

目 次

论 文

- 《第五届全国基坑工程研讨会》闭幕词……………龚晓南(3)
- 《第十届全国地基处理学术讨论会》闭幕词…………… 龚晓南(5)
- 基础设计程序 JCCAD 在 CFG 桩复合地基设计中的应用……………党昱敬,王冰(9)
- 北京地铁 4#线西四站西南风道施工监测分析…………… 高华东,秦鹏飞,洪涛,王鑫(16)
- 监控量测在新奥法隧道施工中的应用…………… 李军,沈怡佳,朱建才(21)
- 地基加固工法中喷浆量与提升速度匹配性的监控…………… 陈新民,鲁均平,张立荣(26)
- 曹妃甸滩涂淤泥化学加固处理的试验研究…………… 秦鹏飞,周克,高华东(32)
- 刚柔性桩复合地基应用实例分析……………刘一林,程功,谢新宇(38)
- 略谈既有建筑地基基础加固、改造施工中的次生裂缝……………邵锦周,吴连祥,林俊杰(44)
- 碎石桩和注浆法处理岩溶地区软弱地基中的土洞……………廖未来(48)
- 大面积填土下软粘土地基的治理分析……………董柱,赖正发(52)
- 对潜水完整井基坑降水设计的工程实践……………邵锦周,吴连祥,龚海斌(56)
- 对圆形基础地基承载力计算方程的思考探索……………孟昭即(58)

译 文

- 超静孔隙水压力线性分布条件下土体固结系数的确定……………
- Identifying consolidation coefficient:Linear excess pore-water pressure……………
- ……………邓以亮译;周建校(61)

转 载

- 国内岩土工程业近 10 年来发展成熟的技术统计……………(68)

《第五届全国基坑工程研讨会》闭幕词*

龚晓南

(浙江大学 杭州 310012)

各位嘉宾、各位代表、各位同行:

下午好!

由中国建筑学会建筑施工学术委员会基坑工程专业委员会和天津市建筑学会地基基础学术委员会联合主办的第五届全国基坑工程研讨会经过全体代表二天的努力,圆满地完成了各项预定任务。中国工程院施仲衡院士到会指导并作了重要讲话。来自全国各地,包括香港、台湾的同行近300人出席了这次盛会。这次研讨会会有以下几个特点:

1、与会代表人数多,代表面广。有来自建筑、市政、铁道、交通、港口等各个领域的代表,有来自勘察、设计、施工、监测、监理和管理部门的代表,有来自全国各地,包括香港、台湾的代表。这反映了我国近年来基坑工程发展很快,城市化的快速发展,特别是大规模地下空间的开发利用和地下铁道工程的发展,有力促进了我国基坑工程的发展。基坑工程已成为我国土木工程建设的热点之一。

2、与会代表反映这次研讨会学术气氛很浓,无论是大会报告,还是分组报告,与会代表都很投入,提问、讨论都很热烈,感到不足的是时间不够。

3、与会代表反映这次研讨会专项讨论很好,大家就关心的议题进行了较深入的讨论。专项讨论题目包括:地区经验与支护新技术、新工艺与设备;土钉与锚杆;基坑工程中的土力学问题及数值分析;基坑工程地下水及承压水问题;基坑支护变形对环境影响与控制、基坑工程安全、工程事故及讨论。每一专题组委会会前约请了部分专家作中心发言,效果很好。我参加二个专题讨论,一是土钉与锚杆,一是基坑工程地下水及承压水问题。以承压水条件下基坑工程问题为例,北京、上海、天津、武汉等地专家作了中心发言,对大家启发很大。

4、这次研讨会上很多专家介绍了不少基坑工程围护新技术、新工艺,特别在综合应用多项围护技术方面有许多很好的经验,有很大的进步。这次研讨会很好地反映了我国在基坑工程领域的技术进步,这也是这次研讨会的特点。

下面我想谈几点体会,不妥之处,请大家指正。

1、岩土工程区域性很强,岩土工程中的基坑工程这一特点更为明显。土是自然、历史的产物。土体的形成条件、形成年代和形成环境的不同使土体的矿物成分和土体结构产生很大的差异,而土体的矿物成分和结构等因素对土体性质有很大影响,这就决定了土体性质区域性很强。即使在同一场地,同一层土,土体的性质沿深度、沿水平方向也存在差异。土体性质区域性决定了岩土工程区域性很强这一特点。这些道理大家都懂,但在处理实际工程问题

* 收稿日期:2008年12月

时往往重视不够,常常犯错误。在学习外地经验、应用外地新技术时,一定要与本地情况相结合。一定要详细了解场地工程地质和水文地质条件,掌握土的工程性质,详细掌握基坑周围环境条件,结合工程经验,合理选用基坑围护型式。

2、要根据场地工程地质和水文地质条件,抓住基坑围护结构设计中的主要矛盾。在软粘土地基中的基坑工程,合理选用作用在围护结构上的土压力,确保围护体系的稳定;在砂性土地基中的基坑工程,源自地下水控制未处理好而造成的工程事故占有很大比例,应该引起重视。特别是存在承压水层时,如何控制地下水非常重要。控制地下水是通过止水,还是通过降水需要通过综合分析,而有条件降水就尽量不用止水,一定要用止水时也要尽量降低基坑内外的水头差。完全不漏水的止水帷幕很难形成,坑内外高水头差有可能使局部渗水、漏水酿成重大事故;而较低的坑内外水头差既可减小产生渗水、漏水的发生,也有利于发生局部渗水、漏水现象后的堵漏补救。

3、岩土工程设计具有概念设计的特性,基坑围护结构设计的概念设计特性更为明显。太沙基说的“岩土工程与其说是一门科学,不如说是一门艺术”的论述对基坑工程特别适用。岩土工程师要不断提高自己的工程综合判断能力。有人说:工程师是把复杂的问题简单化,而教授是把简单的问题复杂化。我这样说不不知是否合适?一个岩土工程教授如果不能将复杂的岩土工程问题简单化就不是一个优秀的岩土工程教授。

关于基坑工程围护设计软件,上次会议我说过:基坑工程围护设计离开设计软件不行,但只依靠设计软件进行设计也不行。岩土工程的许多分析方法都是来自工程经验的积累和案例分析,而不是来自精确的理论推导。因此,具体问题具体分析在基坑工程中更为重要。在应用计算机软件进行设计计算分析时,应结合工程师的综合判断。另外,一个设计软件不可能覆盖各种情况。

4、基坑挖土施工不当引发的基坑工程事故比例很高。要解决施工不当引发的基坑工程事故问题,除了加强施工管理外,围护设计应便于施工,应对基坑工程施工提出合理要求。基坑工程应加强监测,只有设计、施工、测试三者密切配合,实现信息化施工,才能有效减少基坑工程事故。

下面借此机会向大家通报昨天晚上基坑工程专业委员会全体委员会议开会情况。主要总结了上海会议以来二年的工作,研究了专业委员会的近期工作计划,并确定了下一届全国基坑工程研讨会将于2010年在厦门召开,承办单位为福建省建筑科学研究院,让我们2010年相约在厦门。学会还计划继续征集基坑工程典型工程案例,编写《基坑工程实例3》,希望能得到大家的支持。

最后让我代表中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会,也代表与会同行向天津市建筑学会地基基础学术委员会,向天津大学、天津城市基础设施建设投资集团有限公司、天津城市建设学院、天津市津勘岩土工程股份有限公司、天津三建建筑工程集团有限公司、河北工业大学等单位,向《岩土工程学报》编辑部、中建三局第三建设工程有限责任公司、天津市房屋鉴定勘测设计院、天津市政二基础工程有限公司、天津市建城地基基础工程有限公司、中国核工业中原建设公司等单位表示衷心的感谢,特别感谢以天津大学郑刚教授为主任委员的大会组委会为这次研讨会所付出的辛勤劳动。

最后祝各位嘉宾、各位代表、各位同行身体健康,事业顺利!

谢谢诸位!

《第十届全国地基处理学术讨论会》闭幕词*

龚晓南

(浙江大学 杭州 310012)

各位贵宾、各位代表、各位同行:

下午好!

由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会主办,由东南大学交通学院和东南大学岩土工程研究所承办的第十届全国地基处理学术讨论会经过全体代表二天的努力,圆满地完成了各项预定任务。中国土木工程学会秘书长张雁研究员到会指导并作了重要讲话。来自全国各地的同行260人左右出席了这次盛会。这次学术讨论会有以下几个特点:

1、与会代表人数多,与历次会议相比,这次会议年轻的岩土工程技术人员比例高。在开幕式上我简要回忆了自1986年在上海宝钢召开第一届全国地基处理学术讨论会以来历届会议情况,并谈到与会代表已历三代人。会议期间,有人给我更正,他说应该是四代。按他的意见:曾国熙教授、冯国栋教授,已故的卢肇钧院士、汪闻韶院士、叶政青教授级高工等老一辈是第一代的代表;上海宝钢开会时年富力强的他已七十多岁,这次与会这批老同志未超过十人,应属第二代;现在第一线担任总工的五十岁左右应属第三代;三十岁左右应属第四代。他的意见很对。年轻的岩土工程技术人员积极参与,说明我国地基处理事业兴旺发达。这次大会组委会还邀请了在美国任教的韩杰教授给我们介绍了美国地基处理的进展。

2、与会代表面广,有来自建筑、市政、铁道、交通、港口等各个领域的代表。无论是会议的论文,还是与会代表,这次会议来自交通、港口领域的比例比往届会议高,这反映了我国近年来交通、港口工程发展很快,也说明地基处理与工程建设密切相关,是工程建设促进了地基处理的发展。

3、从这次学术讨论会上可以看到很多地基处理新技术、新工艺在我国得到发展。在深层搅拌技术方面,发展了双向搅拌技术和变桩径搅拌技术,在高压喷射技术方面,发展了双液喷射技术和水平高压喷射技术,特别在综合应用多种地基处理技术方面有较大的进步。这次学术讨论会很好地反映了我国在地基处理领域的技术进步。

下面我想结合这次会议谈几点体会,不妥之处,请大家指正。

1、岩土工程学科如何发展取决于岩土工程研究对象岩土的特性,工程建设对岩土工程发展的要求,以及相关学科发展对岩土工程的影响。地基处理如何发展也要综合考虑上述三方面的影响。从事地基处理的工程师、专家、学者一定要重视工程建设发展中提出的问题,去

* 收稿日期:2008年12月

解决工程建设中出现的地基处理技术难题,去满足工程建设发展的需要。从这次会议可以看出,前几年高速公路工程发展很快,给我们提出了许多地基处理技术难题,给我们发展机遇,促进了地基处理技术的发展。未来几年,高速铁路工程、地下工程将快速发展,我们一定要抓住机遇,促进我国地基处理技术的不断发展和提高。

2、近年来路堤荷载作用下复合地基稳定破坏已发生多例,要重视路堤荷载作用下复合地基稳定分析研究。路堤荷载作用下复合地基性状与建筑荷载作用下复合地基性状有较大区别,这与建筑物基础刚度大,路堤刚度小有关。研究表明基础刚度对复合地基性状有重要影响。一定要重视基础刚度对复合地基承载力、变形和稳定性影响。

3、要重视概念的统一、名词的统一。在前天的土力学教学研讨会上我作了大会发言,题目是岩土工程若干概念的思考。对抗剪强度和抗剪强度指标、稳定分析中土的抗剪强度的应用、土的结构性和结构性土、地基承载力与土的承载力、复合地基的本质、碎石桩是否是桩基础、以及沉降等方面的若干概念谈了自己的看法。今天我想提一下要重视桩网复合地基和桩承堤的区别。昨天大家看到韩杰教授介绍的一张 ppt,当洪水将桩间网下的土冲走后,桩承堤处安全状态。因为桩承堤桩间网下的土是不需要直接承担荷载的。桩网复合地基中桩间网下的土是需要直接承担荷载的。因此形成桩网复合地基是有条件的。桩网复合地基和桩承堤的破坏形式是不同的。现在论文、著作、还有教科书中概念不统一、名词不统一已很严重,值得重视。

这次会议开得很成功,不足之处是工程师的报告偏少一点,讨论偏少一点。

下面借此机会向大家通报昨天晚上地基处理学术委员会全体委员会议开会情况。昨天会议主要总结了太原会议以来二年的工作,研究了专业委员会的近期工作计划,并确定了下一届地基处理学术讨论会将于2010年在海南召开,承办单位为海南大学,让我们2010年相约在海南。昨天会议还建议组织编写地基处理工法指南,希望能得到大家的支持。每一工法介绍限四页,主要内容包括:名称、加固机理、适用范围、主要工艺、主要施工机械等。欢迎投稿(稿件寄310006杭州体育场路415号景湖苑一单元1602室龚晓南或xngong@hzcnc.com或xngong@gmail.com,截稿日期2009.1.15)。稿件汇总后,将聘请专家组负责审查、遴选和选用。汇编后将正式出版。并创造条件,遴选一批上报中国土木工程学会技术标准。另外,视需要召开1-2次小型研讨会。

最后让我代表中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会与全体与会代表向东南大学交通学院和东南大学岩土工程研究所,向河海大学岩土工程科学研究所,南京水利科学研究院岩土工程研究所,南京地基基础测试协会,南京东大岩土工程技术有限公司,江苏省岩土力学与工程学会等单位表示衷心的感谢,特别感谢以东南大学刘松玉教授为主任委员的大会组委会为这次学术讨论会所付出的辛勤劳动。

祝各位贵宾、各位代表、各位同行身体健康,事业顺利!

谢谢诸位!

第五届全国基坑工程研讨会会议纪要*

第五届全国基坑工程研讨会于2008年10月16—18日在天津召开。会议由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会和天津市建筑学会地基基础专业委员会主办,天津大学、天津城市基础设施建设投资集团有限公司、天津城市建设学院、天津三建建筑工程集团有限公司、天津市津勘岩土工程股份有限公司、河北工业大学等单位承办,《岩土工程学报》编辑部、中建三局第三建设工程有限责任公司、天津市建筑科学研究院、天津市房屋鉴定勘测设计院、天津市政二基础工程有限公司、中国核工业中原建设公司、天津市建城地基基础工程有限公司等单位协办。

会议得到全国各地工程、高校及科研等部门的热烈响应。大会正式注册代表255人,参会人员达300余人。会上交流研讨了国内基坑工程领域的最新研究成果、发展趋势及热点难点问题。会前收到投稿论文220余篇,经过认真评审最终选出136篇论文作为《岩土工程学报》2008年增刊在会前正式出版。论文涉及基坑工程理论与数值分析、设计方法研究、基坑工程中的地下水问题、软土及其他特殊土基坑、试验与工程监测、施工工法及技术、工程实例与事故案例分析、环境影响与风险评估等方面,反映了我国岩土工作者在基坑工程领域所取得的一系列研究成果。

大会开幕式由组织委员会主任郑刚教授主持,中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会主任龚晓南教授致开幕辞。天津大学领导、中国工程院施仲衡院士、天津市建筑学会领导等先后讲话。

大会邀请龚晓南、张雁、黄宏伟、杨光华、郑刚、黄茂松、王卫东、宋二祥、欧章煜(台湾)、何毅良(港)、李广信等专家就基坑工程中的若干问题、北京市基坑规范、基坑工程风险管理、基坑工程案例、软土地区大面积基坑非支撑支护设计施工技术、基坑抗隆起稳定分析、上海世博500kV地下变电站超深基坑工程的设计研究与实践、基坑支护设计分析中的几个问题、台湾深开挖邻产保护、香港地区基坑工程、基坑工程事故案例分析等内容作大会主题报告。

大会首次采用专题讨论的形式,进行了两个下午六个专题的讨论,分别是:地区经验与支护新技术、新工艺与设备;土钉与锚杆;基坑工程中的土力学问题及数值分析;基坑工程地下水及承压水问题;基坑支护变形对环境影响与控制、基坑工程安全、工程事故及讨论。此外,还有部分代表进行了论文的宣讲。会后与会代表参观了天津站交通枢纽工程和天津仁

* 收稿日期:2008年12月

恒海河广场基坑工程。

会议期间,基坑工程专业委员会于10月16日晚举行了委员会议,基坑工程专业委员会秘书长郭红仙副教授总结了第二届基坑工程专业委员的工作,到会委员对进一步充实委员会的组成以及专业委员会今后一段时间的工作计划进行了讨论。大家一致认为目前基坑工程仍处于蓬勃发展的阶段,作为基坑工程领域学术组织与专业群体的本专业委员会应继续发挥重要的作用,推动我国基坑工程的技术进步。

委员会议还决定2010年在福建厦门举行全国第六届基坑工程学术讨论会,由福建省建筑科学研究院具体承办。

专业委员会计划近期开展的其他工作主要有:1)继续编写《基坑工程实例3》系列丛书,要有5篇基坑事故和15篇以上的工程实例,最好来自这次会议的论文,在已有论文基础上按照实例的要求补充并改写。争取在2009年出版发行。2)为加强委员会内部及与工程界的联系,建设并进一步完善基坑工程委员会的网站(<http://www.civil.edu.cn/jikeng>)。以网络平台促进学术交流。3)加强专业委员会建设,适当增补委员,特别要注意在委员人数相对较少的地区适当增补委员,还要注意吸收港澳及台湾等地的专家进入委员会。

中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会秘书处
2008年10月20日

新书推荐

《地基处理理论与技术进展》 第10届全国地基处理学术讨论会论文集

第10届全国地基处理学术讨论会于2008年11月1日~2日在南京召开。会议共收到论文130篇,经审查后录用126篇,内容包括现有地基处理技术进展、地基处理新技术的开发和应用、复合地基理论与实践新发展、地基处理工程勘察技术、设计计算、施工设备、质量检验等方面的新发展、地基处理其他方面的发展共5个主旨。该书由东南大学出版社出版,定价135元。邮购地址详见本刊资料站目录。

基础设计程序JCCAD在CFG桩复合地基设计中的应用*

王冰¹ 党昱敬²

(1. 长安大学 西安 710064; 2. 中冶集团建筑研究总院 北京 100088)

[提要] 地基与基础是工业与民用建筑结构设计的重要组成部分之一。在进行地基与基础工程设计时,根据场地岩土工程地质报告,对工程地质和水文地质条件进行全面、深入和细致的分析与研究,同时结合建筑物的功能与特点,通过必要的计算和验算,选择合适的基础形式和地基处理方案,是地基与基础设计的关键,做到安全可靠、经济适用。基础设计程序 JCCAD 即独基、条基、钢筋混凝土地基梁桩基础和筏板基础设计软件,是倍受设计人员青睐的地基与基础计算和验算工具之一,作者通过几年的设计工程实践,初步对其设计应用作以分析探讨,以期在用于 CFG 桩复合地基的设计计算应用中更好的使用该软件。

[关键词] JCCAD 软件; CFG 桩复合地基; 复合地基承载力; 复合地基沉降; 拟桩基化

引言

基础设计程序 JCCAD^[1]即独基、条基、钢筋混凝土地基梁桩基础和筏板基础设计软件,采用人机交互方式,适用于计算柱下独立基础、墙下条形基础、弹性地基梁、带肋筏板、柱下筏板、墙下筏板、柱下独立桩基承台基础、桩筏基础、桩格梁基础和单桩基础等。在地质条件比较好的情况下,设计人员很容易使用该软件作出安全可靠、经济适用的基础方案。在地质条件比较差的情况下,设计人员如果能熟练掌握 JCCAD 软件在地基处理方案中的正确应用,是选择合适的基础形式和地基处理方案的关键;JCCAD 软件在复合地基设计计算中,单桩承载力和沉降计算既能考虑房屋占地范围内及房屋周边的不同土层分布影响,也能考虑上部结构作用力的相互影响,是一个较全面考虑作用与抗力的设计软件,因此设计人员进行地基与基础设计计算时,既要对工程地质和水文地质条件进行全面、深入和细致的分析与研究,把真实的地质资料输入到 JCCAD 设计软件中,又要对建筑物的功能与使用要求、结构类型及传至基础顶面荷载特点等进行全面掌握和了解,准确读取上部结构设计计算数据文件和添加附加荷载。

本文采用基础设计程序 JCCAD^[1],结合某工程 CFG 桩复合地基设计计算实例,介绍一种新的“复合地基与基础”设计理念或方式,使 CFG 桩复合地基在工业与民用建筑地基与基础设计计算中更加快捷、准确和合理。

* 收稿日期: 2008年9月

JCCAD 软件在 CFG 桩复合地基设计中的应用

1. 单桩竖向承载力特征值的估算

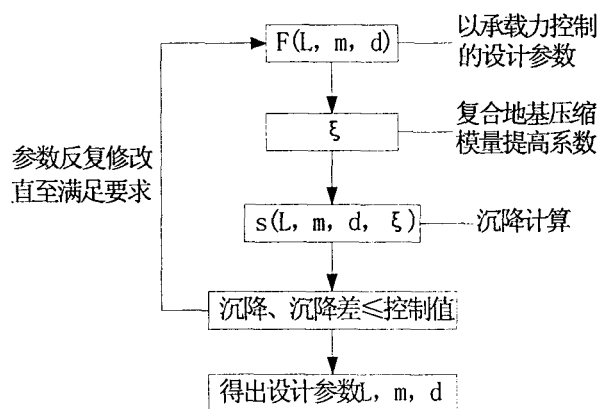
由文献^[2]和文献^[3]可知,CFG 桩单桩竖向承载力特征值的估算完全是拟桩基化设计。JCCAD 软件根据设计控制孔的平面位置自动生成平面控制网格,并以形函数插值方法自动求得地基与基础设计所需要的任一处的竖向各土层的标高和物理力学指标,并可形象地观察平面上任意一点和任意竖向剖面的土层分布和土层的物理力学参数。JCCAD 软件“单桩承载力估算”菜单能根据地质资料和单桩几何尺寸进行单桩承载力估算与比较,即可看到设定几何尺寸的单桩在不同点位的承载力,这样设计者就可对同一桩型在不同场地位置的竖向承载力进行统计分析,取较合理的单桩竖向承载力特征值与桩间土进行复合计算。

2. CFG 桩复合地基沉降计算

由文献^[2]可知,采用 CFG 桩地基处理后的变形计算模型与文献^[3]一致,即两者都使用“分层总和法”进行沉降计算。CFG 桩桩长范围内复合土层的分层与天然地基相同,各复合土层的压缩模量等于该天然地基压缩模量的 ξ 倍(ξ 为复合地基压缩模量提高系数), ξ 即为复合地基承载力特征值与基础底面下天然地基承载力特征值的比值。JCCAD 软件“沉降计算”菜单既能考虑房屋占地范围内不同土层的影响,也能考虑上部结构作用力的相互影响,其计算结果能较全面的反映整个结构单元地基变形趋势。

3. CFG 桩复合地基承载力和变形双控设计

高层建筑设计中,将其基础与周围附设低矮的裙房或纯地下车库基础连为一体,是一种较通用的做法,为了减少高层主楼与裙房或纯地下车的差异沉降,对主楼沉降控制比较严格;同样现代化工业厂房由于放置精密仪器和数控设备等,对沉降控制也提出了很高的要求。通过几年来的工程设计实践,经常发现对沉降控制比较严格的工业与民用建筑,即使复合地基承载力验算满足要求,往往沉降验算过不了关,这种以沉降控制为主的 CFG 桩复合地基设计,需要采用承载力和变形双控原则进行设计,设计流程见图 1。



L—桩长; m—面积置换率; d—桩径

图 1 复合地基承载力和变形双控设计流程图

首先根据复合地基承载力目标值要求,确定 CFG 桩桩径(d)、桩长(L)及面积置换率(m),然后进一步对复合地基沉降进行验算,若沉降满足要求,则按复合地基承载力目标值要求确定的 CFG 桩桩径(d)、桩长(L)及面积置换率(m)作为最终的设计参数;若沉降不满足要求,则需对桩径(d)、桩长(L)及面积置换率(m)反复进行调整设计计算,直至沉降满足要求。如前 1、2 所述,通过 JCCAD 软件实现承载力和变形双控设计计算,可做到即快捷,又准确,从而大大减轻设计者的工作量。

复合地基与基础设计算例

作者通过一工程实例,详细论述和探讨 JCCAD 软件在 CFG 桩复合地基设计中的应用。

1. 工程概况及场地工程地质条件

该工程为一钢筋混凝土框架结构,工程主体结构设计计算采用 PKPM 上部结构设计程序 TAT 进行分析计算。一层围护结构采用砌体砖墙,其重量通过拉梁传给基础,结构与基础相连的平面布置图见图 2。

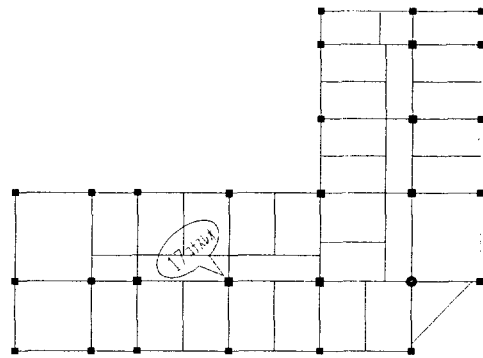


图 2 结构与基础相连的平面布置图

该建筑物所在场地勘探点平面布置和建筑物场地主要物理力学参数分别见图 3 和表 1。基础埋深按自然地面下 2.0m 考虑,由表 1 可以看出,基底下 1~5#设计控制勘探孔各土层交互变化较大,且较硬土层⑤层土起伏达 4.5m,在进行承载力和沉降计算分析时,一个完整的地质资料应包括 1~5#设计控制勘探孔的平面坐标、竖向土层标高及各个土层的物理力学指标。如前所述, JCCAD 软件以勘探孔的平面位置形成平面控制网格,将勘探孔的竖向土层标高和物理力学指标进行插值,可以得到勘探孔控制网格内部及附近的任意一点竖向土层标高和物理力学指标,通过人机交互方式可以形象的观测任意一点和任意竖向剖面的土层分布和力学参数。

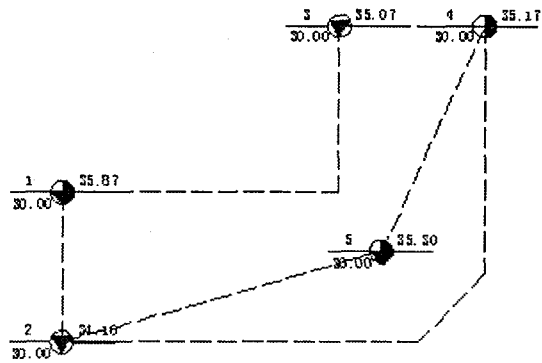


图 3 勘探点平面布置图

场地土层主要物理力学参数

表1

土层编号	土层名称	设计控制孔土层厚度 (m)					天然重度 (kN/m ³)	E _s (MPa)	桩侧极限摩阻力特征值 (kPa)	桩端阻力特征值 (kPa)	承载力特征值 (kPa)	文献 ^[2] 法计算的复合土层压缩模量 (MPa)
		1#孔	2#孔	3#孔	4#孔	5#孔						
①	粉土素填土	1	1	1	1	1	21.1					
②	粉质粘土	1	1	1	1		20.1					
②	粉土	4.1	0.71	4.88	4.09	2.76	19.2	6	27.5		120	18
②	粉质粘土	—	0.8	—	—	—	20.1	4.5	25		100	13.5
②	粉土	—	1.7	—	—	—	19.2	6	27.5		120	18
②	粉砂	1.1	0.8	—	—	2.5	21	20	25		160	60
③	粉质粘土	2.3	1.9	—	—	—	20	20	22.5		80	60
③	粉质粘土	—	1.4	2	2.9	1.3	20.5	4.5	25		100	13.5
④	粘土	—	0.3	0.7	—	—	19.5	9.5	25		140	28.5
④	粉土	1.1	0.9	—	3	1.4	20.4	4.5	30		180	13.5
④	粉质粘土	—	—	2.4	0.9	2.1	20.6	6.5	25		120	19.5
⑤	中砂	2.7	—	—	1.3	—	21	20	30		200	60
⑤	粉质粘土	1.8	—	—	0.9	—	20.5	6.5	30		160	19.5
⑤	中砂	0.9 (桩端进入持力层长度)	5.49 (桩端进入持力层长度)	4.02 (桩端进入持力层长度)	0.91 (桩端进入持力层长度)	3.94 (桩端进入持力层长度)	21	20	30	450	200	60
	中砂	>15	>15	>15	>15	>15	21	20	30	450	200	

附注：— 代表某种土在某勘探孔中缺失层；复合土层压缩模量由计算而得，计算过程后详。

2. CFG 桩复合地基设计计算

该建筑物要求地基最大变形控制在 35 mm 以内。根据文献^[2, 3]提出的设计计算规定，首先采用 JCCAD 软件对桩基和 CFG 桩复合地基两种方案从技术上进行分析。

CFG 桩设计桩径采用 $\phi 400$ ；桩端进入较硬土层第⑤层中砂中不小于 2 倍桩径，设计桩长取 $L=14\text{m}$ 。利用 JCCAD 软件“桩基承台详图”菜单，在勘探孔控制网格内部及附近随机均匀选取 20 个点，采用各点竖向土层标高和物理力学指标计算出每点处 CFG 桩单桩竖向承载力特征值，通过统计分析 CFG 桩单桩竖向承载力特征值最大、最小和平均值分别为 547.28kN、536.64kN 和 539.8kN，变异系数为 $\delta=0.004$ ，因此单桩竖向承载力特征值取平均值与桩间土进行复合计算，复合地基承载力特征值（目标值）按不低于 360kPa 考虑，根据文献^[2]有关规定计算出 CFG 桩复合地基的面积置换率为： $m=0.062$ ，限于篇幅，具体设计计算过

程不再赘述。

利用 JCCAD 软件“桩基承台及独基沉降计算”菜单,进行 CFG 桩复合地基沉降验算,CFG 桩桩长范围内复合土层的分层与天然地基相同,各复合土层的压缩模量等于该天然地基压缩模量的 3 倍 ($\xi = 360 \div 120 = 3$),复合土层的压缩模量见表 1,沉降计算结果见图 4。

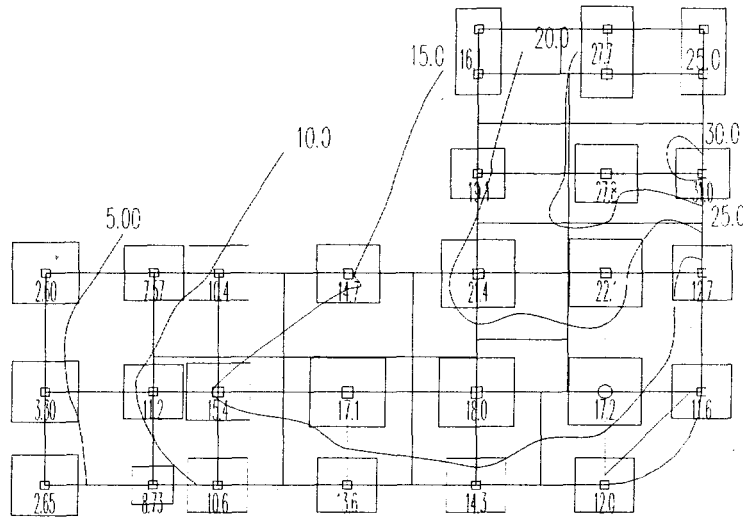


图 4 基础中心沉降和建筑场地沉降等值线图 (单位: mm)

通过以上分析计算可知,采用 CFG 桩复合地基承载力特征值不低于 360kPa,复合土层厚度为 14m,建筑物地基最大变形可控制在 35 mm 以内,因此 CFG 桩复合地基方案在技术上是可行的。为了从经济上对 CFG 桩复合地基和桩基进行比较,采用 JCCAD 软件同时对 17

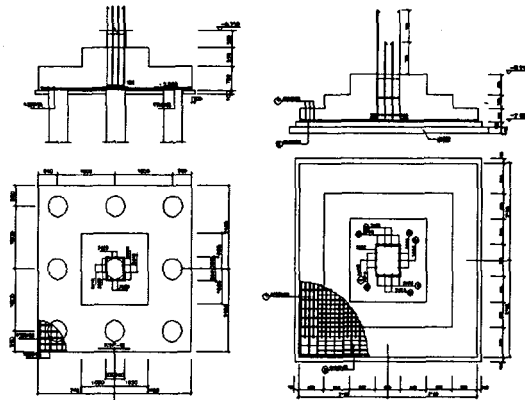


图 5 桩基承台和 CFG 桩复合地基基础结构详图

号节点进行桩基和 CFG 桩复合地基基础结构设计计算,桩基承台底标高和灌注桩设计桩长与 CFG 桩复合地基的基础底标高和 CFG 桩设计桩长一致,灌注桩桩径取 $\phi 600$,灌注桩单桩竖向承载力特征值取 $R_a = 852.09 \text{ kN}$ (其计算方法参考上述 CFG 桩单桩竖向承载力特征值),桩基承台和 CFG 桩复合地基基础结构详图见图 5。

由图 5 可知,桩基承台和 CFG 桩复合地基独立基础材料明细见表 2。

桩基承台和CFG桩复合地基独立基础材料明细

表2

名称	C25 砼 (m ³)	钢筋 (kg)	褥垫层 (m ³)	灌注桩 (m ³)	CFG 桩 (m ³)
承台	18.55	1273	—	35.61 (C25)	—
独立基础	9.45	493	3.04	—	15.83 (C15)

由表2可知, 桩基方案比CFG桩复合地基方案造价高出一倍以上, 又CFG桩复合地基施工工艺简单, 且质量也易保证。

3. CFG桩平面布置

(1) 以上进行了CFG桩的竖向设计, 并计算出了CFG桩的面积置换率。

每个独立基础布置桩数按下式计算:

$$n = \frac{m \times A}{A_p} \quad (1)$$

式中 A—基础底面积;
 A_p —桩的断面面积;
 m—面积置换率;
 n—独立基础范围内CFG桩布置桩数。

为节约篇幅, 仅对17号节点基础进行布桩设计, 由式(1)可得 $n=8.7$, 取 $n=9$ 根。CFG桩一般有三种布置形式, 即等边三角形布置、正方形布置和矩形布置, 其一根桩所负担的加固面积的等效影响圆直径分别按下式计算:

等边三角形布置: $R_o = 1.05S$

正方形布置: $R_o = 1.3S$

正方形布置: $R_o = 1.3S$

矩形布置: $R_o = 1.13\sqrt{S_1 S_2}$

其中 S 、 S_1 、 S_2 分别为桩的间距、纵向间距和横向间距。CFG桩复合地基面积置换率也可表示为:

$$m = \left(\frac{d}{R_o}\right)^2 \quad (2)$$

式中 d —CFG桩设计桩径。

为保证CFG桩计算桩数均匀地布置在基础底面积范围内, 在满足式(2)的同时, 根据基础底面尺寸选择三种布置形式中的其中之一进行布桩。

(2) CFG桩平面布置也可采用拟桩基化设计, 在JCCAD软件“桩基础”菜单中, 承台生成的参数设定为按荷载和单桩承载力计算, 通过“承台生成”菜单, CFG桩平面布置有两种途径:

a. 单桩承载力直接采用CFG桩单桩竖向承载力特征值; 荷载除读取上部结构分析程序传来的外荷载和通过拉梁传给基础的附加荷载外, 还应加负的点附加荷载, 负的点附加荷载取式(3)^[2]中 $\beta(1-m)f_{sk}$ 项的计算值。

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

b. 荷载除读取上部结构分析程序传来的外荷载和通过拉梁传给基础的附加荷载;单桩承载力取“虚拟单桩竖向承载力特征值”,“虚拟单桩竖向承载力特征值”计算方法是令式(3)中 $\beta(1-m)f_{sk}$ 项等于零,其虚拟单桩竖向承载力特征值“ R_a ”按式(4)进行计算。

$$R_a = \frac{f_{spk} \times A_p}{m} \quad (4)$$

本文所论述的17号节点CFG桩平面布置见图6。

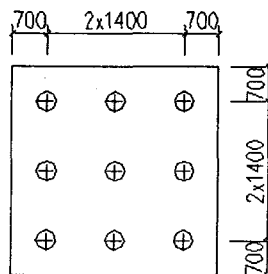


图6 17号节点CFG桩平面布置图

结束语

1. 本文通过一工程实例,探讨了JCCAD软件用于设计CFG桩复合地基的可行性,不难看出作者在进行整个方案论证过程中,采用的是JCCAD软件对CFG桩复合地基设计计算的辅助功能,建议该软件能根据CFG桩复合地基设计计算原理,增加编制一套完整的“CFG桩复合地基与基础”设计计算程序,对设计者将是一件幸事。

2. 目前CFG桩复合地基设计方式主要是结构工程师进行上部结构和基础设计,土木工程师(岩土)根据地质资料和结构工程师提供的设计要求进行复合地基设计,通过本文对工程实例的方案论证和设计计算过程,作者认为在地基与基础(包括深基础,即桩基础)设计时,如果按上述方式进行复合地基设计,可能会出现不尽合理设计方案^[5],因此作者提出一种新的“复合地基与基础”设计理念或方式,所谓新的“复合地基与基础”设计理念或方式就是在进行地基与基础时,结构工程师和土木工程师(岩土)共同参与方案论证、计算和设计全过程,做到设计方案技术先进可行、经济合理。

参考文献

- [1] JCCAD用户手册及技术条件[CP]. 中国建筑科学研究院 PKPM CAD 工程部.PKPM2005.
- [2] 建筑地基处理技术规范 [JGJ79-2002、J220-2002] [S]. 北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [3] 建筑地基基础设计规范 [GB50007-2002] [S]. 北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [4] 建筑桩基技术规范 (JGJ94-94) [S]. 北京:中国建筑工业出版社.1995.

北京地铁4[#]线西四站西南风道施工监测分析*

高华东 秦鹏飞 洪涛 王鑫

(北京工业大学建筑工程学院 北京 100124)

[摘要] 对北京地铁4[#]线西四车站地下通风道明挖基坑施工进行跟踪监测,及时掌握基坑侧壁水平位移随基坑开挖深度的变形规律及基坑周边10米范围内地表的沉降趋势。监测取得了成功,为保证基坑的稳定和周围建、构筑物的安全做出了贡献。鉴于现场监测的重要意义,建议有关部门更应该重视此项工作。

[关键词] 地铁车站; 基坑; 施工监测

引言

城市地铁安全、快捷、方便,成为缓解城市地面交通压力的重要交通工具^[1],越来越受到广大市民的普遍欢迎。目前,北京正在积极筹划修建多条地铁线路,以形成完善高效的轨道交通网络^[2]。城市地下车站往往建设在客流量较大的市中心位置,车站周边建筑物密集,地下管网众多,且地铁车站基坑开挖深度较大。在开挖施工过程中,只有对基坑支护结构、基坑周边土体和建筑物及地下管线进行综合、系统的监测,将监测信息反馈给施工组织者,并对施工方案进行优化和调整,实施信息化施工^[3],才能确保工程质量和工程的顺利进行。

工程概况

北京地铁西四站是地铁四号线与规划六号线的一个换乘站。车站位于西四东大街、西西南大街、西西北大街与阜成门内大街所形成的十字路口西侧。本车站南北向布置。西南风道位于南端主体结构西南角处,与主体结构地下二层相连,通过“C”形走向与设计风井相接。风道南侧为羊肉胡同居民区,西侧距中国地质博物馆大楼仅8m。施工中既要保证地质博物馆的安全,又要尽量减少噪声对周围居民生活的影响。

1. 结构设计方案

西南风道采用钻孔灌注桩作围护结构,采用钢板内支撑作支护结构。灌注桩桩长16.4m,直径 $\Phi 600$,间距1000mm。桩顶设冠梁将抗壁联结加固,桩间采用挂网喷射100mm厚的C20混凝土保持稳定。沿基坑竖向设两道钢腰梁及两层双H488b的钢支撑。首层支撑于桩顶冠梁

* 收稿日期: 2008年11月

上, 二层支撑于腰梁上; 端部和角部采用斜撑。

西南风道为单层结构, 底板厚 800mm, 侧墙厚 600mm, 顶板厚 700mm。顶、底板及梁、侧墙采用 C30 防水混凝土, 抗渗等级 S10; 中柱采用 C50 钢筋混凝土; 钻孔灌注桩及冠梁采用 C25 钢筋混凝土; 垫层采用 C15 素混凝土。

2. 岩土工程条件

根据现场勘察所提供报告, 本场区地层可分为人工堆积层和第四纪沉积岩层, 其中第四纪沉积岩以晚期更新世冲洪积层为主。参考主体基坑地质情况, 本工程施工作业区地层层序自上而下依次为:

(1) 人工填土层。其中上层为粉土填土层, 下层为杂填土层。该层层底标高为 43.25 ~ 46.35m。

(2) 第四纪全新世冲洪积层。自上而下又可细分为粉土层、粉质粘土层、粘土层、粉细砂层、中粗砂层等。该层层底标高为 35.56 ~ 37.34m。

(3) 第四纪晚更新世冲洪积层。自上而下又可细分为卵石圆砾层、粉质粘土层、粘土层、粉土层等。

3. 水文地质条件

北京平原地区第四系地层中的松散岩类孔隙水按埋藏条件分为上层滞水、潜水和承压水。

上层滞水地区分布不均, 水位高差变化大, 主要接受大气降水、灌溉水、生活废水等垂直渗漏补给。上层滞水在本标段中仅局部分布, 主要含水层为人工填土层和粉土层; 潜水含水层受施工降水和人工抽取的影响而基本呈疏干状态, 在不同地段分别存在于粉土层、粉细砂层、中粗砂层、卵石圆砾层、中粗砂层等。

施工监测方案

1. 监测目的

对基坑开挖施工进行现场监测是非常必要的^[4], 通过监测可以达到以下目的:

(1) 及时掌握基坑在开挖、降水及其它施工过程中的实际状态, 如坑壁位移量、位移速率及钢支撑受力情况等, 为保证基坑施工的安全与稳定提供监控数据^[5];

(2) 对周边地表沉降进行的监测可及时掌握周围建筑物、道路、地下管线等的沉降趋势和规律, 必要时采取措施控制其最大沉降值, 确保地面正常使用和交通的安全^[6];

(3) 将现场监测信息及时反馈, 施工组织者根据监测信息对施工方案进行优化调整, 可使施工过程更加安全、科学, 实现信息化施工。

2. 监测内容及监测点位布设

根据国家有关技术规范^[7,8]对基坑开挖和支护设计的要求, 分别对基坑桩顶的水平位移和

基坑周边地表的沉降进行了监测。

在基坑侧壁桩顶连梁上设置8个水平位移监测点,用全站仪进行观测;在距基坑10米范围的周边地表设置28个沉降监测点,用Topcon精密水准仪进行观测。点位具体布设情况如下图。其中左侧呈“凹”字型的基坑为通风道,右侧呈“L”型的为地下出入口。

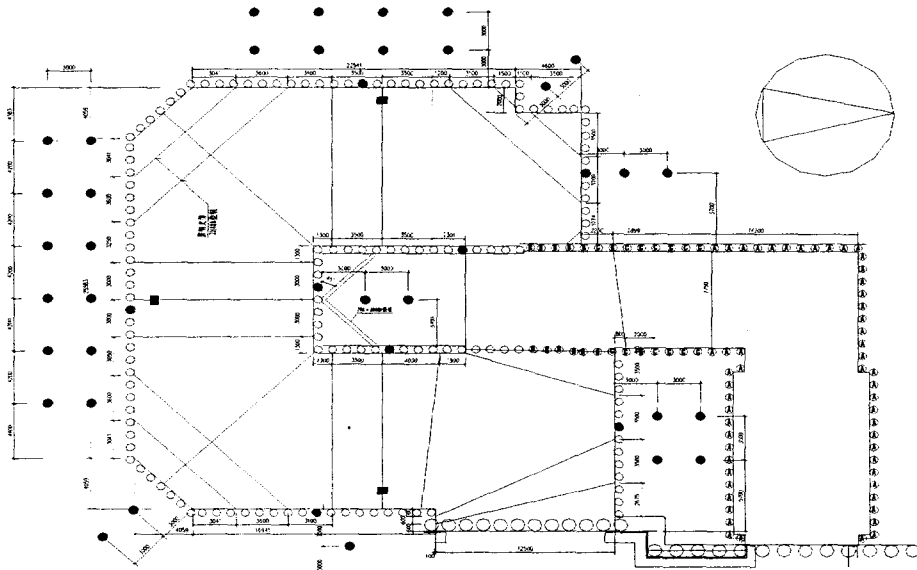


图1 北京地铁西四站西南风道监测点位布置图

监测成果分析

根据风道结构施工方案的布署,可将基坑施工过程分为三个阶段:第一阶段是基坑从地面开挖至距地表4~6米深处,吊装第一道钢支撑;第二阶段是基坑继续开挖直至基底,吊装第二道钢支撑;第三阶段是坑底固化、侧壁做防水层等直至回填。

1. 桩顶水平位移监测成果分析

(1) 桩顶最大水平位移分析

各阶段桩顶最大水平位移值汇总如表1。从表中可以看出,桩顶最大水平位移为A4点,位移量为19mm,出现日期是4月9日。此位移值接近于警戒值(20mm)但没有超出,可以接受。

各阶段桩顶最大水平位移值

表1

	位移量 (mm)	出现位置	出现时间
第一阶段	17	A5	3月30日
第二阶段	19	A4	4月9日
第三阶段	17	A1	5月23日

注:基坑向内位移为正。

(2) 桩顶水平位移随时间变化关系分析

桩顶水平位移随着基坑开挖等施工的进展而表现出不同的变化，以 A1 测点为代表，绘制其关系曲线图如图 2。

通过对关系曲线图的变化趋势进行观察，可以作出如下分析：

a. 第一阶段桩顶向内水平位移持续增加，但这种增加趋势并不稳定。这是因为基坑在开挖过程中，由于部分土体被卸除，打破了初始的土体应力平衡状态。基坑侧壁受其后背主动土压力的压迫而向坑内侧移^[9]；

此时桩间挂网喷射混凝土尚未与土体有效固结，没有形成整体刚度，致使变形不稳定。

b. 第二阶段随开挖深度增加，桩顶水平位移持续增大，最大值已达 19mm，接近于警戒值。但其后变化不大。这是因为此时已吊装一道钢支撑，钢支撑与钻孔灌注桩共同形成围护结构，使基坑的整体刚度明显增加，变形基本稳定。

c. 第三阶段是土方工程之后的变形情况。从图中可以看出，基坑开挖之后的其它施工，由于没有直接扰动土体应力场，基坑侧壁位移变化有减小的趋势，同时也表明基坑支护达到了预期效果。

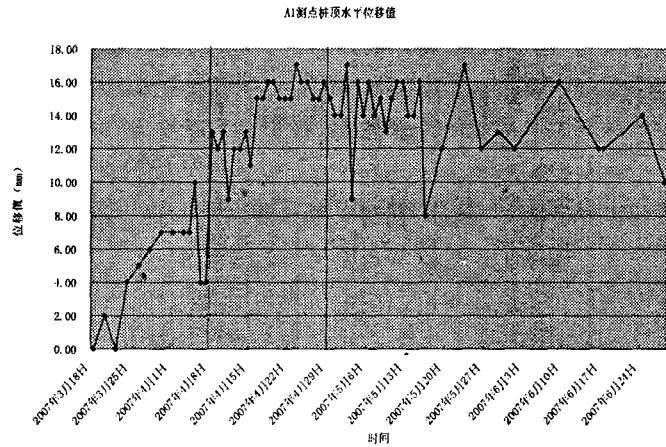


图 2 A1 测点桩顶水平位移随时间变化关系曲线图

2. 地表沉降监测成果分析

(1) 地表最大沉降位移分析

将地表各阶段最大沉降位移汇总如表 2。从表中可以看出，地面最大沉降是 D26 点，出现日期是 3 月 24 日，沉降值 10.42 mm,没有超出警戒值(20 mm)。

各阶段地表最大沉降位移

表 2

	位移量 (mm)	出现位置	出现时间
第一阶段	10.42	D26	3月24日
第二阶段	8.61	D23	4月27日
第三阶段	9.84	D23	6月24日

注：位移向下为正。

(2) 地表重要建筑物沉降监测分析

风道基坑西侧的中国地质博物馆大楼东侧墙距坑壁仅有 8m，在施工过程中必须保证这幢建筑的安全。沿东侧墙设置了两排共 6 个沉降监测点，在基坑开挖施工过程中特别加强了对其局部变形的监测。通过监测数据发现，该区域地表最大沉降 (D23) 为 8.68mm，在整个施工过程中基本都处于安全状态。这是与施工单位细致完善的施工方案直接相关的，基坑开

挖之后支护工作及时到位,效果明显。同时,现场勘察所提供的翔实的资料及本地段良好的地质状况也为博物馆大楼的安全提供了保障。

结语

本次现场监测是成功的,为保证基坑的稳定和周围建、构筑物的安全做出了应有的贡献。监测实践表明:现场的实时监测是深基坑开挖过程中的重要环节,它与工程地质勘察、施工图设计、现场施工等同等重要,一起构成深基坑工程不可分割的完整系统。鉴于现场监测的重要意义,建议有关部门更应该做好此项工作。比如水准原点选择的可靠性、现场测点的保护等,需要政府部门、施工单位及现场周边各相关人员的积极配合,一同把监测工作做好。

参考文献

- [1] 李兴高.北京市轨道交通近期建设规划——北京市交通委员会周正宇副主任访谈[J].都市快轨交通,2007,20(3).
- [2] 周楠森.北京:落实城市总体规划 加快轨道交通建设[J].北京规划建设,2007,(03).
- [3] 林鸣,徐伟.深基坑工程信息化施工技术[M].北京:中国建筑工业出版社,2006.
- [4] 覃睿,唐光暹,周永泉.基坑监测技术的现状及应用[J].工程质量,2008,15.
- [5] 利戈.基坑监测与信息化施工[J].广东建材,2008,3.
- [6] 高夕良.基坑变形实测结果的分析[J].四川建筑,2008,28(2).
- [7] 中华人民共和国国家标准.地下铁道轻轨交通工程测量规范(GB50308-1999)[S].北京:中国计划出版社,2007,9.
- [8] 中国建筑科学研究院.建筑基坑支护技术规程(JGJ120-99)[S].北京:中国建筑工业出版社,1999.
- [9] 赵明华,俞晓,王贻荪.土力学与基础工程[M].武汉:武汉理工大学出版社,2003.

Construction Monitoring Analysis for the Wind-hole of XiSi Subway Station of the 4th Line in Beijing

Gao Hua-dong Qin Peng-fei Hong Tao Wang Xin

(College of Architecture and Civil Engineering ,Beijing University of Technology, Beijing 100124,China)

Abstract: A field monitoring program is carried out for the open-excavated project of the wind-hole of XiSi subway station in Beijing. The trends of the displacements which goes with the excavation depth and the settlements in the 10 meter radius are obtained. The work is successful ,it contributes to the assurance of the stability of the foundation-pit and the safeness of the buildings nearby. In view of the importance of the spot monitoring ,each involved department should fully complete the work.

Key Words: subway station; foundation-pit; construction monitoring

监控量测在新奥法隧道施工中的应用*

李军¹ 沈怡佳² 朱建才³

(1. 河南省核工业地质局 信阳 464000;

2. 嘉兴市建筑业管理处 嘉兴 314050; 3. 浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院 杭州 310012)

[摘要] 新奥法的核心思想为围岩与支护系统共同作用,以现场监测数据为围岩稳定的判据,对地下工程进行设计和施工。结合黄衢南高速公路隧道施工实例,介绍了监控量测的目的、内容及监测成果,结果表明,施工监控量测能够较好地指导设计与施工。

[关键词] 新奥法;隧道围岩;监控量测

前言

新奥地利隧道施工法(New Austrian Tunneling Method)简称新奥法(NATM);新奥法概念是奥地利学者拉布西维兹(L. V. RABCEW ICZ)教授于上世纪50年代提出的,它是将锚杆和喷射混凝土联合在一起作为主要的支护,使围岩成为支护体系的组成部分,形成了以锚杆、喷射混凝土和隧道围岩为三位一体的承载结构^[1]。经过一些国家的许多实践和理论研究,于60年代取得专利权并正式命名。之后,这个方法在西欧、北欧、美国和日本等许多地下工程中获得极为迅速发展。六十年代NATM被介绍到我国,七十年代末八十年代初得到迅速发展。

新奥法不完全是一种设计方法,也不单纯是一种施工方法,而是把两者凝为一体的技术方法,是具体应用岩体动态方面的较完善知识的一个完整的力学概念,因此称为“新奥地利隧道工程法”更为恰当^[2]。其核心思想为围岩与支护系统共同作用,通过控制爆破和锚喷支护等人为手段尽量保护围岩,限制围岩变形,以现场监测数据为围岩稳定的判据,对地下工程进行设计和施工。监控量测则是新奥法中不可缺少的重要组成部分,通过监控量测来决定围岩和支护结构的承载—变形—时间特性^[3]。

黄衢南隧道工程概况

黄衢南高速公路为天津汕尾国家重点干线公路中的重要组成部分。该公路的浙江段位于我省衢州市境内,往北连接安徽省的黄山市,往南连接福建省的南平市,是连接安徽、浙江、

* 收稿日期:2008年8月

福建三省的省际干线公路,它的建设对于促进区域经济的发展,加强国防交通建设,具有重大的作用。

本工程隧道地处中低山丘陵区,岩性多为花岗岩、凝灰岩、混合岩、粉砂岩、细砂岩、泥岩、灰岩等,岩质以较坚硬~坚硬岩为主。本工程隧道主要穿越花岗岩、凝灰岩、混合岩、粉砂岩、细砂岩、泥岩、灰岩等岩层。

监控量测的目的及意义

1. 监控量测的目的

鉴于隧道地质构造及地层岩性复杂,为了保证隧道施工的安全和顺利进行,掌握围岩和支护的动态信息;使隧道结构既安全,满足其使用要求,又经济合理;在不良地质、突水、洞口浅埋等及有特殊要求的停车、通道交叉地段或业及监理认为有必要监控的地段设置监控量测断面,进行全面、系统的监控量测。主要达到以下目的:a.掌握围岩动态和支护结构的工作动态,利用量测结果修改设计,指导施工;b.预见事故和险情,以便及时采取措施,防范于未然;c.积累资料,为以后的工程设计、施工提供经验;d.为确定隧道提供可靠的信息;e.量测数据经分析处理与必要的计算和判断后,进行预测和反馈,以保证施工安全和隧道稳定。

2. 监控量测的意义

监控量测的意义如下:a.制定可靠的监控量测方案,为隧道的安全和优化施工及地下水的自然状态的保护提供技术支撑;b.指导并校核施工单位的日常量测和掌子面观测;c.负责对典型断面的量测断面的测点埋设、量测,对开挖后的围岩状态做出评价,对量测数据及时分析整理并及时向业主、监理单位通报;d.对支护结构型式,支护参数和二次衬砌支护时间提出建议,并书面通知监理及业主;e.参与由业主、设计、监理及施工单位参加的支护结构型式及参数、围岩类别变更及其它一些变更讨论会议;f.对出现的异常情况迅速向有关部门(业主监理土建施工承包人)发出警报并及时提出处理方案,对支护结构的合理性及安全性作出评价。

主要监控量测项目的内容及方法

监控量测具体内容一般包括:洞内围岩观察及预报、洞内位移监测、拱顶下沉监测、浅埋隧道地表下沉监测、围岩内部位移监测、锚杆轴力监测、喷砼应力、围岩压力监测、钢拱架应力监测。其中洞内围岩观察及预报、洞内位移监测、拱顶下沉监测一般为必测项目,其余为选测项目。下面主要阐述必测项目的内容及方法:

1. 洞内围岩观察的内容及方法

对开挖后没有支护的围岩主要观察以下内容:岩质各类和分布状态,近界面位置的状态;岩性特征:岩石的颜色、成分、结构、构造;地层时代归属及产状;节理性质、组数、间距、规模、节理裂隙的发育程度和方向性,断面状态特征,充填物的类型和产状等;断层的性质,

产状, 破碎带宽度、特征; 石煤层情况; 溶洞的情况; 地下水类型, 涌水量大小, 涌水压力、水的化学成分, 湿度等; 开挖工作面的稳定状态, 顶板有无剥落现象。

开挖后已支护段主要观察以下内容: 初期支护完成后对喷层表面的观测及裂缝状况的描述和记录; 有无锚杆被拉脱或垫板陷入围岩内部的现象; 喷混凝土是否产生裂隙或剥离, 要特别注意混凝土是否发生剪切破坏; 钢拱架有无被压曲现象; 是否有底鼓现象。

量测方法为: 利用地质素描、照相或摄像技术将观测到的有关情况和现象进行详细记录, 观测中, 如发现异常现象, 要详细记录发现的时间、距开挖工作面的距离以及附近测点的各项量测数据。目测应在隧道开挖工作面爆破后及初期支护后立即进行, 每个监测断面应绘制隧道开挖工作面及两张素描剖面图。

2. 周边位移监测的量测内容

量测隧道内壁两点连线方向的相对位移, 同时对所测断面的超、欠挖量进行测定。

量测方法为: 根据不良地质、突水、洞口浅埋等及有特殊要求的停车、通道交叉地段或业主及监理认为有必要监控的地段, 设置监控量测断面, 每个断面分别在侧墙和拱顶设置测点, 利用收敛计, 采用一根被拉紧的普通钢尺作为传递位移的媒介, 通过百分表测读隧道周边某两点相对位置的变化。测点应距开挖面2m的范围内尽快安设, 并应保证爆破后24h内或下一次爆破前测读初次读数。

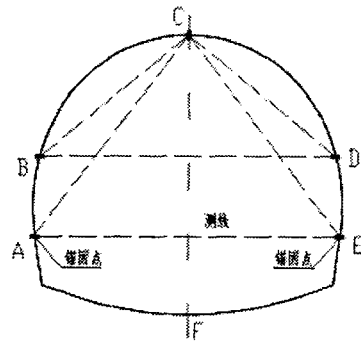


图1 围岩收敛位移量测图

通过在开挖后坑道内壁面设置锚固点, 采用收敛计测定坑道围岩壁面发生的收敛位移。围岩收敛量测的布置如图1所示。每个量测断面设置5个锚固点, 即图中的点A、B、C、D和E点。通过测定测线AE、BD、CE的位移变化, 可以确定出其发生的收敛位移和大变形。

3. 拱顶下沉监测监测的量测内容

量测内容为: 拱顶下沉量量测, 是对隧道拱顶的实际位移值进行量测, 是相对于不动点的绝对位移。埋设及量测方法: 在拱顶中心用凿岩机钻成孔, 然后将带膨胀管的收敛预埋件敲入, 旋紧收敛钩, 将钢尺或收敛计挂在收敛构上, 读钢尺数, 再读出基准点上的标尺数, 用全站仪或精密水准仪进行测量。测点应距开挖面 2m 的范围内尽快安设, 并应保证爆破后 24h 内或下一次爆破前测读初次读数。

主要监控量测成果及分析

下面给出了部分隧道工程现场洞内位移监测及拱顶下沉监测成果, 阳排尖隧道 ZK77+740 断面水平收敛累计值时态曲线如图 2 所示, 阳排尖隧道 ZK77+740 断面水平收敛速率时态曲线如图 3 所示; 阳排尖隧道 ZK77+740 断面拱顶下沉累计值时态曲线如图 4 所示, 阳排尖隧道 ZK77+740 断面拱顶下沉速率时态曲线如图 5 所示。从以上曲线分析可以得出如

下结果：该断面收敛及拱顶下沉速率已趋于零，收敛及拱顶沉降已结束，围岩处于稳定状态。

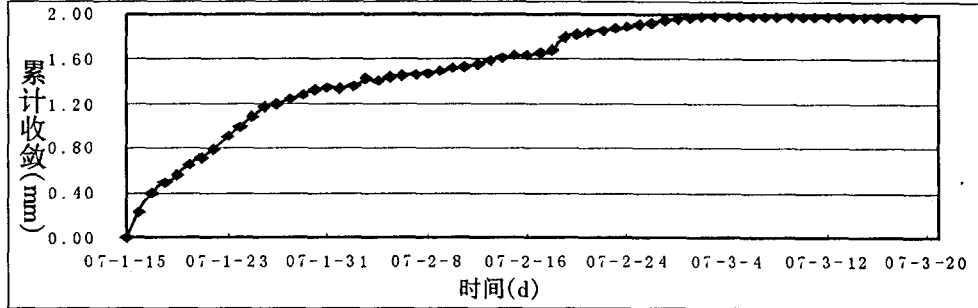


图2 阳排尖隧道 ZK77+740 断面水平收敛累计值时态曲线

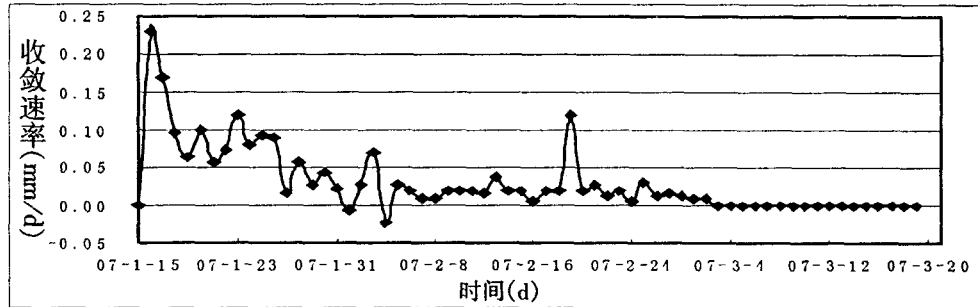


图3 阳排尖隧道 ZK77+740 断面水平收敛速率时态曲线

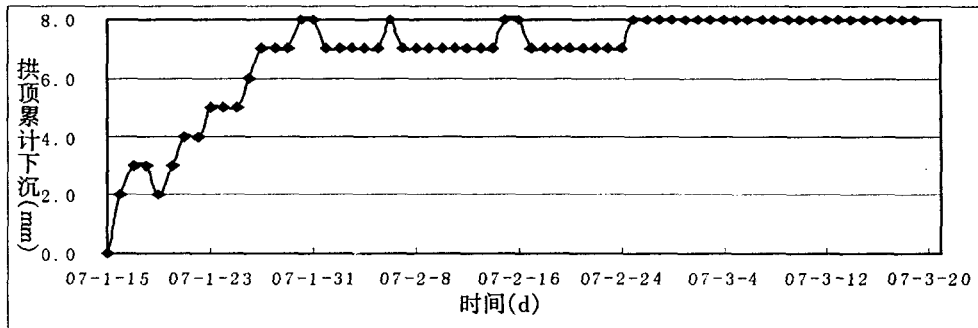


图4 阳排尖隧道 ZK77+740 断面拱顶下沉累计值时态曲线

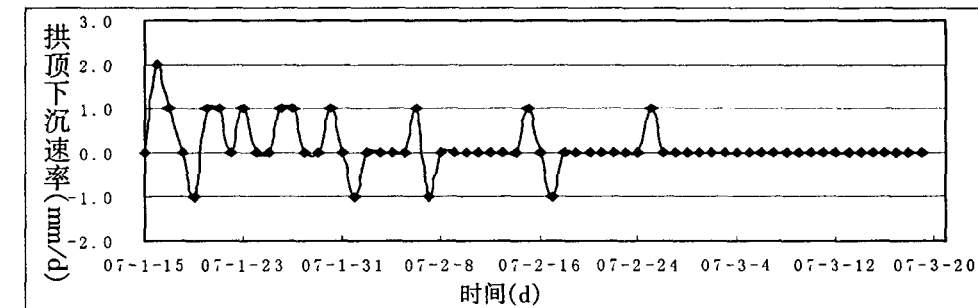


图5 阳排尖隧道 ZK77+740 断面拱顶下沉速率时态曲线

阳排尖隧道出口右线掌子面围岩为全风化花岗斑岩,呈土状,围岩随时间松弛、掉块现象明显,掌子面局部有滴水现象,揭露的围岩随时间松弛现象明显,围岩稳定性差。阳排尖隧道出口右线 YK79+795 断面拱顶累计沉降时态曲线如图 6 所示,阳排尖隧道出口右线 YK79+795 断面拱顶下沉速率时态曲线如图 7 所示;从各个曲线分析可以得到如下结果:该断面拱顶下沉速率较大,拱顶沉降尚未结束,围岩处于变化状态,最大速率为 44mm/day,该洞口围岩尚不稳定,应注意采取正确的施工方法及支护措施。

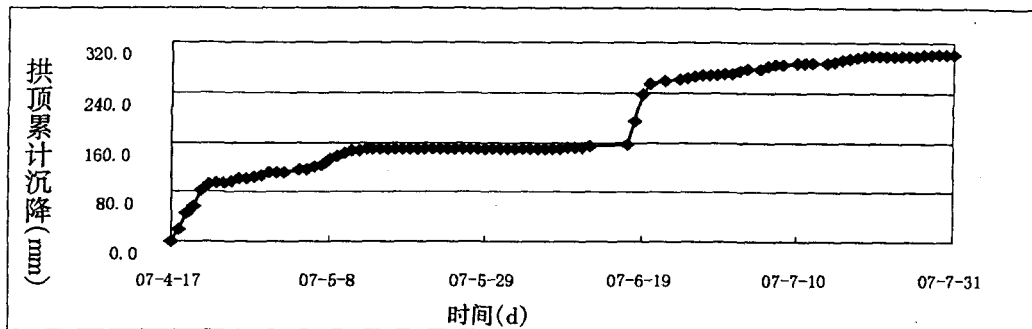


图 6 阳排尖隧道 YK79+795 断面拱顶下沉累计值时态曲线

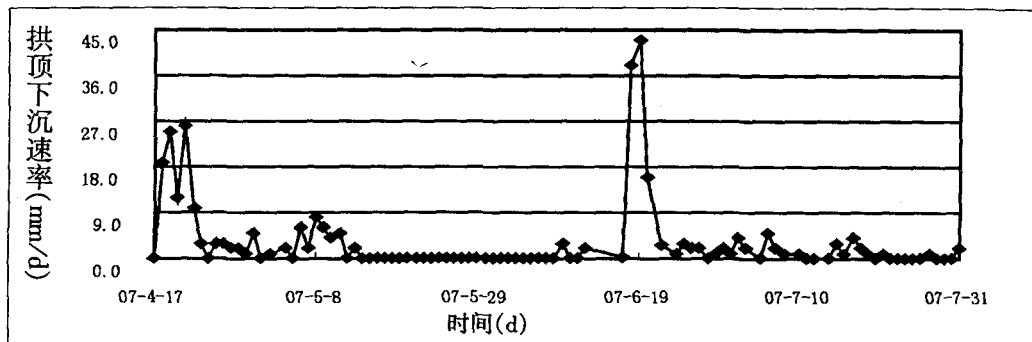


图 7 阳排尖隧道 YK79+795 断面拱顶下沉速率时态曲线

结语

监控量测结果表明,由于隧道工程的特殊性、复杂性和隧道围岩的不确定性,对隧道围岩及支护结构进行监控量测是保证隧道工程质量、安全的必不可少的手段。通过监控量测,可以掌握围岩动态和支护结构的工作动态,利用量测结果修改设计,指导施工;并为以后的工程设计、施工提供经验。

参考文献

- [1] 李晓红 隧道新奥法及其量测技术[M]. 北京:科学出版社. 2001
- [2] 陈建平,朱首军 新奥法的实质与存在的问题[J]. 河港工程 2002年 第1期:76-80
- [3] 秦之富,唐健 高速公路隧道监控量测及应用[J]. 公路交通技术 2006年4月 第2期:99-104

地基加固工法中喷浆量与提升速度匹配性的监控*

陈新民 鲁均平 张立荣

(上海新光工程咨询有限公司 上海 200093)

前言

在地基加固几种工法(如双轴和三轴水泥土搅拌桩、高压旋喷桩)中,设计文件中只对水泥掺量和加固强度提出要求,地基加固技术规范中也只对浆液水灰比、喷浆压力等提出一定的控制范围指标要求,但具体到施工与如何将设计要求的水泥掺量均匀足量掺加到被加固土体中,施工单位报审的施工方不清晰,致使监理人员旁站监控很难把握。大家知道,设计要求的水泥掺量在制备成水泥浆液后如何均匀而足量地掺加到被加固土体中与桩机的提升速度密切相关。这就要求喷浆量与提升速度很好地匹配。下面就将我们如何在监理工作中对喷浆量与提升速度匹配通过计算用定量控制的方法提出我们的具体做法,供大家参考。

双轴水泥土搅拌桩喷浆量与提升速度的计算监控

1. 双轴水泥土搅拌桩工艺流程

上海市建委曾发文要求双轴水泥土搅拌桩必须实行两喷三搅工艺,确保桩身质量。所谓的两喷三搅工艺即是:

桩机就位→预钻下沉到设计深度→第一次提升搅拌喷浆至沟底→第二次复搅下沉到设计深度(不喷浆)→第三次提升搅拌喷浆至沟底→提钻后桩机移位到下一根桩施工。(所谓沟底即施工前为清障所挖沟槽之底部)。

2. 总喷浆量的计算控制

桩体中总的水泥浆液喷入量(即总浆量)可按下面公式进行计算

$$V=F$$

$$V=F \times L \times r \times A_w \times (1+A_c) \times 1000 \div r_d$$

式中 V--总浆量(升)

F--双轴水泥土搅拌桩截面面积 $F=0.71\text{m}^2$

L--设计桩长(m)

r--桩身穿越各层土体的加权平均重度(kN/m^3) 一般取 $r=18\text{kN}/\text{m}^3$

A_w --设计要求桩体中水泥掺入率(%),一般软土地基中 $A_w=12\% \sim 18\%$

A_c --设计要求或施工控制的浆液水灰比,一般 $A_c=0.4 \sim 0.6$

* 收稿日期:2008年9月

r_d —对应水灰比时的水泥浆液重度 (kN/m^3), 可按下表查取

浆液水灰比	A_c	0.4	0.5	0.6	0.7
浆液重度	r_d	19.1	18.0	17.1	16.5

上式中 $F \times L \times r \times A_w$ 为桩体中水泥掺入量 (kN)

例如当桩长 10 米, 设计要求水泥掺入率为 12%, 水泥浆液水灰比为 0.5 时, 则桩体中水泥浆液总量应为

$$\begin{aligned} V &= F \times L \times r \times A_w \times (1 + A_c) \times 1000 \div r_d \\ &= 0.71 \text{m}^2 \times 10 \text{m} \times 18 \text{kN/m}^3 \times 12\% \times (1 + 0.5) \times 1000 \div 18 \text{kN/m}^3 \\ &= 1278 \text{升} \end{aligned}$$

当采用两喷三搅工艺施工时, 每次的喷浆量即为 $V/2=639$ 升

3. 喷浆量与提升速度的匹配计算

水泥土搅拌桩是在搅拌轴旋转下沉至桩长设计深度后再提升喷浆的。这时两根搅拌轴边提升边旋转, 中间一根喷浆管同时进行喷射水泥浆液。两根搅拌轴上的下部叶片在搅拌轴提升旋转过程中对喷入桩体中间的水泥浆液进行搅拌, 使之均匀地掺加到桩身断面的土体中成为水泥土桩。但如何使水泥浆液的总量在两次提升喷浆过程中均匀而全部掺加到全桩长的桩身土体中, 这就与桩机的提升速度有关了。提升速度快了, 总浆量用不完, 也就是桩身全长度范围喷入的浆量少了, 达不到设计要求的水泥掺入率。反之, 则总浆量不够用, 桩身上部的喷入浆量就少了, 桩长范围就可能出现浆液分布不均匀, 往往造成下部桩身喷入水泥浆液超过计算用量, 而上部则可能小于计算用量。为此应对提升速度进行控制。按下式计算提升速度。

$$v = \frac{L \times q}{\frac{V}{2}} = \frac{2Lq}{V}$$

式中 v —桩机提升速度 (m/min), 一般要求控制在 $v=0.7\text{m/min}$ 左右

q —压浆泵的额定流量。水泥土搅拌桩一般用 HB6-3 型压浆泵, 该泵的供浆流量为 $q=50$ 升/min

L —桩长 (m)

V —水泥浆液总用量 (升)

仍按上面的示例 (桩长 10m, 总浆量 1278 升), 计算提升速度,

$$\begin{aligned} \text{则 } v &= \frac{2 \times 10 \text{m} \times 50 \text{升} / \text{min}}{1278 \text{升}} \\ &= 0.78 \text{m/min} \end{aligned}$$

因此应按该速度值控制桩机的提升速度, 使总浆量能在两次提升喷浆过程中均匀而足量喷入被加固的桩体土层中。

但是作为监理人员监督桩机的提升速度有一定难度,这主要因为桩机上无任何仪表可供查看,因此监理人员可根据下式算出的提升喷浆时间来进行控制就比较方便。将上式进行变换就可以算出提升喷浆时间 t (两次提升合计):

$$v = \frac{2Lq}{V} = \frac{2L}{\frac{V}{q}} = \frac{2L}{t}$$

$$t = \frac{V}{q} \text{ 或 } t = \frac{2L}{v}$$

仍按上面的示例(桩长10m,总浆量1278升)

$$\text{则 } t = \frac{V}{q} = \frac{1278 \text{升}}{50 \text{升/分钟}} = 25.56 \text{ min}$$

上面算出的提升喷浆时间25.56分钟是两次提升喷浆的总共需要的时间,因此每一次的提升喷浆时间应是12.78分钟。

4. 浆量自动记录仪的配套使用与测读

根据上海市建委的有关文件规定,水泥土搅拌桩施工时必须安装浆量自动记录仪,不安装的不能施工。

浆量自动记录仪是一部自动同步跟踪注浆全过程的记录仪。浆量自动记录仪上有“光标”,光标上能显示某一深度处的水泥浆液注入量,操作桩机的工人可以很清晰的看出。当操作发现某一深度的浆液注入量小时,可通过调整桩机提升速度,使提升速度减慢;反之,提升速度加快。

浆量自动记录仪除有直观的“光标”外,还能打印出曲线图,标示出“段浆量”(即每10cm长度范围内水泥浆液注入量),显示沿桩长的浆量变化曲线。在这张打印出的曲线图上,我们还可以看到注浆深度(即桩长)和累计注入总浆量。

因此这是一部很好很真实的配套施工仪器,能直接反映出整个桩长范围内注浆均匀程度和注入的总浆量。通过查看与对比,我们可以清楚地看出是否与设计要求桩长和上述计算注浆总量的吻合程度,判断桩身质量。

5. 监理旁站注浆过程控制要点

从上面的总浆量、提升速度和注浆时间计算中可以看出,监理人员在旁站时只要控制好以下几点就可以基本上控制住桩身质量了:

- ① 在搅拌的储浆桶中测定水泥浆液重度,对水灰比进行控制,每班抽查应记录。
- ② 控制每次下沉深度,使其符合设计桩长。
- ③ 在提升喷浆时查看压浆泵的工作状态,确认整个喷浆过程达到额定供浆流量。
- ④ 测定每次提升喷浆耗用时间,确认桩机提升速度是否满足计算要求。

⑤ 收集流量自动记录仪打印出的曲线图,确认注浆深度(桩长)、段浆量和总浆量是否与计算控制值相符。

三轴搅拌桩注浆量与下钻及提升速度匹配计算控制

1. 三轴搅拌桩的施工工艺概述:

SMW 工法所用的桩机为三轴水泥土搅拌桩桩机。该机中间一个轴是输送压缩空气的, 两侧的两根轴是注浆搅拌轴, 轴下部有搅拌用螺旋叶片。拌好的水泥浆是通过两台压浆泵分别给两根注浆搅拌轴供浆的。三轴搅拌桩施工时, 在开始下钻过程中就同时给两根搅拌轴供浆和给中间轴输送压缩空气, 桩机边下钻边旋转搅拌喷出的水泥浆液, 加上中间轴底部喷出的压缩空气帮助搅拌水泥浆液使之与桩间土体拌和在一起成为水泥土桩。当搅拌轴下至设计深度后停止下钻, 紧接着向上提升。提升搅拌过程中同时喷浆但不供压缩空气, 直至地表为止。

2. 三轴搅拌桩总注浆量的计算控制

从上述施工工艺中可以看出, 三轴搅拌桩有两次喷浆过程: 一次是下钻时, 一次是提升时。这两次的喷浆量累计值即为总浆量。

总浆量亦可按下式进行计算:

$$V = F \times L \times r \times A_w \times (1 + A_c) \times 1000 \div r_d$$

式中 F —三轴搅拌桩断面面积, 当桩径为 $\Phi 850$, 桩间搭接 250mm 时, $F=1.495\text{m}^2$

L —设计桩长 (m)

r —桩穿越各层土体的加权平均重度, 一般取 $r=18\text{ kN/m}^3$

A_w —设计要求的水泥掺入率, 一般 $A_w \geq 20\%$

A_c —水灰比, 一般为 1.5 ~ 2.0

r_d —水泥浆液重度 (kN/m^3), 可按下表查取

浆液水灰比 A_c	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
浆液重度 r_d	13.64	13.45	13.28	13.13	12.99	12.86

示例: 16m 桩长, 水泥掺入率 20%, 水灰比 1.5。则总浆量为

$$V = F \times L \times r \times A_w \times (1 + A_c) \times 1000 \div r_d$$

$$= 1.495 \times 16 \times 18 \times 20\% \times (1 + 1.5) \times 1000 \div 13.64 = 15783 \text{ 升}$$

即要求在两次喷浆过程中向桩身范围土体中喷入 15783 升水泥浆液。

3. 下钻速度和提升速度的匹配计算

为了确保总注浆量的要求, 对下钻速度和提升速度就要进行匹配性计算, 使总浆量在下钻喷浆和提升喷浆时恰好用足。

(1) 下钻速度计算与控制

三轴搅拌桩下钻速度一般较提升速度要慢些, 施工操作上基本是按提升速度的一半来设定, 也就是下钻时喷浆量按总浆量的 2/3 来控制。

则下钻速度的计算公式为

$$v = \frac{Lq}{\frac{2}{3}V} = \frac{3Lq}{2V}$$

式中 q —供浆泵的额定流量。为两台泵同时给两根搅拌轴供浆。

BW200 型供浆泵压力与排浆量关系见下表

注浆压力	4MPa	6MPa
排浆流量	200L/min	125L/min

示例: $L=16\text{m}$ 桩长, $\Phi 850$, 水泥掺入率 20%, 水灰比 1.5, $q=200\text{L/min}$, $V=15783$ 升, 则下钻速度

$$v_{\text{下}} = \frac{3Lq}{2V} = \frac{3 \times 16 \times (200 \times 2)}{2 \times 15783} = 0.6\text{m/min} = 60\text{cm/min}$$

监理人员在旁站监理时应按下钻速度来控制下钻到设计深度时的历时。

$$t = L \div v_{\text{下}} = 16 \div 0.6 = 26.66\text{min} = 27\text{min}$$

(2) 提升速度的计算与控制

根据以上总浆量在提升时的分配为 $\frac{1}{3}$ 浆量来计算提升速度

$$v_{\text{上}} = \frac{Lq}{\frac{1}{3}V} = \frac{3Lq}{V} = \frac{3 \times 16 \times (200 \times 2)}{15783} = 120\text{cm/min}$$

监理人员在旁站监理时应按提升速度来控制提升历时

$$t = L \div v_{\text{上}} = 16 \div 1.2 = 13\text{min}$$

4. 三轴搅拌桩的质量控制要点

- ① 水泥原材料报验, 压力表及流量表的校验报审
- ② 制备水泥浆液时, 测定浆液比重, 从而对水灰比进行控制, 每班抽查并记录
- ③ 旁站控制下钻和提升历时并记录
- ④ 抽查压浆泵流量表数值及压力表数值是否符合要求

高压旋喷桩注浆量与提升速度的匹配计算控制

高压旋喷桩分单管、二重管和三重管三种不同施工工艺, 又分旋喷、定喷和摆喷三种方法。其中二重管是利用高压浆液扩孔成桩, 而三重管是利用高压水扩孔成桩, 但两者均是在提升旋转时喷浆, 下钻时不喷浆。有的工程为扩大加固范围或提高加固强度也采用复喷措施。目前在软土地基加固中, 主要是用二重管或三重管进行旋喷加固。

1. 总注浆量的计算控制

$$V = F \times L \times r \times A_w \times (1 + A_c) \times 1000 \div r_d$$

式中各字母同搅拌桩计算公式的含义

下面按某地地铁车站洞门外地基加固举例计算

示例: $\Phi 800$ 桩截面积 $F=0.5024\text{m}^2$, $L=26\text{m}$, $r=18\text{kN/m}^3$, $A_w=25\%$, $A_c=0.8$, $r_d=15.89\text{kN/m}^3$, 设计要求桩体强度 $\geq 1.2\text{MPa}$, 采用三重管法, 高压水泵压力 $\geq 25\text{MPa}$, 供浆泵压力 $\geq 1\text{MPa}$, 流量 25L/min , 空缩机供气压力 $=0.7\text{MPa}$ 。

$$\begin{aligned} V &= F \times L \times r \times A_w \times (1 + A_c) \times 1000 \div r_d \\ &= 0.5024 \times 26 \times 18 \times 25\% \times (1 + 0.8) \times 1000 \div 15.89 \\ &= 6658\text{L} \end{aligned}$$

2. 提升速度的匹配计算

$$v = \frac{Lq}{V}$$

式中 q —供浆泵流量

仍按上例计算提升速度

$$v = \frac{L \times q}{V} = \frac{26 \times 25}{6658} = 10\text{cm/min}$$

3. 监理旁站提升时间

$$t = L \div v$$

仍按上例计算提升时间

$$t = L \div v = 2600\text{cm} \div 10\text{cm/min} = 260\text{min}$$

即一根桩的提升喷浆时间应控制在 260 分钟, 才能保证 6658L 浆液均匀分布在 26 米长 $\Phi 800$ 桩的加固柱状土体中。

4. 高压旋喷桩的质量控制要点:

- ① 水泥原材料报验
- ② 压力表、流量表的校验报审。
- ③ 用比重仪测定水泥浆液的重度并记录, 从而控制浆液水灰比。
- ④ 测定下钻深度是否满足设计桩长。
- ⑤ 旁站监理提升喷浆历时并记录, 从而控制桩机提升速度。
- ⑥ 抽查压力表和流量计实际控制数值, 是否满足要求。

结语

地基加固质量的好坏直接取决于注入浆液的量和均匀程度, 监理人员在旁站监理过程中应严格按照监理细则中计算出的注浆量、提升(或下钻)速度和施工过程历来认真控制, 并认真做好旁站记录, 才能对施工质量进行有效监控, 确保满足设计和有关规范的要求。

曹妃甸滩涂淤泥化学加固处理的试验研究*

秦鹏飞, 周克, 高华东

(北京工业大学建筑工程学院 北京 100124)

[摘要] 唐山曹妃甸工业区是国家正在着力开发建设的重要经济产业区, 其滩涂大面积淤泥的固结硬化处理是开发建设中的首要技术难题。现场研究表明, 用固化剂将曹妃甸淤泥进行化学加固处理是行之有效的方法。通过室内试验, 提出固化剂中熟料、 Na_2SO_4 、 Na_2SiF_6 等配方的最佳配比, 并通过无侧限抗压强度试验检验其强度。试验结果表明, 此固化剂配方具有极大的优越性, 可为现场施工提供科学指导。

[关键词] 土壤固化剂; 最佳配比; 试验; 滩涂淤泥

土体固化剂是指凡是在常温下能够直接胶结土体中的颗粒或能够与粘土矿物反应生成胶凝物质, 从而改善和提高土体力学性能的材料^[1]。国外在 20 世纪 40 年代就开始了土体固化技术的研究, 并形成了一门综合性的交叉学科^[2]; 国内 20 世纪 90 年代才开始引进土壤固化技术。近些年来, 土体固化剂和土壤固结技术都得到了较好的推广和应用^[3]。

曹妃甸工程概况及地基处理方案

唐山曹妃甸工业区位于唐山市南端, 距市中心约八十公里, 是渤海的浅海滩地。初期规划开发约 300 平方公里, 以曹妃甸工业区为中心, 沿海岸向两侧填海延伸, 形成人造陆地。曹妃甸“面向大海有深槽, 背靠陆地有浅滩”, 是渤海湾唯一不需开挖人工航道即可建设大型深水港的港址, 而且其腹地是首都钢铁公司(新址)、中堡石油加工基地等大型产业的聚居区。对曹妃甸的开发建设作用重大, 意义深远。

该区域表层分布有 0.7-2.8 米厚度不等的淤泥层, 其下依次分布粉土层、粉砂层等。表层淤泥沉积浅, 分布广阔, 而且含水率高、孔隙比大, 加荷后变形剧烈, 为建筑地基的不良土层, 必须采取方法进行加固处理^[4]才能满足开发建设的要求。

1. 传统处理方法的缺陷

目前曹妃甸工业区正在建设中的北环路, 是用抛石挤淤的方法对淤泥进行加固处理的。抛石料从近 200 公里之外的滦县等地运来, 成本造价很高, 而且供运输的道路也已不堪重负, 多处运输路段出现塌陷。同时, 这种抛石挤淤的方法只能逐渐推进施工, 越往里挤越困难, 并已发现, 经过挤淤扰动的水域周围出现了水质污染现象。挤淤不是环境友好的施工工法,

* 收稿日期: 2008年11月

也不是处理曹妃甸淤泥的理想方法。

曹妃甸工业区首钢京唐钢公司所占据的 12 平方公里的人造陆地,是采用吹填粉细砂技术完成的。工程人员后来发现吹填达到标高的粉细砂层下面含有 1-3 米不等厚度的淤泥夹层。在这种不稳固的地基上建造厂房等建筑物,不得不采用打桩措施进行补救,以防止地基发生滑移。吹填技术也不适宜于曹妃甸的工程情况。

2. 化学加固处理的思路 and 优势

曹妃甸作为首钢新址,将会产生大量的矿渣废弃物。目前首钢已开始小量生产,有废弃工业矿渣产生。针对曹妃甸的具体地质情况,我们选择了化学加固处理措施。即利用首钢生产过程中产生的废弃矿渣为原料,辅以其它配方调制固化剂,将淤泥就地固结。这样固结材料来源方便,无远距离运输之忧,又不破坏环境,还充分利用了工业废弃物,变废为宝,实现了资源节约与环境友好的统一。化学加固处理适宜于曹妃甸的工程实际情况,具有很大的优势。

3. 固化剂配方的选取

工业废弃矿渣是一种具有潜在水硬活性的材料,其化学成分主要为 CaO , SiO_2 , Al_2O_3 和 MgO 等。研究表明,在碱性环境条件下矿渣的活性将被有效的激发出来。其原理是,在碱性环境下这些活性氧化硅和活性氧化铝与碱盐发生硬凝反应,生成的胶凝物质在固化剂和土壤颗粒之间形成有效的作用力,在较长的时间内能稳定地增加强度,将土壤颗粒牢牢固结^[5]。经过对有关文献^[6,7]的查阅,本试验选取了 Na_2SiF_6 和 Na_2SO_4 作为碱激发剂,并辅以水泥熟料将工业废渣调制成淤泥固化剂。

试验材料

1. 土样

本试验的原状土取自曹妃甸施工现场。试验前将取来的土放入烘箱,温度控制在 110 度左右烘干,时间为 16 小时。将烘干后的土样过 2mm 筛除去杂质,将筛余的干土置于干燥地方密封以备用。试验时,将烘干土样调制成含水率为 25% 的淤泥。经筛分试验得到土样中各孔径范围的土粒的分布情况如下表。

筛分试验

表 1

孔径(mm)	孔径>2	2>孔径>0.5	0.5>孔径>0.25	0.25>孔径>0.074	孔径<0.074
土质量(g)	13.2	9.2	6.7	138.2	9.3
所占百分比	167.3/177=94.5%				9.3/177=5.3%

2. 固化剂主配方

本试验所用固化剂主配方为曹妃甸附近钢厂生产的水淬钢渣,比表面积约为 450kg/m^2 。

水淬钢渣的化学成分及重量百分比如表2所示。

水淬钢渣的化学成分

表2

化学成分	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	其它
重量百分比	30-50%	2-10%	30-40%	3-15%	少量

3. 固化剂辅配方

(1) 熟料: 取自曹妃甸附近的水泥厂, 比表面积约为 450kg/m²; (2) Na₂SO₄(硫酸钠): 北京化工厂生产; (3) Na₂SiF₆(氟硅酸钠): 北京化工厂生产; (4) CaO(氧化钙): 北京化工厂生产。

试验指标

本试验选取的试验指标是压缩系数和无侧限抗压强度。

1. 压缩系数

曹妃甸滩涂淤泥沉积层浅, 分布广阔, 初期开发处理应建设通向海湾的道路, 现场指挥办公室等临时设施, 因此要求化学加固处理后的淤泥土块能承受一定荷载, 且压缩变形不能太大。压缩系数是衡量地基土压缩变形的重要指标, 也是本试验所选取的试验指标。

2. 抗压强度

抗压强度指标用来衡量淤泥试样承受荷载能力的大小。化学加固处理后淤泥土块的抗压强度的高低, 反映了固化剂配方的适用性和科学性, 因此也是本试验的重要指标。

固结压缩正交试验

1. 试验方案

正交设计是一种科学地安排多因素的试验和有效分析试验结果的好方法, 在不影响试验效果的前提下, 正交试验设计可以大大减少试验次数^[8]。本试验采用三因素四水平的试验方案, 共 16 个试样。正交试验表如表 3。

固结压缩正交试验表 L₁₆(4³)

表3

试验号	熟料	Na ₂ SO ₄	Na ₂ SiF ₆	试验号	熟料	Na ₂ SO ₄	Na ₂ SiF ₆
1	0%	1%	0%	9	0%	3%	1.50%
2	10%	2%	0.50%	10	10%	4%	1%
3	20%	3%	1%	11	20%	1%	0.50%
4	30%	4%	1.50%	12	30%	2%	0%
5	0%	2%	1%	13	0%	4%	0.50%
6	10%	1%	1.50%	14	10%	3%	0%
7	20%	4%	0%	15	20%	2%	1.50%
8	30%	3%	0.50%	16	30%	1%	1%

2. 试验结果

试样制备完成后,在一定湿度环境下养护14天。取出做固结压缩试验,测算出各试样的压缩系数如表4:

各试样的压缩系数

表4

编号	1	2	3	4	5	6	7	8
压缩系数	0.1	0.12	0.06	0.06	0.14	0.1	0.08	0.11
编号	9	10	11	12	13	14	15	16
压缩系数	0.09	0.05	0.07	0.17	0.09	0.09	0.11	0.07

3. 试验结果分析

试验结果分析表如表5。其中, K1 这一行的3个数分别是三个因素的第1水平所在的试验中对应的压缩系数之和。类似地, K2 这一行的3个数分别是三个因素的第2水平所在的试验中对应的压缩系数之和; K3、K4 同理。而 k_1, k_2, k_3, k_4 每一行的3个数, 分别是 K1, K2, K3, K4 中对应各数除以4所得的结果, 即各水平对应的平均值。

同一列中, k_1, k_2, k_3 这3个数中的最大者减去最小者所得的差称为极差。极差越大, 则这个因素的水平改变时对试验指标的影响越大。计算得出的3列极差分别为0.03, 0.07, 0.03。由此可知, 第二列 Na_2SO_4 的极差最大, 应是考虑的主要因素。它的第4水平所对应的压缩系数最小, 所以取它的第4水平最好。同样方法, Na_2SiF_6 和熟料取第3水平。

固结压缩试验结果分析

表5

数据分析		熟料	Na_2SO_4	Na_2SiF_6
水平 和	K1	0.42	0.34	0.44
	K2	0.36	0.54	0.39
	K3	0.32	0.35	0.32
	K4	0.41	0.28	0.36
水平 均值	$k_1(=K1/4)$	0.11	0.09	0.11
	$k_2(=K2/4)$	0.09	0.14	0.10
	$k_3(=K3/4)$	0.08	0.09	0.08
	$k_4(=K4/4)$	0.10	0.07	0.09
极差		0.03	0.07	0.03
最优方案		20%	4%	1%

无侧限抗压强度试验

1. 试验方案

为了对比, 取三类试样进行无侧限抗压强度试验。分别为最优配比试样、最大配比试样和熟料对比试样。试样中各组分的质量百分比如下表所示:

各配比试样的材料组成

表6

试样类别	方案中各组分占淤泥的质量百分比
最佳配比试样	1.4%熟料+0.21% Na ₂ SO ₄ +0.07% Na ₂ SiF ₆ +5.6%矿渣
最大配比试样	2.1%熟料+0.28% Na ₂ SO ₄ +0.105% Na ₂ SiF ₆ +4.9%矿渣
熟料对比试样	7%全为熟料

2. 试验结果

每类试样均做两组试验，选用的仪器为三轴压缩仪（不加围压）。试验结果如下表：

无侧限抗压强度试验结果

表7

无侧限抗压强度	最佳配比试样	最大配比试样	熟料对比试样
第一组试样的无侧限抗压强度 (kPa)	>950	>810	>102
第二组试样的无侧限抗压强度 (kPa)	>650	>567	>232
平均值 (kPa)	>800	>689	>167

3. 试验结果分析

通过对上表中实验结果的分析，可以得出：

(1) 最佳配比试样和最大配比试样的无侧限抗压强度明显高于纯熟料试样，说明矿渣的活性被充分激发，对淤泥质砂土的固化效果明显；

(2) 最佳配比试样的无侧限抗压强度高于最大配比试样，证明利用固结压缩的正交试验所得到的最优配比是正确的。

结语

通过室内固结压缩正交试验，找出了熟料、Na₂SO₄、Na₂SiF₆等因素的最佳配比，并通过无侧限抗压强度试验检验其强度。试验结果表明，此固化剂配方具有极大的优越性，可为现场施工提供科学指导。

参考文献

- [1] 梁文泉, 何真等. 土壤固化剂的性能及固化机理的研究[J]. 武汉水利大学学报, 1995, 28(6).
- [2] 苏群, 徐渊博, 张复实. 国际以及国内土壤固化剂的研究现状和前景展望[J]. 黑龙江工程学院学报, 2005, 19(3).
- [3] 谭文英, 汪益敏, 陈页开. 土固化材料的研究现状[J]. 中外公路, 2004, 24(4).
- [4] 龚晓南. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [5] 郭印. 淤泥质土的固化及力学特性的研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2007.
- [6] 李立坤, 唐修仁. 碱—矿渣胶凝材料水化机理及动力学特征[J]. 硅酸盐通报, 1994, 3.
- [7] 张德成, 黄世锋, 吴波等. 钢渣矿渣水泥碱性激发剂的研究[J]. 硅酸盐通报, 2004, 3.
- [8] 陈魁. 试验设计与分析(第2版)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005.

Chemical Stabilization Research Tests on Coastal Mud of Cao Feidian

Qin Peng-fei Zhou Ke Gao Hua-dong

(College of Architecture and Civil Engineering ,Beijing University of Technology, Beijing 100124,China)

Abstract: Cao Feidian Tangshan Industrial District is now being seriously exploited, the stabilization of the generous mud on the surface is the preliminary thorny problem. Reaches indicate that the chemical stabilization is an effective method. By library tests, the preferable prescription of cement, Na_2SO_4 and Na_2SiF_6 is obtained, and the anti-pressure has been checked. Result shows that this prescription is superior, and could provide scientific guide for the construction.

Key Words: soil hardening agent; preferable prescription; test; coastal mud

征文启事

地基处理工法指南征文启事

为了满足工程建设的需要,近年来发展了许多地基处理新技术、新方法和新工艺。为了便于交流,促进综合应用,决定组织编写地基处理工法指南,汇编各种地基处理新技术、新方法和新工艺。每一工法介绍限四页,主要内容包括:名称、加固机理、适用范围、主要工艺、主要施工机械等。欢迎投稿(稿件寄 310006 杭州体育场路 415 号景湖苑一单元 1602 室龚晓南或 xngong@hzcnc.com 或 xngong@gmail.com, 截稿日期 2009.1.15)。稿件汇总后,将聘请专家组成专家组负责审查和遴选。选用的汇编后将正式出版。并创造条件,遴选一批上报申请编写中国土木工程学会技术标准。

刚柔性桩复合地基应用实例分析*

刘一林¹ 程功² 谢新宇¹

(1 浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027; 2 方远建设集团股份有限公司 台州 318000)

[摘要] 本文基于软土地基中刚柔性桩复合地基的设计思想,针对浙江沿海地区深厚软土层的工程特性和建筑物特点,通过总结三种不同刚柔性桩的组合在三个不同工程中的应用,为以后的设计和推广使用提供了依据。

[关键词] 刚柔性桩; 复合地基

前言

浙江沿海地区软弱土层压缩性高、厚度大,尤其在浙江的台州、温州等地区地表面以下30m~50m范围内大多是承载力非常低的淤泥、淤泥质粘土等,给工程地基的处理带来非常大的困难。水泥搅拌桩作为一种柔性桩,该桩与周围的土体共同参与工作形成柔性桩复合地基,使软弱土层的承载力得以提高,该技术具有良好的工程性能和卓越经济优势,已在我省很多地区广泛应用。然而由于目前水泥搅拌桩受施工机械的限制,有效处理深度一般只能达到12~15米。在这种情况下,地基的承载力往往不再是处理的难点和关键,控制地基的过大变形、减少建筑物的不均匀沉降,上升为地基处理的决定因素。

刚柔性桩复合地基,即在天然软弱地基中采用两种不同刚度的桩体,充分利用其各自的优势,使地基的变形减小,并提高复合地基的承载力。它的设计原则理由传统的以强度控制为主,变为以沉降和强度双重控制。通过合理布置数量较少、刚度较大、强度较高的混凝土桩主要用作减少建筑沉降,并兼具加固土体的作用;同时,为满足提高承载力的需要,布置较多的对软土有良好加固作用且造价低廉的水泥搅拌桩即柔性桩来提高地基的承载力。

如何将上部结构荷载从浅层高压缩土层向深层低压缩性土层传递,改变不同土性指标土层中应力分布状态,是控制沉降的关键。传统减沉桩基础设计偏于保守,造价较高。刚柔性桩复合地基中的刚性桩贯穿浅层软土,并将桩端持力层置于压缩性较低、强度较高的土层中,实现将荷载向深层土的传递,将应力向土性指标好的土层传递,使各土层的应力状态得到改善以达到减沉的目的。通过两种不同强度桩体的优势互补,同时达到了提高承载力和减少沉降的目的,并降低了工程造价。

刚柔性桩复合地基设计原理

* 收稿日期: 2008年7月

刚柔性桩复合地基设计同其它地基基础设计一样,必需同时满足强度和变形两个条件,而以沉降控制的刚柔性桩复合地基设计不同之处在于,它以允许沉降量为控制指标,考虑刚性桩、柔性桩与土的共同作用来确定刚性桩的布桩量,而强度是否满足,则通过复合地基承载力验算来核定或调整。

1. 刚柔性桩复合地基的沉降计算

刚柔性桩复合地基沉降的计算类似于传统复合地基,其总地基变形 S 分为加固区压缩量 S_1 和加固区下卧层压缩量 S_2 ,即:

$$S = S_1 + S_2 \quad (1)$$

加固区压缩量 S_1 可采用复合模量法计算,下卧层压缩量 S_2 可由传统分层总和法计算,在此不再赘述。

2. 复合地基承载力计算

刚柔性复合地基在以容许沉降为主控指标的同时,也需验算处理后复合地基的承载力满足设计要求。

(1) 柔性桩加固天然软土后复合地基承载力 $f_{sp,k1}$ 的计算

在刚柔性桩复合地基中,柔性桩的主要作用是用于提高基础或承台(浅基)持力层的土体强度。其加固后复合地基承载力 $f_{sp,k1}$ 的确定依据相应规范,与传统水泥搅拌桩复合地基承载力的计算方法一样。

(2) 刚性桩加固后复合地基承载力 $f_{sp,k2}$ 的计算

在刚柔性桩复合地基设计中,刚性桩主要用于减少建筑物的沉降。同时,由于刚性桩本身强度较高,对复合地基承载力的提高亦有较大贡献。通过柔性桩对软弱土层的初步加固,天然土的承载力已得到了提高,刚性桩提高承载力的效果,是在柔性桩加固基础之上,进一步地提高。因此,刚柔性桩复合地基最终承载力 $f_{sp,k2}$ 为:

$$f_{sp,k2} = m' \frac{R_k}{A} + \beta(1-m')f_{sp,k1} \quad (2)$$

式中, $f_{sp,k2}$ 为刚柔性桩复合地基承载力特征值(kPa); m' 为刚性桩面积置换率; A 为刚性桩的单桩截面积(m^2); β 为经柔性桩加固后的复合地基承载力折减系数; R_k 为刚性桩单桩承载力特征值(kN)。

工程应用实例

1. 工程实例1(沉管灌注桩与水泥搅拌桩组合)

国家康居示范工程台州市椒江景元花园位于台州市椒江城区东南片,规划总用地面积22.87万平方米,总建筑面积22.7082万平方米,由多层、小高层住宅以及连排住宅和别墅组成,其中25幢多层住宅(143709 m^2),15幢连排住宅(37370 m^2)全部采用刚柔性桩复合地基。

根据工程地质报告,拟建场地自然地面以下60.1m深度范围内均为第四纪沉积物。主要

土层的物理力学性质指标如表1所示。

主要土层的物理力学性质指标

表1

层号	土层名称	埋深 m	w %	γ kN/m ³	e_0	w _L %	I_p	I_L	E_{s1-2} MPa	C kPa	ϕ 度	f_c kPa
③ ₂	淤泥	11.8	55.7	16.9	1.54 3	48.4	21.8	1.33	2.13	17	9.2	9
③ ₃	淤质粘土	17.8	49.9	17.1	1.41 9	49.0	20.6	1.04	2.26	17	9.3	12
④ ₁	粉质粘土	23.5	31.6	19.1	0.99 1	34.2	15.4	0.83	5.10	21	14.4	28
④ ₂	粘土	25.4	31.5	19.7	0.82 9	39.8	17.2	0.52	4.72	36	14.3	22
⑧	粘土	59.8	35.7	18.9	0.98 2	46.4	20.4	0.48	6.73	37	15.5	38

该工程原设计拟采用 $\Phi 426$ 沉管灌注桩, 以④₂、④₃层土作为桩端持力层, 有效桩长约 32m ~ 35m, 由于单桩承载力较低导致布桩密度较大, 因而在沉管桩施工时挤土严重, 极易造成缩径、断桩、浮桩等质量缺陷。同样如果采用预应力管桩, 大面积施工也存在挤土效应严重的问题, 而且造价较高。经过对不同桩基方案的经济技术比较, 最后确定本工程多层住宅及连排住宅采用刚柔性桩复合地基, 以 $\Phi 377$ 、 $\Phi 426$ 沉管灌注桩(素砼)与 $\Phi 500$ 水泥搅拌桩组合。该方案与 $\Phi 426$ 沉管灌注桩方案比可节省造价约 30%左右。

刚柔性桩复合地基这一新技术在一个工程中被大面积采用在我省尚属首次, 此前该技术只在小工程中试验性的应用过, 缺少系统性的试验数据和工程经验。景元花园作为国家康居示范工程, 业主方对新技术的推广应用极为支持, 为我们开展一系列的室内外试验创造了有利的条件。主要试验内容如下:

(1) 水泥土室内试验。主要试验项目有水泥土的压缩试验和无侧限抗压强度试验, 其目的是检验水泥土的加固效果, 选择合适的水泥掺和量和外加剂。试验用土取自施工现场的③₂层淤泥土。

(2) 刚柔性桩复合地基大型现场载荷试验。在工程正式实施前, 我们在拟建多层住宅场地边进行了三组刚柔性桩复合地基大型承台的载荷试验和桩土应力分担比测试。

试验基本情况如图1和图2所示, 两图中承台面积均为 5m², 图1中水泥搅拌桩有效长度为 15m, 图2中水泥搅拌桩有效长度为 12m, 两图中各埋设土压力盒7只, 图1所示承台中沉管桩直径分别为 426mm 和 377mm 各进行1组试验, 图2所示承台中沉管桩直径为 426mm 进行1组试验。沉管素混凝土桩有效桩长为 24m。承台静载荷试验共3组。

(3) 桩土应力分担比现场实测试验。为了测试建筑物施工过程中桩土应力随荷载、时间的变化规律, 在22号楼中选择5个承台, 在桩顶及地基中埋设土压力盒, 进行桩土应力分担

的实测试验。

根据试验结果,最后确定本工程刚柔性桩复合地基设计参数为:水泥搅拌桩直径 500mm,有效桩长分别为 15m(用于多层住宅)和 12m(用于排屋),搅拌桩单桩承载力特征值 107kN,桩土面积置换率 0.2。素砼沉管灌注桩直径分别为 426mm(用于带半地下车库多层住宅)和 377mm(用于无半地下车库多层住宅和排屋),有效桩长 25m 左右,桩尖进入 \square_1 (或 \square_3)层土 1.0m,单桩承载力特征值分别为 555kN 和 470kN。刚柔性桩复合地基承载力特征值取 180kPa。

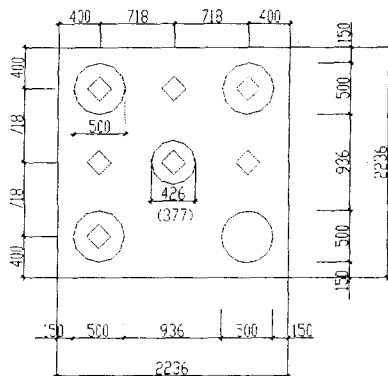


图1 基础桩位及压力盒布置图

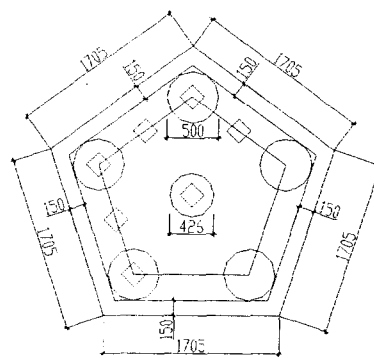


图2 基础桩位及压力盒布置图

景元花园刚柔性桩复合地基桩基施工于 2002 年 6 月开始,至 2002 年 12 月全面完工,共完成水泥搅拌桩施工约 9 万 4 千余延米,沉管灌注桩施工约 3 万余延米。整个工程在地基基础上节约投资约 500 万元。目前景元花园 25 幢多层住宅、21 幢连排住宅已全部交付使用,所有建筑物沉降均匀,且总沉降量很小。

2. 工程实例 2 (钻孔灌注桩与水泥搅拌桩组合)

椒江开元东路商业街商住楼位于台州市椒江城区东南片,紧邻景元花园北面,共 18 幢 6 层框架结构商住两用楼,沿马路南北两侧排列,总建筑面积约 8 万平方米。原设计采用 $\Phi 426$ 沉管灌注桩,桩长 28m~33m,其中南面一排 9 幢楼桩基施工顺利。由于北面的商住楼距离农民房很近,桩基开始施工时就受到农民的阻挠,工程被迫停工。

受业主方委托,我们对马路北侧的 9 幢楼(约 4 万平方米)提出了以下几种处理方案:

方案一:仍采用 $\Phi 426$ 沉管灌注桩,在施工过程中进行土体深层侧向位移的监控,同时在靠近农居房的一侧采取挖防震沟和打应力释放孔等防护措施。但该方案只能部分减轻震动和噪音,周围的农民估计仍无法接受,可实施性不大。该方案监测及防护措施费用约 80 万元。

方案二:桩基改为 $\Phi 400$ 预应力管桩,采用静压桩机施工,同时用大直径麻花钻预取土 10 米以减少挤土效应,并辅以打应力释放孔和侧向位移监控等措施。该方案增加费用约 160 万元。

方案三:采用 $\Phi 500$ 钻孔灌注桩,施工无噪音、无震动,不挤土。该方案工程造价约增

加200万元。

方案四：采用刚柔性桩复合地基，刚性桩为 $\Phi 500$ 钻孔灌注素砼桩，柔性桩为 $\Phi 500$ 水泥搅拌桩，这两种桩施工均无震动、无噪音，不挤土。该方案工程造价与原 $\Phi 426$ 沉管灌注桩造价基本相同。

方案二、三均具有可实施性，但造价偏高，故最后本工程采用刚柔性桩复合地基。本工程地质情况同景元花园，经理论计算及参照景元花园的试验结果，本工程刚柔性桩复合地基各项设计参数如下：水泥搅拌桩桩径500，有效桩长12m，面积置换率0.2，钻孔灌注素砼桩桩径500，有效桩长约24m。刚柔性桩复合地基承载力特征值180kPa。

该工程竣工后实测沉降很小，且最大沉降量要小于马路南侧相同结构采用沉管灌注桩的建筑物。

3. 工程实例3（预应力管桩与水泥搅拌桩组合）

温州龙港锦绣名园位于苍南县龙港镇海港路西侧，规划总用地面积13.9618万 m^2 ，总建筑面积17.68万 m^2 。其中多层住宅21幢，约10万 m^2 ，全部采用刚柔性桩复合地基。

拟建场地在勘探深度范围内由粘土①、淤泥②-1、淤泥②-2及淤泥质粘土②-3等2个工程地质层和3个亚层组成。其主要土层物理性质指标如表2所示。

主要土层的物理力学性质指标

表2

层号	土层名称	埋深 m	w %	γ kN/m ³	e_0	w_L %	I_p	I_L	E_{s1-2} MPa	C kPa	φ 度
①	粘土	1.7	32.1	19.01	0.929	42.6	21.0	0.480	4.68	15.6	6.4
②-1	淤泥	16.0	60.7	16.43	1.689	48.4	23.5	1.504	1.14	10.3	2.8
②-2	淤泥	34.1	43.7	17.71	1.234	42.7	20.3	1.034	3.85	18.4	7.5
②-3	淤泥质粘土	57.1	29.8	18.90	0.867	32.5	13.3	0.795	6.84	20.0	8.1

该工程原设计拟采用 $\Phi 600$ 预应力管桩，桩端持力层为③圆砾层，有效桩长约为60米左右，单位建筑面积桩基造价分摊约为270元/ m^2 。根据多种桩基的经济技术比较，本工程采用预应力管桩与水泥搅拌桩组合的刚柔性桩复合地基，经计算各项设计参数确定如下：水泥搅拌桩桩径为600mm，有效桩长为15m，单桩承载力特征值110kN，桩土面积置换率0.2826。管桩桩径为400mm，有效桩长35m，要求桩尖进入②-3层土 $\geq 1.0m$ ，单桩承载力特征值为655kN。刚柔性桩复合地基承载力特征值180kPa。采用刚柔性桩复合地基后，本工程单位建筑面积桩基造价分摊约为135元/ m^2 ，全部10万 m^2 多层住宅仅桩基一项就可节省造价约1350万元。

为了分析和检验刚柔性桩复合地基处理效果，该工程在施工正式开始前，首先进行现场大型载荷试验，试验用承台面积为5 m^2 ，静载荷试验共3组，试验内容为静载荷试验和桩土应力分担比的测试。同时施工过程中对工程桩在实际工作中的桩土应力分担比以及地基中孔隙水压力的积累和消散情况也进行了检测。整个试验结果理想，检测到的数据与理论分析较

为吻合,验证了刚柔性桩复合地基的合理性。

目前锦绣名园前三期工程约7万m²多层住宅已全部竣工,总沉降量在20mm~30mm之间,沉降稳定、均匀。

结论

1. 刚—柔性桩复合地基采用柔性桩来提高地基的承载力,利用刚性桩来控制地基沉降,充分利用了两种不同桩型的优势,减少了刚性桩的数量,从而降低工程造价,提高了经济效益,在实践中是可行的。

2. 水泥搅拌桩与沉管灌注桩、钻孔灌注桩、预应力管桩这三种组合中,水泥搅拌桩与沉管灌注桩的组合造价最低,但由于沉管灌注桩为挤土型现浇砼桩,施工质量较难保证。水泥搅拌桩与钻孔灌注桩的组合在三种组合中造价最高,在特定的工程条件下具有灵活应用的优点。水泥搅拌桩与预应力管桩的组合造价略高,但质量容易控制,在施工中遇到的问题较少,因此在今后的工程应用中应优先考虑采用。

3. 通过三个工程的应用实践以及系统的室内外试验,我们取得了大量的试验数据和宝贵的工程经验,为刚—柔性桩复合地基在今后工程中的推广使用打下了良好的基础。

参考文献

- [1] 陈龙珠,梁发云,严平,等. 带褥垫层刚柔性桩复合地基工程性状的试验研究[J]. 建筑结构学报,2004,25(3): 125-129.
- [2] 刘海涛,谢新宇,程功,刘一林. 刚—柔性桩复合地基试验研究[J]. 岩土力学,2005,26(2): 303-306
- [3] 施尚伟,徐力,谢新宇. 预制管桩—搅拌桩复合地基静载试验分析[J]. 岩土力学,2006,October,27(增刊下): 889-892
- [4] 谢新宇,杨相如,施尚伟,朱向荣. 刚柔性长短桩复合地基性状分析[J]. 岩土力学,2007,28(5)

欢迎投稿!

祝各位编委、理事会成员、广大读者、作者 2009 年新年快乐、
身体健康、工作顺利、万事如意!

《地基处理》编辑部

2008年12月

略谈既有建筑地基基础加固、改造施工中的次生裂缝*

邵锦周 吴连祥 林俊杰

(江苏省启东市建筑设计院有限公司 226200)

【摘要】在纠倾、托换等施工过程中,不管使用何种工法,如何严密控制作业程序和操作力度,均会产生次应力,由次应力产生荷载裂缝,裂缝出现以后,内力将发生重分布。这种施工中的次生裂缝,不管从安全性、适用性和耐久性考虑是否属有害裂缝,都会造成施工方与业主的许多麻烦,甚至使施工中断,引起诉讼。为此,很有必要在既有建筑加固、改造的设计施工过程中,尽可能避免此类事件的发生。

【关键词】混凝土结构;砌体结构;自愈裂缝;超孔隙水压力;内力重分布;次生开裂;附加沉降

要重视对既有建筑的“体检”

1. 既有建筑的历史:如建造年代,当时的建设标准及材料使用情况;当时的设计,设计修改,施工竣工资料,甚至要走访当时的施工负责人,对施工程序等许多细节尽可能有所了解。

2. 对新调查的资料进行分析、判断以得出其“体质”的具体结论,着力要明确如下一些内容:

- ①被加固建筑的空间布局,长高比,高宽比,窗洞、门洞的布设密度及分布;
- ②对混凝土构件,砌体构件中的块体及砂浆其强度现状作一下测试;
- ③对地基条件、基础、圈梁、构造柱的设置、配筋情况要详细研究;
- ④对屋架与支撑的连接,板和梁的相互联结和作用,结构体系间的相互作用。分析诸地段属均匀受力抑集中受力;是多跨连续抑单跨简支;是空间作用抑平面作用;是刚性连接抑铰接;是超静定受力体系抑静定受力体系;是简捷传力抑曲折传力,对不明确受力状态部位也要心中有数。总之,对被加固建筑空间结构的整体刚度要有个比较清楚的认识。

加固设计和加固施工

1. 对既有建筑的加固、改造必须同步进行监控检测,对地基基础进行纠倾、托换、补强、平移等施工,沉降观测和位移观测是必不可少的。其测点具体布设密度和部位视其采用某种工法和具体操作工艺而定。

* 收稿日期:2008年11月

2. 监测频率的设定：主要是由具体的施工工况而定，也要考虑不同的仪器有不同的频率要求，即使同一仪器在不同工况下，也要设置不同的监测频率，因地、因时、因条件及其变化而定。

3. 设定监测值的监控范围

为确保施工过程中的绝对安全，不致出现次生开裂，将跟踪监控值分为安全域、警戒域及危险域，并要考虑其持续时间的长短，我们在既有建筑纠倾和托换工程设计和施工中，采用如下监控值：

结构类型	平均变形速率 (mm/天)			控制持续时间
	安全域	警戒域	危险域	
砌体结构或混合结构	≤0.3	0.3~0.5	>0.5	3~5天
混凝土结构	≤2.5	2.5~5.0	>5.0	7~10天

警惕处于警戒域变形速率持续时间过长产生的次生开裂

我们曾遇到过某工程，由于应对警戒域变形速率的措施没有完全到位，致安全域值延迟恢复，结果大速率时没有开裂，致安全域时反而开始开裂，这是内力重分布过程中，其累积应力大于该构件极限应力所致的次生开裂。

上述例子说明：对既有建筑的加固、改造设计是一种动态概念设计，对施工人员进行图纸交底时，必须对施工图工况条件下的各种变化给予充分说明，这样才能在具体操作中“步步为营”，避免次生开裂。

关于裂缝的自愈性

在施工引起的内力重分布过程中，当某地段出现应力集中，发生开裂时，如果该应力是瞬时的，持续时间很短，如地基施工中超孔隙水压力过大引起的开裂，当其消散后，这种微小裂缝几小时内变得很微小，甚至肉眼难于察觉，则这种裂缝可视为自愈裂缝，不管混凝土结构或砌体结构，当时间一长，缝中形成次生碳酸钙沉淀即视为自愈裂缝，不会对整体结构产生安全、使用、耐久方面的损害。

对混凝土结构和砌体结构抗裂性能的大致评价

1. 抗拉性能

混凝土结构的拉压强度比约为 0.1，当其抗压强度为 27MPa 时，其抗拉强度约为 $0.1 \times 27 = 2.7$ MPa 左右。

对于 MU10 砖砌体结构，其拉压强度比约为 0.019，抗压强度为 1.89 MPa，则其抗拉强

度约为 $0.019 \times 1.89 = 0.036 \text{MPa}$ 左右;说明混凝土结构的抗拉性能比砖砌体结构的抗拉性能高出 70 倍以上。

2. 弹性模量

一般 C20 混凝土的弹性模量为 $2.55 \times 10^4 \text{N/mm}^2$, 而 MU10 砖砌体的弹性模量约为 $0.30 \times 10^4 \text{N/mm}^2$, 说明混凝土结构的弹性模量要高出砖砌体弹性模量 8 倍以上。

3. 抗拉性能和弹性模量是材料抗裂的主要特性

在地基基础加固、改造、施工过程中,由于内力重分布产生构件开裂的频率,砖砌体构件远多于混凝土构件,在施工中,针对不同的工况要采取不同的操作力度,尽可能避免次生开裂的产生。

要防止地基过度抽水引起的超标差异沉降和次生开裂

由于地基过度抽水引起的房屋倾斜和次生开裂的事故屡见不鲜,问题是这个“度”如何来界定。我们多年实践采用的办法为:

1. 在地下水埋深 1.0m 左右条件下,不管采用何种降水手段,降深在 3.5m 以内,降水累计时间在 2 个月以内,不会使相邻建筑产生超标差异沉降和次生开裂;

2. 在使用轻型井点条件下,当降深达 6.0m 以深时,短时间内(一般 3~5 天)即可引起周围土体较大位移和周围刚度较差建筑的超标变形或开裂;

3. 在使用管井降水条件下,当降深同样达 6.0m 以深时,只要降水时间不超过 3~5 天,也不会造成较大位移和周围刚度较差建筑的超标变形或开裂。

说明管井降水的漏斗状降水曲线较轻型井点的降水曲线要平缓,但影响半径会更大。

当然,以上控制值是在长江口北岸特定的软弱粉质粘土、粉土条件下的经验值,其他地方要视具体条件而定。

(四)要注意周围设施的沉降速率要适应不同的结构类型的承载能力,对砌体结构而言,每天最大沉降不允许大于 1.15mm,否则即使 1~2 天的短时间受荷,也难免有裂缝产生;对混凝土结构而言,每天最大沉降不允许大于 10.0mm,否则同样会在短时间内开裂。

关于预加固施工

鉴于既有建筑的现状,有些根本顶不住有关工法的实施,必须在正式加固施工前进行预加固,这时要尽可能利用结构布置中的对称性,结构刚度的相对性,结构变形的连续性和协调性,既要掌握各部分构件的直接受力状态,也要分析整体结构的宏观受力状态,要抓住主要的受力状态,忽略次要的受力状态和其相应的变形。

在预加固中,尽可能选用以轴面应力为主的受力状态,尽可能增加构件和结构的抗弯刚度、抗剪能力和抗剪刚度,要合理选用材料和组织构件的截面,做到因材施教,材尽其用。

结语

1. 既有建筑地基基础加固、改造施工中,只要大胆而心细,考虑的尽可能周到些,次生开裂是完全可以避免的。

2. “知己知彼,方能百战百胜”,知己者,即是所选用的工法对被加固、改造对象及其周围设施造成的副作用到底有多大,如何让这些副作用降低到最低程度;知彼者,就是被加固、改造对象及其周围设施的自身“体质”如何?确实不行,就预先加固,务必让它能抵御所选用工法的扰动引起的沉降变形等副作用,最终达到完全恢复“健康”的目的。

参考文献

- [1] 罗国强等《混凝土与砌体结构裂缝控制技术》[M],北京中国建材工业出版社,2006年.
- [2] 侯学渊,杨敏《软土地基变形控制设计理论和工程实践》[M],上海同济大学出版社,1996年.
- [3] 中国建筑科学研究院《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123-2000[S],北京中国建筑工业出版社,2000年.
- [4] GB50003-2001《砌体结构设计规范》[S],北京中国建筑工业出版社,2002年.
- [5] GB50010-2002《混凝土结构设计规范》[S],北京中国建筑工业出版社,2002年.
- [6] 韩选江等《新世纪现代结构工程技术进展》[M],北京中国环境科学出版社,2002年.

简讯

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》* (DB33/1051-2008)

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)已由浙江省建设厅发布实施。《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)章目为:总则,术语、符号,基本规定,水泥搅拌桩复合地基,挤密砂石桩复合地基,强夯置换碎石墩复合地基,低强度桩复合地基,钢筋混凝土桩复合地基,长短桩复合地基,桩网复合地基,其它类型复合地基。第四章至第十章每章包括四小节:一般规定,设计,施工,检测与检验。第十一章其它类型复合地基包括:旋喷桩复合地基,灰土挤密桩复合地基,夯实水泥土桩复合地基,石灰桩复合地基。

本规程较好的吸取了国内外近年来发展和应用的复合地基新形式、新工法、新工艺,较好的反映了近年来国内外在复合地基领域的科研成果,具有较好的前瞻性。

规程主编单位浙江大学土木工程学系,主要起草人龚晓南等。

如需购买,联系电话:0571-87952077,联系人:顾霞萍

地址:杭州文二西路489号颐景园综合楼703室地基处理编辑部,邮编310012

碎石桩和注浆法处理岩溶地区软弱地基中的土洞*

廖未来

(广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006)

[摘要] 岩溶地区的土洞发育,采用碎石桩法置换挤密土洞中的软土,注浆法堵塞岩溶通道,可以提高地基承载力,调整地基的不均匀沉降,以某工程为例,介绍了用碎石桩和注浆法处理某住宅楼软弱地基时的注意事项。

[关键词] 土洞;碎石桩注浆法;地基承载力

工程概况

某小区2[#]住宅楼高6层,平面呈长方形(33m×9m),采用条型基础,在基坑开挖至设计标高-2.5m后,在基坑中部D轴交14轴线位置发现有1个土洞,土洞揭露口呈似椭圆形,长约1.1m,宽约0.8m,可测深度约1.0m,洞内可见塌陷松散堆积物。经过补充勘察,发现土洞发育规模平面上呈椭圆状,横向沿D轴线发育,长约11.40m,纵向上往北沿5、6轴线发育,宽约7.00m;剖面上底部与下伏基岩面相接,揭露洞高4.60~17.00m,洞内充填堆积物主要为软~流塑状粘土,局部为可塑状,穿插在第②层坚硬~硬塑状红粘土之内,属早期土洞发育范畴;根据原位测试及土工试验结果,各层土技术参数建议值见下表:

层号	地层名称	厚度(m)	重度 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	压缩模量 $E_{s1-2}(\text{MPa})$	粘聚力 $C(\text{kPa})$	内摩擦 角 $\varphi(\text{度})$	承载力特 征值 $f_{ak}(\text{kPa})$
1	杂填土	0.50~0.80	18.00	/	8.00	9.00	/
2	坚硬~硬塑 状红粘土	3.20~9.50	18.01	6.36	10.10	12.70	220
3	可塑~流塑 状粘土	4.60~17.00	17.90	3.42	3.67	4.74	60

地基处理方案选择

处理饱和软土地基可采用水泥搅拌桩、高压旋喷桩和CFG桩,但基坑已经开挖,大型机械施工不便;软土局部厚度较大,也不适宜采用换填法;若直接采用桩基础则成本太高。最

* 收稿日期:2008年10月

后研究决定利用补充勘察的 GY-1 型钻机冲击成孔进行碎石桩和注浆法地基处理。

碎石桩和注浆法工艺原理

碎石桩是采用碎石挤密及置换饱和的软弱粘性土,以提高地基土承载力及土体压缩模量,从而达到提高土体强度的目的;注浆法是通过压力灌浆方式在土层空洞及土层裂隙中注入水泥浆,达到充填堵塞岩溶通道,防止因地下水水位剧烈变化,再次将岩溶通道内粘土潜蚀,同时达到充填软土空隙,固结硬化软土的作用。

施工工艺

碎石桩施工流程:

平整场地→施工放样→确定桩位→机具就位→跟管冲击成孔→清孔→填料→夯锤夯实→逐段上提拔管→填料→夯实→至成桩→移动机具→至下一桩位→重复上一步骤→至碎石桩结束→注浆

注浆施工流程:

施工放样→确定孔位→机具就位→锤击花管成孔→静力压浆→逐段上提拔管→至成孔→移动机具→至下一孔位→重复上一步骤→至注浆施工结束→铺设垫层

1. 设计技术参数

碎石桩:以土洞出露口为中心,按等边三角形布置,桩间距为 0.50m,成孔孔径 200mm,处理后桩径可达 230~300mm,设计桩长 6~15m;桩体材料采用碎石,碎石含泥量不得大于 5%,最大粒径不宜大于 50mm,强度大于 25MPa,质量指标符合《普通混凝土用碎石或卵石质量标准及检验方法》。

注浆法:以土洞出露口为中心,按等边三角形布置,孔间距为 1.00m,深度至基岩面;采用强度等级为 42.50MPa 的普通硅酸盐水泥,水泥浆液采用现场搅拌,水灰比为 0.8:1~1:1,灌浆压力取 0.30~0.50MPa。

要求复合地基承载力特征值达到 $f_{spk}=200\text{kPa}$ 。

2. 施工要点

碎石桩:

(1) 施工前应进行成桩试验。当成桩质量不能满足设计要求时,应在调整设计与施工有关参数后,重新进行试验。

(2) 施工顺序为从中间向外围或隔排施工,在既有建筑物邻近施工时,应背离建筑物方向。桩位水平偏差不应大于 0.3 倍桩体外径,桩体垂直度偏差不应大于 1%。

(3) 施工时一次性填量不宜过多,否则底部的碎石夯实质量差,每次填料宜控制在 $0.01\sim 0.02\text{m}^3$;夯击时应在重锤上作标记,夯锤的提升高度不得小于 3m,应让夯锤自由直立下落,当夯击 5 锤以上无明显下降方可再次填料,每次夯击时间不宜少于 3min,以保证桩体的密实

度；套管每次提升高度不宜太大否则容易造成断桩；若孔内的地下水位较高，夯锤将会把泥浆与碎石混合物从侧壁挤到锤上部难以夯实，应捞干水再填料；这些施工环节都应严格控制以保证施工质量。

(4) 施工时对挤密效果不理想的桩，应及时调整附近的桩间距，做好标记以便检测后补强处理。

注浆法：

(1) 采用静压注浆法，每孔从软土底部向上分段注浆，段长 0.5m；采用先外围后中间、隔孔进行的顺序注浆，以提高压密效果。

(2) 注浆压力宜控制在一定范围内，压力太大容易使地面冒浆，太小则达不到扩散范围的要求。若地面冒浆时应暂停灌浆，对冒浆处进行封堵，过一定时间再压注。采用间歇式注浆可节约浆液，也有利于增大扩散范围。

(3) 对压力低流量大的部位应适当添加水玻璃，加速水泥浆的凝结。

(4) 浆液量基本满足扩散范围的要求，压力能达到 0.50MPa，注入率不大于 0.50L/min，并能稳定保持在 30min 以上即可终灌。

(5) 施工完成后，进行基础施工时应将基底标高下的松散层挖除或夯压密实，随后铺设并压实 500mm 碎石垫层。

质量检测

1. 检测方法及要求

分别采用重型圆锥动力触探和标准贯入试验对桩体及桩间土进行检验。检测孔位置的选取都是依据现场施工可能存在质量问题桩及加固不理想地段而选定，以真实反映地基加固处理效果。待孔隙水压力消散后进行检测，间隔时间不宜少于 28d；检测孔数要求不少于总桩孔数的 2%。

2. 施工质量问题及补救措施

主要的质量问题是桩体断桩，原因有如下几个方面：填料高度过大；夯实填料时间不足；拔管高度过大导致缩径；局部地下水位较高，夯击过程中形成泥浆等。可在断桩旁补桩，同时在断桩孔段注浆进行补强处理。其次是桩间土挤密效果不够明显，可通过加密注浆孔，二次注浆等方法补救。

3. 检测结果

桩体的重型圆锥动力触探试验修正后击数为 $N_{63.5}=12.10 \sim 33.80$ (击)，呈稍密~密实状，桩体承载力特征值检测结果为 $f_{pk}=483.00 \sim 960.40\text{kpa}$ ；桩间土的标准贯入试验实测击数为 $N=5.00 \sim 7.00$ (击)，桩间土承载力特征值检测结果为 $f_{sk}=145.00 \sim 190.00\text{Kpa}$ 。

根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)(7.2.8-1~7.2.8-2)，2[#]住宅楼的复合地基承载力特征值计算如下：

$$d=236.50\text{mm}; s=500\text{mm};$$

$$m=d^2/de^2=236.5^2/(1.05 \times 500)^2=0.2029;$$

$f_{pk}=483.00\text{kPa}$; $f_{sk}=145.00\text{kPa}$选取最不利组合计算

$$f_{spk}=m f_{pk}+(1-m)f_{sk}=0.2029\times 483.0+(1-0.2029)\times 145.00=212.97\text{kPa}$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa);

f_{pk} ——桩体承载力特征值 (kPa);

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值 (kPa);

m ——桩土面积置换率;

d ——桩体平均直径 (m);

d_e ——一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径;

等边三角形布桩 $d_e=1.05s$, s 为桩间距;

结语

1. 本次碎石桩和注浆法地基加固处理的各道工序施工严格按照《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)和施工组织设计要求进行。根据检测结果,经加固处理后的复合地基承载力特征值 $f_{spk}=232.28\text{kPa}$,满足设计 $f_{spk}=200\text{kPa}$ 的要求。

2. 建议拟建建筑物采用钢筋混凝土条型基础,同时增大上部结构的刚度,在建筑物施工及使用期间对地基进行沉降观测,直至沉降稳定。

3. 碎石桩和注浆法所需的施工设备简单,用料可就地取材,具有加固效果好、施工速度快、对环境的影响小、经济成本低等优点。既能提高地基承载力,又能调整地基的不均匀沉降,取得良好的经济效益和社会效益。

参考文献

- [1] 冶金建筑研究总院.《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2002) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [2] 常士骝, 张苏民.《工程地质手册》(第四版) [M]. 北京: 人民交通出版社, 2002
- [3] 何广纳.《振冲碎石桩复合地基》[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 2001
- [4] 邝建政, 咎月稳.《岩土注浆理论与工程实例》[M]. 北京: 科学出版社, 2001

Gravel pile and grouting to deal with karst areas in the weak foundation soil cave

Liao weilai

(Guangxi Hydrologic Geology & Engineering Geology Investigating Institution)

Abstract: Karst land-development areas, the use of gravel piles replacement soil compaction of the soft soil in soil cave, grouting plug the karst channels, to increase bearing capacity, to adjust the foundation of the uneven settlement to a project, for example, introduced the With gravel pile and grouting to deal with a weak residential building at the time of the foundation notes.

Key words: soil cave Gravel pile Grouting Bearing capacity

大面积填土下软粘土地基的治理分析*

董柱 赖正发

(中国有色金属工业昆明勘察设计研究院 昆明 650051)

[摘要] 由于工程建设的需要,在场平工程中经常遇到大面积的挖、填工作,若填方区存在软土,则需要研究软土在其上填土附加荷载作用下的强度、变形等特征,以采取相应治理措施防止工程危害。本文通过对某具体工程的分析、设计和监测,介绍了排水固结法在类似工程中的适用性、局限性和工程实施过程中的监测手段,以及应注意的问题等。

[关键词] 大面积填土;下卧软土;排水固结法;监测

场平工程中,经常遇到软粘土地层,该类地层孔隙比大、含水量高、抗剪强度低、压缩性高,有时还具有较高的有机质含量。在大面积填土荷载作用下,软粘土地基承载力低,沉降变形大,而且沉降历时较长,一般需要几年,甚至几十年。若不能处理好,则会产生工后沉降大、墙体开裂、地坪开裂、管线断裂等危害,且历时长、不易维修,严重影响建(构)筑物的正常使用。

软土处理的方法很多,如置换、排水固结、复合地基等。从安全、经济等方面考虑,各种方法都有不同的适应性,必须针对具体工程进行分析,选出最优方案。下面通过一具体工程介绍排水固结法的设计原理及必要的监测方法。

工程概况

西南某市级党政机关办公用房搬迁建设项目场地位于市吴家营乡白龙潭村北侧,交通便利。根据场地规划,场地东北角地坪需在原地基础上大面积填高6~9m。

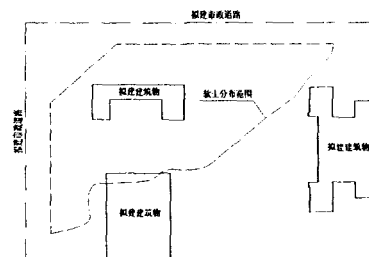


图1 平面图

地质条件

1. 地形地貌: 场地属于昆明盆地东部边缘的剥蚀台地,台地丘顶与沟壑呈连绵束缓波状,丘顶地形平缓、开阔;场地东北部发育一原河道,走向近南北,东西两壁不对称,呈台阶状。
2. 场地东北角地层岩性: ① 耕土,褐红、浅红色,湿,可塑,结构松散,含植物根系,

* 收稿日期: 2008年10月

厚度 0.3~0.6m; ②₁ 泥炭质土, 褐黑、深灰色, 饱和, 软~流塑状, 高压缩性, 有机质含量 15~25%, 承载力特征值 $f_{ak}=30\text{kPa}$, 压缩模量 $E_s=1.0\text{MPa}$, 天然孔隙比 $e=1.70$, 天然含水量 $w=60.79\%$, 液性指数 $I_L=0.75$, 渗透系数 $k=5.996\times 10^{-3}\text{m/d}$, 固结系数 $c_v=2.61\times 10^{-4}\text{m}^2/\text{d}$, 厚度 0~4.0m; ②₂ 粘土, 灰、黑灰色, 饱和, 软塑状, 高压缩性, 有机质含量 5~8%, $f_{ak}=80\text{kPa}$, $E_s=2.6\text{MPa}$, $e=1.16$, $w=42.09\%$, $I_L=0.46$, 厚度 0~3.0m; ③₁ 粉质粘土, 黄、褐黄色, 湿, 硬塑状, 中压缩性, $f_{ak}=170\text{kPa}$, $E_s=7.5\text{MPa}$, $e=1.35$, $w=40\%$, $I_L=0.17$; ③₂ 粘土, 黄、褐黄色, 湿, 硬塑状, 中压缩性, $f_{ak}=180\text{kPa}$, $E_s=7.1\text{MPa}$, $e=1.20$, $w=40\%$, $I_L=0.08$; ④₁ 粘土, 灰、黑灰色, 湿, 可~硬塑状, 中压缩性, $f_{ak}=160\text{kPa}$, $E_s=7.1\text{MPa}$, $e=1.21$, $w=45\%$, $I_L=0.39$; ④₂ 粉土, 灰、兰灰色, 湿, 可塑状, 中压缩性, $f_{ak}=180\text{kPa}$, $E_s=7.5\text{MPa}$ 。

3. 水文地质: 场地地下水为第四系松散层中的上层滞水及孔隙潜水类型, 总体水量较小。地下水的补给主要靠场地东南面的洛龙塘通过周边区域的地表水汇流补给, 洛龙塘为人工塘, 塘中水主要为附近耕田灌溉之用, 该水塘雨季时由降水补给, 旱季时由人工补给。地下水对混凝土结构无腐蚀性, 对钢结构具弱腐蚀性。

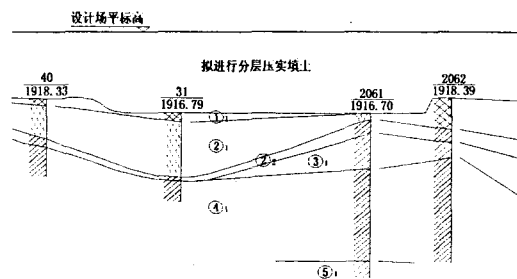


图2 地质剖面图

软土问题分析

由于场地存在②₁ 泥炭质土和②₂ 粘土 (河道沼泽沉积) 地层, 孔隙比、含水量大, 承载力、抗剪强度低, 压缩性高。在其上大面积填土荷载作用下: ①承载力问题。天然地基承载力不能满足其上 9.0m 厚填土荷载要求, 在填土施工过程中将产生剪切破坏; ②变形问题。理论估算, 软土层在其上填土荷载作用下, 沉降量最大将达 1.2m, 且历经 11 年后才趋于稳定, 严重影响场地的使用。

1. 沉降计算采用分层总和法

$$S = \Psi_s \sum p_0 (z_i a_i - z_{i-1} a_{i-1}) / E_s \quad (1)$$

式中: s —地基最终沉降量 (mm); Ψ_s —沉降计算经验系数; p_0 —附加压力 (kPa); z —分层深度 (m); a —平均附加应力系数; E_s —地层的压缩模量 (MPa)。

2. 瞬时加载地基的平均固结度计算 (仅考虑土层的竖向固结)

$$U_t = 1 - ae^{-\beta t} \quad (2)$$

$$a = 8 / \pi^2$$

$$\beta = \pi^2 C_v / (4H^2)$$

式中: U_t-t 时间地基的平均固结度; α 、 β —与土层排水固结条件有关的参数; C_v —土层的竖向排水固结系数 (cm^2/s); H —土层竖向排水距离 (cm)。

处理方案

本工程中软土地基的处理可以有多种方法。①换填法: 需另找弃土场, 且对地下水位以下的换填料及填筑质量要求较高; ②复合地基法: 由于需进行大面积处理导致桩数较多、投资较大 (如紧邻场地北侧的市政道路采用碎石桩复合地基处理同样的软土, 桩间距 1.2m); ③排水固结法: 在本工程中已有一个天然的加载系统 (场平填土), 仅需额外设置合理的排水通道就能达到排水固结的目的, 通过软土层在排水固结过程中自身强度的增长来承担荷载。与复合地基法相比, 可节省投资 30%。但该法必须控制填土加载的速率、且需要一定的固结沉降时间, 工期较长。

经综合比较, 我院采用排水固结进行软基处理。即在软土中设置竖向排水体 (碎石桩) 和水平排水带 (碎石垫层) 以缩短软土层的排水距离, 然后在软土承载力容许范围内逐渐加压, 使土体中的孔隙水通过预先设置的排水通道排出, 孔隙体积随之减少, 地基逐渐固结, 产生沉降, 同时土体强度逐步提高。通过合理设置排水体、控制填土加压速率, 可使软土在设计周期内达到预期的固结度, 使其强度和变形参数满足上部荷载的要求。

逐渐加载条件下竖井地基平均固结度计算采用改进的高木俊介法,

$$U_t = \sum_{q_i} \left[(T_i - T_{i-1}) - ae^{-\beta} (e^{\beta n_i} - e^{\beta n_{i-1}}) \right] / \sum \Delta p \quad (3)$$

$$a = 8 / \pi^2$$

$$\beta = 8C_h / (F_n d_c^2) + \pi^2 C_v / (4H^2)$$

$$F_n = n^2 \ln(n) / (n^2 - 1) - (3n^2 - 1) / (4n^2)$$

式中: U_t-t 时间地基的平均固结度; α 、 β —与土层排水固结条件有关的参数; C_h 、 C_v —土层的径向、竖向排水固结系数 (cm^2/s); H —土层竖向排水距离 (cm)。

由于原地面为河道沼泽, 施工设备不能站立, 须先铺填土 2.0m 左右形成工作面, 该层填土长时间被水浸泡后, 形成软土, 同样需进行处理。在工作面填土上铺填 800mm 厚碎石垫层后施工碎石桩, 设计碎石桩间距 1.8~2.1m; 其上的填土加载分两级进行, 第一级填高 3.0m 左右, 间隔 10 天, 进行第二级填土 3.5m 左右至设计标高。

为避免该处地层在河水长期浸泡作用下饱和、形成软土, 在填土施工时结

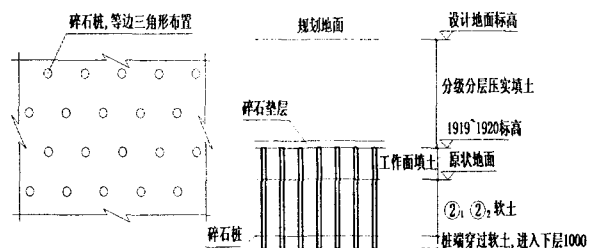


图3 治理示意图

合场地规划对该处河道进行局部疏排、改道。

经以上处理后,软土地基在一年内可完成大部分沉降,达到85%固结度,一年后剩余沉降在200mm以内。该处理方法不能减小软土在荷载作用下的沉降量,但能大大缩短沉降周期(本工程中由不处理的11年缩短到1年),通过部分超填可达到场地设计标高,场地在正式投入使用后软土层的沉降已趋于稳定,不会影响场地的使用。

工程监测

由于软土承载力及抗剪强度较低,为防填土过程中填土荷载超过软土强度而产生破坏,必须对软土进行监测。本工程采用了分层沉降仪、孔隙水压力计等进行软土监测。

1. 分层沉降仪:在碎石桩施工结束后选取6个平面点埋设分层沉降仪,每孔3~4个点,布置在软土各层面,测量填土过程中软土的沉降情况。填土实施阶段应每天观测一次,后期沉降变缓时可适当加大观测周期。

280天后,实测的最大沉降已达1124mm,软土已达到83%固结度。

2. 孔隙水压力计:在碎石桩施工结束后埋设6个平面点,每孔3个不同深度的测试点,检测填土施工过程中孔隙水压力的增加和消散过程。孔隙水压力增加过程每天读数1~2次,消散过程可1天1次,有异常变化时加密观测。

170天后,孔隙水压力已基本消散。

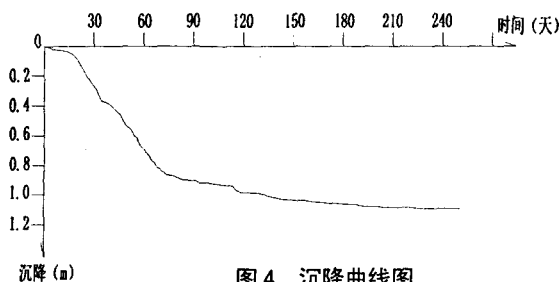


图4 沉降曲线图

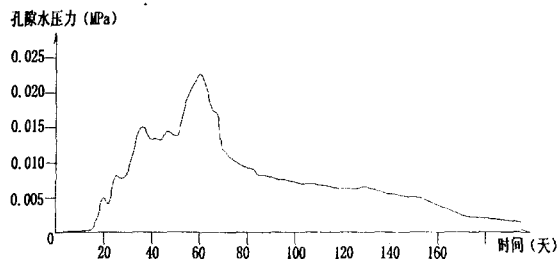


图5 孔隙水压力曲线图

结论:随着填土加载快慢不同,沉降曲线和孔隙水压力曲线均有陡缓变化。填土速率越快,曲线越陡,当出现孔隙水压力曲线陡升或沉降曲线陡降时,应引起技术人员注意,有可能加载已经接近软土的极限强度,为避免软土破坏,应暂缓填土施工,甚至适当卸载。孔隙水压力消散的过程,就是软土压缩沉降的过程,也就是软土强度增长的过程。孔隙水压力基本消散后,可测得软土的不排水抗剪强度、压缩模量等指标已有明显提高。

结语

排水固结法由于其充分利用软土的强度及其增长过程,故能节省投资,但有其局限性,需用严格的监测手段控制施工速度,且软土的固结需要一定的时间,工期相对而言比较长。

参考文献

- [1] 建筑地基处理技术规范(JGJ797-2002 J220-2002)[S],北京:中国建筑工业出版社,2002
- [2] 交通部第二公路勘察设计院.公路设计手册—路基(第二版)[M].北京:人民交通出版社,1997.
- [3] 叶书麟,韩杰,叶观宝.地基处理与托换技术[M].北京:中国建筑工业出版社,1994.

对潜水完整井基坑降水设计的工程实践*

——启东市博圣广场主楼基坑降水竣工后验算

邵锦周 吴连祥 龚海斌

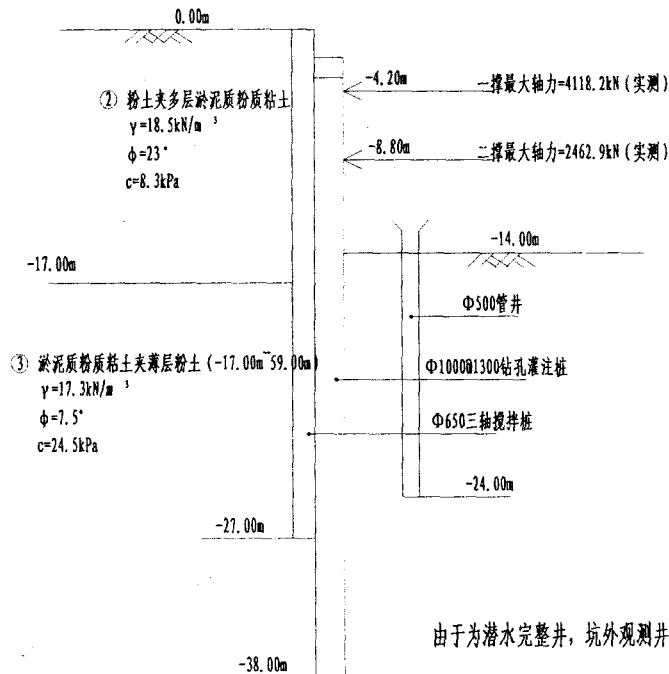
(江苏省启东市建筑设计院有限公司 启东 226200)

[摘要] 启东市博圣广场主楼为一幢位于市中心的地上41层超高层建筑,地下2层,基坑挖深14.00m,平面布置为59.9m×57.6m,降水起讫时间为2007年6月15日至2008年8月3日,历时415天。从降水出水量量测情况看,《建筑基坑支护技术规程》JGJ120-99规程中(F.0.1-1)公式计算的理论出水量与实测值相当匹配,并对R及 r_0 的理解根据支护型式的具体情况作了一定调整。本文简要作一下介绍。

[关键词] 潜水完整井; 降水影响半径; 基坑等效半径

工程概况

工程的土层分布、支护型式及有关的跟踪量测结果见下图示意。



* 收稿日期: 2008年11月

竣工后的具体验算

按《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)F.0.1 潜水完整井基坑涌水量计算公式(F.0.1-1)

$$Q=1.366k(2H-S)S/\lg(1+R/r_0)$$

Q——基坑涌水量(待算,实际上已实测)

k——渗透系数(根据勘察报告为0.4m/d)

H——潜水含水层厚度:17.0-1.0=16.0m

S——基坑水位降深:19.0-1.5=17.5m

R——降水影响半径(m):由于为止水封闭式基坑,基坑等效半径为33.234m,故计算时只能认为降水影响半径为33.234m,不能按止水敞开式基坑计算。

r_0 ——原定义为基坑等效半径,但此处只能将17口降水井换算为坑中心一口单井的等代半径。原单井面积为 $0.48^2 \times 0.7854 = 0.181\text{m}^2$,则17口井的总面积为 $0.181 \times 17 = 3.0756\text{m}^2$,则拟似坑中心单井的等代半径 r_0 为: $r_0 = \sqrt{3.076/0.7854/2} = 0.990\text{m}$

$$\begin{aligned} \text{所以理论计算出水量 } Q &= 1.366 \times 0.4 \times (2 \times 16 - 17.5) \times 17.5 / \lg(1 + 33.234 / 0.990) \\ &= 0.546 \times 253.75 / 1.539 = 90.02\text{m}^3/\text{d.坑} \end{aligned}$$

根据2007年9月8日实测出水情况,每天17口井共出水 $97\text{m}^3/\text{d.坑}$,即实际每井每天为 5.70m^3 。

显然,实际出水为理论出水的1.08倍。

其误差原因为:1)西南角有一个废钻孔灌注桩的漏水孔将59m以深的承压水少量的冒入上层潜水,增加部分潜水出水量;2)基坑东北角塔吊基础偏深,破坏部分止水搅拌桩,上口坑外部分漏水至坑内,也增加部分潜水出水量。

结语

1. 本次验算中对降水影响半径R及基坑等效半径 r_0 根据支护型式的具体情况,做了计算中已说明的有关理解,我们认为应该是可行的。
2. 据上述理解计算的理论出水量与实测值相当匹配。

对圆形基础地基承载力计算方程的思考探索*

孟昭即

(中国化学工程第一勘察设计院 沧州 061001)

[摘要] 圆形地基承载力, 因属空间问题, 尚无解析解。本文用普通方法求出近似方程, 先行探讨和试用。

[关键词] 圆形地基; 承载力; 近似方程

上有均布荷载的圆形基础, 如油罐、储水池等和矩形基础一样, 同属空间问题。由于研究的仅为地面以下 XYZ 部分, 实际上是半空间^[1]。

地平面 X—Y 向荷载均布, 处处相等, 而由其引起的地基内应力, 虽对通过圆形基础的圆心垂线来说, 也有对称相等点, 但不同圆心距, 应力是不一样的, 也可以说处处不等, 且沿深度 Z 向又是变化的。由于问题的复杂性, 尚无解决。

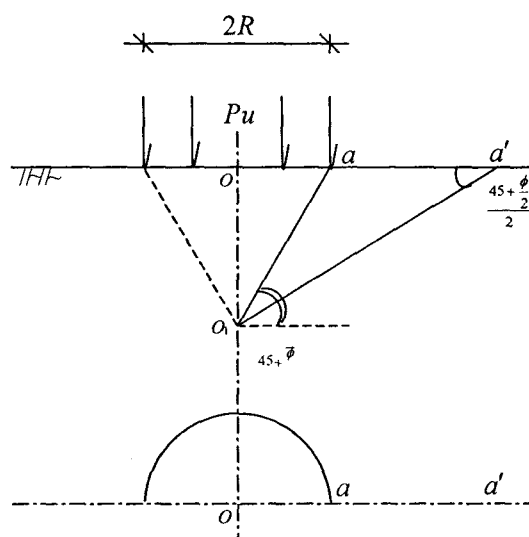
近似方程的求出

从内容上, 还无有的总该完善, 哪怕近似的方法也好; 从应用角度出发, 有时亦要多种手段, 用不同方法予以分析验算比较, 也是需要的。当下, 无有精确, 不妨先行近似, 经由时间和实践, 逐渐完善, 接近真实。

仿照本刊今年第1期^[2]条基图形和方法, 见图, 可得出计算圆形地基极限承载力方程。

设地基极限承载力为 P_u , 对于圆形基础上总荷载则为 $\pi R^2 P_u$, 其中 R 为圆基半径。

由总极限荷载 $\pi R^2 P_u$ 引起的极限总应力, 有基础下和其旁侧两部分, 在总荷载与总应力达到极限平衡相等时, 则有



* 收稿日期: 2008年11月

$$\begin{aligned} \pi R^2 pu &= \frac{1}{3} r \pi R^3 \frac{\sqrt{2}}{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2} \right) \text{tg} \Phi + \pi R^2 pu \frac{\sqrt{2}}{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right) \text{tg} \Phi \\ &+ \frac{1}{3} r \pi R^3 \frac{1 + \text{tg} \frac{\phi}{2}}{1 - \text{tg} \frac{\phi}{2}} \left[\frac{2 + 4 \cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \sqrt{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)}{1 - \sin \phi} \right] \left(\cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \text{tg} \phi + \sin \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \right) \\ &+ \pi R^2 pu \sin \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \left[\frac{\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2}}{\pi R \left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2} \right)} \right] \text{tg} \phi + 2 \pi R^2 c \left[\frac{1}{\sqrt{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)} + \cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \frac{2 + \sqrt{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)}{1 - \sin \phi} \right] \end{aligned}$$

将上式右含有 Pu 项移左, 将 $\pi R^2 Pu$ 提出, 消去 πR^2 , 解出 Pu, 化简后则得

$$Pu = \frac{\frac{1}{3} r R \left[\frac{\sqrt{2}}{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2} \right) \text{tg} \phi + \frac{1 + \text{tg} \frac{\phi}{2}}{1 - \text{tg} \frac{\phi}{2}} \left[\frac{2 + 4 \cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \sqrt{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)}{1 - \sin \phi} \right] \left(\cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \text{tg} \phi + \sin \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \right) \right]}{1 - \sin \phi} + 2c \left[\frac{1}{\sqrt{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)} + \cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2} \frac{2 + \sqrt{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)}{1 - \sin \phi} \right]$$

$$1 - \sin \phi \left[\frac{\pi R \sqrt{2}}{2} \frac{\left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2} \right) + \sin \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2}}{\pi R (1 + \sin \phi)} \right]$$

这就是计算圆形基础地基承载力 Pu 近似式。式中

r—地基土重度 kPa

R—圆形基础半径 m

Φ —地基土内摩擦角 °

C—地基土内聚力 kPa

上式又可作为圆形地基饱和软土设计堆载预压的荷载计算。这时, 因饱和软土的 $\Phi=0$, 式中 $\text{tg} \Phi=0$ $\sin \Phi=0$ 分母等于 1, 上式变为

$$Pu = \frac{1}{3} r R \left[2 + 4 \cos \frac{45}{2} \sqrt{2} \right] \sin \frac{45}{2} + 2c \left[\frac{1}{\sqrt{2}} + \cos \frac{45}{2} (2 + \sqrt{2}) \right]$$

对圆基础, 令 R=1 单位圆, 则 Pu 为

$$Pu = \frac{1}{3} r [2 + 4 \times 0.92 \times 1.41] 0.38 + 2c [0.71 + 0.92(2 + 1.41)]$$

$$Pu = 0.91r + 7.69C$$

式中 C 项, 与已有文献中类似问题相仿, 无需多述。令人难解的是 r 项, 以往资料中也未见到。本文 r 项的出现, 是因《楔》^[2]在荷载作用下下沉, 对旁侧土体挤压产生的 $O_1 a'$ 破裂面以上土体自重沿 $a'O_1$ 下滑分力, 且方向与作用力相背, 这部分力要由预压初级加载中一部分一次性抵顶, 这就是 r 项。而 C 项才是预压有效荷载。显然, 第二级以后预压加载, 只用 C 项计算就行了。

至于 r、C 的系数不同, 是由于基础形式不同所致。

方程的使用

为了熟悉和对不同形式基础地基承载力予以比较、评估、选取, 现以 $R=1$ $r=18.40$ $\Phi=20$ $C=10$, 代入上式计算为

$$P_u = \frac{\frac{1}{3} 1840 \left[\frac{1.41}{2} (0.98+0.17) 0.36 + \frac{1+0.18}{1-0.18} \left[\frac{2+4 \times 0.89 \times 1.41 (0.98-0.17)}{1-0.34} \right] (0.89 \times 0.36 + 0.46) \right] + 2 \times 10 \left[\frac{1}{1.41 (0.98-0.17)} + 0.89 \left[\frac{2+1.41 (0.98-0.17)}{1-0.34} \right] \right]}{1-0.34 \left[\frac{\frac{3.14 \times 1.41}{2} (0.98+0.17) + 0.46}{3.14 (1+0.34)} \right]}$$

$$P_u = \frac{\frac{1}{3} 18.40 \{0.29 + 10.32\} + 102.25}{1-0.24} = \frac{1.78 + 63.30 + 102.25}{0.76}$$

$$P_u = 220.17$$

对软土地基, 如需设计堆载预压, 初级加载的计算为

$$P_u = 0.91r + 7.69C + 0.91 \times 18.40 + 7.9 \times 10$$

$$P_u = 93.64$$

结论与认识

1. 上式是圆形基础专用 计算地基极限承载力近似方程, 可用于初算和互校之用;
2. 上式亦可作为圆或接近圆形场地饱和软土设计堆载预压初级荷载的计算。此时饱和软土 $\Phi=0$, 将地基土的 r 、 c 代入下式即可

$$P_u = 0.91r + 7.69C$$

综合以前的条、矩(方)和本次圆形基础结果如下

序号	计算内容 基础名称	地基极限承载力 (kPa)	堆载予压最大荷载 ($\Phi=0$ $B=L=R=1$) (kPa)				备注
			计算式	r项	c项	合计	
①	条形	91.76	$0.25r+4.02C$	4.60	40.20	44.80	均为同参数 数 计算
②	矩(方)形	137.65	$0.38r+6.01C$	6.99	60.10	67.09	
③	圆形	220.17	$0.91r+7.69C$	16.74	76.90	93.64	

注—对圆形基础 $R=1$, 实为半径等于1的单位圆。

3. 据基础形式不同, 安全度 K 可在通常值 1.1—1.5 中酌取。

参考文献

- [1] 地基及基础[M], 浙大等四院校中国建筑出版社, 1983年
- [2] 地基处理[J], 《地基处理》编辑部, 2008年1期

译文

超静孔隙水压力线性分布条件下土体固结系数的确定*

Sushil K. Singh Identifying consolidation coefficient: Linear excess pore-water pressure

邓以亮译;周建校

译自: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, August, 2008, Vol. 134, No.8, P1205-1209

[摘要] 针对超静孔隙水压力线性分布提出了诊断曲线法,它可以根据实测沉降同时计算土体的固结系数、最终沉降量以及土层顶部与底部的超孔隙水压力之比。为了方便计算固结系数和最终沉降量,还提出了简化计算公式。提出的计算方法和公式适用于任意孔压线性分布形式和排水条件(单面或双面排水)。得到了单面排水且孔隙水压力线性分布条件下孔压消散和土体瞬时沉解答,并在诊断曲线法的发展中得到应用。用诊断曲线法确定土体的各项参数,并不需要完整的沉降观测数据,只要沉降起始阶段数据充分就可以了。

[关键词] 土体固结;孔隙水压力;沉降;参数;系数

前言

持续荷载作用下粘土发生固结, Taylor 于 1948 年提出了土体固结系数常规计算方法。施工现场孔隙水压力大多呈线性分布, 要掌握这种情况下的土体固结特性, 必须清楚孔隙水压力的消散过程和土体的瞬时沉降。孔压线性分布时, 土层顶部和底部超孔隙水压力不同, 孔压随土层深度线性变化, 孔压梯形分布或三角形分布也属于线性分布形式。单面排水, 则孔隙水仅从粘土层的一面(顶部或底部)排出。Terzaghi 和 Frohlich 于 1936 年用表格形式给出了初始孔压三角形分布时的固结度解答(见 Jumikis, 1962)。2005 年 Singh 发现他们表中的解答有误, 但一些教科书仍引用了这些解, 如 Craig(1974, pp. 186-187)以及 Perloff 和 Baron(1976, pp. 327-330)的书。单面排水条件下初始孔压三角形分布时的固结沉降有理论解(Singh, 2005), 但很多情况下现场条件不满足该条件。因此, 孔压在广义线性分布条件下的消散以及瞬时沉降必须得到解决。固结系数大多由沉降观测资料计算得到, Singh(2007)提出了双面排水下孔压线性分布的两种固结系数诊断曲线法, 2005 年 Singh 提出了适用于单面排水条件下初始孔压三角形分布的诊断曲线法, 但这些方法都不能用于单面排水且孔压广义线性分布的情况。估算固结系数及最终沉降有着重要的工程意义。本文针对单双面排水条

* 收稿日期: 2008年11月

件下超静孔隙水压力广义线性分布的情况,发展了诊断曲线法,使之能同时计算固结系数、最终沉降以及土层顶部与底部的超孔隙水压力比,并提出了固结系数及最终沉降的计算公式。文中提出的方法和计算公式适用于单双面排水条件下所有类型的孔压线性分布情况。

计算孔隙水压力和沉降

广义线性孔压分布形式如图1示,可用公式表达为:

$$u(z,0) = u_{oi} + \frac{(u_{ob} - u_{oi})z}{H} \quad (1)$$

其中 $u(z,t)$ 为 z 深度处土体 t 时刻的孔隙水压力 $[ML^{-1}T^{-2}]$; u_{oi} 为粘土层顶部初始孔隙水压力 $[ML^{-1}T^{-2}]$; u_{ob} 为粘土层底部初始孔隙水压力 $[ML^{-1}T^{-2}]$; H 为粘土层厚度 $[L]$ 。1923年 Terzaghi 得到了孔压广义线性分布时,土体一维主固结下的孔压消散偏微分方程,求解方程得到:

$$u(z,t) = \frac{4u_{oi}}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{(2n-1)} + \frac{2(-1)^n}{(2n-1)^2 \pi} \left(1 - \frac{u_{ob}}{u_{oi}} \right) \right] \times \sin \frac{(2n-1)\pi z}{2d} \exp \left(-\frac{(2n-1)^2 \pi^2 T}{4} \right) \quad (2)$$

$$T = \frac{c_v t}{d^2} \quad (3)$$

式中 c_v , 一维固结系数或者孔隙水消散力 $[L^2T^{-1}]$; u , 孔隙水压力 $[ML^{-1}T^{-2}]$; z , 埋深 $[L]$; T , 时间因子,无量纲; d , 最短有效排水距离 $[L]$; n , 整数,无量纲。单面排水时 $d=H$ 。单面排水条件下初始孔压正三角形分布(即顶点位于透水边界,底边位于不透水边界)时 $u_{oi}=0$;初始孔压倒三角形分布(即三角形顶点位于不透水边界,底边位于透水边界)时 $u_{ob}=0$ 。单面排水时孔压矩形分布时 $u_{ob}=u_{oi}=u_0$ 。

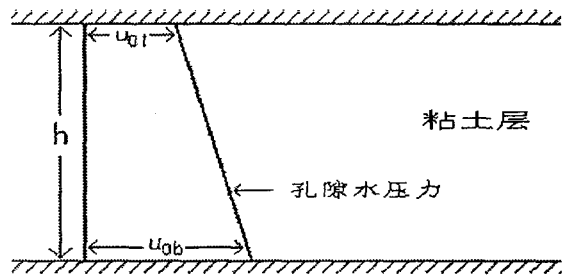


图1 广义线性孔压分布形式

由固结度可计算瞬时固结沉降,固结度定义为

$$U(T) = \frac{\rho(t)}{\rho_f} \quad (4)$$

其中 $U(T)$ 是时间因子 T 时刻的固结度,无量纲; $\rho(t)$ 是 t 时刻的主固结沉降 $[L]$; ρ_f 是最终主固结沉降 $[L]$ 。孔压广义线性分布条件下的瞬时沉降可由式(2)计算得到:

$$U(T) = 1 - \frac{16}{\pi^2 \left(1 + \frac{u_{0b}}{u_{0t}}\right)} \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{(2n-1)^2} + \frac{2(-1)^n \left(1 - \frac{u_{0b}}{u_{0t}}\right)}{\pi(2n-1)^3} \right] \times \exp\left(-\frac{(2n-1)^2 \pi^2 T}{4}\right) \quad (5)$$

现在新定义 $\varepsilon = u_{0b}/u_{0t}$ ，由此定义孔压倒三角形分布时 $\varepsilon = 0$ ；孔压矩形分布时 $\varepsilon = 1$ ；孔压正三角形分布时 $\varepsilon = \infty$ 。把这些 ε 值代入式 (5)，便可得到上述三种孔压分布形式的固结度，于是式 (4) 就退化为 2005 年 Singh 提出的孔压三角形分布的特殊情况。

计算 c_v 、 ρ_f 和 ε

为了由沉降实测数据同时计算出固结系数、最终沉降和 ε ，下面提出两类诊断曲线方法。

1. 诊断曲线 (第一类)

由式 (3) 和式 (5)，得到

$$\frac{1}{\rho_f} \frac{d\rho}{dt} = \frac{c_v}{d^2} f(T, \varepsilon) \quad (6)$$

$$f(T, \varepsilon) = \frac{4}{(1+\varepsilon)} \sum_{n=1}^{\infty} \left[1 + \frac{2(-1)^n (1-\varepsilon)}{\pi(2n-1)} \right] \exp\left(-\frac{(2n-1)^2 \pi^2 T}{4}\right) \quad (7)$$

f 值随 T 和 ε 的变化如图 2 所示。这些曲线都适用于单面排水且孔压线性分布的一维固结情况，因此称为诊断曲线。由诊断曲线可以确定计算参数，还可以识别如孔压非线性分布、次固结以及蠕变等非理想条件。式 (3) 和 (6) 表明，对于某特定的 ε 值， f 与 T 的双对数曲线经过坐标平移后，能够与同比例的 $d\rho/dt$ 与 t 的关系曲线重合。这个特定的 ε 就是 ε 的计算值。在曲线的重合部分取一点，由其平面坐标可以计算 c_v 和 ρ_f 的值

$$c_v = \frac{T_m}{t_m} d^2 \quad (8)$$

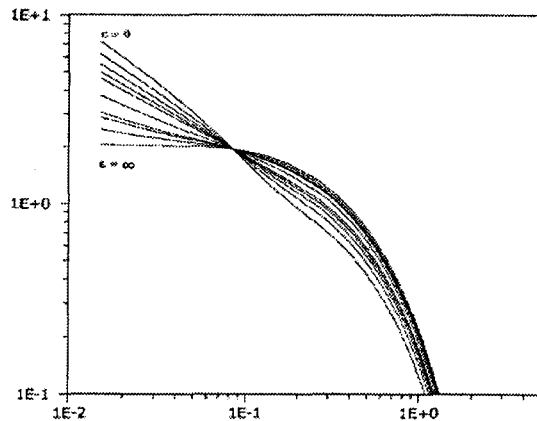


图 2 不同 ε 值的诊断曲线 (第一类)

$$\rho_f = \frac{t_m (d\rho/dt)_m}{T_m f_m} \quad (9)$$

这里 m 表示选取的重合点。如果选取的一点正好使 $f_m = 1$ 和 $T_m = 1$, 则计算可以进一步简化。可以用下式计算 $d\rho/dt$ (Singh, 2001)

$$\left. \frac{d\rho}{dt} \right|_t = \frac{\rho_{j+2} - \rho_j}{t_{j+2} - t_j} \quad (10)$$

$$t = \frac{t_j + t_{j+2}}{2} \quad (11)$$

第一种诊断曲线法中不同 ε 值对应的曲线有共同的交点, 这表明在此特定的 T 值处, 对于任意 ε 值, 沉降速率与最终沉降量成正比。当然不同 ε 值的最终沉降量不一定相同。

2. 诊断曲线 (第二类)

由式 (3) 和 (6), 有

$$\frac{t}{\rho_f} \frac{d\rho}{dt} = Tf(T, \varepsilon) = F(T, \varepsilon) \quad (12)$$

F 随 T 和 ε 的变化见图 3, 这些曲线普遍适用于单面排水且初始孔压线性分布的一维固结, 因此称为诊断曲线。式 (3) 和式 (12) 表明, 特定 ε 下 F 与 T 的双对数关系曲线通过坐标平移, 可以与同比例的 $d\rho/dt$ 与 t 关系曲线重合。这个特定的 ε 值就是 ε 的计算值。在曲线的重合部分取一点, 由其平面坐标可以计算 c_v 和 ρ_f 的值

$$c_v = \frac{T_m}{t_m} d^2 \quad (13)$$

$$\rho_f = \frac{(t d\rho/dt)_m}{F_m} \quad (14)$$

这里 m 指选取的重合点, 如果这一点正好使 $F_m = 1$ 和 $T_m = 1$, 则计算过程可以进一步简化。

如果 ε 已知, 则可以找到对应此 ε 值的单一曲线。这些诊断曲线能够较精确地计算各种参数, 也能很方便地识别非理想条件, 因此有很好的诊断性。如果根据沉降观测资料找不到相匹配曲线, 则可以肯定此时的孔压不是单面或双面排水时的广义线性分布形式。双面排水

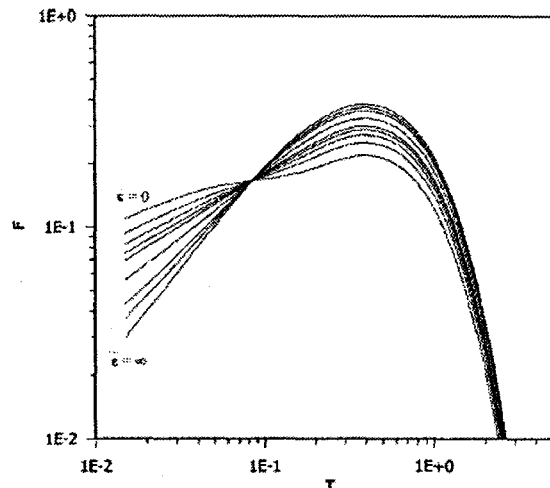


图3 不同 ε 值的诊断曲线束 (2)

且孔压为线性分布条件下的沉降观测数据将与 $\varepsilon = 1$ 的诊断曲线吻合。

Singh 于 2001 年提出用下式计算 $td\rho/dt$

$$t \frac{d\rho}{dt} \Big|_t = t \frac{\rho_{j+2} - \rho_j}{t_{j+2} - t_j} \quad (15)$$

其计算误差在容许范围内。

3. 简化的普遍公式

图 3 中有两个关键点, 第一个关键点是曲线的峰值点。当 $T=0.405$ 时, 这些曲线都达到峰值, 不受线性孔压的类型和排水条件(单、双面排水)的影响。利用这一特性, 可以计算土体的固结系数, 即

$$c_v = 0.405 \frac{d^2}{t_p} \quad (16)$$

其中 t_p 为 $td\rho/dt$ 达到峰值的时刻, Singh 于 2005 年发现该公式适用于孔压三角形分布形式。第二个关键点是当 $T = 8.33 \times 10^{-2}$ 时, 所有曲线的 F 值(或 $td\rho/dt$) 都不变, 即等于 0.1622, 该点不受孔压线性分布类型以及排水条件的影响。利用曲线的这一特性, 可用下式计算最终沉降

$$t_* = 8.33 \times 10^{-2} \frac{d^2}{c_v} \quad (17)$$

$$\rho_f = 6.165 \left(t \frac{d\rho}{dt} \right)_* \quad (18)$$

公式(16)~(18)适用于孔压任意线性分布及排水条件, 因此具有普遍适用性。

工程实例

下面用一组沉降观测数据验证诊断曲线法的可靠性。沉降观测数据见表 1, 其中 $c_v = 2.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$, $\rho_f = 23 \text{ cm}$, $\varepsilon = 10$, 土层厚度为 10m。根据这些已知值, 用式(11)和(12)计算出 900 个月内的数据, 判断诊断曲线法是否能够在缺少全部沉降数据的情况下, 得到所需的参数。图 4 给出了与第二类诊断曲线相匹配的曲线。在与第一类诊断曲线匹配的曲线中选取 $T_m = 1$ 和 $f = 1$ 的点为匹配点, 由此计算出相应的平面坐标 $t_m = 924.6$ /月, $(td\rho/dt)_m = 0.03 \text{ cm/月}$, 然后计算得到 $c_v = 2.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$, $\rho_f = 27.7 \text{ cm}$ 。在与第二类诊断曲线匹配的曲线中选择 $T_m = 1$ 和 $F = 1$ 的点为匹配点, 由此计算出的坐标为 $t_m = 900$ /月, $(td\rho/dt)_m = 23.26 \text{ cm}$, 相应的 $c_v = 2.57 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$, $\rho_f = 23.3 \text{ cm}$ 。两条匹配曲线的 ε 值都取 10。由此可见, 文中推荐的诊断曲线法可以同时计算土体的固结系数、最终沉降量以及土体顶部与底部的孔压比。

沉降数据

表1

时间 (月)	10	15	20	30	45	65	90	110	150
沉降 (cm)	0.90	1.21	1.51	2.07	2.87	3.89	5.09	6.01	7.71
时间 (月)	200	260	330	400	480	570	670	780	900
沉降 (cm)	9.62	11.59	13.53	15.14	16.65	18.01	19.17	20.15	20.93

为了验证简化公式的适用性, 绘出如图5所示的 $t d\rho/dt$ 与 t 的关系曲线, 由该图得到 $t_m = 368.1$ /月。将此 t_m 值代入式 (16), 得到 $c_v = 2.55 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 / \text{min}$ 将 c_v 代入式 (17), 得到 $t_s = 75.62$ /月。根据此 t_s 值, 从图5中得到 $t d\rho/dt = 3.69 \text{ cm}$, 再由式 (18) 得到 $\rho_f = 22.7 \text{ cm}$ 。由此计算得到的 c_v 值和 ρ_f 值与假定值非常接近。

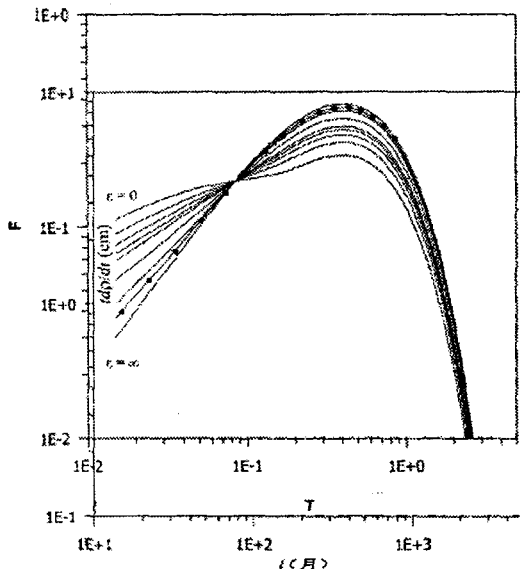


图4 诊断曲线束(2)的匹配曲线

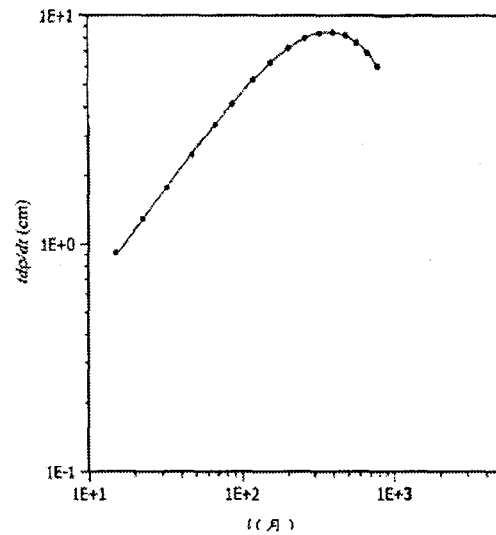


图5 $t d\rho/dt$ 与 t 的关系曲线图

用 Spangler (1951, pp.286-287) 的实验数据比较本文方法和常规方法 (Taylor 的 \sqrt{t} 法), 两种方法的计算结果见表2。

本文方法与常规方法的比较

表2

数据组数	诊断曲线束1			诊断曲线束2		简化公式	
	Taylor公式	$C_v \times 10^3$ (cm ² /s)	$R_i - R_f$	$C_v \times 10^3$ (cm ² /s)	$R_i - R_f$	$C_v \times 10^3$ (cm ² /s)	$R_i - R_f$
1	1.393	1.360	33.7	1.360	35.1	1.361	34.7
2	1.314	1.366	68.5	1.332	67.6	1.278	66.1
3	1.279	1.329	165.8	1.312	162.2	1.278	62.2
4	1.320	1.430	618.3	1.438	616.6	1.361	616.5
5	1.161	1.089	600.0	1.213	575.4	1.119	588.8
6	0.984	0.967	464.8	1.022	457.1	0.994	457.0
7	0.910	0.873	446.6	0.899	421.7	0.873	426.5

由表可见, 只要沉降起始阶段数据足够多, 用本文推荐方法就能计算出可靠的 c_v , ρ_f 和

ϵ 值, 还可以预估最终沉降量。事实上, 诊断曲线法中参数计算仅需基于曲线上的一个点。如果根据沉降数据绘出的曲线与诊断曲线有实质性差别, 或者有明显的系统偏差, 则可以断定出现了非理想条件。由于文中提出的广义公式计算各参数时仅用到一个点, 因此其计算结果可用来验证沉降观测数据, 如果二者之间存在很大差距或是存在系统误差, 则一定是非理想条件引起的。

结论

本文提出的诊断曲线法可以在单面排水且孔压线性分布的条件下, 同时计算土体的固结系数、最终沉降量以及土体顶部与底部的孔压比。文中还提出了固结系数和最终沉降量的简化计算公式, 适用于单面或双面排水条件下孔压任意线性分布形式。运用诊断曲线法和简化公式, 只需要沉降起始阶段足够的数据就能获得可靠的土体固结系数、最终沉降量以及土体顶部与底部的孔压比, 因为该方法能够事先预测出最终沉降量。本文还得到单面排水且孔隙水压力线性分布情况下的孔压消散及瞬时固结沉降的解析解。

参考文献

- Craig, R. F. (1974). *Soil mechanics*, Von Nostrand-Reinhold, New York, 186–187.
- Jumikis, A. R. (1962). *Soil mechanics*, Van Nostrand, New York, 415–418.
- Perloff, W. H., and Baron, W. (1976). *Soil mechanics, principles, and application*, Ronald, New York, 327–330.
- Singh, S. K. (2001). “Confined aquifer parameters from temporal derivative of drawdowns.” *J. Hydraul. Eng.*, 127(6), 466–470.
- Singh, S. K. (2005). “Estimating consolidation coefficient and final settlement: Triangular excess pore water pressure.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(8), 1050–1055.
- Singh, S. K. (2007). “Diagnostic curve methods for consolidation coefficient.” *Int. J. Geomech.*, 7(1), 75–79.
- Spangler, M. G. (1951). *Soil engineering*, International Text Book, Scranton, Pa., 286–287.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*, Wiley, New York.
- Terzaghi, K. (1923). “Die berechnung der durchlässigkeitsziffer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungseisernungen.” *Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien, Math.-Naturwiss. Kl., Abt. 2A*, 132, 125–138.
- Terzaghi, K., and Frohlich, O. K. (1936). *Theorie der setzung von tonschichten* Leipzig and Wien, Franz Deuticke, Vienna, Austria, 2–2.

转载

国内岩土工程业近10年来发展成熟的技术统计(一)*

1. 灌注桩后注浆技术

(1) 主要技术内容

在钢筋笼上预埋注浆管和注浆阀,在成桩后一定时间内实施桩侧和桩底后注浆,一是加固桩底沉渣和桩侧泥皮;二是对桩底和桩侧一定范围的土体通过渗入(粗粒土)、劈裂(细粒土)和压密(非饱和松散土)注浆起到加固作用,从而增强桩侧阻力和桩端阻力,提高单桩承载力,减小沉降。在优化工艺参数的条件下,可使单桩承载力提高40%~120%,粗粒土增幅高于细粒土,软土增幅最小,桩侧桩底复式注浆高于桩底注浆;桩基沉降减小30%左右。

(2) 技术指标

根据地层性质、桩长、承载力增幅和桩的使用功能(抗压、抗拔)等因素,灌注桩后注浆可采用桩底注浆、桩侧注浆、桩侧桩底复式注浆。主要技术指标为:

浆液水灰比:地下水位以下0.45~0.7,地下水位以上0.7~0.9

最大注浆压力:软土层2MPa,软土层4~8MPa,风化岩10~16MPa。

注浆水泥量: $G_c = \alpha_{pd}(\text{桩端}) + \alpha_{sd}(\text{桩侧})$

$$\alpha_p = 1.5 \sim 1.8, \alpha_s = 0.5 \sim 0.7$$

n —桩侧注浆断面数 d —桩径(m)

实际工程中,以上参数根据土的类别、土的饱和度、桩的尺寸、承载力增幅等因素适当调整,并通过现场试注浆最终确定。

(3) 适用范围

适用于泥浆护壁钻、挖孔灌注桩及干作业钻、挖孔灌注桩。

(4) 已应用的典型工程

该技术已在北京、天津、上海、福州、汕头、武汉、宜春、济南、廊坊、西宁、西安、德州、哈尔滨等地200余项高层、超高层建筑桩基工程中应用,经济效益显著,据对80项工程的初步统计,节约工程投资约1.5亿元以上。对于单桩混凝土体积8~20m³的桩,每根可节约造价0.2~0.8万元,具有极好的应用前景。

该技术由中国建筑科学研究院地基基础研究所研发,获2项发明专利,2000年建设部认定其为国家工法。

* 收稿日期:2008年12月

本文转载自《岩土工程界》2008年第1期(总第121期)P₁₁

2. 长螺旋水下灌注成桩技术

(1) 主要技术内容

长螺旋水下成桩技术是采用长螺旋钻机钻孔至设计标高,利用混凝土泵将混凝土从钻头底压出,边压灌混凝土边提钻直至成桩,然后利用专门振动装置将钢筋笼一次插入桩体,形成钢筋混凝土灌注桩。后插钢筋笼应与压灌混凝土宜连续进行。与普通水下灌注桩施工工艺相比,长螺旋水下成桩施工,由于不需要泥浆护壁,无泥皮,无沉渣,无泥浆污染,施工速度快,造价低。

(2) 技术指标

基桩承载力:设计要求;

桩径:设计要求;

桩长:设计要求;

桩垂直度: $\leq 1\%$;

混凝土强度:满足设计要求,不小于 C20;

混凝土塌落度:宜为 200~220mm

提钻速度:宜为 1.2~1.5m/min;

钢筋笼:设计要求,应具有一定刚度。

(3) 适用范围

适用于灌注桩水下施工。

(4) 已应用典型工程

该技术为一项灌注桩施工新技术,已在北京、天津、唐山等地 10 多项工程中应用,受到建设单位、设计单位、和施工单位的欢迎,经济效益显著,具有极好的应用前景。

该技术由中国建筑科学研究院地基基础研究所研发并获发明专利。

3. 水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 复合地基成套技术

(1) 主要技术内容

水泥粉煤灰碎石桩复合地基是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和形成的高粘结强度桩 (简称 CFG 桩) 通过在基础和桩顶之间设置一定厚度的褥垫层保证桩、土共同承担荷载,使桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。桩端持力层应选择承载力相对较高的土层。水泥粉煤灰碎石桩复合地基具有承载力提高幅度大,地基变形小等特点,并具有较大的使用范围。

(2) 技术指标

根据工程实际情况,水泥粉煤灰碎石桩常用的施工工艺包括长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩、振动沉管灌注成桩和长螺旋钻孔灌注成桩。主要技术指标为:

地基承载力:设计要求;

桩径:宜取 350~600mm;

桩长:设计要求,桩端持力层应选择承载力相对较高的土层;

桩身强度:混凝土强度满足设计要求;通常 $\geq C15$

桩间距:宜3~5倍桩径;

桩垂直度: $\leq 1.5\%$;

褥垫层:宜用中砂、粗砂、碎石或级配砂石等,不宜选用卵石,最大粒径不宜大于30mm。厚度150~300mm,夯填度 ≤ 0.9 。

实际工程中,以上参数根据地质条件、基础类型、结构类型、地基承载力和变形要求等条件或现场试验确定。

(3) 适用范围

适用于处理粘性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基。对淤泥质土应按当地经验或通过现场试验确定其适用性。就基础形式而言,既可用于条形基础、独立基础,又可用于箱型基础、筏形基础。

(4) 应用情况

该技术已在北京、天津、廊坊、石家庄、唐山、成都、南宁、深圳、德州、长春、哈尔滨、新疆等地多层、高层建筑、工业厂房地基处理工程中广泛应用,经济效益显著,具有极好的应用前景。

4. 夯实水泥土桩复合地基成套技术

(1) 主要技术内容

夯实水泥土桩是用人工或机械成孔,选用相对单一的土质材料,与水泥按一定的配比,在外孔充分拌和均匀制成水泥土,分层向孔内回填并强力夯实,制成均匀的水泥土桩。通过在基础和桩顶之间设置一定厚度的褥垫层,使桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。由于夯实中形成的高密度及水泥土本身的强度,与搅拌水泥土桩相比,夯实水泥土桩桩体有较高强度。夯实水泥土桩复合地基具有桩身强度均匀、施工速度快、不受场地的影响、造价低、无污染等特点。

(2) 技术指标

根据工程实际情况,夯实水泥土桩成孔可采用机械成孔(挤土、不挤土)或人工成孔,混合料夯填可采用人工夯填和机械夯填。技术指标为:

地基承载力:设计要求;

桩径:宜为300~600mm;

桩长:设计要求,人工成孔,深度不宜超过6m;

桩距:宜为2~4倍桩径;

桩垂直度: $\leq 1.5\%$;

桩体干密度:设计要求;

混合料配比:设计要求;

混合料含水率:人工夯实土料最优含水率 $W_{op+} (1 \sim 2)$;

机械夯实土料最优含水率 $W_{op-} (1 \sim 2)$;

混合料压实系数: ≥ 0.93 ;

褥垫层:宜用中砂、粗砂、碎石等,最大粒径不宜大于20mm。

厚度100~300mm,夯填度 ≤ 0.9 。

实际工程中,以上参数根据地质条件、基础类型、结构类型、地基承载力和变形要求等条件或现场试验确定。

(3) 适用范围

适用于处理地下水位以上的粉土、素填土、杂填土、粘性土等地基。处理深度不宜超过10m。

(4) 应用典型工程

夯实水泥土桩技术自开发应用以来,就受到建设单位、设计单位的欢迎,目前已在华北地区广泛应用,已处理工程数千项,取得了显著的经济效益和社会效益。

5. 真空预压法加固软基技术

(1) 主要技术内容

真空预压法是在需要加固的软粘土地基内设置砂井或塑料排水板,然后在地面铺设砂垫层,其上覆盖不透气的密封膜使与大气隔绝,通过埋设于砂垫层中的吸水管,用真空装置进行抽气,将膜内空气排出,因而在膜内外产生一个气压差,这部分气压差即变成作用于地基上的荷载。地基随着等向应力的增加而固结。抽真空前,土中的有效应力等于土的自重应力,抽真空后,土体完成固结时真空压力完全转化为有效应力。

(2) 技术指标

该加固方法的技术指标有:密封膜内的真空度、加固土层要求达到的平均固结度、加固区的沉降值。当采用合理的施工工艺和设备,膜内真空度一般可维持相当于80kPa的真空压力;加固区要求达到的平均固结度,一般可采用80%的固结度,如工期许可,也可采用更大一些的固结度作为设计要求达到的固结度;先计算加固前建筑物荷载作用下天然地基的沉降量,然后计算真空预压期间完成的沉降量,两者之差即为预压后建筑物使用荷载作用下可能发生的沉降。

(3) 适用范围

该地基加固方法适用于软粘土地基加固,在我国广泛存在着海相、湖相及河相沉积的软弱粘土层。这种土的特点是含水量大、压缩性高、强度低、透水性差。在建筑物荷载作用下会产生相当大的沉降和沉降差。对于该种地基,尤其是大面积处理时,如在该地基上建造码头、机场等,真空预压法是处理软粘土地基的有效方法之一。

(4) 已应用的典型工程

黄骅港码头、深圳福田开发区、天津塘沽开发区、深圳宝安大道等。

6. 强夯法处理大块石膏填方地基

(1) 主要技术内容

强夯法处理大块石高填方地基方法主要是指强夯置换法,与其他地基处理方法相比具有费用低、施工简单等优点,分整式置换和桩式置换二种方法。整式置换法是用强夯的冲击能将软弱土挤开置换成块石层,其机理与换填垫层法作用相似。桩式置换法是采用巨大的夯击能量将块石夯穿被加固土层并使块石沉底形成桩体,并与周围土体形成复合地基。由于桩体的加筋作用,地基中应力向桩体集中,使其分担了大部分基底传来的荷载;同时桩体的存在

也使得土体中由于强夯引起的超静水孔隙水压力迅速消散,加快土体固结,提高土体抗剪强度,从而复合地基承载力相应提高。

(2) 技术指标

①夯击能量:单击夯实能量按 Menard 公式进行估算,锤底单位面积静压力不得小于 100kN/m^2 。整式置换法单位夯实能不宜小于 $1500\text{kN}\cdot\text{m/m}^2$;桩式置换法单位夯实能不宜小于 $300\text{kN}\cdot\text{m/m}^2$ 。

②夯击次数:通过现场实验确定,整式置换法宜控制在最后一击夯沉量不大于 50mm ;桩式置换法宜控制在最后一击夯沉量不大于 200mm 。

③夯点间距:夯点位置可按三角形、正方形布置。整式置换法的夯点间距 $S=D+(0.3\sim 0.4)H$;桩式置换法的夯点间距 $S=2\sim 3D$; D 为锤径, H 为加固深度。

④夯沉量:每阵夯沉量不宜大于 0.8 倍锤高,累计夯沉量宜为 $1.5\sim 2.0H$ 。

⑤加固宽度:每边应超出基础外边缘 $(0.5\sim 1.0)H$,且不小于 3m 。

(3) 适用范围

强夯置换法适用于坐落在填土、碎石土、湿陷性黄土、粘土、粉土、淤泥质土、淤泥等多种土层的工业与民用建筑,加固深度不宜超过 7m 。

(4) 已应用的典型工程

已应用的代表性工程有深圳国际机场停机坪、深圳西部通道工程等。

7. 爆破挤淤法技术

(1) 主要技术内容

通过爆炸冲击作用降低淤泥结构性强度,同时利用抛石体本身的自重使爆前处于平衡状态的抛石体向强度降低处的淤泥内滑移,达到泥、石置换的目的。首先沿堤轴线陆上抛填达到爆炸处理的设计高程与宽度(见图1),形成爆前抛石堤纵断面线(1),然后在抛石堤前端“泥—石”交界面(2)前方一定位置、一定深度处的淤泥层内埋置单排群药包(3),引爆群药包,在淤泥内形成爆炸空腔,抛石体随即坍塌充填空腔形成“石舌”,同时抛石体前方和下方一定范围内的淤泥被爆炸弱化,强度降低,抛石体下沉滑移挤淤。随后进行抛石,当淤泥内剪应力超过其抗剪强度时,抛石体沿定下滑移线(6)朝前方定向滑移,达到新的平衡后滑移停止。继续加高抛填,从而又出现新的定向滑移下沉,如此反复出现多次,直到抛石堤稳定为止,此时单循环结束。另外当新的循环开始时,其爆炸作用对于已形成的抛石体仍有密实的挤淤作用。

(3) 适用范围

目前国内采用爆破挤淤法置换淤泥软基的厚度一般在 $4\sim 20\text{m}$,对于淤泥厚度小于 4m 时,可与抛石挤淤、强夯挤淤比较,大于 20m ,须进行论证。

(4) 已有的典型工程

该技术在海军 16642 工程防波堤、连云港西大堤、浙江嵊泗中心渔港防波堤、大连港东区围堤、珠海电厂陆域围堤、浙江玉环坎门渔港防波堤、深圳滨海大道、广东汕头华能电厂以及深港西部通道等上百项工程中被成功采用。该技术具有工期短、造价少及工后沉降量小等特点,技术经济效益极其显著,具有极好的应用前景。(待续)