元早已沿某一对平面剪破了。

通过土的抗剪强度定律与莫尔应力圆原理的结合,如图 1-28 所示,不难表示土体极限平衡状态时主应力之间的相互关系式或应力条件,即

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-42a)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-42b)$$

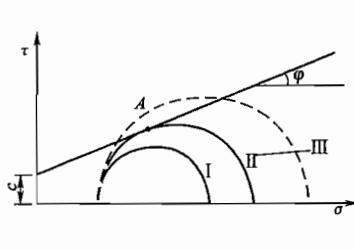


图 1-27 图解确定某一土单元所处状态

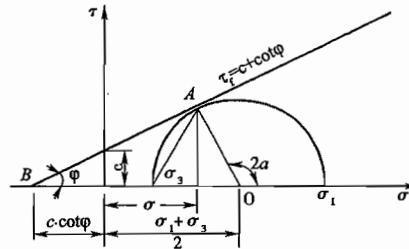


图 1-28 极限平衡条件时应力圆

土的莫尔—库仑强度理论可归纳为:

(1)任一平面上的抗剪强度是该面上法向应力的函数,在一定的应力范围内,可用直线近似表示。

(2)土的剪切破坏只有在莫尔应力圆与强度线相切之后才会发生。

(3)土中某点处于剪切破坏时,剪破面与大主应力作用面的夹角 $\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ 。

(4)按该理论,认为抗剪强度与土中的中主应力 σ_2 无关。

六、地基承载力

地基承载力是指地基单位面积上所能承受荷载的能力,以 kPa 计。当地基土确定后,地基承载力也确定了,且是唯一的。地基允许承载力的意义是指在建筑物荷载作用下,能够保证地基不发生失稳破坏,同时也不产生建筑物所不允许的沉降的最大地基压力。因此,地基允许承载力既要考虑土实际的强度,同时还要考虑不同建筑物对沉降的限制性要求,当地基土确定后,地基允许承载力是不确定的。在实际工程中应该根据不同建筑物的要求确定地基的承载力。

在荷载作用下,建筑物由于承载能力不足而引起的破坏,通常是由于基础下压缩层土的剪切破坏所造成的。而这种剪切破坏的形式一般又分为整体剪切破坏、局部剪切破坏和刺入剪切破坏(又称冲剪破坏)三种。地基剪切破坏的形式与土的性质、基础上施加荷载的情况及基础的埋置深度等多种因素有关。一般来说,坚硬或紧密的地基土将出现整体剪切破坏,松软土

地基将出现局部剪切破坏或刺入剪切破坏,而中等密实的砂土地基常发生局部剪切破坏。通常地基承载力理论公式的推导,均是在整体剪切破坏的条件下进行,对于局部剪切破坏或刺入剪切破坏的情况,目前尚无理论公式可循,而是采用半经验的方法,即将整体剪切破坏的计算公式加以适当修正后,用于局部剪切破坏的理论计算。

地基承载力的确定方法,可以分为现场原位试验、理论公式以及根据地基土的物理性质指标,从有关的规范中直接查取等三大类。

1. 根据原位荷载试验的 $P-s$ 曲线来确定

常用原位试验有,现场荷载试验、标准贯入试验和触探试验等,具体原理和操作参见有关试验。由荷载试验所得数据可绘出 $P-s$ 曲线,如图 1-29 所示。如果 $P-s$ 曲线是典型的荷载沉降曲线,具有弹性直线段和陡降直线(如图中 a),此曲线上有两个特征点,一是地基将要出现塑性变形区的荷载 P_{cr} ,叫“临塑荷载”;二是地基发生整体破坏时的荷载 P_u ,叫“极限荷载”。此时地基的容许承载力 [P] 一般用下式表示:

$$[P] \leq P_u/k \quad (1-43)$$

式中: $[P]$ —— 地基允许承载力(kPa);

P_u —— 地基极限承载力(kPa);

k —— 安全系数,一般为 2.0~3.0。对安全等级为 I、II 级的建筑物取较高值、安全等级为 III 级的取较低值,以

黏性土为主的地基取较高值,以砂土为主的地基取较低值,对重力式码头地基床较厚的取高值。

如果 $P-s$ 曲线是非典型的(如图中 b),则根据实践经验,取相应于沉降 s 等于载荷板宽度(或直径) b 的 2% 时的荷载作为地基容许承载力。

2. 由地基承载力理论公式计算确定

根据地基极限平衡条件和假定滑动面法由理论公式(普朗特极限承载力公式、太沙基极限承载力公式、汉森极限承载力公式)直接计算出地基承载力,然后结合建筑物对沉降的要求确定地基容许承载力。

3. 根据设计规范确定

对于中小型建筑物及安全等级为 III 级的建筑物,可根据现场土的种类、土的物理力学性质指标,以及基础的宽度和埋置深度,按规范查出地基容许承载力。查规范时需注意不同规范的适用条件,若不符合,需进行修正,详细内容可参见《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)。

4. 影响地基承载力的因素

不同条件的地基承载力差别很大,如密实卵石 [P] 可达 800~1000kPa;天然含水率 $W=75\%$ 的淤泥 [P] 只有 40kPa。两者相差 20 倍以上。影响地基容许承载力的因素如下:

(1) 土的物理力学性质,这是影响土承载力最主要的因素。土的内摩擦角 φ 、黏聚力 c 和重度 γ ,越大则承载力也越大,例如无黏性土粒径越大,孔隙比越小,黏性土含水率越小,密度越大,则承载力也越大。

(2) 基础尺寸与埋置深度,基础宽度大,埋置深度深,土的承载力就大。

(3) 地下水。当地下水上升,地基土受地下水的浮托作用,天然含水率增高,则土的承载力降低。尤其对湿陷性黄土,遇水湿陷;膨胀土遇水膨胀、失水收缩,对承载力有很大影响。

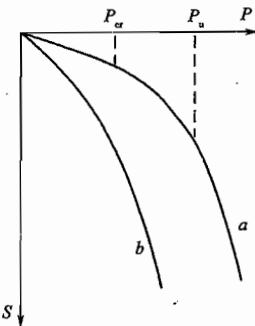


图 1-29 $P-s$ 曲线

(4) 土的成因与堆积年代。通常冲积土的承载力比坡洪积土的大,风积土的承载力最小。同类土,堆积年代越久,承载力越高。

第四节 土样和试样制备

一、土样的采集

用于室内土工试验的土样,其颗粒粒径均需小于60mm,土样有原状土和扰动土之分:保持土的原始结构及天然含水率,并使土样的采集不受扰动的称为原状土,反之则为扰动土。土样可在试坑、平洞、竖井、天然地面及钻孔中采取。在试坑中或天然地面上挖取原状土时,可用有上、下盖的铁皮取土筒,打开下盖,扣在欲取的土层上,边挖筒周围的土,边压筒至筒内装满土样,然后挖断筒底土层,取出土筒,翻转削平筒内土样,若周围有孔隙可用原土填满,盖好下盖,密封取土筒;用钻机取土时,土样直径不得小于10cm,并使用专门的薄壁取土器;采取扰动土时,应先清除表层土,然后分层用四分法取样。

试验所需土样的数量,宜符合表1-9的规定,并应附取土记录表(1-10)及土样现场描述。原状土样应符合下列要求:

试验采样数量和过筛标准

表1-9

土类 土样数量 试验项目	黏性土		砂性土		过筛标准(mm)
	原状土(筒) $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$	扰动土 (g)	原状土(筒) $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$	扰动土 (g)	
含水率		>800		>500	
比重		>800		>500	
颗粒分析		>800		>500	
界限含水率		>500			0.5
密度	1		1		
固结	1	>2000			2.0
黄土湿陷	1				
三轴压缩	2	>5000		>5000	2.0
膨胀、收缩	2	>2000			2.0
直剪	1	>2000		>3000	2.0
击实、承载比		轻型>20000 重型>50000			5.0
无侧限抗压强度	1				
反复直剪	1	>2000			2.0
相对密度				>2000	
渗透	1	>1000		>2000	2.0
化学分析		>300			2.0
离心含水当量		>300			0.5

取土记录 工程名称 _____

表 1-10

第_____页	第_____页
取土地点或路线里程_____	取土地点或路线里程_____
试坑号_____取样深度_____	试坑号_____取样深度_____
土样号_____取土袋号_____	土样名_____取土袋号_____
土样名_____	土样名_____
用途_____	用途_____
要求试验项目或取样说明 _____	
取样者_____日期_____	
取样者_____日期_____	

(1) 土样蜡封应严密,保管和运输过程中不得受振、受热、受冻。

(2) 土样取样过程中不得受压、受挤、受扭。

(3) 土样应充满取土筒。

原状土样和需要保持天然含水率的扰动土样在试验前应妥善保管,并应采取防止水分蒸发的措施。

随土样运到试验单位的同时,应附试验委托书(见表 1-11),其中各栏根据取样记录填写该表,若还有其他试验要求,可在委托书内说明,分类试验人员在接受土样时,应进行清点核对工作,按要求逐项试验并整理出试验报告。

土样试验委托书

表 1-11

兹送上土样_____个,请按所附委托书要求项目予以试验为荷。

工程名称_____取样地点_____ 第_____页,共_____页 年_____月_____日
此致

试验室

土样 编号	试验室 编号	土样名称 (野外鉴别)	取样地点 或里程 桩号	孔(坑)号	取样深度		试验 目的	项目								备注
					自 m	至 m										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	10	13	…	31	32	

主管

主管工程师审核

委托单位及联系人

注:1. 需做之项目可自行在空白栏内填写。

2. 备注栏内填写需要资料时间及寄送地点和土样试验后处理方法。

二、试样的制备

试样制备所需的仪器设备,应符合下列规定:

(1) 细筛:孔径 0.5mm、2mm、5mm。

(2) 洗筛:孔径 0.075mm。

(3) 台秤和天平:称量 10kg,最小分度值 5g;称量 5000g 最小分度值 1g;称量 1000g 最小分度值 0.5g;称量 500g 最小分度值 0.1g;称量 200g 最小分度值 0.01g。

(4) 环刀: 不锈钢材料制成, 内径 61.8mm 和 79.8mm, 高 20mm; 内径 61.8mm, 高 40mm。

(5) 其他: 击样器、压样器、抽气设备(应附真空测压表和真空缸)、切土刀、钢丝锯、碎土工具、烘箱、保湿箱和喷水设备。

试验结束后剩余的土, 应妥善贮存, 并作标记。当无特殊要求时, 余土的贮存期宜为 3 个月。

1. 原状土试样制备

(1) 按土样上下层次小心开启原状土包装皮, 将土样取出, 修平两端, 在环刀内壁涂一薄层凡士林, 刀口向下放在土样上, 无特殊要求时, 压入方向与天然层次垂直。并将环刀下压, 切土时, 切土刀沿环刀外侧切削土样, 边压边削至土样高出环刀。根据试样的软硬, 采用钢丝锯或切土刀整平环刀两端试样, 擦净环刀外壁, 称环刀和试样的总质量。

(2) 切削过程中应细心观察, 并记录试件的层次、气味颜色、有无杂质、土质是否均匀、有无裂缝等。

(3) 如连续切取数个试件, 应注意使含水率不发生变化。

(4) 视试样本身及工程要求决定试件是否进行饱和, 如不立即进行试验或饱和时, 则将试件暂存于保湿器内。

(5) 切取试样后, 剩余的原状土用蜡纸包好置于保湿器内, 以备补做试验。从切削的余土中取代表性试样作物理性质试验(含水率、比重、颗粒分析、界限含水率等)。平行试验或同一组试件的密度差值不得大于 0.03g/cm^3 。

当确定土样已受扰动或取土质量不符合要求时, 不应制备力学性质试验的试样。

2. 扰动土试样制备

(1) 对扰动土样进行土样描述, 如颜色、土类、气味及夹杂物等, 如有需要, 将扰动土充分拌匀取代表性土样进行含水率测定。

(2) 将块状扰动土放在橡胶板上用木棒或粉碎机碾散, 但切勿压碎颗粒, 如含水率较大不能碾散时, 应风干至可碾散时为止。

(3) 根据试验所需土样数量, 将碾散后的土样过筛。物理性质试验土样如液限、塑限、缩限等试验, 需过 0.5mm 筛; 水理性质及力学性质试验土样, 需过 2mm 筛; 击实试验土样, 需过 5mm 筛; 按规定过筛后用四分对角取样法取出足够数量的代表性试样, 然后分别装入保湿缸或塑料袋内, 标以标签, 标签上应注明工程名称、土样编号、过筛孔径、用途、制备日期和人员等, 以备各项试验之用。对于风干土应测定风干含水率。若含有较多粗砂及少量细粒土(泥砂或黏土)的松散土样, 应加水湿润松散后, 用四分法取出代表性试样。若系净砂, 则可用匀土器取代表性试样。

(4) 为配制一定含水率的试样, 取过 2mm 筛的足够试验用的风干土 1~5kg, 计算所需的加水量 m_w , 然后将所取土样平铺于不吸水的盘内, 用喷雾设备喷洒预计的加水量, 并充分拌和, 然后装入容器内盖紧, 浸润一昼夜备用(砂性土浸润时间可酌量缩短)。

$$m_w = \frac{m}{1 + W_0} (W' - W_0) \quad (1-44)$$

式中: m_w —— 制样所需的加水量;

m —— 风干含水率时的土样质量;

W_0 —— 风干土样含水率;

W' ——土样要求的含水率。

(5) 测定湿润土样不同位置的含水率(至少两个以上),要求差值不大于1%。

(6) 对不同土层的土样制备混合试样时,应根据各土层厚度,按比例计算相应质量配合,然后按(1)~(4)程序进行扰动土的制备工作。

在扰动土试样制备中,试样的数量视试验项目而定,应有备用试样1~2个。试验的项目不同,所需试样高度要求也有所不同,因而制样时分别选用击样法和压样法。击样法是将一定量的湿土分三层倒入装有环刀的击实器内,击实至所需密度;压样法是将一定量的湿土倒入装有环刀的压样器内,拂平土面,通过活塞以静压力将土压实到所需密度。

取出带有试样的环刀,称环刀和试样总质量。对不需饱和,且不立即进行试验的试样,应存放在保湿器内备用。

对于扰动土试样的制备,若采用击样法,要求以单层击实为好。采用压样法时各使用单位有形式不一的压样器,有的活塞有排气孔,有的带透水石,有的采用上下活塞两面压样等,要求制备试样的方法应当用与击实试验相近似的击实方法。

3. 试样的饱和

对需要饱和的试样,应根据土的性质选用下列饱和方法:

砂性土采用浸水饱和法;渗透系数大于 10^{-4} cm/s的黏性土采用毛细管饱和法;渗透系数小于、等于 10^{-4} cm/s的黏性土采用抽气饱和法。

毛细管饱和法的步骤是:

- (1) 选用框式饱和器,试样上、下面放滤纸和透水石,装入饱和器内,并旋紧螺母。
- (2) 将装好的饱和器放入水箱内,注入清水,水面不宜将试样淹没,关箱盖。借土的毛细管作用,使试样饱和。浸水时间不得少于两昼夜。
- (3) 取出饱和器,松开螺母,取出环刀,擦干外壁,称环刀和土的总质量。

抽气饱和法的步骤是:

- (1) 选用叠式或框式饱和器和真空饱和装置(图1-30),将装有试样的饱和器放入真空缸,真空缸与盖之间涂一层凡士林,盖紧。
- (2) 将抽气机与真空缸接通,开动抽气机,当真空压力表读数与一个大气压力值相等时,微开管夹,使清水徐徐注入真空缸,在注水过程中,真空压力表读数宜保持不变。
- (3) 待水淹没饱和器,停止抽气,开管夹使空气流入真空缸,静置一段时间,黏性土宜为10h。
- (4) 打开真空缸,从饱和器内取出试样,称试样质量,并计算饱和度,当饱和度低于95%时,应继续抽气饱和。

4. 计算

(1) 干土的质量应按下式计算:

$$m_d = \frac{m_0}{1 + W_0} \quad (1-45)$$

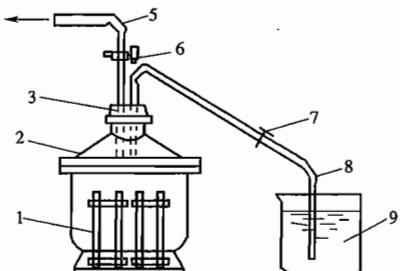


图 1-30 真空饱和装置

1-饱和器;2-真空缸;3-橡胶塞;4-接抽气机;5-排气管;6-二通阀;7-管夹;8-引水管;9-盛水器

式中: m_d ——干土质量(g);

m_0 ——风干土(或天然土)质量(g);

W_0 ——风干土(或天然土)含水率(%).

(2)制样所需加水量,应按式(1-44)计算。

(3)制备扰动土试样所需的土质量,应按下式计算:

$$m_0 = (1 + W_0)\rho_d V \quad (1-46)$$

式中: ρ_d ——试样要求的干密度(g/cm^3);

V ——环刀的容积(cm^3);

W_0 ——风干土(或天然土)含水率(%).

(4)试样的饱和度,应按下式计算:

$$S_r = \frac{W_{\text{sat}} G_s}{e} \quad (1-47)$$

式中: S_r ——试样的饱和度(%);

W_{sat} ——试样饱和后的含水率(%);

G_s ——土粒比重;

e ——试样的孔隙比。

第五节 软基处理

一、软基定义

根据我国《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)定义,软弱地基系指主要由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基。

二、软基主要类型及其特点

水运工程中经常碰到并需要进行处理的软弱地基土主要有以下几类:

1. 软黏土

水运工程由于工程所在地濒临水域,浅部地层多为软黏土—淤泥或淤泥质土。它是在静水或非常缓慢的流水环境中沉积。是第四纪后期形成的海相、泻湖相、三角洲相、溺谷相和湖泊相的黏性土沉积物或河流冲积物。有的软黏土属于新近淤积物。以淤泥质土为主的混合土,如淤泥质土混砂有时也属于此类土。

软黏土大部分处于饱和状态,其天然含水率大于液限。孔隙比大于1,含水率大于36%时为淤泥质土。孔隙比大于1.5,含水率大于55%时为淤泥。孔隙比大于2.4,含水率大于85%时为流泥。

软黏土的特点是天然含水率高,天然孔隙比大,压缩系数高,常处于欠固结状态,为软塑或流塑状态的土,抗剪强度低;渗透系数小。在荷载作用下,软黏土地基承载力低,地基沉降变形大,可能产生的不均匀沉降也大,而且沉降稳定历时比较长,一般需要几年,甚至几十年。

软黏土广泛地分布在我国沿海以及内地河流两岸和湖泊地区。例如:天津、连云港、上海、杭州、宁波、台州、温州、福州、厦门、湛江、广州、深圳、珠海等沿海地区,以及昆明、武汉、南京、

马鞍山等内陆地区。

2. 人工填土

港区的陆域形成,后方堆场回填,沿江沿滩的围垦大量采用人工填土。

人工填土按照物质组成和堆填方式可以分为素填土、杂填土和冲填土三类。

(1) 素填土是由碎石、砂或粉土、黏性土等一种或几种组成的填土,其中不含杂质或含杂质较少。常用开山石料,大小不一,有的直径达数米,填筑厚度有的达数十米,极不均匀。

(2) 杂填土是人类活动形成的无规则堆积物,其成分复杂,性质也不相同,但无规律性。在大多数情况下,杂填土是比较疏松和不均匀的。在同一场地的不同位置,地基承载力和压缩性也可能有较大的差异。

(3) 冲填土是利用在航道治理和疏通时挖出的泥砂,由水力冲填到陆地或岸滩形成的冲积土。冲填土的性质与所冲填泥砂的来源、冲填时的水力条件以及沉积时间有密切关系。这类土成分比较复杂,吹泥口区域往往粒径较粗大,粗细颗粒排水固结快慢不同,含黏土颗粒较多的冲填土往往是欠固结的。冲填土的强度和压缩性指标都比同类天然沉积土差。主要以砂和其他粗颗粒土组成的冲填土不属于软弱土。

3. 松散砂土和粉土

松散砂土和粉土是指饱和粉砂土、饱和细砂土和砂质粉土。它们可能是自然沉积的也可能是人工回填的。这类土在静载作用下虽然具有较高的强度,但在机器振动、车辆荷载、波浪或地震力的反复作用下有可能产生液化或产生较大的震陷变形。地基会因地基土体液化而丧失承载能力。在动水作用下会发生渗透失稳一流砂与管涌。

三、地基处理目的

地基处理是为提高地基承载力,改善其变形性质或渗透性质而采取的人工处理地基的方法。其目的是使得经处理后的人工地基满足建(构)筑物对地基的要求。

四、地基处理方法分类及适用范围

地基处理方法众多,分类可有多种多样。按时间可分为临时处理和永久处理,根据深度分浅层处理和深层处理;根据方法的性质分为物理的、化学的以及生物的处理方法;根据适用的土类可以分为黏性土与砂性土处理,饱和土的与非饱和土处理。岩土界认识比较统一的分类方法是根据地基处理的作用机理或者说加固原理分类,因为它体现各种地基处理方法的主要特点。

人工处理地基可以仍然是均质地基,也可以是复合地基。复合地基是部分土体被增强或被置换形成增强体(通常是散体、柔性或刚性桩),由增强体和周围地基土共同承担荷载的地基。

下面根据地基处理的加固原理,将地基处理方法分为6类。

1. 置换

置换是指用物理力学性质较好的岩土材料置换天然地基中部分或全部软弱土体,以形成双层地基或复合地基,达到提高地基承载力、减小沉降的目的。

属于置换原理的地基处理方法有:换土垫层法、挤淤置换法、褥垫法、砂石桩置换法、振冲置换、强夯置换爆炸挤淤法等。

2. 排水固结

排水固结法是在土中增设排水通道并给土体加载,使土体排水固结,孔隙比减小,抗剪强度提高,以达到提高地基承载力,减少工后沉降的目的。

排水固结法按加载方式可细分为:堆载(砂石等实物)预压法、超载预压法、真空预压法、真空预压与堆载预压联合作用法、电渗法,以及降低地下水位法等。竖向排水体可分为:普通砂井、袋装砂井和塑料排水带等。

3. 灌入固化物

灌入固化物是指向土体中灌入或拌入水泥,石灰或其他化学固化浆材,在地基中形成增强体,以达到地基处理的目的。

属于灌入固化物的地基处理方法有:深层搅拌法、高压喷射注浆法与灌浆法等。

4. 振密、挤密

振密、挤密是指采用振动或挤密的方法使地基土体密实以达到提高地基承载力和减少沉降的目的。

属于振密、挤密的地基处理方法有:表层压实法(碾压、振动碾压与冲击碾压等)、强夯法、振冲密实法、挤密砂石桩法、爆破挤密法、土桩和灰土桩法、夯实水泥土桩法、柱锤冲扩桩法、孔内夯扩法等。

5. 加筋

加筋是在地基中设置强度高、模量大的筋材,如:土工格栅、土工织物等,以达到提高地基承载力、减少沉降的目的。

属于加筋的地基处理方法有:加筋土垫层法,加筋土挡墙法和土钉墙法等。树根桩法、CFG 桩、低强度混凝土桩复合地基法也可归入这一类。

6. 冷热处理

通过冻结或焙烧加热地基土体以改变土体物理力学性质达到地基处理的目的。

五、地基处理监测与检测

监测与检测是软基处理工程不可缺少的一项重要工作,监测信息与测试数据分析结果用于指导施工,检验设计参数和处理效果,为修改、优化设计提供依据,预防工程质量与安全事故的发生。监测积累资料,还可以为理论研究服务。

软基处理的监测与检测是整个工程测试中的一个组成部分。软基处理监测的有些测试项目通常会延续至工程运营阶段,成为地基永久监测的一部分,其测试设施通常也就成了永久监测系统。软基处理的检测是具有阶段性的,通常不会延续至工程运营阶段,检测与部分监测结果仅作为工程施工完成后阶段性验收依据。

(1) 监测:是指在软基处理施工期间对地基、边坡和滑坡等岩土体的强度、变形、土压力、水位和孔隙水压力等动态变化的观测与分析的过程。也包括对受软基处理施工影响的周围建(构)筑物的内力和变形观测与分析的过程。

(2) 检测:是指为了评价软基处理效果所作的地基土物理力学指标、强度和承载力等所作的岩土测试,以及部分软基加固方法主要材料的质量检测。

检测则是对软基处理效果、工程质量作出的定性定量的评估,是工程质量验收评定的依据。检测与监测工作的技术要求,包括测试方法、测试项目、抽样频率、测点数量与布置、测试

的时间与频率通常由设计规定,也可参照相应的地基基础设计规范、软基处理规范和软基处理工程质量评定与验收规范。

(3) 测试方法与标准:所选用的技术方法与标准,原则上按行业规范执行,也可参照国家标准与地方标准。软基处理监测的监控与报警标准由设计根据工程特点提出。测试基本过程:试验与检测人员须根据检(监)测技术要求编制计划或大纲;按照测试技术要求、检测标准与规范确定经济合理的测试方法;选择合适的测试传感器与仪器设备;做好传感器、测点与测试仪表器具的埋设安装与维护,并做好初始状态的数据测定;监(检)测过程中及时测读、整理、校核、分析数据,提交数据与阶段性分析报告,参与施工过程控制以及质量验评;软基处理工程完成后提交总体检测报告。

软基处理常用的测试方法及适用范围见表 1-12。

常用现场测试方法的适用范围

表 1-12

现场检测方法 地基处理方法	平板载荷试验	沉降观测	水平位移观测	十字板剪切试验	静力触探	动力触探	标准贯入试验	孔隙水压力测试	桩载荷试验	旁压试验	桩基动力测	波速法	螺旋压板试验
换填法	○	○	×	×	○	○	○	×	×	△	×	○	△
振冲碎石桩法	○	○	×	×	○	△	○	○	△	△	×	○	×
强夯置换法	○	○	△	×	×	○	○	△	×	×	×	×	×
砂石桩(置换)法	○	○	×	△	○	△	△	○	×	△	×	○	×
石灰桩法	○	○	△	△	○	△	△	×	△	△	×	○	△
堆载预压法	○	○	△	△	○	△	○	△	×	△	×	○	○
超载预压法	○	○	△	△	○	△	○	△	×	△	×	○	○
真空预压法	○	○	△	○	○	△	○	○	×	○	×	○	○
深层搅拌法	○	○	×	○	×	×	×	×	△	△	△	○	△
高压喷射注浆法	○	○	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×
灌浆法	○	○	×	×	×	×	×	×	×	△	×	△	×
强夯法	○	○	○	×	○	△	○	○	×	○	×	○	△
表层夯实法	○	○	△	×	○	△	○	×	×	×	×	○	○
振冲密实法	○	○	△	×	○	△	○	○	△	△	×	○	×
挤密砂石桩法	○	○	△	△	○	△	○	○	△	△	×	○	×
土桩、灰土桩法	○	○	△	×	△	△	△	×	×	△	×	×	×
加筋土法	○	○	○	△	△	×	△	×	×	△	×	△	△
冻结法	△	○	○	×	△	△	×	×	×	×	×	○	×
低强度混凝土桩法	○	△	△	×	×	×	×	×	○	×	○	×	×
薄壁筒桩法	○	△	△	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×

注:○—一般适用;△—有时适用;×—不适用。

第二章 含水率及界限含水率试验

第一节 概述

一、含水率试验的项目

土的含水率是指土中水分的质量与土粒质量的比值,也就是土样在 $105\sim110^{\circ}\text{C}$ 下烘至恒重时所失去的水分质量与干土质量的比值,用百分率表示。

含水率对黏性土的工程性质,如对土的状态、土的抗剪强度以及土的固结变形等有极大的影响。测定土的含水率,以了解土的含水情况,也是计算土的孔隙比、液性指数、饱和度和其他物理力学性质不可缺少的一个基本指标。试验方法有烘干法、酒精燃烧法等。

二、界限含水率的概念

随着土中含水率的不同,黏性土分别处于不同状态。瑞典农学家阿太堡(Atterberg)将土从液态过渡到固态的过程分为五个阶段,规定了各个界限含水率,称为阿太堡限度。对实际工程来说,有实用意义的主要有液限、塑限和缩限。将土具有最小强度时的含水率作为土的流动状态和可塑状态的界限含水率称为液限,液限是可塑状态的上限。如果土的水分继续减小,屈服应力增加到一定值,土就变成具有脆性,区分塑性和脆性的界限含水率定义为塑限,塑限是可塑状态的下限。含水率低于塑限的黏土逐步干燥,土体积逐渐减缩,当土继续干燥而体积不再减缩时的含水率称为缩限。含水率低于缩限时,水分蒸发时土的体积不再缩小。

塑性高的黏性土,表示土中黏粒含量大,同时也表示黏性土中可能含有蒙脱石或其他高活性的胶体黏粒较多。因此,界限含水率,尤其是液限的测定,可用来计算土的塑性指数和液性指数,作为黏性土分类以及估计地基承载力的依据。

目前国内外测定液塑限的方法基本上有两种。一种是锥式液限仪,例如英国、原苏联以及东欧一些国家常用这种仪器,它的特点是仪器结构简单、操作方便、标准易于统一;另一种仪器是碟式液限仪,如美国、日本、原西德、澳大利亚等国常用。目前我国在锥式液限仪的基础上作了一些改进,采用液塑限联合测定仪。它是一种既能确定液限又能确定塑限的电测自动装置。

第二节 试验方法

一、含水率试验

(一) 烘干法

本试验适用于粗粒土、细粒土、有机质土和冻土。

1. 仪器设备

- (1) 分析天平:称量 200g,最小分度值 0.01g。
- (2) 烘箱:保持 105 ~ 110℃ 的自动控制的电热恒温烘箱。
- (3) 干燥器:通常用附有氧化钙干燥剂的玻璃干燥缸。
- (4) 其他:调土刀、铝盒、玻璃板、凡士林等。

2. 操作步骤

- (1) 选取具有代表性的试样 15 ~ 30g 分别装入两只铝盒,并盖好盒盖。
- (2) 在天平上分别称量铝盒加土的质量,准确至 0.01g。
- (3) 打开盒盖,将盒置于烘箱内,在 105 ~ 110℃ 的恒温下烘干,烘干时间对黏性土不得少于 8h,对砂性土不得少于 6h。对含有有机质超过干土质量 5% 的土,应将温度控制在 65 ~ 70℃ 的恒温下烘至恒量。
- (4) 将铝盒从烘箱中取出,盖上盒盖,放入干燥容器内冷却至室温,称盒加干土的质量,准确至 0.01g。

3. 试验记录

含水率试验记录如表 2-1 所示。

含水率试验记录

表 2-1

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

试样 编号	盒号	盒质量 (g)	盒加湿土 质量(g)	盒加干土 质量(g)	湿土质量 (g)	干土质量 (g)	含水率 (%)	平均含水率 (%)

(二) 酒精燃烧法

1. 仪器设备

- (1) 铝盒或玻璃称量瓶。
- (2) 分析天平(最小分度值 0.01g)。
- (3) 酒精(纯度 95%)。
- (4) 滴管、火柴和调土刀等。

2. 操作步骤

- (1) 取代表性土样(黏土 10g 左右,砂性土 20 ~ 30g),放在铝盒内置于天平上称湿土质量。
- (2) 用滴管将酒精注入湿土内,直至液面露出土面为止,并使酒精在试样中充分混合均匀。
- (3) 点燃铝盒中酒精,烧至火焰熄灭。
- (4) 将试样冷却数分钟后,按上述方法重复燃烧两次,当第三次火焰熄灭后,立即盖上盒盖,称取干土质量准确至 0.01g。

3. 试验记录

试验记录与烘干法相同(表 2-1)。

二、液限、塑限含水率试验

(一) 平衡锥式液限仪法

1. 仪器设备

- (1) 平衡锥式液限仪(质量为 76g, 图 2-1)。
- (2) 分析天平: 称量 200g, 最小分度值 0.01g。
- (3) 烘箱、干燥器、筛(孔径 0.5mm)、研钵。
- (4) 其他: 铝盒、调土刀、毛玻璃板、碗、滴管、电吹风、凡士林等。

2. 操作步骤

(1) 应尽可能选用具有代表性的天然含水率的土样来测定。若土中含有大于 0.5mm 的颗粒较多或夹有大量的杂物以及由于条件限制只能采用风干土时, 应将土样风干研碎, 并通过 0.5mm 的标准筛方可试验。

(2) 取拌匀的土样分层装入试杯中, 并注意土中不能留有空隙, 装满试杯, 刮去余土使试样与杯口平齐, 不得用刀在土面上反复涂抹。

(3) 在液限仪锥尖上抹一薄层凡士林, 提住锥体上端手柄, 使锥尖正好接触试样表面, 松开手后, 使锥体自由沉入土中, 约 15s 左右如入土深度恰好 10mm, 则此时土的含水率即为液限含水率。

(4) 若锥体在 15s 入土深度超过或低于 10mm, 应将土样全部取出, 挖去有凡士林部分, 再边调拌边吹风或适当加水重新拌和, 直至达到要求。

(5) 取出锥体, 用调土刀挖去有凡士林部分的土, 再取锥孔附近土样 10~15g, 测定其含水率。

3. 试验记录

试验记录如表 2-2 所示。

平衡锥式液限仪试验记录

表 2-2

工程编号_____ 钻孔编号_____ 土样说明_____

试验者_____ 计算者_____ 校核者_____

盒号	盒 + 土 (g)	盒 + 干土 (g)	盒 (g)	湿土 (g)	干土 (g)	水 (g)	液限 (%)	平均值
	(1)	(2)	(3)	(4) = (1) - (3)	(5) = (2) - (3)	(6) = (4) - (5)	(7) = (6)/(5)	

注: 试验需进行两次测定, 取其平均值, 其平均值差值一般不超过 2%。

(二) 液塑限联合测定法

本试验适用于粒径小于 0.5mm, 以及有机质含量不大于试样总质量 5% 的土。

1. 仪器设备

(1) 液塑限联合测定仪(质量有 76g 和 100g 之分), 这里以 76g 的为例(图 2-2)。

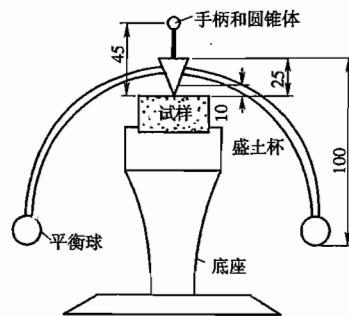


图 2-1 锥式液限仪(单位:mm)

- (2) 分析天平:称量 200g 最小分度值 0.01g。
 (3) 烘箱,干燥器,筛(孔径 0.5mm)、研钵。
 (4) 其他:铝盒、调土刀、毛玻璃板、碗、滴管、电吹风、凡士林等。

2. 操作步骤

- (1) 制备土样(参见第一章)。
 (2) 分别将试样在毛玻璃板上调制成 3 种不同的含水率的土样(用滴管加水及电吹风吹的方法),使其中一种的圆锥入土深度控制在 17mm 左右,另一种控制在 3~4mm,还有一种入土深度控制在 3~17mm 的中间。
 (3) 用调土刀将诸试样搅拌均匀,分数次密实地填入试样杯中,装填时需注意试样内部及试样和试样杯接触处不得留有空隙,然后刮平土面放在升降台上。
 (4) 将圆锥擦净,在锥尖部分抹一薄层凡士林,打开电源开关,使电磁铁吸牢圆锥。
 (5) 调节屏幕零点,使其与微分尺在屏幕上显示的零读数重合,转动升降台,使试样杯内的土面刚好与圆锥的锥尖接触,指示灯亮,放锥,经 5s 后,立即从屏幕上读出锥体入土深度。调整土样位置,重复 4、5 步骤两三次,取其平均值。
 (6) 取下试样杯,用小刀刮去沾有凡士林的土后,将剩余土分装两个铝盒,测定其含水率。
 (7) 以含水率为横坐标,圆锥下沉深度为纵坐标,在双对数坐标纸上绘制关系曲线,三点应在一直线上。当三点不在直线上时,通过高含水率的点分别与其余两点连成两条直线,在下沉深度为 2mm 处查得相应的两个含水率,当两个含水率的差值小于 2% 时,应以该两点含水率的平均值与高含水率的点连一直线。当两个含水率的差值大于、等于 2% 时,应重作试验。

3. 试验记录

试验记录如表 2-3 所示。

界限含水率试验记录(液、塑限联合测定法)

表 2-3

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

试样编号	圆锥下沉深度 (mm)	盒号	湿土质量 (g)	干土质量 (g)	含水率 (%)	液限 (%)	塑限 (%)	塑性指数
			(1)	(2)	$(3) = \left[\frac{(1)}{(2)} - 1 \right]$	(4)	(5)	$(6) = (4) - (5)$

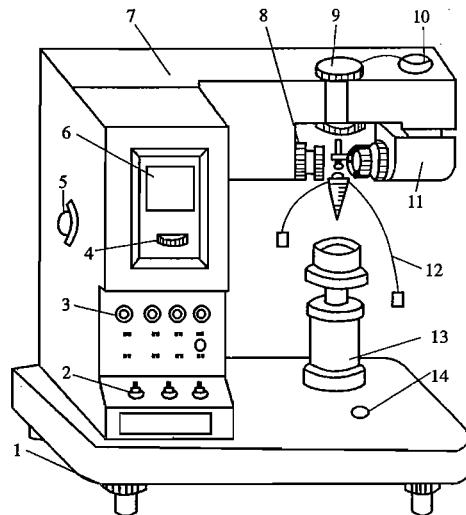


图 2-2 液塑联合测定仪

1. 水平调节钮; 2. 控制开关; 3. 指示灯; 4. 零线调节钮;
 5. 反光镜调节钮; 6. 屏幕; 7. 机壳; 8. 物镜调节钮; 9. 电磁
 装置; 10. 光源调节钮; 11. 光源; 12. 圆锥仪; 13. 升降台;
 14. 水准器

(三) 碟式仪法液限试验

国内采用碟式仪测定液限的单位极少。由于仪器规格不同,因此所测得的成果也有所不同。我国以往采用的是国际上应用较广的 ASTM 标准的液限仪及 A 型划槽刀,如图 2-3 所示。

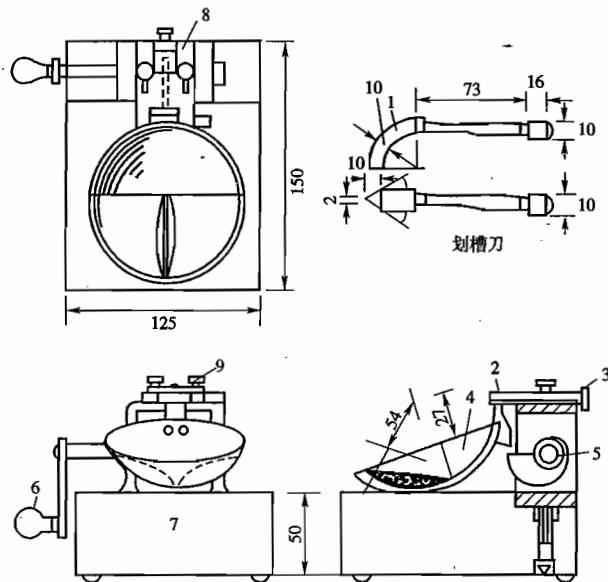


图 2-3 碟式液限仪(单位:mm)

1-开槽器;2-销子;3-支架;4-土碟;5-蜗轮;6-摇柄;7-底座;8-调整板;9-螺钉

对碟式仪的仪器设备要求是:土碟必须自由下落而不能左右摇晃,其上升高度与基底的距离准确调至 10mm,这可用间隙块检查,当土碟上升到最大高度时,块规刚好通过(块规常用划槽刀的把),若不符合要求,可用调节钮调节。划槽刀尖端宽度为 2mm,如磨损应更换。

碟式仪法测定液限应制备数个不同含水率的试样,试样制备与联合测定法相同。装填试样时必须将土碟放在基座上,不能由凸轮支着。

(1) 将制备好的试样从土碟中间填满挤向两旁,以免夹有气泡,将试样表面整平并与基座平行。试样中心厚度为 10mm。用划槽刀经涡形轮中心沿土碟直径将试样划开,形成 V 形槽。

(2) 以每秒两转的速度转动摇柄,使土碟反复起落,坠击于基座上,数记击数,直至槽底两边试样的合拢长度为 13mm 时为止,记录击数,并在槽的两边取试样测定含水率。

(3) 将制备的不同含水率的试样,重复上述步骤,测定 4~5 个试样的含水率,槽底试样合拢至 13mm 所需要的击数控制在 15~35 击之间。

(4) 绘制含水率与击数关系曲线,见图 2-4。在曲线上取 25 击所对应的含水率即为液限。

在进行试验过程中,槽沟闭合的判断人为影响较大,目前各国闭合长度规定不一致,多数采用 13mm。目前国内使用的碟式仪多数为进口仪器,国内尚无定型的碟式仪。试验记录见表 2-4。

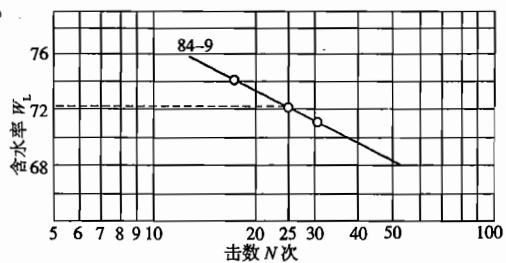


图 2-4 液限曲线

表 2-4

碟式仪液限试验记录					
工程名称	试验者_____				
工程编号	计算者_____				
试验日期	校核者_____				
试样编号	击数	盒号	湿土质量(g)	干土质量(g)	含水率(%)
			(1)	(2)	$(3) = \left[\frac{(1)}{(2)} - 1 \right]$

(四) 滚搓法测定塑限**1. 仪器设备**(1) 毛玻璃板($25\text{cm} \times 25\text{cm} \times 5\text{cm}$ 或 $50\text{cm} \times 75\text{cm} \times 5\text{cm}$ 左右)(2) 分析天平: 最小分度值 0.01g , 称量 200g 。

(3) 烘箱、干燥器。

(4) 其他: 铝盒、调土刀、钢棒(直径 3mm)、滴管等。**2. 操作步骤**

(1) 制备土样(省略)。

(2) 取 30g 左右人工制备的扰动土, 适当吹干或风干, 调制成不黏手的土团。

(3) 将捏成橄榄大小的土球放在干燥清洁的毛玻璃板上, 用手掌适当加压搓动。搓条时以手掌均匀施加压力, 不得无压滚动, 土条长度不宜超出手掌宽度, 并且不容许产生土条中空现象。

(4) 若土条搓到直径 3mm 时, 表面产生许多裂缝并同时开始断裂, 此时土的含水率就是塑限。将合格的土条迅速装入铝盒, 随即盖紧盒盖, 接着进行下一个土条的搓条试验, 直至收集 $3 \sim 5\text{g}$ 土条时, 测定其含水率, 如果所搓土条的直径达 3mm 时未产生裂缝, 则表示试样的含水率高于塑限; 如果所搓土条的直径大于 3mm 时就产生裂缝并断裂, 则表示试样的含水率低于塑限。高于或低于塑限应重新进行试验。**3. 试验记录**

试验记录见表 2-5。

滚搓法塑限试验记录

表 2-5

工程名称	试验者_____				
工程编号	计算者_____				
试验日期	校核者_____				
试验编号	盒号	湿土质量(g)	干土质量(g)	含水率(%)	塑限
		(1)	(2)	$(3) = \left[\frac{(1)}{(2)} - 1 \right]$	(4)

注: 试验需进行 $2 \sim 3$ 次的平行测定, 取其平均值。其平行差值, 黏土及粉质黏土不得大于 2% , 粉土不得大于 1% 。

三、收缩试验

(一)重塑土的收缩试验

1. 仪器设备

(1) 收缩皿:金属制成,直径45~50mm,高度为20~30mm。

(2) 卡尺:分度值为0.02mm。

2. 操作步骤

(1) 取代表性土样制备成含水率等于、大于液限的试样。

(2) 在收缩皿内涂一薄层凡士林,将试样分层填入收缩皿中,每次填入后将皿底拍击试验台,直至驱尽气泡。收缩皿内填满试样后刮平表面。

(3) 擦净收缩皿外部,称收缩皿和试样的总质量。

(4) 将填满试样的收缩皿放在通风处晾干,当试样颜色变淡时,放入烘箱内烘至恒量,取出置于干燥器中冷却至室温,称收缩皿和干试样的总质量,精确至0.01g。

(5) 用蜡封法测定干试样的体积。

3. 试验记录

试验记录见表2-6。

收缩皿法缩限记录

表2-6

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

试样 编号	收缩 皿号	湿土质量 (g)	干土质量 (g)	含水率 (%)	湿土体积 (cm ³)	干土体积 (cm ³)	土的缩限 (%)	平均值
		(1)	(2)	$(3) = \left[\frac{(1)}{(2)} - 1 \right]$	(4)	(5)	$(6) = (3) - \left[\frac{(4) - (5)}{(2)} p_w \right]$	(7)

(二)原状土的收缩试验

原状土的收缩试验是测定土的线缩率、体缩率、收缩系数和缩限。仪器采用收缩仪。收缩仪多孔板上孔的面积占整个面积的一半以上。用环刀切取试样,推出后置于多孔板上称重,装上百分表,测记初读数。在室温不高于30℃的条件下进行收缩。根据室内温度及收缩速度,每隔1~4h测记百分表读数并称重。两天后每隔16~24h测记百分表读数并称重,直至两次读数基本不变。取出试样,在105~110℃温度下烘干,称干土质量,用蜡封法测定试样体积,计算不同时间的含水率;并按公式计算线缩率和体缩率。

第三节 试验成果的应用

一、含水率试验成果整理

(1) 试样的含水率应按下式计算,精确至0.1%:

$$W_0 = \left(\frac{m_0}{m_s} - 1 \right) \times 100\% \quad (2-1)$$

式中: W_0 ——试样含水率(%);

m_0 ——试样湿质量(g);

m_s ——试样干质量(g)。

(2) 含水率试验应进行两次平行测定,两次测定的差值,当含水率小于40%时,不得大于1%;当含水率等于、大于40%时,不得大于2%。取两次测值的平均值。

(3) 含有机质的土在105~110℃温度下经长时间烘干后,有机质特别是腐殖酸会在烘干过程中逐渐分解而不断损失,使测得的含水率比实际的含水率大,土中有机质含量越高误差就越大。故该试验对有机质含量超过5%的土,规定在65~70℃的恒温下进行烘干。

(4) 对层状和网状构造的冻土含水率试验应按下列步骤进行:用四分法切取200~500g试样(视冻土结构均匀程度而定,结构均匀少取,反之多取)放入搪瓷盘中,称盘和试样质量,准确至0.1g。待冻土试样融化后,调成均匀糊状(土太湿时,多余的水分让其自然蒸发或用吸球吸出,土太干时,可适当加水),称土糊和盘质量,准确至0.1g。从糊状土中取样测定含水率。

二、液限、塑限含水率试验成果整理及应用

(1) 含水率的计算按式(2-1)进行,计算精确至0.1%。

(2) 以含水率为横坐标,圆锥下沉深度为纵坐标,在双对数纸上绘制关系曲线(如图2-5)。查得下沉深度为17mm所对应的含水率为17mm液限,下沉深度为2mm所对应的含水率为塑限。

(3) 塑性指数应按下式计算:

$$I_p = (W_L - W_P) \times 100 \quad (2-2)$$

式中: I_p ——塑性指数;

W_L ——液限含水率(%);

W_P ——塑限含水率(%);

(4) 液性指数应按下式计算:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} \quad (2-3)$$

式中: I_L ——液性指数;

W ——土的天然含水率(%);

其余符号意义同前。

(5) 一定的土,其液塑限都是一定的,天然含水率在一定时期内也可认为是常量,测定上述指标之后,可参考规范,利用塑性指数对黏性土进行分类,或根据塑性指数和液限对土进行定名,也可用液性指数鉴定土层所处的稠度状态(表2-7),工程中还应用上述指标估算地基土的承载力。

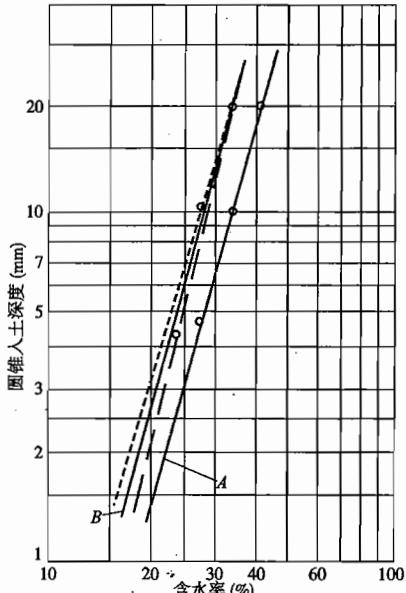


图2-5 圆锥下沉深度与含水率关系曲线

黏性土的状态

表 2-7

状态	坚硬	硬塑	可塑	软塑	流塑
液性指数	$I_L < 0$	$0 < I_L \leq 0.25$	$0.25 < I_L \leq 0.75$	$0.75 < I_L \leq 1$	$I_L > 1$

三、收缩试验成果整理

(1) 试样不同时间的含水率计算仍按式(2-1)进行。

(2) 线缩率的计算:

$$\delta_{si} = \frac{Z_1 - Z_0}{h_0} \times 100\% = \frac{\Delta Z}{h_0} \times 100\% \quad (2-4)$$

式中: δ_{si} ——试样在某时刻的线缩率(%);

Z_1 ——某时刻的百分表读数(mm);

h_0 ——试样初始高度(mm);

Z_0 ——百分表的初读数(mm)。

(3) 体缩率的计算:

用横向和竖向各 4 次的平均值, 计算干缩后的体积, 并按下式计算体缩率:

$$\delta_v = \frac{V_0 - V_d}{V_0} \times 100\% \quad (2-5)$$

式中: V_0 ——试样初始体积(环刀体积);

V_d ——干缩稳定后的体积。

(4) 收缩系数应按下式计算:

$$\lambda_s = \frac{\Delta \delta_{si}}{\Delta W} \quad (2-6)$$

式中: λ_s ——收缩系数;

ΔW ——收缩曲线上第 i 阶段两点的含水率之差(%);

$\Delta \delta_{si}$ ——与相对应的两点线缩率之差(%).

(5) 土的缩限, 应按下式计算, 精确至 0.1%:

$$W_n = W_0 - \frac{V_0 - V_d}{m_d} \rho_w \times 100\% \quad (2-7)$$

式中: W_n ——缩限(%);

W_0 ——试验前试样含水率(%);

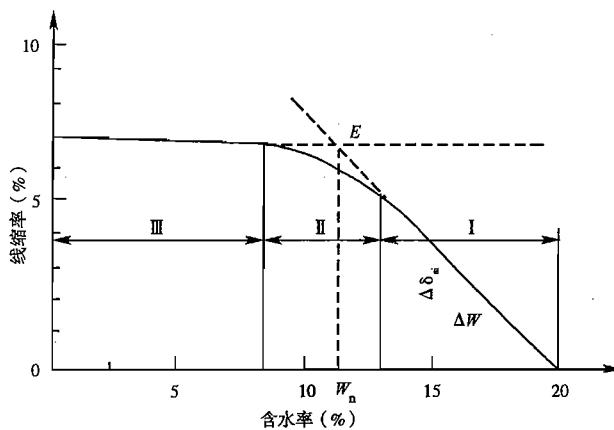
V_0 ——湿试样体积(cm^3);

V_d ——试样烘干后的体积(cm^3);

ρ_w ——水的密度 g/cm^3 。

(6) 土缩限的作图:

以线缩率为纵坐标, 含水率为横坐标, 绘制关系曲线(如图 2-6)并延长第 I 、III 阶段的直线段至相交, 交点的横坐标即为原状土的缩限。

图 2-6 δ_{si} —W 关系曲线

四、注意事项

(1) 进行含水率试验时,代表性试样的选取很重要,应根据试验目的和要求进行。若需了解整个土层的综合情况,一般沿土剖面竖向取土样,若是配合抗剪强度、渗透等试验,应在环刀的上下两面选取土样。

(2) 试样烘干所需的时间与土的类别及取土数量有关。试验中若取土样 15~30g,则对砂土需 6~8h,黏性土需 8~10h。

(3) 目前国内外液限的测定有两种方法,即碟式仪法和圆锥仪法。近年来,新推出的液、塑限联合测定法,其主要优点是采用电磁放锥,减少了人为因素的影响。

第三章 密度和比重试验

第一节 概 述

土的密度是指单位体积土的质量。测定土的密度，以了解土的疏密和干湿状态，供计算土的其他物理性质指标和工程设计以及控制施工质量之用。土的密度有湿密度 ρ_w 、干密度 ρ_d 、饱和密度 ρ_{sat} 和浮密度 ρ_f 。

密度试验方法常用的有环刀法、蜡封法、灌砂法、灌水法等。

环刀法适用于黏性土，蜡封法适用于坚硬易碎和形状不规则的土；灌砂法适用于现场测定砂质土和砾质土的密度。

土的比重是指土颗粒在温度 $105 \sim 110^{\circ}\text{C}$ 烘至恒量时的质量与同体积 4°C 时纯水质量之比值。天然土是由不同矿物成分的土粒所组成，其比重是不同的，因此由试验测得的比重值是代表整个试样中所有土粒比重的平均值。测定土的比重，为计算土的孔隙比、饱和度，以及其他土的物理力学试验（如颗粒分析的密度计法试验、压缩试验等）提供必须的数据。

比重试验的方法通常采用比重瓶法，此外还有浮称法、虹吸筒法等。比重瓶法适用于粒径小于 5mm 的土，浮称法适用于粒径等于、大于 5mm 的土，且其中粒径大于 20mm 土的质量应小于总土质量的 10% 。虹吸筒法适用于粒径等于、大于 5mm 的土，且其中粒径大于 20mm 土的含量大于、等于总土质量的 10% 。排除土中空气可用煮沸法或真空抽气法，当土样内有机质含量超过 10% 时，必须用真空抽气法，对于含盐量大于 0.5% 和有机质含量大于 5% 的土以及肥黏土，须用中性液体（如煤油）测定。

第二节 密 度 试 验

一、环刀法

1. 适用范围

本试验方法适用于细粒土。

2. 仪器设备

(1) 环刀：内径 61.8mm 和 79.8mm ，高度 20mm 。

(2) 天平：称重 200g ，最小分度值 0.01g ，称重 500g ，最小分度值 0.1g 。

(3) 其他：调土刀、钢丝锯、凡士林等。

3. 操作步骤

(1) 制备土样（见第一章）。选取具有代表性的试样，其直径和高度应大于环刀，整平其两端，放在平台上。

(2) 称量环刀的重量，在环刀内壁涂上一薄层凡士林，将其刀口向下放在试样面上，然后

将环刀垂直压下,边压边切削周围的土样,至土样上端伸出环刀为止,修平两端土样表面,擦净环刀外壁。

(3)在天平上称量环刀加土的质量,准确至0.01g。

4. 试验记录及整理(见表3-1)

密度试验记录(环刀法)

表3-1

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

试验编号	环刀号	湿土质量 (g)	试样体积 (cm ³)	湿密度 (g/cm ³)	试样含水率 (%)	干密度 (g/cm ³)	平均干密度 (g/cm ³)

二、蜡封法

1. 适用范围

本试验方法适用于易破裂土和形态不规则的坚硬土。

2. 仪器设备

(1)蜡封设备:应附熔蜡加热器。

(2)天平:称量200g,最小分度值0.01g,称量500g,最小分度值0.1g(图3-1)。

(3)烧杯(500~1000mL)、细线、石蜡、针、削土刀等。

3. 操作步骤

(1)用削土刀取体积大于30cm³的代表性试样,削除试件表面的松、浮土以及尖锐棱角,在天平上称质量,准确至0.01g。

(2)将剩余土样进行含水率测定。

(3)将石蜡加热至刚过熔点,蜡液不出现气泡,用细线系试件浸入石蜡中,使试件表面覆盖一薄层严密的石蜡,若试件蜡膜上有气泡,需用热针刺破气泡再用石蜡填充针孔,涂平孔口。

(4)待冷却后,将蜡封试件放在天平上称其质量,准确至0.01g。

(5)用细线将蜡封试件置于天平的一端,使其浸没在盛有纯水的烧杯中,注意试件不要接触烧杯壁,称蜡封试件在纯水中的质量,准确至0.01g,并测量纯水的温度。

(6)将蜡封试件从水中取出,擦干石蜡表面水分,在空气中称其质量,将其质量与步骤(4)中所称质量相比,若质量增加,表示水分进入试件中,若浸入水分质量超过0.03g,应重做。

(7)同一试件需进行平行试验,其平均误差不得超过0.03g/cm³,取两次测量值的平均值。

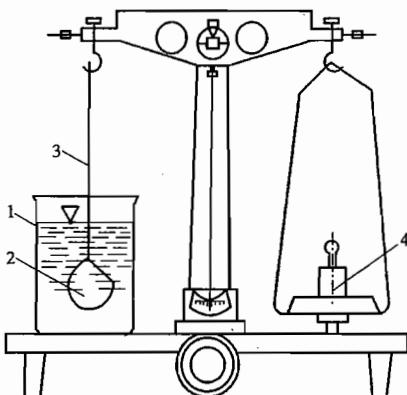


图3-1 天平

1-盛水杯;2-蜡封试样;3-细线;4-砝码

4. 试验记录(见表 3-2)

密度试验记录(蜡封法)

表 3-2

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

试样 编号	试样 质量 (g)	蜡封试 样质量 (g)	蜡封试 样水中 质量(g)	温度 (°C)	纯水在 T°C 时的密度 (g/cm³)	蜡封试样 体积 (cm³)	蜡体积 (cm³)	试样体积 (cm³)	湿密度 (g/cm³)	含水率 (%)	干密度 (g/cm³)	平均 干密度 (g/cm³)
	(1)	(2)	(3)		(4)	(5) = $\frac{(2) - (3)}{(4)}$	(6) = $\frac{(2) - (1)}{\rho_n}$	(7) = $\frac{(5) - (6)}{(5)}$	(8) = $\frac{(1)}{(7)}$	(9)	(10) = $\frac{(8)}{1 + (9)}$	

三、灌砂法

1. 适用范围

本试验方法适用于现场测定粗粒土的密度。

2. 仪器设备

(1) 密度测定器:由容砂瓶、灌砂漏斗和底盘组成(图 3-2)。灌砂漏斗高 135mm、直径 165mm,尾部有孔径为 13mm 的圆柱形阀门;容砂瓶容积为 4L,容砂瓶和灌砂漏斗之间用螺纹接头连接。底盘承托灌砂漏斗和容砂瓶。

(2) 天平:称量 500g,最小分度值 0.1g。

(3) 台称:称量 10kg,最小分度值 5g。

3. 标准砂密度的测定

(1) 标准砂应清洗洁净,粒径宜为 0.25 ~ 0.50mm,密度宜为 1.47 ~ 1.61g/cm³。

(2) 组装容砂瓶与灌砂漏斗,螺纹连接处应旋紧。称密度测定器的质量。

(3) 将密度测定器竖立,灌砂漏斗口向上,打开阀门,向容砂瓶内注水至水面高出阀门,关阀门,倒掉多余的水,称容砂瓶、漏斗和水的总质量,并测定水温。按表 3-3 将水的质量换算成体积,重复测定 3 次,3 次测量之间的差值不得大于 3mL,取三次测值的平均值。

(4) 将空的密度测定器竖立,关阀门,在灌砂漏斗中注满标准砂,打开阀门将灌砂漏斗内的标准砂漏入容砂瓶,继续向灌砂漏斗内注砂;当注满容砂瓶时迅速关闭阀门。倒掉多余的砂,称容砂瓶、漏斗和标准砂的总质量。试验中应避免振动。

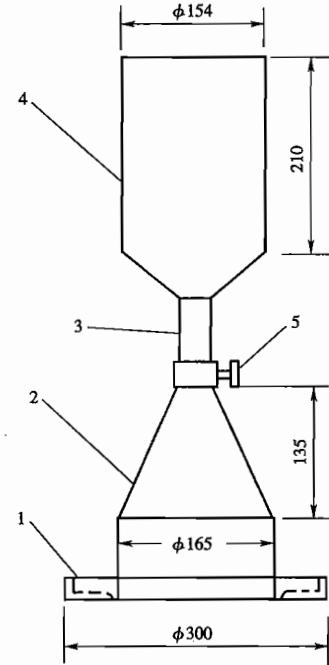


图 3-2 密度测定器(单位:mm)

1-底盘;2-灌砂漏斗;3-螺纹接头;4-容砂瓶;5-阀门

表 3-3

温度 (℃)	水的密度 (g/cm³)	温度 (℃)	水的密度 (g/cm³)	温度 (℃)	水的密度 (g/cm³)
4.0	1.0000	15.0	0.9991	26.0	0.9968
5.0	1.0000	16.0	0.9989	27.0	0.9965
6.0	0.9999	17.0	0.9988	28.0	0.9962
7.0	0.9999	18.0	0.9986	29.0	0.9959
8.0	0.9999	19.0	0.9984	30.0	0.9957
9.0	0.9998	20.0	0.9982	31.0	0.9953
10.0	0.9997	21.0	0.9980	32.0	0.9950
11.0	0.9996	22.0	0.9978	33.0	0.9947
12.0	0.9995	23.0	0.9975	34.0	0.9944
13.0	0.9994	24.0	0.9973	35.0	0.9940
14.0	0.9992	25.0	0.9970	36.0	0.9937

(5) 容砂瓶体积的计算：

$$V_r = \frac{m_{r2} - m_{rl}}{\rho_{wt}} \quad (3-1)$$

式中： V_r ——容砂瓶体积(mL)；

m_{r2} ——容砂瓶、漏斗和水的总质量(g)；

m_{rl} ——容砂瓶和漏斗的质量(g)

ρ_{wt} ——不同水温时水的密度(g/mL)查表 3-3。

(6) 标准砂密度的计算：

$$\rho_s = \frac{m_{rs} - m_{rl}}{V_r} \quad (3-2)$$

式中： ρ_s ——标准砂的密度(g/cm³)；

m_{rs} ——容砂瓶、漏斗和标准砂的总质量(g)。

4. 操作步骤

(1) 根据试样最大粒径宜按表 3-4 确定试坑尺寸。

试样粒径对应试坑尺寸

表 3-4

试样最大粒径(mm)	试坑尺寸(mm)	
	直径	深度
5~20	150	200
40	200	250
60	250	300

(2) 将选定的试坑地面整平，按确定的试坑直径划出坑口轮廓线，在轮廓线内下挖至要求深度，将落于坑内的试样装入盛土容器内，称试样质量，精确至 5g；并应测定含水率。

(3) 容砂瓶内注满砂，称容砂瓶、漏斗和砂的总质量。

(4) 将密度测定器倒置(容砂瓶向上)于挖好的坑口上，打开阀门，标准砂注入试坑。当标准砂注满试坑时关闭阀门。称容砂瓶、漏斗和余砂的总质量，并计算注满试坑所用的标准砂质量，在注砂过程中不应振动。

5. 试验记录见表(3-5)

密度试验记录(灌砂法)

表 3-5

工程名称 _____

试验者 _____

工程编号 _____

计算器 _____

试验日期 _____

校核者 _____

试坑 编号	量砂容 器质量 加原有 量砂质 量(g)	量砂容 器质量 加剩余 量砂质 量(g)	试坑用 砂质量 (g)	量砂 密度 (g/cm ³)	试坑 体积 (cm ³)	试样加 容器质 量(g)	容器 质量 (g)	试样 质量 (g)	试样 密度 (g/cm ³)	试样 含水率 (%)	试样 干密度 (g/cm ³)	试样重度 (kN/cm ³)
	(1)	(2)	(3) = (1) - (2)	(4)	(5) = $\frac{(3)}{(4)}$	(6)	(7)	(8) = (6) - (7)	(9) = $\frac{(8)}{(5)}$	(10)	(11) = $\frac{(9)}{1 + (10)}$	(12) = $9.81 \times (9)$

第三节 比重试验

土粒比重定义为土粒在 105 ~ 110℃ 温度下烘干至恒量时的质量与同体积 4℃ 时纯水质量的比值。土粒比重是一个无量纲的名词。

测定比重, 对小于 5mm 土颗粒组成的土, 采用比重瓶法, 对等于和大于 5mm 土颗粒组成的土采用浮称法和虹吸简法。

一、比重瓶法

1. 适用范围

本试验方法适用于粒径小于 5mm 的土。

2. 仪器设备

(1) 比重瓶: 容量 100(或 50)mL, 分长颈和短颈两种。

(2) 分析天平: 称量 200g, 最小分度值 0.001g。

(3) 恒温水槽: 准确度 $\pm 1^\circ\text{C}$ 。

(4) 砂浴: 应能调节温度。

(5) 真空抽气设备: 包括真空抽气机、真空抽气缸、测压的水银柱或真空负压表。

(6) 温度计: 刻度为 0 ~ 50℃, 最小分度值为 0.5℃。

(7) 其他: 烘箱、纯(蒸馏)水、中性液体(如煤油)、筛(孔径 2mm 及 5mm)、蒸发皿、匙、漏斗、滴管等。

3. 比重瓶校正

(1) 将比重瓶洗净、烘干, 置于干燥器内, 冷却后称量, 准确至 0.001g。

(2) 将纯水注入比重瓶, 对长颈比重瓶注水至刻度处, 对短颈比重瓶应注满纯水, 塞紧瓶塞, 多余水分自瓶塞毛细管中溢出。调节恒温水槽至 5℃ 或 10℃, 然后将比重瓶放入恒温水槽内, 直至瓶内水温稳定。取出比重瓶, 擦干外壁, 称瓶和水的总质量, 准确至 0.001g。测定恒温水槽内水温, 准确至 0.5℃。

(3) 以 5°C 级差调节恒温水槽的水温,逐级测定不同温度下的比重瓶和水总质量,至达到本地区最高自然气温为止。每个温度时均应进行两次平行测定,两次测定的差值不得大于 0.002g ,取两次测值的平均值。绘制温度与瓶和水总质量的关系曲线,如图3-3所示。

4. 操作步骤

(1) 先将比重瓶烘干,再将 15g 烘干土装入 100mL 比重瓶内(若用 50mL 比重瓶,装烘干试样 10g),称试样和瓶的总质量,准确至 0.001g 。

(2) 为排除土中空气,将已装有干土的比重瓶,注纯水至瓶的一半处,摇动比重瓶,并将瓶在砂浴上煮沸,煮沸时间自悬液沸腾时算起,砂土应不少于 30min ,黏土、粉土应不少于 1h ,使土粒分散。注意沸腾后调节砂浴温度,不使土液溢出瓶外。

(3) 如系长颈比重瓶,用滴管调整液面恰至刻度(以弯液面下缘为准),擦干瓶外及瓶内壁刻度以上部分的水,称瓶、水、土总质量。如系短颈比重瓶,将纯水注满,使多余水分自瓶塞毛细管中溢出,将瓶外水分擦干后,称瓶、水、土总质量,称量后立即测出瓶内水的温度,准确至 0.5°C 。

(4) 根据测得的温度,从已绘的温度与瓶和水总质量关系曲线上查得瓶和水总质量。如比重瓶体积事先未经温度校正,则立即倾去悬液,洗净比重瓶,注入事先煮沸过且与试验时同温度的纯水至同一体积刻度处,短颈比重瓶则注水至满,按本试验步骤(3)调整液面后,将瓶外水分擦干,称瓶和水总质量。

(5) 如系砂土,煮沸时砂粒易跳出,允许用真空抽气法代替煮沸法排出土中空气,其余步骤与上面步骤(3)及步骤(4)相同。

(6) 对含有某一定量的可溶盐、不亲水胶体或有机质的土,必须用中性液体(如煤油)测定,并用真空抽气法(不能用煮沸法)排除土中气体。真空压力表读数宜接近当地一个大气负压值,抽气时间不少于 1h (直至悬液内无气泡为止),其余步骤同步骤(3)和步骤(4)。

(7) 本试验称量应准确至 0.001g 。

5. 试验记录

试验记录见表3-6。

比重试验记录

表3-6

工程名称 _____

试验者 _____

工程编号 _____

计算者 _____

试验日期 _____

校核者 _____

试样 编号	比重 瓶号	温度 ($^{\circ}\text{C}$)	液体比重 查表	比重瓶 质量 (g)	干土 质量 (g)	瓶加液体 质量 (g)	瓶加液体 加干土总 质量(g)	与干土同体积 的液体质量 (g)	比 重	平均值
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = (4) + (5) - (6)	(8) = $\frac{(4)}{(7)} \times (2)$	(9)

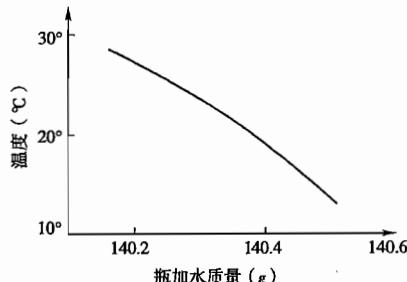


图3-3 温度和瓶、水质量关系曲线

二、浮称法

1. 适用范围

本试验方法适用于粒径大于等于 5mm 的土，且其中粒径大于 20mm 的土质量应小于总土质量的 10%。

2. 仪器设备

(1) 浮称天平：称量 2000g 以上，最小分度值 0.5g；应附有孔径小于 5mm 的金属网篮，其直径为 10~15cm，高为 10~20cm；适合网篮沉入的盛水容器(图 3-4)。

(2) 其他：烘箱、温度计、筛(孔径 5mm 及 20mm)等。

3. 试验步骤

(1) 取代表性试样 500~1000g，彻底冲洗试样，直至颗粒表面无尘土和其他污物。

(2) 将试样浸在水中一昼夜取出，立即放入金属网篮，缓缓浸没于水中，并在水中摇晃，至无气泡逸出为止。

(3) 称金属网篮和试样在水中的总质量。

(4) 取出试样烘干，称量。

(5) 称金属网篮在水中质量，并立即测量容器内水的温度，准确至 0.5℃。

4. 试验记录

试验记录见表 3-7。

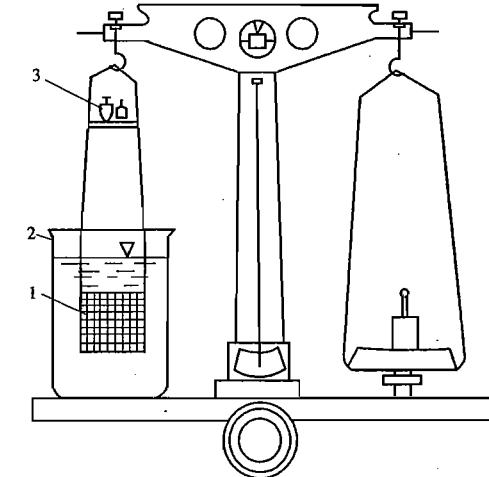


图 3-4 浮称天平

1-盛粗粒土的金属网篮；2-盛水容器；3-平衡砝码

比重试验记录(浮称法)

表 3-7

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

试样 编号	金属丝网 篮号	温度 (℃)	水的比重 查表	干土 质量 (g)	金属网篮加 试样水中 质量(g)	金属网篮在 水中质量 (g)	试样在 水中质量 (g)	比 重	平均值
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (4) - (5)	(7) = $\frac{(3) \times (2)}{(3) - (6)}$	(8)

三、虹吸筒法

1. 适用范围

本试验方法适用于粒径大于、等于 5mm 的土，且其中粒径大于 20mm 的土质量大于等于总土质量的 10%。

2. 仪器设备

- (1) 虹吸筒装置由虹吸筒和虹吸管组成如图 3-5 所示。
- (2) 天平: 称量 1000g, 最小分度值 0.1g。
- (3) 量筒: 容积大于 500mL。
- (4) 其他: 烘箱、温度计、筛(孔径 5mm 及 20mm)等。

3. 试验步骤

- (1) 取代表性试样 700 ~ 1000g, 将试样彻底冲洗, 直至颗粒表面无尘土和其他污物。
- (2) 再将试样浸在水中一昼夜取出, 晾干(或用布擦干), 称量。
- (3) 注清水入虹吸筒, 至虹吸管口有水溢出时停止注水, 待管不再有水流后, 关闭管夹, 将试样缓缓放入筒中, 边放边搅, 至无气泡逸出时为止, 搅动时勿使水溅出筒外。
- (4) 称量筒质量, 待虹吸筒中水面平静后, 开管夹, 让试样排开的水通过虹吸管流入筒中。
- (5) 称量筒与水总质量后(准确至 0.5g), 测量筒内水的温度, 准确至 0.5°C。
- (6) 取出虹吸筒内试样, 烘干, 称量。准确至 0.1g, 称量筒质量准确至 0.5g。

4. 试验记录

试验记录见表 3-8。

比重试验记录(虹吸筒法)

表 3-8

工程名称 _____

试验者 _____

工程编号 _____

计算者 _____

试验日期 _____

校核者 _____

试 样 编 号	温 度 (°C)	水的比重 查表	烘 干 土 质 量 (g)	晾 干 土 质 量 (g)	量 筒 加 排 开 水 质 量 (g)	量 筒 质 量 (g)	排 开 水 质 量 (g)	吸 着 水 质 量 (g)	比 重	平均值
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = (5) - (6)	(8) = (4) - (3)	(9) = $\frac{(3) \times (2)}{(7) - (8)}$	(10)

第四节 砂的相对密度试验

本试验方法适用于粒径不大于 5mm 的土, 且粒径 2 ~ 5mm 的试样质量不大于试验总质量的 15%。

一、砂的最大干密度即最小孔隙比试验

砂的最大干密度试验采用振动锤击法。

1. 仪器设备

(1) 最小孔隙比试验设备:金属圆筒(容积 1000mL, 内径 10cm, 容积 250mL, 内径为 5cm, 高度均为 12.7cm), 附护筒、振动叉、击锤(质量 1.25kg, 落高 150mm, 锤直径 50mm), 如图 3-6 所示。

(2) 台秤: 称量 5000g, 最小分度值 1g。

(3) 其他: 削土刀、盛土容器和匙等。

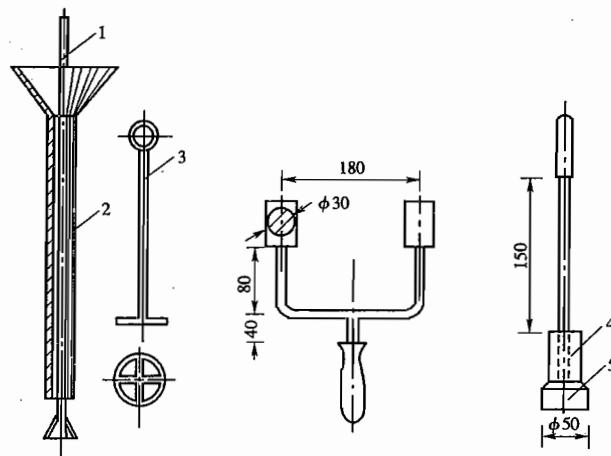


图 3-6 长颈漏斗、振动仪和击锤(单位:mm)

1-锥形塞;2-长颈漏斗;3-拂平器;4-击锤;5-锤座

2. 操作步骤

(1) 取代表性的试样约 2000g。

分 3 次倒入容器进行振击:先取试样 600 ~ 800g(其数量应使振击后的体积略大于容器容积的 1/3)倒入金属圆筒内,用振动叉各以 150 ~ 200 次/min 的速度敲打圆筒两侧,并在同一时间内,用击锤在试样表面锤击 30 ~ 60 次/min,直至砂样体积不变为止(一般约 5 ~ 10min 左右)。

(2) 按上述步骤进行后再进行二次加土的振动和锤击,第三次加土时应先在容器口上安装护筒。

(3) 最后一次振毕,取下护筒,用削土刀修齐容器顶面,削去多余试样,称圆筒和试样的总质量,准确至 1g,计算出试样质量。

计算最大干密度和最小孔隙比。本试验必须进行两次平行测定,两次测定的密度差值不得大于 0.03 g/cm^3 , 取两次测值的平均值。

二、砂的最小干密度即最大孔隙比试验

砂的最小干密度试验宜采用漏斗法和倒转量筒法。

1. 仪器设备

(1) 量筒: 容积为 500mL 和 1000mL, 后者内径应大于 6cm。

(2) 长颈漏斗: 颈管内径约 1.2cm, 颈口应磨平。

(3) 锥形塞: 直径约 1.5cm 的圆锥体焊接于铁杆上(图 3-6)。

(4) 砂面拂平器,十字形金属平面焊接在铜杆下端。

(5) 台秤:称量 5000g,最小分度值 1g。

(6) 其他:橡胶板、盛土容器和匙等。

2. 操作步骤

(1) 取代表性的烘干或充分风干试样约 1.5kg,用手搓或用圆木棍在橡胶板上碾散,并拌和均匀。

(2) 将锥形塞杆自漏斗下口穿入,并向向上提起,使椎体堵住漏斗管口,一并放人体积为 1000mL 的量筒中,使其下端与量筒底相接触。

(3) 称取试样 700g,准确至 1g,均匀倒入漏斗中,将漏斗与锥形塞杆同时提高,移动塞杆使椎体略离开管口,管口应经常保持高出砂面约 1~2cm,使试样缓慢均匀地落入量筒中。

(4) 试样全部落入量筒后,取出漏斗与锥形塞,用砂面拂平器将砂面拂平,勿使量筒振动,然后测读并记录砂样体积估读至 5mL。

(5) 以手掌或橡皮塞堵住量筒口,将量筒倒转,然后缓慢地转回原来位置,如此重复几次,记下体积的最大值,估读至 5mL。

(6) 取上述两种方法所得的较大体积值,计算最小干密度和最大孔隙比。

3. 试验记录

试验记录见表 3-9。

本试验必须进行两次平行测定,两次测定的密度差值不得大于 $0.03\text{g}/\text{cm}^3$,取两次测值的平均值。

相对密度试验记录

表 3-9

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算器_____

试验日期_____

校核者_____

	试验项目	最小干密度		最大干密度		备注
		漏斗法		振击法		
试样质量(g)	(1)					
试样体积(cm^3)	(2)					
干密度(g/cm^3)	(3)					
平均干密度(g/cm^3)	(4)					
土粒比重	(5)					
天然干密度(g/cm^3)	(6)					
相对密度	$(7) = \frac{(\rho_d - \rho_{d\min})\rho_{d\max}}{(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})\rho_d}$					

第五节 实际应用

土的密度和比重与含水率一样是土的最基本的三个实测指标,通过三相指标的换算,可得到土的其他物理性质指标。同时它们也是了解土力学性质时必不可少的参数。

一、密度试样成果的整理与应用

(1) 环刀法时按下列公式计算湿密度及干密度:

$$\rho_0 = \frac{m_1 - m_2}{V} \quad (3-3)$$

$$\rho_d = \frac{\rho_0}{1 + W} \quad (3-4)$$

式中: ρ_0 、 ρ_d ——分别为土的湿密度和干密度(g/cm^3);

m_1 ——环刀和土的质量(g);

m_2 ——环刀质量(g);

V ——试样体积(环刀容积)(cm^3);

W ——含水率(%).

(2) 蜡封法时土的密度可按下式计算:

$$\rho = \frac{\frac{m_0}{m_n - m_{nw}} - \frac{m_n - m_0}{\rho_{wt}}}{\rho_n} \quad (3-5)$$

式中: m_0 ——试样质量(g);

m_n ——蜡封试样质量(g);

m_{nw} ——蜡封试样在纯水中的质量(g);

ρ_{wt} ——纯水在 $t^\circ\text{C}$ 时的密度(g/cm^3), 精确至 $0.001\text{g}/\text{cm}^3$;

ρ_n ——蜡的密度(g/cm^3), 可采用 $0.92\text{g}/\text{cm}^3$ 。

(3) 灌砂法时试样密度和干密度用下列公式进行计算, 准确至 $0.01\text{g}/\text{cm}^3$

$$\rho_0 = \frac{m_p}{m_s/\rho_s} \quad (3-6)$$

$$\rho_d = \frac{m_p/(1 + W)}{m_s/\rho_s} \quad (3-7)$$

式中: m_p ——取自试坑内的试样质量(g);

m_s ——注满试坑所用标准砂质量(g);

ρ_s ——标准砂的密度(g/cm^3);

其余符号意义同前。

二、比重试验成果整理及应用

(1) 比重瓶法用纯水测定比重时, 采用下式计算:

$$G_s = \frac{m_d}{m_d + m_{bw} - m_{bws}} \times G_{wt} \quad (3-8)$$

式中: G_s ——土的比重;

m_d ——干土质量(g);

m_{bw} ——比重瓶、水总质量(g);

m_{bws} ——比重瓶、水(土已将部分水排除, 水土总体积等于原来水的体积)、土总质量(g);

G_{wt} —— $t^{\circ}\text{C}$ 时纯水的比重(水的比重可查物理手册),准确至0.001。

若用中性液体测定,则采用下式计算:

$$G_s = \frac{m_d}{m'_{bw} + m_d - m'_{bws}} \times G_{kt} \quad (3-9)$$

式中: m'_{bw} ——瓶、中性液体总质量(g);

m'_{bws} ——瓶、土、中性液体(同上面的纯水)总质量(g);

G_{kt} —— $t^{\circ}\text{C}$ 时中性液体比重(应实测),准确至0.001。

(2)浮称法计算土粒比重公式,计算至0.001。

$$G_s = \frac{m_d}{m_d - (m_{IS} - m'_I)} \times G_{wt} \quad (3-10)$$

式中: m'_I ——金属网篮在水中质量(g);

m_{IS} ——试样和金属网篮在水中总质量(g);

其余符号意义同前。

(3)虹吸筒法按下式计算比重,计算至0.01。

$$G_s = \frac{m_d}{(m_{cw} - m_c) - (m_{ad} - m_d)} \times G_{wt} \quad (3-11)$$

式中: m_{ad} ——晾干试样的质量(g);

m_{cw} ——量筒与水的总质量(g);

m_c ——量筒质量(g);

其余符号意义同前。

三、相对密度试验成果整理及应用

(1)最大与最小干密度的计算:

$$\rho_{dmax} = \frac{m_d}{V_{min}} \quad (3-12)$$

$$\rho_{dmin} = \frac{m_d}{V_{max}} \quad (3-13)$$

式中: ρ_{dmax}, ρ_{dmin} ——最大、最小干密度(g/m^3);

m_d ——烘干试样质量(g);

V_{max}, V_{min} ——试样最大、最小体积(cm^3)。

(2)最大与最小干密度,均须进行两次平行测定,取其算术平均值,其平行差值不得超过0.03。

(3)最大与最小孔隙比的计算:

$$e_{max} = \frac{\rho_w G_s}{\rho_{dmin}} - 1 \quad (3-14)$$

$$e_{min} = \frac{\rho_w G_s}{\rho_{dmax}} - 1 \quad (3-15)$$

式中: e_{max}, e_{min} ——最大、最小孔隙比;

G_s ——土粒比重。

(4) 相对密度(D_r)的计算:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3-16)$$

$$D_r = \frac{(\rho_d - \rho_{d\min})\rho_{d\max}}{(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})\rho_d} \quad (3-17)$$

式中: e_0 ——天然孔隙比;

ρ_d ——天然干密度(g/cm^3)。

其余符号意义同前。

(5) 由式(3-16)可知,若砂土的天然孔隙比接近于 e_{\min} ,即相对密度接近于1时,土呈密实状态;若砂土的天然孔隙比接近于 e_{\max} 时,即相对密度接近于0时,则呈松散状态。因此,可以根据 D_r 值将砂土的密实状态进行划分(表3-10)。

砂的相对密度与密实状态表

表3-10

相对密度 D_r	$D_r < 0.15$	$0.15 < D_r \leq 0.33$	$0.33 < D_r \leq 0.67$	$D_r > 0.67$
砂土密实状态	极松	松散	中密	密实

(6) 相对密度试验适用于透水性良好的无黏性土,如纯砂、纯砾等。相对密度是无黏性粗粒土密实程度的指标,对于建筑物和地基的稳定性,特别在抗震稳定方面具有重要意义。

四、注意事项

(1) 密度试验的几种方法有其各自的适用范围,其中尤以环刀法是密度试验中的基本方法,按土质均匀程度及土样尺寸应选择不同容积的环刀。室内进行密度试验,考虑到与剪切、固结等项试验所用环刀相配合,一般选用内径为61.8mm、高为20mm(即容积为60cm³)的环刀。施工现场检查填土压实密度时,可采用容积为200~500cm³的环刀,并控制径高比为2.5~3.5,环刀壁厚一般采用2mm,刃口厚0.3mm。

(2) 比重试验中不同方法对试样中不同粒径的土量有各自的限定,当试样中既有粒径大于5mm的土颗粒,又含有粒径小于5mm的土颗粒时,工程上采用平均比重,取粒组颗粒比重的加权平均值。

(3) 相对密度试验成果的准确性在某种意义上与砂样的采集、运输等环节密切相关,室内试验时,还受容器内径大小、土样的湿度等因素影响。在最大干密度试验时,可使砂土处于最优含水率(4%~10%)附近时击实,且不宜用烘干试样进行试验,但在最小干密度试验时,则应使用干燥土样。

第四章 颗粒分析试验

第一节 概述

自然界的土是一种高分散体系,它的分散度与土地的矿物成分在很大程度上有着密切的联系,而土的分散达到一定的程度(量变过程),就会引起土的性质发生显著变化(即质变),这些变化都可以反映在土的可塑性、透水性、胀缩性、毛细水上升以及压缩性和强度稳定性等方面。

土的描述和分类基本上都以土粒大小和组成含量作为依据,这是最简单也是最主要的指标。土的颗粒分析就是通过试验方法将天然土的各种粒度成分加以定量的确定,并在半对数坐标纸上绘制颗粒级配曲线,通常将粒径大小取成对数作横坐标,纵坐标为小于某粒径土粒含量的百分数,如图 4-1 所示。颗粒级配曲线法是表示土粒度成分的比较完善的方法。在同一

工程编号_____

试验者_____

钻孔编号_____

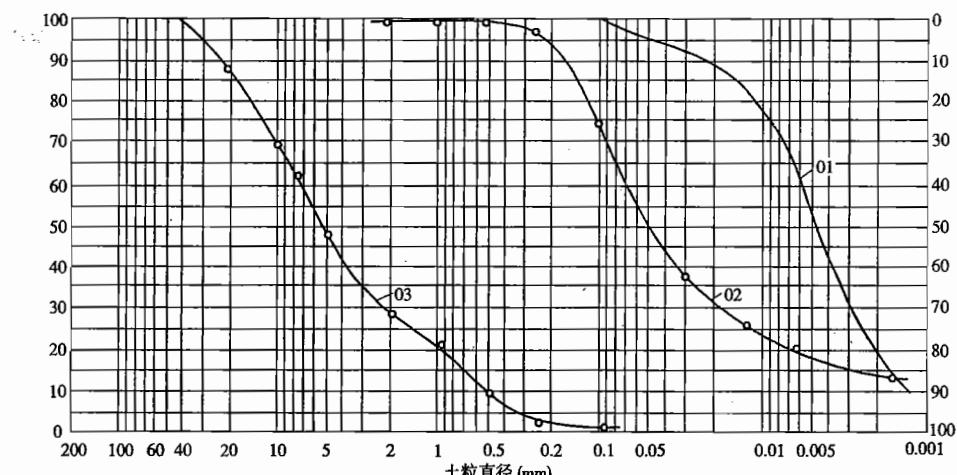
计算者_____

土样说明_____

制图者_____

试验日期_____

校核者_____



卵石或碎石	粗砾			细砾			砂粒		粉粒	黏粒
	粗	中	细	粗	中	细				

试样编号	粗粒土 ($> 0.075 \text{ mm}$)					土的分类	细粒土 ($< 0.075 \text{ mm}$)	
	$> 60\% (\%)$	砾 (%)	砂 (%)	$C_u = d_{60}/d_{10}$	$C_e = d_{30}^2/d_{60}d_{10}$		$0.075 \sim 0.005$	< 0.005

图 4-1 颗粒大小分布曲线

半对数纸上,可以绘制几个土样的颗粒级配曲线,从曲线上确定各种粒径的大小和它们所占的百分数,可以进行土的分类。

另外,在颗粒级配曲线上可以得到两个经常使用的参数。即不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c ,其定义表达式为:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (4-1)$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} \quad (4-2)$$

式中: C_u ——不均匀系数;

C_c ——曲率系数;

d_{10} 、 d_{30} 、 d_{60} ——曲线上小于某粒径的土粒质量分别为 10%、30%、60% 的土粒直径。

若某土的土粒大小大致相同, d_{60} 与 d_{10} 就彼此接近,那么,不均匀系数就接近于 1;不均匀系数越大,表示级配越良好。级配良好的土料是由大小不同的各种颗粒组成,因此它容易密实。

如果不均匀系数 $C_u \geq 5$,而且曲率系数 $C_c = 1 \sim 3$ 时,该土定义为级配良好;如不能同时满足上述两个条件,则为级配不良。

颗粒大小分析的试验方法主要有两大类:一类是机械分析法;如筛分析法;另一类是物理分析法,如密度计法和移液管法等,对于粒径大于 0.075mm 的土,采用筛分析法,对于粒径小于 0.075mm 的土,采用密度计法或移液管法,对于粗细颗粒兼有的混合类土,则联合使用筛分析法与密度计法或移液管法。

第二节 筛 分 析 法

一、基本原理

筛分析法是利用一套孔径不同的标准筛,来分离一定量的砂性土中与筛孔相应的粒组,而后称质量,计算各粒组的质量百分比,确定砂性土的粒度成分。本试验适用于粒径小于等于 60mm,大于 0.075mm 的土。

二、仪器设备

(1) 分析筛:粗筛孔径为 60mm、40mm、20mm、10mm、5mm、2mm;细筛孔径为 2mm、1mm、0.5mm、0.25mm、0.075mm。

(2) 天平:称量 5000g,最小分度值 1g,称量 1000g,最小分度值 0.1g;称量 200g,最小分度值 0.01g。

(3) 摆篩机(带振动、拍打功能)。

(4) 其他:烘箱、筛刷、瓷盘、木锤、研钵等。

三、备样

从风干、松散的土样中用四分法按照下列规定取出具有代表性的试样:

(1) 小于 2mm 颗粒的土 100~300g。

- (2) 最大粒径小于 10mm 的土 300 ~ 1000g。
- (3) 最大粒径小于 20mm 的土 1000 ~ 2000g。
- (4) 最大粒径小于 40mm 的土 2000 ~ 4000g。
- (5) 最大粒径大于 40mm 小于 60mm 的土 4000g 以上。

四、试验步骤

筛分析试验应按下列步骤进行：

- (1) 按规定称取试样，称量应准确至 0.1g，试样数量超过 500g 时，准确至 1g。将试样分批过 2mm 的筛。
- (2) 从上到下按孔径由大到小的次序排列标准筛，将大于 2mm 的试样从大到小的秩序，依次通过大于 2mm 的各级粗筛。将留在筛上的土分别称量。
- (3) 2mm 筛下的土如数量过多，可用四分法缩分至 100 ~ 800g。将试样依次通过小于 2mm 的各级细筛。可用摇筛机进行振摇。振摇时间为 10 ~ 15 min。
- (4) 再按由上而下的顺序将各筛取下，称各级筛上及底盘内试样的质量，应准确至 0.1g。
- (5) 筛后各级筛上和筛底土总质量与筛前试样质量之差，不应大于 1%。
- (6) 如 2mm 筛下的土不超过试样总质量的 10%，可省略细筛分析；如 2mm 筛上的土不超过试样总质量的 10%，可省略粗筛分析。

含有黏土粒的砂砾土的筛分析试验步骤如下：

- (1) 将土样放在橡胶板上，用木锤将黏土结的土团充分碾散、拌匀、烘干、称量。如土样过多时，用四分法称取代表性土样。
- (2) 将试样置于盛有清水的瓷盘中，浸泡并搅拌，使粗细颗粒分散。
- (3) 将浸润后的混合液过 2mm 的筛，边冲边洗过筛，直至筛上仅留大于 2mm 以上的土粒为止。然后，将筛上洗净的沙砾风干称量。按以上方法进行粗筛分析。
- (4) 通过 2mm 筛下的混合液存在盆中，待稍沉淀，将上部悬液过 0.075mm 洗筛，用带橡胶头的玻璃棒研磨盆内浆液，再加清水，搅拌、研磨、静置、过筛，反复进行，直至盆内悬液澄清。最后，将全部土粒倒在 0.075mm 筛上，用水冲洗，直到筛上仅留大于 0.075mm 净砂为止。
- (5) 将大于 0.075mm 的净砂烘干称量，并进行细筛分析。
- (6) 将大于 2mm 颗粒及 2 ~ 0.075mm 的颗粒质量从原称量的总质量中减去，即为小于 0.075mm 颗粒质量。
- (7) 如果小于 0.075mm 颗粒质量超过总土质量的 10% 时，应用密度计法或移液管法测定小于 0.075mm 颗粒组成。

五、结果整理

- (1) 计算小于某粒径的颗粒质量百分数：

$$X = \frac{m_A}{m_B} \times 100\% \quad (4-3)$$

式中：X——小于某粒径颗粒的质量百分数（%）；

m_A ——小于某粒径的颗粒质量（g）；

m_B ——试样的总质量（g）。

(2) 小于 2mm 的颗粒如用四分法缩分取样时, 试样中小于某粒径颗粒质量占总土质量的百分数:

$$x = \frac{m_a}{m_b} \times d_x \quad (4-4)$$

式中: m_a —— 细筛分析时小于某粒径的试样质量(g);

m_b —— 细筛分析时所取试样的质量(g);

d_x —— 粒径小于 2mm 的颗粒质量占试样总质量的百分数(%)。

(3) 在半对数坐标纸上, 以小于某粒径的颗粒质量百分数为纵坐标, 以径粒(mm)为横坐标, 绘制颗粒大小级配曲线(如图 4-1), 求出各粒组的颗粒质量百分数, 以整数(%)表示。

(4) 必要时按式(4-1)、式(4-2)计算不均匀系数和曲率系数。

(5) 试验记录见表 4-1。

颗粒大小分析试验记录(筛析法)

表 4-1

工程名称	_____	实验者	_____
土样编号	_____	计算者	_____
试验日期	_____	校核者	_____
风干土质量 =	g	小于 0.075mm 的土占总土质量百分数 =	%
2mm 筛上土质量 =	g	小于 2mm 的土占总土质量百分数 $d_x =$	%
2mm 筛下土质量 =	g	细筛分析时所取试样质量 =	g
筛号	孔径 (mm)	累积留筛土质量 (g)	小于该孔径的土质量 (g)
底盘总计			

第三节 密度计法

一、基本原理

密度计分析法适用于粒径 $< 0.075\text{mm}$ 的试样, 试验时将一定量的土样放在量筒中, 加水混合制成一定量(例如体积 1000mL)的土悬液。悬液经过搅拌, 大小颗粒均匀地分布于水中, 因此悬液的浓度上下一致。静置悬液, 让土粒下沉, 在土粒下沉过程中用密度计在悬液里测读出对应于不同时间的不同悬液密度, 根据密度计读数和土粒的下沉时间, 计算出小于某一粒径的颗粒占土样总质量的百分数。

大小不同的颗粒在液体中下沉的速度是不同的, 单个球体在无限液体内的下沉速度可用司笃克定律来表示。土样颗粒的形状与球体相差颇多, 所以 d 值并不代表真正粒径, 而只是相当数值而已。

密度计在颗粒分析试验中有两个作用: 一是测量悬液的密度; 另一是测量土粒沉降的距离。

二、仪器设备

(1) 土壤密度计(需有计量部门的鉴定书)有如下两种:

①甲种土壤密度计: 读数表示 1000mL 悬液中的干土重, 刻度为 $-5^\circ \sim 50^\circ$, 最小分度值为 0.5° 。

(2)乙种土壤密度计(以20℃时悬液密度表示);读数表示悬液的比重,刻度为0.995~1.020,最小分度值为0.0002。

(2)量筒:容积为1000mL,内径为60mm,高度为420mm,刻度为0~1000mL,读数精确至10mL。

(3)洗筛漏斗:上口径略大于洗筛直径,下口径略小于量筒内径。

(4)天平:称量1000g,最小分度值0.1g;称量200g,最小分度值0.01g。

(5)温度计:测量范围为0~50℃,最小分度值0.5℃。

(6)煮沸设备:附冷凝管装置。

(7)搅拌器:轮径为50mm,孔径为3mm杆长约450mm,带螺旋叶。

(8)其他:秒表、研钵、木杵、电导率仪、烘箱、锥形瓶(容积为500mL)、蒸发皿、试剂(4%六偏磷酸钠溶液)等。

三、密度计校正

土壤密度计的校正,应符合下列规定:

(1)土壤密度计刻度校正与土粒沉降距离校正。

(2)温度校正:土壤密度计是以20℃时刻制的,当悬液温度不等于20℃时,应进行校正,校正值可查表4-2。

温 度 校 正 值

表 4-2

悬液温度 (℃)	甲种土壤密度 计温度校正值 m_T	乙种土壤密度 计温度校正值 m'_T	悬液温度 (℃)	甲种土壤密度 计温度校正值 m_T	乙种土壤密度 计温度校正值 m'_T
10.0	-2.0	-0.0012	20.0	+0.0	+0.0000
10.5	-1.9	-0.0012	20.5	+0.1	+0.0001
11.0	-1.9	-0.0012	21.0	+0.3	+0.0002
11.5	-1.8	-0.0011	21.5	+0.5	+0.0003
12.0	-1.8	-0.0011	22.0	+0.6	+0.0004
12.5	-1.7	-0.0010	22.5	+0.8	+0.0005
13.0	-1.6	-0.0010	23.0	+0.9	+0.0006
13.5	-1.5	-0.0009	23.5	+1.1	+0.0007
14.0	-1.4	-0.0009	24.0	+1.3	+0.0008
14.5	-1.3	-0.0008	24.5	+1.5	+0.0009
15.0	-1.2	-0.0008	25.0	+1.7	+0.0010
15.5	-1.1	-0.0007	25.5	+1.9	+0.0011
16.0	-1.0	-0.0006	26.0	+2.1	+0.0013
16.5	-0.9	-0.0006	26.5	+2.2	+0.0014
17.0	-0.8	-0.0005	27.0	+2.5	+0.0015
17.5	-0.7	-0.0004	27.5	+2.6	+0.0016
18.0	-0.5	-0.0003	28.0	+2.9	+0.0018
18.5	-0.4	-0.0003	28.5	+3.1	+0.0019
19.0	-0.3	-0.0002	29.0	+3.3	+0.0021
19.5	-0.1	-0.0001	29.5	+3.5	+0.0022
20.0	-0.0	-0.0000	30.0	+3.7	+0.0023

(3) 土粒比重校正:土壤密度计刻度应以土粒比重 2.65 为准。当试样的土粒比重不等于 2.65 时,应进行土粒比重校正,校正值可查表 4-3。

土粒比重校正值

表 4-3

土粒 比重	比重校正值		土粒 比重	比重校正值	
	甲种土壤密度计 C_G	乙种土壤密度计 C'_G		甲种土壤密度计 C_G	乙种土壤密度计 C'_G
2.50	1.038	1.666	2.70	0.989	1.588
2.52	1.032	1.658	2.72	0.985	1.581
2.54	1.027	1.649	2.74	0.981	1.575
2.56	1.022	1.641	2.76	0.977	1.568
2.58	1.017	1.632	2.78	0.973	1.562
2.60	1.012	1.625	2.80	0.969	1.556
2.62	1.007	1.617	2.82	0.965	1.549
2.64	1.002	1.609	2.84	0.961	1.543
2.66	0.998	1.603	2.86	0.958	1.538
2.68	0.993	1.595	2.88	0.954	1.532

四、试验步骤

(1) 密度计法颗粒分析试验的试样,首先应进行分散处理,当试样中易溶盐含量大于 0.5% 时,还应洗盐过滤,然后风干备样(易溶盐含量的检验可用电导法和目测法:采用电导法时,先用电导率仪测定 $t^{\circ}\text{C}$ 时试样溶液的电导率,当电导率大于 $1000\mu\text{s}/\text{cm}$ 时应洗盐。若用目测法则取少量(3g)试样放入烧杯中,加适量纯水调成糊状研散,再加 25mL 纯水,煮沸 10min,冷却后移入试管中,静置过夜,若出现凝聚现象应洗盐)。

(2) 取代表性试样 200~300g,过 2mm 筛,求出筛上试样占试样总质量的百分比,取筛下土,测定试样的风干含水率。

(3) 称风干试样 30g 倒入 500mL 锥形瓶,注入纯水 200mL,浸泡过夜。然后置于煮沸设备上煮沸,煮沸的时间宜为 40min。

(4) 将冷却后的悬液移入烧杯中,静止 1min,通过洗筛漏斗将上部悬液过 0.075mm 筛,遗留杯底沉淀物用带橡皮头研杵研散,再加适量水搅拌,再过 0.075mm 筛,如此重复清洗(最后所得总的悬液不得超过 1000mL)直至杯底砂粒洗净,把留在筛上的试样和杯中砂粒合并洗入蒸发皿内,倒去清水,烘干,称烘干试样质量。并按筛分析试验进行筛分析,并计算各级颗粒占试样总质量的百分比。

(5) 将过筛的悬液倒入量筒,加入 4% 浓度的六偏磷酸钠试剂 10mL,再注入纯水至 1000mL。

(6) 用搅拌器在量筒内沿整个悬液深度上下搅拌 1min,往返各 30 次,使悬液均匀分布。取出搅拌器,立即开动秒表,测记 0.5min、1min、5min、15min、30min、60min、120min、240min 和 1440min 时密度计读数。每次读数前 10~20s 将密度计小心放入悬液中且接近读数的深度,保持密度计浮泡处在量筒中心,不得贴近量筒内壁。每次读数以后,应取出密度计(0.5 及

1min 读数除外), 放入盛有清水的量筒中, 并应测记相应的悬液温度, 精确至 0.5°C。放入或取出密度计时, 应小心轻放, 不得扰动悬液。

(7) 密度计读数均以弯液面上缘为准。甲种密度计应精确至 0.5°C, 乙种密度计应精确至 0.0002。

五、结果整理

(1) 计算小于某粒径的试样质量占试样总质量的百分比:

① 甲种密度计

$$x = \frac{100}{m_s} C_G (R_m + m_T + n - c_d) \quad (4-5)$$

② 乙种密度计

$$X = \frac{100 \cdot V_x}{m_s} \cdot C'_G [(R'_m - 1) + m'_T + n' - c'_d] \rho_{w20} \quad (4-6)$$

式中: X —小于某粒径的试样质量百分数(%) ;

m_s —试样干质量(干土质量)(g)

C_G, C'_G —土粒比重校正系数, 见表 4-3;

n, n' —弯月面校正值;

c_d, c'_d —分散剂校正值;

R_m, R'_m —甲、乙种密度计读数;

V_x —悬液体积(1000mL);

m_T, m'_T —悬液温度校正值, 查表 4-2;

ρ_{w20} —20°C 时水的密度(g/cm³);

其余符号意义同前。

(2) 土粒直径按司笃克公式计算:

$$d = \sqrt{\frac{1800 \times 10^4 \eta}{(G_s - G_{wt}) \rho_{wt} g} \cdot \frac{L}{t}} \quad (4-7)$$

式中: d —试样颗粒粒径(mm);

η —水的动力黏滞系数, (10^{-6} kPa · s, 查表 6-1);

G_{wt} — t ℃纯水的比重;

ρ_{wt} —4℃时纯水的密度(g/cm³);

L —某一时间 t 内的土粒沉降距离(cm);

t —沉降时间(s);

g —重力加速度(cm/s²);

(3) 以小于某粒径的颗粒百分数为纵坐标, 以粒径为横坐标, 在半对数纸上, 绘制粒径级配曲线(如图 4-1), 求出各粒组的颗粒质量百分数, 以整数表示。如系与筛分法联合分析, 应将两段曲线绘成一平滑曲线。

(4) 试验记录

试验记录见表 4-4。

颗粒分析试验记录(密度计法)

表 4-4

工程编号_____ 试验者_____
 土样编号_____ 风干土质量_____ 计算者_____
 试验日期_____ 干土总质量 30g 校核者_____
 小于 0.075mm 颗粒土质量百分数_____ 密度计号_____
 湿土质量_____ 量筒号_____
 含水率_____ 烧瓶号_____
 干土质量_____ 土粒比重_____
 含盐量_____ 比重校正值_____
 试样处理说明_____ 弯液面校正值_____

试验时间	下沉时间 <i>t</i> (min)	悬液 温度 <i>T</i> (℃)	密度计读数				土粒 落距 <i>L</i> (cm)	粒径 <i>d</i> (mm)	小于某 粒径的 土质量 百分数 (%)	小于某粒径 的总土质量 百分数 (%)
			密度计 读数 <i>R_m</i>	温度校 正值 <i>m_T</i>	分散剂 校正值 <i>c_d</i>	$R = R_m + m_T + n - c_d$				

第四节 移液管法

一、基本原理

移液管法与密度计法一样,都是利用土粒在静水中沉降速度不同,根据司笃克公式计算。即在某一温度下,先计算悬液中直径为 0.05mm,0.01mm,0.005mm,0.002mm 的土粒,分别下沉至固定深度(即吸液深度,规定为 10cm 或 5cm)时所需要的时间 *t*。然后按规定的时间和深度,用移液管吸取一定体积的含有直径小于和等于 *d* 的土粒的悬液,置于坩埚中烘干称量。而后可分别求出相应粒径的累积百分含量及各粒组的百分含量。在计算前需要测定土粒比重及悬液温度。

试验用移液管吸取悬液,并测定被吸悬液的体积。本试验适用于粒径小于 0.075mm 的土。

二、仪器设备

(1) 分析天平:称量 200g 最小分度值 0.001g。

(2) 移液管:容积 25mL,如图 4-2 所示。移液管为吸取液体的一种特制的玻璃仪器,在一定温度下,吸满移液管的液体体积为一定值。

(3) 恒温水槽:高度应高于量筒。

(4) 1000mL 量筒、50mL 小烧杯(高型)等,其他与密度计分析法相同。

三、试验步骤

(1) 取代表性试样,黏性土为 10~15g 砂类土为 20g,准确至 0.001g 按密度计法制取

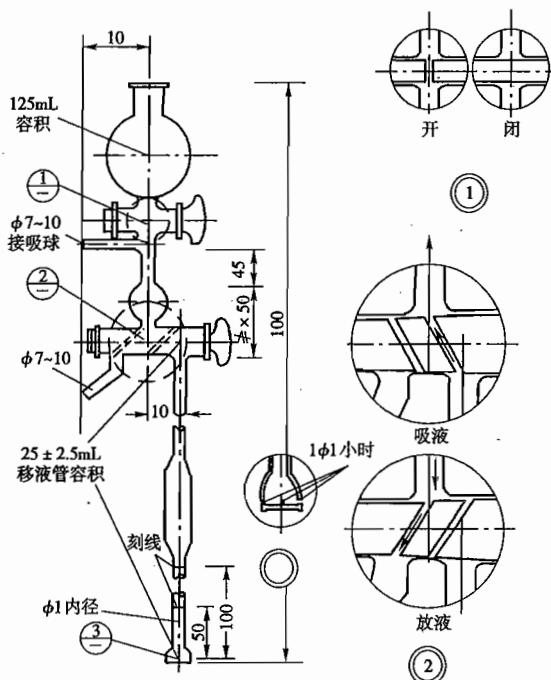


图 4-2 移液管(单位:mm)

悬液。

(2) 将盛土样悬液的量筒放入恒温水槽,使悬液恒温至适当温度。试验中悬液温度变化不得大于 $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ 。按式(4-8)计算粒径小于0.05mm、0.01mm、0.005mm、0.002mm和其他所需粒径下沉一定深度需要的静止时间:

$$t = \frac{1800 \times 10^4 \eta L}{(G_s - G_{wt}) \rho_{wt} g d^2} \quad (4-8)$$

式中符号同式(4-7)

同样,下沉一定深度需要的静止时间也可查阅土粒在不同温度静水中下沉某一深度所需的沉降时间表(见表4-5)。

土粒在不同温度静水中沉降时间表

表 4-5

土粒 比重	土粒 直径 (mm)	沉降 距离 (cm)	10℃	12.5℃	15℃	17.5℃	20℃	22.5℃	25℃	27.5℃	30℃	32.5℃	35℃
			(h/min/s)										
2.60	0.050	25.0	2/29	2/19	2/10	2/02	1/55	1/49	1/43	1/37	1/32	1/27	1/23
	0.050	12.5	1/14	1/09	1/05	1/01	58	54	51	48	46	44	41
	0.010	10.0	24/52	23/12	21/45	20/24	19/14	18/06	17/06	16/09	15/39	14/38	13/49
	0.005	10.0	39/26	1/32/48	1/26/59	1/21/37	1/16/55	1/12/24	1/08/25	1/04/14	1/01/10	58/23	55/16
2.65	0.050	25.0	2/25	2/15	2/06	1/59	1/52	1/45	1/40	1/34	1/29	1/25	1/20
	0.050	12.5	1/12	1/07	1/03	59	56	53	50	47	44	42	40
	0.010	10.0	24/07	22/30	21/05	19/47	18/39	17/33	16/35	15/39	14/50	14/06	13/24
	0.005	10.0	36/27	1/29/59	1/24/21	1/19/08	1/14/34	1/10/12	1/06/21	1/02/38	59/19	56/24	53/34

续上表

土粒 比重	土粒 直径 (mm)	沉降 距离 (cm)	10℃	12.5℃	15℃	17.5℃	20℃	22.5℃	25℃	27.5℃	30℃	32.5℃	35℃
			(h/min/s)										
2.70	0.050	25.0	2/20	2/11	2/03	1/55	1/49	1/42	1/36	1/31	1/21	1/22	1/18
	0.050	12.5	1/10	1/05	1/01	58	54	51	48	45	43	41	39
	0.010	10.0	23/24	21/50	20/28	19/13	18/06	17/02	16/06	15/12	14/23	13/41	13/00
	0.005	10.0	33/38	1/27/21	1/21/54	1/16/50	1/12/24	1/08/10	1/04/24	1/00/47	57/34	54/44	52/00
2.75	0.050	25.0	2/16	2/07	1/59	1/52	1/45	1/39	1/34	1/28	1/24	1/21	1/16
	0.050	12.5	1/08	1/04	1/00	56	53	50	47	44	42	40	38
	0.010	10.0	22/44	21/13	19/53	18/40	17/35	16/33	15/38	14/46	13/59	13/26	12/37
	0.005	10.0	30/55	1/24/52	1/19/33	1/14/38	1/10/19	1/06/13	1/02/34	59/04	55/56	53/48	50/31
2.80	0.050	25.0	2/13	2/04	1/56	1/49	1/42	1/36	1/31	1/26	1/21	1/17	1/14
	0.050	12.5	1/06	1/02	58	54	51	48	46	43	41	39	37
	0.010	10.0	22/06	20/38	19/20	18/09	17/05	16/06	15/12	14/21	13/35	12/55	12/17
	0.005	10.0	28/25	1/22/30	1/17/20	1/12/33	1/08/22	1/04/22	1/00/50	57/25	54/21	51/42	49/07

(3) 准备好 50mL 小烧杯, 称量, 准确至 0.001g。

(4) 准备好移液管, 上端活塞应放在关闭位置上, 下端活塞应放在与移液管及吸球相通的位置上。

(5) 用搅拌器将悬液上下搅拌各约 30 次, 时间为 1min, 使悬液分布均匀。停止搅拌, 立即用秒表计时。

(6) 根据各粒径的静置时间提前约 10s, 将移液管放入悬液中, 浸入深度为 10cm, 用吸球来吸取悬液。

(7) 吸入悬液, 至略多于 25mL。旋转下端活塞 180°, 使与放液管相通, 再将多余悬液从放液口放出, 搜集后倒入原悬液中。

(8) 将移液管下口放入已称量的小烧杯中, 再旋转下端活塞 180°, 使与移液管相通, 同时用吸球将悬液(25mL)全部注入小烧杯内。在移液管上口预先倒入少量纯水, 此时打开上端活塞, 使水流人移液管中, 再将这部分水连同管内剩余颗粒冲入小烧杯内。

(9) 将烧杯内悬液浓缩至半干, 放入烘箱内在 105 ~ 110℃ 温度下烘至恒量, 称量小烧杯连同干土的质量, 准确至 0.001g。

四、结果整理

(1) 计算土中小于某粒径的颗粒含量占试样总质量的百分数:

$$C = \frac{m_x \times 1000}{25}$$

$$X = \frac{m_x \times 1000}{25 \times m_d} \times 100\%, \text{ 或 } X = \frac{C}{m_d} \times 100\% \quad (4-9)$$

式中: X ——小于某粒径的颗粒含量占试样总质量的百分数;

m_x ——25mL 悬液中小于某粒径的颗粒烘干质量(g);

m_d ——试样总质量(g);

C ——1000mL 悬液中小于某粒径的颗粒总质量(g)。

(2) 试验记录

试验记录见表 4-6。

颗粒分析试验记录(移液管法)

表 4-6

工程名称_____	试验者_____
土样编号_____	计算者_____
试验日期_____	校核者_____
小于 2mm 颗粒土质量百分数_____	三角烧瓶号_____
小于 0.075mm 颗粒土质量百分数_____	烧杯号_____
试样干质量 m_d _____ g	量筒号_____
土粒比重(G_s)_____	吸管体积_____ mL

粒径 (mm)	杯号 (1)	杯加土质量 (g) (2)	杯质量 (g) (3)	吸管内质量 (g) (5) = (3) - (4)	1000mL 量筒内土质量 (g) (6)	小于某粒径土质量百分数 (%) (7)
< 0.05						
< 0.01						
< 0.005						

第五章 击实试验

第一节 击实试验

一、基本原理

用土壤筑港区堆场和道路路基时,需要在模拟现场施工条件下,找出获得压实填土的最大干密度和相应的最优含水率。击实试验就是利用标准化的击实装置,根据试验土的最大干密度与击实方法的关系,得到一击实曲线,再结合现场土密度的测定,得出填土的压实度,以控制施工质量,保证在一定的施工条件下压实填土达到设计所要求的压实度标准。所以击实试验是填土工程施工中不可缺少的重要试验项目。

击实试验分轻型击实和重型击实。轻型击实试验适用于粒径小于5mm的黏性土;重型击实试验适用于粒径不大于20mm的土,采用三层击实时,最大粒径不大于40mm。轻型击实试验的单位体积击实功约 592.2 kJ/m^3 ,重型击实试验的单位体积击实功约为 2684.9 kJ/m^3 。

采用哪种方法进行击实试验应根据有关规定的要求或工程科学试验的实际需要确定。

二、仪器设备

(1) 标准击实仪(图5-1):击实筒和击锤尺寸应符合表5-1规定。

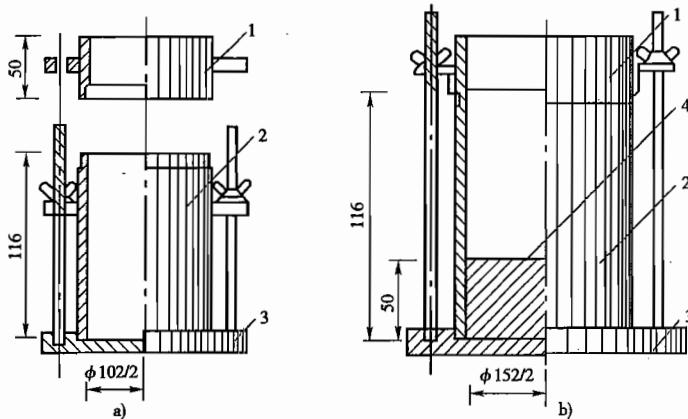


图5-1 击实筒(单位:mm)
a)轻型击实筒;b)重型击实筒
1-套(护)筒;2-击实筒;3-底板;4-垫块

(2) 击实仪击锤、导筒(图5-2):击锤与导筒间应有足够的间隙使锤能自由下落;电动操作的击锤必须有控制落距的跟踪装置和锤击点按一定角度(轻型 53.5° ,重型 45°)均匀分布的装置。

击实仪主要部件规格表

表 5-1

试验方法	锤底直径 (mm)	锤质量 (kg)	落高 (mm)	击 实 筒			护筒高度 (mm)
				内径(mm)	筒高(mm)	容积(mm ³)	
轻型	51	2.5	305	102	116	947.4	50
重型	51	4.5	457	152	116	2103.9	50

(3) 天平:称量 200g, 最小分度值, 0.01g。

(4) 台秤:称量 10kg, 最小分度值 5g。

(5) 标准筛:孔径为 20mm、40mm 和 5mm。

(6) 试样推出器:宜用螺旋式千斤顶或液压式千斤顶, 如无此类装置, 亦可用刮刀和修土刀从击实筒中取出试样。

三、操作步骤

1. 试样制备

试样制备分为干法和湿法两种。

(1) 干法制备试样应按下列步骤进行:用四分法取代表性土样 20kg(重型为 50kg), 风干碾碎, 过 5mm(重型过 20mm 或 40mm)筛, 将筛下土样拌匀, 并测定土样的风干含水率。按第一章中有关扰动土试样制备的有关规定制备 5 个不同含水率的一组试样, 相邻 2 个含水率的差值宜为 2%。由于击实试验的 ρ_a-W 关系曲线一定要出现峰值, 由经验可知, 最大干密度往往都在塑限含水率附近。根据土的压实理论, 峰值点就是空隙比最小的点, 所以在制备土样选择含水率时, 应该使击实试验的 5 个试样的含水率中应有 2 个大于塑限, 2 个小于塑限, 1 个接近塑限。重型击实试验测得的最优含水率较轻型击实试验测得的小, 制备不同含水率试样时可以向含水率较小方向移动。

所需加水量按下式计算:

$$m_w = \frac{m_1}{1 + W_1} \times (W - W_1) \quad (5-1)$$

式中: m_w —— 所需的加水量;

m_1 —— 含水率为 W_1 时土样质量;

W_1 —— 土样原有含水率;

W —— 要达到的含水率。

(2) 湿法制备试样应按下列步骤进行:

取天然含水率的代表性土样 20kg(重型为 50kg), 碾碎, 过 5mm 筛(重型过 20mm 或 40mm), 将筛下的土样拌匀, 并测定土样的天然含水率。根据土样的塑限预估最优含水率, 按与干法同样的原则选择至少 5 个含水率的土样, 分别将天然含水率的土样风干或加水进行制备, 应使制备好的土样水分均匀分布。

2. 击实试验步骤

(1) 将击实仪平稳置于刚性基础上, 击实筒与底座连接好, 安装好护筒, 在击实筒内壁均

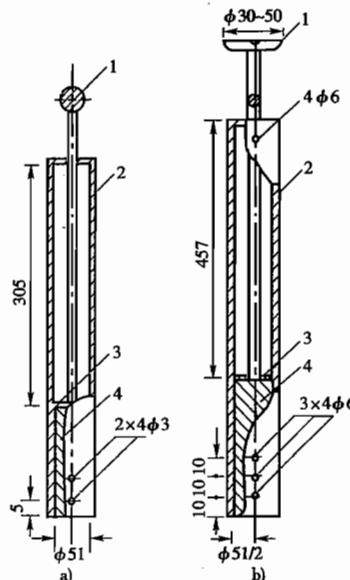


图 5-2 击锤与导筒(单位:mm)

a) 2.5kg 的击锤; b) 4.5kg 的击锤

1-提手; 2-导筒; 3-硬橡皮垫; 4-击锤

匀涂一薄层润滑油。称取一定量试样，倒入击实筒内，分层击实，轻型击实试样为2~5kg时，分3层，每层25击；重型击实试样为4~10kg时，分5层，每层56击，若分3层，每层94击。每层试样高度宜相等，两层交界处的土面应刨毛。击实完成时，超出击实筒顶的试样高度应小于6mm。

重型击实试验中，为了保证击实筒中央土层和周围土层所受击实功能相同，在采用机械操作时，击实仪必须具备在每一圈周围击实完后中间加一锤的功能。

(2) 卸下护筒，用直刮刀修平击实筒顶部的试样，拆除底板，试样底部若超出筒外，也应修平，擦净筒外壁，称筒与试样的总质量，准确至1g，并计算试样的湿密度。

(3) 用推土器将试样从击实筒中推出，从该试样中部取2个代表性试样测定含水率，2个含水率的差值应不大于1%。

(4) 对不同含水率的试样依次击实。

四、成果整理

1. 计算击实后各点的干密度

试样的干密度按下式计算：

$$\rho_d = \frac{\rho_0}{1 + W_i} \quad (5-2)$$

式中： ρ_d ——试样干密度；

ρ_0 ——试样湿密度；

W_i ——该试样测定的含水率。

2. 绘制干密度和含水率关系曲线

在直角坐标纸上，以干密度为纵坐标，含水率为横坐标，绘制如图5-3的(ρ_d - W 关系曲线)。并应取曲线峰值点相应的纵坐标为击实试样的最大干密度，相应的横坐标为击实试样的最优含水率。当关系曲线不能绘出峰值点时，应进行补点。土样不宜重复使用。

气体体积等于零(即饱和度100%)的等值线应按下式计算，并应将计算值绘于图5-3的关系曲线上。

$$W_{sat} = \frac{(V_a + V_s)\rho_w}{m_s} = \frac{(V - V_s)\rho_w}{V\rho_d} = \frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{V_s\rho_w}{m_s} = \frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{G_s} \quad (5-3)$$

或

$$\rho_d = \frac{\rho_w}{W_{sat} + \frac{1}{G_s}} \quad (5-4)$$

式中： V ——试样的体积(环刀容积)(cm^3)；

V_a 、 V_w 、 V_s ——空气、水、土颗粒和孔隙的体积(cm^3)；

W_{sat} ——试样的饱和含水率(%)；

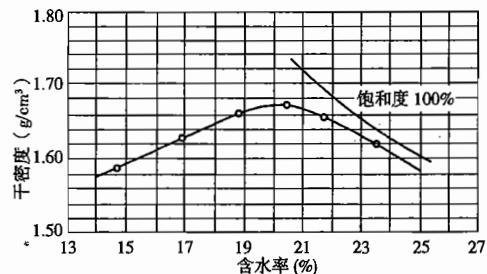


图5-3 ρ_d - W 关系曲线

ρ_w ——温度4℃时水的密度(g/cm^3)；

ρ_d ——试样的干密度(g/cm^3)；

G_s ——土粒比重。

由于土是处于三相状态,当土被击实到最大干密度时,土空隙中的空气不易排出,即使加大击实功能也不能将土中受困气体全部排尽,故被击实的土体不可能达到完全饱和的程度。因此,当土的干密度相等时,击实曲线上各点的含水率,必然都小于饱和曲线上相应的含水率,所以击实曲线不可能与饱和曲线出现相交。

3. 试验记录

击实试验的记录格式见表5-2。

击 实 试 验 记 录

表 5-2

工程名称_____

试验者_____

工程编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

试验序号	预估最优含水率 %					风干含水率 %					试验类别	
	筒加 试样 质量 (g)	筒质量 (g)	试样质量 (g)	筒体积 (cm^3)	湿密度 (g/cm^3)	干密度 (g/cm^3)	盒号	湿土 质量 (g)	干土 质量 (g)	含水率 (%)	平均 含水率 (%)	
(1)	(2)	(3) = (1) - (2)	(4)	(5) = (3)/(4)	(6) = (5) (1) + (10)		(7)	(8)	(9) = (7) (8) - 1		(10)	

五、试验注意事项

(1) 试验时,一般采用风干土做试验,也有采用烘干土做试验的。实践证明,用烘干土做试验得到的最优含水率比用风干土的小,而最大干容重则偏大。以风干土做试验为合理。

(2) 加水及浸润,加水方法有两种,即体积控制法和称重控制法,以称重法效果为好。洒水应均匀,浸润时间应符合有关试样制备的规定。

(3) 击实筒一般应放在混凝土地面上进行击实。

(4) 应控制击实容器中的余土高度符合试验规定(不超过6mm),否则试验无效。

(5) 超尺寸颗粒应进行校正。

(6) 试验效果检验,检查击实试验曲线的右方是否与无空气饱和曲线接近平行且所有试验点均应在饱和曲线左边。其次在同一规定击实标准下,级配不均匀的土所得曲线较陡,土的密度大;级配均匀的土所得的曲线平缓,土的密度小。一般土的塑性指数越高,其最大干密度越小。两次平行试验最大干密度的差值应不超过 $0.05\text{g}/\text{cm}^3$ 。

第二节 击实土的工程性质

一、压实的工程意义

在港航工程建设中,经常遇到陆域吹填和填土及软弱地基处理,为了改善这些土的工程性质,常采用压实的方法使土变得密实,通过人工或机械对土施加一定的能量进行压实,使土颗粒重新排列变密,从而增大土的强度。用锤夯击处理软土地基并提高其承载能力就是这个原理。

在实际工程中,港区陆域填土压实的问题,如港区堆场的地基和道路路基以及用土作为建筑物的垫层或回填土等都是将土作为建筑材料,按一定要求和范围堆填而成。填土不同于天然土层,经过挖掘、搬运之后,原状结构被破坏,含水率也发生了变化,填筑时在土中存在许多大孔隙。未经压实的填土强度低,压缩性大且不均匀,遇水易发生坍塌、崩解等。所以为了满足工程设计的要求,就必须按一定的标准对填土进行压实。

对于堆场地基及道路路基工程,通过压实使具有足够的密实度,且充分发挥地基土的强度,减少地基在荷载作用下产生的形变,减小透水性,增加强度稳定性。

二、击实土的特性

(1) 压实的物理过程:

用某种工具或机械对填土进行压实,将产生下列几种物理过程:

- ①使大小土块重新排列和互相靠近。
- ②使单个土颗粒重新排列和互相靠近。
- ③使土块内部的土颗粒重新排列趋于紧密。
- ④使小颗粒进入大颗粒的孔隙中,从而使土密实。

产生上述物理过程的结果,将增加单位体积内固体颗粒的数量,减少孔隙率,从而提高土的密实度。

(2) 压实使土的强度增加。

(3) 压实减少土的塑性变形。

(4) 压实可减少土的渗透系数,减小其饱水量,增加土体的稳定性。

第六章 渗透、固结试验

第一节 渗透试验

一、基本原理

渗透是液体在多孔介质中运动的现象。渗透系数是表达这一现象的定量指标。土的渗透性是由于骨架颗粒之间存在孔隙构成水的通道所致。土中孔隙水的运动和孔隙水压力的变化，常常是影响土的各种力学性质及控制各种建筑物设计与施工的重要因素。

水流动时，如相邻两质点的流线互不相交，这样的水流称为层流。水在土中的流动是层流还是紊流，是由流速的大小决定的，当流速超过某一临界速度时就出现紊流。水在土中的渗流一般情况下都是层流。在层流情况下，水流的速度 v 与水力坡降 i 成正比，这就是达西定律，用公式表示为 $v = ki$ 。那么我们把水力坡度 $i = 1$ 时的渗透速度 k 称为渗透系数。渗流量的表达式为：

$$Q = k \frac{H}{L} \cdot At$$

式中： Q ——渗流量(cm^3)；

H ——水头差(cm)；

L ——渗流距离(cm)；

A ——土样横断面积(cm^2)；

t ——时间(s)。

渗透试验是根据达西定律来测定渗流系数，从而确定土的渗透性大小。渗透试验一般分为常水头法和变水头法，前者适用于透水性大的粗粒土，后者适用于透水性较小的细粒土。实验用水应采用实际作用于土的天然水，如有困难可用纯水，但应在试验前用抽气法或者水煮法脱气，试验时的水温宜高于室温 $3\sim 4^\circ\text{C}$ 。

二、常水头渗透试验

常水头渗透试验是使水流在一定的水头差 H 的作用下通过土样，并通过测定土样在一定时间内的渗流量来确定土的渗透系数。此方法适用于粗粒土(如砂粒土)或含少量砾石的无黏性土。

1. 仪器设备

(1) 常水头渗透仪(70型渗透仪)，见图6-1。其中封底圆筒高40cm，内径10cm，金属孔板距筒底6cm。

(2) 其他：木锤、秒表、天平等。

2. 操作步骤

(1) 按照图6-1将仪器装好，接通调节管和供水管，从渗水孔向圆筒冲水，使水流到仪器底

部,水位略高于金属孔板,关止水夹。

(2)取有代表性的土样3~4kg,称量,准确至1.0g,并测其风干含水率。

(3)将土样分层装入圆筒内,每层厚2~3cm,用木锤轻轻击实到一定厚度,以控制孔隙比。如土样含黏粒比较多,应在金属孔板上加铺约2cm厚的粗砂砾作为过滤层,以防细粒土被水冲走。

(4)每层试样装好后,从渗水孔向圆筒充水至试样顶面,使试样逐渐饱和。饱和时水流不可太急,以免冲动试样。

(5)如此分层装入试样后,从渗水孔向圆筒充水至试样顶面,最后一层试样表面应高出上测压孔3~4cm。量出试样顶面至筒顶高度;计算试样高度,称剩余土质量,准确至0.1g,计算装入试样的总质量。在试样顶面铺1~2cm砾石作缓冲层,充水至水面高出砾石层2cm左右时,关闭止水夹。

(6)将调节管提高至溢水管以上,将供水管置入圆筒内,开启止水夹,使水由圆筒上部注入,至有水从溢水孔溢出为止。

(7)静止数分钟,检查各测压管水位是否与溢水孔齐平,如不齐平,说明仪器有集气或漏气,需挤压测压管上的橡皮管,或用吸球在测压管上部将集气吸出,调至水位齐平为止。

(8)降低调节管至试样上部1/3高度处形成水位差,水即渗入试样,经调节管流出。此时调节供水管止水夹,使进入圆筒内的水量多于渗出水量,溢水孔始终有余水流出,以保持圆筒中水面不变,使试样处于常水头下渗透。

(9)测压管水位稳定后,测记水位,计算各测压管之间的水位差。

(10)开动秒表按规定时间记录渗透水量。接取渗出水量时,调节管出水口不得浸入水中。

(11)测记进水和出水处水温,取其平均值。

(12)降低调节管管口至试样中部及下部1/3高度处,按步骤(8)~(11),重复测定渗出水量和水温。当各不同水力坡降下测定的数据稳定时,结束试验。

(13)根据工程需要,改变试样的空隙比,继续试验。

3. 成果整理

(1)常水头渗透系数的计算:

$$k_T = \frac{Q}{A H_t} \quad (6-1)$$

式中: k_T ——水温 $T^{\circ}\text{C}$ 时试样渗透系数(cm/s);

Q ——时间 t 内的渗透水量(cm^3);

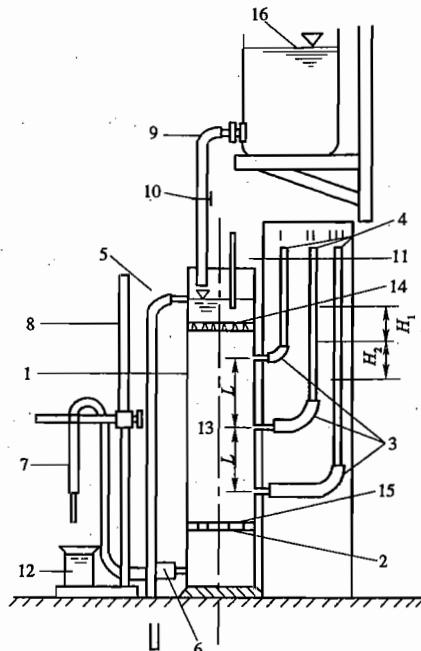


图 6-1 常水头渗透仪装置

1-金属圆筒;2-金属孔板;3-测压孔;4-测压管;
5-溢水孔;6-渗水孔;7-调节管;8-滑动支架;9-供
水管;10-止水夹;11-温度计;12-量杯;13-试样;
14-砾石层;15-铜丝筛布滤网;16-供水瓶

L ——两测压孔中心之间的距离(cm)；

A ——试样的断面积(cm^3)；

H ——平均水位差 $\left(H = \frac{H_1 + H_2}{2}\right)$ (cm)；

t ——时间(s)。

(2) 标准温度下的渗透系数的计算：

$$K_{20} = k_T \frac{\eta_T}{\eta_{20}} \quad (6-2)$$

式中： K_{20} ——标准温度时试样的渗透系数(cm/s)；

η_T —— $T^\circ\text{C}$ 时水的动力黏滞系数($\text{kPa} \cdot \text{s}$)；

η_{20} —— 20°C 时水的动力黏滞系数($\text{kPa} \cdot \text{s}$)；

η_T/η_{20} ——黏滞系数比，查表 6-1。

水的动力黏滞系数 η 、黏滞系数比 η_T/η_{20}

表 6-1

温度 $^\circ\text{C}$	动力黏滞系数 η ($10^{-6}\text{kPa} \cdot \text{s}$)	$\frac{\eta_T}{\eta_{20}}$	温度 $^\circ\text{C}$	动力黏滞系数 η ($10^{-6}\text{kPa} \cdot \text{s}$)	$\frac{\eta_T}{\eta_{20}}$
5.0	1.516	1.501	15.5	1.130	1.119
5.5	1.493	1.478	16.0	1.115	1.104
6.0	1.470	1.455	16.5	1.101	1.090
6.5	1.449	1.435	17.0	1.088	1.077
7.0	1.428	1.414	17.5	1.074	1.066
7.5	1.407	1.393	18.0	1.061	1.050
8.0	1.387	1.373	18.5	1.048	1.038
8.5	1.367	1.353	19.0	1.035	1.025
9.0	1.347	1.334	19.5	1.022	1.012
9.5	1.328	1.315	20.0	1.010	1.000
10.0	1.310	1.297	20.5	0.9998	0.999
10.5	1.292	1.279	21.0	0.986	0.976
11.0	1.274	1.261	21.5	0.974	0.964
11.5	1.256	1.243	22.0	0.963	0.953
12.0	1.239	1.227	22.5	0.952	0.943
12.5	1.223	1.211	23.0	0.941	0.932
13.0	1.206	1.194	24.0	0.919	0.910
13.5	1.190	1.178	25.0	0.899	0.890
14.0	1.175	1.163	26.0	0.879	0.870
14.5	1.160	1.148	27.0	0.859	0.850
15.0	1.144	1.133	28.0	0.841	0.833

(3) 常水头渗透试验的记录格式见表 6-2。

常水头渗透试验记录

表 6-2

工程名称 _____

试验者 _____

工程编号 _____

计算者 _____

试验日期 _____

校核者 _____

试验次数	经过时间 (s)	测压管水位 (cm)			水位差			水力 坡降	渗水 量 (cm ³)	渗透 系数 (cm/s)	水温 (°C)	校正 系数	水温 20°C 时的渗透 系数 (cm/s)	平均 渗透 系数 (cm/s)
		I	II	III	H ₁	H ₂	平均							
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = (2) - (3)	(6) = (3) - (4)	(7) = (5) + (6) 2	(8) = (7) · L	(9)	(10) = (9) A × (8) × (1)	(11)	(12) = $\frac{\eta_T}{\eta_{20}}$	(13) = (10) × (12)	(14)

(4) 整理绘图

从而可在半对数坐标纸上绘制以孔隙比为纵坐标, 渗透系数为横坐标的 $e-k$ 关系曲线, 供不同孔隙比 e 时渗透系数 k 的查取。

三、变水头渗透试验

变水头渗透试验是水在变化的水头压力下, 对土样进行渗透, 从而根据同一时间内经过土样的渗流量与水头流量相等推导得出变水头渗透系数。

1. 仪器设备

(1) 变水头渗透装置(如图 6-2 所示)由渗透容器、变水头管、供水瓶、进水管等组成。变水头管的内径应均匀, 管径不大于 1cm, 管外壁应有分度为 1.0mm 的刻度, 长度宜为 2m 左右。

(2) 渗透容器(如图 6-3 所示): 由环刀、透水石、盛土筒、上盖和下盖组成。环刀内径 61.8mm, 高 40mm; 透水石的渗透系数应大于 10^{-3} cm/s。

(3) 其他: 切土器、温度计、削土刀、秒表、钢丝锯、凡士林等。

试样制作应分别按原状土和扰动土试样制作规定进行制作, 并测定试样的含水率和密度。

2. 操作步骤

(1) 将装有试样的环刀装入渗透容器, 用螺母旋紧, 要求密封至不漏水不漏气。对不易透

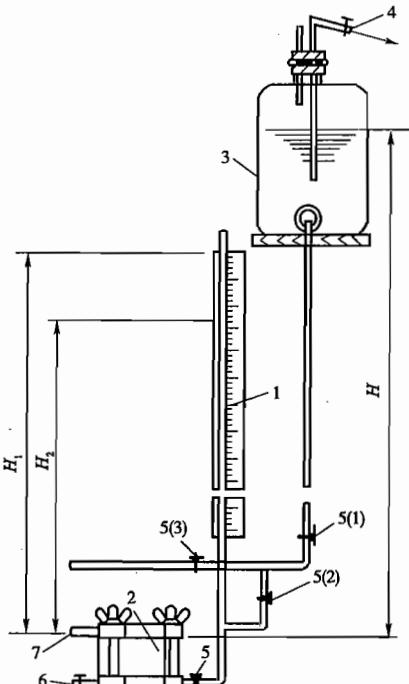


图 6-2 变水头渗透装置

1-变水头管; 2-渗透容器; 3-供水瓶; 4-接水源管;
5-进水管夹; 6-排气管; 7-出水管

水的试样应进行抽气饱和。对饱和试样和较易透水的试样，直接用变水头装置的水头进行饱和。

(2) 将渗透容器的进水口与变水头管连接，利用供水瓶中的纯水将进水管充满，并渗入渗透容器，开排气阀，排除渗透容器底部的空气，直至溢出水中无气泡，关排气阀，放平渗透容器，关进水管夹。

(3) 向变水头管注纯水，使水升至预定高度，水头高度根据试样结构的疏松程度确定，一般不应大于2m，待水位稳定后切断水源开进水夹，使水通过试样，当出水口有水溢出时开始测记，记录起始水头和起始时间，按预定时间间隔测记水头和时间变化，并测记出水口的水温。

(4) 将变水头管中的水位变换高度，待水位稳定后再进行测记水头和时间变化。类似试验做5~6次。当不同开始水头下测定的渗透系数在允许差值范围内时，结束试验。

3. 试验的记录格式

变水头渗透试验的记录格式见表6-3。

变水头渗透试验记录

表6-3

工程名称	试样面积(A)	试验者
工程编号	试样高度(L)	计算者
试样编号	测压管面积(a)	校核者
试验日期	孔隙比(e)	

开始时间 t_1 (s)	终了时间 t_2 (s)	经过时间 t (s)	开始水头 H_1 (cm)	终了水头 H_2 (cm)	$2.3 \frac{a \times L}{A \times (3)}$	$\lg \frac{H_1}{H_2}$	$T^{\circ}\text{C}$ 时间 渗透系数 (cm/s)	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	校准 系数	水温 20°C 时的渗透 系数 (cm/s)	平均渗 透系数 (cm/s)
(1)	(2)	$(3) = (2) - (1)$	(4)	(5)	(6)	(7)	$(8) = (6) \times (7)$	(9)	$(10) = \eta_T / \eta_{20}$	$(11) = (8) \times (10)$	(12)

4. 成果整理

(1) 变水头渗透系数计算：

$$k_T = 2.3 \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \lg \frac{H_1}{H_2} \quad (6-3)$$

式中: a ——变水头管的断面积(cm^2)；

2.3—— \ln 和 \lg 的变换因素；

L ——渗径, 即试样高度(cm)；

t_1, t_2 ——分别为测读水头的起始和终止时间(s)；

H_1, H_2 ——起始和终止水头。

其余同式(6-1)。

(2) 标准温度下的渗透系数计算同式(6-2)。

四、注意事项

(1) 常水头试验用于砂性土, 用于常水头试验的仪器有 70 型渗透仪和土样管(卡明斯基管)渗透仪。

(2) 土样的饱和度越小, 土的孔隙内残留气体越多, 使土的有效渗透面积减小, 同时由于气体因孔隙水压力的变化而胀缩, 使饱和度成为一个不定的因素, 为了保证试验精度, 要求试样必须充分饱和。

(3) 水中气体对渗透系数有影响, 由于水中气体分离, 形成气泡堵塞土的孔隙, 致使渗透系数逐渐降低。因此试验中用无气纯水, 最好是用实际作用于土中的天然水, 试验时的水温宜高于室温 $3 \sim 4^\circ\text{C}$ 。

(4) 水的动力黏滞系数随温度而变化, 土的渗透系数与水的动力黏滞系数成反比。因此, 在任一温度下测定的渗透系数应换算到标准温度(20°C)下的渗透系数, 使试验结果有可比性。

(5) 变水头试验适用于黏性土。

第二节 固结试验

一、基本原理

地基土在外荷载作用下, 水和空气逐渐被挤出, 土的骨架颗粒之间相互挤压, 封闭气体的体积减小, 从而引起土的压缩变形。固结试验就是将天然状态下的原状土样或扰动土样, 制备成一定规格的试件, 然后置于固结仪内, 在不同荷载和在有侧限条件下测定其固结变形。根据工程的需要, 固结试验有下列试验方法:

(1) 常规固结试验。

(2) 快速法固结试验。

(3) 连续加荷固结试验。

所得的各项指标用以判断土的压缩性和计算建筑物与地基的沉降。固结试验成果一般整理成 $e-p$ 或 $e-\lg p$ 曲线。

(1) 常规固结试验: 该法规定标准加载时间为 24h 一级, 加荷率为 1, 即每级压力比前级压力增加一倍。

(2) 快速法固结试验: 快速法固结试验是指一小时快速试验法, 对试验结果进行校正, 可得到与常规固结试验近似的结果。

(3) 连续加荷固结试验:连续加荷固结试验是在试样上连续加荷,可分为等应变速率固结试验、等梯度固结试验、等加载速率固结试验。

由固结试验可以测定土的压缩系数 a 、压缩模量 E_s 、体积压缩系数 m_v 、压缩指数 C_c 、回弹指数 C_s 、垂直向固结系数 C_v ,可得到单位沉降量与压力关系曲线,孔隙比与压力关系曲线等。

二、仪器设备

(1) 固结容器:由环刀、护环、透水板、水槽、加压上盖组成(如图 6-4 所示)。

① 环刀:内径为 61.8mm 和 79.8mm,高度为 20mm。环刀应具有一定的刚度,内壁应保持较高的光洁度,宜涂一层硅脂或聚四氟乙烯。

② 透水板:由氧化铝或不受腐蚀的金属材料制成,其渗透系数应大于试样的渗透系数。用固定式容器时,顶部透水版直径应小于环刀内径 0.2~0.5mm;用浮环式容器时上下端透水板直径相等,均应小于环刀内径。

(2) 加荷设备:应能垂直地在瞬间施加各级规定的荷重,且没有冲击力。

(3) 变形量测设备:量程 10mm,最小分度为 0.01mm 的百分表或准确度为全量程 0.2% 的位移传感器。

(4) 其他:天平、秒表、烘箱等。

固结仪及加压设备应定期校正,并应作仪器变形校正曲线。

三、操作步骤

根据工程需要切取原状土样,试样制备应按原状土试样制备的规定进行。并测定试样的含水率和密度,取切下的余土测定土粒比重。试样需要饱和时,应按规定进行抽气饱和。

固结试验步骤如下:

(1) 在固结容器内放置护环、透水板和薄型滤纸(滤纸和透水板的湿度应接近试样的湿度),将带有试样的环刀装入护环内,放上导环、试样上依次放上薄型滤纸、透水板和加压上盖,并将固结容器置于加压框架正中,使加压上盖与加压框架中心对准,安装百分表或位移传感器。

(2) 施加 1kPa 的预加压力使试样与仪器上下各部分之间接触,将百分表或传感器调整到零位或测读初读数。

(3) 确定需要施加的各级压力,压力等级宜为 12.5kPa、25kPa、50kPa、100kPa、200kPa、400kPa、800kPa、1600kPa、3200kPa。第一级压力的大小应视土的软硬程度而定,宜用 12.5kPa、25kPa 或 50kPa。最后一级压力应大于土的自重压力与附加压力之和。只需测定压缩系数时,最大压力不小于 400kPa。

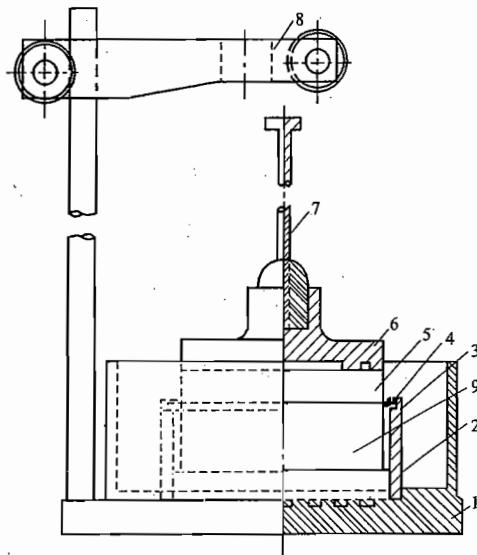


图 6-4 固结仪示意图

1-水槽;2-护环;3-环刀;4-导环;5-透水板;6-加压上盖;
7-位移计导杆;8-位移计架;9-试样

(4) 需要确定原状土的先期固结压力时, 初始段的荷重率应小于1, 可采用0.5或0.25。施加的压力应使测得的 $e-lgp$ 曲线下段出现直线段。对超固结土, 应进行卸压、再加压来评价其再压缩特性。

(5) 对于饱和试样, 施加第一级压力后应立即向水槽中注水浸没试样。非饱和试样进行压缩试验时, 须用湿棉纱围住加压板周围。

(6) 需要测定沉降速率、固结系数时, 施加每一级压力后宜按下列时间顺序测记试样的高度变化。时间为6s、15s、1min、2min15s、4min、6min15s、9min、12min5s、16min、20min15s、25min、30min15s、36min、42min15s、49min、64min、100min、200min、400min、23h、24h, 至稳定为止。不需要测定沉降速率时, 则施加每级压力后24h测定试样高度变化作为稳定标准, 只需测定压缩系数的试样, 施加每级压力后, 每小时变形达0.01mm时, 测定试样高度变化作为稳定标准。按此步骤逐级加压至试验结束。测定沉降速率仅适用于饱和土。

(7) 需要进行回弹试验时, 可在某级压力下固结稳定后退压, 直至退到要求的压力, 每次退压至24h后测定试样的回弹量。

(8) 试验结束后吸去容器中的水, 迅速拆除仪器各部件, 取出整块的试样, 测定含水率。

固结试验的记录表见表6-4、表6-5。

固结试验记录(1)

表6-4

工程编号	试样面积	试验者
试样编号	土粒比重 G_s	计算者
仪器编号	试验前试样高度 h_0 mm	校核者
试验日期	试验前孔隙比 e_0	

含水率试验

密度试验

	盒号	湿土质量(g)	干土质量(g)	含水率(%)	平均含水率(%)	环刀号	湿土质量(g)	环刀容积(cm ³)	湿密度(g/cm ³)
试验前									
试验后									

加压历时(h)	压力(MPa)	试样变形量(mm)	压缩后试样高度(mm)	孔隙比	压缩系数(MPa ⁻¹)	压缩模量(MPa)	固结系数(cm ² /s)
	P	$\sum \Delta h_i$	$h = h_0 - \sum \Delta h_i$	$e_f = e_0 - \frac{1 + e_0}{h_0} \sum \Delta h_i$	$a = \frac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i}$	$E_s = \frac{1 + e_0}{a}$	$C_v = \frac{T_v \bar{h}^{-2}}{t}$
24							

表 6-5

固结试验记录(2)

工程编号 _____

试验者 _____

试样编号 _____

计算者 _____

仪器编号 _____

校核者 _____

试验日期

压力 经过时间(min)	MPa									
	时间	变形读数								
0										
0.1										
0.25										
1										
2.25										
4										
6.25										
9										
12.25										
16										
20.25										
25										
30.25										
36										
42.5										
49										
64										
100										
200										
23(h)										
24(h)										
总变形量(mm)										
仪器变形量(mm)										
试样总变形量(mm)										

四、成果整理

(1) 计算试验开始时试样的孔隙比:

$$e_0 = \frac{(1 + W_0) G_s \rho_w}{\rho_0} - 1 \quad (6-4)$$

(2) 计算单位沉降量:

$$s_i = \frac{\sum \Delta h_i}{h_0} \times 10^3 \quad (6-5)$$

式中: s_i ——某级压力下的单位沉降量(mm/m); h_0 ——试样初始高度(mm);

$\Sigma \Delta h_i$ ——某级压力下试样固结稳定后的总变形量(mm)(等于该级压力下固结稳定读数减去仪器变形量);

10^3 ——单位换算系数。

(3) 各级压力下试样固结稳定后的孔隙比,应按下式计算:

$$e_i = e_0 - \frac{1 + e_0}{h_0} \Delta h_i \quad (6-6)$$

式中: e_i ——各级压力下试样固结稳定后的孔隙比。

(4) 某一压力范围内的压缩系数,应按下式计算:

$$a = \frac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i} \quad (6-7)$$

式中: a ——压缩系数(MPa^{-1});

P_i ——某级压力值(MPa)。

(5) 某一压力范围内的压缩模量,应按下式计算:

$$E_s = \frac{1 + e_0}{a} \quad (6-8)$$

式中: E_s ——某压力范围内的压缩模量(MPa)。

(6) 某一压力范围内的体积压缩系数,应按下式计算:

$$m_v = \frac{1}{E_s} = \frac{a}{1 + e_0} \quad (6-9)$$

式中: m_v ——某压力范围内体积压缩系数(MPa^{-1})。

(7) 压缩指数和回弹指数,应按下式计算:

$$C_e \text{ 或 } C_s = \frac{e_i - e_{i+1}}{\lg P_{i+1} - \lg P_i} \quad (6-10)$$

式中: C_e ——压缩指数;

C_s ——回弹指数。

(8) 以孔隙比为纵坐标,压力为横坐标绘制的孔隙比与压力的关系曲线,见图 6-5。

(9) 以孔隙比为纵坐标,以压力的对数为横坐标,绘制孔隙比与压力的对数关系的曲线,见图 6-6。

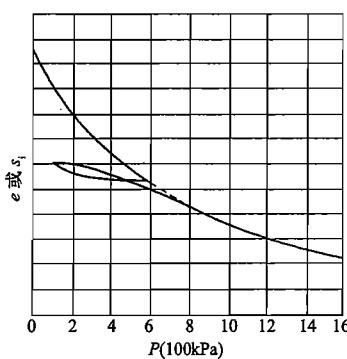


图 6-5 $e(s_1)-P$ 关系曲线

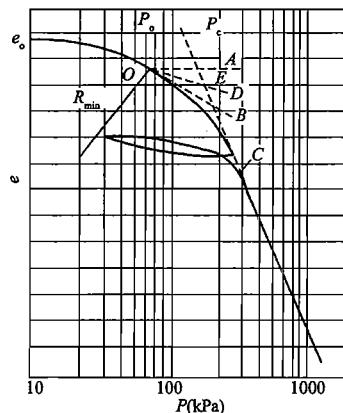


图 6-6 $e-\lg P$ 曲线求 P_c 示意图

(10) 原状土试样的先期固结压力,应按下列方法确定。在 $e-lgp$ 曲线上找出最小曲率半径 R_{\min} 的点 O ,过 O 点做水平线 OA ,切线 OB 及 $\angle AOB$ 的平分线 OD , OD 与曲线下段直线段的延长线交与 E 点,则对应与 E 点的压力值即为该原状土试样的先期固结压力。

(11) 固结系数的确定:

①用时间平方根法确定固结系数:对某一级压力,以试样的变形为纵坐标,时间平方根为横坐标,绘制变形与时间平方根关系曲线(图 6-7),延长曲线开始段的直线,交纵坐标于 d_s 作另一条直线,令其横坐标为前一直线横坐标的 1.15 倍,则后一直线与 $d-\sqrt{t}$ 曲线交点所对应的时间的平方即为试样固结度达 90% 所需的时间 t_{90} ,该级压力下的固结系数应按下式计算:

$$C_v = \frac{0.848 \bar{h}^2}{t_{90}} \quad (6-11)$$

式中: C_v ——固结系数(cm^2/s);

\bar{h} ——最大排水距离,等于某级压力下试样的初始和终了高度的平均值的一半(cm)。

②用时间对数法确定固结系数:对某一级压力,以试样的变形为纵坐标,时间的对数为横坐标,绘制变形与时间对数关系曲线(图 6-8)在关系曲线的开始段,选任一时间 t_1 ,查得相应的变形值 d_1 ,再取时间 $t_2 = t_1/4$,查得相对应的变形值 d_2 ,则 $2d_2 - d_1$ 即为 d_{01} ;另取一时间依同法求得 d_{02}, d_{03}, d_{04} 等,取其平均值为理论零点 d_s ,延长曲线中部的直线段和通过曲线尾部数点切线的交点即为理论终点的 d_{100} ,则 $d_{50} = (d_s + d_{100})/2$,对应于 d_{50} 的时间即为试样固结度达 50% 所需的时间 t_{50} ,某一级压力下的固结系数应按下式计算:

$$C_v = \frac{0.197 \bar{h}^2}{t_{50}} \quad (6-12)$$

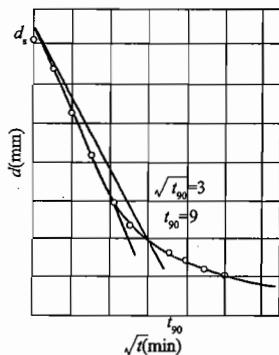


图 6-7 时间平方根法求 t_{90}

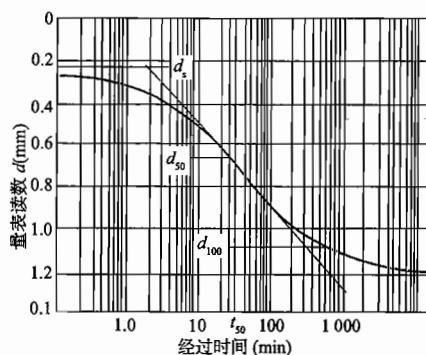


图 6-8 时间对数法求 t_{50}

五、注意事项

1. 试验条件和试样规格

试样应处于上下两面或一面能自由排水,其流向与压力作用方向一致形成单向固结。同时受力作用的压缩变形亦与压力方向一致,且无侧向膨胀。

试样尺寸一般高度均为 20mm,直径有 79.8mm 和 61.8mm 两种。注意试样制备的操作,尽量保持原状。

2. 荷重率

荷重率即后一级荷载与前一级荷重的差数与前一级荷重的比值, 即 $\frac{P_2 - P_1}{P_1}$ 。一般地, 荷重率越小, 加荷速率慢, 沉降量越小; 反之荷重率越大, 或快速加荷, 则沉降量越大。所以应根据实际情况和土质条件合理确定荷重率。

3. 荷重历时及固结标准

沉降的稳定时间, 取决于试样的透水性和流变性质, 土的黏性越大, 达到稳定所需时间也越长。沉降稳定的标准, 一般规定为 24h, 但对于某些土经过试验, 采用 2~6h, 土样固结亦即达到 95% 左右。但一般情况用 24h 作为稳定标准。

4. 仪器校正

应求得仪器变形量与压力关系曲线。

第七章 抗剪强度试验

第一节 直接剪切试验

一、基本原理

直接剪切试验是测定土体抗剪强度的一种常用方法。该方法是从地基中某个位置取出土样，制成几个试样，用几个不同的垂直压力作用于试样上，再施加剪切力，测得剪应力与位移的关系曲线，从曲线上找出试样的极限剪应力作为该垂直压力下的抗剪强度。通过几个试样的抗剪强度确定强度包线，求出抗剪强度参数 c 、 φ 。

土的内摩擦角和内聚力与抗剪强度之间的关系由库仑公式表示：

$$\tau_i = \sigma \tan \varphi + c \quad (7-1)$$

式中： τ_i ——抗剪强度 (kPa)；

σ ——正应力 (kPa)；

φ ——内摩擦角；

c ——内聚力 (kPa)。

为求得土的抗剪强度参数 (c 、 φ)，一般至少用 4~5 个试样，以同样的方法分别在不同的法向压力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dots$ 的作用下测出相应的 $\tau_{i1}, \tau_{i2}, \tau_{i3}, \dots$ 的值，根据这些 σ, τ_i 值，即可在直角坐标图中绘出抗剪强度曲线（见图 7-1）。

无论是饱和黏土的抗剪强度试验，还是天然黏性土地基加载过程中，孔隙水压力的消散，即荷载在土体中产生的应力全部转化为有效应力，需要一定的固结时间来完成。对同一种土，即使在同一法向压力下，由于剪切前试样的固结过程和剪切试样的排水条件不同，其强度指标也是各不相同的。为了近似地模拟现场土体的剪切条件，即按剪切前的固结过程、剪切时的排水条件以及加载快慢情况，将直剪试验分为快剪、固结快剪和慢剪三种试验方法。

1. 快剪试验

快剪试验，就是对试样施加法向压力和剪力时，都不允许试样产生排水固结。事实上，由于在直剪仪上下盒之间存在缝隙，要严格控制不出一点水分是不可能的。为了尽量消除此种影响，一般在试样上下放置不透水有机玻璃圆块代替透水石，并在圆块周边涂抹凡士林，以阻止水分从缝隙中溢出。待施加预定的法向压力后，随即施加水平推力，并用较快的速度在 3~5min 内将试样剪坏。对于某些渗透性较强，而且含水率高、密度低的土，甚至要求在 30~50s 内剪坏。

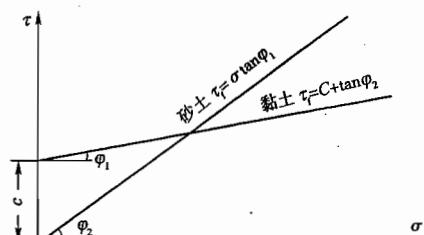


图 7-1 抗剪强度与法向压力的关系

此试验方法一般用来模拟现场土体的土层较厚,渗透性较小,施工速度较快,基本上来不及固结就被加载剪坏的情况。

2. 固结快剪试验

先使试样在法向压力作用下达到完全固结,然后施加水平荷载进行剪切,在剪切时不让孔隙水排出,即不允许试样在剪切过程中发生固结,因此,在剪切时与快剪试验方法相同。

固结快剪试验方法一般用来模拟现场土体在自重和正常荷载作用下已达到完全固结状态,以后又遇到突然施加荷载或因渗透性较小、施工速度较快而引起剪切破坏等情况。

3. 慢剪试验

先使试样在法向压力下使之达到完全固结。根据土的渗透性大小,一般固结时间大致3~16h以上。之后施加慢速剪切,每次剪切历时一般约在1~4h。在每次施加水平荷载时,都得使土中水能充分排出,以消除其孔隙水压力影响,直至土样被剪坏为止。

这种试验方法一般用来模拟现场土体充分固结后才开始逐步缓慢地承受荷载的情况。由于无黏性土的渗透性较大,即使快剪也会排水固结,所以规定对于无黏性土,可允许用这一种剪切速率试验。此法所测定的强度指标,可用于有效应力的分析。

在一般情况下,快剪的抗剪强度最小,固结快剪的抗剪强度较大,而慢剪的抗剪强度最大。

实际上,土体中的应力变化过程相当复杂,在选择试验方法时,应注意所采用的方法尽量反映土的特性和工程所处的工作阶段,并与分析计算方法相适应。

直剪剪切仪的最大缺点是不能有效地控制排水条件,剪切面积随剪切位移的增加而减小,因而它的使用受到一定的限制。例如,对于渗透性较大的土,进行快剪试验时,所得的总应力强度指标偏大,因而目前在国外很多国家仅用直剪仪进行慢剪试验。而国内很多单位仍旧采用直剪仪测定强度指标。为此。在《土工试验方法标准》中规定了对渗透系数大于 10^{-6} cm/s的不宜做快剪试验,应用三轴不固结不排水试验测定总强度指标。

二、仪器设备

(1) 应变控制直剪仪由剪切盒、垂直加压设备、剪切传动装置、测力计、位移量测系统组成,如图 7-2 所示。

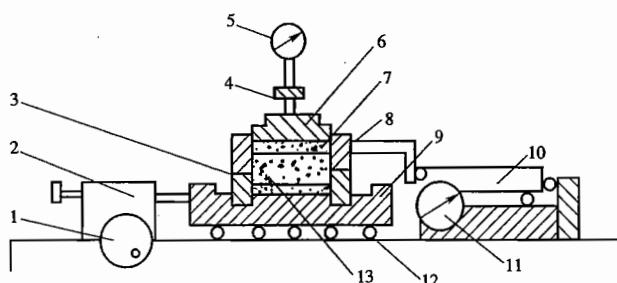


图 7-2 应变控制式直剪仪示意图

1-剪切传动机构;2-推动座;3-下盒;4-垂直加荷框架;5-垂直位移量表;6-传压板;7-透水板;8-上盒;9-储水盒;10-剪切力计量仪表;11-水平位移量表;12-滚珠;13-试样

(2) 环刀: 内径 61.8mm, 高度 20mm; 位移量测设备: 量程为 10mm, 分度值为 0.01mm 的百分表或准确度为全量程 0.2% 的传感器。

(3) 其他: 秒表、天平、烘箱、修土刀、推土器。

三、操作步骤

1. 慢剪试验

- (1) 试样制备与试样饱和方法见第一章。
- (2) 对准剪切容器上下盒，插入固定销，在下盒内放透水板和滤纸，将带有试样的环刀刃口向上，对准剪切盒口，在试样上放滤纸和透水板，将试样小心推入剪切盒内。
- (3) 移动传动装置，使上盒前端钢珠刚好与测力计接触，依次放上传压板、加压框架，安装垂直位移和水平位移量测装置，并调整零点。
- (4) 根据工程实际和土的软硬程度施加各级垂直压力。对松软试样垂直压力可分级施加，以防试样挤出。施加压力后，向盒内注水，当试样为非饱和土时，应在传压板周围包湿棉纱。
- (5) 施加压力后，每小时测读垂直变形，直至试样固结变形稳定。变形稳定标准为每小时变形不大于 0.005mm 。
- (6) 拔去固定销，以小于 0.02mm/min 的剪切速度进行剪切，每产生剪切位移 $0.2 \sim 0.4\text{mm}$ ，测记测力计和位移读数，直至测力计出现峰值，继续剪切至位移达 4mm 时停机，记下破坏值，若测力计读数无峰值，应剪切至位移达 6mm 时停机。

2. 固结快剪试验

- (1) 试样制备、安装和固结与慢剪试验步骤相同。本试验方法适用于渗透系数小于 10^{-6}cm/s 的土。
- (2) 固结快剪试验的剪切速率为 0.8mm/min ，使试样在 $3 \sim 5\text{min}$ 内剪坏，其步骤与慢剪试验相同。

3. 快剪试验

- (1) 本试验方法适用于渗透系数小于 10^{-6}cm/s 的土。试样制备、安装与慢剪试验相同，在安装时应以硬塑料薄膜代替滤纸或用不透水板。
- (2) 施加垂直压力，拔去固定销，立即以 0.8mm/min 的剪切速率进行剪切，使试样在 $3 \sim 5\text{min}$ 内剪坏。

4. 试验记录

试验记录见表 7-1。

四、成果整理

- (1) 按下式计算剪应力：

$$\tau = \frac{C \cdot R}{A_0} \times 10 \quad (7-2)$$

式中： τ ——试样所受的剪应力(kPa)；

R ——测力计读数， 0.01mm ；

A_0 ——试样面积(cm^2)；

C ——测力计率定系数($\text{N}/0.01\text{mm}$)；

10——单位换算系数。

直剪试验记录

表 7-1

工程名称_____

试验者_____

试样编号_____

计算者_____

试验方法_____

校核者_____

试验日期_____

仪器编号	(1)	(2)	(3)	(4)
盒号				
湿土质量(g)				
干土质量(g)				
含水率(%)				
量力环系数(kPa/0.01mm)				
试样质量(g)				
试样密度(g/cm ³)				
垂直压力(kPa)				
固结沉降量(mm)				
剪切位移(0.01mm)	量力环读数(0.01mm)	剪应力(kPa)	垂直位移(0.01mm)	
(1)	(2)	(3) = $\frac{C \cdot (2)}{A_0}$	(4)	

(2) 绘制剪应力与剪切位移关系曲线, 见图 7-3。取曲线上剪应力的峰值为抗剪强度, 无峰值时, 取剪切位移 4mm 所对应的剪应力为抗剪强度。

(3) 绘制抗剪强度与垂直压力关系曲线, 见图 7-4。直线的倾角为内摩擦角, 直线在纵坐标上的截距为黏聚力。

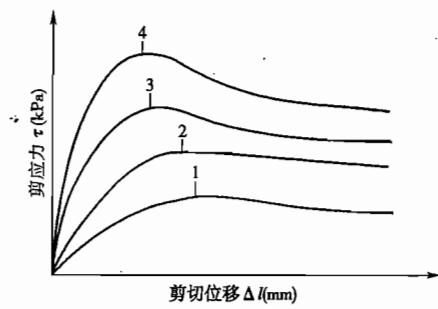


图 7-3 剪应力与剪切位移关系曲线

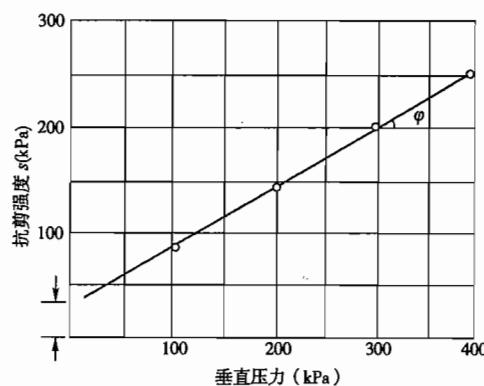


图 7-4 抗剪强度与垂直压力关系曲线

五、注意事项

1. 直剪试验方法的适用性

快剪、固结快剪试验一般用于渗透系数小于 10^{-6} cm/s 的黏性土, 而慢剪试验则对渗透系数无要求。

2. 试验方法的选择

每种试验方法适用于一定排水条件下的土体和施工情况。快剪试验用于在土体上施加荷载和剪切过程中都不发生固结和排水作用的情况。如土体在施工中逐步压实固结, 而突施荷载发生破坏就可以用固结快剪试验。如在施工期或工程使用期有充分时间排水固结, 则用慢剪试验。

3. 垂直压力的大小及固结稳定标准

黏性土的抗剪强度与垂直压力的关系并不完全符合库仑方程的直线关系。对于正常固结土, 在一般压力作用下, 可以认为是直线关系, 但对于超固结土, 在选择垂直压力时, 应考虑先期固结压力 p_c 值, 设计压力小于先期固结压力, 施加的最大垂直压力不大于 p_c ; 设计压力大于先期固结压力, 施加的最大垂直压力应大于 p_c 。一次与分级施加垂直压力对土的压缩是有影响的, 土的塑性指数越大, 影响也越大。所以, 对低含水率高密度的黏性土, 垂直压力应一次施加, 对于松软的黏土, 为避免试样挤出, 垂直压力宜分级施加。

对固结快剪和慢剪的试样, 在每级垂直压力作用下, 应压缩到主固结完成, 规定的稳定标准为每小时垂直变形不大于 0.005mm, 实际进行时, 也可用时间平方根法和时间对数法来确定。

有些单位将试样在另外仪器上进行预压, 然后再移至剪切盒中进行剪切, 这样必然会使试样产生回弹、吸水、扰动, 因此若采用这种预固结, 当试样推入剪切盒后, 一定要施加垂直压力, 待垂直变形达到每小时不大于 0.005mm, 才能进行剪切。

4. 剪切速率

剪切速率是影响土的强度的一个重要因素, 它从两方面影响土的强度: 一是剪切速率对孔隙水压力的产生、传递与消散的影响, 即影响试样的排水固结强度; 另一是对黏滞阻力的影响, 当剪切速率较高, 剪切历时较短时, 黏滞阻力增大, 表现出较高的抗剪强度。反之, 黏滞阻力减小, 所得的强度降低。在常规试验中, 黏滞阻力的影响, 通常考虑较少。快剪试验应在 3~5min 内剪坏, 其目的就是为了在剪切过程中尽量避免试样的排水固结。然而, 对于高含水率、低密度的土或透水性大的土, 即使再加快剪切速率, 也难免排水固结, 所以对于这类土, 建议用三轴仪测定不排水强度。

5. 破坏值的选定

土的应力应变关系曲线, 一般具有几种类型。破坏值的选定常有两种情况。如剪应力—剪切位移关系曲线(图 7-5)中具有明显峰值或稳定值, 则取峰值或稳定值作为抗剪强度值(如图中曲线 1 及 2 的 a 点及 b 点), 若剪应力随剪切位移不断增加, 无峰值或无稳定值时(如图中的曲线 3), 则以相应于选定的某一剪切位移对应的剪应力值作为抗剪强度值。一般最大位移为试样直径的 1/15~1/10。对于直径 61.8mm

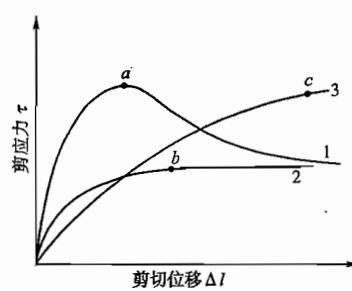


图 7-5 剪应力与剪切位移关系曲线

的试样,其最大剪切位移达6mm,所以《土工试验方法标准》中规定取剪切位移为4mm对应的剪应力作为抗剪强度值。同时要求试验的剪切位移达6mm。实际上,以剪切位移作为选值标准,虽然方法简单但理论上是不严格的,因各种不同类型破坏时的剪切位移是不完全相同的,即使对同一种土,在不同的垂直压力作用下,破坏剪切位移也是不相同的,因而,只有破坏值难以选取时,才能采用此法。

第二节 无侧限抗压强度试验

一、基本原理

无侧限抗压强度试验,是三轴试验的一个特例,即将土样置于不受侧向限制的条件下进行的压力试验,此时土样所受的小主应力 $\sigma_3=0$,而大主应力 σ_1 之极限值即为无侧限抗压强度,常用 q_u 表示:

$$q_u = \sigma_1 = 2c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (7-3)$$

对于饱和软黏土, $\varphi=0$,即土在不排水条件下,土的破坏角(与 σ_3 平面夹角)为 45° ,故 $\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)=1$,所以饱和软黏土的抗剪强度 $\tau=\frac{q_u}{2}$ 。

对于脆性土,试样在破坏之前表面可能出现破裂面,如果测出破裂面与水平面之间的夹角 α ,则可由下式求出 φ 值:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (7-4)$$

对于饱和软黏土的无侧限抗压强度试验,原则上可以等同于三轴不固结不排水试验的软黏土强度。但对特别软的黏性土和无法成型的砂性土,此方法不适用。与直剪仪相比,由于试样破坏面是沿着黏土的最软弱部分发生的,所以能够获得较均匀的应力—应变曲线。

目前测定土的无侧限抗压强度主要有两种方法,即应变控制法和应力控制法,以应变控制法为常用。我们这里主要介绍此法。

二、仪器设备

- (1) 应变控制式无侧限压缩仪:由测力计、加压框架、升降设备组成,见图7-6。
- (2) 轴向位移计:量程10mm,分度值0.01mm的百分表或准确度为全量程0.2%的位移传感器。
- (3) 天平:称量500g,最小分度值0.1g。
- (4) 切土器见图7-7。
- (5) 重塑筒见图7-8。

三、操作步骤

- (1) 将原状土样按天然层次方向放在桌上,用削土刀或钢丝锯削成稍大于试件直径的土

柱,放入切土盘的上下盘之间,再用削土刀或钢丝锯自上而下细心切削。同时转动圆盘,直至达到要求的直径为止。取出试件,按要求的高度削平两端。端面要平整,且与侧面垂直,上下均匀。

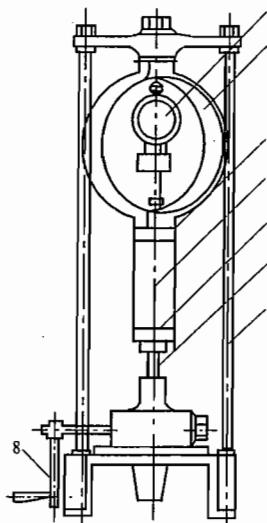


图 7-6 应变控制式允许膨胀压缩仪
1-量表;2-量力环;3-上加压杆;
4-试样;5-下加压板;6-升降螺
杆;7-加压框架;8-手轮

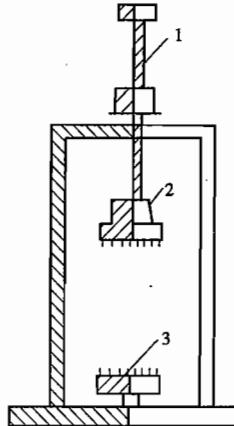


图 7-7 切土器
1-转轴;2-上盘;3-下盘

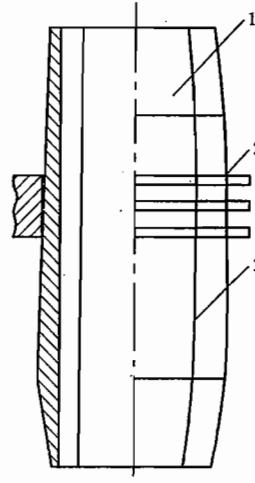


图 7-8 重塑筒
1-重塑筒(筒身可以拆成两
半);2-钢箍;3-接缝

(2) 试件直径和高度应与重塑筒直径和高度相同,一般直径为 4.0cm,高为 10.0cm。试件与高度直径之比宜在 2.0~2.5 之间。

(3) 将做好的试件立即称量,准确至 0.1g。同时测其高度和上、中、下各部位直径。取切削下的余土测含水率。

(4) 在试件两端面及侧面抹一薄层凡士林,以防止水分蒸发。

(5) 将试件小心地置于无侧限压力仪的加压板上,转动手轮,使其与上加压板刚好接触,调整量力环和位移量表的起始零点。

(6) 以每分钟轴向应变为 1%~3% 的速度转动手轮,使升降设备上升,进行试验,使试验在 8~10min 内完成。

(7) 应变在 3% 以前,每 0.5% 应变记读百分表读数一次,应变达 3% 以后,每 1% 应变记读百分表读数一次。

(8) 当百分表读数达到峰值或读数达到稳定,再继续剪 3%~5% 应变值即可停止试验,如读数无峰值,则轴向应变达 20% 时即可停止试验。

(9) 试验结束,取下试样,描述破坏情况。

(10) 当需测灵敏度时,将破坏后的试件去掉表面凡士林,再加少许余土,包以塑料布,用手搓捏,破坏其结构,重塑为圆柱形,放入重塑筒内,用金属垫板挤成与筒体积相等的试件,即与重塑前尺寸相等。重复上述步骤进行试验。

(11) 试验记录见表 7-2。

无侧限抗压强度试验记录

表 7-2

工程编号_____	试验者_____				
试样编号_____	计算者_____				
试验日期_____	校核者_____				
试样初始高度 h_0 _____ cm	量力环率定系数 $C =$ _____ N/0.01mm				
试样直径 D _____ cm	原状试样无侧限抗压强度 $q_u =$ _____ kPa				
试样面积 A_0 _____ cm^2	重塑试样无侧限抗压强度 $q'_u =$ _____ kPa				
试样质量 m _____ g	灵敏度 $S_t =$ _____				
试样密度 ρ _____ g/cm^3					
轴向变形 (mm)	量力环读数 (0.01mm)	轴向应变 (%)	校正面积 (cm^2)	轴向应力 (kPa)	试样破坏描述
(1)	(2)	(3) $= \frac{(1)}{h_0}$	(4) $= \frac{A_0}{1 - (3)}$	(5) $= \frac{(2) \cdot C}{(4)} \times 10$	

四、成果整理

(1) 计算试件的平均直径:

$$D_0 = \frac{D_1 + 2D_2 + D_3}{4} \quad (7-5)$$

式中: D_0 ——试样的平均直径(cm); D_1, D_2, D_3 ——试样的上中下各部位的直径(cm)。

(2) 计算试样的轴向应变:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (7-6)$$

$$\Delta h = n\Delta l - R \quad (7-7)$$

式中: ε ——轴向应变(%); h_0 ——试件起始高度(cm); Δh ——轴向变形(cm); n ——螺杆上升转数; Δl ——螺杆上升一转的垂直距离(0.01cm); R ——量表读数, 0.01mm, (化为 cm 代入)。

(3) 计算试样平均断面积:

$$A_a = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad (7-8)$$

式中: A_a ——校正后的试样平均断面积(cm^2); A_0 ——试验前试样面积(cm^2)。

(4) 计算试样所受的轴向应力:

$$\sigma = \frac{C \cdot R}{A_a} \times 10 \quad (7-9)$$

式中: σ —轴向应力(kPa);

C —测力计率定系数(N/0.01mm);

10—单位换算系数。

其余同前。

(5) 绘制应力—应变曲线:

以轴向应力为纵坐标, 轴向应变为横坐标, 绘制轴向应力—轴向应变关系曲线(图 7-9)。以最大轴向应力作为无侧向抗压强度。若最大轴向应力不明显, 取轴向应变 15% 处对应的应力作为该试件的无侧限抗压强度 q_u 。

(6) 黏土的触变性常以灵敏度表示。按下式计算灵敏度:

$$S_t = \frac{q_u}{q'_u} \quad (7-10)$$

式中: S_t —灵敏度;

q_u —原状试样的无侧限抗压强度(kPa);

q'_u —重塑试样的无侧限抗压强度(kPa)。

五、试验中应注意的问题

(1) 饱和黏土的抗压强度, 随土密度增加而增大, 并随含水率增加而减小, 测定无侧限抗压强度时, 要求在试验过程中含水率保持不变。如土的渗透性较小, 试验历时较短, 可以认为试验前后的含水率基本不变, 所以试验中要控制剪切时间和应变速率, 防止试样发生排水及表面水分蒸发。

(2) 破坏值的选择: 试样受压破坏形式, 一般有脆性破坏及塑性破坏两种: 脆性破坏有明显的破坏面, 轴向压力具有峰值, 破坏值容易选取; 而塑性破坏时没有破裂面, 其应力随应变渐增, 不具有峰值或稳定值, 选取破坏值时按应变 15% 所对应的轴向应力为抗压强度。重塑试样的取值标准与原状试样的取值标准应相同, 即峰值或应变 15% 所对应的轴向应力为无侧限抗压强度。

(3) 测定土的灵敏度是判别土的结构受扰动对强度的影响程度, 因此重塑试样除了不具有原状试样的结构外, 应保持与原状试样相同的密度和含水率。天然结构的土经重塑后, 它的结构黏聚力已全部消失, 但经过一段时间后, 可以恢复一部分, 放置时间越长, 恢复程度越大, 所以需要测定灵敏度时, 重塑试样的试验应立即进行。

(4) 试验时, 在试样两端抹一薄层凡士林的目的是因为当轴向压力作用于试样时, 试样与传压板之间即发生与侧向膨胀力方向相反的摩擦力。该力使两端土的侧向膨胀受到限制, 使试样变成鼓形。轴向变形越大, 鼓形越明显, 这样, 试样内的应力分布就不均匀。为了减小影

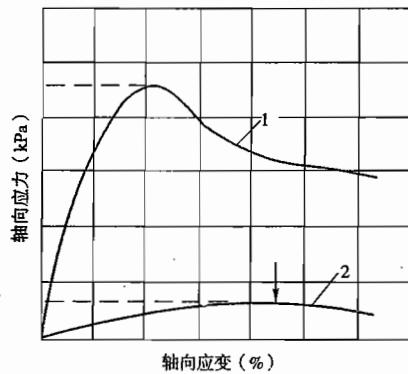


图 7-9 轴向应力与轴向应变关系曲线

响,在试样两端抹一层凡士林或硅脂。

第三节 三轴剪切(压缩)试验

一、基本原理

三轴剪切试验是根据莫尔—库仑强度理论,用3~4个圆柱体试样,分别在不同的恒定周围压力(即小主应力 σ_3)下施加轴向压力,进行剪切直至破坏,从而确定土的抗剪强度参数。三轴试验能控制试样排水条件,受力状态明确,可以控制大小主应力,剪切面不固定,能准确地测定孔隙压力及体积变化。三轴剪切仪依施加轴向压力方式的不同,分为应变控制式和应力控制式两种,前者操作方便,应用较为广泛。

根据排水条件的不同,三轴试验分为以下三种试验类型,即不固结不排水试验(UU),固结不排水试验(CU)和固结排水试验(CD),试验方法的选择应根据工程性质、土的性质、建筑物施工和运行条件及所采用的分析方法而定。当建筑物施工速度快,土渗透系数较低排水条件差,考虑施工期的稳定可采不固结不排水剪试验;若地基已固结,考虑到使用时荷载突然增加或水位骤降,或土层较薄渗透性大以及先施加垂直荷载后施加水平荷载的采用固结不排水剪试验;研究砂土地基承载力和稳定性或研究黏土地基的长期稳定性采用固结排水试验。

(1) 不固结不排水剪试验(UU):在整个试验过程中,从加周围压力和增加轴向压力直到剪坏为止,均不允许试样排水。对饱和试样可测得总抗剪强度参数 c_u 、 φ_u 或有效抗剪强度参数 c' 、 φ' 和孔隙水压力系数。

(2) 固结不排水剪试验(CU):试验是先使试样在某一周围压力下固结排水,然后保持在不排水情况下增加轴向压力直到剪坏为止,可以测得总抗剪强度参数 C_{c_u} 、 φ_{c_u} 或有效抗剪强度指标 c' 、 φ' 和孔隙水压力系数。

(3) 固结排水剪(CD):在整个试验过程中允许试样充分排水,即在某一周围压力下排水固结,然后在充分排水的情况下增加轴向压力直到剪坏为止,可以测定有效抗剪强度指标 c_d 、 φ_d 。

三轴压缩试验宜在恒温条件下进行,本试验方法适用于细粒土和粒径小于20mm的粗粒土。

二、仪器设备

(1) 应变控制式三轴压缩仪:由周围压力系统、反压力系统、孔隙水压力量测系统和主机组成,见图7-10。

(2) 附属设备:击实器、饱和器、切土器、切土架、原状土分样器、承膜筒及对开圆模,分别见图5-1、图7-7~图7-15。

(3) 天平:称量200g,最小分度值0.01g,称量1000g,最小分度值0.1g。

(4) 橡皮膜:应具有弹性的乳胶膜,对直径39.1和61.8mm的试样,厚度以0.1~0.2mm为宜,对直径101mm的试样,厚度以0.2~0.3mm为宜。

(5) 透水板:直径与试样直径相等,其渗透系数宜大于试样的渗透系数,使用前在水中煎沸并泡于水中。

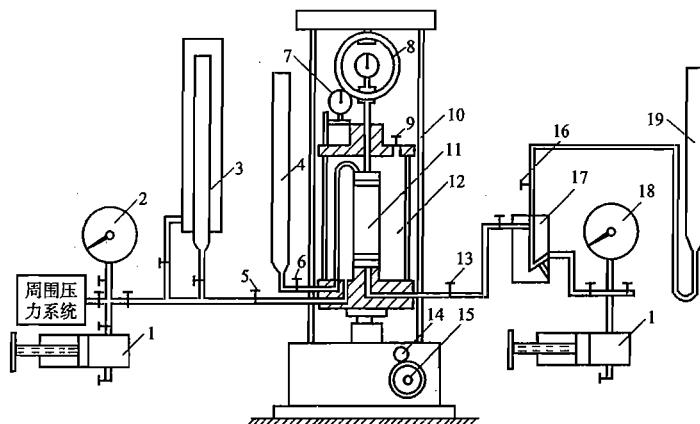


图 7-10 应变控制式三轴压缩仪

1-调压筒;2-周围压力表;3-体变管;4-排水管;5-周围压力阀;6-排水阀;7-变形量表;8-量力环;9-排气孔;10-轴向加压设备;11-试样;12-压力室;13-孔隙压力阀;14-离合器;15-手轮;16-量管阀;17-零位指示器;18-孔隙压力表;19-量管

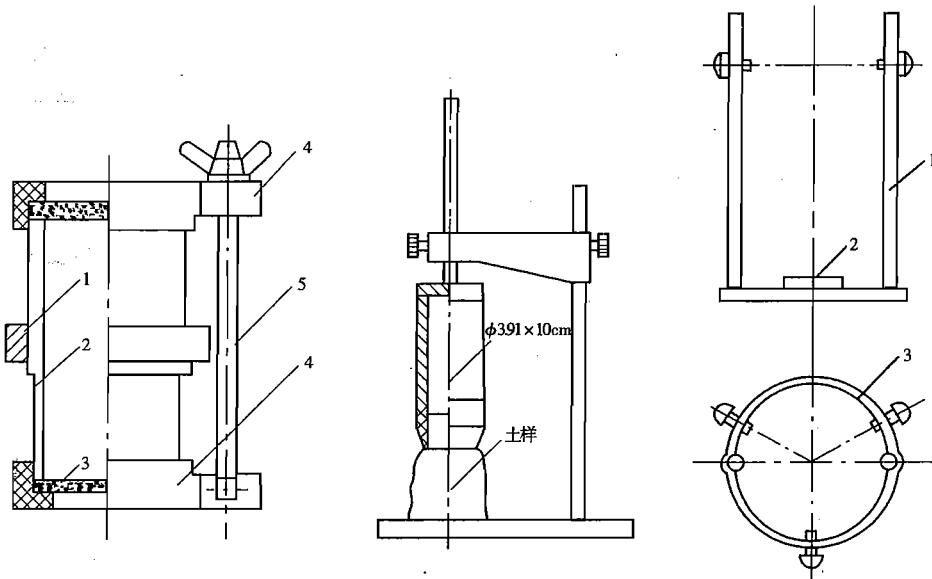


图 7-11 饱和器

1-紧箍;2-土样筒;3-透水石;4-夹板;
5-拉杆

图 7-12 切土器和切土架

图 7-13 原状土分样器(适用于软黏土)

1-滑杆;2-底座;3-钢丝架

试验时的仪器,应符合下列规定:

- (1) 周围压力的测量准确度应为全量程的 1%, 根据试样的强度大小, 选择不同量程的测力计, 应使最大轴向压力的准确度不低于 1%。
- (2) 孔隙水压力量测系统内的气泡应完全排除。系统内的气泡可用纯水冲出或施加压力使气泡溶解于水, 并从试样底座溢出。整个系统的体积变化因数应小于 $1.5 \times 10^{-5} \text{ cm}^3/\text{kPa}$ 。
- (3) 管路应畅通, 各连接处应无漏水, 压力室活塞杆在轴套内应能滑动。
- (4) 橡胶膜在使用前应作做细检查, 其方法是扎紧两端, 向膜内充气, 在水中检查, 应无气泡逸出。

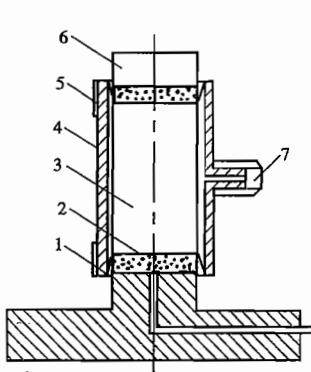


图 7-14 承膜筒

1-压力室底座;2-透水板;3-试样;4-承膜筒;
5-橡皮膜;6-上帽;7-吸气孔

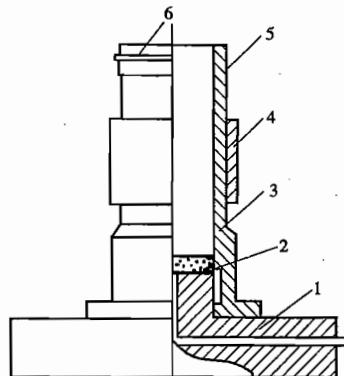


图 7-15 对开圆模

1-压力室底座;2-透水板;3-制样圆模(两片合成);4-紧箍;5-橡皮膜;6-橡皮圈

泡溢出,方可使用。

三、试样制备和饱和

(1) 本试验采用的试样最小直径为 $\phi 35\text{mm}$, 最大直径为 $\phi 101\text{mm}$, 试样高度宜为试样直径的 2~2.5 倍, 试样的允许最大粒径应符合表 7-3 的规定。对于有裂缝、软弱面和构造面的试样, 试样直径宜大于 60mm 。

试样的土粒最大粒径(单位:mm)

表 7-3

试样直径	允许最大粒径	试样直径	允许最大粒径
<100	试样直径的 $1/10$	≥ 100	试样直径的 $1/5$

(2) 原状土试样制备应按规定将土样切成圆柱形试样。

对于较软的土样, 先用钢丝锯或切土刀切取一稍大于规定尺寸的土柱, 放在切土盘上下圆盘之间, 用钢丝锯或切土刀紧靠侧板, 由上往下细心切削, 边切削边转动圆盘, 直至土样被削成规定的直径为止。试样切削时应避免扰动, 当试样表面遇有砾石或凹坑时, 允许用削下的余土填补。

对于较硬的土样, 先用切土刀切取一稍大于规定尺寸的土柱, 放在切土架上, 用切土器切削土样, 边削边压切土器, 直至切削到超出试样高度约 2cm 为止。

取出试样, 按规定的高度将两端削平, 称量, 并取余土测定试样的含水率。

对于直径大于 10cm 的土样, 可用分样器切成 3 个土柱, 按上述方法切取 $\phi 39.1\text{mm}$ 的试样。

(3) 扰动土试样制备应根据预定的干密度和含水率, 按规定备样后, 在击样器内分层击实, 粉土宜为 3~5 层, 黏土宜为 5~8 层, 各层土料数量应相等, 各层接触面应刨毛。击完最后一层, 将击样器内的试样两端整平, 取出试样称量。对制备好的试样, 应量测其直径和高度。试样的平均直径应按式(7-5)计算。

(4) 砂类土的试样制备应先在压力室底座上依次放上不透水板, 橡胶膜和对开圆模(见图 7-15)。根据砂样的干密度及试样体积, 称取所需的砂样质量, 分三等分, 将每份砂样填入橡胶膜内, 填至该层要求的高度, 依次第二层、第三层, 直至膜内填满为止。当制备饱和试样时, 在

压力室底座上依次放透水板；橡胶膜和对开圆模，在模内注入纯水至试样高度的 $1/3$ ，将砂样分三等分，在水中煮沸，待冷却后分三层，按预定的干密度填入橡胶膜内，直至膜内填满为止。当要求的干密度较大时，填砂过程中，轻轻敲打对开圆模，使所称的砂样填满规定的体积，整平砂面，放上不透水板或透水板，试样帽，扎紧橡胶膜。对试样内部施加 5kPa 负压力使试样能站立，拆除对开圆模。

(5) 试样饱和宜选用下列方法：

① 将试样装入饱和器内，按抽气饱和法步骤进行饱和。

② 将试样按水头饱和的步骤安装于压力室内。试样周围不贴滤纸条。施加 20kPa 周围压力。提高试样底部量管水位，降低试样顶部量管的水位，使两管水位差在 1m 左右，打开孔隙水压力阀、量管阀和排水管阀，使纯水从底部进入试样，从试样顶部溢出，直至流入水量和溢出水量相等为止。当需要提高试样的饱和度时，宜在水头饱和前，从底部将二氧化碳气体通入试样，置换孔隙中的空气。二氧化碳的压力以 $5\sim 10\text{kPa}$ 为宜，再进行水头饱和。

③ 当试样要求完全饱和时，应对试样施加反压力。反压力系统和周围压力系统相同（对不固结不排水剪试验可用同一套设备施加），但应用双层体变管代替排水量管。试样装好后，调节孔隙水压力等于大气压力，关闭孔隙水压力阀，反压力阀、体变管阀、测记体变管读数。开周围压力阀，先对试样施加 20kPa 的周围压力，开孔隙水压力阀，待孔隙水压力变化稳定，测记读数，关闭孔隙水压力阀。反压力应分级施加，同时分级施加周围压力，以尽量减少对试样的扰动。周围压力和反压力的每级增量宜为 30kPa ，开体变管阀和反压力阀，同时施加周围压力和反压力，缓慢打开孔隙水压力阀，检查孔隙水压力增量，待孔隙水压力稳定后，测记孔隙水压力和体变管读数，再施加下一级周围压力和孔隙水压力。计算每级周围压力引起的孔隙水压力增量，当孔隙水压力增量与周围压力增量之比 $\Delta u/\Delta \sigma_3 > 0.98$ 时，认为试样已饱和。

四、不固结不排水剪试验

1. 试样安装

(1) 在压力室的底座上，依次放上不透水板、试样及不透水试样帽，将橡皮膜用承膜筒套在试样外，并用橡胶圈将橡胶膜两端与底座及试样帽分别扎紧。

(2) 将压力室罩顶部活塞提高，放下压力室罩，将活塞对准试样中心，并均匀地拧紧底座连接螺母。向压力室内注满纯水，待压力室顶部排气孔有水溢出时，拧紧排气孔，并将活塞对准测力计和试样顶部。

(3) 将离合器调至粗位，转动粗调手轮，当试样帽与活塞及测力计接近时，将离合器调至细位，改用细调手轮，使试样帽与活塞及测力计接触，装上变形指示计，将测力计和变形指示计调至零位。

(4) 关排水阀，开周围压力阀，施加周围压力。

2. 试样剪切步骤

(1) 剪切应变速率宜为每分钟应变 $0.5\% \sim 1.0\%$ 。

(2) 启动电动机，合上离合器，开始剪切。试样每产生 $0.3\% \sim 0.4\%$ 的轴向应变（或 0.2mm 变形值），测记一次测力计读数和轴向变形值。当轴向应变大于 3% 时，试样每产生 $0.7\% \sim 0.8\%$ 的轴向应变（或 0.5mm 变形值），测记一次。

(3) 当测力计读数出现峰值时，剪切应继续进行到轴向应变为 $15\% \sim 20\%$ 。

(4) 试验结束,关电动机,关周围压力阀,脱开离合器,将离合器调至粗位,转动粗调手轮,将压力室降下,打开排气孔,排除压力室内的水,拆卸压力室罩,拆除试样,描述试样破坏形状,称试样质量,并测定含水率。

记录表格见表 7-4。

不固结不排水剪三轴试验记录

表 7-4

工程编号_____

试验者_____

试样编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

1. 含水率

盒号			
湿土质量(g)			
干土质量(g)			
含水率(%)			
平均含水率(%)			

试样草图

2. 密度

试样面积(cm^2)			
试样高度(cm)			
试样体积(cm^3)			
试样质量(g)			
密度(g/cm^3)			

试样破坏描述

钢环系数 N/0.01 mm

剪切速率 mm/min

周围压力 kPa

3. 不固结不排水剪

轴向变形	轴向应变	校正面积	钢环读数	$\sigma_1 - \sigma_3$
(0.01 mm)	$\varepsilon (\%)$	$\frac{A_0}{1-\varepsilon} (\text{cm}^2)$	(0.01 mm)	(kPa)

3. 资料整理

(1) 轴向应变计算:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h_i}{h_0} \times 100\% \quad (7-11)$$

式中: ε_1 —— 轴向应变(%) ; Δh_i —— 剪切过程中试样的高度变化(mm); h_0 —— 试样初始高度(mm)。

(2) 试样面积的校正按下式计算:

$$A_a = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_1} \quad (7-12)$$

式中: A_a —— 试样的校正断面积(cm^2); A_0 —— 试样的初始断面积(cm^2)。

(3) 主应力差计算:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{CR}{A_a} \times 10 \quad (7-13)$$

式中: $\sigma_1 - \sigma_3$ —— 主应力差(kPa);

σ_1 —— 大主应力(kPa);

σ_3 —— 小主应力(kPa);

C —— 测力计率定系数(N/0.01mm 或 N/mV);

R —— 测力计读数(0.01mm);

10 —— 单位换算系数。

(4) 以主应力差为纵坐标, 轴向应变为横坐标, 绘制主应力差与轴向应变关系曲线(图7-16)。取曲线上主应力差的峰值作为破坏点, 无峰值时, 取15%轴向应变时的主应力差值作为破坏点。

(5) 以剪应力为纵坐标, 法向应力为横坐标, 在横坐标轴以破坏时的 $\frac{\sigma_{1f} + \sigma_{3f}}{2}$ 为圆心, 以 $\frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2}$ 为半径, 在 $\tau-\sigma$ 应力平面上绘制破坏应力圆, 并绘制不同周围压力下破坏应力圆的包线, 求出不排水强度参数(图7-17)。

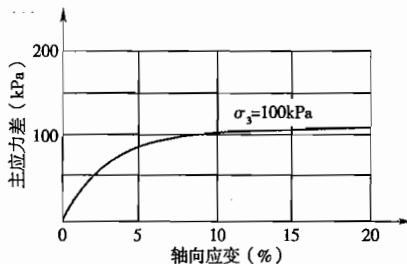


图 7-16 主应力差与轴向应变关系曲线

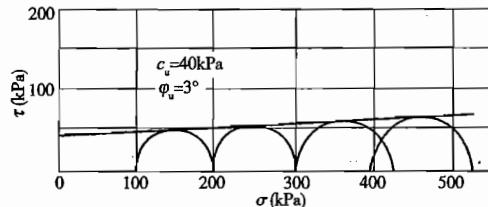


图 7-17 不固结不排水剪强度包线

五、固结不排水剪试验

1. 试样安装

打开孔隙水压力阀和量管阀, 在对孔隙水压力系统及压力室底座充水排气后, 关闭孔隙水压力阀和量管阀。压力室底座上依次放上透水板、湿滤纸、试样、湿滤纸、透水板, 试样周围贴浸水的滤纸条7~9条。将橡胶膜用承膜筒套在试样外, 并用橡胶圈将橡胶膜下端与底座扎紧。打开孔隙水压力阀和量管阀, 使水缓慢地从试样底部流入, 排除试样与橡胶膜之间的气泡, 关闭孔隙水压力阀和量管阀。打开排水阀, 使试样帽中充水, 放在透水板上, 用橡胶圈将橡胶膜上端与试样帽扎紧, 降低排水管, 使管内水面位于试样中心以下20~40cm, 吸除试样与橡胶膜之间的余水, 关排水阀。需要测定土的应力应变关系时, 应在试样与透水板之间放置中间夹有硅脂的两层圆形橡胶膜, 膜中间应留有直径为1cm的圆孔排水。

压力室罩安装、充水及测力计调整应按不固结不排水试验试样安装规定的步骤(3)进行。

2. 试样排水固结步骤

(1) 调节排水管使管内水面与试样高度的中心齐平, 测记排水管水面读数。

(2) 开孔隙水压力阀,使孔隙水压力等于大气压力,关孔隙水压力阀,记下初始读数。当需要施加反压力时,应按本章第三节(试样制备和饱和)步骤(3)的要求进行。

(3) 将孔隙水压力调至接近周围压力值,施加周围压力后,再打开孔隙水压力阀,待孔隙水压力稳定,测定孔隙水压力。

(4) 打开排水阀。当需要测定排水过程时,应按固结试验操作步骤(6)的时间顺序测记排水管水面及孔隙水压力读数,直至孔隙水压力消散95%以上。固结完成后,关排水阀,测记孔隙水压力和排水管水面读数。

(5) 微调压力机升降台,使活塞与试样接触,此时轴向变形指示计的变化值为试样固结时的高度变化。

3. 试样剪切步骤

(1) 剪切应变速率,黏土宜为每分钟应变0.05%~0.1%;粉土为每分钟应变0.1%~0.5%。

(2) 将测力计、轴向变形指示计及孔隙水压力读数均调整至零。

(3) 起动电动机,合上离合器,开始剪切。测力计、轴向变形、孔隙水压力应按不固结不排水剪试验剪切的步骤(2)、步骤(3)进行测记。

(4) 试验结束,关电动机,关各阀门,脱开离合器,将离合器调至粗位,转动粗调手轮,将压力室降下,打开排气孔,排除压力室内的水,拆卸压力室罩,拆除试样,描述试样破坏形状,称试样质量,并测定试样含水率。

记录表格见表7-5。

4. 资料整理

(1) 试样固结后的高度,按下式计算:

$$h_c = h_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)^{1/3} \quad (7-14)$$

式中: h_c ——试样固结后的高度(cm);

ΔV ——试样固结后与固结前的体积变化(cm^3)。

(2) 试样固结后的面积,按下式计算:

$$A_c = A_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)^{2/3} \quad (7-15)$$

式中: A_c ——试样固结后的断面积(cm^2)。

(3) 试样面积的校正,按下式计算:

$$A_a = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_1} \quad (7-16)$$

式中: $\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0}$

(4) 主应力差按式(7-13)计算。

(5) 有效主应力比按以下公式计算:

① 有效大主应力:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (7-17a)$$

式中: σ'_1 ——有效大主应力(kPa);

u ——孔隙水压力(kPa)。

固结不排水剪三轴试验记录

表 7-5

工程编号_____

试验者_____

试样编号_____

计算者_____

试验日期_____

校核者_____

1. 含水率

	试验前	试验后
盒号		
湿土质量(g)		
干土质量(g)		
含水率(%)		
平均含水率(%)		

3. 反压力饱和

周围压力 (kPa)	反压力 (kPa)	孔隙水压力 (kPa)	孔隙压力增量 (kPa)

2. 密度

试样高度(cm)	
试样体积(cm ³)	
试样质量(g)	
密度(g/cm ³)	
试样草图	
试样破坏描述	
备注	

经历时间 (hmins)	孔隙水压力 (kPa)	量管读数 (mL)	排出水量 (mL)

5. 固结不排水剪切

钢环系数 N/0.01mm

剪切速率 mm/min

周围压力 kPa

反压力 kPa

初始孔隙压力 kPa

温度 ℃

轴向 变形 (0.01mm)	轴向 应变 ε (%)	校正面积 $\frac{A_0}{1-\varepsilon}$ (cm ²)	钢环 读数 (0.01mm)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	孔隙压力 (kPa)	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$	$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$ (kPa)	$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ (kPa)

②有效小主应力:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad (7-17b)$$

式中: σ'_3 —— 有效小主应力(kPa)。

③有效主应力比:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = 1 + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_3} \quad (7-17c)$$

(6) 孔隙水压力系数, 应按下式计算:

① 初始孔隙水压力系数:

$$B = \frac{u_0}{\sigma_3} \quad (7-18a)$$

式中: B —— 初始孔隙水压力系数;

u_0 ——施加周围压力产生的孔隙水压力(kPa)。

②破坏时孔隙水压力系数:

$$A_f = \frac{u_f}{B(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (7-18b)$$

式中: A_f ——破坏时的孔隙水压力系数;

u_f ——试样破坏时,主应力差产生的孔隙水压力(kPa)。

(7) 主应力差与轴向应变关系曲线,应和不固结不排水剪试验(图 7-16)一样绘制。

(8) 以有效应力比为纵坐标,轴向应变为横坐标,绘制有效应力比与轴向应变曲线(图 7-18)。

(9) 以孔隙水压力为纵坐标,轴向应变为横坐标,绘制孔隙水压力与轴向应变关系曲线(图 7-19)。

(10) 以主应力差或有效主应力比的峰值作为破坏点;无峰值时,以有效应力路径的密集点或轴向应变 15% 时的主应力差值作为破坏点。与图 7-17 一样,绘制破坏应力圆及不同周围压力下的破坏应力圆包线,并求出总应力强度参数;有效内摩擦角和有效黏聚力,

应由以 $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ 为圆心, $\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$ 为半径绘制有效破坏应力圆确定(图 7-20)。

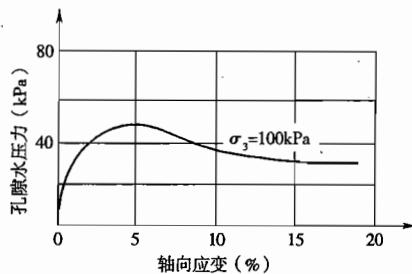


图 7-19 孔隙水压力与轴向应变关系曲线

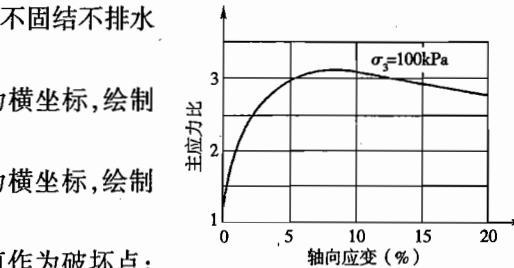


图 7-18 有效应力比与轴向应变关系曲线

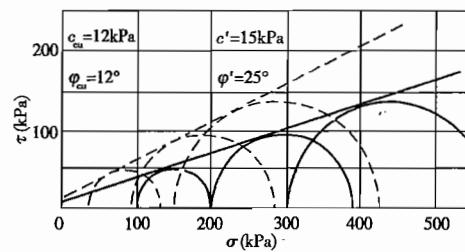


图 7-20 固结不排水剪强度包线

六、固结排水剪试验

(1) 试样的安放、固结、剪切应按固结不排水剪试验相同的步骤进行。但在剪切过程中应打开排水阀。剪切速率采用每分钟应变 0.003% ~ 0.012%。

(2) 试样固结后的高度、面积,应按式(7-14)和式(7-15)计算。

(3) 剪切时试样面积的校正,按下式计算:

$$A_a = \frac{V_c - \Delta V_i}{h_c - \Delta h_i} \quad (7-19)$$

式中: ΔV_i ——剪切过程中试样的体积变化(cm^3);

Δh_i ——剪切过程中试样的高度变化(cm)。

(4) 主应力差按式(7-13)计算。

(5) 有效应力比及孔隙水压力系数,应按式(7-17)和式(7-18)计算。

(6) 主应力差与轴向应变关系曲线的绘制方法同不固结不排水剪试验(图 7-16)。

(7) 主应力比与轴向应变关系曲线的绘制方法同固结不排水剪试验(图 7-18)。

(8) 以体积应变为纵坐标, 轴向应变为横坐标, 绘制体应变与轴向应变关系曲线。

(9) 破坏应力圆、有效内摩擦角和有效黏聚力按固结不排水剪试验的方法确定(图 7-21)。

(10) 固结排水剪试验的记录格式见表 7-6。

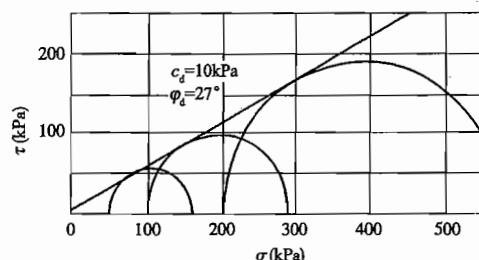


图 7-21 固结排水剪强度包线

固结排水剪三轴试验记录

表 7-6

工程编号 _____

试验者 _____

试样编号 _____

计算者 _____

试验日期 _____

校核者 _____

1. 含水率

	试验前	试验后
盒号		
湿土质量(g)		
干土质量(g)		
含水率(%)		
平均含水率(%)		

3. 反压力饱和

周围压力 (kPa)	反压力 (kPa)	孔隙水压力 (kPa)	孔隙压力增量 (kPa)

2. 密度

试样面积(cm^2)	
试样高度(cm)	
试样体积(cm^3)	
试样质量(g)	
密度(g/cm^3)	
试样草图	
试样破坏描述	
备注	

4. 固结排水

周围压力 ____ kPa 反压力 ____ kPa

孔隙水压力 ____ kPa

经历时间 (hmins)	孔隙水压力 (kPa)	量管读数 (mL)	排出水量 (mL)

5. 固结排水剪切

钢环系数 ____ N/0.01mm

剪切速率 ____ mm/min

周围压力 ____ kPa

反压力 ____ kPa

初始孔隙压力 ____ kPa

温度 ____ °C

轴向 变形 (0.01mm)	轴向 应变 ε_0 (%)	校正面积 $V_c - \Delta V_i$ $h_c - \Delta h_i$ (cm^2)	钢环 读数 (0.01mm)	主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	比值 $\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3}$	量管 读数 (cm^3)	剪切 排水量 (cm^3)	体应变 $\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_c}$ (%)	径向应变 $\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2}$ (%)	比 值 $\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a}$	应力比 $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$

七、一个试样多级加载试验

本试验仅适用于无法切取多个试样、灵敏度较低的原状土。

(1) 不固结不排水剪试验,应按下列步骤进行:

①试样的安装,应按不固结不排水剪试验相同的步骤进行。

②施加第一级周围压力,试样剪切应按不固结不排水剪试验相同的应变速率进行。当测力计读数达到稳定或出现倒退时,测记测力计和轴向变形读数。关电动机,将测力计调整为零。

③施加第二级周围压力,此时测力计因施加周围压力读数略有增加,应将测力计读数调至零位。然后转动手轮,使测力计与试样帽接触,并按同样方法剪切到测力计读数稳定。如此进行第三、第四级周围压力下的剪切。累计的轴向应变不超过 20%。

④试验结束后,按不固结不排水规定的步骤拆除试样,称试样质量,并测定含水率。

⑤计算及绘图应按不固结不排水剪试验一样的规定进行,试样的轴向应变按累计变形计算(图 7-22)。

(2) 固结不排水剪试验,应按下列步骤进行:

①试样的安装,应按固结不排水剪的规定进行。

②试样固结按固结不排水剪的规定进行。第一级周围压力宜采用 52kPa,第二级和以后各级周围压力应等于、大于前一级周围压力下的破坏大主应力。

③试样剪切也按固结不排水剪规定进行。第一级剪切完成后,退除轴向压力,待孔隙水压力稳定后施加第二级周围压力,进行排水固结。

④固结完成后进行第二级周围压力下的剪切,并按上述步骤进行,第三级周围压力下的剪切,累计的轴向应变不超过 20%。

⑤试验结束后,拆除试样,称试样质量,并测定含水率。

⑥计算及绘图应按固结不排水剪的规定进行。试样的轴向变形,应以前一级剪切终了退去轴向压力后的试样高度作为后一级的起始高度,计算各级周围压力下的轴向应变(图 7-23)。

一个试样多级加载试验的记录格式与不固结不排水和固结不排水的要求相同。

八、注意事项

(1) 采用何种类型的三轴试验应根据不同的工程条件来确定。

(2) 试样的制备和饱和,原状试样制备用切土器切

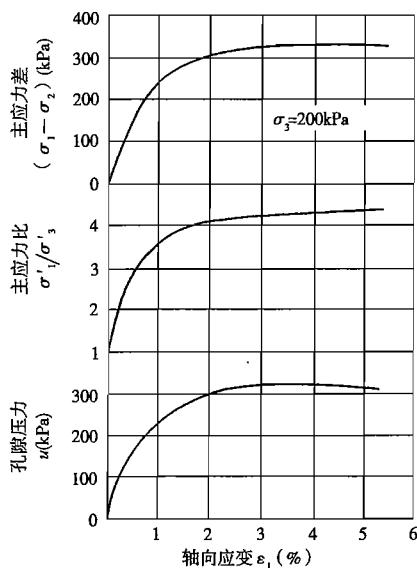


图 7-23 固结不排水剪应力—应变关系

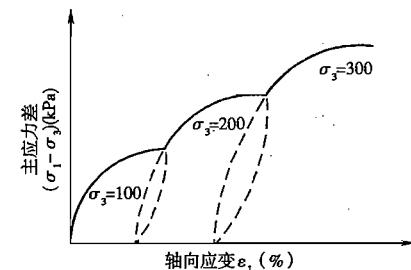


图 7-22 不固结不排水剪的应力—应变关系

取即可。对扰动试样可以采用压样法和击样法。压样法制备的试样均匀,但时间较长,故采用击样法制备,并建议击锤的面积应小于试样面积,在击实分层时,为使试样均匀,分多层效果好,但分层过多,一方面操作比较麻烦;另一方面层与层之间的接触面太多,操作不注意也会影响强度,因此,规定黏质土为5~8层,粉质土为3~5层。

(3)在不固结不排水试验中,无明显破坏值时,为了简便,可采用应变15%时的主应力差作为破坏值。

(4)在排水固结试验中,规定孔隙压力消散95%作为固结的标准。

(5)固结排水试验的剪切应变速率对试验结果的影响,主要反映在剪切过程中是否存在孔隙水压力,如剪切速度快,孔隙水压力不完全消散,就不能得到真实的有效强度指标。比较试验表明,对黏性土剪切应变速率采用每分钟应变0.012%~0.003%为最适宜。

第八章 土的动力特性试验

第一节 概 述

一、动荷载

建筑物的地基和建筑物在动荷载作用下会发生振动，土的强度和变形特性都会受到影响。引起土体振动的振源可分为天然振源和人工振源两种。地震、波浪力、风力都是天然的振源，交通荷载、爆炸、打桩、机器基础都是人工振源，这些振源的振动频率、振动次数和振动波形各不相同。天然振源是发生随机振动的激振力，人工振源有随机振动也有周期性振动。例如爆炸等瞬时荷载引起的振动是随机的，连续转动的机器引起的振动是周期性的。在不同动荷载下土的强度和变形各不相同，其共同特点是都受到加荷速率和加荷次数的影响。动荷载都是在很短的时间内施加的，一般是百分之几秒到十几分钟几秒，爆炸荷载只有几毫秒。土在快速加荷下，测得的强度比静荷载时高，变形比静荷载时小。动力荷载一般是往复多次施加或周期性连续作用，随着加荷次数增多，松砂将因体积压缩而密实，在不排水条件下则发生孔隙水压力上升而强度下降，甚至发生振动液化。

二、常用的土动力指标

土的应力—应变是非线性的，这种特征对地震剪切荷载作用下的地基反应有很大影响。当一个循环荷载作用于土体，其应力—应变曲线可以表示为一狭长的封闭滞回圈，见图 8-1。由滞回圈可看出土是非线性的，而且能吸收相当大的能量。应力—应变的非线性和吸收能量现象在应变水平大时更为明显，而在加荷初期和小应变时接近线性和弹性。进行地震条件下的地面反映分析时，土体处于较小的应变水平，大多采用等效线性黏弹体模型来描述土的应力—应变特征，用图 8-1 的滞回圈确定土的剪切模量和阻尼比。当动荷载较大或持续时间较长时，相应土的应变逐渐增大，土处于高应变水平，这种情况下需要评估在地震荷载作用下地基的稳定性，这时需要确定土的动强度。所以在地震荷载作用下，进行地面动力反应分析时，

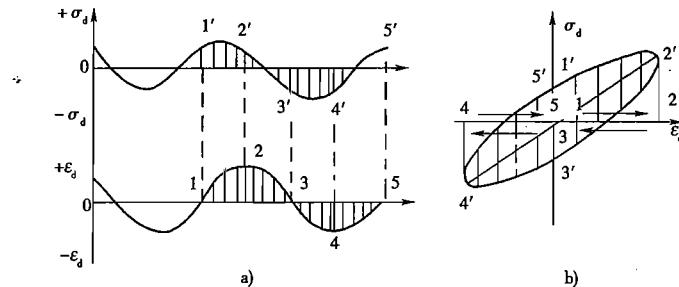


图 8-1 应力—应变记录曲线和滞回圈

需确定小应变下的剪切模量和阻尼比;在大应变时需确定土的动强度。

(一) 动模量

动模量定义为引起单位动应变所需的动应力。

1. 动剪切模量

$$G_d = \frac{\tau_d}{\gamma_d} \quad (8-1)$$

式中: G_d ——动剪切模量(kPa);

τ_d ——动剪应力(kPa);

γ_d ——动剪应变。

2. 动压缩模量

$$E_d = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_d} \quad (8-2)$$

式中: E_d ——动压缩模量(kPa);

σ_d ——动轴应力(kPa);

ε_d ——动轴应变。

已知土的泊松比 μ , G_d 和 E_d 以及 γ_d 和 ε_d 可相互换算,有如下关系:

$$G_d = \frac{E_d}{2(1 + \mu)} \quad (8-3)$$

$$\gamma_d = (1 + \mu)\varepsilon_d \quad (8-4)$$

式中符号同上。

测定动模量的方法是将动荷载施加于试样上,同时记录动应力和动应变,某一循环的动应力与同一循环的动应变之比即可得动模量,见图8-1a)。

(二) 阻尼比

阻尼比定义为土的阻尼系数与临界阻尼系数之比。阻尼比可衡量一周循环荷载内土吸收能量的特性,吸收能量大小可用图8-1b)滞回圈面积表示。阻尼比 D 按下式计算:

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{A_c}{A_T} \quad (8-5)$$

式中: A_c ——滞回圈面积;

A_T ——三角形 $\triangle 122'$ 面积。

另一种常用的计算小应变时阻尼比的方法为自由振动法,见图8-2,用下式计算阻尼比 D :

$$D = \frac{1}{2\pi N} \ln \frac{A_1}{A_{n+1}} \quad (8-6)$$

式中: D ——阻尼比;

N ——计算所取的振动次数;

A_1 ——停止激振后第1周的振幅(mm);

A_{n+1} ——停止激振后第 $N+1$ 周的振幅(mm)。

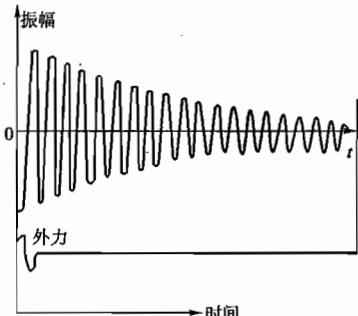


图 8-2 振幅随时间衰减的曲线

(三) 动强度

在动荷载作用下,土的应力、应变及孔隙压力随时间(振动次数)而变,动强度是经一定振

动次数后试样达到破坏的振动剪应力,振动剪应力与破坏周数的关系曲线称为动强度曲线,见图 8-3。对某一定密度的土,作用的动剪应力大,达到破坏的振次少;动剪应力小,振动次数多。破坏标准有应变标准、孔压标准和极限平衡标准等,不同破坏标准得到不同的动强度。

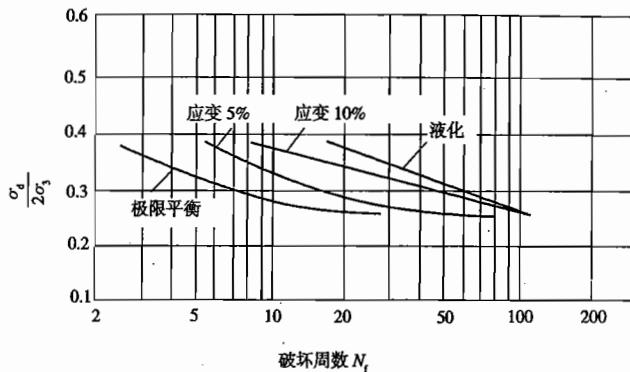


图 8-3 不同破坏标准的动剪应力比与破坏周数的关系

三、测定动力指标的试验方法

(一) 现场试验

现场试验有物探试验和表面振动试验,见图 8-4。其设备主要由激振器(能源发射部分)和拾振器(接受能源部分)组成。目前广泛应用物探试验,根据拾振器的位置,物探试验又分跨孔法、上孔法和下孔法三种。跨孔法需两个钻孔,在两孔中分别放置激振器和拾振器;上孔法和下孔法都只需要一个孔,上孔法将激振器放在孔中,拾振器放在地面;下孔法相反,将拾振器放在孔中。当激振器激振开始时与拾振器接收到振波时的时间差是振波通过地层所需的时间,再从两者距离即可计算得剪切波速,从而得到剪切模量。表面振动法的激振器和拾振器都放在地面,方法相似。由于激振器的能量有限,不可能对地层有大的波动影响,这两种现场方法所引起的应变水平将是很低的,远小于地震引起的应变水平,见图 8-5。图中给出几种现场和室内试验的应变水平,由现场试验可以测定小应变时土的模量。

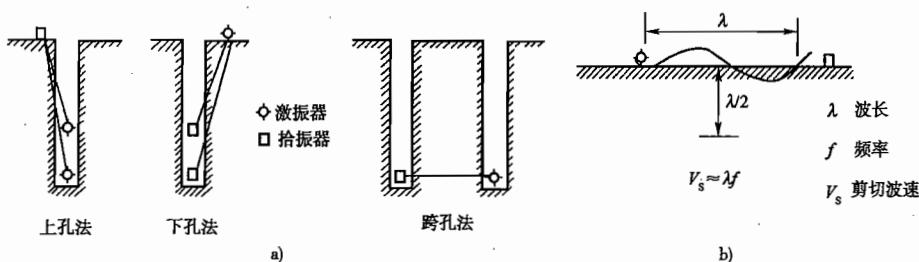


图 8-4 测定剪切模量的现场实验

a) 物探实验;b) 表面振动实验

(二) 室内试验

1. 动三轴试验

动三轴试验是对圆柱形试样在垂直方向施加往复循环荷载,见图 8-6。动三轴试验可直

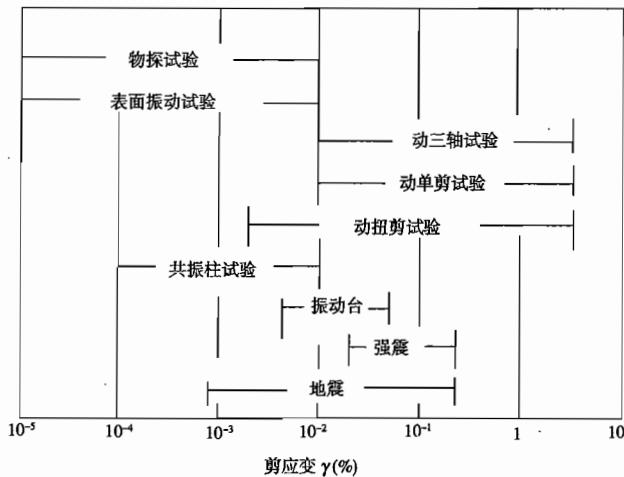


图 8-5 各实验方法的近似应变水平范围

接测定小应变的压缩模量和阻尼比；随着振动周次的增多，变形增大，试样达到破坏，可确定大应变时土的动强度以及饱和砂的抗液化强度。

动三轴试验的优点：

- (1) 能方便地施加各种应力以适应工程实际。
- (2) 对各类土，如砂性土、黏性土、扰动土、原状土、疏松土、密实土等均能方便地制备和试验。
- (3) 能较精确地控制应力和应变。
- (4) 试验设备和操作方法相对比较简单。

动三轴试验的主要缺点：

- (1) 三轴容器加载条件与现场地震应力条件有很大的差别。
- (2) 施加轴向往复荷载，压半周时轴向为大主应力方向，拉半周时轴向为小主应力方向，每一加载周期主应力方向转动 90°。
- (3) 试验时三个主应力方向都发生变形，而现场为单向变形。

尽管如此，由于该试验能较好地制备各种状态（各种密度、含水率、颗粒级配）的试样，能较准确地控制试验条件（固结压力、初始应力比、反压力等），能可靠地测定试验过程的动应力、动应变和动孔压的变化过程，并能提供在较大应变水平范围内多项动力试验成果，因而是室内试验中被最广泛使用的试验方法。

2. 动单剪试验

动单剪试验是对单剪试样施加动剪应力或动剪应变，可直接测定小应变时的剪切模量和阻尼比；随着振动周次增大，剪应变增大，试样达到破坏，可确定土的动强度和饱和砂的抗液化强度。

单剪试验的优点有：

- (1) 能最近似地重现现场土层承受强震条件的情况。
- (2) 适用于原状土、扰动土、各种密度和含水率的制备土。
- (3) 设备较简单，操作方法容易掌握。

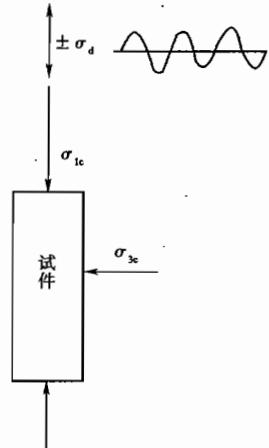


图 8-6 动三轴实验

单剪试验的主要缺点是侧壁变形不均匀,易形成应力集中,另外无法确定侧壁应力。

3. 动扭剪试验

扭剪式单剪仪是国内外公认的研究土动力特性较完善的试验仪。试样呈中空环状,且内外高度不等,内外高度之比等于内外直径之比,试样尺寸见图 8-7。在试样顶部施加扭矩时,则在试样表面和内部分布比较均匀的剪应力;中空试样内侧和外侧可分别施加侧压力;试样由乳胶膜包裹,能在不排水状态下试验。该仪器可模拟现场应力条件,是测定动力指标和研究动力条件下土应力应变特性较为理想的仪器。然而该仪器结构复杂,操作困难,试样内外乳胶膜不易密封,制样较困难,仅能做扰动土。

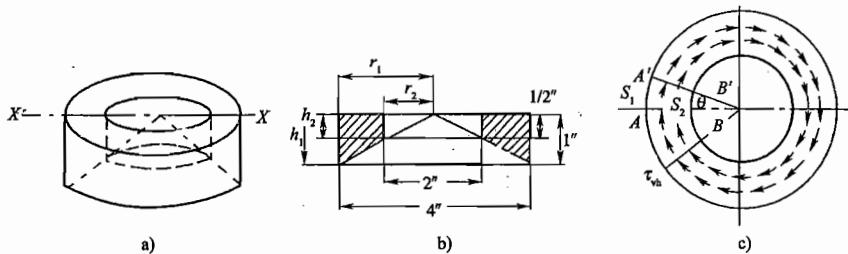


图 8-7 扭剪试样
a) 试样;b) 断面 X—X';c) 俯视图,作用有 τ_{sh}

4. 共振柱试验

共振柱试样为圆柱体,有实体和中空两种,见图 8-8。试验时在试样一端施加小振幅的扭转振动力或轴向振动力,振动力在试样内传播,调节振动频率使试样系统达到共振。由共振频率可确定弹性波在试样中的传播速度,从而得到土的动剪切模量或动压缩模量。

5. 振动台

振动台试验主要用于确定大试样的剪切模量。试验时,先让试样底部的振动台进行振动,然后切断电源,测定试样的振动反应,计算剪切模量。为减小振动台和试样的边界效应,要求试样长度和厚度有较大的比值,试样尺寸及形状见图 8-9。这种试验成本高,难度大。这么大的试样加上振动台自重将有几吨重,需要相当大的能量才能推动它;饱和试样和施加侧压力都很困难;此外,试验产生的应变很小,不易精确测量应变值。

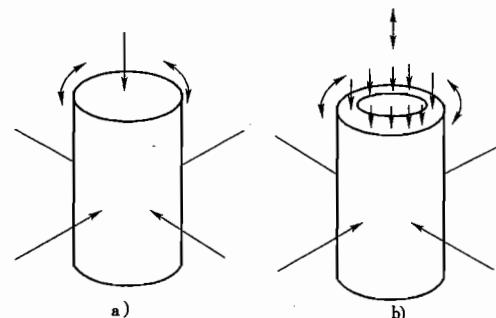


图 8-8 共振柱试样
a) 实体;b) 中空

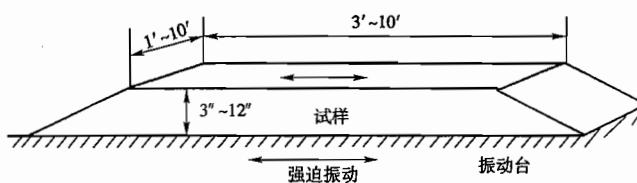


图 8-9 振动台试样尺寸

此法适用于研究试验,一般工程不做这种试验,一般实验室不具备这种设备。

第二节 动三轴试验

一、基本原理

动三轴试验是从静三轴试验发展而来的,通过对试样施加模拟的动主应力,以测试试样在承受动荷载作用下表现的动态反应。动三轴试验是将一定密度和湿度土的圆柱体试样($\phi 50\text{mm} \times 125\text{mm}$ 或 $\phi 39.4\text{mm} \times 80\text{mm}$)在轴对称的三轴应力下进行固结,固结完成后在不排水条件下作振动试验。测定动强度的方法是,设定某一等幅动应力作用于试样进行持续振动,直到试样的应变值或孔压值达到预定的破坏标准值,试验终止。记录试验过程中试样的动应力、动应变和动孔隙水压力随振动周次的变化过程线。同样的方法设定另一幅值动应力作用于相同密度的另一个试样进行振动试验,得另一组动应力、动应变和动孔压的变化过程线。作用于试样的动应力幅值越大,达到破坏标准所需的振动周数越少;反之,动应力幅值越小所需振动周数越多。一般用4个试样可以得到动应力和破坏周数的关系曲线,即动强度曲线。

测定动模量和阻尼比的方法是,作用于试样的轴向动应力从小幅值开始逐级增大作振动试验,当应变波形明显不对称或孔压明显增大,试验终止。记录试验过程中每级荷载的动应力和应变曲线,或直接记录应力—应变滞回圈曲线,用以确定各动应变时的动模量和阻尼比。

二、仪器设备

试验的仪器设备包括:

- (1) 激振设备:对试样施加稳定的等幅的动应力。
- (2) 量测设备:包括高灵敏度的动应力、动应变和动孔压传感器和记录设备。
- (3) 静三轴仪附件:包括试样容器,制样、抽气、饱和设备,加压系统,固结排水系统等。

有多种形式的动三轴仪,国内使用的动三轴仪有惯性式、电磁式、气动式及液压脉动式等,各形式动三轴的示意图见图8-10。惯性式也称机械式,将三轴试样室放在由偏心轮带动的振动台上,振动台上下运动时,试样上的砝码产生惯性力,即为施加于试样的动应力。惯性式结构简单,但它产生的动应力较小,且动应力和静应力相互牵制,使用受到限制。电磁式、气动式和液压脉动式三形式的差别是激振的动力不同,分别以电磁力、气压力和液压力为动力源产生等幅循环动应力作用于试样。这三种动三轴仪的出力都较大,可给出试验所需的超低频和正弦波形的动应力。其他量测设备、记录设备和静力设备,三种形式基本上相同。

三、操作步骤

电磁式、气动式和液压脉动式三种形式是应用较广泛的动三轴仪,虽然三者激振的动力不同,而产生的循环动应力相同,所以试验的操作步骤基本相同。

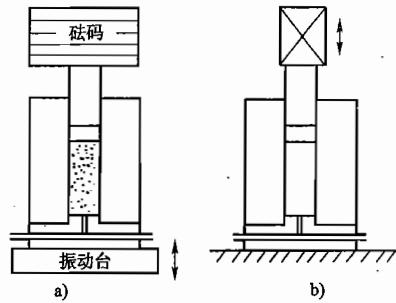


图8-10 动三轴仪振动形式
a) 机械式;b) 激振式

1. 准备工作

(1) 检查动三轴仪各组成部分,确认激振系统、静力系统及量测系统都能正常工作。对应力、应变及孔压传感器、压力表、百分表等应经常校核和定期标定。

(2) 明确试验参数,包括试样密度、湿度、固结应力比等。

2. 试样制备

对于原状土,制样比较方便,直接切制即可。对于扰动土,常用两种方法制备:

(1) 湿装成形法,适用于易沉淀的砂性土、粉砂等无黏性土。方法是:按试样体积和干密度算出干土重,将干土加水在烧杯中煮沸排气,冷却后,在试样底座上用承模筒支撑乳胶膜,将水和土舀入膜内成形。湿装法在水下装土,试样已饱和。

(2) 击实成形法,适用于含黏粒的各类土。方法是:先将风干土过 2mm 筛,对土喷洒水,调配成一定含水率的土料,密封存放约一昼夜后,将土料在击实筒内分层击实,试样干密度应符合试验要求(当不符时,改变土料的含水率,重新击实),将击好的试样放入饱和器内饱和,试样饱和可用抽气法、毛细法、水头法、二氧化碳法或联合使用。上述成形时所用承膜筒,击实筒和饱和器都是三轴仪附件,与试样尺寸是配套的。

动三轴试验中经常要求测定松软地基土(松砂、软黏土、粉煤灰等)的动力强度指标,这种试验的试样密度很低。制备低密度试样往往是实验过程中耗费时间最长的。在相同的固结条件下,试样动强度取决于试样的密度、饱和度和均匀度。因此制样是影响试验质量的一个重要过程。同一干密度各组试验的试样,宜一批制备,其干密度、制备含水率、击实过程、抽气、饱和或毛细时间以及试样静置时间(试样制备结束到试验的时间间隔)都应大致相近。

3. 试样固结

将制备好并已饱和的试样,在三轴压力室内安装完毕,按要求施加固结应力 σ_1 及 σ_3 ,进行固结。

(1) 等压固结($K = \sigma_1/\sigma_3 = 1$)

动三轴加压方式与静三轴略有不同,见图8-11。静三轴的加压活塞与试样为点接触,加 σ_3 时轴向 σ_1 同步加上, $\sigma_1 = \sigma_3$ 。动三轴由于活塞和试样相连, σ_1 与 σ_3 需分开施加。一般先加 σ_3 ,在加 σ_3 之前应将活塞固定住,以免加 σ_3 时试样受侧向挤压向上变形而破坏。加完 σ_3 ,按照事先率定好的 σ_1 与荷载传感器读数的率定曲线,由荷载传感器控制施加 σ_1 。加荷完毕,松开活塞,开始固结。

(2) 不等压固结($K = \sigma_1/\sigma_3 > 1$)

当 $K > 1$ 时,要求固结过程中 K 大致不变。图8-12给出

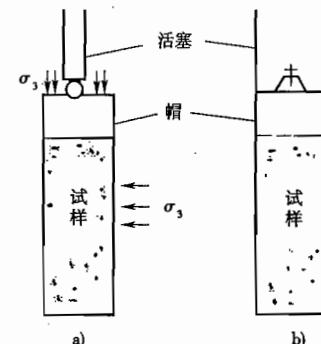


图8-11 试样加压活塞

$K=2$ 的固结情况,要求试样沿 OB 线进行固结。若先沿 OA 作等压固结,再加偏压 AB ,这种加压方式不合适,虽然最终都是 B 点,但 OAB 和 OB 固结路线不同,固结变形不同,试验结果也将不同。对松软试样,沿 OB 一次加上试样会被压坏,可分级加载。加第1级压力时,试样先在等压条件下排水,使土的强度增大后,增大 σ_1 达到 $K=2$ 。同样方法施加第2级、第3级直到所有要求的 σ_1 及 σ_3 全部加上进行固结。每级加载时间间隔视土性而定,排水快的土间隔较短,黏性土则需较长时间间隔。

4. 施加动应力

固结完成后试样将在不排水条件下作振动试验。加振前,调整好动应力、动应变和动孔压传感器的零点读数。在光线示波器记录仪上将各零点放到适当的位置,并将各传感器的计量标距记录下来。标距是计算物理量的依据,应仔细反复标定。同样若用微机或X—Y函数记录仪时,也要调整好零点和标距。

(1) 动强度试验

调整好零点即可开始对试样进行振动试验。设定某一动应力 σ_{d1} ,启动激振力并同时打开记录仪,记录应力、应变和孔压的变化过程线,当应变值达到应变破坏标准(通常应变达5%)或孔压达到侧压($u_d = \sigma_3$),即切断激振力并停止记录,记录曲线如图8-13所示。该图为一砂土在等压固结条件下进行振动试验的记录。由图可知,在 σ_{d1} 作用下经振动 N_1 周达到破坏, N_1 为破坏周数,用 N_f 表示。对相同条件的另一个试样,用另一动应力 σ_{d2} 进行试验,得试样经 N_2 周达到破坏。同样的方法对另外2个试样分别施加动应力 σ_{d3} 和 σ_{d4} ,得到破坏周数 N_3 和 N_4 。用这4个试样资料在半对数纸上作 $\sigma_d/2-N_f$ 曲线,见图8-14,称为动剪应力与破坏周数关系曲线,或称动强度曲线或抗液化强度线,每一条 $\sigma_d/2-N_f$ 线均应标明试样密度 ρ , 试验侧压力 σ_3 , 固结应力比 K 以及破坏标准 ε_f 。

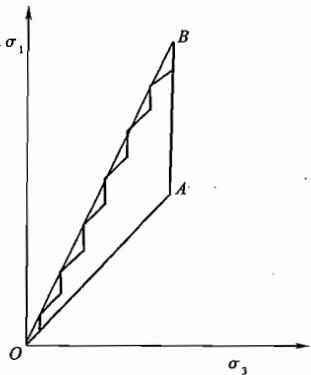


图 8-12 不等压固结加压路线

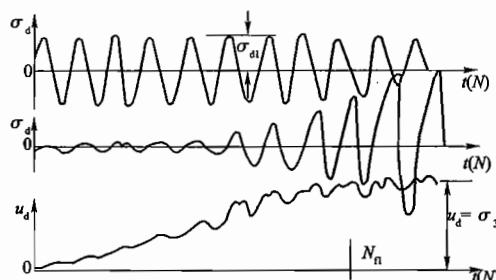
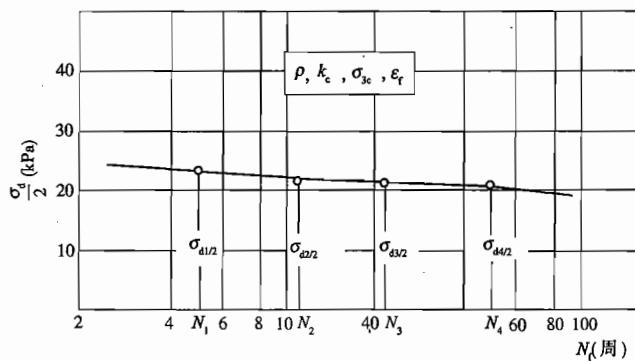


图 8-13 动应力、动应变、洞孔压的时程曲线

图 8-14 动剪应力($\sigma_d/2$)与破坏周数(N_f)关系曲线

为能较好地绘制 $\sigma_d/2-N_f$ 曲线,试验点应分布均匀,最理想的情况是这4个点大致能落在4~6周、10~15周、20~30周、50~70周范围内。当设定的 σ_d 太大,则刚开始振动试样就

破坏,定不出周数;当 σ_d 太小时振动 200~300 周也不坏;或者几个试验点挤在一起,出现这种情况时必须增补试验,这将使工作量增加很多。

(2) 模量与阻尼比试验

调整好零点后即可作振动试验。在同一个试样上动应力由小到大逐级增加,振动时记录动应力、动应变和动孔压。每级动应力的振动次数不要超过 10 次,在满足试验要求下每级动应力的振动次数应尽可能的少,因累积的振动次数必将影响试样的孔压和刚度。为便于作图和计算,计算用的动应力动应变曲线应取用快速记录。第一级动应力值的大小随动应力和动应变传感器的敏感度而异,在可能正确读出的条件下设定较小的动应力。后一级动应力可设定比前一级大 1 倍。当应变波形明显不对称或孔压值较大时,停止试验。

参照图 8-1 的记录曲线和滞回圈的绘制方法,并用式(8-2)和式(8-5)计算动压缩模量和阻尼比。可以看出作图和计算非常麻烦。若用微机或 X-Y 函数记录仪直接作出滞回圈将方便得多。当用 X-Y 函数记录仪时,要注意记录笔的启动阻力对小应变的滞回圈会有较大的误差。最好用微机作图和计算一起完成。

四、资料整理

在动三轴试验的振动过程中,同时记录了应力、应变和孔压三个物理量的变化。对于黏性土孔压的传递和消散需要时间,所以记录得到的动孔压并不真正反映黏土试样内孔压变化。在整理资料时,有关孔隙压力资料仅对砂性土才有意义。

(一) 动强度试验

1. 动强度曲线

由动三轴试验直接得出轴向动应力与破坏周数的关系曲线,表示为 $\sigma_d - N_f$ 曲线。土力学中常用的剪切强度,三轴试样在 45°面上的剪应力 $\tau_d = \sigma_d/2$,因而动剪应力强度线为 $\tau_d - N_f$ 或 $\sigma_d/2 - N_f$ 曲线。在资料整理中, $\sigma_d - N_f$ 是最直接最基本的试验成果。每一条动强度曲线都对应某一土的密度(ρ)、固结侧压力(σ_3)、固结应力比(K)以及所采用的破坏标准(ε_f)。常用破坏标准有:极限平衡标准,即孔压达极限平衡临界孔压 $u_d = u_{cr}$;液化标准 $u_d = \sigma_3$;应变标准 ε_f ,目前都采用 $\varepsilon_f = 5\%$;对等压固结采用应变幅达 5%;对不等压固结,总应变达 5%。

动强度曲线常用下列几种表示形式:

(1) $\sigma_d/2 - N_f$ 曲线。图 8-15 上表示有某一密度的砂土,在 2 个 K 和 3 个 σ_3 条件下的 6 条动剪应力与破坏周数的关系曲线。由图可知 $\sigma_d/2$ 随 σ_3 的增大而增大,随 K 的增大而增大。

(2) $\sigma_d/2 - N_f$ 曲线。

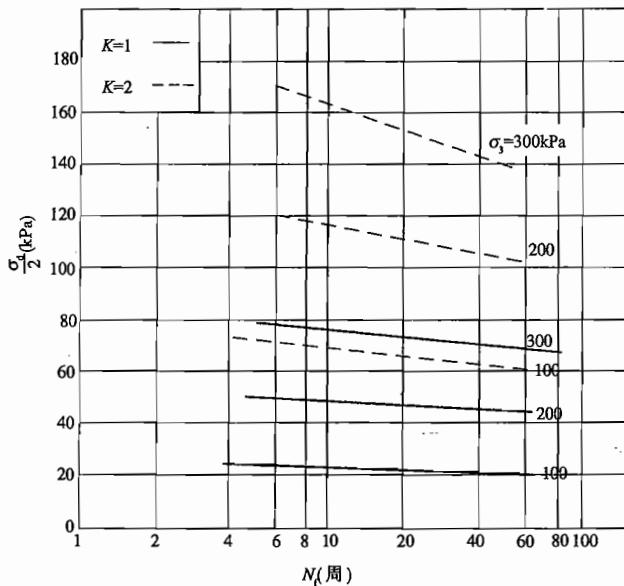
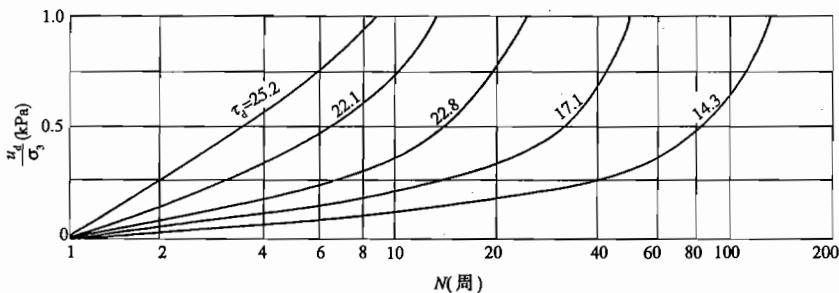
(3) $\sigma_d/2 - D_f$ 曲线。

2. 动孔压和动应变随时间(周数)的发展过程线

图 8-16 为 $K=1$ 的 $u_d/\sigma_3 - \lg N$ 曲线, u_d 和 N 直接由振动试验记录得到,每条线表示试样在 τ_d 作用下 u_d 发展过程, $u_d/\sigma_3 = 1$ 之点表示试样达到液化,该点周数即为 N_f 。

3. 动强度总应力指标 c_d, φ_d

(1) 对等压固结($K=1$),现用图 8-15 的资料说明绘制 c_d, φ_d 的方法。为求 c_d, φ_d 需作固结应力圆与振动应力圆,见图 8-17a)。对 $\sigma_3 = 100\text{kPa}, N_f = 10$ 的情况,其固结应力圆为点 O_1 。

图 8-15 $k=1$ 和 $k=2$ 时, $\sigma_d/2-N_f$ 曲线图 8-16 孔压发展过程线 ($\sigma_1 = \sigma_3 = 200\text{kPa}$, $r_d = 0.92\text{g/cm}^3$)

再在图 8-15 上 $\sigma_3 = 100\text{kPa}$ 的 $\sigma_d/2-N_f$ 曲线上查出 $N_f = 10$ 时的 $\sigma_d/2$, 得轴向动应力 σ_d 。在图 8-17a) 上以 σ_d 为直径在 O_1 的两边分别作出压半周(实线圆)和拉半周(虚线圆)应力圆, 在图上分别标以 1 和 2, 即为振动应力圆。用同样的方法作出 $N_f = 10$, $\sigma_3 = 200\text{kPa}$ 和 300kPa 的振动应力圆, 由图可知拉半周应力圆先达到破坏, 做破坏应力圆的包线, 包线在纵轴的截距为 c_d , 包线对横轴的倾角即 φ_d 。该包线是 $K=1$ 、 $N_f=10$ 时的 c_d 和 φ_d , 用同样的方法可以作出 $N_f=20$ 或 $N_f=30$ 的 c_d 和 φ_d , 所以 c_d 和 φ_d 除与 ρ 、 σ_3 、 K 、 ε_i 有关外, 还与 N_f 有关。

(2) 对不等压固结(以 $K=2$ 为例)同样引用图 8-15 的资料。对 $\sigma_3 = 100\text{kPa}$ 、 $N_f = 10$ 的情况作图, 在图 8-17b) 上, 用 $\sigma_1 - \sigma_3$ 为直径作出固结应力圆, 图上标以 1 的圆。再在图 8-15 上 $K=2$ 、 $\sigma_3 = 100\text{kPa}$ 的 $\sigma_d/2-N_f$ 曲线上查出 $N_f = 10$ 时的 $\sigma_d/2$, 得轴向动应力 σ_d 。在 8-17b) 上, 在横轴上取坐标为 σ_3 及 $\sigma_1 + \sigma_d$ 两点作圆(直径为 $\sigma_1 + \sigma_d - \sigma_3$), 该圆即为压半周振动应力圆, 图上标以 2 的圆; 同样取坐标为 σ_3 及 $\sigma_1 - \sigma_d$ 两点作圆(直径为 $\sigma_1 - \sigma_d - \sigma_3$), 该圆为拉半周振动应力圆, 标以 3 的圆。用同样的方法作 $N_f = 10$, $\sigma_3 = 200\text{kPa}$ 和 $\sigma_3 = 300\text{kPa}$ 的振动应力圆, 由图可知, $K=2$ 时压半周的振动应力圆先达到破坏。做破坏应力圆的包线, 包线在纵轴

的截距和横轴的倾角即为 $N_f = 10$ 的 c_d 和 φ_d 。 c_d 和 φ_d 与试样的 ρ 、 σ_3 、 K 、 ε_f 和 N_f 有关。

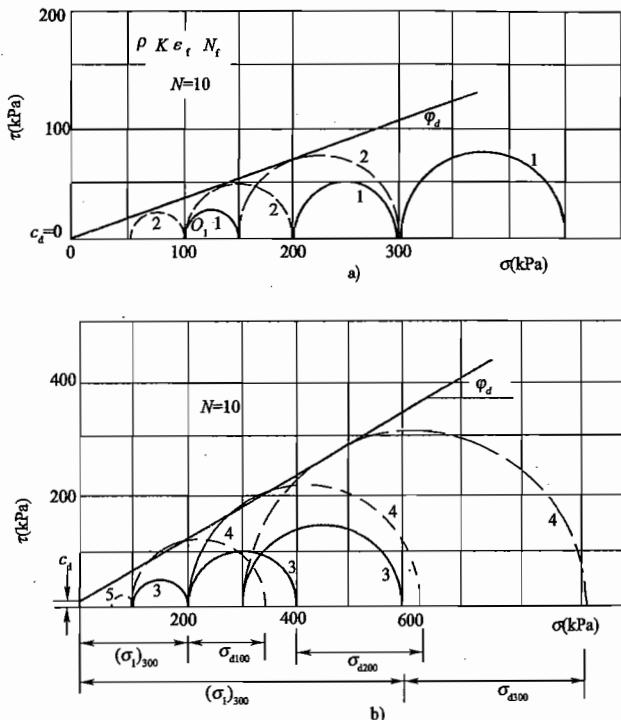


图 8-17 $K=1$ 和 $K=2$ 的应力圆

a) $K=1$ 应力圆; b) $K=2$ 应力圆

1、4-压半周动应力圆; 2、5-拉半周动应力圆; 3-固结应力圆

(二) 模量和阻尼比试验

1. 动应力与动应变关系曲线

进行模量振动试验是测定各级动应力 σ_d 下的动应变 ε_d , 可表示为如图 8-18 所示的 3 条应力—应变关系曲线:

(1) $\sigma_d - \varepsilon_d$ 曲线。

(2) $\frac{\sigma_d}{\varepsilon_d}$ 即 $E_d - \varepsilon_d$ 曲线。

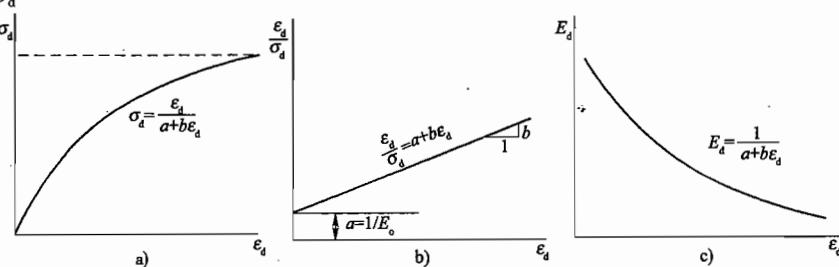


图 8-18 动模量试验的应力—应变曲线

a) $\sigma_d - \varepsilon_d$ 曲线; b) $\frac{\sigma_d}{\varepsilon_d}$ 曲线; c) $E_d - \varepsilon_d$ 曲线

(3) $\frac{1}{E_d} - \varepsilon_d$ 即 $\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}$ 曲线。

因 $\sigma_d - \varepsilon_d$ 曲线可用双曲线描述, 则 $\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}$ 有线性关系, 其纵轴截距 ε_d/σ_d 即 $1/E_0$, E_0 为初始动压缩模量, 或称最大动压缩模量。动剪切模量可由式(8-3)换算得到。

2. 阻尼比 D 与动应变 ε_d 的关系曲线

按图 8-1 方法作出模量试验每级动应力下的滞回圈, 并按公式(8-5)计算阻尼比 D , 在半对数纸上作出 $D - \varepsilon_d$ 关系曲线。

五、试验记录

动三轴试验测定动强度与液化的记录表, 见表 8-1。

试验记录表(动强度与液化)

表 8-1

工程名称: _____

试验者: _____

工程编号: _____

计算者: _____

试验日期: _____

校核者: _____

固结前		固结后		固结条件			试验及破坏条件				
试样直径 d (mm)		试样直径 d_e (mm)		固结应力比 K			振动频率(Hz)				
试样高度 h (mm)		试样高度 h_e (mm)		轴向固结应力 σ_1 (kPa)			给定破坏振次(次)				
试样面积 A (cm^2)		试样面积 A_e (cm^2)		侧向固结应力 σ_3 (kPa)			均压时孔压破坏标准(kPa)				
试样体积 V (cm^3)		试样体积 V_e (cm^3)		固结排水量 ΔV (mL)			均压时应变破坏标准(%)				
试样干密度 ρ_d (g/cm^3)		试样干密度 ρ_{de} (g/cm^3)		固结变形量 Δh (mm)			测压时应变破坏标准(%)				
振次 (次)	动剪应变			动剪应力			动孔隙水压力				
	光点位移 L_e (cm)	标定系数 K_e (cm/cm)	动应变 ε_d	光点位移 L_σ (cm)	标定系数 K_σ (N/cm)	动应力 σ_d (kPa)	液化应力 比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_0}$	光点位移 L_u (cm)	标定系数 K_u (kPa/cm)	动孔压 u_d (kPa)	动孔压比 $\frac{u_d}{\sigma_3}$
(1)	(2)	(3)	$(4) = \frac{(2) \times (3)}{h_e} \times 10$	(5)	(6)	$(7) = \frac{(5) \times (6)}{A_e} \times 10$	$(8) = \frac{(7)}{2 \times \sigma_0}$	(9)	(10)	$(11) = (9) \times (10)$	$(12) = \frac{(11)}{\sigma_3}$

动三轴试验测定模量和阻尼比的记录表,见图 8-2。

动三轴试验记录表(模量与阻尼比试验)

表 8-2

工程名称:_____

试验者:_____

工程编号:_____

计算者:_____

试验日期:_____

校核者:_____

固结前				固结后				固结条件								
试样直径 d (mm)				试样直径 d_e (mm)				固结应力比 K								
试样高度 h (mm)				试样高度 h_e (mm)				轴向固结应力 σ_1 (kPa)								
试样面积 A (cm ²)				试样面积 A_e (cm ²)				侧向固结应力 σ_3 (kPa)								
试样体积 V (cm ³)				试样体积 V_e (cm ³)				固结排水量 ΔV (mL)								
试样干密度 ρ_d (g/cm ³)				试样干密度 ρ_{de} (g/cm ³)				固结变形量 Δh (mm)								
输出电压(mV)	动应力				动应变				动孔隙水压力		动模量		阻尼比			
	衰减挡	光标位移 L_d (cm)	标定系数 K_d (N/cm)	动剪应力 σ_d (kPa)	衰减挡	光标位移 L_e (cm)	标定系数 K_e (cm/cm)	动剪应变 ε_d	衰减挡	光点位移 L_u (cm)	标定系数 K_u (kPa/cm)	动孔压 u_d (kPa)	动模量 E_d (MPa)	1/E_d(MPa ⁻¹)	滞回圈面面积 A_s (cm ²)	三角形面积 A_t (cm ²)
(1)	(2)	(3)	(4) = (2) × (3) A_e × 10	(5)	(6)	(7)	(8) = (6) × (7) h_e × 10	(9)	(10)	(11)	(12) = (11) × (10)	(13) = (4) (8) $\times 10^{-3}$	(14) = $\frac{1}{(13)}$	(15)	(16)	(17) = $\frac{1}{4\pi} \times \frac{(15)}{(16)}$

六、有关问题

(1) 制备试样时,必须先明确试验要求的试样密度是固结前密度还是固结后密度(即振动前密度),两者在操作上有较大的差别。控制固结前密度比较方便,按要求密度制备一批试样即可。要求控制固结后密度则必须顾及试样固结时的排水量,需制备较低密度的试样,待加压固结排水后刚好达到要求的密度。当然固结压力不同,排水量也不同,制样时按固结压力大小制备不同密度试样以期固结后能达到大致相同的固结后密度。

(2) 图 8-13 为等压固结条件($\sigma_1 = \sigma_3$)的砂土液化记录,其中 ε_d 曲线在拉压方向的变形应相等, ε_d 呈对称喇叭状。若喇叭不对称偏向一侧,说明所加 σ_1 不等于 σ_3 , ε_d 朝拉向偏,为 σ_1 太小;朝压向偏,为 σ_1 太大,需调整 σ_1 。从 ε_d 曲线形状可判断是否为等压固结。

(3) 地震时对地基影响较大的荷载是往复剪切荷载,试验时要求对土样直接施加剪应力。对于动三轴试验,直接对土样施加轴向动应力,而认为在 45°平面上间接作用动剪应力。当施加轴向振动力 $\pm \sigma_d$ 时,则在 45°平面上产生 $\pm \sigma_d / 2$ 的剪应力,但每一周循环荷载中大主应力

方向旋转 90°, 见图 8-19a)。理论上讲, 当进行双向振动试验时, 即轴向作用 $\pm \sigma_d$, 同时水平向作用 $\mp \sigma_d$ 时, 则 45° 平面上将作用于 $\pm \sigma_d$ 的剪应力, 且主应力方向不变, 见图 8-19b)。因而, 双向振动三轴仪被认为是理想的动三轴仪。虽然 20 世纪 80 年代研制和引进了各种型式的双向动三轴仪, 例如机械式、电磁式、气动式、液压脉动式等, 研制了双向振动三轴仪, 可是至今很少见到双响振动试验成果, 究其原因可能由于这种试验太复杂了。

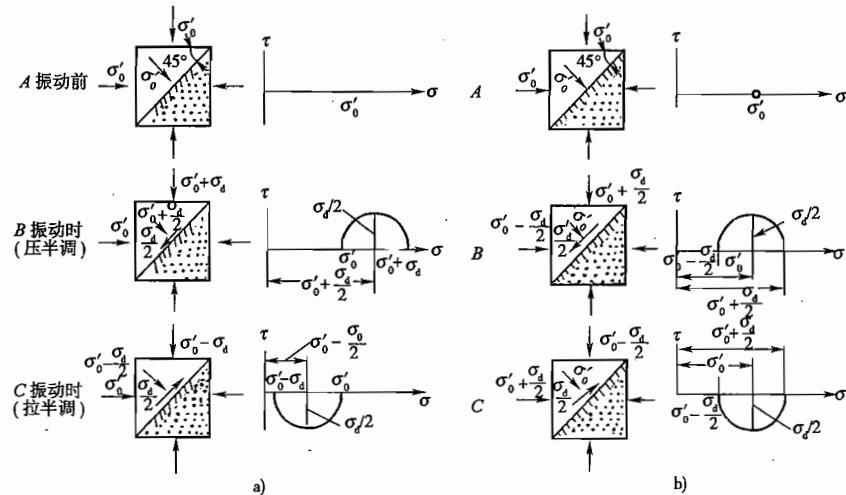


图 8-19 轴向和双向动三轴试验机理示意图

a) 轴向振动; b) 双向振动

(4) 振动试验时要求所施加的动应力在整个过程中是等幅的。然而从记录曲线可知, 有的激振器产生的动应力逐渐衰减, 有时衰减还比较大。造成衰减的原因, 可能是土内孔压增加, 刚度降低造成, 也可能是土变形时电磁激振器动圈和定圈相对位置变化所致。衰减现象给测读动应力带来不便, 若取试验开始时的大值计算动应力明显偏高, 相反取接近破坏时的动应力肯定偏低, 往往用折中办法取平均值计算动应力。但这种做法并不合理, 衰减的动应力不符合试验基本要求。

(5) 判定饱和砂土的液化势。根据动三轴试验的成果可研究砂土液化的机理及各种因素对砂土液化性能的影响, 测定抗液化强度, 以预估现场砂土层的液化可能性。

图 8-13 为一次通常的动三轴液化试验的记录曲线。作为常规的方法, 通常需要三项指标: 动应力、孔隙水压力和动应变值。

液化势的判定视下列临界条件是否具备而定:

- ① 孔压等于初始固结压力。
- ② 轴向动应变 ε_d 的全峰值接近甚至超过经验限度, 通常为 5%。
- ③ 振动循环数 n 值达到预估地震相应的限值。不同地震震级 M 对应的极限 n 值如表 8-3 所示。从图 8-13 曲线看, 上述三个条件同时满足时, 就可判定该砂样有明显的液化势。

震级对应的极限破坏循环数

表 8-3

震级数 M	6	6.5	7.0	7.5	8.0
等效循环数 n	5	8	10	20	30

第九章 软基处理主要方法简介

第一节 概 述

在水运工程中,各种软基加固的方法已越来越多地得到广泛的应用。伴随着水运工程科技发展,许多带有本行业特征的地基处理方法如真空预压法;水下深层水泥搅拌,水下挤密砂桩,水下振冲挤密,水下插板排水固结法,爆炸挤淤填石法等蓬勃发展,并在其他行业得到推广应用。

具体工程的软基加固采用何种方法,应视建筑物情况,建(构)筑物对地基(承载力、变形以及渗透性等)的要求,土层条件,施工机具、材料来源、施工期限和加固费用等综合而定。

常用的软基加固方法及其适用性如表 9-1。

常用软基加固方法表

表 9-1

软基加固的主要方法		适用土质情况	适用建筑物情况
排水 固结法	排水砂垫层	淤泥、淤泥质土等浅层软土处理,最大固结排水距离一般小于 5m	码头后方堆场、仓库、利用软土人工造陆、人工岛、机场、油罐、道路、以及工民建等建筑物地基加固。真空预压及真空预压联合堆载预压,尤其适于超软土地基加固
	堆(超)载预压法	较深厚的淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和黏土地基,但不适于泥炭土	
	真空预压法	适用土质同堆载预压法,同时能形成包括采取密封措施稳定的负压边界条件	
	真空预压联合堆载预压法	适用情况同真空预压,设计荷载大于 80kPa	
	降低地下水位法	同堆(超)载预压法	除了适用以上情况外,也用于边坡加固与基坑降水等
强夯法	松散的碎石土、砂土、低饱和度的粉土和黏性土及除冲填黏性土以外的其他人工填土		堆场道路及其他港工及工民建地基
振法冲	振冲置换法	抗性土、粉土、饱和黄土和人工地基	堆场道路及其他港工及工民建地基
	振冲密实法	砂土、粉土地基	振冲置换法
爆破排淤填石法		水下淤泥质软基	防波堤、围堰、护岸、驳岸、滑道以及围堤等
深层搅拌法		淤泥、淤泥质土和含水率较高且地基承载力不大于 120kPa 的黏性土地基	海上重力式水工建筑物地基及陆上港工及工民建地基

第二节 换填垫层法

一、换填垫层的基本原理

换填垫层就是将基础底面以下不太深的一定范围内的软弱土层挖去,然后回填以强度较大的砂、石或灰土等,并分层夯实至设计要求的密实程度,作为地基的持力层。换填垫层可依换填材料不同,分为碎石垫层,砂垫层,灰土垫层,粉煤灰垫层等。由于换填垫层施工简便,因此广泛应用于中小型工程浅层地基处理中。

换填垫层有以下作用:

- (1) 提高持力层的承载力,并将建筑物基底压力扩散到垫层以下的软弱土层,使软弱地基土中所受压力减小到该软弱地基土的承载力容许范围内,从而满足承载力要求。
- (2) 垫层置换了软弱土层,可以减少地基的变形量。
- (3) 当采用砂石垫层时,可以加速软土层的排水固结。
- (4) 调整不均匀地基的刚度,以减少地基的不均匀变形。
- (5) 改善浅层土不良工程特性,如消除或部分消除地基土的湿陷性、胀缩性或冻胀性以及粉细砂振动液化等。

在各类工程中,垫层所起的主要作用有时也是不同的,如房屋建筑物基础下的砂垫层主要起换土的作用;而在路堤及土坝等工程,主要是利用砂垫层起排水固结作用。至于一般在钢筋混凝土基础上采用10~30cm厚的混凝土垫层,主要是用作基础的找平和隔离层,并为基础绑扎钢筋和建立木模等工序施工操作提供方便,是施工措施,不属于地基处理范畴。

二、换填垫层的适用范围及应注意的问题

- (1) 换填垫层法适用于处理各类浅层软弱地基(如淤泥、淤泥质土、素填土、杂填土等)及不均匀地基(局部沟、坑、古井、古墓、局部过软、过硬土层)。

当在建筑范围内上层软弱土较薄,则可采用全部置换处理。

对于较深厚的软弱土层,当仅用垫层局部置换成上层软弱土时,下卧软弱土层在荷载下的长期变形依然很大。例如,对较深厚的淤泥或淤泥质土类软弱地基,采用垫层仅置换成上层软土后,通常可提高持力层的承载力,但不能解决由于深层土质软弱而造成地基变形量大对上部建筑物产生的有害影响;或者对于体形复杂、整体刚度差、差异变形敏感的建筑,均不应采用浅层局部置换成的处理方法。

- (2) 对于建筑范围内局部存在松填土、暗沟、暗塘、大型古墓或拆除旧基础后的坑穴,均可采用换填法进行地基处理。在这种局部的换填处理中,保持建筑地基整体变形均匀是换填法应遵循的最基本原则。

(3) 换填垫层法常用于处理轻型建筑、地坪、堆料场及道路工程等。采用换填垫层全部置换成厚度不大的软弱土层,可取得良好的效果;对于轻型建筑、地坪、道路或堆场,采用换填垫层处理上层部分软弱土时,由于传递到下卧层顶面的附加应力很小,也可取得较好的效果。但对于结构刚度差、体形复杂、荷重较大的建筑,由于附加荷载对下卧层的影响较大,如仅换填软弱土层的上部,地基仍将产生较大的变形及不均匀变形;仍有可能对建筑造成破坏。在我国东南

沿海软土地区,许多工程实践经验或教训表明,采用换填垫层时,必须考虑建筑体形、荷载分布、结构刚度等因素对建筑物的影响,对于深厚软弱土层,不应采用局部换填垫层法处理地基。

(4)开挖基坑后,利用分层回填夯压,也可处理较深的软弱土层。但换填基坑开挖过深,常因地下水位高,需要采用降水措施;坑壁放坡占地面积大或边坡需要支护,易引起临近地面、管网、道路与建筑的沉降变形破坏;再则施工土方量大、弃土多等因素,常使处理工程费用增高、工期延长、对环境的影响增大等。因此,换填垫层法的处理深度通常控制在3m以内较为经济。《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)规定,换填垫层厚度不宜大于3m,也不宜小于0.5m。对湿陷性黄土地基不宜大于5m。太厚施工较困难,太薄($<0.5\text{m}$)则换土垫层的作用不显著。

(5)大面积填土产生的大范围地面负荷影响深度较深,地基压缩变形量大,变形延续时间长,与换填垫层法浅层处理地基的特点不同,因而大面积填土地基的设计施工应另行按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)执行。

三、换填垫层法处理地基设计

换填垫层法地基处理设计不但要求满足建筑物对地基变形及稳定的要求,而且也应符合经济合理的原则。垫层设计的主要内容包括垫层材料的选用,垫层的厚度、宽度的确定,以及地基沉降计算等。在确定断面的合理厚度和宽度时,既要求有足够的厚度来置换可能被剪切破坏的软弱土层,又要有足够的宽度以防止垫层向两侧挤出。对于排水垫层来说,除要求有一定的厚度和密实度外,还要求形成一个排水面,促进软弱土层的固结,提高其强度,以满足上部荷载的要求。

(一) 垫层材料选择

对于不同特点的工程,应分别考虑换填材料的强度、稳定性、压力扩散能力、密度、渗透性、耐久性、对环境的影响、价格、来源与消耗等。当换填量大时,尤其应首先考虑当地材料的性能及使用条件。此外还应考虑所能获得的施工机械设备类型、适用条件等综合因素,从而合理地进行换填垫层设计及选择施工方法。例如,对于承受振动荷载的地基不应选择砂垫层进行换填处理;略超过放射性标准的矿渣可以用于道路或堆场地基的换填,但不能应用于建筑换填垫层处理等。常用垫层材料为:砂石、粉质黏土、灰土、粉煤灰、矿渣、其他工业废渣、土工合成材料等。

(1)砂石:宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑(粒径小于2mm的部分不应超过总重的45%),应级配良好,不含植物残体、垃圾等杂质。当使用粉细砂或石粉(粒径小于0.075mm的部分不应超过总重的9%)时,应掺入不少于总重30%的碎石或卵石。最大粒径不宜大于50mm。对湿陷性黄土地基,不得选用砂石等渗水材料。

(2)粉质黏土:土料中有机质含量不得超过5%,亦不得含有冻土或膨胀土。当含有碎石时,其粒径不宜大于50mm。用于湿陷性黄土地基或膨胀土地基的粉质黏土垫层,土料中不得夹有砖、瓦和石块。

(3)灰土:体积配合比宜为2:8或3:7。土料宜用粉质黏土,不得使用块状黏土和砂质粉土,不得含有松软杂质,并应过筛,其颗粒不得大于15mm。石灰宜用新鲜的消石灰,其颗粒不得大于5mm。

(4)粉煤灰:可用于道路、堆场和小型建筑、构筑物等的换填垫层。粉煤灰垫层上宜覆土

0.3~0.5m。粉煤灰垫层中采用添加剂时,应通过试验确定其性能及适用条件。作为建筑物垫层的粉煤灰应符合有关放射性安全标准的要求。粉煤灰垫层中的金属构件、管网宜采取适当防腐措施。大量填筑粉煤灰时应考虑对地下水和土壤的环境影响。

(5)矿渣:垫层使用的矿渣是指高炉重矿渣,可分为分级矿渣、混合矿渣及原状矿渣。矿渣垫层主要用于堆场、道路和地坪,也可用于小型建筑、构筑物地基。选用矿渣的松散重度不小于11kN/m³,有机质及含泥总量不超过5%。设计、施工前必须对选用的矿渣进行试验,在确认其性能稳定并符合安全规定后方可使用。作为建筑物垫层的矿渣应符合对放射性安全标准的要求。易受酸、碱影响的基础或地下管网不得采用矿渣垫层。大量填筑矿渣时,应考虑对地下水和土壤的环境影响。

(6)其他工业废渣:在有可靠试验结果或成功工程经验时,对质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和放射性危害的工业废渣等均可用于填筑换填垫层。被选用工业废渣的粒径、级配和施工工艺等应通过试验确定。

(7)土工合成材料:由分层铺设的土工合成材料与地基土构成加筋垫层。所用土工合成材料的品种与性能及填料的土类应根据工程特性和地基土条件,按照现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290—1998)的要求,通过设计并进行现场试验后确定。

作为加筋的土工合成材料应采用抗拉强度较高、受力时伸长率不大于4%~5%、耐久性好、抗腐蚀的土工格栅、土工格室、土工垫或土工织物等土工合成材料;垫层填料宜用碎石、角砾、砾砂、粗砂、中砂或粉质黏土等材料。如工程要求垫层具有排水功能时,垫层材料应具有良好透水性。

在软土地基上使用加筋垫层时,应保证建筑稳定并满足允许变形的要求。

(二)确定垫层厚度

垫层铺设厚度根据需要置换软弱土层的厚度确定,要求作用在垫层底面处的土的自重应力与附加应力之和不大于软弱下卧层土的承载力特征值,如图9-1所示。其表达式为:

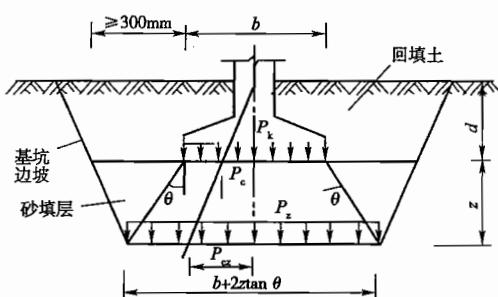


图9-1 垫层剖面示意图

$$P_z + P_{cz} \leq f_{az} \quad (9-1)$$

式中:
 P_z ——相应于荷载标准组合时垫层底面处的附加压力(kPa);

P_{cz} ——垫层底面处土的自重压力(kPa);

f_{az} ——垫层底面处土层经深度修正后的地基承载力特征值。

垫层底面处的附加压力值 P_z 可按软弱下卧层验算方法计算。对条形基础和矩形基础可分别按式(9-2)和式(9-3)计算:

条形基础:

$$P_z = \frac{b(P_k - P_c)}{b + 2ztan\theta} \quad (9-2)$$

矩形基础:

$$P_z = \frac{bl(P_k - P_c)}{(b + 2ztan\theta)(l + 2ztan\theta)} \quad (9-3)$$

式中:
 b ——矩形基础或条形基础底面的宽度(m);

l ——矩形基础底面的长度(m)；

P_k ——相当于荷载标准组合时,基础底面处的平均压力(kPa)；

P_c ——基础底面处土的自重压力(kPa)；

z ——基础底面下垫层的厚度(m)；

θ ——垫层的压力扩散角(°)。宜通过试验确定,当无试验资料时,可按表 9-2 选用。

压力扩散角 θ (°)

表 9-2

换填材料 z/b	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、并屑、卵石、碎石、矿渣	粉质黏土、粉煤灰	灰土
0.25	20	6	28
≥ 0.5	30	23	28

注:1. 当 $z/b < 0.25$ 时,除灰土取 $\theta = 28^\circ$ 外,其余材料均取 $\theta = 0^\circ$,必要时,宜由试验确定。

2. 当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时, θ 值可内插求得。

(三) 确定垫层底面宽度

垫层底面的宽度应满足基础底面应力扩散的要求,并且要考虑垫层侧面上的侧向支承力来确定,因为基础荷载在垫层中引起的应力使垫层有侧向挤出的趋势,如果垫层宽度不足,四周土又比较软弱,垫层有可能被压溃而挤入四周软土中去,使基础沉降增大。

(1) 垫层底面宽度可按下式计算:

$$b' \geq b + 2z\tan\theta \quad (9-4)$$

式中: b' ——垫层底面宽度(m)；

θ ——压力扩散角(°),可按表 9-2 选用;当 $z/b < 0.25$ 时,仍按表中 $z/b = 0.25$ 取值。

整片垫层的宽度可根据施工的要求适当加宽。垫层顶面每边宜超出基础底边不小于 300mm,或从垫层底面两侧向上按当地开挖基坑经验的要求放坡。

(2) 湿陷性黄土地基下的垫层底面宽度:

①当为局部处理时在非自重湿陷性黄土场地,每边应超出基础底面宽度的 1/4,并不应小于 0.5m;在自重湿陷性黄土场地,每边应超出基础底面宽度的 3/4,并不应小于 1m。

②当为整片处理时每边超出建筑物外墙基础外缘的宽度不宜小于处理土层厚度的 1/2,且不小于 2m。

(四) 确定垫层的承载力

垫层的承载力宜通过现场载荷试验确定,并验算下卧层的承载力是否满足要求。

对于按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)划分安全等级为三级的建筑及一般不太重要的、小型、轻型或对沉降要求不高的工程,在无试验资料或经验时,当施工达到表 9-3 规定的压实标准后,可以参考表 9-4 所列的承载力特征值取用。

(五) 垫层沉降验算

对于重要的或垫层下存在软弱下卧层的建筑,还应验算地基的沉降量,并应小于建筑物的允许沉降值。验算时可不考虑垫层本身的变形。

设计计算时,先根据垫层的承载力特征值确定出基础宽度,然后根据下卧层的承载力特征值确定出垫层的厚度,再根据基础宽度确定出垫层宽度。垫层的承载力要合理拟定,如定得过高,则换土厚度将很深,对施工不利,也不经济。

各种垫层的压实标准

表 9-3

施工方法	换填材料类别	压实系数 λ_c
碾压、振密或夯实	碎石、卵石	0.94 ~ 0.97
	砂夹石(其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	
	土夹石(其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	
	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑粉质黏土	
	灰土	0.95
	粉煤灰	

注:1. 压实系数 λ_c 为土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{\max} 的比值;土的最大干密度宜采用击实试验确定,碎石或卵石的最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2 \text{ t/m}^3$ 。

2. 当采用轻型击实试验时,压实系数 λ_c 宜取高值,采用重型击实试验时,压实系数 λ_c 可取低值。

3. 矿渣垫层的压实指标为最后两遍压实的压陷差小于 2 mm 。

各种垫层的承载力特征值

表 9-4

换填材料类别	承载力特征值 f_{ak} (kPa)
碎石、卵石	200 ~ 300
砂夹石(其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	200 ~ 250
土夹石(其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	150 ~ 200
中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑	150 ~ 200
粉质黏土	130 ~ 180
石屑	120 ~ 150
灰土	200 ~ 250
粉煤灰	120 ~ 150
矿渣	200 ~ 300

四、换填垫层法的施工

(一) 施工要点

1. 施工机械

- (1) 粉质黏土与灰土宜采用平碾、振动碾或羊足碾,中小型工程也可采用蛙式夯、柴油夯。
- (2) 砂石宜用振动碾。
- (3) 粉煤灰宜采用平碾、振动碾、平板振动器、蛙式夯。
- (4) 矿渣宜采用平碾振动器或平碾、蛙式夯。

2. 含水率控制

为获得最佳夯实效果,宜采用垫层材料的最优含水率 W_{op} 作为施工的控制含水率。对于粉质黏土和灰土,现场可控制在最优含水率 $W_{op} \pm 2\%$ 的范围内;当使用振动碾压时,可适当放

宽下限范围值。最优含水率可按现行国家标准《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)中轻型击实试验的要求求得。在缺乏试验资料时,也可近似取0.6倍液限值;或按照经验采用塑限 $I_p \pm 2\%$ 的范围值作为施工含水率的控制值。粉煤灰垫层不应采用浸水饱和施工法,其施工含水率应控制在最优含水率 $W_{op} \pm 4\%$ 的范围内。若土料湿度过大或过小,应分别予以晾晒、翻松。掺加吸水材料或洒水湿润以调整土料的含水率。对于砂石料则可根据施工方法不同按经验控制适宜的施工含水率,即当用平板式振动器时可取15%~20%;当用平碾或蛙式夯时可取8%~12%;当用插入式振动器时宜为饱和。对于碎石及卵石应充分浇水湿透后夯压。

3. 换填垫层

换填垫层的施工方法、分层铺填厚度、每层压实遍数等应根据垫层材料、施工机械设备及设计要求等通过现场试验确定,以求获得最佳夯压效果。

一般情况下,垫层的分层铺填厚度可取200~300mm。为保证分层压实质量,应控制机械碾压速度。对于存在软弱下卧层的垫层,应针对不同施工机械设备的重量、碾压强度、振动力等因素,确定垫层底层的铺填厚度,使其既能满足该层的压密条件,又能防止扰动下卧软弱土的结构。

铺筑垫层前,应先进行验槽,检查垫层底面土质、高程、尺寸及轴线位置。垫层施工应分层进行,每层施工后应随即进行质量检验,检验合格后方可进行上层垫层施工。

(二) 施工注意事项

(1) 当垫层底部存在古井、古墓、洞穴、旧基础、暗塘等软硬不均的部位时,应根据建筑对不均匀沉降的要求予以处理,并经检验合格后,方可铺填垫层。

(2) 基坑开挖时应避免坑底土层受扰动,可保留约200mm厚的土层暂不挖去。严禁扰动垫层下的软弱土层,防止其被践踏、受冻或受浸泡。在碎石或卵石垫层底部宜设置150~300mm厚的砂垫层或铺设一层土工织物,以防止软弱土层表面的局部破坏。

(3) 垫层施工时必须做好边坡防护,防止基坑边坡坍土混入垫层。

(4) 换填垫层施工应注意基坑排水,除采用水撼法施工砂垫层外,不得在浸水条件下施工,必要时应采用降低地下水位的措施。

(5) 垫层底面宜设在同一高程上,如深度不同,基坑底上面应挖成阶梯或斜坡搭接,并按先深后浅的顺序进行垫层施工,搭接处应夯压密实。

(6) 粉质黏土及灰土垫层分段施工时,不得在柱基、墙角及承重窗间墙下接缝。土下两层的缝距不得小于500mm。接缝处应夯压密实。

(7) 为保证灰土施工控制的含水率不致变化,拌和均匀后的灰土应在当日使用。灰土夯实后,在短时间内水稳定性及硬化均较差,易受水浸而膨胀疏松,影响灰土的夯压质量。因此,灰土夯压密实后3d内不得受水浸泡。

(8) 粉煤灰垫层铺填后宜当天压实,每层验收后应及时铺填上层或封层,防止干燥后松散起尘污染,同时应禁止车辆通行。垫层竣工后,应及时进行基础施工与基坑回填。

(9) 铺设土工合成材料时,下铺地基土层顶面应平整,防止土工合成材料被刺穿、顶破。铺设时应把土工合成材料张拉平直、绷紧,严禁有折皱;端头应固定或回折锚固;切忌曝晒或裸露;连接宜用搭接法、缝接法和胶结法,并均应保证主要受力方向的连接强度不低于所采用材料的抗拉强度。

(10) 垫层竣工验收合格后,应及时进行基础施工与基坑回填。

五、换填垫层的质量检验

(一) 施工质量检验

对粉质黏土、灰土、砂垫层和砂石垫层可用环刀法、贯入仪、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验检验；对砂垫层、矿渣垫层可用重型动力触探检验。并均应通过现场试验以设计压实系数所对应的贯入度为标准检验垫层的施工质量。压实系数的检验可采用环刀法、灌砂法或其他方法。

垫层的质量检验必须分层进行。每夯压完一层，应检验该层的平均压实系数。当压实系数符合设计要求后才能铺填上层土。

当采用环刀法取样时，取样点应位于每层厚度的 $2/3$ 深度处。检验点数量，对大基坑每 $50 \sim 100m^2$ 应不少于1个检验点；对基槽每 $10 \sim 20m$ 应不少于1个点，每个单独柱基不应少于1个点。当采用贯入仪或动力触探检验垫层的施工质量时，每分层检验点的间距应小于4m。

(二) 竣工验收

竣工验收采用载荷试验检验垫层承载力时，每个单体工程不宜少于3点；对大型工程则应按单体工程的数量或工程面积确定检验点数。

第三节 排水固结法

一、排水固结法的分类

排水固结法是加压(总应力提高)，或者降低土体中的孔隙水压力(有效应力增大)和排水的共同作用，使软土地基固结，消除大部分沉降，提高地基强度和承载力的一种加固方法。它由排水系统和加压系统组成。根据加载、降低孔隙水压力以及两者结合的方式的不同，排水固结法可以分为许多种。

常用的排水系统和加压系统如图9-2。

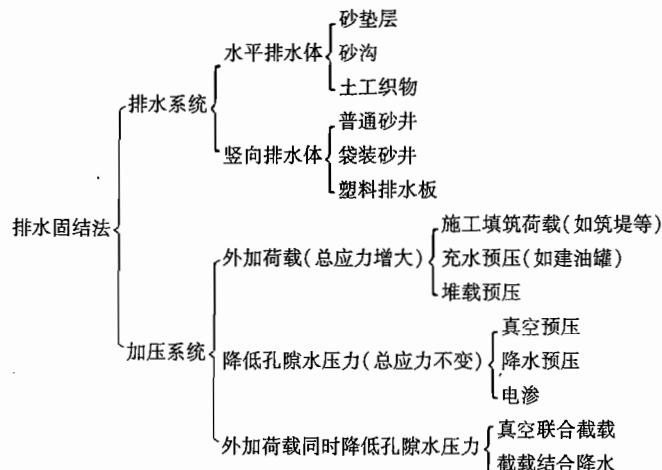


图9-2 排水固结法的排水系统与加压系统

下面介绍最常用的堆载预压、真空预压以及真空联合堆载预压方法。

二、加固原理

1. 堆载预压法加固原理

饱和土地基(软黏土)在荷载(压力)作用下产生附加应力与超孔隙水压力,促使土体中的孔隙水通过专门设置的排水通道逐渐排出,土体固结压缩,超孔隙水压力逐渐消散,有效应力增大,土体强度提高。地基的沉降在施工期被大部消除,工后沉降减小,地基承载力和稳定性提高。

2. 真空预压法加固原理

真空预压法是在加固土体表面及其周边铺密封膜,使土体与大气隔绝。膜下抽气与抽水产生的真空负压通过排水通道向土体内部传递,排水井与土体内部产生孔隙水压力差,促使孔隙水渗流入排水井并被抽出。土体的孔隙水压力不断减小,在总应力不变的条件下,有效应力增加,土体被压缩,强度增长。从而达到消除沉降,减小工后沉降,提高地基承载力与稳定性。

3. 真空预压联合堆载预压法

该方法实际上是上述两种方法同时进行,或先真空预压一段时间,并在不断地抽土中的空气和水的情况下加上堆载,既使土体内产生附加应力,又使土体内的孔隙水压力降低。这种方法可使两种作用的排水固结效果叠加。

三、适用性

预压法包括堆载预压法和真空预压法,适用于处理淤泥、淤泥质土和冲填土等饱和黏性土地基,但不适于泥炭土。真空预压法要求,被加固土体(采取一定密封措施后)能形成稳定的负压边界条件。

四、设计要点

主要内容是加压系统和排水系统设计与计算,包括:

(1)水平排水体的材料、厚度。水平排水体一般为砂垫层,其厚度在陆上不小于50cm,在水下不小于100cm。

(2)选择竖向排水体的型式,根据工期要求和固结计算确定其断面尺寸、间距、排列方式。

竖向排水体较多采用普通砂井、袋装砂井和塑料排水板。为方便施工、加速进度,又更多地采用塑料排水板。塑料排水板品种繁多,一般多用如图9-3所示U形槽塑料板。

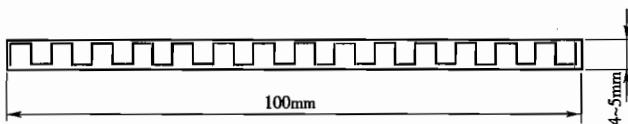


图9-3 塑料排水板

(3)根据土层分布、地基附加应力情况、工后沉降及地基的稳定性要求通过固结与沉降计算确定排水体深度。当软黏土层较薄时,砂井应贯穿软黏土层。软黏土层较厚,但间有砂层或砂透镜体时,应尽可能打至砂层或砂透镜体。

(4)根据地基的承载力、变形要求计算确定加载范围,加载数量与速率,以及预压时间。

如果因为软黏土强度与承载力低,无法承受设计加载量,需设计分级加载,通过固结与地基强度增长、稳定计算确定(堆载预压或真空联合堆载)的加载分级,每级加载量与速率,以及预压时间。

(5) 真空预压要求达到的真空度。

(6) 对真空预压法,还需设计为抽真空服务的密封系统。密封系统(图 9-4)的一般做法为四周挖底宽为 0.4m,深 0.6~0.8m 的沟槽,在垫层上覆盖 0.12~0.14mm 的聚氯乙烯膜,薄膜的周边埋入沟槽内,在沟槽内填软黏土,并筑成高出垫层面约 0.4m~0.6m 的堤堰,向堤堰内灌水,用水压住薄膜。当地基表面有透气土层时,则须在沟槽下加设密封墙。

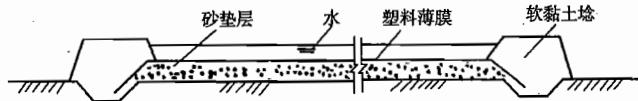


图 9-4 密封系统

(7) 监测与检测要求。

五、施工工艺要点

(一) 堆载预压

1. 砂垫层铺设

(1) 厚度应均匀,表面平整;厚度达到设计要求,砂料宜采用含泥量小于 5% 的中粗砂。

(2) 陆上干施工的砂垫层,宜分层填筑,分层压密。

(3) 水上施工的砂垫层,应均匀抛填,避免成堆。对回淤严重的地区,应控制抛砂的间歇时间,避免出现淤泥夹层。对开挖的基槽应防止基槽回淤。如回淤对工程质量有影响时,应采取清淤措施,对难以清除的槽底薄层淤泥,可在槽底抛一薄层块石。

2. 坚向排水体打设

(1) 作业垫层:在吹填不久的软土或超软土上打设竖向排水体时可在砂垫层底部以及中间铺设土工格栅、荆芭(或竹芭)加筋层,构成复合垫层(图 9-5),提高表层承载力,承受插板设备的荷载。

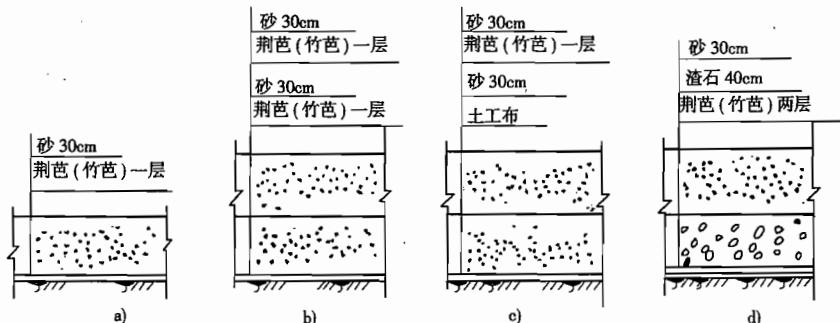


图 9-5 复合垫层典型示例

(2) 施工机具:应根据地层情况以及插设深度选用。超软土层上使用轻型门架式插板机(图 9-6),地基承载力较好的常用履带式。按照套管的驱动方式分为振动式与液压式(图

9-7),后者对土体扰动较小。

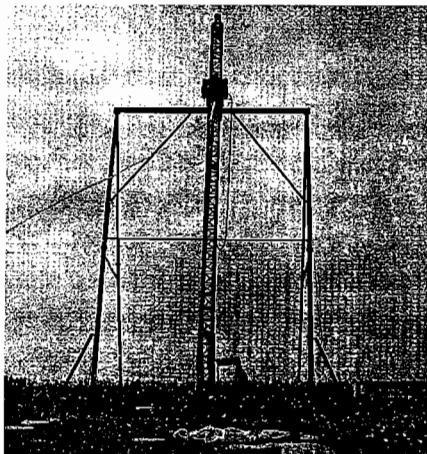


图 9-6 门架式插板

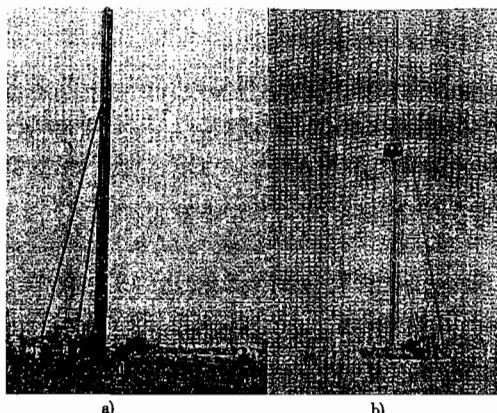


图 9-7

a) 液压式插板机; b) 振动式插板机

(3) 排水砂井所用砂料宜用中粗砂,含泥量应小于3%。塑料排水板应符合设计提出的质量要求。

(4) 砂井灌砂时,砂柱不得中断,若有中断则应补打;砂井的灌砂率对于套管法砂井不得小于计算值的85%,对于袋装砂井不得小于95%。

(5) 袋砂井打设前,砂袋宜用干砂灌制,应达到密实状态;砂袋入井下沉时不得发生扭结缩径或断裂现象;袋砂井打设后至少应露出砂垫层顶面。

(6) 塑料排水板施工质量应符合现行行业标准《塑料排水板施工规程》(JTJ/T 26)的有关规定。

3. 堆载施工

(1) 施工时,宜根据设计要求分级加载、预压和卸载。

(2) 通过土体变形以及孔隙水压力的监测数据控制加载速率。

(3) 根据土体土体变形以及孔隙水压力的监测数据,综合分析土体固结、强度增长的过程,验算地基以及边坡稳定,结合规范的控制标准以及当地类似工程的经验,确定加载与卸载的时间。

(二) 真空预压(图 9-8)

(1) 在砂垫层中沿水平方向埋设滤水管,在预压过程中滤水管应能适应地基变形。

(2) 采用的密封膜应满足施工和当地气候条件要求,密封膜周边应采取挖沟填埋,沿周边筑埝,埝内膜上覆水。

(3) 当加固区周边或表层土有透水层或透气层时应采用密封墙将其封闭。

(4) 在整个抽气过程中应密切观察膜下真空度的变化,发现漏气应及时处理。

(5) 加固面积很大时,为加快加固进度、减少搭接区加固效果差的结合带,在允许的情况下分区的面积应尽可能大。

(6) 真空泵的设置应根据预压区大小、真空泵的功率以及工程经验确定。

(7) 在达到真空度要求后应连续抽气,当沉降稳定后方可停泵卸载。真空预压的沉降稳定标准为:实测地面沉降速率 $5 \sim 10\text{d}$ 连续平均沉降量小于等于 2mm/d 。

(三) 真空预压联合堆载预压法(图 9-9)

(1) 真空度达到 80kPa 并稳定维持一段时间(一般软黏土 10d 左右,含水率高的淤泥性土 $20 \sim 30\text{d}$)后可进行上部堆载施工。堆载可以连续施加,荷载大时按设计要求分级施加,根据监测资料通过稳定计算确定加载时间。

(2) 在进行上部堆载之前,必须在密封膜上铺设防护层。防护层可采用编织布或无纺布等,其上铺设 $10\text{cm} \sim 30\text{cm}$ 厚的砂垫层然后再行堆载。

(3) 堆载时宜采用轻型运输工具并不得损坏密封膜。



图 9-8 真空预压



图 9-9 真空预压联合堆载预压

六、监测与检测

1. 施工期监测项目与成果应用

(1) 土体变形监测具体项目为:

① 地表沉降:控制加载速率,控制标准为中心沉降每昼夜应小于 10mm 。

② 边桩水平位移:控制加载速率,控制标准为每昼夜应小于 5mm 。

若加固的地基土很软且深厚上述标准可适当放宽。

③ 分层沉降:通过分层沉降观测资料,可以分析和研究各土层的压缩性;确定沉降计算中土层的压缩层深度。

④ 深层土体水平位移:在预压期间应及时整理变形与时间,孔隙水压力与时间关系曲线(图 9-10)推算地基的最终沉降;确定不同时间的固结度和相应的沉降;分析加固效果并为确定卸载时间提供依据。

(2) 孔隙水压力。加载速率控制标准为孔

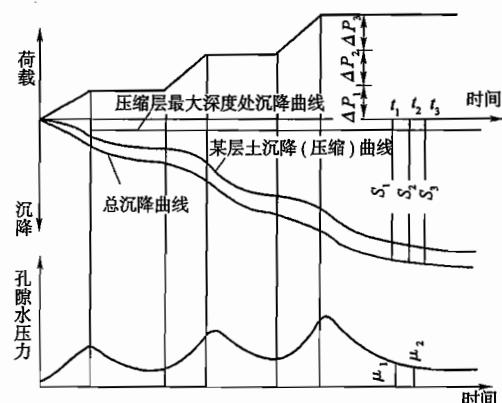


图 9-10 荷载—沉降—孔压的时间曲线

隙水压力系数 $u/p \leq 0.6$ 。

(3) 十字板强度试验。对以地基稳定为控制因素的重要工程应在预压区内选择代表性位置预留孔位在加载不同阶段进行十字板强度试验和钻取土样进行室内土工试验算地基的抗滑稳定性。

2. 检测内容

(1) 砂的规格和质量。制作砂袋或用作薄膜与堆载材料间保护材料所用土工织物的品种、规格、强度和滤水性能，塑料排水板的规格、质量和排水性能。

(2) 预压后的地基应进行十字板强度试验和室内土工试验以检验加固效果。

第四节 振冲法

振冲法是一种用振冲器的振动和冲水作用加固地基的方法。它最早用于振密松砂地基，后来发展成在黏土中振冲成孔后填以砂砾或块石，与原地基构成复合地基。根据这两者加固机理的不同，通常称前者为振冲挤密法，后者为振冲置换法。

一、振冲置换法

1. 加固原理

振冲器利用水平振动和冲水作用下在土中成孔，并将填充的粗颗粒砂石挤入周围土中，形成强度高、模量大、排水性能好的砂石桩，与土构成复合地基。振动和挤密会使砂性土密实度提高，孔隙率降低，内摩擦角提高；砂石桩加速黏性土地基的固结，消除沉降。地基土的承载力、抗液化性能提高。

2. 适用性

振冲置换法适用于处理砂土、粉土、粉质黏土、素填土和杂填土等地基。对于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和黏性土和饱和黄土地基，应在施工前通过现场试验确定其适用性。

3. 设计要点

通过设计计算与试验，确定：

- (1) 处理范围和深度。
- (2) 桩直径、间距与布置形式。
- (3) 填料质量要求，单孔填料量。
- (4) 施工工艺与参数要求。

(5) 地基处理后单桩、桩间土与复合地基要求达到的技术指标。

- (6) 相应的检测要求。

4. 施工要点

(1) 振冲施工可用功率为 $30 \sim 75\text{kW}$ 的振冲器（图 9-11）。在已有建筑物邻近施工时宜用功率较小的振冲器，水上施工宜用功率较大的振冲器。施工中应严格检查振冲器的绝缘性能，确保满足要求。

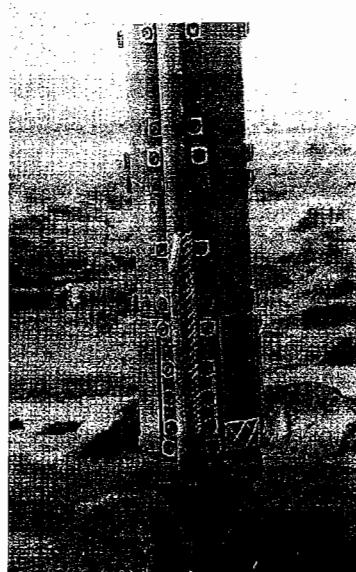


图 9-11 振冲器

(2)水上制桩应采用带有施工平台的专用船舶,应根据离岸距离选择 GPS 等合适的定位方法。振冲和投料系统必须有导向装置,如连接振冲器与起重机的刚性导杆以及保证向水底振冲孔中准确投料的投料导管及护筒。

(3)成孔贯入时水泵水压可用 400~600kPa,水量可用 200~400L/min。振冲器成孔深度宜超过设计处理深度 0.3~0.5m。

(4)振冲器每次填料中振密时,电流必须超过规定的密实电流,否则应向孔内继续填料振密直至达到规定的密实电流。

(5)施工过程中,各段桩体的密实电流、填料量和留振时间均应符合通过现场成桩试验确定的施工参数。

(6)桩体顶部的松散部分须挖除或用碾压等方法使之密实,随后铺设厚 30~50cm 的碎石垫层并压实然后施作基础。海上振冲桩顶部松散层不易挖除,应在其上抛 1~2m 碎石水下夯实。

(7)做好每一深度的最终电流、填料量和留振时间等参数的施工记录。应及时检查振冲施工质量和各项施工记录,如有漏孔或不符合规定的桩或振冲点应补孔或采取有效的补救措施。

(8)施工程序一般采用“由里向外”或从一边到另一边地进行。对很软的土采用:“隔点”或“隔排”进行,以减少对土的扰动(图 9-12)。

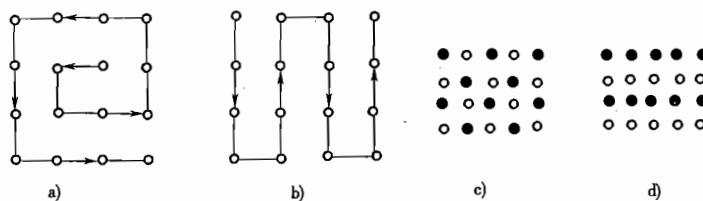


图 9-12 振冲置换施工顺序

a) 由里向外; b) 由一边至另一边; c) 隔点; d) 隔排

5. 记录格式

记录的格式及其填写实例见表 9-5。

二、振冲挤密法

1. 加固原理

振冲挤密法是在振冲器反复水平振动、侧向挤压和冲水的作用下,砂土在径向的一定范围内结构逐渐破坏,孔隙水压力增大,饱和砂层发生液化,砂颗粒向低势能位置转移,重新排列,孔隙减少,密度度提高。另一方面依靠振冲器的水平振动力,将上部加入回填料和塌落的砂土挤压加密。这样达到提高强度,减少沉降,防止液化的加固目的。

根据振动加速度随距振冲器距离的增大而呈指数函数型衰减的变化规律,从振冲器侧壁开始,随着距离的增加可依次划分为流态区、过渡区、振密区和弹性区(图 9-13)。过渡区和振密区的加固效果明显,弹性区则无加固效果。冲水不仅有助于增大振冲器的贯入速率,还可使砂土饱和后抗剪强度降低而扩大振密区。

工程振冲置换桩施工记录

表9-5

桩号 7 天气 晴 日期 8316120 作业用时间 0(h)27min													
空载电流 15(A) 施工电压 400(V) 总填料量 (m³)													
时 间		深 度	电 流	填 料		备 注	时 间		深 度	电 流	填 料		备 注
h	min	m	A	m³	累计		h	min	m	A	m³	累计	
8	0	0	15						14	6.3	60	2	14
1	3	35							15	5.9	65	2	16
2	6	35							16	5.4	60	2	18
3	7.5	40				提拉			17	5.0	65	2	20
4	7.5	35	1	1					18	4.5	60	2	22
5	7.5	30	1	2					19	4.0	65	2	24
6	7.5	35	1	3					20	3.5	70	2	26
7	7.5	40	1	4					21	3.0	75	2	28
8	7.5	40	1	5					22	2.5	65	2	30
9	7.5	45	1	6					23	2.0	60	2	32
10	7.5	45	1	7					24	1.5	65	2	34
11	7.5	50	1	8					25	1.0	60	2	36
12	7.1	60	2	10					26	0.7	60	1	37
13	6.7	65	2	12					27	0.4	65	—	37

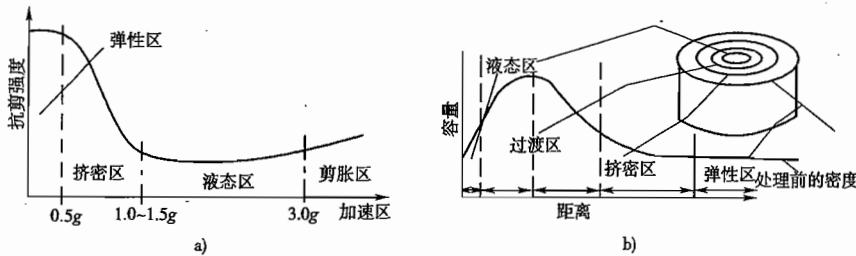


图 9-13 振动加速度与分区

a) 抗剪强度与加速度的关系; b) 振动时土容重与距离的关系曲线

2. 适用性

适用本法的土质主要是砂类土。从粉细砂到砾粗砂,只要黏粒含量不超过 10%,都可以得到显著的挤密效果;若黏粒含量超过 30%,则效果明显降低。

适用于振动挤密的颗粒级配曲线范围见图 9-14。如被加固砂土的级配曲线全部位于 B 区,振动挤密效果最好;级配曲线全部位于 C 区,振动挤密困难;级配曲线部分位于 C 区,主要部分位于 B 区,振动挤密可行。

不加填料的振冲挤密法仅适用于处理黏粒含量小于 10% 的粗砂、中砂地基。

振动力和振动频率要适当。振动力过大,扩大的多半是流态区,因此加固效果不一定与之成正比。砂土颗粒越细,流态区越大,因此粉质砂土的加固效果差,对于粉质砂土,要与加固黏性土一样,在流态区灌入粗砂、碎石等形成碎石桩而构成复合地基。

振冲器振动时,其侧壁的一对双翅片,除防止振冲器在土中转动外,还能起扩大振冲器直

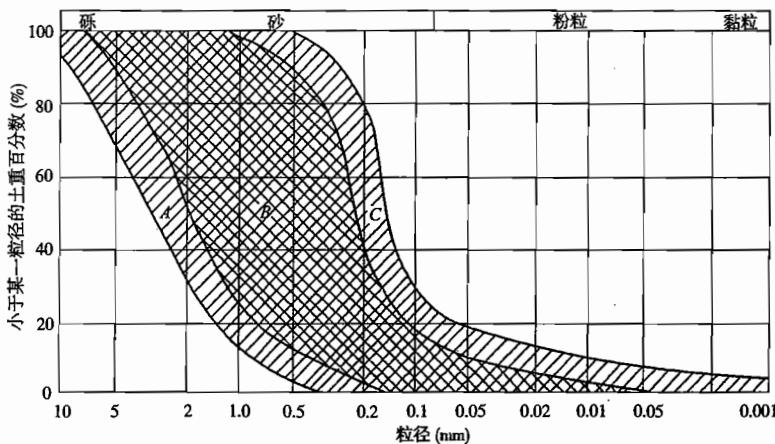


图 9-14 适用于振冲挤密的颗粒级配曲线范围

径的作用,提高加固效果。振冲时能边冲边填粗砂碎石,一方面使周围土挤密;另一方面利用填料的排水,消散孔隙水压力作用,使对应于某一振动加速度的抗液化临界相对密度降低。缩小流态区扩大过渡区,不仅提高加固效果,而且地震时可迅速消散孔隙水压力,使液化现象大为降低。因此,对粉细砂地基应边振边加入填料。

3. 设计要点

设计需通过试验与计算确定:

- (1) 处理范围和深度。
- (2) 振冲点间距与布置方式。
- (3) 填料质量要求,单孔填料量。
- (4) 地基处理要求达到的技术指标:包括密实度、静(动)力触探指标、标准贯入击数、承载力、回弹模量与变形模量等。
- (5) 检测要求。

4. 施工工艺

1) 加填料的振冲密实施工工艺

(1) 振冲器成孔贯入时,水泵水压 400 ~ 600kPa;水量 200 ~ 400L/min;下沉速率宜控制在每分钟约 1 ~ 2m 范围内。

(2) 达到设计处理深度后减小水压和水量使孔口有一定量回水但无大量细颗粒带出。将填料堆于孔口护筒周围,填料应在振冲器振动下依靠自重沿护筒周壁下沉至孔底。留振一定时间,在电流升高到规定的控制值后应将振冲器上提 0.3 ~ 0.5m,如此反复进行至全孔完成。

(3) 记录各深度的最终电流值、填料量等。

2) 不加填料的振冲密实施工工艺

其工艺与加填料的振冲密实施工工艺大体相同。

振冲器沉至设计处理深度,留振至电流稳定地大于规定值后,将振冲器上提 0.3 ~ 0.5m。如此重复进行,至完成全孔处理。在中粗砂层中施工时如遇振冲器不能贯入,可增设辅助水管加快下沉速率。图 9-15 为振冲挤密施工的照片。

三、检测

检测内容包括振冲填料的粒径、级配以及含泥量。

1. 振冲置换

振冲施工结束后应间隔一定时间才能进行质量检验，对黏性土地基间隔时间可取3~4周，对粉土地基可取2~3周。

(1) 振冲桩单桩载荷试验：采用与桩直径相同的圆形压板进行试验。可按每200~400根桩随机抽取一根进行检验，但总数不得少于3根。

(2) 标准贯入或静力触探试验：对粉土地基的桩间土测试，进行处理前后对比检验。评价处理效果。

(3) 复合地基承载力试验：对重大或场地复杂的工程进行单桩或多桩的复合地基载荷试验。载荷试验检验点应选择在有代表性的或土质较差的地段。检验点数量可按处理面积大小取3~4组。

(4) 对水上大型重要工程，其检验方法除用现场取土室内试验、十字板、标准贯入、动力触探检验桩间土及桩身强度外，有条件时尚宜做水底复合地基载荷试验检验处理效果。

2. 振冲挤密

(1) 加填料的振冲桩的检测同振冲置换法。

(2) 砂土地基可用标准贯入或静力触探试验进行检测。

(3) 不加填料的振冲密实法处理的砂土地基宜用标准贯入、动力触探等试验方法检验处理效果。

(4) 检验点应选择在有代表性的或地基土质较差的地段，并位于振冲点围成的单元形心处。检验点数量可按每100~200个振冲点选择1孔，总数不得少于3孔。

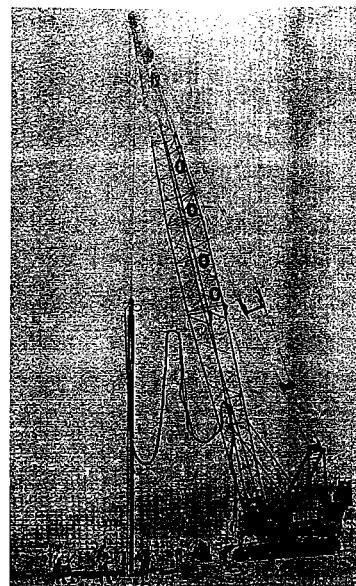


图9-15 振冲施工

第五节 强夯法

一、加固原理

强夯法是将十几吨至上百吨的重锤，从几米到几十米的高处自由落下，对土体进行反复的动力夯击，使土产生强制压密而减小压缩性，提高土的承载力，改善地基性能的一种加固方法。（见图9-16）

强夯法优点是所用设备少，施工简便，加固速度快。缺点是机械磨损大，震动大。

二、适用范围

强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基。强夯置换法适用于高饱和度的粉土与软塑—流塑的黏性土等地基上对变形控制要求不严的工程。

三、设计要点

- (1) 强夯垫层要求及施工排水要求。
- (2) 强夯范围与处理深度。
- (3) 强夯单击夯击能与平均夯击能,根据处理深度要求,土的性质确定。

(4) 夯点间距与布置形式:

土层厚、渗透系数小和含水率高,间距宜大;反之间距宜小,避免夯击时土体隆起,形成橡皮土。

夯点可为等边三角形或正方形。除第一遍和最后一遍外,其夯点应设在前一遍夯点的中间。

(5) 点夯遍数:

颗粒细、渗透性小、含水率高的土层宜减小每点的夯击数,增加夯击遍数。

(6) 普夯能量与锤印搭接等要求。

(7) 各遍夯击间的间歇时间。

间歇时间取决于孔隙水压力的消散,对含水率高的厚黏土层,其停歇时间应长,一般为2~4周。砂石类土,间歇时间短或连续夯击。

(8) 地基处理要求达到的技术指标。

(9) 检测要求。

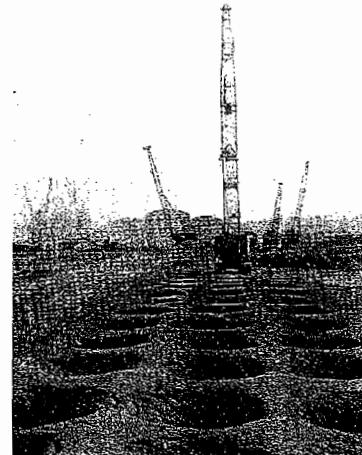


图 9-16 强夯施工

四、施工要点

- (1) 强夯施工的各项技术参数宜通过现场试验确定。
- (2) 当地下水位较高,夯坑底积水影响施工时,宜采用挖排水沟或采用人工降低地下水位以及铺垫厚度为0.5~2.0m的砂石垫层等措施夯坑或场地内积水时应及时排除。
- (3) 夯锤(图9-17)宜采用用重心低、稳定性好的扁圆台形钢质锤。锤底静接地压力值可取25~40kPa,细颗粒土宜取较小值。锤身设上下贯通的排气孔,孔径可取250~300mm。

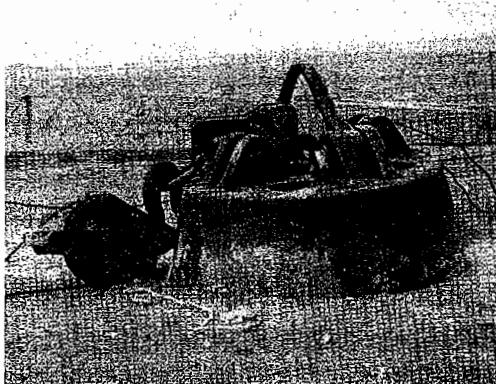


图 9-17 夯锤

(4) 强夯机械宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机等设备,并应采取安全措施防止落锤时机架倾覆。

(5) 强夯施工应按强夯试验确定的施工参数进行。每次夯击前后应测量锤顶高程,若发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时应及时将坑底整平。每夯完一遍应用推土机将夯坑填平,普测场地的平均高程用以计算夯沉量。完成全部夯击遍数后,最后用低能量满夯将场地表层松土夯实。

(6) 施工过程中应对各项参数及施工情况进行详细记录。及时检查与发现施工中的质量

缺陷与不符合设计要求的地方,及时补夯或采取其他有效措施。

(7)当强夯施工振动对邻近建筑物或设备产生有害影响时应采取防振或隔振措施。

五、检测与监测

(1)效果检测时间:强夯施工结束后,应间隔一定时间对强夯效果进行检验。对碎石土和砂土地基其间隔时间可取1~2周,低饱和度的粉土和黏性土地基可取2~4周。

(2)质量检验的项目根据土质情况及工程设计要求确定,应采用原位测试和室内土工试验。原位测试根据可以是:十字板、静(动)力触探、标准贯入、旁压试验及波速试验等。

(3)每个建筑物的检验点宜不少于3处,对大面积区域检验点的数量深度和位置按工程设计的要求确定。

第六节 深层水泥搅拌法

一、加固原理

深层水泥搅拌法,是通过深层搅拌机在地基深处就地将软黏土和水泥、石灰等固化剂强制搅拌,使固化剂和软土之发生物理—化学反应,软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的水泥土桩体,与原状土共同构成复合地基。地基刚度大,沉降小承载能力高,连续的水泥搅拌桩墙隔水抗渗性能好。

水泥和软黏土搅拌后,水泥经水解和水化反应生成水化物,形成凝胶体,析出大量的钙离子,水泥的各种水化物生成后,有的自身继续硬化,形成水泥石膏骨架,有的则与周围具有一定活性的黏土颗粒发生反应,生成不溶于水的稳定的结晶化合物,形成较大的水泥土的团粒结构,构成坚实而强度较大的水泥土。

水泥加固土的加固效果与土质有关。对含有高岭土、蒙脱石等矿物的黏性土加固效果较好,对含有伊利石、氯化物、水铝英石等矿物的黏性土,加固效果较低,对有机质含量高,酸碱度(pH值)较低的黏性土,加固效果更低。

二、适用性

水泥土搅拌法适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土、黏性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。当地基土的天然含水率小于3%(黄土含水率小于25%)、大于70%或地下水的pH值小于4时不宜采用。冬期施工时,应注意负温对处理效果的影响。用于处理泥炭土、有机质土、塑性指数大于25的黏土、地下水具有腐蚀性时以及无工程经验的地区,必须通过现场试验确定其运用性。

在现代筑港工程中,利用CDM作业船进行海上深层水泥搅拌法处理软基,对在软基上修建重力式码头、防波堤具有重要意义。特别是对软土地基“不薄不厚”问题是一个非常适宜的解决办法。比之大开挖置换与采用桩基更为经济合理。

深层水泥搅拌法具有强度提高快、对软土地基适应性强、施工干扰少、环境污染小等优点,对挖泥弃土距离远,或无法弃土、环保要求严格和海水养殖业兴盛的地域则更适用。

三、设计要点

- (1) 根据试验结果确定水泥品种、水泥掺量、配合比。
- (2) 通过承载力、稳定、变形计算确定水泥土加固深度, 水泥土布置形式(包括搭接形式), 间距与置换率等。
- (3) 水泥土强度指标要求。
- (4) 检测要求, 包括单桩与复合地基的承载力, 水泥土强度等。

四、施工工艺

1. 陆上搅拌

水泥土喷浆搅拌主要步骤见图 9-18。

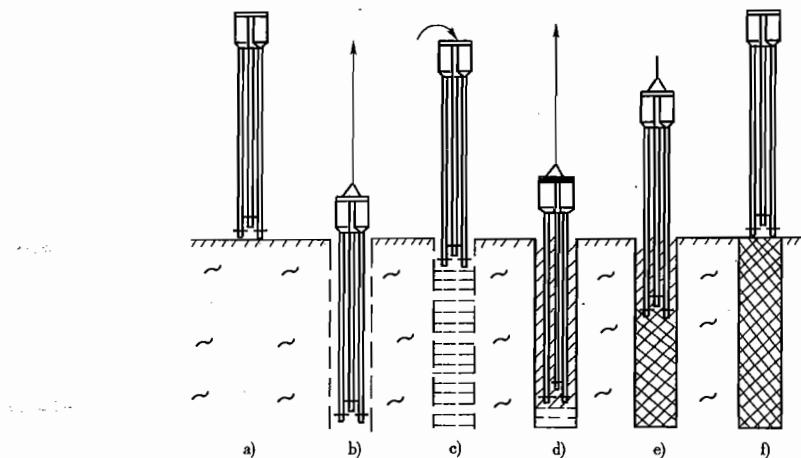


图 9-18 深层搅拌法施工工艺流程图

a) 定位; b) 搅拌下沉; c) 喷浆搅拌上升; d) 重复搅拌下沉; e) 重复搅拌上升; f) 完毕

(1) 机械就位、调平; 预搅下沉至设计加固深度; 喷浆、搅拌提升直至预定的停浆面; 重复搅拌下沉至设计加固深度; 根据设计要求, 喷浆或仅搅拌提升直至预定的停浆面; 关闭搅拌机械; 在预(复)搅下沉时, 也可采用喷浆的施工工艺, 但必须确保全桩长上下至少再重复搅拌一次。

(2) 施工现场事先应予以平整, 清除障碍物。明浜、池塘及洼地抽水和清淤, 回填黏土料并予以压实。

(3) 搅拌头翼片的枚数、宽度、与搅拌轴的垂直夹角、搅拌头的回转数、提升速度应相互匹配, 以确保加固深度范围内土体的任何一点均能经过 20 次以上的搅拌。

(4) 施工中应保持搅拌桩机底盘的水平和导向架的竖直, 搅拌桩的垂直偏差不得超过 1%; 桩位的偏差不得大于 50mm; 成桩直径和桩长不得小于设计值。

(5) 水泥都应过筛, 制备好的浆液不得离析, 泵送必须连续, 拌制水泥浆液的罐数、水泥和外掺剂用量以及泵送浆液的时间等应有专人记录; 喷浆量及搅拌深度必须采用经国家计量部门认证的监测仪器进行自动记录。

(6) 施工前应确定搅拌头的转速、贯入与提升速度、着底电流和水泥浆流量等施工参数, 并通过工艺性成桩试验确定施工工艺。

(7)当桩周为成层土时,应对相对软弱土层增加搅拌次数或增加水泥掺量。

(8)竖向承载搅拌桩施工时,停浆(灰)面应高于桩顶设计高程300~500mm。在开挖基坑时,应将搅拌桩顶端施工质量较差的桩段用人工挖除。

(9)当水泥浆液到达出浆口后,应喷浆搅拌30s,在水泥浆与桩端土充分搅拌后,再开始提升搅拌头。

(10)搅拌机预搅下沉时不宜冲水,当遇到硬上层下沉太慢时,方可适量冲水,但应考虑冲水对桩身强度的影响。

(11)施工时如因故停浆,应将搅拌头下沉至停浆点以下0.5m处,待恢复供浆时再喷浆搅拌提升。若停机超过3h,宜先拆卸输浆管路,并妥加清洗。

(12)相邻搭接桩的施工时间间隔不宜超过24h。如间隔时间太长或与相邻桩无法搭按时,应采取局部补桩或注浆等补强措施。

2. 水上水泥搅拌

(1)水泥浆液所采用的水泥品种、水泥掺入比、水灰比和外掺剂需取原状土通过配比试验确定,并由现场典型试验加以验证。

(2)水上深层水泥搅拌施工应采用专用作业船组进行。搅拌船的最大加固深度、搅拌机功率和作业效率应满足工程条件在风力6级以下,浪高0.5m以内时应能昼夜连续作业。

(3)搅拌船应有自动定位系统,平面定位允许偏差为±5cm,搅拌船应有自动调控系统对作业船进行纵倾和横倾调平并对主要施工参数进行调控和逐桩自动记录。

(4)水上水泥深层搅拌法加固地基的施工应在建筑物轴线方向上分区进行,其分区长度应与其上部建筑物的分段相对应。

(5)施工前应挖泥到可满足施工船舶进行操作的水深或挖至加固土顶面高程。

(6)输浆工艺规定:

①贯入输浆:当搅拌翼达到设计加固起始高程时,搅拌翼边搅拌土体边开始输浆;到达设计底高程后停止贯入,继续搅拌输浆时间 t_1 ,然后停止输浆;边搅拌边提升搅拌翼直至离开泥面。

②提升输浆:先预搅拌贯入至设计底高程,停止贯入;继续搅拌并开始输浆,输浆时间为 $\pm t_2$;然后边提升搅拌翼,边输浆至设计加固顶高程,停止输浆;继续搅拌提升至搅拌翼出泥面。

(7)输浆方式、贯入提升速度、搅拌翼转速及 t_1 、 t_2 等主要施工参数均通过现场试验确定。操作时严格控制输浆量,确保每层土的水泥用量达到设计要求,按照施工参数对被加固土体充分搅拌。

(8)加固后,对高于设计基床底高程以上的隆起土原则上应予挖除。当隆起土的底部强度满足设计要求时允许部分残留,但应保证其上抛石基床的厚度不小于50~100cm。挖除隆起土应根据施工经验采用适宜的挖泥船进行。隆起土的高度可按注入水泥浆的体积进行估算每组搅拌桩的成桩过程都应有全部技术参数的完整记录,施工中应随时检查。分区整理提供各区的质量指标,并作为工程验收的依据。

五、检测

1. 陆上水泥搅拌法

(1)成桩7d后,采用浅部开挖桩头(深度宜超过停浆(灰)面下0.5m),目测检查搅拌的均

匀性,量测成桩直径,检查量为总桩数的 5%。

(2)成桩后 3d 内,可用轻型动力触探(N_{10})检查每米桩身的均匀性。检验数量为施工总桩数的 1%,且不少于 3 根。

(3)竖向承载水泥土搅拌桩地基竣工验收时,承载力检验应采用复合地基载荷试验和单桩载荷试验。

(4)载荷试验必须在桩身强度满足试验荷载条件时,并宜在成桩 28d 后进行,检验数量为桩总数的 0.5%~1%,且每项单体工程不应少于 3 点。

(5)经触探和载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时,应在成桩 28d 后,用双管单动取样器钻取芯样作抗压强度检验,检验数量为施工总桩数的 0.5%,且不少于 3 根。

(6)对相邻桩搭接要求严格的工程,应在成桩 15d 后,选取数根桩进行开挖,检查搭接情况。

2. 水上水泥土搅拌法

(1)水泥和外加剂检测。

(2)现场钻孔取芯,以及水泥土无侧限强度试验。

(3)直孔钻孔用以检验逐层土加固后土的强度,斜孔用以检验相邻搅拌桩间的搭接质量,取芯和强度试验在搅拌后 90d、120d 和 180d 后进行。

(4)水上钻孔取样宜采用钻探平台进行,芯样应逐层取出,每延米至少制一个试块。

(5)无侧限抗压强度其平均值应不小于设计要求的加固体现场无侧限抗压强度平均值。

(6)对着底式加固体可通过钻孔取样或钻孔内标准贯入试验判断加固体是否到达持力层。

(7)地基加固后,在上部结构施工和后方回填过程中以及工程开始使用后一定时期内,应 在上部结构和加固体内埋设测斜仪、沉降仪,设置平面位移和沉降观测点,对建筑物和加固体的沉降、位移及倾斜等进行观测。

第七节 爆破挤淤填石法

一、加固原理

爆破排淤填石法是在淤泥质地基上抛石,在抛石体外缘一定距离的淤泥质地基内部中埋放群药包,起爆瞬间在淤泥中形成空腔,抛石体随即坍塌充填空腔,经多次爆破推进,最终达到置换淤泥,形成坐落在硬土层上,结构强度高、密实、稳定性好且工后沉降小的抛石堤。具体做法是:

在抛石堤头适当位置的淤泥土层内埋设群药包,爆炸(堤头爆)将淤泥向四周挤出并向上抛掷形成爆坑,邻近爆坑的堤头堆石体在爆炸负压和强烈压缩、振动作用下滑向爆坑,形成瞬时定向滑移和泥、石置换。塌落石方滑向爆坑后,形成“爆炸石舌”。“爆炸石舌”的长度和厚度决定了泥石置换效果,其置换效果是由爆炸参数决定的。继而,在爆后堤头抛填,形成新的抛填堤头。新的抛填体将“石舌”上部浮淤挤走并压在“石舌”上。在新的抛填堤头前方继续埋药爆炸。这样,“抛填—爆炸”重复进行,直至完成整个抛石堤的施工。为了增加抛石堤身宽度,当抛石堤身长度推进到一定距离后,采用类似的工艺进行“侧爆”。为了使得外侧坡脚的抛石体更加密实,对该部分抛石体进行爆夯处理,见图 9-19 ~ 图 9-22。

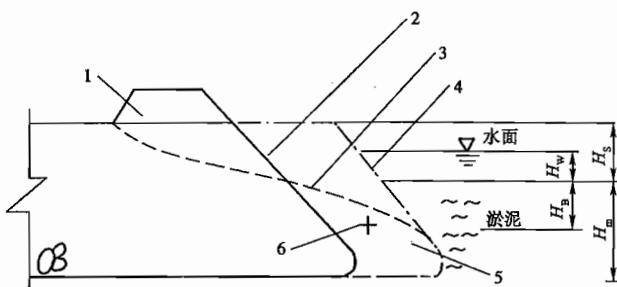


图 9-19 爆破挤淤填石示意图

1-超高填石;2-爆前剖面;3-爆后剖面;4-补填剖面;5-石舌;6-药包

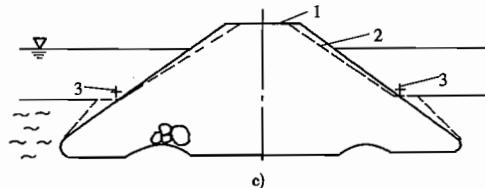
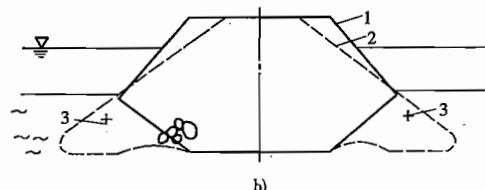
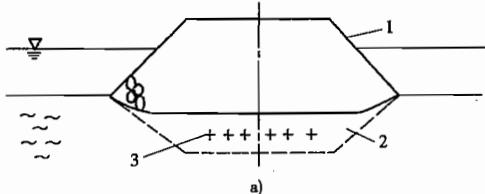


图 9-20 爆破排淤填石典型断面过程

a) 端部推进排淤; b) 侧坡拓宽排淤;c) 爆破形成平台及堤心断面

1-爆前;2-爆后;3-药包



图 9-21 爆破布药

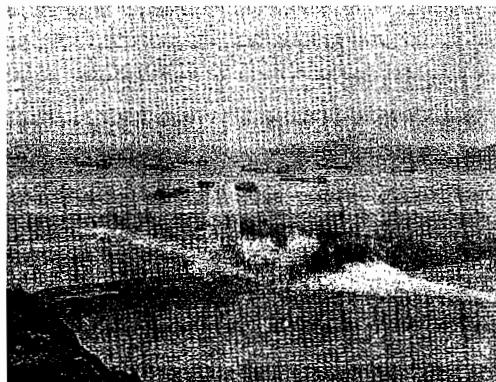


图 9-22 合龙口侧爆

爆破排淤填石的机理主要是置换功能,爆炸同时可以使淤泥弱化,爆炸引起抛石体的振动,产生的附加动荷载有助于挤淤,使堤身下沉。爆炸振动同时使得抛石体密实。

二、适用性

爆破排淤填石可用于抛石置换水下淤泥质地基的工程,置换厚度宜取4~25m。置换厚度小于4m或大于25m时,应进行技术论证。

爆破排淤填石法的技术特点是:爆破作业技术含量较高;施工简单,施工速度较快;石料用

量大但对石料材质要求低;施工噪声与振动大。安全措施与警戒工作重要。

在石料缺乏、价格贵,水深小、淤泥层厚,周围环境对噪声、振动敏感,环保要求高的地区不宜采用。

三、设计与计算要点

- (1) 制定爆破方案。
- (2) 计算好爆炸药量,确定布药线平面位置、炸药包的埋入深度等爆破参数。
- (3) 设计起爆网路。
- (4) 制定控制噪声、控制有害气体和飞石、减少粉尘、降低地震和冲击效应等环境保护措施。
- (5) 制定检测方案。

四、施工要点

(1) 按批准的爆破设计书或爆破说明编制施工组织设计,并对有关内容进行复核与细化、报批后施工。施工组织设计至少应包含以下内容:

- ①工程概况。
- ②施工准备。
- ③爆破器材的运输、储存及管理。
- ④施工方法。
- ⑤装药及填塞。
- ⑥起爆网路与起爆点。
- ⑦安全警戒与撤离区域及信号标志。
- ⑧主要设路与设备的安全防护。
- ⑨预防事故的措施。
- ⑩环境保护措施。
- ⑪爆破施工组织。
- ⑫爆破工程进度表等。

(2) 爆破前必须对爆区周围的自然条件和环境状况进行调查,了解危及安全的环境因素,并应采取必要的安全防范措施。

(3) 爆破工程应使用符合国家现行标准的爆破器材,禁止使用过期、出厂日期不明和质量不合格的爆破器材,爆破作业前应对爆破器材进行检查。

(4) 水下爆破工程应选用具有防水性能或经过防水处理的爆破器材,炸药宜采用乳化炸药或其他防水性能较好的炸药,雷管宜选用防水 8 号金属雷管,传爆器材宜采用导爆索或导爆管。

(5) 各种起爆器和用于检测的爆破专用欧姆表、爆破电桥等爆破仪表,应每月检查一次并在每次爆破前检查一次。电容式起爆器应至少每月赋能一次。

(6) 爆破填石排淤法可采用水上布药船或陆上布药机布药。根据需要配备拖船、运输船和警戒船等辅助作业船。

(7) 装药器可选用压力式或振动式装药器,符合装药深度、药包的体积,脱钩可靠,及安全

的要求。

- (8) 爆破作业处于水位变动区时,药包埋深应采用实测水位控制。
- (9) 采用从套管内投放药包时,不得使药包在套管内自由坠落。
- (10) 导爆管或导爆索网路所用的器材、网路的敷设,与起爆雷管的连接应符合有关规定。
- (11) 严格按照爆破安全施工的规定进行施工。

五、检测

1. 地基的平面位置和深度

施工期和竣工验收前应检查置换淤泥质地基的平面位置和深度。检查方法可选用体积平衡法、钻孔探摸法和探地雷达法,并应满足下到要求:

- (1) 抛填石料流失量较小时采用体积平衡法,采用该方法时适当辅以钻孔探摸。
- (2) 一般工程采用钻孔探摸法,按横断面布置钻孔,断面向距取 100 ~ 500m,不少于 3 个断面;每断面布置钻孔 1 ~ 3 个,全断面布置 3 个钻孔的断面数不少于总断面的一半;钻孔深入下卧层不少于 2m。
- (3) 工程量大的工程采用探地雷达法,按纵横断面布置测线,纵断面分别布置在堤顶、内坡和外坡的适当位置上,横断面布满全断面范围,间距取 50 ~ 100m;点测时的测点距离不大于 2m,并有钻孔资料配合分析。

2. 地基沉降、位移观测

- (1) 施工期安排沉降、位移观测,分析施工期的沉降、位移规律。
- (2) 主体工程或大型工程在分段工程完工后及时设置长期沉降、位移观测点,并按行业标准《港口设施维护技术规程》(JTJ/T 289—97) 的有关规定进行观测。

第十章 触探试验

第一节 静力触探

一、概述

静力触探(CPT)是用静力将内部装有力传感器的探头以一定的速率压入土中,通过电子量测仪器所测得的贯入阻力(比贯入阻力 P_s 或锥尖阻力 q_c 和侧壁摩阻力 f_s)来判断土层力学性质与分布的一种原位测试方法。

静力触探按其量测方式,习惯上分为机械式和电测式两大类。国内机械式静力触探早已很少使用,广泛使用的是电测式静力触探。静力触探探头按其结构与传感器功能,主要分为单桥触探头与双桥触探头。单桥触探头能测出土对探头的总阻力,即比贯入阻力(P_s);双桥探头可测锥尖阻力(q_c)与侧壁摩擦阻力(f_s);带测孔压的三桥探头正在推广使用。国内外还开发了各种多功能的探头,如带测温、测斜、测振、测电阻率、测波速的探头、旁压探头、采样探头等。

静力触探具有快速、数据连续、再现性好、操作方便等优点。主要适用于黏性土、粉性土与砂土。静力触探的贯入深度与触探设备的推力与拔力有关,一般200kN的静探设备,在软土中贯入深度可超过70m,在中密砂层中深度可超过30m。

静力触探试验用途较广,主要用于土层划分、土类判别,确定地基土的承载力及变形模量以及其他物理力学指标,选择桩基持力层,预估单桩承载力及判别沉桩的可能性,检查填土及其他人工加固地基的密实程度和均匀性,判别砂土的密度及液化可能性。带孔压的静探试验还能分析土的渗透、固结性能,使土类判别也更为明确。

二、设备与测量仪器

(一) 加压装置

加压装置的作用是将探头压入土中,按加压方式分为下列几种。

1. 手摇式轻便型静力触探

它利用摇柄、链条、齿轮、探杆等用人力将探头压入土中,适用于狭小场地浅层软弱地基的测试。

2. 齿轮机械式静力触探

它主要由变速马达(功率3kW左右)、传动装置、支架、底板、导向轮、探杆等构成。其结构简单,加工方便,可组装成落地式、拖车式,亦可装在汽车上。这种静力触探设备贯入压力也不大,贯入深度有限,适用于深度要求不大土层较软的地基测试。

3. 全液压传动静力触探

这种设备有单缸、双缸两种,主要由油缸、油泵及传压管、阀、压杆器和导向轮构成。目前

国内使用较为普遍的都是这种设备。一般是将静力触探设备安装在由载货车改装成的专用的静力触探车，动力来源使用汽车发动机动力或外接电源。全液压传动静力触探车工作条件较好，最大贯入力可达200kN。

(二) 反力装置

静力触探的反力装置通常有以下三种方式。

1. 地锚反力方式

其适用条件是地表有黏性土硬壳层。一般采用4个可拆卸式单叶片地锚（锚长一般1.5m左右，叶片直径25cm、30cm、35cm、40cm），地锚由液压锚机分别旋压入土中，利用地锚为静力触探设备均衡地提供反力，锚长与入土深度可在一定范围内根据所需的反力大小进行调节。

2. 重物压载反力方式

在表层为砂砾、碎石土，地锚下不去的情况下，可在触探架上压上钢锭、铁块来提供反力。重物的多少应根据所需的反力大小及触探反力架的额定承受能力，并考虑了一定的安全储备后确定。

3. 静探车辆自重反力方式

在现场不便于下锚，且所需反力低于静探车辆自重时，可利用静探车辆自重为静探设备提供反力。

除了以上三种基本方式以外，还可以按照现场需求由两种或两种以上组成的联合反力方式。在现场根据现场条件和需要的反力大小，有时往往靠上述任何一种方法，都不能单独满足工作需要，经常采用车辆自重、地锚和压载联合反力方式。如车辆自重反力不够，可同时采用在车辆上再加载、下锚的组合方式联合进行提供反力。

(三) 探头与探杆

探头是静力触探设备的关键组件。常用的单桥探头、双桥探头的结构如图10-1和图10-2所示。图10-3所示为一个测孔压的静力触探探头（孔压滤水器在锥头中间部位）。

单桥探头由带外套筒的锥头、顶柱、传感器（弹性元件）及电阻应变片组成。双桥探头除锥头传感器外，尚有侧壁摩擦传感器及摩擦套筒。探头在结构上的关键是传感器的设计与加工精度、应变片的贴片工艺及探头的密封。

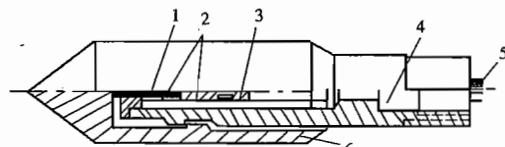


图 10-1 单桥探头结构

1-顶柱；2-电阻应变片；3-传感器；4-密封垫圈套；5-四芯电缆；6-外套筒

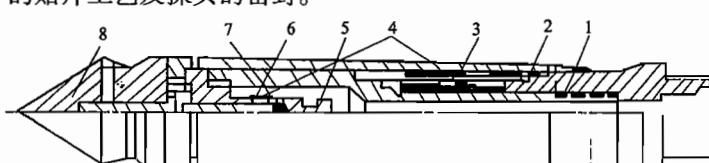


图 10-2 双桥探头结构

1-传力杆；2-摩擦传感器；3-摩擦筒；4-锥尖传感器；5-顶柱；6-电阻应变片；7-钢珠；8-锥尖头

国内常用的单、双桥探头的主要规格已标准化，见表10-1。孔压探头尚未定型。

探头标定的目的是确定测力传感器输出的信号（应变量或电压量）与传感器受力之间的

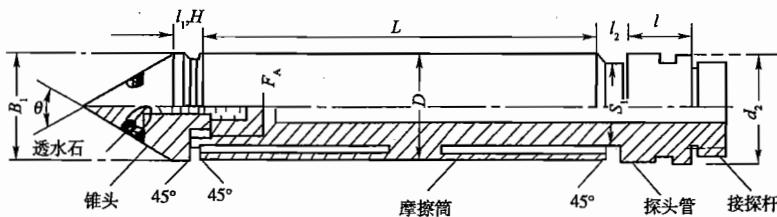


图 10-3 孔压静力触探探头

单、双桥探头的主要规格

表 10-1

锥头截面积 (cm ²)	探头直径 (mm)	锥角 (°)	单桥探头		双桥探头	
			有效侧壁长度 (mm)	摩擦筒长度 (mm)	摩擦筒表面积 (cm ²)	
10	35.7	60	57	179	200	
15	43.7	60	70	219	300	
20	50.4	60	81	189	300	

关系。检验探头质量，确定测量误差值。

探头要定期作标定，一般三个月标定一次，当在规定期限内使用时发现异常情况应重新标定。

标定用的测力计或传感器必须是经计量检验合格，且在有效期内、精度不低于 3 级。标定时的加荷分级时，须根据额定贯入力的大小确定。额定贯入力较大的可取额定贯入力的 1/10，额定贯入力较小的，宜采用额定贯入力的 1/20。标定试验至少需重复 3 次。标定所用的电缆和记录仪应该是现场试验实际所用的电缆和记录仪。

标定曲线的最佳拟合直线，采用端点连接法（以零载和满载时的输出值连成直线）。对探头的标定系数 k 按下式计算：

$$k = \frac{P}{Ae} \quad (10-1)$$

式中： k ——探头的标定系数（kPa/mV 或 kPa/ $\mu\epsilon$ ）；

P ——标定直线上一点的荷载（kN）；

A ——标定锥尖阻力传感器时为锥头底面积（m²）；

标定侧壁摩阻力传感器时为摩擦筒侧面积（m²）；

e ——与荷载 P 对应的输出电压值（mV）或应变量（ $\mu\epsilon$ ）。

通过标定曲线可确定的误差值有以下几种（见图 10-4）：

(1) 标定误差：反映探头使用一段时间后标定线与新探头初始标定线间的差异。

(2) 归零误差：反映加荷与卸荷零读数的差异。

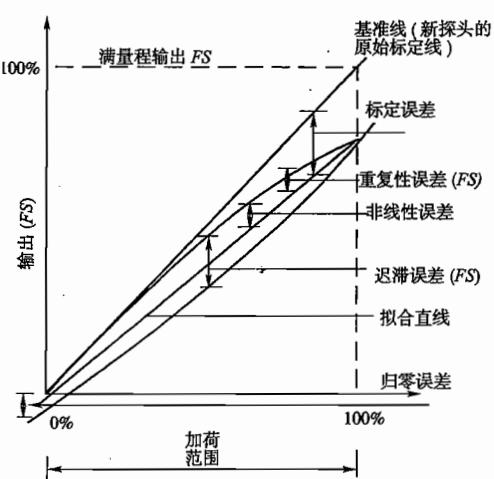


图 10-4 探头传感器的标定曲线

- (3) 非线性误差: 反映标定曲线的弯曲程度。
- (4) 重复性误差: 反复若干次标定的标定线的变化范围。
- (5) 迟滞误差: 加荷与卸荷标定线回环的变化幅度。
- (6) 温漂: 反映探头温度对测量结果的影响。

探头及其传感器的技术质量标准为:

- (1) 绝缘电阻 $\geq 500\text{M}\Omega$ 。
- (2) 探头的环境使用温度 $-10 \sim 55^\circ\text{C}$ 。
- (3) 过载能力超出额定荷载的 20%。
- (4) 探头有良好的防水、密封性能。

探头的归零误差、重复性误差、迟滞误差、温飘在室内标定时均不大于 1% FS (Full Scale 满量程) 输出值。现场测试时的归零误差不得大于 3% FS。

不同量程探头的传感器的起始感量与灵敏度应符合表 10-2。

探头传感器的起始感量和灵敏度

表 10-2

触探参数 起始感应量	灵敏度(级别)		
	I 级最大贯入阻力 p_s 或 q_c	II 级最大贯入阻力 f_s	III 级最大贯入阻力 u
	2.5 ~ 5.0 MPa	5.0 ~ 12.0 MPa	12.0 ~ 20.0 MPa
10 ~ 20	30 ~ 50	50 ~ 100	
0.1 ~ 0.2	0.3 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	
2	5	10	

(四) 量测记录系统

常用的有两种类型: 手调直读式电阻应变仪与自动记录仪。

电阻应变仪大部分采用 YJ 系列。应变仪通过电桥平衡原理进行测量。当触探头工作时, 传感器发生变形, 引起电阻应变片的电阻值变化, 桥路平衡发生变化。电阻应变仪通过手动调整电桥, 使之达到新的平衡, 从而确定应变量的大小, 并从读数盘上读出应变值。

自动记录仪是由通用的电子电位差计改装而成的, 常用的有 XWH-J 及 XWX 系列。由探头输出的信号, 到达测量电桥后产生一个不平衡电压, 电压信号经放大后, 推动可逆电机转动, 后者带动与其相连的指示机构, 沿着有分度按信号大小比例刻制的标尺滑行, 直接画出了被测信号的数值曲线。

随着微机的发展, 现在不少静探设备应用接口电缆和记录仪, 采用 模/数转换技术, 将被测信号模拟量的变化在测试过程中直接转换成 q_c 、 f_s 、 P_s 数字值打印出来, 同时在监测显示屏上将 q_c 、 f_s 、 P_s 的随深度变化的曲线也可直观地显示出来, 以便测试人员了解被测量的变化情况, 控制试验过程。将记录的数据储存在磁带或软盘上, 可传输至电脑, 作进一步的数据处理。这种微机控制的量测记录系统目前已被广泛应用, 毫无疑问也是今后发展的必然趋势。

(五) 深度控制机构

一般采用一对自整角机。发信机固定在底板上, 与摩擦轮相连, 摩擦轮随钻杆下压而转动, 带动发信机轮子转动、送出深度信号, 送出的信号带动收信机的轮子旋转, 驱动由齿轮连接的同步走纸机构实时记录钻进深度。

(六) 静探设备的选用

选用何种静探设备与探头须考虑以下几个方面的因素。

(1) 测试要求: 作业区范围、触探孔深度、孔数与工期、要求提供的贯入阻力类型(P_s 或 q_c) f_s 及土力参数等。

(2) 土质条件: 参照附近地区已有的资料与经验, 估计土的贯入阻力, 选择量程与感量合适的探头, 根据表土情况判断能否利用地锚提供反力。

(3) 场地施工条件: 进出场及作业区内的道路、施工净空、供电及地下管网情况等。

三、现场操作

(一) 准备工作

(1) 现场测量定出测试点的实际位置, 注意测点要离开已有钻孔最近的距离不得小于已有钻孔直径的 20 倍, 且不小于 2m。一般情况是先触探, 后钻探, 平行试验对比孔的孔距不宜大于 3m; 同时还要注意了解现场地上与地下环境是否具备施工条。

(2) 设置反力装置(下锚或压载)。

(3) 安装好压入和量测装置, 并用水准尺将底板调平。检查自整角机深度转换器、导轮、卷纸结构。

(4) 检查探头外套筒与锥头活动情况。穿好电缆, 同时检查探杆(注意探杆要平直, 丝扣无裂纹)。

(5) 检查电源电压是否正常。

(6) 检查仪表是否正常。

(7) 检查线间、对地绝缘是否正常。

使用自动记录仪时须将仪器与探头接通电源, 打开仪器和稳压电源, 使仪器通电预热 15min。根据土层软硬情况, 确定合适的工作电压, 保证曲线不会超出记录纸的幅宽范围并调零。在记录纸开头注明孔号、探头编号、标定系数 k 、工作电压及日期。

(二) 现场实测工作

(1) 测试时应匀速连续垂直贯入, 贯入速率控制在 0.5~1m/min。

(2) 接、卸探杆。注意每一次接探杆时, 丝扣必须上满, 卸探杆时务必使下面的探杆不得转动, 以防接头处电缆被扭断; 同时应严防电缆受拉, 以免电缆被拉断或破坏密封装置。

(3) 探头归零检查应按下列要求进行:

① 使用单桥或双桥探头触探时:

a. 初读数测读。将探头压入地表下 1.0~2.0m, 然后将探头提升 5cm, 使得探头传感器处于不受力状态, 经过一定时间, 待探头温度与地温平衡, 此时仪器上的稳定读数即为初读数, 将仪器调零或记录初始读数后即可进行正常贯入。

b. 触探过程中的归零检查。由于初读数不是一个固定不变数值, 所以每贯入一定深度前、后都要将探头提升 5~10cm, 测读记录一次初读数, 以校核贯入过程中初读数的变化情况。通常, 在地面以下 6m 深度范围内, 每贯入 2.0~3.0m 读记一次初读数; 孔深超过 6m 以后, 视不归零(零漂)值的大小, 可适当放宽归零检查的深度间隔(一般为 5m)或不做归零检查。

c. 终孔拔起时和探头拔出地面时, 应各读记一次零漂值。

②使用孔压探头进行孔压触探时,在整个贯入过程中不得提升探头,终孔拔起时应测读记录锥尖和侧壁的零漂值;探头拔出地面时,应立即卸下锥尖,测读记录孔压计的零漂值。

(4) 使用人工读数仪器时,数据采集,每10cm 测读记录一次数据,亦可根据土层情况适当增减,但不能超过25cm。使用自动记录仪时,应随时注意桥走低和画线情况,标注出深度和归零检查结果。

(5) 当在一定深度进行孔压消散实验时,应量测停止贯入后不同时间的孔压值和端阻值,其记时间隔由密而疏合理控制;试验过程中不得松动探杆。

(6) 终孔拆卸。结束一孔,应将探头锥头部分卸下,将泥砂擦洗干净,以保持顶柱与外套能自由活动。防止探头在阳光下曝晒。

(7) 当出现下列之一时,应终止贯入,并立即起拔:

- ①孔深已达到任务书要求。
- ②反力失效或主机已超额定负荷。
- ③探杆出现明显弯曲,有折断危险。

四、资料整理

(一) 原始数据的修正与处理

1. 归零修正

探头的零漂是由地温、探头与土摩擦产生的热传导所引起的。实践中有两种修正方法,一为测零读数时发现漂移立即将仪器调零,这样整理原始数时就不再作归零修正。另一种是将测得的零读数记录下来,仪器在操作过程中不调零,原始数据整理时将零读数予以修正,修正方法按线性内插法进行。

2. 深度修正

记录深度与实际贯入深度的误差,主要是由于地锚松动、探杆夹具“打滑”、触探孔偏斜、走纸机构失灵、导轮磨损、走纸与贯入的速度比不准等多种原因产生,应仔细甄别,采取相应的修正处理对策。如将计深标尺或摩擦轮固定在地面,在贯入过程中随时注意出现的故障,及时做好标记,以便在数据整理中予以修正。因倾斜引起的误差须根据斜度进行修正,一般8°以内仍可不修正。

3. 间歇点曲线不连续的修正

在接杆处,自动记录(电位差计)曲线会出现尖峰、喇叭口状的间断,应用圆滑曲线修正。

(二) 贯入阻力的计算

利用公式(10-1)将电阻应变仪测出的应变 ϵ ,换算成比贯入阻力 P_s (单桥探头)或锥尖阻力 q_c 及侧壁摩阻力 f_s (双桥探头)。

(三) 绘制静力触探曲线

对于单桥:绘制 $P_s \sim H$ (深度)曲线。

对于双桥:绘制 $q_c - H, f_s - H, R_f (=f_s/q_c \times 100\%) - H$ 曲线。

H 比例尺:1:100或1:200。

P_s, q_c 比例尺:1cm代表1000kPa(或2000kPa)。

f_s 比例尺:1cm代表10kPa(或20kPa)。

R_f 比例尺: 1cm 代表 1%。

(四) 土层划分

根据静探曲线在深度上的连续变化可对土进行力学分层。当实测 P_s 值不超过表 10-3 所列的变动幅度时, 可合并为一层。

P_s 并层容许变动幅度

表 10-3

实测范围值(MPa)	变动幅度(MPa)	实测范围值(MPa)	变动幅度(MPa)
$P_s \leq 1$	$\pm 0.1 \sim 0.3$	$3 \leq P_s \leq 6$	$\pm 0.5 \sim 1.0$
$1 \leq P_s \leq 3$	$\pm 0.3 \sim 0.5$		

按 q_c 分层时, 应结合 f_s 及 R_f 的变化确定分层层面。对一些很薄的交界面或含薄层粉砂层, 不应按表 10-3 进行分层, 而应以 $P_{smax}/P_{smin} \leq 2$ 为分层标准, 结合记录曲线的线型和土的类型予以综合考虑。如有钻孔资料时, 可用对比法进行分层, 从而提高分层的精度。土层分界时要考虑曲线中的“超前”、“滞后”现象。当探头突然由密实土层进入软土层, 或由软土层进入硬土层时, 往往出现这种现象, 其幅度一般为 10 ~ 20cm。当上下层贯入阻力相差不到一倍时, 分层层面取超前深度和滞后深度的中点(或中点偏向阻力小的方向 5 ~ 10cm); 相差一倍以上时, 取软层最后一个(或第一个)低贯入阻力偏向硬层 10 ~ 15cm 作为分层层面。

(五) 计算各分层土的静探参数平均值

单孔各土层平均值可用算术平均值法或触探曲线面积法。计算时应剔除个别异常峰值及超前、滞后范围值。计算场地各土层的平均值时, 可按厚度加权平均法, 或将各触探孔的静探曲线叠加后, 绘制低值与峰值包络线和平均值。

(六) 静探试验成果的应用

关于概述中提出的静探成果其他方面的应用, 参见有关规范、手册。要特别注意的是当用静探参数推算土的物理力学参数, 判别其岩土性状时, 一定要注意经验公式的土类适用范围, 公式的地方性, 并要与室内土工试验, 其他原位测试结果相对比。

第二节 动力触探

一、概述

动力触探(DPT)是利用一定的落锤能量, 将一定规格的探头连同探杆打入土中, 根据打入的难易程度(通常以贯入度、锤击数或探头单位面积动贯入阻力来表示)判别土的工程性质的一种原位测试方法。

按照落锤能量及探头的规格, 动力触探通常分为轻型、中型、重型、超重型 4 种, 其中轻型动力触探(亦称轻便触探)与重型动力触探使用最为广泛, 积累的经验也较多。我国动力触探的分类及设备指标见表 10-4。

动力触探适用性广泛, 适用于强风化、全风化的硬质岩石, 各种软质岩石及各类土。

动力触探主要用于以下几个目的:

1. 探查不同性质的土层

当土层力学性质有显著差异, 在触探指标反映明显时可利用来确定软、硬土土层分界面,

基岩面、碎石土层埋藏深度,检查滑动动力触探设备指标带与土洞,评价场地土的均匀性。

表 10-4

类 型		轻型 N_{10}	中型 N_{28}	重型 $N_{63.5}$	超重型 N_{120}
落锤	锤的质量(kg)	10 ± 0.2	28 ± 0.2	63.5 ± 0.5	120 ± 1
	落距(cm)	50 ± 2	80 ± 2	76 ± 2	100 ± 2
探头	直径(cm)	40	61.8	74	74
	锥角(°)	60	60	60	60
贯入标准		贯入 30cm 锤击数	贯入 10cm 锤击数	贯入 10cm 锤击数	贯入 10cm 锤击数

2. 确定土的物理力学性质

确定砂土的孔隙比与密实度、粉土及粉性土的状态,评定地基土和桩基的承载力,估算土的强度和变形参数等。

3. 检验地基加固与改良的质量效果

各类动力触探的适用范围见表 10-5。

各类动力触探的适用范围

表 10-5

土类 类型	黏性土		粉土	砂 土				碎石土(无胶结)			风化岩石		
	黏土	粉质 黏土		粉砂	细砂	中砂	粗砂	砾砂	圆/角砾	卵/碎石	漂/块石	极软岩	软岩
轻型													
重型													
超重型													

动力触探的优点是试验设备简单,操作简易,工效较高,适用性广。动力触探在贯入过程中能够连续测定土的性质。对于难以取样的无黏性土(砂土、碎石类土),以及对于静力触探难以贯入的土层,动力触探是十分有效的勘探、原位测试手段。

除了上述 4 种常规的动力触探法,因工程实践的需求,国内外一些勘探、设计、科研部门还研制、开发出一些新颖的动力触探设备。例如在能适用的软硬土层可使用兼作静探与十字板的静力—动力触探仪,既能作动力触探又能在需要的深度作十字板试验的贯入十字板,以及用于快速测定砂层液化阻力的振动式连续贯入动力触探设备等。为了加速动力触探自动化、电测探头及相应的自动量测、数据分析处理系统的试验研究正在进一步深入。

二、现场试验

(一) 试验设备

动力触探设备主要由圆锥头、触探杆、穿心锤三部分组成。

各类动力触探设备的结构见图 10-5 ~ 图 10-7。

(二) 试验要点

1. 轻型动力触探(N_{10})

(1) 先用钻具钻至试验土层高程,然后对试验土层连续进行触探。

(2) 试验时,穿心锤落距为 50cm,使其自由下落,将探头竖直打入土层中,每打入 30cm 的锤击数即为 N_{10} 。

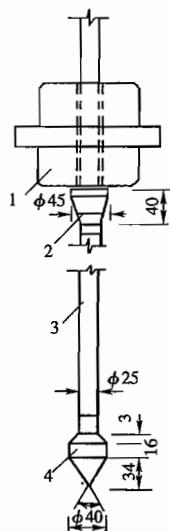


图 10-5 轻型动力触探试验设备
(尺寸单位:mm)
1-穿心锤;2-锤垫;3-触探杆;4-锤头

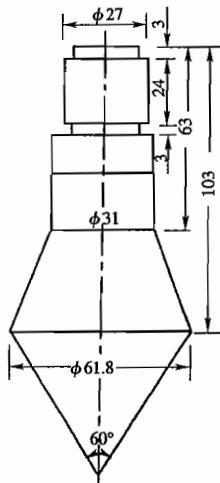


图 10-6 中型动力触探探头
(尺寸单位:mm)

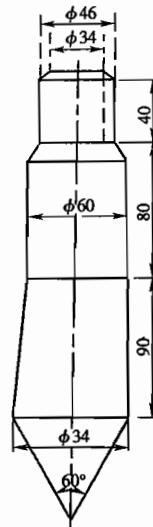


图 10-7 重型动力触探探头
(尺寸单位:mm)
1-穿心锤;2-锤垫;3-触探杆;4-锤头

- (3) 若需描述土层时,可将触探杆拔出,换上轻便钻头或专用勺钻进行取样。
- (4) 试验一般用于贯入深度小于 4m 的土层;贯入深度大于 4m 时,可清孔后继续贯入 2m。
- (5) 当 $N_{10} > 100$ 或贯入 15cm 超过 50 时,可停止试验。

2. 中型动力触探(N_{28})

(1) 试验时,提升提引钩,使穿心锤自由下落,落距为 80cm,应连续贯入,不宜中断,直到预定的深度。

(2) 贯入时,应及时记录贯入深度,一阵击的贯入量及相应的锤击数,一般黏性土,贯入 20~30cm 为一阵击;软土,3~5 击为一阵击。

3. 重型动力触探($N_{63.5}$)

- (1) 试验前,触探架应安装平稳,保持触探孔垂直,垂直度偏差不超过 2%。
- (2) 试验时,应使穿心锤自由下落,落距为 $0.76m \pm 0.02m$ 。
- (3) 锤击速度宜控制在每分钟 15~30 击,打入过程应尽可能连续的。
- (4) 及时记录每贯入 10cm 的锤击数,也可记录每一阵击的贯入度,然后再换算为每贯入 10cm 所需的锤击数。一般以 5 击为一阵击,土层松软时应少于 5 击。

(5) 对于一般砂、圆砾、角砾和卵石、碎石土,触探深度不宜超过 12m。

(6) 当连续 3 次 $N_{63.5} > 50$ 击时,若要继续触探,可考虑使用超重型动力触探。

(7) 本试验也可与钻探交替进行,以减少侧壁摩擦的影响。

4. 超重型静力触探(N_{120})

(1) 贯入时应使穿心锤自由下落,地面上触探杆的高度不宜过高,以免倾斜和摆动过大。

(2) 贯入过程应尽量连续,锤击速度宜为每分钟 15~25 次。

(3) 贯入深度一般不宜超过 20m。

三、资料整理

(一)触探指标整理

动力触探试验成果通常以探头在土中贯入一定深度的击数 N 值作为触探指标，并以此表示贯入的难易程度。新版《工程地质手册》、水利水电标准与国标岩土工程勘察规范的条文说明中均以明确，可以以单位面积上的动贯入阻力作为触探指标，并推荐使用荷兰公式，这也是未来趋势。

1. 锤击数 N

轻型动力触探是以探头在土中贯入 30cm 的锤击数确定 N_{10} 值。中型、重型、超重型都是以贯入 10cm 的锤击数来确定贯入击数 N 值。现场试验记录的可能是一阵击的贯入度和相应的锤击数，因此需作贯入度的换算。另外还要作影响因素的校正。

1) 贯入度换算

轻型动力触探一般直接记录贯入 30cm 的锤击数，所以不必作贯入度换算。

中型、重型或超重型动力触探若记录每一阵击的贯入度及相应一阵击的锤击数时，可按下式计算贯入 10cm 所需的锤击数：

$$N = \frac{10}{e} \quad (10-2)$$

$$e = \frac{\Delta s}{n}$$

式中： N ——中型、重型或超重型动力触探每贯入 10cm 所需的锤击数；

e ——每击贯入度(cm)；

Δs ——一阵击的贯入度(cm)；

n ——一阵击的锤击数。

2) 杆长校正

轻便触探深度浅，杆长较短，不作杆长修正。中型、重型动力触探杆长超过 2m，超重型动力触探杆长超过 1m 时，按下式进行杆长修正：

$$N = \alpha \cdot N'$$

式中： N ——修正后的重型、超重型或中型动力触探；

N' ——未修正的重型、超重型或中型动力触探；

α ——杆长校正系数。

关于各类动力触探的杆长校正系数 α ：

(1) 中型：参见表 10-6。

N_{28} 杆长修正系数 α

表 10-6

杆长(m)	≤1	2	3	4	5	6	10	12	15
α	1.00	0.96	0.90	0.85	0.83	0.81	0.76	0.75	0.74

注：本表数据由自由脱钩法测得。

(2) 重型：新版《工程地质手册》、铁道部标准与国标《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)提出的 α 值均统一为表 10-7 所示的值；建设部、冶金部标准提出的 α 值参见表 10-8、表 10-9；水电部标准对杆长不作校正。在港工标准中对杆长校正没做要求，也可以不作校正，具

体工程中如有要求时可参照其相应标准或国标规定进行。

铁道部、国家标准 $N'_{63.5}$ 杆长修正系数 α

表 10-7

$\alpha \backslash N'_{63.5}$	5	10	15	20	25	30	35	40	≥ 50
$l(m)$									
≤ 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.40	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

注: 1. l 为触探杆长度(m)。

2. $N'_{63.5}$ 为未修正的重型动力触探实测击数(击/10cm)。

3. 本表可以内插使用。

建设部标准 $N'_{63.5}$ 杆长修正系数 α

表 10-8

$\alpha \backslash l$	≤ 2	4	6	8	10	12	14	16
$N'_{63.5}$								
1	1.00	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	0.84	0.81
5	1.00	0.96	0.93	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77
10	1.00	0.95	0.91	0.87	0.83	0.79	0.76	0.73
15	1.00	0.94	0.89	0.84	0.80	0.76	0.72	0.69
20					0.77	0.73	0.69	0.66

注: l 为触探杆长度(m)。

$N'_{63.5}$ 为未修正的重型动力触探实测击数(击/10cm)。

α 值系由落锤测得。

(3) 超重型: 铁道部标准规定, 超重型动力触探 N_{120} 首先按 $N_{63.5} = N_{120} - 0.5$ 换算成相当于重型动力触探 $N'_{63.5}$ 的实测击数, 然后再按表 10-7 的 α 值进行校正。新版《工程地质手册》、中国建筑西南勘察院与国标《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001) 提出的 α 值均统一为表 10-10 所示。水电部标准对杆长不作校正。在港工标准中对杆长校正没做要求, 也可以不作校正, 具体工程中如有要求时可参照其相应标准或国标规定进行。

冶金部、有色金属总公司标准 $N'_{63.5}$ 杆长修正系数 α

表 10-9

$\alpha \backslash N'_{63.5}$	$l(m)$	≤ 2	4	6	8	10	12
5	1.00	0.96	0.93	0.90	0.88	0.85	
10	1.00	0.95	0.90	0.86	0.83	0.79	
15	1.00	0.93	0.88	0.83	0.79	0.75	
20	1.00	0.92	0.85	0.80	0.75	0.70	
25	1.00	0.90	0.83	0.77	0.72	0.67	
30	1.00	0.89	0.81	0.75	0.69	0.64	
35	1.00	0.87	0.79	0.73	0.67	0.61	
40	1.00	0.86	0.78	0.71	0.64	0.59	
≥ 50		0.84	0.75	0.67	0.61	0.55	

西南勘察院、国家标准 N'_{120} 杆长修正系数 α

表 10-10

$\alpha \backslash N'_{120}$	1	3	5	7	9	10	15	20	25	30	35	40
$l(m)$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	0.96	0.92	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88	0.88
3	0.94	0.88	0.86	0.85	0.84	0.84	0.84	0.83	0.82	0.82	0.81	0.81
5	0.92	0.82	0.79	0.78	0.77	0.77	0.76	0.75	0.74	0.73	0.72	0.72
7	0.90	0.78	0.75	0.74	0.73	0.72	0.71	0.70	0.68	0.68	0.67	0.66
9	0.88	0.75	0.72	0.70	0.69	0.68	0.67	0.66	0.64	0.63	0.62	0.62
11	0.87	0.73	0.69	0.67	0.66	0.66	0.64	0.62	0.61	0.60	0.59	0.58
13	0.86	0.71	0.67	0.65	0.64	0.63	0.61	0.60	0.58	0.57	0.56	0.55
15	0.86	0.69	0.65	0.63	0.62	0.61	0.59	0.58	0.56	0.55	0.54	0.53
17	0.85	0.68	0.63	0.61	0.60	0.60	0.57	0.56	0.54	0.53	0.52	0.50
19	0.84	0.66	0.62	0.60	0.58	0.58	0.56	0.54	0.52	0.51	0.50	0.48

3) 侧壁影响校正

(1) 轻型动力触探试验: 不考虑侧壁影响的修正。

(2) 中型动力触探试验: 贯入深度在 4m 以内, 可不考虑触探杆与孔壁的摩擦影响, 否则采用对比法进行修正。在试验地点选择一具有代表性的地段, 先进行连续触探得到不同深度的击数 N'_{28} , 然后在该孔旁另作对比孔的触探试验。对比孔需用钻具分段进行钻孔、清孔、触探, 每段贯入深度不超过 4m, 得出不同深度处的击数 N_{28} , 同一深度 H 处的 N'_{28} 与 N_{28} 之比, 即为该深度 H 处的摩擦校正系数 α_H , 即:

$$\alpha_H = N'_{28} / N_{28} \quad (10-3)$$

由此得到的摩擦校正系数 α_H 用来校正其他连续贯入(有侧壁影响的)触探击数。

(3) 重型动力触探试验: 对于砂土和松散 ~ 中密的圆砾、卵石、触探深度在 1 ~ 15m 的范围内, 一般可不考虑侧壁摩阻的影响, 不作校正。

4) 地下水位影响的校正

对地下水位以下的中、粗、砾砂和圆砾、卵石,重型动力触探的锤击数尚应按下式进行校正:

$$N_{63.5} = 1.1 N'_{63.5} + 1.0 \quad (10-4)$$

式中: $N_{63.5}$ ——考虑地下水位校正后的锤击数;

$N'_{63.5}$ ——经杆长校正后的锤击数。

注:水电部标准对地下水位的影响不作校正。

2. 动贯入阻力

在以往的试验研究中,研究人员将锤击数 N 值与室内试验及其他原位测试得出的土的物理力学指标建立相关关系,从而用 N 值来推算土的物理力学指标。这一方面的研究工作已积累了大量的经验公式。这种方法比较简单、直观、使用也较方便,被国内外广泛采用。它的缺陷是不同触探参数得到的触探击数不便于相互比较,而且它的量纲也无法与其他物理力学指标一起计算。近年来国内外倾向于用动贯入阻力来替代锤击数作为动力触探指标。其目的与意义在于:

(1)采用单位面积上的动力触探指标作为计量指标,力学量纲明确,便于与其他物理量进行对比。

(2)为逐步走向读数量测自动化(例如应用电测探头)创造相应条件。

(3)便于对不同触探参数(落锤能量、探头尺寸)的成果资料进行对比分析。

3. 动贯入阻力的计算公式

动贯入阻力的计算公式有荷兰公式、苏联格尔谢万诺夫公式、海利(Hiley)公式,原苏联标准 rOCT 19912—74 公式等。下面介绍水电部标准推荐的荷兰公式:

$$R_d = \frac{Q}{Q+q} \cdot \frac{Q \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \quad (10-5)$$

式中: R_d ——动力触探动贯入阻力(N/m^2);

Q ——锤质量(kg);

H ——落锤高度(m);

g ——重力加速度 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$;

A ——探头截面积(m^2);

e ——每击贯入量(m);

q ——触探器(包括探头、触探杆、锤座等)的总质量(kg)。

荷兰公式建立在古典牛顿碰撞理论上,其基本假定:

(1)绝对非弹性碰撞,即碰撞后锤与杆完全不分开。

(2)完全不考虑弹性变形能量的消耗。所以在应用时,应考虑下列条件限制:

①每击贯入度在 $2 \sim 50 \text{ mm}$ 之间。

②触探深度一般不超过 12 m 。

③触探器质量 q 与落锤质量 Q 之比不大于 2。

(二) 动力触探曲线

经校正后的锤击数或动贯入阻力应绘制成与深度的关系曲线。触探曲线可绘成直方图形式。进行力学分层。

计算分层动力触探指标平均值,计算时应剔除超前和滞后影响范围及个别指标异常值。

(三) 动力触探成果应用

圆锥动力触探是在地层某一段进行连续测试的方法,因此,在每一个触探点的深度方向上,触探指标的大小可以反映不同地基土的密实度、地基承载力和其他工程性质指标的大小。在实际工作中,可以利用每个勘探点的触探指标随深度的关系曲线,结合场地内的钻探资料和地区经验,划分出不同的地层,但在进行土的分层和确定土的力学性质时应考虑土触探的界面效应,即“超前”和“滞后”反应。当触探头上未达到下卧土层时,在一定深度上,下卧土层的影响已经超前反映出来,叫做“超前反应”。而当探头已经穿过上覆土层进入下卧土层中时,在一定深度以内,上覆土层的影响仍会有一定的反应,这叫做“滞后反应”。

利用圆锥动力触探定性、定量成果应用很广,除了应用触探曲线进行力学分层以外,还可以评价地基土的密实度、确定地基承载力和地基土的变形模量、确定单桩承载力和地基土的抗剪强度、检验和确定地基持力层等。

根据触探指标确定土的物理力学指标的方法与经验公式可参见有关规范、手册。应用时要注意经验公式的适用范围、公式的地方性,并与室内土工试验,其他原位测试结果比较。掌握应用方法和条件是触探成果应用的关键,对结果的可靠性起着重要的作用。

第十一章 平板载荷试验

第一节 基本原理及测试设备

一、基本原理

平板载荷试验(PLT)是一种最古老的、最可靠、并被广泛应用的土工原位测试方法。它是在一定面积的刚性承压板上分级加荷,测定各级荷载作用下承压板下地基土的变形,再通过试验所得到的荷载 P 与沉降 s 的关系曲线图,按照规范标准,确定出板下地基土的承载能力。它主要反映承压板下 1.5~2.0 倍承压板直径或板宽范围内地基土强度、变形的综合性状,因此,浅层平板载荷试验适用于确定浅部地基土层(一般埋深小于 3.0m)板下压力主要影响范围内的承载力和变形模量。

典型的平板载荷试验 $P-s$ 曲线(P 为施加于承压板上的荷载, s 为相应荷载下的沉降量)可分为三个阶段,见图 11-1。

(1) 直线(弹性)变形阶段,当荷载小于临塑荷载 P_{cr} (或称比例极限荷载), $P-s$ 成直线关系。

(2) 剪切(弹塑性)变形阶段,当荷载大于 P_{cr} ,小于极限荷载 P_u , $P-s$ 关系由直线变为曲线。

(3) 破坏(塑性变形)阶段,当荷载大于 P_u ,沉降急剧增加。

对于直线变形阶段可用弹性理论来分析荷载与变形的关系。

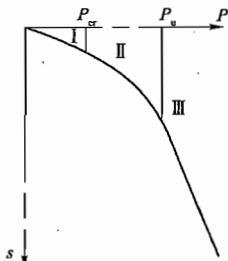


图 11-1 典型的 $P-s$ 曲线

1. 均质各向同性弹性半空间

由弹性理论可知刚性压板作用在半空间表面或近表面时,土的变形模量 E_0 为:

$$E_0 = I_0 I_1 K (1 - \mu^2) d \quad (11-1)$$

式中:
- d ——承压板直径(或方形承压板边长);

- I_0 ——承压板位于表面的影响系数(对于圆形刚性压板 $I_0 = 0.785$;对于方形刚性压板 $I_0 = 0.886$);

- I_1 ——承压板埋深 z 时的修正系数(当 $z < d$, $I_1 = 1 - 0.27 \frac{z}{d}$; 当 $z > d$, $I_1 = 0.5 + 0.23 \frac{d}{z}$);

- K —— $P-s$ 曲线直线段的斜率;

- μ ——土的泊松比,碎石卵石为 0.27,砂土、粉土为 0.3,粉质黏土为 0.35,黏土为 0.42,不排水条件下饱和黏性土为 0.5。

2. 非均质各向同性弹性半空间

(1) 对模量随深度成线性增加的情况,可采用不同直径的圆形承压板进行载荷试验,如:

$$E_{0z} = E_0 + n_v \cdot z \quad (z = \alpha d) \quad (11-2)$$

式中: E_{0z} ——深度 z 处的变形模量;

E_0 ——地表处($z=0$)的变形模量;

n_v ——深度增加一单位长度变形模量的增量。

$$n_v = \frac{I_0(1-\mu^2)}{\alpha} \cdot \frac{k_1 d_1 - k_2 d_2}{d_1 - d_2} \quad (11-3)$$

$$E_0 = I_0(1-\mu^2) \frac{k_1 - k_2}{d_1 - d_2} d_1 d_2 \quad (11-4)$$

或采用 Burmister 图解法,以 $\frac{\pi}{4}(1-\mu^2) \cdot \frac{P}{s}$ 为纵轴,承压板直径的倒数 $\frac{1}{d}$ 为横轴,用两种直径的承压板试验后,即可得二点,两点的连线的斜率为 E_0 ,直线与纵轴的截距为 n_v ,如图 11-2。

(2)对承压板影响范围内土体为双层土体系,上层土厚度为 h ,土的弹性参数为 E_1, μ_1 ,下层土的弹性参数为 E_2, μ_2 可用 Burmister 双层

土体系的弹性理论解(利用图 11-2),求解时先利用其他测试手段得 $\frac{E_1}{E_2}$ 比值的估计值,由图

11-3 确定 I_p ,即可求得 E_2 。

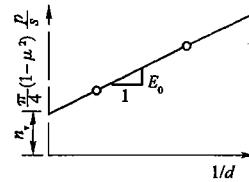


图 11-2 Burmister 图解法

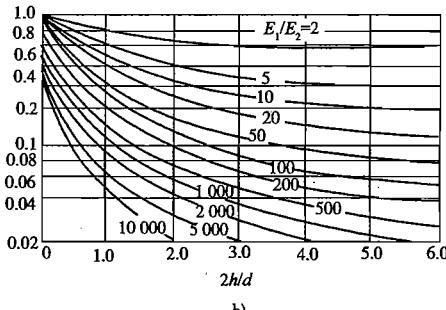
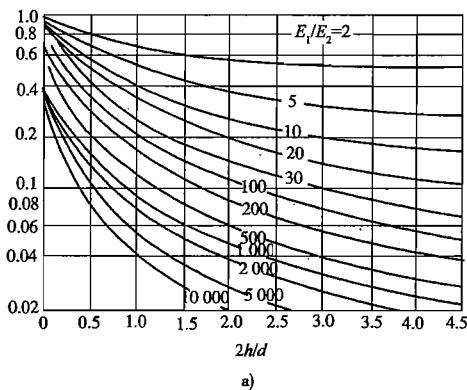


图 11-3 Burmister 双层土体系的弹性理论

a) 上层土厚度 h ,弹性模量 $E_1, \mu_1 = 0.2$,下层土弹性模量 $E_2, \mu_2 = 0.4, E_2 = \frac{P}{S} d \cdot I_p$; b) $\mu_1 = \mu_2 = 0.5, E_2 = \frac{P}{S} \cdot d (I_p) 1.5$

(3)对非均质半空间也可用小承压板于不同深度处进行载荷试验,使在承压板影响范围内土层可作为均质土处理。

平板载荷试验适用于地表浅层地基土,特别适用于各种填土、含碎石的土,也适用于各种复合地基。

二、测试设备

(1) 平板载荷试验的常用设备如图 11-4 所示。

(2) 承压板:承压板应是刚性的,形状可为圆形或方形,承压板的尺寸应大于土中最大粒径的 10 倍。当地基土不均匀或由软硬不一的土层组成时,为了模拟基础工作条件,应尽可能

使用与基础尺寸相近的承压板。当地基土为均质土时,承压板尺寸不同,试验所得的 P_{cr} 基本相同,因此可以采用较小的承压板。但当承压板过小时,承压板边缘的剪切破坏占优势,沉降会急剧的增大。一般规定承压板的最小尺寸为 $1000 \sim 2500\text{cm}^2$,一般采用 $2500 \sim 5000\text{cm}^2$ 为宜。

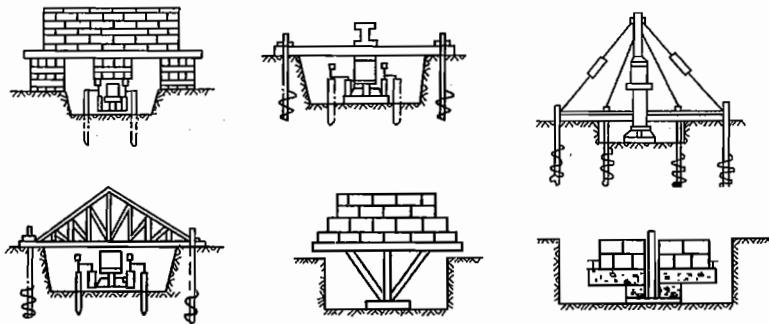


图 11-4 几种常用的平板载荷试验设备

(3) 加荷装置:加荷装置有重物加载和千斤顶加载两种。重物加载稳定,但加载慢而且费力,容易发生偏斜。用千斤顶加载既简便又安全,反力由重物或地锚提供,但由于地锚上拔,传力杆变形,千斤顶漏油和承压板下沉等,会出现松压现象及千斤顶行程不够的特点。可使用各种稳压器(稳压油缸、高压气瓶稳压,电触点压力表启闭油泵等)或人工调节保持恒压。

(4) 沉降量测装置,一般采用百分表量测承压板的沉降,也有用水准仪测量沉降,或用电测位移传感器自动记录沉降的变化。

第二节 测 试 方 法

1. 试验位置的选择

应根据场地均匀性,结合上部工程要求,选择有代表性的地点进行载荷试验。当基础影响深度范围内土层均匀时,可在基底高程处进行试验,当土层性质随深度变化或为成层分布时,要考虑在不同深度上进行试验。

2. 试坑宽度

一般应为承压板直径的 $4 \sim 5$ 倍,至少 3 倍,以满足半空间表面受荷边界条件的要求。

3. 超荷载影响

承压板的埋深对试验结果 P_{cr} 、 P_u 和 s 均有很大影响。为了模拟基础工作条件,可考虑使承压板埋深与宽度之比和基础埋深与宽度之比相等的原则进行试验。

4. 加荷方式

(1) 分级维持荷载沉降相对稳定法(常规慢速维持荷载法)

分级加荷按等荷载增量均衡施加,荷载增量一般取预估试验土层极限荷载的 $1/8 \sim 1/10$,或临塑荷载的 $1/4 \sim 1/5$ 。当不易预估极限荷载时,可参考表 11-1 选用。

每加一级荷载,自加荷开始按时间间隔 10min 、 10min 、 10min 、 15min 、 15min ,以后每隔 30min 观测一次承压板沉降,直至连续 2h 内每小时沉降量不超过 0.1mm ,或连续 1h 内每 30min 沉降量不超过 0.05mm ,即可施加下一级荷载。

荷载增量参考表

表 11-1

试 验 土 层	荷载增量(kPa)
淤泥、流塑黏性土、松散粉细砂	≤15
软塑黏性土、新近沉积黄土、稍密粉细砂	15~25
可塑—硬塑黏性土、黄土、中密粉细砂	25~50
坚硬黏性土、密实粉细砂、中粗砂	50~100
碎石土、软岩石、风化岩	100~200

(2) 分级维持荷载沉降非稳定法(快速法)

分级加载与慢速法同,但每加一级荷载按间隔 15min 观测一次沉降,每级荷载维持 2h,即可施加下一级荷载。

(3) 等沉降速率法

控制承压板以一定的沉降速率沉降,测读沉降与相应的施加荷载,直至试验达破坏状态。

5. 试验终止条件

一般应尽可能进行到试验土层达到破坏阶段,然后终止试验。当出现下列情况之一时,可认为已达到破坏阶段。

(1) 荷载不变,24h 沉降速率几乎保持不变或加速发展。

(2) 承压板周围出现隆起或破坏性裂缝。

(3) 总沉降量超过承压板直径(或宽度)的 1/12。

第三节 资 料 整 理

一、成果整理

(一) 相对稳定法试验

对原始资料经校核后,绘制实测 $P-s$ 、 $t-s$ 曲线,针对不同类型的 $P-s$ 曲线用不同方法进行整理。

1. 拐点型 $P-s$ 曲线(即具有明显直线段和拐点)

可用直线回归方法找出最佳回归直线,即:

$$s = s_0 + C \cdot P \quad (11-5)$$

其中

$$C = \frac{N \cdot \sum (P \cdot s') - \sum P \cdot \sum s'}{N \cdot \sum P^2 - (\sum P)^2} \quad (11-6)$$

$$s_0 = \frac{\sum s' \cdot \sum P^2 - \sum P \cdot \sum (P \cdot s')}{N \cdot \sum P^2 - (\sum P)^2} \quad (11-7)$$

式中: N ——直线段荷载级数;

P ——直线段某级荷载(kPa);

s' ——直线段某级荷载下的沉降观测值(cm);

C ——回归直线的斜率;

s_0 ——沉降校正值(cm)。

对于比例界限之前:

$$s = C \cdot P \quad (11-8)$$

对于比例界限之后:

$$s = s' - s_0 \quad (11-9)$$

根据 P 和相应的 s 值绘制最终的 $P-s$ 曲线。

2. 圆滑型或不规则型 $P-s$ 曲线(即不具明显直线段和拐点)

(1) 假设 $P-s$ 曲线为二次曲线, 可采用三点法处理, 要求前三级荷载级差为相等的, 设曲线的二阶导数为常数, 则:

$$\begin{cases} s_0 = 3s'_1 - 3s'_2 + s'_3 \\ s = s' - s_0 \end{cases} \quad (11-10)$$

式中: s'_1, s'_2, s'_3 ——分别为第 1、第 2、第 3 级荷载下沉降实测值(cm);

s ——校正后的沉降值(cm);

s_0 ——沉降的校正值(cm)。

(2) 对不规则的 $P-s$ 曲线可用一高次多项式拟合, 即:

$$s = b_0 + b_1 p + b_2 p^2 + \cdots + b_n p^n \quad (11-11)$$

选择适当的 n , 使所得回归方程能满意地逼近实测的 $P-s$ 曲线, 一般 $n < 4$ 。

(3) 对不规则的 $P-s$ 曲线也可用逐步回归拟合, 考虑对数项, 指数项等函数项进行分析整理。

(二) 非稳定法

(1) 假设 s 与 $\ln(t+1)$ 为直线关系, 即:

$$s_n = \alpha_n + \beta_n \ln(t_n + 1) \quad (11-12)$$

式中: s_n, t_n ——为第 n 级荷载下外推的稳定沉降量和稳定时间;

α_n, β_n ——为第 n 级荷载下 $s-\ln(t+1)$ 直线关系的截距与斜率。

根据第 n 级荷载下 2h 内的沉降—时间观测值, 可以计算直线关系方程的 α_n, β_n 。

$$\begin{cases} \alpha_n = \frac{\sum s_i \cdot \sum [\ln(t_i + 1)]^2 - \sum \ln(t_i + 1) \cdot \sum [s_i \cdot \ln(t_i + 1)]}{N \cdot \sum [\ln(t_i + 1)]^2 - [\sum \ln(t_i + 1)]^2} \\ \beta_n = \frac{N \cdot \sum [s_i \cdot \ln(t_i + 1)] - \sum s_i \cdot \sum \ln(t_i + 1)}{N \cdot \sum [\ln(t_i + 1)]^2 - [\sum \ln(t_i + 1)]^2} \end{cases} \quad (11-13)$$

式中: s_i, t_i ——为第 n 级荷载下第 i 次沉降观测值中扣除了 s_0 后的沉降值及观测时间。

(2) 由式(11-14)计算沉降速率达相对稳定标准的时间 t_w 及沉降量 s_w , 当 t_w 不是 30min 的倍数时, 可将其增大为 30 的倍数。

$$\begin{cases} t_w = \frac{60}{1 - e^{-0.01/\beta_n}} \\ s_w = \alpha_n + \beta_n \ln(t_w + 1) \end{cases} \quad (11-14)$$

式中, 相对稳定标准为每小时沉降量小于 0.1mm。

(3) 计算残余沉降量: 由于非稳定法加荷, 沉降观测时间仅为 2h, 前一级荷载的沉降尚未稳定, 会影响后一级荷载的沉降量, 这种影响所产生的沉降量为残余沉降量。每次读数的相

应残余沉降量 Δs_{mn}^i 按下式计算：

$$\Delta s_{mn}^i = \sum_{m=1}^{n-1} \beta_m \ln \left[1 + \frac{15i}{120(n-m) + 1} \right] \quad (11-15)$$

式中： Δs_{mn}^i —— 第 m 级荷载对第 n 级荷载第 i 次观测值中应扣除的残余沉降量；

m —— 第 n 级荷载前的荷载级数 ($m < n$)。

(4) 第 n 级荷载下第 i 次沉降观测值 s'_{ni} 扣除 Δs_{mn}^i 后为修正后的沉降值 s_{ni} 。

$$s_{ni} = s'_{ni} - \Delta s_{mn}^i \quad (11-16)$$

二、成果应用

(一) 确定地基土的承载力

1. 拐点法

适用于拐点型的 $P-s$ 曲线，或利用其他辅助曲线可确定拐点的情况，一般取第一拐点 P_{cr} 对应的荷载为容许承载力特征值。

可以利用的辅助曲线有 $\lg P - \lg s$ 、 $s - \lg P$ 、 $P - \frac{\Delta s}{\Delta P}$ 、 $P - \frac{\Delta s}{\Delta t}$ 或 $P - \frac{\Delta s}{\Delta \lg t}$ 。

《港口工程地质勘察规范》(JTJ 240—97)采用强度控制法：对于坚硬黏性土砂土碎石土等以比例界限 P_0 值作为地基土的容许承载力。

2. 相对沉降法

在经过校正后的 $P-s$ 曲线上取 s/b 一定的比值确定容许承载力特征值 (b 为压板直径或边长)。

(1) Terzaghi 取 $s/b = 0.02$ 相应的荷载为容许承载力特征值。

(2) Skempton 取 $s/b = 0.03$ 相应的荷载为容许承载力特征值。

(3) 《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)规定：当压板面积为 $0.25 \sim 0.50 m^2$ ，承载力特征值可取 $s/b = 0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载，但其值不应大于最大加载量的一半。

(4) 《港口工程地质勘察规范》(JTJ 240—97)规定：当在 $P-s$ 曲线上没有明显的直线段时，应在 $P-s$ 曲线较平缓的区段选取承载力，对一般黏性土、软土采用相对沉降 $s/b \leq 0.02$ 对应的压力作为容许承载力。

3. 极限荷载法

由 $P-s$ 曲线上所得的极限荷载除以安全系数为容许承载力。极限荷载按下列方法确定。

(1) 第二拐点法：

用 $P-s$ 曲线或 $\lg P - \lg s$ 、 $s - \lg P$ 、 $P - \frac{\Delta s}{\Delta P}$ 、 $P - \frac{\Delta s}{\Delta t}$ 、 $P - \frac{\Delta s}{\Delta \lg t}$ 曲线的第二拐点对应的荷载为极限荷载。

(2) $s/b = 0.06$ 相应的荷载为极限荷载。

(3) 《港口工程地质勘察规范》(JTJ 240—97)规定：当 $P-s$ 曲线上的比例界限点出现后，土很快达到极限破坏，即比例界限荷载 P_0 与极限荷载 P_u 接近时，将 P_u 除以安全系数 2.0 ~ 3.0，作为土的容许承载力。

(二) 确定地基土的变形模量

利用式(11-1)、式(11-2)可以确定均质各向同性地基土的变形模量 E_0 和非均质各向同性

地基土的变形模量随深度的变化(E_0, n_v)。

可以用常规慢速法或非稳定法修正后的 $P-s$ 曲线直线段的斜率确定排水的变形模量, 用等沉降速率法所得的 $P-s$ 曲线直线段的斜率确定不排水的变形模量。

《港口工程地质勘察规范》(JTJ 240—97) 规定: 变形模量可按下列公式确定。

承压板为圆形:

$$E_0 = 0.79(1 - \mu^2)d \frac{P}{s} \quad (11-17)$$

承压板为方形:

$$E_0 = 0.95(1 - \mu^2)b \frac{P}{s} \quad (11-18)$$

式中: E_0 ——试验土层的变形模量(kPa);

P ——施加的压力(kPa);

s ——对应于施加压力的沉降量(cm);

d, b ——承压板的直径边长(cm);

μ ——地基土的泊松比(查规范取值)。

第十二章 标准贯入试验

第一节 标准贯入试验的应用和原理

一、标准贯入试验的应用

标准贯入试验(SPT)实质上也是一种动力触探试验的方法,自创立近50年以来,是在国内外应用最广泛的一种地基现场原位测试。特别是对地区条件较为了解和有建筑设计经验时,标准贯入试验更能得到令人满意的效果。它适用范围较广,设备简单,操作简易,并已积累了大量的实际经验。其应用一般有以下几方面:

- (1)查明场地的地层剖面和各地层在垂直和水平方向的均匀程度及软弱夹层。
- (2)确定地基土的承载力、变形模量、物理力学指标及建筑物设计时所需参数等。
- (3)预估单桩承载力和选择桩尖持力层。
- (4)地基加固处理效果的检验和施工监测。
- (5)判定砂土的密实度、黏性土的稠度,判别砂土和粉土地震液化的可能性。

二、标准贯入试验的原理

标准贯入试验是用质量为 $63.5\text{kg} \pm 0.5\text{kg}$ 的穿心锤,以 $76\text{cm} \pm 2\text{cm}$ 的落距,将一定规格的标准贯入器打入土中 15cm ,再打入 30cm ,最后以打入 30cm 的锤击数作为标准贯入试验的指标即标准贯入击数 N 。一般情况下,土的承载力高,标准贯入器打入土中的阻力就大,标准贯入击数 N 就大;反之,则标准贯入击数 N 就小。因此,通过标准贯入试验的标准贯入击数 N ,结合相关经验,就可以对原状土的工程指标作出评价。

标准贯入试验与动力触探试验在设备上的区别,主要是探头形式和结构的差异。标准贯入试验的探头部分称为贯入器,是由取土器转化而来的开口管状空心探头。在整个贯入过程中,是整个贯入器对端部和周围土体将产生挤压和剪切作用,同时由于贯入器中间是空心的,将有一部分土挤入,加之又是在冲击力作用之下,其工作情况及边界条件显得非常复杂。因此,对标准贯入试验虽有一些试验研究成果,但至今还没有获得一个严格的理论解答。

标准贯入试验和其他动力触探方法相似,影响因素较多。它是在钻孔中进行的,故基本上不存在探杆侧摩阻力的影响,而钻孔方法、护壁方法及清孔质量对标准贯入试验的结果影响较大。一般认为,回转钻进,泥浆护壁的方法较好,孔底残土的厚度不应超过 10cm ,《港口工程地质勘察规范》(JGJ 240—97)规定孔底废土的高度不得超过 5cm ,否则应重新清孔后才能试验。标准贯入试验的探杆长度、地下水位、落锤方式及控制精度、探杆平直度和探杆连接刚度的影响,大体和圆锥头动力触探相类似。

第二节 标准贯入试验设备和标准贯入试验

一、试验设备

如图 12-1 所示,标准贯入试验设备装置主要由贯入器(长 810mm、内径 35mm、外径 51mm)、贯入探杆、穿心锤(质量为 $63.5 \text{ kg} \pm 0.5 \text{ kg}$)、锤垫、导向杆及自动落锤装置等组成。但标准贯入试验设备并不完全标准,其规格各国有所差异(见表 12-1)。

二、试验方法

(1) 钻孔时,为防止扰动底土,一般先钻孔至试验土层高程以上 15cm 处,清除孔底的虚土和残土。为防止孔中发生流砂或塌孔,通常采用泥浆护壁。

(2) 贯入前检查探杆与贯入器的接头是否已连接稳妥,然后将贯入器和探杆放入孔内,并注意保持导向杆、探杆和贯入器的轴线在同一铅垂线上,以保证穿心锤的垂直施打。

(3) 贯入时,穿心锤落距为 76cm,一般采用自动落锤装置。贯入速率为 15~30 击/min,并记录锤击数,包括:先打入的 15cm 预打击数、后 30cm 中每 10cm 的击数以及 30cm 的累计击数。后 30cm 的总击数 N 即为贯入击数。

如为密实土层, $N \geq 50$ 时,记录下 50 击时的贯入深度即可,不必强行打入。其贯入击数按下式计算:

$$N = \frac{1500}{\Delta S} \quad (12-1)$$

式中: ΔS —相对应 50 击时的贯入量(cm)。

(4) 转动探杆,提出贯入器并取出贯入器中的土样进行鉴别、描述、记录,必要时送试验室分析。

(5) 如需进行下一深度的实验,重复上述步骤,并注意孔内水位应始终高于孔外。

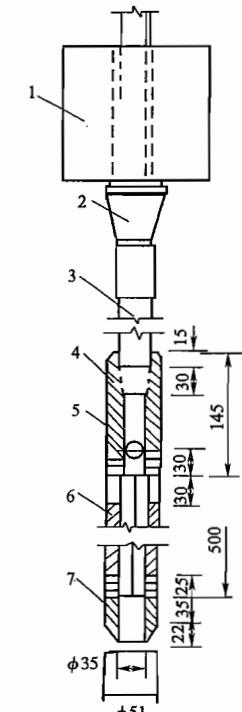


图 12-1 标准贯入试验装置
(尺寸单位:mm)

1-穿心锤;2-锤垫;3-探杆;4-贯入器头;5-出水孔;6-贯入器身;
7-贯入器靴(刃口厚 1.6mm)

国际常用贯入设备规格

表 12-1

项目		中国 1988 年	国际标准 1988 年	欧洲规程 1977 年	日本 1976 年	美国 1984 年
贯入器	外径(mm)	$51(+0.2 \sim 0)$	51 ± 1	51 ± 1	51	5.08 (+1.3 ~ 0)
	内径(mm)	35	35 ± 1	35 ± 1	35	34.94 ± 0.13
	全长(mm)	700	685	660	810	685.8
	全长(mm)	50	50	50	50	50
	刃角	$19^{\circ}50'$	—	$18^{\circ}36'$	$19^{\circ}47'$	$18^{\circ}25'$
	刃口厚(mm)	$0 \sim 2.5$	1.6	1.6	0	$0.1'' \pm 0.01$
管靴	刃口厚(mm)	$0 \sim 2.5$	1.6	1.6	0	$0.1'' \pm 0.01$

续上表

规程 项目		中国 1988年	国际标准 1988年	欧洲规程 1977年	日本 1976年	美国 1984年
探杆	弯曲度	<1/1000	<1/750	1/1000	—	—
	孔深小于15m	φ-42mm 或 φ-50mm	φ-40.5mm φ-50mm φ-60mm	φ-43.7mm AW 型钢管	M1409型 φ-40.5/42mm	φ-41.2 φ-48.4 60.3mm
	孔深大于15m			φ-54mm BW 型钢管		刚度较大管
穿心锤	质量(kg)	63.5±0.5	63.5±0.5	63.5±0.5	63.5	63.5±1.0
	下落高度(cm)	76±2	76±1	76±2	76	76±0.25

第三节 地基参数估算

一、试验成果校正

1. 探杆长度校正

我国《建筑地基基础设计规范》(GB 5007—2002)和《港口工程地质勘察规范》(JGJ 240—97)没有对探杆长度校正作出具体的要求。《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)规定,应用N值时是否修正如何修正,应根据建立统计关系时的具体情况确定。在实际工作中,当杆长小于3m时,一般不需要探杆长度校正,当杆长大于3m时,可根据工程的具体要求确定是否需要进行校正,校正方法可参照《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)的规定执行。

《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)规定,当杆长大于3m时,锤击数应按下式进行校正:

$$N = \alpha \cdot N' \quad (12-2)$$

式中:N'——实测锤击数;

α——探杆长度校正系数(见表12-2)。

探杆长度校正系数 α

表12-2

探杆长度(m)	≤3	6	9	12	15	18	21
α	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

2. 地下水影响的校正

当用N值确定 $D_{e,\varphi}$ 时,对地下水位以下中、粗砂层的N值宜按下式校正:

$$N = N' + 5 \quad (12-3)$$

式中符号同前。

二、砂土相对密度和内摩擦角确定

砂土(不具有胶结性,不含碎石、卵石)的相对密度和内摩擦角,可分别按图12-2和图12-3确定。

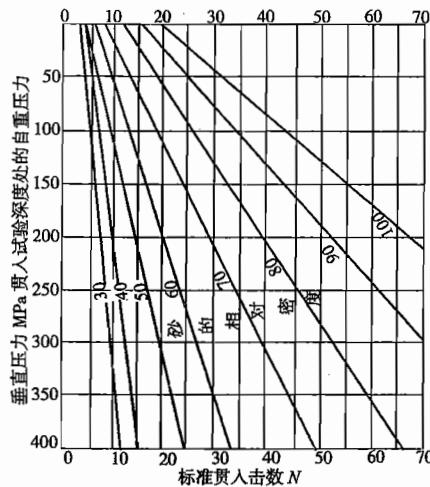


图 12-2 标准贯入击数与相对密度的关系

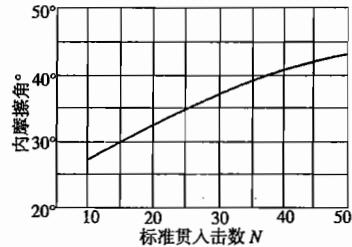


图 12-3 标准贯入击数与内摩擦角的关系

注：当 $N < 10$ 时， φ 值按 $N = 10$ 确定； $N > 50$ 时， φ 值按 $N = 50$ 确定

砂的密实度与砂的相对密度的划分见表 12-3。

砂的密实度与砂的相对密度的关系

表 12-3

砂的相对密度	$< 33\%$	$33\% \sim 67\%$	$> 67\%$
砂的密实度	松	中密	密实

三、评价地基承载力

1. 黏性土地基承载力

(1) 根据标准贯入试验与荷载试验的资料对比并进行回归统计分析, 黏性土地基的承载力与标准贯入击数的关系如表 12-4。

黏性土地基的承载力与标准贯入击数 N 的关系

表 12-4

$N(\text{击}/30\text{cm})$	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
$f_k(\text{kPa})$	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

考虑到标准贯入试验数据离散性大, 因此, 不能依据单孔的试验资料进行评价。在确定 f_k 时, 应按下式予以修正:

$$N = \bar{N} - 1.645\sigma \quad (12-4)$$

式中: \bar{N} ——实测平均贯入击数;

σ ——实测击数的标准差。

(2) 对黏性土的无侧限抗压强度, 可用标准贯入击数按地区相关关系判断。如长江中、下游地区:

一般黏土、亚黏土:

$$q_u = 0.014N(\text{MPa})$$

老黏土:

$$q_u = 0.015N(\text{MPa})$$

2. 砂土地基承载力

砂土地基承载力按表 12-5 确定。

砂土地基承载力标准值(kPa)

表 12-5

N 土类	10	15	30	50
中、粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

四、估算土的变形模量

用标准贯入试验估算土的变形模量有两种方法。一种是与平板载荷试验对比；另一种是与室内压缩试验对比，从而得出变形模量。其结果可从表 12-6 中查得。

变形模量 E_0 表(MPa)

表 12-6

N 土名	粗 砂	中 砂	细 砂	粉 砂
> 30	30 ~ 60	30 ~ 50	20 ~ 40 (15 ~ 35)	25 ~ 40 (20 ~ 35)
15 ~ 30	15 ~ 30	15 ~ 30	10 ~ 20 (10 ~ 15)	10 ~ 20 (10 ~ 15)
10 ~ 15	10 ~ 15	0.85 ~ 15	7.0 ~ 10	7.5 ~ 10 (7.0 ~ 15)
< 10	2.5 ~ 10	0.6 ~ 0.85	4.0 ~ 7.0 (2.5 ~ 6.0)	4.5 ~ 6.0 (3.5 ~ 4.5)

五、预估单桩承载力及选择桩尖持力层

1. 预估单桩承载力

对于摩擦端承桩的单桩承载力，一般包括桩尖和桩周两部分的承载力。对于打入桩的单位极限端阻力采用：

$$q_p = \frac{60.8 \bar{N} \cdot h}{D} (\text{kPa}) \quad (12-5)$$

式中： q_p ——桩尖单位极限端阻力(kPa)；

\bar{N} ——桩尖附近的平均标贯击数；

h ——桩进入砂层的深度(m)；

D ——桩径(m)。

打入桩的极限侧摩阻力：

$$f_s = 3.04 \bar{N} (\text{kPa}) \quad (12-6)$$

式中： f_s ——桩侧单位极限摩阻力(kPa)；

\bar{N} ——桩埋置深度范围内的平均标贯击数。

另外,可用表 12-7 预估打入混凝土桩的承载力。

预估单桩承载力表

表 12-7

土 名	桩尖阻力(kPa)	桩身阻力(kPa)
可塑黏土	70N	5N
黏土、粉砂、砂混合物	160N	4N
净砂	320N	1.9N
含贝壳砂、软灰岩	360N	1.0N

2. 选择桩尖持力层

由于标准贯入试验同时具有取土和确定贯入击数指标的功能,利用标贯试验来选择持力层,从而确定桩长,是一个比较简便和有效的方法。特别是在地层变化较大的情况下,更具有优越性。

根据经验,对于打入桩常选择 $N = 30 \sim 50$ 的土层作为持力层,但必须强调应与地区经验相结合,不可生搬硬套。如上海选在地面下 $35 \sim 50m$, $N = 15 \sim 20$ 的暗绿色或黄褐色亚黏土作持力层;天津一般选粉土、粉砂,有时也选用黄褐色亚黏土作持力层,经多年使用证明情况良好,效益显著。

六、对地基土液化可能性的判别

用标准贯入试验判别砂土、粉土地震液化的可能性,以及确定对不同建筑物采取有效而又经济的防震措施,已经取得了很满意的效果。

根据对大量地震资料的分析,地震中发生液化和未液化场地的应力比值与校正过的标贯击数 N 间存在着相关关系。当实际标贯击数大于某临界标贯击数时,即认为不会液化。《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)规定:当初步判别认为需进一步进行液化判别时,应采用标准贯入试验判别法判别地面下 $15m$ 深度范围内的液化;当采用桩基或埋深大于 $5m$ 的深基础时,尚应判别 $15 \sim 20m$ 范围内土的液化。当饱和土标准贯入锤击数(未经杆长修正)小于液化判别标准贯入锤击数临界值时,应判为液化土。当有成熟经验时,尚可采用其他判别方法。

在地面下 $15m$ 深度范围内,液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr} 可按下式计算:

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{3/\rho_e} (d_s \leq 15m) \quad (12-7)$$

在地面下 $15 \sim 20m$ 范围内,液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算:

$$N_{cr} = N_0 (2.4 - 0.1d_s) \sqrt{3/\rho_e} (15m \leq d_s \leq 20m) \quad (12-8)$$

式中: N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值:设计地震分组第一组:设计地震分组第二、三组:设计烈度 7 度为 8(10)、8 度为 12(15)、9 度为 18;括号内数值用于设计基本地震加速度为 $0.15g$ 和 $0.30g$ 的地区。

d_s ——饱和土标准贯入点深度(m);

d_w ——室外地面到地下水位的距离(m);

ρ_e ——黏粒含量百分率(%),当小于 3 或为砂土时,应采用 3。

《水运工程抗震设计规范》(JTJ 225—98)规定:液化判别标准贯入锤击数 N_{cr} 临界值可按

下式计算：

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (12-9)$$

式中： N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值：设计烈度 7 度、8 度为 10，9 度为 16；

d_s ——饱和土标准贯入点深度（m）；

d_w ——地下水位深度（m）；

ρ_c ——黏粒含量百分率（%），当小于 3 或为砂土时，均应取 3。

第十三章 旁压试验

旁压试验或称横压试验,是工程地质勘察中原位测试方法的一种,简称PMT。它的原理是在钻孔中放入一个可扩张的圆柱形旁压器,使旁压膜膨胀,并由该模(或护套)将压力传给周围土体,使土体产生变形直至破坏,从而得到压力与钻孔体积增量(或经向位移)之间的关系,并进而绘制旁压曲线。根据这种关系对地基土的承载力、变形性质等进行评价。这实质上是在钻孔中进行横向的荷载试验。

从旁压曲线上,可找出地基中的初始水平应力 p_0 ,临塑压力 p_f 和极限压力 p_l 等特征值,计算出旁压模量 E_m 。

旁压试验有预钻式旁压试验和自钻式旁压试验两种,现分别介绍于后。

第一节 预钻式旁压试验

一、旁压试验设备

预钻式旁压仪由旁压器(也称探头),加压稳定装置、变形量测系统和管路组成。构造原理如图13-1。

旁压器是对土体施加压力的部分,分为三腔式和单腔式,国内常用的为三腔式。试验时,有压力的水通过中间的管路进入测量腔,使橡胶膜径向向土体方向膨胀,给周围土体施加压力,从而得到测量腔压力和体积增量之间,亦即周围土体受到的压力与变形之间的关系。与此同时,上、下辅腔同步注入同样压力的水,使辅腔也同时膨胀,并向孔壁施加压力。这样便基本上可以把测量腔周围土体的受力变形当作一个平面应变问题来处理。图13-1中旁压器中间的管子为导水管,用来排除旁压器下面的水和空气,使旁压器能顺利下到预定位置。

加压稳定装置的基本功能是给旁压器加压并保持稳定。它包括气源、压力表、调压阀及阀门等部件。气源可用高压氮气瓶,在低压时也可用打气筒打气。

变形量测系统由测管、辅管、水箱及各类阀门组成。主要功能是向旁压器注水并量测进入旁压器的水量,经过一定的转换,确定孔周围土体的变形。

旁压仪各部分由各种管路连接起来形成一个整体。

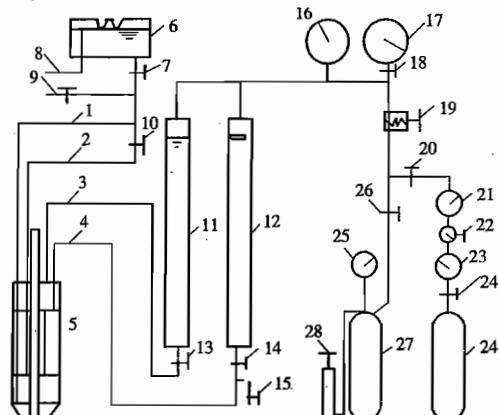


图13-1 PY型旁压仪构造原理图

- 1-注水管;2-注水管;3-导压管;4-旁压器;5-水箱;
7-注水閥;8-水箱加压,接打气筒;9-排水閥;
10-中腔注水閥;11-轴管;12-测管;
13-辅管閥;14-测管閥;15-调零閥;
16-中压表;17-低壓表;18-低壓表閥;
19-调压閥;20-氮气加压閥;
21-中压表;22-减压閥;23-高压表;
24-氮气源閥;
25-高压表;26-手动加压閥;27-钢瓶;
28-打气筒

二、旁压仪校正

(一) 旁压膜约束力的标定

1. 旁压膜需要标定的情况

随旁压器的膨胀,为了克服橡胶膜的约束力,需要消耗一定的压力,这就使施加于土的实际压力小于压力表显示的压力,故压力必须进行标定。由于用橡胶制成的膜,受力变形后的恢复需要有一定的过程,新膜和放置一定时间后的膜、连续使用的膜约束力都会有变化,所以,当出现下列情况之一时,应对膜进行标定。

- (1) 新使用的膜。
- (2) 新膜经第一次标定,试验3~4次之后。
- (3) 通常情况下经标定,试验6~8次之后。
- (4) 停止试验两昼夜以上,重新试验之前。
- (5) 当从孔中取出旁压器时,由于孔壁阻力,出现将膜拉翻到下面的箍时。

2. 旁压膜约束力标定的方法

- (1) 校正前对旁压膜进行加压减压,使其膨胀1~2次。
- (2) 将旁压器竖立于地面,使弹性膜能自由膨胀。量取测量腔中点至测管零刻度处的高度。此高度产生的静水压力作为第一级荷载。
- (3) 用10kPa的压力等级加压,稳定3min,读取测管水位值。对压力和水位值的读取要十分仔细,尽可能减少偏差,以提高校正精度。
- (4) 逐级加压使测管水位下降至接近最大值时要立即停止试验。
- (5) 绘制压力—测管水位下降值曲线,如图13-2所示,该曲线称为旁压膜约束力校正曲线。

根据试验资料中每级压力下测管水位稳定下降值,从约束力校正曲线上找出约束力校正值。总压力减去约束力校正值即为作用于土的真实压力。

(二) 综合变形校正

在压力作用下,连接控制单元和旁压器的管路要膨胀,而橡胶膜和水会压缩,这些将造成变形测量系统体积的损失。对新启用的连接管路或管路长度有变化时,须进行综合变形校正,其方法为:

将旁压器放在钢管或有机玻璃管内,在旁压器径向变形受到限制的条件下进行逐级加压,压力等级为100kPa。一般加压至500kPa,即可中止试验。根据压力和测管水位下降值绘制关系曲线(图13-3),图中的 η 值即为综合变形系数。该系数乘各级总压力后即得各级总压力下

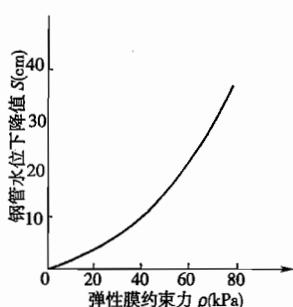


图 13-2 旁压膜约束力校正曲线

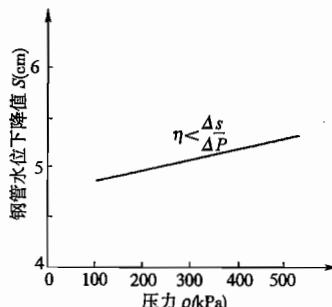


图 13-3 综合变形校正曲线

仪器综合变形校正值。

三、预钻成孔

(一) 预钻式旁压试验孔的技术要求

预钻成孔是预钻式旁压试验的必要环节, 成孔质量的优劣直接关系到旁压试验的结果, 不合格的孔可导致试验的失败。旁压试验的目的是要在原位量测未经扰动的土的性质。使土不受扰动或少受扰动是对试验孔的第一个技术要求。

对试验孔的第二个技术要求是孔径大小要适中, 与旁压器直径必须相匹配。这是因为旁压器的变形量是有一定范围的, 受到严格的限制, 显然, 预钻孔直径过大, 旁压器的变形有很大一部分在无侧压力状态下消耗掉, 这样将达不到试验要求, 在旁压器达到(额定值)全部允许变形时, 可能侧壁土远未达到极限压力或只是刚开始受力, 这样就无法测得土体破坏时的极限压力。当孔径过小时, 旁压器放不下去, 或放下很困难。

旁压试验常作为一个无限弹性介质中的圆柱状孔穴径向扩张问题来处理。因此, 理想的预钻孔应是孔壁光滑平整的圆柱状。

(二) 成孔机具和方法

1. 环刀扩大成孔

1) 成孔工具

(1) 长筒环刀(图 13-4), 长 55cm, 外径 54mm。环刀刃脚向内倾斜以减少对孔壁土的扰动。端部接头可与直径 42mm 的钻杆相接。

(2) 小勺钻, 成孔直径约 40~44mm。在小勺钻上部钻杆上套有导向环(图 13-5)。

(3) 打箍和重 200kN 的穿心锤(图 13-6)。

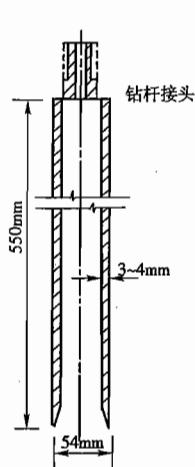


图 13-4 长筒环刀

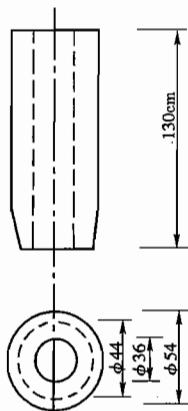


图 13-5 导向环

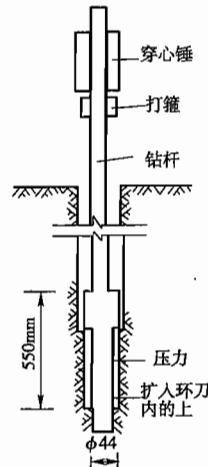


图 13-6 扩孔示意图

2) 成孔方法

(1) 对计划的试验部位用小勺钻成孔至试验部位以下 5~8cm。因带有导向环, 可保证所成小孔与上部的孔中心轴基本重合。

(2) 将长筒环刀在已成小孔上部就位, 连接好上部钻杆、打箍和穿心锤。借助穿心锤的夯

击使环刀切土压进,其深度超过小勺钻成孔底部大约3~5cm。提出环刀时连同扩孔切下的土和下面加深压入的土一起取出,便形成一可供试验用的孔。

3) 环刀扩大成孔的优点

- (1) 孔径比较理想。
- (2) 对周围土体结构的扰动小。
- (3) 孔壁平滑,对保护橡胶膜、减少膜的破损有利。

2. 勺形钻成孔

勺形钻适合在可塑和半坚硬的黏性土和黄土中钻孔。通过若干根1m长、外径26mm的钻杆和把手连接而成。由两人边转动,边加压均匀钻进,每次钻进约15cm。下钻和提钻时应尽量注意不要撞击孔壁。尤其是下钻时不能用力冲击。在试验位置成孔后要立即进行试验,不能一次将孔作到底,然后再做试验。钻好一段就做一个试验,这样可避免继续钻进时对将要试验部位的扰动。

3. 用提土钻头成孔

选用 $\phi 58 \sim \phi 62$ 的提土钻头,下钻前必须检查小活门和气孔是否畅通。钻进时不宜一次进尺过多,以免土柱高出钻头和出气孔,造成堵孔。提升要摸索掌握一个合理速度,保证提升时下面形成的空间随时由通过气孔补充的水充填。使其不出现缩孔、塌孔现象,保证土样不脱落。

这种方法适合于软至流塑状态的土。

对于孔稳定性差的土层(如砂类土)或缩孔严重的情况,要采取泥浆护壁。泥浆最好用膨润土混合而成,每100kg水加20~40kg的膨润土(砂土采用上限)。深孔的钻进可选用Sh—30型工程钻机先钻直径大些的孔,到距试验深度尚有1m左右时,再用其他方法做试验段的孔。这样可既方便仪器的进出又保证试验的成功进行。

取土成孔对地层能作出更为具体的地质描述,与静力触探、动力触探相比是旁压试验的一个长处。成孔时要通过钻进的难易程度,和观察提出的土,对土层进行描述。必要时作含水率试验。这对地基进行评价和估计极限承载力极有益处。

四、现场测试

(一) 试验位置的确定

旁压试验可在地层中某一指定位置进行,在均质土中一般1m安排一个。这样可了解沿深度地基参数的变化,对地基沿深度进行评价。若地基分为若干层,就需要注意试验位置的确定。对于成层土一次测试的位置必须是在同一层土内,不能同时跨两层,导致橡胶膜膨胀不均或破裂。

(二) 试验的准备工作

(1) 用蒸馏水或干净的冷开水将水箱注满,为避免偶然操作的失误,使试验高压进入水箱,引起胀裂,在试验过程中要将安全阀一直打开。

(2) 把旁压器的两根注水管和两根导管分别与相应接头接通,相继打开注水阀、中腔注水阀、测管阀、辅管阀。给水箱加压不能太大,加至安全盖胶膜鼓起即可。将调压阀逆时针拧到最松位置,使调压阀起排气阀作用,直通大气。同时不断摇晃旁压器和尼龙管路,促使气泡排出。在注水过程中要注意:

- ①测管和辅管要基本同步上升,否则应用测管的辅管阀调整。
- ②测管水位接近零刻度时要放慢速度,一定要防止水溢出测管进入调压阀。调压阀如进水,则将影响它的灵敏度和精确度,甚至可能失效。
- ③测管水位达到要求后关闭注水阀与中腔注水阀,并打开水箱盖。
- (3)将旁压器中腔中点与测管零刻度摆齐平,用调零阀将水位调到零,作为测管刻度水位的起始读数。关闭测管和辅管阀,在旁压器往下放时不使弹性膜膨胀。

(三) 试验工作

1. 加荷等级的确定

加荷等级的大小影响到测点的多少和成果的精度。一般来说 $P-V$ 曲线至少 10 个或稍多的点才可以进行描述。临塑压力以前的直线段也应保证有 4~6 个点,一般使试验有 10~14 个点比较适宜。结合我国的习惯做法,压力等级取土的预估临塑荷载的 1/5 或预估极限荷载的 1/10 是合适的。《港口工程地质勘察规范》(JGJ 240—97)要求,压力等级为预极限荷载的 1/8~1/12。临塑或极限荷载一般可作预备性试验或根据成孔的难易与经验确定。也有建议在直线段起始点前加荷等级减半,而在临塑压力以后适当扩大。

2. 加荷稳定时间

同荷载试验一样,旁压试验的加荷稳定时间也是个重要问题。一是不同稳定时间对固结的要求是不同的,所以对试验结果将有影响;二是不同的稳定时间,试验进行的时间出入很大。我国多用 3min,也有用 1min 的。3min 的稳定标准国内已有较丰富的经验,且能使一个试验在不到一个小时做完,这样的速度比较适合现场的试验条件。

3. 放入旁压器

当成孔结束后,旁压器要尽快放到预定位置。这样能限制伴随成孔过程而引起的土的膨胀,也可减少孔壁坍塌的机会。由于孔深压力源消耗大,试验中孔深在 10m 以内,压力源压力不能小于 1000kPa,孔深在 20~30m,压力必须增加到 2000kPa,孔深在超过 30m 时,则压力应为 2500kPa。

对于一个孔可由上而下成孔一段,作一个试验,再成孔一段,再作一个试验。若两个孔相距不远,可同时在两个孔内交替作业,一个孔试验时,另一个成孔,做好后交换。有时成孔提前完成,长筒环刀可在孔中暂时放下,等另一孔试验做好,并准备工作完成后,取出环刀可马上放下旁压器。

放入旁压器要仔细。尼龙软管与连接旁压器的拉杆要理顺,尼龙管路要拉紧,放入孔内不能有富余。若尼龙管往孔内送入的速度超过连接杆,可能在旁压器上端盘在一起,一则使管路不顺畅,更糟的是在提出旁压器时会夹在旁压管与孔壁之间,给旁压器的取出带来困难,甚至会损坏尼龙软管和取不出旁压管。

4. 静水压力的确定

旁压器放到预定位置后,打开测管阀和辅管阀。这时旁压器内的压力为从测管零刻度算起的静水压力。计算方法为:

$$p_w = (h_1 + h_2) \cdot \gamma_w \quad (13-1)$$

式中: γ_w ——水的容重;

h_1 ——测管零水位至地面的高度;

h_2 ——无地下水时为试验深度,有地下水时为地面到地下水位的距离。

静水压力作为第一级荷载,开始试验。

5. 加压试验

用调压阀加压,加压要平稳。试验人员要逐步摸索掌握加压规律,一般使压力在15s左右加到要求的值,并要保持稳定。压力接近仪器的额定压力时,加压较困难,这时尤其要小心。

6. 试验结束

旁压试验所要描述的是土体从加压到破坏的一个过程,试验的P—V曲线要尽量完整。因此,试验的终止一般取决于仪器的两个条件,即压力到达仪器的最大额定值,或测管水位下降值接近最大允许值。

试验作完,旁压器内的水要尽量排除净(当孔较深时,利用剩余压力排水,往往要反复几次,水才能排净)。提出旁压器有时会产生较大困难,这是由于旁压器上下两端的端部效应会发生孔壁向内挤出的现象,使孔径缩小(土的含水率大时,缩孔量大)。一般旁压器内的水排净后要停一段时间才开始上提旁压器,提出时用力要由小到大,慢慢往上提。

旁压试验在现场应做好记录,内容要齐全,尤其对成孔和土层的描述要详细。记录表格和实例如表13-1。

旁压试验记录表

表13-1

工程名称	304号建筑工程	工程地点		试验编号								
孔口高程 (m)	4.85	试验深度 (m)	2.00	地下水位 (m)								
测管零水位至 孔口距离 m	1.10	旁压器中腔静水 压力(kPa)	31.10	膜率定编号	S II -2-1							
仪器型号	PY2-A	旁压器规格		成孔方法	手工、勺钻							
土层描述	灰黄色可塑黏土											
压力(kPa)			测管水位下降值(cm)									
压力表 读数	总压力	校正值	校正后	0分	30s	1min	3min	余变	校正值	校正后	I/S	I/v
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	10	11	12	13
0	31.1	22.7	8.4	0	1.4	1.5	1.6	0.1	0.0	1.6		0.0409
50	81.1	46.0	35.1		6.7	6.9	7.1	0.2	0.1	7.0		0.00935
100	131.1	50.6	80.5		9.4	9.5	9.8	0.3	1.3	8.5		0.00770
150	181.1	52.8	128.3		10.2	10.5	10.9	0.4	1.8	9.1		0.00719
200	231.1	53.2	177.9		11.3	11.7	12.10	0.4	2.3	9.8		0.00668
250	281.1	56.4	224.7		12.3	12.7	13.1	0.4	2.8	10.3		0.00635
300	331.1	59.1	272.0		13.2	13.7	14.5	0.5	3.3	11.2		0.00584
350	381.1	60.8	320.3		14.4	15.0	16.0	1.0	3.8	12.2	0.082	0.00536
400	431.1	64.3	366.8		16.7	17.0	19.2	2.2	4.3	14.1	0.067	0.00464
450	481.1	69.8	411.3		20.3	21.7	24.8	3.1	4.8	20.6	0.050	0.00318
500	531.1	76.3	454.8		27.1	28.9	33.1	4.2	5.3	27.8	0.036	0.00235

操作:

计算:

复核:

五、成果整理

(一) 旁压曲线绘制

旁压试验得到的土体压力与变形的对应关系,用曲线有几种表示方法,常用的是压力——孔壁土被压缩的体积变化量,即 $P-V$ 曲线,称为标准旁压曲线(图 13-7)。

1. 压力计算

$$P = P_m + P_w - P_i \quad (13-2)$$

式中: P ——校正后的压力(kPa);

P_m ——压力表读数(kPa);

P_w ——静水压力(kPa);

P_i ——橡胶膜的约束压力(kPa)。

2. 体积变化量计算

$$V = V_m - (P_m + P_w) \alpha \quad (13-3)$$

式中: V ——校正后的体积(cm^3);

V_m ——控制装置测得的体变量(cm^3);

α ——仪器综合体变系数,由体积损失标定曲线求得(cm^3/kPa)。

3. 绘制旁压曲线

以 P 为横坐标、 V 为纵坐标,将校正后的 P 和 V 数据绘制出 $P-V$ 曲线(标准旁压曲线)。标准旁压曲线反映了土层应力与变形特性的三个阶段(图 13-7)。

(1) AB 为接触阶段,它反映了钻孔卸荷或为了充填钻孔与旁压器间的空隙而产生的结果。

(2) BC 为准弹性变形阶段,近似为一直线。直线段终点横坐标称 P_f ,被称为临塑压力。

(3) CD 为塑性变形阶段。这时,土体发生局部塑性流动,最后达到土体的极限压力。

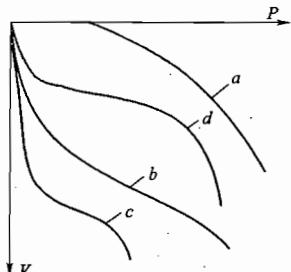


图 13-8 各种旁压曲线

图 13-8 是几种反映成孔质量的旁压曲线,对照图 13-7 标准曲线分析: a 线系钻孔直径太小,或有缩孔现象,试验前孔壁已受压,故曲线没有 AB 前段、压力 P 不归零, b 线反映孔壁被严重扰动,因旁压器体积容量不够而迫使试验终止,曲线 AB 前段过长, BC 、 CD 部分或全部缺失,曲线不完整; c 线反映孔径太大,旁压器的膨胀量很大一部分消耗在空穴体积上,试验无法正常进行,曲线 AB 前段过陡, BC 、 CD 全部缺失,曲线不完整; d 线为正常的旁压曲线,曲线完整,符合标准曲线的基本特征。

(二) 旁压试验特征指标的确定

1. p_0 (地层原始水平压力)

对于浅层地基 p_0 按理论计算取值:

$$p_0 = (h \cdot \gamma - U) \cdot k_0 + U \quad (13-4)$$

式中: h ——地面至旁压器中点的距离;

γ ——土的容重;

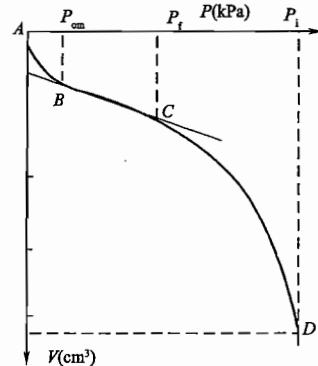


图 13-7 标准旁压曲线

U ——旁压器中点的孔隙水压力;

k_0 ——静止土压力系数。

2. p_f (临塑荷载压力)

相应于 $P-V$ 曲线直线段末端的压力。

3. P_i (极限荷载压力)

在旁压试验过程中,随压力增加,孔穴体积也增加。当增加的体积达到原孔穴体积时所对应的压力定义为极限荷载压力。由于仪器本身的构造和成孔孔径大小的关系,试验往往满足不了孔穴体积增加一倍的要求。这时可按 $P-V$ 曲线的形态顺势外延至两倍原来体积处,这时对应的压力即为 P_i 。但延长 $P-V$ 曲线,必须是 $P-V$ 曲线发展趋势已比较清楚,同时延长的部分不应超过 $P-V$ 总长度的 15% ~ 20%,以确保试验资料的可靠。在标准的 $P-V$ 曲线中, $P-V$ 曲线尾端陡降段的起始点即为极限荷载压力 P_i 。

4. E_M (梅那模量)

梅那模量(旁压模量)是在复杂应力场中测定的变形模量,它表示旁压曲线上准弹性变形阶段的应力和应变的关系。其值为:

$$E_M = 2(1 + \mu) \cdot (V_c + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} = 2.66(V_c + V_m) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} = 2.66V \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (13-5)$$

式中: μ ——泊松比,梅那假定取 0.33;

ΔP ——旁压试验曲线上直线变形段的压力增量(kPa);

ΔV ——相当于 ΔP 的体积变化增量(cm^3);

V_c ——旁压器量测腔的原始体积(cm^3);

V_m ——准弹性阶段平均体积亦即平均体积增量(取旁压试验曲线直线段两点间压力所对应的体积增量之和的一半)(cm^3)。

六、成果应用

旁压试验的成果主要用于地基的承载力和变形的计算。

1. 地基承载力计算

国内应用旁压试验确定地基承载力时,一般采用下式:

$$q_k = P_f - k_0 \gamma h \quad (13-6)$$

式中: γ ——试验深度以上土的容重(地下水位以下取浮容重);

h ——试验深度;

k_0 ——试验深度处土的侧压力系数,取值可参照表 13-2。

侧压力系数和泊松比表

表 13-2

土类及其状态	砂土	黏砂土	黄土	砂 黏 土			黏 土		
				坚硬硬塑	可塑	软流塑塑	坚硬	硬塑	可塑
k_n	0.25 ~ 0.33	0.33	0.33	0.33	0.43	0.53	0.33	0.43	0.53
μ	0.20 ~ 0.23	0.25	0.25	0.25	0.30	0.35	0.25	0.30	0.35

《港口工程地质勘察规范》(JGJ 240—97)要求,地基土容许承载力 q_k 按下列公式确定:

临塑压力法:

$$q_k = P_f - P_0 \quad (13-7)$$

极限压力法：

$$q_k = \frac{P_1 - P_0}{F} \quad (13-8)$$

式中： q_k ——地基土容许承载力(kPa)；

F ——安全系数，取2~3。

2. 沉降计算

根据梅那等人的研究，基础稳定后的沉降量 S 按下式计算：

(1) 当 $R > 30\text{cm}$ 时：

$$S = \frac{1.33}{3E_M} \cdot P \cdot R_0 \left(\lambda_2 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{2}{4.5E_M} P \cdot \lambda_3 \cdot R \quad (13-9)$$

(2) 当 $R < 30\text{cm}$ 时：

$$S = \frac{1.33}{3E_M} \cdot P \cdot \lambda_2^\alpha \cdot R + \frac{2}{4.5E_M} P \cdot \lambda_3 \cdot R \quad (13-10)$$

式中： P ——刚性基础施加于土层上的平均接触压力(kPa)；

E_M ——梅那模量(kN/m^2)；

R_0 ——引用长度，取30cm；

R ——基础半宽或半径(cm)；

α ——系数，见表13-3；

λ_2 、 λ_3 ——基础形状系数，它是基础长宽比 $L/2R$ 的函数，见表13-4。

α系数表

表13-3

状态	土类		泥炭土		黏土		粉土		砂		砂和砾石	
	E_M/P_1	α										
超固结			>16	1	>14		2/3	>12	1/2	>10	1/3	
正常固结		1	9~16	2/3	8~14	1/2	7~12	1/3	6~10	1/4		
风化和(或)重塑			7~9	1/2			1/2		1/3			1/4

形状系数 λ_2 、 λ_3

表13-4

$L/2R$	圆形	矩形	2	3	5	20
λ_2	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
λ_3	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

第二节 自钻式旁压试验

自钻式旁压试验是在旁压器的下端装一组特制的水冲钻头，通过钻头的旋转切削，循环水或循环泥浆将碎土带出地面，同时以静压的方式使旁压器进入预定的试验深度，从而测定土体的力学特征参数。由于把成孔与旁压器的放置、定位合并成一道工序，消除了预钻式旁压试验中由于钻孔使孔壁土层所受的各种扰动，以及天然应力状态的改变，从而使测试结果更接近于实际情况。

一、试验设备

自钻式旁压仪由地上装置与地下装置两大系统组成,如图 13-9 所示。

1. 自钻系统

包括地下的回转钻头和地上的回转动力源。动力源一般由有给进压力的回转钻机承担,通过常规钻杆与带旁压器的钻头连接。

2. 旁压器

旁压器的主干是一个带压力室的钢筒,外面装有乳胶膜和金属罩,试验时通过乳胶膜和金属罩的膨胀来对孔壁土体施加压力。内部多为单腔或三腔气压型,装有一组双簧耦合悬臂梁式电测传感器(全桥电阻应变计),用来量测孔壁土体的径向位移。例如 MIM—1 型旁压器的结构如图 13-10 所示。

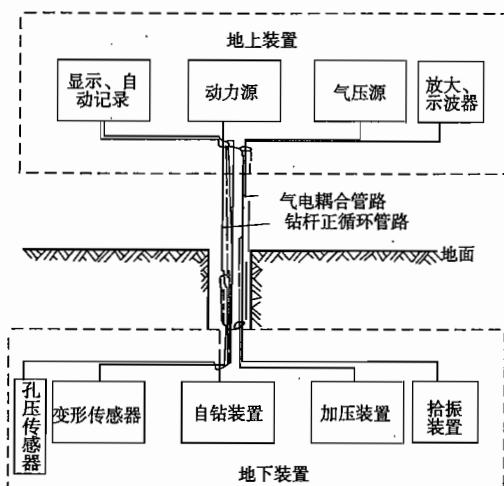


图 13-9 自钻式旁压仪主要装置框图

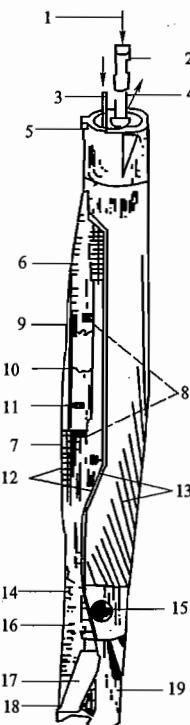


图 13-10 MIM—1 型旁压器结构示意图

1-泥浆冲洗液;2-钻杆;3-气电管路;4-回水;5-导向翼片;
6-电缆;7-接触板;8-双向拾振器;9-拉簧;10-压簧;11-钢筒
骨架;12-橡皮膜;13-金属罩片;14-丝扣;15-孔压传感器;
16-轴承;17-鱼尾钻头;18-射水孔;19-管靴

为了适应轴对称平面应变理论以及发展多功能测试的需要,旁压器必须有足够的长度和内空间,MIM—1 型旁压器以其长径比 $R_s = l/r = 6$ 作为设计准则。

3. 加压与稳压系统

一般由高压气源通过稳压阀提供压力,并经由旁压器逐级施加于土体。

4. 压力与变形传递系统

MIM—1 型自钻旁压仪采用气电耦合管路连接压力源、旁压器和变形信号接收仪器,进行

压力和变形信号的传递。

5. 地面显示及记录系统

由旁压器内电测传感器测量的信号,以电压形式传到地面,经过电压—数字模拟转换,由该系统记录下来。试验前,要进行标定,建立电阻应变计的微应变(或电压值)与孔壁径向位移的关系。

一、试验要点

1. 成孔要求

自钻式旁压试验对地层类型的适应范围较大,包括黏性土、砂土、软土等。钻进时须控制好各类地层的钻进速率,否则将有可能损坏仪器或扰动孔壁周围土体。一般钻进速率为:

黏性土:4~9m/h;

粉土、粉砂:6~9.5m/h;

中砂以下:9.2~12.0m/h。

2. 加压

(1)旁压器到达预定试验深度之后,立即连接旁压器、高压气(或水)源以及地面显示与记录装置,调试仪器,准备试验。

(2)加压等级和稳定时间同预钻式旁压试验。

(3)试验终止条件。

当本级的变形量大于前一级变形量的3倍或总变形值达到仪器的最大容许值时可终止试验。

3. k_0 值测定

土的静止土压力系数 k_0 值测定是自钻旁压仪的一项重要功能,通常是在旁压器定位之后,静置十多小时,使天然土层的侧压力能够充分传递到旁压器上,然后测定土体传给旁压器的初始压力。

三、资料整理

1. 试验压力修正

$$P = P_m - P_i \quad (13-11)$$

式中: P ——校正后的压力(kPa);

P_m ——压力表读数(kPa);

P_i ——橡胶膜约束反力(kPa)。

2. 绘制旁压试验曲线

以压力 P 为横坐标,径向位移 r 为纵坐标建立直角坐标系,绘制自钻式旁压试验曲线,如图13-11所示。

与预钻式旁压曲线的主要区别是,自钻式旁压曲线没有接触阶段,直接进入准弹性阶段,而且在 P 轴上有一截距——初始压力 P_h 。理论上讲,在接触时间足够长,致使土体侧向压力完全传递

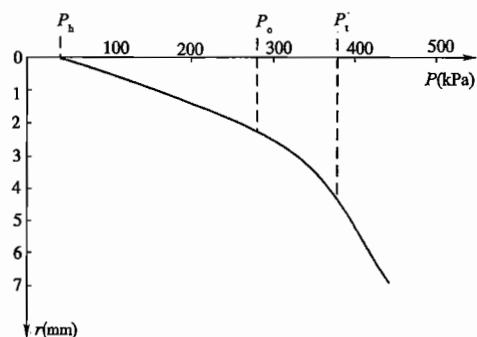


图 13-11 标准自钻式旁压试验曲线

到旁压器上时, P_h 应等于土体的原位侧向应力 σ_h 。 P_0 、 P_i 的确定方法与预钻式相同, 只是纵坐标由径向位移 r 代替。

3. k_0 值的计算

$$k_0 = \frac{P}{\gamma \cdot h} = \frac{P_h}{P_v} \quad (13-12)$$

式中: P_h ——旁压试验初始压力(kPa);

γ ——土的容重, 成层土时取加权平均值(kN/m^3);

h ——试验深度(m);

P_v ——试验点的原位竖向应力(kPa)。

第十四章 十字板剪切试验

十字板剪切试验又称现场十字板剪切试验(FVT)。它在测量软黏土抗剪强度方面,具有多方面的优点:

- (1) 可避免取土扰动的影响。
- (2) 原位可保持天然状态的应力条件。

十字板剪切试验是一种剪切速率比较快的试验,只适用于饱和软黏土($\varphi \approx 0$)不排水抗剪强度的测定,所测得的强度相当于天然土层试验深度处,在上覆压力作用下的固结不排水剪的黏聚力值(固结不排水剪的抗剪强度),在理论上相当于室内三轴不排水剪或无侧限抗压强度的一半。

十字板剪切试验原理是将具有一定高径比的十字板头插入土层中,通过钻杆对十字板头施加扭矩使其按一定速率旋转,量测土在破坏时的抵抗力矩,测定土的不排水剪的抗剪强度和残余抗剪强度,见图 14-1。

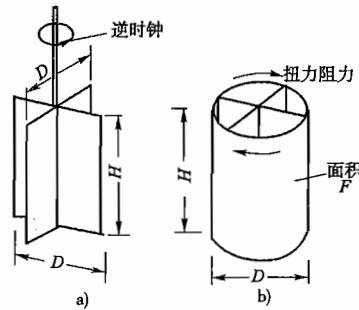


图 14-1 十字板剪切试验原理
a) 十字板叶; b) 十字板扭剪形成的圆柱土体

第一节 试验设备

仪器设备包括有:压入主机、十字板头、扭力传感器、量测扭力仪表、施加扭力装置及其他辅助设备(如钻杆、水平尺和管钳等)。

目前国际上十字板形状有矩形和菱形,矩形又分为高矩形和矮矩形。我国使用的大多数为高矩形,其规格见表 14-1。

十字板主要规格

表 14-1

板宽 D (mm)	板高 H (mm)	板厚 e (mm)	刃角 α (°)	轴杆直径 d (mm)	面积比 A (%)
50	100	2	60	13	14
75	150	3	60	16	13

扭力测量设备规格见表 14-2。

扭力测量设备主要规格

表 14-2

扭矩测量范围 ($N \cdot m$)	扭转角测量范围 (°)	扭转角速率测量范围 (°/min)
0 ~ 80	0 ~ 360	6 ~ 12

十字板剪切仪目前国内有两类:开口钢环式和电测式。

一、开口钢环式十字板剪切仪

开口钢环式十字板剪切仪也可称为机械式十字板剪切仪,是利用蜗轮旋转插入土层中的

十字板头，借开口钢环测出抵抗力矩，计算出土的抗剪强度。试验时需配备钻孔设备，成孔后再放下十字板头进行试验，其深度一般不超过30m。

十字板头和轴杆形状如图14-2所示，连接形式有离合式和牙嵌式，如图14-3所示。

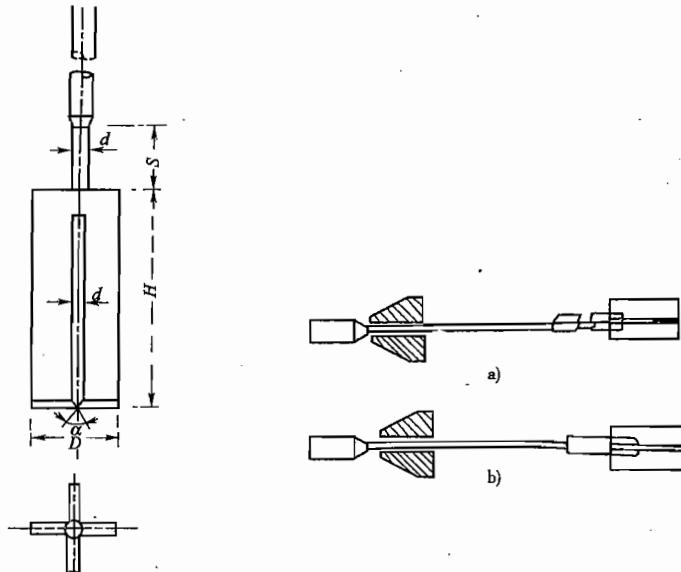


图 14-2 十字板头及轴杆示意图

图 14-3 板头与轴杆连接形式

a) 离合式; b) 牙嵌式

二、电测式十字板剪切仪

电测式十字板剪切仪与开口钢环式十字板剪切仪的主要区别在于测力设备的不同，它在十字板头上连接处贴有电阻片的受扭力矩的传感器，在地面上用电阻应变仪、数字测力仪、电子电位差计等测剪切扭力矩。它具有不必进行钻杆和轴杆校正的优点。此外，十字板头直接压入试验土层中，不必配备钻孔设备，省略了工序和时间。

经过长期实践和专门的对比试验结果表明，电测十字板剪切仪轻便灵活、操作简单，试验成果也比较稳定。所以目前应用较为广泛。

第二节 试验要点

一、试验要点

应用十字板做剪切试验，由于重复加荷、卸荷，以及震动等影响，仪器的测力系统会有变化。因此，对十字板剪切仪每隔一定时间，或试验过程中发现异常情况时，均需要重新检定。

(1) 对开口钢环式十字板剪切仪，测力设备是钢环。在使用中钢环的夹具可能松动，使钢环系数发生变化。因此，常每隔半年或每项工程勘察前进行钢环检定。如试验中发现异常，也必须重新检定后才可使用。

检定时逐级加荷和退荷，测记相应的钢环变形。反复检定次数不少于3次，以3次量表读数的平均值(差值不超过0.005mm)为横坐标，荷重为纵坐标，绘制钢环检定曲线。

钢环系数按下式计算：

$$C = \frac{P}{\varepsilon} \quad (14-1)$$

式中： P ——某级荷重(kN)；

ε ——相当于某级荷载作用下钢环的变形值，即量表读数(0.01mm)。

(2) 电测式十字板剪切仪主要用于检定传感器。

检定步骤如下：

① 将装有扭力传感器的电测式十字板头，拧紧后，插入检定仪的固定座内。

② 通过施加扭矩的圆盘(半径为20cm)，用砝码反复加载至最大允许扭矩(一般反复2~3次)，并观测和调试仪器零位漂移情况，直至传感器回零正常。

③ 逐级施加扭矩(一般每级加10N重力的砝码)，并测记相应的应变仪读数，直至达传感器的最大允许扭矩，然后逐级卸荷，并测记相应读数。如此重复检定三次，然后根据试验记录进行计算和绘图。首先计算同级扭矩下三次检定读数(应变值)的平均值(包括加载与卸荷)。再以扭矩为纵坐标，以平均应变读数为横坐标，绘制扭矩与应变值的关系曲线(图14-4)。最后，按下式计算十字板头传感器的检定系数 α 值；

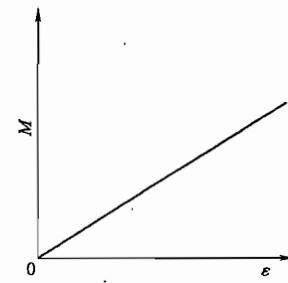


图14-4 扭矩与应变值关系曲线

$$\alpha = \frac{M}{\varepsilon} \quad (14-2)$$

式中： α ——传感器检定系数($N \cdot m/\mu\varepsilon$)；

M ——扭矩($N \cdot m$)；

ε ——扭矩 M 所对应的应变($\mu\varepsilon$)。

检定后的传感器，其综合误差(包括线性误差、重复性误差及回滞误差等)不应大于全量程的±1%。对检定合格的传感器应建立档案，内容包括传感器编号、检定系数、接线方法、检定者及日期，以供查用。十字板剪切试验抗剪强度的测定精度应达到1~2kPa。

二、试验操作要点

(1) 在试验地点下套管至预测深度以上3~5倍套管直径处(电测式十字板剪切仪可以不下套管)，清除孔内残土。

(2) 将十字板头、轴杆(电测十字板的扭力传感器)，钻杆逐节接好并拧紧，然后将十字板头压入土内预测试的深度处。当试验深度处为较硬夹层，应穿过该夹层再进行试验。

(3) 对于开口钢环式十字板剪切仪，先提升导杆2~3cm，使离合器脱离，用旋转手柄快速旋转导杆十余圈，使轴杆摩擦减至最低值，然后再合上离合器。

(4) 安装扭力量测设备(电测式十字板剪切仪接好应变仪)，将量测仪表调零或读取初读数。

(5) 施加扭力，以每10s1°的转速旋转，每一度读数据一次。当出现峰值或稳定值后，再继续测读1min。其峰值或稳定值读数即为原状土剪切破坏时的读数 R_s ，峰值读数或稳定读数一般在3~10min内出现。

(6) 松开导杆夹具，用扳手或管钳快速将钻杆顺时针方向转动3~6圈。对电测式十字板

剪切仪,为防止因十字板头转圈数太多而扭断电缆,应事先反向旋转板头数圈,使十字板头周围土充分扰动,再进行重塑土的试验,测得最大读数 R_c 。

(7)依次进行下一个测试深度处的剪切试验。待全孔试验完毕后,逐节提取钻杆和十字板头,清洗干净,检查各部件的完好程度,拆除压入主机。

第三节 资料整理及理论计算

一、十字板剪切试验的理论计算

当转动插入土中的十字板头时,在土中产生的破坏状态接近一圆柱体。假设土是均匀的,圆柱体四周及上下两个端面上的各处抗剪强度相等。则土体破坏时的抵抗力矩(M)可用下式表示:

$$M = M_1 + M_2 \quad (14-3)$$

$$M_1 = C_u \cdot \pi D \cdot H \cdot \frac{1}{2}D \quad (14-3a)$$

$$M_2 = C_u \cdot \frac{1}{4}\pi D^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2}D \quad (14-3b)$$

式中: M ——土体破坏时的抵抗力矩($N \cdot m$);

M_1 ——圆柱体的圆柱面所产生的抵抗力矩($N \cdot m$);

M_2 ——圆柱体上、下两个端面所产生的抵抗力矩($N \cdot m$);

C_u ——饱和黏土的不排水抗剪强度(kPa);

D ——圆柱体的直径,对于软黏土,它相当于十字板的直径(m);

H ——圆柱体的高度,对于软黏土,它相当于十字板的高度(m)。

将式(14-3a)、式(14-3b)代入式(14-3),并解得:

$$C_u = \frac{2M}{\pi D^2 \cdot H \cdot \left(1 + \frac{D}{3H}\right)} \quad (14-4)$$

通过式(14-4),由试验得到的 M 就可计算出土的抗剪强度。

公式(14-4b)推导时,假设圆柱上、下两端面各处的抗力都与圆柱体侧面相等和同时达到最大值,实际上在两端面沿半径的各点抗力是不同的,但这种误差带来的影响在工程上可忽略不计。

1. 开口钢环式十字板剪切仪

开口钢环式十字板剪切试验抗剪强度为:

$$C_u = (\varepsilon_Y - \varepsilon_g) \cdot C \cdot K \quad (14-4a)$$

$$C'_u = (\varepsilon_C - \varepsilon_g) \cdot C \cdot K \quad (14-4b)$$

式中: C_u ——原状土抗剪强度(kPa);

C'_u ——重塑土抗剪强度(kPa);

ε_Y ——原状土剪切破坏时的钢环变形(量表读数 mm);

ε_g ——轴杆校正时的钢环变形(量变读数 mm);

ε_C ——重塑土剪切破坏时的钢环变形(量表读数 mm);

C ——钢环系数($N \cdot m/mm$)；

K ——与十字板头尺寸有关的常数($1/cm^3$)。其值为：

$$K = \frac{2}{\pi D^2 \cdot H \cdot \left(1 + \frac{D}{3H}\right)} = \text{常数} \quad (14-5)$$

式中符号同前。

2. 电测十字板剪切仪

电测十字板剪切仪力矩计算为：

$$M = \alpha \cdot \varepsilon$$

因此

$$C_u = M \cdot K = K \cdot \alpha \cdot \varepsilon \quad (14-6)$$

式中

$$K = \frac{2}{\pi D^2 \cdot H \cdot \left(1 + \frac{D}{3H}\right)} = \text{常数}$$

二、数据整理

(1) 绘制抗剪强度与转动角度的关系曲线,如图 14-5。

(2) 绘制抗剪强度值随深度的变化曲线,如图 14-6。

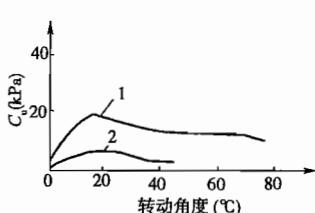


图 14-5 抗剪强度与转动角关系曲线

1-原状土;2-重塑土

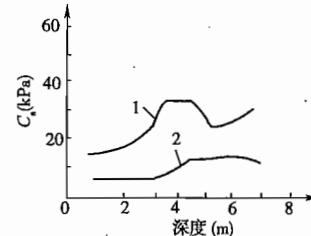


图 14-6 抗剪强度随深度变化曲线

1-原状土;2-重塑土

三、影响试验成果的主要因素

1. 十字板的旋转速率

用电测十字板剪切仪进行剪切速率的对比试验表明,剪切速率大,得出的抗剪强度也大;剪切速率小,得到的抗剪强度也小。因此,剪切速率应控制在适当的范围内,多年来国内外大多采用 $1^\circ/10s$ 的剪切速率,且操作时应均匀地

旋转把手,不能冲击,也不要时快时慢。

2. 土的各向异性及成层性

各向异性土和成层土的强度空间变异规律十分复杂。在用十字板剪切试验进行确定土坡滑动稳定强度分析时,最好采用侧向形状为菱形,水平投影呈茴香形,8 个翼板放射状均匀排列(图 14-7)的十字板。根据可能的滑弧位置,

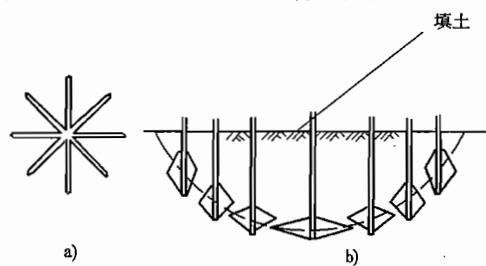


图 14-7 钻石形十字板

将不同棱角角度的钻石形十字板探头压入地基中靠近滑弧面的深度处,使选用的十字板翼片边缘的斜度与该处假设的滑弧面一致。这样,沿整个滑弧面的各点抗剪强度就可较准确地测定。

3. 土的渐进性破坏效应

当十字板在土中旋转时,板头上、下两端面上应力和位移是不均匀的,当十字板头的尺寸、径高比和形状不同时,这种差异也是不同的,而且同是圆柱体侧向剪应力和剪应变也是不均匀的。因此,圆柱体各个面、各个面上的各个点,土的抗剪强度峰值不可能在同一转角时发挥出来。往往总是在翼板外缘前方先产生应力集中而出现局部破坏。随着扭矩增大,剪破面逐渐开展到更前方,最后在整个圆柱体侧面形成完整的圆柱形剪切带。剪切过程中某一阶段,先前破坏的局部面积上土应变已很大,早已超出峰值强度而趋于残余强度。因此试验所得的 $M-\theta$ 曲线上的峰值并不能完全反映土的真正峰值强度。

4. 土层的扰动

十字板插入土层必然引起土的扰动,轴杆越粗,板厚越厚,则插入土中引起的扰动越大。此外,由于黏土的触变性能,在十字板插入土中使土暂时受扰动之后,若间歇时间越长,则土的强度恢复得越多。因此,十字板头插入土中后到剪切试验开始前间歇时间的长短对试验结果有明显影响。

四、十字板抗剪强度的几个应用

十字板剪切试验具有多方面的工程用途,其中主要的有以下 4 个。

1. 确定饱和黏土的容许承载力

《港口工程地质勘察规范》(JGJ 240—97)规定,根据十字板抗剪强度 C_u 值,按公式(14-7)确定饱和黏土的容许承载力 f :

$$f = 3C_u + \gamma D \quad (14-7)$$

式中:
 f ——容许承载力(kPa);

C_u ——十字板抗剪强度(kPa);

γ ——基础底面以上土的加权平均重度(地下水位以下取浮重度)(kN/m³);

D ——基础埋置深度(m)。

2. 确定饱和黏土的灵敏度

灵敏度反映土的强度,饱和黏土由于结构受到破坏会使强度降低,所以,十字板剪切试验,对了解土层破坏后残余强度的大小具有实用价值。在原状土十字板剪切试验曲线获得之后,将十字板旋转 3~6 圈,然后再重复进行试验,又可得扰动土的不排水剪强度。该土的灵敏度 S_t 可由下式表示:

$$S_t = \frac{(C_u)_i}{(C_u)_r} \quad (14-8)$$

式中:
 $(C_u)_i$ ——未扰动土十字板不排水抗剪强度;

$(C_u)_r$ ——扰动土十字板不排水抗剪强度。

3. 用于测定土坡或地基内的滑动面位置

软弱地基破坏后,在地基中存在一个滑动带,在滑动带中土的强度比其余部分有显著的降

低,用十字板剪切仪能较好地测出滑动带的位置,可为检验地基稳定分析和确定合理安全系数提供依据。

4. 测定地基强度变化规律

在施工加荷过快时,软弱地基的强度会降低,随之又恢复并逐渐增长,用十字板剪切试验测定地基土强度在施工过程中的变化,可为确定合理的施工速率提供依据。

第十五章 土中应力测试

第一节 概 述

地基中的应力通过计算很难反映土体应力的实际情况,例如在沉降计算中,地基垂直附加应力是用弹性理论计算的,这与土的弹塑性应力—应变特性并不相符。另外,影响土的应力—应变关系的因素很复杂,如基础刚度不同对基底压力分布影响很大,这同样会影响土中应力分布。因此观测土中应力,了解土体应力及其随时间的变化就显得格外重要,例如观测土中的总应力和孔隙水压力随时间的变化,就可以了解土中有效应力的变化及强度的增长,测得的资料用以计算地基固结度、推算土体强度增长规律,控制施工速率。根据实测资料进行反分析可用来校验理论计算,修改、优化设计。这种现场测试对水运、公路工程建设和土力学及基础工程理论的发展具有其重大意义。

土压力是指土中的总应力,包括有效应力和孔隙水压力,常用土压力盒测定。由于用土压力盒测定与土体的刚度测定方法不同,埋设土压力盒时会破坏土体的原始应力状态和对周围土体的扰动,因此用这种方法观测土中总应力是一种近似方法,在土压力盒埋设中应尽量减少对周围土体扰动。

工程中常说的土压力的另一含义是指土与结构物间接触压力,如重力式码头或挡土结构周围土介质传递给上述建筑物的水平力,这种土压力测试在工程常用,也用土压力盒测定。

采用土压力盒可以测定码头、挡墙的土压力、基底压力或地基反力、土工织物底面压力、复合地基单桩和桩间反力以及随荷载的变化、桩土应力分担比随荷载变化等。

孔隙水压力采用孔隙水压力计测定。测量水位的实质是用另一种方法测量孔隙水压力,其目的是掌握土体中地下水位的变化以及建筑物周边江、河、湖、海水位的变化和地下水位变化的联系。水位观测往往与孔隙水压力观测相配合,如在海底土中或受潮位影响区域观测孔隙水压力,由于受潮位影响,观测值随潮位变化,要想得到荷载作用下,孔隙水压力随时间消散的光滑曲线,必须消除潮位影响,这就需要观测不同时间水位及水位的变化。

为了进行有效应力分析,土压力与孔隙水压力经常一起测。土中应力测试应与土体的变形测试一同进行,以便对应力、应变作综合分析。接触压力的测试经常与结构物的变形与内力测试一起进行,目的是对土与结构的共同作用进行分析。

其他原位测试方法如旁压仪(见第十三章)、应力铲、马氏扁胀仪也能测定土中的水平向总应力。关于这些原位测试方法请参考有关资料和教材。

第二节 土压力测试

一、土压力计测试原理与分类

按土压力的测试原理与结构划分,土压力计有以下几类:

液压式:外界土压力作用于土压力圆盒表面的柔性膜,使土压力盒内液压增大,通过测量液压来确定土压力。

气压式:通过土压力圆盒内部气压与外部土压力平衡的原理来确定土压力。

电气式:有电阻应变式、电感式等。通过黏贴在弹性传感元件上的电阻应变片的电量变化来确定土压力。

钢弦式:土压力作用于膜片,膜片变形使弹性钢弦的张力变化,根据钢弦振动频率与钢弦张力关系,通过测定钢弦振动频率来确定土压力。

前两种土压力仪已很少使用。常用的是电阻应变式土压力计与钢弦式土压力计。

电阻应变式土压力计:测头部分包括外力作用的感应部件(膜盒)与电转换部件(电阻应变计);测量部分是指示器(比例电桥),如图 15-1。

钢弦式土压力计也是由承受土压力的膜盒和压力传感器组成。压力传感器是一根张拉的钢弦,一端固定在薄膜的中心上,另一端固定在支架上。土压力作用在膜盒上膜盒变形,薄膜中心产生挠度 s ,钢弦长度随之发生变化。自振频率 f 随之发生变化。钢弦的振动是由线圈激振,激振有单线圈间歇振荡型和双线圈连续振荡型。输出的弦振动频率由多路振弦仪测定,如图 15-2 所示。

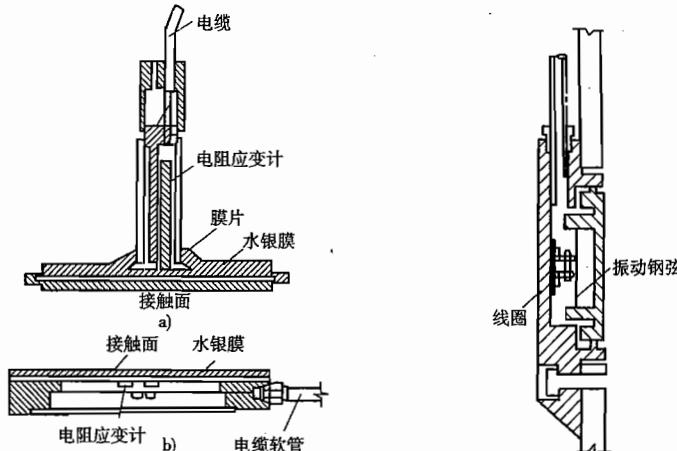


图 15-1 电阻应变式土压力盒
a) Cnrbson 土压力盒;b) WES 土压力盒

图 15-2 钢弦式土压力盒

同一类的土压力计又有卧式与竖式之分,前者扁平状,膜直径与盒高比一般大于 5,用于土中土压力的测试,后者用于侧向接触土压力的量测。

二、土压力计选择

土压力测试仪器的选择应根据测试目的和要求,选择满足测量范围和分辨力的测试仪器。常用土压力传感器的测量范围分辨率见表 15-1。

三、土压力计的基本技术要求

1. 正常工作条件

(1) 土压力计应能在 0 ~ 40℃ 的环境温度下正常工作。

(2) 土压力计应有足够的强度和耐久性,能在地基内长期工作。

(3) 土压力计应能在其量测范围内的压力下正常工作。

常用土压力传感器测量范围和分辨率表

表 15-1

传感器形式	测量范围(kPa)	分辨率(% F.S)
差动电阻式	0~1600	≤0.5
钢弦式	0~2500	≤0.2
气压式	0~10000	≤0.15
电阻应变式	0~5000	≤0.5

注:F.S 表示满量程输出。

2. 主要技术指标

土压力计的主要技术指标是其分辨力、重复性、迟滞、非线性误差、温飘及零飘、防水密封性。

国家标准《岩土工程用钢弦式压力传感器》(GB/T 13606—2007)的标准为:

分辨力:量程范围 0~0.16MPa, 分辨力≤0.2% F.S;

量程范围更大的,分辨力≤0.15% F.S;

不重复度≤0.5% F.S;

滞后≤1% F.S;

非线性度/不符合度≤2% F.S;

综合误差≤2.5% F.S;

防水密封性:传感器在 1.2 倍额定压力的水中连续工作 6h,应无渗漏;

温度影响:在大气压力状态下,0~40℃ 使用温度范围内,温度影响(允许修正)应不大于±0.04% F.S/℃;

过载能力:传感器应能承受压力值的 1.2 倍;

稳定性:在参比条件(温度 20 ±2℃, 大气压 86~106kPa, 湿度 60% RH ~ 75% RH, 按额定压力加压卸荷 10 次, 零点飘移不大于 ±0.5% F.S, 绝缘电阻大于 50MΩ)下静置 30d 后, 扣除环境变化对零点飘移影响其性能仍然不变。

四、土压力观测仪器的标定试验

标定目的是为了确定标定系数、各类误差、检定传感器的质量。一般是逐级(按规范规定的级数和级差)加载至额定压力值,逐级测读输出量(电阻比或频率),然后逐级卸载,同时测读输出量。加载、卸载重复三次。由试验点绘制荷载与输出量标定曲线。

根据标定数据或标定曲线可定出各类误差,由端点连接法或最小二乘法确定出标定直线和标定系数。各项误差应符合相应的技术指标要求,否则土压力计为不合格产品。

五、土压力观测点的设置

土压力与基底压力观测点的设置应满足下列要求:

(1) 观测断面应具有代表性。

(2) 观测点的位置和数量应根据目的和要求确定。每个断面的观测点应按估算土压力情况分土层布置。当土层厚度大于 3m 时,每层土的机测点数不应少于 3 个。同一观测断面的

观测点间距不宜超 2m。应力变化较大的土层观测点应加密。

六、土压力测试仪器的埋设与观测

(1) 埋设时要注意尽量减少对土体的扰动,注意膜盒与结构物固定情况(接触式土压力计),膜盒与土的接触情况(土的粒径、全面接触或局部接触),作好详细记录。

(2) 土中土压力计的埋设方法如图 15-3 所示。要注意回填土要与周围土一致,如图 15-3c)那样在土压力盒外设模具,则标定时也应连同模具一块标定。

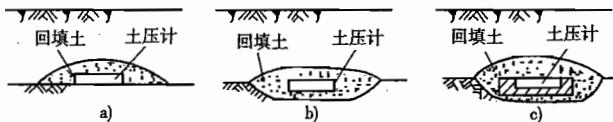


图 15-3 土压力计的埋设方法

(3) 土压力与基底压力观测仪器可采用预先埋置或预留位置安装土压力传感器的方法。接触式土压力计的埋设应根据不同对象采取不同的方法。在结构物侧面安装土压力计时,应在混凝土浇筑到预定高程处,将土压力计固定在预定位置上,土压力承压面须与结构表面齐平。也常采用预留孔后安装方式。在结构物基底上埋设土压力盒时,可先将土压力盒埋设在预制混凝土块内,整平地面,然后将预制块连同土压力计放上,最后将预制块浇在基底内。

(4) 要根据情况处理好压力膜的保护,可采用沥青囊间接传力结构或采用细颗粒间接传力介质膜。埋设时要注意电缆线的保护,必要时要加套管保护。

(5) 土压力计的埋设位置、深度、编号要在电缆上作好标识,测头电缆按一定线路汇总于观测站中。

(6) 土压力和基底压力观测周期应根据观测目的和要求、应力变化情况确定。加载期每天观测次数不应少于 1 次,满载后可逐步调整至每周观测 1~2 次。在进行建筑物安全监测时,安全警戒其内每天观测测数不应少于 2 次,有特殊要求时应加密观测。

(7) 观测过程中若观测数据及测试仪器出现反常,应及时分析原因,及时修复,并对观测数据进行分析,剔除不合格数据。

七、测试成果与应用

1. 测试成果

土压力与基底压力观测应提交下列成果:

- (1) 土压力与基底压力观测点布置图。
- (2) 土压力与基底压力观测记录表。
- (3) 土压力或基底压力变化过程线。
- (4) 土压力与埋设深度关系曲线。
- (5) 土压力与其他相关因素的关系资料。
- (6) 土压力与基底压力观测成果报告。

2. 成果应用

确定土压力与基底压力随荷载变化的规律,与孔隙水压力配合确定有效应力变化规律,指导施工,控制加荷速率或填土速度,验证、修正设计。

第三节 孔隙水压力测试

一、孔隙水压力计测试原理与分类

孔隙水压力计的形式有封闭式与开口式两大类。

开口式是直接测量由孔压引起的水头变化,通过量测测管或测井的水位来确定孔隙水压力。

封闭式有电测式(包括钢弦式、电阻式、差动电阻式)和流体压力式(包括液压式、气压平衡式)。

电测式孔隙水压力计的工作原理、结构形式与电测式土压力计完全相同,请参阅上一节的内容。

气压平衡式孔隙水压力计原理与液压平衡式土压力计工作原理相同,结构见图 15-4。孔隙水压力作用于薄膜上,薄膜向上变形与接触纽接触,电路通,灯泡发亮(或电位计指示)。测量时,从进气口通入压缩空气将薄膜压回。膜内压力与孔压平衡时,灯泡熄灭,压力表指示的压力即为孔隙水压力。新的双管气压平衡式孔隙水压力计用一管进气,一管出气。当气压小于孔压时,膜保持出气管关闭,当气压与孔压平衡时,膜的微小位移使气从出气管逸出,排入充满水的容器,容器内出现气泡,此时进气管的压力即为孔压。另一种双管式是当气压小于孔压时,出气管与进气管相通,两者气压相等。当气压等于孔压时,膜驱动一阀门,阻塞两管之间的气流,出气管压力读数即为孔压。进气管压力再增大,出气管的气压不再变化。

液压式孔隙水压力计通常为封闭双管式,其结构示意如图 15-5 所示。它主要由测头、传压导管(塑料或尼龙管)及测量系统组成。测头通常由可拆卸的锥头、锥体两部分组成。双管内已排除空气的循环水流经测头,使测头内的气泡被带走。孔隙水压力通过透水石导管传至测量系统的零位指示器,使水平面发生变化。量测时,用活塞调压筒调节压力使水平面回升至起始位置,则压力表上所示的压力值即为孔压值(须经位置改正)。利用连接器,一个测量系统可带多个测头。

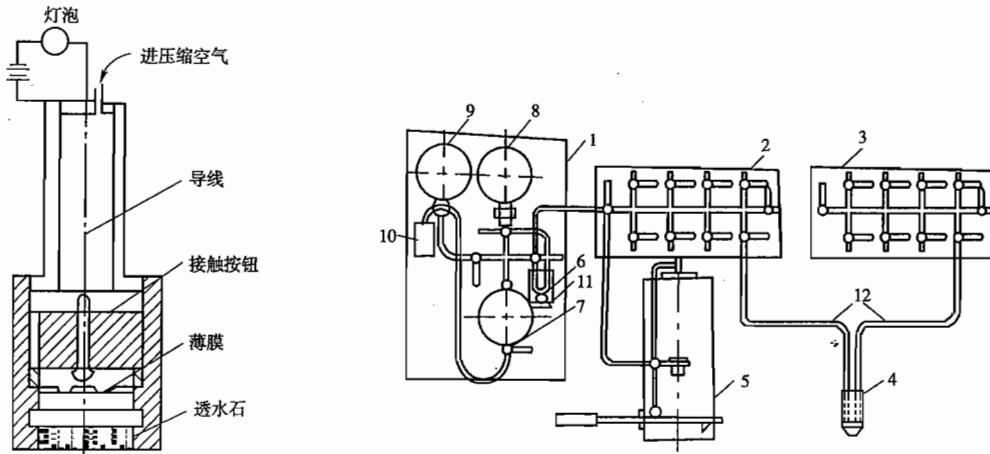


图 15-4 气压平衡式孔隙水压力计

图 15-5 液压式孔隙水压力计示意图

1-测量部分;2-进水连接器;3-出水连接器;4-测头;5-手压水泵;6-零位指示器;7-活塞调压筒;8-压力表;9-有空表;10-塑料瓶;11-指示器螺钉;
12-导管(塑料管)

二、孔隙水压力计的选择

孔隙水压力计类型的选择,应根据根据测试的目的和要求、土层的渗透性质和测试期的长短等条件,选用封闭式(电测式、流体压力式)或开口式(包括各种开口测量管、水位计)。仪器的精度、灵敏度和量程必须满足测试要求。

电测式孔隙水压力计(包括振弦式、电阻式、差动变压式等)适用于各种渗透性质的土层。当量测误差小于等于 2kPa 时,必须使用电测式孔隙水压力计;使用期大于1个月、测试深度大于 10m 或在一个观测孔中多点同时量测时,宜选用电测式孔隙水压力计。

流体压力式(包括液压式、气压式等)和开口式孔隙水压力计适用于渗透系数 K 大于 $1 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$ 的土层。当量测误差允许大于等于 2kPa 时,方可选用液压式孔隙水压力计;当量测误差允许大于等于 10kPa 时,方可选用气压式孔隙水压力计。液体压力式孔隙水压力计使用期不宜超过1个月;液压式孔隙水压力计不宜在气温低于零摄氏度时使用。

国内开口式已很少使用,封闭的双管气压式,双管液压式也用得不多,电测式用得最为广泛。国外的孔压探头种类更多,气压、液压式用得仍然不少。

常用孔隙水压力仪量测范围和分辨率见表 15-2。

常用孔隙土压力传感器测量范围和分辨率表

表 15-2

传感器形式	测量范围(kPa)	分辨率(% F.S)
差动电阻式	0 ~ 1600	≤ 0.5
钢弦式	0 ~ 2500	≤ 0.15
气压式	-50 ~ 10000	≤ 0.15
双管封闭式	-40 ~ 5000	≤ 0.2

注:F.S 表示满量程输出。

三、孔隙水压力计的基本技术条件和标定

电测式(包括钢弦式、差动电阻式)孔隙压力计的基本技术要求和与标定要求同类的土压力计相同。

1. 气压平衡式孔压计主要技术指标如下

测量范围: $0 \sim 900\text{kPa}$;

灵敏度: 2kPa 主要取决于薄膜的刚度;

误差: 10kPa ;

体积因数: $1 \times 10^{-2}/\text{kPa}$ 。

2. 液压平衡式的主要技术指标

测量范围: $-40 \sim 600\text{kPa}$;

误差: 2kPa ;

密封要求:导管必须是连续无节头,在正压 $800 \sim 900\text{kPa}$ 压力下不漏气,负压 100kPa 下不进气。

四、测试孔和测点布置

测试孔和测点的布置和数量,应根据测试目的与要求,结合场地地质周围环境和作业条件综合考虑确定,并应满足下列要求:

(1) 每项工程测试孔的数量,应不少于 3 个。

(2) 在平面测试孔宜沿着应力变化最大方向并结合监测对象位置布设。

(3) 每个断面的测点应按估算的孔隙水压力分土层布置。当土厚度大于 3m 时,每层土的测点总数不应少于 3 个。同一观测断面的测点间距竖向不宜超过 2m。应力变化较大的土层观测点应加密。

(4) 在同一钻孔中不宜埋设多个孔隙水压力传感器,同组孔隙水压力传感器的水平间距不宜超过 5m。

(5) 对控制性的测点,埋设后如遇下列情况时必须及时补点:

① 测定的初始值不稳定或孔隙水压力计失效;

② 因施工等原因遭受破坏且无法修复。

(6) 孔隙水压力测试应按工程需要,宜与土压力量测、变形测量、静力触探、标准贯入、载荷试验等测试手段结合进行,综合分析评价。

五、孔隙水压力计的埋设要点

孔隙水压力计根据土层性质、孔隙水压力计的布设要求可采用钻孔埋设法、压入埋设法和填埋法。

土层较硬,一孔多个测头时,宜采用钻孔埋设法。

软土中单个孔隙水压力计的埋设可采用压入法。土层较软,埋深较浅的孔隙水压力计,可直接从地表将孔隙水压力计缓慢压入土中。埋得较深不宜直接压入时,可预钻孔至预埋深度以上 0.5~1m 处,再将孔隙水压力计放入,压至预定深度。钻孔段用隔水填料埋实。

在填方工程中,可采用填埋法,将孔隙水压力计埋在预定位置,要注意埋设后填筑施工过程中对探头与电缆、导管的保护。

1. 钻孔要求

(1) 钻孔应垂直,孔径宜为 110~130mm。

(2) 在填土层、浅层或松散不稳定土层钻孔时,应下套管护孔。

(3) 孔内应无沉淤和稠浆。

(4) 钻孔应有进尺,地层分层厚度,土层性质描述的原始记录。

2. 钻孔中孔压计埋设要点

(1) 液压式、开口式探头埋设前均需预浸 24h,探头安放时应排除探头内及管路中的空气,探头部件的拼装在水容器内进行。

(2) 孔隙水压力计周围须回填透水填料。透水填料宜采用中粗砂、砾砂或粒径小于 10mm 的碎石块。透水填料层高度以 0.6~1m 为宜。

(3) 上下两个孔隙水压力计之间有高度不小于 1m 的隔水填料,一般采用直径 2cm 左右的风干黏土泥球。投放泥球时应缓慢、投料均衡,确保隔水作用。

(4) 孔口须用隔水材料填实,防止地表水渗入。

(5) 孔口应有保护装置,并设立醒目标志。引入测试站的电缆,导管应埋入土中至少 60cm,必要时须加套管保护。就地测量的孔隙水压力计电缆线头应有防水、防湿保护装置。

(6) 埋设应有详细记录,在柱状图上标明孔隙水压力计、透水填料层、黏土球隔水层的实际深度。引出线要有位置、深度与编号的标识。

六、孔隙水压力的观测

(1) 初始值的测定:孔隙水压力计埋设时,周围土体扰动,孔隙水压力发生变化,埋设结束后应定日定时量测,观测初始值的稳定性。稳定值应符合连续3d读数差小于仪器测量误差。初始值应取稳定后的读数平均值或中值。

(2) 测量周期(频次)应根据观测目的和要求施工加荷、孔压变化规律调整。一般是定期定时观测。施工加荷期、孔压增长快时,测次频繁一些,停荷、孔压变化小、稳定期测次可少一些。加载期每天观测次数不应少于1次,满载后可逐步调整至每周观测1~2次,在进行建筑物安全监测时,安全警戒期内每天观测次数不应少于2次,有特殊要求时应加密观测。

(3) 测试时出现异常数据时,应及时复测,并分析原因,排除故障,测试完毕及时做好原始记录及计算、完整填写报表。

七、测试成果与应用

1. 观测成果与应用

孔隙水压力观测应提交下列成果:

- (1) 孔隙水压力观测点布置图。
- (2) 孔隙水压力观测记录表。
- (3) 孔隙水压力变化过程线。
- (4) 孔隙水压力与埋设深度关系曲线。
- (5) 孔隙水压力与其他相关因素的关系资料。
- (6) 孔隙水压力观测成果报告。

2. 成果应用

利用孔隙水压力随时间消散曲线可以求得应力固结度、推算强度增长,可用于分析加固效果和土坡和地基稳定计算,与土压力配合可求得土中有效应力。同时可利用孔隙水压力增量控制加荷速率,一般孔隙水压力增量与荷载增量之比小于0.6,也可根据地区经验确定。

第四节 水位观测

一、水位观测的原理

水位观测包括江、河、湖、沿海的水位观测,地下水位观测等。地下水位观测包括,地质勘察确定地下水位的观测、土坡或路堤地下水位的观测、软基处理中为确定加固效果和了解周边环境对地下水位的观测(如真空预压和降水预压加固软土中对地下水位的观测等)、基坑支护工程对地下水位的观测(如水运工程翻车机房基坑支护工程等)。

水位测量可用水尺和自记水位计等。使用水尺观测水位,是直接测量水位,其原理是根据水尺零点高程及水尺读数确定水位,实质是水准测量的方法。自记水位计观测水位有多种,如浮子式、超声波式、气泡式和压阻式等,其原理是将水位的变化通过不同途径和相关传感器,转变为电信号,使之能自动式记录水位,同时通过与校核水尺进行比测,以验证其观测精度,实质是电测传感器与水准测量相结合的方法。

二、水位计的分类及适用条件

水位计的分类及适用条件见表 15-3。

水位计的分类与适用条件表

表 15-3

水尺类型		适用条件
水尺	重立水尺	适用于一般情况下
	倾斜水尺	适用于当直立水尺设置或观读有困难而断面附近有固定岸坡或水工建筑物的护岸时
	矮桩式水尺	适用于易受流冰、航运、浮运或漂浮物等冲击以及岸坡十分平坦的断面
测针式水位计		适用于资料精度要求较高的小河站测流建筑物上或较好的静水湾或静水井的水位站
悬锤式水位计		适用于断面附近有固定陡岸、桥梁或水工建筑物的岸壁可以利用的测站
自记水位计	浮子式水位计	适于岸边顺直、水位代表性好、不易淤积，主流不易改道的位置，并应避开回水和受水工程建筑物影响的地方
	超声波水位计	当满足采用水体或气体作为声波传输介质条件时，可采用
	气泡式水位计	适用于水质污染严重或有腐蚀性工业废水的地方
	压阻式水位计	当采用的压力传感器满足测量精度、工作环境、传输距离、工作时间等要求时，可采用

三、水位计的允许误差及技术条件

1. 水尺的允许误差及技术条件

(1) 水尺面宽不应小于 5cm。

(2) 水尺最小刻度为 1cm，误差不大于 0.5mm。

当水尺长度在 0.5m 下时，累积误差不得超过 0.5mm；

当水尺长度在 0.5m 上时，累积误差不得超过该段总长度的 1%。

2. 自记水位计的允许误差及技术条件

(1) 当采用自记水位计进行水位观测时，其走时误差应符合表 15-4 的规定。

自记水位计的允许走时误差表

表 15-4

记录周期	允许走时误差(mm)	记录周期	允许走时误差(mm)
日记	0.5	月记	4.0
周记	2.0	季记	9.0
双周记	3.0		

(2) 自记水位计的检查内容和允许误差应符合表 15-5 的规定，超限时应予以改正。

自记水位计检查内容和允许误差表

表 15-5

顺序	检查内容	允许误差
1	走时误差	见表 15-4
2	和校核水尺进行水位比测	20mm
3	检查测井内外水面的水位差	20mm

(3) 水位观测值应精确到 10mm，当上、下比降断面水位差小于 20mm 时，比降水位应精确

到 5mm。

四、沿海和内河水位控制测量

(1) 沿海水位可通过长期水位站、短期水位站或临时水位站进行观测；内河水位可通过基本水位站、基本水尺或临时水尺进行观测。

(2) 水位站的建立和布设以及水准点的设置应符合现行国家行业标准《水运工程测量规范》(JTJ 203—2001) 的有关规定。

(3) 水尺设置应符合下列规定：

① 水尺设置应稳固。

② 当设置两根或两根以上水尺时，两相邻水尺的重叠部分，在内河宜为 0.1 ~ 0.2m；在沿海，不宜小于 0.3m。

③ 当设置两根以上水尺时，应选择其中一根作为基尺。当深度基准面已确定时，水位站零点宜与深度基准面一致。

④ 水尺的设置范围，应高于高水位，低于低水位。

(4) 自记水位计设置应符合下列规定：

① 测井壁应垂直，井底应低于最低水位 0.5 ~ 1.0m，井口应高于最高水位 0.5 ~ 1.0m。

② 测井截面应能容纳浮子随水位自由升降，浮子和井壁间应有 0.05 ~ 0.1m 的间隙。

③ 测井应附设沉沙池或采取其他防淤措施。

④ 测井内宜设置消波设施。

⑤ 当测井内无消波设施时，进水孔截面积与测井筒截面积之比宜为 1/100，在多沙内河水域需视情况而定，但应保证进出水的水位变率大于 0.2m/s。

⑥ 设置自记水位计的同时，应设置校核水尺。

⑦ 设置压力式水位计应保证传感器稳固并便于校验。

(5) 水位观测应符合下列要求：

① 水尺零点应经常校核。水尺倾斜时，应立即校正，并校核水尺零点高程，自记水位计零点也应经常校核。当用水准测量校核有困难时，可利用校核水尺或井口高程校核。校核情况应记入观测手簿。

② 水位观测应采用北京时。每日早、晚水位站应在每日观测前后对时，其误差不应大于 1mm，超限时应拨正。对时及拨正情况应记入手簿。

③ 使用水尺观测水位应符合下列规定：

a. 水位观测次数应符合表 15-6 或表 15-7 的要求。

沿海港口及感潮河段水位观测次数表

表 15-6

观 测 时 期	观 测 次 数	加 密 时 间	
		加 密 次 数	加 密 时 间
观 测 系 列 水 位 时	每 整 小 时 观 测 一 次	每 10 min 观 测 一 次	1. 高、低潮前、后各 30min； 2. 受混合潮或副振动影响，高、低潮过后又出现 小的涨落起伏时
水 深 量 测 时	每 10 ~ 30 min 观 测 一 次	每 10 min 观 测 一 次	1. 高、低潮前、后各 30min 内； 2. 30min 内水位差大于 0.5m 时； 3. 水位变化异常时

内河水位观测次数表

表 15-7

观测时期	水位变化特征	观测次数
基本水尺观测 系列水位时	水位平衡	每日观测一次(08:00)
	水位变化缓慢	每日观测两次(08:00,20:00)
	水位变化较大或出现缓慢的峰谷	每日观测四次(02:00,08:00,14:00,20:00)
	洪水期或水位变化急剧	每整小时观测一次
	暴涨暴落	每 5~30min 观测一次
水深测量时	$\Delta H < 0.1m$	测深开始及结束时各观测一次
	$0.1m \leq \Delta H \leq 0.3m$	测深开始、中间和结束时各观测一次
	$\Delta H > 0.3m$	每整小时观测一次

注: ΔH 为日水位变幅(m)。

- b. 水位读数应取波峰、波谷读数的平均值。
- c. 当水面达到两根水尺重叠范围时, 应同时读取两根水尺的读数, 并归算为基尺零点上的水位, 其差值不应大于 20mm。
- d. 各水尺的读数, 均应归算为基尺零点上的水位。
- e. 观测人员应准时到现场测记水位, 不得追记。因故漏测水位时, 应按实际观测时间测记, 严禁涂改伪造。

④ 使用自记水位计观测水位应符合下列规定:

- a. 使用自记水位计的记录周期, 定期调换记录纸, 换纸时间应注记在记录纸上。
- b. 应定期校测和检查自记水位计, 日记式自记水位计应每日 08:00 时校测一次, 非日记式自记水位计应每 7 天校测一次。

⑤ 不在平潮时的漏测水位, 若漏测时间在 2h 以内, 可内插补入。影响测深精度的插补水位, 不得用于水深改正。

⑥ 对非感潮河段水尺的有效控制范围, 当上下游两水尺的水位改正数差值小于 0.1m, 应以较大值作为水位改正数; 当差值大于或等于 0.1m 时, 应按线性内插法分段求取改正数。

五、地下水位监测

1. 水文地质勘察地下水位监测

1) 地下水位监测要求

专门的水文地质勘察地下水位监测应查明的项目要求(主要依据《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)):

(1) 查明含水层和隔水层的埋藏条件, 地下水类型、流向、水位及其变化幅度, 当场地有多层对工程有影响的地下水时, 应分层量测地下水位, 并查明互相之间的补给关系。

(2) 查明场地地质条件对地下水赋存和渗流状态的影响; 必要时应设置观测孔, 或在不同深度处埋设孔隙水压力计, 量测压力水头随深度变化。

2) 地下水位量测要求

地下水位的量测应符合下列要求:

(1) 遇到地下水时应量测水位。

(2) 稳定水位应在初见水位后经一定的稳定时间后量测。

(3) 对多层含水层的水位量测,应采取止水措施,将被测含水层与其他含水层隔开。

3) 初见水位与稳定水位观测

初见水位和稳定水位可在钻孔、探井或测压管内直接量测,稳定水位的间隔时间按地层的渗透性确定,对砂土和碎石土不得少于0.5h,对粉土和黏土不得少于8h,并宜在勘察结束后统一量测稳定水位。量测读数至厘米,精度不得低于±2cm(《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001))。

4) 地下水位流向的观测方法

测定地下水流向可采用几何法,量测点不应少于呈三角形分布的3个测孔(井)。测点间距按岩土的渗透性、水力梯度和地形坡确定,宜为50~100m。应同时量测各孔(井)内水位,确定地下水的流向。

5) 地下水位的测试仪器

可用水准测量直接量测(按四等水准测量要求)。也可用各式水位计量测,水位计精度要求同第四节第三部分内容(自记水位计的允许误差及技术条件)。

6) 地下水位监测

宜将水位计和孔隙水压力仪联合应用。如除了设观测井外,还可在不同土层或不同深度埋设孔隙水压力仪测量不同土层或不同深度的地下水头变化。

2. 建筑基坑工程地下水位监测

建筑基坑工程地下水位监测应符合以下要求(主要依据《建筑基坑工程监测技术规范》(GB 50497—2009)):

(1) 地下水位监测宜通过钻孔内设置水位管,采用水位计进行量测。

(2) 水位管的管径应根据所采用的水位计的类型选择合适的管径,如采用浮子式水位计时,测井截面应能容纳浮子随水位变化自由升降,浮子与侧壁应有5~10cm间隙。

(3) 水位管的底高程应比预测的最低水位低0.5~1.0m。

(4) 地下水位测量精度不宜低于10mm。

(5) 潜水水位管应在基坑施工前埋设,滤管长度应满足量测要求;承压水位监测时被测含水层与其他含水层之间应采取有效的隔水措施。

(6) 水位管宜在基坑开始降水前至少1周埋设,且宜逐日连续观测水位并取得稳定初始值。

3. 对周边地下水位的观测

采用真空预压法加固软土地基对周边地下水位的观测应符合以下要求:

(1) 地下水位观测点的位置,应设置在加固区边线以外,靠近边线中点处,若要观测真空预压对周边地下水位的影响距离,可间隔一定距离布置;若要观测加固区附近地下水位对周边建筑物影响,可以周边建筑物与加固区之间布置观测点。

(2) 地下水位可采用水位管进行监测,水位管的管径与建筑基坑地下水位监测要求相同。

(3) 水位管的埋设应符合下列规定:

① 钻孔的深度应达到或略超过水位管的埋设深度,水位管的埋设深度按预估和已有经验确定。

② 将连接好的水位管放入孔内,导管连接部分用自攻螺钉固定,而且管端封紧,水位管下部要打孔并用无纺而包扎。

(3) 水位管埋设后应进行检查,合格后将钻管与水位管之间用原土填实,禁止填入带尖角的块状物,以防将缠于水位管芯管外的材料刺破。

(4) 水位高程的计算:先用水准仪测出孔口高程,再用水位仪测出水面与孔口的距离,水位高程可按下式计算:

$$h_i = h_{ki} - H_{ki} \quad (15-1)$$

式中: h_i ——第*i*次测量时水位高程;

h_{ki} ——第*i*次测量时孔口的高程;

H_{ki} ——第*i*次测量时水面至孔口的距离。

六、水位观测成果与应用

1. 江、河、湖、海岸水位观测成果和应用

1) 观测成果

(1) 观测记录。

(2) 沿海港口水位站观测资料整理分析:提供日平均海面、月平面海面、年平均海面和多年平均海面;分析日平均海面、月平均海面、年平均海面随时间的变化图。

(3) 内河水位站观测资料整理分析:提供日平均水位及随时间变化图。

2) 成果应用

(1) 确定深度基准面。

(2) 平均海平面和深度基准面的确定应按现行国家行业标准《水运工程测量规范》(JTJ 203—2001)的有关规定执行。

(3) 根据水位随时间的变化确定设计、施工水位,指导设计、施工和航运。

2. 工程勘察地下水位观测成果与应用

1) 观测成果

(1) 地下水位类型和赋存条件状态及随时间变化曲线图。

(2) 地下水位和降水量的动态变化曲线图,地下水与地表水动态变化曲线图,地下水压动态变化曲线图。

(3) 不同时期的水位埋深图、等水位线图。

2) 成果应用

利用成果资料分析地下水位变化及承压水,对工程建筑物、基础、地下结构物及开挖基坑产生的不良影响、危害程度,并提出防治措施和分析报告。

3. 建筑基坑工程,地下水位监测成果和应用

1) 观测成果

(1) 基坑未降水时,地下水类型和赋存状态及水位随时间的变化图。

(2) 基坑开挖降水过程中,地下水位随时间的变化图。

2) 成果应用

(1) 基坑降水后,水位保持稳定性评价,水位与降水的关系。

(2) 基坑降水对基坑稳定性的影响。

(3) 地下水有压水头压差对基坑工程的不良影响分析(如是否会产生潜蚀、流砂、涌土、管涌等)。

4. 真空预压加固区周边地下水位监测成果与应用

1) 观测成果

- (1) 地下水位类型和赋存状态。
- (2) 随真空时间与地下水位的变化关系图。
- (3) 真空度、地下水位与时间关系图。

2) 成果应用

确定抽真空对加固区周边地下水的影响及影响范围,分析对周边建筑物影响;确定加固区附近水环境(江、河、湖、海)对加固范围地下水的影响。

第十六章 土体变形监测

第一节 概 述

一、土体变形测量的意义

变形监测是对建筑物及其地基、建筑基坑或一定范围内的岩体及土体的位移、沉降、倾斜、挠度、裂缝和相关因素(如地下水、温度、应力应变等)进行监测,并提供分析、预报的过程。土体变形监测主要包括表层沉降、分层沉降、表层水平位移、深层水平位移等观测项目。

地基、基础和工程结构在施工过程和施工完成后,由于其改变了建筑地基的应力状态,地基的变形不可避免;另外,由于工程结构从施工开始就承受各种外部作用(重力、风力、温度变化等)相互交叉的复杂影响,其弹塑性变形也不可避免。工程变形测量的意义在于严密监测地基、基础和结构物的变形幅度和速度,并依据土力学、工程力学和结构工程的相关知识,对变形产生的影响做出正确评价,以确保地基、基础、结构物正常工作。历史上,由于没有对地基、基础工程结构物及时进行变形测量,造成重大损失的例子时有耳闻。1963年意大利的 Vajaut 拱坝(高 266m)发生大滑坡,在 7min 之内就毁灭了一座城市及周围的几个小镇,造成 3000 人死亡。然而,1984 年前后,我国对长江三峡滑坡体进行了长期的变形测量,并成功预报了滑坡的发生,使滑坡体上的居民能够及时撤离,挽救了 11000 人的生命。在建筑工程中,结构变形测量结果是进行安全鉴定,检验工程可靠性的基本依据。除了上述实际意义外,变形测量还是验证现行变形设计计算理论,发展切合实际的地基、基础、结构分析与设计理论的根本途径。

工程变形测量的目的就是利用观测结果,研究工程结构物的变形规律,以达到监测建筑物安全,验证工程设计理论和检验施工质量。对变形测量取得的数据进行整理、加工和分析,做出变形预报,这是变形测量中数据处理的任务,如根据实测沉降,推测地基最终沉降,根据水平变位的发展对土坡稳定性作出预报等。数据处理工作包括:观测数据的检验和质量评定;变形的几何分析;变形的物理解释,即对变形原因做出合理判断,并对变形的发展做出预报,为施工决策提供技术支持。由此可见,土体变形测量的根本目的就是获得土体变形的空间状态和时间特性,进而反演地基、基础应力和变形,确定其工作状态,为建筑物是否能正常施工、运行和维修提供依据。

二、工程地基、基础变形观测应满足的基本要求

(1) 位移和变形观测网宜与工程控制网坐标系统保持一致。观测网应由基准点、工作点和变形观测点组成,控制网的形状应与水工建筑物形状相适应。

(2) 位移和变形观测点的设置应符合下列要求:

① 位移和变形观测点应根据建筑物的结构特点、等级、规模、工程地质情况及采用的观测方法设置,应能反映建筑物的变形特征并便于观测。

②平面与高程观测基准点应设置在变形影响范围之外并便于长期保存的稳定区域内，数量应各不少于3个。使用时，应定期进行稳定性检查。

③基准点和观测点应采取可靠的保护措施，并设有标识。

④垂直位移观测点与水平位移观测点应根据需要设在同一标点上或分开设立。观测点标志的选位与埋设应避开障碍物。

(3)工程变形监测的等级和精度及适用范围：变形监测的等级划分和精度要求及适用范围应符合表16-1的规定(依据《工程测量》(GB 50026—2007))。位移和变形观测的等级和精度应根据水工建筑物对变形的敏感程度，观测的内容、性质、目的和要求，按照观测中误差的绝对值为允许变形值的 $1/10 \sim 1/20$ 的原则确定。

变形监测的等级划分及精度要求表

表16-1

等级	垂直位移监测		水平位移监测 变形观测点的 点位中误差 (mm)	适 用 范 围
	变形观测点的 高程中误差 (mm)	相邻变形观测 点的高差中误差 (mm)		
一等	0.3	0.1	1.5	变形特别敏感的高层建筑、高耸构筑物、工业建筑、重要古建筑、大型坝体、精密工程设施、特大型桥梁、大型直立岩体、大型坝区地壳变形监测等
二等	0.5	0.3	3.0	变形比较敏感高层建筑、高耸构筑物、工业建筑、古建筑、特大型桥梁、大中型坝体、直立岩体、高边坡、重要工程设施、重大地下工程、危害性较大的滑坡监测等
三等	1.0	0.5	6.0	一般性的高层建筑、多层建筑、工业建筑、高耸构筑物、直立岩体、高边坡、深基坑、一般地下工程、危害性一般的滑坡监测、大型桥梁等
四等	2.0	1.0	12.0	观测精度要求较低的建(构)筑物、普通滑坡监测、中小型桥梁等

注：1. 变形观测点的高程中误差和点位中误差，是指相对于邻近基准点的中误差。

2. 特定方向的位移中误差，可取表中相应等级点位中误差的 $1/\sqrt{2}$ 作为限值。

3. 垂直位移监测，可根据需要按变形观测点的高程中误差或相邻变形观测点的高差中误差，确定监测精度等级。

(4)位移和变形观测应按确定的观测周期进行定期观测。

(5)水平位移观测、垂直位移观测和倾斜观测以及应力观测宜配合进行，并应记录与其有关的水文、气象条件和荷载变化情况。

(6)位移和变形观测每次应采用相同的观测线路和观测方法，并应在观测方法规定的环境条件下进行。

(7)各期的变形监测，应满足下列要求：

①在较短的时间内完成。

②采用相同的图形(观测路线)和观测方法。

③使用同一仪器和设备。

④观测人员相对固定。

⑤记录相关的环境因素,包括荷载、温度降水、水位等。

⑥采用统一基准处理数据。

(8) 变形监测作业前,应收集相关水文地质、岩土工程资料和设计图纸,并根据岩土工程地质条件、工程类型、工程规模、基础埋深、建筑结构和施工方法等因素,进行变形监测方案设计。

方案设计,应包括监测的目的、精度等级、监测方法、监测基准网的精度估算和布设、观测周期、项目预警值、使用的仪器设备等内容。

(9) 每期观测前,应对所使用的仪器和设备进行检查、校正,并做好记录。

(10) 每期观测结束后,应及时处理观测数据。当数据处理结果出现下列情况之一时,必须即刻通知建设单位和施工单位采取相应措施:

①变形量达到预警值或接近允许值。

②变形量出现异常变化。

③建(构)筑物的裂缝或地表的裂缝快速扩大。

三、变形监测方法选择

变形监测的方法,应根据监测项目的特点、精度要求、变形速率以及监测体的安全性等指标,按表 16-2 选用。也可同时采用多种方法进行监测。

变形监测方法的选择表

表 16-2

类 别	监 测 方 法
水平位移监测	三角形网、极坐标法、交会法、GPS 测量、正倒垂线法、引张线法、激光准直法、精密测(量)距、伸缩仪法、多点位移计、倾斜仪等
垂直位移监测	水准测量、液体静力水准测量、电磁波测距三角高程测量等
三维位移监测	全站仪自动跟踪测量法、卫星实时定位测量(GPS—RTK)法、摄影测量法等
主体倾斜	经纬仪投点法、差异沉降法、激光准直法、垂线法、倾斜仪、电垂直梁等
挠度观测	垂线法、差异沉降法、位移计、挠度计等
监测体裂缝	精密测(量)距、伸缩仪、测缝计、位移计、摄影测量等
应力、应变监测	应力计、应变计

四、各类建筑物(工业与民用建筑,水运工程水工建筑、公路工程及软基加固工程)的变形观测项目

1. 工业民用建筑

工业与民用建筑的变形观测项目,应根据工程需要按表 16-3 选择。

2. 水运工程水工建筑变形测项目

水运工程建筑变形监测项目应按表 16-4 选定。专门性变形观测应根据建设或研究的特殊要求进行。

工业民用建筑变形监测项目表

表 16-3

项 目		主要监测内容			备 注	
场 地		垂 直 位 移			建 筑 施 工 前	
基坑	支护边坡	不降水		垂 直 位 移	回填前	
				水 平 位 移		
		降 水		垂 直 位 移	降 期	
				水 平 位 移		
				地 下 水 位		
		基 坑 回 弹			基 坑 开 挖 期	
建筑物	基础变形	分 层 地 基 土 沉 降			主 体 施 工 期 、 竣 工 初 期	
		地 基			降 水 期	
	主 体 变 形	基 土 沉 降			主 体 施 工 期 、 竣 工 初 期	
		基 土 倾 斜				
		水 平 位 移			竣 工 初 期	
		主 体 倾 斜				
		建 筑 裂 缝			发 现 裂 缝 初 期	
		日 照 变 形			竣 工 后	

水运工程水工建筑物和地基基础变形观测项目表

表 16-4

建筑物类别	观测项目	建 筑 物	土 体	建 筑 物	土 体	倾 斜	裂 � 缝	外 观	土 压 力	水 压 力	孔隙水压 力
		水 平 位 移	水 平 位 移	垂 直 位 移	垂 直 位 移	—	—	—	—	—	—
重力式码头	★	△	★	△	★	△/★	★	△	△	△	△
板桩码头	★	△	★	△	★	★	★	△	△	△	△
高桩码头	★	★	★	△	★	★	★	△	—	—	—
斜坡码头和浮码头	△	△	★	△	★	★	★	△	—	—	—
斜坡式防波堤	★	△	★	△	—	—	★	—	—	—	△
直立式防波堤	★	△	★	△	★	△	★	—	—	—	△
船台滑道	★	△	★	△	△	★	★	—	—	—	—
船坞	★	△	★	△	★	★	★	△	★	△	△
船闸	★	△	★	△	★	★	★	△	★	△	△
船道整治建筑物	★	△	★	△	—	—	★	—	—	—	—
护岸	★	△	★	△	△/★	△	★	△	—	—	△

注:表中★为必测项目;

△为选测项目

△/★表示既含有必测项目又含有选测项目。

对建筑物顶部的水平位移可近似代表后方填土地表土体位移,对重力式建筑物的平均垂直位移可近似代表地基的平均垂直位移,若要了解土体深层位移和变形,需根据设计要求观测土体深层水平位移和深层垂直位移所以土体水平位移和垂直位移定为选测项目。对于码头堆场软基加固为必测项目。

3. 公路工程变形监测项目

公路工程变形项目以软土地区高等级公路施工监测为代表,表 16-5 给出了监测项目,使用仪器以及监测目的。

软土地区高等级公路施工监测项目表

表 16-5

监 测 项 目		仪 器 名 称	监 测 目 的
沉降	地表沉降	地表型沉降计(沉降板)、水准仪	地表以下土体总沉降量。用于沉降控制、根据预定的要求控制填土速率;预测沉降趋势,确定预压卸载时间和结构物及路面施工时间;提供施工期间沉降全量的计算依据
	地基深层沉降	深层分层标	地基某一层以下沉降量
	地基分层沉降	深层分层沉降标分层沉降观测仪	地基不同层位分层沉降量
水平位移	地面水平位移	水平位移边桩、经纬仪、水准仪	测定路堤侧向地面水平位移量并兼测地面沉降或隆起量,用于稳定监测,以确保路堤施工的安全和稳定
	地基土水平位移	测斜仪、测斜管等	测定地基各层土体侧向位移量,用于稳定监测和了解土体各层侧向变形以及附加应力增加过程中的变形发展情况;掌握分层位移量,推定土体剪切破坏位置
应力	地基孔隙水压力	孔隙水压力计	观测孔隙水压力变化情况,分析地基土的固结过程
	土压力	土压力盒	测定土压力的大小及分布
	承载力	载荷试验仪、桩静载荷试验装置	确定天然地基和复合地基的承载力
其他	地下水位(辅助观测)	地下水位观测仪	观测地基处理后地下水位的变化情况,校验孔隙水压力计的读数
	出水量(辅助观测)	单孔出水量计	检测单个竖向排水井排水量,了解地基排水情况

4. 地基处理工程变形监测项目

(1) 真空预压加固软土地基施工监测项目有:地表沉降、深层分层沉降、地表及深层侧向位移、孔隙水压力、膜下真空压力。

施工过程中可根据需要对下列项目进行监测:

加固区外侧边桩位移、周边建筑物位移和沉降、塑料排水板内部真空压力。

(2) 堆载预压加固软土地基监控项目除了不监测膜下和塑料排水板的真空压力外,其余同真空预压加固软土地基。

(3) 其他加固方法视加固要求、方法特点、地质情况选择监控项目。

第二节 沉 降 观 测

一、水准测量原理应用分类

水准测量原理是利用水准仪和水准标尺,根据水平视线原理测定两点高差,以达到测量观

测点高程的目的。

利用水准仪和水准尺测定观测点高程的方法有高差法和仪高法。

(1) 高差法——采用水准仪和水准尺测定待测点与已知点之间的高差,通过计算得到待定点的高程的方法。

(2) 仪高法——采用水准仪和水准尺,只需计算一次水准仪的高程,就可以简便地测算几个前视点的高程。当安置一次仪器,同时需要测出数个前视点的高程时,使用仪高法是比较方便的。所以,在工程测量中仪高法被广泛地应用。

除以上方法外,还有一种利用液体连通管原理测量沉降的方法叫做静力水准测量。

除水准测量外,还有电磁波测距三角高程测量、GPS 拟合高程测量等方法。测量的主要技术要求及测量方法,应根据不同情况按照《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2007)和《工程测量规范》(GB 50026—2007)的有关规定确定。

二、水准测量主要技术要求

(1) 垂直位移监测网的主要技术要求,应满足表 16-6 的要求。

垂直位移监测网的主要技术要求表

表 16-6

等 级	变形观测点的高程中误差 (mm)	每站高差中误差 (mm)	往返较差、附合或环线闭合差 (mm)	检测已测高差较差 (mm)
一等	0.3	0.07	$0.15\sqrt{n}$	$0.2\sqrt{n}$
二等	0.5	0.15	$0.30\sqrt{n}$	$0.4\sqrt{n}$
三等	1.0	0.30	$0.60\sqrt{n}$	$0.8\sqrt{n}$
四等	2.0	0.70	$1.40\sqrt{n}$	$2.0\sqrt{n}$

注:表中 n 为测站数。

(2) 水准观测的主要技术要求,应满足表 16-7 的要求。

水准观测的主要技术要求表

表 16-7

等级	水准仪型号	水准尺	视线 长度 (m)	前后视的距离 较差 (m)	前后视的距离 较差累积 (m)	视线离地面 低高度 (m)	基本分划、辅助 分划读数较差 (mm)	基本分划、辅助分划 所测高差较差 (mm)
一等	DSS	因瓦	15	0.3	1.0	0.5	0.3	0.4
二等	DSS	因瓦	30	0.5	1.5	0.5	0.3	0.4
三等	DS5	因瓦	50	2.0	3	0.3	0.5	0.7
	DS1	因瓦	50	2.0	3	0.3	0.5	0.7
四等	DS1	因瓦	75	5.0	8	0.2	1.0	1.5

注:1. 数字水准仪观测,不受基、辅分划读数较差指标的限制,但测站两次观测的高差较差,应满足表中相应等级基辅分划所测高差较差的限制。

2. 水准路线跨越江河时,应进行相应的等级的跨河水准测量,其指标不受表的限制,按现行标准《工程测量规范》(GB 50026—2007 有关规定执行)。

(3) 进行水准测量所使用的仪器及水准尺,应符合下列要求:

①水准仪视准轴与水准管轴的夹角 i , DS05 型不应超过 $10''$, DS1 型不应超过 $15''$, DS3 型不应超过 $20''$ 。

②补偿式自动安平水准仪的补偿误差 $\Delta\alpha$, 对于二等水准不应超过 $0.3''$, 三等不超过 $0.5''$ 。

③水准尺上的米间隔平均长与名义长之差, 对于因瓦水准尺, 不应超过 0.15mm ; 对于条形码尺, 不应超过 0.10mm ; 对于木质双面水准尺, 不应超过 0.5mm 。

(4)采用静力水准测量应满足以下要求:

①静力水准观测的主要技术要求, 应符合表 16-8 的规定。

静力水准观测的主要技术要求表

表 16-8

等 级	仪 器 类 型	读 数 方 式	两 次 观 测 高 差 较 差 (mm)	环 线 及 附 合 路 线 闭 合 差 (mm)
一等	封 闭 式	接 触 式	0.15	$0.15\sqrt{n}$
二等	封 闭 式、敞 口 式	接 触 式	0.30	$0.30\sqrt{n}$
三等	敞 口 式	接 触 式	0.60	$0.60\sqrt{n}$
四等	敞 口 式	目 视 式	1.40	$1.40\sqrt{n}$

注: 表中 n 为高差个数。

②观测前, 应对观测头的零点差进行检验。

③应保持连通管路无压折, 管内液体无气泡。

④观测头的圆气泡应居中。

⑤两端测站的环境温度不宜相差过大。

⑥仪器对中误差不应大于 2mm , 倾斜度不应大于 $10'$ 。

⑦宜采用两台仪器对向观测, 也可采用一台仪器往返观测。液面稳定后, 方能开始测量; 每观测一次, 应读数 3 次, 取其平均值作为观测值。

三、建筑沉降监测

建筑沉降观测应测定建筑及地基的沉降量、沉降差及沉降速度, 并根据需要计算基础倾斜、局部倾斜、相对弯曲及构件倾斜。

1. 沉降观测点的布设

沉降观测点的布设应能全面反映建筑及地基变形特征, 并顾及地质情况及建筑结构特点。点位宜选设在下列位置:

(1)建(构)筑物的主要墙角及沿外墙每 $10\sim15\text{m}$ 处或每隔 $2\sim3$ 根柱基上。

(2)沉降缝, 伸缩缝, 新旧建(构)筑物或高低建(构)筑物接壤处的两侧。

(3)人工地基和天然地基接壤处, 建(构)筑物不同结构分界处的两侧。

(4)烟囱, 水塔和大型储藏罐等高耸构筑物基础轴线的对称部位, 且每一构筑物不得少于 4 个点。

(5)基础底板的四角和中部。

(6)当建(构)筑物出现裂缝时, 布设在裂缝两侧。

2. 沉降观测的标志

沉降观测的标志可根据不同的建筑结构类型和建筑材料, 采用墙(柱)标志、基础标志和隐蔽式标志等形式。

3. 沉降监测精度

沉降监测精度等级一般可采用三等(国家标准《工程测量规范》GB 50026—2007),也可根据国家行业标准《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2007)的有关规定确定具体监测项目的精度级别。

4. 沉降观测的周期和观测时间

沉降观测的周期和观测时间应按下列要求并结合实际情况确定:

(1) 建筑施工阶段的观测应符合下列规定:

①普通建筑可在基础完工后或地下室砌完后开始观测,大型、高层建筑可在基础垫层或基础底部完成后开始观测。

②观测次数与间隔时间应视地基与加荷情况而定。民用高层建筑可每加高1~5层观测一次,工业建筑可按回填基坑、安装柱子和屋架、砌筑墙体、设备安装等不同施工阶段分别进行观测。若建筑施工均匀增高,应至少在增加荷载的25%、50%、75%和100%时各测一次。

③施工过程中若暂停工,在停工时及重新开工时应各观测一次。停工期间可每隔2~3个月观测一次。

(2)建筑使用阶段的观测次数,应视地基土类型和沉降速率大小而定。除有特殊要求外,可在第一年观测3~4次,第二年观测2~3次,第三年后每年观测1次,直至稳定为止。

(3)在观测过程中,若有基础附近地面荷载突然增减、基础四周大量积水、长时间连续降雨等情况,均应及时增加观测次数。当建筑突然发生大量沉降、不均匀沉降或严重裂缝时,应立即进行逐日或2~3d一次的连续观测。

5. 稳定标准

建筑沉降是否进入稳定阶段,应由沉降量与时间关系曲线判定。当最后100d的沉降速率小于0.01~0.04mm/d时可认为已进入稳定阶段。具体取值宜根据各地区地基土的压缩性能确定。

6. 监测注意事项

(1)监测严格按照有关规范进行。

(2)检测仪器避开振动影响区。

(3)每次观测应记载施工进度、荷载量变动、建筑倾斜裂缝等各种影响沉降变化和异常的情况。

(4)每周期观测后,应及时对观测资料进行整理,计算观测点的沉降量、沉降差以及本周期平均沉降量、沉降速率和累计沉降量。

7. 建筑沉降监测成果和应用

1) 观测成果

(1)工程平面位置图及基准点分布图。

(2)沉降观测点位分布图。

(3)沉降观测记录。

(4)时间—荷载—沉降量曲线。

(5)等沉降曲线图。

2) 成果应用

利用沉降—荷载—时间曲线推求最终沉降、已达到的应变固结度,推求残余沉降量,

分析是否满足设计要求;验证设计。与水平位移资料综合分析施工过程中建筑物的稳定性等。

根据沉降和差异沉降分析建筑物是否满足设计要求。

四、地基土分层沉降监测

1. 检测分层沉降的目的

分层沉降观测应测定建筑地基内部各分层土的沉降量、沉降速度以及有效压缩层的厚度。

2. 仪器和测量原理

磁性分层沉降仪由磁性材料敏感的探头、埋设于土层中的分层沉降管和钢环、带刻度标尺的导线以及电感探测装置组成,如图 16-1 所示。分层沉降管由波纹波状柔性塑料管制成,管外每隔一定距离安放一个钢环,地层沉降时带动钢环同步下沉。当探头从钻孔中缓慢下放遇到预埋在钻孔孔中的钢环时,电感探测装置就发出信号,这时根据测量导线上标尺在孔口的刻度,以及孔口的高程,就可计算钢环所在位置的高程,测量精度可达 1mm。在基坑开挖前预埋分层沉降管和钢环,并测读各钢环的起始高程,与其在基坑施工开挖过程中测得的高程的差值即为各土层在施工过程中的沉降或隆起。

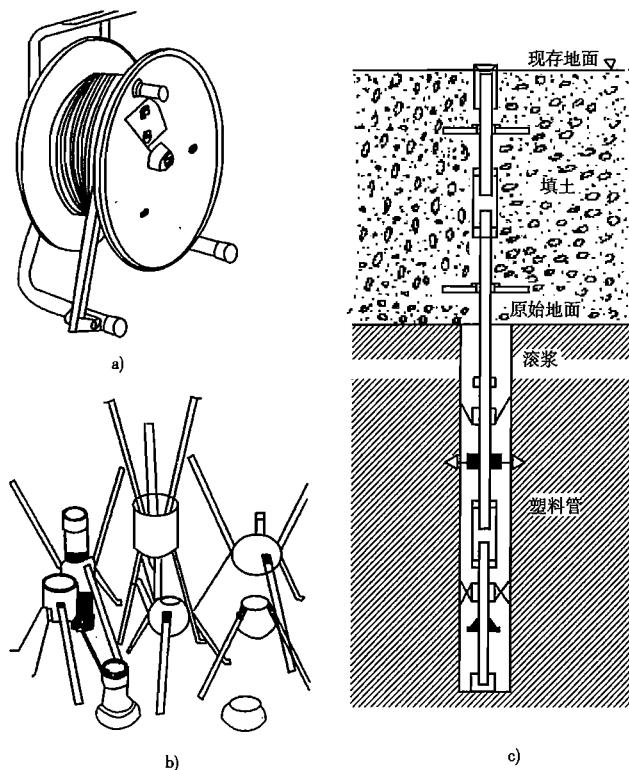


图 16-1 磁性分层沉降仪原理图

a) 磁性沉降仪;b) 磁性沉降标;c) 沉降标安装示意图

常用电磁式沉降仪参数见表 16-9。

常用电磁式沉降仪参数表

表 16-9

型号	CF-1	CF-2	MES.1-5.3		CJY80
测量深度(m)	50	50 100	30 50 100	45~300	50 100
精度(mm)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
质量(kg)	1.0	3.5	3,4,6,8		3,4,6
测头尺寸(mm)	φ42×340	φ36×250	φ43	φ35~42	φ24×150 φ32×150
耐水压(MPa)	0.5	1			1
电源	12VDC	9VDC			9VDC
构造形式	钢尺+电缆	钢尺电缆一体	钢尺电缆一体	带标尺电缆	钢尺电一体
生产厂家	南京电力自动化设备总厂	昆明捷兴岩土仪器公司	香港欧美大地公司	美国 Sinco 公司	金坛市

3. 分层沉降管和钢环的埋设

用钻机在预定位置钻孔,取出的土分层分别堆放,钻到孔底高程略低于被测量土层的高程。提起套管300~400mm,然后将引导管放入,引导管可逐节连接直至略深于预定的最底部的监测点的深度位置,然后,在引导管与孔壁间用膨胀黏土球填充并捣实到最低的沉降环位置,再用一只铅质开口送筒装上沉降环,套在引导管上,沿引导管送至预埋位置,再用φ50mm的硬质塑料管把沉降环推出压入土中,弹开沉降钢环卡子,使沉降环的弹性卡子牢固地嵌入土中,提起套管至待埋沉降环以上300~400mm,待钻孔内口填该层土做的土球至要埋的一个沉降环高程处,再用如上步骤推入上一高程的沉降环,直至埋完全部沉降环。固定孔口,做好孔口的保护装置,并测量孔口高程和各磁性沉降钢环的初始高程。

4. 埋设方法和要求

除了上述电磁式分层沉降仪外,还可埋设深层沉降标(一孔埋设一个测点),埋设方法和要求如下:

(1) 测标长度应与点位深度相适应,顶端应加工成半球形并露出地面,下端应为焊接的标脚,应埋设于预定的观测点位置。

(2) 应用钻孔法埋设分层沉降标志,钻孔时,孔径大小应符合设计要求,并应保持孔壁铅垂。

(3) 下标志时,应用活塞将长50mm的套管和保护管挤紧,图16-2a所示。

(4) 测标、保护管与套管三者应整体徐徐放入孔底,若测杆较长、钻孔较深,应在测标与保护管之间加入固定滑轮,避免测标在保护管内摆动,图16-2b所示。

(5) 整个标脚应压入孔底面以下,当孔底土质坚硬时,可用钻机钻一小孔后再压入标脚,如图16-2c所示。

(6) 标志埋好后,应用钻机卡住保护管提起30~50cm,然后在提起部分和保护管与孔壁之间的空隙内灌沙,以提高标志随所在土层活动的灵敏性。最后,应用定位套箍将保护管固定在基础底板上,并以保护管测头随时检查保护管在观测过程中有无脱落情况,图16-2d所示。

5. 分层沉降观测点的布设

分层沉降观测点应在建筑地基中心附近2m×2m或各点间距不大于50cm的范围内,沿铅

垂线方向上的各层土内布置。点位数量与深度应根据分层土的分布情况确定,每一土层应设一点,最浅的点位应在基础底面下不小于50cm处,最深的点位应在超过压缩层理论厚度处或设在压缩性低的砾石或岩石层上。

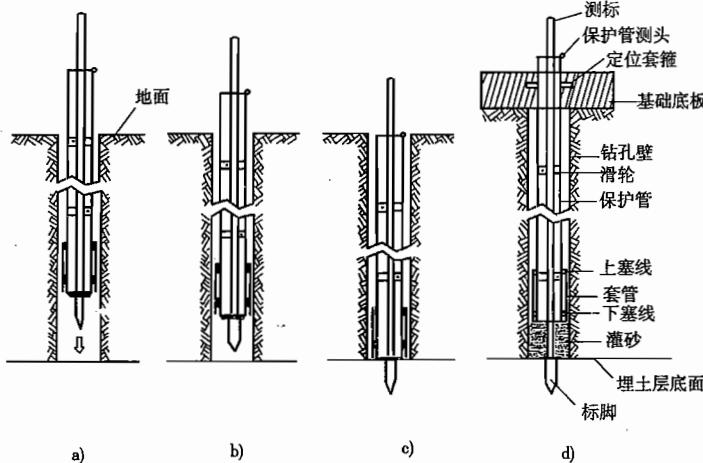


图 16-2 测标式标志埋设步骤

6. 分层沉降观测精度

分层沉降观测精度可按分层沉降观测点相对于邻近工作基点或基准点的高程中误差不大于 $\pm 1.0\text{mm}$ 的要求设计确定。

7. 分层沉降仪观测周期

分层沉降观测应从基坑开挖后基础施工前开始,直至建筑竣工后沉降稳定时为止。观测周期可按照本规范各类建筑物地基固结情况,加荷情况,地下水变化、施工中出现的问题、运营中出现的问题,确定,一般情况下与其他观测项目如地面沉降、侧向变形同步观测,地基或建筑物出现不利变形 加密观测,如1d一次,或2~3d一次。首次观测至少应在标志埋好5d后进行。

8. 地基土分层沉降观测成果和应用

1) 观测成果

- (1) 地基土分层标点位置图。
- (2) 地基土分层沉降观测记录表。
- (3) 各土层荷载—沉降—深度曲线图。

2) 成果应用

利用分层沉降观测成果可求得各土层在荷载作用下最终沉降,各土层应变固结度,工程竣工后各土层残余沉降。检验设计参数,指导施工,与水平变位和应力观测结合可分析土体应力—应变发展趋势,确保工程安全。

五、建筑物场地沉降观测

1. 建筑物的场地沉降观测项目

建筑场地沉降观测应分别测定建筑物相邻影响范围之内的相邻地基沉降与建筑物相邻影响范围之外的场地地面沉降。

2. 建筑场地沉降点位的选择

(1) 相邻地基沉降观测点可选在建筑物纵横轴线或边线的延长线上,亦可选在通过建筑物重心的轴线延长线上。其点位间距应视基础类型、荷载大小及地质条件等综合分析确定。点位可在以建筑物基础深度 $1.5 \sim 2.0$ 倍距离为半径的范围内,由外墙附近向外由密到疏布设,最远点应在沉降零点线以外。

(2) 场地地面沉降观测点,应在相邻地基沉降观测点布设线路之外的地面上均匀布点。根据地形地质条件,可选择平行轴线方格网法、沿建筑物四角辐射网法或散点法布设。

3. 建筑场地沉降点标志的类型及埋设

(1) 相邻地基沉降观测点标志可分为用于监测安全的浅埋标与用于结合科研的深埋标两种。浅埋标可采用普通水准标石或用直径 25cm 左右的水泥管现场浇灌,埋深 $1 \sim 2\text{m}$,底部在冰冻线以下;深埋标可采用内管外加保护管的标石形式,埋深应与建筑物基础深度相适应,标石顶部须埋入地面下 $20 \sim 30\text{cm}$,并砌筑带盖的窨井加以保护。

(2) 场地地面沉降观测点的标志与埋设,应根据观测要求确定,可采用浅埋标志。

4. 观测精度

建筑场地沉降观测精度可按照附录A确定。

5. 观测周期

建筑场地沉降观测的周期,应根据不同情况以及沉降速率等因素具体分析确定,并满足以下要求。

(1) 对于基础施工相邻地基沉降观测,在基坑降水时和基坑土开挖中每天应观测一次;混凝土底板浇完 10d 以后,可每 $2 \sim 3\text{d}$ 观测一次,直至地下室顶板完工和水位恢复;此后可每周观测一次至回填土完工。

(2) 对于主体施工的相邻地基沉降观测和场地地面沉降观测的周期可参照本节建筑沉降观测的有关规定确定。

6. 观测成果和应用

1) 观测成果

- (1) 观测点平面布置图。
- (2) 观测记录表。
- (3) 相邻地基沉降的 $d-s$ (距离—沉降)曲线图。
- (4) 场地地面等沉降曲线图。

2) 成果应用

应用观测成果,可以确定建筑物的施工过程及长期使用荷载,对相邻建筑物的影响及影响范围;确定建筑物场地的沉降特性,如对场地沉降不均匀性的分析、土体固结特性分析等。

六、基坑回弹观测

1. 基坑回弹观测项目

基坑回弹观测,应测定建筑基础在基坑开挖后,由于卸除地基土自重而引起的基坑内外影响范围内相对于开挖前的回弹量。

2. 回弹观测点位布设

回弹观测点位布设,应按基坑形状及地质条件以最佳的点数能测出所需各纵横断面回弹

量为原则进行。可利用回弹变形的近似对称特性,按下列要求布点:

(1)对于矩形基坑,应在基坑中央及纵(长边)横(短边)轴线上布设,纵向每8~10m布一点,横向每3~4m布一点。

(2)基坑外的观测点,应在所选坑内方向线的延长线上距基坑深度1.5~2倍距离内布置。所选点位遇到地下管道或其他构筑物时,可将观测点移至与之对应方向线的空位上。

(3)在基坑外相对稳定且不受施工影响的地点,选设工作基点及为寻找标志用的定位点。

3. 回弹标志位置

回弹标志应埋入基坑底面以下20~30cm。

4. 回弹观测精度

按照《工程测量规范》(GB 5026—2007)基坑回弹变形观测精度等级宜为三等。

按照《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2007)可按附录A进行估算,但最弱观测点相对临近工作基点的高程中误差不得大于±1.00mm。

按照《建筑工程基坑工程检测技术规范》(GB 50497—2009)坑底隆起(回弹)监测的精度应符合表16-10的要求。

表16-10 坑底隆起(回弹)监测的精度要求(单位:mm)

坑底回弹(隆起)报警值	≤40	40~60	60~80
监测点测站高差中误差	≤1.0	≤2.0	≤3.0

以上三项规范精度要求基本一致,只是后者(GB 50497—2009)对回弹量较大的工程放宽了精度要求。

5. 回弹观测路线

回弹观测路线应组成起讫于工作基点的闭合或附合路线。

6. 回弹观测次数

回弹观测不应少于3次,其中第一次应在基坑开挖之前,第二次应在基坑挖好之后,第三次应在浇筑基础混凝土之前。当基坑挖完至基础施工的间隔时间较长时,应适当增加观测次数。

7. 坑底回弹监测

坑底隆起(回弹)宜通过设置回弹监测标,采用几何水准并配合传递高程的辅助设备进行监测,传递高程的金属杆或钢尺等应进行温度、尺长和拉力等项修正。

8. 基坑回弹观测成果及应用

1) 观测成果

(1)回弹观测点位布置平面图。

(2)回弹观测记录表。

(3)回弹纵横断面图。

2) 成果应用

应用观测成果分析由于开挖卸除部分土重对基坑内外影响和影响范围。

七、水运工程水工建筑物与地基垂直位移观测

1. 观测项目

垂直位移观测可分为表面垂直位移观测和分层垂直位移观测。

2. 观测点设置要求

垂直位移观测点的设置应满足下列要求：

(1) 垂直位移观测点的位置和数量应按观测目的和要求确定，每个观测断面不得少于2个观测点。

(2) 表面垂直位移观测点应结合工程地质情况、建筑物结构特点和结构受力情况设置在结构缝两侧、不同结构分界处两侧不同基础或地基交界处两侧、建筑物周边线内侧和墩式结构的角点内侧等。

(3) 分层垂直位移观测点应沿铅垂线方向设置，每一土层不得少于1点。最浅的观测点应设在基础地面下不小于0.5m处，最深的观测点应设在超过压缩层理论深度处，经论证也可设在适当深度处。

3. 观测方法规定

垂直位移观测方法应符合下列规定：

(1) 表面垂直位移观测宜采用几何水准法、液体静力水准法、手持式激光测距法或延伸法等。

(2) 分层垂直位移观测宜采用电磁沉降仪观测法、干簧管式沉降仪观测法或水管式沉降仪观测法等。

4. 垂直位移观测周期

施工期应根据地基与荷载情况确定，使用期除有特殊要求外，第一年宜每季度观测一次，第二年宜每半年观测1次，第三年后宜每年观测1次，直至稳定为止。当建筑物出现异常沉降时应进行逐日或几天一次的连续观测。

5. 观测精度

垂直位移观测精度应符合下列要求：

(1) 表面垂直位移观测精度应符合16-11的规定。未包括在水准线路上的观测点，应以所选定的测站高差中误差作为精度要求施测。由水准基点引测、校测起测基点的垂直位移，应按二等水准测量进行观测。观测点的垂直位移，应按三等水测量进行观测。船闸、船坞等大型混凝土建筑物可提高一个观测等级。

表面垂直位移观测方法及精度表

表 16-11

等 级	观测方法要求	往返较差、附合或环线闭合差 (mm)
一等	可采用国家一等水准精度(设双转点，视线≤15m，前后视距差0.3m，视距累积差1.5m)、精密液体静力水准测量、微水准测量等	≤0.15√n
二等	采用国家一等水准精度和精密液体静力水准测量	≤0.30√n
三等	按《工程测量规范》(GB 50026)二等水准测量和液体水准测量	≤0.60√n
四等	按《工程测量规范》(GB 50026)三等水准测量和短视线三角高程测量	≤1.40√n

注：1. 垂直位移观测高差应符合表16-11要求。

2. 表中n为测段的测站数。

(2) 垂直位移观测高差中误差应符合表 16-12 的要求。

位移和变形观测点的观测精度和适用范围表

表 16-12

等 级	点位中误差 (mm)	高程中误差 (mm)	适 用 范 围
一等	± 1.5	± 0.5	对变形特别敏感的水工建筑物
二等	± 3.0	± 1.0	对变形特别敏感的水工建筑物
三等	± 6.0	± 2.0	一般水工建筑物
四等	± 12.0	± 4.0	对观测精度要求比较低的水工建筑物

注:1. 当水平位移坐标向量表示时,向量中误差为表中相应等级点中误差的 $\frac{1}{\sqrt{2}}$ 。

2. 垂直位移观测,可根据需要按变形观测点的高程中误差或相邻变形观测点高差中误差确定测量等级。

(3) 分层垂直位移观测应每个观测点平行观测 2 次,读数差不得大于 $\pm 2\text{mm}$ 。分层沉降观测方法及要求同本节第四部分。

6. 水运工程水工建筑物及地基观测成果与应用

1) 观测成果

- (1) 垂直位移观测点布置图。
- (2) 垂直位移观测记录表。
- (3) 断面各点沉降量图。
- (4) 沉降量 沉降速率与时间的关系曲线图。
- (5) 沉降量与荷载、时间的关系曲线图。
- (6) 各土层沉降量与荷载深度的关系曲线图。
- (7) 垂直位移观测成果报告。

2) 成果应用

观测成果可应用在以下方面:

- (1) 推算各土层或地基的最终沉降。
- (2) 确定各土层或地基的应变固结度。
- (3) 推算各土层或地基的残余沉降。
- (4) 检验设计参数(如各土层或地基固结系数),积累工程经验,指导设计与施工。

八、软土地区高等级公路沉降观测

1. 观测项目

公路陆地施工沉降观测项目主要有地面沉降监测和分层(或深层)沉降观测。

2. 观测目的

- (1) 控制填土速率。
- (2) 根据实测沉降曲线预测地基固结情况,根据推定的残余沉降确定填方预留沉降量、余宽及涵洞的预留沉降量和断面余量,同时确定结构物和路面施工期。
- (3) 实测路堤沉降,为施工计量提供依据。

3. 观测点布设

根据有关规范规定,在软土地基路堤施工过程中,一般要求每隔 200m 布设一个沉降测

点。桥头引道路段至少要设置 3 个观测断面,第一块沉降板应设置在桥头搭板末端或桥台桩位处(有台前预压时),沉降板间距不超过 50m。

4. 观测周期

沉降观测时间与安排基本与后继的位移观测相同。在施工期间应严格按照设计要求和合同的规定同步进行沉降与稳定观测。每填筑一层应观测一次,但当路堤稳定出现异常情况而可能失稳时,应停止加载。由此造成两次填充时间间隔较长时,至少每 3d 观测一次。路堤填筑完成后,堆载预压期间的观测应视路堤的稳定情况而定,一般没半个月或一个月观测一次,直至预压期结束。

一般来说,观测频率(周期)应与沉降速率相适应。沉降小,观测频率可适当减小,反之,沉降大,观测频率应适当增加。一般路堤在极限高度以下,沉降较小,观测次数可少些;在极限高度以上填筑时,路堤极易失稳,此时,要求每填筑一层均要观测,间歇期要增加观测频率。当沉降曲线突然变陡时,要跟踪观测,分析原因,并考虑是否需要采取措施。

5. 地面沉降观测

施工路段的地表沉降监测常用的方法是在原地面上埋设沉降板进行高程观测。不管是在纵向还是横向,沉降板布点越多,测量的结果就越能反映路堤沉降的真实情况。但另一方面,测点越多,无论是费用还是测量工作量,测点保护工作量和测点对施工的影响等方面的因素都会增加。综合测量需要、施工方便和费用等因素,一般路段沉降板设在路中心,桥头引道段增设路肩及坡趾(可用边桩兼测)测点。

沉降板由钢或钢筋混凝土底板、金属测杆和保护套组成。底板尺寸不小于 50cm × 50cm × 3cm,测杆直径以 4cm 为宜。为了使测杆始终处于自由状态,防止测杆与路堤填料直接接触发生摩擦,影响沉降量测结果,应在测杆外侧加保护管套,保护管套的尺寸应以能使测杆自由沉降并使用标尺能进入套管为宜,随着填筑高度的增高,测杆和套管亦相应接高,每节长度不宜超过 50cm,接高后的测杆顶高应略高于套管上口,以便于水准尺直接置于测杆之上,套管上口应加盖封住套管,避免填料落入管内而影响测杆自由下沉,盖顶高出碾压面高度不宜大于 50cm。

沉降板观测应采用 S1、S3 型水准仪。S1 水准仪做二等水准测量之用,主要用于工作基桩和校核基桩高程检测,以二级中等精度要求的集合测量高程,观测精度应小于 1mm;S3 水准仪作三等水准测量,主要用作填筑路过程中的沉降测量。

6. 分层沉降观测

同本节第四部分。

7. 观测成果与应用

该部分内容基本同水运工程水工建筑物与地基沉降观测相关内容。此外还应分析沉降—荷载—路堤稳定关系,指导设计、施工。

第三节 位 移 观 测

位移观测,这里是专指地基、基础或建筑物产生的非竖向变形。本节着重介绍地基、基础的水平位移,对建筑物的倾斜、裂缝等不做重点介绍。对土地侧向位移、基坑壁侧向位移、滑坡重点介绍。

一、用测斜仪观测水平位移的基本原理

测斜仪的原理是通过摆锤受重力作用来测量测斜探头轴线与铅垂线之间倾角 φ ,进而计算垂直位置个点的水平位移的。图 16-3 为测斜仪量测的原理图,当土体产生位移时,埋入土体中的测斜管随土体同步位移,测斜管的位移量即为土体的位移量。放入测斜管内的活动探头测出的量是各个不同测量段上测斜管的倾角 φ ,而该分段两端点(探头下滑动轮作用点与上滑轮作用点)的水平偏差可由测得的倾角 φ 用下式表示:

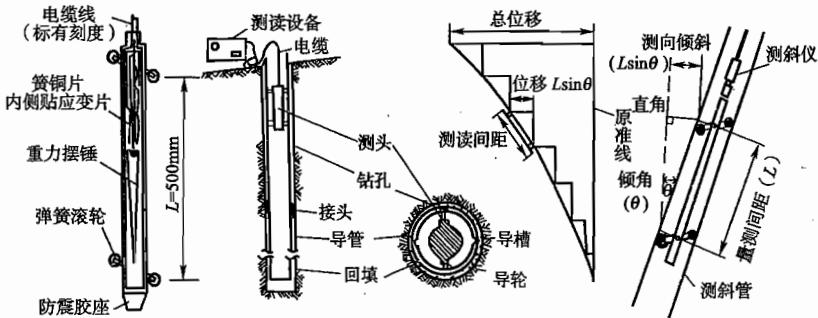


图 16-3 测斜仪量测原理图

$$\delta_i = L_i \cdot \sin\varphi_i \quad (16-1)$$

式中: δ_i ——第 i 量测段的水平偏差值(mm);

L_i ——第 i 量测段的长度,通常取为 0.5m 、 1.0m 等整数(mm);

φ_i ——第 i 量测段的倾角值($^\circ$)。

当测斜管理设得足够深时,管底可以认为是位移不动点,从管底上数第 n 量测段处测斜管的水平偏差总量为:

$$\delta = \sum_{i=1}^n \Delta\delta_i = \sum_{i=1}^n L \cdot \sin\Delta\varphi_i \quad (16-2)$$

显然,管口的水平偏差值 δ_0 就是各测量段水平偏差的总和。

在测斜管两端都有水平位移的情况下,就需要实测管口的水平偏差值 δ_0 ,并从管口下数第 n 测量段处的水平偏差值 δ_n ,即:

$$\delta_n = \delta_0 + \sum_{i=1}^n L \cdot \sin\Delta\varphi_i \quad (16-3)$$

应该引起注意的是:只有当埋设好的测斜管的轴线是铅垂线时,水平偏差值才是对应的水平位移值,但要将测斜管的轴线埋设成铅垂线几乎是不可能的,测斜管理设好后终有一定的倾斜或挠曲,因此,各量测段的水平位移 Δ 应该是各次测得的水平偏差与测斜管的初始水平偏差之差,即:

$$\Delta_n = \delta_n - \delta_{0n} = \Delta_0 + \sum_{i=1}^n L \cdot (\sin\varphi_i - \sin\varphi_{0i}) \quad (16-4)$$

式中: δ_{0n} ——从管口下数第 n 量测段处的水平偏差初始值;

φ_{0i} ——从管口下数第 n 量测段处的倾角初始值;

Δ_0 ——实测的管口水平位移,当从管口起算时,管口没有水平偏差初始值。

测斜管可以用于测单向位移,也可以测双向位移,测双向位移时,由两个方向的测量值求出其矢量和,得位移的最大值和方向。

实际测量时,将测斜仪探头沿管内导槽插入测斜管内,慢慢下滑,按取定的间距 L 逐段测定各量测段处的测斜管与铅直线的倾角,就能得到整个桩墙轴线的水平挠曲或土体不同深度的水平位移。

二、主要技术要求

(1) 水平位移检测基准网,可采用三角形网、导线网、GPS 网和视准轴线等形式。当采用视准轴线时,轴线上或轴线两端应设立校核点。

(2) 水平位移监测基准网宜采用独立坐标系统,并进行一次布网。必要时,可与国家坐标系统联网。狭长形建筑物的主轴线或其平行线,应纳入网内。大型工程布网时,应充分顾及网的精度,可靠性和灵敏度等指标。

(3) 基准网点位,宜采用由强制归心装置的观测墩。

(4) 水平位移监测基准网的主要技术要求,应符合表 16-13 的规定。

水平位移监测基准网的主要技术要求表

表 16-13

等级	相邻基准点的点位中误差 (mm)	平均边长 L (m)	测角中误差 (")	测边相对中误差	水平角观测测回数	
					1"级仪器	2"级仪器
一等	1.5	≤300	0.7	≤1/300000	12	
		≤200	1.0	≤1/200000	9	
二等	3.0	≤400	1.0	≤1/200000	9	
		≤200	1.8	≤1/100000	6	9
三等	6.0	≤450	1.8	≤1/100000	6	9
		≤350	2.5	≤1/80000	4	6
四等	12.0	≤600	2.5	≤1/80000	1	6

注:1. 水平位移监测基准网的相关指标,是基于相应等级相邻基准点的点位中误差的要求确定的。

2. 具体作业时,也可根据检测项目的特点在满足相邻基准点的点位中误差要求前提下,进行专项设计。

3. GPS 水平位移监测基准网,不受测角中误差和水平角观测测回数指标的限制。

(5) 检测基准网的水平角观测,宜采用方向观测法。其技术要求应符合《工程测量规范》(GB 50026—2007)的有关规定。

(6) 检测基准网边长,宜采用电磁波测距。其主要技术要求,应符合表 16-14 的规定。

测距的主要技术要求表

表 16-14

等级	仪器精度等级	每边测回数		一测回读数较差 (mm)	单程各测回较差 (mm)	气象数据测定的 最小读数		往返较差 (mm)
		往	返			温度 (℃)	气压 (Pa)	
一等	1mm 级仪器	4	4	1	1.5			
二等	2mm 级仪器	3	3	3	4			
三等	5mm 级仪器	2	2	5	7			
四等	10mm 级仪器	4	—	8	10			

注:1. 测回是指照准目标一次,读数 2~4 次的过程。

2. 根据具体情况,侧边可采取不同时间段代替往返观测。

3. 测量斜距,须经气象改正和仪器的加、乘常数改正后才能进行水平距离计算。

4. 计算测距往返较差的限差时, a 、 b 分别为相应等级所使用仪器标称的固定误差和比例误差系数, D 为测量斜距(km)。

(7) 对于三等以上的 GPS 监测基准网,应采用双频接收机,并采用精密星历进行数据处理。

三、基坑壁侧向位移(或土体侧向位移)观测

1. 观测项目

基坑壁侧向位移观测应测定基坑维护结构桩墙顶水平位移和桩墙深层挠曲(即桩墙侧向位移随深度的变化),由于上述两项观测方法与要求与土体侧向位移观测基本一致,只是深层土体测斜埋设位置不同,因此土体侧向位移观测不再介绍。

2. 观测点与基准点的设置

(1) 围护墙或基坑边坡顶部的水平和竖向位移监测点应沿基坑周边布置,周边中部、阳角处应布置观测点。监测点水平间距不宜大于 20m,每边监测点数目不宜少于 3 个。水平和竖向位移监测点宜为共用点,监测点宜设置在围护墙顶或基坑坡顶上。

(2) 围护墙或土体深层水平位移监测点宜布置在基坑周边的中部、阳角处及有代表性的部位。监测点水平间距宜为 20~50m,每边监测点数目不应少于 1 个。

用测斜仪观测深层水平位移时,当测斜埋设在围护墙体内,测斜管长度不宜小于围护墙的深度;当测斜埋设在土体中,测斜管长度不宜小于基坑开挖深度的 1.5 倍,并应大于围护墙的深度。以测斜管底为固定起算点时,管底应嵌入到稳定的土体中。

(3) 水平位移监测基准点的埋设应符合国家现行标准《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2007)的有关规定,宜设置有强制对中的观测墩,并宜采用精密的光学对中装置,对中误差不宜大于 0.5mm。

(4) 当使用视准线法、测小角法、前方交会法或极坐标法测定基坑壁侧向位移时,观测点设置应满足下列要求:

①基坑壁侧向位移观测点应沿基坑周边桩墙顶每隔 10~15m 布设一点。

②侧向位移观测点宜布置在冠梁上,可采用铆钉枪射入铝钉,亦可钻孔埋设膨胀螺栓或用环氧树脂胶黏标志。

③测站点宜布置在基坑围护结构的直角上。

3. 观测方法

测定特定方向上的水平位移时,可采用视准线法、小角度法、投点法等;测定监测点任意方向的水平位移时,可视监测点的分布情况,采用前方交会法、后方交会法、极坐标法等;当测点与基准点无法通视或距离较远时,可采用 GPS 测量法或三角、三边、边角测量与基准线法相结合的综合测量方法。

4. 观测精度

基坑壁侧向位移观测的精度应根据基坑支护结构类型、基坑形状、大小和深度、周边建筑及设施的重要程度、工程地质与水文地质条件和设计变形报警预估值等因素综合确定。

基坑围护墙(边坡)顶部、基坑周边管线、临近建筑水平位移监测精度应根据其水平位移报警值按表 16-15 确定。

5. 应用测斜仪测定基坑侧向位移的观测要点

当采用测斜仪测定基坑壁侧向位移时,应满足下列要求:

(1) 测斜仪宜采用能连续进行多点测量的滑动式仪器;测斜仪的系统精度不低于 0.25mm/m,分辨率不宜低于 0.02mm/500mm。

水平位移监测精度要求表(单位:mm)

表 16-15

水平位移	累计值 D (mm)	$D < 20$	$20 \leq D < 40$	$40 \leq D < 60$	$D > 60$
报警值	变化速率 v_D (mm/d)	$v_D < 2$	$2 \leq v_D < 4$	$4 \leq v_D \leq 6$	$v_D > 6$
监测点坐标中误差		≤ 0.3	≤ 1.0	≤ 1.5	≤ 3.0

注:1. 监测点坐标中误差,是指监测点相对测站点(如工作基点等)的坐标中误差,为点位中误差的 $1/\sqrt{2}$ 。

2. 当根据累计值和变化速率选择的精度要求不一致时,水平位移监测精度优先按变化速率报警值的要求确定。

3. 以中误差作为衡量精度的标准。

(2) 测斜管应布设在基坑每边中部及关键部位,并埋设在围护结构桩墙内或其外侧的土体内,其埋设深度应与围护结构入土深度一致。

(3) 将测斜管吊入孔或槽内时,应使十字形槽口对准观测的水平位移方向,连接测斜管时应对准导槽,使之保持在一直线上。管底端应装底盖,每个接头及底盖处应密封。

(4) 埋设于基坑围护结构中的测斜管,应将测斜管绑扎在钢筋笼上,同步放入成孔或槽内,通过浇筑混凝土后固定在桩墙中或外侧。

(5) 埋设于土体中的测斜管,应先用地质钻机成孔,将分段测斜管连接放入孔内,测斜管连接部分应密封处理,测斜管与钻孔壁之间空隙宜回填细砂或水泥与膨润土拌和的灰浆,其配合比应根据土层的物理力学性能和水文地质情况确定。测斜管的埋设深度应与围护结构入土深度一致。

(6) 测斜管埋好后,应停留一段时间,使测斜管与土体或结构固连为一整体。

(7) 观测时,可由管底开始向上提升侧头至待测位置,或沿导槽全长每隔 500m(轮距)测读一次,将侧头旋转 180°再测一次。两次观测位置(深度)应一致,依此作为一测回。每周期观测可测两测回,每个测斜导管的初测值,应测四测回,观测成果取中数。

6. 观测周期

基坑壁侧向位移观测的周期应符合下列要求:

(1) 基坑开挖期间应 2~3d 观测一次,位移速率或位移量大时应每天 1~2 次。

(2) 当基坑壁的位移速率或位移量迅速增大或出现其他异常时,应在做好观测本身安全的同时,增加观测次数,并立即将观测结果报告委托方。

7. 基坑壁侧向位移观测成果和应用

1) 观测成果

(1) 基坑壁位移观测点布置图。

(2) 基坑壁位移观测记录。

(3) 基坑壁位移曲线图。

2) 成果应用

应用观测成果分析侧向变形规律、基坑开挖、施工降水对侧向变形影响,控制施工速率,使基坑施工安全运行,同时使周边建筑物和环境得以保护。

四、滑坡观测

1. 滑坡观测项目

建筑场地滑坡观测应测定滑坡的周界、面积、滑动量、滑移方向、主滑线以及滑动速度,并

视需要进行滑坡预报。

2. 测点布设

滑坡观测点位的布设应符合下列要求：

(1) 滑坡面上的观测点应均匀布设。滑动量较大和滑动速度较快的部位，应适当增加布点。

(2) 滑坡周界外稳定的部位和周界内稳定的部位，均应布设观测点。

(3) 主滑方向的滑动范围已明确时，可根据滑坡规模选取十字形或格网形平面布点方式；主滑方向和滑动范围不明确时，可根据现场条件，采用放射形平面布点方式。

(4) 需要测定滑坡体深部位移时，应将观测点钻孔位置布设在主滑轴线上，并可对滑坡上局部滑动和可能具有的多层滑动面进行观测。

(5) 对已加固的滑坡，应在其支挡锚固结构的主要受力构件上布设应力计和观测点。

(6) 采用 GPS 观测滑坡位移时，观测点的布设还应符合《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2007) 的有关规定。

3. 观测点位标石、标志及埋设

滑坡观测点的标石、标志及其埋设应符合下列要求：

(1) 土体上的观测点可埋设预制混凝土标石。根据观测精度要求，顶部的标志可采用具有强制对中装置的活动标志或嵌入加工成半球状的钢筋标志。标石埋深不宜小于 1m，在冻土地区应埋至当地冻土线以下 0.5m。标石顶部应露出地面 20~30cm。

(2) 岩体上的观测点可采用砂浆现场浇固的钢筋标志。凿孔深度不宜小于 10cm。标志埋好后，其顶部应露出岩体面 5cm。

(3) 必要的临时性或过渡性观测点以及观测周期短、次数少的小型滑坡观测点，可埋设硬质大木桩，但顶部应安置照准标志，底部应埋至当地冻土线以下。

(4) 滑坡体深部位移观测钻孔应穿过潜在滑动面进入稳定的基岩面以下不小于 1m。观测钻孔应铅直，孔径应不小于 110mm。测斜管与孔壁之间的孔隙应按本节第二部分（基坑壁侧向位移观测）有关要求回填。

4. 观测精度

滑坡观测点的测定精度可选择表 16-16 中所列的二、三级精度。有特殊要求的，应另行确定。该表为《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2007) 中的规定。

建筑变形测量的级别、精度指标及其适用范围表

表 16-16

变形测量 级别	沉降观 测	位 移 观 测	主要适用范围
	观测点测站高差中误差 (mm)	观测点坐标中误差 (mm)	
特级	±0.05	±0.3	特高精度要求的特种精密工程的变形测量
一级	±0.15	±1.0	地基基础设计为甲级的建筑的变形测量；重要的古建筑和特大型市政桥梁等变形测量等
二级	±0.5	±3.0	地基基础设计为甲、乙级的建筑的变形测量；场地滑坡测量；重要管线的变形测量；地下工程施工及运营中变形测量；大型市政桥梁变形测量等

续上表

变形测量 级别	沉降观测	位移观测	主要适用范围
	观测点测站高差中误差 (mm)	观测点坐标中误差 (mm)	
三级	±1.5	±10.0	地基基础设计为乙、丙级的建筑的变形测量；地表、道路及一般管线的变形测量；中小型市政桥梁变形测量等

- 注：1. 观测点测站高差中误差，系指水准测量的测站高差中误差或静力水准测量、电磁波测距三角高程测量中相邻观测点相应测段间等价的相对高差中误差。
 2. 观测点坐标中误差，系指观测点相对测站点（如工作基点）的坐标中误差、坐标差中误差以及等价的观测点相对基准线的偏差值中误差、建筑或构件相对底部固定点的水平位移分量中误差。
 3. 观测点位中误差为观测点坐标中误差的 $\sqrt{2}$ 倍。
 4. 本规范以中误差作为衡量精度的标准，并以2倍中误差作为极限误差。

《工程测量规范》(GB 50026—2007)给出了滑坡监测精度的上限值该规范规定：滑坡监测的精度，不应超过表 16-17 的规定。

滑坡监测的精度要求表

表 16-17

类 型	水平位移监测的点位中误差 (mm)	垂直位移监测的高程中误差 (mm)	地表裂缝的观测中误差 (mm)
岩质滑坡	6	3.0	0.5
土质滑坡	12	10	5

可根据建筑物级别、不同工程、建筑物的重要性、工程规模、工程地质（岩质坡或土质坡）情况，选择合适的观测精度。

5. 观测周期

滑坡观测的周期应视滑坡的活跃程度及季节变化等情况而定，并应满足下列要求：

- (1) 在雨季，宜每半月或一月测一次；干旱季节，可每季度测一次。
- (2) 当发现滑速增快，或遇暴雨、地震、解冻等情况时，应增加观测次数。
- (3) 当发现有大的滑动可能或有其他异常时，应在做好观测本身安全的同时，及时增加观测次数，并立即将观测结果报告委托方。

6. 观测方法

滑坡观测点的位移观测方法，可根据现场条件，按下列要求选用：

- (1) 当建筑数量多、地形复杂时，宜采用以三方向交会为主的测角前方交会法，交会角宜在 $50^\circ \sim 110^\circ$ 之间，长短边不宜悬殊。也可采用测距交会法、测距导线法以及极坐标法。
- (2) 对于视野开阔的场地，当面积小时，可采用放射线观测网法，从两个测站点上按放射状布设交会角在 $30^\circ \sim 150^\circ$ 之间的若干条观测线，两条观测线的交点即为观测点。每次观测时，应以解析法或图解法测出观测点偏离两侧线交点的位移量。当场地面积大时，可采用任意方格网法，其布设与观测方法应与放射线观测网相同，但应需增加测站点与定向点。

- (3) 对于带状滑坡，当视野较好时，可采用侧线支距法，在与滑动轴线的垂直方向，布设若干条侧线，沿侧线选定测站点、定向点与观测点。每次观测时，应按支距法测出观测点的位移量与位移方向。当滑坡体窄而长时，可采用十字交叉观测网法。

(4)对于抗滑墙(桩)和要求高的单独测线,可选用视准线法。

(5)对可能有大滑动的滑坡,除采用测角前方交会等方法外,亦可以采用数字近景摄影测量方法同时测定观测点的水平和垂直位移。

(6)滑坡体内深部测点的位移观测,可采用测斜仪观测方法,作业要求可按本节第二部分应用测斜仪测量基坑变形的观测要点执行。

(7)当符合 GPS 观测条件和满足观测精度要求时,可采用单机多天线 GPS 观测方法观测。

7. 滑坡观测点的高程测量方法

滑坡观测点的高程测量可采用水准测量方法,对困难点位可采用电磁波测距三角高程测量方法。观测路线均应组成闭合或附合网形。

8. 滑坡预报方法

滑坡预报应采用现场严密监视和资料综合分析相结合的方法进行。每次观测后,应及时整理绘制出各观测点的滑动曲线。当利用回归方程发现有异常观测值,或利用位移对数和时间关系曲线判断有拐点时,应在加强观测的同时,密切注意观察滑前征兆,并结合工程地质、水文地质、地震和气象等方面资料,全面分析,做出滑坡预报,及时预警以采取应急措施。

9. 滑坡观测成果和应用

1) 观测成果

(1)滑坡观测点位布置图。

(2)观测记录。

(3)观测点位移、沉降与时间综合曲线图。

2) 成果应用

利用观测成果,分析岩土变形、及时对滑坡进行预报,或采取措施、防止重大损失。

对已有滑坡工程的处理提出可行方案,找出滑坡原因,积累工程经验。

五、边桩位移控制土坡稳定的检测

对于软土地基土坡或路堤稳定性检测,一般是通过地面水平位移监测和土体水平位移监测来实现的。

通常对地基稳定性检测的最好办法是埋设深层测斜管进行水平位移观测,但由于测斜管埋设难度大,观测工作量大,大量埋设测斜管不经济,也不现实。因此,在工程实践中,一般均通过观测地面边桩的水平位移和隆起量来获得。因此本部分专门介绍利用检测边桩位移控制土坡(或路堤)稳定的方法及要求。

1. 观测项目

利用边桩监测土坡(或路堤)的水平位移,及隆起(属于竖向位移,观测方法见本章节第二节沉降观测)。

2. 观测点布设

为了了解路堤位移情况,又不致带来过大的工作量,水平位移观测断面应与沉降观测断面位置吻合,即观测断面纵向的设置间距为:一般路段每隔 100 ~ 200m 设置一个观测断面,桥头路段应设置 2 ~ 3 个观测断面;对于桥头纵向坡脚、填挖交界的填方端、沿河等容易失稳的特殊路段,应酌情增加观测点。

3. 边桩的埋设与位移观测

边桩的埋设和位移观测应满足以下要求：

(1) 边桩设置个数是以控制地基稳定为目的的。如果地基失稳，地基两侧(或一侧)一定范围的土体必会有隆起迹象；因此边桩应布设在最有可能隆起的部位。根据有关试验资料和大量工程实践，一般地基失稳隆起位置大都在趾部到其外的10m范围之内，据此边桩需埋设在路堤两侧趾部以及边沟外线以远10m的地方，并结合稳定分析在预测可能的滑动面与地面相切的位置布设测点。一般在趾部以外设置3~4个边桩，同一观测断面的边桩应埋设在同一横轴线上。

(2) 边桩一般采用钢筋混凝土预制，混凝土强度等级小于C25，长度应不小于1.5m(边桩的长度应为原地面以下要求的埋深加上所穿越的填筑层厚度和外露高度之和)；断面可采用正方形或圆形，其边长或直径以10~20cm为宜，桩顶预埋不易磨损的侧头，桩顶露出地面的高度不应大于10cm。

(3) 边桩的埋设方式可采用打入式埋设或开挖式埋设，埋设必须保证桩周回填土密实，桩周上部50cm的范围内用混凝土固定，确保边桩埋设稳定。

(4) 在地势平坦、通视条件好的平原地区，水平位移观测可采用视准线法；在地势起伏较大或水网地区以采用单三角前方交会法观测为宜；地表隆起可采用高程观测法。视准线法要求布设三级点位，由位移标点和用以控制标点的工作基点以及用以控制工作基点的校核基点三部分组成。工作基点桩要求设置在路堤两端或两侧边桩的纵排或横排延长轴线上，且在地基变形的影响区之外，用以控制边桩。边桩与工作基点桩的最小距离以不小于2倍路基宽度为宜；单三角前方交会法要求边桩与工作基点桩构成三角网，并且通视。校核基点要求远离施工现场、工作基点，而且在地基稳定的位置处。

4. 地面水平位移观测仪器与精度

路堤范围以外地基的侧向水平位移和地表隆起都是通过边桩观测的，这是因为该方法设点简易，观测方便，并且可以检测地表的沉降和隆起。但由于边桩埋设深度较浅，位移测值小，故边桩测量仪器要求采用精度较高的精密水准仪。观测仪器和精度要求如下：当采用视准线法观测时，观测仪器采用光电测距仪；当采用单三角前方交会法观测时，可采用J1型或J2型经纬仪。观测精度：测距仪误差 $\leq \pm 5\text{mm}$ ；方向观测水平角误差 $\leq \pm 2.5''$ 。

5. 边桩位移观测成果和应用

1) 观测成果

- (1) 边桩位移测点布置图。
- (2) 边桩水平位移和垂直位移记录。
- (3) 边桩位移测点水平位移、荷载与时间综合曲线图。
- (4) 观测点隆起、荷载与时间综合曲线图。

2) 成果应用

根据边桩位移上述综合曲线，确定加荷速率，指导施工，判定边坡的稳定性，提出防止边坡失稳的措施。

第十七章 复合地基中桩身质量检测

第一节 概述

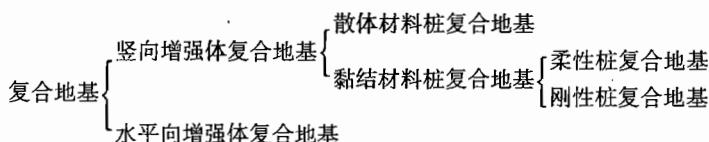
复合地基是指天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强,或被置换,或在天然地基中设置加筋材料,加固区是由基体(天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。

目前在我国应用的复合地基类型主要有:由多种施工方法形成的各类砂石桩复合地基、水泥土桩复合地基、低强度桩复合地基、土桩、灰土桩复合地基、钢筋混凝土桩复合地基、薄壁筒桩复合地基、加筋土地基等。目前复合地基技术在房屋建筑(包括高层建筑)、高等级公路、铁路、堆场、机场、堤坝等土木工程建设中得到广泛应用。复合地基技术的推广应用产生了良好的社会效益和经济效益。

一、复合地基分类

根据地基中增强体的方向复合地基可分为竖向增强体复合地基和水平向增强体复合地基两大类。竖向增强体复合地基习惯上称为桩体复合地基。根据桩体材料性质复合地基又可分为散体材料桩复合地基和黏结材料桩复合地基两类,黏结材料桩复合地基根据桩体刚度大小又可分为柔性桩复合地基和刚性桩复合地基两类。

复合地基分类如下所示:



二、复合地基处理测试方法

复合地基处理测试方法分施工过程监测和阶段性验收检测两种。

1. 施工过程监测

监测工作是施工过程中进行的动态跟踪测试,是地基处理的一个重要环节,需要予以足够重视。通过现场监测指导施工,检验设计参数和处理效果。如达不到设计要求,应检查原因,采取必要措施,或修改设计。只有做好地基处理施工中和施工后的监测工作,才能保证地基处理工程质量。也可通过监测积累资料,为理论研究服务。

现场监测主要测试内容通常为地面沉降和深层沉降,地面水平位移和深层土体侧向位移,地基土强度,地基土中孔隙水压力等。掌握施工过程中地基与周围环境的变形与应力应变过程,分析处理效果与环境安全。对某一具体工程,需要周密计划,根据监测目的和相应的规范要求,合理确定测试项目和监测点的数量,满足信息化施工的要求。

2. 阶段性验收检测

阶段性验收检测是为了检验地基处理的效果是否达到了预期目的、处理的结果能否满足

设计要求,对地基处理全过程或过程中的某一阶段所进行的验收性检测,主要包括:复合地基的承载力检测、桩间土检测、单桩的承载力和桩身完整性检测等。

复合地基中桩身质量检测在竖向增强体复合地基检测中,是必不可少的重要组成部分,尤其是对黏结材料桩复合地基的桩身质量检测,随着桩土应力比的提高,而显得更加重要。通常复合地基和单桩承载力检测都采用静载荷试验,黏结材料与符合一维弹性杆件模型的桩,其复合地基的桩身质量可采用钻心法或低应变反射波法检测。

第二节 钻 芯 法

一、适用范围

钻芯法是复合地基中桩身质量检验的一个较重要的方法,它的适用范围很广,几乎适用于所有的竖向增强体黏结材料桩复合地基的桩身质量与桩间土的检验。优点是检验效果直观、可以在现场直接描述桩身质量的均匀性、还可以结合辅助手段对桩身的强度分布作出评价;缺点是在检测过程中对桩身有一定的破损,属于局部破损检验方法,检验完成后对局部破损的部分应给予适当的补强处理。

其中,钻芯法对低强度混凝土桩等刚性桩的桩身质量检验,包括:钻取芯样、芯样制备、强度试验、资料整理与结果评价等,与结构部分讲的钻芯法完全相同,在此不在赘述。下面主要以水泥搅拌桩为例,介绍对柔性桩复合地基的桩身质量的检验方法。

二、方法原理

钻芯法目前还没有形成统一的规范标准,根据多年积累的实践经验,它的原理是用钻孔方法连续钻取水泥土搅拌桩桩芯,可直观地检验桩体强度和搅拌的均匀性。取芯通常用 $\varnothing 108\text{mm}$ 岩芯管,取出后可当场检查桩芯的连续性、均匀性和硬度,并用锯、刀切割成试块做无侧限抗压强度试验,同时还可以在钻进过程中,结合动力触探、静力触探和标准贯入试验,综合对桩体强度随深度的变化作出评价,将检测结果与设计要求的指标进行对比,从而达到检验的目的。但在实际工作中,由于有些桩的不均匀性,在取样过程中水泥土很易产生破碎,取出的试件做强度试验很难保证其真实性。使用本方法取桩芯时应有良好的取芯设备和技术经验,确保桩芯的完整性和原状强度。进行无侧限强度试验时,可视取芯时对桩芯的损坏程度,将设计强度指标乘以 $0.7 \sim 0.9$ 的折减系数。

三、仪器设备

1. 主要仪器设备

- (1) 100型工程回转钻机:主钻机、泥浆泵、钻杆、动力系统等。
- (2) 专用双管单动取样器、样品盒、样签及封样工具。
- (3) 应变控式或压力控制式无侧限压力机:测力计(相对误差不大于2%、量程应能使试件的预计破坏荷载不小于全量程的20%、不大于全量程的80%)、加力架、升降设备。
- (4) 轴向位移计:量程10mm、分度值0.01mm、F.S 0.2。

2. 辅助设备

- (1) 轻便动力触探器(图 17-1)。
- (2) 标准贯入器(图 17-2)。
- (3) 静力触探器等设备(图 17-3)。

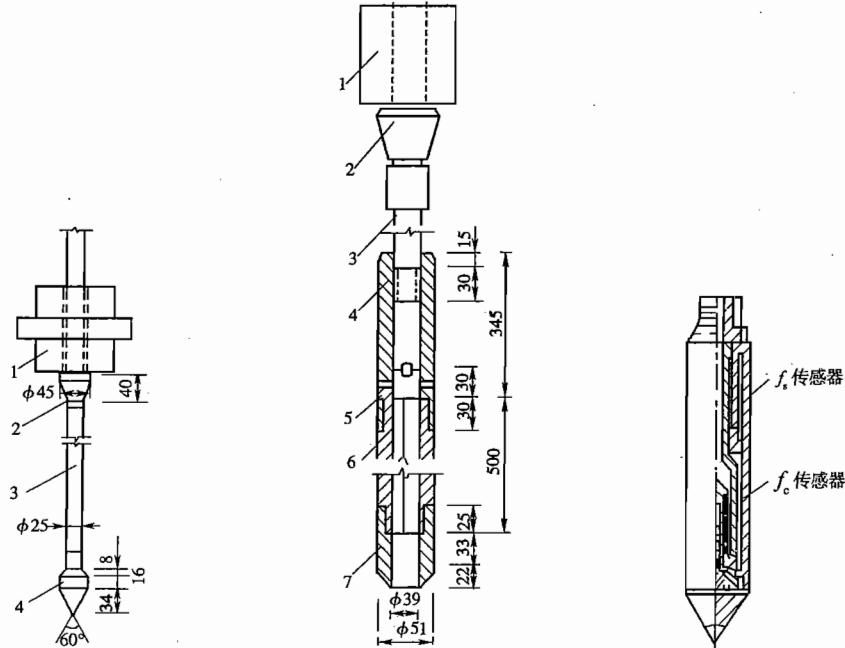


图 17-1 轻型动力触探试验设备

(尺寸单位:mm)

1-穿心锤；2-锤垫；3-触探杆；
4-圆锥头

图 17-2 标准贯入试验设备

(尺寸单位:mm)

1-穿心锤；2-锤垫；3-触探杆；4-贯入器头；
5-出水孔；6-贯入器身；7-贯入器靴

图 17-3 双桥探头示意图

四、操作步骤

- (1) 选准桩位、清理整平现场、准备好泥浆坑和水源。
- (2) 将钻机设备就位、调平、对准桩位。
- (3) 先用开孔钻头、开钻，钻进 0.5m。
- (4) 开始换取样器，边取样边钻进，中间穿查进行触探或标贯等辅助测试。要求在钻进过程中：轻给压、适量水、高转速、慢进尺，钻机主轴径向跳动不超过 0.1mm，钻头的同轴度不大于 0.3mm，钻头允许的圆跳动为 0.8~1.5mm。
- (5) 要求每一次取样后，现场描述其均匀性、连续性及颜色、硬度、辅助测试结果等，并填写每个样品的编号、取样深度、位置，及时将样签连同样品一起装入样品盒蜡封保存。
- (6) 重复步骤(4)、(5)直到钻至桩底，钻透桩底后，应继续钻进并钻取 1~3 个具有代表性的原状土样为止。
- (7) 将钻机设备移到下一个桩点，重复步骤(1)~(6)；
- (8) 现场撤离前，安排施工人员用砂或砂浆等将钻孔充填补强。

(9) 外业完成后,按水泥土试样制作与养护要求,进行室内无侧限抗压强度试验,并换算成立方体试块的标准强度。

《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)规定:

全部工程或区段工程完工后,应由工程监理工程师指定区域,进行搅拌后 90d 或 120d、180 d 加固体强度的现场钻孔取芯检验。

钻孔检验可用直孔法及斜孔法,直孔用以检验逐层土加固后的强度,斜孔用以检验相临搅拌桩间的搭接质量。钻孔取样宜采用水上钻探平台,芯样应逐层取出,每延米至少制一个试块,测定无侧限抗压强度,其平均值应不小于设计要求的加固体现场无侧限抗压强度平均值 q'_{ult} 。

钻孔取样与强度试验应制定严格的操作规程,避免因设备及操作因素对加固体强度作出过低的评价。对考虑桩端承载的加固体,可通过钻孔取样或钻孔内标准贯入试验判断加固体是否到达持力层。

五、资料整理

(1) 根据现场记录和室内无侧限抗压强度测试结果,形成各个桩点的钻芯检测结果汇总表。其内容主要包括:现场检测日期、室内试验日期、现场描述和记录结果、各试验阶段的养护龄期与环境条件、各芯样的标准强度和设计值的建议折算系数等。

(2) 根据室内外检测结果,绘制深度与取芯强度关系曲线图。

(3) 通过检测结果与设计参数比较得出检测结论,编制检测报告。

六、成果应用

钻心法检测成果,主要应用于对桩身质量的评价,在没有静载荷试验时,也可做如下估算。

1. 复合地基承载力计算

水泥土搅拌桩复合地基的承载力特征值应通过现场单桩或多桩复合地基静荷载试验确定,初步设计时,也可按式(17-1)估算:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta (1 - m) f_{sk} \quad (17-1)$$

式中: f_{spk} ——复合地基承载力特征值(kPa);

R_a ——单桩竖向承载力特征值(kN);

f_{sk} ——桩间土承载力特征值(kPa),可取天然基承载力特征值;

β ——桩间土承载力折减系数,宜按当地经验取值;当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土承载力特征值的平均值时,可取 0.1~0.4,差值大时取低值;当桩端土未经修正的载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.5~0.9,差值大或设置褥垫层时均取高值。

单桩竖向承载力特征值 R_a ,也应通过现场载荷试验确定。当无单桩载荷试验资料、初步计算时,可按下列公式估算,且应使由桩身材料强度确定的单桩承载力大于或等于由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力:

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \quad (17-2)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (17-3)$$

式中: u_p ——桩的周长(m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

q_{si} 、 q_p ——桩周第*i*层土的侧阻力、桩端端阻力特征值(kPa),可按相关规范确定;

l_i ——第*i*层土的厚度(m);

α ——桩端天然土承载力折减系数,可取0.4~0.6;

η ——桩身强度折减系数,干法可取0.2~0.3,湿法可取0.25~0.33;

f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥土配方相同的立方体试块(边长为70.7mm)在标准养护条件下90d龄期的立方体抗压强度平均值(kPa)。

2. 复合地基的竖向变形(沉降)计算

搅拌桩复合地基的竖向变形包括搅拌桩复合土层的平均压缩变形 s_1 与桩端下未加固土层的压缩变形 s_2 两部分,其中搅拌桩复合土层的压缩变形 s_1 可按下式计算:

$$s_1 = \frac{(p_z + p_{zi})l}{2E_{sp}} \quad (17-4)$$

$$E_{sp} = mE_p + (1 - m)E_s \quad (17-5)$$

式中: p_z ——搅拌桩复合土层顶面的附加压力值(kPa);

p_{zi} ——搅拌桩复合土层底面的附加压力值(kPa);

E_{sp} ——搅拌桩复合土层的压缩模量(kPa);

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

E_s ——桩间土的压缩模量(kPa)。

桩端以下未加固土层的压缩变形 s_2 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的有关规定进行计算。

第三节 低应变反射波法

低应变反射波法检验复合地基中的桩身质量,适用于所有符合一维弹性杆件模型的竖向增强体黏结材料均质桩。其优点是检验效率高、方便快捷,能够对均质桩的桩身连续性或完整程度作出评价,通过波速也可以对桩身强度作出估计,并且检测过程中对桩身没有损坏;缺点是仅适用于符合一维弹性杆件模型的均质桩,检测结果是定性或半定量的评价,目前还不能作出定量的评价。

低应变反射波法在全国桩基础工程中已得到广泛的应用。它是在现场原型试验的基础上,基于一些理论假设和工程实践经验进行综合分析,对原形桩的桩身质量作出评判的一种检测方法。低应变测桩利用相对较低能量的瞬态或稳态激振,使桩在弹性范围内作低幅振动,产生的应力波沿着桩身纵向传播。同时利用波动和振动理论根据接收到的波形变化规律,分析判断桩身缺陷性质和缺陷位置,最终对桩身完整性作出评价。

在低应变检测桩身质量的方法中,大体可分为稳态激振和瞬态激振两种方式:稳态激振方式有机械阻抗法、共振法;瞬态激振方式有动力参数法、水电效应法、低应变反射法等。其中的低应变反射波法,原理清楚、试验设备简便、检测速度快、费用相对较低,适用于工程桩大面积

普查,很受基桩检测人员和用户的欢迎,因此,在桩身质量的检测中,这一方法应用最普遍。本章主要介绍低应变反射法的原理、应用及测试分析方法。

第四节 低应变反射法的基本原理及适用范围

一、低应变反射法的基本原理

1. 一维波动方程

低应变反射波法是采用一维应力波理论去研究桩土体系的动态响应,并作了以下三点基本假定:

- (1) 桩被看作是一维弹性体杆件($L \gg D$, L 为桩长, D 为桩径)。
- (2) 桩被视为由匀质材料构成, 截面恒定, 各物理力学参数如弹性模量、质量密度为常数, 横截面在受力时保持平面。
- (3) 忽略桩内外的阻尼和摩擦力的影响。

假设杆介质均匀连续弹性, 在受到一冲击力作用后, 应力波沿杆身传播规律遵循一维波动方程。一维波动方程:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (17-6)$$

2. 应力波在阻抗界面的反射和透射

当桩顶受到一冲击力后, 纵向应力波将遵循波的传播规律, 由桩的一端传向另一端, 当桩中某截面处的波阻抗发生变化时, 应力波在桩中的传播会发生反射、透射和折射。阻抗 Z 是桩截面积、材料密度和弹性模量的函数: $Z = \rho A C$, ρ 是桩身材料密度, A 为桩身截面面积, C 是应力波在桩中的传播波速。图 17-4 是纵向应力波在桩中的传播示意图。

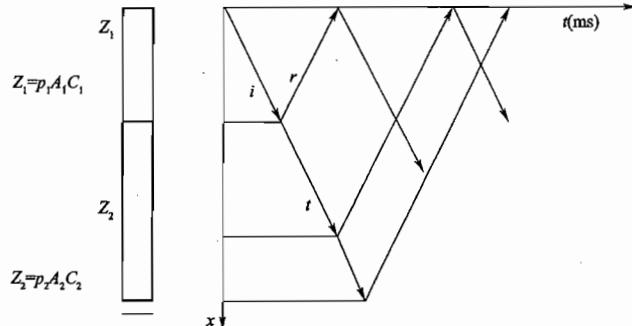


图 17-4 应力波在桩身的传播及反射过程

假设桩身中某处阻抗 Z 发生变化(如图 17-4 所示的由 Z_1 变到 Z_2), 则阻抗变化截面处将产生反射波和透射波, 用 i 、 r 、 t 分别表示入射波、反射波和透射波, 有以下关系成立:

$$V_r + V_i = V_t$$

$$F_r + F_i = F_t$$

根据动量守恒条件, 可解得:

$$V_r = -\xi_R \cdot V_i \quad (17-7)$$

$$V_t = \xi_T \cdot V_i \quad (17-8)$$

$$\xi_R = \frac{1-n}{1+n} = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad (17-9)$$

$$\xi_T = \frac{2}{1+n} \quad (17-10)$$

$$n = \frac{Z_1}{Z_2} = \frac{\rho_1 A_1 C_1}{\rho_2 A_2 C_2} \quad (17-11)$$

式中: ξ_R 、 ξ_T ——反射系数和透射系数;

n ——阻抗比;

V_i 、 V_r 、 V_t ——入射波、反射波和透射波在界面处的质点振动速度;

F_i 、 F_r 、 F_t ——入射波、反射波和透射波在界面处受到得力。

结合式(17-7)~式(17-11)讨论反射波的情况:

(1) 由于阻抗 $Z = \rho A C$ 正值, 所以阻抗比 n 和透射系数 ξ_T 也是正值, 即透射波和入射波的质点运动方向一致。

(2) 当 $n=1$, 即桩身阻抗不发生变化时, 有 $Z_1 = Z_2$, $\xi_R = 0$, $\xi_T = 1$, $V_r = 0$, $V_t = V_i$, 此时无反射波发生, 应力波沿着桩身方向无阻碍正向传播。

(3) 如果阻抗 Z 在桩身某一截面处由大变小, $Z_2 < Z_1$, $\xi_R < 0$, V_r 与 V_i 符号相同, 也就意味着反射波引起的质点运动速度 V_r 与入射波引起的质点运动速度 V_i 为同相运动。 Z_2 减小越多, V_r 反射越强。当 $Z_2 \rightarrow 0$, $n \rightarrow \infty$, $\xi_R \rightarrow -1$, $\xi_T \rightarrow 0$, $V_r = V_i$, $V_r + V_i = V_t = 2V_i$ 。此时入射波和反射波引起的质点运动速度在界面叠加, 速度加倍, 桩端自由时是这种情况。

阻抗 Z 的减小反映出桩的截面面积减小或截面强度减弱, 桩缩颈、断裂、离析、桩身材料强度减弱等部位的反射, 其反射波与入射波质点运动速度同相位。

(4) 如果阻抗 Z 在桩身某一截面处由小变大, $Z_2 > Z_1$, $\xi_R > 0$, V_r 与 V_i 符号相反, 也就是反射波引起的质点运动速度 V_r 与入射波引起的质点运动速度 V_i 为反相运动。 Z_2 增大越多, V_r 反射越强。当 $Z_2 \rightarrow \infty$, $n \rightarrow 0$, $\xi_R \rightarrow 1$, $\xi_T \rightarrow 2$, $V_r = -V_i$, $V_r + V_i = V_t = 0$ 。这种情况下在该界面处入射波和反射波引起的质点运动速度在界面的叠加结果使速度为零, 反射波和入射波的运动速度反相。桩端为固定端时即属于这种情况。

实际工程检测中桩身某部位阻抗增加反映出桩在该截面处面积增大或强度增加, 对扩径桩、桩身材料强度在某截面处突然提高的桩或良好的嵌岩桩, 其相应部位反射波的相位均与入射波相位相反。当桩侧某部位土阻力突然增大时, 该处也会产生与入射波相位相反的反射波。

3. 波形的频谱分析

前面讨论的应力波在桩身的传播过程是从时域来分析的, 实际检测工作中单从时间区域判断桩身的质量是不够的, 有时需对时域模拟信号进行数字化, 进行数/模转换, 把瞬态动力时域信号通过傅立叶变换, 转化到频率域中进行分析, 作为对时域分析的补充。频谱分析及傅立叶变换公式推导请参阅《基桩质量检测技术》。

1) 傅立叶级数法

动态信号一般分为周期性和非周期性两类, 周期性信号又分为简谐周期信号和复杂周期

信号。简谐周期信号为：

$$y_T(t) = A_0 \sin(2\pi ft + \varphi) = A_0 \sin\left(\frac{2\pi t}{T} + \varphi\right) \quad (17-12)$$

式中： A_0 、 f 、 T 、 φ ——振幅、频率、周期和相位角。

对 $y_T(t)$ 在区间 $[0, T]$ 上进行积分，得到傅立叶级数公式：

$$y_T(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \left(a_n \cos \frac{2\pi n}{T} t + b_n \sin \frac{2\pi n}{T} t \right) \quad (17-13)$$

式中的系数：

$$a_0 = \frac{2}{T} \int_0^T y_T(t) dt$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T y_T(t) \cos \frac{2\pi n}{T} t dt \quad (n = 1, 2, 3, \dots)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_0^T y_T(t) \sin \frac{2\pi n}{T} t dt \quad (n = 1, 2, 3, \dots)$$

$$\text{设 } a_n = A_n \sin \varphi_n, b_n = A_n \cos \varphi_n, f = \frac{1}{T}$$

$$y_T(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin(2\pi nft + \varphi_n) \quad (17-14)$$

式中： A_n ——傅立叶级数频谱的幅值；

φ_n ——傅立叶级数频谱相位值。

2) 傅立叶积分法

动态信号非周期性信号的频谱分析采用傅立叶积分法，可得到下面二式：

$$Y(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} y(t) \cdot e^{-j\omega t} dt \quad (17-15)$$

$$y(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} Y(\omega) \cdot e^{j\omega t} d\omega \quad (17-16)$$

3) 傅立叶变换

对时域模拟信号进行数字化即 A/D 转换。设时域信号采集时间长度为 T ，采样时间间隔为 Δt ，采样点数为 N ，则：

$$Y(f_n) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} y(k\Delta t) \cdot e^{-j\frac{2\pi nk}{N}} \quad (n = 1, 2, 3, \dots, N-1) \quad (17-17)$$

$$y(k\Delta t) = \sum_{n=0}^{N-1} Y(f_n) \cdot e^{-j\frac{2\pi nk}{N}} \quad (n = 1, 2, 3, \dots, N-1) \quad (17-18)$$

图 17-5 是一根等截面摩擦桩的时域波形和傅立叶变换后的频谱曲线。

二、低应变法的适用范围

1. 低应变法的适用范围

低应变法是用一维应力波理论去研究桩的动态响应，将桩视为一维弹性杆件，利用桩顶

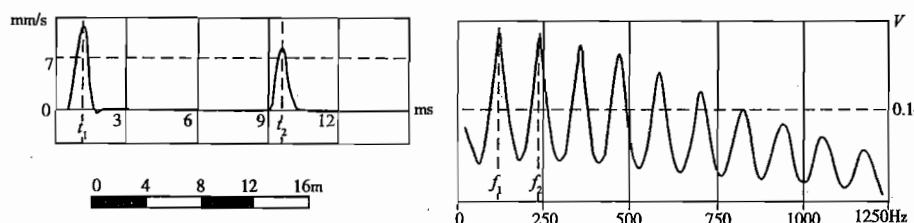


图 17-5 时域波形及频谱图

的激振能量,根据应力波在桩身中的变化规律去分析桩身阻抗变化情况,判断桩身是否有缺陷以及相应的缺损位置和缺损程度。该方法适用于钢筋混凝土预制桩(预制混凝土方桩、板桩、预应力管桩等)和混凝土灌注桩(钻孔灌注桩、挖孔灌注桩、沉管灌注桩等)的桩身结构完整性检测。

低应变法对桩身缺陷只能作定性判别,且不适用于下面几种情况:

- (1) 不适用于检测及推算桩的承载力,因为低能量的激振不可能充分发挥桩周土阻力。
- (2) 不能用于推算桩身混凝土强度。一般地讲,混凝土强度越高,波速相对也高,但影响波速的因素很多,除了混凝土强度外,还与混凝土骨料品种、粒径大小、水灰比、成桩工艺等因素有关,级配不同的混凝土可能达到相同强度,但波速会有一定差别;同样波速相同的混凝土也可能强度相差很大,为此至今还没能建立纵波波速与混凝土强度的关系公式。
- (3) 不能用于检测桩身纵向裂缝和较深部位的桩身缺陷,也不能检测混凝土灌注桩桩底沉渣厚度。
- (4) 不适用于强度较低的水泥土桩、砂(碎石)桩等柔性桩和半刚性桩的质量检测。因为此类桩不仅强度低且离散性大,而低应变检测是靠敲击的应力波在桩身的传递信号判别桩身质量,适宜在刚性桩上使用。

2. 影响低应变测桩的主要因素

1) 桩长及桩周土层的影响

应力波在桩身传递过程中,由于受桩身内阻尼和桩侧土阻力的影响,应力波不断衰减,衰减的速率与桩侧土层性质和桩身材料有关,目前还无法得到一个较准确的衰减公式。例如一根施工的打入预制桩,在刚打入时桩侧土阻力较小,应力波可传播到桩身相对较深部位,但隔若干天后,桩周土体得到恢复,桩侧摩阻力增大,应力波衰减相对较快,此时检测的深度会减短。再如同样的混凝土灌注桩,若桩身混凝土强度高,则应力波传播的有效深度相对要深一些。但不管怎样,低应变测桩的深度都是有限的。具体检测时应结合桩型、土质等条件通过测试决定,对超过检测有效桩长部位桩身质量可采用其他方法检测,如钻芯法等。

2) 激振锤的影响

低应变法激振能量一般依靠激振锤敲击,应根据不同情况选择合适的敲击锤和锤垫材料。

不同材料、不同质量的锤头对波形产生一定的影响。锤头的材料有钢质、铝质、尼龙、硬橡胶等,材质不同,敲击产生的脉冲宽度和频带宽度也不同。钢质锤头产生的脉冲时间最短、频带最宽,其次是铝质锤头、尼龙锤头和硬橡胶锤头。选用不同材质锤头的主要目的是控制激励脉冲的宽窄,以获得清晰的桩身阻抗变化的反射和桩底反射。当桩身缺陷位置离桩顶较近时,宜选用质量小且刚度较大的锤头,使冲击入射波脉冲较窄,高频成分较多,桩身浅部缺陷可以

清晰显示出来。反之,采用质量较大且刚度较小锤头时,得到的冲击脉冲较宽,低频成分较多,相应的应力波能传递到桩身较深部位。

也可以通过锤垫调整波形的脉冲宽度,软的垫层可以使脉冲变宽,试验时可根据要求调节垫层的厚度和硬度。低应变检测时的垫层厚度一般为1~2mm。

3) 桩身多阻抗变化的影响

一般当桩身有1~2个阻抗变化时,应力波的反射还是比较清楚的,但当桩身存在3个或3个以上的阻抗变化段时,由于多次反射波相互叠加,使得接收到的反射信号变得十分复杂,难以判断和分析。同样,低应变检测也难以判别那些桩身截面渐变的桩。

第五节 低应变检测步骤

一、测试前的准备工作

1. 桩顶处理

桩顶处理的好坏直接影响检测质量。因此要求被检桩的桩顶(或设计高程处)混凝土质量、截面尺寸与设计相同。如果检测对象为钻孔灌注桩,应凿除桩顶浮浆,露出新鲜、坚硬的混凝土;若为预制混凝土桩,宜在破桩前进行低应变测试,被检桩的桩顶检测面必须平整、密实和水平。当遇到桩顶不平整时,检测点和激振点位置处宜用便携式砂轮机磨平。

2. 激振点的选择和传感器安装

传感器安装点及锤击激振点的选择应根据不同桩型而定:对混凝土实心桩,激振点位置宜选择在桩顶中心;对空心桩,激振点宜选择在桩壁中部;对于大直径混凝土灌注桩,激振点选在桩顶中部,传感器安装在距离桩顶中心约 $2/3$ 半径处;对于混凝土管桩,传感器安装位置宜在管桩壁厚的 $1/2$ 处,激振点位置与传感器安装位置的水平夹角宜为 90° ,当桩径大于1.0m时,激振点不宜少于4处,各安装点位置如图17-6所示。

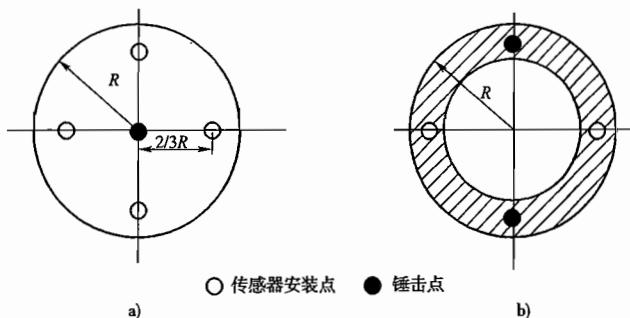


图17-6 传感器安装示意图

a) 实心桩; b) 空心桩

传感器应稳固地安置在桩顶,黏合剂可采用橡皮泥或黄油等材料。安装完毕的传感器应紧贴桩的顶面,传感器不产生滑动、信号线不抖动,不能用手扶持传感器和信号线,并保证传感器安装平面与桩的中心轴线垂直。

3. 仪器设备

目前,在国内使用的测桩仪器品种很多,有进口仪器,也有国产仪器,仪器的主要组成部分

基本相同,即锤击设备、传感器、信号记录分析仪及输出设备。检测设备构成框图见图 17-7。

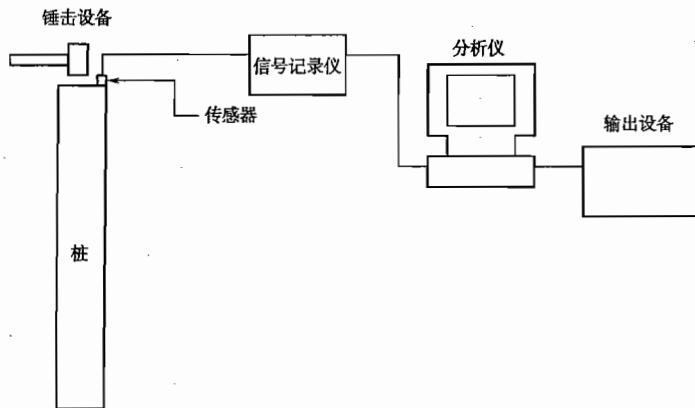


图 17-7 低应变检测设备构成图

1) 锤击设备

低应变法测试时常使用的锤有手锤(钢质、铝质、工程塑料或尼龙)、带有测力传感器的力锤、力棒等,也有用质量较大的穿心锤或铁球作激振设备的。

2) 传感器

目前应力波反射法测桩中使用较普遍的是压电晶体式加速度传感器,也有使用磁电式速度传感器的,主要用于接收桩顶被激发后加速度(或速度)波在不同波阻抗界面的反射信号。选用传感器要根据桩型尺寸、激振力、桩—土体系的条件,力求与可能出现的频率和振幅大小相匹配。一般来讲,加速度传感器灵敏度较高,谐振频率大,其测试精度较高,特别对距桩顶较近处有缺陷或桩身有微小裂缝的桩,使用加速度传感器更为合适。磁电式速度传感器固有频率相对较低,安装谐振频率变化较大,易产生自身振荡,一般情况下其测试精度不如加速度传感器,但其低频、宽脉冲的特性可测试桩身较深部位的缺陷。

按《港口工程桩基动力检测规程》(JTJ 249—2001)要求,传感器宜选用宽频带的加速度传感器,其灵敏度应大于 100mV/g 。

3) 信号记录分析仪

信号采集与记录系统应具有现场显示、记录、存储等功能。放大系统的增益应大于 60dB ,长期变化量应小于 1% ;折合输入端的噪声水平应低于 $3\mu\text{V}$;频带宽度应不窄于 $10\sim1000\text{Hz}$,滤波频率应能调节。

数据采集的模/数(A/D)转换器的位数不低于 10 位,采样时间宜为 $50\sim1000\mu\text{s}$,并能分挡调整。

4. 抽检桩的比例

根据交通部行业标准《港口工程桩基动力检测规程》(JTJ 249—2001)的规定,对混凝土预制桩,检测桩数不宜少于总桩数的 10%,并不得少于 10 根;对混凝土灌注桩,宜全部进行检测。

二、测试方法

在桩顶选择好位置,用橡皮泥或黄油等黏结材料安装固定好传感器。用手锤敲击桩顶,激

起的纵向应力波以波速 C 由桩顶沿桩身向桩底传播,当桩身阻抗发生变化(如断桩、缩径、裂缝等)时,部分应力波在阻抗变化处向上发生反射,其余以透射波的形式继续向桩底传播,在桩底反射后又沿桩身向上传播,这些向上传播的应力波被安装在桩顶上的加速度(或速度)传感器接收,由专用计算机通过 A/D 转换并被积分成速度信号存储起来。试验人员根据测得的速度时域曲线或频域曲线进行各种处理分析,最终对桩身完整性和桩身混凝土质量作出判断。现场测试时,每根桩的测点不得少于 2 点,当直径大于 800mm 时,应适当增加测点。测点应分布均匀,同一测点的重复检测次数不应少于 4 次,且每次采集波形应具有良好的一致性。发现波形有异常时,应改变激振方式或改变传感器安装位置后重新测试,直到得到满意的波形为止。

第六节 桩身完整性判别

一、桩身平均波速的确定

1. 完整桩的波速平均值测试与分析

假定桩长已知,选取地质条件、桩型和成桩工艺相同的若干根完整桩(至少不少于 5 根)进行测试,得到桩底反射信号清晰明确的完整桩波形(图 17-8),以第一峰与桩底反射波峰值间时间差为 ΔT ,桩长为 L ,计算应力波沿桩身轴线方向传播的纵波速度 C :

$$C = \frac{2L}{\Delta T} \quad (17-19)$$

式中: L —完整桩的桩长(m);

ΔT —速度波第一峰值与桩底反射波峰值之间的时间差(ms)。

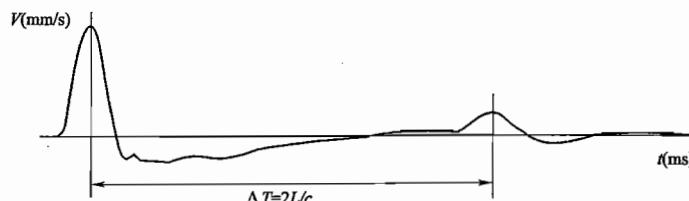


图 17-8 完整桩时域信号特征

完整桩的平均波速 \bar{C} 由该工程有代表性的若干根完整桩($n \geq 5$)计算且符合正态分布:

$$\bar{C} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n C_i \quad (17-20)$$

$$\frac{|C_i - \bar{C}|}{C} \leq 5\% \quad (17-21)$$

式中: \bar{C} — n 根桩桩身纵波速度的平均值(m/s)($n \geq 5$);

C_i —第 i 根桩的纵波速度(m/s);

n —检测桩根数($n \geq 5$)。

2. 桩身缺陷位置的确定

缺陷桩时域信号特征如图 17-9 所示。

第 i 根桩的桩身缺陷距桩顶的距离 x 计算如下：

$$x = \frac{1}{2} \bar{C} \cdot \Delta t_i \quad (17-22)$$

式中： x ——桩身缺陷距桩顶的距离 (m)；

Δt_i ——缺陷桩速度波第一峰值与缺陷反射波峰值之间的时间差 (ms)。

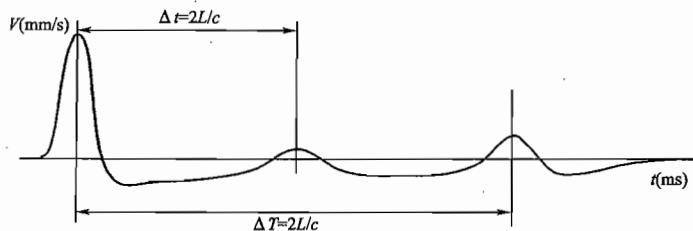


图 17-9 缺陷桩时域信号特征

3. 桩身应力波的频域分析

桩身完整性判别除对反射波进行时域分析外,还可进行频域分析,纵波速度 C 计算如下:

$$C = 2L \cdot \Delta f \quad (17-23)$$

式中: Δf ——完整桩相邻波峰之间频差 (Hz)；

第 i 根桩的桩身缺陷距桩顶的距离 x 可计算如下:

$$x = \frac{\bar{C}}{2\Delta f_i} \quad (17-24)$$

式中: Δf_i ——缺陷桩相邻波峰之间频差的平均值 (Hz)。

完整桩速度幅频信号特征见图 17-10。

缺陷桩速度幅频信号特征见图 17-11。

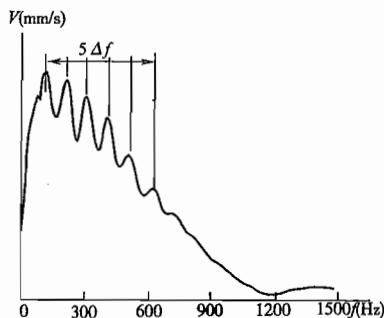


图 17-10 完整桩速度幅频信号特征

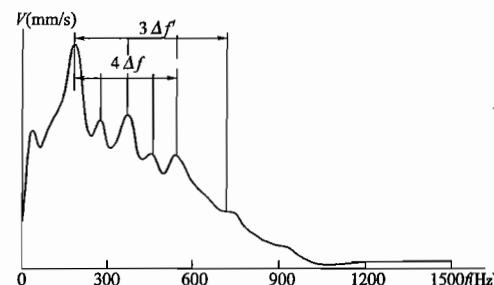


图 17-11 缺陷桩速度幅频信号特征

4. 模拟波形图

不同缺损位置及不同缺损程度的模拟波形见图 17-12、图 17-13。

二、桩身完整性的判断

桩身完整性应根据实测信号的波形、波速、相位、振幅和频率等特征,结合地质情况和施工过程进行综合评价。桩身完整性评价宜按表 17-1 进行。

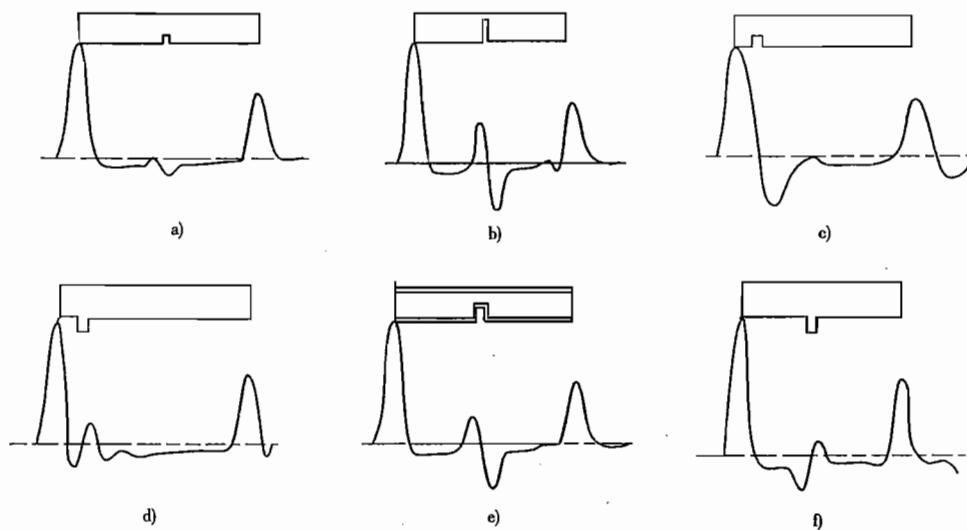


图 17-12 典型的模拟波形

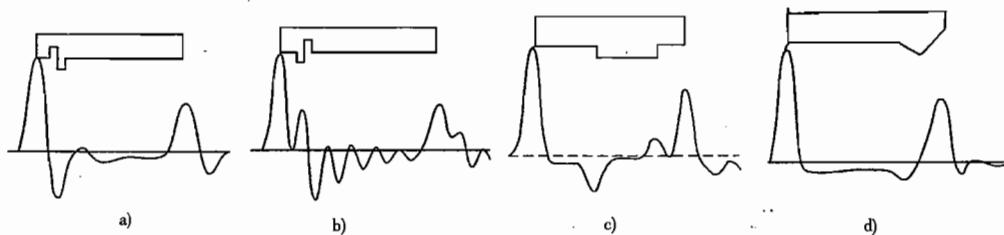


图 17-13 典型的模拟波形

桩身完整性评价表

表 17-1

桩身完整性类别	完整性状况	完整性评价
I	检测波波形无异常反射、波速正常、桩身完好	完整桩
II	检测波波形有小畸变、波速基本正常、桩身有轻微缺陷、对桩的使用没有影响	基本完整桩
III	检测波波形出现异常反射、波速偏低、桩身有明显缺陷、对桩的使用有一定影响	明显缺陷桩
IV	检测波波形严重畸变、桩身有严重缺陷或断裂	严重缺陷桩或断桩

附录 A 常用符号

- c ——黏聚力
 C_c ——曲率系数
 C_s ——回弹指数
 C_u ——不均匀系数、十字板剪切强度
 C_v ——固结系数
 d_{10} ——有效粒径(在级配曲线中, 小于该粒径的土粒质量占 10%)
 d_{30} ——中间粒径(在级配曲线中, 小于该粒径的土粒质量占 30%)
 d_{60} ——限制粒径(在级配曲线中, 小于该粒径的土粒质量占 60%)
 d_{50} ——平均粒径(在级配曲线中, 小于该粒径的土粒质量占 50%)
 D_r ——相对密度
 DG ——密实判数
 e ——孔隙比
 E_s ——土的压缩模量
 E_M ——旁压模量
 f_s ——静力触探探头侧壁阻力
 g ——重力加速度
 G_s ——土粒比重
 I_L ——土的液性指数
 I_P ——土的塑性指数
 k ——土的渗透系数
 M_c ——土中黏粒含量
 m_v ——体积压缩系数
 N ——标准贯入击数
 n ——孔隙率
 OCR ——固结比
 P_s ——比贯入阻力
 P ——压力、荷载
 q_c ——静力触探锥头阻力
 q_u ——无侧限抗压强度
 S ——基础或载荷板沉降量
 S_t ——土的灵敏度
 S_r ——饱和度
 t ——时间
 u ——孔隙水压力

V_v ——土的孔隙体积

V_s ——土颗粒的体积

W ——土的天然含水率

W_L ——液限

W_P ——塑限

W_n ——缩限

φ ——内摩擦角

τ ——剪应力

τ_i ——土的抗剪强度

σ ——正应力

σ' ——有效应力

γ ——土的天然重度(容重)

γ_s ——土粒重度(容重)

ρ ——试样密度

ρ_0 ——试样湿密度

ρ_d ——试样干密度

附录 B 建筑变形测量精度级别的确定

根据《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2007)第3.0.5条的规定,建筑变形测量精度级别的确定与该规范3.0.5条、3.0.6条、3.0.7条有关,还与国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB5007—2002)5.3.4条有关。为了便于确定变形测量精度,现将上述规范条文摘录如下:

A.0.1 摘录建筑变形测量规范(JGJ 8—2007)的有关条文

3.0.5 建筑变形测量精度级别的确定应符合下列规定:

1. 地基基础设计为甲级的建筑及有特殊要求的建筑变形测量工程,应根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007)规定的建筑地基变形允许值,分别按本规范第3.0.6条和第3.0.7条的规定进行精度估算后,按下列原则确定精度级别:

(1)当仅给定单一变形允许值时,应按所估算的观测点精度选择相应的精度级别。

(2)当给定多个同类型变形允许值时,应分别估算观测点精度,根据其中最高精度选择相应的精度级别。

(3)当估算出的观测点精度低于本规范表3.0.4中三级精度的要求时,应采用三级精度。

2. 其他建筑变形测量工程,可根据设计、施工的要求,按照本规范表3.0.4的规定,选取适宜的精度级别。

3. 当需要采用特级精度时,应对作业过程和方法作出专门的设计与论证后实施。

3.0.6 沉降观测点测站高差中误差应按下列规定进行估算:

1. 按照设计的沉降观测网,计算网中最弱观测点高程的协因数 Q_h 、待求观测点间高差的协因数 Q_{hs} 。

2. 单位权中误差即观测点测站高差中误差 μ 应按公式(3.0.6-1)或公式(3.0.6-2)估算:

$$\mu = \frac{m_s}{\sqrt{2Q_h}} \quad (3.0.6-1)$$

$$\mu = \frac{m_{\Delta s}}{\sqrt{2Q_h}} \quad (3.0.6-2)$$

式中: m_s ——沉降量 s 的测定中误差(mm);

$m_{\Delta s}$ ——沉降量 Δs 的测定中误差(mm)。

3. 公式(3.0.6-1)、公式(3.0.6-2)中的 M_s 和 $M_{\Delta s}$ 应按下列规定确定:

(1)沉降量、平均沉降量等绝对沉降的测定中误差 m_s ,对于特高精度要求的工程可按地基条件,结合经验具体分析确定;对于其他精度要求的工程,可按低、中、高压缩性地基土或微风化、中风化、强风化地基岩石的类别及建筑对沉降的敏感程度的大小分别 $\pm 0.5\text{mm}$ 、 $\pm 1.0\text{mm}$ 、 $\pm 2.5\text{mm}$ 。

(2)基坑回弹、地基土分层沉降等局部地基沉降以及膨胀土地基沉降等的测定中误差 m_s ,不应超过其变形允许值的 $1/20$ 。

(3)平置构件挠度等变形的测定中误差,不应超过变形允许值的 $1/6$ 。

(4)沉降差、基础倾斜、局部倾斜等相对沉降的测定中误差,不应超过其变形允许值的 $1/20$ 。

1/20。

(5) 对于具有科研及特殊目的的沉降量或沉降差的测定中误差,可根据需要将上述各项中误差乘以1/5~1/2系数后采用。

3.0.7 位移观测点坐标中误差应按下列规定进行估算:

1. 应按照设计的位移观测网,计算网中最弱观测点坐标的协因数 Q_x 、待求观测点间坐标差的协因数 $Q_{\Delta x}$ 。

2. 单位权中误差即观测点坐标中误差 μ 应按公式(3.0.7-1)或公式(3.0.7-2)估算:

$$\mu = \frac{m_d}{\sqrt{2Q_x}} \quad (3.0.7-1)$$

$$\mu = \frac{m_{\Delta d}}{\sqrt{2Q_{\Delta x}}} \quad (3.0.7-2)$$

式中: m_d ——位移分量 d 的测定中误差(mm);

$m_{\Delta d}$ ——位移分量差 Δd 的测定中误差(mm)。

3. 公式(3.0.7-1)、公式(3.0.7-2)中的 m_d 和 $m_{\Delta d}$ 应按下列规定确定:

(1) 对建筑基础水平位移、滑坡位移等绝对位移,可按本规范表3.0.4选取精度级别。

(2) 受基础施工影响的位移、挡土设施位移等局部地基位移的测定中误差,不应超过其变形允许值分量的1/20。变形允许值分量应按变形允许值的1/2采用。

(3) 建筑的顶部水平位移、工程设施的整体垂直挠曲、全高垂直度偏差、工程设施水平轴线偏差等建筑整体变形的测定中误差,不应超过其变形允许值分量的1/10。

(4) 高层建筑层间相对位移、竖直构件的挠度、垂直偏差等结构段变形的测定中误差,不应超过其变形允许值分量的1/6。

(5) 基础的位移差、转动挠曲等相对位移的测定中误差,不应超过其变形允许值分量的1/20。

(6) 对于科研及特殊目的的变形量测定中误差,可根据需要将上述各项中误差乘以1/5~1/2系数后采用。

A.0.2 摘录建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002)的有关条文

第5.3.4条 建筑物的地基变形允许值,按表5.3.4规定采用。对表中未包括的建筑物,其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。

建筑物的地基变形允许值

表5.3.4

变形特征	地基土类别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	0.002l	0.003l
(1)框架结构	0.0007l	0.001l
(2)砌体墙填充的边排柱	0.005l	0.005l
(3)当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构		
单层排架结构(柱距为6m)柱基的沉降量(mm)	(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)		
纵向	0.004	
横向	0.003	

续上表

变形特征	地基土类别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
多层和高层建筑的整体倾斜 $H_g \leq 24$		0.004
$24 < H_g \leq 60$		0.003
$60 < H_g \leq 100$		0.0025
$H_g > 100$		0.002
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量(mm)		200
高耸结构基础的倾斜 $H_g \leq 20$		0.008
$20 < H_g \leq 50$		0.006
$50 < H_g \leq 100$		0.005
$100 < H_g \leq 150$		0.004
$150 < H_g \leq 200$		0.003
$200 < H_g \leq 250$		0.002
高耸结构基础的沉降量(mm) $H_g \leq 100$		400
$100 < H_g \leq 200$		300
$200 < H_g \leq 250$		200

注:1. 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值。

2. 有括号者仅适用于中压缩性土。

3. l 为相邻柱基的中心距离(mm); H_g 为自室外地面起算的建筑物高度(m)。

4. 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值。

5. 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6 ~ 10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国国家标准. 土工试验方法标准(GB/T 50123—1999). 北京:中国标准出版社,1999.
- [2] 中华人民共和国行业标准. 土工试验规程(SL 237—1999). 北京:中国水利水电出版社,1999.
- [3] 中华人民共和国行业标准. 港口工程地基规范(JTJ 250—98). 北京:人民交通出版社,1998.
- [4] 中华人民共和国行业标准. 港口工程地质勘察规范(JTJ 240—97). 北京:人民交通出版社,1997.
- [5] 周福田. 土工试验及地基承载力检测. 北京:人民交通出版社,2000.
- [6] 高大钊. 地基基础测试新技术. 北京:机械工业出版社,2002.
- [7] 中华人民共和国行业标准. 建筑变形测量规范(JGJ/T 8—2007). 北京:建设部标准定额研究所组织出版,2007.
- [8] 中国工程建设部标准化协会标准. 孔隙水压力测试规程(CECS 55:93). 北京:中国工程建设部标准化协会出版,1993.
- [9] 中华人民共和国行业标准. 岩土工程监测规范(YS5229—1996). 北京:中国计划出版社出版,1996.
- [10] 《工程地质手册》编委会. 工程地质手册. 4 版. 北京:中国建筑工业出版社出版,2007.
- [11] 南京水利科学研究院土工研究所. 土工试验技术手册. 北京:人民交通出版社,2003.
- [12] 中华人民共和国行业标准. 水运工程水工建筑物原型观测技术规范(JTJ 218—2005). 北京:人民交通出版社,2006.
- [13] 中华人民共和国行业标准. 水运工程质量检验标准(JTS 257—2008). 北京:人民交通出版社,2009.
- [14] 中华人民共和国国家标准. 建筑基坑工程检测技术规范(GB 50497—2009). 北京:中国标准出版社,2009.
- [15] 中华人民共和国行业标准. 建筑地基处理技术规范(JGJ 79—2002). 北京:建设部标准定额研究所组织出版,2002.
- [16] 中华人民共和国行业标准. 建筑基桩检测技术规范(JGJ 106—2003). 北京:建设部标准定额研究所组织出版,2003.
- [17] 中华人民共和国行业标准. 港口工程桩基动力检测规程(JTJ 249—2001). 北京:人民交通出版社,2001.
- [18] 中华人民共和国国家标准. 地基动力特性测试规范(GB/T 50269—97). 北京:建设部标准定额研究所组织出版,1997.
- [19] 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002). 北京:建设部标准定额研究所组织出版,2002.

- [20] 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范(GBJ 7—89) . 北京:建设部标准额研究所组织出版, 1989.
- [21] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范(GB 5011—2001) . 北京:建设部标准额研究所组织出版, 2001.
- [22] 中华人民共和国行业标准. 水运工程抗震设计规范(JTJ 225—98) . 北京:人民交通出版社, 1998.
- [23] 《地基处理手册》(第三版)编委会 龚晓南. 地基处理手册. 3 版. 北京:中国建筑工业出版社出版, 2008.
- [24] 中华人民共和国地方标准. 地基处理技术规范(DBJ08 - 40 - 94) . 上海:上海市工程建标准化办公室, 1995.
- [25] 王成华. 土力学原理. 天津:天津大学出版社, 2002.
- [26] 顾晓鲁等. 地基与基础. 北京:中国建筑工业出版社, 2003.
- [27] 刘国华. 地基与基础. 北京:化学工业出版社, 2010.
- [28] 罗骐先. 桩基工程检测手册. 北京:人民交通出版社, 2003.
- [29] 中华人民共和国行业标准. 水运工程测量规范(JTJ 203—2001) . 北京:人民交通出版社, 2001.
- [30] 夏才初、潘国荣等主编. 土木工程检测技术. 北京:中国建筑工业出版社, 2001.
- [31] 宋建学主编. 土木工程变形测量课件. 河南:郑州大学.