

摘要

复合地基是目前使用最广泛的地基处理技术之一,近年来,复合地基因其具有广泛的适应性和良好的地基加固效果以及良好的经济和社会效益得到了迅速的发展。

本文分析总结了复合地基处理技术的应用和研究现状,介绍了复合地基基本概念,针对桂林岩溶不良地质作用的实际情况,对桂林岩溶区复合地基的形成机理进行分析,并探讨了发育有不良地质现象场地的复合地基承载力计算及稳定性分析,主要做了以下工作:

1. 指出了桂林岩溶发育区复合地基设计中存在的一些问题,提出在发育有土洞、塌陷等不良地质现象时复合地基初步设计的地基承载力计算公式;

2. 把桂林岩溶区复合地基的稳定性归结为单桩桩体稳定性、群桩稳定性、覆盖岩溶临空面复合地基的稳定性、洞室复合地基稳定性等类型,针对桂林岩溶发育情况,引入欧拉公式对复合地基单桩稳定性进行分析;

3. 针对桂林岩溶区场地的实际情况,首次提出岩溶区复合地基临界土层厚度的概念,即:为了满足建筑要求在岩溶发育区采用复合地基加固方法所需的最低的土层厚度,或者说在土洞(塌陷)、溶洞同时竖向发育时,为保证复合地基的稳定性所需要的最低上覆土层厚度;

4. 采用有限元分析溶洞形态、上覆土层厚度及复合地基承载力与溶洞顶板临界厚度的关系,并采用最小二乘法进行曲线拟合,推导出各影响因素与临界顶板厚度的数学关系式;

5. 采用多元回归分析,得出溶洞顶板临界厚度与溶洞形态、上覆土层厚度及复合地基承载力的预测数学关系式及复合地基临界土层厚度的预测数学关系式;

6. 结合工程实例,介绍了复合地基在桂林岩溶区的应用。

关键词: 复合地基; 地基承载力; 土洞; 溶洞; 有限元; 稳定性分析; 桂林岩溶

ABSTRACT

Nowadays, Composite foundation is one of the most widely used soil improvement technologies. In recent years, composite foundation technology is developing rapidly because of its extensive adaptability, good foundation reinforcement effect, good economic as well as social benefits.

This dissertation summarize the application, research of composite foundation technology and introduced the basic concept. At the same time, analyse the formation mechanism of composite foundation in the karst area of Guilin, aiming to the actual situation of Guilin Karst bad geological phenomena, and explore the bearing capacity calculation and stability analysis of composite foundation in the sites which developing bad geological phenomena, In a word, this dissertation mainly do the following work:

1. Discuss some problems of composite foundation design in Guilin Karst area, propose the foundation bearing capacity calculation formula of composite foundation when developing bad geological phenomena, such as soil cave, subsidence and so on;

2. Stability of composite foundation can be attributed to the stability of a single pile, the stability of pile group, the stability of composite ground on overburden-karstic free face, cavern stability of composite foundation, aim to the actual situation of Guilin karst area, analysis the stability of single pile in composite foundation with the Euler formula;

3. Aim to the actual situation of Guilin karst area, propose the concept of critical layer thickness of composite foundation in the karst area for the first time, namely: in order to meet the requirements of building, the minimum required thickness of the soil when adopt composite foundation reinforcement method in karst areas, or say when the earth hole (collapse), cave develop in vertical at the same time, in order to ensure the stability of composite foundation by the minimum soil layer thickness required;

4. Use finite element analysis the relationship between cave morphology, soil layer thickness, bearing capacity of composite foundation and the critical thickness of cave roof. Use least squares method to fit curve and derive math relationships separately between the various influencing factors and the critical thickness of roof;

5. Use multiple regression analysis and derive prediction math relationships between the critical thickness cave roof and cave morphology, soil layer thickness, bearing capacity of composite foundation, and the prediction math relationship of critical layer thickness of composite foundation;

6. Introduce some application examples of composite foundation in Guilin Karst area.

Keywords: composite foundation; bearing capacity of foundation; soil cave; Karst cave; finite element method; stability analysis; Guilin Karst

研究生学位论文独创性声明和版权使用授权书

独创性声明

本人声明：所提交的论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。据我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得其它教育机构的学位或证书而使用过的材料。对论文的完成提供过帮助的有关人员已在论文中作了明确的说明并表示谢意。

学位论文作者（签字）：高明辉
签字日期：2009.6.3

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解(学校)有关保留、使用学位论文的规定，有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的印刷本和电子版本，允许论文被查阅和借阅。本人授权(学校)可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编学位论文。同时授权中国科学技术信息研究所将本学位论文收录到《中国学位论文全文数据库》，并通过网络向社会公众提供信息服务。(保密的学位论文在解密后适用本授权书)

学位论文作者签名：高明辉
签字日期：2009年6月3日

导师签字：刘峰
签字日期：2009年6月3日

第 1 章 绪论

1.1 地基处理简介^[1,2,3,4]

随着我国经济的不断发展,城市化进程持续高歌猛进,不仅要在地质条件良好的场地上从事建设,而且有时也不得不在地质条件不良的地基上进行修建;另一方面,现代建筑的高度越来越高,体型越来越复杂,导致建筑荷载日益增大且不均匀,有些建筑对变形要求较高,天然地基已难以满足要求。因此,对于那些土质软弱、不能适应建(构)筑物强度或变形的要求,或者由于动力荷载作用而可能产生液化、失稳或者震陷等灾害,或者由于吸水会沉陷,或者由于吸水会膨胀而失水会下陷以及具有岩溶发育的场地必须进行人工加固处理;而对于原来一般可被评价为良好的地基,为了满足建设要求,也可能在特定条件下非进行地基处理不可。这种事先经过人为对场地地基进行补强加固以满足地基承载力和变形等要求的方法即为地基处理。

1.1.1 地基处理技术的发展

地基处理技术在我国有着悠久的历史,据史料记载,早在 3000 多年前,我国古代劳动人民就开始采用竹子、木头及麦秸等来加固地基。向软土中夯入碎石等材料以挤密软土也早在 2000 多年前就有记载。此外,利用夯实的灰土和三合土等作为建筑物垫层,在我国古代建筑中就更为广泛。比如经历了多次地震具有 1000 多年历史的西安小雁塔,就是采用了分层夯实的 3m 多厚的黄土垫层,陕西扶风塔的垫层也是采用了分层夯实的拌和了石灰的黄土,在万里长城的建设中,石灰也常常被用来加固软弱地基。

现代地基处理技术应从 19 世纪 30 年代在欧洲开始应用砂桩算起。后来德国 S.Steuerman 在 1930 年提出采用振冲法加密砂性土原理。1933 年,德国 J.Keeller 制成了第一台振冲器,并于 1935 年在纽伦堡用于加固松散粉砂地基。后来在美国、欧洲、日本等地得到应用。1960 年左右在英国开始将振冲法应用于加固粘性土地基。不久,在德国、美国和日本也用于加固软粘土地基。1976 年下半年,南京水利科学研究所和交通部水运规划设计院共同研究振冲法加固软填土地基技术,1977 年试制出我国第一台 13KW 的振动水冲器,1977 年 9 月首先用于南京船厂船体车间软粘土地基加固,加固深度 13~18m。

建国后尤其是改革开放以来,地基处理技术得到了迅速的发展,回顾我国地基处理技术的发展历程,大概可以分为以下两个阶段:

第一阶段:上个世纪五十年代至六十年代为起步应用阶段。这一时期因为城市建设和工业建设的需要,我国从前苏联引进了大量地基处理技术,出现了一个地基处理技术引进和开发的高潮。主要有砂石垫层法、砂桩挤密法、石灰桩法、灰土桩法、化学灌浆法、重锤夯实法、堆载预压法和井点降水法等应用于工业与民用建筑。使用最为广泛的是垫层法

等浅层处理法。由于是处于起步阶段,受当时对地基加固机理认识水平和实践经验的限制,既有成功之经验,又有盲目照搬之教训。

第二阶段:上个世纪七十年代至今为应用、发展、创新阶段。伴随着改革开放,沿海地区大批工业项目和高层建筑的兴建,大量国外先进地基处理技术被引进,大大促进了我国地基处理技术的应用和研究,并结合我国自身特点,初步形成了较为完整的地基处理技术体系,一些领域还达到了国际领先水平。石灰桩、碎石桩、强夯法、深层搅拌法、真空预压法、砂井法、塑料排水带法、土工织物等都得到了广泛的应用和大量的研究。近年来由于环境保护日益受到重视,利用工业废渣和城市建筑垃圾处理地基也得到了进展,如采用生石灰和粉煤灰开发了二灰桩复合地基,利用废钢渣开发了钢渣桩复合地基,利用城市垃圾开发了渣土桩复合地基,利用粉煤灰和碎石混凝土开发了水泥粉煤灰碎石桩复合地基。

近年来地基处理领域中另一个引人注目的发展是大桩距(桩距一般大于 $5\sim 6d$)的桩长较短的钢筋混凝土疏桩复合地基的出现,这是一种介于传统意义上的桩基和复合地基之间的新的地基基础形式,由于采用了较大的桩距,使得桩和桩间土能共同承担上部荷载。合理的布桩设计既能控制建筑物的沉降在允许范围之内,又能降低工程造价。

1.1.2 地基处理方法的分类

地基处理的方法很多,按时间可分为临时处理和永久处理;按处理深度可分为浅层处理和深层处理;按处理土对象可分为砂性土处理和粘性土处理,饱和土处理和非饱和土处理;也可按照加固机理分类,按照加固机理可以分为以下几种:

- (1) 排水固结法:如堆载预压法,真空预压法,电渗排水法等;
- (2) 置换法:如换土垫层法,褥垫法等;
- (3) 深层密实法:如强夯法,振冲密实法等;
- (4) 加筋法:如加土工织物法,加筋土法,树根桩法等;
- (5) 复合地基法:如碎石桩法,水泥土搅拌桩法,素混凝土桩法等;
- (6) 灌浆法:如高压喷射灌浆法,劈裂灌浆法,电化灌浆法等;
- (7) 冷热处理法:如冻结法,烧结法等。

1.1.3 地基处理方案的选择

地基处理的方法很多,每种方法都有其特定的使用范围,因此,必须结合实际工程情况加以选择。选择处理方案时主要应考虑以下几方面的内容:

- (1) 结构条件:如建筑物的体型、刚度和结构受力体系,荷载大小和分布情况,基础类型和埋深,基底压力和天然地基承载力及变形容许值等;
- (2) 地基条件:如地形及地质成因,地基成层情况,软弱土层厚度、埋深及分布情

况，持力层位置及状况，地下水情况及地基土的物理和力学性质等；

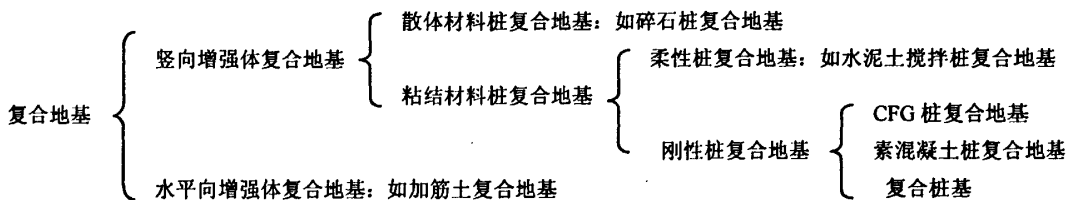
(3) 环境影响：在地基处理施工中应考虑对环境可能产生的影响，如采用强夯法和挤土类桩施工时可能会对临近建筑物和居民生活产生干扰；采用堆载预压法时将会有大量土方运进运出，既需要大量的堆放场地又不能妨碍交通、污染道路；采用真空预压法时，往往会使临近建筑物周围地基产生附加下沉；

(4) 施工条件：如施工用地条件、工期要求和工程材料供应情况都有可能限制某些地基处理方法的使用。

除此之外，地基处理方案的选择还受施工机械的有无、施工的难易程度和工程造价等因素的影响，在实际工程中应对上述各方面的因素进行综合考虑，确定一个最优方案进行实施。

1.2 复合地基的概念和分类^[5,6]

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。复合地基中若增强体方向不同，复合地基的性状也不同。桩体复合地基中，桩体是由散体材料组成还是由粘结材料组成，以及粘结材料桩的刚度大小，都将影响复合地基的荷载传递性状。按照复合地基的工作机理可将复合地基分为以下几类：



散体材料桩复合地基的桩体是由散体材料组成的，桩身材料没有粘结强度，单独不能形成桩体，必须依靠周围土体的围箍作用才能形成桩体。散体土类桩复合地基的承载力主要取决于散体材料的内摩擦角和周围地基土体能够提供的桩侧阻力。

柔性桩（水泥土类桩）复合地基的桩体刚度较小，但桩体具有一定的粘结强度。柔性桩复合地基的承载力由桩体和桩间土共同承担，其中绝大多数情形为桩体的置换作用。

刚性桩复合地基主要是通过桩体的置换作用来提高地基的承载能力，由于桩体本身强度较高，所以承载能力比散体桩、柔性桩复合地基提高很多。中国建筑科学研究院地基基础研究所于 1992 年开发成功的 CFG 桩复合地基（强度等级在 C10 以上）即为中国最早的刚性桩复合地基。

目前，柔性桩复合地基和刚性桩复合地基的判别还未取得统一认识。通常情况下，按桩土相对刚度的概念来区分柔性桩和刚性桩复合地基。

王启铜^[7]建议桩土相对刚度 K 定义为：

$$K = \sqrt{\frac{2E_p(1+\nu_s)}{E_s}} \cdot \frac{r}{L} \quad (1-1)$$

式中 L ——桩长；
 r ——桩体半径；
 E_s 、 ν_s ——分别为桩间土弹性模量和泊松比；
 E_p ——桩体弹性模量。

段继伟^[8]对式(1-1)作了修正，并考虑了有效桩长的影响，建议桩土相对刚度 K 采用下式表示：

$$K = \sqrt{\frac{\xi E_p}{2G_s}} \cdot \frac{r}{L} \quad (1-2)$$

式中 ξ ——修正系数， $\xi = \ln[2.5L(1-\nu_s)/r]$ ；
 L ——当桩长小于有效桩长 L_0 时， L 为实际桩长；当桩长大于等于有效桩长 L_0 时，取 $L=L_0$ ；

当 $K \geq 1$ 时，复合地基中桩体为刚性桩；当 $K < 1$ 时，复合地基中桩体为柔性桩。

刚性桩是相对于柔性桩而言的，由于桩体刚度大小而存在差异。但桩的刚、柔不仅取决于桩体弹性模量，它还取决于桩土模量比及桩的长径比。因此，对于水泥土类桩，在一定地质条件下，随着长径比的减小也可能成为刚性桩。对于刚度较大的柔性桩，在复合地基中此类柔性桩与桩间土共同作用，呈现出刚性桩的特征。

复合地基中桩体为同一种材料的称为单一桩型复合地基，这类复合地基的桩体可以是桩径相同，而桩距和桩长不同；由两种或两种以上类型的桩组成的复合地基，称为多桩型复合地基或多元复合地基^[9]。单桩型复合地基可以利用长、短桩经济合理地解决复合地基的承载力和变形问题；多桩型复合地基主要是用来解决地基液化、承载力和变形等问题。

1.3 复合地基理论研究现状及其发展趋势

复合地基理论主要来源于对碎石桩的认识，随着其实践的发展，有一个逐步认识的过程^[10]。自七十年代初期开始，随着复合地基研究工作的不断深入，老方法得到改进，新方法不断涌现^[11-16]，无论是其施工方法、施工工艺还是其设计理论、应用范围都有了长足的发展。

龚晓南^[17,18]较系统的总结了国内外复合地基的研究成果，提出了基于广义复合地基概念的复合地基定义和复合地基理论框架，总结了复合地基承载力和沉降计算思路与方法。随着复合地基理论研究的深入和实践经验的积累，多层复合地基计算理论^[19,20]也相应出现，并在工程实践中得到了较好的应用。

近年来，复合地基的相关研究成果较多，本文对此进行了简单概括，按年代先后顺序罗列如下：

1974年, Hughes.J 和 Withers 利用极限平衡理论并结合原始观测资料, 计算了桩间土侧向极限应力值并进而提出了散体材料桩单桩极限承载力的表达式^[21]。

1978年, Brauns.J 根据碎石桩的鼓胀破坏模式, 提出了碎石桩单桩的极限承载力计算方法^[22]。

1980年, 盛崇文将 Brauns J 理论推广到复合地基及各种群桩基础, 利用力的平衡原理给出了复合地基的极限承载力计算公式^[23]。

1984年, 林孔镗根据桩体的鼓胀破坏、刺入破坏和剪切破坏三种破坏形式, 分别计算了碎石桩复合地基的承载力, 提出了用“双层地基原理”来计算沉降^[24]。

1986年, 盛崇文提出按分层总和法来计算碎石桩复合地基的沉降量, 并通过分析得出 Priebe.H 方法只是该法的一个特例^[25]。

1989年, 郭蔚东等将应力剪胀理论应用于复合地基, 对碎石桩复合地基的桩土应力比和沉降进行了计算^[26]。

1992年, 韩杰、叶书麟运用有限元法, 对碎石桩复合地基的应力分布、孔隙水压力、固结度及变形进行了分析^[27]。

1993年, 杨有海以 Brauns.J 理论为基础, 分析了拉力破坏和粘着破坏条件下加筋碎石桩的承载力^[28]。

碎石桩技术从 1977 年在我国首次应用到现在, 已发展了 28 年, 其理论研究已趋于成熟, 促进了刚性桩和半刚性桩复合地基技术在我国的研究和应用。

1990年水泥粉煤灰碎石桩, 即 CFG 桩 (Cement Flyash Grave Pile) 的成功开发, 揭开了我国复合地基理论研究的新篇章。

1993年, 陈竹昌、王建华对水泥搅拌桩的沉降及组成, 桩侧摩阻力的发挥程度等进行了分析^[29]。吴春林等对 CFG 桩复合地基进行了现场载荷试验, 在反力分布特征和桩土受力特性基础上, 提出了计算承载力的简易方法, 并与试验结果进行了对比验证^[30]。

1994年, 段继伟通过现场足尺试验, 研究了水泥搅拌桩的荷载传递规律, 认为桩体的变形、轴力、侧摩阻力主要集中在临界深度这部分桩体上, 超过临界深度以后, 桩体的变形、轴力、侧摩阻力发挥较小^[31]。

1995年, 李作勤对复合地基的桩土应力比进行了研究, 认为影响桩土应力比的主要因素有桩土变形模量的差异、桩土应力应变关系的差异、压力水平的影响和桩端刺入量的影响, 提出了复合地基的优化设计思想^[32]。

1996年, 同济大学刘利民等在提出了复合地基中桩侧阻力的分布模式的同时, 根据位移协调法的基本原理, 利用半无限弹性空间中的 Geddess 和 Boussinesq 解, 求解了复合地基中的附加应力, 并提出了用单向分层法来计算复合地基的沉降量。阎明礼等通过室内模型及现场原位试验, 对 CFG 桩复合地基的变形特性、垫层作用、桩土荷载分担比进行了探讨^[33]。吴春林通过室内模型试验, 对 CFG 桩承受水平荷载的性状进行了研究, 并对

断桩产生与否进行了评价^[34]。

1997年,王盛源等在广东省新会天马港进行了大粒径碎石桩现场大型综合试验,提出了复合地基应用的两个必要指标:承载力和强度^[35]。

1998年,金宗川等通过改变垫层厚度对石灰桩单桩复合地基进行了模型试验,基于试验资料对桩上荷载的传递特性,桩土应力变化规律及桩土应力比随深度变化等工作性状进行了探讨,并分析了其在工程设计及实践中的应用^[36]。浙江大学蒋军等采用极限分析法研究了三向受力复合土体的极限承载力,给出了被加固土体内摩擦角不等于零时的解析解,并指出该法适用于砂石桩、石灰桩等群桩复合地基的极限承载力计算^[37]。毛前、龚晓南等应用小孔扩张理论,推导了桩头呈理想球形情况下的刺入量及垫层、桩、桩间土三者间的模量关系,进而推导出刺入模式下的桩土应力比公式^[38]。

1999年,张晶、李斌通过静探和静载荷试验,提出CFG桩的后期强度增长幅度较高,并且对面积比公式进行了验证^[39]。

2000年,李宁等利用数值试验的方法,系统研究了褥垫层对极柔性桩、一般柔性桩、半刚性桩和刚性桩的桩顶荷载分配、桩身应力传递性、桩侧摩阻力等的影响,提出了可利用褥垫层来有效地调节桩土的荷载分担比(或桩土的应力比),使桩土承载力的同步发挥,破坏时桩、土均达到其各自的极限承载力^[40]。

2001年,侯永峰等利用动态弹塑性有限元法和连续的正弦加载法对复合地基的加固范围、置换率以及下卧层性状对复合地基变形性状的影响等进行了研究^[41]。

2002年,李仁民,方磊等在充分考虑粉喷桩复合地基实际受力和变形特征的基础上,将桩侧摩阻力简化为三角形分布,联合应用弹性力学的Mindlin解和Boussinesq解计算复合地基的附加应力和沉降量^[42]。

2003年,陈洪,温晓贵等通过对不同刚度基础下复合地基沉降变形的有限元模拟分析,详细对比分析了不同刚度基础下复合地基沉降变形性状,总结出许多具有应用价值的结论^[43]。

2005年,李海芳,龚晓南在假设的位移模式下考虑桩土相互作用,通过力学推导,得到了填土荷载下复合地基桩侧摩阻力、加固区桩间土压缩量和桩土应力比的解析解,考虑到桩侧摩阻力的发挥水平,给出了假设位移模式下的简化算法^[44]。

2006年,陈昌仁,侯新宇等对CFG桩复合地基在水平和竖向荷载作用下桩、土的受力进行了分析。在经验公式的基础上,考虑了边载对承载力的影响,推导出CFG桩复合地基承载力修正公式^[45]。

2007年,屠毓敏,俞亚南利用三维非线性弹性有限元方法,研究了刚性桩复合地基在不同垂直荷载作用下的水平承载力特性,分析了不同褥垫层厚度及其地基土的性质对复合地基水平受力特性的影响,得出了水平荷载作用下桩身弯矩和挠度的分布规律。研究表明,垂直荷载的大小改变了复合地基水平荷载作用下的破坏模式,直接影响着其水平承载

力；适当的垫层厚度可降低桩所分担的水平荷载，有利于桩身的安全^[46]。赵明华，刘恩等在深入探讨复合地基作用机理的基础上，针对桩土复合地基及桩-土-基础的整体相互作用的特点，将桩与桩间土分别简化为刚度不同的弹簧体系，视整个复合地基为支撑于该弹簧体系上的弹性地基梁，从而引入纽玛克数值计算的原理和方法，考虑桩-土-基础相互作用影响，导出一种适宜于条形基础下的复合地基沉降计算新方法^[47]。

2008年，朱奎等基于弹性计算模型，根据刚-柔性桩复合地基的荷载与沉降关系，通过理论推导获得了荷载分担比的解析解，该解析解全面考虑了褥垫层、刚性桩、柔性桩、地基土的性质、面积置换率等因素。根据有限元数值模拟结果，对影响荷载分担比各因素分别进行拟合，建立了荷载分担比简单实用的拟合公式^[48]。孙林娜，龚晓南对散体材料桩复合地基桩与桩间土的相互作用进行研究，试验表明：散体材料桩在一定深度内发生鼓胀破坏，因此，将复合地基分为鼓胀段、非鼓胀段和下卧层3段进行沉降计算。假定桩-土协调变形，利用弹性力学空间问题理论推导出散体材料桩复合地基的沉降计算公式，为按沉降控制的复合地基优化设计提供计算依据^[49]。

综上所述，我国对复合地基的研究取得了很多的成果，很多地基处理方法，如碎石桩、CFG桩、水泥搅拌桩、旋喷桩等已形成了行业标准，如建设部组织编写的《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002, J220-2002)，其他相应的地区性规范也相继问世，地基处理技术在国内外土木工程领域处于十分重要的地位^[50]。尽管如此，各种地基处理方法在我国发展也有不平衡的地方，如半刚性桩、刚性复合地基的研究仍处于资料积累阶段，还没有形成一套系统的理论分析方法和设计方法。相对纵向增强体复合地基，横向增强体复合地基的理论研究还很不完善，对复合地基实际承载力过程中桩和土的应力应变变化规律，复合地基压缩模量计算及沉降折减系数的计算等，还缺乏更深入的研究。另外，随着更多的环保、高效的化学浆液的出现，对利用这些浆液形成的桩体以及复合地基的研究也有待进行。

至今，复合地基在国内外得到迅速的发展与应用。它已不仅仅指一种地基计算模型，而是被用来泛指多种深层地基加固方法，已成为很多地基处理方法分析及理论公式建立的基础及根据。它也已不仅仅指砂桩加固地基，也广泛应用于碎石桩、深层搅拌桩、旋喷桩、石灰桩、土桩、CFG桩等加固地基的理论分析之中。

复合地基的广泛应用与其良好的技术经济效果是分不开的，从可持续发展的角度讲复合地基技术符合“在工程设计与施工充分挖掘土体本身固有的强度潜能和自稳能力”的软基处理发展趋势，同时，使用粉煤灰、炉渣等工业废料符合环保要求。从受力性能上看，复合地基与天然地基相比，具有承载力高、沉降和差异沉降小等优点，与桩基等深基础相比，节省费用。从适用范围上看复合地基适用范围大，可根据土性、地下水位、承载力要求、地方材料和工业废料供应条件施工环境等选择不同类型、不同桩体强度的复合地基处理方法，已被广泛地应用于土建、公路、桥涵、煤矿和铁路路基、水电地基处理工程^[5,6]。

由于复合地基上述特点，因此受到学术界和工程界的广泛关注。

1.4 复合地基在桂林岩溶地区的应用

1.4.1 桂林市自然地理概况^[51]

桂林市地处广西东北部，NE—SW 向的湘桂走廊南西端，地形上是漓江河谷平原，桂林是典型的岩溶峰林平原和峰丛谷地洼地，从宏观上看可称为桂林岩溶盆地，盆地标高介于 140~170m，两侧山地标高 400~900m。

桂林地处北回归线以北的低纬度区，具湿热多雨的亚热带季风气候，由于受东南方向海洋气团控制的时间长，年降雨量充沛，平均 1895.4mm，年均气温 19℃，漓江系珠江水系西江干流支流桂江上游段的称谓，漓江水量丰富，平均年径流量 $41.8 \times 10^8 \text{m}^3$ ，年平均流量 $133 \text{m}^3/\text{s}$ ，3~8 月为雨季洪水期，9 月至次年 2 月为枯水期。

盆地基底由上泥盆系融县组石灰岩 (D_{3r})、桂林组石灰岩 (D_{3g}) 和下石炭统岩关阶石灰岩 (C_{1y}) 组成，石灰岩总厚逾千米，其上覆盖第四系松散沉积层：粘土、亚粘土、砂、砾石等，厚度 10~30m，最厚 50~58m，构成漓江两岸的 1~4 级阶地。地质构造为走向近南北的桂林—阳朔复式向斜。大部分地区地层产状水平或缓倾斜，断层发育。

融县组石灰岩在盆地内分布最广，其岩溶比其他石灰岩层位更为发育，峰林峰丛山体多由此层形成，洞穴密布，有 3~4 层之多，地表以下溶洞也很发育，大约在标高 150~120m，120~90m，90~40m 间有三个溶洞带，第二、三带是主要的含水带，桂林市地下水开发多以此层为目的层，目前水井分布较多，日抽水量较大，抽水的负面影响是形成了降水漏斗，造成多处塌陷，并引起局部地下水污染。

1.4.2 桂林常见不良地质现象

桂林是我国典型的岩溶发育地区之一，其岩溶地基的组成主要为：红粘土、粉土、砂、卵砾石、石灰岩等，根据成因，主要有残坡积 (Q^{cl+dl}) 和冲洪积 (Q^{al+pl})，由于岩溶地质作用，桂林岩溶地基中广泛发育有溶洞、土洞、塌陷、溶槽、溶沟等不良地质现象。

(1) 溶洞

桂林市区内下伏基岩主要为泥盆系上统融县组石灰岩 (D_{3r})，该层一般灰色~灰白色，质纯层厚，块状构造，坚硬性脆，局部不规则裂隙发育，控制桂林市的主要地质构造（褶皱、断裂）均通过该层，且多为张性断裂，张裂程度较大，断裂面较粗糙，孔隙度高，透水性强，利于地下水的运动，通常岩溶作用和岩溶化程度强烈。沿断裂带发育的溶洞比较多，规模也比较大。桂林岩溶区的溶洞绝大部分发育在该层中。人类的活动，特别是人类的一般工程活动，对于地层的巨大厚度来说是有限的，只是浅层的，因此，评价岩溶发育对工程建设中的岩土工程影响，主要的还在于研究浅层岩溶发育带。桂林市的浅层岩溶在

部分地区强烈发育,据掌握的现有资料,强岩溶发育至少在下列地区是明显的:桂林市解放桥场地、上海路立交桥及其附近场地(包括原拟建的长乐大厦)、橡胶机械厂附近、轮胎厂及曙光研究所一带、瓦窑及大风山一带等等,这些场地岩溶发育的一个共同特点:不但溶洞在垂向上为数层成串,深度较大,而且水平向宽度也较大,即具有大的水平空腔。对于重大工程来说,灰岩中的这种大水平空腔——溶洞,对工程的影响是非常重要的^[52-54]。

(2) 土洞^[55]

土洞是在有效覆盖土的岩溶发育区,其特定的水文地质条件,使岩面以上的土体遭到流失迁移而形成土中的洞穴和洞内塌落堆积物以及地面变形破坏的总称。土洞是岩溶区常见的一种岩溶作用产物,它的形成发展与土层的性质、水的活动、岩溶的发育等因素有关。桂林岩溶地基中的土洞,主要分布在残坡积(Q^{cl+dl})和冲洪积(Q^{al+pl})的粘性土层中、尤其在残、坡积粘土中发育较多,土洞趋于圆形或近圆形,直径大多在1m以内,一般发育垂直深度在距离地面5~15m之间,洞内有时为软、流塑的粘性土所充填,很多情况下为空洞。桂林岩溶区的土洞发育具有以下特征:

①土洞多位于粘性土层中,在桂林漓江一级阶地中的粉土、砂砾石、卵石等地层中极少见。

②在靠近基岩面附近,经常有软粘土分布,其抗冲(侵)蚀能力弱,常常有土洞发育。

③由地下水形成的土洞多位于地下水变化幅度以内,且大部分分布在高水位与低水位之间。在最高水位以上及低水位以下,土洞少见。

(3) 岩溶塌陷

岩溶塌陷是指分布在下伏溶洞和土洞之上的岩、土体覆盖层,在自然或人为等各种因素的作用下,岩、土体覆盖层失去平衡而向下陷落的作用和现象。它是溶洞、土洞发育发展的最终结果,桂林岩溶塌陷主要分布在桂林漓江一级阶地中,其次为残坡积(Q^{cl+dl})和冲洪积(Q^{al+pl})的粘性土层中。桂林塌陷灾害多发生在以下几类地区^[51]:

①塌陷多发生在岩溶负地形内

岩溶负地形指洼地、谷地、盆地、河流两岸阶地及峰林平原等,这类地形其地势低洼,地下水位较浅(1~5m内),往往有统一的地下水面,地下岩溶发育较均匀,管道多呈网状,溶洞多呈带状或层状,地下水连通性强,抽水影响半径扩展较快较远,塌陷半径(指距干扰中心的距离)也较大,负地形又是地表水汇聚之处,也是工业污水废水滞留的场所,利于其下渗,加快土层中潜蚀作用,土层中土洞发育,具备塌陷形成的先决条件,故而往往一触即塌。

②塌陷多发生在土层厚度薄、结构单一的地段

覆盖土层厚度在10m以内,土质均一结构松散的地段最易塌陷,峰林平原及峰丛谷地洼地地貌单元内,土层为溶余粘土、亚粘土,厚3~7m,一元结构,最不稳定,一遇外因触发即塌,桂林近80%塌陷是发生在厚度小于10m的粘性土分布区,其原因在于:

土层薄,土洞不可能有稳定安全的拱顶;下覆基岩中地下水位上升下降产生的冲击力没有较厚土层缓减;地表水下渗也会因土层薄而加剧,凡此种种都导致薄的土层易塌。

一般说来,土层厚,土体固结程度好的(如老粘土)地段不易塌。不易塌不等于不塌,有一个概率概念,如桂林漓江两岸阶地,土层厚度 20~30m 甚至更大,在强烈的抽水干扰长期作用下也产生了塌陷,桂林东三里店一带的塌陷就是在这样条件下产生的。

③塌陷多发生在溶洞、土洞发育地段

溶洞发育受多种因素控制,主要是岩性和地质构造的控制。桂林盆地有多个石灰岩层位,但以 D_{3r} 及 D_{3g} 质纯层厚、均一无夹层或少夹层的层位溶洞最发育,因而这两地层分布区塌陷最多规模最大。土洞与溶洞往往有内在联系,在垂向上往往是上下迭置关系,土洞多发育在峰林平原或峰丛洼地内石灰岩溶余堆积粘土层内,据统计在溶余粘土中土洞占土洞总数的 95%。土洞洞高多数为 1~3m,埋藏愈深洞径愈大,最大可达 10.7m,大部分位于地下水季节变动带内,说明土洞大都是由地下水反复潜蚀掏空而成,土洞发育区内土层内聚力(C)值低(0.23~0.32kg/cm²),孔隙比变化大,水理性质不稳定,因而容易在外力触发下极限平衡遭破坏而塌陷。

④塌陷多发生在人为干扰因素强烈地段

人为干扰因素主要为人为的抽排水活动。

(4) 红粘土软弱下卧层

桂林岩溶区的红粘土,一般呈现上硬下软的分布特征,尤其是靠近基岩附近,常分布有软、流塑粘性土,构成地基的软弱下卧层。桂林红粘土下伏基岩一般为微风化石灰岩。致密石灰岩的渗透系数为 $3 \times 10^{-12} \sim 6 \times 10^{-10}$ cm/s,而红粘土的渗透系数大约为 10×10^{-8} cm/s 左右,致密石灰岩为红粘土的相对隔水层,石灰岩顶面分布的粘土长期处在水的浸泡之中,最后成为软塑、流塑状态,并构成地基软弱下卧层。

(5) 基岩面起伏(溶槽、溶沟)

由于岩溶作用的差异以及溶洞引起塌陷,石灰岩表面经常可以形成起伏很大的溶槽、溶沟等,在桂林岩溶区的工程勘察中常可见到,相隔 5m 以内距离的两个钻孔,揭露石灰岩的基岩面高差达 10 m 以上,几乎形成直立的陡崖。

1.4.3 岩溶地基处理方法

(1) 填垫法

该法可分为充填法、换填法、挖填法、垫褥法等几类。

充填法适用于裸露岩溶土洞,其上部附加荷载不大的情况。最底部须用块石、片石作填料,中部用碎石,上层用土或混凝土填塞,以保持地下水的原始流通状况,使其形成自然的反滤层。

当已被充填的岩溶土洞及塌陷,如充填物物理力学性质不好,可采用换填法。须清除

洞中充填物,再全部用块石、片石、砂、混凝土等材料进行换填。例如桂林橡胶机械厂 A—E 住宅楼场地局部塌陷便是采用干砌块石或砂、砾、卵石、碎石混料回填至中密状态取得良好处理效果的实例^[52-54]。

对浅埋的岩溶土洞,将其挖开或爆破揭顶。如洞内有塌陷松软土体,应将其挖除。再以块石、片石、砂等填入,然后覆盖粘性土并夯实,称挖填法。此法适用于轻型建筑物,并且要估计到地下水活动再度掏空的可能性。为提高堵体强度和整体性,在填入块石、片石填料时,注入水泥浆液于重要工程基础下或在较近的溶洞、土洞除去洞中软土后,将钢筋或废钢打入洞体裂隙后再用混凝土填洞,对四周的岩石裂隙注入水泥浆液,以粘结成整体,并阻断地下水。

对岩溶洞、隙、沟、槽、石芽等岩溶突出物,可能引起地基沉降不均匀、将突出物凿去后做 30~50cm 砂土褥垫处理,称为垫褥法。

(2) 加固法

该法通常包括灌浆法、顶柱法、强夯法、挤密法、浆砌法等。

对埋深较大的岩溶土洞,宜采用密钻灌浆法加固。应视岩溶洞隙含水程度和处理目的来选择材料。用于填塞时,可用粘土、砂石、混凝土、水泥砂浆等;用于防渗时,可用水泥浆和沥青作帐幕,灌浆顺序可先外围后中间,先地下水上游后下游;用于充填加固时,用快干材料或砂石等将洞隙先行填塞,开始时压力不宜过高,以免浆料大量流出加固范围。例如桂林地区教育局综合楼、桂湖花园 10#~13#综合楼、桂林地区医院综合楼、广西城建学校教工住宅楼等四个工程,都是利用压力灌浆法进行红粘土地基土洞加固处理的成功实例^[56]。桂林橡胶机械厂 11#住宅楼的塌陷处理^[54]、桂林工学院新建图书馆、桂林旅游专科学校雁山校区等场地的土洞或塌陷处理均采用此方法,地基处理效果很好^[55]。

对溶洞土洞中软土较深地段,适宜于挤密性,可采用砂桩、石灰桩、水泥土桩、混凝土桩或者钢管等打入洞内,形成复合地基,提高地基稳定性和强度。

(3) 跨越法

此法包括板跨法、梁跨法、拱跨法等。

深度较大、洞径较小不便入内施工或洞径虽大、但因有水的溶洞,可据建筑物性质和基底受力情况,用混凝土板或钢筋混凝土板封顶,称板跨法。

对埋藏较深但仍位于地基持力层内的规模较小的塌陷或土洞,可用弹性地基梁或钢筋混凝土梁跨越土洞或塌陷体。如桂林小东江左岸冲积阶地上一教学试验楼地基发育有古塌陷,便是采用梁板跨越(覆盖该塌陷区)的方法进行治理的成功例子^[54]。

在地下建筑工程的边墙、壑式挡墙、堤式坡脚挡墙及桥墩、桥台等地基下常见洞身较宽、深度又大、洞形复杂或有水流的岩沼地基,宜采用拱跨形式。拱分浆砌片石拱、混凝土拱、钢筋混凝土拱。

(4) 桩基法

溶洞、塌陷漏斗较深较大或溶洞多层发育,可采用桩基础。在基岩起伏处,其上覆土层性质较软弱、厚度又大、不易清除时,宜采用钻孔或冲孔灌注桩、爆扩桩,视工程需要作支承桩或摩擦桩,桩头锚入基岩内。采用打入桩时,桩尖应锚入基岩;采用人工挖孔桩时,多数情况开挖时宜设护壁。如 2005 年施工的漓江南洲大桥岸上桩,采用 $\phi 1700\text{mm}$ 孔口护筒,在钻进过程中严重漏浆和塌孔时, $\phi 1700\text{mm}$ 护筒入土 15 m 后,在护筒内套 $\phi 1600\text{mm}$ 护筒,护筒跟至岩面最终护筒与钢筋混凝土结合在一起,作为永久结构支撑在岩石上。在 2001 年竣工的解放桥也是采用此方法进行桩基础施工^[55]。

1.4.3 桂林岩溶地基常用复合地基处理方法

本文通过对现场收集的多个工程资料统计归纳可知,桂林岩溶发育区采用的竖向桩体复合地基类型主要有:素混凝土桩复合地基、搅拌桩复合地基、旋喷桩复合地基以及小口径碎石桩复合地基等。表 1.1 为桂林岩溶区复合地基的应用概况。

表 1.1 桂林岩溶区复合地基应用概况

| 工程名称 | 桩长 (m) | 桩径 (mm) | 混凝土等级 | 岩溶发育类型 | 压板边长 b (m) | f_{spk} (kPa) | 压板覆盖桩数 (根) |
|--------------------------|-------------|---------|-------|----------|--------------|-----------------|------------|
| 桂林国营长海机器厂生活一区新建 15#集资住宅楼 | 平均 8.6 至岩面 | 500 | C10 | 溶沟、溶槽、石芽 | $d=1.58$ | ≥ 170 | 1 |
| 桂林国营长海机器厂生活一区新建 13#集资住宅楼 | 平均 5.9 至岩面 | 500 | C10 | 溶沟、溶槽、石芽 | $d=1.67$ | ≥ 170 | 1 |
| 桂林国营长海机器厂生活一区新建 17#集资住宅楼 | 平均 4.9 至岩面 | 500 | C10 | 溶沟、溶槽、石芽 | $d=1.67$ | ≥ 170 | 1 |
| 桂林国营长海机器厂生活一区新建 16#集资住宅楼 | 平均 8.6 至岩面 | 500 | C10 | 溶沟、溶槽、石芽 | $d=1.58$ | ≥ 170 | 1 |
| 桂林市金地球 22#楼 | 平均 4.8 至岩面 | 500 | C8 | 溶沟、溶槽、软土 | $d=1.30$ | 180 | 1 |
| 桂林市金地球 19#楼 | 平均 7.4 至岩面 | 500 | C8 | 溶沟、溶槽、软土 | $d=1.30$ | 180 | 1 |
| 桂林市金地球 21#楼 | 3.1~7.4 至岩面 | 500 | C8 | 溶沟、溶槽、软土 | $d=1.30$ | 200 | 1 |
| 桂林市金地球 | 平均 3.7 | 500 | C8 | 溶沟、溶 | $d=1.30$ | 180 | 1 |

桂林理工大学硕士学位论文

| | | | | | | | | |
|---|--------------|-----|--------|-------------|----------|------------|---|--|
| 20 [#] 楼 | 至岩面 | | | 槽、软土 | | | | |
| 桂林铁西北斗大厦商住楼 | 平均 6.0 至岩面 | 500 | C15 | 溶沟、溶槽、软土 | $d=1.40$ | 280 | 1 | |
| 临桂 271 地质队 28 [#] 、33 [#] 楼 | 平均 4.9 至岩面 | 600 | 搅拌桩 | 溶沟、溶槽、软土 | $d=1.0$ | ≥ 180 | 1 | |
| 桂林市金地球 24 [#] 楼 | 2.6~16.7 至岩面 | 500 | C10 | 溶洞、溶沟、软土 | $d=1.40$ | 200 | 1 | |
| 临桂金水湾·翠园雅筑 A13 [#] 楼 | 平均 4.3 至岩面 | 600 | 搅拌桩 | 土洞、溶洞、溶沟、软土 | $d=1.0$ | 180 | 1 | |
| 临桂金水湾·翠园雅筑 A8 [#] 楼 | 3.0~10.5 至岩面 | 500 | C10 | 土洞、溶洞、溶沟、软土 | 1.18 | 180 | 1 | |
| 桂林市美居商贸城 A1 区 | 6.0~11.0 | 600 | 旋喷桩 | 软土 | $d=1.40$ | 220 | 1 | |
| 桂林市美居商贸城二期 B 区 | 8.5~19.1 | 500 | C8 | 软土 | 1.50 | 200 | 1 | |
| 桂林市美居商贸城 A1 区 | 3.2~13.9 | 600 | 旋喷桩 | 软土 | $d=1.50$ | 140 | 1 | |
| 湖光山色小区一期雅湖苑 | 平均 5.0 至岩面 | 600 | 旋喷桩 | 土洞、溶洞、溶沟、软土 | $d=1.50$ | 140 | 1 | |
| 桂林市烟草专卖局临桂小区 3 [#] 、4 [#] 住宅楼 | 平均 2.40 | 200 | 小口径碎石桩 | 土洞、软土 | 0.9 | 170 | 4 | |
| 广西师大雁山校区风雨球场 | 2.04~7.65 | 250 | 小口径碎石桩 | 溶沟、软土 | $d=0.8$ | 182 | 1 | |
| 桂林湖畔诗廊 A19 [#] 、20 [#] 、29 [#] 楼 | — | 220 | 小口径碎石桩 | 软土 | 1.1 | 153 | 4 | |

注：表中 C 指素混凝土桩， d 为圆形压板直径。

从收集的 19 个工程可知，复合地基在桂林岩溶区已取得成功应用，桂林岩溶区使用复合地基加固的多为工业与民用多层建筑物，也有高层，如桂林市美居商贸城二期 B 区，高 18 层，取得了良好的经济效益；

1.5 本文研究的意义及任务

1.5.1 桂林岩溶区复合地基存在的问题

复合地基在桂林岩溶地区的应用发展很快，而研究历史又较短，由于岩溶地区地质本

身的特殊性,因此,复合地基在岩溶发育区的应用尚需对下面一些问题进行区别对待研究,以为设计施工方案提供参考依据。

(1) 复合地基承载力及沉降计算方法的选用问题。

岩溶发育地区,地质条件复杂,土洞、溶沟、溶槽、岩面起伏大等不良地质作用的存在,使得桩长、桩土间的相互作用、加固体厚度、复合地基受力机理等均存在很大的不确定性,同时,塌陷、软土等常构成复合地基加固区软弱层或地基软弱下卧层,岩溶区复合地基采取何种合理可行的承载力及沉降计算方法,使地基处理后既能满足建筑要求,又可取得较好的经济效益,节约造价,将是桂林岩溶区复合地基设计需要慎重考虑的问题。

(2) 复合地基桩体负摩阻力

由于岩溶发育地区,土洞、溶洞、溶沟、溶槽、岩面起伏大等不良地质作用的存在,地基土层极易产生塌陷现象,从而对复合地基桩体产生负摩阻力,如何合理的计算负摩阻力也是岩溶区复合地基应用需要注意的问题。

(3) 稳定性分析

由于岩溶发育地区,土洞、溶洞、溶沟、溶槽、岩面起伏大等不良地质作用的存在,复合地基的稳定性如:倾斜基岩面复合地基的稳定性,溶洞顶板稳定性等也是岩溶区复合地基应用需要慎重对待的问题。

(4) 质量检测方法

岩溶区复合地基加固地基成功与否需要进行现场测试,采用何种有效的检测手段对复合地基的加固效果进行检测,以确保复合地基承载力的发挥达到合理的可靠度,也需要进一步总结提高。

1.5.2 本文研究的意义

自从 Davis 和 Poulos^[57]于 1972 年首次提出桩筏基础的概念以来,包括 Burland(1977)^[58], Cooke(1986)^[59], Chow(1987)^[60], Randolph(1994)^[61], Kim(2001)^[62], Ta and Small(1996)^[63], Poulos^[64]等许多研究人员接着进行了大量的研究,导致在很长时间内桩筏基础在高层建筑的基础形式选用中处于统治地位。在岩溶发育区桩基础虽然有效,但是桩间土的承载力被白白浪费掉了,尤其是当桩间土的承载力较好时尤其显得可惜;另一方面,对于地处岩溶发育区的为数众多的居民住宅楼来说,采用桩基础显然提高了工程造价,加大了经济负担。再者,当天然地基处于岩溶发育等地质条件复杂地区时,桩的施工较为困难,施工人员的安全和桩基的质量都不易得到保证。

桂林是我国岩溶最发育的典型地区之一,地基中溶洞、土洞及岩溶塌陷分布广泛。工程建设中,除了桩基础和浅基础外,近年来,复合地基的使用也越来越多。因此,复合地基在桂林岩溶地区的推广应用可产生较好的经济和社会效益。

1.5.3 本文的主要工作

本文针对桂林岩溶实际地质情况，主要进行了如下工作：

(1) 收集桂林典型岩溶发育区的水文地质资料及岩溶发育区复合地基的勘察、设计和检测资料，并对资料进行综合研究分析；

(2) 对桂林岩溶发育区复合地基设计中存在的一些问题进行探讨，对发育有土洞、塌陷等不良地质现象时复合地基初步设计的地基承载力计算公式进行分析；

(3) 把桂林岩溶区复合地基的稳定性归结为单桩桩体稳定性、群桩稳定性、复合地基覆盖岩溶临空面的稳定性、洞室复合地基稳定性等类型，对复合地基的稳定性问题进行分析；

(4) 针对桂林岩溶区场地的实际情况，对复合地基单桩稳定性进行分析；

(5) 采用有限元法分析溶洞形态、上覆土层厚度及复合地基承载力与溶洞顶板临界厚度的关系；

(6) 采用多元回归方法分析溶洞顶板临界厚度与溶洞形态、上覆土层厚度及复合地基承载力之间关系；

(7) 对复合地基在桂林岩溶区的应用进行举例说明。

2.1 复合地基基本原理

复合地基中增强体材料种类较多,导致增强体刚度变化很大,而地基土性质也相差甚远,因此各类增强体复合地基作用机理各不相同,寻求统一的设计计算理论是不可能的。以下从复合地基的基本概念出发,从传力机理、破坏形式和变形协调等方面对桩式复合地基进行分析^[65]。

2.1.1 复合地基的基本概念

(1) 面积置换率

复合地基的基本模式如图 2.1,桩间土被加固体置换。设 A_p 为加固体的断面积, A_s 为桩间土面积, A 为每根桩水平影响区域的面积,则:

$$\begin{aligned} A &= A_s + A_p \\ m &= \frac{A_p}{A} \end{aligned} \quad (2-1)$$

定义 m 为复合地基面积置换率。置换率体现了加固体的置换水平。

(2) 桩土应力比

由于软弱土层被加固体置换,复合地基可以看成是各向异性材料。由于竖向增强体复合地基加固体和桩间土的压缩模量不同,在荷载作用下,加固体的压缩明显比桩间土小,随着地基变形的增加,应力逐渐转移到加固体上,在加固体上会产生应力集中(如图 2.2)。

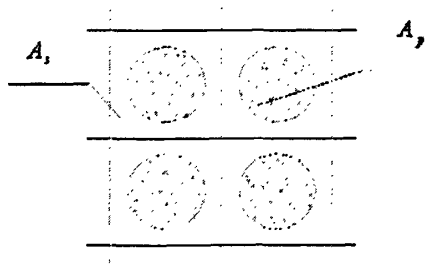


图 2.1 复合地基的基本模式

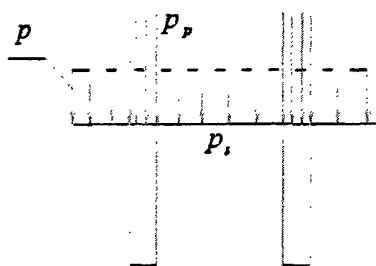


图 2.2 应力集中

设 p 为地表面平均荷载, p_s 和 p_p 分别为桩间土和加固体承受的荷载,则定义

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{p_p}{p} \\ \delta_s &= \frac{p_s}{p} \end{aligned} \quad (2-2)$$

分别为桩、土荷载分担比。

由 (2-2) 式得：

$$\begin{aligned} p_p &= \delta_p p \\ p_s &= \delta_s p \end{aligned} \quad (2-3)$$

桩顶应力和桩间土表面应力可以表示为：

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \frac{p_p}{A_p} = \frac{\delta_p p}{A_p} \\ \sigma_s &= \frac{p_s}{A_s} = \frac{\delta_s p}{A_s} \end{aligned} \quad (2-4)$$

式中： σ_p ——桩顶应力；

σ_s ——桩间土表面应力；

A_p ——加固体的断面积，由 (2-1) 式可得 $A_p = mA$ ；

A_s ——桩间土的断面积，由 (2-1) 式可得 $A_s = (1-m)A$ 。

定义桩土应力比（或应力分担比） n 为：

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} \quad (2-5)$$

将 (2-4) 式代入 (2-5) 式可得：

$$n = \frac{(1-m)\delta_p}{m\delta_s} \quad (2-6)$$

桩土应力比体现了在复合地基受荷载作用时，桩的应力集中程度。 n 不能太大，否则由于加固体承担了大部分荷载，桩间土的承载能力没有得到充分发挥。 n 也不能太小，否则地基承载力提高程度太小。复合地基根本特点就是桩土共同承担荷载，如果在地基破坏时，桩土承载力能够同步发挥，同时达到各自的极限承载力，此时，桩土应力比等于桩土极限承载力之比，称为理想桩土应力比 n_d ，即：

$$n_d = \frac{P_{pf}}{P_{sf}} \quad (2-7)$$

2.1.2 复合地基传力机理

散体材料桩复合地基与实体材料桩复合地基的传力机理是不同的。散体材料桩没有粘结强度，它的承载能力主要靠桩周土约束其侧向变形来提供的。由于软土抵抗变形能力较小，对桩的约束作用也很小，因此，随着荷载的增加，桩侧向变形也逐渐增大，使地基产生了较大的沉降。因此采用散体材料桩加固软土，受力区集中在距离桩顶 4 倍桩径的范围内，其地基承载力提高仅为 20%~60%。与散体桩相比，实体桩复合地基中荷载沿桩身全长传递，荷载能够传递到更深的土层。与无垫层单桩相比，桩侧摩阻力从加荷开始在桩周上部土层即出现负摩阻。带有垫层的低强度混凝土桩复合地基中桩侧负摩阻力的大小随荷

载加大而变小,同时中性点位置逐渐上移,相当一部分上部土层的摩阻力随着荷载的加大由负摩阻力逐渐变为正摩阻力,使桩下部的摩阻力得到充分发挥。同时,也使桩周土体的承载力得到了增强。

散体桩复合地基承载能力的提高主要取决于以下三个方面:一是挤密效应,桩体在施工过程中桩周的基土受到振挤而使桩周土强度比原状土增大的效应;二是置换效应,地基原软弱土被较高强度的桩体置换而使地基强度增大的效应;三是加速排水效应,桩体使地基土排水渗流的渗径缩短而加速地基土的固结,从而使地基土的承载能力随着时间的增长而提高。在砂土地基中,挤密效应较为显著,在软粘土中桩主要起置换作用。复合地基的置换作用随着置换率的大小而变化,并且与桩体模量有关。在软粘土中,排水效应使桩周土中的水分通过桩体排出,加速了桩周土的固结,从而提高了复合地基的承载能力。

散体桩复合地基,由于桩间土受到周围桩和承台的“遮拦”作用^[66](桩和承台的存在限制桩间土的变形作用)、“分担效应”处于高应力状态,提高了桩间土抗挤能力,提高了地基承载能力。

柔性桩式复合地基主要通过桩体的置换作用来提高地基承载力,根据施工工艺不同还有对桩周土的胶结作用、挤密作用,这些效应对提高地基承载力方面有一定的作用。由于桩体的强度较高,因此承载力比散体桩式复合地基承载力要高。

由于柔性桩式复合地基的桩身有足够的强度,在受压时,桩体不会出现鼓胀,施加的桩顶荷载可以传递到较深的土层中去,充分发挥桩身各处的摩阻力;其次,由于柔性桩的可压缩性,柔性桩的承载力的发挥却要经历桩身逐段加密,侧阻力逐渐发挥,最后才是端承力开始发挥的过程。

柔性桩复合地基应考虑“群桩效应”和“承台效应”。群桩和承台改变了地基的受力特性,主要表现在:

(1) 群桩中的桩与桩之间有“遮拦作用”,使桩间土不宜挤出,同时承台与底面的摩擦也加强了这种作用。

(2) 承台的存在使桩土同时下沉,从而限制了上部桩土间的摩阻力的发展,即所谓“削弱作用”。

(3) 承台使桩间土承担部分荷载,这部分荷载增大了桩间土的应力水平,从而对摩阻力有“加强作用”。同时,承台的存在增强了端承力的发挥,使桩更有利于刺入下卧层中。

复合地基中桩与土之间应力变化的规律:当开始加载时,荷载 P 的大部分由桩间土来承担,但随着荷载 P 的增大,桩土应力比 n 开始增大,应力向桩集中,侧阻力逐渐发挥。荷载 P 再进一步增大时,桩土应力比 n 值有些下降,这说明侧阻力达到了最大值。这时荷载增量主要是由桩间土和端阻力承担。

刚性桩由于其桩身基本上不可压缩,所以桩身由上到下与土层的相对位移几乎相等,侧阻力由上到下基本上同时得到发挥,端承力也同时得到发挥,所以刚性桩的沉降量很小,

随着荷载的增加很快就达到极限承载力，即呈现出“脆性”。有些学者认为如果刚性桩复合地基不设置垫层，荷载主要由桩体承受，随着荷载和基础变形不断增大，桩间土的承载能力才逐渐得以发挥，但其比例很小，得不到充分利用。这个概念有些欠妥，当桩端落在可压缩土层上，即当桩为摩擦桩或端承摩擦桩时，若不设置垫层，使用荷载作用下产生的基础沉降足以使地基土的承载力得到充分发挥，同样也能形成复合地基。此种情况下，对同一刚性桩复合地基，设不设置垫层，在承载和变形性能上并无根本区别，只是桩和地基土的承载能力发挥顺序发生了变化^[65]。当然，若桩端置于不可压缩层或压缩量极小的土层上时，由于基础沉降量很小使得地基土的承载力不能得到充分利用，也就不能形成复合地基，此时，应设置一定厚度的垫层，为桩顶提供一向上刺入量，使桩间土进入工作状态^[67]。

2.1.3 位移协调条件

低强度混凝土桩复合地基的加固机理实质就是桩、土共同作用机理。要保证桩、土能共同工作，必须保证桩和桩间土的位移协调。

(1) 没有设置褥垫层的情况

桩体与桩间土协同工作的条件是基础与其下地基土保持接触。假设基础是绝对刚性的，则桩顶沉降与基础下桩间土面的沉降相等。由于在一般情况下，桩尖下土层压缩量 S_{p2} 和桩尖平面以下土层压缩量 S_{s1} 是相同的。故桩与桩间土共同工作的条件是：

$$S_{p1} + S_{p3} = S_{s2} \quad (2-8)$$

式中， S_{p1} ——桩身压缩量；

S_{p3} ——桩尖刺入量；

S_{s2} ——桩尖平面以上桩间土压缩量。

该式表明，只有当桩尖刺入量与桩身压缩量之和等于桩间土压缩量时，才能保证桩体和桩间土共同协调承载。

(2) 设置褥垫层的情况

设置褥垫层时，桩顶将产生向上刺入，这时桩土共同工作的条件是：

$$S_{p1} + S_{p3} = S_{s2} + S_{p4} \quad (2-9)$$

式中， S_{p4} ——桩顶刺入量。

2.1.4 复合地基的破坏形式

竖向增强体复合地基的破坏形式可以分成两种情况：一种是桩间土首先破坏进而发生复合地基的全面破坏；另一种是桩体首先破坏进而发生复合地基的全面破坏。在实际工程中，桩间土和桩体同时达到破坏是很难遇到的，大多数情况是桩体先破坏，继而引发复合地基的全面破坏。桩体破坏模式可以有以下几种：刺入破坏、鼓胀破坏、整体剪切破坏、

滑动剪切破坏(如图 2.3)。桩体发生刺入破坏如图 2.3 (a) 所示: 桩体刚度较大, 地基上承载力较低的情况下较易发生桩体刺入破坏。桩体发生刺入破坏, 承担荷载大幅度降低, 进而引起复合地基桩间土破坏, 造成复合地基全面破坏。刚性桩复合地基较易发生刺入破坏。对于 CFG 桩, 由于桩身强度较大, 破坏形式主要为刺入破坏^[68]。特别是柔性基础下刚性桩复合地基更容易发生刺入破坏。若在刚性基础下, 则可能产生较大沉降, 造成复合地基失效。桩体鼓胀破坏如图 2.3 (b): 在荷载作用下, 桩体本身的应变在增加, 桩体的内应力也逐渐增大, 当内应力超过桩体的粘结强度, 而桩周土体不能提供给桩体足够的围压时, 桩体产生过大的侧向变形, 产生桩体鼓胀破坏, 造成复合地基全面破坏。无论在刚性基础下还是柔性基础下, 散体桩复合地基中桩体的破坏主要有以下三种形式^[69], 即鼓胀破坏、整体剪切破坏和刺入破坏。其中鼓胀破坏是最主要的破坏形式^[70]。刺入破坏不易发生^[71]。

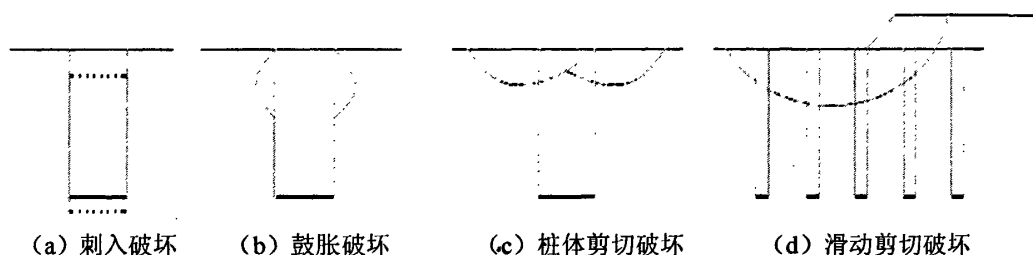


图 2.3 复合地基破坏模式

桩体剪切破坏模式如图 2.3 (c): 在荷载作用下, 复合地基发生桩体剪切破坏, 进而引起复合地基全面破坏。无论在刚性基础下还是柔性基础下, 低强度的柔性桩较易发生桩体剪切破坏, 而柔性基础下发生的可能性更大。滑动剪切模式如图 2.3 (d): 在荷载作用下, 复合地基沿某一滑动面产生滑动破坏。在滑动面上, 桩体和桩间土均发生剪切破坏。各种复合地基均可能发生滑动破坏, 柔性基础下较刚性基础下的复合地基发生的可能性大。

2.2 桂林岩溶区复合地基形成机理

桂林地基土的组成主要为填土、粘土(红粘土)、粉质粘土、粉土以及漓江阶地形成的砂、砾石、卵石等, 而基岩一般则为石灰岩。同时地层中常常发育有软土、溶洞、土洞及产生岩溶塌陷的现象。由于地基岩土层的复杂多样化, 在修筑建筑物中, 当不能采用天然地基作为基础的直接持力层时, 须对地基采取相应的处理。目前, 复合地基处理技术在桂林岩溶区地基加固的应用已经取得成功, 应用面也得到逐步拓展。由于场地本身的复杂性, 在对不满足建筑要求的场地地基进行加固处理时, 宜根据场地实际地质情况, 选择合理的地基承载力与变形计算方法, 确保建筑经济安全。

桂林市中心地段地貌属漓江一级、二级阶地，土层一般较厚，上覆土层主要为填土、粘土、粉土、砂、砾石、卵石等，局部地段发育有土洞、塌陷等不良地质现象，其地基加固处理方法有素混凝土桩（CFG 桩）、旋喷桩、深层搅拌桩等，复合地基承载力与变形计算可依据《建筑地基处理技术规范》（JGJ79-2002）相关规定进行。然而局部地段，如桂林西城区，至临桂县城一带，上覆土层厚度分布较大范围为 0~15 m，主要由冲洪积、残坡积、溶余堆积形成的粘土、红粘土、次生红粘土、粉质粘土等组成，土层相对较薄，且岩溶不良地质作用强发育。文献[72]通过对桂林市西城区大量钻孔资料和地表测绘资料的统计分析表明：覆盖层厚度越小，岩溶塌陷越发育。厚度小于 6 m 区域的塌陷个数占总塌陷个数的 74%以上；厚度小于 10 m 区域的塌陷个数占总塌陷个数的 99%以上；覆盖层厚度大于 10 m 时，基本上不会发生岩溶塌陷。在这种强岩溶发育地段采用复合地基加固技术时如何保证在荷载作用下，增强体与天然地基土体能够共同直接承担荷载的作用并进行合理可行的承载力与变形计算，将是加固设计首先要考虑解决的问题。

针对上述问题建立复合地基形成简图如图 2.4，在图 2.4 中， $E_p > E_{s1}$ ，其中 E_p 为桩体模量， E_{s1} 为桩间土模量， E_{s2} 为加固区垫层土体模量。散体材料桩在荷载作用下产生侧向鼓胀变形，能够保证增强体和地基土体共同直接承担上部结构传来的荷载。因此当增强体为散体材料桩时，图 2.4 中两种情况均可满足增强体和土体共同承担上部荷载。当增强体为粘结材料桩时桩落在不可压缩层上，则可如图 2.4 (b) 在刚性基础下设置一定厚度的柔性垫层。一般在荷载作用下，通过刚性基础下柔性垫层的协调，也可保证桩和桩间土两者共同承担荷载。但需要注意分析柔性垫层对桩和桩间土的差异变形的协调能力和桩和桩间土之间可能产生的最大差异变形两者的关系。如果桩和桩间土之间可能产生的最大差异变形超过柔性垫层对桩和桩间土的差异变形的协调能力，则虽在刚性基础下设置了一定厚度的柔性垫层，在荷载作用下，也不能保证桩和桩间土始终能够共同直接承担荷载，尤其在场地地基发育有土洞、塌陷、软流塑状软土时，桩土应力比大，极易发生桩体应力集

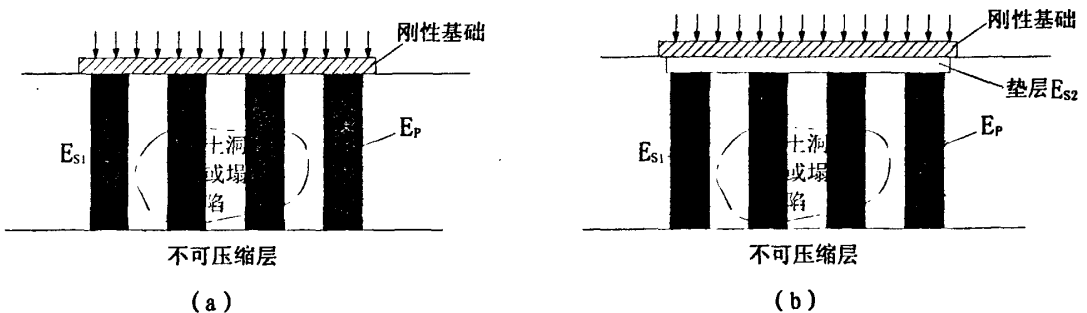


图 2.4 桂林岩溶区复合地基形成条件简图

中现象。在图 2.4 (a) 中，桩落在不可压缩层上，而且未设置垫层。在刚性基础传递的荷载作用下，开始时增强体和桩间土体中的竖向应力大小大致上按两者的模量比分配，但是随着土体产生蠕变，土中应力不断减小，而增强体中应力逐渐增大，荷载逐渐向增强体上

转移。若 $E_p \gg E_{s1}$ ，则桩间土承担的荷载比例极小。特别是若遇地下水位下降等因素，桩间土体进一步压缩，桩间土可能不再承担荷载。在这种情况下增强体与桩间土体两者难以始终共同直接承担荷载的作用，也就是说桩和桩间土不能形成复合地基以共同承担上部荷载。因此，在岩溶发育区采用复合地基加固处理地基时，应注意其不良地质作用如：土洞、塌陷、软流塑状软土及岩面起伏大等对复合地基形成的影响。

第3章 复合地基承载力与变形计算

自1962年复合地基一词首次在国外提出以来,已有40多年的历史,随着复合地基技术的发展和推广应用,目前复合地基已与浅基础和桩基础一道成为工程中常用的三种地基基础型式。这三种基本的地基基础型式中,浅基础和桩基础的承载力和沉降计算理论比较成熟,工程实践积累也较多,而复合地基虽然是近年来发展最快的一种地基处理方法,但其承载力和沉降计算理论还在发展之中,尚不成熟。复合地基承载力与沉降计算包括水平向增强体及竖向增强体两大类,本章主要针对竖向桩体复合地基承载力与变形计算进行论述。

3.1 复合地基承载力计算

1. Wong (1975) 提出按下式计算复合地基的容许承载力 R_{sp}

$$R_{sp} = q_{ap} + \sigma_s(1-m) \quad (3-1)$$

龚晓南在 Wong 的基础上考虑群桩效应对桩体强度的影响、制桩过程对桩间土强度的影响和桩、土强度的发挥度提出复合地基承载力为

$$P_{cf} = K_1 \lambda_1 m P_{pf} + K_2 \lambda_2 (1-m) P_{sf} \quad (3-2)$$

式中 P_{sf} 为天然地基极限承载力;

K_1 为桩体极限承载力修正系数;

K_2 为桩间土极限承载力修正系数;

λ_1 、 λ_2 分别为桩体和桩间土极限强度发挥度。

陈念军(1998)提出,如果以桩体承载力达到其承载力特征值时的复合地基承载力作为复合地基承载力特征值,则 $f_{sp,k} = mf_{p,k} + \zeta_s(1-m)f_{s,k}$, ζ_s 一般取 0.75~0.80; 无载荷试验资料时用 $f_{sp,k} = [\zeta_s + m(n-\zeta_s)]f_{s,k}$ 计算; 对变形要求不高时可采用桩间土达到其承载力特征值时的复合地基承载力作为复合地基承载力特征值,这时 $f_{sp,k} = \zeta_p mf_{p,k} + (1-m)f_{s,k}$, ζ_p 一般取 1.10~1.20; 无载荷试验资料时用 $f_{sp,k} = [1 + m(\zeta_p n - 1)]f_{s,k}$ 计算。

2. 基于 Brauns 理论的改进计算式

盛崇文曾将 Brauns 理论推广到复合地基以及各种群桩情况。对满堂碎石桩情况,他推导得桩的极限垂直应力

$$\frac{[\sigma_{p1}]_{\max}}{C_u} = \frac{(\lambda+1)}{2} \left(\frac{\sigma_s}{C_u} + \frac{\lambda-1}{2 \tan \delta_p} + \frac{2 \tan \delta_p}{\lambda-1} \right) \tan^2 \delta_p = \xi_1 \quad (3-3)$$

式中 $\lambda = \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{1}{2}}$ 。根据力的平衡原理,满堂加固情况复合地基的极限承载力为

$$q_f = m[\sigma_{p1}]_{\max} + (1-m)\sigma_s \quad (3-4)$$

$$\text{或} \quad \frac{q_f}{C_u} = m\xi_1 + (1-m)\frac{\sigma_s}{C_u} \quad (3-5)$$

上式中可取 $\sigma_s = (2\sim 3) C_u$ ，具体取值视建筑物的容许变形而定，容许变形小，取低值，否则取高值。

3. 郭蔚东—钱鸿绪计算式

郭蔚东—钱鸿绪（1989）提出下式：

$$[R_s^c] = 4md_p fK + [R_s] \quad (3-6)$$

计算复合地基的允许承载力。式中 d_p 为深度因素， $d_p = 2\sim 4$ ， f 为桩侧允许摩阻力， K 为经验系数， $[R_s]$ 为 $(2\sim 4)$ 倍桩径处的桩间土或天然土的允许承载力。其 $d_p f$ 值由下式估算：淤泥质粘土 $d_p f = 0.378[R_s] + 28.7$ ，饱和黄土，一般软粘土 $d_p f = 0.378 [R_s] + 38.7$ 。

此外，盛崇文、方永凯等（1983）推荐用桩或土的载荷试验资料、置换率及按经验估计桩土应力比来推算复合地基承载力，林孔镗（1983）、张定等用圆弧滑动法计算复合地基极限承载力。郭蔚东、钱鸿绪（1990）用塑性能量法和广义 Brauns 法求解柔性碎石桩复合地基发生鼓胀破坏、整体剪切破坏及相应破坏形式的复合地基承载力。

4. 规范方法

《建筑地基处理技术规范》（JGJ79-2002）建议：粘结材料桩复合地基承载力值应通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计也可以用单桩和处理后桩间土承载力值按下式估算：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \quad (3-7)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值（kPa）；

m ——面积置换率。

R_a ——单桩竖向承载力特征值（kPa）；

A_p ——桩的截面积（ m^2 ）；

β ——桩间土承载力折减系数；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值（kPa）；

3.2 复合地基沉降计算

地基的沉降的大小，取决于地基土的受力情况和土的变形特性。复合地基技术可以提高地基承载力，减小地基沉降，且复合地基技术具有良好的经济效益和社会效益，故得到广泛应用。但目前有关复合地基沉降的计算理论还不成熟，不少学者结合自己的工程实践经验提出了一些沉降计算方法。比较实用的近似计算方法，多数是把复合地基沉降量分为复合地基加固区压缩量 S_{sp} 和下卧层压缩量 S_x 两部分计算，两部分之和为复合地基的总沉降量 $S_F = S_{sp} + S_x$ 。

3.2.1 复合加固土层沉降计算方法

(1) 复合模量 (E_{sp}) 法

复合模量法是将复合地基加固区的竖向桩体与桩周土构成的复合土体, 作为沉降等效具有复合压缩模量 E_{sp} 的土, 称复合土层。以分层总和法计算复合土层的沉降 S_{sp} , 即

$$S_{sp} = \sum_1^{\eta_{sp}} \frac{\Delta\sigma_i h}{E_{spi}} \quad (3-8a)$$

且 $E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s$,

式中: η_{sp} ——复合土层的分层数;
 $\Delta\sigma_i$ ——第 i 层附加应力的平均增量;
 h_i ——第 i 层的厚度;
 E_{spi} ——第 i 层的复合压缩模量。

对于 E_{sp} 的计算, 许多学者提出了计算方法。盛崇文、方永凯等 (1983) 推荐用桩或土的载荷试验资料、置换率及按经验估计桩土应力比来推算复合地基的变形模量。盛崇文 (1986) 提出用面积加权平均法计算复合模量 $E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s$, (E_p 和 E_s 分别为桩体和桩间土的压缩模量, 由现场载荷试验曲线确定), 对刚性基础可用 $E_{sp} = [1+m(n-1)]E_s$, 初步设计时, 如果缺少天然地基的载荷试验资料, 对大面积加固情况, 也可从压缩试验测得的压缩模量 E_s 按照下式来估算。

$$E_{sp} = \frac{1-2\nu}{(1-\nu)^2} E_s \quad (3-8b)$$

张土乔 (1992) 利用弹性理论分析复合地基压缩模量表明: 复合地基的实际模量大于由面积加权法得到的计算值, 计算值未考虑到桩土在荷载作用下引起的复合模量的改变值, 导致计算的沉降值偏大, 在其假设桩和桩间土变形协调, 且竖向压缩为常数的前提下, 导出了复合地基压缩模量的弹性理论解析解:

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s + \frac{4(\nu_p - \nu_s)^3 K_p K_s G_s (1-m)m}{[mK_p + (1-m)K_s]G_s + K_p K_s} \quad (3-9)$$

(ν_p 、 ν_s 分别为桩体和土体的泊松比, E_p 、 E_s 分别为桩体和桩间土的压缩模量,

$$K_p = \frac{E_p}{2(1+\nu_p)(1-2\nu_p)}, \quad K_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}, \quad G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}).$$

黄国璋 (1995) 认为面积加权法仅考虑了置换作用, 未考虑挤密作用、加速固结等作用, 建议用面积加权法计算值的 1.3 倍作为复合模量。阎明礼 (1996) 在盛崇文的基础上考虑了桩间土承载力的提高对于复合模量的影响, 提出 $E_{sp} = [1+m(n-1)]\alpha E_s$, α 为桩间土承载力提高系数。针对张土乔提出的复合地基压缩模量的弹性理论解析解, 郑俊杰 (2003) 假设桩间土的弹塑性本构模型为双折线模型以及桩土位移协调, 应用参变量最小势能变分原理推导了复合模量在弹性及塑性状态下的解析解, 该解在土为弹性状态时与盛崇文提出的面积加权法结果一致; 在土进入塑性状态时, 与荷载及土的前后刚度比等因素有关, 为:

$$E_{sp} = \frac{E_2 A_s + E_p A_p}{1 + A_s \sigma_0 (E_2 / E_1 - 1) / p} \quad (3-10)$$

(E_1 和 E_2 分别为桩间土屈服前后的模量, σ_0 为土的屈服应力, A_p 和 A_s 分别为桩、桩间土面积, p 为复合地基所受均布向下荷载)。

(2) 应力修正法

施加于复合土层上的荷载是由桩土协调共同承担。由于桩体的刚度大于桩间土, 荷载将大部分集中于桩上, 故桩间土承担的荷载大为减小。应力修正法就是以土上减小了的荷载应力, 并忽略桩体的存在, 以土的压缩模量, 采用分层总和法计算复合土层的沉降 S_{sp} , 即:

$$\sigma_s = \frac{P}{1 + m(n-1)} = \mu_s P \quad (3-11)$$

$$S_{sp} = \sum_1^{n_s} \frac{\Delta \sigma_{si} h_i}{E_{si}} \quad (3-12)$$

式中: μ_s ——应力修正系数, 亦即应力分散系数。

(3) 桩身压缩量法

该法假定复合土中的桩体在其上的荷载作用下不产生刺入变形, 以及不考虑桩侧摩阻力的分布形态, 再基于桩所分担的荷载和桩体的压缩模量, 按材料力学求压缩杆件变形的计算方法计算桩的压缩量。若假定桩侧摩阻力为均匀分布时, 则桩顶荷载 P_p 与桩的压缩量 S_p 的计算式如下, 该压缩量即等同于复合土层的沉降量 S_{sp} 。

$$P_p = \frac{np}{1 + m(n-1)} = \mu_p P \quad (3-13)$$

$$S_{sp} = S_p = \frac{(\mu_p P + p_c) l}{2E_p} \quad (3-14)$$

式中: p_c ——桩端应力;
 S_p ——桩的压缩量;
 l ——桩长。

(4) Goughnour 方法

Goughnour (1983) 认为, 若基础荷载较小, 桩与土均处于弹性状态, 此时可用弹性分析法求复合地基的沉降量; 若基础荷载较大, 桩体发生了侧向鼓出, 此时需用塑性分析法求解。究竟用弹性分析还是用塑性分析, 随具体情况而定。为此, Goughnour 建议两种方法都得进行, 取其大值。

具体做法是: 先将每根桩承担的加固面积化为等面积圆, 这叫等效影响圆。他把由一根桩及其周围等效影响范围内的土体组成圆柱体作为一个代表性单元来考虑, 单元体侧面的剪力和法向位移都等于零。考虑到地基土中上覆压力和作用于桩侧的压力随深度而增大, 显然桩体发生塑性变形的可能性随深度而变小, Goughnour 建议将桩体沿轴线划为若干段, 每段高 H , 再逐段进行计算。作用于各段顶面的垂直应力若是大面积加固, 假设它

不随深度改变；若是有限面积加固，则需按 Boussinesq 理论调整。

(5) Priebe 方法

Priebe (1976) 提出一个计算复合地基在垂直荷载作用下产生的最终沉降量的方法。他假设：①地基土为各向同性；②刚性基础；③桩体长度已达有支承能力的硬土层等等。在这些假设下，Priebe 根据半无限弹性体中圆柱孔横向变形理论推导得一个沉降折减系数 β 的表达式如下：

$$\frac{1}{\beta} = 1 + m \left[\frac{\frac{1}{2} + f(\mu, m)}{\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_p}{2} \right) f(\mu, m)} - 1 \right] \quad (3-15)$$

$$f(\mu, m) = \frac{1 - \mu^2}{1 - \mu - 2\mu^2} \cdot \frac{(1 - 2\mu)(1 - m)}{1 - 2\mu + m} \quad (3-16)$$

式中： μ ——地基土的泊松比。所谓的沉降折减系数是指地基用振冲置换桩加固情况下的最终沉降量与不加固情况下的最终沉降量之比。于是，复合地基的最终沉降量 S_{sp} 为

$$S_{sp} = \beta S_s \quad (3-17)$$

式中 S_s 为不加固情况下的地基最终沉降量。张定 (1998) 基于碎石桩复合地基桩土压缩变形关系的分析得出——复合地基中桩土压缩应变协调，桩土界面不存在相对滑移，并基于此分析桩土的应力应变关系，定义在相同竖向荷载作用下，竖向变形折减的幅度用复合地基有效压缩应力折减系数 λ_σ 表示，其中：

定义 $\beta = \frac{\lambda_\sigma}{1 + m(n-1)}$ 为沉降减小系数。

3.2.2 复合地基下卧层沉降计算方法

复合地基的下卧层是指复合土层下未加固的土层。由于其未加固处理，土的工程特性没有改变，只是因其上复合土层的工程性能改善，导致下卧层的应力分布有所变化，故主要是设法计算比较合适的下卧土层的应力分布，然后再采用分层总和法计算其沉降 S_x 。目前计算复合地基下卧层附加应力分布的若干近似方法有应力扩散法、Mindlin-Geddes 法、等效实体法和当层法等。

(1) 应力扩散法

该法是将复合土体作为加固的垫层，故作用于其上的荷载 P ，即按一定的扩散角 θ 通过复合土体传递至下卧土层顶面。由此获得作用于下卧土层顶面的荷载平均应力 σ_x ，以及相应的作用范围，并以此计算下卧土层中的应力分布，求其沉降 S_x 。

对于空间问题

$$\sigma_x = \frac{BLP}{(B + 2htg\theta)(L + 2htg\theta)} \quad (3-18)$$

对于平面应变问题

$$\sigma_x = \frac{BP}{B + 2htg\theta} \quad (3-19)$$

故

$$S_x = \sum_{n_p+1}^n \frac{\Delta\sigma_{si} h_i}{E_{si}} \quad (3-20)$$

式中： σ_x ——下卧层顶面的荷载平均应力；
 B ——复合土体上加荷宽度；
 L ——复合土体上加荷长度；
 n ——地基压缩层范围内计算划分的全部分层数；
 $\Delta\sigma_{si}$ ——下卧土 i 层的附加应力增量。

(2) 等效实体法

等效实体法是将复合土体视为一局部的实体，犹如墩式基础。作用其上的荷载扣除周边摩阻力 f 后直接传至实体底面。故作用于下卧土层顶面的荷载应力为：

对于空间问题：

$$\sigma_x = \frac{BLP - (2B + 2L)hf}{BL} \quad (3-21)$$

对于平面问题：

$$\sigma_x = p - \frac{2hf}{B} \quad (3-22)$$

式中： f ——复合土体周边摩阻力。

(3) Mindlin-Geddes 法

Kirsch (1984), Balaam N.P 和 Booker J.R (1985) 基于 Boussinesq 解和 Geddes 解提出了下卧层沉降量的计算方法。黄绍铭 (1991) 建议采用下述方法计算下卧层沉降 S_x ：桩体承担的荷载在地基中产生的竖向应力采用 Geddes 对 Mindlin 解的积分来计算，桩间土承担的荷载在地基中产生的竖向应力用 Boussinesq 解，然后把两者应力叠加得到总的竖向应力，再按有限压缩层模型用分层总和法计算 S_x 。刘利民 (1996) 在其基础上，假定桩身荷载全部由桩侧阻力承担且为矩形侧阻和三角形侧阻的组合（两者之比为 β ）来表示，依据桩土位移协调法求取 β_0 ，桩间土荷载在复合地基中产生的竖向附加应力由建立在 Boussinesq 解基础上的角点法求出，桩体荷载在复合地基中产生的竖向附加应力应用 Geddes 解求取，再用单向分层总和法来计算复合地基沉降。李静文 (1993)、张小平 (1999)、李仁民 (2002) 依据对桩体桩身应力传递特性，分析了桩身摩阻力的分布规律，将桩侧摩阻力简化为三角形分布，提出桩间土承担的荷载在地基内产生的竖向附加应力用 Boussinesq 解求取，桩体荷载在地基内产生的附加应力为用 Mindlin 解求取，考虑应力叠加效应，利用线性叠加原理，再求出群桩荷载作用下地基内的附加应力，最后由单向分层总和法计算复合地基最终沉降量。

(4) 当层法

将复合土层视为地层中的一土层，作为双层地基处理求下卧土层中的应力分布。通常可将复合土层换算为与下卧土层压缩模量相同的当量土层的厚度，如此可将复合的双层地基转化为相应的均质地基。以荷载作用于当层顶面计算下卧土层内的应力分布。当层厚度 h_1 按下式计算：

$$h_1 = h\sqrt{E_{sp}/E_x} \quad (3-23)$$

式中： h_1 ——复合土层的当层厚度；

h ——复合土层的厚度。

(5) 双层地基法

宋文刚(1993)利用弹性地基梁理论和 Griffith 理论计算分析提出了天然双层地基应力扩散系数的计算方法，徐洋(2002)沿用宋文刚的思路，在用弹性地基梁理论分析平面应变条件下复合地基应力扩散效应机理基础上，用 Hetenyi 解答代替弹性地基梁公式，提出了应力扩散系数的计算公式。叶观宝(2001)将桩土复合体视为一变形等效的复合均质土层，将复合地基作为下卧软土层的双层地基，考虑整个地基内的应力分散性，将临界桩长引入分层总和法计算复合地基沉降，只计算临界桩长的沉降量，临界桩长以下的桩身范围，认为桩身不压缩，随下卧层变形而下降。另外，李杰、方永凯(1989)根据室内模拟试验，认为桩顶附近两倍桩径深度范围内有应力集中现象，建议复合地基沉降分三部分计算，即深度为 $0-2D$ ；深度为 $2D-h$ ， h 为加固区厚度；深度为 h -压缩层厚度。他们建议第 2 部分土层压缩量采用复合模量法计算，第 3 部分土层即下卧层压缩量采用普通的分层总和法计算。郝玉龙(2001)指出复合地基沉降主要是下卧层的沉降，采用传统的方法计算下卧层沉降，计算所得总沉降是实测沉降值的三倍左右，提出考虑下卧层土的结构性进行计算，在计算中按实际的应力水平选取不同的设计参数，即应力低于土体结构屈服应力时选用弹性压缩指数；当超过土体结构屈服应力时选用压缩指数。邓修甫(2003)提出碎石桩复合地基沉降量分为鼓胀段、非鼓胀段和下卧层三部分计算，平面应变条件下非鼓胀段的沉降量为：

$$S_x = \frac{(H-h)(1+\mu)(1-2\mu)K_s PL_s}{E(1-\mu)[K_s d + K_p(L_1-d)]} \quad (3-24)$$

3.3 桂林岩溶区复合地基承载力与沉降计算中存在问题

3.3.1 负摩阻力

在复合地基设计中，负摩阻力的问题往往易被设计人员所忽略。正常情况下，桩顶受竖向荷载下沉，桩侧土体对桩产生与桩的位移方向相反的摩阻力，这称之为正摩阻力；而当桩侧土体因某种原因而下沉的沉降量大于桩的沉降量时，桩周土对桩产生与位移方向一致的摩阻力，即为负摩阻力。负摩阻力的起因在于桩周土体的沉陷，桂林岩溶区复合地基

桩体在以下几种情况可能产生负摩阻力：

(1) 位于桩周的欠固结粘土或新填土在重力作用下产生固结；

(2) 由于地下水位全面降低（例如长期抽取地下水），致使土体有效应力增加，因而引起土层大面积沉降；

(3) 溶洞塌陷、土洞塌陷等造成的上部土体沉降而产生的负摩阻力问题。

桩负摩阻力对桩工作的影响表现为^[73]：

(1) 作用于桩侧表面的总负摩阻力（下拉荷载）有可能使桩的负荷过大，从而使桩基的沉降过大或桩身结构受到损坏；

(2) 由于桩承担了一部分土体重量，即负摩阻力减小了桩端标高处的有效覆盖压力，可能导致桩端阻力降低；

(3) 当建筑物的部分基础或同一基础中部分桩发生负摩阻力，将出现桩群的不均匀沉降，致使上部结构损坏。

负摩阻力形成了对桩基的附加荷载，造成桩身轴力的增大并使得桩身最大轴力不出现在桩顶，而是出现在中性点处，但是岩溶区地基中土洞、塌陷没有确定发生的位置，使中性点的位置也存在很大的可变性，从而降低了桩身强度的安全度。桩的负摩阻力是个较复杂的问题，到目前为止，尚没有很完善的理论方法或经验方法进行计算。

3.3.2 复合地基中相对软弱夹层的验算^[74]

桂林岩溶区不良地质发育且地层较复杂，当被处理的地基由多层土组成，且下部土层相对上部更软弱时，应该进行复合地基中软弱夹层强度的验算。

例如，假设地基土层如图 3.1 所示，设计中要求复合地基承载力特征值 f_{spk} 达到 180 kPa，已知搅拌桩的桩径为 $\phi 500$ ，若已确定单桩承载力 $R_a=100$ kN，则地基中软弱夹层的强度按地基处理规范的规定，由式 (3-7) 复合地基承载力特征值 f_{spk} 为：

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

将相关参数 $f_{spk}=180$ kPa， $f_{sk}=120$ kPa， $R_a=100$ kN， $A_p=0.196$ m² 代入式 (3-7)，并取 $\beta=0.9$ ，计算得到的置换率 $m=17.9\%$ ，取 $m=18\%$ 。第 1 层及第 3 层复合地基的承载力特征值 f_{spk} 都将达到 180 kPa。将 $m=20\%$ ， $f_{sk}=60$ kPa 代入式 (3-7)，得到第 2 层复合地基（厚度 1.0m）的承载力特征值 $f_{spk}=136.11$ kPa，那么，第 2 层复合地基将构成第 1 层复合地基的软弱下卧层，必须进行软弱下卧层强度验算，其验算方法可按 GB50007-2002 《建筑地基基础设计规范》的有关规定进行。若验算不满足，则必须提高置换率 m 直到满足为止。

若在处理前的设计中，直接以第 2 层土作为设计依据，即采用第 2 层土的 $f_a=60$ kPa 作为 f_{sk} 的值代入式 (3-7) 求置换率 m ，这样又显得偏保守，等于没有考虑第 1 层土强度

相对较高的有利因素。

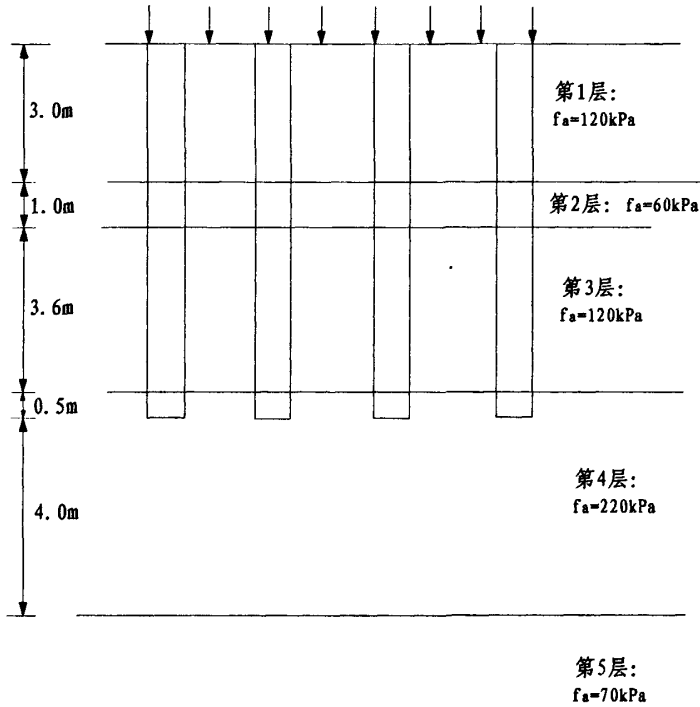


图 3.1 搅拌桩复合地基示意图

3.3.3 软弱下卧层验算

JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》第 11.2.8 条中规定：“当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层，应按现行国家标准 GB50007-2002《建筑地基基础设计规范》的有关规定进行下卧层承载力验算”。当复合地基桩体置换率较大 ($m > 20\%$)，将搅拌桩和桩间土视为一个假想的实体基础，验算假想基础底面（下卧层地基）的承载力，最常见的推荐验算公式如下^[75,76]

$$f' = \frac{f_{spk}A + G - \bar{q}_s A_s - f_{sk}(A - A_1)}{A_1} < f \quad (3-25)$$

- 式中：
- f' ——假想实体基础底面压力，(kPa)；
 - f_{spk} ——复合地基承载力，(kPa)；
 - A ——加固地基面积，(m^2)；
 - \bar{q}_s ——假想实体基础侧壁上的平均摩阻力，(kPa)；
 - f_{sk} ——假想实体基础边缘软土的承载力，(kPa)；
 - G ——假想实体基础自重，(KN)；
 - A_s ——假想实体基础的侧面积，(m^2)；

A_1 ——假想实体基础的底面积, (m^2);

f ——假想实体基础底面经修正后的地基承载力, (kPa)。

在式(3-25)中,把复合地基当成一个实体基础进行验算,那么验算的实质,其实就是相当于常规浅基础中的基础底面压力验算(或者是地基持力层强度验算)。若复合地基如图3.1所示,在复合地基下卧层(即第4层)以下还存在第5层软塑粘土,其 $f_a=70kPa$,那么,还应该把第5层当成软弱下卧层,并按GB50007-2002《建筑地基基础设计规范》第5.2.7条对其进行软弱下卧层验算,并且,《建筑地基基础设计规范》式(5.2.7-3)中的 p_k 就是式(3-25)中 f' 。在工程实践中,人们往往易忽略对如第5层这样的软弱下卧层进行验算,因为有关的规范或手册中均没有提及。

3.3.4 沉降验算

复合地基的变形包括复合土层加固区的平均压缩变形 S_{sp} 与桩端下未加固土层的压缩变形 S_x 。对 S_{sp} 的计算,JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》第11.2.9条规定的较明确;而对 S_x 的计算则要求按GB50007-2002《建筑地基基础设计规范》的有关规定进行。问题的关键是,桩端下未加固土层顶部(下卧层顶部)的附加压力较难确定,通常采用以下方法。

(1) 实体深基础法

将复合地基桩体和桩间土视为一个假想的实体基础,作用在桩端下未加固土层顶部(下卧层顶部)的附加应力 p_0 为:

$$p_0 = f' - \sigma_{cz} \quad (3-26)$$

式中 f' ——假想实体基础底面压力,同式(3-25)的计算, (kPa);

σ_{cz} ——未加固土层顶部土自重应力, (kPa)。

用该法求下卧层顶面的附加应力 p_0 ,具有一些不合理的因素。在实际设计计算中发现:当搅拌桩相对较长,被处理的面积尺寸相对较小时,计算的附加应力 p_0 有时为负值,这就意味着 $S_x=0$;而所有的条件均不变,仅仅加大被处理的面积尺寸,计算的附加应力 p_0 就有可能为正值,且面积尺寸越大,附加应力 p_0 也越大。原因主要是被处理的面积尺寸越小,实体基础的侧表面积反而相对越大,即 $\bar{q}_s A_s / A_1$ 越大,由式(3-25)计算得到的实体基础底面压力 f' 就越小,甚至为负值。因此,当遇到计算的附加应力 p_0 为负值时,并不是说 $S_x=0$,只是此时实体深基础法不太适合,建议按应力扩散法计算 p_0 。

(2) 应力扩散法

将复合地基视为双层地基,由加固区土层和下卧层土层组成。复合地基上作用荷载 p ,通过加固区土层产生应力扩散,应力扩散角为 θ ,下卧层顶部附加应力 p_0 的计算,可参照GB50007-2002《建筑地基基础设计规范》中的式(5.2.7-2)或式(5.2.7-3)进行。但应力扩散角 θ 的选取,是否能按地基规范的表5.2.7中选用值得探讨,有待于进一步的试

验或实践验证。

复合地基的沉降计算,目前尚无成熟的方法,建议按实体深基础法和应力扩散法分别进行计算,取两者的大值。有条件的话,建议进行沉降变形观测,并将计算结果与实测结果对比以积累经验。

3.4 桂林岩溶地区复合地基承载力与变形计算

3.4.1 桂林岩溶发育区复合地基承载力计算

目前,桂林岩溶区采用的复合地基类型主要有:素混凝土桩(CFG桩)复合地基、搅拌桩复合地基、旋喷桩复合地基等,在无不良地质作用场地区,初步可按式(3-7)进行复合地基承载力设计,但在桂林岩溶发育区常发育有土洞、塌陷及下部软流塑软土,由前文2.1.5桂林岩溶区复合地基形成机理分析可知,在这些不良地质作用发育区采用复合地基时,其桩侧土体提供的侧阻力极小甚至为零(土洞),且还有负摩阻力影响,则其单桩承载力主要由端阻力提供,因此其单桩竖向承载力宜按下式估算取小值:

$$R_s = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p = q_p A_p \quad (3-27)$$

$$R_s \geq f_{cu} A_p / 3$$

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);

l_i ——第*i*层土的厚度(m);

f_{cu} ——桩体混合料试块抗压平均值(kPa)。

此时,复合地基初步设计地基承载力可按下式估算:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = m \frac{R_a}{A_p} \quad (3-28)$$

在发育有土洞、塌陷及下部软流塑软土等不良地质作用的地基采用复合地基时,根据前文3.3.1负摩阻力分析及3.3.2复合地基中相对软弱夹层的验算分析,尚应对可能产生负摩阻力的地基进行处理及对地基中软弱层进行强度验算。同时,在不良地质作用发育的场地采用复合地基加固地基时,即使是同一建筑场地,也应根据场地不良地质发育的实际情况分区进行设计计算,以满足建筑需求,工程实例见本文第6章。

3.4.2 桂林岩溶发育区复合地基沉降变形计算

由于岩溶发育区上覆土层厚度一般较薄,桂林复合地基处理深度一般加固至下伏基岩面。复合加固土层沉降 S_{sp} 可按式(3-8)复合模量(E_{sp})法进行计算,局部场地土层较

厚时，宜采用应力扩散法对复合地基下卧层沉降 S_x 进行计算，工程实例见本文第6章。

桂林岩溶区下伏基岩面起伏大，在进行沉降验算时尚应对下伏基岩起伏较大区域进行不均匀沉降验算，以确保建筑可靠安全。

第4章 复合地基稳定性分析

与承载力研究和变形研究相比,复合地基的稳定性问题还是一个较少涉及的研究方向。究其原因,首先在实际工作中,地基基础的问题通常都简化成了承载力和变形的问题,稳定性问题并不突出;其次目前尚未有分析复合地基稳定性的较为成熟的理论和切实可行的方法。但是,实际工程中往往会遇到一些地基特别软弱或者工程地质条件特别复杂的情况(如岩溶地基、洞室地基),在这种情况下对复合地基的稳定性进行分析评价以及在必要时采取相应的措施是很有必要的。因此在复合地基的稳定性分析方面做一些探讨和尝试具有理论和实际意义^[77]。

复合地基的稳定性可归结为单桩桩体稳定性、群桩稳定性、复合地基覆盖岩溶临空面的稳定性、洞室复合地基稳定性等。

4.1 复合地基单桩稳定性分析

桩屈曲破坏的早期研究表明(Forsell, 1918和Granhholm, 1929),除了打入极软弱的土层中的细长混凝土桩等外,一般都可以不考虑桩的屈曲问题。但是随着对复合地基承载力要求的提高,复合地基中桩体变得较为细长,因此必须慎重考虑桩的屈曲失稳问题。Lee(1968)^[78]的室内钢桩、铝桩模型试验就证明了在软弱土层中桩的屈曲失稳是可能的。

在普通钢筋混凝土桩的稳定性分析方面,有研究人员进行了一些研究工作。傅朝方^[79]的研究表明,桩侧正摩阻力有利于桩的稳定,可以提高临界荷载,桩侧负摩阻力会降低桩的临界荷载,忽略桩侧负摩阻力的影响显然是危险的。杨维好^[80]将桩侧摩阻力简化为线性变化的荷载,土的侧向约束由Winkler地基假设按“m”法^[81]确定,通过推导和数值计算,得到了桩顶弹性嵌固、桩端为固端时在桩顶集中荷载和桩侧摩阻力作用下竖向稳定性问题的数值解。赵明华^[82,83]运用最小势能原理导得了部分或全部埋入桩计入桩侧摩阻力时基桩屈曲问题的理论解。

但是复合地基中的单桩稳定性分析需全面考虑以下因素:由于桩侧存在负摩擦力和正摩擦力,所以桩身的轴力是变化的;桩间土对桩身的侧向约束力与桩身的侧向变形大小有关,类似于弹簧约束;由于桩顶并不嵌入基础中,桩端也不嵌入岩石中,所以桩顶和约束都不能视为固定,而是弹性约束。所以完全考虑上述影响因素的临界力计算非常困难,目前尚未见相关文献报道。

4.2 复合地基群桩稳定性分析^[77]

复合地基的群桩整体稳定性可以采用圆弧分析法计算。在圆弧分析法中,假设复合地

基的滑动面是通过加固区和未加固区的圆弧，在滑动面上，总滑动力矩记为 M_S ，总抗滑力矩记为 M_R ，则沿该圆弧滑动面发生滑动破坏的安全系数 K 为：

$$K = \frac{M_R}{M_S} \quad (4-1)$$

1. 建筑物基础埋深为零时复合地基群桩稳定性分析

当建筑物的基础埋深为零时，圆弧分析法的计算原理如图 4.1 所示。

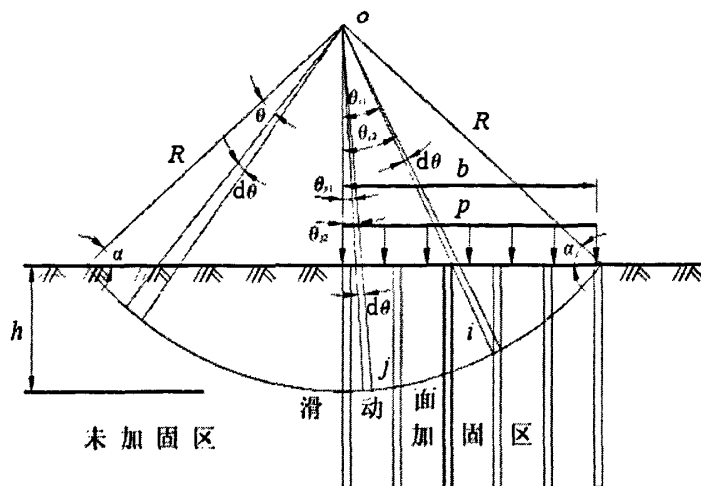


图 4.1 圆弧分析法（基础埋深为 0）

(1) 不考虑桩体对地基抗滑的作用

复合地基在外荷载 p 的作用下相对于滑动圆弧圆心 o 的总滑动力矩 M_S 为：

$$M_S = \int_0^b p x dx = \frac{1}{2} p b^2 \quad (4-2)$$

当不考虑桩体对地基抗滑的有利作用时，在外荷载 p 的作用下复合地基相对于滑动圆弧圆心 o 的总抗滑力矩 M_R 为：

$$M_R = 2 \int_0^{\pi/2-\alpha} \tau_s R \cdot R d\theta = 2\tau_s R^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) = \frac{2\tau_s \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) b^2}{\cos^2 \alpha} \quad (4-3)$$

因此，滑动破坏的安全系数 K 可表示为：

$$K = \frac{M_R}{M_S} = \frac{2\tau_s \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) b^2 / \cos^2 \alpha}{p b^2 / 2} = \frac{\tau_s (\pi - 2\alpha) b^2}{p b^2 \cos^2 \alpha} \quad (4-4)$$

为求最危险的滑动面，在式 (5.4) 中令 $\frac{dK}{d\alpha} = 0$ 可得：

$$\frac{dK}{d\alpha} = \frac{4\tau_s}{p} \left[(-1) \frac{1}{\cos^2 \alpha} + (\pi - 2\alpha) \frac{\sin \alpha}{\cos^3 \alpha} \right] = 0 \quad (4-5)$$

由式 (4-5) 可得：

$$(\pi - 2\alpha) \sin \alpha - \cos \alpha = 0 \quad (4-6)$$

式 (4-6) 可以采用牛顿迭代法求解, 解得 $\alpha = 0.403\text{rad}$, 由此可得:

$$h = R(1 - \sin \alpha) = b(1 - \sin \alpha) / \cos \alpha = b(1 - \sin 0.403) / \cos 0.403 = 0.66b \quad (4-7)$$

以上式 (4-2) ~ (4-7) 中, b 指基础宽度, h 指滑动面最深处的埋深, τ_s 指土的抗剪强度, R 指滑动圆弧的半径。由式 (4-7) 可知, 最危险的滑动圆弧会通过基础边沿下深度为基础宽度的 2/3 处。

(2) 考虑桩体对地基抗滑的作用

上述推导过程并未考虑复合地基中桩体对复合地基抗滑力矩的有利作用, 若考虑这一作用, 则 M_R 应为:

$$M_R = \sum_{i=1}^{n_1} \left(\int_{b_{i1}}^{\theta_{i2}} \tau_p \cdot R \cdot R d\theta \right) + \sum_{j=1}^{n_2} \left(\int_{b_{j1}}^{\theta_{j2}} \tau_s \cdot R \cdot R d\theta \right) \quad (4-8)$$

式中: τ_s —— 桩间土抗剪强度 (kPa);
 τ_p —— 桩体抗剪强度 (kPa);
 n_1, n_2 —— 分别为土的块数和桩数。

其它符号的意义见图 4.1 所示。

计算出 M_R 后, 按式 (4-1) 和 (4-2) 即可得到复合地基滑动安全系数 K 。

因为桩体的抗剪强度比土体的抗剪强度大得多, 所以从式 (4-8) 可以看出, 桩体的存在, 可以增大抗滑力矩, 因此复合地基可以提高天然地基的抗滑稳定性。

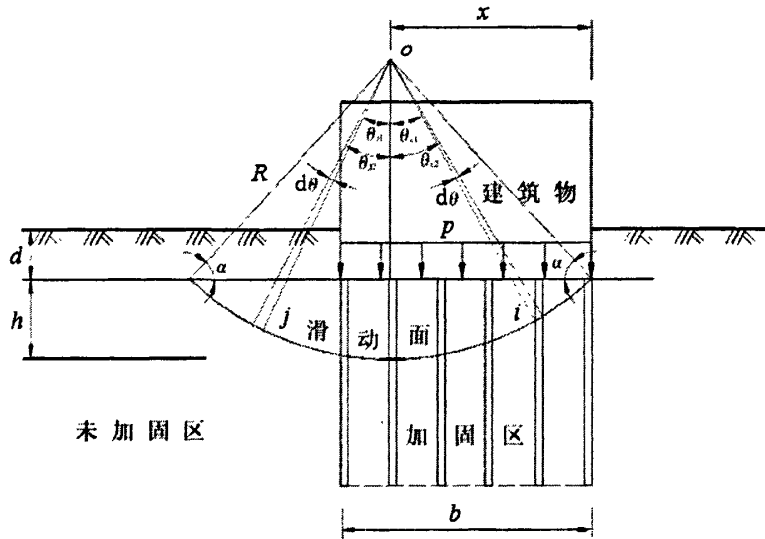


图 4.2 圆弧分析法 (基础埋深不为 0)

2. 建筑物基础埋深不为零时复合地基群桩稳定性分析

当建筑物的基础埋深不为零时, 圆弧分析法的计算原理如图 4.2 所示。

(1) 不考虑桩体对地基抗滑的作用

复合地基在外荷载 p 的作用下相对于滑动圆弧圆心 o 的总滑动力矩 M_s 为:

$$M_s = \frac{1}{2} px^2 - \frac{1}{2} p(b-x)^2 = \frac{1}{2} pb^2 + pbx \quad (4-9)$$

当不考虑桩体对地基抗滑的有利作用时,在外荷载 p 的作用下复合地基相对于滑动圆弧圆心 o 的总抗滑力矩 M_R 为:

$$M_R = 2 \int_0^{\pi/2-\alpha} \tau_s R \cdot R d\theta = 2\tau_s R^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) = \frac{2\tau_s \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) x^2}{\cos^2 \alpha} \quad (4-10)$$

因此,滑动破坏的安全系数 K 可表示为:

$$K = \frac{M_R}{M_s} = \frac{2\tau_s \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) x^2 / \cos^2 \alpha}{\frac{1}{2} pb^2 + pbx} = \frac{\tau_s (\pi - 2\alpha) x^2}{\left(\frac{1}{2} pb^2 + pbx\right) \cos^2 \alpha} \quad (4-11)$$

为求最危险的滑动面位置,在式(3.11)中令 $\frac{dK}{d\alpha} = 0$ 可得:

$$\frac{dK}{d\alpha} = \frac{2\tau_s x^2}{pb^2 + 2pbx} \left[(-2) \frac{1}{\cos^2 \alpha} + (\pi - 2\alpha) (-2) \frac{\sin \alpha}{\cos^3 \alpha} \right] = 0 \quad (4-12)$$

由式(4-12)可解得 $\alpha = 0.403\text{rad}$,最危险的滑动圆弧仍将会通过基础边沿深度为基础宽度的 $2/3$ 处。

(2) 考虑桩体对地基抗滑的作用

上述推导过程并未考虑复合地基中桩体对复合地基抗滑力矩的有利作用,若考虑这一作用,则 M_R 仍可采用式(4-8)计算。计算出 M_R 后,按式(4-1)和(4-2)即可得到复合地基滑动安全系数 K 。

4.3 岩溶区复合地基稳定性分析

复合地基因其良好的适应性也被用于有岩溶发育以及存在地下空区或者防空洞等的洞室地基中。在岩溶发育区,根据岩溶发育的形态及与桩体的相互关系,岩溶地区复合地基的稳定性问题可分为两大类:一类是桩端底落在溶沟、溶槽、石芽等形成的陡峭的岩壁上,这时复合地基的稳定性问题实质为覆盖岩溶临空面的稳定性问题;另一类是桩端下部存在有各种形态的溶洞,在这类地基中,如果洞室埋藏较浅,可将桩穿越洞室;如果洞室埋藏较深,桩身就不能穿越洞室,在这种情况下,就必须洞室顶板的稳定性进行分析和评价。这时复合地基的稳定性问题实质为桩端下溶洞顶板的稳定性问题。

4.3.1 覆盖岩溶临空面的稳定性问题

在覆盖岩溶场地,由于溶槽、溶沟、石芽、落水洞和漏斗等岩溶现象的存在,使得基岩岩面起伏很大,在槽谷或裂隙边缘常形成陡峭的岩壁。当建筑基础落在陡壁边缘时,陡壁相对于基础就构成临空面,称这种临空面为“覆盖岩溶临空面”^[84]。它是指覆盖岩溶场地中建筑物基底压力影响范围内具有陡倾角土岩交界面的一种岩土组合地质体。当桩体

埋置在基岩上时,有可能使基础沿岩体中临空的软弱结构面产生滑动,造成失稳。可见,覆盖岩溶临空面的稳定性问题实际上是复合地基抗滑稳定性问题。

对于存在岩溶临空面的情况,实际工程中常遇到,因而覆盖岩溶临空面的稳定性问题也是在设计施工中需要重视的问题。

由于临空面被松软土层覆盖,因此,在稳定性分析中对覆盖岩溶临空面应考虑土层、地下水对坡体侧向和垂向的压力。

4.3.2 洞室顶板的稳定性问题

由于岩溶发育的不均一性和复杂性,随着复合地基在岩溶地区的普遍应用,使勘察、设计、施工都面临着许多新问题。根据岩溶发育的形态与桩的关系,岩溶地区桩端下部存在有各种形态的溶洞时的问题实质是溶洞顶板稳定性问题。在我国的溶洞顶板稳定性研究中,主要集中在评价方法及其影响因素上。洞穴顶板稳定问题是一个复杂的问题,岩溶洞穴实质上是一种自然水动力开挖的隧道,其顶板自然形态多样、地质条件复杂多变、外在因素的影响程度和范围也不尽相同,给溶洞顶板稳定性研究和分析评价带来了困难。近年来在该领域内的研究取得较大进展,对岩溶洞穴地基稳定性的分析评价经历了从定性一半定量一定量的过程,在溶洞顶板稳定性力学模型、数学模型及计算方法的研究得了一些成果^[85]。目前溶洞顶板稳定性分析多见于桩基础的稳定性分析,有关复合地基溶洞顶板稳定性分析研究成果还比较少见。

4.3.2.1 稳定性影响因素分析

根据我国在岩溶地区工程建设中处理基岩洞穴顶板的实践经验认为^[86,87],评价溶洞顶板稳定性必须分析两个因素:一是内在因素,包括场地的工程地质条件、溶洞顶板的厚度、跨度及形态、岩层产状、节理裂隙状况,以及岩石的物理力学指标等。二是外在因素,包括受载状况(时间长短、荷载大小、动载或静载)、岩石含水量及温度变化影响,以及洞内水流搬运的机械破坏作用。所以在考察溶洞顶板稳定性时,不仅考察其内在固有影响因素,更重要的是考察其外在条件的改变。

很多专家在对溶洞顶板稳定性分析时试图对其影响因素进行评价^[88-92]。程晔、曹文贵^[89]在评价溶洞顶板稳定性时试图对影响因素进行分级,然后利用专家打分法和模糊数学对影响因素量化;黄润秋、陈尚桥^[90,91]采用数值模拟法进行稳定性评价时,利用枚举法对一些影响因素回归分析,得出了一些关系式。这些对于具体工程有指导的意义,却也有诸多限制,因为具体工程地质条件差别比较大,外在因素不尽相同。

①岩石地基构造的存在,总体来说对溶洞顶板稳定性不利。

断裂构造的力学性质、规模、构造岩的胶结特征、裂隙发育程度及与其他构造的组合关系,在一定程度上决定了溶洞顶板地基的稳定性。张性或张扭性断裂的断裂面较粗糙,

裂口较宽,构造岩多为角砾岩、碎裂岩等,胶结较差,结构松散,透水性较强,对岩溶地基稳定性不利;而压性或压扭性断裂的裂面较平直、光滑、裂口闭合、胶结较好、结构较致密、透水性较差,不利于地下水活动,对地基稳定性影响较小。

褶皱在纵弯褶皱作用下,容易在转折端处形成空隙,同时在褶皱核部易形成共轭剪节理及张节理,这些部位的空隙及裂面粗糙,胶结较差,地下水活动较频繁,对溶洞顶板稳定性不利,而平缓的大型褶皱,对地基稳定性影响较小。当含溶洞岩石地基中存在结构面,如节理等,对其稳定性不利。结构面的性质、成因发展、空间分布及组合形态,是影响稳定性的重要因素。一般来说,次生破坏夹层比原生软弱夹层的力学性质差得多,如再发生泥化作用,则性质更差。若溶洞周边处出现两组或两组以上倾向不同斜交的结构面,就有可能产生坍落或滑动。

②岩石物理力学性质

岩石的物理力学性质对溶洞顶板稳定性起着重要作用。在多数岩体工程的稳定性分析中,一个重要的影响因素便是岩石的物理力学性质。当岩石呈厚层块状、质纯、强度高时,并且岩石的走向与溶洞轴线正交或斜交,倾角平缓,对地基稳定性有利;反之,对地基稳定性不利。

当溶洞顶板和支座处岩层比较完整,层理较厚、强度较高而洞跨较大时,结构力学近似评价法认为岩石的抗拉强度对顶板稳定性起主要作用,文献[90]对砂岩顶板模拟了岩石抗拉强度和洞室最小安全厚度的关系,认为它们满足下面指数关系:

$$H = 33.91e^{-1.86R_t} \quad (4-13)$$

式中, H 为顶板最小安全厚度, R_t 是岩石抗拉强度。

但当溶洞顶板岩石节理裂隙发育时,对稳定性起作用的不再是完整岩石的强度,而应当是节理或破损岩体的抗拉强度。

③溶洞形态对稳定性的影响

洞体小(与基础尺寸相比)呈竖向延伸的井状、单体分布、埋藏较深时,对稳定性有利,洞径大、呈扁平状、复体相连、埋藏较浅时对顶板稳定性不利。其中,洞跨对溶洞顶板稳定性影响很大,黎斌、范秋雁用三维有限单元法对桩基础下的溶洞顶板进行应力分析计算,并采用多元线性回归的方法求得基础下溶洞顶板最小安全厚度与溶洞大小和单桩设计荷载之间的关系式,认为洞跨在所有因素中起最主要的作用^[88]。

文献[91]通过对30种不同因素组合情况的数值模拟,洞跨 L 和顶板最小安全厚度 H 的关系满足指数函数关系:

$$H = 2.924e^{0.0548L} \quad (4-14)$$

另外,溶洞顶部拱的形状对顶板稳定性也有影响,顶板呈板状或拱状,对稳定有利,当顶板有悬挂岩体、被裂隙切割且未胶结,对稳定不利。

前面三条分析了影响溶洞顶板稳定性的内在因素,它们在具体的工程条件中是固定的,短时间内不会改变的固有的因素,本文中称为固有因素,是决定着溶洞顶板稳定性的

本质的条件。

④地下水的影响

地下水是影响溶洞顶板稳定性的重要因素，地下水的活动将降低岩体结构面的强度。当水位变化较大或有承压水时，可改变地基溶洞周围的应力状态，从而影响溶洞顶板的稳定性。地下水的活动对溶洞顶板稳定性有多大程度的影响，少有专家进行研究。对于岩溶土洞，研究认为水活动是土洞塌陷的首要因素，抽取地下水、坑道排水、地表水入渗等是导致多数土洞塌陷的主要原因。

⑤外加荷载的影响

由于在岩溶区进行建设的建筑物或构筑物日趋增多，评价外加荷载对溶洞顶稳定性的工程也越多，目前大多数的研究是针对于这种情况。外加荷载与溶洞顶板最小厚度有什么样的关系，通常采用综合评价的方法进行评估，没有定量的结论。

上面两条是对主因素的分析，其他主因素还有温度等。

4.3.2.2 稳定性评价方法分析

在我国评价溶洞顶板稳定性的方法中，针对桩基础主要分为定性法、半定量法和定量法，但这些方法各有其适用范围。

①定性法

定性分析方法主要以国内的相关规范为依据。在《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)第6.5.2条指出：在岩溶地区，当基础底面以下的土层厚度大于三倍独立基础底宽，或大于六倍条形基础底宽，且在使用期间不具备形成土洞的条件时，可不考虑岩溶对地基稳定性的影响；第6.5.4条指出：当溶洞顶板与基础底面之间的土层厚度小于本规范第6.5.2条规定的要求时，应根据洞体大小、顶板形状、岩体结构及强度、洞内充填情况以及岩溶水活动等因素进行洞体稳定性分析。当地质条件符合下列情况之一时，可不考虑溶洞对地基稳定性的影响：

- a. 溶洞被密实的沉积物填满，其承载力超过150kPa，且无被水冲蚀的可能性；
- b. 洞体较小，基础尺寸大于洞的平面尺寸，并有足够的支承长度；
- c. 微风化的硬质岩石中，洞体顶板厚度接近或大于洞跨。

以上条文规定是针对浅基础而言的，对于桩基础《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)中第8.5.5条指出：嵌岩灌注桩桩端以下三倍桩径范围内无软弱夹层、断裂带、洞隙分布，《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)中第3.2.3.5条指出：当存在软弱下卧层，桩基以下硬持力层厚度不宜小于四倍桩径。

《岩土工程勘察规范》(GB50021—2001)第5.1.10条也作出了与《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)第6.5.2条和6.5.4条内容相似的规定，对于桩基础，在第5.1.6条中规定：对岩溶区布置大直径嵌岩桩，勘察深度应不小于底面以下桩径的三倍并不小于

5m。

《高层建筑岩土工程勘察规范》(JGJ72—900)、《重庆工程地质勘察规范》(DB50/5005—1998)和《火力发电厂工程地质勘察规范》(DLJ2—80)等都给出了相关的规定。

②半定量评价方法^[86,87,93,94]

半定量法是采用半定量的近似的结构力学分析方法,包括抗弯验算、抗剪验算法、极限平衡法、厚跨比法以及利用顶板坍塌物堵塞溶洞来估算溶洞完整顶板和不完整顶板的安全厚度,以此来评价溶洞顶板的稳定性。

a. 顶板厚跨比法

该法根据近似的水平投影跨度 L 和顶部最薄处厚度 h ,求出厚跨比 h/L ,作为安全厚度评价依据,不考虑顶板形态、荷载大小和性质。因水平洞顶比拱形差,当顶板较完整时,可将水平洞顶板的厚度 h 与跨度 L 之比为最小者作为评价完整顶板安全厚度的判别值,由经验知 $h/L \geq 0.5$ 是安全的,一般可取 $h/L \geq 1.0$ 作为安全界限。

b. 结构力学近似分析法

按梁板抗弯估算安全厚度。结合顶板厚跨比值,抗弯厚度的估算可采用梁板拱的简化计算模型。当溶洞顶板和支座岩层比较完整,层理又较厚,强度较高,洞跨较大,弯矩是主要控制条件时,可按梁板受力情况计算 h ,所得 h 再加适当的安全系数即为顶板的安全厚度。

利用剪切概念估算顶板安全厚度。当溶洞顶板完整、岩层较厚、强度较高,但洞跨较小、剪力为主要控制因素时,采用这种估算法。设路基或桥基范围内溶洞顶板总荷载(自重和附加荷载)为 q ,该范围内顶板抗剪力为 T ,据极限平衡条件:

$$q - T = 0, T = \tau \cdot h \cdot L, \text{ 则 } h = \frac{q}{\tau \cdot L} \quad (4-15)$$

式中: τ 为岩体允许抗剪强度的 1/12, L 为溶洞的平面周长。

c. 散体理论分析法^[95-97]

借助于隧道工程设计中采用的松散介质力学平衡理论,结合地质条件,简化引用。

坍塌堵塞法:适用于顶板严重风化,裂隙发育,有可能坍塌的溶洞、土洞。该方法认为洞顶顶板岩层破碎,顶板坍塌后变为松散体,体积增大,当坍落向上发展到一定高度时,洞体被塌落体自行填满,使坍塌不再发展。塌落高度加上部荷载作用所需的顶板厚度,便为顶板安全厚度。塌落高度可由下式确定

$$H = \frac{H_0}{K - 1} \quad (4-16)$$

式中: H 为塌落高度, H_0 为洞体高度, K 为岩体碎胀系数,碳酸岩取 1.2。

经验公式法:松散层坍塌形成空洞,引起围岩强度降低,围岩应力重分布及洞穴应力释放,形成松弛带,具有平衡拱作用。据大量隧道塌方统计,经验公式为

$$h = 0.45 \cdot W \times 2^{6-S} \quad (4-17)$$

式中: h 为垂直荷载计算高度, W 为洞穴宽度影响系数, S 为围岩类别。

d.按破裂拱概念计算

溶洞顶板若成天然拱形,塌落前处于平衡状态,可认为顶板将成拱形塌落,拱上岩体由拱自身承担,其所需厚度加上部荷载作用所需的厚度即为顶板安全厚度。塌落高度公式为:

$$H = \frac{b + H_0 \operatorname{tg}(90^\circ - \varphi)}{f} \quad (4-18)$$

式中: H 为塌落高度, H_0 为洞体高度, b 为溶洞跨度之半, φ 是顶板岩石内摩擦角, f 是溶洞围岩坚实系数。

e. 试验测试法

电阻应变片测试法对已查明的浅层洞体,为验证在外荷载下洞顶板岩体的应力状态或已知裂隙面的变形情况,可在洞顶施加载荷,沿纵横洞轴方向贴设电阻应变片及布置挠度量测,在加荷过程中追踪测量。根据测得的最大应力与岩体抗剪强度对比,若后者大于前者的 5~10 倍,则认为岩溶洞体的顶板是可靠的。为了解顶板岩体中某些裂隙处是否存在应力集中及明显的变形,可在裂面上及其一侧分别贴电阻应变片量测,若二者无明显差别,则说明裂隙的存在并不影响顶板整体受力。

f. 载荷试验法

在有代表性的浅层洞体上,将顶板岩体修凿呈一梁状,有条件时在底面和侧面也可贴设电阻应变片,并于其上分级加荷,观察其应力和变形。通过试验可以了解在特定条件下洞体的变形特征、破坏形式和顺序。此外,通过试验可以反求顶板岩体参数,建立它与岩样强度指标、岩体纵波速度等的相关性,借此评价其它溶洞顶板的稳定性。

③定量评价法

定量评价法是在取得详细的地质资料和岩土体准确的物理力学参数的情况下采用的评价方法,但是由于岩石地层的不规整、沿地层深度其岩性、岩溶发育程度、风化程度的差异性以及结构面和其它因素的影响,加之受到探测手段的局限,很难查清洞体与围岩的边界条件与性能指标,获得的参数和资料也存在与场地地层的差异。定量评价法因涉及岩土体力学参数和边界条件甚多且不易确定,故一般先由假定条件建立相应的物理力学模型或数学模型,再进行分析计算,依据结果对溶洞顶板稳定性作出评价和判断。

a. 稳定系数法^[98]

假定洞穴顶板岩土体为松散破碎,在其上部四周形成圆锥形破坏面和柱状塌落体,由朗肯土压力理论,求得塌落岩土体整个高度范围的圆柱体侧表面摩擦阻力 F 为:

$$F = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot \pi \cdot b \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + h \cdot \pi \cdot b \left[q \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 1 \right] \quad (4-19)$$

式中: γ 为岩土体的容重; c 为岩土体的粘聚力; φ 为松散体的内摩擦角; q 为均布外荷

载: b 为土柱横截面直径; h 为土柱高度。

设 K 表示岩溶地基稳定系数, 则:

$$K = F_1/F_2 = F_1/(W + J + P_0 + q + Q_v) \cdot 0.25\pi \cdot b^2 \quad (4-20)$$

式中: F_1 、 F_2 分别为抗塌力和致塌力; W 、 J 、 P_0 、 q 、 Q_v 分别表示岩土自重、地下水垂向渗流力、真空吸蚀力、附加荷载作用力、振动作用力, 都可以计算出。

当 $K > 1.5$ 时, 岩溶地基稳定; 当 $K \leq 1$ 时, 岩溶地基不稳定。

b. 普氏压力拱理论分析法^[99,100]

普氏压力拱理论分析法适用于上覆岩土层厚度 $h > (2.0 \sim 2.5)h_1$ (压力拱高) 的深埋溶洞顶板, 在岩土体中可以形成自然平衡拱 (压力拱, 塌落拱), 压力拱高 h_1 与洞跨度 $2b$ 和洞高 h_0 以及土层内摩擦角及坚固系数 f_i 有关, 压力拱高 h_1 和承载力 P_x 可以由下式计算出:

$$h_1 = \left[b + h_0 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \right] / f_i \quad (4-21)$$

$$P_x = \left[\frac{1}{K} R_u \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})(h_x - h_1) - 2Q_x \right] / L_x \quad (4-22)$$

$$L_x = \left[b + (h_0 + \frac{h_x}{2}) \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \right] \quad (4-23)$$

$$Q_x = \frac{L_x \cdot h_x \cdot \gamma}{2} - \frac{2}{3} h_1 \left[b + h_0 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \right] \cdot \gamma \quad (4-24)$$

式中: $f_i = \operatorname{tg}\varphi$ 可根据地质条件对 φ 进行修正后使用; h_x 为形成压力拱的岩土体厚度; K 为安全系数, 岩石取 $1.5 \sim 2.0$; L_x 为压力拱平均跨度; Q_x 为半个压力拱自重; γ 为岩土体的容重; R_u 为岩土极限抗压强度; 岩石取 $R_u = 10000 \operatorname{tg}\varphi$ 。

假设洞穴上顶板有均布荷载 q , 当 $q \leq P_x$ 时, q 全部由压力拱承担, 作用于洞顶垂直荷载 $q_v = \gamma \cdot h_1$; 当 $q \geq P_x$ 时, $q_v = \gamma \cdot h_1 + q - P_x$, 此时需要对增大洞穴顶板承载力进行验算。

c. 有限元数值分析法^[85,88,101,102]

有限元法是一种十分成熟的数值方法, 它几乎适用于所有的计算领域, 具有适用性强、处理非均质、非线性、复杂边界问题方便等突出优点。目前, 有限元法已广泛应用于地基基础工程、地下工程等领域, 是分析岩土工程问题最有效的方法之一。

此外定量法还有逐步判别分析法、模糊综合评判法等^[103,104]。

所有半定量或定量计算所基于的假定条件为: 溶洞顶板的岩体为均匀连续介质, 且不考虑节理裂隙的影响, 而对于岩体来讲, 岩体的结构对岩体的力学行为特性具有控制作用。因此, 若岩体中有较大的结构面, 其计算结果将有明显变化。实际存在的问题是, 因为溶洞岩体的特殊赋存环境, 取得有关岩体结构的信息十分困难。选用其它勘察方法如声波探测、地下透视雷达将有所帮助, 但溶洞岩体的埋藏较深, 有时范围较小, 方法的分辨率又成了一个限制因素。

溶洞特别是隐伏溶洞顶板稳定性分析具有那特殊性, 岩溶场地勘察水平已成为实际的制约因素, 准确的定性和定量描述溶洞地质条件均较困难, 给稳定性分析计算带来一定困

难。因此溶洞顶板稳定性研究采用综合的方法势在必行^[85]。

4.4 桂林岩溶区复合地基稳定性分析

复合地基为处于浅基础及桩基础中间的一种基础型式,在岩溶发育区的基础稳定性分析研究中基本都是针对桩基础,而复合地基稳定性分析研究还是一块很少涉及的领域,建议岩溶发育区复合地基稳定性分析评价可参考桩基研究成果并结合场地实际岩溶发育情况进行。

4.4.1 岩溶区复合地基稳定性影响因素分析

岩溶发育区常见的不良地质作用有:溶洞、土洞、溶沟、溶槽、塌陷、软土、石芽、石笋等,根据场地岩溶发育情况,复合地基稳定性分析总的可分为:单桩桩体稳定性、复合地基覆盖岩溶临空面的稳定性、洞室复合地基稳定性等。

(1) 单桩桩体稳定性因素

由本文 2.1.5 桂林岩溶区复合地基形成机理分析可知,复合地基桩体以下伏基岩为桩端持力层时,若地基土层中发育有土洞、软土,则复合地基在荷载作用下,桩体将发生应力集中现象,加载到一定程度,将发生单桩桩体失稳破坏。

(2) 覆盖岩溶临空面的稳定性影响因素

由于溶沟、溶槽、塌陷、石芽、石笋不同程度的发育,基岩面起伏而存在规模不等的临空面或软弱结构面,当桩体桩端落于临空面即斜岩面之上时,复合地基将发生失稳破坏。

(3) 洞室复合地基稳定性

复合地基桩体以下伏基岩为桩端持力层时,若基岩中发育有溶洞,则尚需对溶洞顶板稳定性进行分析,基岩强度、溶洞形态、顶板厚度、洞内充填情况等为影响顶板稳定性的主要因素。

上述因素均为场地地基存在的不良地质作用,除此之外尚需考虑外部因素如:荷载、地震、人为等因素。

4.4.2 桂林岩溶区复合地基单桩稳定性分析

由前文 2.1.5 桂林岩溶区复合地基形成机理,考虑溶洞、塌陷等不良地质现象对单桩稳定性的影响及发生应力集中,上部荷载由桩体承当,建立单桩稳定性力学模型如图 4.4。从材料力学引入欧拉公式^[105]:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4-25)$$

式中: P_{cr} ——受压直杆临界力;

E ——弹性模量;

I ——惯性矩;

l ——杆长。

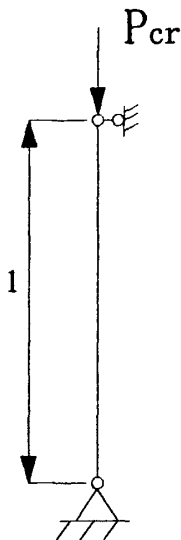


图 4.4 复合地基单桩稳定性力学模型

将临界力除以桩体截面面积，所得的应力称为临界应力，用 σ_{cr} 表示，即

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2 A} \quad (4-26)$$

式中： μ ——长度系数;

A ——杆截面面积。

用长细比表示得：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (4-27)$$

式中： λ ——长细比或柔度， $\lambda = \mu l / i$;

欧拉公式的适用范围为：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \leq \sigma_p \quad (4-28)$$

或写作

$$\lambda \geq \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}} \quad (4-29)$$

用 λ_p 表示对应于时的柔度值，则有：

$$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}} \quad (4-30)$$

λ_p 为判断欧拉公式能否应用的柔度，称为判别柔度，当 $\lambda \geq \lambda_p$ 时，才能满足 $\sigma_{cr} \leq \sigma_p$ ，欧拉公式才适用，这种压杆称为大柔度杆或细长杆；当 $\lambda < \lambda_p$ 时，欧拉公式不适用，这种压杆称为小柔度杆，对于小柔度杆本论文暂不进行分析。当 $\lambda = \lambda_p$ ，则可求出在发育有土洞、塌陷等不良地质现象时复合地基桩体达到极限值时，桩体的最大长度。当地基采用搅拌桩或旋喷桩加固处理时，桩体弹性模量由压缩模量代替使用。

算例 1：某场地发育有土洞，拟采用素混凝土复合地基进行地基加固处理，处理后要求复合地基承载力达到 240kPa，混凝土强度等级为 C15，其标准抗压强度为 10.5N/mm²，弹性模量为 23×10³ N/mm²，桩径为 0.5m，平均桩长为 10m，置换率取 0.15，试计算单桩的稳定性及桩体达到临界力时桩的长度？

单桩稳定性验算：

由式 (4-28) 可得：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 3.14^2 \times 23 \times 10^6 / 80^2 = 3.543 \times 10^4 > 1.05 \times 10^4 \text{ kPa} \text{ 不宜用欧拉公式验算。}$$

算例 2：某场地发育有土洞，拟采用旋喷桩复合地基进行地基加固处理，处理后要求复合地基承载力达到 180kPa，试块标准抗压强度为 3000kPa，压缩模量为 80×10³ kPa，桩径为 0.6m，平均桩长为 6m，置换率取 0.2，试计算单桩的稳定性及桩体达到临界力时桩的长度？

①单桩稳定性验算：

由式 (4-25) 及 (4-28) 可得：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 3.14^2 \times 80 \times 10^3 / 40^2 = 0.493 \times 10^3 < 3 \times 10^3 \text{ kPa} \text{ 可用欧拉公式进行稳定性分析；}$$

性分析：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = 0.139 \times 10^3 \text{ KN}$$

由已知条件可得单桩处理面积为：0.2826/0.2=1.413m²，若上部荷载全部集中由桩体承担，则桩体承担荷载为：280×1.413=395.64KN > P_{cr}=139KN，复合地基桩体将发生失稳破坏，因此，需对土洞塌陷采取相关处理措施以保证单桩稳定性。

②桩体达到临界力时桩的长度：

由式 (4-30) 得：

$$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}} = 3.14 \times \sqrt{\frac{80 \times 10^3}{3 \times 10^3}} = 46.8 \times 3.14 = 16.2$$

$$\lambda = \frac{\mu l}{i} = \mu \sqrt{\frac{A}{I}} = \frac{4l}{d} \geq \lambda_p$$

$$l \geq \frac{\lambda_p d}{4} = \frac{16.2 \times 0.6}{4} = 2.4\text{m} \quad \text{即当旋喷桩桩体强度达到极限值时, 复合地基}$$

桩体的最大长度为 2.4m。

4.4.3 桂林岩溶区复合地基覆盖岩溶临空面稳定性分析方法

覆盖岩溶临空面的稳定性分析可以分为定性分析和定量分析两种方法, 目前覆盖岩溶临空面的稳定性分析多见于桩基础的稳定性分析, 而有关复合地基覆盖岩溶临空面的稳定性分析研究在国内还少见。

(1) 定性分析方法

定性分析方法主要以国内的相关规范为依据, 如《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002) 第 6.5.3 条指出: 当在岩体中存在倾斜软弱结构面时, 可按滑动面的稳定性进行分析; 《岩土工程勘察规范》(GB50021—2001) 第 5.1.11 条指出: 在基础近旁有洞隙和临空面时, 应验算向临空面倾覆或沿裂面滑移的可能, 此时, 可把复合地基等效为浅基础进行稳定性分析。

(2) 定量分析方法

覆盖岩溶临空面的稳定性定量分析方法的研究相对比较少。文献[106]采用三维有限单元法对临空面在桩端嵌固力作用下的稳定性进行分析计算, 研究了桩端嵌固力与上覆土层厚度、结构面摩擦系数、结构面倾角、临空面倾角、结构面高度、桩径、桩岩边距以及桩基础的嵌岩深度之间的关系。中国有色金属工业总公司昆明勘察院黄经秋等^[107]针对岩体中存在不利倾斜软弱结构面的覆盖岩溶临空面建立了一个平面刚体力学模型, 分析了覆盖岩溶临空面的稳定性, 文中指出滑块除其自重外, 还受到桩载的作用, 如图 4.3。

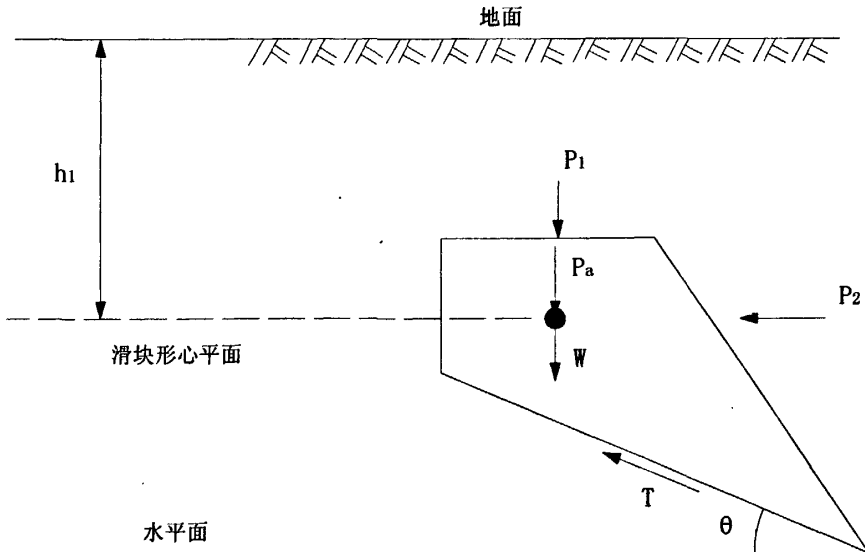


图 4.3 滑块受力简图

滑块深埋于红粘土之下, 一般情况下, 其临空面不是自由面, 而是被红粘土掩埋, 红粘土对滑块起两种作用: 在滑块水平投影面上, 红粘土的竖向自重应力相当于在滑块上加载, 而滑块竖向投影面上, 红粘土自重引起水平向应力对滑块起着侧向约束作用。按工程要求, 桩的竖向位移和侧向位移要求严格, 不允许产生滑移, 因此, 竖向荷载按红粘土的竖向自重应力考虑, 水平向的约束按静止土压力考虑, 当岩土交界面上存在土洞时, 可视临空面为自由面, 滑块既不受上覆红粘土的荷载, 也不受对临空面的水平约束。假设楔形滑块两侧的切割对滑块不产生阻力。

图中: W ——滑块自重, $W = \gamma_2 h_2 bL$ (KN);

P_a ——桩的设计荷载 (KN);

P_1 ——上覆土层对滑块水平投影面的作用力, $P_1 = \gamma_1 h_1 BL \cos \theta$ (KN);

P_2 ——上覆土层对滑块的侧向约束力, $P_2 = K_0 \gamma_1 h_1 BL \sin \theta$ (KN);

T ——滑床对滑块的抗滑力, $T = cbl + [(W + P_a + P_1) \cos \theta + P_2 \sin \theta] \tan \phi$ (KN)。

上式中: γ_1 ——上覆土的容重 (KN/m³);

γ_2 ——灰岩的容重 (KN/m³);

B ——上覆土层的考虑宽度 (m);

h_1 ——滑块形心至地表的高度 (m);

h_2 ——滑块的平均高度 (m);

b ——滑块的平均宽度 (m);

L ——滑块平均长度 (m);

c ——滑面上的粘聚力 (KP_a);

θ ——滑面倾角 (°);

ϕ ——滑面上的内摩擦角 (°);

K_0 ——静止土压力系数。

由静力学的力学平衡, 可得计算公式如下:

临空面为红粘土遮盖时, 滑块的稳定计算式:

$$K = \frac{cbl + [(W + P_a + P_1) \cos \theta + P_2 \sin \theta] \tan \phi + P_2 \cos \theta}{(W + P_a + P_1) \sin \theta} \quad (4-31)$$

当土岩交界面存在土洞时, 滑块的稳定计算式:

$$K = \frac{cbl + (W + P_a) \cos \theta \tan \phi}{(W + P_{a1}) \sin \theta} \quad (4-32)$$

当 K 值大于 1.25 时为稳定。

复合地基覆盖岩溶临空面的稳定性定量分析方法也可按照上文介绍模型, 如图 4.3, 把复合地基等效为浅基础, 则桩体荷载转换为浅基础荷载, 代入式 (4-31) 及式 (4-32) 进行稳定性计算, 当 K 值大于 1.25 时为稳定。

4.4.4 桂林复合地基洞室顶板的稳定性分析方法

复合地基溶洞顶板稳定性分析的方法也可分为定性法、半定量法和定量法,宜根据实际情况,具体问题具体分析。

(1) 定性法

定性分析方法主要以国内的相关规范为依据。如可依据《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)第 6.5.2 条及第 6.5.4 条规定,把复合地基等效为浅基础进行定性分析评价;

但对于桩基础《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)中第 8.5.5 条指出:嵌岩灌注桩桩端以下三倍桩径范围内无软弱夹层、断裂带、洞隙分布;《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)中第 3.2.3.5 条指出:当存在软弱下卧层,桩基以下硬持力层厚度不宜小于四倍桩径以及其他有关桩基规范条例的规定,由于复合地基桩体受力承载远不及桩基,建议对于复合地基承载力有较高要求的场地可参考评价,一般场地根据工程经济原则不宜严格参照实行。

(2) 半定量评价方法

当采用定性法分析复合地基的稳定性不能完全满足稳定性评价时,也可采用半定量评价法包括抗弯验算、抗剪验算法、极限平衡法、厚跨比法以及利用顶板坍塌物堵塞溶洞来估算溶洞完整顶板和不完整顶板的安全厚度,以此来评价溶洞顶板的稳定性(各方法介绍详见前文 4.3.2.2 稳定性评价方法分析)。

(3) 定量评价法

当建筑对复合地基承载力要求较高,应根据取得详细的地质资料和岩土体准确的物理力学参数进行稳定性定量评价,如可采用稳定系数法、普氏压力拱理论分析法、有限元数值分析法等。

其中,有限元法是一种十分成熟的数值方法,具有适用性强、处理非均质、非线性、复杂边界问题方便等突出优点。目前,有限元法已广泛应用于地基基础工程、地下工程等领域,是分析岩土工程问题最有效的方法之一。

本文第 5 章将对桂林岩溶区复合地基溶洞顶板稳定性进行有限元分析。

第5章 桂林岩溶区复合地基溶洞顶板稳定性有限元分析

5.1 岩溶区复合地基临界土层厚度概念的提出

在岩溶发育区采用复合地基处理技术的一个关键因素就是基岩上覆土层的厚度，当覆盖土层具有足够厚度且无不良地质作用的情况，可不考虑下伏基岩岩溶发育的影响而直接采用适宜的复合地基类型进行地基加固处理；当覆盖土层厚度较薄甚至基岩直接出露地表或土层较薄而下伏基岩岩溶强发育的情况，一般不宜采用复合地基加固技术；当覆盖土层厚度适中，但不足以满足建筑要求，而下伏基岩岩溶又较发育的情况（如有土洞、塌陷、溶洞、溶沟、溶槽发育），必须对采用复合地基加固处理地基的方案进行研究论证以确保方案的合理可行。

由本文 2.1.5 桂林岩溶区复合地基形成机理分析可得：在桂林岩溶区采用复合地基，当土层中存在土洞、塌陷或软流塑土层时，随着上部荷载的增加，复合地基承载力将逐步集中由桩体提供，当承载力完全由桩体提供时，复合地基处于向桩基转型的临界状态，这时的土层厚度即是复合地基正常工作的临界土层厚度。

本文针对桂林岩溶区场地的实际情况，首次提出岩溶区复合地基临界土层厚度的概念，即：为了满足建筑要求在岩溶发育区采用复合地基加固方法所需的最低的土层厚度，或者说在土洞（塌陷）、溶洞同时竖向发育时，为保证复合地基的稳定性所需要的最低上覆土层厚度。如何在发育有土洞、溶洞、溶沟、溶槽等不良地质作用的情况下采用复合地基以满足建筑要求，或在发育有土洞、溶洞、溶沟、溶槽等不良地质作用的情况下要满足建筑要求，地基需满足什么条件？这是地基加固设计首先要明确的问题。本章主要目的即采用有限元软件对地基发育有上述不良地质作用时的情形进行模拟分析，在满足复合地基稳定性，即满足建筑要求的情况下，得出可采用复合地基加固地基方案的临界土层厚度。

5.2 复合地基有限元模型选取与计算取值

5.2.1 有限元分析模型及单元划分

本文采用 ANSYS11.0 中 SOLID45 单元模拟研究溶洞顶板在荷载和上覆岩土层作用下的应力和位移变化规律，进而确定溶洞顶板的安全厚度，以推出上覆土层临界厚度。

由于严格按照实际模型来模拟比较复杂，因此其将地基土简化为上土下岩的两层土，土层中发育有土洞，土洞正下方基岩中发育有溶洞，选取一个复合地基模型单元进行分析。素混凝土桩桩径为 0.5m，桩长 6.0m，桩间距 1.5m，桩端落在基岩面上；基础承台（底板）厚 0.5m，长宽各 4.0m，垫层厚 0.3m。截取四分之一实际模型如图 5.1：

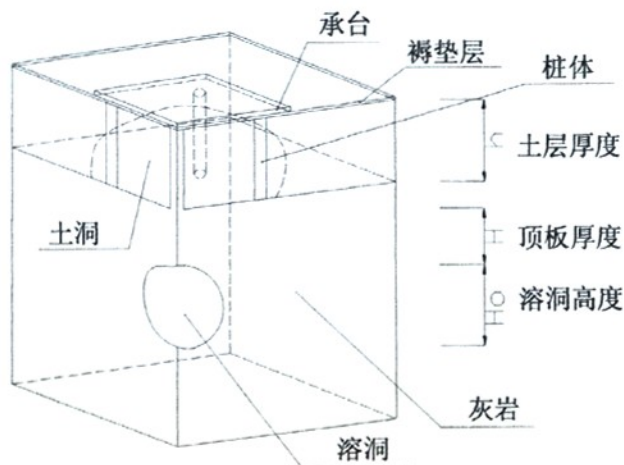


图 5.1 岩溶区复合地基模型图

当土层中发育有土洞时，复合地基承载力主要由桩体提供，此时，上部荷载由桩体传递至基岩。本文以溶洞顶板的跨度 L 、溶洞宽 B 和溶洞高度 H_0 建立椭球体来模拟溶洞；上部边界为基岩面；下部边界自溶洞底板向下取至溶洞高度或顶板厚度的 3 倍，两者取大值；水平方向的边界均取溶洞相应方向几何尺寸的 3 倍。考虑模拟计算量的影响，模型只取四分之一来计算，建立分析模型如图 5.2。

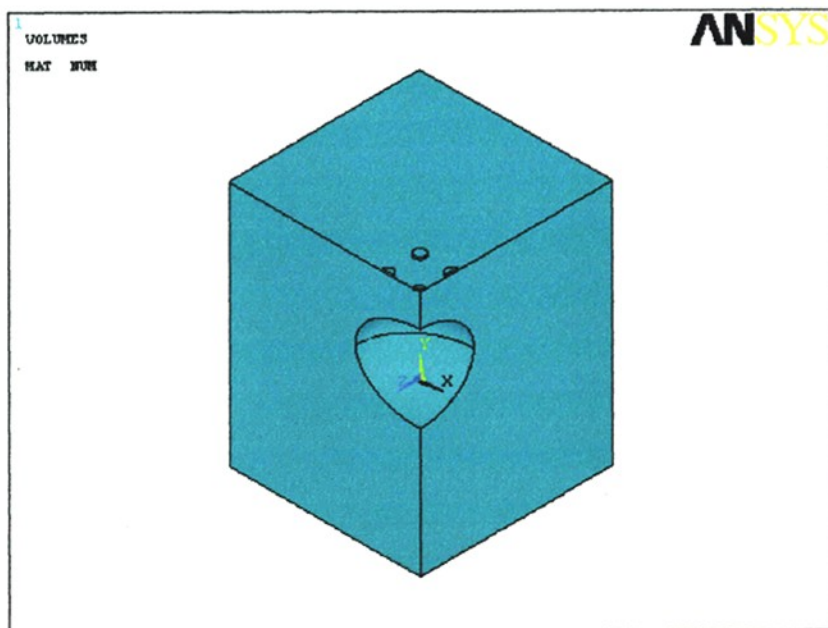


图 5.2 模型网格划分图

单元划分考虑单元划分的疏密、大小和形状影响计算精度，理论上越密越小越规则，

计算精度越高。在实际分析中对所关注的区域单元划分密实，而其它区域划分稀疏。本文分析中将桩体底部到溶洞顶部作为细划区域，而溶洞周边岩体为非细划区。单元划分如图 5.3。

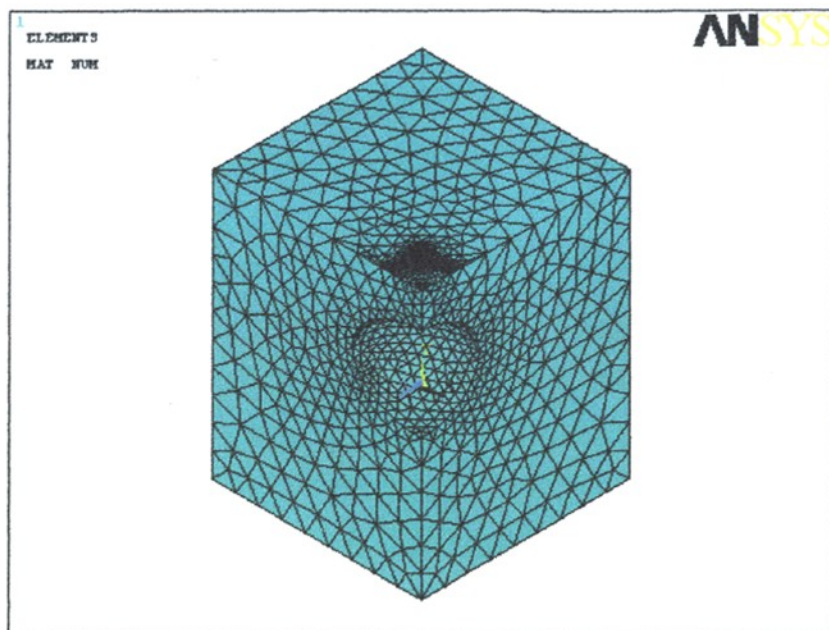


图 5.3 模型网格划分图

5.2.2 土层参数取值

本文通过对现场收集的桂林岩溶区多个工程资料统计分析，上覆土层厚度离散性很大，局部有基岩出露，但也有钻探 20 多米尚未到基岩，上覆土层（主要为填土、粘土、红粘土、次生红粘土、粉质粘土等）的一些物理力学参数范围值如表 5.1 所示。

表 5.1 上覆土层参数值表

| 天然容重 γ (KN/m^3) | 粘聚力 c (kPa) | 内摩擦角 ($^\circ$) | 压缩模量 E_s (MPa) | 泊松比 (μ) |
|--------------------------------------|-----------------------------|----------------------|--------------------------------|------------------|
| 16.10~18.90 | 21.00~65.00 | 5.10~29.70 | 3.70~8.14 | 0.18~0.42 |

桂林地区地表溶洞发育，桂林近三分之一的溶洞分布在断裂带上，串珠状洼地、条形谷地分布，都与断层或背斜轴部的裂隙发育关系密切，且溶洞发育方向与区域裂隙发育方向基本一致。由收集资料可得钻探灰岩岩体有 II 类、III 类、IV 类以及局部有 V 类等几种类型。根据实际工程资料统计的灰岩物理力学性质指标如表 5.2。

根据岩土体的参数及相关分析，本文中选用岩土工程中常用的 Drucker - Prager 的弹性模型，在 ANSYS 中通过 DP 材料来实现，需要输入岩体的弹性模量 E 、泊松比 μ ，

粘聚力 c 、内摩擦角 ϕ 、膨胀角 ϕ_f 这五个参数, 在本次的模拟计算中, 岩体材料的膨胀角 ϕ_f 取为 0。以桂林岩溶强发育区如: 桂林轮胎厂及火车南站发育的中~强风化石灰岩(D_{3r}) 为例, 并按不利因素考虑确定本文选取灰岩模拟计算参数如表 5.3。

表 5.2 下伏灰岩参数值表

| 密度 (g/cm ³) | 抗压强度 (MPa) | 弹性模量 (10 ⁴ MPa) | 抗拉强度 (MPa) | 泊松比 (μ) |
|----------------------------|---------------|-------------------------------|---------------|------------------|
| 2.63~2.78 | 24.89~120.42 | 2.2~8.0 | 1.9~11.2 | 0.16~0.36 |

表 5.3 下伏灰岩模拟计算参数值表

| 岩体容重 γ (KN/m ³) | 粘聚力 c (MPa) | 内摩擦角 ϕ ($^{\circ}$) | 弹性模量 (10 ⁴ MPa) | 泊松比 (μ) |
|---------------------------------------|------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------|
| 25 | 0.5 | 35 | 8.0 | 0.16 |

5.2.3 材料屈服准则及溶洞顶板失稳的判断方法

5.2.3.1 岩土材料屈服准则

岩土体属于颗粒状材料, 此类材料受压屈服强度远大于受拉屈服强度, 且材料受剪时, 颗粒会膨胀, 常用的 VonMises 屈服准则不适合这种材料, 在土力学中, 常用的屈服准则有 Mohr—coulomb 准则, 另一个更能准确描述岩土材料的强度准则为 Drucker—Prager 准则, 使用 Drucker—Prager 屈服准则的材料简称为 DP 材料。在岩石的有限元分析中, 用 Drucker—Prager 屈服准则可得到较为精确的结果^[108]。

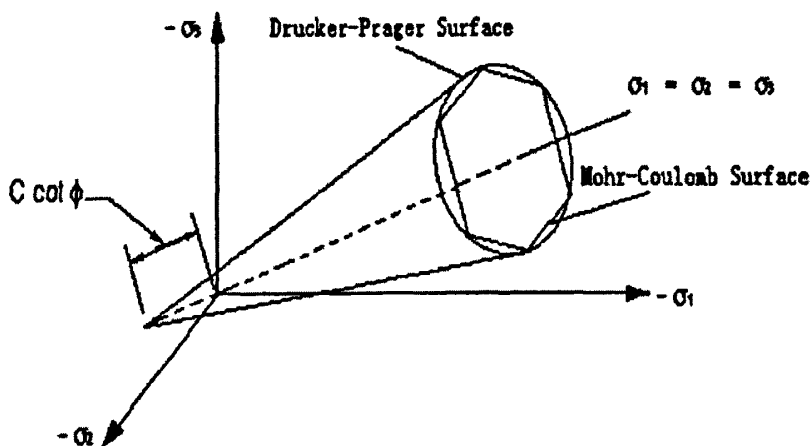


图 5.4 Drucker—Prager 和 Mohr—Coulomb 屈服面

Drucker—Prager 屈服准则可用式 (5-1) 表示:

$$aI_1 + \sqrt{J_2} = K' \quad (5-1)$$

式中: $I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2]$$

$$a = \frac{\sin \phi}{\sqrt{9 + 3 \sin^2 \phi}} \quad K = \frac{\sqrt{3} C \cos \phi}{\sqrt{3 + \sin^2 \phi}}$$

Drucker—Prager 屈服准则在应力空间中为一圆锥面，如图 5.4 所示。

5.2.3.2 岩土材料弹塑性本构关系^[109]

根据弹塑性理论，当空间某一点的应力状态进入屈服后，其应力应变关系是非线性的，此时应变增量可分解为弹性应变增量和塑性应变增量两部分：

$$d\{\varepsilon\} = d\{\varepsilon\}^e + d\{\varepsilon\}^p \quad (5-2)$$

其中弹性应变满足虎克定律，而塑性应变则符合塑性关联流动正交法则，即：

$$d\{\varepsilon\}^e = [D_e]^{-1} d\{\sigma\} \quad (5-3)$$

$$d\{\varepsilon\}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \quad (5-4)$$

将三式整理得到：

$$d\sigma = [D_e] \left\{ d\varepsilon - d\lambda \left\{ \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \right\} \right\} \quad (5-5)$$

已知岩土材料的弹塑性力学响应特征为：

$$d\varepsilon^p = d\lambda \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \quad F = F(\sigma_{ij}, q) = 0 \quad dq = d\lambda H \quad (5-6)$$

式中： q 为反映加载历史和塑性变形的内变量； $d\lambda$ 为比例常数； H 为反映材料软化特性的参数。

根据塑性一致性条件 $dF = 0$ 得到：

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T d\sigma + \frac{\partial F}{\partial q} dq = 0 \quad (5-7)$$

将 (5.5) (5.6) (5.7) 联立可以解得岩土材料的弹塑性本构关系：

$$\{d\sigma\} = \left[[D_e] - \frac{[D_e] \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e]}{A + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}} \right] d\{\varepsilon\} = ([D_e] - [D_p]) d\{\varepsilon\} = [D_{ep}] d\{\varepsilon\} \quad (5-8)$$

式中： $[D_e]$ 为岩土材料的弹性矩阵； $[D_p]$ 为岩土材料的塑性矩阵； $[D_{ep}]$ 为弹塑性矩阵；

$A = \frac{\partial F}{\partial q} H$ 为反映岩土材料软、硬特性的参数，当 $A = 0$ 时，为理想弹塑性材料。

材料弹性矩阵 $[D_e]$ 的表达式为：

$$[D_e] = \begin{bmatrix} \lambda+2G & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda+2G & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \gamma & \lambda+2G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (5-9)$$

$$\text{式中: } \lambda = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

当材料采用 Drucker—Prager 屈服准则时，塑性矩阵的表达式为：

$$[D_p] = \frac{1}{q} \begin{bmatrix} B_z^2 & B_{yz}B_z & B_{xz}B_z \\ B_{yz}B_z & B_{yz}^2 & B_{xz}B_{yz} \\ B_{xz}B_z & B_{xz}B_{yz} & B_{xz}^2 \end{bmatrix} \quad (5-10)$$

$$\text{式中: } q = \frac{B_z^2}{\lambda+2G} + \frac{1}{G}(B_{yz}^2 + B_{xz}^2) \quad B_z = 3a(\lambda+2G)$$

$$B_{yz} = \frac{G\tau'_{yz}}{\sigma} \quad B_{xz} = \frac{G\tau'_{xz}}{\sigma}$$

因此，用 Drucker—Prager 屈服准则得到的岩土材料的弹塑性关系为：

$$\{d\sigma\} = ([D_e] - [D_p])d\{\varepsilon\} = [D_p]d\{\varepsilon\} \quad (5-11)$$

5.2.3.3 破坏准则及溶洞顶板失稳的判定方法

有限元法分析边坡稳定性，多采用解的不收敛作为破坏标准，即在指定的收敛准则下算法不收敛，应力分布不能满足土体的破坏准则和总体平衡的要求，意味着破坏。文献[110]则通过指定迭代次数如 500 次，超过此限则认为土体破坏。显然迭代次数人为因素很大，再者弹塑性有限元本身对解的收敛性也会有一定的影响。因此采用解的不收敛性作为破坏标准，其物理意义不是十分明确，需要一定的假定。文献[111]采用土体内某一幅值的广义剪应变在边坡内贯通作为破坏的判别标准。其物理意义明确但仍需一定的试算工作。文献[112]采用边坡内塑性区形成潜在滑移通道作为判断标准。

在判断分析时还可以考虑以下原则：

① 应力等值线和安全度等值线

根据应力等值线和安全度等值线可能看出最先破坏的位置以及破坏的大致范围，根据顶板多数节点的安全度，就可以判定顶板是否稳定^[113]。

② 塑性区分布及大小

根据塑性区及大小，可以大致判断出顶板破坏情况，一般来说，少量的局部破坏是允许的，只是塑性区不贯通，顶板整体就基本安全^[114]。

③ 岩层顶板的变形与位移

顶板的变形与位移作为辅助控制指标，只要顶板的变形与位移绝对值较小，则认为满

足变形与位移控制要求。

本文将通过顶板在荷载作用下出现塑性区域或塑性贯通作为破坏标准,即溶洞顶板刚开始出现塑性时就表明溶洞开始破坏,其结果偏于安全。并且物理意义明确,图形显示清楚。既符合有限元分析的一般原理,又可节省分析时间,还可以避免因其它数值原因导致收敛失败。

确定岩层顶板临界厚度问题,其实质是一个极值问题,也是一个优化问题,有限元法只是一种数值工具,其本身并不能直接求极值,因此本文在试算中每输入一组模型数据并给定一溶洞顶板厚度,计算结束后便可得到溶洞顶板处各节点和单元的应力应变值及应力、位移云图,根据应力应变云图可以判断顶板塑性是否发生。如果塑性刚好发生,表明溶洞此时破坏,在本文中,将溶洞顶板底部刚出现塑性区时所对应的顶板厚度称为溶洞顶板临界厚度。不断的改变顶板厚度进行试算,相应的能得出溶洞顶板临界厚度。

5.2.4 计算假定

(1) 溶洞顶板基岩面平整;

(2) 在荷载作用下,桩土之间、褥垫层和土之间、承台和褥垫层之间始终保持接触,没有相对位移;

(3) 对于岩溶岩,岩体本身包含有许多微裂隙、节理、空穴,因此实际岩体是非均匀连续体。在宏观上将其简化为均匀连续体来处理,且采用第II类的弹塑性模型;溶洞在天然状态下是稳定的,洞体形状作为椭球体考虑,溶洞的形状和大小,只考虑现状,不考虑其今后的发展变化情况;

(4) 荷载为静力竖向荷载;

(5) 主要考虑上覆土层的自重应力和外加荷载的作用,不考虑构造应力场的作用,外荷载的施加是一次性的;

(6) 不考虑桩与上覆土层、岩体之间的侧摩阻力;

(7) 不考虑桩本身的强度、刚度达不到设计要求的破坏情况;

(8) 考虑到溶洞内充填物的力学性质与岩石相比很低,对溶洞顶板受力分析影响很小,所以溶洞按空洞进行计算,充填物在分析结果时作为有利因素考虑。

5.2.5 加载与求解

本模型具有三个固定面,两个对称面。将溶洞上方的上覆岩土层作为面荷载加载到岩体表面,桩荷载通过面荷载加到桩基底面。岩体的重力在 ANSYS 中是靠加载向上的加速度来模拟的。本模型属于非线性静态分析,求解问题的非线性除了指定普通分析选项之外,还须定义相应的非线性选项。在求解前打开大变形大位移选项,以便得到正确的结果。从分析结果中的应力应变及位移云图,来分析判断溶洞顶板的安全厚度。

5.3 模拟计算结果分析

5.3.1 溶洞顶板稳定性影响因素的选取

由本文上述对溶洞顶板稳定性影响因素的分析,选取上覆土层厚度(h)、复合地基桩体荷载(P)、溶洞长度(L)、溶洞宽度(B)、溶洞顶板厚度(H)、溶洞高度(H_0)对溶洞顶板稳定性进行模拟计算。图 5.5 至图 5.9 为取定一组溶洞长宽高分别为 6m、5m、4m,将上覆岩土层折算为压力取值为 120kPa,桩径取 0.5m,桩端压力取 2000 kPa,进行模拟计算后的位移、应力、应变及塑性应力、应变图。

5.3.2 图形结果分析

(1) 位移图分析

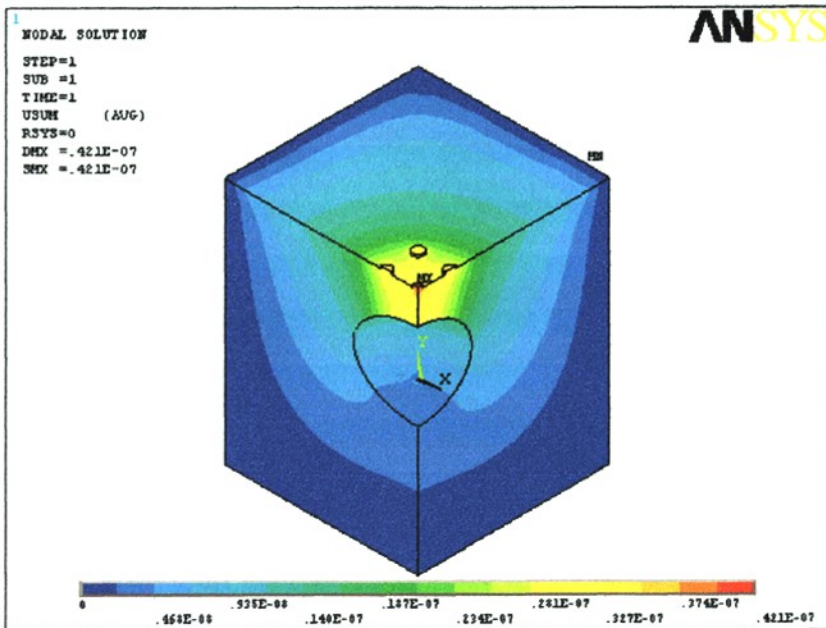


图 5.5 $H=1.5m$ 整体位移等值云图

从图 5.5 中可以看到,在桩体作用范围内的位移比其它地方要大,尤其是溶洞顶板上部范围内的位移,正中桩体下位移最大,其影响范围从桩底逐渐斜向下扩展,直至溶洞上部区域。

(2) 应力图分析

从图 5.6 来看,在溶洞上方桩体下面产生了应力集中,这是桩荷载作用下的结果。而在溶洞周边地区并没有产生应力集中现象,应力较为平均。从图 5.7 中可以看到在桩基底面下产生了一定的塑性应力,桩体下岩体出现屈服达到塑性状态。在溶洞上部顶板区域也

出现了塑性区域，表明桩荷载作用影响到溶洞上部岩体，使溶洞顶板上部岩体出现屈服，进入塑性状态。根据溶洞顶板稳定性判别方法，认为此时溶洞顶板破坏。

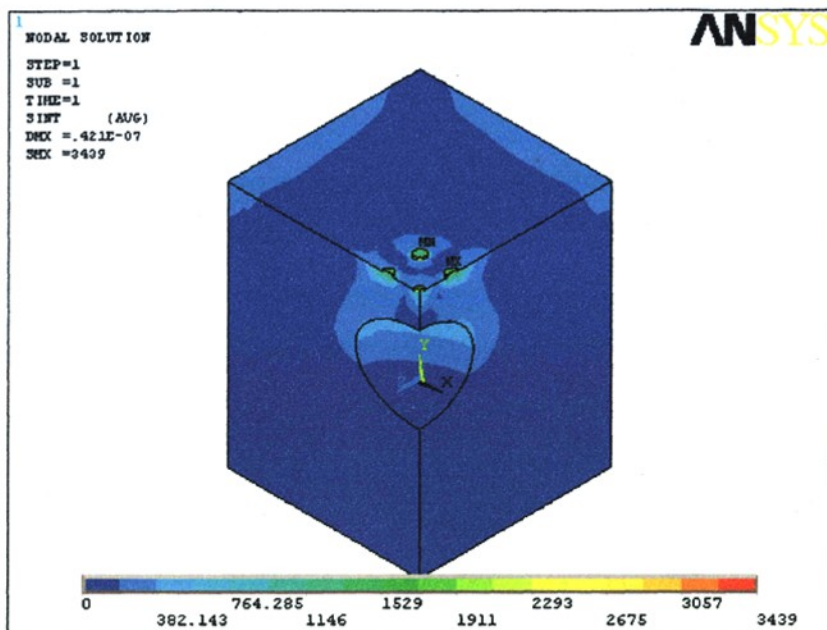


图 5.6 H=1.5m 应力等值云图

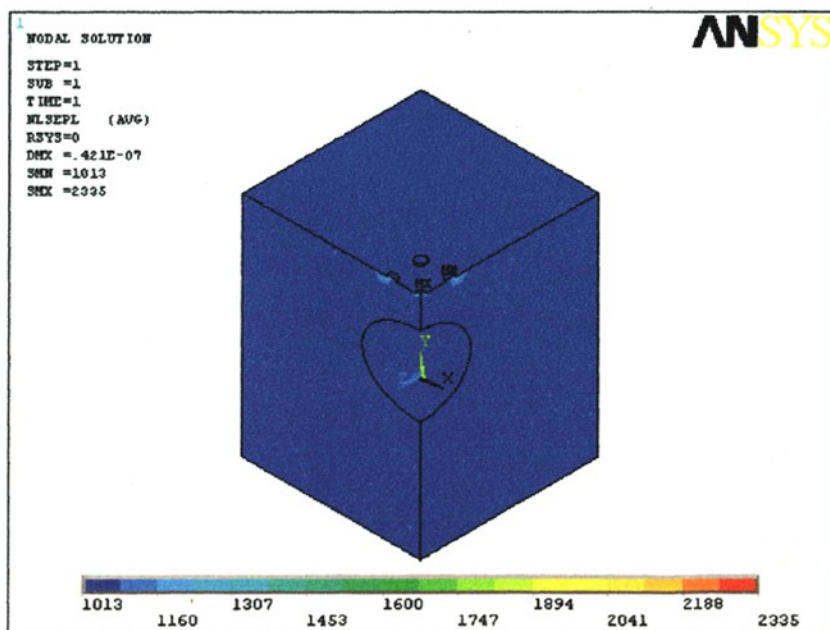


图 5.7 H=1.5m 等效塑性应力等值云图

(3) 应变图分析

从图 5.8、5.9 中可以看出在溶洞上方桩体下应力集中的地方，应变也相应的较大。图 5.8、5.9 在桩体下岩体和溶洞上方岩体中都相应的出现了塑性区域。根据顶板稳定性判别原则，溶洞顶板出现塑性区域即认为溶洞顶板破坏。

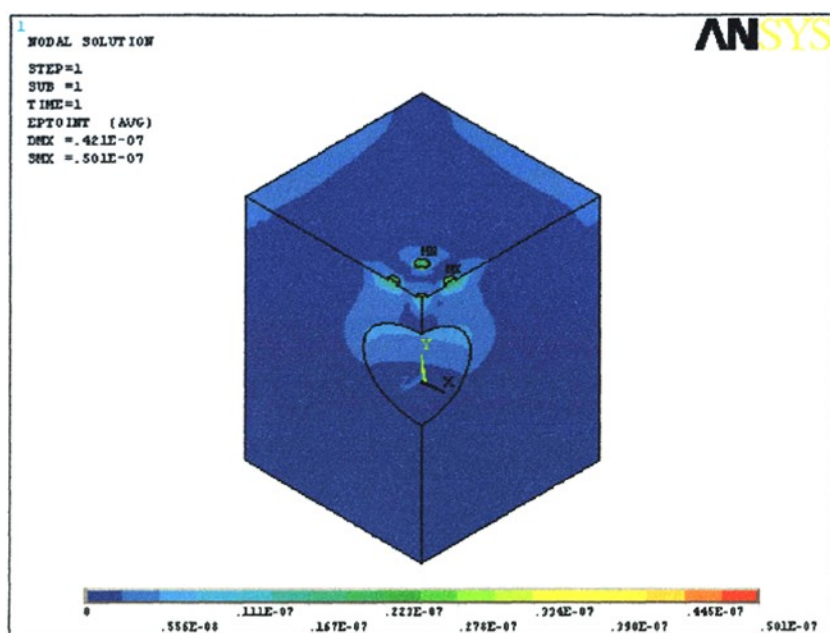


图 5.8 H=1.5m 总应变等值云图

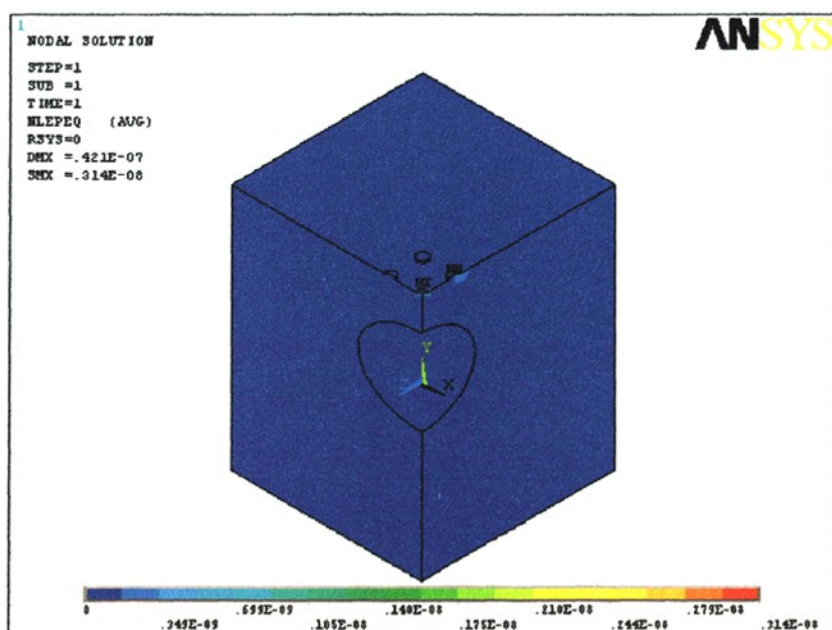


图 5.9 H=1.5m 等效塑性应变等值云图

5.4 影响溶洞临界厚度的单因素分析

5.4.1 对溶洞顶板临界厚度有影响的不同因素组合及计算结果

本文考虑了各种因素不同组合情况下的 30 种模拟模型,建立了 30 组各影响因素与溶洞顶板临界厚度关系的样本数据,有限元模拟计算各种影响因素的组合情况及计算结果见表 5.4。

表 5.4 各影响因子组合情况及计算结果

| 序号 | 影响因素 | 溶洞长度 L (m) | 溶洞宽度 B (m) | 溶洞高度 H ₀ (m) | 土层厚度 h (kPa) | 桩端压力 P (kPa) | 所得顶板 厚度 H (m) |
|----|----------------|---------------|---------------|----------------------------|-----------------|-----------------|------------------|
| 1 | L | 2 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 0.56 |
| 2 | | 3 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 0.77 |
| 3 | | 4 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 1.19 |
| 4 | | 5 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 1.61 |
| 5 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 1.96 |
| 6 | | 7 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 2.24 |
| 7 | B | 6 | 2 | 4 | 120 | 2000 | 0.62 |
| 8 | | 6 | 3 | 4 | 120 | 2000 | 0.81 |
| 9 | | 6 | 4 | 4 | 120 | 2000 | 1.22 |
| 10 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 1.60 |
| 11 | | 6 | 6 | 4 | 120 | 2000 | 2.02 |
| 12 | | 6 | 7 | 4 | 120 | 2000 | 2.27 |
| 13 | H ₀ | 6 | 5 | 2 | 120 | 2000 | 3.1 |
| 14 | | 6 | 5 | 3 | 120 | 2000 | 2.52 |
| 15 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 1.96 |
| 16 | | 6 | 5 | 5 | 120 | 2000 | 1.61 |
| 17 | | 6 | 5 | 6 | 120 | 2000 | 1.26 |
| 18 | | 6 | 5 | 7 | 120 | 2000 | 1.12 |
| 19 | h | 6 | 5 | 4 | 60 | 2000 | 1.93 |
| 20 | | 6 | 5 | 4 | 100 | 2000 | 1.93 |
| 21 | | 6 | 5 | 4 | 140 | 2000 | 1.94 |
| 22 | | 6 | 5 | 4 | 180 | 2000 | 1.96 |
| 23 | | 6 | 5 | 4 | 220 | 2000 | 1.96 |
| 24 | | 6 | 5 | 4 | 260 | 2000 | 1.97 |
| 25 | P | 6 | 5 | 4 | 120 | 1200 | 1.19 |
| 26 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 1400 | 1.33 |
| 27 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 1600 | 1.47 |
| 28 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 1800 | 1.68 |
| 29 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 2000 | 1.96 |
| 30 | | 6 | 5 | 4 | 120 | 2200 | 2.17 |

单因素分析是将非考察因素取为固定值，对某一特定考察因素取多个水平级进行计算，考察该因素与临界厚度的关系。本文建立了各影响因素与溶洞顶板临界厚度之间的关系，有限元模拟计算各组合情况分别见图 5.10 至 5.14。在下文中分别描述不同影响因素与溶洞顶板临界厚度关系的影响。

5.4.2 溶洞尺寸对溶洞顶板临界厚度的影响

图 5.10 是以桂林强岩溶发育区强风化石灰岩(D_{3r})为例，岩体的力学参数取 $c=0.5\text{MPa}$ 、 $\varphi=35^\circ$ 、 $E=8.0\text{GPa}$ 、 $\mu=0.16$ ，溶洞高度和宽度分别为 4m、5m，上覆岩土层折算成压力为 120kPa，桩端压力取 2000kPa，溶洞的长度 L 分别取 2、3、4、5、6、7m 时进行计算的结果。

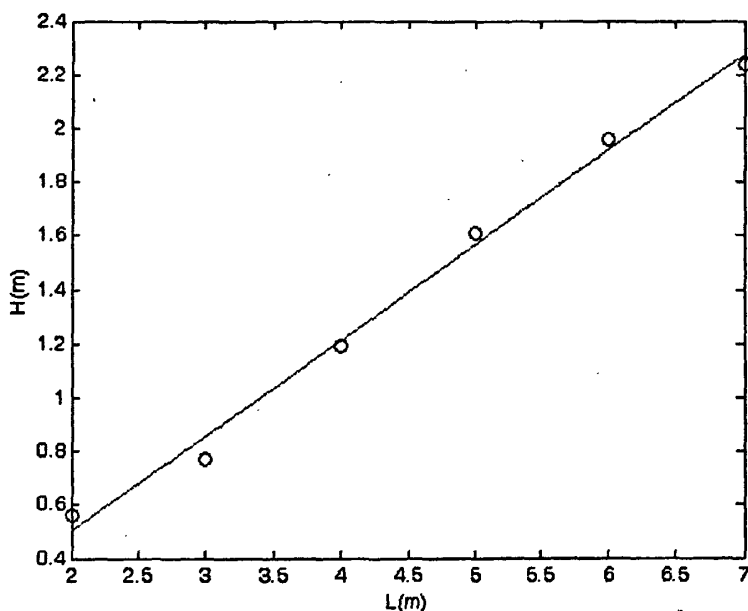


图 5.10 溶洞长度与顶板临界厚度的关系

其拟合直线为：

$$H = 0.354L - 0.2047 \quad (5-1)$$

图 5.11 是岩体的力学参数取为 $c=0.5\text{MPa}$ 、 $\varphi=35^\circ$ 、 $E=8.0\text{GPa}$ 、 $\mu=0.16$ ，溶洞的高度和长度分别为 4m、6m，上覆岩土层折算成压力为 120kPa，桩端压力取 2000kPa，溶洞的宽度 B 分别取 2、3、4、5、6、7m 进行计算的结果。

其拟合直线为：

$$H = 0.3503B - 0.153 \quad (5-2)$$

桩载荷取溶洞的宽度和长度（在这里统称为跨度）在空间形态上表现出一致性，即溶

洞的宽度和长度的变化对溶洞顶板的影响是一样的。由图 5.10 和图 5.11 也可发现两者与溶洞顶板临界厚度的影响曲线是一致的，随跨度的增加其所需的临界厚度也增加。

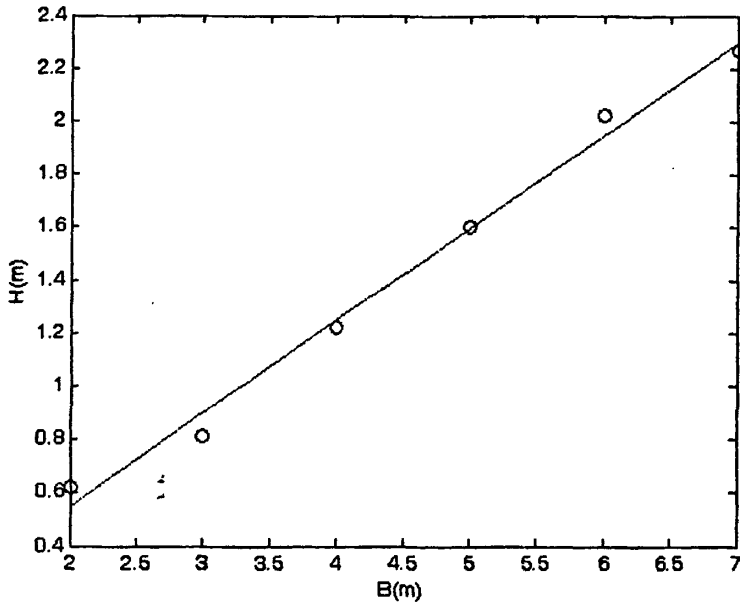


图 5.11 溶洞宽度与与顶板临界厚度的关系

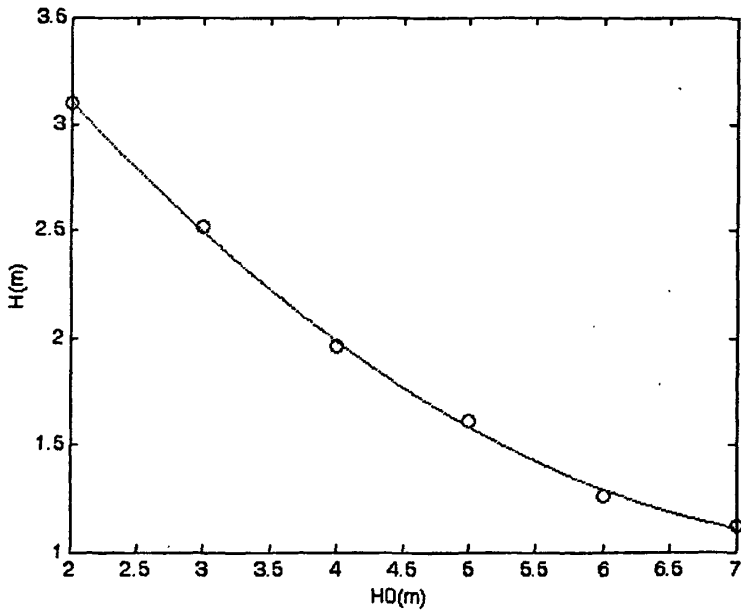


图 5.12 溶洞高度与与顶板临界厚度的关系

图 5.12 为岩体的力学参数取为 $c=0.5\text{MPa}$ 、 $\varphi=35^\circ$ 、 $E=8.0\text{GPa}$ 、 $\mu=0.16$ ，溶洞的长

宽分别为 6m、5m，上覆岩土层折算成压力为 120kPa，桩端压力取 2000kPa，溶洞的高度 H_0 分别取 2、3、4、5、6、7m 进行计算的结果。

由图 5.12 可知，当溶洞跨度一定时，溶洞顶板临界厚度随高度的增加而呈减函数关系，这是因为当高度不断增大时，溶洞从扁球体状态逐步变成球形，再从球形变成竖向的椭球体时，溶洞上部应力集中程度越小，从而所需的顶板临界厚度减少，当溶洞高度超过一定尺寸时，本结论不适用。

其拟合曲线为：

$$H = 0.0543H_0^2 - 0.8894H_0 + 4.6731 \quad (5-3)$$

5.4.3 上覆岩土体对溶洞顶板临界厚度的影响

图 5.13 是取岩体的力学参数取为 $c=0.5\text{MPa}$ 、 $\varphi=35^\circ$ 、 $E=8.0\text{GPa}$ 、 $\mu=0.16$ ，溶洞高宽长分别为 4m、5m、6m，桩端压力取 2000kPa，上覆岩土层折算荷载分别取 60、100、140、180、220、260kPa 时分别进行计算的结果。

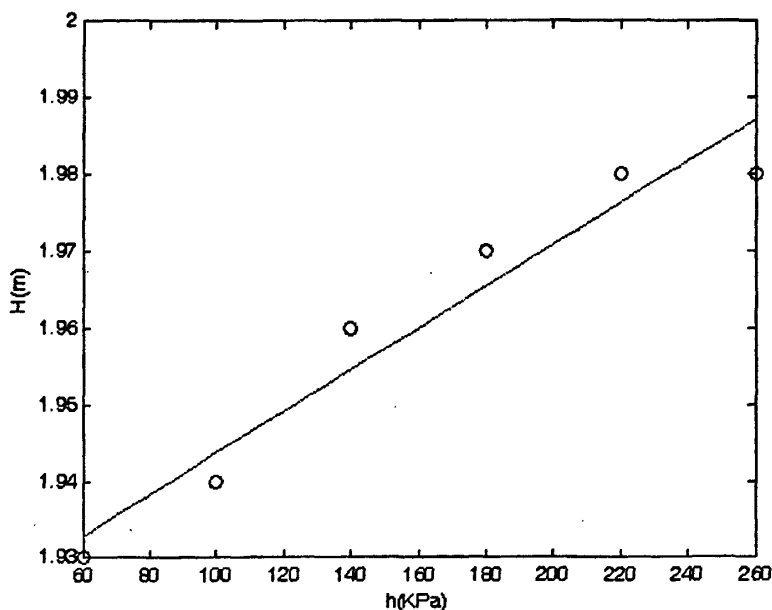


图 5.13 上覆土层折算荷载与与顶板临界厚度的关系

从图 5.13 中可以看出，上覆岩土体自重对溶洞顶板临界厚度有一定的影响，随着上覆岩土体的增厚，溶洞顶板临界厚度不断的增加。但上覆岩土层从 60kPa 到 260kPa 的范围内，相当于从上覆岩土体厚度从约 3m~13m 的范围内变化时，溶洞顶板临界厚度变化较小。

其拟合曲线为：

$$H = 0.0003h + 1.9166$$

(5-4)

5.4.4 复合地基桩端压力对溶洞顶板临界厚度的影响

图 5.14 是岩体的力学参数取为 $c=0.5\text{MPa}$ 、 $\varphi=35^\circ$ 、 $E=8.0\text{GPa}$ 、 $\mu=0.16$ ，溶洞的高宽长分别为 4m、5m、6m，上覆岩土层折算成压力为 120kPa，桩荷载分别取 1200、1400、1600、1800、2000、2200kPa 进行计算的结果。桩荷载是影响溶洞的主要因素之一，图

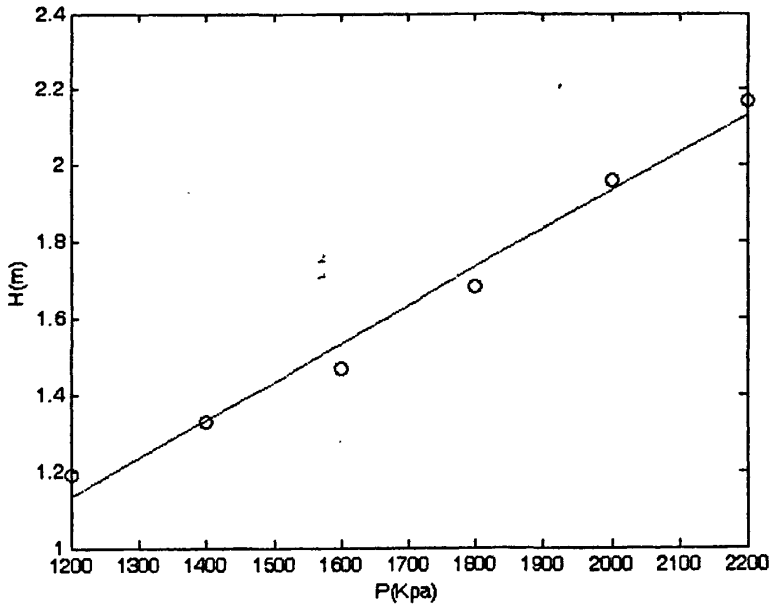


图 5.14 桩体荷载与与顶板临界厚度的关系

5.14 表明：随着复合地基桩端压力的增大，溶洞顶板临界厚度也明显增大。

其拟合直线为：

$$H = 0.001P - 0.0667$$

(5-5)

5.5 溶洞顶板临界厚度及复合地基临界土层厚度预测数学模型

5.5.1 多元回归分析

回归分析方法用于研究可以测量的变量之间的关系^[115]，解决预测、控制、生产工艺优化等问题^[116]。线性回归则被用于研究这一类特殊的关系，即可用直线或多维的直线的推广描述的关系，这一技术被用于几乎是所有的研究领域^[117]。

这里研究的回归模型，一个变量起着响应的作用，称为响应变量，也称因变量，即溶洞顶板临界厚度，而其它看成是响应变量的预报因子，称为自变量，即溶洞的高 H_0 、宽

B、长 L 、上覆岩土层折算压力荷载 h 和桩端压力 P 。自变量为数据收集者所得的数据值，而把响应变量看作是这些自变量的一个函数。在本文中用最小二乘法来综合分析溶洞顶板临界厚度与各个影响因素之间的关系，先分别拟合得到各个影响因素与顶板临界厚度 H 之间的关系式，然后综合进一步组合出所有影响因素与顶板临界厚度之间的统一关系式，该式可通过多元回归分析得到具体的表达式。采用 MATLAB 对各因素进行多元回归分析可得数学关系式如下：

$$H = 0.348L + 0.3977B - 0.3645H_0 + 0.0006h + 0.0009P - 2.542 \quad (5-6)$$

由于本模型是考虑土层中发育有土洞、塌陷、软土等不良地质作用时，得出的临界顶板厚度，此时的土层也就是可采用复合地基的临界土层厚度，由式 (5-6) 可得：

$$h = 607.5H_0 - 580L - 662.83B - 1.5P - 1666.67H + 4236.667 \quad (5-7)$$

式中： H ——溶洞顶板临界厚度 (m)；

L ——溶洞长度 (m)；

B ——溶洞宽度 (m)；

H_0 ——溶洞高度 (m)；

h ——土层折算压力 (kPa)；

P ——复合地基桩端压力 (kPa)。

当取得岩石强度指标、溶洞形态情况时以及上部荷载时，可采用式 (5-7) 定量计算采用复合地基所需的临界土层厚度，当实际土层厚度 $h_1 \geq h$ 时或上覆土层无土洞、塌陷等不良地质现象发育且下伏基岩质量等级达到IV级及以上时，则可采用复合地基进行地基加固处理，否则不宜采用复合地基或同时采取一定措施进行处理。

第 6 章 桂林岩溶区复合地基工程实例

随着复合地基处理技术应用的不断推广,复合地基在岩溶发育地区地基处理中的应用也取得了成功,尤其是在岩溶较发育的情况下,复合地基的成功应用取得了良好的经济和社会效益。

6.1 湖光山色小区一期雅湖苑地基处理工程实例

6.1.1 工程概况

拟建场地位于桂林市芦笛路南面,飞凤山的北面,地貌为岩溶准平原,构造处于桂林老人山背斜的北翼。飞凤山出露岩层为上泥盆统融县组石灰岩,山上石灰岩裸露,场地内溶沟、溶槽、石芽、溶洞,“鹰嘴岩”等岩溶现象十分发育。拟建建筑雅湖苑为 7 层框架结构商住楼,设计采用筏式基础。基坑开挖 4.70 米后通过机械插钎查明地基土层主要为硬可塑状红粘土及局部下伏发育的软流塑状红粘土,局部土层中发育有土洞。

6.1.2 场地不良地质作用发育情况

通过对插钎资料的分析,将基坑内软弱土层和土洞分布地段分成 1-16 区,各区基本情况如下表:

表 6.1 1 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-----|--------------|----|------------|
| 1-5 | 0.0~6.0 (土洞) | | |

表 6.2 2 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|------|-----------------------|------|----------------|
| 1-17 | 2.70~4.20 (软流塑) | 3-25 | 0.0~3.30 (软流塑) |
| 1-18 | 2.10~4.20 (软流塑) | 3-26 | 0.0~3.60 (软流塑) |
| 1-21 | 2.40~4.0 (软流塑, 已到岩面) | 3-27 | 0.0~3.60 (软流塑) |
| 1-24 | 3.60~4.20 (软塑) | 3-28 | 0.0~3.90 (软流塑) |
| 1-25 | 3.30~4.20 (软塑) | 4-25 | 0.0~1.20 (软流塑) |
| 2-22 | 2.70~3.50 (软流塑, 已到岩面) | | |

桂林理工大学硕士学位论文

表 6.3 3 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|------|-----------------|------|---------------|
| 3-33 | 4.20~5.70 (软流塑) | 4-34 | 0.0~3.0 (软流塑) |

表 6.4 4 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|------|----------------------|------|-----------------------|
| 3-42 | 3.90~5.10 (土洞, 已到岩面) | 4-43 | 2.40~4.20 (软流塑, 已到岩面) |
| 3-43 | 3.90~6.0 (土洞, 已到岩面) | 5-41 | 3.30~5.10 (软流塑, 已到岩面) |
| 4-41 | 3.0~4.80 (软流塑, 已到岩面) | | |

表 6.5 5 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-----|-----------------|------|------------------|
| 5-1 | 3.30~5.70 (土洞) | 11-1 | 1.50~大于 6.0 (土洞) |
| 5-2 | 1.80~4.20 (软流塑) | 12-3 | 0~4.8 (软流塑) |
| 8-1 | 3.6~5.10 (软流塑) | | |

表 6.6 6 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-----|---------------------|-----|-----------------------|
| 6-7 | 4.50~6.0 (软流塑) | 9-6 | 1.50~4.20 (软流塑, 已到岩面) |
| 8-7 | 0.0~9.70 (土洞, 已到岩面) | | |

表 6.7 7 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|------|----------------|------|----------------|
| 5-12 | 3.6~4.50 (软流塑) | 7-13 | 2.70~4.20 (软塑) |
| 5-14 | 3.6~4.50 (软流塑) | 7-14 | 3.90~5.40 (软塑) |
| 5-16 | 3.6~4.8 (软流塑) | 7-15 | 2.70~4.50 (软塑) |
| 6-13 | 3.3~5.4 (软流塑) | 8-14 | 3.90~5.40 (软塑) |
| 6-14 | 3.9~5.4 (软流塑) | 8-15 | 4.20~5.10 (软塑) |

表 6.8 8 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|----|------------|----|------------|
| | | | |

桂林理工大学硕士学位论文

| | | | |
|------|----------------|------|---------------|
| 7-21 | 1.50~3.90 (软塑) | 8-22 | 0.0~4.50 (土洞) |
| 8-21 | 0.0~5.10 (土洞) | 8-23 | 0.0~2.40 (可塑) |

表 6.9 9 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-------|----------------------|-------|----------------------|
| 10-28 | 3.3~5.70 (软塑) | 11-28 | 0.0~10.02 (土洞, 已到岩面) |
| 10-29 | 0.0~6.90 (软流塑, 已到岩面) | 11-29 | 0.0~10.02 (土洞, 已到岩面) |

表 6.10 10 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-------|-----------------|-------|-----------------------|
| 9-41 | 2.40~5.70 (土洞) | 12-36 | 1.2~4.50 (软流塑) |
| 10-39 | 2.40~4.20 (软流塑) | 12-37 | 0.0~6.90 (软流塑, 已到岩面) |
| 10-40 | 1.80~4.20 (软流塑) | 12-38 | 4.20~5.70 (软流塑, 已到岩面) |
| 10-41 | 2.40~4.20 (软流塑) | | |

表 6.11 11 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|------|-----------------|------|-----------------|
| 9-45 | 2.60~5.0 (土洞) | 9-47 | 1.80~4.20 (软流塑) |
| 9-46 | 2.40~4.20 (软流塑) | | |

表 6.12 12 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-------|----------------------|-------|----------------------|
| 15-17 | 3.30~5.70 (土洞, 已到岩面) | 15-18 | 3.30~5.50 (土洞, 已到岩面) |
| 15-19 | 3.30~5.0 (土洞, 已到岩面) | | |

表 6.13 13 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-------|-----------------------|-------|----------------------|
| 18-20 | 3.90~5.0 (软塑, 已到岩面) | 19-26 | 0.0~5.40 (软流塑, 已到岩面) |
| 18-21 | 3.30~3.90 (软流塑, 已到岩面) | 19-27 | 0.0~3.90 (软流塑) |
| 19-22 | 4.5~5.70 (软流塑, 已到岩面) | | |

桂林理工大学硕士学位论文

表 6.14 14 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-------|----------------------|-------|----------------------|
| 14-30 | 0.0~0.90 (软塑) | 17-31 | 0.0~3.90 (软塑) |
| 14-32 | 0.0~1.50 (软塑) | 17-32 | 0.0~3.60 (软塑) |
| 14-33 | 0.0~1.20 (软塑) | 17-33 | 0.0~3.0 (软塑) |
| 14-34 | 0.0~0.90 (软塑) | 17-34 | 0.0~3.0 (软塑) |
| 14-35 | 0.0~1.50 (软塑) | 17-35 | 0.0~2.40 (软塑) |
| 14-36 | 0.0~1.50 (软塑) | 18-29 | 0.0~2.40 (软塑) |
| 15-30 | 0.0~4.50 (软塑) | 18-30 | 0.0~2.40 (软塑) |
| 15-31 | 0.0~4.50 (软塑) | 18-31 | 0.0~2.70 (软塑) |
| 15-32 | 0.0~10.20 (土洞, 已到岩面) | 18-34 | 0.0~2.10 (软塑) |
| 15-33 | 0.0~9.00 (土洞, 已到岩面) | 18-35 | 0.0~2.10 (软塑) |
| 15-34 | 0.0~7.50 (土洞, 已到岩面) | 19-30 | 0.0~1.80 (软流塑) |
| 15-35 | 0.0~1.50 (软流塑) | 19-31 | 0.0~2.10 (软流塑) |
| 15-36 | 0.0~1.50 (软流塑) | 19-33 | 0.0~10.80 (土洞, 已到岩面) |
| 16-32 | 0.0~14.10 (土洞, 已到岩面) | 19-34 | 0.0~9.30 (土洞, 已到岩面) |
| 16-33 | 0.0~9.30 (土洞, 已到岩面) | 19-35 | 0.0~2.10 (土洞边沿, 软塑) |
| 16-34 | 0.0~1.80 (软塑, 土洞边沿) | | |

表 6.15 15 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-------|---------------------|-------|-----------------------|
| 20-40 | 0.0~大于 6.0 (土洞) | 21-43 | 3.0~4.50 (软塑, 已到岩面) |
| 21-40 | 0.0~大于 6.0 (土洞) | 22-41 | 2.70~5.40 (软塑) |
| 21-41 | 0.0~大于 6.0 (土洞) | 22-42 | 1.80~3.90 (软流塑, 已到岩面) |
| 21-42 | 3.0~3.60 (软塑, 已到岩面) | 22-43 | 3.60~4.80 (软塑, 已到岩面) |

表 6.16 16 区软弱土层明细表

| 孔号 | 软弱土层深度 (m) | 孔号 | 软弱土层深度 (m) |
|-------|-----------------------|-------|-----------------------|
| 12-46 | 2.70~3.90 (软流塑, 已到岩面) | 17-52 | 0.0~1.50 (软流塑, 已到岩面) |
| 13-46 | 3.30~4.80 (软流塑, 已到岩面) | 18-44 | 4.20~5.40 (软流塑, 已到岩面) |

| | | | |
|-------|-----------------------|-------|-----------------------|
| 13-47 | 3.0~3.60 (软流塑, 已到岩面) | 18-45 | 2.40~3.60 (软流塑, 已到岩面) |
| 14-48 | 0.90~1.80 (软流塑, 已到岩面) | 18-46 | 2.40~3.30 (软流塑, 已到岩面) |
| 14-49 | 1.50~2.40 (软流塑, 已到岩面) | 18-47 | 3.90~4.50 (软流塑, 已到岩面) |
| 14-50 | 1.20~3.0 (软流塑, 已到岩面) | 18-48 | 0.0~2.10 米软流塑, 已到岩面) |
| 16-44 | 2.10~3.90 (软流塑, 已到岩面) | 18-49 | 0.0~1.50 (软流塑, 已到岩面) |
| 16-45 | 2.40~3.90 (软流塑, 已到岩面) | 18-51 | 0.0~1.50 (软流塑, 已到岩面) |
| 16-46 | 0.0~2.10 (软流塑, 已到岩面) | 19-48 | 3.60~4.20 (软流塑, 已到岩面) |
| 17-42 | 2.40~5.70 (土洞, 已到岩面) | 19-49 | 2.40~3.60 (软流塑, 已到岩面) |
| 17-43 | 1.80~3.60 (软流塑, 已到岩面) | 19-50 | 2.40~3.0 (软流塑, 已到岩面) |
| 17-44 | 2.70~4.20 (软流塑, 已到岩面) | 19-51 | 1.20~1.50 (软流塑, 已到岩面) |
| 17-45 | 2.70~3.90 (软流塑, 已到岩面) | 20-48 | 2.10~3.60 (软流塑) |
| 17-46 | 2.40~3.60 (软流塑, 已到岩面) | 20-50 | 2.40~3.90 (软流塑) |
| 17-47 | 2.10~3.30 (软流塑, 已到岩面) | 20-51 | 2.40~4.20 (软流塑, 已到岩面) |
| 17-51 | 0.0~1.50 (软流塑, 已到岩面) | | |

6.1.3 地基处理设计

按结构设计单位要求对筏板基础范围内局部软弱区域进行加固处理, 处理后复合地基承载力特征值不小于 140kPa。据勘察报告及基础机械钎探报告, 筏板式基础范围内软弱区域插钎软土埋深 0~6.9m, 平均埋深约 5.0m, 个别至灰岩面。由于局部区域土层强度达不到设计要求, 经业主、设计、勘察等部门研究后决定采用高压喷射注浆法对局部软弱区域进行加固处理。

据岩土工程勘察及基础机械钎探, 按不良地质现象发育情况, 本栋建筑地基分为以下两区域进行地基加固处理:

(1) 软弱土层分布区域

据勘察报告及基础机械钎探报告, 筏板式基础范围内软弱区域插钎软土埋深 0~6.9m, 平均埋深约 5.0m, 个别至灰岩面, 开挖至基底标高后, 考虑设置 0.10m 基础垫层及 0.30m 褥垫层, 则本区域设计有效桩长 9.0m, 以硬塑粘土层为桩端持力层, 施工桩长深度至现地面以下 9.5m, 设计桩长范围内达到石灰岩则桩长至岩面;

土层力学参数依据勘察报告钻孔资料及机械钎探报告土层分布及分层情况, 处理时桩周土按 2 层土进行单桩承载力计算, 土层厚度、强度平均值及侧阻力平均值按勘察报告及机械钎探报告建议值分别取值如下:

第一层 (硬塑状 1 层): $l_1=4.5\text{m}$, $f_{sk1}=180\text{ kPa}$, $q_{s1}=20\text{kPa}$;

第二层（软流塑状 3~4 层）： $l_2=4.5\text{m}$ ， $f_{sk2}=70\text{kPa}$ ， $q_{s2}=8\text{kPa}$ ；

桩端持力层 q_p ：取硬塑粘土层为 $q_p=180\text{kPa}$ ，石灰岩层为 $q_p=1000\text{kPa}$ 。

(2) 塌陷或土洞范围区域

开挖至基底标高后，考虑设置 0.10m 基础垫层及 0.30m 褥垫层，设计桩长达到石灰岩岩面；根据土洞或塌陷填充情况，本设计不考虑桩周土侧摩阻力作用，天然地基承载力 f_{sk1} 取为 0 kpa，桩端持力层 q_p 取石灰岩层为 $q_p=1000\text{kPa}$ 。

6.1.4 地层强度验算及处理措施

(1) 软弱土层分布区域承载力验算

旋喷桩径取 0.6m， f_{cu} 取 3000kPa，则：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p = 1.88 \times (4.5 \times 8 + 4.5 \times 20) + 0.2826 \times 180 = 287.75 \text{ KN}$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p = 0.33 \times 3000 \times 0.2826 = 279.77 \text{ KN}$$

R_a 取小值，本设计取 $R_a = 270 \text{ KN}$

取置换率 $m=0.1$ ，将上述参数代入式 (3-7) 可得：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = 270 \times 0.1 / 0.2826 + 0.3 \times (1-0.1) \times 180 = 144.14 \text{ kPa} > 140 \text{ kPa}$$

此时，软土层强度由式 (3-7) 可得：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = 270 \times 0.1 / 0.2826 + 0.3 \times (1-0.1) \times 70 = 114.44 \text{ kPa} < 140 \text{ kPa}$$

考虑到地基已进行基坑开挖，局部软土层较厚，因此决定采取提高置换率的处理措施，取置换率 $m=0.13$ ，将上述参数代入式 (3-7) 可得：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = 270 \times 0.13 / 0.2826 + 0.3 \times (1-0.13) \times 70 = 142.47 \text{ kPa} > 140 \text{ kPa}$$

(2) 土洞或塌陷范围区域

由式 (3-27) 可得：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p = 0.2826 \times 1000 = 282.6 \text{ KN}$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p = 0.33 \times 3000 \times 0.2826 = 279.77 \text{ KN}$$

R_a 取小值，本设计取 $R_a = 270 \text{ KN}$

取置换率 $m=0.15$ ，将上述参数代入式 (3-28) 可得：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = m \frac{R_a}{A_p} = 0.15 \times 270 / 0.283 = 143.1 > 140 \text{ kPa}，\text{满足设计要求。}$$

稳定性验算：

由式 (4-30) 可得：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 3.14^2 \times 80 \times 10^3 / 40^2 = 0.493 \times 10^3 < 3 \times 10^3 \text{ kPa} \quad \text{则:}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = 0.139 \times 10^3 \text{ KN}$$

由已知条件可得单桩处理面积为： $0.2826/0.15=1.884\text{m}^2$ ，若上部荷载全部集中由桩体承担，则桩体承担荷载为： $140 \times 1.884=263.76\text{KN} > P_{cr}=139\text{KN}$ ，复合地基桩体将发生失稳破坏，因此，需对土洞塌陷采取相关处理措施以保证单桩稳定性。由于土洞、塌陷发育尚需考虑负摩阻力的影响，决定采取在土洞、塌陷发育区进行超喷措施，施工时，对土洞进行满喷处理以消除负摩阻力的影响及保证单桩稳定性。

6.1.5 变形验算

取四个点（两个天然地基点：点1及点3；两个处理加固点：点2及点4）经采用复合模量法计算，点1及点3的沉降分别为14.52mm和9.62mm；点2及点4的沉降分别为28.37mm和32.45mm，平均沉降为21.24<200mm，满足要求；

建筑物高24<Hg<60，则整体倾斜为：

纵向： $[(28.37+32.45)/2-(14.52+9.62)/2]/85000=0.00022<0.003$ ，满足规范要求。

横向： $[(14.52+28.37)/2-(9.62+32.45)/2]/43100=0.000001<0.003$ ，满足规范要求。

6.1.6 地基处理效果检测

施工结束后，质监部门对地基处理施工质量进行了检测，检测方法为复合地基压板静载试验，采用直径1.5m的圆形钢板加载，最大试验荷载为设计要求值的2倍，共分10级加载，除首级为直接加两级外，其余为逐级加载。载荷试验结果如表6.17所示。

表 6.17 载荷试验结果表

| 桩号 | 桩径(m) | 桩长(m) | 压板面积 (m ²) | 压板最大沉 降量(mm) | 压板最大回弹 量(mm) | 承载力特征值 (kPa) |
|-----------------|-------|-------|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 26 | 0.6 | 4.2 | 2.25 | 8.03 | 3.52 | 140 |
| 40 | 0.6 | 13.9 | 2.25 | 6.11 | 2.93 | 140 |
| 56 | 0.6 | 4.5 | 2.25 | 8.39 | 3.63 | 140 |
| 245 | 0.6 | 4.8 | 2.25 | 26.47 | 6.05 | 140 |
| 469 | 0.6 | 3.2 | 2.25 | 16.93 | 5.22 | 140 |
| 复合地基承载力特征值(kPa) | | | | | | 140 |

由表6.17可以看出：在最大荷载下的沉降为8.03~26.47mm，平均为13.19mm，满足规范要求。因此，该工程的地基处理效果达到了设计要求。

6.2 桂林北斗大厦商住楼地基处理工程实例分析

6.2.1 工程概况

桂林北斗大厦商住楼位于铁西职工业余大学西面, 桂林市 17 中学北面, 地貌单元属于漓江 I 级阶地, 地上建筑总面积为 5122m², 主楼 12~15 层, 裙楼 1 层, 地下室一层高为 4.05 米, 框架结构, 高层建筑物。该建筑物基础形式为筏板基础, 地基土出露为粉质粘土、粉土, 下卧分布有软弱层。

6.2.2 场地岩土层分布及不良地质作用

(1) 场地岩土层

据勘察报告, 该场地揭露土层主要有: 杂填土, 层厚 0.6~2.3m; 淤泥层厚 0.2~0.9m; 硬塑状粉质粘土, 层厚 2.0~3.0m, 呈透镜体分布; 可塑状粉质粘土, 层厚 2.3~7.7m; 稍密~松散状粉土, 层厚 1.8~2.8m, 仅分布于 14、15 号钻孔附近; 极松散粉土, 层厚 0.4~3.5m; 细砂, 呈透镜体, 层厚 0.6~12.3m; 圆砾, 层厚 1.4~7.1m; 中密状卵石, 层厚 1.0~6.2m; 稍密状卵石, 层厚 0.7~9.5m; 松散状卵石, 层厚 0.7~4.7m; 可塑状粘土, 层厚 1.2~13.0m; 软~流塑状粘土, 层厚 1.3~16.0m; 可塑状有机质粉质粘土及软~流塑状有机质粉质粘土位于卵石下; 下伏基岩为石灰岩。

(2) 场地不良地质作用

①场地属岩溶发育区, 勘察中, 部分地段卵石层缺失或埋深大, 且下部分布有厚达 19.0m 的软~流塑状态的有机质粉质粘土层。

②揭露岩体为较破碎~破碎状, 结构面多为方解石脉充填, 岩体基本质量级别为 IV 级; 极破碎状, 裂隙发育, 结构面为方解石脉或粘性土充填, 结合较差, 岩体基本质量级别为 V 级。基岩面起伏很大, 钻孔揭露岩面埋深浅者仅为 6.8m, 深者达 32.0m, 高差达到 25.2m。且岩溶强烈发育, 钻孔遇洞率达 25%, 岩溶形态多异, 溶蚀沟槽, 岩溶裂隙、石芽、石锥、鹰嘴岩、溶洞等多有分布, 其中揭露较为发育的溶洞见表 6.18。

表 6.18 溶洞发育表

| 孔号 | 土层深度(m) | 溶洞、“鹰嘴”灰岩顶 | | 洞高(m) | 洞宽(m) | 洞长(m) |
|----|---------|------------|--|-------|-------|-------|
| | | 板厚度(m) | | | | |
| 11 | 12.6 | 1.6 | | >16 | 1.3 | 4.1 |
| 21 | 9.2 | 1.8 | | 4.9 | 1.6 | 4.5 |

③场地分布有极松散粉土层、松散细砂层及软塑状态的有机质粉质粘土层, 构成下卧

软弱层。场地具备土洞及地表塌陷发育条件，在地下水频繁变动的情况下，极易发展成为土洞、塌陷。

④场地分布土层种类多，水平分布及垂直分布不均匀，规律性差，各土层物理力学性质差异较大。

6.2.3 地基处理设计

该场地岩溶发育，土层种类多，根据勘察报告，场地分为浅层灰岩区和深层软土发育区，因此，地基处理设计宜根据场地实际情况，对场地进行针对性处理。经设计、勘察、监理等单位认真研究，决定采取素混凝土桩桩结合高压喷射注浆复合地基的方法对该区域进行加固处理，要求处理后复合地基承载力特征值不小于 280kPa。

根据勘察报告，场地分为浅层灰岩区和深层软土发育区以及局部溶洞（鹰嘴岩）发育区，根据场地实际情况，进行分区设计处理。

(1) 浅层灰岩区

处理面积 1782m²，拟采用素混凝土桩，桩径取 0.5m，平均桩长 6 米，桩周土侧阻力特征值取 10kPa，强度 50 kPa，处理到灰岩面，桩端阻力灰石取 2000kPa: $l_1=6.0\text{m}$, $f_{sk1}=50\text{ kPa}$, $q_{s1}=10\text{kPa}$; $q_p=2000\text{kPa}$

(2) 软土分布区

处理面积 945m²，拟采用素混凝土桩，桩径取 0.5m，平均桩长 4 米。桩周土侧阻力特征值取 10kPa，强度 50 kPa，处理到卵石面，桩端阻力卵石层取 2000kPa : $l_1=4.0\text{m}$, $f_{sk1}=50\text{ kPa}$, $q_{s1}=10\text{kPa}$, $q_p=2000\text{kPa}$ 。

(3) 溶洞（鹰嘴岩）发育区

拟采用素混凝土桩，桩径取 0.5m，根据溶洞发育情况，处理后进行强度验算。

6.2.4 地层强度验算及处理措施

(1) 浅层灰岩区

采用素混凝土桩，混凝土强度等级 C15，置换率取 0.125，按式 (3-7) 进行承载力验算：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = 0.125 \times 400 / 0.1963 + 33 = 288 > 280\text{kPa} \quad \text{满足设计要求。}$$

(2) 软土发育区

采用素混凝土桩，混凝土强度等级 C15，置换率取 0.125，按式 (3-7) 进行承载力验算：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = 0.125 \times 400 / 0.1963 + 33 = 288 > 280\text{kPa} \quad \text{满足设计要求。}$$

经处理后的地基, 当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时, 尚需根据《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 第 5.2.7 条验算下卧层的地基承载力:

$$P_z + P_{cz} \leq f_{az}$$

$$P_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2ztg\theta)(l + 2ztg\theta)}$$

l 取 72m, b 取 36m, θ 取 28° , z 取 6m, 经计算, 下卧软弱层地基承载力处理到 200kPa 时, 才满足要求。

设计决定采用旋喷桩进行处理, 桩径取 0.6m, 处理厚度按 15m 计, 置换率取 18.5%, 按式 (3-7) 进行承载力验算:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} = 0.185 \times 280 / 0.283 + 0.4 \times (1-0.185) \times 60 = 200.2 \text{ kPa}$$

处理后, 下卧软弱层承载力根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002) 规范, 不做宽度修正, 深度修正为 1, 进行修正计算如下:

$$f_a = f_{spk} + \gamma_0(d - 0.5)$$

式中: f_{spk} 为 200.2kPa;

γ_0 基础底面上土的加权平均重度, 地下水以下取 9 kN/m^3 ;

d 为下卧软土埋深, 取 10m;

计算得: $f_a \geq 285.7 \text{ kPa}$, 满足要求。

(3) 溶洞(鹰嘴岩)发育区

溶洞或“鹰嘴”岩顶板稳定性分析

根据地质勘察资料, 本场地下伏基岩岩石质量等级为 IV~V 级, 较差, 但仍可代入式 (5-6) 或 (5-7) 进行定量估算, 代入式 (5-6) 得:

$$H = 0.348L + 0.3977B - 0.3645H_0 + 0.0006h + 0.0009P - 2.542 = -3.939 < 1.6 \quad \text{稳定}$$

$$H = 0.348L + 0.3977B - 0.3645H_0 + 0.0006h + 0.0009P - 2.542 = 0.325 < 1.8 \quad \text{稳定}$$

由于该基岩岩石质量等级较差为 V 级, 结合桂林市岩溶区地基施工经验, 本场地溶洞尚需进行加固处理。

本场地溶洞地基采用素混凝土桩结合高压喷射注浆处理, 对溶洞内软土进行引孔后采用旋喷桩处理, 要求处理后洞内土层强度达到 150kPa, 旋喷桩桩径取 0.6m, 处理厚度按 5m 计。

6.2.5 地基处理效果检测

施工结束后, 质监部门对地基处理施工质量进行了检测(本检测针对 CFG 桩), 检测方法为复合地基压板静载试验, 采用直径 1.4m 的圆形钢板加载, 最大试验荷载为设计要求值的 2 倍, 共分 10 级加载, 除首级为直接加两级外, 其余为逐级加载。载荷试验结果

如表 6.19 所示。

表 6.19 载荷试验结果表

| 桩号 | 桩径(m) | 桩长(m) | 压板面积 (m ²) | 压板最大沉 降量(mm) | 压板最大回 弹量(mm) | 承载力特征值 (kPa) |
|-----------------|-------|-------|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 120 | 0.5 | 10.2 | 1.54 | 9.73 | 4.39 | 282 |
| 354 | 0.5 | 8.8 | 1.54 | 28.32 | 6.50 | 282 |
| 418 | 0.5 | 6.0 | 1.54 | 32.99 | 6.86 | 282 |
| 718 | 0.5 | 5.3 | 1.54 | 14.57 | 5.24 | 282 |
| 783 | 0.5 | 5.8 | 1.54 | 50.57 | 7.82 | 282 |
| 1063 | 0.5 | 5.7 | 1.54 | 17.13 | 5.78 | 282 |
| 复合地基承载力特征值(kPa) | | | | | | 282 |

由表 6.19 可以看出：在最大荷载下的沉降为 9.73~50.57mm，平均为 25.55mm，满足规范要求。因此，该工程的地基处理效果达到了设计要求。

上述两个工程实例的成功应用，说明了桂林岩溶发育地区采用复合地基处理技术可取得良好加固效果，根据场地实际情况，在岩溶发育区避开桩基础而采取复合地基处理技术可取的较好的经济效益。

第7章 结论与建议

7.1 本文的结论

本文分析总结了复合地基处理技术的应用和研究现状,介绍了一些复合地基基本概念,针对桂林岩溶不良地质作用的实际情况,对桂林岩溶区复合地基的形成机理进行分析,并探讨了发育有不良地质作用场地的复合地基承载力计算及稳定性分析,最后介绍了两个工程实例,本文的上述工作得到了以下一些结论:

1. 在桂林岩溶发育区常发育有土洞、塌陷及下部软流塑软土,在这些不良地质作用发育区采用复合地基时,其桩侧土体提供的侧阻力极小甚至为零,且有时存在负摩阻力的影响,而这些情形,在工程实践中往往被忽略。

针对桂林岩溶区的地基土层特点,提出了复合地基设计中负摩阻力、相对软弱夹层验算、沉降验算等应该注意一些问题。

2. 在岩溶发育区,应根据下伏基岩的埋藏条件及不良地质作用的发育程度进行复合地基稳定性验算。本文针对桂林岩溶区土洞及塌陷发育情况,引入欧拉公式,对复合地基单桩稳定性进行了验算,对于搅拌桩及旋喷桩等柔性桩可按欧拉公式进行稳定性验算。

3. 本文针对桂林岩溶区场地的实际情况,首次提出岩溶区复合地基临界土层厚度的概念,即:为了满足建筑要求在岩溶发育区采用复合地基加固方法所需的最低的土层厚度,或者说在土洞(塌陷)、溶洞同时竖向发育时,为保证复合地基的稳定性所需要的最低上覆土层厚度。

4. 分析了溶洞顶板稳定性的影响因素,把桂林岩溶区复合地基的稳定性归结为单桩桩体稳定性、群桩稳定性、复合地基覆盖岩溶临空面的稳定性、洞室复合地基稳定性等类型,对复合地基的稳定性问题进行分析;在岩溶发育区,应根据不良地质作用发育程度,对复合地基进行稳定性分析;

5. 通过有限元分析了溶洞形态、上覆土层厚度及复合地基桩体荷载与溶洞顶板临界厚度的关系。通过模拟计算可知,溶洞高度与顶板临界厚度的关系可用二次多项式表示,其它各影响因素和溶洞顶板临界厚度之间的关系均可以用线性表示。

6. 通过分析发现,随着溶洞长度及宽度的增大,顶板临界厚度也增大;随着上覆土层厚度的增加,顶板临界厚度略有增加;随着复合地基桩体压力的增大,顶板厚度也明显增大。

7. 运用多元回归行分析,得出溶洞顶板临界厚度与溶洞形态、上覆土层厚度及复合地基承载力的数学关系式及复合地基临界土层厚度的预测数学关系式及复合地基临界土层厚度的预测数学关系式:

$$H = 0.348L + 0.3977B - 0.3645H_0 + 0.0006h + 0.0009P - 2.542$$

$$h = 607.5H_0 - 580L - 662.83B - 1.5P - 1666.67H + 4236.667$$

8. 详细介绍了复合地基在桂林岩溶区应用的两个实例, 说明复合地基在岩溶发育区具有很大的发展前景; 质量检测证明复合地基的处理效果良好, 取得了很好的经济和社会效益。

7.2 进一步研究的建议

岩溶发育区由于其本身的特殊性, 土洞、塌陷、溶洞、溶沟、溶槽等不良地质作用的存在, 使得岩溶区的复合地基与一般性场地的复合地基既有类似之处, 也有其自身的特点, 因此, 建议岩溶区复合地基尚可针对其自身的特殊性进行以下几方面的具体研究:

1. 承载力计算方法

在岩溶发育地区, 地质条件复杂, 使得桩长、桩土间的相互作用、加固体厚度、复合地基受力机理等均存在很大的不确定性, 岩溶区复合地基采取何种合理可行的计算方法尚需进行进一步研究。

2. 承载力可靠度分析

由于岩溶发育地区, 土洞、塌陷、溶洞、溶沟、溶槽等不良地质作用的存在, 对复合地基承载力进行可靠度分析也具有很强的实际意义。

致谢

本文是在导师刘之葵教授精心指导下完成的，从论文的选题到论文的撰写及定稿，都凝聚着导师的心血。在此谨向导师表示崇高的敬意和衷心的感谢！导师求真务实的学术作风、严谨慎密的治学态度、不屈不挠的开拓创新精神、坦荡的胸襟和极强的事业心，为我指明了前进的方向，让我受益终生。

感谢桂林工学院勘察设计研究院、广西基础勘察工程有限公司、桂林市勘察设计研究院唐合刚师兄在论文资料收集集中给予的帮助！

感谢老师王杰光教授，同学唐名富硕士及魏运均硕士在 ANSYS 软件学习中提供的帮助！

感谢肖桂元老师、曹贤发师兄在生活及生产实践中提供的帮助！

感谢所有在学习和生活中给予我支持和鼓励的师弟师妹和同学！

最后，感谢多年来一直关心我成长的家人和亲戚朋友。

参考文献

- [1] 龚晓南主编.地基处理手册(第二版)[M].北京:中国建筑工业出版社,2000
- [2] 叶书麟等.地基处理[M].北京:中国建筑工业出版社,1997
- [3] 刘景政等.地基处理与实例分析[M].北京:中国建筑工业出版社,1998
- [4] 叶观宝.地基加固新技术(第2版)[M].北京:机械工业出版社,1999
- [5] 龚晓南.复合地基发展概况及其在高层建筑中的应用[J].土木工程学报,1999,32(06):3-10
- [6] 龚晓南.复合地基理论及工程应用[M].北京:中国建筑工业出版社,2002
- [7] 王启铜.柔性桩的沉降(位移)特性及荷载传递规律.[博士学位论文].杭州:浙江大学,1991
- [8] 段继伟.柔性桩复合地基的数值分析.[博士学位论文].杭州:浙江大学,1993
- [9] 阎明礼,张东刚.CFG桩复合地基技术及工程实践[M].中国水利电力出版社,2001
- [10] 李立新,段月明,陈维杰.复合地基理论研究进展[J].沈阳建筑工程学院学报(自然科学版),2001,17(3):193-196
- [11] 高有潮.射水成孔法袋装碎石桩[J].地基处理,1990,1(01):25-30
- [12] 龚晓南.有关复合地基的几个问题[J].地基处理,2000,11(03):25-30
- [13] 史佩栋.地基处理技术发展新动向[J].岩土工程界,2000,(01):10-12
- [14] 阎明礼,杨军.CFG桩复合地基在工程中的应用[J].施工技术,1991,(02):15-16
- [15] 张爱军,谢定义.复合地基理论研究的历史与最新发展[J].土工基础,2004,18(06):64-67
- [16] 冯瑞玲,谢永利.柔性基础上粉喷桩复合地基的承载力计算[J].土木工程报,2005,38(5):63-66
- [17] 龚晓南.复合地基引论(一)[J].地基处理,1991,2(03):36-42
- [18] 龚晓南.复合地基引论(二)[J].地基处理,1991,2(04):1-11
- [19] 郑俊杰,袁内镇,张小敏.多层复合地基承载力计算及检测方法[J].岩土力学与工程学报,2001,20(3):391-393
- [20] 俞仲泉,顾家龙.土工织物与砂垫层复合地基加固地基[J].地基处理,1991,2(01):13-19
- [21] Hughes J M O, Withers N J.Reinforce Soft Cohesive Soils with Stone Columns.Ground Engineering, 1974,3(07):291-288
- [22] Brauns J.Die Anfangstraglast Von Schottersaulen in bindigen Untergrund. Die Bautechnik,1978,8(08):263-271
- [23] 盛崇文.软土地基用碎石桩加固后的极限承载力计算[J].水利水运工程学报,1980,(02):1-9
- [24] 林孔镒.碎石桩地基的承载力与沉降计算探讨[J].工业建筑,1984,(07):1-6
- [25] 盛崇文.碎石桩复合地基的沉降计算[J].土木工程学报,1986,(01):72-79
- [26] 郭蔚东,钱鸿缙.饱和黄土碎石桩地基沉降计算[J].土木工程学报,1989,(02):13-21
- [27] 韩杰,叶书麟.碎石桩复合地基的有限元分析[J].岩土工程学报,1992,(s1):13-19
- [28] 杨有海.加筋碎石桩的承载力分析[J].岩土工程学报,1993,(05):107-111

- [29] 陈竹昌,王建华.采用弹性理论分析搅拌桩性能的探讨[J].同济大学学报(自然科学版),1993,21(01):18-25
- [30] 吴春林,阎明礼,杨军.CFG 桩复合地基承载力简易计算方法[J].岩土工程学报,1993,15(02):94-103
- [31] 段继伟,龚晓南,曾国熙.水泥搅拌桩的荷载传递规律[J].岩土工程学报,1994,16(04):1-7
- [32] 李作勤.复合地基中桩土应力比和优化设计[J].岩土力学,1995,16(04):30-37
- [33] 阎明礼,吴春林,杨军.水泥粉煤灰碎石桩复合地基试验研究[J].岩土工程学报,1996,18(02):55-62
- [34] 吴春林,阎明礼,杨军.CFG 桩及其复合地基水平荷载作用下的性状[J].工程勘察,1996,(04):18-21
- [35] 王盛源,关锦荷,王保田.大粒径碎石桩现场大型综合试验[J].岩土工程学报,1997,(06)
- [36] 金宗川,顾源兴,汪稔等.垫层作用下石灰桩复合地基工作性状[J].岩土工程学报,1998,20(02):37-40
- [37] 蒋军,谢新宇,潘秋元等.含竖向增强体复合土体的极限承载力[J].岩土工程学报,1998,20(02):55-58
- [38] 毛前,龚晓南.桩体复合地基柔性垫层的效用研究[J].岩土力学,1998,19(02):67-73
- [39] 张晶,李斌.CFG 桩复合地基承载力的试验研究[J].合肥工业大学学报(自然科学版),1999,22(05):118-121
- [40] 李宁等.复合地基中褥垫作用机理研究[J].岩土力学,2000,21(01):10-15
- [41] 候永峰,张航,周建等.循环荷载作用下复合地基沉降分析[J].工业建筑,2001,(06)
- [42] 李仁民,方磊,刘松玉.采用联合求解法分析复合地基附加应力和沉降[J].中南公路工程,2002,27(04):9-12
- [43] 陈洪,温晓贵,吴慧明.不同刚度基础下复合地基沉降变形性状研究[J].工业建筑,2003,33(11):13-16
- [44] 李海芳,龚晓南.填土荷载下复合地基加固区压缩量的简化算法[J].固体力学学报,2005,26(01):111-114
- [45] 陈昌仁,侯新宇,郭洪涛.CFG 桩复合地基承载力经验公式的修正及应用[J].河海大学学报(自然科学版),2006,34(3):321-324
- [46] 屠毓敏,俞亚南.刚性桩复合地基水平承载力特性[J].岩土力学,2007,28(11):2329-2332
- [47] 赵明华,刘恩,张玲.基于 Newmark 法的复合地基沉降计算方法研究[J].勘察科学技术,2007,(02):3-6
- [48] 朱奎,徐日庆,吴冬虎等.刚-柔性桩复合地基荷载分担比研究[J].浙江大学学报(工学版),2008,42(02):359-363
- [49] 孙林娜,龚晓南,散体材料桩复合地基沉降计算方法的研究[J].岩土力学,2008,29(3):846-848
- [50] 叶书麟,韩杰,叶观宝.地基处理与托换技术(第二版)[M].北京:中国建筑工业出版社,1994:17-18
- [51] 缪钟灵,宗凤书.桂林岩溶塌陷风险评价[J].中国地质灾害与防治学报.1995,6(02):58-66
- [52] 李忠铭.强岩溶发育区某些岩土工程问题(一)[J].桂林工学院学报,2002,22(4):472-475
- [53] 李忠铭.强岩溶发育区某些岩土工程问题(二)[J].桂林工学院学报,2003,23(2):197-201
- [54] 李忠铭.强岩溶发育区某些岩土工程问题(三)[J].桂林工学院学报,2003,23(4):427-434
- [55] 刘之葵,刘宝臣,谢永雄.桂林岩溶地基中的不良地质现象及治理[J].路基工程,2007(05):163-165
- [56] 覃柳华.压力灌浆法在粘土岩溶土洞加固中的应用[J].广西土木建筑,1999,24(04):187-190
- [57] Davis EH,Poulos HG.The Analysis of Piled Raft Systems.Australia Geotechnique Journal,1972,(02):21-27

- [58] Burland JB, Broms BB, et al. Behavior of Foundations and Structures. Proceeding 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, 1977, (02):495-546
- [59] Cooke RW. Piled Raft Foundation on Stiff Clays—a Contribution to Design Philosophy. Geotechnique. 1986, 36(02):169-203
- [60] Chow YK, Thevendran V. Optimisation of Pile Groups. Computers and Geotechnics. 1987, (04):43-58
- [61] Randolph MF. Design Methods of Pile Group and Piled Rafts: State-of-the-Art Report. Proceeding 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi. 1994, (02):61-82
- [62] Kim KN, Lee SH, et al. Optimal Pile Arrangement for Minimizing Differential Settlements in Piled Raft Foundation. Computers and Geotechnics. 2001, 28(02):235-287
- [63] Ta LD, Small JC. Analysis of Piled Raft Systems in Layered Soils. International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics. 1996, 20(01):57-72
- [64] Poulos HG. Pile Raft Foundations: Design and Applications. Geotechnique. 2001, 51(2):95-113
- [65] 王宁伟. 复合地基理论及工程应用研究.[博士学位论文]. 哈尔滨:中国地震局工程力学研究所, 2006
- [66] 康景俊. 拉格都堆石坝基回填松砂和软土层振冲加固处理[J]. 水利学报, 1983, No.10
- [67] 盛崇文, 王盛源, 方永凯, 郑培成. 南通天生港电厂地基用碎石桩加固及其观测[J]. 岩土工程学报, 1983, 5(01)
- [68] 盛崇文. 软土地基用碎石桩加固后的极限承载力计算[J]. 水利水运科学研究, 1980, No.2
- [69] 史美绮. 贝天柱. 振密砂桩及空压砂桩加固软弱地基. 地基处理学术会议论文选集, 1980
- [70] 杨灿文. 挤密砂桩加密饱和粉细砂地基. 铁科院铁道建筑研究所论文集. 北京:中国铁道出版社, 1985
- [71] 曾昭礼. 振冲地基在我国的应用与发展[J]. 地基处理, 2000, 11(03)
- [72] 朱寿增, 周健红, 陈学军. 桂林市西城区岩溶塌陷形成条件及主要影响因素[J]. 桂林工学院学报, 2000, 20(2):100-105
- [73] 林天健, 熊厚金, 王利群. 桩基础设计指南[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 1999
- [74] 刘之葵, 梁金城. 深层搅拌桩设计中几个问题探讨[J]. 四川建筑科学研究, 2007, 33(01):115-117
- [75] 孙玉科等. 中国露天矿边坡稳定性研究[M]. 北京:中国科学技术出版社, 1994
- [76] 张有天等. 岩石高边坡的变形与稳定[M]. 北京:中国水利水电出版社, 1999
- [77] 胡志. 素混凝土桩复合地基试验研究及变形稳定性分析.[硕士学位论文]. 重庆:重庆大学土木工程学院, 2004
- [78] Lee. K.L. Buckling of Partially Embedded Piles in Sand. JSMFD ASCE, Vol.94, SM1, 1968:255-270
- [79] 傅朝方等. 侧摩阻力对桩稳定性的影响[J]. 华东公路, 2002, (04):71-74
- [80] 杨维好等. 顶板弹性嵌固、底部嵌固桩的稳定性分析[J]. 中国矿业大学学报, 1999, 28(06):544-546
- [81] 桩基工程手册编委会. 桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 1995:236-281
- [82] 赵明华等. 基桩计入摩阻力的屈曲分析[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(03):87-90
- [83] Zhao Minhua. Studying on the bucking of piles. Proc. ICSEC. 1990:440-445
- [84] 郭密文, 韩行瑞. 覆盖岩溶临空面稳定性研究[J]. 土工基础, 2001, 15(04)
- [85] 石祥锋. 岩溶区桩基荷载下隐伏溶洞顶板稳定性研究.[博士学位论文]. 武汉:中国科学院武汉岩土力

学研究所,2005

- [86] 周建普,李献民.岩溶地基稳定性分析评价方法[J].矿冶工程,2003,23(01):4-7
- [87] 牟春梅.岩溶区地基岩体溶洞顶板稳定性评价[J].西部探矿工程,2002,(04):33-35
- [88] 黎斌,范秋雁,秦凤荣.岩溶地区溶洞顶板稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2002,21(04):532-536
- [89] 程晔,曹文贵,赵明华.高速公路下伏岩溶顶板稳定性二级模糊综合评判[J].中国公路学报,2003,16(04):21-24
- [90] 陈尚桥,黄润秋.基础下浅埋洞室安全顶板厚度研究[J].岩石力学与工程学报,2000,19(增):961-966
- [91] 黄润秋,陈尚桥,黄家渝等.重庆市浅埋地下洞室安全顶板厚度研究[J].工程地质学报,1998,6(02):120-127
- [92] 刘之葵,梁金城,朱寿增等.岩溶区含溶洞岩石地基稳定性分析[J].岩土工程学报,2003,25(05):629-633
- [93] 岩土工程手册编写委员会.岩土工程手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1994
- [94] 李斌.公路工程地质(三版)[M].北京:人民交通出版社,1989
- [95] 李智毅等.工程地质学基础[M].武汉:中国地质大学出版社,1990
- [96] 陈国亮.岩溶地区地面塌陷的评价与处理[J].工程勘察,1983(01):25-30
- [97] 路桥集团第二公路工程局.路基[M].北京:人民交通出版社,2003
- [98] 黄伯瑜.岩溶地基稳定性评价与工程处理[J].勘察科学技术,1988(03):1-6
- [99] 彭柏兴等.建筑地基中防空洞的勘察评价和工程措施[J].南昌水专学报,1999(02):43-48
- [100] 彭柏兴.利用卸荷拱理论对地基中防空洞进行评价和处理[J].勘察科学技术,1999(01):25-31
- [101] 喻晓峰.桩基下溶洞顶板稳定性多因素模拟分析.[硕士学位论文].南宁:广西大学,2007
- [102] 丁春林,甘百先,钟辉红等.含土洞、溶洞的机场滑行道稳定性评估[J].岩石力学与工程学报,2003,22(08):1329-1333
- [103] William B. White. Karst hydrology :recent developments and open questions EngineeringGeology, 2002, Vol.65(2~3)P:85~105
- [104] 雷明堂,蒋小珍.岩溶塌陷研究线状、发展趋势及其支撑技术方法[J].中国地质灾害与防治学报,1998,9(03):1-6
- [105] 张如三,王天明.主编材料力学[M].北京:中国建筑工业出版社,1996
- [106] 易剑辉.覆盖岩溶临空面处桩基础的稳定性研究.[硕士学位论文].南宁:广西大学,2007
- [107] 黄经秋.某岩溶厂址大口径钻孔嵌岩灌注桩基勘察及评价.岩土工程技术文集,西安交通大学出版社,1988
- [108] 郝文化主编.ANSYS 土木工程应用实例[M].北京:中国水利出版社,2005
- [109] 张强勇,李术才,焦玉勇.岩体数值分析方法与地质力学模型试验原理及工程应用[M].中国水利水电出版社,2005.5
- [110] UgaiK.A method of calculation of total factor of safety of slops by elasto-plastic FEM[J].soils and Foundations,1989,29(02):190-195
- [111] 连锁营,韩国城,孔宪京.强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J].岩土工程学报,2001,23(04):407-411

- [112] 郑宏,李春光等.求解安全系数的有限元法[J].岩土工程学报[J],2002,24(05):626-628
- [113] 任青文,钱向东,赵引等.高拱坝沿建基面抗滑稳定性的分析方法研究[J].水利学报,2002(02):1-7
- [114] 周维垣,杨若琼,刻公瑞.高拱坝稳定性评价方法和准则[J].水电站设计,1997(2)
- [115] weiberg 著.王静龙,梁小药,李宝慧等译.应用线性回归(第二版)[M].北京:中国统计出版社,1998,3
- [116] 方开泰,全辉,陈庆云等.实用回归分析[M].北京:科学出版社,1998.10
- [117] Jhonneter,williamwasserman,MiehaelH.kutner 编著.张勇,王国明,赵秀珍等译.应用线性回归模型[M].北京:中国统计出版社,1990.6

个人简历

孟明辉：男，汉族，1983年9月21日生，广西全州县人；

2006年6月毕业于桂林工学院土木工程专业获工学学士学位；

2006年9月考入桂林工学院攻读地质工程专业硕士学位。

申请学位期间的研究成果及发表的学术论文

参与的生产科研项目：

[1] 2007年1月份开始陆续参加广西基础勘察工程有限责任公司生产施工项目20余项；

[2] 参加桂林工学院“桂林工学院雁山新校区球场设计”项目及数个灾评项目；

[3] 参加中国地质科学院桂林工程勘察院有限公司生产施工项目数项；

[4] 参加桂林市其他施工单位生产项目数项。

发表的学术论文：

孟明辉,刘之葵,陈钊.广西百罗高速公路路面塌陷成因分析及地基处理.岩土工程界, 2007
(12): 71-74