

**Study on Grout Diffusion Theory and Residual Stress on Base
Grouted Drilled Shaft**



Author's signature: _____

Supervisor's signature: _____

External Reviewers: _____

Examining Committee Chairperson:

Examining Committee Members:

Date of oral defence: _____

浙江大学研究生学位论文独创性声明

本人声明所呈交的学位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。除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得 浙江大学 或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示谢意。

学位论文作者签名：邹俊

签字日期：2010 年 9 月 13 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解 浙江大学 有权保留并向国家有关部门或机构送交本论文的复印件和磁盘，允许论文被查阅和借阅。本人授权 浙江大学 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和传播，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编学位论文。

学位论文作者签名：邹俊

导师签名：

张忠培

签字日期：2010 年 9 月 13 日

签字日期：2010 年 9 月 13 日

致谢

本文是在导师张忠苗教授的指导和关怀下完成的，论文撰写的过程中，大到选题、点拨思路、传授方法，小到语句的完善、错别字的改正，无不凝聚着恩师的汗水和心血。求学期间，导师渊博的知识、严密的思维、严谨的学术态度、精益求精的作风，都使我受益匪浅。在生活上，恩师对我也是关怀备至，不断给予我鞭策和鼓励，使我倍受感动。回首五年时光匆匆而逝，恩师的关怀和指导使学生终生铭记，学生的感激之情无以表达，唯有在论文提交之时衷心地感谢恩师和师母在生活和学习中给予的关怀！

在读博期间，得到了浙江大学岩土工程研究所夏唐代教授、俞峰副教授的关怀和指导，在此深表感谢！另外，还要感谢课题组各位师兄的帮助，他们是辛公锋师兄、张广兴师兄、刘瑜师兄、喻君同学、竺松师弟、王华强师弟、张乾青师弟、贺静漪师妹、陈晨师弟、孙苗苗师妹、寿旋师弟、林存刚师弟、房凯师弟、赵玉勃师弟、谢志专师弟、何景愈师弟、王智杰师弟、杨森师妹以及安中大楼 A-414 所有的兄弟姐妹，与他们的相识、相交、相知让我时时体味着人生的快乐和感动。也谢谢在这里未提及的，在学习生涯中给予我支持和微笑的同学们。

特别要感谢我的父母，在我成长过程中无私的奉献和支持，让我能够无后顾之忧地专心求学，以及默默支持我的妻子，正是她的理解和陪伴才能使我全身心投入到学业上来，他们的支持和鼓励始终是我学习和奋斗的动力。

最后，感谢评阅、评审本论文和出席本次论文答辩会的各位专家、教授，感谢你们在百忙之中抽出时间给予指导。

邹健

2010 年 6 月于求是园

摘要

通过室内模型试验、现场试验、电子显微镜扫描及理论分析相结合的方法,针对桩端后注浆过程中,浆液的扩散机理和桩侧桩端的残余应力开展了一系列有益的研究,主要的工作和成果如下:

(1) 利用自行设计开发的注浆模拟装置对粘土中浆液的扩散方式进行研究。结果表明:在粘土中注浆,随着浆液水灰比的增大,浆泡的直径减小,浆脉的数量及长度增加,浆脉的宽度减小,浆液的扩散方式逐渐由以压密为主向以劈裂为主过渡。粘土中劈裂注浆可分为三个阶段:鼓泡压密阶段、第一劈裂面阶段、后续劈裂面阶段。

(2) 在粘土中水泥浆压滤效应理论模型的基础上,推导出压滤效应的理论公式,并通过室内模拟试验对其进行验证。室内模拟试验表明:水泥浆无法通过渗透作用穿过粘土;滤出水的流量与压滤压力正相关,与粘土厚度负相关;最终水灰比不受初始水灰比、水泥浆高度、粘土厚度及压滤压力的影响,在试验中基本为一常量;最终压滤量与水泥浆高度及初始水灰比呈线性正相关;压滤结束时间与水泥浆高度、粘土厚度及初始水灰比呈线性正相关,与压滤压力呈反比。原子吸收试验表明,在压滤作用下, Ca^{2+} 离子随着滤出水扩散到粘土中,与吸附在土颗粒上的 Na^+ 和 K^+ 离子交换,从而降低了土颗粒表面双电层的厚度,进而使土体颗粒更加紧密。

(3) 利用扫描式电子显微镜,对注浆前后粘土、压滤效应前后粘土及注浆前后泥皮土进行对比分析,结果表明:原状粘土的断面形态为松散的絮状结构;经过清水压密固结,粘土颗粒间的孔隙明显减小,呈密实絮状结构;压滤作用使粘土颗粒团聚成粘土团,使土体强度提高;而压力注浆,使粘土团进一步粘聚成一个整体,土体强度大幅提高。原状泥皮土为絮状结构,经过压力注浆,桩侧泥皮转变为紧密团粒结构,泥皮土强度得到提高。

(4) 在水泥浆流变特性的研究基础上,推导出不同流型浆液渗透注浆扩散半径的表达式。并通过利用水泥浆流变特性对其进行简化,给出了不同水灰比水泥浆渗透注浆球面及柱状扩散半径的显式计算公式。

(5) 引入有效应力比的概念,建立了考虑压滤效应的粘土中压密注浆球(柱)孔扩张的控制方程,给出了径向应力和径向位移的表达式,并与传统孔扩张理论进行对比。结果表明,浆液越稀,传统的孔扩张理论的误差越大。

(6) 以幂律流体的平板窄缝流动为假定,得到了桩端后注浆劈裂注浆过程中,浆液在

桩底的扩散半径和沿桩侧的上返高度的计算公式。结果表明,劈裂注浆时,浆液在桩底的扩散半径与浆液在桩侧的上返高度随着水灰比、裂隙高度(桩侧泥皮厚度)、注浆压力的增大而增大。

(7) 通过工程实例,对桩侧冒浆的处理措施及处理效果进行研究。桩侧冒浆的主要原因因为桩侧泥皮厚、成桩龄期短、持力层可注性差、桩底沉渣厚等。桩侧冒浆可以通过提高持力层可注性,降低浆液水灰比,减小桩侧泥皮和桩底沉渣厚度并提高泥皮强度,间歇注浆四方面加以预防及处理。发生冒浆并通过复注达到设计注浆量的桩,其极限承载力略高于普通注浆桩。

(8) 分析了桩端后注浆残余应力的产生和消散,及其对后注浆桩极限承载力、侧摩阻力和端阻力的影响。注浆结束后,注浆压力的消散,使持力层进入超固结状态,使相同桩端位移下可发挥的端阻力提高。桩端后注浆桩的残余应力,通过对桩端土的预加载作用,提高端阻的发挥比例。若不考虑桩端后注浆对桩残余应力的影响,会造成对桩侧摩阻力的高估和桩端阻力的低估。

关键词: 桩端后注浆; 扩散机理; 残余应力; 压滤效应; 渗透注浆; 压密注浆; 劈裂注浆; 扩散半径; 桩侧冒浆

ABSTRACT

Model test, field test, scanning electron microscopy, and theoretical analysis were carried out to study the spreading mechanism of grout and the bearing behavior of post grouted drilled shaft. The study has provided some key findings summarized as below.

(1) Compaction grouting and fracture grouting were researched using a grouting simulation test device which was developed by the author. The results show that the diameter of grout ball and the width of grout fracture decrease with increasing grout water cement ratio, whereas the quantity and length of grout fractures increase with increasing grout water cement ratio. Under certain grouting pressure, the diffusion of grout will gradually turn from compaction grouting to fracture grouting as the water cement ratio increases. Fracture grouting in clay can be divided into three stages: (i) grout ball stage, (ii) first fracture surface stage, and (iii) following fracture surface stage.

(2) Based on the theoretical model of pressure filtration of cement grout in clay, the theoretical formula of pressure filtration was deduced, and then it was verified by 20 model tests. The test results show that cement grout can not penetrate into the clay without fractures. The flow of squeezed water has positive correlations with clay thickness and filtration pressure. The final water cement ratio is nearly a constant in these tests, it does not have correlations with initial water cement ratio, grout thickness, clay thickness and filtration pressure. The final squeezed water is linearly correlated with the grout thickness and the initial water cement ratio. The finish time is linearly correlated with grout thickness, clay thickness, and initial water cement ratio, and is in inverse proportion to filtration pressure. Atomic Absorption Spectrometry test shows that the Ca^{2+} ions from cement grout spread with the squeezed water into the clay, then the Ca^{2+} ions exchange with Na^+ and K^+ adsorbed in clay particles. This process reduces the thickness of the electric layer so soil particles become tighter.

(3) Scanning electron microscope was used to analyze the effect of grouting and pressure filtration on clay and mudcake. The results show that the natural Xiaoshan clay is of flocculent structure. After consolidation, the porosity between the clay particles is significantly reduced. After pressure filtration, the separated clay particles become more close to each other and form clay agglomerates of diameter about $30\mu\text{m}$. Pressure grouting will further improve the soil strength by making the clay agglomerates into a unit. The original mudcake is of flocculent structure, and after grouting, the porosity of the mudcake is significantly reduced.

(4) The expression of permeation radius was derived from the spherical/cylindrical diffusion model theory and the rheological property of cement grout, and then it was simplified by utilizing the rheological property of cement grout.

(5) The control equation of cavity expansion theory of compaction grouting in saturated clay was derived by introducing an effective stress ratio. In this control equation, the pressure filtration can be taken into account. Furthermore, equations of radial stress and radial deformation were derived. The comparisons between this present theory and the traditional cavity expansion theory show that traditional cavity expansion theory can not consider the impact of effective stress ratio and pressure filtration, so lower effective stress ratio will lead to larger error.

(6) Based on the assumption of exponential fluid and narrow plate model, formulas for calculating the penetration radius and the climb height in fracture grouting were deduced. It shows that the penetration radius and the climb height increase with increasing water cement ratio of grout, grouting pressure, and gap width (mudcake thickness).

(7) Theoretical study and case study both indicate that thicker mudcake, shorter curing age, lower groutability of bearing layer, and thicker debris will lead to larger climb height and higher risk of overflow. The overflow of grout can be prevented by increasing the groutability of bearing layer, and reducing the water cement ratio of grout, the mudcake thickness, and the debris thickness. The overflow of grout can also be prevented by intermission grouting. In the same grouting quantity, the overflow shaft has higher bearing capacity than the ordinary shaft.

(8) Theoretical analysis and field tests were carried out to study the generation and dissipation of residual stress on base grouted drilled shaft and their effects on ultimate bearing capacity. After grouting, the dissipation of shaft tip additional stress makes the bearing layer over consolidated, resulting in an increase in tip resistance at a given tip displacement. At the same time, by preloading the shaft tip soil, the residual stress improves the end bearing capacity, and thereby enhances the single shaft bearing capacity as well. If the residual stress is neglected, the skin friction will be underrated and the end bearing resistance will be overrated.

Key words: shaft base post grouting; diffusion theory; residual stress; pressure filtration; permeation grouting; compaction grouting; fracture grouting; spreading radius; overrun

目 录

致谢	I
摘要	I
ABSTRACT	III
目 录	i
第一章 绪 论	1
1.1 引言	1
1.2 桩端后注浆技术的研究现状	1
1.2.1 国外桩端后注浆技术研究现状	1
1.2.2 国内桩端后注浆技术研究现状	2
1.3 桩端后注浆浆液扩散机理的研究现状	4
1.3.1 渗透注浆理论的研究现状	4
1.3.2 压密注浆理论的研究现状	5
1.3.3 劈裂注浆理论的研究现状	7
1.4 本文研究内容	9
第二章 粘土中浆液扩散及压滤效应室内试验研究	10
2.1 粘土中浆液扩散方式室内试验研究	10
2.1.1 试验装置与材料	10
2.1.2 试验步骤	12
2.1.3 试验结果及分析	13
2.2 粘土中水泥浆压滤效应室内试验研究	17
2.2.1 粘土中水泥浆压滤效应的理论模型	17
2.2.2 粘土中水泥浆压滤效应的基本假定	18
2.2.3 粘土中水泥浆压滤效应的理论公式	18
2.2.4 试验装置和材料	20
2.2.5 试验步骤	21
2.2.6 试验结果及分析	21
2.2.7 压滤效应增强土体强度的机理分析	30

2.3 本章小结	31
第三章 不同种类土注浆前后扫描电镜分析	32
3.1 扫描电镜的基本原理	32
3.2 扫描电镜土样的制作	33
3.2.1 样品大小及性能	33
3.2.2 样品表面清洁	33
3.2.3 样品干燥	34
3.2.4 金属喷涂	34
3.3 不同种类土注浆前后扫描电镜分析	35
3.3.1 注浆前后粘土扫描电镜分析	35
3.3.2 压滤效应对粘土的影响扫描电镜分析	36
3.3.3 注浆前后泥皮土扫描电镜分析	37
3.4 本章小结	38
第四章 渗透注浆浆液扩散机理	39
4.1 不同水灰比水泥浆的球面扩散理论	39
4.1.1 基本假定及理论模型	39
4.1.2 不同水灰比水泥浆流变方程	40
4.1.3 牛顿流体的球面渗透注浆理论	41
4.1.4 幂律流体的球面渗透注浆理论	43
4.1.5 宾汉流体的球面渗透注浆理论	44
4.1.6 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与球面扩散半径的关系	46
4.2 不同水灰比水泥浆的柱面扩散理论	48
4.2.1 基本假定及理论模型	48
4.2.2 牛顿流体的柱面渗透注浆理论	49
4.2.3 幂律流体的柱面渗透注浆理论	49
4.2.4 宾汉流体的柱面渗透注浆理论	50
4.2.5 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与柱状扩散半径的关系	51
4.3 本章小结	54
第五章 考虑压滤效应的粘土中压密注浆浆液扩散机理	55

5.1 考虑压滤效应的粘土中压密注浆柱孔扩张理论 55

 5.1.1 理论模型 55

 5.1.2 基本假定 56

 5.1.3 考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆柱孔扩张理论 56

 5.1.4 传统柱孔扩张理论 59

 5.1.5 算例 60

5.2 考虑压滤效应的粘土中压密注浆球孔扩张理论 63

 5.2.1 理论模型 63

 5.2.2 基本假定 63

 5.2.3 考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆球孔扩张理论 64

 5.2.4 传统球孔扩张理论 67

 5.2.5 算例 67

5.3 本章小结 70

第六章 劈裂注浆浆液扩散机理 72

6.1 桩底劈裂注浆扩散半径和注浆压力研究 72

 6.1.1 基本假定 72

 6.1.2 理论推导 73

 6.1.3 计算分析 75

6.2 桩端后注浆上返高度研究 79

 6.2.1 基本假定 80

 6.2.2 理论推导 81

 6.2.3 计算分析 85

 6.2.4 实例检验 88

6.3 本章小结 89

第七章 桩端后注浆桩侧冒浆原因分析及处理措施 91

7.1 工程概况及试桩概况 91

7.2 注浆设计参数及注浆过程中冒浆情况 92

7.3 桩侧冒浆原因分析 94

7.4 桩侧冒浆处理措施 96

7.5 桩侧冒浆对桩承载性状的影响 96

 7.5.1 桩侧冒浆对桩极限承载力的影响 96

 7.5.2 桩侧冒浆对桩侧摩阻力的影响 97

7.6 本章小结 98

第八章 桩端后注浆注浆压力消散及桩的残余应力研究 99

 8.1 桩端后注浆残余应力分析 99

 8.1.1 桩端后注浆桩残余应力的产生和消散 99

 8.1.2 注浆压力的消散及桩的残余应力对单桩承载力的影响 101

 8.2 现场试验研究 102

 8.2.1 工程概况及工程地质条件 102

 8.2.2 试桩概况 103

 8.2.3 桩端后注浆桩残余应力的产生 103

 8.2.4 桩端后注浆桩残余应力的消散 105

 8.2.5 注浆压力的消散对单桩承载力的影响 106

 8.2.6 残余应力对单桩承载力的影响 106

 8.3 本章小结 108

第九章 结论与建议 110

 9.1 本文完成的研究工作及主要结论 110

 9.2 进一步工作的展望 112

参考文献 113

第一章 绪 论

1.1 引言

桩端后注浆是指钻孔灌注桩在成桩后,采用高压注浆泵将一定压力的水泥浆经预埋的注浆通道压入桩端土层和桩侧土层,利用浆液对桩端沉渣、桩端持力层和桩周泥皮的渗透、填充、压密、劈裂、固结等作用来增强桩端土和桩侧土的强度,从而提高桩基极限承载力、减少群桩沉降量的一项技术措施。

桩端后注浆技术于 1958 年在 Maracaibo 大桥桩基中首次应用。我国桩端后注浆技术始于 20 世纪 80 年代初。此后,该项技术不断创新和完善,应用范围越来越广,取得了十分显著的经济和社会效益。现在桩端后注浆技术已被编入中华人民共和国行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)。

浆液流变性能的多样性,被注入地层结构的复杂性和多变性,以及浆液在地层中流动的隐蔽性,给桩端后注浆浆液扩散机理的研究带来很大的困难,使理论研究相对落后于工程实践的发展。为了更好的满足工程实践的需要,要加强关于桩端后注浆浆液扩散机理的研究,以提高注浆技术的总体水平,促进注浆从一门工艺转变成一门科学。

目前国内外尚未有针对桩端后注浆桩残余应力的研究,在对桩端后注浆桩进行研究时,通常将静载试验前钢筋应力计的读数作为读数零点。实际上,该假定并不准确,它忽视了由桩端后注浆引起的桩侧及桩端的残余应力,从而造成对桩侧摩阻力及桩端阻力的错误估计。迄今为止,国内外还未有学者专门针对桩端后注浆灌注桩的残余应力进行研究,因此,有必要对桩端后注浆产生的残余应力开展研究。

1.2 桩端后注浆技术的研究现状

1.2.1 国外桩端后注浆技术研究现状

1958 年,桩端后注浆技术首次使用于 Maracaibo 大桥桩基工程中,用以提高砂土中钻孔灌注桩的端承力。

G.Schnitter (1961)报道了一种复合工艺桩,该工艺在空心桩内灌注 C30 混凝土,并于几天后进行桩端后注浆,使单桩承载力提高了 1~1.5 倍。

Bolognesi 和 Moretto(1973)将桩端注浆应用于 Parana River 桥梁基础工程中,采用水灰比为 0.6 的纯水泥浆液进行注浆,并提出了注浆的结束标准,包括每一间隔的最终注浆量、

终止压力、桩顶上抬量等。

Gouvenot 和 Gabiax(1975)通过现场试验,再次证实桩端后注浆技术用于砂土或粘土层中的大直径钻孔桩,可增加高达三倍的端承力,同时还指出后注浆桩屈服荷载的变化与极限承载力相同,且极限承载力与屈服荷载的比值与注浆影响无关,注浆桩在循环荷载作用下几乎没有残余变形。

Lizzi(1976)介绍了一种 FCP 桩,其注浆装置为一种闭式注浆工艺的预留压力注浆室,该装置主要由两块打孔的圆形钢板和定距块(或肋板)组成,经压力注浆的 FCP 桩的承载力为未注浆桩的 2 倍以上。

20 世纪 80 年代,国外在桩端后注浆技术方面的研究工作与工程应用逐渐增多,开发出各种各样的注浆装置,不但可以对桩端进行注浆,也可以对桩侧实施注浆。

Stocker(1983)开发了一种袖阀管结合压力腔组合注浆装置,现场试验表明,使用该装置注浆后单桩极限承载力能提高 1 倍。

Bruce (1986)根据国外所进行的试验,总结了钻孔灌注桩后注浆方法的工艺和试验,概括了桩端后注浆对钻孔灌注桩承载力和沉降性质的影响。

Fleming(1993)分析了桩端注浆方法对钻孔灌注桩承载力和沉降性质的影响,考虑了桩端后注浆时灌注桩的变位情况,指出在注浆过程中桩周土体对桩身产生了负摩擦力,从而使桩的承载力提高。同时介绍了 U 形注浆管,U 形管装置属于开式注浆工艺的预留注浆通道装置,为欧洲地区常用的注浆装置。

Osamu Kusakabe(1994 年)等进行了砂土中预制桩桩端后注浆的模型试验,指出桩端后注浆预制桩的破坏形态为刺入破坏和注浆体的劈裂破坏。

Gray Mullins 等(2006)提出了一种非粘性土中后注浆桩端承力的计算方法。

1.2.2 国内桩端后注浆技术研究现状

1974 年,我国首次将注浆技术应用于桩基础,在天津塘沽新港进行了氰凝固结桩间土的注浆试验,并进行了静载试验,试验结果表明,单桩竖向极限承载力提高了 50%。

1983 年,北京市建筑工程研究所在国内首先研究开发出预留注浆空腔方式的桩端压力注浆桩,并进行了室外桩端压力注浆小桩的静载试验。

1984 年,北京市建筑工程研究所在北京崇文门 7 号楼首次应用预留注浆空腔方式的桩端压力注浆桩,共计 773 根,该桩采用长螺旋干作业成孔方式,在桩端设置固定式隔离钢板,采用钢管和 PVC 管的组合管作为注浆管。静载试验结果表明,桩端压力注浆桩的

极限荷载为未注浆桩的 2.1~3.1 倍。

1987 年沈保汉和曾鸣研制开发出带活动钢板的预留注浆空腔的桩端压力注浆装置。

1990 年,西南交通大学岩土工程研究所赵善锐等与郑州铁路局合作,将注浆法应用于嵌岩桩桩端填充式注浆的试验研究,取得了一定成效,对认识嵌岩桩的承载机理及注浆效果起到了积极的作用,为桩端高压注浆的推广打下了良好的基础。

1991 年至 1993 年,西南交通大学与郑州铁路局合作成功地开发了弹性腔体—粗骨料法的新工艺,用于钻(冲)孔灌注桩的桩端压密注浆,取得了良好的成果。

1994 年任自放、沈保汉取得了“灌注桩桩端及桩侧注浆法(发明人:任自放、沈保汉;专利号:ZL94101460.6;专利申请日:1994 年 2 月 26 日)”国家发明专利,并在一些工程中进行推广应用。

1993 年、1994 年中国建筑科学研究院地基基础研究所分别在天津开发区国际大厦和上海江山大厦工程应用所研发的泥浆护壁钻孔灌注桩桩端及桩侧后注浆技术获得成功,取得了良好的工程效果。并相继取得了:“桩端压力注浆压浆管(设计人:祝经成;专利号:ZL 94 2 22930.4;专利申请日:1994 年 10 月 11 日)”和“泥浆护壁灌注桩桩侧压浆装置(设计人:祝经成,刘金砺;专利号:ZL 95 2 07690.X;专利申请日:1995 年 4 月 10 日)”两项实用新型专利;并获得了“现场灌注桩的桩端压浆的施工方法及桩端压力注浆压浆管(发明人:祝经成,刘金砺;专利号:ZL 94 1 16598.1;专利申请日:1994 年 10 月 11 日)”和“灌注桩桩侧后注浆装置及工艺(发明人:刘金砺,祝经成;专利号:ZL 00 1 00760.2;2000 年 2 月 18 日)”两项发明专利。中国建筑科学研究院地基所在 20 世纪 90 年代初开发的灌注桩后注浆技术,因工艺简单,可靠性高,在全国各地建设工程灌注桩基础中得到推广应用。刘金砺、张雁、滕延京、李大展、祝经成、高文生等做了许多推广研究工作。

1992 年,浙江大学岩土工程研究所张忠苗等研制出了软土地基中长桩单管管端打孔包扎注浆成套技术,并于 1993 年开始在杭州、瑞安等地成功应用。该成套技术应用简便,尤其适用于软土地区,成功率高,成本低,施工快速,很快便在浙江省范围内得到推广。

1995 年,西南交通大学岩土所与郑州铁路局合作,在黄土地层进行了桩端压密注浆现场试验研究,对认识注浆方法应用于该地区的可行性积累了经验。

1996-1997 年,西南交通大学桩基课题组与一些单位合作,分别在武汉、福州、扬州等地就桩端土层为中砂层、粘土层、风化岩层、粉土层、卵石土等地层中钻孔灌注桩桩端注浆工艺进行了试验研究,取得了大量的试验资料。

1997 年, 应权和沈保汉研制开发出 YQ 桩端中心压力注浆装置和注浆工艺。

1997 年, 高文生在刘金砺教授的指导下完成了后压浆灌注桩单群桩承载力性状的研究的博士学位论文。开展了模型桩室内群桩注浆试验工作并通过荷载试验揭示了模型群桩的受力变形特性。

1999 年张忠苗在吴世明教授指导下完成了基于桩顶桩端沉降受力性状与桩端注浆新技术的博士学位论文。该技术已在杭州第一高楼开元名都大酒店、杭州电信枢纽大楼、杭州市民中心、台州国际饭店、宁波嘉和中心、杭州德胜高架桥等许多建(构)筑物中得到应用。2001 年张忠苗教授在浙江大学出版社出版了《软土地基大直径桩受力性状与桩端注浆新技术》一书, 并制定了浙江大学灌注桩后注浆操作规程, 使灌注桩后注浆技术得到进一步规范与完善。

1999 年, 王旭在赵善锐教授的指导下完成了题为“桩端灌浆钻孔灌注桩竖向承载特性研究及工程应用”的博士学位论文。

20 世纪 90 年代, 国内许多地区均进行了钻孔后注浆试验, 形成了比较完整的施工工艺, 后注浆方法从桩端注浆发展到桩端、桩侧联合注浆; 注浆装置也呈现出多样化的发展趋势, 由最初的闭式, 发展到开式注浆; 由以往传统的一次性注浆, 发展到循环注浆; 由中小直径的中短桩, 发展到超长超大直径的桩。

总之, 近几十年来, 国内外学者和工程师对钻孔灌注桩桩端后注浆技术进行大量现场及室内研究工作, 发明了许多注浆工艺和装置, 但由于注浆方法、钻孔灌注桩成桩工艺及岩土性质的复杂性, 许多问题尚未得到圆满解决, 还有待进一步的研究。

1.3 桩端后注浆浆液扩散机理的研究现状

注浆理论研究浆液在岩土体中的流动规律, 揭示地质情况、浆液的性质和施工参数之间的相互关系, 为注浆设计和现场施工提供理论依据。随着注浆实践的发展, 目前已有的注浆理论包括渗透注浆理论、劈裂注浆理论、压密注浆理论及电动化学注浆理论、低渗透介质注浆理论等。由于桩端后注浆主要采用渗透、劈裂及压密注浆, 故其他的注浆理论不在本文的研究范围内。

1.3.1 渗透注浆理论的研究现状

近几十年来, 国内外学者对渗透注浆的理论进行了深入的研究, 发展了一系列渗透注浆理论。

Maag 于 1938 年首次发表牛顿流体在均质各向同性砂土中球形渗透扩散的公式。继

Maag 发表球形扩散理论以后, 各国学者陆续对渗透注浆理论展开了研究。

Raffle 和 Greenwood(1961)在考虑地下静水作用下, 推导出牛顿流体点源注浆的球形扩散半径、注浆流量和注浆压力之间的关系。

潘志强等(2004)在考虑浆液粘度随时间变化的情况下, 通过对牛顿流体在均匀砂层中的渗透规律进行研究, 得到了球形扩散的理论公式, 并对 Raffle-Greenwood 公式进行了改进。

杨秀竹等(2005)基于广义达西定律和球形扩散理论模型, 推导出幂律型和宾汉型浆液在砂土中进行渗透注浆时有效扩散半径的隐式表达式。

此外, 渗透注浆理论还包括柱形扩散理论、袖套管法理论、Baker 公式、刘嘉才单平板裂隙注浆渗透模型、Wallner 公式、G Lombad 公式等。

以上回顾可以看出, 目前渗透注浆理论研究主要针对牛顿流体的渗透注浆, 而工程中常用的水泥浆并非牛顿流体, 而是幂律流体或宾汉流体。杨秀竹等虽然给出了幂律型和宾汉型浆液扩散半径的表达式, 但是计算需要借助数值方法, 无法在工程实践中推广。这些造成了目前渗透注浆的工程实践主要依据经验, 给注浆工程成本、效果及注浆参数的确定带来了困难。

1.3.2 压密注浆理论的研究现状

通常压密注浆采用圆孔扩张理论来研究, 圆孔扩张理论广泛地应用于隧道、井筒、沉桩等问题的应力应变分析。

Hill(1950)首先提出球形孔扩张理论, 并推导了 Tresca 材料中压力-扩张关系的通解。

Chadwick(1959)得到服从相关联的 Mohr-Coulomb 流动法则的弹塑性球形孔扩张解, 并得到了纯粘性不可压缩材料的极限压力解。

Landay(1967)在研究粘土中触探端阻时, 把粘土看作应变软化材料, 得到了球形孔的极限膨胀压力的解。

Vesic(1972)给出了圆筒形孔和球形孔扩张问题的一般解。Vesic 假设土体是理想弹塑性体, 材料服从 Tresca 屈服准则或 Mohr-Coulomb 屈服准则, 根据弹塑性理论给出无限土体内, 具有初始半径 r_0 的圆筒形孔或球形孔, 被均匀分布的内压力 p 所扩张的一般解。

Carter 等(1979)和 Davis 等(1984)采用应变硬化土体模型对孔扩张问题进行了分析, Sagaseta 等(1984)分析了桩侧摩擦力对极限承载力的影响。这些分析的基本假定是: 平面轴对称、土体小应变和土体体积不可压缩。

Carter 等(1986)把土体看成 Mohr-Coulomb 理想弹塑性材料,认为孔周围土体分为塑性区和弹性区,并采用不相关的流动法则,首先推导出纯摩擦材料在大应变情况下,径向位移速率和塑性区半径扩张速率之间的关系,以及在小应变情况下的径向位移场,在此基础上,进一步得到了 Mohr-Coulomb 材料在小应变情况下孔扩张时的位移和极限扩张力的解析解,但未能给出塑形区半径的表达式,致使位移不能最终确定。

H. S. Yu 和 G. T. Houlsby (1991)采用 Mohr-Coulomb 屈服准则和不相关联的流动法则,引进剪胀角来描述土体的剪胀特性,引进对数应变,考虑了塑性区的大变形,对理想弹塑性土体中扩张问题进行了分析,得出了在变形数量没有任何限制的情况下柱形和球形孔扩张的统一解。

蒋明镜(1996)用弹脆塑性模式模拟土的应力应变软化曲线,将体积应变-最大主应力关系简化为线性关系,采用双剪统一强度理论,用相关联的流动法则,推导了柱形孔扩张的应力场、应变场、位移和扩张压力的显式表达式。

王家来(1999)采用 Mohr-Coulomb 屈服准则,结合试验获得的典型应力-应变曲线和体积应变-最大主应变关系曲线,推导了具有应变软化和剪胀特性的土体中柱形孔扩张问题的解析解。

张忠苗等(2000)通过引入 K.Dems 和 Z.Mroz 提出的分段线性函数来模拟应力应变关系,并用应力跌落来表示峰值至残余应力之间的关系,得到了考虑材料应变软化的球(柱)孔扩张问题的解。

Cao L. F.等(2001)认为土体符合修正的剑桥模型,研究了不排水情况下柱孔和球孔扩张问题。在弹性区采用小应变,在塑形区采用大应变,推导出孔周土中有效应力的压密解;在对孔周土中剪应力分布作一定简化后,得出超孔隙压力和总应力的表达式,该表达式能反映超固结比对超静孔隙水压力的影响。

H. S. Yu 和 Carter (2002)在 Carter (1984)和 Collins(1990)工作的基础上,考虑了应力率与颗粒迁移相关的部分,并将塑性半径作为时间刻度,且认为应力和位移只是独立变量塑形区半径 c 和距离 r 的函数,利用零初始孔径的扩张问题,因为没有特征长度,在极限扩张压力作用下,塑形区的变形具有几何自相似的性质,借助级数展开的手段,得出了 Mohr-Coulomb 材料中零初始孔径扩张问题极限扩张压力的精确相似解。

Schnaid F.和 Mantaras F. M. (2003)以 Rower(1962, 1971)的应力剪胀理论为基础,认为土体在受到剪切力时,粒间粘聚力降低,结合 Mohr-Coulomb 屈服准则和不相关联的塑形

流动法则,应用数值方法,得出了柱形孔周围土体中应力及孔扩张率的数值解,此解能反映孔周围土体的应力、应变和强度的耦合关系。

汪鹏程等(2004)以 Mohr-Coulomb 屈服准则和不相关联的流动法则考虑土体屈服塑性流动和剪胀特性,用对数应变来描述土体的变形,给出了球孔扩张问题的弹塑性解析解。同时分析了剪胀和软化程度对球孔扩张时的应力、位移、塑性区半径和极限扩张压力等方面的影响,并将大、小应变理论的结果进行了比较。

胡士兵和朱向荣(2007)以三折线线性软化模型为基础,结合 Tresca 屈服准则和不相关联的流动法则,同时考虑了塑性区弹性变形,推导了具有应变软化和剪胀特性的土体球孔扩张问题的解。运用所得解分析了不同剪胀特性和不同软化程度对球形孔扩张结果的影响。

综上所述,前人对球(柱)孔扩张理论的研究,各有侧重,其差别主要在所采用的屈服准则、流动法则、考虑因素等。其中对理想弹塑性土体的球(柱)孔扩张理论研究较多,而对应变软化土体中球(柱)孔扩张理论研究较少;认为体积不可压缩的较多,而考虑剪胀的较少;不考虑中主应力影响的较多,考虑中主应力影响的较少;假定小应变情况的较多,假定大应变情况的较少。值得注意的是,绝大多数研究都没有考虑到孔隙水渗流对球(柱)孔扩张理论的影响。

1.3.3 劈裂注浆理论的研究现状

1.3.3.1 劈裂裂隙产生

国内外学者针对水力劈裂裂隙产生的机理做了很多研究,得到了相关经验公式和理论模型。Mori 和 Tamura(1987)指出在粘性土和非粘性土中进行注浆,其作用机理完全不同,因为浆液无法渗透过粘性土,故只要注浆压力足够大,水力劈裂便会发生。此外,劈裂裂隙产生的机理也至关重要。不同土体中,劈裂裂隙产生的机理不尽相同,劈裂裂隙产生的机理大体可以分为三类:由拉应力产生,由剪应力产生和其他破坏准则。Bjerrum 假定水力劈裂由拉应力引起。Andersen 等提出了一种更为复杂的模型,他们也假定水力劈裂由拉应力引起,但是考虑了土体的非线性。Lockner 和 Byerlee 指出,水力劈裂不仅由拉应力引起,在高围压和不均匀应力下,还可能由剪应力引起。Mori 和 Tamura 得到了相同的结论:在注浆孔周围,剪应力导致粘性土劈裂裂隙的产生。Fukushima 通过研究发现,密实粘性土在有效应力的作用下,其拉应力可以忽略,水力劈裂的产生可以用 Mohr-Coulomb 准则来描述。De Pater 等在砂土中进行了劈裂注浆模拟试验,结果表明砂土中水力劈裂的产生

由剪应力控制。Panah 和 Yanagisawa 通过对压密的圆柱形粉质粘土试样进行试验，指出在粉质粘土中，水力劈裂的产生由剪应力引起，而非拉应力。

尽管国外学者在劈裂裂隙产生的问题上做了很多研究工作，但是仍未能得到一个广泛认可的控制准则。但是大多数研究结果中，启劈压力都具有极其相似的形式：

$$p_f = A\sigma_{\min} + Bc_u$$

(1-1)

式中： p_f ——启劈压力；

$\sigma_{\min}$ ——小主应力；

c_u ——不排水条件下的粘聚力；

A 和 B ——计算参数， A 和 B 主要受加载速率和固结比的影响。

不同模型中，计算参数 A 和 B 的取值如表 1-1 所示。

表 1-1 不同模型中计算参数 A 和 B 的取值

劈裂模型描述	A	B	固结比 ORC
Bjerrum 等的直接劈裂	≈ 1.1	/	/
Bjerrum 等的孔扩张后劈裂	≈ 1.4	/	/
Andersen 等	1	$\approx 1.2\sim 1.6$	1~3.5
Panah 和 Yanagisawa	1	1	0.2~1.0
Mori 和 Tamura	1	1~2	0.5~1.5
Overy 和 Dean	1	1~2	≈ 1
Yuan 和 Koizumi	1	1~2	/
Decker 和 Clemence	2	1	/
Hassani 等	1	1~2	/

1.3.3.2 劈裂注浆扩散半径

目前国内外对劈裂注浆的理论研究还较少，且大多数研究是针对牛顿流体或圆管层流，研究对象也主要为注浆压力和浆液成分及其流型。

杨秀竹等(2005) 基于广义达西定律及球孔扩散理论模型，推导出幂律型浆液在砂土中进行渗透注浆时有效扩散半径的计算公式，并分析了注浆压力差随浆液流变参数 c 和 n 及浆液扩散半径的变化情况。

邹金锋等(2006)假设浆液在裂缝中的流动符合达西定律，水力劈裂形成的裂缝宽度均匀，从而推导出劈裂注浆的注浆压力沿裂缝长度的衰减规律以及裂缝在土体中的扩散规

律,并用数值分析的结果证明了这些规律的可靠性。随后分析了多孔注浆时的相互影响,得出最优注浆孔数量及其布置方式,同时推导出多孔同时注浆时各个主流线上注浆压力的大小以及此时的浆液扩散半径。

综上所述,劈裂注浆由于其隐蔽性、复杂性和随机性,其理论研究远远落后于工程应用,亟待进一步的研究。

1.4 本文研究内容

(1) 参照现场高压注浆系统设计开发了一种室内压力注浆模拟装置。利用该装置开展室内模拟注浆试验对粘土中注浆的变化规律进行研究,并利用扫描电镜对粘土注浆对土体影响的细观机理进行分析。

(2) 利用上述室内压力注浆模拟装置,设计并进行了一系列模型试验,对粘土中水泥浆压滤效应进行研究,并通过离子吸收及电镜扫描试验对压滤效应提高粘土强度的机理进行了研究和分析。

(3) 在水泥浆流变特性的研究基础上,推导出不同流型浆液渗透注浆扩散半径的表达式。并通过利用水泥浆流变特性对其进行简化,得到不同水灰比水泥浆渗透注浆球面及柱状扩散半径的计算公式。

(4) 引入有效应力比(有效应力比总应力)的概念,将注浆压力明确划分为孔隙水压力和有效应力,并考虑压滤效应的影响,对孔扩张理论进行研究,得到了考虑压滤效应下粘土中压密注浆球孔扩张理论和柱孔扩张理论,并与传统孔扩张理论进行对比分析。

(5) 以幂律流体在平板窄缝间的流动为假定,对桩端后注浆劈裂注浆过程中,浆液在桩底的扩散半径和沿桩侧的上返高度进行研究。

(6) 在上述研究的基础上,以实际工程为依托,对桩侧冒浆的成因、处理措施及其效果进行研究。

(7) 对桩端后注浆桩的残余应力进行理论研究,分析了残余应力的产生和消散,及其对后注浆桩极限承载力、侧摩阻力和端阻力的影响。

第二章 粘土中浆液扩散及压滤效应室内试验研究

目前已有的理论研究大多针对非粘性土，而粘土中注浆的室内模拟试验开展得又很少，且大多为人工致裂法劈裂注浆模拟，难以通过模拟注浆实现粘土中劈裂裂隙的自然产生和发展，因此有必要开展室内注浆模拟试验。笔者参照现场高压注浆系统设计开发了一种室内压力注浆模拟装置，能够模拟各种土体的压密注浆和劈裂注浆，且能形成完整的注浆试样。通过开展室内模拟注浆试验对粘土中注浆变化规律及粘土中压滤效应进行研究。

2.1 粘土中浆液扩散方式室内试验研究

2.1.1 试验装置与材料

为了研究粘土在不同浆液水灰比、注浆压力下的注浆情况，进而观察分析粘土中压密注浆和劈裂注浆的规律，自行设计制作了一种压力注浆室内模拟试验装置。该装置主要由空气压缩机、调压阀、压力容器、试验架和试样模具五部分构成，如图 2-1、图 2-2 所示。

2.1.1.1 试验装置

(1) 空气压缩机

空气压缩机为注浆的供压设备，它需根据试样的大小选用，主要参数有适用压力(MPa)及排气量(m^3/min)。

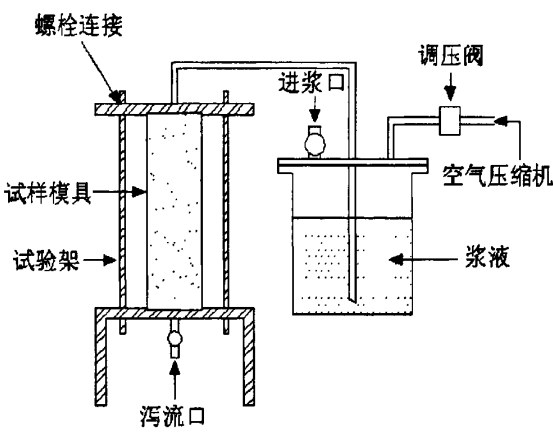


图 2-1 试验装置示意图



图 2-2 试验装置实图

(2) 调压阀

调压阀用于调节气压来改变注浆压力，将供压设备输出的气体压力控制在设定范围，本文要求模拟注浆压力可在 0.1~1.0MPa 之间可调。

(3) 压力容器

压力容器的作用是将气压转换为注浆压力。它为钢制的中空圆筒，底端密闭，顶端采用法兰连接，并用橡皮圈密封。其内径为 10cm，壁厚为 1cm，高为 20cm。顶盖开三个口，分别为进气口、进浆口和出浆口，其中出浆口一端伸入主体底部，一端插入土体内部 7cm。

(4) 试验架

试验架主要提供固定和密封作用，通过上下两端的螺栓连接以保证试样模具的稳定及密闭性。

(5) 试样模具

试样模具为内径 10cm、壁厚 1cm、高 20cm 的钢套筒。

(6) 试验装置工作机理

调压阀将空气压缩机输出的高压气体控制在一定值，并输入压力容器。压力容器中的高压气体挤压水泥浆液，使其通过出浆口压入土样中。同时通过控制泻流口及试验模具与试验架的连接方式来模拟不同排水条件。

2.1.1.2 试验粘土

试验中使用的粘土取自萧山砖瓦厂，称为萧山粘土，属滨海相沉积土，其基本物理化

学性质见表 2-1。

表 2-1 试验粘土的基本物理性质

土样	天然密度 ρ /g·cm ⁻³	天然含水率 w /%	比重 G_s	液限 w_L /%	塑限 w_p /%	颗粒组成/%			有机 物 含量 /%	PH	主要粘土矿物组成 /%		
						粘粒	粉粒	砂粒			蒙脱石	伊利石	高岭石
萧山粘土	1.76	41.3	2.72	52.7	26.3	57	35	8	0.6	7.79	10	15	10

2.1.1.3 试验水泥

试验所用水泥为 32.5R 普通硅酸盐水泥，25kg 每包包装并储存在密封袋中。表 2-2 为厂家提供的水泥化学成分组成及其基本物理性质。

表 2-2 水泥化学成分组成及其基本物理性质

水泥	SiO ₂ /%	Al ₂ O ₃ /%	Fe ₂ O ₃ /%	CaO /%	MgO /%	SO ₃ /%	比表面积 /m ² /kg
PC	21.50	5.88	3.67	60.20	1.82	2.46	378

2.1.2 试验步骤

首先在试样模具底部装入 5cm 厚铁垫块，预留注浆管空位后装入粘土并分层捣实至 14cm 高。接着按图 2-1 所示将仪器装配成一个整体，并检验其密闭性。然后将配置好的水泥浆通过进浆口倒入压力容器(水泥浆采用 32.5R 普通硅酸盐水泥配置，其水灰比分别为 0.6、0.8、1.0、1.2、1.4，每组两个试样)。最后闭合进浆口，打开泻流口，启动空气压缩机，进行试验。

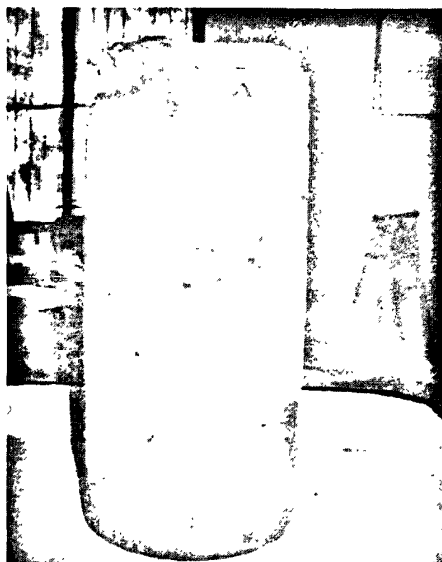


图 2-3 注浆后典型试样

待注入试样的水泥初凝后，将试样放入脱模机脱模，接着用水泥砂浆将两端摸平，并按规定进行养护，以待下一步进行抗压试验或者观察浆液扩散性状，典型注浆后试样如图 2-3 所示。

2.1.3 试验结果及分析

通过观察不同水灰比、不同注浆压力下，注浆后的试样，得出以下试验规律：

2.1.3.1 浆液水灰比对浆液扩散性状的影响

不同水灰比的浆液注浆后试样的结核体形态见图 2-4。

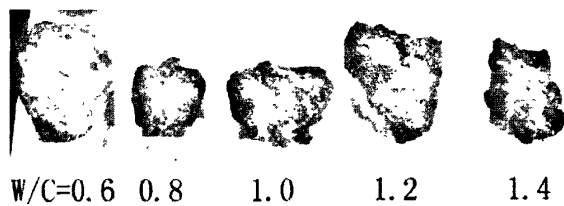


图 2-4 不同水灰比浆液注浆后试样结核体形态(注浆压力 0.5MPa)

通过对试样的细观观测得出结核体中浆泡、浆脉性状如下表 2-3 所示。

表 2-3 不同水灰比浆液的扩散性状

水灰比 W/C	扩散方式	浆泡大小(mm)	浆脉性状
0.6	压密	75	无浆脉
0.8	压密为主 劈裂为辅	45	一条略微发展宽 4-8mm 的浆脉
1.0	压密、劈裂 相伴随	45	两条夹角为 70°的浆脉，宽度分别为 12-21mm、2-4mm
1.2	压密、劈裂 相伴随	40	三条浆脉，其中两条延伸到试样边界，宽度分别为 6-13mm、4-9mm，1 条略微发展，宽度为 2-3mm
1.4	压密、劈裂 相伴随	40	六条向各个方向延伸的浆脉，宽度均为 2-3mm

从图 2-4 及表 2-3 中可以看出，随着浆液水灰比从 0.6 逐渐增大到 1.4，浆泡的大小逐渐减小，浆脉的数量及长度不断增加，而浆脉的宽度不断减小。

2.1.3.2 注浆压力对浆液扩散性状的影响

注浆压力的大小不但影响浆泡与浆脉的发展，还影响浆液的扩散形态。图 2-5 是水灰

比为 0.6 时, 不同注浆压力下, 试样内的浆泡形态。从图中可以看出, 随着压力的不断增大, 浆泡的直径不断增大。在 0.3MPa 或 0.4MPa 的注浆压力下, 浆液无法对土体产生劈裂。当注浆压力达到 0.5MPa 时, 浆液劈裂粘土体, 在浆泡中心处产生了一条粗短的裂隙, 由于浆液水灰比较大, 该裂缝无法扩展形成完整的浆脉。可见只有注浆压力达到一定程度时(大于启劈压力)劈裂裂隙才会产生与发展。

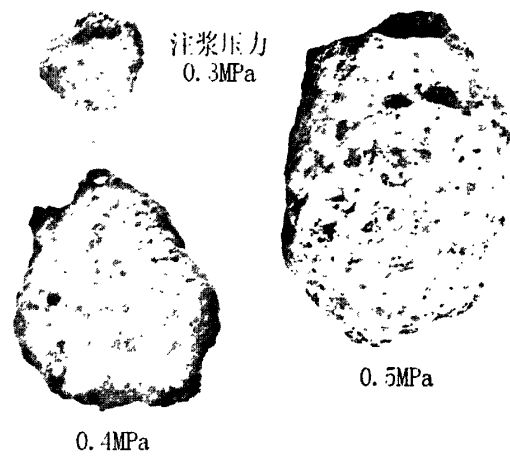


图 2-5 不同注浆压力下的浆泡(W/C=0.6)

2.1.3.3 粘土中压密注浆的性状

当浆液水灰比较大且注浆压力小于启劈压力时, 粘土中浆液的扩散方式以压密扩散为主。从图 2-4 及表 2-3 中可以看出, 压密与劈裂这两种扩散方式并非严格区分的, 即以压密扩散为主的土样内也存在着一定的劈裂扩散, 而劈裂扩散是一个先压密后劈裂的过程。从图 2-6、图 2-7 可观察到, 在 0.5MPa 的注浆压力下, 水灰比为 0.6 或 0.8 的水泥浆, 其扩散方式主要为压密扩散。其中, 水灰比为 0.6 的试样仅在浆泡中心产生了一条粗短的裂隙, 无法使裂隙继续扩展形成完整的浆脉, 而水灰比为 0.8 的试样产生了一条略微发展的宽 4-8mm 的浆脉。

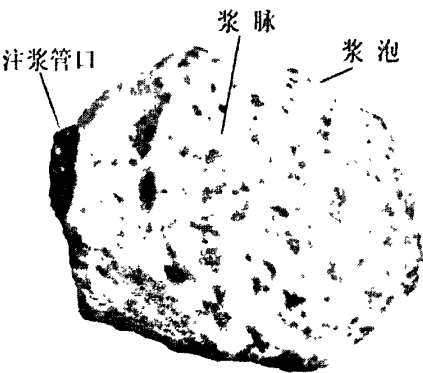


图 2-6 压密注浆中的浆脉(注浆压力 0.5MPa, $W/C=0.6$)

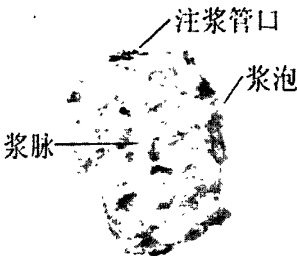


图 2-7 压密注浆中的浆脉(注浆压力 0.5MPa, $W/C=0.8$)

2.1.3.4 粘土中劈裂注浆的性状

当水灰比较大且注浆压力大于启劈压力时,水泥浆在粘土中的扩散方式以劈裂扩散为主。根据试验观测,劈裂扩散是一个先压密后劈裂的过程,浆液在粘土中扩散大致可以分为三个阶段,详见表 2-4。

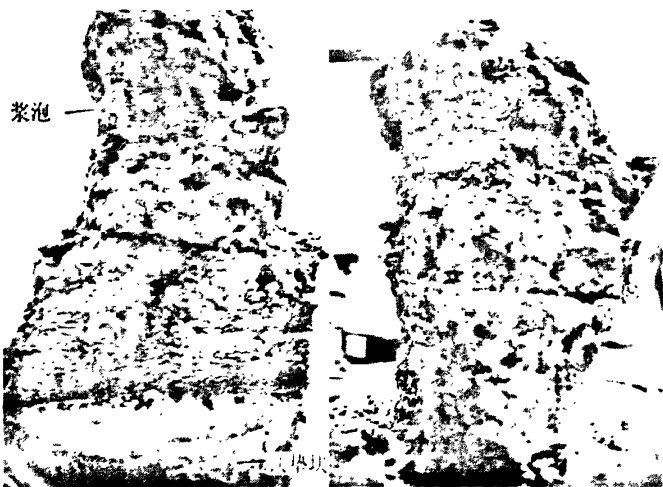
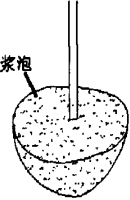
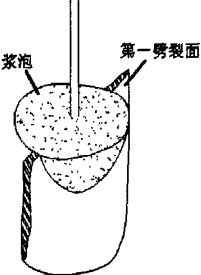
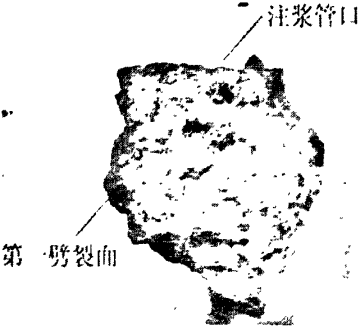
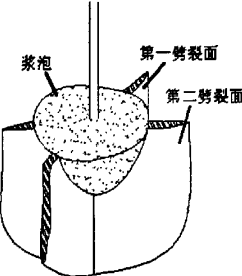
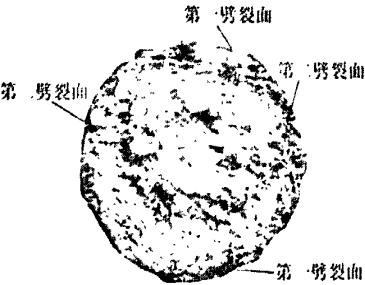


图 2-8 试样纵剖面图(注浆压力 0.5MPa, $W/C=1.2$)

表 2-4 粘土中劈裂注浆扩散过程

阶段	示意图	实图	描述
鼓泡 压 密 阶段			注浆刚开始时，注浆压力较小，无法劈裂土体，且土体相对松散，浆液在注浆管口处挤压周围土体形成半球形浆泡；
第一 劈 裂 面			随着注浆压力的不断增大，浆泡不断增大，直至注浆压力大于启劈压力时，土体开始沿着最薄弱面产生裂隙。在均匀土体中劈裂面将发生在阻力最小面上，即与小主应力垂直的平面。对于文中试样，这个劈裂面可能为任一过浆泡中心的平面；
后 续 劈 裂 面			第一劈裂面产生后，浆液注入第一劈裂面，并挤压周围土体，导致第一劈裂面周围土体不断被压缩，强度增大。随着压力的继续提升劈裂将再次发生于阻力最小的面上，一般情况下，第二劈裂面将垂直于第一劈裂面。随着注浆的进行，后续劈裂面将不断产生于土体中的软弱面，最后形成纵横交错的浆脉，如图 2-8 所示。

综上所述，水泥浆在粘土中的扩散性状如表 2-5 所示。

表 2-5 水泥浆在粘土中的扩散性状

扩散方式	发生条件	影响因素	对试样的影响
压滤	贯穿于整个注浆过程；	土体渗透性、浆液水灰比、注浆压力的越大，压滤效应越显著；	使浆脉、浆泡中浆液的水灰比增大，结石体强度增大；使浆液的启劈压力增大，扩散距离减小；使粘土的强度提高；
压密	注浆压力小于启劈压力且水泥颗粒无法透过土体；	水灰比增大，压密扩散减弱，浆泡减小；注浆压力增大，浆泡显著增大；	在试样中心形成球形浆泡，通过压密作用使周围土体的密实度提高；
劈裂	注浆压力大于启劈压力。	注浆压力增大，裂隙的长度和宽度增大；水灰比增大，启劈压力减小，浆脉数量增多，浆脉宽度减小。	沿着试样最薄弱面产生裂隙，浆液进入裂隙并挤压周围土体，提高土体密实度，同时浆脉通过加筋效应，提高土体强度。

2.2 粘土中水泥浆压滤效应室内试验研究

压滤效应，即在高压的作用下，浆液中自由水被强制滤过土体，使浆液浓度提高。在粘土中浆液扩散方式室内试验中观测到，注浆过程中，无论浆液在土体中以何种方式扩散，都有清水从泻流口处流出。压滤效应贯穿于整个注浆过程，其存在对浆液的扩散形态的影响不容忽视。

但目前大多数相关研究集中于砂土中的压滤效应，这是由于砂土中压滤效应相对较简单且基础。由于粘土与砂土的渗透性相差巨大，故砂土中的结论不可以简单地应用于粘土中。为了研究粘土中注浆的压滤效应，在理论分析的基础上，利用上述注浆模拟装置，设计并进行了一系列模型试验进行研究。

2.2.1 粘土中水泥浆压滤效应的理论模型

两个影响粘土中水泥浆压滤效应的过程为：水泥浆的脱水和滤出水在粘土中的流动。在砂土中的水泥浆压滤效应，水泥浆的脱水为关键步骤，因为砂土的渗透性远大于脱水粘土的渗透性(Grotenhuis, 2004)。在粘土中水泥浆压滤效应期间，滤出水在粘土中的流动为关键步骤，由于脱水水泥浆的渗透性远大于粘土的渗透性，详见表 2-6。

表 2-6 土体渗透系数的参考值

土体	粗砂	中砂	细砂	萧山粘土	脱水水泥浆
$k \text{ (m/s)}$	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	$<5 \times 10^{-9}$ (齐添等, 2007)	$3.9 \times 10^{-7} \sim 5.5 \times 10^{-7}$ (Blaton 和 McKinley, 1997)

故粘土中压滤注浆的理论模型如图 2-9 所示。

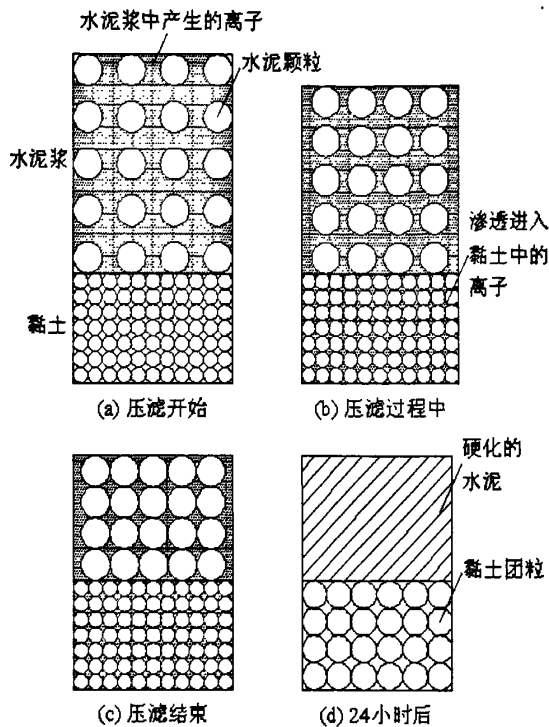


图 2-9 粘土中压滤效应的理论模型

2.2.2 粘土中水泥浆压滤效应的基本假定

模型的基本假定如下：

- (1) 水和固体颗粒都不可压缩；
- (2) 水泥浆中不含有气体；
- (3) 水泥自重应力忽略不计（水泥内部收缩力可忽略）；
- (4) 水泥凝固对试验结果不产生显著影响；
- (5) 压滤过程中，水泥浆中任意点处的水灰比相同。这是因为水在水泥浆中的扩散速度远大于水透过粘土的速度，该假定将在后面的试验中被验证。

2.2.3 粘土中水泥浆压滤效应的理论公式

滤出水在萧山粘土中的流动遵循式(2-1)(齐添等, 2007):

$$v = k(i - i_0) = k\left(\frac{\sigma}{\gamma_w H} - i_0\right) \tag{2-1}$$

式中：v——水在粘土中的流动速度 (m/s)；

k——粘土的渗透性；

i ——粘土中水力坡度;

i_0 ——粘土的初始水力坡度;

σ ——粘土上下边界的压力差;

H ——粘土厚度。

粘土中滤出水的流量可表示为:

$$q = vA = kA\left(\frac{\sigma}{\gamma_w H} - i_0\right) \quad (2-2)$$

式中: q ——粘土中滤出水的流量;

A ——粘土的横截面积。

压滤效应期间, 滤出水总量 V_w 可以表示为:

$$V_w = V_i - V_f = AL - AL_c \quad (2-3)$$

式中: V_i ——水泥浆的初始体积;

V_f ——脱水水泥浆的最终体积;

V_w ——滤出水的体积;

L_c ——脱水水泥浆的最终高度。

如果水泥颗粒不可压缩, 水泥颗粒的总体积将保持不变, 即 $\frac{V}{1+e} = \frac{AL}{1+e} = \text{常数}$, 可以

得到式(2-4)。

$$\frac{L}{1+e_g} = \frac{L_c}{1+e_c} \quad (2-4)$$

式中: L ——水泥浆的初始高度 (m);

e_c ——脱水水泥浆的孔隙比;

e_g ——水泥浆的孔隙比。

联立式(2-3)和式(2-4), 可以把 V_w 表示为:

$$V_w = AL\left(\frac{e_g - e_c}{1+e_g}\right) \quad (2-5)$$

当滤出水体积达到 V_w , 渗透作用结束。故渗透结束时间 t_p 为:

$$t_p = \frac{V_w}{q} = \frac{LH\gamma_w}{k} \frac{e_g - e_c}{1+e_g} \frac{1}{\sigma - i_0\gamma_w H} \quad (2-6)$$

式中： t_p ——滲透結束時間。

為了驗證上述壓濾效應理論模型，並分析粘土中水泥漿的壓濾效應，筆者進行了如下模型試驗。

2.2.4 試驗裝置和材料

2.2.4.1 試驗裝置

該試驗採用一個內徑為 0.1m 高 0.2m 的柱狀容器，如圖 2-10 所示。該容器由下到上放置著透水石，粘土，新配水泥漿。一塊 PVC 板被放置在水泥漿上，以防止在氣壓的作用下，水泥漿產生不均勻沉降。壓力通過氣壓施加，而濾出水從排水口處流出。

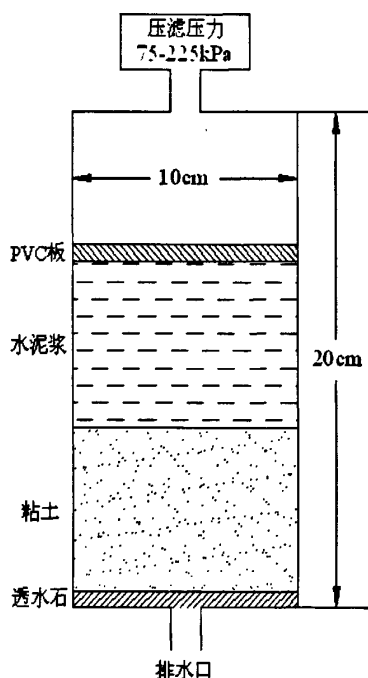


圖 2-10 試驗裝置

2.2.4.2 試驗粘土

試驗中使用的粘土取自蕭山磚瓦廠，本文稱為蕭山粘土，屬濱海相沉積土，其基本物理化學性質和基本礦物組可參見表 2-1。

2.2.4.3 試驗水泥

試驗所用水泥為 32.5R 普通硅酸鹽水泥，25kg 每包包裝並儲存在密封袋中，廠家提供的水泥化學成分組成及其基本物理性質可參見表 2-2。

2.2.5 试验步骤

首先，将透水石放在容器底部。接着，分层放入适量粘土，其值取决于试验所需粘土高度，并压密到天然密度。而后，添加适量的水，使得粘土的水灰比与试验结束的水灰比相等，这样做的目的在于使所有滤出水都能透过粘土被收集到并测量。10 分钟以后，加入配置好的水泥浆，并覆盖上一层薄 PVC 板，并把试验仪器组装好。在排水口下方放置电子天平以测量滤水量，滤水量每 10 秒量测一次。试验持续到连续 30 秒内滤水量的变化小于 1g 为止。

2.2.6 试验结果及分析

2.2.6.1 试验结果

利用本章的压滤效应室内试验装置，对萧山粘土在不同初始条件下的压滤效应进行研究，其结果如表 2-7 所示，其中初始水灰比 w_i 的取值范围为 0.6~1.0，压滤压力 p 的取值范围为 75kPa 到 225kPa。粘土厚度 H 为 4~9cm，水泥浆高度 L 为 5~9cm， Q_f 为最终压滤量， t_f 为试验结束时间。

表 2-7 试验参数的取值及试验结果

试验 编号	初始水灰比 w_i	最终水灰比 w_f	压滤压力 p / kPa	粘土厚度 H / cm	水泥浆高度 L / cm	试验结束时间 t_f / s	最终压滤量 Q_f / g
T01	0.6	0.276	150	4	6	330	146
T02	0.6	0.287	150	5	6	420	141
T03	0.6	0.283	150	6	6	440	143
T04	0.6	0.267	150	7	6	490	150
T05	0.6	0.259	150	8	6	560	154
T06	0.6	0.265	150	9	6	630	151
T07	0.6	0.287	75	6	6	680	141
T08	0.6	0.267	100	6	6	510	150
T09	0.6	0.261	125	6	6	470	153
T10	0.6	0.263	175	6	6	380	152
T11	0.6	0.305	200	6	6	310	133
T12	0.6	0.294	225	6	6	300	138
T13	0.7	0.301	150	6	6	480	158
T14	0.8	0.288	150	6	6	660	231
T15	0.9	0.309	150	6	6	720	267
T16	1.0	0.304	150	6	6	750	313
T17	0.6	0.267	150	6	5	400	125
T18	0.6	0.300	150	6	7	580	180
T19	0.6	0.292	150	6	8	620	185
T20	0.6	0.307	150	6	9	720	198

(1) 当压滤压力为 150kPa、粘土厚度为 6cm、水泥浆高度为 6cm 时，不同初始水灰比下压滤曲线如图 2-11 所示。

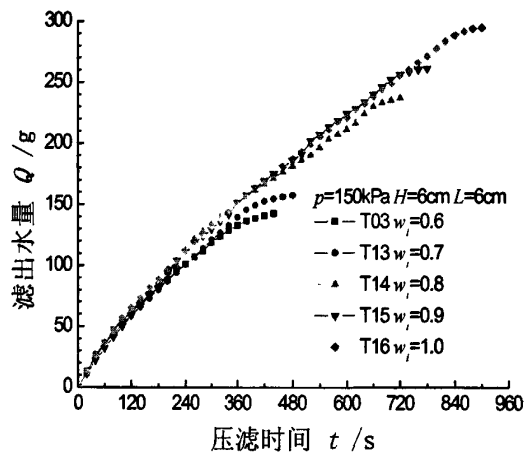


图 2-11 不同初始水灰比 w_i 下压滤曲线

(2) 当初始水灰比为 0.6、压滤压力为 150kPa、粘土厚度为 6cm 时，不同水泥浆高度下压滤曲线如图 2-12 所示。

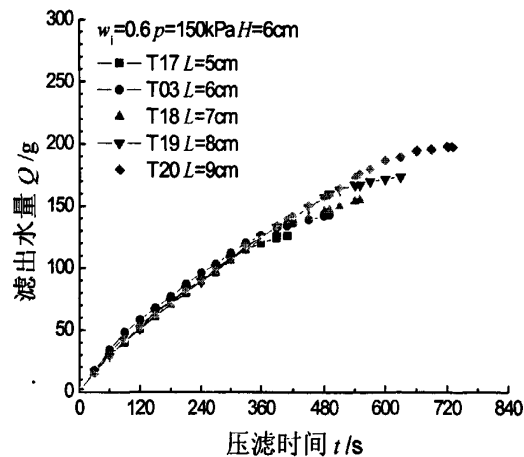


图 2-12 不同水泥浆高度 L 下压滤曲线

从图 2-12 中可以看出，在压滤的初始阶段，不同水泥浆高度下，滤出水的流量均相等，即滤出水的流量不受水泥浆高度的影响。

(3) 当初始水灰比为 0.6、压滤压力为 150kPa、水泥浆高度为 6cm 时，不同粘土厚度下压滤曲线如图 2-13 所示。

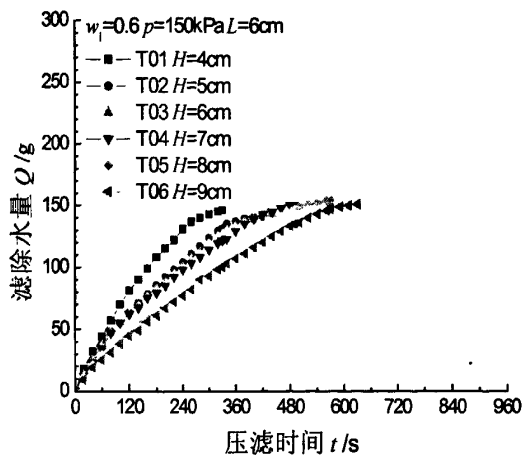


图 2-13 不同粘土厚度 H 下压滤曲线

从图 2-13 中可以看出，在压滤的初始阶段，粘土厚度越大，滤出水的流量越小，即滤出水的流量与粘土厚度呈负相关。

(4) 当初始水灰比为 0.6、水泥浆高度为 6cm、粘土厚度为 6cm 时，不同压滤压力下压滤曲线如图 2-14 所示。

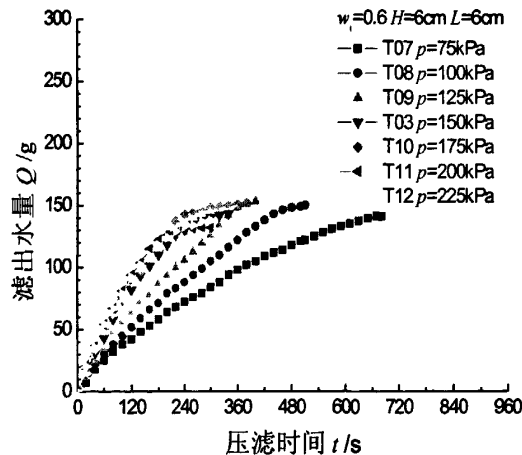


图 2-14 不同压滤压力 p 下压滤曲线

从图 2-14 中可以看出，在压滤的初始阶段，压滤压力越大，滤出水的流量越大，即滤出水的流量与压滤压力正相关。

综上所述，压滤曲线体现了以下规律

1) 随着时间的增长，压滤量不断增加，而当压滤时间达到一定值后，滤液体积几乎不再变化，说明此时已经接近水泥浆脱水的极限，此时的压滤量记为最终压滤量。

2) 压滤曲线近似为一直线, 而压滤曲线末端的非线性是粘土渗透性的降低及滤出水的耗尽所引起。

3) 在压滤的初始阶段, 滤出水的流量与压滤压力正相关, 与粘土厚度呈负相关, 但并不受初始水灰比和水泥浆高度的影响, 该结果与式(2-2)相吻合。

2.2.6.3 滤出水

通过粘土注浆过程中压滤试验可以观测到: 无论浆液的初始浓度多大, 排水口流出的滤液均为透明状液体, 其密度为 1.01g/cm^3 (与水接近), 可知滤液通过粘土后并不含有水泥颗粒。同时通过对试验结束的土样进行观测可知, 土体中也不含有水泥颗粒, 即水泥颗粒无法通过渗透作用透过粘土。

2.2.6.4 最终水灰比

根据压滤效应室内试验可得出最终水灰比与其他参数的关系:

(1) 当压滤压力为 150kPa 、粘土厚度为 6cm 、水泥浆高度为 6cm 时, 最终水灰比随初始水灰比的变化曲线如图 2-15 所示。

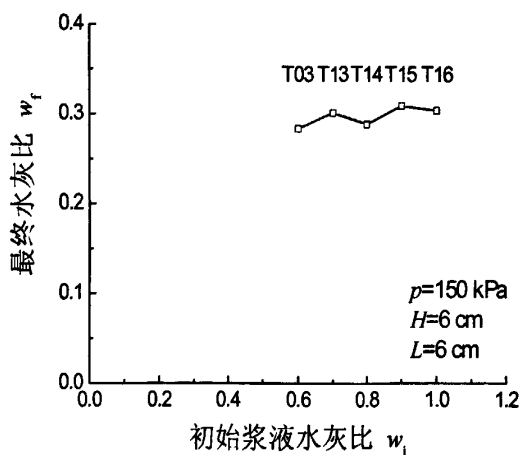


图 2-15 初始水灰比 w_i 对最终水灰比 w_f 的影响

从图 2-15 中可以看出, 最终水灰比不受初始水灰比的影响。

(2) 当初始水灰比为 0.6 、压滤压力为 150kPa 、粘土厚度为 6cm 时, 最终水灰比随水泥浆高度的变化曲线如图 2-16 所示。

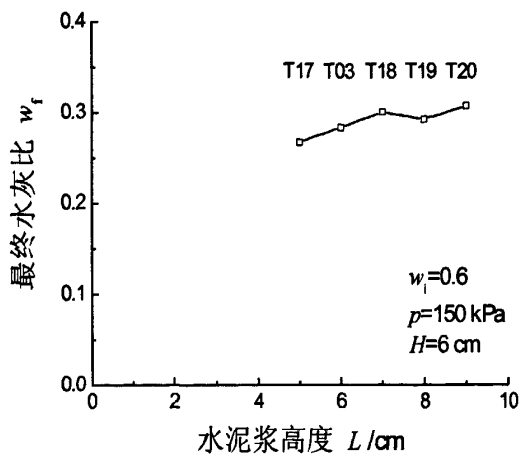


图 2-16 水泥浆高度 L 对最终水灰比 w_f 的影响

从图 2-16 中可以看出，最终水灰比不受水泥浆高度的影响。

(3) 当初始水灰比为 0.6、压滤压力为 150kPa、水泥浆高度为 6cm 时，最终水灰比随粘土厚度的变化曲线如图 2-17 所示。

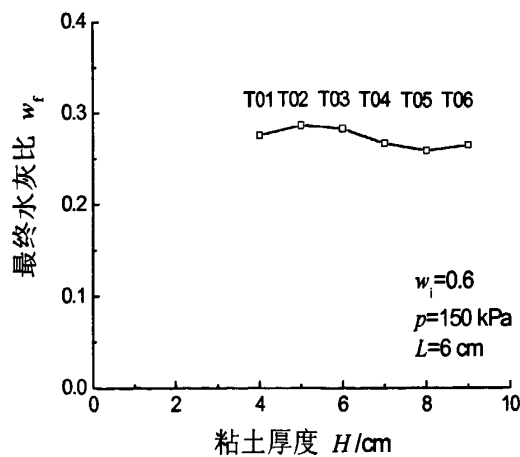


图 2-17 粘土厚度 H 对最终水灰比 w_f 的影响

从图 2-17 中可以看出，最终水灰比不受粘土厚度的影响。

(4) 当初始水灰比为 0.6、水泥浆高度为 6cm、粘土厚度为 6cm 时，最终水灰比随压滤压力的变化曲线如图 2-18 所示。

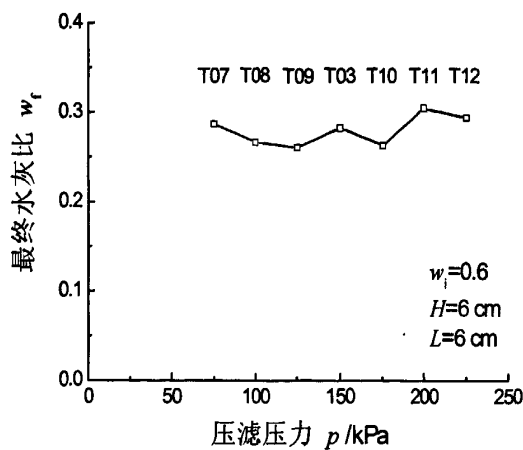


图 2-18 压滤压力 p 对最终水灰比 w_f 的影响

从图 2-18 中可以看出，最终水灰比不受压滤压力的影响。

综上所述，最终水灰比 w_f 在 0.259-0.309 之间波动，其平均值为 0.284，且最终水灰比不受初始水灰比、水泥浆高度、粘土厚度及压滤压力的影响，在试验中基本为一常量。

2.2.6.5 最终压滤量

根据压滤效应室内试验可得出最终压滤量与其他参数的关系：

(1) 当压滤压力为 150kPa、粘土厚度为 6cm、水泥浆高度为 6cm 时，最终压滤量随初始水灰比的变化曲线如图 2-19 所示。

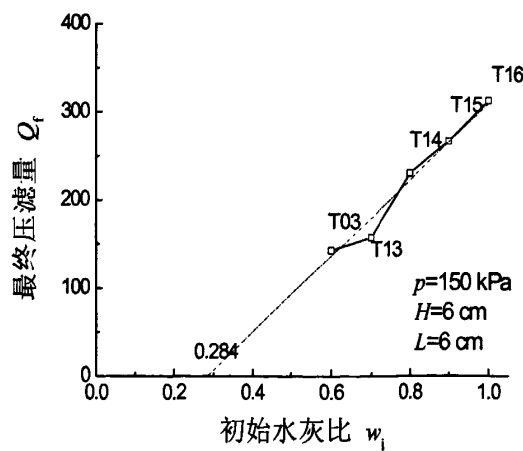


图 2-19 初始水灰比 w_i 对最终压滤量 Q_f 的影响

从图 2-19 中可以看出，最终压滤量与初始水灰比呈线性正相关。

(2) 当初始水灰比为 0.6、压滤压力为 150kPa、粘土厚度为 6cm 时，最终压滤量随水

泥浆高度的变化曲线如图 2-20 所示。

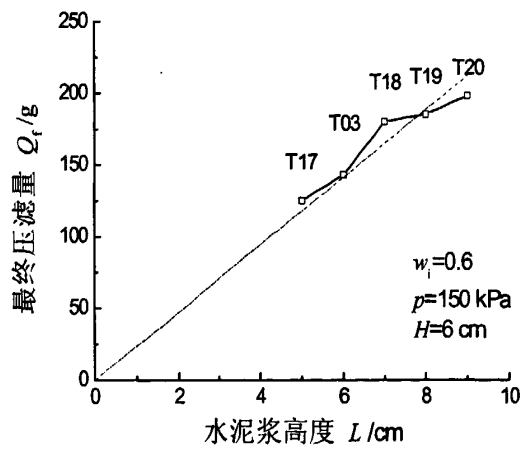


图 2-20 水泥浆高度 L 对最终压滤量 Q_f 的影响

从图 2-20 中可以看出，最终压滤量与水泥浆高度呈线性正相关。

(3) 当初始水灰比为 0.6、压滤压力为 150kPa、水泥浆高度为 6cm 时，最终压滤量随粘土厚度的变化曲线如图 2-21 所示。

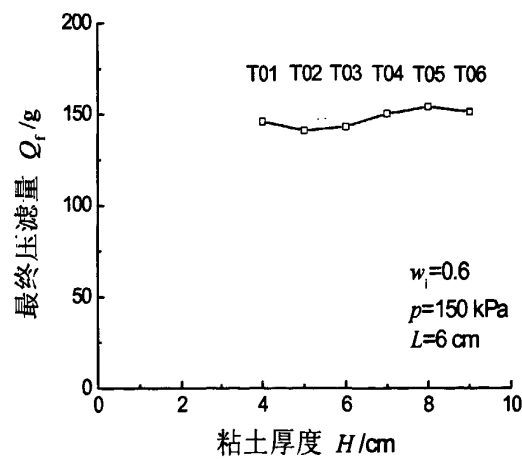


图 2-21 粘土厚度 H 对最终压滤量 Q_f 的影响

从图 2-21 中可以看出，最终压滤量不受粘土厚度的影响。

(4) 当初始水灰比为 0.6、水泥浆高度为 6cm、粘土厚度为 6cm 时，最终压滤量随压滤压力的变化曲线如图 2-22 所示。

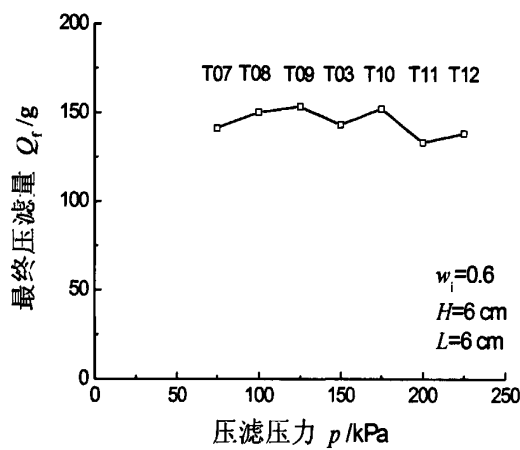


图 2-22 压滤压力 p 对最终压滤量 Q_f 的影响

从图 2-22 中可以看出，最终压滤量不受压滤压力的影响。

综上所述，最终压滤量与水泥浆高度及初始水灰比呈正线性相关，但不受压滤压力和粘土厚度的影响。

2.2.6.6 压滤结束时间

根据压滤效应室内试验可得出压滤结束时间与其他参数的关系：

(1) 当压滤压力为 150kPa、粘土厚度为 6cm、水泥浆高度为 6cm 时，压滤结束时间随初始水灰比的变化曲线如图 2-23 所示。

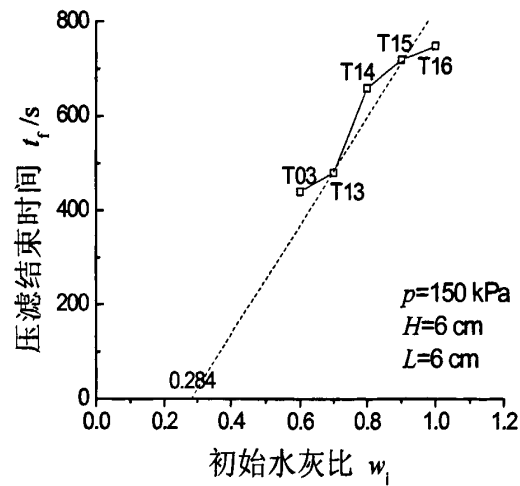


图 2-23 初始水灰比 w_i 对压滤结束时间 t_f 的影响

从图 2-23 中可以看出，压滤结束时间与初始水灰比呈线性正相关。

(2) 当初始水灰比为 0.6、压滤压力为 150kPa、粘土厚度为 6cm 时，压滤结束时间随水泥浆高度的变化曲线如图 2-24 所示。

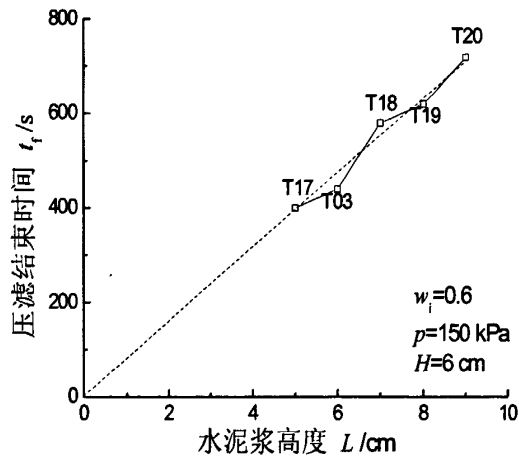


图 2-24 水泥浆高度 L 对压滤结束时间 t_f 的影响

从图 2-24 中可以看出，压滤结束时间与水泥浆高度呈线性正相关。

(3) 当初始水灰比为 0.6、压滤压力为 150kPa、水泥浆高度为 6cm 时，压滤结束时间随粘土厚度的变化曲线如图 2-25 所示。

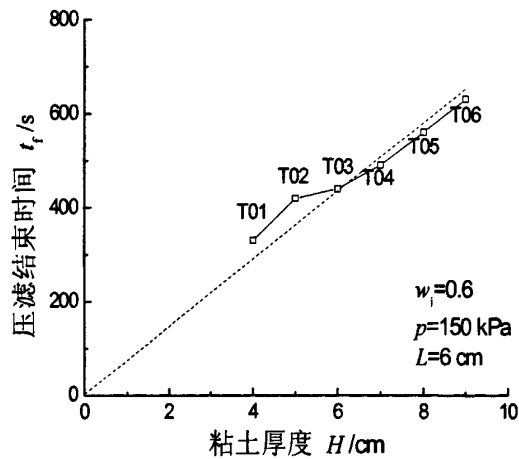


图 2-25 粘土厚度 H 对压滤结束时间 t_f 的影响

从图 2-25 中可以看出，压滤结束时间与粘土厚度呈线性正相关。

(4) 当初始水灰比为 0.6、水泥浆高度为 6cm、粘土厚度为 6cm 时，压滤结束时间随压滤压力的变化曲线如图 2-26 所示。

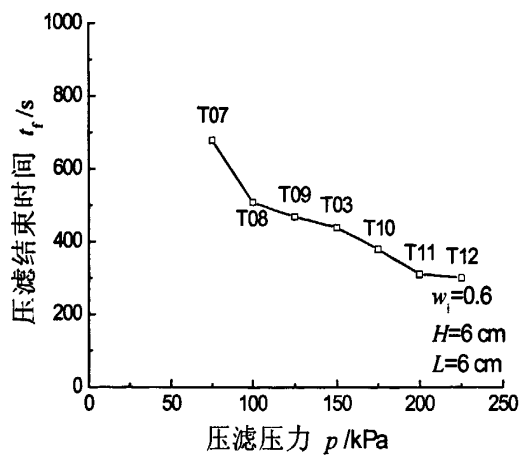


图 2-26 压滤压力 p 对压滤结束时间 t_f 的影响

从图 2-26 中可以看出，压滤结束时间与压滤压力呈反比关系。

综合图 2-23~2-26 可以看出，压滤结束时间与水泥浆高度、粘土厚度及初始水灰比呈线性正相关，与压滤压力呈反比关系，这个结果与式(2-6)相吻合。

压滤效应室内模型试验表明，粘土中滤出水的流量 q 满足式(2-2)，且粘土渗透结束时间 t_p 满足式(2-6)，这证明了本章压滤效应理论模型的正确性，即滤出水在粘土中的流动为粘土中水泥浆压滤的控制因素这一假设成立。与此同时我们还注意到，在试验过程中任一时刻，水泥浆中任意点处的水灰比相同，这也肯定了上面提出的另一个假定。

2.2.7 压滤效应增强土体强度的机理分析

普通硅酸盐水泥的主要成分为硅酸三钙($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)，硅酸二钙($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)，铝酸三钙($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$)和铁铝酸四钙($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$)。其中硅酸三钙($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)和硅酸二钙($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)占 65%-85%。当普通硅酸盐水泥和水混合时，将发生水化反应和水解反应，进而生成大量钙离子。

在压滤作用下，钙离子随着滤出水扩散到粘土中。在粘土中， Ca^{2+} 离子和吸附在土颗粒上的 Na^+ 和 K^+ 离子交换，从而降低了土颗粒表面双电层的厚度，进而使土体颗粒更加紧密。

为了证实这个理论，开展了原子吸收(AAS)试验，对压滤滤出水(在试验 T03 中收集到的)和纯水泥溶液滤出液(水灰比为 0.6)进行分析。分析结果表明， Ca^{2+} 离子浓度从纯水泥溶液滤出液中的 1836mg/L 降低至滤出液中的 567.6mg/L，而 K^+ 离子浓度从纯水泥溶液滤出液中的 294.5mg/L 提高至滤出液中的 1160.4mg/L。这证实了前面的假定，表明

滤出水中的 Ca^{2+} 离子的确有和粘土颗粒表面的 K^+ 离子进行交换。

2.3 本章小结

(1) 开发了一种实验室模拟土体压密注浆及劈裂注浆的试验装置, 能够模拟各种土体中压力注浆的过程, 且能形成完整的试样。通过试验实现了粘土中压密浆泡及劈裂裂隙的自然产生与发展。

(2) 浆液的水灰比增大, 将导致浆泡的直径减小, 浆脉的数量及长度增加, 浆脉的宽度减小。同时, 随着浆液水灰比的增大, 浆液的扩散方式逐渐由以压密为主向以劈裂为主过渡。

(3) 粘土中注浆室内模拟试验表明: 粘土中劈裂注浆可分为三个阶段: 鼓泡压密阶段、第一劈裂面阶段、后续劈裂面阶段。

(4) 提出了粘土中水泥浆压滤效应的理论模型, 在此基础上, 推导出压滤效应的理论公式。设计并进行了 20 组室内模拟试验对粘土中水泥浆压滤效应进行研究, 结果表明本章压滤效应理论模型是合理的。

(5) 压滤效应室内模拟试验表明: 水泥浆无法通过渗透作用通过粘土; 压滤效应中, 滤出水的流量与压滤压力正相关, 与粘土厚度呈负相关, 但并不受初始水灰比和水泥浆高度的影响; 最终水灰比在 0.259-0.309 之间波动, 其平均值为 0.284, 且最终水灰比不受初始水灰比、水泥浆高度、粘土厚度及压滤压力的影响, 在试验中基本为一常量; 最终压滤量与水泥浆高度及初始水灰比呈正线性相关, 但不受压滤压力和粘土厚度的影响; 压滤结束时间与水泥浆高度、粘土厚度及初始水灰比呈线性正相关, 与压滤压力呈反比关系。

(6) 原子吸收试验表明: 在压滤作用下, 钙离子随着滤出水扩散到粘土中, 进入粘土的 Ca^{2+} 离子和吸附在土颗粒上的 Na^+ 和 K^+ 离子交换, 从而降低了土颗粒表面双电层的厚度, 进而使土体颗粒更加紧密。

第三章 不同种类土注浆前后扫描电镜分析

为了从细观机理上分析注浆对不同种类土的改善作用，本章利用扫描式电子显微镜，对注浆前后粘土、压滤效应前后粘土及注浆前后泥皮土进行了对比分析。

3.1 扫描电镜的基本原理

扫描电子显微分析是物理、化学、生物及材料等多门基础研究的重要实验方法。扫描电镜(SEM)经过几十年的发展已经成为评价材料细观形貌、成分和结构的主要分析工具之一。

扫描式电子显微镜(SEM)由三部分构成：

- 1、电子光学系统：包括电子枪、电磁透镜和扫描线圈等。
- 2、样品室。
- 3、样品所产生信号的收集、处理和显示系统。

扫描电子显微镜的工作原理如图 3-1 所示，实物图见 3-2

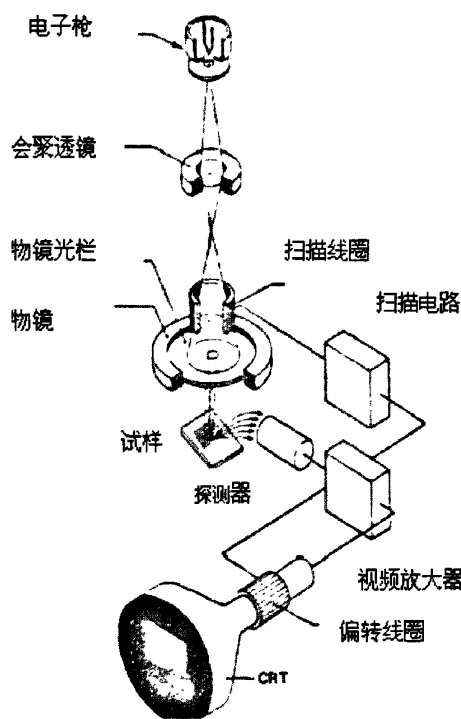


图 3-1 扫描式电子显微镜原理图

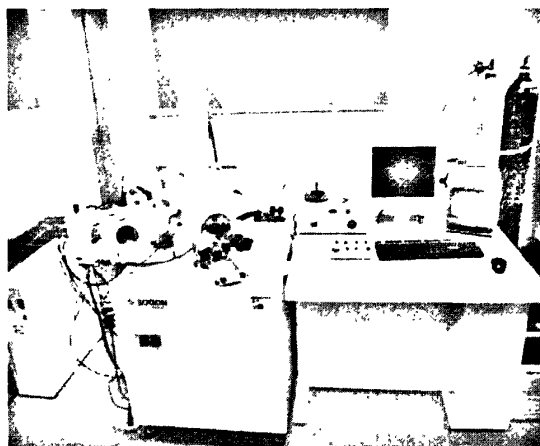


图 3-2 扫描式电子显微镜

由电子枪所发射出来的电子束在加速电压(1-30kV)的作用下,经过三级电磁透镜,会聚成一个细小到 1~5nm 的电子束(相应电子束流为 10^{-11} ~ 10^{-12} A),在试样表面做光栅状扫描,激发样品产生各种物理信号,如二次电子、背散射电子、吸收电子、X 射线、俄歇电子等。这些物理信号的强度随样品表面特征而变。他们分别被相应的收集器接受,经放大器按顺序、成比例地放大后,送到显像管的栅极上,用来同步地调制显像管的电子束强度,即显像管荧光屏上的亮度。由于供给电子光学系统使电子束偏向的扫描线圈的电源也就是供给阴极射线显像管的扫描线圈的电源,此电源发出的锯齿波信号同时控制两束电子束作同步扫描。因此,样品上电子束的位置与显像管荧光屏上电子束的位置是一一对应的。这样,在长余辉荧光屏上就形成一幅与样品表面特征相对应的画面——某种信息图,如二次电子像、背散射电子像等。画面上亮度的疏密程度表示该信息的强弱分布。

3.2 扫描电镜土样的制作

3.2.1 样品大小及性能

扫描电镜下观察的样品尺寸要求比较宽松,一般 1cm^3 左右样品能适合大多数扫描电镜观察要求。不过样品尺寸也不宜过大,否则将影响样品固定和脱水。另外,还有可能因样品尺寸太大而损坏信号收集检测系统。

对金属等导电样品,可直接进行观察。对于土体这样的不导电样品,可先在样品表面喷涂一层金属膜,或在较低加速电压下进行快速观察。

3.2.2 样品表面清洁

在扫描电镜下,观察和研究内容主要是样品表面形貌结构,因此,样品固定之前对其

表面进行清洁必不可少。否则电镜下观察时将模糊不清,有时甚至还会将假想误认为是样品结构。

清洗方法应依不同样品而采取不同方法,如轻摇冲洗法、离心清洗、超声清洗等,对土样可以采用洗耳进行吹洗及在显微镜下用小毛刷将表面污物清除等。

3.2.3 样品干燥

样品干燥均是围绕表面张力对样品产生作用大小而采取不同方法。

表面张力作用的存在,使得液面总是尽可能地缩小。这是因为与气体接触的液体表层分子的分布比内部稀疏,分子之间吸引力和排斥力均有所减弱,其中排斥力减弱程度大一些,液体表层分子之间的相互作用表现为吸引力,这种吸引力即表面张力。表面张力将影响含水样品表面真实形态结构,所以,样品干燥时若能消除表面张力影响将是问题关键。

样品的干燥,通常采用空气干燥、冰冻干燥和临界点干燥等方法。

3.2.4 金属喷涂

经过干燥的土样,需进行金属喷涂后才能进行电镜观察。

干燥的土样不能导电,这种不导电样品在扫描电镜下观察时,会产生电荷积累而影响观察稳定性。使样品导电方法,通常是在样品表面喷一层厚度约 $100\text{\AA}$ 的金膜。因为金的熔点为 1063°C ,容易蒸发,化学性质稳定。被喷射金属的样品,在观察过程中不但可避免电荷放电、减少电子束对样品的损伤,而且还可增加二次电子产率,获得质量良好图像。

喷涂金属膜方法主要有真空喷涂法和离子溅射法。

(1) 真空喷涂法

利用真空喷涂仪喷涂金属,需要很高的真空度,抽真空时间较长。喷涂时将钨丝锅固定在电极两端,锅内放入金属丝或金属碎末。当电极两端加上一定电压后,金属瞬间即可喷涂在样品表面。用真空喷涂仪喷涂金属,喷涂厚度通常以钨丝锅中放入金属多少定酌。所以,在喷涂厚度及喷涂均匀程度方面,不如离子溅射仪方便。

(2) 离子溅射法

利用离子溅射仪喷涂金属,即能节约时间又容易掌握金属喷涂厚度。因离子溅射仪是利用辉光放电的物理现象使金属溅射到样品表面。钟罩内只需达低真空 10^{-1}Pa 即可进入工作状态。喷涂金属厚度可根据所加电压和电流大小及喷涂时间决定。如电压为 1.2V ,电流为 10mA ,喷涂时间如为 4min ,喷涂的金属厚度约 20nm 。因此,目前一般采用离子溅射法喷涂金属。

3.3 不同种类土注浆前后扫描电镜分析

3.3.1 注浆前后粘土扫描电镜分析

为了对粘土中注浆的细观机理进行研究分析，现对原状萧山粘土、清水压密固结粘土(0.15MPa 压力)及注浆后粘土(注浆采用本文第二章模拟注浆室内试验装置，浆液水灰比 0.6)，分别取粒径为 1cm 左右的土块，利用扫描式电子显微镜进行观测分析。

图 3-3 为原状萧山粘土放大 1000 倍后的电镜照片。

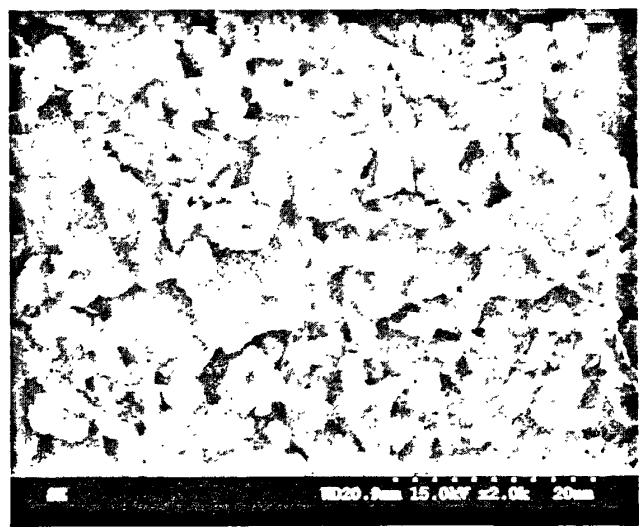


图 3-3 原状粘土的絮状结构

从图 3-3 中可以看出，原状粘土的断面形态为松散的絮状结构。其粘土颗粒(5 μ m 以下颗粒)之间联结不紧密。

图 3-4 为清水压密固结粘土(0.15MPa 压力)放大 1000 倍后的电镜照片。

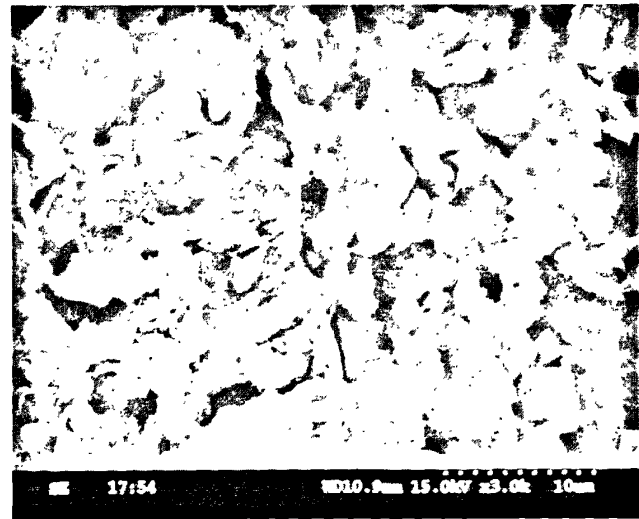


图 3-4 清水压密固结粘土的絮状结构

从图 3-4 中可以看出, 经过清水压密固结以后, 粘土颗粒间的孔隙明显减小, 呈密实絮状结构。此时孔隙间的联结依旧不够紧密, 可以清晰的分辨大部分粘土颗粒的形状。

图 3-5 为注浆后粘土(浆液水灰比 0.6)放大 600 倍后的电镜照片。

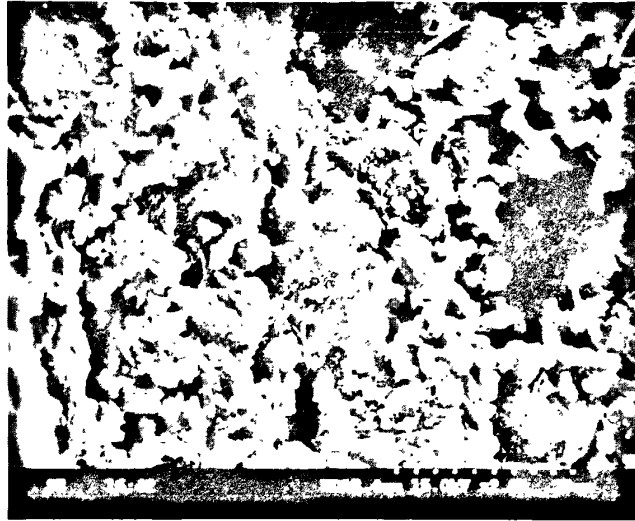


图 3-5 注浆后粘土的密实整体结构

从图 3-5 可以看出, 经过压力注浆, 原先的单独存在的粘土颗粒已粘聚成为一个整体, 无法分辨其颗粒形状, 即土体强度大幅提高。其原因为: 水泥水化反应生成的 Ca^{2+} 离子在压滤效应的作用下, 随着滤出液扩散到土体中, 从而导致粘土表面的双电层厚度变薄, 使土体更加紧密, 进而形成较坚固的整体结构。

3.3.2 压滤效应对粘土的影响扫描电镜分析

为了从细观机理上对压滤效应对粘土的影响进行研究, 对原状萧山粘土、清水压密固结粘土(0.15MPa 压力)及压滤作用后粘土(浆液水灰比 0.6), 分别取粒径为 1cm 左右的土块, 通过电子显微镜扫描进行观测对比分析。

其中原状萧山粘土和清水压密固结粘土的电镜照片及分析可参见 3.3.1。

图 3-6 为压滤后粘土(浆液水灰比 0.6)放大 600 倍后的电镜照片。

从图 3-6 可以看出, 压滤作用使原先的单独存在的粘土颗粒已团聚成为 $30\mu\text{m}$ 左右的粘土团, 使土体强度提高。与注浆粘土相比(图 3-5), 压滤作用对粘土强度的提高幅度较低, 这是由于注浆不仅能通过压滤作用提高粘土强度, 还能通过劈裂作用, 进一步压密和加固土体。

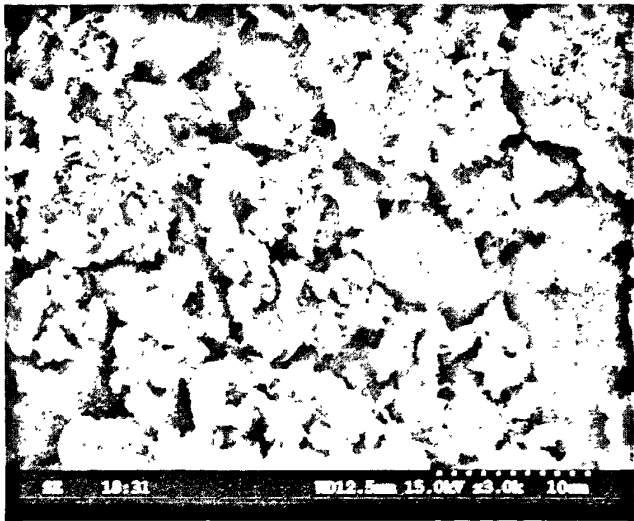


图 3-6 压滤后粘土的密实团状结构

3.3.3 注浆前后泥皮土扫描电镜分析

为了研究桩端后注浆对桩侧泥皮的改善作用，现对现场开挖的桩侧泥皮及现场开挖注浆后泥皮，分别取粒径为 1cm 左右的土块，通过电子显微镜扫描进行观测对比分析。

图 3-7 为原状泥皮土放大 1000 倍后的电镜照片。

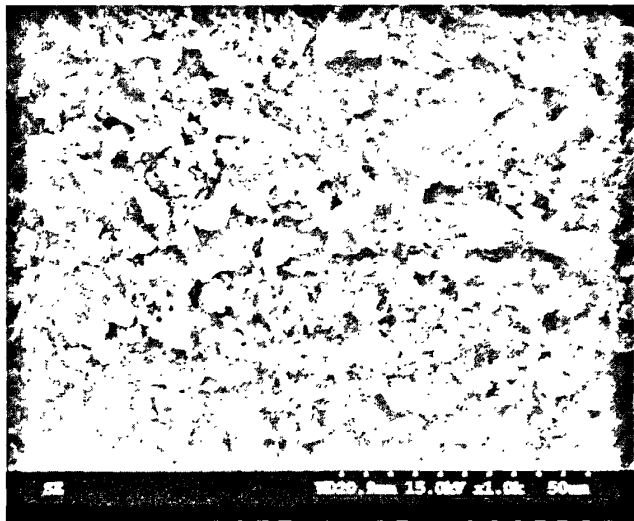


图 3-7 桩侧泥皮土的絮状结构

从上图可以看出，原状泥皮土的结构与粘土相似，为絮状结构，含有不少 1-5 μ m 大小的粘粒。

图 3-8 为注浆后泥皮土放大 1000 倍后的电镜照片。

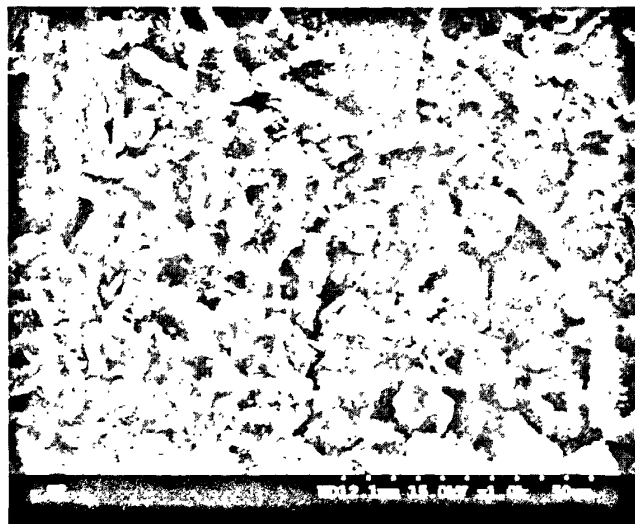


图 3-8 注浆后泥皮土的紧密团状结构

从上图可以看出,与粘土类似,经过压力注浆,桩侧泥皮的结构性显著加强,从原先的絮状结构转变为注浆后的紧密团粒结构,使泥皮土强度提高。

3.4 本章小结

利用扫描式电子显微镜,对注浆前后粘土、压滤效应前后粘土及注浆前后泥皮土进行观测,从细观机理上分析注浆对土体的改善作用,得到了以下结论。

(1) 原状粘土的断面形态为松散的絮状结构。其粘土颗粒($5\mu\text{m}$ 以下颗粒)之间联结不紧密。经过清水压密固结以后,粘土颗粒间的孔隙明显减小,呈密实絮状结构。此时孔隙间的联结依旧不够紧密,可以清晰的分辨大部分粘土颗粒的形状。经过压力注浆,原先的单独存在的粘土颗粒已粘聚成一个整体,无法分辨其颗粒形状,土体强度大幅提高。其原因为:水泥水化反应生成的 Ca^{2+} 离子在压滤效应的作用下,随着滤出液扩散到土体中,从而导致粘土表面的双电层厚度变薄,使土体更加紧密,进而成为一个较坚固的整体。

(2) 压滤作用使原先的单独存在的粘土颗粒团聚成为 $30\mu\text{m}$ 左右的粘土团,使土体强度提高。与压力注浆相比,压滤作用对粘土强度的提高幅度较小,这是由于压力注浆不仅能通过压滤作用提高粘土强度,还能通过劈裂作用,进一步压密和加固土体。

(3) 原状泥皮土的结构与粘土相似,为絮状结构,含有不少 $1-5\mu\text{m}$ 大小的粘粒。经过压力注浆,桩侧泥皮的结构性显著加强,从原先的絮状结构转变为注浆后的紧密团粒结构,使泥皮土强度提高。

第四章 渗透注浆浆液扩散机理

渗透注浆,是在不足以破坏土体结构的压力作用下(即不产生明显的挤压及水力劈裂),把浆液注入土体的孔隙中,从而取代、排除其中的空气和水,以达到加固土体的目的的一种注浆方法。近年来,渗透注浆的应用领域越来越大,在坝基防渗加固、地基加固、道桥、矿井、文物、市政、地铁和地下厂房等的施工中,渗透注浆法都占有十分重要的地位。而正确地确定及预测诸如注浆压力、浆液稠度和注浆量等参数,不仅可以使工作的效率大大提高,还能更好地控制注浆过程,促进注浆从一门工艺转变成一门科学。水泥浆作为传统的注浆材料,由于其结石体力学强度高、耐久性好、取材容易、配方简单、价格便宜、无环境污染等优点,为用途最广、用量最大的注浆材料,确定水泥浆在渗透注浆过程中的扩散半径及其他注浆参数,具有尤为重要的意义。

本章在水泥浆流变特性的研究基础上(阮文军, 2005),推导出不同流型浆液渗透注浆扩散半径的表达式。并通过利用水泥浆流变特性对其进行简化,得到不同水灰比水泥浆渗透注浆球面及柱状扩散半径的计算公式,这些公式计算简便,便于在实际工程中应用。

4.1 不同水灰比水泥浆的球面扩散理论

4.1.1 基本假定及理论模型

对水泥浆在土体中的渗透做以下假定:

- (1) 土体为均匀多孔介质,横截面为 S 的土体中有 N 个半径为 r_0 的毛细管;
- (2) 浆液在毛细管内的流动为稳态层流;
- (3) 渗流过程中,土体不发生压缩,即土体中孔隙通道的形状和大小保持不变;
- (4) 被注土体为均质各向同性体;
- (5) 采用点源注浆,浆液从注浆管底部注入土体;
- (6) 浆液在土体中呈球面渗透扩散,其理论模型如图 4-1 所示,其中 l_0 为注浆管半径,

l_1 为浆液的最终扩散距离, p_0 为浆液压力, p_1 为注浆点地下水压力。

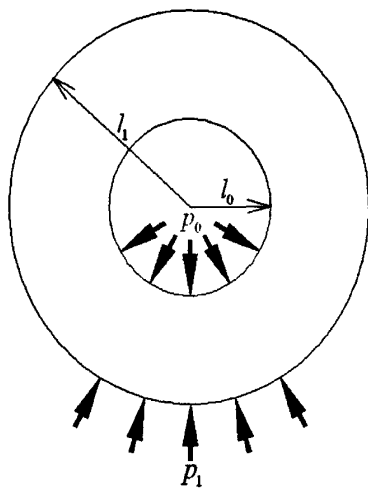


图 4-1 球面扩散理论模型

4.1.2 不同水灰比水泥浆流变方程

根据阮文军(2005)的试验研究成果，不同水灰比水泥浆的流变方程如表 4-1 所示。

表 4-1 不同水灰比水泥浆的流变方程

浆液名称	水灰比	流变方程	流型	本构方程
水泥浆	$W/C=0.5$	$\tau = 14.43\gamma^{0.0027}$	幂律 流体	$\tau = C\gamma^n$
	$W/C=0.6$	$\tau = 8.632\gamma^{0.0026}$		
	$W/C=0.7$	$\tau = 5.826\gamma^{0.0022}$		
	$W/C=0.8$	$\tau = 2.321 + 0.0229\gamma$	宾汉 流体	$\tau = \tau_0 + \mu_p\gamma$
	$W/C=0.9$	$\tau = 1.884 + 0.0119\gamma$		
	$W/C=1.0$	$\tau = 1.563 + 0.0096\gamma$		
	$W/C=2.0$	$\tau = 0.0372 + 0.0047\gamma$	牛顿 流体	$\tau = \mu\gamma$ (忽略较小 的常数项)
	$W/C=5.0$	$\tau = 0.088 + 0.0027\gamma$		
	$W/C=10.0$	$\tau = 0.0454 + 0.0019\gamma$		

阮文军(2005)指出，不同水灰比的纯水泥浆分属于 3 种不同流型，而不是某种单一流型。 W/C 为 0.5~0.7 的水泥浆是幂律流体， $W/C=0.8\sim1.0$ 的水泥浆是宾汉流体， $W/C=2.0\sim10.0$ 的水泥浆是牛顿流体。

4.1.3 牛顿流体的球面渗透注浆理论

4.1.3.1 牛顿流体的渗流方程(达西定律)

水灰比 $W/C=2.0\sim 10.0$ 的水泥浆是牛顿流体。牛顿流体的本构方程为:

$$\tau = \mu \gamma \quad (4-1)$$

式中: τ ——剪应力;

μ ——牛顿流体的动力粘度;

γ ——剪切速率, $\gamma = -dv/dr$ 。

在毛细管内任取一个以管轴为对称轴的流体柱, 其长度为 dl , 半径 $r < r_0$, 如图 4-2 所示。

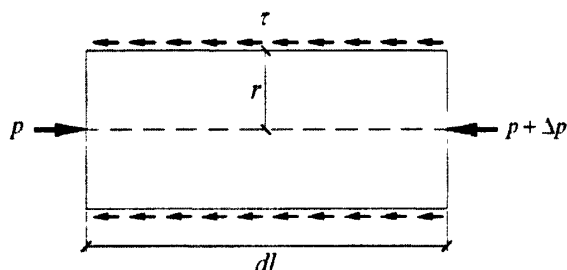


图 4-2 浆液在圆管中流动

不考虑重力的影响, 该流体柱受力平衡:

$$\pi r^2 dp = -2\pi r \tau dl \quad (4-2)$$

剪应力 τ 可表示为:

$$\tau = -\frac{r}{2} \frac{dp}{dl} \quad (4-3)$$

将式(4-3)代入式(4-1)可得:

$$\gamma = -\frac{dv}{dr} = \frac{\tau}{\mu} = \frac{r}{2\mu} \left(-\frac{dp}{dl}\right) \quad (4-4)$$

用分离变量法求解式(4-4), 并考虑边界条件 $r = r_0$ 时, $v = 0$, 可得:

$$v = \frac{1}{4\mu} \frac{dp}{dl} (r^2 - r_0^2) \quad (4-5)$$

故浆液在半径为 r_0 的单个毛细管中的单位时间流量 q_0 为:

$$q_0 = \int_0^{r_0} 2\pi r v dr = \frac{\pi r_0^4}{8\mu} \left(-\frac{dp}{dL}\right) \quad (4-6)$$

因此通过整个毛细管组的总流量 q 为:

$$q = N \frac{\pi r_0^4}{8\mu} \left(-\frac{dp}{dL} \right) \quad (4-7)$$

而孔隙度 ϕ :

$$\phi = \frac{N\pi r_0^2}{S} \quad (4-8)$$

并引入渗透率:

$$K = \frac{\phi}{8} r_0^2 \quad \text{或} \quad r_0 = \sqrt{\frac{8K}{\phi}} \quad (4-9)$$

则渗流速度 V 为:

$$V = \frac{q}{S} = \frac{K}{\mu} \left(-\frac{dp}{dl} \right) \quad (4-10)$$

式(4-10)即牛顿流体的渗流方程(达西定律)。

4.1.3.2 牛顿流体的球面扩散公式(Maag公式)

Maag 于 1938 年, 首先推导出了牛顿流体球面扩散的渗透公式。

牛顿流体在注浆过程中, 注浆量满足:

$$Q = VA t \quad (4-11)$$

式中: A ——浆液渗透过程中经过的任一球面的表面积, $A = 4\pi l^2$, l 为该球面半径;

t ——注浆时间。

将式(4-10)代入式(4-11)可得:

$$V = \frac{Q}{At} = \frac{Q}{4\pi l^2 t} = \frac{K}{\mu} \left(-\frac{dp}{dl} \right) \quad (4-12)$$

对式(4-12)分离变量积分, 并考虑边界条件, 当 $l = l_0$ 时 $p = p_0$; 当 $l = l_1$ 时 $p = p_1$, 得:

$$\frac{1}{l_0} - \frac{1}{l_1} = \frac{4\pi K t}{\mu Q} (p_0 - p_1) \quad (4-13)$$

记注浆附加注浆压力 $\Delta p = p_0 - p_1$, 同时考虑 $l_1 \gg l_0$, 即 $\frac{1}{l_0} - \frac{1}{l_1} \approx \frac{1}{l_0}$, 且注浆量与扩散

半径之间满足 $Q = \frac{4}{3}\phi\pi l_1^3$, 可将式(4-13)化简为:

$$l_1 = \sqrt[3]{\frac{3K t \Delta p l_0}{\mu \phi}} \quad (4-14)$$

式(4-14)即 Maag 公式。

4.1.4 幂律流体的球面渗透注浆理论

4.1.4.1 幂律流体的渗流方程

水灰比 W/C 为 0.5~0.7 的水泥浆是幂律流体。幂律流体可以按照与牛顿流体类似的方法推导渗流方程, 具体推导过程可参见《非牛顿流体渗流的特性参数及数学模型》(孔祥言, 1999)。

幂律流体的本构方程为:

$$\tau = C\gamma^n \quad (4-15)$$

式中: C ——稠度系数;

n ——流变指数。

幂律流体体渗流速度 V 为:

$$V = \left(\frac{K_e}{\mu_e} \right)^{\frac{1}{n}} \left(-\frac{dp}{dl} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (4-16)$$

式中: K_e ——幂律流体的有效渗透率;

$$K_e = \frac{\phi}{21+3n} n r_0^{\frac{1+n}{n}} = \frac{\phi}{21+3n} n \left(\frac{8K}{\phi} \right)^{\frac{1+n}{2n}}$$

μ_e ——幂律流体的有效粘度。

$$\mu_e = C \left(\frac{\phi n}{1+3n} \right)^{1-n} r_0^{\frac{1-n^2}{n}} = C \left(\frac{\phi n}{1+3n} \right)^{1-n} \left(\frac{8K}{\phi} \right)^{\frac{1-n^2}{2n}}$$

4.1.4.2 幂律流体的球面扩散公式

幂律流体在注浆过程中, 注浆量满足:

$$Q = VAt \quad (4-17)$$

将式(4-16)代入式(4-17)可得:

$$V = \frac{Q}{At} = \frac{Q}{4\pi l^2 t} = \left(\frac{K_e}{\mu_e} \right)^{\frac{1}{n}} \left(-\frac{dp}{dl} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (4-18)$$

对式(4-17)分离变量积分, 并考虑边界条件, 当 $l = l_0$ 时 $p = p_0$; 当 $l = l_1$ 时 $p = p_1$, 得:

$$\frac{1}{1-2n} (l_1^{1-2n} - l_0^{1-2n}) = \frac{K_e}{\mu_e} \left(\frac{4\pi t}{Q} \right)^n (p_0 - p_1) \quad (4-19)$$

由于注浆量与扩散半径之间满足 $Q = \frac{4}{3}\phi\pi l_1^3$, 并记 $\Delta p = p_0 - p_1$, 可将式(4-19)化简为:

$$\frac{1}{1-2n}(l_1^{1-2n}-l_0^{1-2n})=\frac{K_e}{\mu_e}\left(\frac{3}{\phi l_1^3}\right)^n \Delta p \quad (4-20)$$

这就是幂律流体的球面扩散公式, 其中:

$$K_e = \frac{\phi}{2} \frac{n}{1+3n} \left(\frac{8K}{\phi}\right)^{\frac{1+n}{2n}}$$

$$\mu_e = C \left(\frac{\phi n}{1+3n}\right)^{1-n} \left(\frac{8K}{\phi}\right)^{\frac{1-n^2}{2n}}$$

对于水泥浆, 由表 4-1 可知, 水灰比 W/C 为 0.5~0.7 的水泥浆是幂律流体, 且流变指数 $n=0.0022\sim 0.0027$, 考虑 $l_1 \gg l_0$, 即 $l_1^{1-2n}-l_0^{1-2n} \approx l_1^{1-2n}$, 可将式(4-20)简化为:

$$l_1 = \sqrt[1+n]{(1-2n) \frac{K_e}{\mu_e} \left(\frac{3}{\phi}\right)^n \Delta p} \quad (4-21)$$

4.1.5 宾汉流体的球面渗透注浆理论

4.1.5.1 宾汉流体的渗流方程

水灰比 $W/C=0.8\sim 1.0$ 的水泥浆是宾汉流体。宾汉流体可以按照与牛顿流体类似的方法推导渗流方程, 具体推导过程可参见《非牛顿流体渗流的特性参数及数学模型》(孔祥言, 1999)。

宾汉流体的本构方程为:

$$\tau = \tau_0 + \mu_p \gamma \quad (4-22)$$

式中: τ_0 ——屈服应力;

μ_p ——塑性粘度。

宾汉流体的渗流速度 V 为:

$$V = \frac{K_p}{\mu_p} \left(-\frac{dp}{dl}\right) \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl}\right) + \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl}\right)^4\right] \quad (4-23)$$

式中: K_p ——宾汉流体的有效渗透率,

$$K_p = \frac{\phi}{8} r_0^2 = K$$

λ ——宾汉流体的启动压力梯度,

$$\lambda = \frac{2\tau_0}{r_0} = \tau_0 \sqrt{\frac{\phi}{2K}}$$

4.1.5.2 宾汉流体的球面扩散公式

宾汉流体在注浆过程中, 注浆量满足:

$$Q = VAt \quad (4-24)$$

将式(4-23)代入式(4-24)可得:

$$V = \frac{Q}{At} = \frac{Q}{4\pi l^2 t} = \frac{K_p}{\mu_p} \left(-\frac{dp}{dl}\right) \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl}\right) + \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl}\right)^4\right] \quad (4-25)$$

由于注浆过程中, $dp/dl \gg \lambda$, 可略去 $\frac{\lambda}{-dp/dl}$ 的高阶项, 将式(4-25)简化为:

$$\frac{Q}{4\pi l^2 t} = \frac{K_p}{\mu_p} \left(-\frac{dp}{dl}\right) \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl}\right)\right] \quad (4-26)$$

对式(4-26)分离变量积分, 并考虑边界条件, 当 $l = l_0$ 时 $p = p_0$; 当 $l = l_1$ 时 $p = p_1$, 得:

$$\left(\frac{Q\mu_p}{4\pi t K_p} \frac{1}{l_0 l_1} + \frac{4}{3} \lambda\right)(l_1 - l_0) = p_0 - p_1 \quad (4-27)$$

由于注浆量与扩散半径之间满足 $Q = \frac{4}{3} \phi \pi l_1^3$, 并记 $\Delta p = p_0 - p_1$, 可将式(4-27)化简为:

$$\left(\frac{\phi \mu_p}{3 K_p l_0} l_1^2 + \frac{4}{3} \lambda\right)(l_1 - l_0) = \Delta p \quad (4-28)$$

利用一元三次方程的求根公式可以求解上述方程, 但是表达式较为复杂, 工程应用价值不大。考虑到 $l_1 \gg l_0$, 即 $l_1 - l_0 \approx l_1$, 可将式(4-28)化简为:

$$l_1^3 + 4\lambda \left(\frac{t K_p l_0}{\phi \mu_p}\right) l_1 - 3\Delta p \left(\frac{t K_p l_0}{\phi \mu_p}\right) = 0 \quad (4-29)$$

这时, 该方程的解的表达式可大大简化, 该方程存在两共轭虚根与一实根, 其唯一实根可以表示为:

$$l_1 = \sqrt[3]{\frac{3K_p t \Delta p l_0}{\mu_p \phi}} \left(\sqrt[3]{\frac{1}{2} + \frac{1}{54} \sqrt{729 + 768 \frac{\lambda^3}{\Delta p^2} \frac{K_p l_0}{\mu_p \phi}}} + \sqrt[3]{\frac{1}{2} - \frac{1}{54} \sqrt{729 + 768 \frac{\lambda^3}{\Delta p^2} \frac{K_p l_0}{\mu_p \phi}}} \right) \quad (4-30)$$

这就是幂律流体的球面扩散公式, 其中 $K_p = \frac{\phi}{8} r_0^2 = K$, μ_p 塑性粘度, λ 宾汉流体的启

动压力梯度 $\lambda = \tau_0 \sqrt{\frac{\phi}{2K}}$ 。

4.1.6 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与球面扩散半径的关系

某砂土地基水的渗透系数 $k=10^{-4}\text{m/s}$, 孔隙度 $\phi=0.4$, 注浆管埋深 5m, 注浆管半径 $l_0=2.5\text{cm}$, 每个注浆点的注浆时间 $t=1200\text{s}$, 20°C 水的粘度 $\mu_w=0.001\text{Pa}\cdot\text{s}$, 故渗透率

$$K = \frac{k\mu_w}{\rho_w g} = 10^{-11}\text{m}^2, \text{ 水泥浆的流变特性参数可参照表 4-1 取值。}$$

(1) 水灰比为 0.5~0.7 水泥浆的扩散规律

水灰比 W/C 为 0.5~0.7 的水泥浆是幂律流体, 可根据式(4-21)计算其附加注浆压力与扩散半径的关系, 结果如图 4-3 所示。

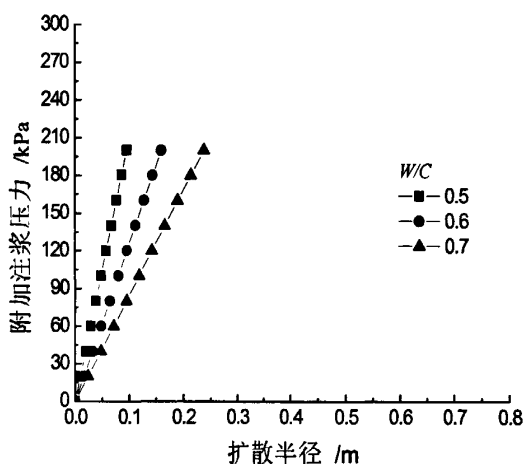


图 4-3 水灰比为 0.5~0.7 的水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

从图 4-3 中可以看出, 对于水灰比为 0.5~0.7 的幂律型水泥浆, 随着附加注浆压力的增大, 扩散半径随之增大, 附加注浆压力与扩散半径基本呈线性关系。在相同的附加注浆压力下, 水灰比越大, 浆液的渗透半径越大。

(2) 水灰比为 0.8~1.0 水泥浆的扩散规律

水灰比 W/C 为 0.8~1.0 的水泥浆是宾汉流体, 可根据式(4-30)计算其附加注浆压力与扩散半径的关系, 结果如图 4-4 所示。

从图 4-4 中可以看出, 对于水灰比为 0.8~1.0 的宾汉型水泥浆, 随着附加注浆压力的增大, 扩散半径显著增大。

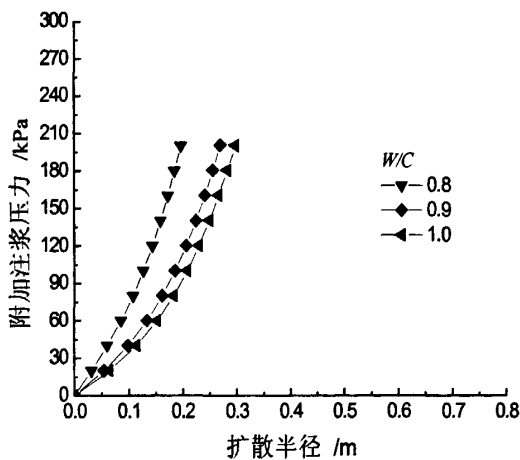


图 4-4 水灰比为 0.8~1.0 的水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

(3) 水灰比为 2.0~10.0 水泥浆的扩散规律

水灰比 W/C 为 2.0~10.0 的水泥浆是牛顿流体，可根据式(4-14)计算其附加注浆压力与扩散半径的关系，结果如图 4-5 所示。

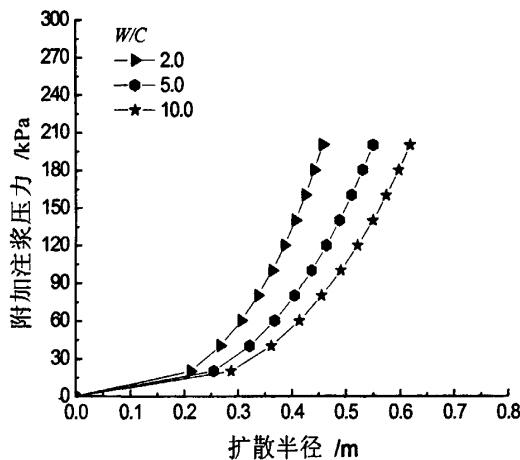


图 4-5 水灰比为 2.0~10.0 的水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

从图 4-5 中可以看出，对于水灰比为 2.0~10.0 的牛顿型水泥浆，随着附加注浆压力的增大，扩散半径迅速增大。附加注浆压力与扩散半径的 3 次方呈正比。

(4) 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与扩散半径关系曲线的对比

将不同水灰比水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系总结如图 4-6 所示。

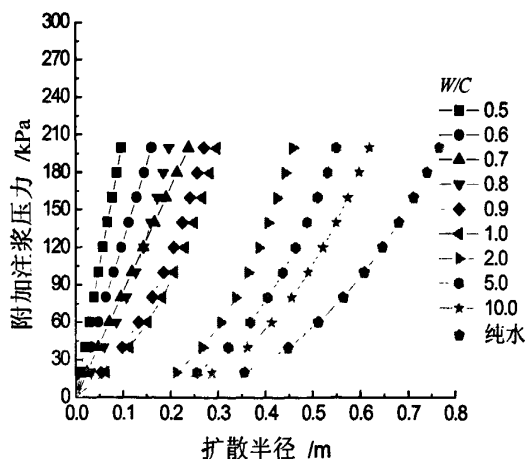


图 4-6 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

从图 4-6 中可以看出，无论水泥浆属于何种流体，浆液的扩散半径随着附加注浆压力的增大而增大。比较不同水灰比的浆液，其附加注浆压力与扩散半径关系曲线的规律性较好，即相同的附加注浆压力下，浆液的扩散半径随着水灰比的增大而增大。值得说明的是，图 4-6 中水灰比为 0.7 和 0.8 的两条曲线有所交叉，这是由于阮文军(2005)给出的水泥浆流变特性是在较低的注浆压力下得到的，当附加注浆压力较大时，其流变方程有所偏差。在实际应用中，应先测量注浆所用浆液的流变参数后，再利用本章的公式进行计算。

4.2 不同水灰比水泥浆的柱面扩散理论

4.2.1 基本假定及理论模型

对水泥浆在土体中的渗透作以下假定：

- (1) 土体为均匀多孔介质，横截面为 S 的土体中有 N 个半径为 r_0 的毛细管；
- (2) 浆液在毛细管内的流动为稳态层流；
- (3) 渗流过程中，土体不发生压缩，即土体中孔隙通道的形状和大小保持不变；
- (4) 土体为均质各向同性体；

(5) 采用花管式注浆，浆液在土体中呈柱状渗透扩散，其理论模型如图 4-7 所示，其中 l_0 为注浆管半径， l_1 为浆液的最终扩散距离， p_0 为浆液压力， p_1 为注浆点地下水压力， a 为注浆段长度。

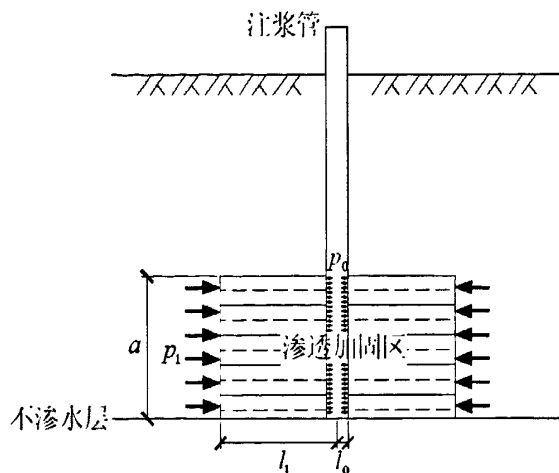


图 4-7 柱状扩散理论模型

4.2.2 牛顿流体的柱面渗透注浆理论

水灰比 $W/C=2.0\sim 10.0$ 的水泥浆是牛顿流体，它在土体中的渗流满足达西定律：

$$V = \frac{q}{S} = \frac{K}{\mu} \left(-\frac{dp}{dl} \right) \quad (4-31)$$

牛顿流体在注浆过程中，注浆量满足：

$$Q = VA t \quad (4-32)$$

式中：\$A\$——浆液渗透过程中经过的任一柱面的表面积，\$A=2\pi a l\$，\$l\$为该球面半径；

\$t\$——注浆时间。

将式(4-31)代入式(4-32)可得：

$$V = \frac{Q}{A t} = \frac{Q}{2\pi a l t} = \frac{K}{\mu} \left(-\frac{dp}{dl} \right) \quad (4-33)$$

对式(4-33)分离变量积分，并考虑边界条件，当 \$l=l_0\$ 时 \$p=p_0\$，当 \$l=l_1\$ 时 \$p=p_1\$，得：

$$\ln \frac{l_1}{l_0} = \frac{2\pi a K t}{\mu Q} (p_0 - p_1) \quad (4-34)$$

记附加注浆压力 \$\Delta p = p_0 - p_1\$，且注浆量与扩散半径之间满足 \$Q = \phi \pi l_1^2 a\$，可将式(4-34)

化简为：

$$l_1^2 \ln \frac{l_1}{l_0} = \frac{2 K t \Delta p}{\mu \phi} \quad (4-35)$$

4.2.3 幂律流体的柱面渗透注浆理论

水灰比 W/C 为 $0.5\sim 0.7$ 的水泥浆是幂律流体，它在土体中的渗流满足：

$$V = \left(\frac{K_e}{\mu_e} \right)^{\frac{1}{n}} \left(-\frac{dp}{dl} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (4-36)$$

式中: K_e ——幂律流体的有效渗透率:

$$K_e = \frac{\phi}{2} \frac{n}{1+3n} r_0^{\frac{1+n}{n}} = \frac{\phi}{2} \frac{n}{1+3n} \left(\frac{8K}{\phi} \right)^{\frac{1+n}{2n}}$$

μ_e ——幂律流体的有效粘度:

$$\mu_e = C \left(\frac{\phi n}{1+3n} \right)^{1-n} r_0^{\frac{1-n^2}{n}} = C \left(\frac{\phi n}{1+3n} \right)^{1-n} \left(\frac{8K}{\phi} \right)^{\frac{1-n^2}{2n}}$$

幂律流体在注浆过程中, 注浆量满足:

$$Q = VAt \quad (4-37)$$

将式(4-36)代入式(4-37)可得:

$$V = \frac{Q}{At} = \frac{Q}{2\pi a l t} = \left(\frac{K_e}{\mu_e} \right)^{\frac{1}{n}} \left(-\frac{dp}{dl} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (4-38)$$

对式(4-38)分离变量积分, 并考虑边界条件, 当 $l = l_0$ 时 $p = p_0$, 当 $l = l_1$ 时 $p = p_1$, 得:

$$\frac{1}{1-n} (l_1^{1-n} - l_0^{1-n}) = \frac{K_e}{\mu_e} \left(\frac{2\pi a t}{Q} \right)^n (p_0 - p_1) \quad (4-39)$$

由于注浆量与扩散半径之间满足 $Q = \phi \pi l_1^2 a$, 并记 $\Delta p = p_0 - p_1$, 可将式(4-39)化简为:

$$\frac{1}{1-n} (l_1^{1-n} - l_0^{1-n}) l_1^{2n} = \frac{K_e}{\mu_e} \left(\frac{2t}{\phi} \right)^n \Delta p \quad (4-40)$$

这就是幂律流体的柱状扩散公式, 其中:

$$K_e = \frac{\phi}{2} \frac{n}{1+3n} \left(\frac{8K}{\phi} \right)^{\frac{1+n}{2n}}$$

$$\mu_e = C \left(\frac{\phi n}{1+3n} \right)^{1-n} \left(\frac{8K}{\phi} \right)^{\frac{1-n^2}{2n}}$$

对于水泥浆, 由表 4-1 可知, 水灰比 W/C 为 0.5~0.7 的水泥浆是幂律流体, 且流变指数 $n=0.0022\sim0.0027$, 考虑 $l_1 \gg l_0$, 即 $l_1^{1-n} - l_0^{1-n} \approx l_1^{1-n}$, 可将式(4-40)简化为:

$$l_1 = \sqrt[1+n]{(1-n) \frac{K_e}{\mu_e} \left(\frac{2t}{\phi} \right)^n \Delta p} \quad (4-41)$$

4.2.4 宾汉流体的柱面渗透注浆理论

水灰比 $W/C=0.8\sim1.0$ 的水泥浆是宾汉流体, 它在土体中的渗流满足:

宾汉流体的渗流速度 V 为:

$$V = \frac{K_p}{\mu_p} \left(-\frac{dp}{dl} \right) \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl} \right)^4 \right] \quad (4-42)$$

式中: K_p ——宾汉流体的有效渗透率:

$$K_p = \frac{\phi}{8} r_0^2 = K$$

λ ——宾汉流体的启动压力梯度:

$$\lambda = \frac{2\tau_0}{r_0} = \tau_0 \sqrt{\frac{\phi}{2K}}$$

宾汉流体在注浆过程中, 注浆量满足:

$$Q = VAt \quad (4-43)$$

将式(4-42)代入式(4-43)可得:

$$V = \frac{Q}{At} = \frac{Q}{2\pi alt} = \frac{K_p}{\mu_p} \left(-\frac{dp}{dl} \right) \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl} \right)^4 \right] \quad (4-44)$$

由于注浆过程中, $dp/dl \gg \lambda$, 可略去 $\frac{\lambda}{-dp/dl}$ 的高阶项, 将式(4-44)简化为:

$$\frac{Q}{2\pi alt} = \frac{K_p}{\mu_p} \left(-\frac{dp}{dl} \right) \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{\lambda}{-dp/dl} \right) \right] \quad (4-45)$$

对式(4-45)分离变量积分, 并考虑边界条件, 当 $l=l_0$ 时 $p=p_0$, 当 $l=l_1$ 时 $p=p_1$, 得:

$$\frac{\mu_p}{K_p} \frac{Q}{2\pi at} \ln \frac{l_1}{l_0} + \frac{4}{3} \lambda (l_1 - l_0) = p_0 - p_1 \quad (4-46)$$

由于注浆量与扩散半径之间满足 $Q = \phi \pi l_1^2 a$, 并记 $\Delta p = p_0 - p_1$, 可将式(4-46)化简为:

$$\frac{\mu_p \phi}{2l K_p} l_1^2 \ln \frac{l_1}{l_0} + \frac{4}{3} \lambda (l_1 - l_0) = \Delta p \quad (4-47)$$

这就是宾汉流体的柱状扩散公式, 其中 $K_p = \frac{\phi}{8} r_0^2 = K$, μ_p 塑性粘度, λ 宾汉流体的启动压力梯度 $\lambda = \tau_0 \sqrt{\frac{\phi}{2K}}$ 。

动压力梯度 $\lambda = \tau_0 \sqrt{\frac{\phi}{2K}}$ 。

4.2.5 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与柱状扩散半径的关系

某砂土地基水的渗透系数 $k=10^{-4}$ m/s, 孔隙度 $\phi=0.4$, 注浆管半径 $l_0=2.5$ cm, 注浆时间

$t=1200s$, $20^{\circ}C$ 水的粘度 $\mu_w=0.001Pa \cdot s$, 故渗透率 $K=\frac{k\mu_w}{\rho_w g}=10^{-11}m^2$, 水泥浆的流变特性

参数可参照表 4-1 取值。

(1) 水灰比为 0.5~0.7 水泥浆的扩散规律

水灰比 W/C 为 0.5~0.7 的水泥浆是幂律流体, 可根据式(4-41)计算其扩散半径与附加注浆压力的关系, 结果如图 4-9 所示。

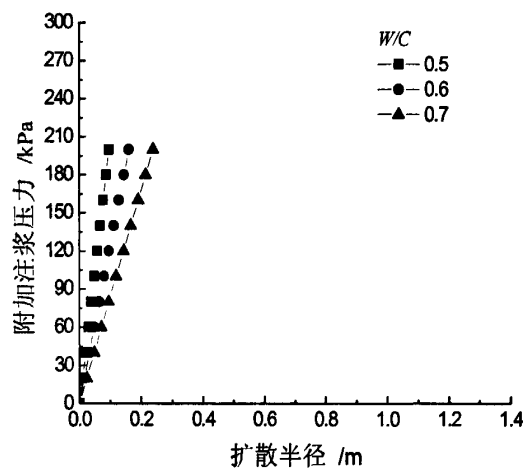


图 4-9 水灰比为 0.5~0.7 的水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

从图 4-9 中可以看出, 水灰比为 0.5~0.7 的幂律型水泥浆, 随着附加注浆压力的增大, 扩散半径随之增大, 附加注浆压力与扩散半径基本呈线性关系。在相同的附加注浆压力下, 水灰比越大, 浆液的扩散半径越大。

(2) 水灰比为 0.8~1.0 水泥浆的扩散规律

水灰比 W/C 为 0.8~1.0 的水泥浆是宾汉流体, 可根据式(4-47)计算其附加注浆压力与扩散半径的关系, 结果如图 4-10 所示。

从图 4-10 中可以看出, 水灰比为 0.8~1.0 的宾汉型水泥浆, 随着附加注浆压力的增大, 扩散半径显著增大。

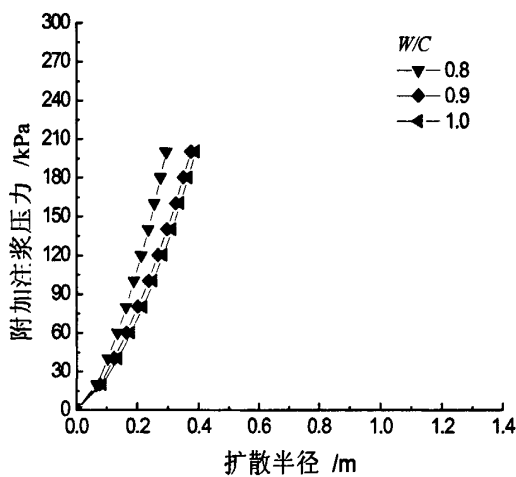


图 4-10 水灰比为 0.8~1.0 的水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

(3) 水灰比为 2.0~10.0 水泥浆的扩散规律

水灰比 W/C 为 2.0~10.0 的水泥浆是牛顿流体，可根据式(4-35)计算其附加注浆压力与扩散半径的关系，结果如图 4-11 所示。

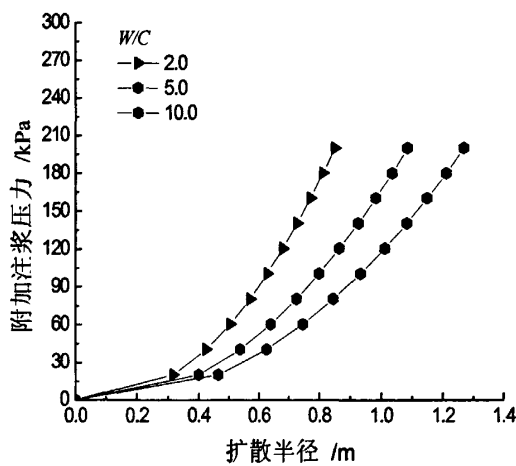


图 4-11 水灰比为 2.0~10.0 的水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

从图 4-11 中可以看出，水灰比为 2.0~10.0 的牛顿型水泥浆，随着附加注浆压力的增大，扩散半径迅速增大。附加注浆压力与扩散半径的 3 次方成正比。

(4) 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与扩散半径关系曲线的对比

将不同水灰比水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系总结如图 4-12 所示。

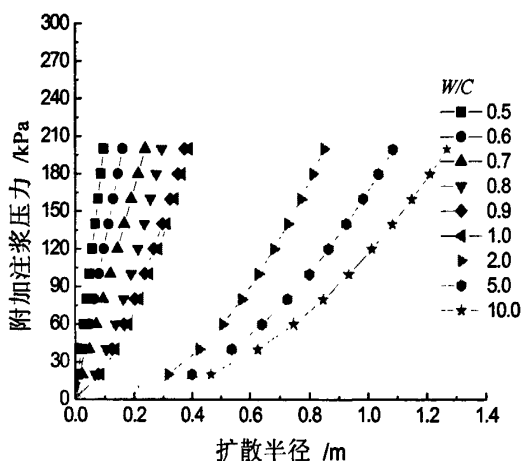


图 4-12 不同水灰比水泥浆附加注浆压力与扩散半径的关系

从图 4-12 中可以看出, 无论水泥浆属于何种流体, 浆液的扩散半径随附加注浆压力的增大而增大。比较不同水灰比的浆液, 其附加注浆压力与扩散半径关系曲线的规律性较好, 即相同的附加注浆压力下, 浆液的扩散半径随着水灰比的增大而增大。值得说明的是, 由于阮文军(2005)给出的水泥浆流变特性是在较低的注浆压力下得到的, 当附加注浆压力较大时, 其流变方程有所偏差。在实际应用中, 应先测量注浆所用浆液的流变参数后, 再利用本章的公式进行计算。

4.3 本章小结

(1) 在水泥浆流变特性的研究基础上, 推导出不同流型浆液渗透注浆球面扩散半径的表达式, 并利用水泥浆流变特性对其进行简化, 得到不同水灰比水泥浆渗透注浆扩散半径的计算公式。这些公式计算简便, 便于在实际工程中应用。

(2) 利用不同流型浆液渗透注浆球面扩散半径的公式, 对不同水灰比水泥浆附加注浆压力和球面扩散半径的关系进行计算分析, 结果表明, 无论水泥浆属于何种流体, 浆液的扩散半径随着附加注浆压力和浆液水灰比的增大而增大。

(3) 在水泥浆流变特性的研究基础上, 推导出不同流型浆液渗透注浆柱状扩散半径的表达式。这些公式计算简便, 便于在实际工程中应用。

(4) 利用不同流型浆液渗透注浆柱状扩散半径的表达式, 对不同水灰比水泥浆附加注浆压力和柱状扩散半径的关系进行计算分析, 结果表明, 无论水泥浆属于何种流体, 浆液的扩散半径随着附加注浆压力和浆液水灰比的增大而增大。

第五章 考虑压滤效应的粘土中压密注浆浆液扩散机理

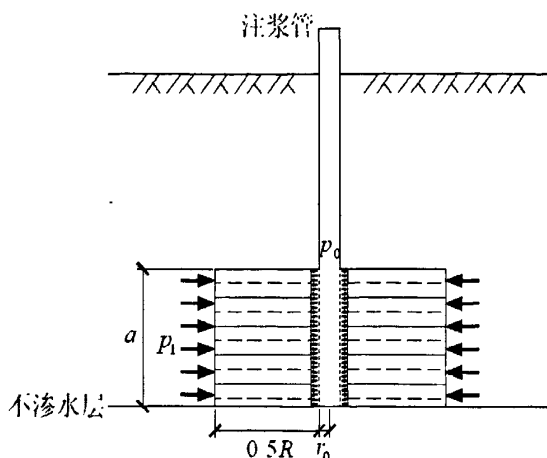
压密注浆是一种半适应性半强制性注浆,它的特点是通过注浆对砂土和粘土中孔隙等软弱部位起到压密作用,压密注浆通常使用孔扩张理论进行分析。孔扩张理论广泛地应用于隧道、井筒、沉桩等问题的应力分析,国内外学者从不同角度对此作了研究。而在这些研究中,均使用注浆压力直接计算压密注浆过程中土体的变形,忽略了压密注浆过程中孔隙水的渗流。根据有效应力原理,注浆压力为总应力,其中只有有效应力部分才能引起土体的变形,而孔隙水压力部分将引起孔隙水的渗流。

本章对粘土中压密注浆进行研究,并引入有效应力比(有效应力比总应力)的概念,将注浆压力明确划分为孔隙水压力和有效应力。考虑压滤效应的影响,对孔扩张理论进行研究,并与传统孔扩张理论进行对比分析。

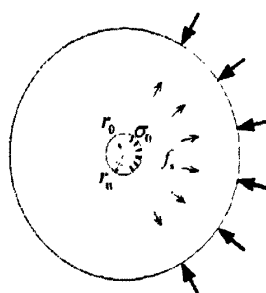
5.1 考虑压滤效应的粘土中压密注浆柱孔扩张理论

5.1.1 理论模型

根据有效应力原理,总应力由有效应力和孔隙水压力组成,其中有效应力引起土体的变形,而孔隙水压力引起孔隙水的渗流。在饱和粘土中进行压密注浆时,在均匀分布的孔隙水压力 p_0 的作用下,浆液发生压滤效应,滤出水在土体中呈柱状渗透扩散,其理论模型如图 5-1(a)所示。而在有效应力 σ_0 的作用下,土体将产生压缩,同时浆液的流动也会对途经土体产生拖曳力作用,即渗透力,渗透力将引起土体有效应力的增加,使土体产生变形,进而改变了土体的渗透性,土体柱孔扩张的理论模型如图 5-1(b)所示,其中 r_0 为注浆管半径, R 为注浆管间距, p_0 为孔隙水压力 $p_0 = (1-\alpha)\sigma$, σ 为注浆压力, α 为有效应力比(取决于浆液与土体的性质,浆液越稀,有效应力比越小,土体的孔隙越大,有效应力比越小), p_1 为原位地下水压力, a 为注浆段长度, σ_0 为有效应力 $\sigma_0 = -\alpha\sigma + \sigma_1$, σ_1 为原位土有效应力, f_s 为渗透力。



(a) 柱孔渗透扩散理论模型



(b) 柱孔扩张理论模型

图 5-1 压密注浆浆液柱状扩散理论模型

5.1.2 基本假定

对粘土中压密注浆柱孔扩散做如下假定：

- (1) 土体仅发生弹性变形，且弹性变形在应力施加后立刻发生；
- (2) 初始状态下，土体为均质各向同性体；
- (3) 浆液和土颗粒不可压缩；
- (4) 小变形假定；
- (5) 注浆过程中土体有效应力比不发生改变。

5.1.3 考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆柱孔扩张理论

5.1.3.1 滤出水的渗流

滤出水为牛顿流体，它在土体中的渗流满足达西定律：

$$V = \frac{q}{A} = k' \left(-\frac{dp}{dr} \right) \quad (5-1)$$

式中: q ——压滤量;

A ——滤出水渗流过程中经过的任一柱面的表面积, $A = 2\pi ar$;

k' ——土体发生弹性变形后的渗透系数, 渗透系数的变化与体积应变的关系可以表示为。

$$k' = \frac{1}{1 + \varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{n_0} \right)^3 k \quad (5-2)$$

式中: k ——初始渗透系数;

n_0 ——初始孔隙度;

ε_v ——体积应变, $\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta$ 。

故:

$$\frac{dp}{dr} = -\frac{q}{2\pi a r k'} \quad (5-3)$$

由于滤出水的消散半径为注浆管间距 R 的一半, 故有渗流边界条件:

$$\begin{cases} r = r_0; p = (1 - \alpha)\sigma \\ r = \frac{1}{2}R; p = p_1 \end{cases} \quad (5-4)$$

5.1.3.2 土体的变形

考虑平面极坐标下单元应力状态(图 5-2), 可得到平衡微分方程:

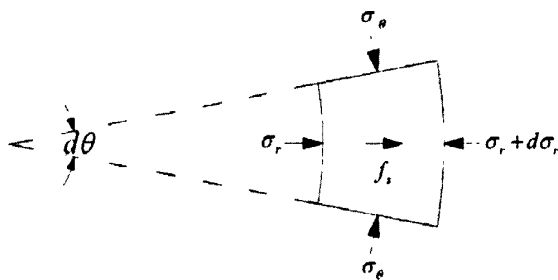


图 5-2 平面极坐标下单元应力状态

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + f_r = 0 \quad (5-5)$$

其中渗透力 $f_s = -\frac{dp}{dr} = \frac{q}{2\pi a r k'}$, 故平衡微分方程可表示为:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \frac{q}{2\pi a r k'} = 0 \quad (5-6)$$

几何方程为:

$$\begin{cases} \varepsilon_r = du_r / dr \\ \varepsilon_\theta = u_r / r \end{cases} \quad (5-7)$$

式中: u_r ——土体的径向位移。

土体的弹性本构方程为广义胡克定律, 表达式为:

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right) \\ \varepsilon_\theta = \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right) \end{cases} \quad (5-8)$$

柱孔扩张边界条件:

$$\begin{cases} r = r_0; \sigma_r = -\alpha\sigma + \sigma_1 \\ r = \frac{1}{2}R; u_r = 0 \end{cases} \quad (5-9)$$

上述方程中, 渗流微分方程(5-1)、平衡微分方程(5-6)、几何方程(5-7)、弹性本构方程(5-8)、渗透率与体积应变关系(5-2), 以及渗流边界条件(5-4)和柱孔扩张边界条件(5-9), 共同构成了考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆柱孔扩张的控制方程。

5.1.3.3 简化算法

若不考虑土体渗透率的变化, 即 $k' = k$, 则式(5-2)为:

$$\frac{dp}{dr} = -\frac{q}{2\pi a k r} \quad (5-10)$$

求解式(5-10), 并根据渗流边界条件(5-4)得:

$$p = C \ln r + (1-\alpha)\sigma + \frac{(1-\alpha)\sigma - p_1}{\ln(0.5R/r_0)} \ln r_0 \quad (5-11)$$

其中:

$$C = -\frac{(1-\alpha)\sigma - p_1}{\ln(0.5R/r_0)}$$

故平衡微分方程可表示为:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \frac{C}{r} \quad (5-12)$$

联立式(5-7)、(5-8)和(5-12), 并考虑柱孔扩张边界条件(5-9), 可求得径向应力及径向

位移的表达式:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}C_1 \ln r + \frac{C_2}{r^2} + C_3 \quad (5-13)$$

$$u_r = \frac{1+\nu}{E} \left\{ \frac{1}{2}C_1 r [(1-2\nu) \ln r - 2\nu^2 - 2\nu + 1] - \frac{C_2}{r} + (1-2\nu)C_3 r \right\} \quad (5-14)$$

其中:

$$\begin{cases} C_1 = -\frac{1}{1-\nu} \frac{(1-\alpha)\sigma - p_1}{\ln(0.5R/r_0)} \\ C_2 = \left\{ -\alpha\sigma + \sigma_1 + \frac{C_1}{2} [\ln(0.5R/r_0) - \frac{(2\nu^2 + 2\nu - 1)}{(1-2\nu)}] \right\} / \left[\frac{1}{r_0^2} + \frac{4}{(1-2\nu)R^2} \right] \\ C_3 = -\alpha\sigma + \sigma_1 - \frac{1}{2}C_1 \ln r_0 - \frac{C_2}{r_0^2} \end{cases}$$

5.1.4 传统柱孔扩张理论

传统的柱孔扩张理论不考虑渗透力的影响, 故平衡微分方程为:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (5-15)$$

柱孔扩张边界条件:

$$\begin{cases} r = r_0; \sigma_r = -\sigma + \sigma_1 \\ r = \frac{1}{2}R; u_r = 0 \end{cases} \quad (5-16)$$

联立式(5-7)、(5-8)和(5-15), 并考虑柱孔扩张边界条件(5-16), 可求得径向应力及径向位移的表达式:

$$\sigma_r = \frac{C_4}{r^2} + C_5 \quad (5-17)$$

$$u_r = \frac{1+\nu}{E} \left[-\frac{C_4}{r} + (1-2\nu)C_5 r \right] \quad (5-18)$$

其中:

$$\begin{cases} C_4 = \frac{-\sigma + \sigma_1 - \frac{(2\nu^2 + 2\nu - 1)}{(1-2\nu)}}{\frac{1}{r_0^2} + \frac{4}{(1-2\nu)R^2}} \\ C_5 = -\sigma + \sigma_1 - \frac{C_4}{r_0^2} \end{cases}$$

与本章计算方法相比较,传统的球孔扩张理论认为注浆压力均为有效应力,无法考虑有效应力比的影响,即传统的柱孔扩张理论无法考虑浆液浓度的影响。同时,传统柱孔扩张理论无法考虑注浆过程中的压滤效应,而室内试验表明,在粘土中进行注浆,压滤效应的影响不容忽视。

5.1.5 算例

现采用压密注浆对某粘土地基进行加固,该地基地下水位为-1m,粘土的密度为 $1.76 \times 10^3 \text{kg/m}^3$,初始孔隙度 $n_0=0.5$,初始渗透系数 $k=1 \times 10^{-10} \text{m/s}$,弹性模量 $E=20 \text{MPa}$,泊松比 $\nu=0.35$,注浆点深度为 5m,注浆段长度 $a=1 \text{m}$,注浆压力 $\sigma=1 \text{MPa}$,注浆管半径 $r_0=10 \text{cm}$,注浆管间距 $R=2 \text{m}$ 。根据本章考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆柱孔扩张理论的控制方程,笔者编制程序进行计算分析,并与传统柱孔扩张理论进行对比分析。

5.1.5.1 三种方法的对比

分别采用考虑压滤效应下压密注浆柱孔扩张理论(下面简称本章方法)、简化算法及传统柱孔扩张理论(下面简称传统方法)对不同有效应力比下的径向位移($r=r_0$)进行计算,结果如图 5-3 所示,其中为了对比方便,在利用传统方法进行计算时,也考虑有效应力比的影响,将有效应力代替总应力代入公式进行计算。

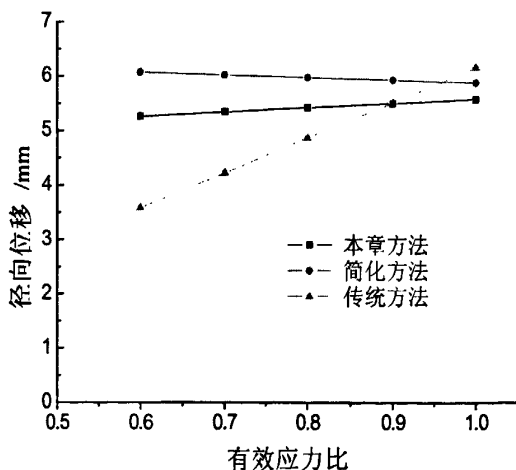


图 5-3 三种计算方法所求的不同有效应力比下的径向位移($r=r_0$)

从图 5-3 中可以看出,传统的柱孔扩张理论由于无法考虑压滤效应的影响,有效应力比越小(即浆液越稀),压滤效应的影响越大,传统方法与本章方法的偏差越大。同时还可以看出,简化方法的计算结果与本章方法很接近,在实际工程中,可以采用简化方法进行

计算。

5.1.5.2 径向应力

不同有效应力比下，径向应力随半径变化规律如图 5-4 所示。

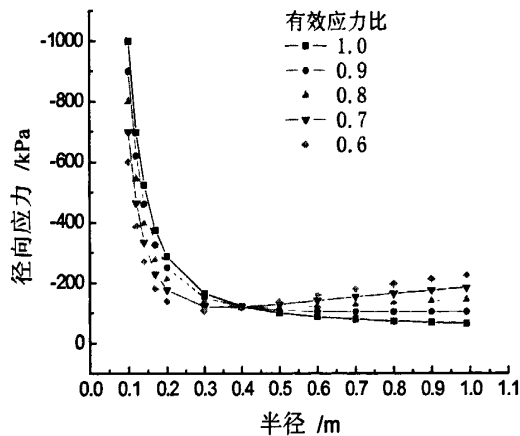


图 5-4 不同有效应力比下径向应力的分布

从图 5-4 中可以看出，在相同的注浆压力(总应力)下，随着有效应力比的减小，内侧土体的径向应力逐渐减小，外侧土体的径向应力逐渐增大。因为随着有效应力比的减小，孔隙水压力逐渐增大，滤出水渗流引起的径向应力的重分布也越显著。若不考虑有效应力比的影响，将造成对内侧土体径向应力的高估和对外侧土体径向应力的低估。

5.1.5.3 径向位移

不同有效应力比下，径向位移随半径变化规律如图 5-5 所示。

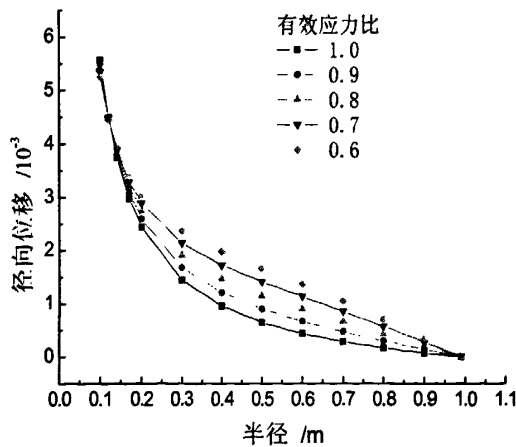


图 5-5 不同有效应力比下径向位移的分布

从图 5-5 中可以看出，随着有效应力比的减小，内侧土体的径向位移逐渐减小，外侧土体的径向位移逐渐增大。若不考虑有效应力比的影响，将造成对内侧土体径向位移的高估和对外侧土体径向位移的低估。

5.1.5.4 孔隙水压力

不同有效应力比下，孔隙水压力随半径变化规律如图 5-6 所示。

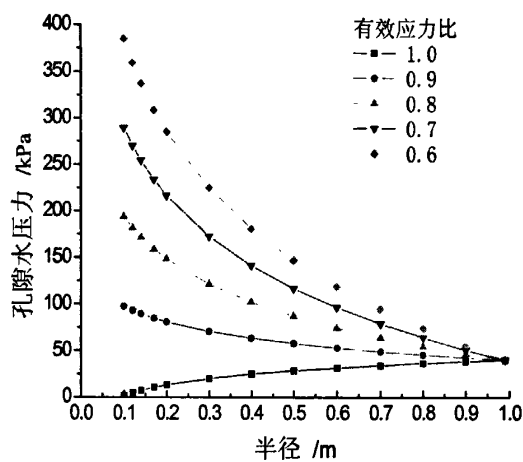


图 5-6 不同有效应力比下孔隙水压力的分布

从图 5-6 中可以看出，随着有效应力比的增大，注浆点处孔隙水压力逐渐增大。孔隙水压力将随着扩散半径的增大而逐渐消散。

5.1.5.5 渗透系数

不同有效应力比下，渗透系数随半径变化规律如图 5-7 所示。

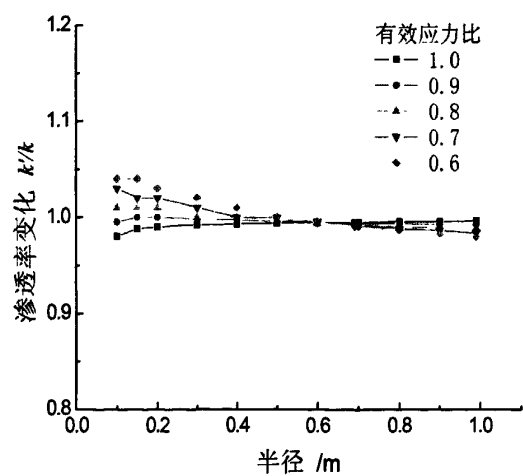


图 5-7 不同有效应力比下土体的渗透系数

从图 5-7 中可以看出,在柱孔扩张过程中,土体的渗透系数变化不大,故在工程应用中,可不考虑土体渗透率的变化进行简化计算。

5.2 考虑压滤效应的粘土中压密注浆球孔扩张理论

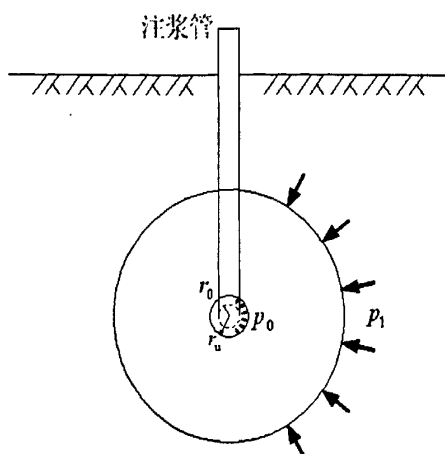
5.2.1 理论模型

根据有效应力原理,总应力由有效应力和孔隙水压力组成,其中有效应力引起土体的变形,而孔隙水压力引起孔隙水的渗流。在饱和粘土中进行压密注浆时,在均匀分布的孔隙水压力 p_0 的作用下,浆液发生压滤效应,滤出水在土体中呈球状渗透扩散,其理论模型如图 5-8(a)所示。而在有效应力 σ_0 的作用下,土体将产生压缩,同时浆液的流动也会对途经土体产生拖曳力作用,即渗透力,渗透力将引起土体有效应力的增加,使土体产生变形,进而改变了土体的渗透性,土体球孔扩张的理论模型如图 5-8(b)所示,其中 r_0 为注浆管半径, R 为注浆管间距, p_0 为孔隙水压力 $p_0 = (1-\alpha)\sigma$, σ 为注浆压力, α 为有效应力比(取决于浆液与土体的性质,浆液越稀,有效应力比越小,土体的孔隙越大,有效应力比越小), p_1 为原位地下水压力, σ_0 为有效应力 $\sigma_0 = -\alpha\sigma + \sigma_1$, σ_1 为原位土有效应力, f_s 为渗透力。

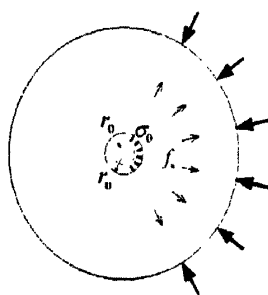
5.2.2 基本假定

对粘土中压密注浆球孔扩散做如下假定:

- (1) 土体仅发生弹性变形,且弹性变形在应力施加后立刻发生;
- (2) 初始状态下,土体为均质各向同性体;
- (3) 浆液和土颗粒不可压缩;
- (4) 小变形假定;
- (5) 忽略重力对渗流和土体压缩的影响;
- (6) 注浆过程中土体有效应力比不发生改变。



(a) 球孔渗透扩散理论模型



(b) 球孔扩张理论模型

图 5-8 压密注浆浆液球状扩散理论模型

5.2.3 考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆球孔扩张理论

5.2.3.1 滤出水的渗流

滤出水为牛顿流体，它在土体中的渗流满足达西定律：

$$V = \frac{q}{A} = k' \left(-\frac{dp}{dr} \right) \quad (5-19)$$

式中： q ——压滤量；

A ——滤出水渗流过程中经过的任一球面， $A = 4\pi r^2$ ；

k' ——土体发生弹性变形后的渗透系数，渗透系数的变化与体积应变的关系可以表示为：

$$k' = \frac{1}{1 + \varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{n_0} \right)^3 k \quad (5-20)$$

式中: k ——初始渗透系数;

n_0 ——初始孔隙度;

ε_v ——体积应变, $\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_\varphi$, 由于对于球对称问题, $\varepsilon_\theta = \varepsilon_\varphi = \varepsilon_t$, 故 $\varepsilon_v = \varepsilon_r + 2\varepsilon_t$

ε_t ——切向的正应变。

故:

$$\frac{dp}{dr} = -\frac{q}{4\pi r^2 k'} \quad (5-21)$$

由于滤出水的消散半径为注浆管间距 R 的一半, 故有渗流边界条件:

$$\begin{cases} r = r_0; p = (1-\alpha)\sigma \\ r = \frac{1}{2}R; p = p_1 \end{cases} \quad (5-22)$$

5.2.3.2 土体的变形

球对称问题的平衡微分方程:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} + f_s = 0 \quad (5-23)$$

式中: σ_t ——切向的正应力, $\sigma_\theta = \sigma_\varphi = \sigma_t$ 。

其中渗透力 $f_s = -\frac{dp}{dr} = \frac{q}{4\pi r^2 k'}$, 故平衡微分方程可表示为:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} + \frac{q}{4\pi r^2 k'} = 0 \quad (5-24)$$

几何方程为:

$$\begin{cases} \varepsilon_r = du_r / dr \\ \varepsilon_t = u_r / r \end{cases} \quad (5-25)$$

式中: u_r ——土体的径向位移。

土体的弹性本构方程为广义胡克定律, 表达式为:

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - 2\nu\sigma_t) \\ \varepsilon_t = \frac{1}{E}[(1-\nu)\sigma_t - \nu\sigma_r] \end{cases} \quad (5-26)$$

球孔扩张边界条件:

$$\begin{cases} r=r_0; \sigma_r = -\alpha\sigma + \sigma_1 \\ r = \frac{1}{2}R; u_r = 0 \end{cases} \quad (5-27)$$

上述方程中, 渗流微分方程(5-19)、平衡微分方程(5-24)、几何方程(5-25)、弹性本构方程(5-26)、渗透率与体积应变关系(5-20), 以及渗流边界条件(5-22)和球孔扩张边界条件(5-27), 共同构成了考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆球孔扩张的控制方程。

5.2.3.3 简化算法

若不考虑土体渗透率的变化, 即 $k' = k$, 则式(5-21)为:

$$\frac{dp}{dr} = -\frac{q}{4\pi k r^2} \quad (5-28)$$

求解式(5-28), 并根据渗流边界条件(5-22)得:

$$p = \frac{(1-\alpha)\sigma - p_1}{1/r_0 - 2/R} \frac{1}{r} + p_1 - \frac{(1-\alpha)\sigma - p_1}{R/2r_0 - 1} \quad (5-29)$$

故平衡微分方程可表示为:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = \frac{C}{r^2} \quad (5-30)$$

其中:

$$C = -\frac{(1-\alpha)\sigma - p_1}{1/r_0 - 2/R}$$

联立式(5-25)、(5-26)和(5-30), 并考虑球孔扩张边界条件(5-27), 可求得径向应力及径向位移的表达式:

$$\sigma_r = \frac{C_1}{2r} - \frac{C_2}{r^3} + C_3 \quad (5-31)$$

$$u_r = \frac{1}{E} \left[\frac{-2\nu^2 + 1 - \nu}{4\nu} C_1 + \frac{1 + \nu}{2} \frac{C_2}{r^2} + (1 - 2\nu)rC_3 \right] \quad (5-32)$$

其中:

$$\begin{cases} C_1 = \frac{2\nu}{1-\nu} \frac{(1-\alpha)\sigma - p_1}{1/r_0 - 2/R} \\ C_2 = \frac{\left(-\frac{1+\nu}{\nu} + \frac{R}{r_0}\right)C_1 - 2R(-\alpha\sigma + \sigma_1)}{8\frac{1+\nu}{1-2\nu} \frac{1}{R^2} + 2\frac{R}{r_0^3}} \\ C_3 = -\alpha\sigma + \sigma_1 - \frac{C_1}{2r_0} + \frac{C_2}{r_0^3} \end{cases}$$

5.2.4 传统球孔扩张理论

传统的球孔扩张理论不考虑渗透力的影响, 故平衡微分方程为:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \quad (5-33)$$

球孔扩张边界条件:

$$\begin{cases} r = r_0; \sigma_r = -\sigma + \sigma_1 \\ r = \frac{1}{2}R; u_r = 0 \end{cases} \quad (5-34)$$

联立式(5-25)、(5-26)和(5-33), 并考虑球孔扩张边界条件(5-34), 可求得径向应力及径向位移的表达式:

$$\sigma_r = C_4 + C_5 r^{-3} \quad (5-35)$$

$$u_r = \frac{1}{E} \left[(1-2\nu) r C_4 - \frac{1+\nu}{2} \frac{1}{r^2} C_5 \right] \quad (5-36)$$

其中:

$$\begin{cases} C_4 = \frac{-\sigma + \sigma_1}{1 + \frac{1-2\nu}{4(1+\nu)} \frac{R^3}{r_0^3}} \\ C_5 = \frac{-\sigma + \sigma_1}{\frac{1+\nu}{1-2\nu} \frac{4}{R^3} + \frac{1}{r_0^3}} \end{cases}$$

与本章计算方法相比较, 传统的球孔扩张理论认为注浆压力均为有效应力, 无法考虑有效应力比的影响, 即传统的球孔扩张理论无法考虑浆液浓度的影响。同时, 传统球孔扩张理论无法考虑注浆过程中的压滤效应, 而室内试验表明, 在粘土中进行注浆, 压滤效应的影响不容忽视。

5.2.5 算例

现采用压密注浆对某粘土地基进行加固, 该地基地下水位为-1m, 粘土的密度为 $1.76 \times 10^3 \text{kg/m}^3$, 初始孔隙度 $n_0=0.5$, 初始渗透系数 $k=1 \times 10^{-10} \text{m/s}$, 弹性模量 $E=20 \text{MPa}$, 泊松比 $\nu=0.35$, 注浆点深度为 5m, 注浆压力 $\sigma=1 \text{MPa}$, 注浆管半径 $r_0=10 \text{cm}$, 注浆管间距 $R=2 \text{m}$ 。根据本章考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆球孔扩张理论的控制方程, 笔者编制程序进行计算分析, 并与传统球孔扩张理论进行对比分析。

5.2.5.1 三种方法的对比

分别采用考虑压滤效应下压密注浆球孔扩张理论(下面简称本章方法)、简化算法及传统球孔扩张理论(下面简称传统方法)对不同有效应力比下的径向位移($r=r_0$)进行计算, 结果如图 5-9 所示。

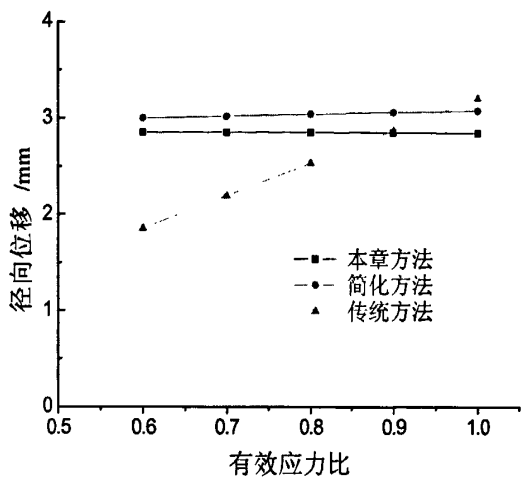


图 5-9 三种计算方法所求的不同有效应力比下的径向位移($r=r_0$)

从图 5-9 中可以看出, 传统的球孔扩张理论由于无法考虑有效应力比的影响, 有效应力比越小(即浆液越稀), 传统方法与本章方法的偏差越大。同时还可以看出, 简化方法的计算结果与本章方法很接近, 在实际工程中, 可以采用简化方法进行计算。

5.2.5.2 径向应力

不同有效应力比下, 径向应力随半径变化规律如图 5-10 所示。

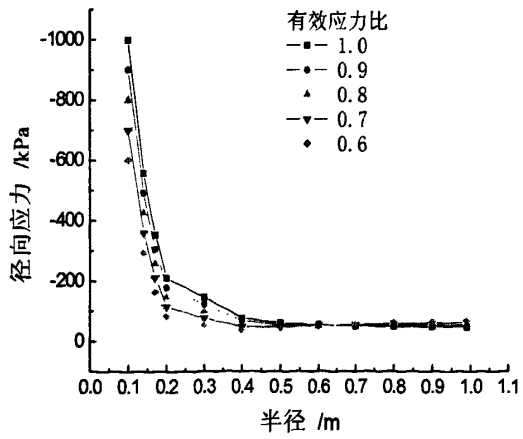


图 5-10 不同有效应力比下径向应力的分布

从图 5-10 中可以看出，在相同的注浆压力(总应力)下，随着半径的增大，径向应力显著减小，在本章计算条件下，当半径大于 0.5m 时，径向应力基本等于该深度处土体的侧向土压力。同时，随着有效应力比的减小，内侧土体的径向应力逐渐减小。

5.2.5.3 径向位移

不同有效应力比下，径向位移随半径变化规律如图 5-11 所示。

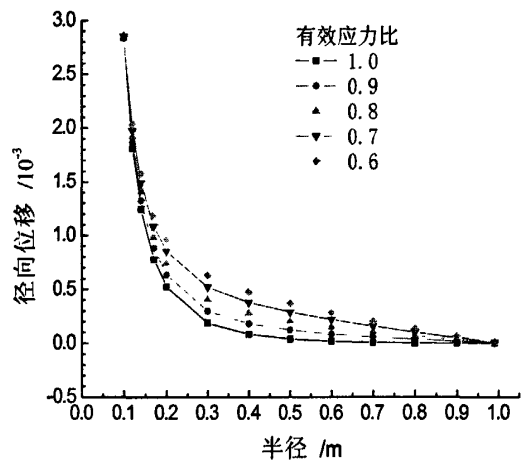


图 5-11 不同有效应力比下径向位移的分布

从图 5-11 中可以看出，有效应力比对内侧土体径向位移的影响不大，而随着有效应力比的减小，周围土体($r_0 < r < \frac{1}{2}R$)的径向位移逐渐增大。

5.2.5.4 孔隙水压力

不同有效应力比下，孔隙水压力随半径变化规律如图 5-12 所示。

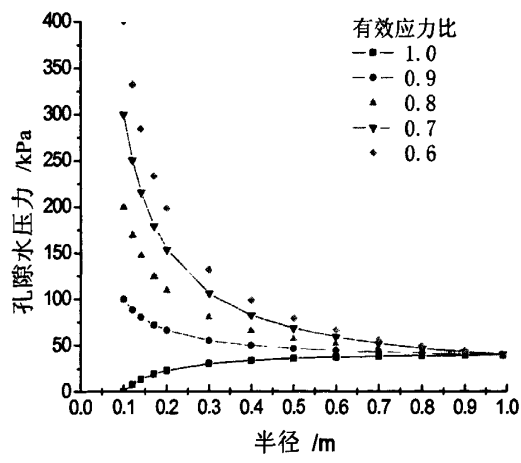


图 5-12 不同有效应力比下孔隙水压力的分布

从图 5-12 中可以看出，随着有效应力比的增大，注浆点处孔隙水压力逐渐增大。孔隙水压力将随着扩散半径的增大而逐渐消散。

5.2.5.5 渗透系数

不同有效应力比下，渗透系数随半径变化规律如图 5-13 所示。

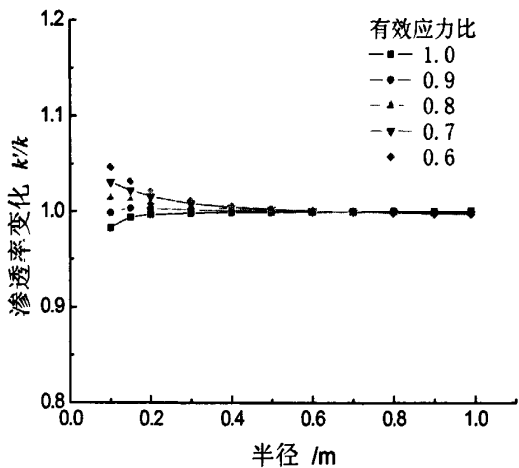


图 5-13 不同有效应力比下土体的渗透系数

从图 7 中可以看出，在球孔扩张过程中，土体的渗透系数变化不大，故在工程应用中，可不考虑土体渗透率的变化进行简化计算。

5.3 本章小结

(1) 在考虑滤出水渗流和土体弹性变形耦合的基础上，推导出考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆柱孔扩张的控制方程。

(2) 与考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆柱孔扩张理论相比，传统的柱孔扩张理论认为注浆压力均为有效应力，无法考虑有效应力比和压滤效应的影响，有效应力比越小(即浆液越稀)时，传统柱孔扩张理论的误差越大。

(3) 在柱孔扩张过程中，土体的渗透系数变化不大。若假定土体渗透率不变，可对柱孔扩张问题的控制方程进行简化，并求得径向应力和径向位移的表达式。该简化方法的误差较小，在实际工程中，可用来计算柱孔扩张过程中径向应力和径向位移。

(4) 在柱孔扩张过程中，随着有效应力比的减小，内侧土体的径向应力逐渐减小，外侧土体的径向应力逐渐增大，内侧土体的径向位移逐渐减小，外侧土体的径向位移逐渐增大。若不考虑有效应力比的影响，将造成对土体径向应力和土体径向位移的错误估计。

(5) 在考虑滤出水渗流和土体弹性变形耦合的基础上,推导出考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆球孔扩张的控制方程。

(6) 与考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆球孔扩张理论相比,传统的球孔扩张理论认为注浆压力均为有效应力,无法考虑有效应力比和压滤效应的影响,有效应力比越小(即浆液越稀),传统球孔扩张理论的误差越大。

(7) 在球孔扩张过程中,土体的渗透系数变化不大。若假定土体渗透率不变,可对球孔扩张问题的控制方程进行简化,并得到径向应力和径向位移的表达式。该简化方法的误差较小,在实际工程中,可用来计算球孔扩张过程中径向应力和径向位移。

(8) 在球孔扩张过程中,随着有效应力比的减小,内侧土体的径向应力逐渐减小。有效应力比对内侧土体径向位移的影响不大,而随着有效应力比的减小,周围土体($r_0 < r < \frac{1}{2}R$)的径向位移逐渐增大。

第六章 劈裂注浆浆液扩散机理

6.1 桩底劈裂注浆扩散半径和注浆压力研究

劈裂注浆属于偏强制性注浆,其实质是通过较高压力使浆体产生扩充,当浆液压力超过启劈压力时,土体产生水力劈裂,也就是在土体内形成一裂缝,于是吃浆量增加,浆液克服土体初始应力和抗拉强度,在钻孔附近形成网状浆脉,通过浆脉挤压土体和浆脉的骨架作用加固土体。

桩底注浆一般刚开始为渗透注浆,随着注浆压力的提高注浆模式逐渐转变为压密注浆,压力继续升高,超过土体的启劈压力后,转变成土体劈裂注浆。目前国内外对劈裂注浆的理论研究还较少,且大多数研究是针对牛顿流体或圆管层流,研究对象也主要为注浆压力和浆液成分及其流型。本章以幂律流体在平板窄缝间的流动为假定,对桩底劈裂注浆中注浆压力、裂隙高度、浆液的扩散半径等因素之间的关系进行研究,此假定更为符合实际情况。

6.1.1 基本假定

对土体劈裂注浆做以下几点假定:

(1) 土体为各向同性体;

(2) 浆液为幂律流体,浆液在裂隙中的流动为层流,且流速恒定,根据阮文军(2005)

的研究,工程上较常用的水灰比为 0.5~0.7 的水泥浆为幂律流体,即 $f(\tau) = (\frac{\tau}{k})^{\frac{1}{n}}$;

(3) 浆液的运动粘度为常量,且在扩散过程中流型不变;

(4) 将裂隙简化成平板窄缝,并假设其高度和宽度均匀,即 $\delta(r) = \delta$, $b(r) = b$ 。

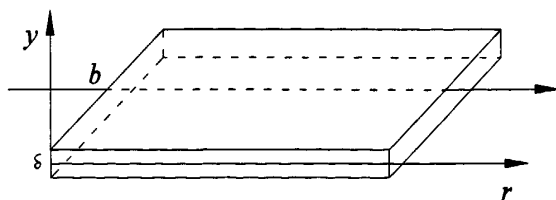


图 6-1 平板窄缝模型

6.1.2 理论推导

对单一窄缝进行研究:

对于非时变性粘性流体, 其本构方程为:

$$\gamma = f(\tau) \text{ 或者 } -\frac{du}{dy} = f(\tau) \quad (6-1)$$

式中: γ ——剪切速率;

τ ——剪切应力;

u ——浆液流速;

y ——距离中心高度。

均匀流动方程:

$$\tau = \frac{\Delta p y}{L} \quad (6-2)$$

$$\tau_w = \frac{\Delta p \delta}{2L} \quad (6-3)$$

式中: Δp ——压力差;

L ——裂隙长;

δ ——裂隙高度;

τ_w ——窄缝边缘处剪切应力。

由式(6-1)和边界条件($y = \frac{\delta}{2}$, $u = 0$)得:

$$u = \int_y^{\frac{\delta}{2}} f(\tau) dy \quad (6-4)$$

联立式(6-2)和式(6-3)得 $\tau = \tau_w \frac{2y}{\delta}$ 或 $y = \frac{\delta}{2\tau_w} \tau$, 代入式(6-4)并变换积分变量可得:

$$u = \frac{\delta}{2\tau_w} \int_{\tau}^{\tau_w} f(\tau) d\tau \quad (6-5)$$

幂律流体的流变方程:

$$f(\tau) = \left(\frac{\tau}{k}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (6-6)$$

式中: k ——稠度系数。

(1) 流速 u :

将式(6-6)代入式(6-5)求得:

$$u = \frac{\delta}{2\tau_w} \left(\frac{1}{k}\right)^{\frac{1}{n}} \frac{n}{n+1} \left(\tau_w^{\frac{n+1}{n}} - \tau^{\frac{n+1}{n}}\right)$$

将 τ 和 τ_w 分别以式(6-2)和式(6-3)代入, 求得

$$u = \frac{n}{n+1} \left(\frac{\Delta p}{kL}\right)^{\frac{1}{n}} \left[\left(\frac{\delta}{2}\right)^{\frac{n+1}{n}} - y^{\frac{n+1}{n}}\right] \quad (6-7)$$

(2) 流量 q :

$$q = \int_{\frac{\delta}{2}}^{\delta} b u dy = 2b \int_0^{\frac{\delta}{2}} u dy \quad (6-8)$$

式中: b 为裂隙的宽度。

将式(6-7)代入式(6-8)求得:

$$q = \frac{2bn}{2n+1} \left(\frac{\Delta p}{kL}\right)^{\frac{1}{n}} \left(\frac{\delta}{2}\right)^{\frac{2n+1}{n}} \quad (6-9)$$

(3) 平均流速 v :

$$v = \frac{q}{b\delta} = \frac{n}{2n+1} \left(\frac{\Delta p}{kL}\right)^{\frac{1}{n}} \left(\frac{\delta}{2}\right)^{\frac{n+1}{n}} \quad (6-10)$$

(4) 压力差 Δp :

根据式(6-9)变形可得:

$$\Delta p = p_c - p_L = \left(\frac{q}{b}\right)^n \left(\frac{2n+1}{n}\right)^n \frac{2^{n+1} kL}{\delta^{2n+1}} \quad (6-11)$$

$$p_L = p_c - \left(\frac{q}{b}\right)^n \left(\frac{2n+1}{n}\right)^n \frac{2^{n+1} kL}{\delta^{2n+1}} \quad (6-12)$$

式中: p_L ——长度 L 处的注浆压力;

p_c ——注浆泵泵压。

(5) 浆液扩散半径 $L_{\max}$:

根据工程断裂力学, 仅当压力大于起裂压力时, 缝隙才会扩张, 若土体的启裂压力为 p_0 , 则当 $p_L = p_0$ 时, 裂隙达到最大长度:

$$L_{\max} = (p_c - p_0) \left(\frac{b}{q}\right)^n \left(\frac{n}{2n+1}\right)^n \frac{\delta^{2n+1}}{2^{n+1} k} \quad (6-13)$$

此 $L_{\max}$ 即浆液的最大扩散半径。

(6) 能耗分析:

缝隙中由于摩擦造成的功损失为:

$$N = \Delta p dQ = \left(\frac{q}{b}\right)^n \left(\frac{2n+1}{n}\right)^n \frac{2^{n+1} k L_{\max}}{\delta^{2n+1}} dQ$$

根据能量守恒, 依照假定 4 可得:

$$p_c dQ - dU - \left(\frac{q}{b}\right)^n \left(\frac{2n+1}{n}\right)^n \frac{2^{n+1} k L_{\max}}{\delta^{2n+1}} dQ - G_l dS = 0 \quad (6-14)$$

式中: Q ——注浆量, $q = dQ/dt$;

U ——整个土体的能量, 包括弹性应变能和重力势能;

G_l ——裂纹扩展过程中系统得弹性能释放率;

dS ——裂纹表面积的增量。

式(6-14)两边同除以 dt , 得到:

$$p_c \frac{dQ}{dt} - \frac{dU}{dt} - \left(\frac{q}{b}\right)^n \left(\frac{2n+1}{n}\right)^n \frac{2^{n+1} k L_{\max}}{\delta^{2n+1}} \frac{dQ}{dt} - G_l \frac{dS}{dt} = 0$$

即:

$$p_c q - \frac{dU}{dt} - \left(\frac{2n+1}{n}\right)^n \frac{2^{n+1} k L_{\max}}{\delta^{2n+1}} \frac{q^{n+1}}{b^n} - G_l \frac{dS}{dt} = 0 \quad (6-15)$$

式中: $\frac{dU}{dt}$ ——包括地层抬升导致的重力势能增加率和地层弹性应变能增加率;

$\frac{dS}{dt}$ ——裂隙面积的扩展速率。

6.1.3 计算分析

6.1.3.1 水泥浆的流变曲线

根据阮文军(2005)的试验研究结果, 水灰比从 0.5~10.0 的水泥浆的流变曲线如图 6-2。从图中可以看出, 工程上常用的水灰比为 0.5~0.7 的水泥浆为幂律流体, 符合流变方程

$f(\tau) = \left(\frac{\tau}{k}\right)^{\frac{1}{n}}$, 且随着水灰比的增大, 其稠度系数 k 和流变参数 n 都逐渐减小。

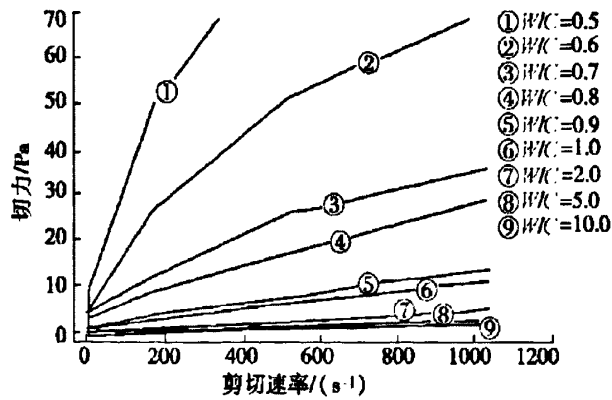


图 6-2 各种水灰比水泥浆的流变曲线

6.1.3.2 不同流变参数对注浆压力差的影响

考虑单裂隙每秒注浆量 $q = 0.1\text{L/s}$ ，裂隙宽度 $b = 0.1\text{m}$ ，裂隙高度 $\delta = 0.01\text{m}$ ，最大扩散半径 $L_{\max} = 4\text{m}$ 的情况，此时不同稠度系数 k 和流变参数 n 下注浆压力差 Δp 的值如图 6-3。可见，随着稠度系数和流变参数的增大，注浆所需压力差也逐渐增大，其中稠度系数与注浆压力差成正比关系，由于稠度系数和流变参数决定于浆液的性质，而对于纯水泥浆液则取决于水灰比(稠度系数和流变参数都随着水灰比的增大而减小)，说明了在其他条件一定的情况下，水灰比越小的需要越大的注浆压力。这与实际情况相吻合。

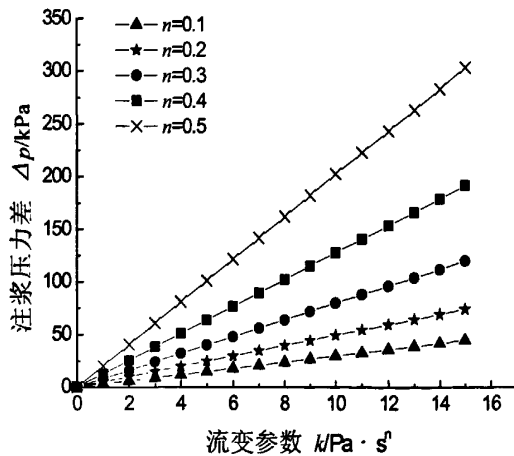


图 6-3 注浆压力差与稠度系数、流变参数的关系

6.1.3.3 裂隙高度对注浆压力差的影响

在单裂隙每秒注浆量 $q = 0.1\text{L/s}$ ，裂隙宽度 $b = 0.1\text{m}$ ，稠度系数 $k = 10\text{Pa}\cdot\text{s}^n$ ，最大扩散半径 $L_{\max} = 4\text{m}$ 的情况下，根据式(6-11)求得注浆压力差 Δp 与裂隙高度 δ 之间的关系如图

6-4. 从中可以看出，随着裂隙高度的增大，所需注浆压力差迅速减小，可见，裂隙高度对注浆压力的影响显著，增大裂隙高度能极大的减小注浆压力，随着水灰比的增大，裂隙高度对注浆压力的影响逐渐减小。

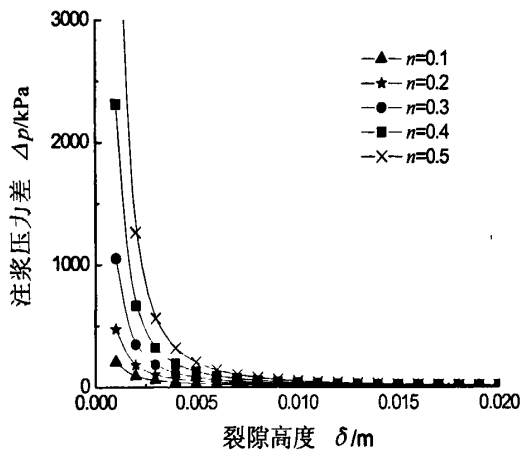


图 6-4 注浆压力差与裂隙高度的关系

6.1.3.4 裂隙高度对扩散半径的影响

根据式(6-13)可知，最大扩散半径 L_{max} 由注浆压力差 Δp 、稠度系数 k 、流变参数 n 、裂隙高度 δ 等因素共同决定。在 $q = 0.1L/s$ ， $\Delta p = 0.1MPa$ ，裂隙宽度 $b = 0.1m$ ，稠度系数 $k = 10Pa \cdot s^n$ 的情况下考虑最大扩散半径 L_{max} 与裂隙高度 δ 之间的关系，如图 6-5。从图中可以看出，较大的裂隙高度有利于浆液的扩散。随着水灰比的增大，浆液的扩散半径逐渐增大，且裂隙高度对扩散半径的影响也逐渐减小。

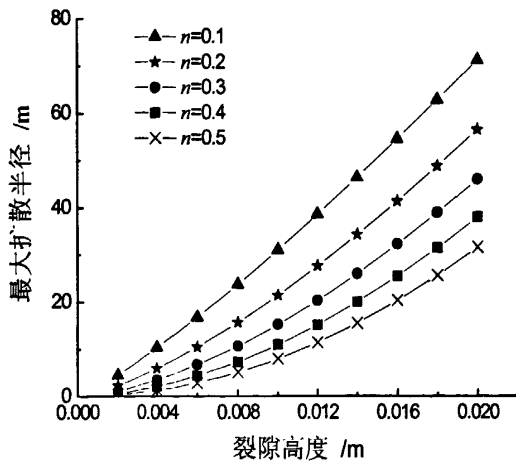


图 6-5 最大扩散半径与裂隙高度的关系

6.1.3.5 注浆的能耗分析

从式(6-14)和式(6-15)可以看出,注浆泵所输出的功率,主要用于三个部分:土体的应变能、浆液流变消散能、土体裂隙扩展功。较大的注浆压力能增大浆液扩散半径和裂隙的扩展速率 $\frac{dS}{dt}$,从而增大裂隙高度 δ ,以上计算可知,较大的 δ 又能减小浆液流变消散能,从而进一步增大扩散半径和裂隙的扩展速率;较小的注浆压力能减小扩散半径和裂隙扩展速率,从而能更好的将浆液控制在桩端一定的扩散半径内。

6.1.3.6 工程实例分析

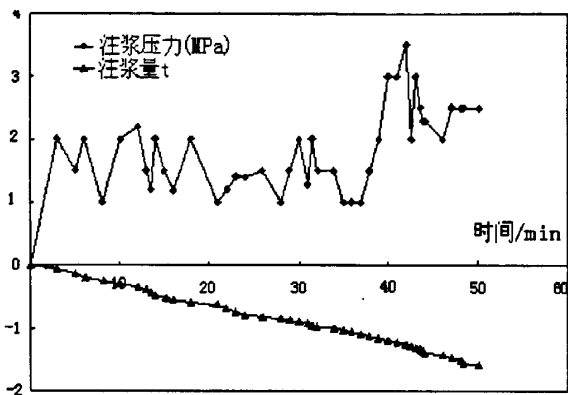


图 6-6 浙江大学港湾家园 14M3 注浆压力、注浆量曲线

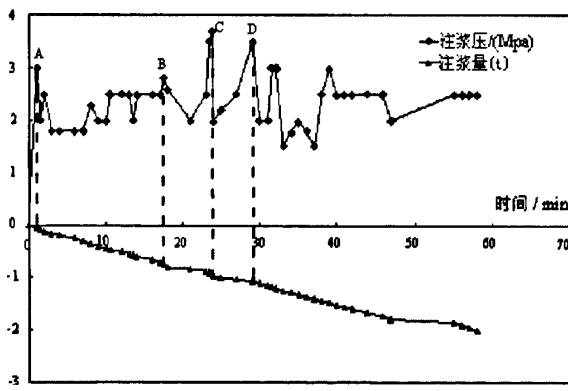


图 6-7 浙江大学港湾家园 14S1 注浆压力、注浆量曲线

以上两幅图是在浙江大学港湾家园工地现场详细记录的注浆压力与注浆量的变化曲线,该工程采用钻孔灌注桩,桩长在 42~45m 之间,14S1 桩桩径 600mm,14M3 桩桩径 700mm,桩身采用 C30 砼,持力层为砂砾层,入持力层深度为 1.5d,并实行桩底注浆。可以知道,该桩底注浆模式为劈裂注浆。

从图中可以看出,注浆压力并不是一个固定的数值,而是在一定范围内起伏波动的,

这与劈裂注浆的裂隙发展有关。裂隙的发展总是经历一个从无到有、由小到大的过程，根据本章的计算分析，较小的裂隙高度对应着较大的注浆压力，而较大的注浆压力又能增大浆液的扩散半径和裂隙的扩展速率，从而使裂隙高度逐渐增大，所需注浆压力逐渐减小，随着原有裂隙的发展成形，新的裂隙也在不断生成中，此过程不断循环，从而使注浆压力在一定范围内上下波动。

此工程所用的注浆泵为 SGB6-10 型注浆泵，此注浆泵的输出功率较为稳定，即 $p_c Q = W$ ，所以其总注浆量主要决定于裂隙的扩展速率。当注浆压力较大时，其裂隙扩展速率也较大，从而导致总注浆量的增大。从图 6-6~6-7 中可以看出，在 A、B、C、D 处，注浆压力的峰值也伴随着每秒注浆量的增大。这也证明了本章分析的正确性。

6.2 桩端后注浆上返高度研究

泥浆护壁法钻孔灌注桩，不可避免的存在厚度不等的桩侧泥皮及桩底沉渣，而桩侧泥皮的存在，改变了桩周土摩擦力的发挥形式，往往导致桩侧摩阻力的降低。桩端后注浆过程中，由于桩土间的泥皮层比桩周土更为软弱，故浆液在压力作用下有沿着软弱面向上运动的趋势，而软弱面有两个，即桩-泥皮接触面和泥皮-桩周土接触面。浆液在压力作用下，首先克服任一软弱面的阻力，并顺此软弱面沿桩身向上运动，并对泥皮层和桩侧土体进行挤密，甚至破坏泥皮结构。泥皮及桩周土体在此压力下，产生强制固结，强度大幅提高，形成一个硬泥皮层。由于软弱面有两个，硬泥皮层既可能存在于外侧，也可能存在于内侧，见图 6-8 和 6-9。实际上，由于工程中灌注桩的桩土交界面凹凸不平，故同一根后注浆桩中，浆液可能有时沿着泥皮外侧向上上返，有时沿着泥皮内侧或从泥皮中间穿过，如图 6-8 中在照片的下半部分，浆液紧贴着桩身，而照片上半部分，浆液从泥皮中间穿过。



图 6-9 硬泥皮层在外侧

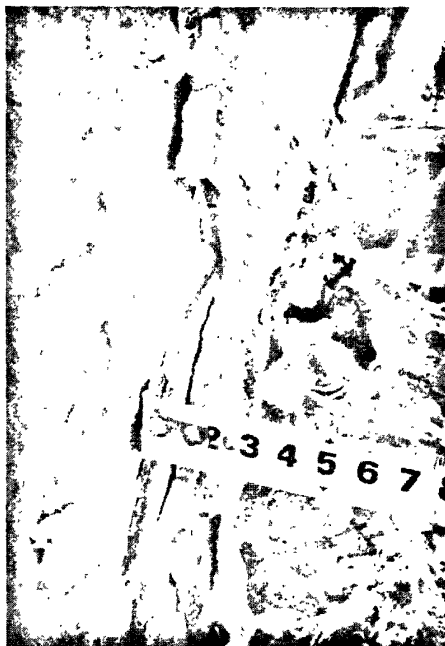


图 6-8 硬泥皮层在内侧

目前国内外对桩端后注浆上返高度理论的研究还极少,国内仅有张晓炜等(2007)对其进行过理论研究,但他们为了分析方便,将其简化为两个阶段,假定浆液在软弱层中的运动是先流动上升,再产生挤压作用。这与实际情况有所出入,因为浆液流动孔隙的宽度直接影响到浆液流动的阻力,即影响到浆液的上返高度。因此本章从实际情况出发,作出以下假定:

6.2.1 基本假定

对注浆过程中,桩侧泥皮的置换过程做如下假定:

(1) 浆液为幂律流体,其流动形式为层流,由于工程上较常用的水灰比为 0.5~0.7 的水泥浆为幂律流体,即 $f(\tau) = (\frac{\tau}{k})^{\frac{1}{n}}$;

(2) 浆液的运动粘度为常量,且在扩散过程中流型不变;

(3) 假设桩侧泥皮厚度均匀不变(对于干作业螺旋钻孔灌注桩,其泥皮厚度为零),且桩身为光滑圆柱面,实际上对于钻孔灌注桩,其桩身外表面并不光滑,而浆液沿泥皮向上上返的途径也并非一个理想的圆柱面。从实际工程的开挖情况来看,浆液上返形成的环形水泥浆脉基本是均匀分布的,因此这里对其进行简化分析。此时浆液向上上返的裂隙宽度为 $\delta + u$, 其中 δ 为泥皮厚度, u 为桩侧土体及泥皮的压缩量,如图 6-10 所示。

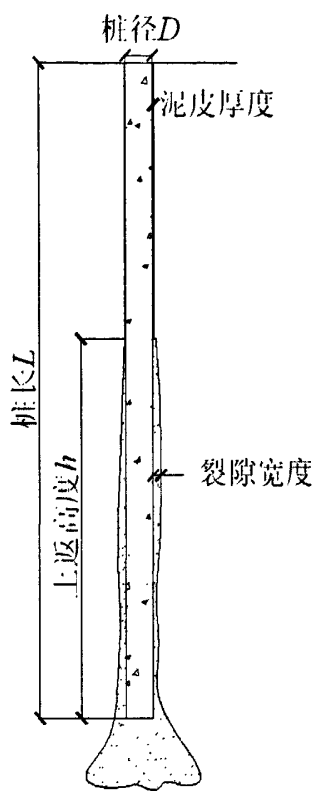


图 6-10 浆液扩散模型

6.2.2 理论推导

6.2.2.1 桩侧土体的位移

对于线弹性土层，对桩侧的压缩可由柱扩张理论计算得到。

平衡方程：

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = 0 \tag{6-16}$$

几何方程：

$$\varepsilon_r = \frac{du_r}{dr}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \tag{6-17}$$

弹性本构方程

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \frac{1}{M} \left(\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right) \\ \varepsilon_\theta = \frac{1}{M} \left(-\frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r + \sigma_\theta \right) \end{cases} \tag{6-18}$$

式中： ν ——泊松比；

$$M = \frac{E}{1-\nu^2}。$$

边界条件如下:

$$\begin{cases} \sigma_r(a) = p \\ \lim_{r \rightarrow \infty} \sigma_r = p_0 \end{cases} \quad (6-19)$$

式中: p ——浆液的压力;

p_0 ——土体的初始应力,

$$p_0 = K_0 \sum \gamma_i z_i$$

联立式(6-16)和(6-19), 可以求得弹性状态土体的位移场:

$$u = \frac{p - p_0}{2G} \frac{a^2}{r} \quad (6-20)$$

式中: u ——土体的侧向位移;

a ——内孔半径;

r ——计算点半径;

$$G \text{——剪切模量, } G = \frac{E}{2(1+\nu)}。$$

在式(6-20), 令 $r = a = \frac{D}{2} + \delta$, 即可求得桩侧土体的压缩量, 由于 $\delta \ll D$, 可近似的

令 $r = \frac{D}{2}$, 此时:

$$u = \frac{(p - p_0)D}{4G} \quad (6-21)$$

式中: D ——桩径。

6.2.2.2 浆液流动基本方程

对桩侧浆液的流动进行研究:

非时变性粘性流体的本构方程为:

$$\gamma = f(\tau) \text{ 或者 } -\frac{dv}{dy} = f(\tau) \quad (6-22)$$

式中: γ ——剪切速率;

τ ——剪切应力;

v ——浆液流速;

y ——距中心距离。

由于裂隙宽度的变化不大, 可以将每一小高差段看成平板窄缝, 则均匀流动方程:

$$\tau = \frac{\Delta p y}{\Delta h} \quad (6-23)$$

$$\tau_w = \frac{\Delta p (\delta + u)}{2\Delta h} \quad (6-24)$$

式中: Δp ——压力差;

Δh ——高差;

δ ——裂隙宽度;

τ_w ——窄缝边缘处剪切应力。

由式(6-22)和边界条件($y = \frac{\delta + u}{2}$, $v = 0$)得:

$$v = \int_y^{\frac{\delta + u}{2}} f(\tau) dy \quad (6-25)$$

联立式(6-23)和式(6-24)得

$$\tau = \tau_w \frac{2y}{\delta + u} \text{ 或 } y = \frac{\delta + u}{2\tau_w} \tau$$

代入式(6-25)并变换积分变量可得:

$$v = \frac{\delta + u}{2\tau_w} \int_{\tau}^{\tau_w} f(\tau) d\tau \quad (6-25)$$

幂律流体的流变方程:

$$f(\tau) = \left(\frac{\tau}{k}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (6-27)$$

式中: k ——稠度系数。

流速 v :

将式(6-27)代入式(6-26)求得:

$$v = \frac{\delta + u}{2\tau_w} \left(\frac{1}{k}\right)^{\frac{1}{n}} \frac{n}{n+1} \left(\tau_w^{\frac{n+1}{n}} - \tau^{\frac{n+1}{n}}\right)$$

将 τ 和 τ_w 分别以式(6-23)和式(6-24)代入, 求得:

$$v = \frac{n}{n+1} \left(\frac{\Delta p}{k\Delta h}\right)^{\frac{1}{n}} \left[\left(\frac{\delta + u}{2}\right)^{\frac{n+1}{n}} - y^{\frac{n+1}{n}}\right] \quad (6-28)$$

流量 q :

$$q = \int_{\frac{\delta+u}{2}}^{\delta+u} b v dy = 2b \int_0^{\frac{\delta+u}{2}} v dy = 2\pi D \int_0^{\frac{\delta+u}{2}} v dy \quad (6-29)$$

式中: b ——裂隙的长度, $b = \pi D$

将式(6-28)代入式(6-29)求得:

$$q = \frac{2\pi D n}{2n+1} \left(\frac{\Delta p}{k \Delta h} \right)^{\frac{1}{n}} \left(\frac{\delta+u}{2} \right)^{\frac{2n+1}{n}} \quad (6-30)$$

压力差 Δp :

根据式(6-30)变形可得:

$$\Delta p = \left(\frac{q}{\pi D} \right)^n \left(\frac{2n+1}{n} \right)^n \frac{2^{n+1} k \Delta h}{(\delta+u)^{2n+1}} \quad (6-31)$$

若考虑重力的影响, 则:

$$\Delta p = \left(\frac{q}{\pi D} \right)^n \left(\frac{2n+1}{n} \right)^n \frac{2^{n+1} k \Delta h}{(\delta+u)^{2n+1}} + \gamma' \Delta h \quad (6-32)$$

式中: γ' ——浆液的重度。

将式(6-31)代入上式得到:

$$\Delta p = \left(\frac{q}{\pi D} \right)^n \left(\frac{2n+1}{n} \right)^n \frac{2^{n+1} k \Delta h}{\left\{ \delta + \frac{[p(h) - p_0(h)] D}{4G} \right\}^{2n+1}} + \gamma' \Delta h \quad (6-33)$$

边界条件:

$$h = 0, p = p_c \quad (6-34)$$

6.2.2.3 上返高度的确定及求解

根据工程断裂力学, 仅当压力大于起裂压力时, 裂缝才会扩张, 而由于桩侧泥皮土(桩土交界面)的粘聚力极小(仅为几千帕到十几千帕), 所以只要高度 h 处的浆液压力大于土体的水平向静止土压力 p_{0h} , 裂隙就能继续扩张, 且当浆液压力等于土体的水平向静止土压力时, 即当 $p(h) = p_0(h)$ 时, 裂隙扩展到最高处, 此时的高度 h 即为浆液的上返高度 $h_{\max}$ 。

$$\begin{cases} \Delta p = \left(\frac{q}{\pi D} \right)^n \left(\frac{2n+1}{n} \right)^n \frac{2^{n+1} k \Delta h}{\left\{ \delta + \frac{[p(h) - p_0(h)] D}{4G} \right\}^{2n+1}} + \gamma' \Delta h \\ p(0) = p_c \\ p(h_{\max}) = p_0(h_{\max}) \end{cases} \quad (6-35)$$

对式(6-35)进行叠代求解可得最大上返高度 $h_{\max}$ 。

6.2.3 计算分析

为反映各因素对桩端注浆上返高度的影响，笔者编制了一个程序对式(6-35)进行计算分析。假设土体为单层均质土，取泊松比 $\nu=0.35$ ，土体重度 $\gamma=27\text{kN/m}^3$ ，水泥浆重度 $\gamma'=17\text{kN/m}^3$ ，静止土压力系数 K_0 及变形模量 E 的取值如下表 6-1 所示：

表 6-1 静止土压力系数 K_0 及变形模量 E

土名	砾石、卵石	砂土	粉土	粘土
K_0	0.20	0.25	0.40	0.55
$E(\text{MPa})$	360	130	85	60

注：这里考虑的是注浆过程中的桩侧土体的变形，由于变形时间较短，因此变形模量取值较大，且通过此变形模量计算的桩侧浆脉厚度与现场观测厚度相符。

注浆泵压力 $p_c=2\text{MPa}$ ，桩长 $H=40\text{m}$ ，桩径 $D=1\text{m}$ ，泥皮厚度 $\delta=1\text{cm}$ ，注浆速率 $q=0.1\text{L/s}$ (这里的注浆速度并非实际注浆速率，而是仅仅考虑沿桩侧泥皮上返的那部分浆液)，稠度系数 $k=1\text{kPa}\cdot\text{s}$ ，流变参数 $n=0.1$ 。

6.2.3.1 不同注浆压力对上返高度的影响

考虑桩长 $H=40\text{m}$ ，桩径 $D=1\text{m}$ ，注浆速率 $q=0.1\text{L/s}$ ，泥皮厚度 $\delta=1\text{cm}$ ，稠度系数 $k=1\text{kPa}\cdot\text{s}$ ，流变参数 $n=0.1$ 的情况，此时不同注浆泵压力 p_c 下上返高度 $h_{\max}$ 的值如图 6-11。从该图中可以看出，随着注浆压力的增大，浆液上返高度迅速增大。

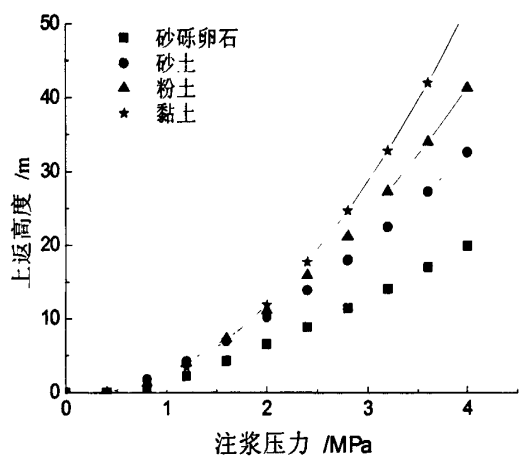


图 6-11 注浆压力对上返高度的影响

6.2.3.2 桩埋深(桩长)对上返高度的影响

在桩径 $D=1\text{m}$ ，注浆泵压力 $p_c=2\text{MPa}$ ，注浆速率 $q=0.1\text{L/s}$ ，泥皮厚度 $\delta=1\text{cm}$ ，稠度系数 $k=1\text{kPa}\cdot\text{s}$ ，流变参数 $n=0.1$ 的情况下，根据式(6-35)所求得的上返高度 h_{max} 与桩长 H 之间的关系如图 6-12。从图中可以看出，随着桩埋深的增大，桩底注浆的上返高度不断减小，这也解释了为什么短桩注浆后承载力的提高比长桩来的显著。图中还可以看出，埋深这个因素对粘土的影响明显大于砂砾卵石与砂土。

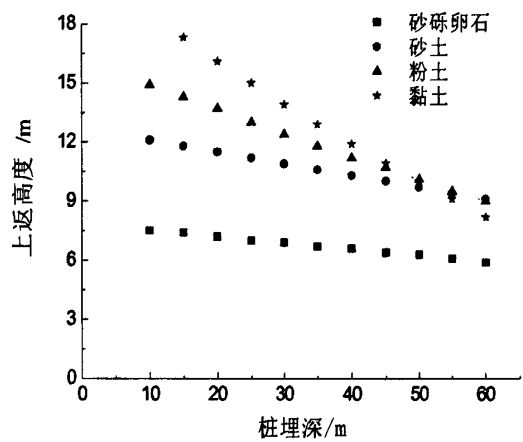


图 6-12 桩埋深对上返高度的影响

6.2.3.3 桩径对上返高度的影响

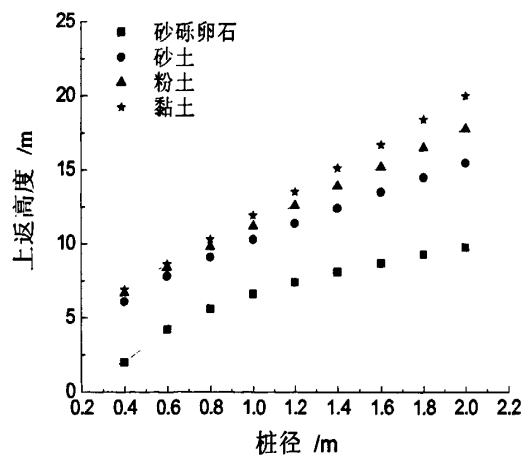


图 6-13 桩径对上返高度的影响

当注浆泵压力 $p_c=2\text{MPa}$ ，桩长 $H=40\text{m}$ ，注浆速率 $q=0.1\text{L/s}$ ，泥皮厚度 $\delta=1\text{cm}$ ，

稠度系数 $k=1\text{kPa}\cdot\text{s}$ ，流变参数 $n=0.1$ 时，桩径 D 对上返高度 h_{max} 的影响如图 6-13。从图中可以看出，随着桩径的增大，桩底注浆的上返高度也相应增大，这说明桩径变化对上返高度的也有影响。

6.2.3.4 泥皮厚度对上返高度的影响

考虑注浆泵压力 $p_c=2\text{MPa}$ ，桩长 $H=40\text{m}$ ，桩径 $D=1\text{m}$ ，注浆速率 $q=0.1\text{L/s}$ ，稠度系数 $k=1\text{kPa}\cdot\text{s}$ ，流变参数 $n=0.1$ 的情况，此时泥皮厚度对上返高度的影响见图 6-14。可见随着泥皮土厚度的增加，桩底注浆的上返高度也随之迅速增加，即对于泥皮土较厚的泥浆护壁钻孔桩，可以通过运用桩端后注浆技术来改善加固泥皮土，且泥皮越厚，注浆效果越显著。

同时结合图 6-11~6-14，还可以发现无论其它条件如何变化，砾石卵石中的桩底注浆的上返高度总是小于砂土、粉土、粘土中的上返高度。其原因是：砂砾卵石的压缩性较小，导致浆液沿桩侧上返的裂隙宽度较小。

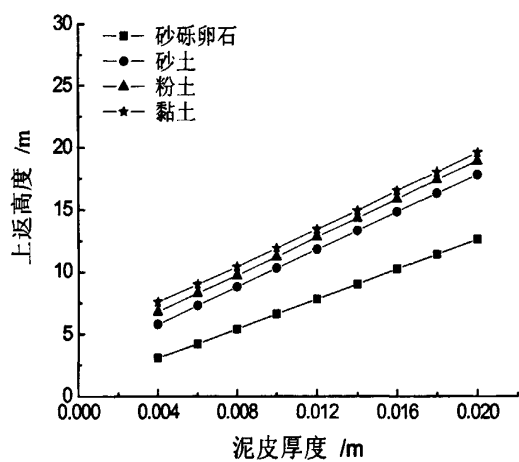


图 6-14 泥皮厚度对上返高度的影响

6.2.3.5 浆液上返高度

结合图 6-11~6-14 可以看出，桩侧浆液上返高度为 10~20m，则注浆后桩侧阻力增强范围大约为桩端以上 10~20m，这个结论对完善后注浆钻孔灌注桩的承载力计算理论具有重要意义。但实际灌注桩注浆施工中，由于地质条件、桩长、泥皮厚度、注浆压力及土层的横向连通性等不同，每根桩浆液的实际上返高度可能不同，要根据现场试注情况确定。

6.2.4 实例检验

杭州市长途电信楼总高度 209m，地上 40 层，地下 2 层，采用钻孔桩群桩基础，桩长 40~42m，设计单桩竖向极限承载力为 16000kN，其桩身长度范围内土层分布见表 6-2，桩底注浆桩 S_1 与另一根未注浆 S_2 的静载 $Q-S$ 曲线见图 6-15。

表 6-2 土层分布状况

土层序号	土层名称	层顶埋深 / m
1-1	杂填土	0
1-2	素填土	0.2
2-1	砂质粉土	1.2
2-2	粉砂	7.8
3-1	砂质粉土	10.2
3-1a	粉砂	14.1
3-2	砂质粉土	18.5
4	淤泥质粉质粘土	24.1
5-2	粉质粘土	27.2
6-1	含砂粉质粘土	28.5
6-2	含圆砾粉细砂	35.8
7-1	卵砾石	37.2
7-2	圆砾	41.2
7-3	卵砾石	44.5
7-4	圆砾	50.2
7-5	卵砾石	58.5

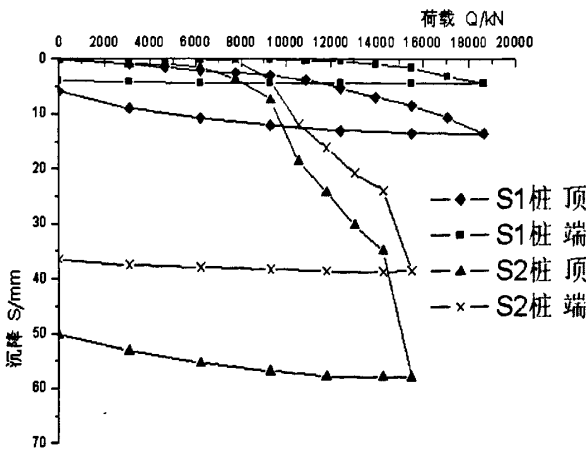


图 6-15 杭州电信大楼相邻两根试桩静载 $Q-S$ 曲线

试桩 S_1 桩径为 1500mm, 桩长 41m, 持力层为砂砾石层, 桩入砾石层深度为 8m。浆液水灰比 $W/C = 0.5 \sim 0.6$, 平均注浆压力约为 3MPa, 在基坑开挖至 11m 凿桩时发现桩周有 10~50mm 的硬化水泥浆层圈。也就是说, 水泥浆沿桩侧上返高度约为 30m。

现应用本章的结论对其进行计算分析, 计算参数取值如下: 注浆压力 p_c 为 3MPa, 注浆速率 $q = 0.1\text{L/s}$, 泥皮厚度 $\delta = 1\text{cm}$, 稠度系数 $k = 1\text{kPa}\cdot\text{s}$, 流变参数 $n = 0.1$, 依据本章式(6-35)求得该试桩中浆液的上返高度为 27.1m, 与实测值 30m 很接近, 证明本章结论具有一定的适用性。

6.3 本章小结

(1) 在幂律型浆液平板窄缝流动模型的基础上, 推导出了劈裂注浆浆液流速、流量、注浆压力差、最大扩散半径的计算公式, 其计算方法简单, 物理意义明确, 容易在工程实际中推广应用。

(2) 水灰比、注浆压力、扩散半径、裂隙高度是劈裂注浆的几个关键因素, 它们之间的相互关系为: 注浆压力差与稠度系数成正比, 并随着流变参数的增大而增大; 增大裂隙高度能减小所需的注浆压力差, 同时随着水灰比的增大, 裂隙高度对注浆压力的影响逐渐减小; 增大裂隙高度能增大裂隙扩展半径, 且随着水灰比的增大, 浆液的扩散半径逐渐增大, 且裂隙高度对扩散半径的影响也逐渐减小。

(3) 通过引入断裂力学中基于能量平衡的裂隙扩展力的理论, 建立了能量平衡方程, 并通过能耗分析, 提出较大的注浆压力能增大浆液扩散半径和裂隙的扩展速率, 从而增大裂隙高度 δ , 促进进浆; 较小的注浆压力能减小扩散半径和裂隙扩展速率, 从而能更好的将浆液控制在桩端一定的扩散半径内。

(4) 通过对工程实例的分析, 提出在实际工程中注浆压力并不是一个固定的值, 它与注浆量随着裂隙发展在一定范围内上下波动, 并利用本章的计算分析阐述其原因。

(5) 在幂律型浆液平板窄缝流动模型的基础上, 推导出了桩端后注浆时浆液上返高度的计算公式, 其物理意义明确, 对桩端后注浆桩承载力的定量计算具有重要意义。

(6) 注浆压力、桩埋深、桩径、泥皮厚度、桩周土的性质都对上返高度有影响。具体关系如下: 其他条件一定时, 变形模量越大的土层, 浆液上返高度越小; 注浆压力的增大, 导致浆液上返高度迅速增大; 桩埋深越大, 浆液的上返高度越小; 桩径增大, 浆液的上返高度随之增大; 桩侧泥皮增厚, 浆液的上返高度显著增大。

(7) 通过对某工程桩端后注浆钻孔灌注桩进行计算, 其理论上返高度为 27.1m, 与实

测值 30m 左右很接近, 证明本章结论的适用性。

(8) 在一般条件下, 桩侧浆液上返高度为 10~20m, 则注浆后桩侧阻力增强范围大约为桩端以上 10~20m。但实际灌注桩注浆施工中, 由于地质条件、桩长、泥皮厚度、注浆压力及土层的横向连通性等不同, 每根桩浆液的实际上返高度可能不同, 要根据现场试注情况确定。

第七章 桩端后注浆桩侧冒浆原因分析及处理措施

在桩端后注浆过程中，桩底高压浆液可能沿着桩土交界面向上上返，从而提高了上返高度以内泥皮土的桩侧阻力。若高压浆液上返至桩顶，则造成桩侧冒浆。桩侧冒浆表现为桩顶周围向上冒气泡、稀浆或浓浆，严重时呈沸腾状。目前的桩端后注浆设计，通常以注浆量作为主控因素，而桩侧冒浆将使设计注浆量无法达到。关于桩侧冒浆的成因及处理措施，目前国内外都未有研究，同时桩侧冒浆与桩承载力的关系也还有待研究。

本章以实际工程为依托，对桩侧冒浆的处理措施及其效果进行研究，这对今后桩端后注浆桩侧冒浆的预防和处理具有参考和借鉴意义。

7.1 工程概况及试桩概况

杭州市奥体博览中心项目一标段——主体育场位于钱塘江南岸庆春路过江隧道南侧，西北方紧邻钱塘江，东南方为七甲河。场地土性质较差，其场地土层情况如表 7-1 所示。

表 7-1 地基土物理力学性质指标

层号	岩土名称	层底埋深 /m	重度 /kg·cm ⁻³	含水率 /%	孔隙比	<i>I_p</i>	<i>I_l</i>	<i>E_s</i> /MPa	<i>f_{sk}</i> /kPa	<i>q_{sia}</i> /kPa	<i>q_{pk}</i> /kPa
0-2	素填土	0.7	18.8	26.9	0.789	8.6	0.94		50		
1-1	粘质粉土	2.0	18.5	28.3	0.834	8.9	1.05	10	120	14	
1-2	砂质粉土	5.8	18.63	27.99	0.820	9.17	1.09	1.5	140	22	
2-1	砂质粉土	10.4	18.8	26.8	0.784	10.1	1.11	11	150	23	
3-1	粉砂夹粉土	17.2	19.1	24.8	0.728	10	1.01	12	160	25	
3-3	淤泥质粘土	23.4	17.33	41.38	1.185	17.51	1.09	3	85	10	
4-1	粉质粘土	25.0	18.8	27.3	0.809	14.8	0.45	6	180	27	
4-2	粉质粘土	30.2	19.29	23.65	0.705	11.98	0.41	7	210	31	
5-1	含砂粉质粘土	31.6	19.5	22.5	0.666	10.3	0.51	7	240	34	
5-2	粉细砂	36.1	19.71	20.58	0.616			12	220	35	2000
6-2	卵石	47.5						35	550	55	2500
6-3	卵石	53.5						40	580	60	2700

表 7-2 试桩注浆记录

桩号	桩径/mm	一次注浆					二次注浆			
		注浆时 龄期	开塞压力 /MPa	注浆压力 /MPa	水泥量 /kg	备注	注浆时 龄期	开塞压力 /MPa	注浆压力 /MPa	水泥量 /kg
A16	800	8	0.8	1.2	1400	冒浆	8	0.8	1.1	1100
A17	700	6	0.9	1.2	2500					
S8	800	12	0.8	1.4	4200					
S12	800	8	0.8	1.4	4200					
S4	800	6	1.0	1.2	4200					
A33	700	6	0.9	1.5	2600					
A32	800	6	0.8	1.3	3100					
A37	800	10	0.9	1.5	3200					
S5	700	12	0.8	0.8	500	冒浆	18	1.2	0.9	2000
S7	1000	7	0.8	0.9	800	冒浆	13	1.2	1.1	800
A8	1000	8	0.8	0.8	600	冒浆	14	0.8	1.2	2500
A6	800	4	0.8	0.8	600	冒浆				
S9	700	10	1.0	1.1	1000	冒浆	15	1.0	1.2	1500

试桩采用泥浆护壁钻孔灌注桩，其中桩径 700mm 的 18 根，桩端进入持力层 6-2 卵石层，桩长约 40m；桩径 800mm 的 40 根，桩端进入持力层 6-2 卵石层，桩长约 40m；桩径 1000mm 的 8 根，桩端进入持力层 6-3 卵石层，桩长约 48m。采用 GP-25 型钻机成孔和大泵量 4PN 泵正循环清孔施工工艺成孔。

7.2 注浆设计参数及注浆过程中冒浆情况

由于主体育场荷载大，对差异沉降敏感，考虑到桩底沉渣的影响，必须对桩底进行后注浆，以确保成桩质量。桩底后注浆于成桩 7 天后进行，桩径 700mm 的桩，设计注浆量为 2.5t，桩径 800mm 的桩为 3.0t，桩径 1000mm 的桩为 4.0t，采用水灰比为 0.5 的纯水泥浆。

在原定的注浆设计中，成桩 7 天后采用清水开塞，开塞清水量为 100kg，紧接着进行桩端后注浆。前 13 根桩仅有 7 根桩达到设计注浆量，其余 6 根桩均因桩侧冒浆而无法达

到设计注浆量，详见表 7-2。其中部分桩注浆压力及注浆量随时间变化曲线如图 7-1~7-4 所示。

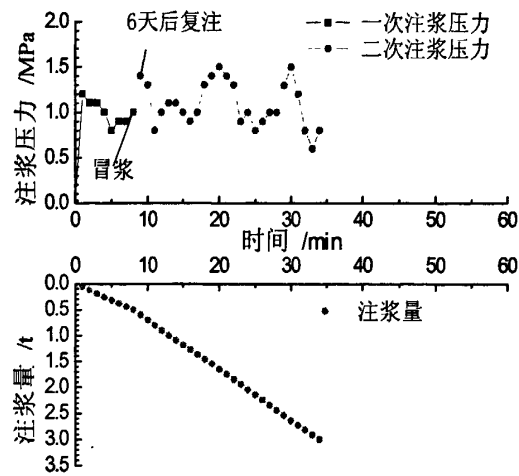


图 7-1 试桩 S5 注浆压力和注浆量随时间变化曲线

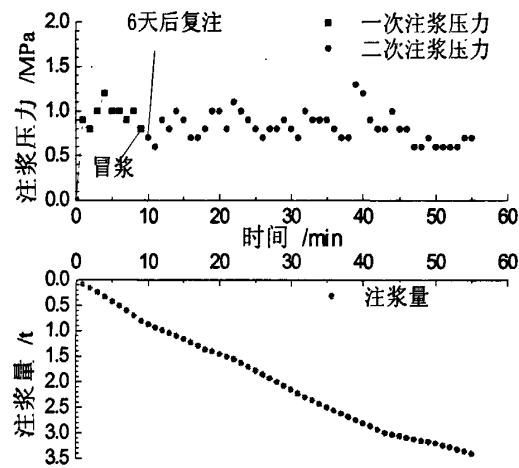


图 7-2 试桩 S7 注浆压力和注浆量随时间变化曲线

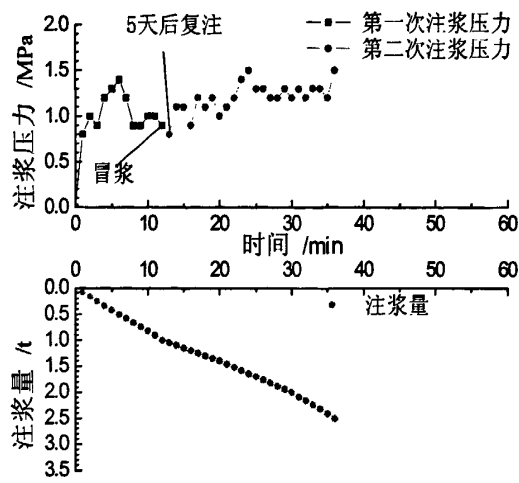


图 7-3 试桩 S9 注浆压力和注浆量随时间变化曲线

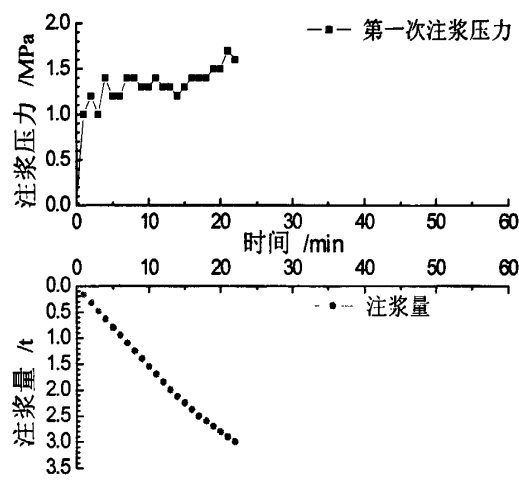


图 7-4 试桩 S12 注浆压力和注浆量随时间变化曲线

比较非冒浆桩(图 7-4)和冒浆桩(图 7-1~7-3)的注浆压力随时间变化曲线，可以发现桩侧冒浆发生时，注浆压力显著下降并维持在较低值(1MPa 以下)。这是由于高压浆液在打开桩侧通道后，沿着桩土交界面向上上返，在桩侧通道较薄弱的情况下，浆液沿桩土交界面流动所需压力小于浆液在桩底流动所需压力。正常的桩端后注浆，其压力将波动上涨(图 7-4)。

7.3 桩侧冒浆原因分析

根据对现场施工情况、工程地质条件进行考察研究，现将桩侧冒浆原因分析总结如下：

(1) 桩侧泥皮厚：试桩采用泥浆护壁成孔，而 7m~15m 深度处为砂质粉土层，该层土在施工中容易塌孔，如图 7-5 所示，为了防止塌孔，将泥浆比重提高至 1.35。塌孔和较浓的泥浆造成了较厚的桩侧泥皮及桩底沉渣。现场部分桩的开挖发现，冒浆桩桩侧泥皮厚度高达 5~10cm。桩侧泥皮越厚，浆液上返高度越高，越容易发生桩侧冒浆。

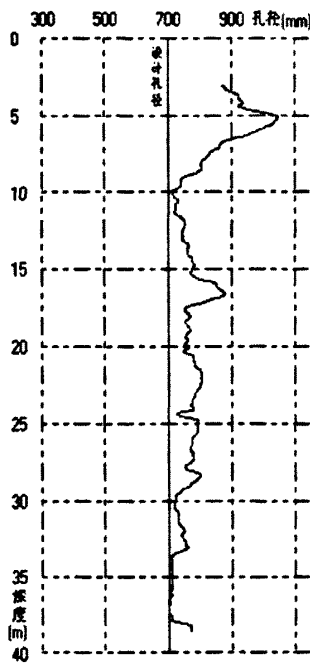


图 7-5 试桩 S9(桩径 700mm)孔径检测曲线

(2) 成桩龄期短：大部分试桩于成桩 7 天后就进行桩端后注浆，此时桩侧泥皮强度还比较低，高压浆液容易打开桩侧流动通道。

(3) 持力层可注性差：砂砾持力层中细颗粒含量较高，如表 7-3 所示。若开塞清水量不足，细颗粒将堵塞浆液在桩底的流动通道，并导致较高的注浆压力。而浆液压力越大，浆液上返高度越高，越容易发生桩侧冒浆。

表 7-3 持力层颗粒级配

层号	岩土名称	土粒组成 /mm					
		>20.00	20.0~2.00	2.00~0.50	0.50~0.25	0.25~0.075	0.075~0.005
6-2	卵石	64.6%	14.1%	5.4%	5.1%	5.0%	6.7%
6-3	卵石	66.7%	13.3%	5.4%	4.9%	4.7%	6.1%

(4) 桩底沉渣厚：7m-15m 深度处的砂质粉土层的塌孔，造成桩底沉渣较厚。无法清理掉的桩底沉渣在注浆时被水泥浆冲开并带入孔隙中，可能堵塞桩底浆液的流动通道，并

导致较高的注浆压力。

7.4 桩侧冒浆处理措施

根据上述分析可知,注浆压力越大、桩侧泥皮及桩底沉渣越厚、桩侧泥皮强度越低,越容易发生桩侧冒浆。故针对冒浆桩,可采取以下四个方面的措施进行预防及处理:

(1) 间歇注浆

采用间歇注浆放慢注浆节奏,每注 500kg 水泥,间歇 20 分钟,使桩底注浆引起的应力消散。

(2) 提高持力层可注性

将开塞时注入清水量提高至 600kg,利用清水打通桩底通道,并防止桩底沉渣堵塞桩底通道,从而提高桩底持力层的可注性。

(3) 减小桩侧泥皮和桩底沉渣厚度,提高泥皮强度

选用优质粘土造浆,保证孔壁的质量。并采用换浆清孔法,进行两次清孔:第一次清孔以孔口返浆的泥浆比重在 1.2 以内及孔底沉渣厚度小于 100mm 为控制标准;第二次清孔在吊放钢筋笼及安装灌注混凝土导管之后,以复测沉渣厚度小于 50mm 为控制标准。清孔完毕,立即灌注混凝土。除了选用优质粘土造浆护壁以外,还可在第二次清孔的换浆阶段,加入 5% 的水泥进行循环,以提高泥皮强度。同时,待试桩浇注后 15 天再进行注浆,使桩侧泥皮达到一定强度。

(4) 二次复注浆

对于发生桩侧冒浆的试桩,控制注浆节奏并实行二次复注浆,即停止注浆 4 个小时后,打开另一根注浆管,并采用间歇注浆,间歇时间为 20 分钟,使其达到设计注浆量。

采用了以上措施对已发生冒浆的 6 根试桩进行复注,其中 4 根达到设计注浆量,详见表 7-2。对已打好但未注浆的 53 根试桩,于成桩 15 天后进行注浆,采用间歇注浆及提高开塞清水量的措施,大大降低了桩侧冒浆的概率,53 根试桩仅有 14 根发生冒浆,且复注后,仅有一根未能达到设计注浆量。可见,以上措施切实可行。

7.5 桩侧冒浆对桩承载性状的影响

7.5.1 桩侧冒浆对桩极限承载力的影响

通过在桩身埋设钢筋应力计,并进行静载试验,对桩侧冒浆对桩极限承载力的影响进行研究。3 根 700 桩径的后注浆桩的荷载沉降曲线如图 7-6~7-7 所示。

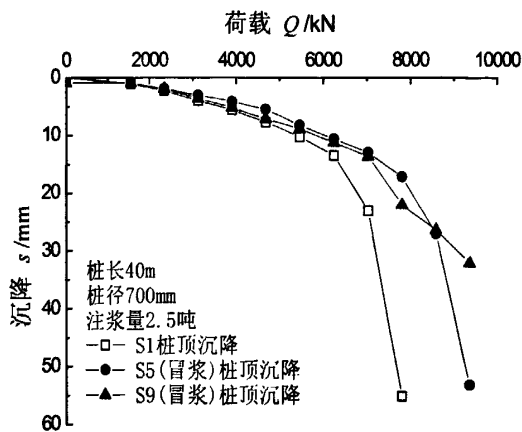


图 7-6 试桩静载试验 $Q-s_t$ 曲线

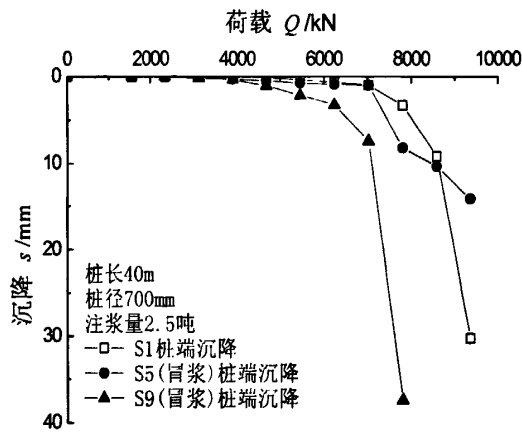


图 7-7 试桩静载试验 $Q-s_b$ 曲线

从图 7-7 中可以看出，正常注浆桩的单桩竖向极限承载力为 7020kN，发生桩侧冒浆并通过复注达到设计注浆量的桩，其单桩竖向极限承载力分别为 8580kN 和 9360kN，比正常注浆桩分别提高了 22%和 33%，可见复注浆有效。

7.5.2 桩侧冒浆对桩侧摩阻力的影响

桩侧平均摩阻力沿桩身分布曲线如图 7-8 所示。

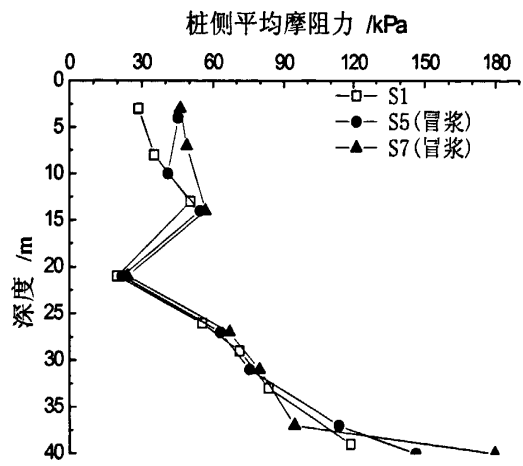


图 7-8 极限荷载下注浆桩桩侧平均摩阻力沿桩身分布曲线

从图 7-8 中可以看出，发生桩侧冒浆的桩，其桩侧摩阻力略高于不发生桩侧冒浆的桩。这是由于沿桩侧泥皮上返的浆液，通过劈裂、置换桩侧泥皮，使桩侧摩阻力略微提高。

7.6 本章小结

- (1) 工程实例研究表明，桩侧冒浆的主要原因为：桩侧泥皮厚、成桩龄期短、持力层可注性差、桩底沉渣厚。
- (2) 桩侧冒浆可以通过提高持力层可注性，降低浆液水灰比，减小桩侧泥皮和桩底沉渣厚度并提高泥皮强度，间歇注浆四方面加以预防及处理。
- (3) 发生桩侧冒浆并通过复注达到设计注浆量的桩，其极限承载力略高于不发生桩侧冒浆的桩。这是由于沿桩侧泥皮上返的浆液，通过劈裂、置换桩侧泥皮，使桩侧摩阻力略微提高。

第八章 桩端后注浆注浆压力消散及桩的残余应力研究

桩端后注浆过程中,注入桩端的浆液在桩端形成浆泡,并产生一个双向的作用力。该作用力一方面使后注浆桩产生残余应力,另一方面使土体发生固结。桩的残余应力是指加载前就已存在的应力。残余应力可以通过在桩身埋设传感器直接测量。目前国内外在对桩端后注浆桩进行研究时,通常将静载试验前钢筋应力计的读数作为读数零点。这种做法忽视了由桩端后注浆引起的桩侧及桩端的残余应力,从而造成对桩侧摩阻力及桩端阻力的错误估计。此外,由于土体在注浆压力的作用下产生固结,注浆结束后,随着桩端后注浆注浆压力的消散,桩端土体发生卸荷进入超固结状态,使土体的承载力提高。迄今为止,国内外还未有学者针对桩端后注浆注浆压力的消散及桩的残余应力进行研究。

本章分析了桩端后注浆桩的残余应力的产生和消散,及其对后注浆单桩极限承载力影响。通过在工程桩桩身预埋钢筋应力计,桩端预埋土压力盒,对残余应力的产生和消散进行长期的观测记录。

8.1 桩端后注浆残余应力分析

8.1.1 桩端后注浆桩残余应力的产生和消散

(1) 桩端后注浆桩残余应力的产生

桩端后注浆过程中,注入桩端的浆液在桩端形成浆泡,并产生一个双向的作用力,如图 8-1 所示。该作用力一方面对桩尖施加了一个向上的作用力,另一方面对桩端土进行预压,并通过渗透、压密和劈裂等作用加固桩端土,从而提高桩端土的极限端阻力标准值 q_{pk} (关于桩端后注浆对桩端土的加固作用,已有许多学者对进行了研究,不在本文的研究范围之内)。在该双向力的作用下,桩身产生了大小为 $\pi d^2 p_a / 4$ 的桩侧“负摩阻力”及桩端阻力,如图 8-2(b)所示,其中 p_a 为桩端附加压力,等于桩端浆液压力减去上覆土重。本章所提的“负摩阻力”是由于桩身下部的压缩变形而产生的沿桩身向下的摩阻力,而非通常意义上因桩周土的沉降大于桩本身的沉降而产生的负摩阻力。

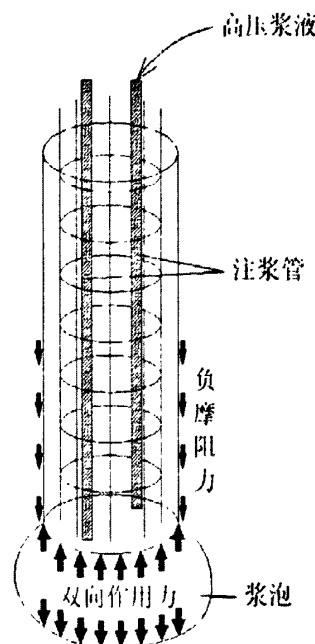


图 8-1 桩端后注浆桩残余应力的产生

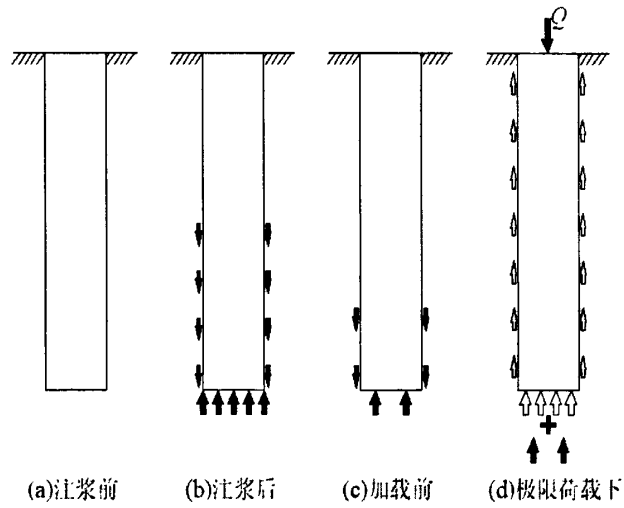


图 8-2 桩端后注浆桩的残余应力

(2) 桩端后注浆桩残余应力的消散

注浆结束后，注入桩端浆液因渗透和压滤作用而逐渐流失，使桩端浆液所提供的双向力逐渐减小，并导致桩的残余应力的逐渐消散。加载前，桩侧“负摩阻力”及桩端阻力均减小至 $\pi d^2 p_r / 4$ ，如图 8-2(c)所示，其中 p_r 为桩端残余附加压力，等于桩端浆液残余应力减去上覆土重。

8.1.2 注浆压力的消散及桩的残余应力对单桩承载力的影响

8.1.2.1 注浆压力的消散对单桩承载力的影响

桩端后注浆过程中, 高压浆液对桩端沉渣及桩端持力层进行预加载, 使桩端持力层在桩端附加压力 p_a 的作用下固结。注浆结束后, 桩端附加应力逐渐消散至桩端残余附加压力 p_r , 桩端持力层发生卸荷进入超固结状态。加载过程中, 当荷载引起的单位面积桩端力小于先期固结应力 p_a 时, 桩端位移基本为零。即桩端附加应力的消散使持力层进入超固结状态, 使相同桩端位移下可发挥的端阻力提高了 $\pi d^2(p_a - p_r)/4$ 。

8.1.2.2 桩的残余应力对单桩承载力的影响

在桩顶荷载的作用下, 后注浆桩桩身下部的摩阻力以“负摩阻力”为起点逐渐增加到极限正摩阻力, 而端阻力从 $\pi d^2 p_r / 4$ 起逐步发挥, 如图 8-2(d)所示。即残余应力的存在, 将本该由侧摩阻力承担的部分荷载转移给端阻力来承担, 这部分荷载的大小为 $\pi d^2 p_r / 4$ 。

由于发挥相同比例的阻力, 端阻所需的位移为侧阻的 10~30 倍, 即使在极限荷载下, 桩端阻力仍未能完全发挥。因此, 残余应力的存在, 能在不改变桩侧摩阻力的条件下, 通过对桩端土的预加载作用, 提高端阻的发挥比例, 从而提高后注浆桩的极限承载力, 其提高幅度为 $\pi d^2 p_r / 4$ 。

若不考虑桩端后注浆桩的残余应力, 将静载试验前钢筋应力计的读数作为读数零点, 则会造成对桩侧摩阻力的高估(将极限摩阻力与“负摩阻力”的差值作为桩侧摩阻力), 以及对桩端阻力的低估(未能考虑在加载前桩端的预加载), 如图 8-3 所示, 其被高估的桩侧摩阻力和被低估的桩端阻力的大小等于 $\pi d^2 p_r / 4$ 。

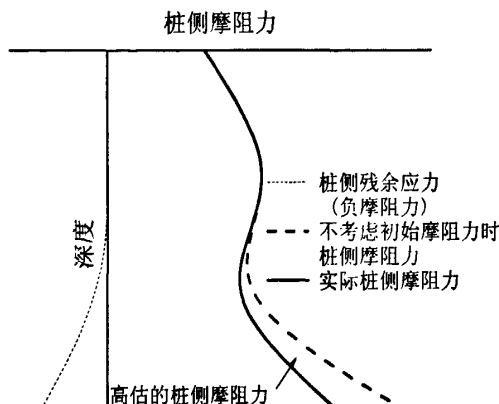


图 8-3 残余应力对桩侧摩阻力的影响

桩端附加应力的消散使持力层进入超固结状态，使相同桩端位移下可发挥的端阻力提高，同时桩端后注浆桩的残余应力通过对桩端土的预加载作用，提高了端阻的发挥比例。两方面共同作用，使桩端后注浆桩的极限承载力提高了 $\pi d^2 p_a / 4$ 。

8.2 现场试验研究

8.2.1 工程概况及工程地质条件

杭州市奥体博览中心项目一标段——主体育场位于钱塘江南岸庆春路过江隧道南侧，位于七甲河的西南方。场地地处强潮河口，由于水动力条件复杂，河潮极不稳定，历史上曾形成大冲大淤的变化，该工程的场地土性质较差，其场地土层情况如表 8-1 所示。

表 8-1 地基土物理力学性质指标

层号	岩土名称	层底埋深 /m	密度 /kN·m ⁻³	含水量 /%	孔隙比	<i>I_p</i>	<i>I_l</i>	<i>E_s</i> /MPa	<i>f_{sk}</i> /kPa	<i>q_{sa}</i> /kPa	<i>q_{pk}</i> /kPa
0-2	素填土	0.7	18.8	26.9	0.789	8.6	0.94		50		
1-1	粘质粉土	2.0	18.5	28.3	0.834	8.9	1.05	10	120	14	
1-2	砂质粉土	5.8	18.63	27.99	0.820	9.17	1.09	1.5	140	22	
2-1	砂质粉土	10.4	18.8	26.8	0.784	10.1	1.11	11	150	23	
3-1	粉砂夹粉土	17.2	19.1	24.8	0.728	10	1.01	12	160	25	
3-3	淤泥质粘土	23.4	17.33	41.38	1.185	17.51	1.09	3	85	10	
4-1	粉质粘土	25.0	18.8	27.3	0.809	14.8	0.45	6	180	27	
4-2	粉质粘土	30.2	19.29	23.65	0.705	11.98	0.41	7	210	31	
5-1	含砂粉质粘土	31.6	19.5	22.5	0.666	10.3	0.51	7	240	34	
5-2	粉细砂	36.1	19.71	20.58	0.616			12	220	35	2000
6-2	卵石	47.5						35	550	55	2500
6-3	卵石	53.5						40	580	60	2700

持力层为 6-2 层，持力层土粒组成情况如表 8-2 所示。

表 8-2 持力层颗粒级配

层号	岩土名称	土粒组成 /mm					
		>20.00	20.0~2.00	2.00~0.50	0.50~0.25	0.25~0.075	0.075~0.005
6-2	卵石	64.6%	14.1%	5.4%	5.1%	5.0%	6.7%

8.2.2 试桩概况

试桩 S12，桩径 800mm，桩长 39.2m，入持力层 6-2 层 3.1m。为了研究桩端后注浆桩残余应力的产生和消散，在该试桩中选取 8 个断面，每个断面埋设 3 个钢筋应力计，并在桩端埋设土压力盒，进行长期观测记录。钢筋应力计和土压力盒的埋设位置如图 8-4 所示。

8.2.3 桩端后注浆桩残余应力的产生

成桩 15 天后，将 3500kg 水灰比为 0.6 的水泥浆通过注浆管注入桩端。现场记录的注浆泵输出压力 p_p 和桩端浆液压力 p_b 随时间变化曲线如图 8-5 所示。其中注浆泵输出压力 p_p 可由注浆泵上的压力表直接读取；桩端浆液压力 p_b 可通过预埋在桩底的土压力盒量测；桩端附加压力 p_a 为桩端浆液压力减去上覆土重；理想状态下(忽略浆液在注浆管中的流动阻力)桩端注浆管口处压力 p_i 可由下式计算：

$$p_i = p_p + \rho_g g H$$

(8-1)

式中： p_i ——理想状态下桩端注浆管口处压力；

p_p ——注浆泵输出压力；

ρ_g ——浆液的密度，对于水灰比为 0.6 的浆液， $\rho_g=1.7\times10^3\text{kg/m}^3$ ；

g ——重力加速度；

H ——桩长，即注浆管的埋深。

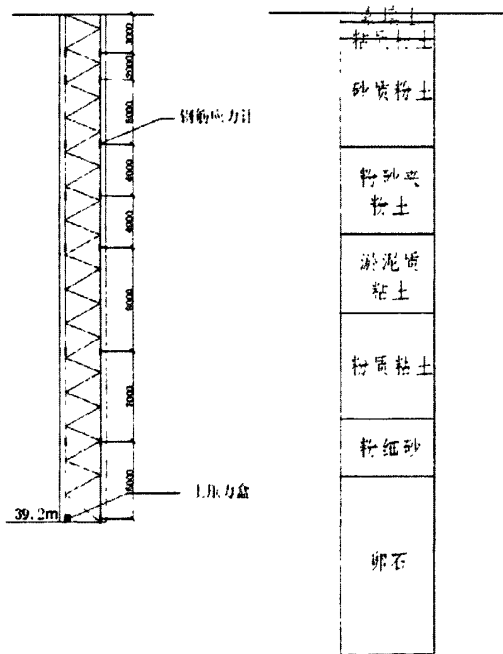


图 8-4 钢筋应力计和土压力盒埋设示意图及土层剖面

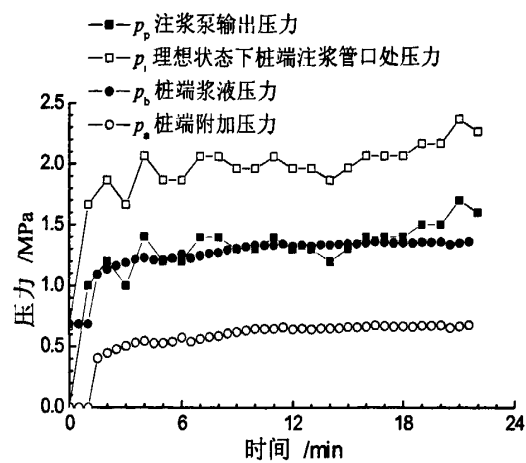


图 8-5 注浆压力随时间变化曲线

从图 8-5 中可以看出，注浆时，注浆泵输出压力约为 1.0~1.5MPa，对应的理想状态下桩端注浆管口处压力约为 1.6~2.1MPa，而此时桩端浆液压力仅为 1.1MPa 左右，约有 0.7MPa 的压力损失。这是由于桩端是半开放空间，浆液在桩端会因渗透、劈裂和填充等作用流失，且浆液在注浆管中流动时也会受到粘滞阻力。扣除上覆土重，桩端附加压力仅为 0.5MPa 左右，只有这部分压力能够在桩端产生双向力，并使桩身产生残余应力。

通过预埋在桩身的钢筋应力计，可以测得注浆刚刚结束时，桩侧摩阻力的分布情况，如图 8-6 所示。

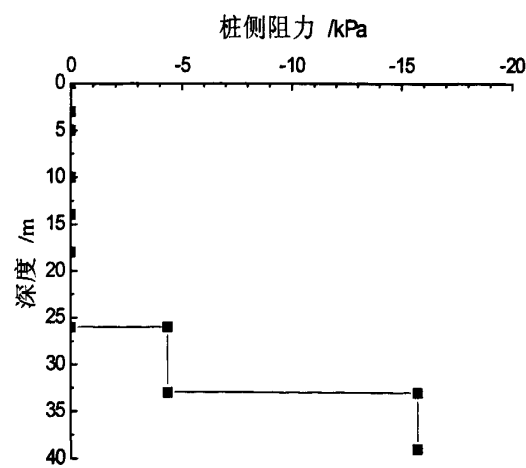


图 8-6 注浆结束时桩侧摩阻力的分布情况

从图 8-6 中可以看出，在高压浆液的作用下，桩身下部存在“负摩阻力”。总“负摩阻力”为 31.2t，注浆对桩端的预加载为 $\pi d^2 p_a / 4 = 34.0t$ ，两者大致相等。

8.2.4 桩端后注浆桩残余应力的消散

注浆结束后，在桩端附加压力的作用下，桩端浆液的渗透和压滤作用仍在进行，造成浆液的逐渐流失，及桩端附加压力的不断降低，进而使注浆产生的残余应力逐渐消散。现场实测桩端附加压力的消散情况如图 8-7 所示。

从图 8-7 中可以看出，注浆结束后，桩端附加压力逐渐消散：注浆刚结束时，桩端附加压力为 0.678MPa；30 分钟后，桩端附加压力为 0.251MPa；90 分钟后，桩端附加压力为 0.169MPa；24 小时后，桩端附加压力为 0.067MPa；15 天后，桩端附加压力为 0.065MPa。现场观测表明，24 小时后，桩端附加压力变化不大，此时浆液对桩端的预加载为 3.4t。

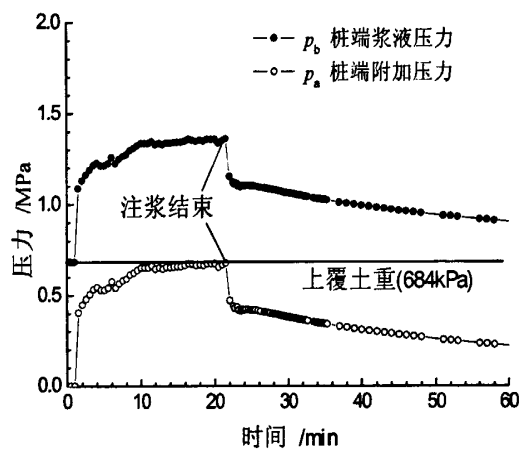


图 8-7 桩端附加压力随时间变化曲线

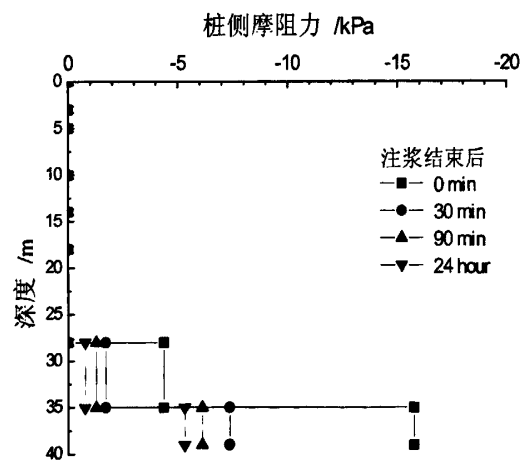


图 8-8 注浆结束后桩侧摩阻力随时间变化曲线

通过预埋在桩身的钢筋应力计，可以测得的桩侧摩阻力随时间的变化规律，如图 8-8

所示。

从图 8-8 中可以看出,注浆结束后,桩侧“负摩阻力”随着桩端附加压力的消散而消散。24 小时后,桩侧摩阻力基本不再发生变化,此时桩侧总“负摩阻力”为 7.9t。

以上分析表明,卵石层中进行桩端后注浆,注浆结束后,桩侧和桩端存在残余应力,即桩身下部存在“负摩阻力”,桩端存在预压力。此后的 24 小时内,桩端浆液因渗透和压滤作用而逐渐流失,使桩端浆液所提供的双向力逐渐减小,桩侧桩端的残余应力也随之减小;24 小时后,桩侧桩端的残余应力基本不再变化;在加载前,桩身下部存在“负摩阻力”,桩端存在预压力。

8.2.5 注浆压力的消散对单桩承载力的影响

根据现场实测数据得到的单位面积端阻力与桩端位移关系曲线如图 8-13 所示。

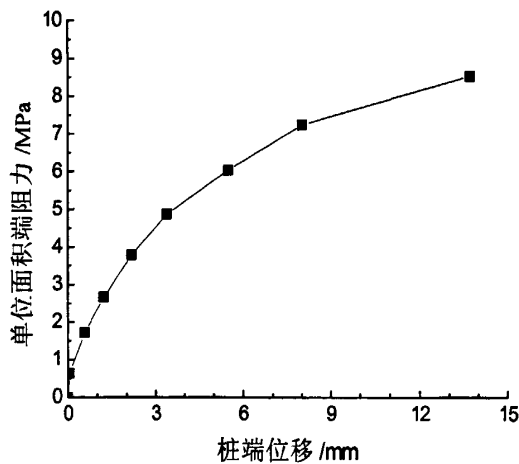


图 8-9 单位面积端阻力与桩端位移关系曲线

从图 8-9 中可以看出,当荷载引起的单位面积桩端力小于先期固结应力(注浆过程的桩端附加压力 $p_a=0.5\text{MPa}$)时,桩端位移基本为零。

对于本章提到的持力层为卵石层,浆液为水灰比 0.6 的水泥浆,桩径为 800mm,桩长为 39.2m 的后注浆灌注桩,因桩端附加应力的消散,使持力层进入超固结状态,而提高的端阻为 $\pi d^2(p_a - p_r)/4 = 21.9\text{t}$, 占单桩极限承载力的 2.0%。

8.2.6 残余应力对单桩承载力的影响

注浆结束 15 天后,对该试桩进行了静载试验,试验采用堆载—反力架装置,并用千斤顶反力加载—百分表测读桩顶桩端沉降的试验方法。除了上面提到的钢筋应力计和土压力盒,桩身还预埋了桩端沉降管来测量桩端沉降。静载试验结果如图 8-10 所示。

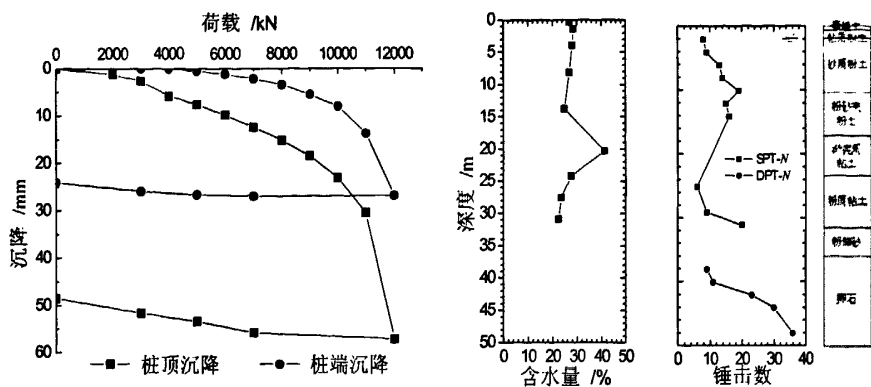


图 8-10 注浆桩静载试验 $Q-s$ 曲线

桩身轴力分布曲线和桩侧平均摩阻力沿桩身分布曲线分别见图 8-11 和图 8-12。此处，以静载试验前钢筋应力计的读数作为读数零点。

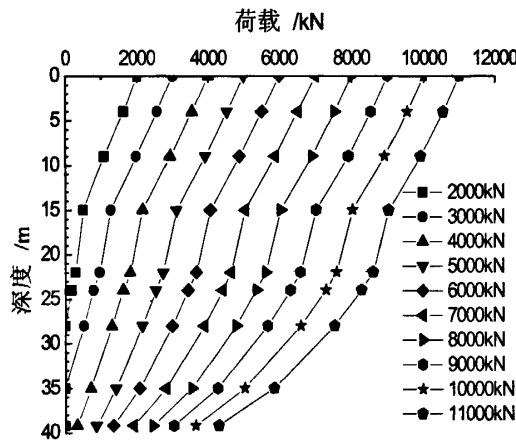


图 8-11 注浆桩桩身轴力分布曲线

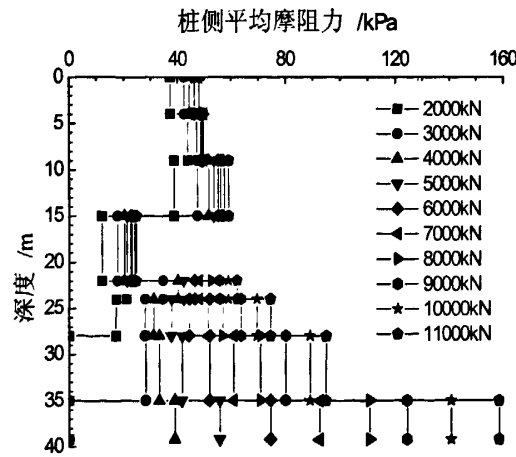


图 8-12 注浆桩桩侧平均摩阻力沿桩身分布曲线

根据实测数据，在静载开始前，桩身已存在残余应力。以注浆前钢筋应力计的读数作为读数零点，得到的不同阶段桩侧摩阻力的分布情况如图 8-13 所示。

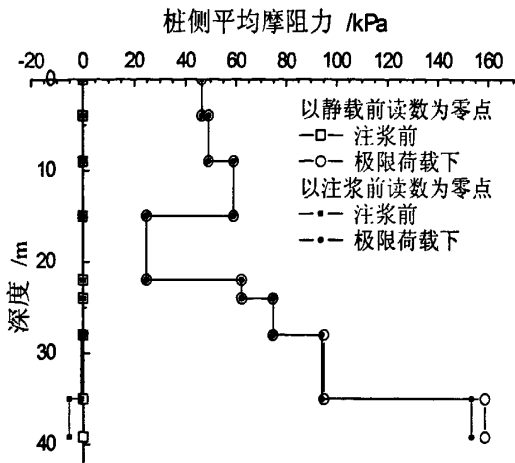


图 8-13 不同读数零点下桩侧平均摩阻力的分布情况的对比

从图 8-13 中可以看出，由于静载开始前，桩身已存在残余应力，若不考虑桩端后注浆对桩残余应力的影响，以静载前钢筋应力计的读数作为读数零点，会造成对桩侧摩阻力的高估。通过在注浆前对钢筋应力计的进行标定，可得到正确的桩侧摩阻力和桩端阻力分布情况。

对于本章提到的持力层为卵石层，浆液为水灰比 0.6 的水泥浆，桩径为 800mm，桩长为 39.2m 的后注浆灌注桩，因残余应力的预加载作用而提高的端阻为 $\pi d^2 p_r / 4 = 7.9t$ ，占单桩极限承载力的 0.7%。

综合以上两点，桩端后注浆注浆压力的消散及桩的残余应力，使桩端后注浆的端阻力提高了 $21.9+7.9=29.8t$ ，占单桩极限承载力的 2.7%。

8.3 本章小结

本章对桩端后注浆桩的残余应力进行理论研究，分析了残余应力的产生、消散，及其对后注浆桩极限承载力、侧摩阻力和端阻力的影响，并通过在工程桩桩身预埋钢筋应力计，桩端预埋土压力盒，对残余应力的产生和消散进行长期的观测记录，得到了以下结论。

(1) 桩端后注浆过程中，高压浆液在桩端封闭空间产生一个双向的作用力，一方面对桩端土进行预压，另一面对桩尖施加了一个向上的作用力。该双向力作用力使桩端产生预压力，并使桩身下部产生“负摩阻力”。

(2) 注浆结束后的 24 小时内，桩端浆液因渗透及压滤作用而逐渐流失，使桩端浆液所

提供的双向力逐渐降低,残余应力逐渐减小;24 小时后,桩端后注浆的残余应力基本维持不变;加载前,桩端存在预压力,桩身下部存在“负摩阻力”。

(3) 注浆结束后,注浆压力的消散,使持力层进入超固结状态,使相同桩端位移下可发挥的端阻力提高。桩端后注浆桩的残余应力,通过对桩端土的预加载作用,提高端阻的发挥比例。对于本章研究的工程桩,因桩端附加应力的消散,使端阻为提高了 21.9t, 占单桩极限承载力的 2.0%,因残余应力的预加载作用而提高的端阻为 7.9t, 占单桩极限承载力的 0.7%。

(4) 由于静载开始前,桩身已存在残余应力,若不考虑桩端后注浆对桩残余应力的影响,以静载前钢筋应力计的读数作为读数零点,会造成对桩侧摩阻力的高估和桩端阻力的低估。通过在注浆前对钢筋应力计的进行标定,可得到正确的桩侧摩阻力和桩端阻力分布情况。

第九章 结论与建议

9.1 本文完成的研究工作及主要结论

随着桩基工程技术的迅速发展,桩端后注浆技术显示出强劲的发展势头,应用范围不断扩大,新的注浆设备不断开发,新的注浆工艺不断出现。而桩端后注浆理论已明显滞后于工程实践,需要新的理论对浆液的扩散机理及后注浆桩的受力性状进行研究。

本文采用室内试验研究、现场试验研究、电子显微镜扫描和理论分析相结合的方法,针对桩端后注浆过程中,浆液的扩散机理和残余应力开展了一系列有益的研究,具体的研究成果如下:

(1) 开发了一种实验室模拟土体压密注浆及劈裂注浆的试验装置,并利用该装置对粘土中浆液的扩散方式进行研究。结果表明:在粘土中注浆,浆液的水灰比增大,浆泡的直径减小,浆脉的数量及长度增加,浆脉的宽度减小,浆液的扩散方式逐渐由以压密为主向以劈裂为主过渡。粘土中劈裂注浆可分为三个阶段:鼓泡压密阶段、第一劈裂面阶段和后续劈裂面阶段。

(2) 提出了粘土中水泥浆压滤效应的理论模型,在此基础上,推导出压滤效应的理论公式。设计并进行了 20 组室内模拟试验对粘土中水泥浆压滤效应进行研究,结果表明本章压滤效应理论模型是合理的。压滤效应室内模拟试验表明:粘土中水泥浆压滤效应过程中,压滤曲线近似为一直线;水泥浆无法通过渗透作用穿过粘土;压滤效应中,滤出水的流量与压滤压力正相关,与粘土厚度呈负相关,但并不受初始水灰比和水泥浆高度的影响;最终水灰比在 0.259~0.309 之间波动,其平均值为 0.284,且最终水灰比不受初始水灰比、水泥浆高度、粘土厚度及压滤压力的影响,在试验中基本为一常量;最终压滤量与水泥浆高度及初始水灰比呈线性正相关,但不受压滤压力和粘土厚度的影响;压滤结束时间与水泥浆高度、粘土厚度及初始水灰比呈线性正相关,与压滤压力呈反比关系。原子吸收试验表明,在压滤作用下,钙离子随着滤出水扩散到粘土中。在粘土中, Ca^{2+} 离子和吸附在土颗粒上的 Na^+ 和 K^+ 离子交换,从而降低了土颗粒表面双电层的厚度,进而使土体颗粒更加紧密。

(3) 利用扫描式电子显微镜,对注浆前后粘土、压滤效应前后粘土及注浆前后泥皮土进行了对比分析。结果表明:原状粘土的断面形态为松散的絮状结构,其粘土颗粒($5\mu\text{m}$ 以下颗粒)之间联结不紧密。经过清水压密固结以后,粘土颗粒间的孔隙明显减小,呈密

实絮状结构,此时孔隙间的联结依旧不够紧密,可以清晰的分辨大部分粘土颗粒的形状。经过压力注浆,原先的单独存在的粘土颗粒已粘聚成一个整体,无法分辨其颗粒形状,土体强度大幅提高,其原因为:水泥水化反应生成的 Ca^{2+} 离子在压滤效应的作用下,随着滤出液扩散到土体中,从而导致粘土表面的双电层厚度变薄,使土体更加紧密,进而成为一个较坚固的整体。压滤作用使原先的单独存在的粘土颗粒团聚成为 $30\mu\text{m}$ 左右的粘土团,使土体强度提高。原状泥皮土为絮状结构,而经过压力注浆,桩侧泥皮从原先的絮状结构转变为注浆后的紧密团粒结构,泥皮土强度得到提高。

(4) 在水泥浆流变特性的研究基础上,推导出不同流型浆液渗透注浆扩散半径的表达式。并通过利用水泥浆流变特性对其进行简化,首次给出了不同水灰比水泥浆渗透注浆球面及柱状扩散半径的显式计算公式。

(5) 引入有效应力比的概念,建立了考虑压滤效应的粘土中压密注浆球(柱)孔扩张的控制方程,给出了径向应力和径向位移的表达式,并与传统孔扩张理论进行对比。结果表明:浆液越稀,传统的孔扩张理论的误差越大。

(6) 以幂律流体的平板窄缝流动为假定,得到了桩端后注浆劈裂注浆过程中,浆液在桩底的扩散半径和沿桩侧的上返高度的计算公式。结果表明:劈裂注浆时,浆液在桩底的扩散半径与浆液在桩侧的上返高度随着水灰比、裂隙高度(桩侧泥皮厚度)和注浆压力的增大而增大。

(7) 以实际工程为依托,利用桩端后注浆浆液沿桩侧上返高度的理论,对桩侧冒浆的处理措施及处理效果进行研究。桩侧冒浆的主要原因为:桩侧泥皮厚、成桩龄期短、持力层可注性差、桩底沉渣厚等。桩侧冒浆可以通过提高持力层可注性,降低浆液水灰比,减小桩侧泥皮和桩底沉渣厚度并提高泥皮强度,间歇注浆四方面加以预防及处理。发生桩侧冒浆并通过复注达到设计注浆量的桩,其极限承载力略高于不发生桩侧冒浆的桩。这是由于沿桩侧泥皮上返的浆液,通过劈裂、置换桩侧泥皮,使桩侧摩阻力略有提高。

(8) 对桩端后注浆桩的残余应力进行理论研究,分析了残余应力的产生和消散,及其对后注浆桩极限承载力、侧摩阻力和端阻力的影响。桩端后注浆过程中,高压浆液在桩端封闭空间产生一个双向的作用力,一方面对桩端土进行预压,另一方面对桩尖施加了一个向上的作用力。该双向力作用力使桩端产生预压力,并使桩身下部产生“负摩阻力”。注浆结束后的 24 小时内,桩端浆液因渗透及压滤作用而逐渐流失,使桩端浆液所提供的双向力逐渐降低,残余应力逐渐减小;24 小时后,桩端后注浆的残余应力基本维持不变;加载前,桩端存在预压力,桩身下部存在“负摩阻力”。注浆结束后,注浆压力的消散,使持

力层进入超固结状态,使相同桩端位移下可发挥的端阻力提高。桩端后注浆桩的残余应力,通过对桩端土的预加载作用,提高端阻的发挥比例。由于静载开始前,桩身已存在残余应力,若不考虑桩端后注浆对桩残余应力的影响,以静载前钢筋应力计的读数作为读数零点,会造成对桩侧摩阻力的高估和桩端阻力的低估。

9.2 进一步工作的展望

对于桩端后注浆的理论研究,笔者觉得还有以下工作可做:

(1) 不同土体中浆液扩散的室内及现场试验研究。目前对浆液扩散的室内及现场试验研究主要以砂土为主,而本文针对粘土进行了浆液扩散室内试验研究。笔者认为今后可以对浆液在其他土层(尤其是卵砾石层)中的扩散展开研究。

(2) 在考虑浆液时变性的基础上,对桩端后注浆浆液的扩散理论进行研究。水泥浆在扩散过程中会发生沉淀、压滤、凝结、硬化等作用,导致浆液的流变特性发生改变。这些因素会不会对浆液的扩散产生影响,其影响程度如何等问题,还需要进一步的研究。

(3) 建议对桩端后注浆对残余应力影响进行深入的研究。本文对于桩端后注浆的残余应力的研究,为国内外首次。桩端后注浆对残余应力的影响,及残余应力对后注浆桩承载性状的影响,还需要更多的理论分析与工程实例研究。

参考文献

- Advani S. H., Lee T. S., Avasthi J. M.. Parametric sensitivity investigations for hydraulic fracture configuration optimization [J]. The 30th U.S. Symposium on Rock Mechanics. 1989, (5):451-457.
- Bezuijen A. Hydraulic fracturing experiments ant low stresses in sand [R]. Delft University of Technology TA/TG/02-03, 2003.
- Bezuijen A., Sanders M.P.M., Hamer D. den, Tol A.F. van. Laboratory tests on compensation grouting, the influence of grout bleeding [J]. Proc 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress, Prague, 2007, 395-399.
- Bolognesi, A. J. L., Moretto, O. Stage grouting preloading of large piles on sand [R]. In Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow. 1973.
- Bolton M. D., Mckinley J. D.. Geotechnical properties of fresh cement grout - pressure filtration and consolidation tests [J]. Geotechnique, 1997, 47(2):347-352.
- Bruce D. A.. Enhancing the performance of large diameter piles by grouting [J]. Grouting Engineering, 1985(5):9-15.
- Bruce D. A.. Enhancing the performance of large diameter piles by grouting[J]. Grouting Engineering, 1985(6).
- Carter J. P., Randolph M. F. and Wroth C. P.. Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1979(3): 305-322.
- Carter J. P.. Cavity expansion in cohesive frictional soils [J]. Geotechnique, 1986, 36(3):349-358.
- Chow Y. K., Teh C. I.. A theoretical study of pile heave [J]. Geotechnique, 1990, 40(1):1-14.
- Chu Eu Ho. Base Grouted Bored Pile on Weak Granite [J]. Proceeding of 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, Louisiana, USA, 2003, 716-727.
- Davis. R. F., Scott and Mullenger G.. Rapid expansion of a cylindrical cavity in a rate-type soil [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1984(8):125-140.
- Fellenius B. H.. Determining the true distribution of load in piles [C]. Orlando: Geotechnical Special Publication, 2002.

- Fleming W.G.K., Improvement of pile performance by base grouting. *Proc Inst Civ Eng* (1993), pp. 88–93.
- Gafar K., Soga K. Fundamental Investigation of soil grout interaction in sandy soils[R]. University of Cambridge report, 2006, August.
- Gouvenot, D., and Gabiax, F. D. 1975. A new foundation technique using piles sealed by concrete under high pressure [J]. In *Proceedings of the 7th Annual Offshore Technical Conference*.
- Govier G W, Aziz K. The flow of complex mixtures in pipes [M]. New York: Litton Edu. Pub. Inc., 1972.
- Grotenhuis te, R. Fracture grouting in theory [D]. MSc thesis, Delft University of Technology, 2004.
- Hill R.. The mathematical theory of plasticity [M]. University of Nottingham Oxford at the Clarendon Press, 1950.
- Khodaverdian M. and McElfresh P. Hydraulic fracturing simulation in poorly consolidated sand: Mechanism and consequences [J]. *Proc. Conf. Soc. of Petroleum Engineers*, 2000, Dallas No. 63233.
- Kleinlugtenbelt, R. Compensation grouting, laboratory experiments in sand [D]. MSc thesis, Delft Un. of Technology, 2005.
- Kleinlugtenbelt, R., Bezuijen, A. and Tol A.F. van. Model tests on compensation grouting [J]. *Proc. ITA 2006*, Seoul.
- Lombardi G.. The Role of the Cohesion in Cement Grouting of Rock [J]. *15th Congress de Grande Barrages*. Lausanne. 1985, 235 - 260.
- Mabsout M. E., Tasoulas J. L.. A finite element model for the simulation of pile driving [J]. *Int J. Numer. Meth. Engng.*, 1994, 37:257-278.
- Mullins, G. Winters, D. 2004. Post grouting drilled shaft tips - Phase II [R], Final Report to the Florida Department of Transportation.
- Mullins, G., Winters, D. and Steven D.. Predicting End Bearing Capacity of Post-Grouted Drilled Shaft in Cohesionless Soils [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, 132(4): 478-487.
- Mullins, G., Dapp, S., Fredrick, E., and Wagner, R. Pressure grouting drilled shaft tips—Phase I final report [R]. Final rep. Submitted Florida Department of transportation, Fla, 2001.
- Murdoch L.C.. Hydraulic fracturing of soil during laboratory experiments - Part 1 Methods and observations [J]. *Géotechnique*, 1992, 43(2):255-265.
- Murdoch L.C.. Hydraulic fracturing of soil during laboratory experiments - Part 2 Propagation

- [J]. *Géotechnique*, 1993, 43(2):267-276.
- Murdoch L. C.. Hydraulic fracturing of soil during laboratory experiments - Part 3 Theoretical analysis [J]. *Géotechnique*, 1993, 43(2):277-287.
- Mori, A., Tamura, M.. Hydrofracturing pressure of cohesive soils [J]. *Soils and Foundations* 1987, 27(1):14-22.
- Nonville E.. Grouting Theory and Practice [D]. Elsevier Science Publisher B. V.. The Netherlands, 1989.
- Osamu Kusakabe, Masaaki Kakurai, Katsutoshi Ueno, and Yoshinao Kurachi. Structural capacity of precast piles with grouted base [J]. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, 120(8):1289-1306.
- Panah, A.K., Yanagisawa, E.. Laboratory studies on hydraulic fracturing criteria in soil [J]. *Soils and Foundations*, 1989, 29(4):14 - 22.
- Raffle, J. F. and Greenwood, D. A. The relation between the rheological characteristics of grouts and their capacity to permeate soil [J]. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, 1961, Paris, 789-795.
- Randolph M. F., Carter J. P., Wroth C. P.. Driven pile in clay the effect of installation and subsequent consolidation [J]. *Geotechnique*, 1979, 29(4):361-393.
- Poulos H. G., Davis E. H.. *Pile foundation analysis and design* [M]. New York: Wiley, 1980.
- Rutger Te Grotenhuis. Fracture grouting in theory [D]. PhD thesis, 2004.
- Sagaseta C., Houlby G. T., Norbury J., Wheeler A. A.. Quasi-static undrained expansion of a cylindrical cavity in clay in the presence of shaft friction and anisotropic initial stresses [C]. Report, Department of Engineering Science, University of Oxford, 1984.
- Shirlaw J. N. Ground treatment by injection in Hong Kong with special reference to the construction of the Hong Kong mass transit railway [D]. MSc thesis, University of Bristol, 1990.
- Silwinski, Z. J., and Fleming, W. G. K.. The integrity and performance of bored piles. *International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, London, UK, Institution of Civil Engineers, 1984.
- Steven D., Muchard M., Brown D. A.. Experiences with base grouted drilled shafts in the southeastern United States [J]. *10th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Amsterdam 2006.
- Stocker, M. F. The influence of post grouting on the load bearing capacity of bored piles [J]. In *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Helsinki, 1983, 167-170.

- Vesic A. S.. Expansion of cavities in infinite soil mass[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE 98 (SM3), 265 (1972).
- Yu H. S., Carter J. P.. Rigorous similarity solution for cavity expansion in cohesive-frictional soil [J]. The international journal of geomechanics, 2002, 2(2):233-258.
- Yu H. S., Houlsby G. T.. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis [J]. Geotechnique, 1991, 41(2):173-183.
- Zebowitz S., Krizek R. J., and Atmatzidis D. K.. Injection of fine sands with very fine cement grout [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(12):1717-1733.
- 白云, 侯学渊. 软土地基劈裂注浆加固的机理和应用[J]. 岩土工程学报, 1991, 13(2):89-93.
- 高文生. 后压浆灌注桩单群桩承载性状的研究[D]. 博士研究生论文, 1997.
- 葛家良, 陆士良. 注浆模拟试验及其应用研究[J], 岩土工程学报, 1997, 19(3):28-33.
- 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1997.
- 龚晓南. 土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- 黄生根. 大直径超长桩压浆后承载性能的试验研究及有限元分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(2):297-301.
- 黄生根, 龚维明. 超长直径桩压浆后的承载性能研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(1):113-117.
- 黄生根, 龚维明. 苏通大桥一期超长直径试桩承载特性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19):3370-3375.
- 韩式方. 非牛顿流体本构方程和计算解析理论[M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- 郝哲, 王来贵, 刘斌. 岩体注浆理论与应用[M]. 北京: 地质出版社, 2006.
- 郝哲, 王介强, 刘斌. 岩体渗透注浆的理论研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(4):492-496.
- 何修仁. 注浆加固与堵水[M]. 沈阳: 东北工学院出版社, 1990.
- 胡春林, 李向东, 吴朝辉. 后压浆钻孔灌注桩单桩竖向承载力特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(4):546-550.
- 胡士兵, 朱向荣. 三折线线性软化土体中球孔扩张问题解答[J]. 科技通报, 2007, 23(6):848-852.
- 胡士兵, 王金昌, 朱向荣. 线性软化土体中球孔扩张问题的解析解[J]. 浙江大学学报(工学版), 2007, 41(9):1503-1507.
- 蒋明镜, 沈珠江. 考虑剪胀的弹脆塑性软化柱形孔扩张问题[J]. 河海大学学报, 1996,

24(4):65-72.

孔祥言, 陈峰磊, 陈国权. 非牛顿流体渗流的特性参数及数学模型[J]. 中国科学技术大学学报, 1999, 29(2):141-147.

刘利民, 李增选. 残余应力及其对桩承载性状的影响[J]. 特种结构, 2000, 17(4): 16-18.

刘金砺, 祝经成. 泥浆护壁灌注桩后注浆技术及其应用[J]. 建筑科学, 1996(2):13-18.

潘志强, 张彬. 均匀砂层渗透注浆计算方法的研究[J]. 岩土工程界, 2004, 7(5): 34-37.

齐添, 谢康和, 胡安峰, 张智卿, 萧山粘土非达西渗流性状的试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2007, 41(6):1023-1028.

阙云, 刘强华, 李丹, 孙远, 梁永富. 渗透注浆扩散理论探讨[J]. 重庆交通学院学报, 2006, 25(5):105-108.

冉启全, 李士伦. 流固耦合油藏数值模拟中物性参数动态模型研究[J]. 石油勘探与开发, 1997, 24(3):61-65.

阮文军. 注浆扩散与浆液若干基本性能研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(1):69-73.

沈崇棠, 刘鹤年. 非牛顿流体力学及其应用[M]. 北京:高等教育出版社, 1989.

唐智伟, 赵成刚. 注浆抬升地层的机制、解析解及数值模拟分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(6):1512-1516.

王广国, 杜明芳. 压密注浆机理研究及效果检验[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(6): 670-673.

汪鹏程. 软化剪胀土中孔扩张理论及沉桩挤土性状研究[D]. 博士学位论文, 2005.

汪鹏程, 朱向荣, 方鹏飞. 考虑土应变软化及剪胀特性的大应变球孔扩张的问题[J]. 水利学报, 2004(9):78-82.

王旭. 桩底灌浆钻孔灌注桩竖向承载特性研究及工程应用[D]. 博士研究生论文, 1999.

徐润. 粘土水泥浆结石体研究[J]. 煤炭科学技术, 2004, 32(4):55-57.

杨米加, 陈明雄, 贺永年. 注浆理论的研究现状及发展方向[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(6):839-841.

杨米加, 贺永年, 陈明雄. 裂隙岩体网络注浆渗流规律[J]. 水利学报, 2001(7):41-46

杨坪. 砂卵(砾)石层模拟注浆试验及渗透注浆机理研究[D]. 博士学位论文, 2005.

杨坪, 唐益群, 彭振斌, 陈安. 砂卵(砾)石层中注浆模拟试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(2):2134-2138.

杨秀竹. 静动力作用下浆液扩散理论与试验研究[M]. 博士学位论文, 2005.

杨秀竹, 雷金山, 夏力农, 王星华. 幂律型浆液扩散半径研究[J]. 岩土力学, 2005,

- 26(11):1803-1806.
- 杨秀竹, 王星华, 雷金山. 宾汉体浆液扩散半径的研究及应用[J]. 水利学报, 2004, (6):75-79.
- 《岩土注浆理论与工程实例》协作组. 岩土注浆理论与工程实例[M], 科学出版社, 2001.
- 印长俊, 王星华, 马石城. 灌注桩残余应变的产生机理分析[J]. 工程力学, 2009, 26(7):125-133.
- 曾国熙, 叶政青, 冯国栋. 桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工程工业出版社, 1997:139-222.
- 张晓炜, 黄根生. 钻孔灌注桩后压浆技术理论与应用[M]. 武汉:地质大学出版社, 2007.
- 张忠苗. 软土地基大直径桩受力性状与桩端注浆新技术[M]. 浙江大学出版社, 2001.
- 张忠苗. 桩基工程[M]. 中国建筑工程工业出版社, 2007.
- 张忠苗. 灌注桩后注浆技术及工程应用[M]. 北京:中国建筑工程工业出版社, 2009.
- 张忠苗, 包风, 陈云敏. 考虑材料应变软化的球(柱)扩张理论在桩底注浆中的研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(5):243-247.
- 张忠苗, 唐朝文. 关于钻孔桩桩底后注浆的技术要点[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(11):1740-1743.
- 张忠苗, 吴世明, 包风. 钻孔灌注桩桩底后注浆机理与应用研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(6):681-687.
- 张忠苗, 张广兴, 吴庆勇, 辛公锋. 钻孔桩泥皮土与桩间土性状试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006(6):695-699.
- 张忠苗, 邹健. 桩底劈裂注浆扩散半径和注浆压力研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2):181-184.
- 张忠苗, 邹健, 贺静漪, 王华强. 粘土中压密注浆及劈裂注浆室内模拟试验分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(12):1818-1824.
- 中华人民共和国行业标准编写组. JGJ 94-2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京:中国建筑工程工业出版社, 1995.
- 卓越. 饱水砂层渗透注浆加固理论探讨[J]. 岩土工程技术, 2002, (5):284-289.
- 邹金锋, 李亮, 杨小礼. 劈裂注浆扩散半径及压力衰减分析[J]. 水利学报, 2006, 37(3):314-319.
- 邹金峰, 徐望国, 罗强, 李亮, 杨小礼. 饱和土中劈裂灌浆压力研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(7):1082-1086.

作者简介及论文发表情况

邹健, 男, 汉族, 1983 年 1 月出生于福建省福州市。2001 年 6 月毕业于福建师范大学附属中学。2001 年 9 月考入浙江大学建筑工程学院, 专业为土木工程。2005 年 6 月毕业, 获工学学士学位。2005 年 9 月考入浙江大学建筑工程学院, 攻读岩土工程专业硕士学位, 2007 年 2 月, 转为岩土工程专业硕博连读的博士生, 师从张忠苗教授, 主要从事桩基工程及岩土工程方面的研究。学习期间, 多次获得奖学金及“优秀学生干部”等荣誉称号, 参与了数个纵向、横向课题的研究以及多个实际工程项目的设计和计算工作。

攻读博士学位期间发表的论文

- [1] 张忠苗, 邹健. 桩底劈裂注浆扩散半径和注浆压力研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2):181-184.
- [2] 张忠苗, 邹健, 贺静漪, 王华强. 黏土中压密注浆及劈裂注浆室内模拟试验分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(12):1818-1824.
- [3] 邹健, 张忠苗, 刘俊伟, 贺静漪. 一种考虑桩侧土应变软化的荷载传递函数(录用待刊). 岩土工程学报.
- [4] 张忠苗, 邹健, 刘俊伟, 贺静漪. 桩端后注浆上返高度的理论研究(录用待刊). 岩土力学.
- [5] 邹健, 张忠苗, 林存刚. 桩端后注浆桩残余应力研究(录用待刊). 岩石力学与工程学报增刊(EI).
- [6] 张忠苗, 邹健, 何景愈, 林存刚. 考虑压滤效应下饱和粘土压密注浆柱孔扩张理论(录用待刊). 浙江大学学报(工学版).
- [7] 邹健, 张忠苗. 考虑压滤效应饱和粘土压密注浆球孔扩张理论(录用待刊). 哈尔滨工业大学学报.
- [8] 邹健, 张忠苗. 桩端后注浆上返高度及桩顶冒浆处理(录用待刊). 土木建筑与环境工程.
- [9] 张忠苗, 王华强, 邹健. 含部分粘性土的卵石层桩底注浆现场试验与分析(录用待刊). 岩土工程学报.
- [10] 张忠苗, 刘俊伟, 邹健, 谢志专, 何景愈. 主筋加强型预应力混凝土管桩抗弯及抗剪性

能对比试验研究(录用待刊). 浙江大学学报(工学版).

[11] 张忠苗,何景愈,邹健. 软土中注浆与未注浆抗拔桩受力性状对比试验研究(录用待刊). 岩石力学与工程学报.

[12] 张忠苗, 张乾青, 张广兴, 邹健. 灌注桩桩端后注浆技术应用进展综述[C]. 第九届桩基工程学术会议论文集: 桩基工程技术进展 2009, 424-444.