

目 次

论 文

软土固化剂的研究现状及进展..... 刘雄, 童小东 (3)

受空洞坍塌影响的加筋路基研究综述.....赖丰文, 陈福全 (14)

导电土工布和铁电极加固修复污染土对比研究.....

.....臧俊超, 刘艳晓, 庞杰, 郑凌透, 刘亦民, 谢新宇 (36)

岩土工程商业软件发展前沿 (1) 二维/三维边坡稳定分析.....卢海华 (46)

钢渣成分增补与活性激发: 强度特征与微观结构演化.....

.....刘倩雯, 邓永锋, 刘松玉, 赵余, 张凤尧 (58)

软土固化剂的研究现状及进展

刘雄^{1,2}, 童小东^{1,2}

(1. 东南大学预应力及预应力混凝土结构教育部重点实验室, 江苏 南京 210096; 2. 东南大学土木工程学院, 江苏 南京 210096)

摘要: 本文对软土固化剂进行了分类, 阐述了每一类软土固化剂的固化机理及固化土性能的研究进展, 以期对软土固化剂后续的开发提供依据。

关键字: 软土固化剂; 固化机理; 固化土性能

1 引言

中国目前正处于经济建设的高峰期, 随着围海造地和沟河湖渠的综合治理等, 产生了大量淤泥等软土, 其特点为强度极低、含水率高、有机质含量高且常含有重金属离子, 如何处理这些软土成为亟待解决的问题。其中, 对软土进行固化处理是一种较为快速的方法。

固化剂的运用已有较悠久的历史, 早有古人用植物纤维和姜石应用到改良土壤^[1-2]; 而后随着石灰的发明和运用, 石灰便成了很好的土壤改良材料, 典型例子是中国古代三合土的发明; 18 世纪水泥的发明和推广为处理淤泥提供了更好的途径^[3], 并兴起开发了各类水泥, 但硅酸盐水泥生产时消耗大量的资源与能源, 除了引起资源、能源供应紧张外, 同时带来了环境污染问题; 进入 20 世纪以来, 随着人们对原理认识和研究的深入, 兼顾各类工业废料的处理难题, 逐渐开发了新型环保的碱激发类胶凝材料, 此外, 有机化合物材料和酶也应用到了淤泥处理, 且研究者不再仅仅关注强度、变形、耐久性等特性, 环保也成为了关注的要点之一, 软土固化剂的研究逐渐发展成为了一门综合土力学、土壤化学、水泥化学、有机高分子化学、化学工程、材料工程、环境工程等跨领域、多学科的新兴交叉科学, 被美国《工程新闻》称为 20 世纪的伟大发明创造之一, 日本称之为 21 世纪的新材料。

2 软土固化剂的分类和发展现状

软土固化剂种类繁多, 各有特点, 一般可按照其形态或成份大致进行分类。从形态可以分为液状固化剂和粉状固化剂; 按照主要成份可以分为无机化合物类、有机化合物类、酶类、复合类固化剂, 具体分类结果如表 1 所示。

表1 固化剂的分类表

分类	二级分类	三级分类	举例	
无机化合物类	水泥类	水泥系固化剂	硅酸盐水泥、高铝水泥、矿渣水泥、钢渣水泥等，此外还可以在水泥中添加功能材料或其他无机材料，如石灰、各类尾矿和矿渣等	
		石灰类	石灰系固化剂	常用的有生石灰、熟石灰、电石渣、漂白粉渣等及在此基础上添加功能材料
	碱激发类 ^[4]	碱-铝硅酸盐玻璃系固化剂	碱-矿渣、碱-磷渣、碱-赤泥、碱-煤矸石/煤渣、碱-硅粉、碱-石膏-粉煤灰、碱-石膏-矿渣、碱-矿渣-钢渣、碱-矿渣-粉煤灰、碱-矿渣-氧化镁体系等	
		碱-烧黏土类固化剂	以黏土经适当温度锻烧后形成偏高岭土作原料，经碱的激发而形成的胶凝材料	
		碱-矿石尾矿类固化剂	主要为粘土、长石等尾矿，如碱-钾长石尾矿，碱-粘土/高岭土等	
		碱碳酸钙类固化剂	碱性硅酸盐溶液与天然石灰岩反应，形成具有胶凝性的、有一定强度的材料，如华南理工大学开发出来的碱-碳酸钙类材料	
		碱激发剂	碱或碱土金属氧化物(MO)、碱金属氢氧化物或碱土金属可溶性氢氧化物(MOH)、可溶性硅酸盐(M ₂ SiO ₃ ，M 为碱金属)、可溶性碱金属铝酸盐和铝硅酸盐、非硅酸盐的酸盐(M ₂ CO ₃ 、M ₂ SO ₃ 、M ₃ PO ₄ 、MF 等，M 为碱金属)中的一种或几种	
有机化合物类	离子交换类	离子型土壤固化剂	例如 EN-1(美国)、ROADBOND (澳大利亚)、ISS2500 (南非)、ROADPACKER PLUS (加拿大)、CBR PLUS(南非)、LPC-600 (美国)等	
		聚合物类 ^[5]	水溶性聚合物类	聚乙烯醇(PVA)、聚丙烯酰胺(PAM)、丙烯酸盐(丙烯酸钙、镁的聚合物)、纤维素衍生物(甲基纤维素、羟乙基纤维素等)、呋喃苯胺树脂，亦可添加功能材料
		聚合物乳液类	橡胶胶乳、热塑性树脂溶液、热固性树脂乳液、沥青乳液、混合乳液，亦可添加功能材料	
		可再分散聚合物粉料类	乙酸乙烯酯-支化羧酸乙烯基酯共聚物、乙烯-乙酸乙烯共聚物、苯乙烯-丙烯酸酯共聚物，亦可添加功能材料	
	液体聚合物类	环氧树脂、不饱和聚酯树脂，亦可添加功能材料		
酶类	生物酶类	蛋白质、RNA	微生物和昆虫分泌提取物或类似的人工合成类物质等，如帕尔玛酶(Perma-Zyme)土壤固化剂、泰然酶固化剂等	

续表 1

复合类	有机无机复合类	聚合物改性无机固化类	至今为止, 用于改性无机固化剂的聚合物一般可分为四类: 水溶性聚合物, 聚合物乳液, 可再分散聚合物粉料以及液态聚合物
		掺纤维改性类	掺天然纤维(植物纤维和动物纤维)、合成纤维(聚丙烯纤维、芳纶纤维、聚酯纤维、聚芳酰胺纤维、各类碳纤维等)、无机纤维(石棉、玻璃纤维、钢纤维等), 亦可在此基础上掺外加剂
		掺轻质材料改性类	掺气泡、泡沫、橡胶、塑料、陶粒、珍珠岩、海泡石等, 亦可在此基础上掺外加剂
	酶复合类	有机或无机与酶复合类	如酶固化类与水泥混合使用, 亦可添加功能材料

注: 水泥是高温烧制而成的自硬性胶凝材料, 所以把水泥和以水泥为基础的固化剂归为一类; 石灰是含钙的碱激发剂, 软土本身含有硅铝质材料, 单纯石灰就可以作为一种固化剂; 表中把外加剂、纤维材料和轻量化材料统一定义为功能材料。

2.1 无机化合物类固化剂发展现状

对机理认识的深入大大扩展了无机胶凝材料的范围, 从单一的氧-硅-铝-碱土金属系统扩展到了氧-硅-铝-碱金属和氧-硅-铝-碱金属-碱土金属系统, 将胶凝材料的范围扩展到第一主族, 从而产物也越来越复杂, 这三类胶凝体系的反应机理和产物是不同的, 分别为: 第一类是传统的胶凝体系, 如石灰、水泥系等, 产物主要为硅酸钙、铝硅酸盐、碳酸盐等; 第二类为地聚合类, 产物主要为碱沸石类产物; 第三类体系的最终产物主要为碱-碱土沸石及硅酸钙、铝硅酸盐、碳酸盐等。此外, 一些学者开发出了碱-碳酸钙(镁)胶凝材料。

(1) 水泥类

掺水泥固化软土是传统做法, 国内外早有较多的研究, 鉴于其性能成熟稳定, 依然有较多研究者在使用。Lin 等^[6]在普通波特兰水泥中掺钙基膨润土固化/稳定化污水污泥, 试验结果表明: 1) 钙基膨润土含量增加有助于降低渗透性; 2) 低渗透性有助于保持有机物、锌、铜等较低的浸出水平; 3) 在酸性条件下渗透性增加, 而微生物的活动对他们有轻微的影响; El-Didamony 等^[7]在水泥中掺无水石膏固化淤泥, 表明: 掺占水泥重量 10-15% 的无水石膏能较好地提高固化土早期强度; Giménez 等^[8]用热活化纸污泥和粉煤灰掺入硅酸盐水泥制得三元水泥, 获得这类型水泥中废物的合理替代比例, 从而减少浪费垃圾填埋; 夏威夷等^[9]用水泥、砂、凹凸棒土固化/稳定化挥发性有机物污染泥浆, 有效降低泥浆中有机污染物溶出量, 且添加凹凸棒土对有机物稳定能力有提高作用。水泥的种类很多, 研究较成熟, 材料来源广泛, 国内外已经制订了相应的规范, 但水泥的烧制过程给环境带来了较大的污染, 对水泥改性、部分或全部取代水泥成了人们研究的一个方向。

(2) 石灰类

人类运用石灰处理软土已有较悠久的历史, 石灰固化土方面, 早在 2001 年, 美国石灰协会在一项研究报告中指出用石灰固化土壤是一种既经济又省时的方法, 并详细论述了石灰固化的原理、特点、适用范围、施工注意事项等。Fei 等^[10]在现场和实验室测试用石

灰处理饮用水软化过程和泻湖沉淀过程产生的淤泥,石灰泥表现出比凝固污泥相对较高的干密度、较低的压缩指数和再压缩指数以及较高的固结系数;Chen等^[11]采用离心模型试验来分析石灰固化海相软黏土在路基回填中的应用;Zoqi等^[12]对普通波特兰水泥、石灰和氧化镁固化/稳定化(S/S)电镀污泥进行了系统研究,用响应面法(RSM)和人工神经网络(ANN)结合中央复合设计来开发模拟和优化S/S过程的预测模型,自变量为氧化镁、电镀干燥污泥、石灰和蒸馏水,而抗压强度和固化废物的毒性浸出渗滤液中锌和铬的浓度为响应变量,结果表明:所有独立变量对S/S产品的性质有显著影响,ANN模型预测的结果比RSM预测结果与实验结果更相近;杨爱武^[13]等测试了水泥和石膏对石灰固化天津滨海软土的影响,试验结果表明:水泥的最佳掺量仅随石灰掺量不同而变化,如12%的石灰固化土中,水泥掺量不超过3%可以最好地提高石灰固化土强度,石膏则不能改善土体强度,并且会使土体水稳定性差,遇水开裂。很多研究显示,石灰掺合水泥等其他材料一起使用效果会更好,石灰亦是一种很好的碱激发剂。

(3) 碱激发类

鉴于资源紧缺和越来越多固体废弃物需要处理的难题,碱激发类胶凝材料应运而生,其优异的性能和环保的理念很快成为了研究热点,同水泥和石灰一样,这种新理念也很快运用到了软土固化处理领域。碱激发胶凝材料主要由具一定急冷热历史的含铝硅酸盐锻烧天然矿物或工业废渣如偏高岭土、矿渣、粉煤灰、硅灰、钢渣等掺和碱激发剂制得,碱激发剂如表1所列。Pourakbar等^[14]以棕榈油燃料灰(POFA)为基材,使用氢氧化钠和氢氧化钾作为碱性活化剂来稳定土壤,表明:氢氧化钾比氢氧化钠的效果好,碱性活化剂的尺寸和电荷密度在控制活化过程强度性能的速率和程度方面发挥重要作用,POFA含量从0%增加到15%时,无侧限抗压强度值显著增加;Du等^[15]比较轻质地质聚合物稳定土壤(LGSS)和轻质水泥稳定土壤(LCSS)的吸水率、渗透系数、无侧限抗压强度、扫描电镜图样、压汞试验和热重分析结果,表明:LGSS在吸水率、渗透性和强度特性方面比LCSS具有更好的工程性能;童琦^[16]用粉煤灰、矿粉、水玻璃固化疏浚淤泥,获得了使固化土28天无侧限抗压强度达10MPa以上的配方;陆立国等^[17]用铝渣、矿渣、脱硫石膏和粉煤灰为主要原材料,外掺复合激发剂制备而成一种复合土壤固化剂。国内外已经开发较多碱激发类固化剂,很多申请了专利,Aught-Set固化剂就是其中一种,但还有很多新的基材和激发剂未被尝试,是现阶段的研究热点。

2.2 有机化合物类发展现状

(1) 离子类

离子土壤固化剂是一种由多个强离子组合而成的液体化学物质,以磺化油为主要材料,经中和后得到所需产品。在实际应用中具有用量少、易于运输、施工方便、早期和后期强度易于控制、对土的适应性强等优点,但也存在使用寿命期较短(30年)、抗水性能较差、受环境的影响较大等缺点。Alazigha等^[18]比较木质素磺酸盐(LS)与水泥处理土壤样品的吸水性和抗冻性结果,发现LS是一种对传统碱性添加剂既经济又环保的替代品;张丽萍等^[19]探讨CONAID和LUKANG两种离子固化剂的固土性能及其影响因素,结果表明:随着固化剂掺量、养护龄期和压实度增大,两种固化土的内摩擦角和黏聚力呈上升趋势。

势,渗透系数呈下降趋势,且规律比较接近;周晓朋^[20]探索了四种离子材料的淤泥脱水效果和机理,试验结果表明:泥浆絮凝效果最优点往往在 Zeta 电位值接近零点时,认为以 Zeta 电位值作为絮凝处理效果评价指标的方法可行,并给出较理想絮凝电位绝对值区间为 0~3.314。国内离子土壤固化剂起步较晚,运用到软土领域的较少,期待开发更多针对软土的产品。

(2) 聚合物类

高分子材料用于软土固化研究已经有五、六十历史,较为成功的材料主要有丙烯酰胺类浆液、木质素类浆液、脲醛树脂类浆液、聚氨酯类浆液、橡胶乳液、沥青类乳液等。Al-Homoud 等^[21]的研究表明,沥青(cutback asphalt MC-70)对冻胀土的加固效果明显;徐艳^[22]以 E-44 型环氧树脂为基体,对常用的几类固化剂进行了相关的实验研究,配制了一种新型固化剂 C 和增韧剂 M;任葳葳^[23]用聚丙烯酸酯乳液、苯丙乳液和吸水树脂分别掺入淤泥质土对其进行固化,结果表明:苯丙乳液对无侧限抗压强度、水稳性、抗干缩性的改善效果最优。聚合物的种类繁多,很多聚合物都有优异的性能,单掺或复掺都能获得很好的效果,值得广泛研究。

2.3 酶类发展现状

酶类固化剂是由有机物质发酵而成,属蛋白质多酶基产品,为液体状。国外学者对菌类稳定剂、昆虫稳定固化技术已进行了深入研究,Thecan^[24]研究了腐生物分解木质素中的担子菌类,认为其在土壤稳定固化过程有着重要的作用;Nene^[25]等研究了自然界白蚁用粘土固化筑巢的技术,提出了岩土昆虫学的概念;Fox 等^[26]对两种酶固化剂和水泥做了对比试验,表明:酶类固化剂在提高固化土的抗剪强度方面具有优势,但水泥固化土抗水性更好;Cheng 等^[27]试验了酶浓度、温度、雨水冲洗、石油污染、冻融循环对脲酶分解方解石沉淀的影响,结果表明:一个有效的晶体析出模式可以在低脲酶活性和环境温度下获得,从而能提高土壤无侧限抗压强度;戴北冰^[28]等利用一种新型实用的生物酶固化技术对香港地区 3 种常见的海洋黏土、完全风化花岗岩和完全风化凝灰岩开展了土体加固试验研究,试验结果表明:生物酶对海洋黏土的加固效果最好,强度增加最高可达 20%,而生物酶对完全风化花岗岩的加固效果则不太理想,抗剪强度指标只有少许改变,海洋黏土和完全风化凝灰岩的压缩性因为生物酶的作用有所增强。酶类固化剂一般不适合单独固化软土,要混合其他固化材料一起使用才能达到更好的效果。

2.4 复合类发展现状

(1) 有机无机复合类

随着处理对象的复杂化,为了使无机固化剂更好地发挥作用或者减少掺量,在其中添加少量的有机材料能起到很好的效果。如在处理数倍液限的高含水率淤泥时,合理地添加有机化合物材料可以减少掺量和提高早期强度;聚合物改性水泥基材料的运用也是一类典型的代表;此外,还可以在此基础上添加纤维材料和轻质材料做成纤维固化土和轻量土,来满足某些特殊的工程要求。Ibrahim^[29]用发泡沥青、乳化沥青和耐硫酸盐(V型)波特兰水泥固化盐沼土壤,用马歇尔稳定度、劈裂、无侧限抗压强度试验评估马歇尔样品的性质,表明掺占水泥 2%的发泡沥青能显著改善固化土强度;汪益敏等^[30]尝试离子土壤固化

剂与水泥、石灰等传统固化材料综合使用,结果表明:离子型土壤固化材料与石灰共同作用,使得膨胀土的层状结构形式改变为粒状结构,土粒之间的联结增强,土-水之间的相互作用体系发生改变,土的胀缩率和塑性指数明显减小,土的强度和水稳定性得到有效的提高;赫文秀^[31]等对粉煤灰、玻璃纤维和水泥做正交试验固化软土,得到玻璃纤维的主要作用是加筋作用;董金梅^[32]、庄心善^[33]、姬凤玲^[34]等对 EPS 轻量土进行了较系统的研究。有机无机复合类固化剂能起到很好的互补作用,能解决无机或有机固化剂不好单独处理的特殊软土问题,此外还能获得高性能的固化材料,是一个很有价值的研究方向。

(2) 酶复合类

用酶固化软土时,由于软土的含水率非常高,单纯的酶固化作用不明显,此时需要添加其他材料一起才能起到更好的固化作用。彭红涛^[35]、孟子龙^[36]、李威^[37]等人把酶掺入到水泥、石灰、粉煤灰等中一起使用,都得出混掺比单掺的性能更优的结论。酶是一类高效的固化剂,国内研究成果较少,应该针对不同土质开发更多优秀的自主产品。

3 软土固化剂固化机理研究进展

3.1 无机化合物类

(1) 水泥类

水泥是微细的粉体材料,颗粒比表面积大,掺入淤泥中会快速地吸收水分,吸附淤泥微粒形成团粒,使淤泥颗粒之间的距离减小,同时水泥吸水发生火山灰反应生成胶凝材料胶结团粒形成骨架,加上水泥水化产生的氢氧化钙与淤泥和其他材料的反应产物填充骨架,共同形成了固化土,固化机理可总结为:1) 离子交换及团粒化作用;2) 硬凝反应(火山灰反应);3) 碳酸化作用;4) 膨胀填充作用;5) 结晶化作用。此外,有研究者发现水泥类固化剂若与含氯离子固化剂混合使用,其固化机理是氯离子与水泥某一组分或水泥水化相之间发生化学反应,生成的 Friedel^[38]晶体盐($C_3ACaCl_2 \cdot 10H_2O$)亦产生胶凝和膨胀作用。詹炳根、孙伟等^[39]采用不同浓度的 NaCl 和碱协同作用,用 ESEM 动态观察凝胶的膨胀过程,用能谱仪测定了各种凝胶的组成,发现氯盐存在使溶液中钙离子保持在较低水平,生成膨胀性的低钙凝胶,这种凝胶进一步加剧膨胀进行,在固化体形成初期由内部体积膨胀提高其强度。

(2) 石灰类

石灰加入淤泥中后,石灰和淤泥发生一系列的物理反应、化学反应和物理化学反应,主要有离子交换及团粒化作用、 $Ca(OH)_2$ 结晶反应、碳酸化反应和火山灰反应。石灰加入土中后,在水的参与下解离成 Ca^{2+} 和 OH^- 离子, Ca^{2+} 可与 Na^+ 、 K^+ 离子发生离子交换,使胶体吸附层减薄, ζ 电位降低,使黏土胶体絮凝,土的湿坍性得到改善,使石灰土获得初期的水稳性; $Ca(OH)_2$ 的结晶反应是石灰吸收水分形成含水晶格: $Ca(OH)_2 + nH_2O \rightarrow Ca(OH)_2 \cdot nH_2O$, 所形成的晶体相互结合,并与土粒结合形成共晶体,把土粒胶结成整体,使石灰土的水稳性得到提高; $Ca(OH)_2$ 碳酸化反应是 $Ca(OH)_2$ 与空气中的 CO_2 起化学反应生成 $CaCO_3$ 。火山灰反应是土中的活性硅、铝矿物在石灰的碱性激发下解离,在水的参与下

与 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 反应生成含水的硅酸钙和铝酸钙等胶结物。虽强度形成较水泥低, 但与水泥机理类似, 同理, 含有氯化物时, 亦可生成 Friedel 晶体盐。

(3) 碱激发类

碱激发剂掺入淤泥中, 生成碱液, 不同的激发剂种类和掺量形成了不同的固化土液 PH 值, 形成不同的激发强度。当 PH 很高时, 大量的 OH^- 使基材中的铝硅酸盐晶体或玻璃体在碱的作用下发生结构离解, 即基材玻璃体网络中的 Si-O-Si 键在 OH^- 作用下断裂, 形成 $\equiv\text{Si-O-H}$ 和 $\equiv\text{Si-O}^-$ 中间产物, Al-O-Al 、 Si-O-Al 键同理, 液相中的 Na^+ 和 OH^- 迅速吸附到断裂的新鲜断面上, 所以 OH^- 要足够多, 进一步诱导 Si-O-Si 、 Al-O-Al 、 Si-O-Al 键发生断裂使基材结构解体为单体溶胶; 当 PH 值不是很高时, OH^- 离子浓度对硅原子的羟基化起主要作用, 水分子参与玻璃体网络中的 Si-O-Si 键的断裂过程, 形成 $\text{Si}(\text{OH})_4$ 和 $\equiv\text{Si-O-H}$ 中间产物, Al-O-Al 、 Si-O-Al 键同理, 与阳离子形成单体溶胶; 最终产物分四种情况讨论: 1) 当固化剂含钙量高, 形成固化土 PH 不是很高时, 中间产物 $\text{Si}(\text{OH})_4$ 与 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 反应生成水合硅酸钙凝胶, 铝同理, 且重新生成碱, 碱起到催化剂作用, 最终主要产物为水合硅酸钙, 还有水合铝硅酸钙、铝酸钙等, 这就是 Purdon 等人的催化理论假说; 2) 当固化剂钙含量无或很低, 主要为硅铝质矿物且形成 PH 很高时, 硅酸盐单体在溶液中会聚合生成聚合硅酸盐, 并达到平衡, 硅酸盐单体还与铝酸盐单体发生聚合, 生成铝硅酸盐低聚物, 在这一过程中形成了 Si-O-Al 结构, 硅铝酸盐低聚物可聚合成无定形硅铝酸盐聚合物, 同时也可反应生成沸石晶核, 无定形硅铝酸盐聚合物会转变成无定形硅铝酸盐凝胶, 而沸石晶核会晶化成沸石晶体, 无定形铝硅酸盐凝胶与沸石晶体能相互转变, 这样不断聚合形成了三维空间结构复杂的沸石类矿物, 即地聚合物; 3) 当固化剂钙含量较高, 且固化土液 PH 很高时, 上面第一种情况和第二种情况都有发生, 产物为碱-碱土沸石及硅酸钙、铝硅酸盐、碳酸盐等, 此类有碱-矿渣-粉煤灰-磷石膏-水泥等体系; 4) 当固化剂钙含量无或很低, 且固化土液 PH 不是很高时, 反应发生很慢或不发生, 产物与上述第二类情况类似。总结概括为溶解、扩散、重组、聚合、固化五个步骤。此外, 人们以混凝土的碱-碳酸盐反应膨胀破坏机理为理论基础开发出了一类新型的胶凝材料, 即以天然的边缘性碳酸盐矿和工业水玻璃为基本原材料, 通过对碳酸盐矿粉进行机械力化学活化, 对工业水玻璃进行改性 (改性后成为含有杂质的碱硅酸钠溶液, 简称碱硅溶液), 实现了碱激发条件下惰性碳酸盐与溶解状态的 SiO_2 在常温下反应生成水合硅酸钙 (镁) 凝胶产物, 从而获得碱-碳酸钙 (镁) 类胶凝材料^[40]。

3.2 有机化合物类

(1) 离子类

该类固化剂的作用机理是通过自身的离子交换作用来改变土壤的性质, 使土粒周围被疏水层包裹, 不再吸附空隙中的自由水, 使其趋于憎水性。这种作用具有不可逆性, 也不随时间增长而消耗和丧失, 对土壤具有长久的固化作用。与传统的水泥、石灰稳定土等半刚性材料不同, 它是一种柔性材料, 不易开裂, 在与土相互作用过程中, 因所排除黏粒周围的吸附水自然蒸发, 加固土层表面产生微小裂缝, 经碾压后很快愈合, 加固土体能形成良好的板状结构。

(2) 聚合物类

高分子类固化剂是在常温、常压条件下通过催化剂催化和引发剂引发,使高分子单体在土中发生聚合反应,形成网状或空间结构,填充土中孔隙及裹缚土粒和土团粒,通过在土粒和聚合物之间形成化学的和物理化学的联系而大大提高土体的强度。高分子乳液类固化剂加入到土壤中会产生化学聚合反应而生成大的有机分子链,并胶结土壤颗粒。大量有机分子交换到黏土分子的表面后会产生屏蔽作用,减少土壤中的吸附水,从而改善土的工程性质。

3.3 生物酶类

受白蚁等穴居动物分泌物固土筑巢和微生物分泌物硬结周围土体的启发,人们开发了酶固化剂。固化酶能催化土壤的固结反应,改变土壤结构,同时经外力挤压密实后,形成牢固的不渗透性结构,从而使土壤得以固化。

3.4 复合类

当遇到特殊土或为了达到特殊的要求,人们发现单纯用上述三类固化剂成本太高或无法达到要求,于是生产了复合型固化剂,其固化机理不只是单独固化效果的叠加,有时还有相互促进作用。其种类较多,具体的固化机理根据所掺材料不同而不同,但都可归结为物理作用、化学作用和物理化学作用固化机理。

4 软土固化剂的固化性能研究进展

软土固化剂的应用领域很广,而不同领域对固化土的性能要求不同,所以其固化性能的研究也就因工程要求不同而异,总的来说,可以通过力学性能、耐久性能、变形性能和固化/稳定化污染物性能四个方面来反映。

4.1 力学性能

力学性能试验包括抗压、抗拉、抗折和抗剪等,其中抗压强度是最基本的、最具有代表性的指标,其不仅是工程设计的主要依据,而且与固化土的其他性能密切相关。因此,目前对于抗压强度的研究较多,且研究主要集中在抗压强度的影响因素方面。一般而言,影响固化土力学性能的主要因素有土质、固化剂种类和掺量、水灰比、龄期、密实性及养护条件等。每个条件改变,固化土的力学性能就会有差异,所以开发有针对性的产品和高效的施工方法是今后的一个研究方向。

4.2 耐久性能

固化剂的耐久性能研究主要包括固化土的抗渗性能、抗冻性能、水稳性能和抗碳化性能等,在特殊的领域还包括耐腐蚀性能、耐冲刷性能等。固化土虽然具有较高的力学性能,但是由于软土中亲水性黏土矿物含量高,所以对固化土的耐久性能具有较大的挑战。固化土的耐久性能和力学性能息息相关。在固化土耐久性能试验中,研究较多的是固化土的抗渗性能和抗冻性能。固化土一般具有较高的抗渗性能,但抗冻性能较差,这就限制了土壤固化剂的应用领域和区域。由于土壤固化剂的耐久性能是工程设计达到技术经济指标优化的基础。因此,通过改进土壤固化剂的配方或改进固化土的施工工艺,以提高固化土的耐久性能,是今后研究的方向之一。

4.3 变形性能

材料的本构关系即应力-应变关系一直是研究者关注的热点, 固化土变形性能的研究也是必要的, 众所周知, 实际工程中除了力学性能, 变形性能如沉降也是关注的重点, 岩土工程设计有很多都是靠变形控制的设计。现阶段, 研究主要集中在受力变形和干缩变形方面, 其他方面的变形研究相对较少。土壤种类很多, 固化剂的种类亦很多, 还有其他很多重要的影响因素, 固化土变形性能的研究一直是个难点, 也是今后研究的一个重要方向之一。

4.4 固化/稳定化污染物性能

污染淤泥中存在营养盐、重金属和难降解的有机物等污染物, 其中重金属因其毒性大、难降解等特点受到更多的关注。关于重金属污染物稳定化研究, 实际上是基于重金属形态和形态转化的规律而进行的。目前, 对于重金属形态还没有统一的定义及分类方法。其中, 应用最广和最具代表性的形态分析方法是有 Tessier 等^[41]于 1979 年提出的, 其将重金属元素分为可交换态 (Fr.1)、碳酸盐结合态 (Fr.2)、铁-锰氧化物结合态 (Fr.3)、有机物结合态 (Fr.4) 和残渣态 (Fr.5) 五种形态。重金属的五种形态的迁移性和生物可利用性由强到弱排序为: Fr.1>Fr.2>Fr.3>Fr.4>Fr.5。一般来说, 将重金属的前三种形态称为非稳定态, 后两种形态称为稳定态。固化土性能越稳定, 稳定污染物的性能越好, 目前常用的固化/稳定化技术有: 水泥固化/稳定化和石灰固化/稳定化等, 根据已有研究, 很多碱激发类固化剂和复合类固化剂比水泥和石灰固化效果要优越, 所以针对碱激发类和复合类固化剂的固化/稳定化技术是今后的一个研究方向。

5 结语

软土固化剂已有较多的研究和应用, 不仅开发了很多种类的固化剂, 而且很多取得了很好的固化效果并申请了专利。软土固化技术已成为一门越来越成熟的技术, 但还有许多问题未解决, 本文提出几点建议:

(1) 硅酸盐界对碱激发材料每年都有大量的研究, 应该借鉴其成果和方法, 系统研究碱激发材料固化软土的机理和方法, 开发更多高效的产品; 此外, 针对具体土质和要求开发更多复合类固化剂。

(2) 软土一般含有重金属离子和有机污染物, 研究者应该比以往更加关注固化剂的固化/稳定化污染物的性能, 开发更多的不仅能使力学性能达到要求, 而且还能使环保性能也达到要求的产品, 并制定相应的规范。

参考文献:

- [1] 缪纪生, 李秀英, 程荣速. 中国古代胶凝材料初探[J]. 硅酸盐学报, 1981, 9(2):234-240.
- [2] 刘龚伯, 魏金照, 孙雨玲. 胶凝材料[M]. 上海: 同济大学出版社, 1990.
- [3] 肖林, 王春义, 郭汉生. 建筑材料水泥石[M]. 北京: 水利电力出版社, 1987.

- [4] 杨南如. 何为一类新的胶凝材料[J]. 中国水泥, 2005, 10:8-19.
- [5] 买淑芳. 混凝土聚合物材料及其应用[M]. 北京: 科学技术文献出版社, 1996.
- [6] Lin, Zhu and Han. Permeability and leachability of solidified sewage sludge[J]. *Environmental Geotechnics*, 2014, 1(01):33-39.
- [7] El-Didamony, Amer and Mohammed. Hydration and mechanical properties of cement/sludge /anhydrite gypsum system[J]. *Advances in Cement Research*, 2014, 26(5), 248-255.
- [8] García Giménez, Vigil de la Villa, Goñi and Frías. Fly ash/paper sludge as constituents of cements: hydration phases[J]. *Journal of Environmental Engineering and Science*, 2015, 10(3):46-52.
- [9] 夏威夷, 杜延军, 魏明俐, 等. 挥发性有机物污染泥浆固化稳定化试验研究[J]. *岩土力学*, 2016, 05: 1281-1290.
- [10] Fei, Zekkos, Li, Woods and Sanford. Geo-characterisation of lime water treatment sludge[J]. *Environmental Geotechnics*, 2015.
- [11] Han J. Centrifugal Modeling of an Embankment Backfilled with Lime-Stabilized Soil on Marine Clay[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2010, 28(1):25-36.
- [12] Zoqi, Ganjidoust, Mokhtarani and Ayati. Solidification optimisation of electroplating sludge[J]. *Journal of Environmental Engineering and Science*, 2016, 11(2):33-43.
- [13] 杨爱武, 王韬, 许再良. 石灰及其外加剂固化天津滨海软土的试验研究[J]. *工程地质学报*, 2015, 05:996-1004.
- [14] Pourakbar Shahram, Asadi Afshin, Huat Bujang B. K., et al. Soil Stabilisation with Alkali-activated Agro-waste[J]. *Environmental Geotechnics*, 2015, 2(6):359-370.
- [15] Yan-Jun Du, Bo-Wei Yu, Kai Liu, Ning-Jun Jiang, S. M. ASCE, and Martin D. Liu. Physical, hydraulic, and mechanical properties of clayey soil stabilized by lightweight Alkali-activated slag geopolymer[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2017, 29(2).
- [16] 童琦. 粉煤灰-矿粉固化疏浚淤泥力学特性及机理研究[D]. 华北理工大学, 2015.
- [17] 陆立国, 谢京来, 孙家瑛. 新型铝渣固化剂及其固化土的工程特性研究[J]. *矿冶*, 2016, 03:73-79.
- [18] Alazigha, Indraratna, Vinod and Ezeajugh. The swelling behaviour of lignosulfonate-treated expansive soil[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement*, 2016, 169(03):182-193.
- [19] 张丽萍, 张兴昌, 孙强. 2 种离子固化剂改善黄土抗剪强度和抗渗性的研究[J]. *节水灌溉*, 2009, 05:35-38.
- [20] 周晓朋. 滨海淤泥质吹填土泥浆絮凝脱水试验研究[D]. 重庆交通大学, 2015.
- [21] Al-Homoud, A. S. Khedaywi, T. Al-Ajlouni, A. M. Engineering and environmental aspects of cutback asphalt(MC-70) stabilization of swelling and collapsible soils[J]. *International Journal Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 1996, 33(7):317A.
- [22] 徐艳. 滨海淤泥的快速固化研究[D]. 中国科学院研究生院(武汉岩土力学研究所), 2007.
- [23] 任葳葳. 高分子材料改性淤泥质土及其机理研究[D]. 重庆; 重庆大学, 2015.
- [24] Thecan C. C. Soil binding properties of mucilage produced by a basidiomycete in a model system [J]. *Mycological Research*, 2002, 106(8):930-937.

- [25] Nene A S, Paribar Y D. Natural stabilization of expansive soils[C]. Calcutta:Indian Geotechnical Conference, 1992:207-209.
- [26] Rose Wright Fox, James G Macfarlane. Alternative chemical soil stabilizers[M].Division of New Technology, Materials and Research, Department of Transportation, State of California, 1993.
- [27] Cheng L, Shahin M A, Mujah D. Influence of key environmental conditions on microbially induced cementation for soil stabilization[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, 143(1).
- [28] 戴北冰, 徐锴, 杨峻, 等. 基于生物酶的固土技术在香港的应用研究[J]. 岩土力学, 2014, 06:1735-1742.
- [29] Ibrahim Mohammed Asi. Stabilization of sebkha soil using foamed asphalt[J]. Journal of Materials in Civil Engineering . 2001, 13(05):325-331.
- [30] 汪益敏, 刘小兰, 陈页开, 等. 离子型土固化材料对膨胀土的加固机理试验研究[J]. 公路交通科技, 2009, 10:6-10.
- [31] 赫文秀, 申向东. 玻璃纤维粉煤灰水泥土的力学特性[J]. 公路交通科技, 2012, 03:12-16.
- [32] 董金梅, 王沛, 柴寿喜. 水泥改性聚乙烯醇固化轻质土的强度特性[J]. 建筑材料学报, 2011, 04:576-580.
- [33] 庄心善, 苑立森, 梅利芳. 聚丙烯纤维 EPS 轻质混合土抗压强度试验研究[J]. 水电能源科学, 2014, 07:97-100+104.
- [34] 姬凤玲, 李强. 疏浚淤泥 EPS 颗粒轻质土等向压缩变形特性研究[J]. 环境科学与技术, 2016, (S1):16-19.
- [35] 彭红涛, 张琪, 李乃胜, 等. 派酶掺入三合土对土体抗压强度影响的探讨[J]. 建筑材料学报, 2012, 03:372-376.
- [36] 孟子龙. 生物酶固化技术在道路基层中的应用研究[D]. 长沙理工大学, 2012.
- [37] 李威. 泰然酶固化剂固化土壤的试验研究[J]. 湖南交通科技, 2016, 02:81-85.
- [38] 蔡跃波, 罗睿, 王昌义. 水泥-磨细矿渣水化产物-F 盐的微结构分析[J]. 水利水运工程学报, 2001, 01:45-49.
- [39] 詹炳根, 孙伟, 许仲梓. 氯化钠促进混凝土碱硅酸反应膨胀的机理[C]. 第十届全国水泥和混凝土化学及应用技术会议论文摘要集, 南京, 2007.
- [40] 殷素红. 碱激发碳酸盐矿胶凝-灌浆材料的研究[D]. 华南理工大学, 2004.
- [41] Tessier A, Campbell P G C, Bisson M. Sequential extraction procedure for the speciation of particulate trace metals[J]. Analytical Chemistry, 1979, 51(7):844-851.

受空洞坍塌影响的加筋路基研究综述

赖丰文, 陈福全

(福州大学土木工程学院, 福建 福州 350116)

摘要: 为有效缓解用地紧张、降低工程造价和使我国经济可持续发展, 路基工程不可避免地需要建立在下伏空洞的地基之上。工程上常利用水平加筋法来预防或延迟因受交通荷载和地下水等因素导致空洞坍塌而引起的临近道路的突发性破坏, 起到破坏预警作用。目前, 受空洞坍塌影响的加筋路基的理论研究仍落后于工程实践。通过总结国内外已有文献的研究成果, 重点阐述了受空洞坍塌影响的加筋路基-路堤力学机制、作用机理与设计方法, 指出已有成果对受空洞坍塌影响的加筋路基-路堤荷载传递机理、渐进性破坏演变机理、沉降计算及承载力与破坏模式等方面的研究仍显不足, 并提出了进一步的研究建议, 为今后研究提供方向和参考。

关键词: 空洞坍塌; 水平加筋法; 土工合成材料; 加筋路基

1 研究背景

根据国家发改委印发文件《国家公路网规划(2013-2030年)》, 截止至2030年, 我国将建成总规模40.1万km的国家公路网, 新增普通国道15.9万km、高速公路3.3万km, 这意味着近二十年, 我国仍将大量新建并完善交通路网。为有效缓解用地紧张、降低工程造价和使我国经济可持续发展, 路基工程不可避免地需要建立在空洞地基之上。如何在空洞地基上方修建道路, 同时满足其耐久性和稳定性需求, 已成为相关科研工作者亟待解决的问题。

路基在路堤自重、车辆荷载及震动作用下, 由于空洞的存在, 道路常面临局部沉陷、路面开裂等危害, 导致公路的使用安全和正常运营遭受了极大的挑战^[1-19]。如, 南昆线的正线长863.5km, 以路堤的形式通过的地段有300.5km, 其中可溶岩地段长387.6km, 施工过程中岩溶塌陷有记录的达63处之多^[17]; 桂林一高速公路在仅15km长的路基施工时, 探明了多达500个土洞, 分布最密集的是在100.0m长路段内发现40多个, 且路堤修筑完工即发生5起突发性坍塌, 坍塌直径均大于5.0m^[18]; 浙赣线分宜车站, 在距铁路线0.05-1.4km范围内有9个抽水井, 使地下水位降至6-30m, 在铁路线附近发生岩溶塌陷50处, 翻车1次, 铁路外30余处, 经压浆等整治恢复正措施, 历时18个月, 花费220万元, 才恢复正常运行^[19]。笔者借助网络对国内近五年典型的道路塌陷具体情况进行了汇总并列入表1。从表中可以看出, 下卧空洞路基已对交通及人身安全造成了极大的危害,

甚至给人民的日常生活带来了困扰；观察地表塌陷形态，基本可以将其划分为沟渠型及圆筒型塌陷，国内外学者对此已基本达成共识^[15, 20-22]，如图 1。



a) 沟渠型塌陷

b) 圆筒型塌陷

图 1 塌陷的地表形态（注：图片来源于网络）

表 1 道路塌陷情况汇总

塌陷时间	塌陷地点	塌陷情形	危害及影响	塌陷原因
2011-07-06	深圳深惠路	面积约 20m ² ，深约 3m	车辆陷入洞内	下卧过水涵洞
2012-07-30	北京松榆南路	洞口直径约 1m，深约 3m	车辆陷入洞内	至今仍未查明
2012-08-25	济南港西路与旅游路交叉口	路面局部下沉并塌陷	交通严重堵塞	地下管道锈蚀
2012-08-29	邯郸中华大街	长约 7m，宽约 5m，深约 3m	车辆坠入洞内造成人员伤亡	至今仍未查明
2013-05-20	深圳龙岗区横岗街道	长 12m、宽 6m、深 3 至 4m	多人掉入坑内并确认 4 人遇难	下卧暗渠路基常年受流水侵蚀
2014-09-06	北京地铁 14 号线附近	面积至少 30 m ² ，近 5m 深	车辆后轮悬于空中，10 条公交线路改道	雨水下渗导致路基土膨松
2015-01-14	广州琶洲大桥北公交站附近	约为 5m 深	导致煤气管道破裂，交通严重堵塞	地下工程施工时，未将泥土回填密实导致下卧空洞
2016-07-21	成都武侯区	长约 1.5m，宽约 1m	交通拥堵	岩溶地貌与地下管道锈蚀
2016-08-26	南宁城区青竹立交桥附近	面积约 10 m ²	道路封闭	岩溶地貌

岩溶地貌、地下管道锈蚀等自然因素或矿采资源开采及浅埋隧道开挖等人为因素常导致地基下卧空洞，地下水作用进一步诱发了地表局部沉降^[23]。在实际工程的处理中，工程师们通常对已探明的空洞采用避让、铺设刚性板跨越、注浆加固洞室顶板土体等方法处理或减缓空洞所带来的危害，这给工程设计和施工增加了成本^[24, 25]。即便采用这些保守的设计方法，岩溶地区道路工程在工后也可能继续发育或溶解土洞导致路堤突发性沉降与失稳，存在巨大的安全隐患。国外公路工程中常使用水平加筋法防止或延迟路基因空洞沉降造成突然性的破坏^[2-5, 13-15, 26-29]，近年国内也较为广泛地应用了该技术^[6-8, 16, 22, 23, 30-34]。水平加筋法的应用在解决地基下卧空洞问题时，凸显了巨大的优势，表现为：

(1) 土工合成材料加固作用。土工格栅、土工网等土工合成材料加筋作用可加固洞室上方顶板土体或邻近道路路基，有效减少路堤差异沉降及侧向变形；对于洞室顶板土层

厚度较小, 洞室跨度不大时, 加筋体甚至可以防止路堤塌陷, 提高路堤抗工后沉降和失稳的安全系数。

(2) 沉降与失稳延迟效应。下卧洞室跨度较大时, 加筋体无法完全防治加筋路基因土洞的坍塌而随之产生的塌陷, 但加筋路基的沉降与失稳也是渐进式演变, 而非突发性, 最终完全沉陷前所具有的缓冲期对行驶车辆和人员起到预警作用, 进而可避免交通事故的发生和人员的伤亡, 如图2所示。

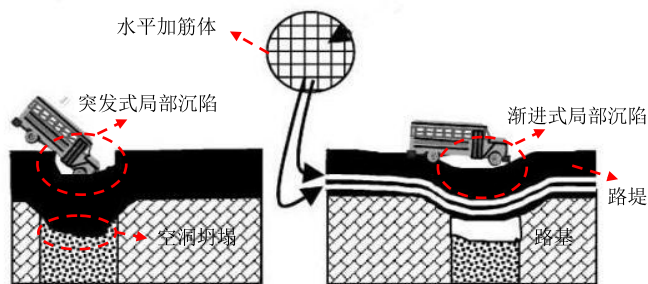


图 2a 无加筋路基

图 2b 加筋路基

图 2 水平加筋法处治空洞坍塌

(3) 经济与环保效应。土工合成材料安装方便, 易于施工, 大幅度缩短了工期, 降低了工程建设成本; 另外土工合成材料对环境影响有限, 施工过程不易产生噪音, 完全符合环保理念。

然而, 土工合成材料与土接触界面特性和它们相互作用机制及其复杂, 受空洞坍塌影响的加筋路基-路堤渐进演变特性与力学机制至今尚未明晰, 国内尚未形成可靠的设计理论和可操作规范, 属于典型的“技术先行, 理论滞后”发展状态。本文将总结国内外已有文献的研究成果, 重点阐述受空洞坍塌影响的加筋路基-路堤力学机制、作用机理与现有的设计方法, 指出目前抗空洞塌陷的加筋路基研究不足点, 为今后研究提供方向和参考。

2 研究概况

2.1 试验研究

水平加筋法主要用于处理垃圾填埋场、铁路及公路路基下伏空洞问题。为验证其可靠性, Kinney (1986)^[35]首先以沟渠上方加筋路基为研究对象开展了原型量测试验, 其中沟渠宽度为1.22~2.07m, 无粘性路堤填土高为0.76m, 由于土工格栅抗拉刚度较低 ($J=73\sim 180\text{kN/m}$), 可以明确观察到路堤顶部发生了较大的沉陷, 但其结构并未发生破坏。随后, Kinney等 (1987)^[3]简要地提出了数学模型以便用于设计抗空洞塌陷的加筋路基, 同时开展了一系列的原型量测; 试验结果表明, 在交通荷载作用下, 下伏空洞的加筋路基与完整路基上方路堤顶部变形基本一致; 尽管理论模型描述的变形与筋材实际变形存在一些差异, 但其拟合效果足以满足设计要求。Blight等^[1] (1990)以防采矿坍塌的钢筋网加筋道路结构为研究对象, 通过现场监测观察到采矿区发生塌陷时, 钢筋网会形成悬链状阻止路堤竖向变形, 车辆仍可以安全通行 (限速60km/h)。

圆筒型塌陷上方加筋路基首次模型试验由Kempton等(1996)^[36]完成。1997年, Alexiew等^[37]研究了加筋路基道路结构中圆形空洞坍塌对不同类型的土工合成材料的影响。Bridle等(1997)^[38]在圆筒型空洞上方铺设双层土工格栅, 得出了空洞洞径、加筋体挠曲及张拉力之间的关系, 建立了加筋路基最大允许洞径计算方法。

上述试验成果证明了加筋路基防治空洞坍塌的可靠性。筋材拉膜效应促使洞室上覆荷载缓慢加载引起加筋体变形, 路堤发生渐进式演变而非瞬时塌陷; 加筋路基在国外被逐渐推广和应用; 但洞室上覆填土其他受力机制(如: 土拱效应, 土体膨胀等)仍未被揭示, 一套完整、成熟的设计方法亟待提出。

法国研究团队RAFAEL进行了两阶段原型试验, 试图建立欧洲设计方法及规程^[39]。第一阶段(1997), 通过抽吸底部路基形成了洞径为2m和4m的空洞上方加筋路基-粘土路堤, 路堤填高1.5m, 采用单层或双层土工格栅加筋。第二阶段(1999), 分别使用砂土、碎石、粘土为路堤填料, 研究了不同路堤高度与洞径的比值 H/D 对加筋路基-路堤的影响。

为研究锚固区和塌陷区加筋体对应的路基沉降, Briancon等(2004、2006)^[40, 41]以2m长、1m宽的沟渠为空洞, 将光纤传感器植入加筋体中, 精确量测了加筋体内应变大小, 得出路基变形量, 实现了对路基的沉降监测。Briancon(2008)^[27]观察到塌陷区上方加筋体应变分布不均匀, 塌陷区边缘大中间小, 而锚固区塌陷区则逐渐减小至0。Schwerdt等(2004)^[42]揭示了空洞坍塌后路基-路堤的荷载转移机制。Vinh Le等(2014)^[43]基于平面应变条件, 借助室内活动门试验模型, 用铝条模拟土, 土工布跨越空洞, 研究发现塌陷区筋材变形规律用抛物线或双曲线描述更为合适, 用悬链线计算加筋体应变偏大; 路堤填土竖向变形随着高度变化呈现双曲线变化; 路堤填土滑移面向上扩张且与竖直面夹角约为 $45^\circ + \varphi/2$ (φ 为土体内摩擦角), 滑移面内为主动土压力区; 填土高度对其影响甚微。Huang等(2015)^[44]在Vinh Le的基础上, 提出土体内摩擦角、土体粒径对筋材的变形和张拉力有明显的影响; 若填土高度较低, 路表将发生较大幅度的沉降。Villard等(2016)^[2]利用足尺试验研究了圆形空洞坍塌的演变过程($D=0.75, 1.25, 2.2\text{m}$)对加筋路基-路堤荷载传递机制的影响, 路堤填料分别使用无粘性土和粘性土; 试验表明, 粘性土与无粘性土坍塌机制存在差异, 对于无粘性填土, 路表缓慢沉降, 筋材内力逐渐增加, 其变形呈抛物线状; 而粘性路堤在空洞坍塌时变形较小, 空洞中心筋材呈扁平状, 说明其荷载分布并不均匀。

在浅埋隐伏空洞加筋地基极限承载力及稳定性方面, 国外学者也展开了较广泛的研究。Das等(1994)^[45]根据模型试验结果得到了下伏空洞地基有无加筋对承载力的影响并总结了地基承载力系数与空洞分布情况的关系。Sireesh等(2009)^[46]通过物理模型试验研究了加筋层数与加筋厚度对土洞上土工格室加筋砂垫层承载性状的影响。Kiyosumi等(2011)^[47]和Tafreshi等(2011)^[48]进行了空洞上方加筋砂垫层承载力与变形的试验研究, 针对加筋铺设层数、下伏土洞位置和及砂垫层夯实度的影响展开分析。Flum等(2012)^[49]对矿洞上应用钢丝网加固的路基进行了现场测试, 总结试验数据指出路基下伏矿业开采空洞在加筋之后提高了承载力系数, 有效预防或减轻了空洞坍塌引发的危害。

国内学者在试验研究方面成果较为缺乏。Zhu等(2012)^[50]提出作用在塌陷区内加筋体上方竖向荷载与筋材变形息息相关, 随着加筋体变形逐渐增大, 土拱效应逐渐发挥, 筋材上方竖向荷载将达到最小值, 在一定范围内, 与填土高度无关; 填方高度低于完整变形

拱高度时,作用在筋材上方的土压力将随着填方高度增加而增大,加筋体应变随着抗拉刚度增大而减小。王芳洪(2014)^[8]设计1:5的大比例室内模型试验研究了多层土工加筋体防治岩溶路基,确立了模型试验中土拱效应的临界高度及演化过程。贺炜等(2016)^[6]对路基岩溶上方多层加筋垫层承载和变形特性展开了试验研究,试验结果表明,多层加筋路基发生土拱效应时,拱脚上移至顶层加筋体,路堤填土内部出现“双层土拱效应”,且荷载分布规律为顶层最大,约占上部竖向荷载的40%~54%,底层最小约为16%,呈不均匀分布,塌陷区上方加筋体变形呈抛物线状。

2.2 数值模拟研究

数值模拟能够帮助解决复杂工程的定性分析,系统研究目标体系各影响因素之间的关联,是岩土工程师们进行综合判断的重要依据。通过数值模拟分析受空洞坍塌影响的加筋路基需要较为准确的反映以下几个问题:

- (1) 加筋路基-路堤填土大变形问题。
- (2) 加筋体的力学特性。
- (3) 筋土界面模拟。

目前,主要借助有限元及离散元模拟两种研究手段进行受空洞坍塌影响的加筋路基分析。

有限元分析过程中,加筋体常用绳(cable)、梁(beam)或板(plate)单元并结合界面单元模拟,从而较准确的描述了筋土界面剪切及加筋体变形问题。加筋体只有发生足够的变形才能发挥拉膜效应,采用任意拉格朗日-欧拉耦合大变形有限元分析方法(ALE-FEM)能够解决加筋路基-路堤填土的大变形问题。Villard等(1998)^[51]提出的有限元模型在特定的加筋方向下考虑了筋材的间断性、大变形以及加筋体非线性张拉力问题。Giroud等(1988)^[52]研究了平面应变及轴对称条件下空洞上方加筋垫层承载特性,假设加筋体承受均布荷载,结合土拱效应和拉膜效应给出了空洞上方加筋垫层的设计方程和图表。Gabr等(1994)^[53]通过有限元软件分析了下伏空洞的垃圾填埋场衬垫变形问题,分析表明土拱效应临界区位于土洞边缘应力集中区,加筋减少了衬垫应变,加筋体张拉力与空洞尺寸、洞室顶板厚度及上覆土压力等因素均有关。Zhou等(1999)^[54]在拟静力条件下利用改进的无网格法(MPM)模拟了垃圾填埋场的局部坍塌影响下的填埋的垃圾体与上覆加筋垫层相互作用,以及边界滑动等性状。Poorooshab等(2002)^[55]认为洞室顶板上铺设密实碎石和稍压实的碎石加筋垫层,可显著减少路基顶面沉降;对于极为密实的碎石层,为防止碎石掉入坑内,筋材反而容易分离,加筋效果难以最大化发挥。Tahmasebipoor等(2010)^[56]利用Plaxis 2D在平面应变条件下研究了单层加筋厚度、加筋体抗拉刚度、加筋长度及层数和空洞尺寸等参数对下伏圆形空洞加筋地基竖向沉降的影响;结果表明,对单层加筋而言,存在临界加筋深度对应最大地基沉降;增加加筋层数及加筋长度,地表沉降减小,空洞洞径较大时,加筋效果更为明显,但同样存在临界值。Benmebarek等(2015)^[9]借助Plaxis 2D研究了局部软弱区域尺寸、软弱土压缩系数、加筋体抗拉刚度及路堤填土内摩擦角对局部软弱地基上覆加筋路堤沉降的影响,数值模拟结果表明分析此类问题大变形法较小变形法更为合适,加筋路基-路堤拉膜效应和土拱效应的耦合作用改善了路堤不均匀沉降。

有限差分模型可以解决加筋路基-路堤大变形问题,但土颗粒接触界面难以定义,为简化分析,常采用弹塑性屈服准则描述土颗粒之间的复杂界面。Agaiby等(1996)^[57]利用二维平面应变算法研究了下伏空洞加筋地基在特定的几何尺寸、场地条件和土工合成材料情况下,针对不同的空洞宽度、空洞位置、垫层材料及厚度、加筋体抗拉刚度等因素,采用FLAC 2D软件计算了对应的基础及加筋体竖向变形和加筋体最大张拉力。Finley等(2001)^[58]对两处废弃填埋场覆盖层坍塌进行了现场勘查,并利用有限元差分模型对顶板局部坍塌作用下加筋土层的变形与受力性状进行了数值模拟。Han等(2008)^[11]提出可利用加筋体结合地下竖井技术加固岩溶土洞上方路堤,采用FLAC 2D证明了此工法的优越性,同时进行了空洞大小及加筋体抗拉刚度等参数分析。Lawson等(2011)^[59]基于正常使用极限状态在平面应变条件下采用有限差分软件FLAC 2D中连续介质法分析了加筋路基跨越空洞的可靠性问题,建立了加筋体抗拉刚度和张拉力之间的关系,为选择合适的加筋体以限制地表沉陷提供了参考;提出高跨比 H/D 是决定路堤变形的主要因素,加筋体抗拉刚度为次要因素。

有限元模拟难以反映一些力学机制,例如:土体膨胀、裂化和塌陷演变过程等。

离散元分析模型可描述土层大变形、土颗粒转动、土体膨胀和压实、土层剪切或荷载转移等^[60-62]。殷苗苗(2011)^[16]利用离散单元法分析了受岩溶塌陷影响的加筋路基加筋体变形情况。Huang等(2015)^[44]根据模型试验,利用PFC 2D离散元软件模拟了空隙上方加筋路堤变形特性,结果表明空隙上方加筋体变形近似为抛物线,路堤填土内摩擦角是影响地表沉陷的主要因素。

离散元模型设置土颗粒与粗糙界面直接接触,在高应力-应变水平下,容易导致颗粒之间分离;另外,颗粒之间采用刚性连接不能完全反映加筋体的内力和变形情况。为提高计算精度,国外学者们提出了用FEM模拟加筋体与DEM模拟土颗粒的耦合技术^[12, 63]。Villard等(2009)^[12]采用此技术模拟了抗空洞坍塌的低填方加筋路基变形特性,并与足尺试验和理论解析进行了对比,验证了FEM-DEM耦合技术的合理性。Tran等(2015)^[63]用有限元模拟刚性路基和土工格栅,路堤填土则用离散元定义,展开了类似的研究,提出了土工合成材料的存在将阻碍土颗粒重排列。Briancon等(2014)^[10]通过PFC3D利用FEM-DEM耦合技术模拟得到加筋体上方竖向荷载分布不均匀;Villard等(2016)^[13]做了进一步的研究,对Huckert原型试验进行了模拟,提出了在空洞演变过程中(洞径逐渐增大)荷载分布近似为圆锥形,而空洞发育完全后(洞径不变,路堤下沉)荷载分布用抛物线描述更为合理。

2.3 理论研究

理论分析大都建立在试验或者数值模拟研究结果的基础上,对设计方法的提出提供了理论基础。Giroud等(1982、1986)^[64, 65]和Bonaparte等(1987)对水平加筋法处治路基空洞坍塌的基本理论进行了初探,仅考虑了拉膜效应,完全偏于保守。随后,Giroud等(1990)^[15]针对因不同变形和局部坍塌引起的加筋层拉伸开裂、地基沉陷等问题,通过考虑Terzaghi土拱效应计算得到了筋材上方荷载,假设塌陷区加筋体应变均匀分布,锚固区加筋体不发生滑动即应变为零,结合拉膜效应从而建立了加筋体竖向荷载、张拉力、应变及挠曲之间的数值关系,最早提出了完整的抗局部坍塌设计理论,给出了下伏土洞多层加

筋垫层的计算理论,建立了详细的公式、图表等设计要素,以及参数确定途径。与只考虑加筋拉伸效应的方法相比,其提出的理论较合理与精确。Espinoza等(1994)^[66]试图对拉膜效应进行定量分析,提出用抛物线或者圆曲线去拟合其变形,研究发现,当加筋体竖向挠曲并不明显时,拉膜效应发挥不显著,三者拟合效果良好,而变形较大时,抛物线模型更加接近加筋体挠曲形状。Wang等(1996)^[67]和Kuo等(2005)^[68]则展开了进一步的研究,考虑了沉陷区域上土层的相互作用,改进了加筋垫土顶面竖向应力计算公式,但未改进加筋层强度计算方法。在改进Giroud理论的同时,Wang等(1996)^[67]还给出了加筋土层厚度和锚固长度的确定方法。Villard等(2000)^[4]根据RAFAEL系列试验结果着重分析了路堤成拱机制,假设变形土拱为半椭圆状,建立了路堤高度与成拱高度的数值关系;深入剖析了土拱效应与拉膜效应。Gourc等(2000)^[69]在不同锚固方式下结合参数分析表明,加筋方向与交通流向(纵向)一致时,加筋效果最佳且加筋路基更适用于小尺寸空洞,空洞坍塌伴随地表沉陷,路堤内部将形成土拱,同时筋材通过竖向荷载发挥作用,限制了地表沉降;而对于大尺寸洞室,在交通荷载作用下仅依靠加筋作用不足以抵抗坍塌引起的局部沉陷。

需要指出,上述理论研究均假设土工加筋材料在空洞侧壁两端锚固区域与侧壁不产生相对位移,这与实际有差别。Villard等(2008)^[5]通过考虑锚固区域土工加筋材料的变形、滑移量及空洞侧壁边缘处应力变化,提出设计新方法。Briancon等(2008)^[27]注意到锚固区加筋材料的拉伸和空洞边缘应力的增大问题,预设空洞下伏或侧伏于构筑物纵向上任一位置,研究了洞室、边界,上覆盖土层和路基各部分相互影响作用机理,及其受加筋材料的搭接段面积、空洞大小及路堤的高度等几何参数等因素的影响特性,定义了最佳的加筋材料搭接长度,并给出了设计图谱。Feng等(2015)^[70]在Briancon计算方法的基础上,提出了考虑下伏双空洞路基加筋体变形计算方法,分析过程简化了筋土界面摩擦特性。

空洞分布密集区域修建公路与铁道时的路基坍塌问题的理论研究也引起国内许多技术人员和科研人员的注意。陈若曦(2008)^[30]、陈云敏等(2008)^[71]、王非等(2009)^[32, 33]、朱斌等(2009a, 2009b)^[22, 23]、付宏渊等(2011)^[72]、贺炜等(2010、2011)^[73, 74]、殷苗苗(2011)^[16]以及赵洪元等(2015)^[34]都借助解析解手段对这些问题展开了研究。陈云敏等(2008)^[71]考虑上覆填土土拱效应及加筋垫层大变形,在局部沉陷条件下,将垫层划分为滑动区与沉陷区,通过变形受力分析,以最大拉应变为控制标准,从而建立了工程上抗局部沉陷的加筋垫层设计方法。朱斌等(2009a)^[22]根据提出的模型建立了抗空洞塌陷的水平加筋体设计方法,分析了滑动区水平加筋体界面强度、上覆填土高度及有效内摩擦角和水平加筋体抗拉刚度等对水平加筋体变形的影响。同时,朱斌等(2009b)^[23]认为传统的Terzaghi土拱效应计算trapdoor松动土压力已逐渐不能满足工程设计要求,因此其总结现有模型试验结果,提出了能够考虑trapdoor位移相关的松动土压力,建立了新的加筋体设计方法。王非等(2009)^[32, 33]认为落水洞上覆加筋路堤填土可能无法达到抗剪强度,剪应力无法完全发展,提出了“不完全土拱效应”概念。贺炜等(2010、2011)^[73, 74]将塌陷上方加筋体划分为临空段、洞端过渡段及锚固段,推导了临空段加筋体拔出量与张拉力之间的解析方程,假设洞端过渡段界面摩阻力达到极值,引入线弹性-全塑性模型分析锚固段筋土界面,研究了岩溶区加筋路基水平加筋体设计方法。付宏渊等(2011)^[72]展开了类似的研究,将全塑性模型与线弹性-全塑性模型进行了对比发现,分析表明线弹性-全塑性模

型算得的加筋体拔出量及传力长度均较大,某些情况下,采用全塑性模型计算产生的误差大,偏于不安全。

3 力学机制与作用机理

抗空洞坍塌的加筋路基-路堤设计方法考虑了不同的力学机制及作用机理,如图3所示, τ_s 、 τ_0 分别为路堤填土滑移面和筋土界面剪应力, p 、 q 分别为路堤顶部及加筋体上方竖向荷载, T_{\max} 、 T_A 为加筋体张拉力。根据加筋体受力特性,将加筋体划分为锚固区、过渡区、塌陷区。目前设计方法重点和难点集中于路堤填土滑移面、层间土拱效应、加筋体拉膜效应、塌陷区上覆填土膨胀特性、锚固区筋土界面摩擦特性、过渡区加筋体张拉力折减等;其中一部分机理已通过足尺试验或者室内模型试验得以验证,但仍有一部分停留于理论假设阶段,有待进一步研究。

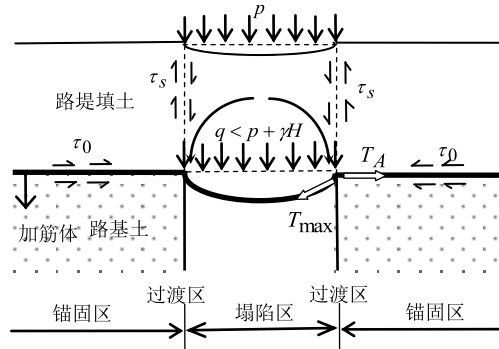


图3 加筋路基-路堤力学机制与作用机理示意图

3.1 路堤填土滑移面

根据路堤填土特性,现有的设计方法一般将路堤滑移面分为竖直滑移面及锥形滑移面(图4),滑移面的差异将导致不同设计方法计算工程案例时得到的结果偏差较大。Blivet等(2002)^[75]通过足尺试验观察到低填方加筋路堤无粘性填土受圆形空洞塌陷的影响,路堤滑移面呈现为圆柱面即竖直滑移面。而英国的BS-8006(1995, 2010)^[28]设计方法是基于锥形滑移面提出的,并认为滑移面与水平方向的夹角 θ 约等于路堤填土峰值摩擦角 φ_{peak} 。研究表明,锥形滑移面用于描述空洞坍塌的无加筋路堤滑裂特征可能更为合理,而加筋体的存在极大地限制了路堤沉陷,此时锥形滑移面已然无法成立,若仍利用锥形滑移面分析得到的设计结果误差较大且过于保守。

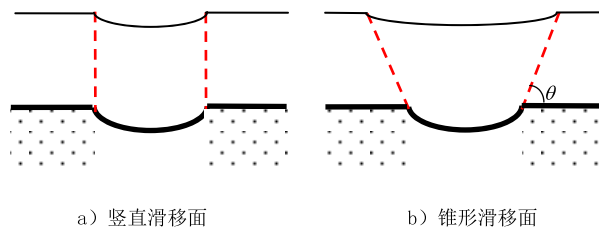


图4 路堤填土滑移面

3.2 路堤填土层间土拱效应

由于空洞的存在,路堤填土在自重及外部荷载作用下,产生不均匀沉降,使得路堤填土沿滑移面相对滑动,引起摩擦剪切作用,填土内部进行应力重分布,塌陷区上覆填土竖向荷载沿应力拱转移至锚固区,最终塌陷区土体竖向应力减小,锚固区则增大;Terzaghi (1936)^[76]将此应力转移现象称之为土拱效应。随着加筋体发生竖向挠曲,土拱效应逐渐发挥,作用在加筋体上方荷载 q 小于 $p + \gamma H$, q 与 $p + \gamma H$ 的比值常称之为土拱率。

1943年, Terzaghi^[77]给出了平面应变条件下土拱效应完全发挥时作用在塌陷区加筋体上方的竖向应力计算表达式。随后, Handy等(1985)^[78]采用小主应力拱描述应力轨迹线,用于分析竖向侧墙之间的荷载传递特征,从而改进了土拱效应。Giroud等(1990)^[15]认为锚固区加筋体应变为零,塌陷区加筋体应变均匀分布,结合拉膜效应,提出了跨越空洞的加筋路基设计方法。

路堤高跨比 H/B 值对土拱效应影响显著。随着填土高度逐渐增大,填土内部差异沉降逐渐减小,当土层高度足够大时,内外差异沉降逐渐趋向于零,将沉降为零的平面定义为等沉面,如图5。Terzaghi(1943)^[77]通过室内试验证明了等沉面的存在。

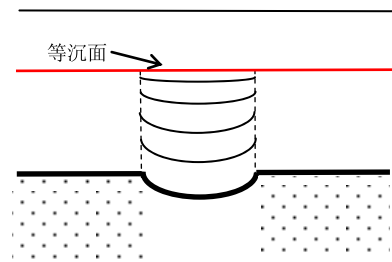


图5 路堤填土等沉面

关于路堤填土内土拱形态的研究,国内外学者作了许多改进,除 Terzaghi 提出的二维拱之外, Gudino等(1987)^[79]采用近似金字塔或锥形描述土拱形态, Hewlett 和 Randolph (1988)^[80]则提出了半球土拱模型假设,而 Sintef等(2002)^[81]认为其形态与填土性质密切相关,用三维楔形体去描述更为接近。可以说对于土拱形态的认知,国内外至今尚未形成共识,土拱形态假设缺乏试验论证,成拱条件各不一致。土拱效应对于设计尤为重要,已广泛应用至岩土工程多个领域,但仍是研究的重难点之一。值得强调的是,目前为止,关于跨越空洞的加筋路基所提设计方法与理论分析,均是基于 Terzaghi 土拱理论,其他土拱理论的应用尚未见报道。笔者认为,这与地表塌陷形状复杂有关,这也是桩承加筋路堤与抗空洞坍塌的加筋路堤的一大区别。

根据已有的研究表明,水平加筋体对土拱效应的影响不容忽视。关于加筋体对于土拱效应的影响各学者持不同的看法。费康等(2013)^[82]认为增加加筋体层数促使路堤变形减小,从而弱化了土拱效应;部分学者则认为加筋层数的增加使得土拱效应更为明显,加筋垫层的存在促进了土拱效应的发挥。高登(2009)^[31]模拟了无粘性填土局部沉陷试验,发现加筋体作用上部荷载与其挠曲程度息息相关,上覆土压力随着挠曲的增加先急剧减小后逐渐趋于稳定。Sloan(2011)^[83]进行了桩网加筋路堤足尺试验(无下卧软土),发现由于加筋体挠曲程度不一致,导致主拱下方可能形成二次拱(图6),由于临近锚固区土体

变形较小, 加筋效果良好, 为二次拱的形成提供了有利条件, 此现象也是造成洞端应力集中的主要因素, 导致加筋体上方竖向应力分布呈中间大两边小; 笔者认为其结果可应用至抗空洞塌陷的加筋路基, 其荷载传递机制值得参考。

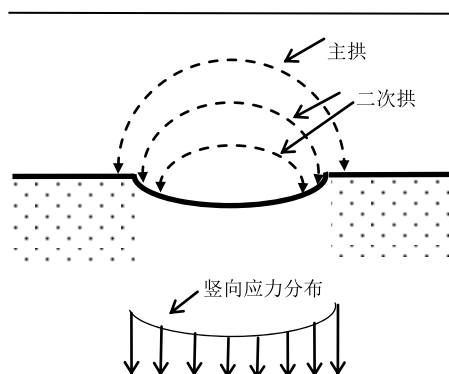


图6 路堤填土二次土拱示意图

3.3 加筋体拉膜效应

加筋体一般为柔软的线弹性材料, 抗弯刚度可忽略不计。当上部荷载垂直作用于加筋体平面时, 其荷载通过拉伸力传递, 此时加筋体的变形可视为“拉膜”, 接触面土体的竖向变形与“拉膜”挠度一致, 加筋体在拉伸力的作用下保持静力平衡, “拉膜”因变形而产生的抗力作用将分担塌陷区所承受的上部荷载并将上部荷载部分转移至锚固区土体, 将此现象定义为“拉膜效应”, 如图7所示。加筋体拉膜效应被直接或间接用于许多加筋工程中。例如, 在低强度地基、岩溶或泥灰岩地区, 加筋体拉膜效应作用下, 地表沉降可以得到有效的控制, 尤其针对下伏小尺寸空洞的低填方加筋路基-路堤, 当空洞坍塌时, 道路仍可以维持最小通行量, 直至修复工程完毕后, 即可正常通车, 也称之为“沉降与失稳延迟效应”^[69]。

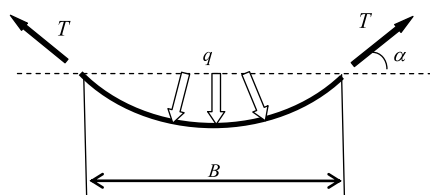


图7 加筋体拉膜效应

3.4 塌陷区上覆填土膨胀

在空洞坍塌作用下, 土颗粒将发生重新排列, 土体表观体积增大, 导致地表最大沉降小于加筋体竖向挠度, 这与土体性质、颗粒级配、密实度及应力水平等有关。Villard 等(2000)^[4]定义土体膨胀系数 $C_e = V_{ex} / V_{in}$, V_{in} 为滑移面内土体初始体积, V_{ex} 为空洞坍塌后土体发生膨胀后的体积。对于低填方加筋路堤而言, 空洞坍塌形成竖直滑移面, 地表最

大沉陷较加筋体竖向挠曲明显减小。若填土较高，即便层间形成完整土拱，土体膨胀作用也将使得拱内土体与拱顶之间无裂隙存在。

3.5 锚固区筋土界面摩擦

在空洞边缘附近由于拉膜效应产生的加筋体张拉力主要通过锚固区筋土界面摩阻力平衡，而摩阻力的调动是建立在筋土界面发生相对位移的基础上。筋土界面的剪切特性及其复杂，为简化分析，Briancon 等（2008）^[27]采用摩尔-库伦模型（线弹性-全塑性模型）进行描述；陈云敏等（2008）^[71]假设筋土界面剪应力达到极限应力，即采用全塑性模型计算；付宏渊等（2008）^[72]则将两者进行了对比；Feng 等（2015）^[70]引入比例系数 k (小于1) 与峰值剪应力 τ_m 的乘积计算摩阻力大小，如图 8 所示，其中 u 与 τ 分别指筋土界面相对位移与剪应力大小。

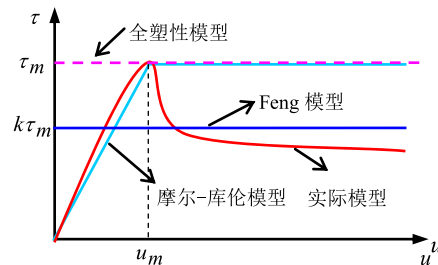


图 8 筋土界面摩擦特性

3.6 过渡区加筋体张拉力折减

塌陷区上方加筋体在竖向荷载作用下，发生明显变形，而空洞边缘方向的改变且在洞端侧壁摩擦力的作用下，加筋体张拉力折减，最终导致锚固区张拉力低于塌陷区由于拉膜效应产生的加筋体张拉力，即 $T_1 > T_A$ ，如图 9。Briancon 等（2004，2006）^[40, 41]虽通过足尺试验注意到过渡区加筋体张拉力的折减，但在设计过程中，如何定量分析加筋体内力转角 φ_A 及筋材滑移量 U_A 仍然是一大难点，这与加筋体变形、材料特性、土体特性等因素密切相关。

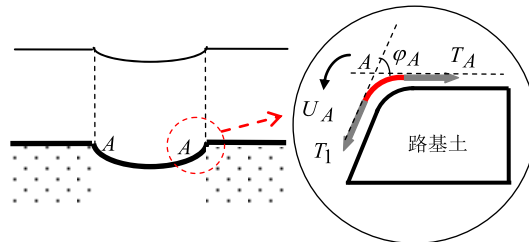


图 9 过渡区加筋体张拉力折减

4 现存设计方法及不足

4.1 Giroud 设计方法（1990）

Giroud 等 (1990)^[15]分别给出了平面应变条件及轴对称条件下受空洞坍塌影响的加筋路基-路堤设计方法。利用经典 Terzaghi 土拱理论计算平面应变条件下加筋体上覆荷载:

$$q = \frac{\gamma B - 2c}{2K_h \tan \phi'} (1 - e^{-2K_h \frac{H}{B} \tan \phi'}) + p e^{-2K_h \frac{H}{B} \tan \phi'} \quad (1)$$

式中, γ 、 ϕ' 、 c 分别为上覆填土重度、有效内摩擦角和粘聚力, H 为路堤填土高度, B 为空洞宽度、 p 为路堤顶部竖向荷载、 K_h 为土体侧向应力系数。

平面应变条件下, 根据拉伸膜理论, 假设塌陷区加筋体应变均匀分布, 锚固区加筋体应变为零, 建立了加筋体上覆压力、张拉力、应变及竖向挠曲之间的数值关系。当加筋体挠曲比 $y/B \leq 0.5$ 时, 有:

$$1 + \varepsilon = 2\Omega \sin^{-1} [1/(2\Omega)] \quad (2)$$

$$+ \varepsilon l = \Omega \left\{ 2 \sin^{-1} \left[\frac{1}{2\Omega} \right] \right\} \quad (3)$$

式中, y 为加筋体最大挠曲值, B 为洞室宽度, ε 为加筋体应变值, 无量纲常数 $\Omega = (1/4)[2y/b + b/(2y)]$, 当应变趋于零时, $\Omega = 1/\sqrt{24\varepsilon}$ 。

加筋体张拉力为:

$$T = qB\Omega \quad (4)$$

在轴对称条件即圆筒型空洞塌陷影响下, 在求圆形塌陷上方加筋体竖向荷载时, 应令 (1) 式中 $B = D/2$ 求得。同时, Giroud 发现加筋体挠曲形状并非球形, 因此在求平均应变时, 只需将式 (2)、(3)、(4) 中 B 用 D 代替求得。

上述方法是基于加筋体各向同性提出的, 这对于无纺土工织物或土工布是成立的。然而, 双向土工格栅或有纺土工布一般为各向异性 (横纵轴加筋主方向强度大于其他方向)。设计过程中各向异性加筋体虽视为各向同性材料进行计算, 但就预防措施而言, 材料的各向异性不容忽视。Giroud 认为, 各向同性材料设计方法可直接应用于平面应变条件; 但针对圆筒型塌陷情况, 设加筋体强度大的方向对应强度 $T_{strong} = q_1 r \Omega$, 强度弱的方向则为:

$$T_{weak} = q_2 r \Omega, \text{ 则当 } T_{weak}/T_{strong} \geq 0.5 \text{ 时, } T = T_{weak} \quad (5)$$

$$\text{当 } T_{weak}/T_{strong} < 0.5 \text{ 时, } T = T_{strong}/2 \quad (6)$$

4.2 英国 BS8006 规程 (1995, 2010)

英国 BS8006 规程 (1995, 2010)^[28]忽略了土拱效应, 基于锥形滑移面计算得到加筋体应变上限值, 其计算模型见图 10。

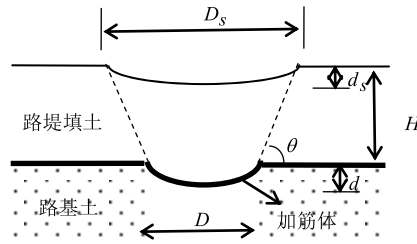


图 10 BS8006-计算模型

BS8006 方法提出平面应变条件下，加筋体最大允许应变值为：

$$\varepsilon_{\max} = \frac{8 \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta} \right)^4}{3D^4} \quad (7)$$

而轴对称条件下，

$$\varepsilon_{\max} = \frac{8 \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta} \right)^6}{3D^6} \quad (8)$$

其中， d_s/D_s 为路堤表面最大允许不均匀沉降率， d 为加筋体竖向挠曲， D 为空洞设计尺寸， θ 为滑移面与水平方向的夹角，其值约等于路堤填土峰值摩擦角 φ_{peak} 。

加筋体拉力每米拉伸荷载为：

$$T_{rs} = 0.5\lambda(f_{fs}\gamma H + f_p p)D\sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (9)$$

式中，系数 λ 在平面应变条件下取 0.67，轴对称条件下取 1.0。 f_{fs} 、 f_p 为土体自重、路堤顶部竖向荷载系数，对承载能力极限状态取 1.3，对正常使用极限状态取 1.0。 ε 在 ε_{\max} 与断裂延伸率之间取小值。

加筋体最小锚固长度为：

$$L_a \geq \frac{f_n f_p T_{rs}}{\gamma H (\alpha_l \tan \varphi_l + \alpha_u \tan \varphi_u)} \quad (10)$$

其中， f_n 、 f_p 为经济系数和抗拉拔安全系数， α_l 和 α_u 分别为筋土上下界面摩擦系数， φ_l 和 φ_u 为筋材上下方土体内摩擦角。

4.3 德国规范 EBGEO (1997, 2011)

德国 EBGEO^[29] 规范假设加筋体挠曲和地表沉陷均为抛物线形，锚固区加筋体应变为零，塌陷区加筋体应变均匀分布。对于加筋体作用上部荷载的计算引入三种模型：

当 $H/D < 1$ 时，滑移面竖直，忽略土拱效应，上部荷载为：

$$q = \gamma H + \gamma_Q P \quad (11)$$

当 $1 < H/D < 3$ 时, 锥形滑移面, 考虑土拱效应, 受侧向力作用, 上部荷载为:

$$q = \gamma_G \frac{\gamma D - 4c}{4K_h \tan \phi'} (1 - e^{-4K_h \frac{H}{D} \tan \phi'}) + \gamma_Q p e^{-4K_h \frac{H}{B} \tan \phi'} \quad (12)$$

当 $H/D > 3$ 时, 路堤内部形成稳定土拱, 上部荷载为:

$$q = \gamma_G h \quad (13)$$

其中, γ_G 、 γ_Q 分别为路堤填土自重及上部活荷载分项系数。

考虑土体膨胀的加筋体挠曲变形 d_a 为:

$$d_a = d_s + 2H(C_e - 1) \quad (14)$$

式中, C_e 为土体膨胀系数, 当土颗粒为圆粒时 $C_e = 1.03$; 当土颗粒为破碎粒组时, $C_e = 1.05$ 。

考虑断裂延伸率 ε_b 的加筋体挠曲变形 d_b 为:

$$d_b = D \sqrt{\frac{3}{8} \varepsilon_b} \quad (15)$$

则加筋体最大允许挠曲变形 $d_{\max} = \min(d_a, d_b)$ 。

德国 EBGEO 规范考虑了加筋体各向异性, 设筋材纵向抗拉刚度 J_z , 横向抗拉刚度 J_h , 轴向刚度比 $\omega = J_h / J_z$, 则纵向组成因子 $X_z = 1 / (1 + \omega)$, 横向组成因子 $X_h = 1 - X_z$, 因此加筋体纵向张拉力 T_z 与横向张拉力 T_h 分别为:

$$T_z = \frac{q X_z D^2}{8\omega \cos \alpha} \quad (16)$$

$$T_h = \frac{q X_h D^2}{8\omega \cos \alpha} \quad (17)$$

式中, $\alpha = \arctan(3.8\omega/D)$ 为加筋体在沉陷区边缘的转角。

设筋土界面摩阻力充分发挥, 纵向和横向锚固长度 L_{az} , L_{ah} 可用下式计算:

$$L_{az} = \frac{\gamma_B T_z}{2\gamma H f_{sg}} \quad (18)$$

$$L_{ah} = \frac{\gamma_B T_h}{2\gamma H f_{sg}} \quad (19)$$

其中, γ_B 为抗拉拔安全系数, f_{sg} 为筋土界面摩擦系数。

4.4 法国 RAFAEL 设计方法 (2002)

法国 RAFAEL 研究团队^[26]假设路堤滑移面竖直, 只考虑加筋纵向作用, 塌陷区加筋体应变均布分布, 锚固区加筋体应变为零。

加筋体最大允许应变值为:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (20)$$

在圆形塌陷情况下,考虑土体膨胀特性,加筋体竖向挠曲与地表沉陷关系如式(14)。加筋体上部荷载可利用式(12)计算。

加筋体张拉力可表示为:

$$T = \alpha \gamma D \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (21)$$

加筋体锚固长度则为:

$$L_a = \frac{\gamma_B T_h}{2\gamma H f_{sg}} \quad (22)$$

其中, γ_B 为抗拉拔安全系数, T_h 为筋土界面摩擦系数, f_{sg} 为加筋体水平张拉力。

4.5 Briancon&Villard 设计方法 (2008)

Briancon&Villard (2008) [5, 27] 通过试验提出塌陷区加筋体并非均匀分布,在平面应变条件下,考虑土拱效应,加筋体上方竖向荷载可利用(1)式计算;假设加筋体为线弹性材料,即 $T = J\varepsilon$, J 为材料单宽抗拉刚度;筋土界面摩擦特性用摩尔-库伦摩擦定律描述。地表沉陷与加筋体挠曲之间的关系可用式(14)计算。均布荷载作用下,加筋体滑移量 U_A 及挠曲线 $z(x)$ 可表示为:

$$z(x) = \beta \frac{x^2 - D^2/4}{D} \quad (23)$$

$$U_A = \frac{D}{4\beta} \left(\beta \sqrt{1 + \beta^2} + \operatorname{arcsinh} \beta \right) - \frac{D}{2} - qD^2 \frac{3 + \beta^2}{12\beta J} \quad (24)$$

其中, $\beta = qD/2T_H$, T_H 为塌陷区加筋体水平张拉力。

通过考虑加筋体过渡区张拉力的折减(图9),提出 T_1 与 T_A 之间的数值关系为:

$$T_A = \frac{T_1}{e^{\beta t a \varphi}} = \frac{qD\sqrt{1 + \beta_0^2}}{2\beta_0 e^{\beta t a \varphi}} \quad (25)$$

锚固区加筋体拨出量 U_A 与张拉力 T_1 之间的关系可表示为:

$$\left. \begin{aligned} U_A &= \frac{T_1}{Jr}, K = \frac{U_A}{U_0}, (U_A \leq U_0) \\ U_A &= U_0 + \frac{T_1^2 - T_A^2}{2JQ_0}, K = 1, T_2 = U_0 Jr, \\ r &= \sqrt{q_0(\tan\phi_l + \tan\phi_u) / JU_0}, (U_A > U_0) \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

式中, U_0 为摩擦力达到最大值对应的相对位移临界值。联立式 (25)、(26), 通过迭代即可求得 U_A 及 β_0 。

4.6 已有设计方法的讨论

关于受空洞坍塌影响的加筋体设计方法, 各有特点和不足。Giroud 设计方法提供了计算表格, 在已知几何尺寸、土体及筋材特性的基础上, 经简单计算即可获取设计值; 但仅从加筋体强度出发, 考虑承载力极限状态明显不足。BS8006 及 RAFAEL 方法作为欧洲使用较为普遍的两种设计方法, 均假设加筋体均质、各向同性, 能够较好地描述单向加筋体的力学特性; 两者的区别主要在于 BS8006 方法基于锥形滑移面忽略了土体膨胀, RAFAEL 方法则是考虑竖直滑移面。德国规范 EBGeo 在 RAFAEL 方法的基础上作了改进, 提出的设计方法可以考虑筋材的各向异性。上述方法均假设过渡区加筋体不发生滑移, 即应变为零, 这与事实不符。Briancon & Villard 设计方法在经过一系列足尺试验、数值模拟的基础上, 对 RAFAEL 方法进行了较大的改进, 考虑了加筋体应变的不均匀性, 计算过程分析了锚固区筋土界面摩擦、过渡区加筋体发生滑移及张拉力折减, 但其忽略了加筋体各向异性, 仍然存在一定的局限性。

现有的设计方法存在不足之处有待进一步解决:

①均无法应用于粘性路堤填土, 偏于保守。

②加筋体上方荷载分布形式存在较大的争议, 其分布形式受土体特性、空洞演变过程、高跨比、加筋体抗拉刚度、路堤加载方式(静荷载、动荷载或循环荷载)等因素影响。即便考虑 Terzaghi 土拱理论, 假设锚固区和塌陷区加筋体采用均布荷载计算, 忽略了空洞边缘应力集中现象, 也将导致一定的误差。另外, 利用主动土压力系数 K_a 计算侧向土压力无法反映土体的应力偏转过程, 未必合适。

③在进行正常使用状态极限分析时, 利用土体整体或平均膨胀系数计算路堤的地表沉降其可行性值得商榷, 路堤填土膨胀变形应随高度不均匀分布; 此外, 膨胀系数如何取值目前尚无定论。

④路堤不同填料和高跨比对滑移面影响显著, 设计时定性选用锥形或竖直滑移面显然不够精确, 可根据不同高跨比结合路堤填料划分合适的滑移面进行计算; 加筋体假设为线弹性材料也过于简化。

5 结论与展望

从试验研究、数值模拟、理论分析等方面较为系统地总结了受空洞坍塌影响的加筋路基研究概况, 可以发现其研究已受到国内外学者的重视, 水平加筋法极具发展前景, 正被

广泛应用于垃圾填埋场加筋垫层抗垃圾沉陷、受采空区影响的加筋地基、市政管线长时间漏水引发土层塌陷影响下的市政道路与地基的稳定加固以及下伏隧道涵洞的邻近加筋路堤与加筋地基等实际工程。但其理论研究仍落后于工程应用。现有的设计方法计算受空洞坍塌影响的加筋路基-路堤变形及内力结果差异较大,对关键参数的敏感性不尽相同,各力学机制与作用机理之间的耦合作用无法准确考虑,下伏空洞的路基-加筋垫层-路堤填土-路面结构之间的共同作用机理也未反映,这些不确定因素可能造成工程事故隐患和工程材料的浪费。

针对已有的研究成果仍存在许多不足,以下几方面尚需进一步研究:

(1) 荷载传递机理。空洞坍塌影响的加筋路基-路堤的荷载传递机理极其复杂,不同空洞尺寸和路堤填方高度对其荷载传递机理影响较大,难以准确、定量分析。工后空洞坍塌对邻近加筋路基的荷载传递机理的影响,以及受空洞坍塌和交通荷载共同作用下的路基-路堤的应力重分布规律有待进一步深入研究。

(2) 渐进性破坏演变机理。既有的研究均未考虑空洞坍塌作用下的加筋路基渐进性破坏演变机理,也没有对加筋体产生变形与失稳延迟效应机制展开研究。

(3) 三维分析。空洞坍塌形状较为复杂,简单将其分为平面应变条件和轴对称条件误差较大。已有的理论分析大多只研究了二维问题,因此采用三维分析考虑洞室下伏土层、上覆顶板土层、加筋垫层和上部路基路堤的相互作用与协同变形的特性对理论研究有重大的研究意义。

(4) 承载力及破坏模式。由于空洞坍塌引起的加筋路基工作机理及应力应变特性十分复杂。下伏空洞路基承载力计算和空洞坍塌作用下相邻加筋路基-路堤的破坏模式亦有待进一步研究。

参考文献:

- [1] Blight G, Arrett A. Field Test of Catenary Net to Protect Traffic from Mining Subsidence[J]. *Journal of Transportation Engineering*, 1990, 116(2):135-144.
- [2] P Villard, A Huckert, L. Briançon. Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: Experimental and analytical approaches[J]. *Geotextiles & Geomembranes*, 2016, 44 (3): 442-456.
- [3] Kinney T C, Connor B. Geosynthetics supporting embankments over voids[J]. *Journal of cold regions engineering*, 1987, 1(4):158-170.
- [4] Villard P, Gourc J.P., Giraud H. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, 37(5):987-999.
- [5] Villard PV, Briançon L B. Design of geosynthetic reinforcements for platforms subjected to local[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45(2):196-209.
- [6] 贺炜, 李昆, 王芳洪. 防岩溶塌陷加筋垫层大比例模型试验及设计理论研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, 35(5):980-988.

- [7] 贺炜, 李昆, 王芳洪, 等. 路基岩溶塌陷上方多层加筋垫层荷载分布性状的大比例模型实验研究[J]. 水文地质工程地质, 2016, 43(1):79-84.
- [8] 王芳洪. 多层土工加筋体防治岩溶路基潜在塌陷的理论与试验研究[D]. 长沙:长沙理工大学, 2014.
- [9] Benmebarek S, Berrabah F, Benmebarek N. Effect of geosynthetic reinforced embankment on locally weak zones by numerical approach[J]. Computers & Geotechnics, 2015, 65:115-125.
- [10] Briçon L, Huckert A, Villard P, et al. Experimental and numerical approaches of the design of geotextile-reinforced embankments prone to sinkholes [C]//International Conference on Geosynthetics, Berlin, 2014.
- [11] Han J, Wang F, Miao L. Numerical Analysis of Embankments Supported by Geosynthetics over Drilled Shafts in Karst Terrains[J]. Geotechnical Special Publication, 2008(183):535-544.
- [12] Villard P, Chevalier B, Hello B L, et al. Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic[J]. Computers & Geotechnics, 2009, 36(5): 709-717.
- [13] Villard P, Huckert A, Briçon L. Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: Numerical approach and design[J]. 2016, 44(3):381-395.
- [14] Briçon L, Villard P, Chevalier B. New developments in the modeling and the design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localized sinkholes[J]. Infection & Immunity, 2015, 58(2):303-8.
- [15] Giroud J P, Bonaparte R, Beech J F, et al. Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids. Geotext Geomembr[J]. Geotextiles & Geomembranes, 1990, 9(1):11-50.
- [16] 殷苗苗. 岩溶区加筋路堤处治技术的设计理论与数值模拟研究[D]. 长沙:长沙理工大学, 2011.
- [17] 铁道部第二勘测设计院. 岩溶工程地质[M]. 中国铁道出版社, 1984.
- [18] 肖剑秋, 乔世范. 娄新高速公路下伏岩溶塌陷与路基相互作用及治理措施[J]. 铁道科学与工程学报, 2009, 6(6):33-38.
- [19] 陈国亮. 岩溶地面塌陷的成因与防治[M]. 中国铁道出版社, 1994.
- [20] 刘嘉平, 丁善鸿, 章至洁. 三种岩溶塌陷形态的产生条件[J]. 中国岩溶, 1994(3):300-305.
- [21] 康彦仁. 试论岩溶地面塌陷的类型划分[J]. 中国岩溶, 1984(2):146.
- [22] 朱斌, 陈若曦, 陈云敏, 等. 抗沟渠型空洞水平加筋体的作用机理及设计方法[J]. 中国公路学报, 2009, 22(1):11-16.
- [23] 朱斌, 陈若曦, 陈云敏, 等. Trapdoor 位移相关土压力及抗沉陷加筋设计新方法[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(12):1895-1901.
- [24] 谭志宏. 岩溶区隐伏空洞对路桥工程稳定性影响的研究[D]. 沈阳:东北大学, 2008.
- [25] 袁红庆, 王再喜, 汪海生, 等. 高速公路岩溶路基处理措施研究[J]. 华东交通大学学报, 2007, 24(2): 33-36.
- [26] Blivet J, Gourc J, Villard P, et al. Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence[C]//proceedings of the Proceedings of the Seventh International Conference on Geosynthetics, France, 2002:341-344.
- [27] Briçon L, Villard P. Design of geosynthetic-reinforced platforms spanning localized sinkholes[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2008, 26 (5): 416-428.

- [28] The British Standards Institution. Code of practice for strengthened/ reinforced soils and other fills[s]. London: British Standard Institution, 2010.
- [29] Society T G G. Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements-EBGEO[M]. Berlin. Wilhelm Ernst & Sohn, 2011.
- [30] 陈若曦. 垃圾填埋场衬垫系统沉陷机理及抗沉陷设计[D]. 杭州:浙江大学, 2008.
- [31] 高登. 扩建垃圾填埋场中间衬垫变形与稳定性状及其工程控制措施[D]. 杭州:浙江大学, 2009.
- [32] 王非, 缪林昌. 落水洞上覆路堤土工加筋设计新方法[J]. 东南大学学报 (自然科学版), 2009, 6: 024.
- [33] 王非. 地面沉降机理及灾害防治技术研究[D]. 南京:东南大学, 2010.
- [34] 赵洪元, 蔺港, 杨胜波. 公路路堤抗溶洞塌陷水平加筋体受力机理及设计方法研究[J]. 中外公路, 2015, 35(4):35-38.
- [35] Kinney T C. Reinforced Roads Bridging Voids[C]// Proceedings of the Fourth International Conference on Cold Regions Engineering, New York, American Society of Civil Engineers, 1986:320-329.
- [36] Kempton G T, Lawson C, Jones C, et al. The use of geosynthetics to prevent the structural collapse of fills over areas prone to subsidence[C]//Proceedings of the First European Conference on Geosynthetics: Applications, Balkema,1996:317-324.
- [37] Alexiew D A. Bridging a Sinkhole by High-strength High-modulus Geogrids[C]//Proceedings of the Geosynthetics'97 Conference, California, 1997:13-24.
- [38] Bridle R J, Jenner C G. Polymer Geogrids for Bridging Mining Voids[J]. Geosynthetics International, 1997, 4(1):33-50.
- [39] Giroud J P. Determination of Geosynthetic Strain Due to Deflection[J]. Geosynthetics International, 1995, 2(3):635-641.
- [40] Briançon L, Nancey A, Caquel F, et al. New technology for strain measurements in soil and the survey of reinforced earth constructions[C]//Proceedings of EUROGEO, 2004:1-3.
- [41] Briançon L, Nancey A, Robinet A, et al. Set up of a warning system integrated inside a reinforced geotextile for the survey of railway[C]//Proc. 8th Int. Conf. on Geosynthetics, Yokohama, Japan. Geosynthetics, J. Kuwano & J. Koseki (eds), Balkema, Rotterdam, 2006:857-860.
- [42] Schwerdt S, Naciri O, Jenner C G. Performance of aggregates in geogrid-reinforced soils used for protection against surface collapse into underground voids[C]//EuroGeo 3: Geosynthetics conference, 2004: 483-488.
- [43] Le V, Huang J, Bin-Shafique S, et al. Model Tests of Subsidence of the Reinforced Soil over Voids[C]//Ground Improvement and Geosynthetics, ASCE, 2014:312-321.
- [44] Huang J, Le V, Bin-Shafique S, et al. Experimental and numerical study of geosynthetic reinforced soil over a channel[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2015, 43(5):382-392.
- [45] Das B M, Khing K H. Foundation on layered soil with geogrid reinforcement-effect of a void[J]. Geotextiles & Geomembranes, 1994, 13(8):545-553.
- [46] Sireesh S, Sitharam T G, Dash S K. Bearing capacity of circular footing on geocell– sand mattress overlying clay bed with void[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, 27:89-98.

- [47] Kiyosumi M, Kusakabe O, Ohuchi M. Model Tests and Analyses of Bearing Capacity of Strip Footing on Stiff Ground with Voids[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2011, 137(4): 363-375.
- [48] Tafreshi S N M, Khalaj O, Halvae M. Experimental study of a shallow strip footing on geogrid-reinforced sand bed above a void[J]. *Geosynthetics International*, 2011, 18(4):178-195.
- [49] Flum D, Roduner A, Kalejta J. Full-scale field tests for bridging sinkholes using flexible steel components as reinforcement[J]. *Carbonates and Evaporites*, 2012, 27(2):161-165.
- [50] Zhu B, Gao D, Jun-Chao L I, et al. Model tests on interaction between soil and geosynthetics subjected to localized subsidence in landfills[J]. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, 2012, 13(6):433-444.
- [51] Villard P, Giraud H. Three-Dimensional Modeling of the Behavior of Geotextile Sheets as Membranes[J]. *Textile Research Journal*, 1998, 68(11):797-806.
- [52] Giroud J, Bonaparte R, BEECH J, et al. Load-carrying capacity of a soil layer supported by a geosynthetic overlying a void[C]//*Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, A.A. Balkema, 1988.
- [53] Gabr M A, Hunter T J. Stress-strain analysis of geogrid-supported liners over subsurface cavities[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1994, 12(2):65-86.
- [54] Zhou S, Stormont J, Chen Z. Simulation of geomembrane response to settlement in landfills by using the material point method[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1999, 23(15):1977-1994.
- [55] Poorooshasb H B. Subsidence Evaluation of Geotextilereinforced Gravel Mats Bridging a Sinkhole[J]. *Geosynthetics International*, 2002, 9(3):259-282.
- [56] Tahmasebipoor A, Noorzad R, Shooshpasha E, et al. A parametric study of stability of geotextile-reinforced soil above an underground cavity[J]. *Arabian Journal of Geosciences*, 2012, 5(3):449-456.
- [57] Agaiby S W, Jones C J F P. Design of reinforced fill systems to support footings overlying cavities[J]. *Geotextiles & Geomembranes*, 1996, 14(1):57-72.
- [58] Finley C A, Holtz R D. Investigation and modeling of two composite landfill covers[J]. *Geosynthetics International*, 2001, 8(2):97-112.
- [59] Lawson C R, Yee T W. Serviceability Limits for Basal Reinforced Embankments Spanning Voids[J]. 2011 (211):3276-3285.
- [60] Thom N H, Brown S F, McDowell G R, et al. Discrete element modelling of geogrid-reinforced aggregates[J]. *Geotechnical Engineering*, 2006, 159(1):35-48.
- [61] Chen C, McDowell G R, Thom N H. Discrete element modelling of cyclic loads of geogrid-reinforced ballast under confined and unconfined conditions[J]. *Geotextiles & Geomembranes*, 2012, 35(35):76-86.
- [62] Chareyre B, Villard P. Dynamic Spar Elements and Discrete Element Methods in Two Dimensions for the Modeling of Soil-Inclusion Problems[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2005, 131(7):689-698.
- [63] Tran V D H, Meguid M A, Chouinard L E. Three-Dimensional Analysis of Geogrid-Reinforced Soil Using a Finite-Discrete Element Framework[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2015, 15(4):1-17.

- [64] Giroud J P, Fluet J E. Quality assurance of geosynthetic lining systems[J]. *Geotextiles & Geomembranes*, 1986, 3(4):249-287.
- [65] Giroud J, Goldstein J. Geomembrane liner design[J]. *Waste Age*, 1982, 13:27-30.
- [66] Espinoza R D. Soil-geotextile interaction: Evaluation of membrane support[J]. *Geotextiles & Geomembranes*, 1994, 13(5):281-293.
- [67] Wang M C, Feng Y X, Jao M. Stability of geosynthetic-reinforced soil above a cavity[J]. *Geotextiles & Geomembranes*, 1996, 14(2): 95-109.
- [68] Kuo S S, Desai K, Rivera L. Design Method for Municipal Solid Waste Landfill Liner System Subjected to Sinkhole Cavity under Landfill Site[J]. *Practice Periodical of Hazardous Toxic & Radioactive Waste Management*, 2005, 9(9):281-291.
- [69] Gourc J, Villard P. Reinforcement by membrane effect: Application to embankments on soil liable to subsidence[C]//*Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*, 2000:55-72.
- [70] Feng S J, Lu S F. Deformation analysis of a geosynthetic material subjected to two adjacent voids[J]. *Geotextiles & Geomembranes*, 2015, 43(4):317-331.
- [71] 陈云敏, 陈若曦, 朱斌, 等. 下卧土体局部沉陷条件下复合衬垫系统的受力变形性能及设计[J]. *岩土工程学报*, 2008, 30(1):21-27.
- [72] 付宏渊, 殷苗苗, 贺炜. 防治公路岩溶塌陷的土工合成材料设计理论研究[J]. *岩土力学*, 2011, 32(10): 2983-2988.
- [73] 贺炜, 付宏渊. 岩溶区路堤下塌陷防治的水平加筋设计方法研究[J]. *岩土工程学报*, 2011, 33(zk1):358-363(s1):365-370.
- [74] 贺炜, 付宏渊, 殷苗苗. 岩溶区路堤下水平加筋体受力分析方法研究[J]. *水文地质工程地质*, 2010, 37(6): 33-37.
- [75] Blivet J C, Khay M, Villard P, et al. Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized sinkholes[C]//*GeoEng2000, international conference on geotechnical and geological engineering*, Melbourne, Austria, 2002:1-6.
- [76] Terzaghi K. Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door[C]//*Proceedings First International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass: Harvard University, 1936:35-39.
- [77] Terzaghi K. *Theoretical soil mechanics*[M]. New York. John Wiley and Sons, 1943:37-42.
- [78] Handy R L. The arch in soil arching[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1985, 111(3):302-318.
- [79] Guido V A, Knuettel J D, A. S M. Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slabs[C]//*Proceedings of the Geosynthetics*, New Orleans, USA, 1987:216-225.
- [80] Hewlett W J, Randolph M F. Analysis of piled embankments[J]. *Ground Engineering*, 1988, 21(3):12-18.
- [81] SINTEF. A Computer Program for Designing Reinforced Embankments[C]//*Proceedings of the 7th International Conference on Geotextiles*, France, 2002:201-204.
- [82] 费康, 陈毅, 王军军. 桩承式路堤土拱效应发挥过程研究[J]. *岩土力学*, 2013(5): 1367-1374.
- [83] Sloan J A. *Column-Supported Embankments: Full-Scale Tests and Design Recommendations*[D]. Blacksburg: Virginia Polytechnic Institute and State University, 2011.

State of the art in research and design methods of the geosynthetic-reinforced embankment overlying voids

LAI Feng-wen, CHEN Fu-quan

(School of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350116, China)

Abstract: The geotextile-reinforced embankment is constructed over areas that present a high risk of voids inevitably for which the granular or cohesive materials are used above the geosynthetic in order to minimize the financial and environmental costs. The void collapse beneath or close to embankment which is caused by vehicle load and underground water would lead a disruption of road infrastructures. Road damage is solved or prevented by horizontal reinforcement solutions generally. This kind of application is commonly used in some countries, but the difficulty of this solution is in the definition of the appropriate design for the geosynthetic-reinforced embankment because the physical mechanisms are not yet fully understood. Previous research achievements is insufficient on load transfer mechanisms, the delayed deformation and collapse, three-dimensional analysis, bearing capacity and failure modes of the embankment subjected to localized voids by summarizing some research results and putting forward key points on load mechanisms and current designs. A set of recommendations and insights for further research were presented to provide future directions.

Key words: void collapse; horizontal reinforcement solutions; geosynthetics; reinforced embankment

导电土工布和铁电极加固修复污染土对比研究

臧俊超^{1,2}, 刘艳晓^{1,2}, 庞杰^{1,2}, 郑凌透^{1,2}, 刘亦民^{1,2}, 谢新宇^{1,2}

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学宁波理工学院, 浙江 宁波 315100)

摘要: 为了更好的研究重金属污染土的修复加固特性, 对比了导电土工布和铁电极加固并去除淤泥土中重金属离子的效果, 采用电学参数评价加固效果, 并对土体电导率与孔隙水电导率以及温度之间的关系进行了进一步的探究。结合 SEM 图像分形规律进行定性和定量分析, 对重金属污染土的加固修复微观机理进行了进一步的探究。

关键词: 导电土工布; 污染土; 电导率; 扫描电镜; 微观结构

1 前言

随着城市化进程的加速发展, 人类生活对环境逐渐产生了越来越大的影响, 生活垃圾、化工业、污水灌溉等都对土体产生了一定的影响, 这些污染土地基被开发出来使用, 其电渗加固特性与普通土具有明显的不同。Kaniraj^[1] 等对有机质土的电渗排水加固效果进行了研究, 分析认为其与普通黏土电渗加固效果有较大不同, 电渗加固的最优条件也存在一定差别。

污染土中离子成分比较复杂, 往往含有部分重金属离子, 其中重金属离子的运移会对周围环境造成较大的影响, 已有研究往往关注于利用电渗的方法减少其中重金属离子的含量, 席永慧^[2]研究了电动去除重金属离子的效果。由于以往研究大多采用金属电极, 其中部分离子会与金属电极产生化学反应, 生活源污染土的离子成分比较复杂, 导致离子运移研究结果受到干扰以及重金属离子减量化的效果较差。胡俞晨^[3]研究了电动土工合成材料加固软土地基的效果, 已有导电土工合成材料大多为排水板中间加导电材料比如铜丝制作而成, 接触电阻和电势损失比较大, 本文以不锈钢纤维水刺布作为电极材料, 不会与生活源污染土产生离子反应从而更加清晰有效的研究重金属污染土中离子的运移规律。

本文探究导电土工布和金属电极的对比效果, 新型导电土工布材料的研究结果对于重金属离子的减量化和土体排水固结的理论和应用研究都有很好的借鉴意义。

2 试验准备

2.1 试样准备

试验所用土样取自杭州市上塘路和湖州街交叉口的基坑, 原状土样的类型是饱和淤泥质黏土, 含少量有机质, 取土深度约为 2 m, 黏土经过烘干、粉碎研磨以后过 0.0074 mm 筛。因为垃圾填埋场污染成分复杂且取土困难, 为了试验更加有针对性和更高效, 本文采用实

实验室配制的重金属铜污染土进行试验。铜分析纯购自国药集团，重金属添加量为3000 mg/kg（重金属质量与干土质量的比值或者百分数），为了降低其他离子的干扰，试验采用去离子水配制不同浓度的重金属污染物溶液，搅拌均匀并静置24小时。取得的未污染土的基本性质如表1所示。

表1 淤泥质黏土基本性质

参数	液限	塑限	含水量	比重
数值	53	25	45.9	2.67

2.2 电极材料制作

试验中阳极使用的导电土工布（电动土工合成材料）为不锈钢纤维水刺工艺制作而成，面密度为155.7g，厚度为0.835 mm，最大孔径为244.83 μm ，平均孔径为51.76 μm ，电阻率为0.012 $\Omega\cdot\text{m}$ ，实验前截取导电土工布进行了扫描电镜结构分析。

2.3 装置安装及试验步骤

试验装置实物图如图1所示，试验使用的圆柱形有机玻璃筒内径28.5 cm，高度14.1 cm。筒体底部打一个直径15 mm的小孔，通过螺栓和导管连接延伸到储水瓶中，用于收集电渗过程中从阴极排出的水体。试验过程中每隔一定时间更换排水管下方的集水烧瓶，然后用针管抽取电渗排出的水并用过滤器过滤后制样，测试其电导率和重金属离子的含量。采用百分表固定支架将百分表分别固定在阳极和阴极附近土体上表面，每隔一定时间记录读数获取土体阴阳极沉降。将温度传感器探头插入盖板的孔中，采集阳极、阴极和中部土体的实时温度数据。用万能表测量试验中不同测针之间的电势大小，使用电流表测量土体的瞬时电流。试验所用电源为固纬SPD-3606 稳压直流电源。



图1 试验圆筒实物图

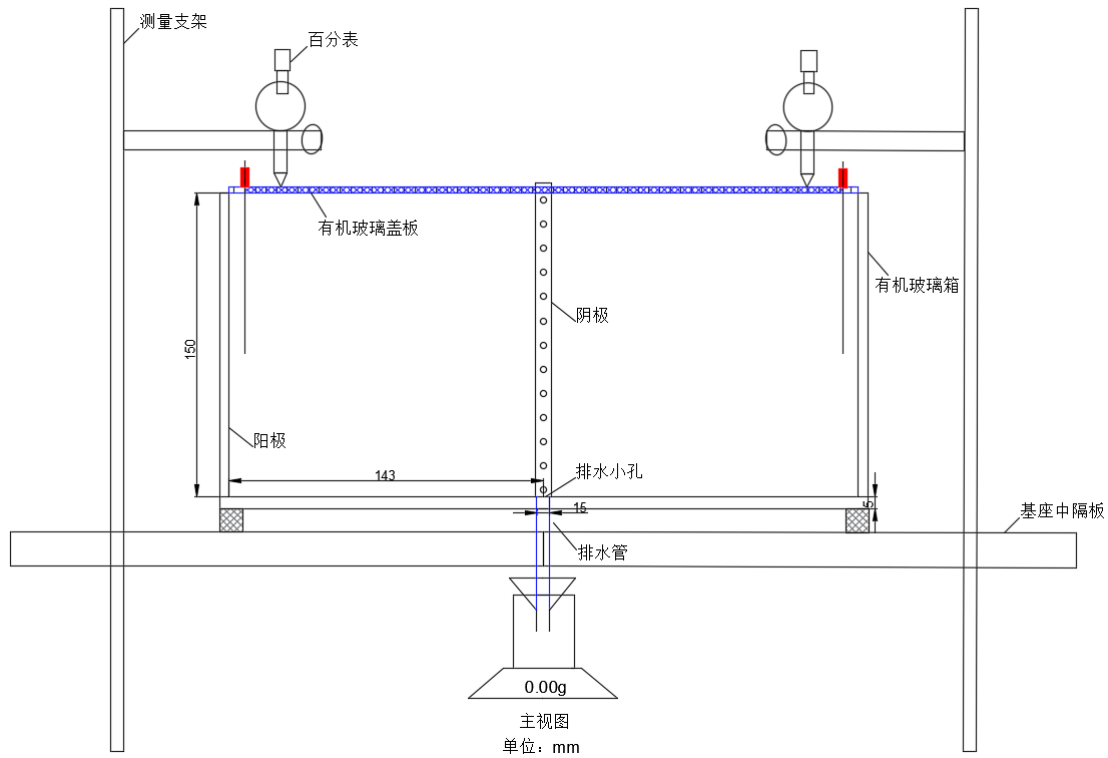


图2 电渗试验整体装置简图

使用导电土工布电极进行试验时，首先将改进后的土工布围绕在有机玻璃箱的内壁上作为阳极，在土工布的顶部固定一圈制作好的金属圆环，将电源的正极接在一圈导电金属圆环上保证电流均匀分布，将金属管固定在圆筒中间作为阴极。将土体分层装入圆筒形试验装置内部，盖好有机玻璃盖板，将6根直径0.1 cm细铁丝制作的测针依次插入电势测试孔中。

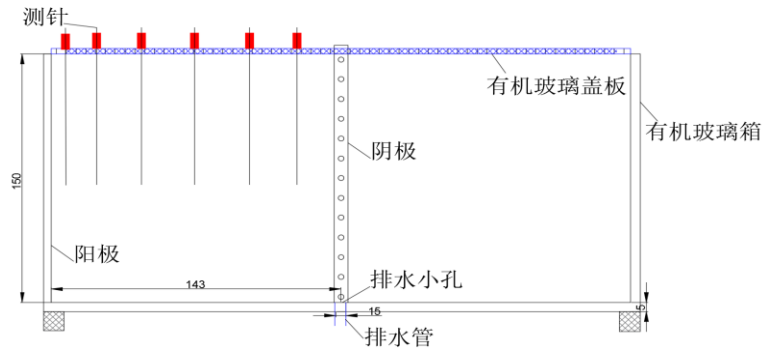
使用铁电极进行试验时，首先将高14.1 cm、长91 cm的铁皮围绕在有机玻璃箱内侧。将土体分层装入圆筒形试验装置内部，盖好有机玻璃盖板，将6根直径0.1 cm细铁丝制作的测针依次插入电势测试孔中。试验基本条件如表2所示。

表2 导电土工布与铁电极试验基本条件

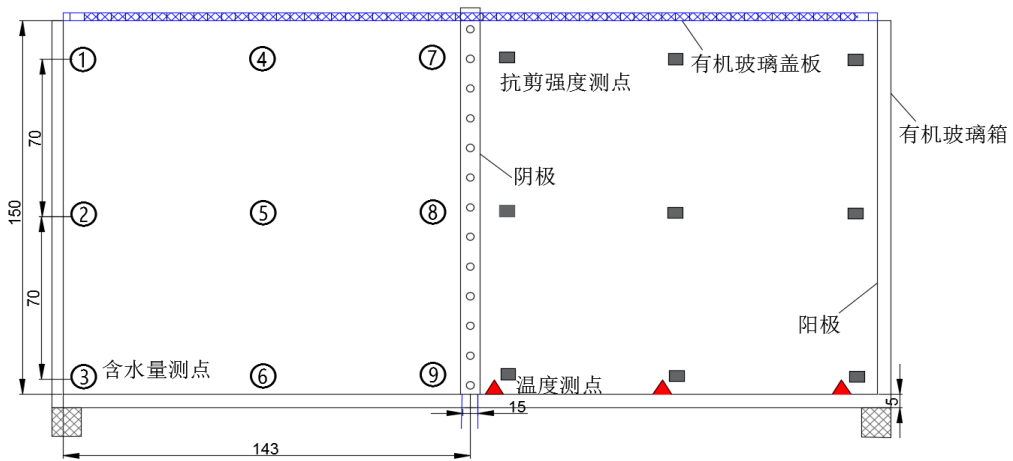
因素	试验编号	电源电压/V	铜添加量/mg/kg	电极材料	通电时间/h	初始含水量/%
水平	F1	40	3000	导电土工布	25	78
	F2	40	3000	铁	25	80

试验结束后在阳极和阴极附近取土进行抗剪强度测试，取土位置以及温度测点如图3所示；将不同时段电渗排出的水用过滤器过滤后制样，使用LAQUA电导率仪测试其电导率；试验结束后，在尽量不扰动土样的情况下取阳极、阴极、中间的上中下部位的土样，

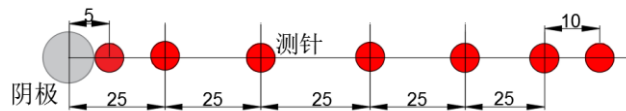
通过冷冻干燥法去除土样中水分，并在液氮环境中制备可用于微观结构观察的小试样。随后将准备好的试样从液氮中取出放置至室温，按照要求将其粘到导电胶布上，并将导电胶布固定在观察台上。对试样表面进行喷碳（或喷金）处理后放入扫描电镜并进行观察和分析，然后进行分形维数研究。



(a) 主体部分剖面图



(b) 测点布置图



(c) 测针排布俯视图

图 3 试验装置剖面及细部图 (单位: mm)

3 试验结果分析

3.1 电学参数分析

工程实践中常将土体含水率作为电渗控制的标准，而土工试验规程推荐的几种方法无法满足快速和大面积的要求。因此，研究电导率和含水量的关系有助于深入理解电导率在土体性质研究中的作用。此外，电渗固结的复杂性使得精确的设计计算必须借助于数值模拟，而电导率是有限元分析最重要的输入参数之一。实际工程中电渗的能耗系数也是关注的对象，以上表明，了解研究电渗过程中的电学特性具有重要的现实意义。

(1) 土体电导率和电渗排水电导率的关系

孔隙水电导率是土体电导率的主要影响因素之一，在电渗过程中，随着孔隙水的排出，土体的电导率逐渐下降，本文假定电渗排水的电导率和土体电导率呈线性关系^[6]，分别选取了铁电极和导电土工布电极前 10 小时的土体电导率和电渗排出水的电导率数据进行曲线拟合和研究分析，数据拟合结果如图 4 和图 5 所示，其中虚线为数据拟合结果，点为实测电导率数值。

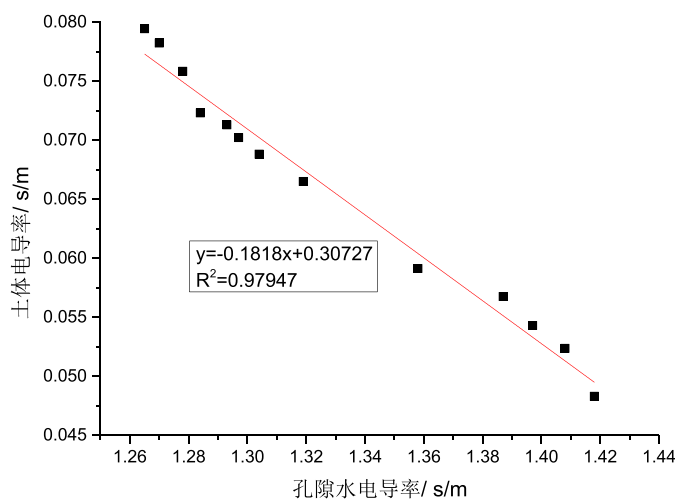


图4 铁电极土体电导率和孔隙水电导率的关系

如图 4 和图 5 所示，不论是铁电极还是导电土工布电极，在电渗过程中，随着重金属铜离子的逐渐排出，孔隙水的电导率逐渐上升，而土体中因为水分的排出，接触电阻也逐渐增大，土体电导率逐渐减小。拟合结果发现，导电土工布电极和铁电极电渗试验两者都具有一定的线性关系，拟合中导电土工布和铁电极的 R^2 分别为 0.98545 和 0.97947，拟合结果可以对黏土的孔隙水电导率和土体电导率的关系研究提供参考价值。

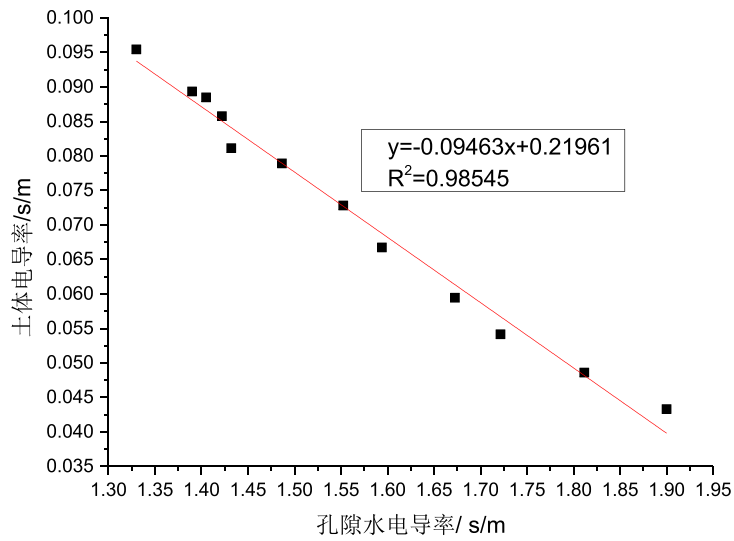


图 5 导电土工布电极土体电导率和孔隙水电导率的关系

(2) 温度和土体电导率的关系

随着温度的升高，土颗粒和孔隙水热体积膨胀的差异诱致了孔隙水压力的产生和增长，即使在没有外加电场的情况下，电导率也会随着温度的升高而逐渐增大，已有学者在标准砂中加入不同浓度的KCl溶液后，温度对于电导率的影响程度并不一样^[5]，温度与电导率的关系需要进一步的研究。

本文选取电渗前10个小时左右的温度和土体电导率数据，绘制土体平均温度与电导率的关系曲线，利用origin软件对其进行分段线性拟合，导电土工布和铁电极都呈现近似线性关系。

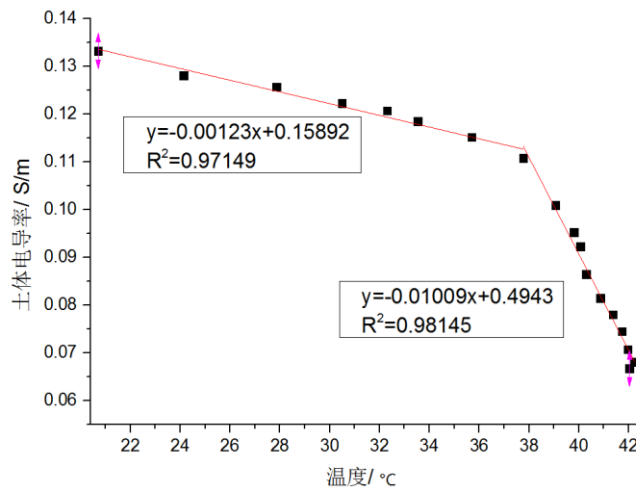


图 6 铁电极电渗过程中温度和电导率拟合曲线

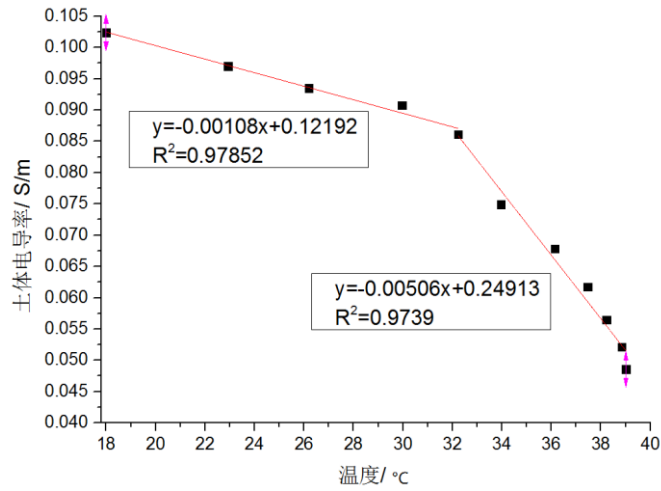


图7 导电土工布电极电渗过程中温度和电导率拟合曲线

结合图6和图7中数据可知,在没有电场作用的情况下,随着温度的上升,土体中电导率会有一个逐渐上升的趋势,但是在电场的作用下,土体中的电导率呈现逐渐下降的趋势,主要是因为,在电渗过程中当土体中的含水量随着时间逐渐降低,孔隙水中铜离子的含量逐渐增大,会导致双电层的厚度逐渐压缩,导致土体的电导率逐渐减小,铜离子伴随着孔隙水从阴极排出,使得电渗排出水的电导率逐渐上升。

(3) 电渗能耗研究

在实际工程中,电渗的能量消耗会作为核算成本的比较重要的评价指标,因为,在不同条件下电渗的能量消耗会有相当大的差别,本文考虑到不同试验条件下排水量和有效电势的变化趋势以及范围变化较大,采用参数单位排水量能耗对能量消耗进行了研究。

总能耗:

$$W = \int_0^T ui dt \quad (1)$$

则单位排水能耗为:

$$W_u = \frac{W}{Q} \quad (2)$$

其中 t 为通电时间/h; u 为电源输出电压/v; i 为电路中的电流/A; Q 为各组试验总排水量/mL。

利用origin对数据进行了积分计算,导电土工布电极的单位排水量能耗为0.333kwh/L,铁电极的单位排水量能耗比导电土工布电极高32.5%,达到0.443 kwh/L。表明虽然铁电极的排水量高于导电土工布电极,但单位排水量能耗比较高。

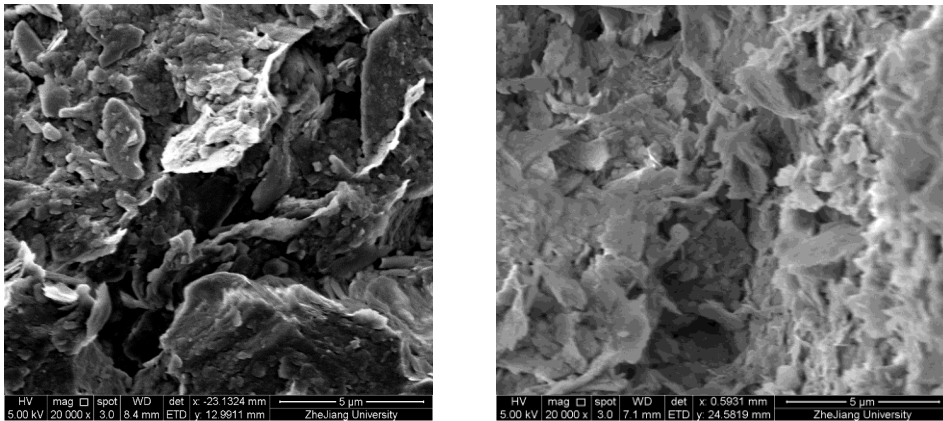
3.2 微观结构研究

为了减小对于土壤的扰动,试验结束后,在尽量不扰动土样的情况下按照图3中测量含水量的位置进行取样,通过冷冻干燥法去除土样中水分,并在液氮环境中制备可用于微

观结构观察的小试样。随后将准备好的试样从液氮中取出放置至室温，按照要求将其粘到导电胶布上，并将导电胶布固定在观察台上。对试样表面进行喷金处理后放入扫描电镜并进行观察和分析。

试验仪器采用荷兰FEI公司生产的QUANTAFEG650场发射扫描电镜。SEM电镜主要由真空系统、电子束系统以及成像系统组成。电子束系统发射高能的入射电子轰击物质表面，产生二次电子、背散射电子等，由探头接收后成像。

将试验土样切成约2 cm长×1.5 cm宽×1.5 mm高的长条形土样^[6]，在中部刻一圈深约0.5 mm的槽。在扫描前，从刻槽的部位把土样分开，从中选择比较平整的有代表性的新鲜断面。再用吸球轻轻吹走表面浮土，从而获得保持原始结构形态的土样表面。



a) 原状土放大 20000 倍电镜图

b) 铁电渗后土放大 20000 倍电镜图

图 8 土样扫描电镜图

从放大20000倍的电渗前后对比图中可以发现电渗之前的土体在整个区域内十分松散，孔洞较多，整体呈现絮状结构，黏粒之间以面-面接触^[7]和边-面接触为主，在长絮状几何体间分布有不均匀的孔隙；从铁电极放大20000倍的电镜图可以观察到，电渗之后的土体呈现凝块状结构，土体之间胶结情况明显变好，黏粒之间以面-面接触和镶嵌接触为主。

表 3 土样表观孔隙率研究

土样	表观孔隙率
原状土	0.7312
铁电极电渗后阳极	0.5820
铁电极电渗后阴极	0.5996
导电土工布电渗后阳极	0.57
导电土工布电渗后阴极	0.575

在定性分析的基础上，本文还利用Image Pro Plus^[8-9]对原状土、铁电极和导电土工布电极不同位置的土样扫描电镜图片进行了微观结构定量分析，选取放大倍数为1500倍，阈

值选取采用大津法。研究土体微观结构中表观孔隙率（研究区域中孔隙的面积占区域全面积的比）的变化。数据表明，电渗后土体的表观孔隙率加大，单个孔隙的面积变大，总体数量减小。结合定性分析数据，可以更好地理解分析电渗加固过程^[10-12]中土体微观孔隙结构的变化。

4 结论

本文对比了导电土工布和铁电极加固并去除淤泥土中重金属离子的效果，采用电学参数评价加固效果，并对土体电导率与孔隙水电导率以及温度之间的关系进行了进一步的探究。结合SEM图像分形规律进行定性和定量分析，主要结论如下：

（1）导电土工布电极的电渗性能表现较好，数据分析表明虽然铁电极的排水量高于导电土工布电极，但是铁电极的单位排水量能耗比导电土工布电极高32.5%，达到0.443kwh/L。

（2）结合SEM图像分形规律进行定性和定量分析，电渗之前土体整体呈现絮状结构，黏粒之间以面-面接触和边-面接触为主，电渗之后的土体呈现凝块状结构，土体之间胶结情况明显变好，黏粒之间以面-面接触和镶嵌接触为主。试验表观孔隙率大约降低22%左右。

（3）土体电导率与孔隙水电导率以及温度之间存在一定的线性拟合关系，但是由于本文的试验量比较小，所以后续研究还可以通过更多的验证试验进行进一步的验证和修正。

参考文献：

- [1] Kaniraj S R, Yee J H S. Electro-osmotic consolidation experiments on an organic soil[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2011, 29(4):505-518.
- [2] 席永慧, 梁穉嫁, 周光华. 重金属污染土壤的电动力学修复试验研究[J]. *同济大学学报(自然科学版)*. 2010, 11:1626-1630.
- [3] 胡俞晨, 王钊, 庄艳峰. 电动土工合成材料加固软土地基实验研究[J]. *岩土工程学报*. 2005,05:582-586.
- [4] 文灵. 不锈钢纤维水刺布用作电动土工合成材料 EKG 的研究[D]. 东华大学, 2011.
- [5] 李瑛, 龚晓南, 郭彪, 等. 电渗软黏土电导率特性及其导电机制研究[J]. *岩石力学与工程学报*. 2010, S2:4027-4032.
- [6] 王进学. 离子污染饱和和无粘性土电导率特性及 TDR 测试技术[D]. 浙江大学, 2007.
- [7] 徐丽阳. 杭州软黏土微观结构试验研究[D]. 浙江大学, 2015.
- [8] 周晖. 珠江三角洲软土显微结构与渗流固结机理研究[D]. 华南理工大学, 2013.
- [9] 黄丽. 饱和软粘土微观孔隙的定量分析及其分形研究[D]. 武汉理工大学, 2007.
- [10] Lefebvre G, Burnotte F. Improvements of electroosmotic consolidation of soft clays by minimizing power loss at electrodes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, 39(2):399-408.
- [11] Otsuki N, Yodsudjai W, Nishida T. Feasibility study on soil improvement using electrochemical technique[J]. *Construction and Building Materials*, 2007, 21(5):1046-1051.
- [12] Fox P J, Lee J, Lenhart J J. Coupled consolidation and contaminant transport in compressible porous media[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2010, 11(2):113-123.

Comparative studies on electroosmotic treatment effect of polluted soil using conductive geotextile and iron electrodes

ZANG Jun-chao^{1,2}, LIU Yan-xiao^{1,2}, PANG Jie^{1,2}, ZHENG Ling-wei^{1,2}, LIU Yi-min^{1,2}, XIE Xin-yu^{1,2}

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Ningbo Institute of Technology, Zhejiang University, Ningbo 315100, China)

Abstract: In order to study the strengthening and repairing properties of heavy metal contaminated soil, the effect of EKG and iron electrode on strengthening and removing heavy metal ions in silt soil were compared. The electrical parameters were used to evaluate the effect of reinforcement, and the conductivity and pore water conductivity as well as the relationship between temperature were further explored. The qualitative and quantitative analysis of fractal laws of SEM images was carried out, and the microscopic mechanism of electroosmotic treatment effect of heavy metal contaminated soils was further explored.

Key words: EKG; contaminated soil; electrical conductivity; scanning electron microscope; microstructure

简讯

2017年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术 (2017年，杭州) (第1号通知)

随着我国各项基本建设工程的进一步推进，岩土工程测试面临着更严峻的挑战，对相关测试技术也有着更高的要求。为顺应各类岩土工程的国家、社会需求，探讨解决岩土工程测试技术面临的重大问题，拟定于2017年10月在浙江杭州召开“2017年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术”学术会议，就岩土工程测试技术中的相关热点问题和研究进展进行讨论，邀请各有关单位、学者和工程技术人员踊跃参加。

会议主题：

岩土工程测试理论和技术新进展

主办单位：

中国工程院土木、水利与建筑工程学部
中国土木工程学会土力学及岩土工程分会
浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心

联系方式：

浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心
陆水琴 (0571-88208775, lusq87@163.com)
王笑笑 (0571-88208775, wangxiuxiu713@163.com)

岩土工程商业软件发展前沿 (1) 二维/三维边坡稳定分析

卢海华

(SoilVision Systems Ltd. , 120 - 502 Wellman Cres. , Saskatoon, Canada, Email: haihua.lu@soilvision.com)

1 引言

随着计算机 CPU 和 GPU 的处理能力越来越强,给岩土工程的商业软件开发和应用提供了强大的硬件上的支持,软件功能性也越来越深广。现实中物理世界都是三维的,只有用三维软件才能很好地模拟大多数工程,但是三维模拟计算还是没有常规性地用于岩土工程数值分析和设计,这与计算所采用的软件局限性有关,也和设计人员的观念转变有关系。在国外大的咨询公司,已经普遍采用三维模拟分析计算,而国内往往只局限于在高校、大的研究院等研究机构。SVOFFICE 系列软件是加拿大 SoilVision 公司推出的一维/二维/三维(1D/2D/3D)数值分析软件,该套软件覆盖了岩土工程,环境岩土工程和水文地质工程分析的方方面面,比如边坡稳定分析(SVSLOPE),应力和应变分析(SVSOLID),渗流分析(SVFLUX),冻土冻融分析(SVHEAT),污染物介质在土体中的传输(SVCHEM)等等。通过了二十年的开发和应用,该套软件已经在世界上五十个国家的设计院,高校,政府机构,和跨国公司等得到应用。

作者试图通过岩土工程商业软件发展前沿的一系列文章系统地介绍国际上功能最强大最流行的软件。下面主要结合加拿大 SoilVision 公司的 SVSLOPE2D/3D, SVSOLID 软件谈谈二维和三维边坡稳定分析软件的最新发展。

目前比较成熟的边坡稳定分析方法,如图 1 所示,包括极限平衡法(LEM),完全基于有限元(FEM)的强度折减法(SSR),和基于有限元(FEM)的极限平衡法(FEM+LEM)。SoilVision 公司开发的软件 SVSLOPE 和 SVSOLID 包括了所有这些方法的二维和三维分析。

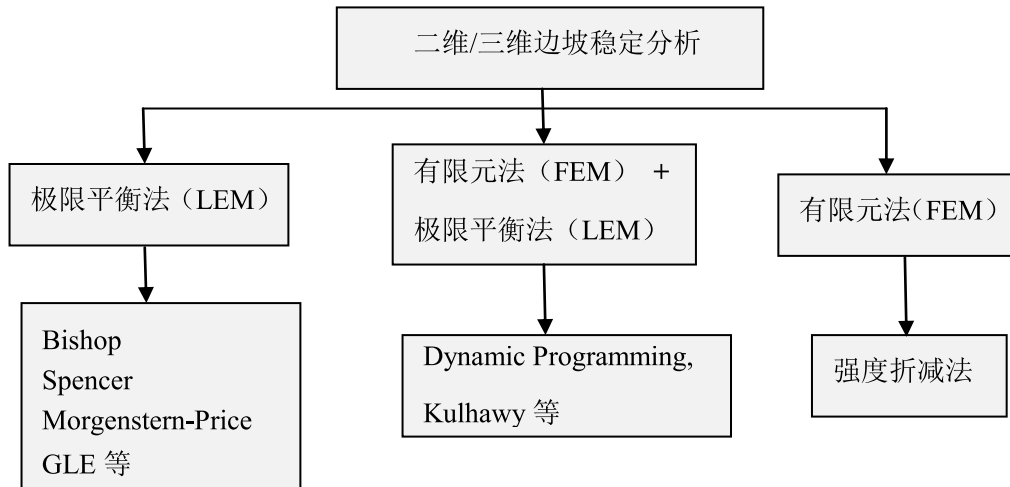


图1 目前比较成熟的边坡稳定分析方法

2 二维还是三维边坡稳定分析？

为了求得一个实际三维边坡的安全系数 FOS，其实是同时要解决求得最危险滑动面的形状，位置和滑动方向。图2显示的是世界上最大的铜矿美国宾汉峡谷铜矿场 Bingham Canyon Copper Mine 在 2013 年发生的边坡失稳图片。从图中可以看到，这是一个典型的三维问题，为了正确地求得安全系数，必须采用三维分析来确定最危险滑动面的形状，位置和滑动方向。美国的咨询公司就采用 SoilVision 公司开发的 SVSLOPE 2D/3D 边坡稳定分析软件来重新设计边坡。



图2 宾汉峡谷铜矿场 Bingham Canyon Copper Mine, 2013 (来自于网络)

大多数设计人员可能会觉得二维分析简单直观，节省时间和结果可靠，只是其安全系数偏于保守。其实三维分析的软件已经具有非常人性化的建模及非常强大的后处理能力。对一个具体工程问题，三维模型的建立不见得比二维模型的建立多花很多时间。至于二维分析结果的可靠性和保守性，还要具体问题具体分析。例如图2，为了模拟如图所示的边坡失稳情况，只有在试了无数的二维剖面里找到最危险的二维滑动面才行。此外在建立二维剖面时还要考虑的滑动方向，二者相结合才能求得可靠的安全系数。在这样的三维边坡中，要花费建模人员大量的时间去搜寻二维的剖面 and 滑动方向等，所花费的时间也许比三维的建模时间还要长，而且计算结果也不见得可靠。如果再考虑软弱岩土层的方向，岩石的各向异性，开裂区和地下水的三维分布等影响因素，则更难得到一个可靠的二维计算结果。

即便假设一个具体问题的二维计算结果真的更加偏向于保守和安全，那么设计人员也要回答这样的问题：二维计算结果相对于实际三维安全系数到底有多少安全储备？5%？25%？还是50%？回答是这些都有可能。

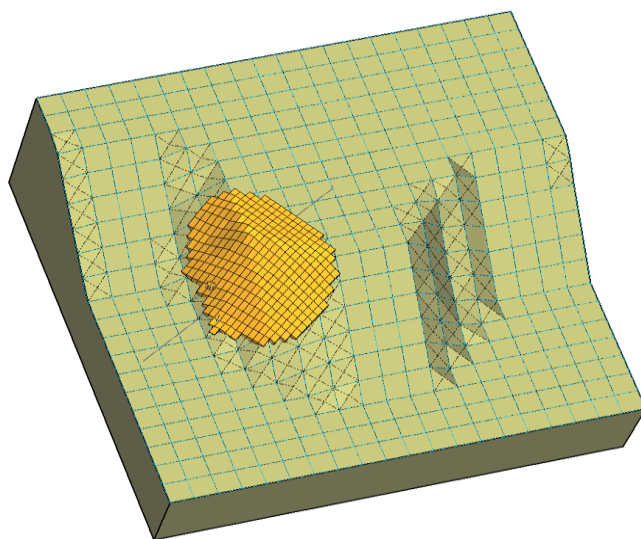


图3 一个滑移方向不明确的任意边坡

图3显示的是一个对滑动体和滑移方向都不是显而易见的任意边坡，采用 SoilVision 公司开发的 SVSLOPE 3D 边坡稳定分析软件（该软件主要模块是基于 LEM，能把滑动方向作为一个变量来搜寻）计算。图4显示的是不同滑动方向所得到的三维安全系数。由图可见，最小安全系数在滑动方向 58° 时达到。强大的 SVSLOPE3D 软件把滑动方向作为一个未知量，从而求出最危险滑移体对应着的滑动方向。对这样一个三维模型，如果用二维计算，仅能考虑计算有限的几个滑移方向的二维剖面的安全系数，有可能无法求得这个问题的最小二维安全系数。需要花费很多的时间建立非常多的二维剖面模型，对更重要的项目，则花费的时间会更多。

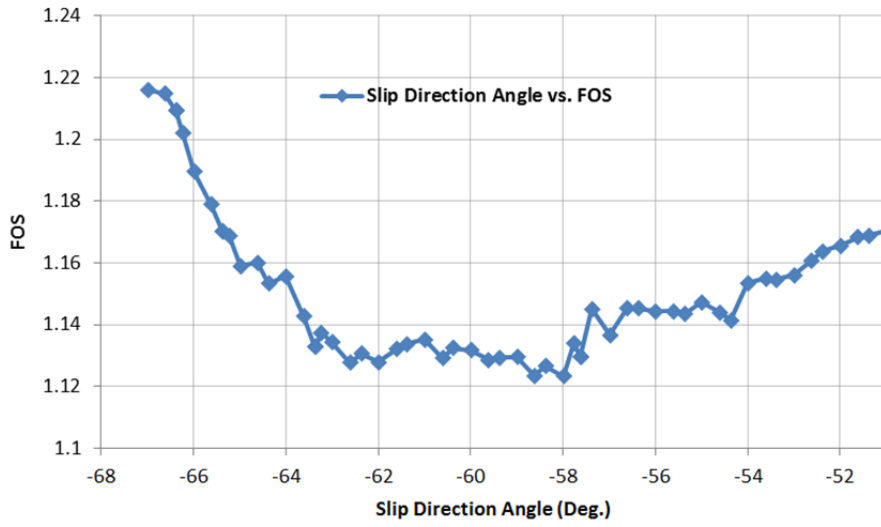


图 4 对图 3 模型分析得到的不同滑动方向和三维安全系数 FOS 的关系

3 二维和三维边坡实例分析

下面举一个简单的例子说明二维和三维边坡稳定分析的差别。图 5 是一个加了外荷载的二维简单边坡，这种边坡可以用于模拟深基坑开挖，河谷边房屋稳定性分析等。

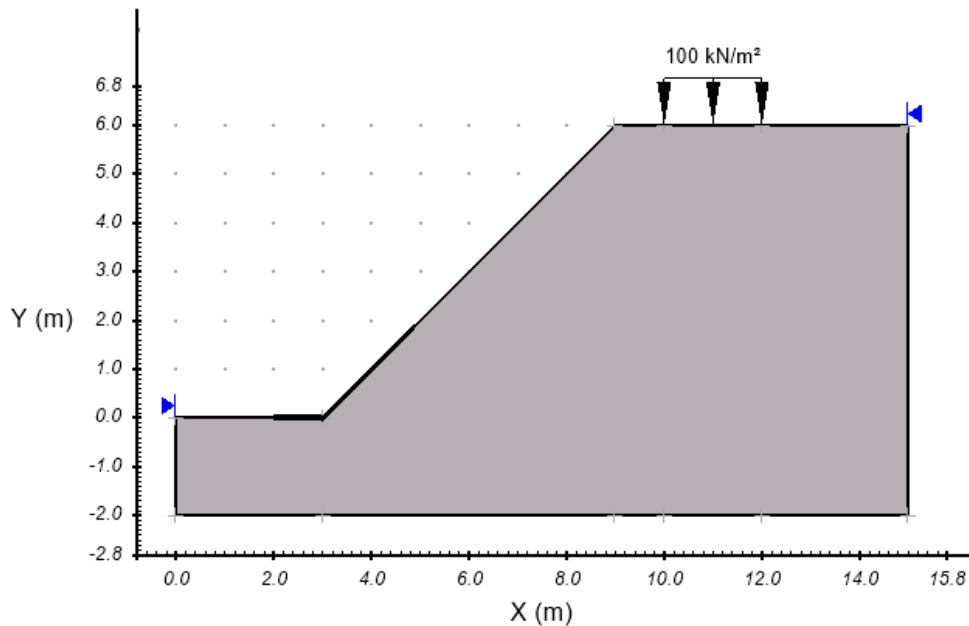


图 5 加了外荷载的二维简单边坡

分别用不同计算方法得到了相应的安全系数。图6是用极限平衡法（简单 Bishop 法）得到的二维边坡安全系数 $FOS=1.15$ 。图8是先计算得到荷载作用下的应力分布，再用极限平衡法得到的安全系数 $FOS=1.14$ （Kulhawy 法），其中二维边坡竖向应力分布用有限元应力应变程序 SVSOLID 计算分析得到，如图7所示。图9是完全基于有限元方法（强度折减法 SSR）得到的二维边坡安全系数 $FOS=1.15$ 。

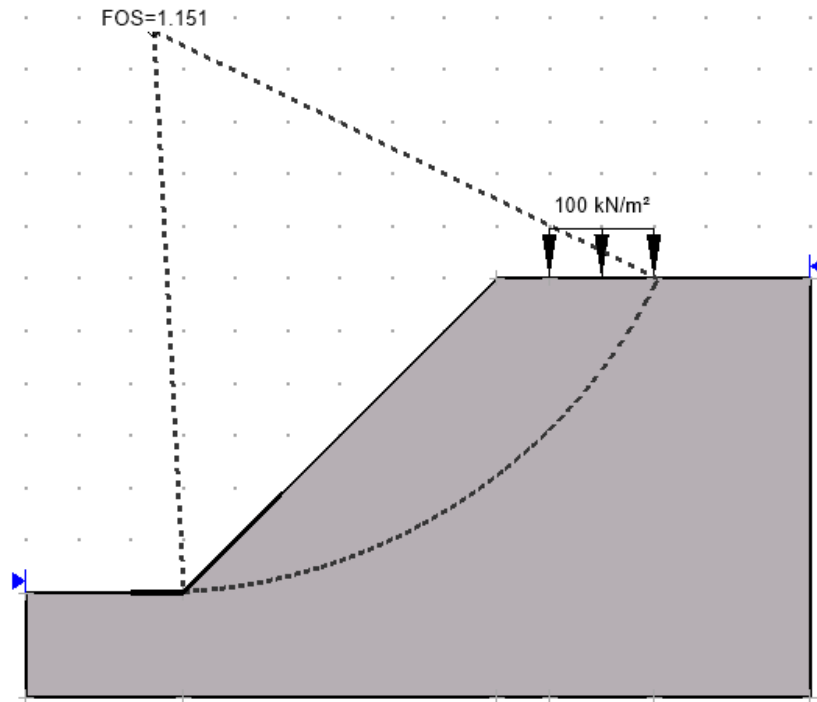


图6 用极限平衡法（简单 Bishop 法）得到的二维边坡安全系数

可以看到，三种完全不同的边坡稳定分析方法，SVOFFICE 系列软件得出了相同的安全系数。这也从另一角度验证了 SVOFFICE 系列软件计算结果的可靠性。

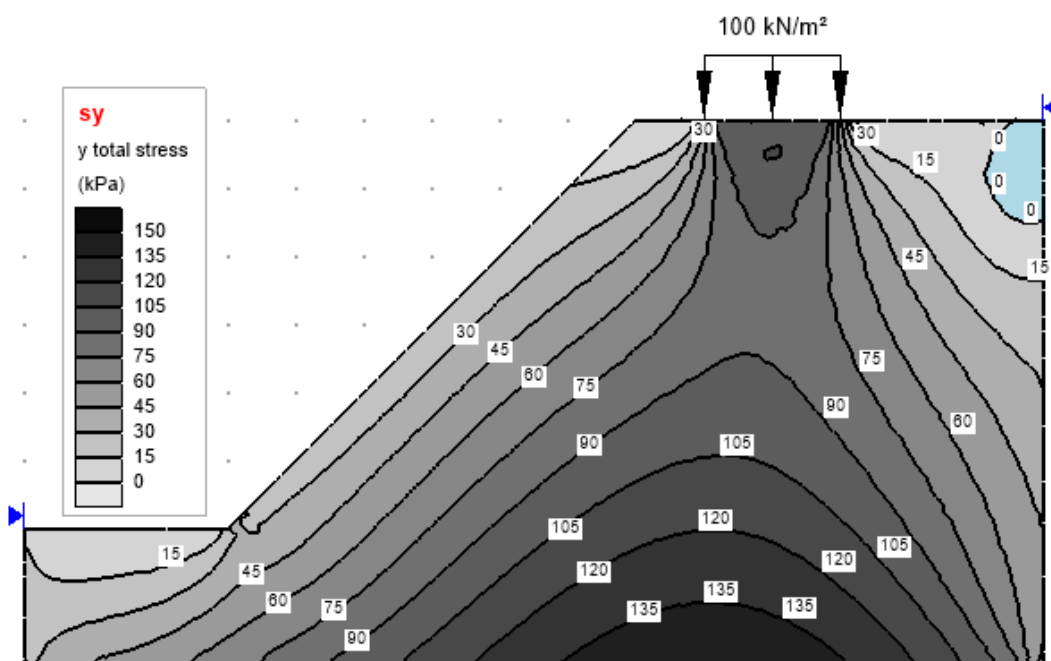


图 7 根据有限元应力应变程序 SVSOLID 计算分析得到的二维边坡竖向应力分布

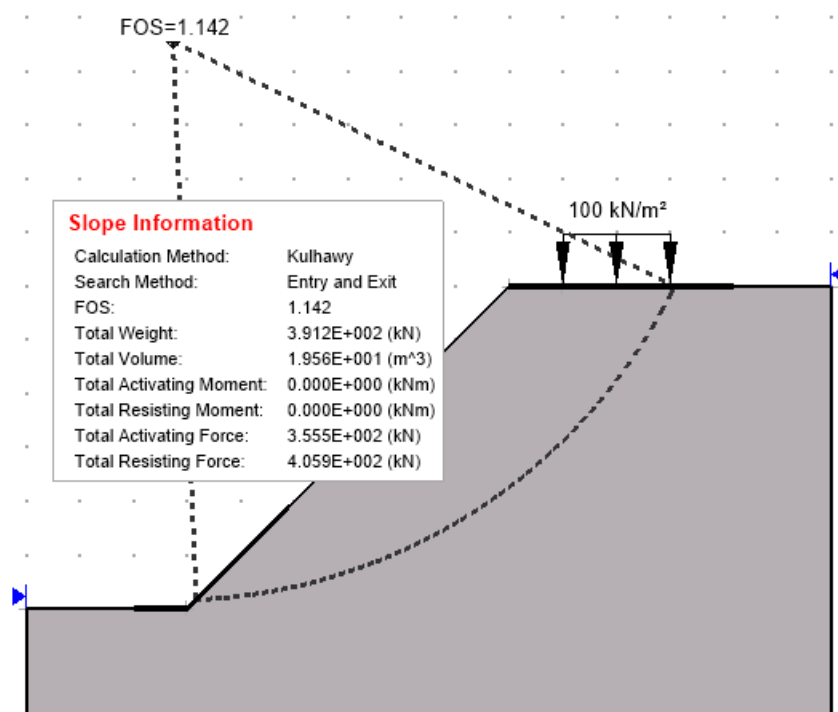


图 8 二维边坡的基于有限元 (FEM) 的极限平衡法 (Kulhawy 方法) 得到的安全系数

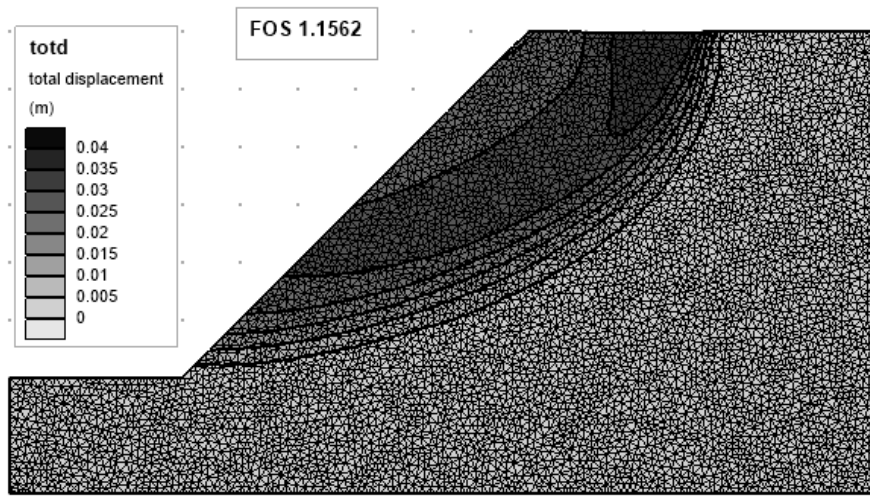


图9 二维边坡的完全基于有限元（FEM）的强度折减法（SSR方法）得到的安全系数

二维是三维空间中对符合平面应变问题的一种简化，对图5所示的平面应变问题，可以建立相应的三维模型，如图10所示，这里外荷载就是全矩形分布形式。

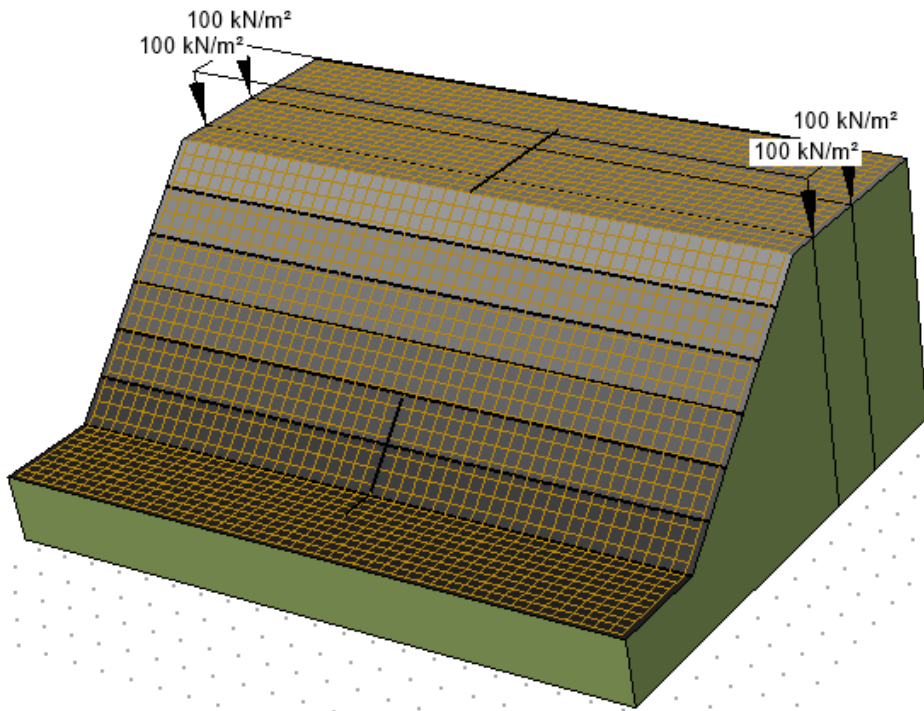


图10 对应于图5平面应变问题的三维模型

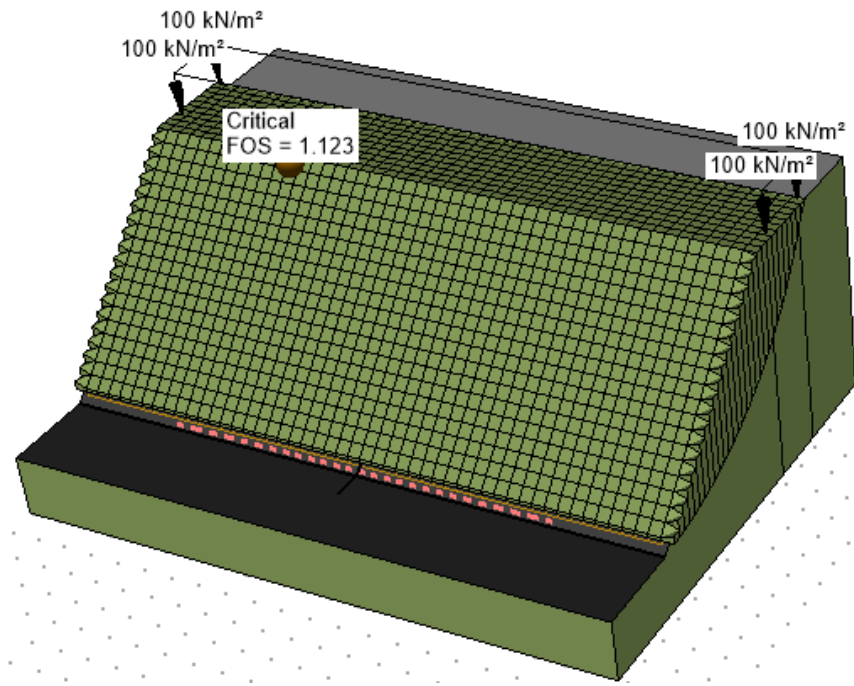


图 11 相应于图 5 的平面应变问题的三维模型基于极限平衡法的安全系数

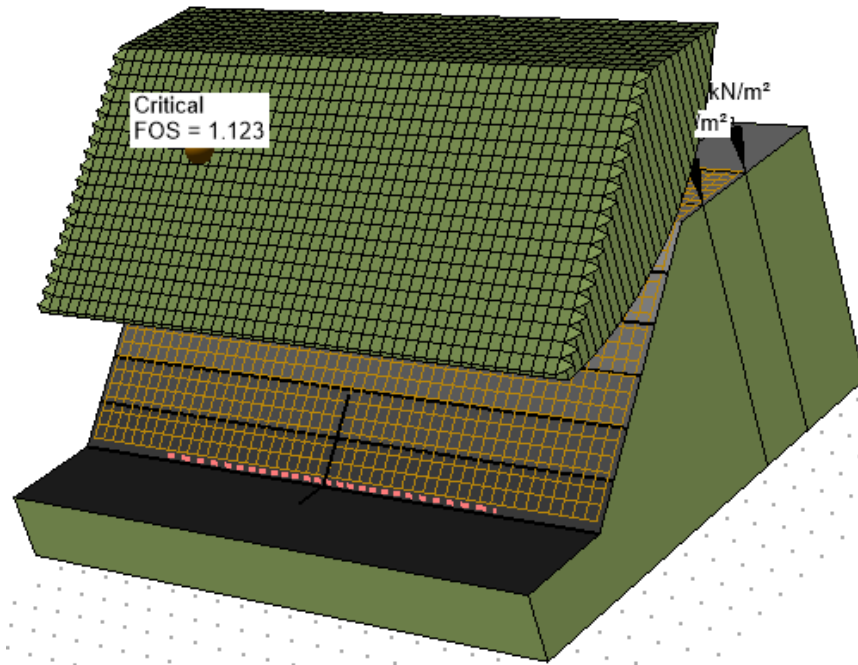


图 12 相应于图 5 的平面应变问题的三维模型的最危险滑动面

图 11 是由图 10 三维模型计算得到的安全系数 1.12, 和二维分析得到的安全系数 1.15 几乎是相同的, 这也与预想的一样, 因为长条形矩形荷载作用下的边坡稳定符合平面应变假设, 得到的计算结果自然与二维结果吻合。图 12 是三维问题计算得到的最危险滑动面, 其剖面与二维滑动面一致。

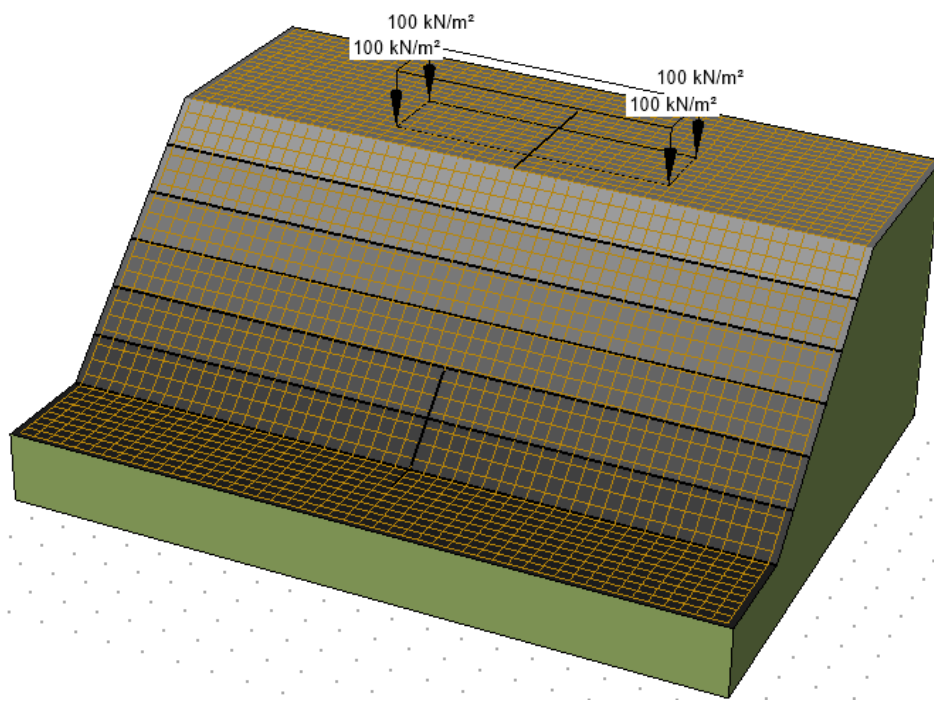


图 13 可能的真正外荷载分布三维模型 (1)

然而实际工程中外荷载的分布形式不一定是全条形均布荷载, 可能荷载大小不变, 但作用面积不同, 如图 13 和图 16 所示。如果进行二维计算, 则计算模型仍然是图 5 所示模型, 对图 10, 13 和 16, 三种不同外荷载分布得到的安全系数没有区别, 即二维计算无法反映荷载的真实作用情况。但如果采用三维模型计算, 对于图 13 荷载分布形式, 用极限平衡法得到的安全系数是 1.36 (如图 14), 用强度折减法得到的安全系数也是 1.36 (图 15)。对于图 16 的模型, 用极限平衡法得到的安全系数是 1.79 (图 17), 该模型与图 10 模型相比, 安全系数差别非常大, 高达 55.6% ($(1.79-1.15)/1.15$)。可见荷载作用面积大小对边坡的稳定性影响非常大, 但二维计算无法考虑具体的荷载作用面积, 这种情况下进行三维分析就非常必要了。

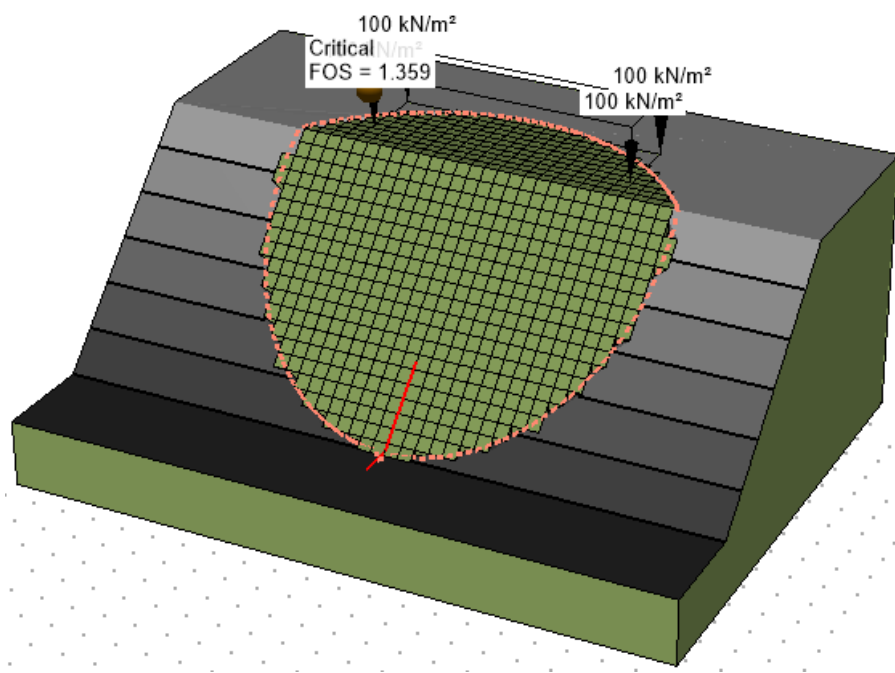


图 14 外荷载分布三维模型 (1) 的基于极限平衡法分析 (简化 Bishop 法) 得到的安全系数

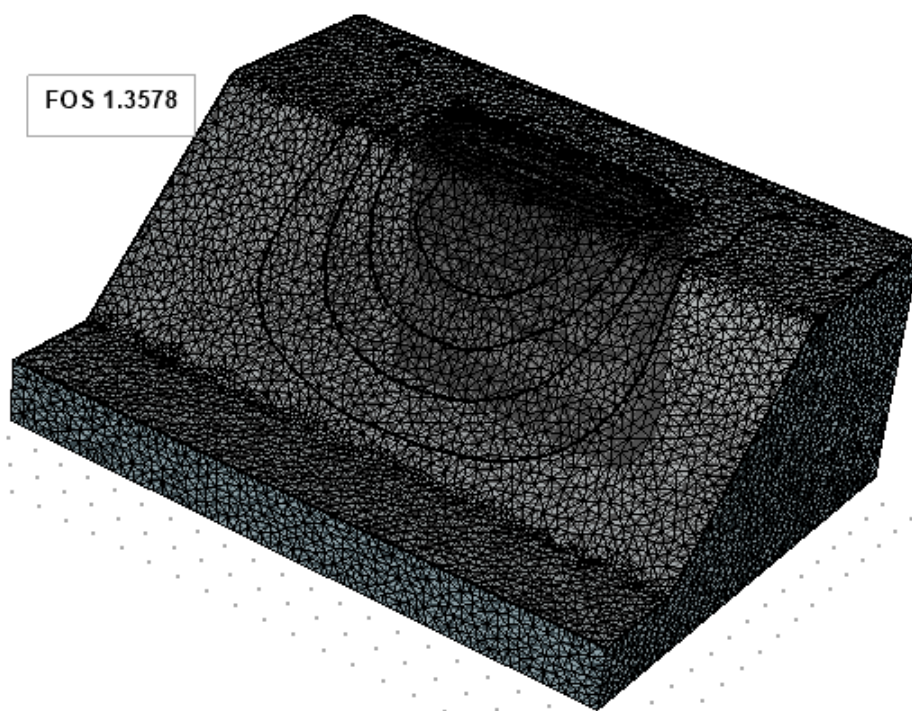


图 15 外荷载分布三维模型 (1) 的基于有限元 (FEM) 的强度折减法 (SSR) 分析得到的安全系数

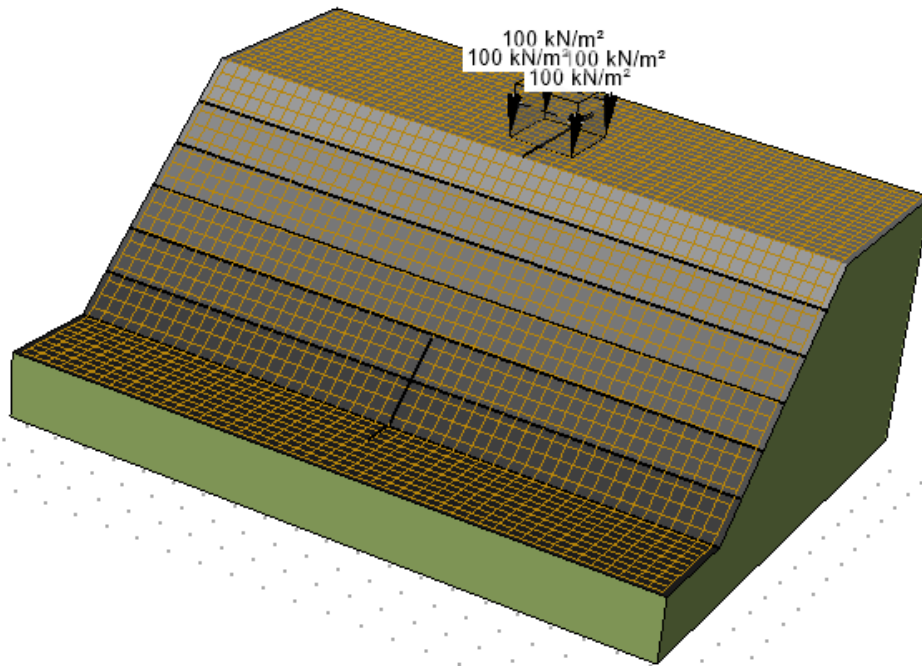


图 16 可能的真正的外荷载分布三维模型 (2)

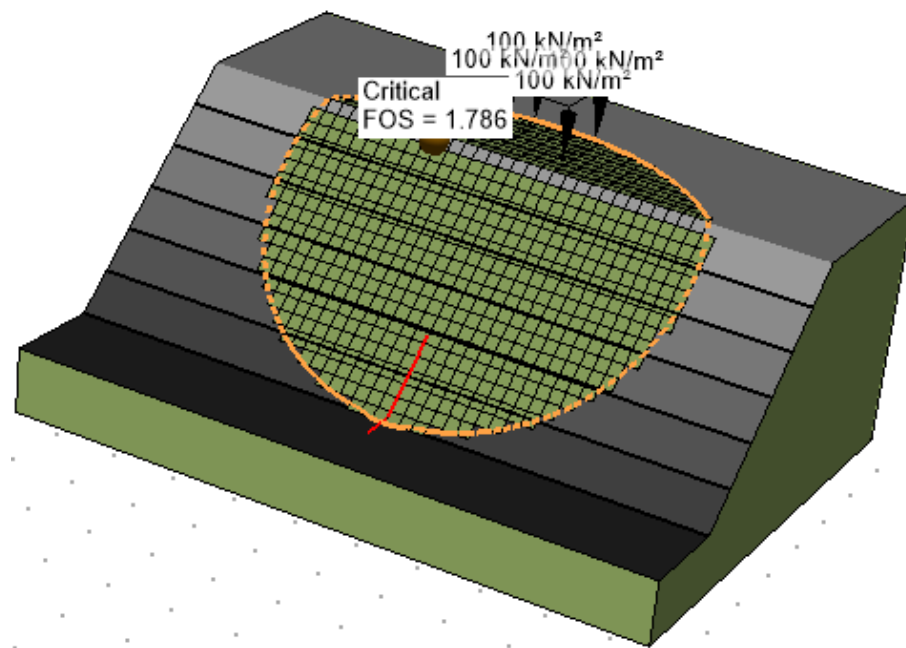


图 17 外荷载分布三维模型 (2) 的基于极限平衡法分析 (简化 Bishop 法) 分析得到的安全系

4 最新三维边坡稳定分析软件的特点

SOILVISION 公司推出的边坡稳定分析软件，能很好地模拟二维/三维岩土边坡问题，采用和集成了世界上最先进的分析方法，其三维边坡稳定分析软件走在了世界岩土工程商业软件开发和应用的前沿。其主要功能汇总如下：

- (1) 如上面介绍，支持当前世界上最成熟流行的三种边坡稳定方法：极限平衡法（LEM），有限元(FEM)强度折减法和基于有限元（FEM）的极限平衡法；
- (2) 能考虑计算三维最危险滑移体的滑动方向，如图 3 所示；
- (3) 支持快速建立复查地形下的三维模型（会在下一篇文章中详细介绍）；
- (4) 支持三维抗滑桩和加筋土的边坡稳定分析，如图 18 所示；

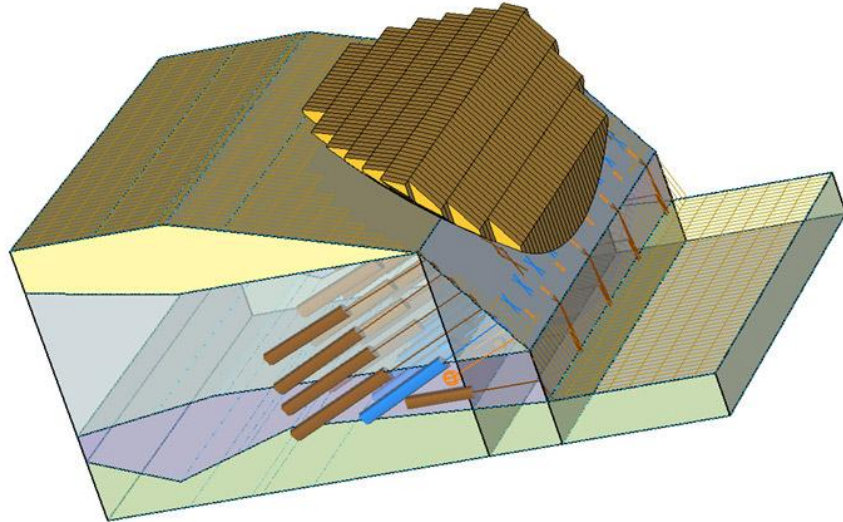


图 18 支持三维加筋土稳定分析

(5) 支持饱和土，非饱和土，岩石的边坡稳定分析。拥有二十五种左右不同的土，岩石和非饱和土的剪切强度模型；

(6) 与饱和，非饱和渗流软件耦合，可以计算在不同时段安全系数随着地下水位的变化而发生的变化，比如水库蓄水，水库水位骤降，强降雨等等；

(7) 广泛应用于矿场明开挖，土石坝，尾矿坝，挡土墙，垃圾填埋场，深基坑开挖，在不同气候条件影响下等等的边坡设计；

本文以一个简单的例子说明了三维边坡分析的重要性，读者可以自行登录 SOILVISION 公司的网页 <http://www.soilvision.com> 了解获得更多 SVSLOPE 的功能和相关信息。

钢渣成分增补与活性激发：强度特征与微观结构演化

刘倩雯, 邓永锋, 刘松玉, 赵余, 张凤尧
(东南大学交通学院, 江苏 南京 210096)

摘要: 钢渣是一种具有潜在活性的工业副产品和废弃物, 但目前资源化利用率较低。为了避免成分增补的盲目性, 引入水泥熟料的配比技术, 掺入偏高岭土和石灰, 形成满足水泥率值要求的复合材料, 然后掺入 NaOH、NaCl、Na₂SO₄ 激发剂, 以期明确激发环境下复合材料的强度特征, 以提升钢渣类废弃物精细化利用的水平, 为废弃钢渣在软土地基加固的实践奠定基础。结果表明, 成分增补技术和活性激发技术能够用于该类废弃物高效利用中, 复合胶凝材料强度有以下特征: 经熟石灰和偏高岭土两相成分增补后, 28 天时复合胶凝材料强度达到 4.5 MPa; 在此基础上, 经 NaOH, NaCl 和 Na₂SO₄ 三种材料激发后, 28 天强度最高达到 10.9MPa。微观试验结果表明, 经熟石灰和偏高岭土两相成分增补后养护 28 天, 生成硅铝酸钙 (C₃ASH)、水化硅酸钙 (C-S-H) 和铁基水化产物等胶凝产物; 而增补后钢渣经过 Na₂SO₄ 激发后, 新增了钙矾石 (Aft); 经 NaCl 激发后, 新增了费氏盐 (Friesdel's salt) 胶结产物。水化产物形成了钢渣型复合材料的胶结强度, 降低了孔隙率, 宏观上表现为提升了其力学强度。综上所述, 经成分增补和活性激发后的钢渣可作为 CFG 桩的替代材料。

关键词: 钢渣; 偏高岭土; 成分增补; 活性激发; 宏观强度; 微观产物与结构

1 引言

国际钢铁协会数据显示, 我国每年粗钢产量约占世界粗钢产量的50%, 而钢渣是炼钢时产生的废渣, 其排放量约占钢材产量的10%^[1], 目前已累积了多达3亿吨的废弃钢渣。发达国家的钢渣利用途径较广, 且较为精细, 如德国, 经加工后的钢渣作为集料用在道路和混凝土中, 利用率高达97%^[2]; 相比而言我国钢渣利用率则较低, 仅为10%~21%^[3, 4]。

钢渣是一种具有潜在胶凝性的物质, 氧化物主要由CaO、SiO₂、Fe₂O₃、MgO、Al₂O₃和MnO等组成, 其中CaO含量在38%~48%, SiO₂含量为10.5%~15.63%, 而Al₂O₃较少, 为0.88%~6%, Fe₂O₃、MnO 的含量波动幅度相对较大^[3-5]; 主要矿物相为硅酸三钙 (C₃S)、硅酸二钙 (C₂S)、铁铝酸钙 (C₄AF)、RO相 (CaO-FeO-MnO-MgO固溶体) 等, 其胶凝性成分虽然比水泥少, 但是能够在碱性环境下被激发出来^[6, 7]。与普通硅酸盐水泥的氧化物成分 (62%~68%CaO, 21%~24%SiO₂, 4%~8%Al₂O₃和2%~5%Fe₂O₃) 相比, 钢渣成分中活性的Al₂O₃和CaO氧化物较少。为了提升钢渣废弃物的活性, 有学者提出钢渣高温重构技术^[8], 即引入水泥熟料的率值参数 (硅率、铝率和石灰饱和系数), 在高温渣中加入调节材料, 通过高温高压焖料技术, 重构钢渣的矿物相, 提高胶凝物质活性和稳定性^[8-10];

收稿日期: 2017年3月

但该工艺成本非常高,适用于仍处于高温状态的钢渣,不适于冷却后或堆放数月的钢渣。

激发相对惰性无机胶凝材料活性的方法主要有:物理激发、热力激发和化学激发^[11]。物理激发指通过机械研磨提高钢渣细度;热力激发指采用高温蒸压技术使得钢渣玻璃体网络中的Si-O键、Al-O键发生断裂,达到玻璃体解聚、加大钢渣水化反应能力;化学激发指常温条件下加入晶核提高液相碱度,加速胶凝材料的水化硬化。激发时应使液相保持pH约为12,有利于形成钙矾石和提高C₃S、C₂S水化速度^[12]。常见的化学激发剂主要有:碱性氢氧化物、硅酸盐、铝酸盐和碱性含铝矿物等^[13],如Shi和Day^[14]发现,石灰-火山灰水泥中添加4%Na₂SO₄和4%CaCl₂能够增加水泥的强度;Bakharev等^[15]在澳大利亚钢渣中加入液态硅酸钠、氢氧化钠溶液、碳酸钠、正磷酸钠等形成新型的水泥基胶凝材料,结果表明液态硅酸钠激发效果最好,其次是氢氧化钠溶液和碳酸钠溶液。在地基处理的工程实践中,采用物理和热力激发成本高,实现难度较大,相对而言,化学激发是一种行之有效的办法。

在公路地基处理工程实践中,常采用水泥基材料对土体进行固化,形成桩体(如水泥土搅拌桩、旋喷桩、CFG等)做成复合地基承担上部路堤荷载。提升钢渣的性能,替代水泥将其作为固化材料或土体改性剂,具有经济、环保等方面重要价值。以CFG桩为例,它采用水泥+粉煤灰+碎石为材料,形成桩柱体,公路工程中设计强度一般为10-20 MPa(承担荷载较小)。由于我国东部地区碎石资源日趋缺乏和价格增高,导致CFG桩成本的迅猛增长,进而带来了公路工程建设成本的大幅度提升。寻找合适替代性加固材料,是困扰公路工程科研工作者的一个迫切问题。

围绕将废弃钢渣用于公路工程软土地基处理工程实践,尤其是替代CFG桩材料(设计强度10 MPa)这一目标,针对钢渣化学活性的不足,引入水泥熟料配比技术与率值控制参数,掺入偏高岭土和熟石灰等成分,增补钢渣的化学成分,形成复合胶凝材料;综合经济性和可行性,选用NaOH、NaCl、Na₂SO₄三种激发剂,探究标准稠度下激发环境对复合胶凝材料的强度变化与微观结构演化的影响规律和机制,为钢渣型胶凝材料在公路工程中CFG桩型地基处理实践奠定基础。

2 试验材料

2.1 钢渣

试验选用嘉兴地区湿法磁选处理钢渣(SS),陈化时间一年,自然晾干后过2mm筛,如图1。其化学成分和颗粒分布情况见表1和图2。表1可见,CaO和SiO₂是该钢渣主要氧化物,含量高达85%左右,Al₂O₃含量非常少,不足5%。表明钢渣主要粒径为0.075mm~0.25mm,约占钢渣颗粒的62%。

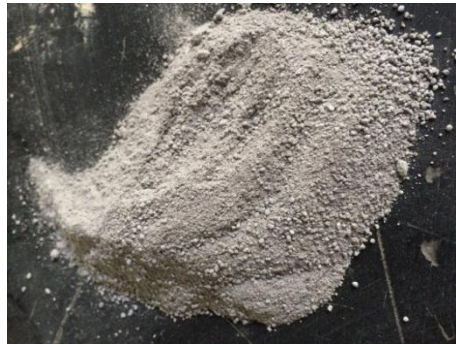


图1 试验用钢渣

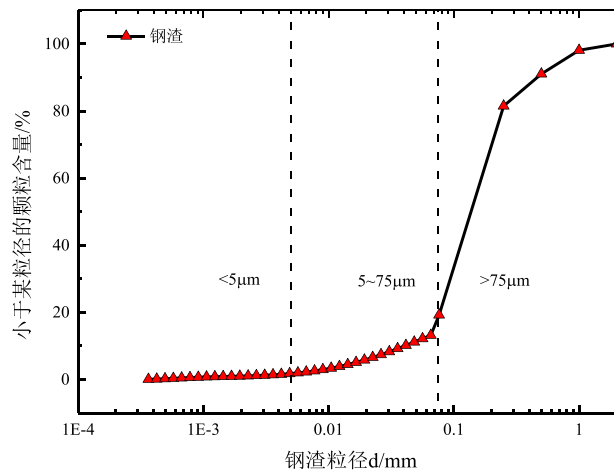


图2 钢渣颗粒分布曲线

表1 试验钢渣化学成分

成分	CaO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	Fe ₂ O ₃
含量 (%)	49.83~55.46	0~4.82	28.47~34.28	10.19~14.17

2.2 偏高岭土及其他材料

偏高岭土 (Metakaolin, 简称MK) 是高岭土 (kaolin) 在适当的温度下 (600~900℃) 脱水而形成的无水硅酸铝 (Al₂O₃·2SiO₂, AS₂)。偏高岭土属于人工火山灰材料, 其结晶程度很低, 为热力亚稳态材料。本试验采用BASF高纯度偏高岭土, 其基本参数见表2。

表2 偏高岭土基本参数

325# (约44μm) 筛余量/w%	pH	重度/g/cm ³	SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %
0.1	6	2.5	50~55	25~35

本研究所用NaOH、NaCl、Na₂SO₄试剂均为化学分析纯粉末试剂;石灰为工业级熟石灰(SL),基本参数如表3。

表3 熟石灰基本参数

Ca(OH) ₂ /w%	镁及碱金属 /w%	酸不溶物 /w%	干燥减量 /w%	筛余量 0.045mm /w%
95.3	1.64	<0.01	0.05	0.17

3 试验方法与方案

3.1 率值调控

针对各钢厂不同工作条件造成的钢渣成分变异和复杂性、添补材料的多元性,为了避免成分增补的盲目和随机性,本研究引入了水泥率值这一概念。

在水泥材料制备过程中,水泥率值(硅率,SM;铝率,IM;石灰饱和系数,KH)是调控熟料中各氧化物和矿物相含量的重要参数,本文引入该参数和水泥熟料的控制范围,以实现钢渣型复合胶凝材料增补。三率值计算式分别如(1)~(4)所示。通常水泥SM在1.7~2.7之间;IM在0.9~1.7之间,而KH在0.67~1.0之间^[16]。引入率值进行成分调控,可实现不同成分的钢渣的增补。

$$SM = \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + Fe_2O_3} \quad (1)$$

$$IM = \frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3} \quad (2)$$

$$KH = \frac{(CaO - 1.65Al_2O_3 - 0.35Fe_2O_3)}{2.8SiO_2} \quad (\text{当 } IM \geq 0.64 \text{ 时}) \quad (3)$$

$$= \frac{(CaO - 1.1Al_2O_3 - 0.7Fe_2O_3)}{2.8SiO_2} \quad (\text{当 } IM < 0.64 \text{ 时}) \quad (4)$$

经前期的大量试验,拟将石灰、偏高岭土作为钢渣成分增补的基础材料。结合水泥熟料率值的范围,三个参数的范围分别为:SM=2.0、2.2、2.4;IM=1.2、1.4、1.6;KH=0.90、0.92、0.94,并依据正交试验原理及分析方法设计试验,获取最优调控参数。成分增补的试验结果表明,钢渣型复合胶凝材料的合理率值为:SM=2.0、IM=1.6、KH=0.94。该率值形成的复合胶凝材料中钢渣、石灰、偏高岭土质量分数分别为30.2%,60.0%和9.8%,氧化物的成分如表4所示。

表4 复合胶凝材料的化学氧化物成分

化学成分	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	其他
比例/%	61.67	20	5.32	3.85	9.16

3.2 试验方案

将 NaOH、NaCl、Na₂SO₄ 分别制备成浓度质量分数为 3%、5%和 8%的溶液，按标准稠度的要求进行试样制备。经机械搅拌和人工振捣，制成 $\Phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ 的圆柱体试样。需要说明的是，未经上述三种材料激发的复合胶凝材料（即增补非激发基准组），亦按标准稠度制备成圆柱体试样。随后放入温度为 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ，相对湿度为 95%的标准养护室中养护，经 7 天和 28 天龄期养护后，进行无侧限抗压强度试验（剪切速率为 $1\text{mm}/\text{min}$ ）。以每组 3 个平行试样强度的算术平均值作为该组试样强度的代表值。若试样强度与平均值之差超过 15%时，则剔除该强度，取余下强度平均值作为无侧限抗压强度值。若数据非常离散，重新制样再次进行抗压试验。

强度试验后的试块研磨成粉末（过 0.075mm 筛），取 10g 于试管中，加入 100ml 蒸馏水，静置 2h 后测试溶液 pH 值。pH 测试采用雷磁牌 PXSJ-216F 型离子计，测试精度达到 0.001。pH 测试可明确试样碱度变化对产物生成的影响。将未经扰动的试样置于无水乙醇内浸泡一天，进行冻干制样^[17]，进行 X 射线衍射（XRD）试验，压汞（MIP）与电镜扫描试验（SEM）试验，以明晰微观机制。MIP 试验采用美国麦克仪器公司的 AUTOPORE 9500 全自动压汞仪，高压站最大压力 228MPa，孔径测量范围为 $0.004\mu\text{m} \sim 340\mu\text{m}$ ；XRD 测试采用日本理学 SmartLabX 射线衍射仪，发生器功率为 3kW，Cu 靶，扫描速度为 $10^\circ/\text{分钟}$ ，步长 0.02° ，角度测量范围为 $10^\circ \sim 90^\circ$ ；SEM 试验采用日立高新扫描电子显微镜 SU3500，7~80 万倍放大倍数，加速电压为 0.3-30kV。

4 宏观试验结果

4.1 无侧限抗压强度（UCS）

为了明确钢渣成分增补与活性激发的效果，首先测定纯钢渣的最大干密度并依据最大干密度制备静压试样进，其无侧限抗压强度为 0.4MPa，并以此为初始值评价成分增补和活性激发的效果。随后按照水泥率值进行成分增补，进行复合材料的标准稠度试验，并制备未经活性激发的无侧限抗压试样，以明确复合胶凝材料的成分增补效果。需要补充说明的是，增补材料中含有熟石灰，能提高复合材料的碱度，亦能部分激发复合材料的活性，形成强度。结果表明（见图 3），成分增补后，复合基材的 7 天、28 天的强度分别达到 2.7MPa，和 4.5MPa，超过了击实钢渣的无侧限抗压强度，但小于 CFG 桩的设计强度（在公路工程中，28 天龄期设计强度一般为 10MPa）。

成分增补所形成的复合材料性能激发后的结果（图 3）表明，Na₂SO₄ 激发的复合材料具有最高的无侧限抗压强度，NaCl 其次，而 NaOH 激发的复合材料强度则增长最小。

养护龄期 7 天和 28 天时，5%Na₂SO₄ 激发后复合材料强度达到 8.0MPa 和 10.9MPa；

以 3%和 8% Na_2SO_4 激发时强度较小,说明 Na_2SO_4 的最优掺量为 5%。 NaCl 激发后复合材料的强度表现居中,从养护龄期 7 天到 28 天,经 5% NaCl 激发的成分增补钢渣强度由 4.7MPa 达到 8.2MPa,强度提高了 74.5%。 NaOH 激发后复合材料的强度随着浓度的增加呈减小的趋势,在 3%浓度时,强度最高,7天和 28 天龄期的强度分别为 5.0 MPa 和 6.5 MPa。综合无侧限抗压强度分析, NaOH 、 NaCl 和 Na_2SO_4 三种激发剂的最优掺量分别为 3%、5% 和 5%。掺入 8% NaOH 的复合材料强度最低,仅为 3.0MPa 和 3.5MPa,这与激发环境过高的 pH 碱度相关(后续 pH 值分析详细分析)。

上述配比中,成分增补所形成的钢渣型复合材料经 Na_2SO_4 激发后,无侧限抗压强度达到了 C10 素混凝土的要求,能满足地基处理工程实践中对 CFG 桩强度的要求。另外,传统无机胶凝材料的激发剂,一般不采用 NaCl ,而本文的研究表明 NaCl 对钢渣型复合材料也具有较为明显的激发效果,这对减小工程成本具有重要的价值。

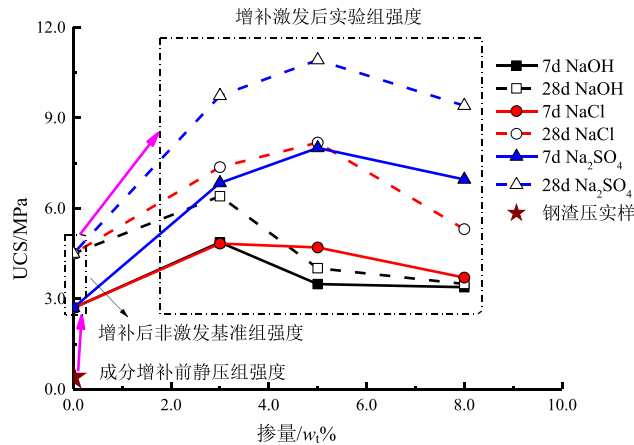


图3 激发环境对无侧限抗压强度的影响

4.2 pH 值

图 4 为成分增补非激发,及增补激发后钢渣型复合材料的 pH 值变化规律。结果表明随着养护龄期增加,pH 值总体呈上升的趋势,分布在 11.9-12.5 之间,位于水泥基材料胶凝反应合理 pH 值的区间(10.8-12.0);另外 NaOH 激发的复合材料碱度最高, Na_2SO_4 的居中,而 NaCl 的最低,这与激发剂本身的酸碱性密切相关。

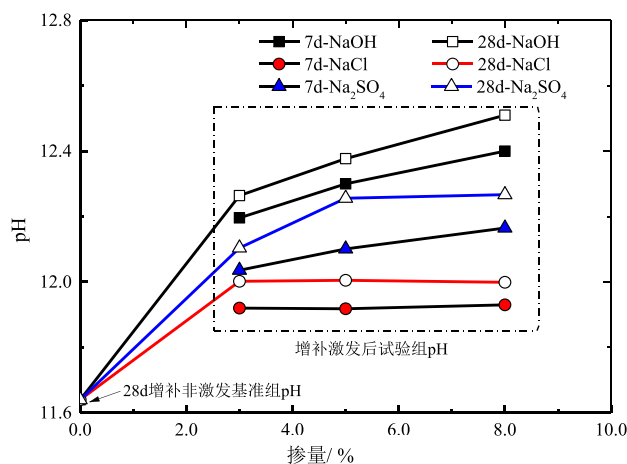


图4 不同激发剂与pH的关系

进一步比对图3和图4, 绘制pH值与无侧限抗压强度间的关系(如图5所示), 发现激发后钢渣型复合材料的无侧限抗压强度与pH值之间有一定的相关性, 强度最高时pH值并不是最高的, 呈现出先增大后减小的趋势。为此, 对于钢渣系复合材料而言, 有限度地提高激发环境的碱度, 能提升改善效果, 但碱度提升过高, 可能会使水化发生逆向反应, 进而降低其强度; 对于本次试验而言, pH值上限控制值为12.0~12.3。

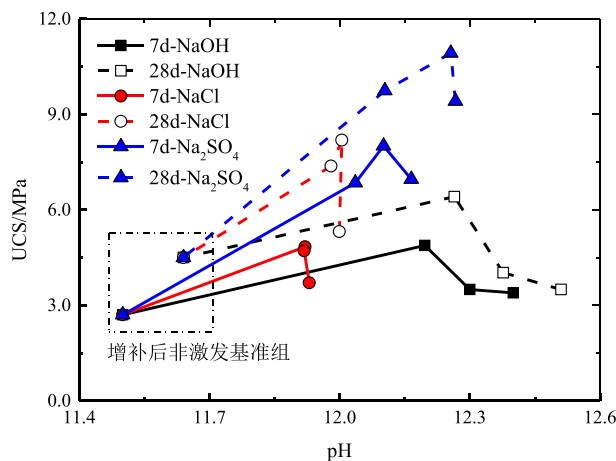


图5 pH值与无侧限抗压强度的关系

5 微观结构分析

5.1 水化产物与形态演化

宏观力学试验结果表明, 该类相对惰性的废弃钢渣, 经成分增补和活性激发形成复合材料后, 强度得到巨大提升。XRD和SEM测试能表征复合材料的水化产物及形态, 明确

其内在机制, 能为后续性能的进一步提升, 以及其他材料的激发提供参考。

图 6 为原钢渣的 XRD 图谱, 增补后非激发基准组以及增补激发后试验组 28 天龄期的 XRD 衍射图谱。XRD 图谱表明, 原钢渣主要成分为硅酸二钙、硅酸三钙相矿物。经成分增补和 28 天龄期养护后, 形成的产物主要有硅铝酸钙 (C_3ASH_6)、水化硅酸钙 (C-S-H) 和铁基水化产物等。需要说明的是, 在成分增补时熟石灰提高了复合基材的碱度和钙离子浓度, 能促使复合材料的水化, 生成新产物。完成增补的复合材料再经 Na_2SO_4 激发后生成了钙矾石 (AFt), 而经 $NaCl$ 激发后新增了费氏盐 (Friedel's salt); 与增补后非激发基准组复合材料相比, 钢渣矿物相, 即硅酸二/三钙 (8+4) 丰度明显降低, 说明钢渣参与了反应。而完成增补的钢渣, 经 $NaOH$ 激活前后, 产物和丰度基本没有发生变化, 说明钢渣参与反应程度有限。

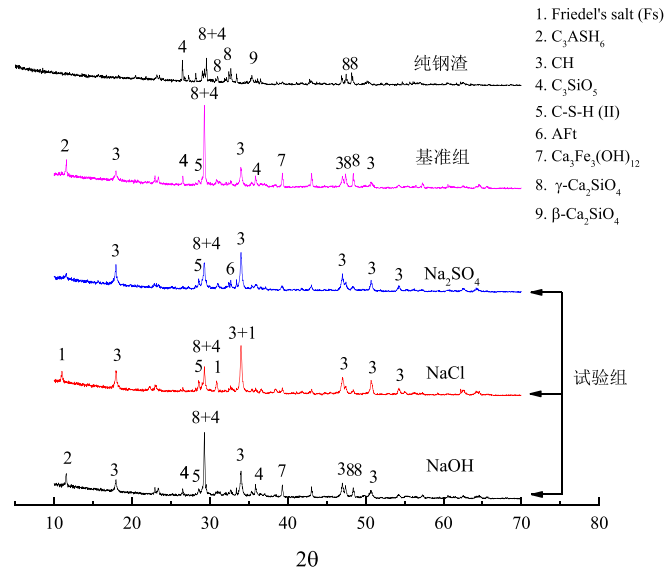


图 6 28 天龄 XRD 测试图谱

图 7 和图 8 是经 Na_2SO_4 与 $NaCl$ 激发和 28 天龄期养护后, 电子显微镜结果。结果表明, 与其他硅酸盐类水化过程类似, 产物中存在大量无定形 C-S-H、针状 AFt 和不规则六方片状 Fs, 它们的形成能减小孔隙并提高强度。这一发现印证了 XRD 和 MIP (见 4.2) 的分析结果。需要补充的是, C-S-H 在电镜扫描下其形态多为纤维状, 平板状, 蜂窝状, 葡萄状和花朵状等^[18], 而 AFt 和 Fs 分别呈现出针状^[19]和不规则六方片状^[20]。

另外, 对比图 7 和图 8 可以看出在反应初期 C-S-H 不多见; 但是随着龄期的增长, C-S-H 生成量越来越多并填充于孔隙之中, 而 AFt 和 Fs 则逐渐被包裹, 较少见。同时, 随着龄期的增长, 钢渣颗粒越来越小, 其表面附着的产物也越来越多, 说明钢渣参与反应并为 C-S-H 的形成奠定基础。



(a) 养护龄期为 7 天 (b) 养护龄期为 28 天

图 7 增补后钢渣经 5% Na₂SO₄ 激发后微观结构

(a) 养护龄期为 7 天 (b) 养护龄期为 28 天

图 8 增补后钢渣经 5% NaCl 激发后微观结构

5.2 微观孔径分布

随着反应进行, 7 天和 28 天龄期时钢渣型复合材料的孔径分布见图 9 和图 10。比较图 9 (a) 和图 10 (a) 可以发现, 随着养护龄期的延长, 总进汞量变少, 表明总孔隙率变小, 复合材料的致密程度变高, 与强度增高表现一致。另外, 从激发效果分析, 5% Na₂SO₄、5% NaCl 和 3% NaOH 的累积进汞量总体逐渐变大, 28 天龄期时这一特征尤为明显, 其与强度逐渐变小特性相吻合。

图 9 (a) 中经 3% NaOH 激发的增补后钢渣进汞量曲线呈现“S”型, 图 10 (a) 中总进汞量也均呈现出“S”型, 说明进汞量趋于稳定, 反映出测孔隙终点。而图 5 (a) 中掺入 5% NaCl 和 5% Na₂SO₄ 曲线呈“L”型, 则说明还有微小孔隙未能测出, 这与压汞仪最大进汞压力相关。这一现象可能与 NaCl、Na₂SO₄ 这两种激发环境下新产物的生成相关。

图 9 (b) 和图 10 (b) 中为孔隙密度分布曲线, 均呈现单峰(主要孔隙的分布在 36nm 至 210nm 的范围内), 但其孔径分布曲线峰值发生了明显的左移趋势(基准组, NaOH 激发, NaCl 激发和 Na₂SO₄ 激发逐渐左移), 即随着强度增高(激发效果的提高), 代表性孔径明显变小。另外, 对比龄期对代表性孔径的影响, 亦可发现随着养护龄期的增长, 孔径分布曲线峰值下降且峰值右端孔径数量减少, 说明试样变密实。这些现象与宏观强度变化是一致的。

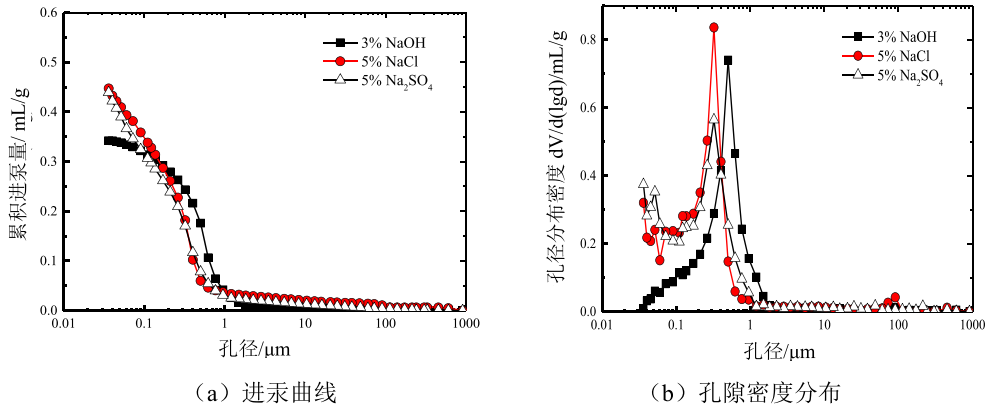


图 9 不同激发剂掺量的压汞曲线 (7d)

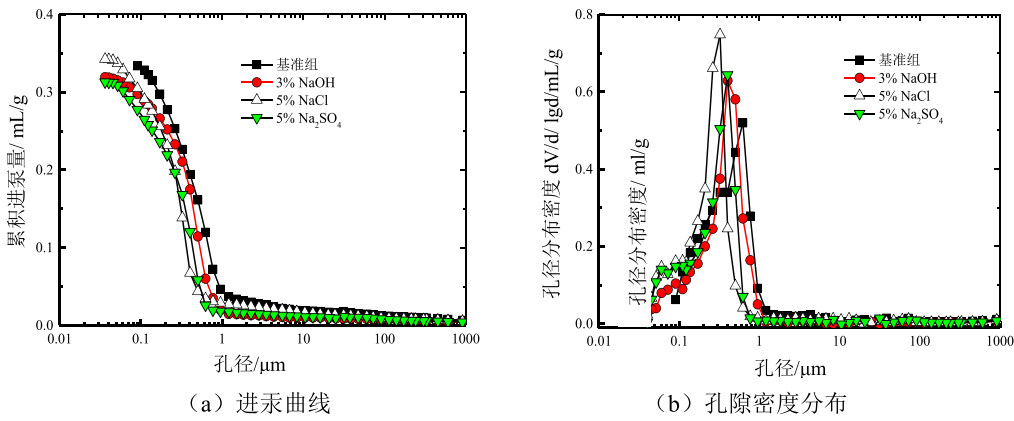


图 10 不同激发剂掺量的压汞曲线 (28d)

6 化学反应分析

综合 XRD 和 SEM 的分析结果, 发现废弃钢渣经成分增补和激发后形成了水化硅酸钙 C-S-H、钙矾石 Aft 和 Friedel's 盐。探讨物质形成的化学反应过程将有助于阐明水化产物形成机制和强度形成机理。

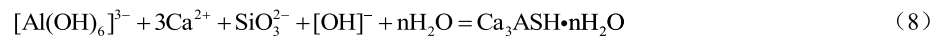
6.1 成分增补后 C-S-H 和硅铝酸钙形成

钢渣在形成过程中经过了高温和急冷过程, 形成具有热力学上处于介稳状态的玻璃体^[21]。钢渣玻璃体主要由 Ca-O 键和 Si-O 结构组成。在碱性环境下, OH⁻会使 Ca-O 断裂, 并与硅氧四面体发生反应使其内部化学键发生断裂, 发生以下反应:



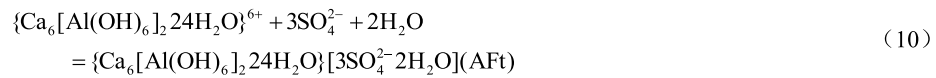
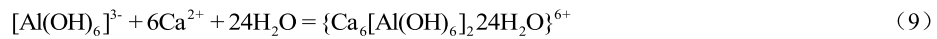
反应后溶液中游离的 Si、Ca 离子逐渐变多并相互结合生成 C-S-H。待超出 C-S-H 的溶解度,使其成核结晶,而晶体长大后沉淀,消耗 Si、Ca 离子使得(5)和(6)反应继续进行,宏观表现出强度逐渐变大,微观表现出 C-S-H 量逐渐变多且多见于钢渣颗粒表面,同时钢渣颗粒大小变小。

同时,偏高岭土是由硅氧和铝氧结构组成的活性矿物。碱性环境下,铝氧六面体内部化学键断裂后,水解反应(表达式7)生成铝酸根 $[\text{Al}(\text{OH})_6]^{3-}$,与阳性的 Ca^{2+} 离子和阴性的硅酸根(SiO_3^{2-})聚合,成为硅铝酸钙,反应过程如表达式(8)所示:



6.2 硫酸钠激发环境中钙矾石形成

与生成 C-S-H 类似,碱性环境中, $[\text{AlO}_4]$ 四面体的化学键断裂后,环境中的 Al 离子含量也增多,存在硫酸根时,钙矾石($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$)得以形成,其机理如下^[22]:



综合钙矾石形成机理及本研究钢渣型复合材料成分,经 Na_2SO_4 激发的钢渣型复合材料发生如下反应:



6.3 氯化钠激发环境中 Friedel's 盐形成

与钙矾石生成机理类似,在添入 NaCl 的地聚物也伴随着生成Friedel's盐(Fs)。Friedel's盐生成也需要具备碱性环境和活性 Al_2O_3 (可由偏高岭土水解提供)。因此,钢渣型复合材料经 NaCl 激发后,Fs盐生成过程如下^[20]:



由表达式(11)和(12)表明,钙矾石和Friedel's盐生成过程均伴随生成 NaOH ,提高了激发环境的碱度,这与图4中pH的测试结果吻合。另外该过程中,加入的 Ca^{2+} 不断被消耗,亦生成 OH^- 。而生成的 OH^- 和添加的 OH^- 不断使钢渣玻璃体结构破坏,释放出更多游离的 Ca^{2+} 、 SiO_3^{2-} ,参与到各种水化产物的反应中,生成更多的胶凝物质(C-S-H, C_3ASH , Aft和Fs)

同时,也加强了胶凝产物与钢渣颗粒间的胶结,填充了内部孔隙,进而提高宏观强度。

在NaOH激发环境中,大量强碱的加入对Ca(OH)₂水解具有抑制作用,不利于C-S-H形成。因此经NaOH激发后反应物强度比其他两种的低。

7 结论

针对具有潜在胶凝性的工业废弃钢渣,引入水泥率值作为对钢渣进行成分增补的依据,形成钢渣型复合材料,在此基础上进行化学激发,探究钢渣活性激发及其作为公路工程地基加固实践中CFG桩替代材料的可行性。通过无侧限抗压强度试验和多种微观试验,阐明该复合材料的强度特性与微观结构演化过程。结果表明,经过成分增补和三种环境的激发后,废弃钢渣能发生一系列化学反应,复合胶凝材料强度得到大幅度提升,具备作为公路工程中CFG桩替代材料的可行性。主要结论如下:

(1) 引入水泥成分增补技术和率值这参数,实现了成分增补。成分增补后,复合基材的7天、28天的强度分别达到2.7 MPa,和4.5 MPa,超过了最大干密度控制下钢渣的无侧限抗压强度(0.4MPa)。

(2) 采用多种激发材料(NaOH, NaCl和Na₂SO₄)进行活性激发,具有显著的效果,能再次提升复合胶凝材料的强度。NaOH, NaCl和Na₂SO₄的激发效果逐渐变优,同时三种激发剂的最优掺量分别为3%、5%和5%。达到最优掺量时,28天龄期强度分别达到6.5MPa, 8.2MPa和10.9MPa。其中经5%Na₂SO₄的激发后的废弃钢渣28天龄期强度超过了10MPa,能作为公路工程CFG桩的替代材料。

(3) NaCl 和 Na₂SO₄ 激发后钢渣型复合材料的无侧限抗压强度与 pH 值具有相关性,存在一个阈值,即对于钢渣系复合型材料而言,有限度地提高激发环境的碱度,能提升改善效果,但碱度提升过高,可能会使水化发生逆向反应,进而降低其强度。

(4) XRD和SEM测试结果表明,经成分增补和28天龄期养护后,新形成的胶凝产物主要有石灰(CH)、硅铝酸钙(C₃ASH)、水化硅酸钙(C-S-H)和铁基水化产物等。增补后钢渣在经Na₂SO₄和NaCl激发后分别新增了钙矾石(Aft)和费氏盐(Friedel's salt)两种特殊胶结产物;但增补后钢渣经NaOH激活后,产物和丰度与未经激发的复合材料相比,基本没有发生变化。

(5) MIP测试结果表明,经NaCl和 Na₂SO₄激发的钢渣型复合胶凝材料的中等毛细孔径(36nm~0.21μm)的孔隙逐渐被填充,总进汞量也变小,孔隙率也随之降低,与强度增长规律一致。

参考文献:

- [1] 侯贵华,李伟,郭伟,等.转炉钢渣的显微形貌及矿物相[J].硅酸盐学报,2008,36(4):436-443.
- [2] Motz H, Gelseler J. Products of steel slags an opportunity to save natural resources[J]. Waste Manag. 2001, 21(3): 285-293.

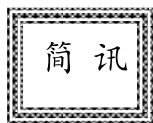
- [3] 王强, 鲍立楠, 阎培渝. 转炉钢渣粉在水泥混凝土中应用的研究进展[J]. 混凝土, 2009, 02:53-56.
- [4] 黄毅, 徐国平, 程慧高, 等. 典型钢渣的化学成分、显微形貌及物相分析[J]. 硅酸盐通报, 2014, (08):1902-1907.
- [5] 丁庆军, 李春, 彭波, 等. 钢渣作沥青混凝土集料的研究[J]. 武汉理工大学学报, 2001, 23(6):9-13.
- [6] Shi C. Characteristics and cementitious properties of ladle slag fines from steel production[J]. Cement and Concrete Research. 2002, 32(3):459-462.
- [7] Shi C. Steel slag-its production, processing, characteristics, and cementitious properties[J]. Journal of Materials in Civil Engineering. 2004, 16(3):230-236.
- [8] 赵海晋, 余其俊, 韦江雄, 等. 组成和温度对重构钢渣结构及早期水化活性的影响[J]. 建筑材料学报, 2012, 03:399-405.
- [9] 李建新. 高温重构对钢渣组成、结构与性能影响的研究[D]. 华南理工大学, 2011.
- [10] 程新, 单立福, 周宗辉, 等. 通过组成重构优化钢渣性能的研究[J]. 武汉理工大学学报, 2009, 31,4:108-111.
- [11] 许远辉, 陆文雄, 王秀娟, 等. 钢渣活性激发的研究现状与发展[J]. 上海大学学报(自然科学版), 2004, 01:91-95.
- [12] Shi C, Roy D, Krivenko P. Alkali-activated cements and concretes[M]. CRC press, 2006.
- [13] Glukhovskiy, V. D., Rostovskaja, G. S. RUMYNA, G.V. High strength slag-alkaline cements[z]. 7th International Congress on the Chemistry of Cement, Paris, 1980, 3:164-168
- [14] Shi C, Day R L. Chemical activation of blended cements made with lime and natural pozzolans[J]. Cement and Concrete Research. 1993, 23(6): 1389-1396.
- [15] Bakharev T, Sanjayan J G, Cheng Y B. Alkali activation of Australian slag cements[J]. Cement and Concrete Research, 1999, 29(1):113-120.
- [16] 林宗寿. 水泥工艺学[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2012.
- [17] Chen X, Meawad A, Struble L J. Method to Stop Geopolymer Reaction[J]. Journal of the American Ceramic Society. 2014, 97(10): 3270-3275.
- [18] Kriskova L, Pontike Y, Cizer Ö, et al. Effect of mechanical activation on the hydraulic properties of stainless steel slags[J]. Cement and Concrete Research, 2012, 42(6): 778-788.
- [19] Shi C. Activation of Reactivity of Natural Pozzolan, Fly Ashes and Slag[D]. University of Calgary, Canada, 1992.
- [20] Zhang D, Jia Y, Ma J, et al. Removal of arsenic from water by Friedel's salt (FS: $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$)[J]. Journal of Hazardous Materials, 2011, 195: 398-404.
- [21] Ionescu D, Meadowcroft T R, Barr P V. Early-age hydration kinetics of steel slags[J]. Advances in Cement Research, 2001, 13(1): 21-30.
- [22] 彭家惠, 楼宗汉. 钙矾石形成机理的研究[J]. 硅酸盐学报, 2000(06):511-515.

Component Adjustment and Chemical Activation of Steel Slag: Strength Behavior and Microstructure Evolution

LIU Qian-wen, DENG Yong-feng, LIU Songyu, ZHAO Yu, ZHANG Fengyao
(School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: As a by-product of cementing properties, the utilization of steel slag in China is relatively rough. The adjustment concept of the cement clinker was introduced by adding metakaolin and hydrated lime to realize the similar component of the cement. Thereafter the formed composites were activated by NaOH, NaCl and Na₂SO₄ respectively to understand the strength enhancement under different activation environments, aiming to improve the waste utilization level and arrive its application in the soft clay foundation. The results showed that the strength of composite cementitious material reached at 4.5MPa after the addition of the metakaolin and hydrated lime. Furthermore, the maximum unconfined compressive strength (UCS) of the composites is 10.9MPa which showed the possibility of the replacement materials of CFG piles or mixing piles. XRD and SEM results showed that after adding of the metakaolin and hydrated lime and 28 days of curing, calcium silicoaluminate hydrate (C₃ASH), calcium silicate hydrate(C-S-H) and calcium ferrite hydrate were generated for the steel slag based composite. In Na₂SO₄ activation system, there occurs the ettringite (AFt), whilst in NaCl activation system, the new production, Friedel's salt (Fs), is found. The new hydration products increased the cementation and suppressed the porosity of steel slag based composites, indicating the increasing of macro-strength.

Keywords: Steel slag; Metakaolin; Component adjustment; Chemical activation; Macrostrength; hydration product and microstructure



**2017年全国锚固与注浆技术学术研讨会
暨广东省第一届锚固与注浆技术学术研讨会**
(第1号征文通知)

会议背景及主题:

锚固与注浆是岩土工程领域的重要工程措施,在基坑、边坡、地铁、隧道、铁路、公路、水利水电、矿山、文物保护等基础设施建设领域得到了广泛的应用,已成为解决岩土工程问题行之有效的方法之一。为了加强锚固与注浆技术的学术交流,中国岩石力学与工程学会锚固与注浆分会、中国岩石力学与工程学会技术咨询工作委员会、广东省岩土力学与工程学会锚固与注浆专业委员会共同将举办2017年全国锚固与注浆技术学术研讨会暨广东省第一届锚固与注浆技术学术研讨会。大会以“锚固与注浆技术的创新与发展”为主题,针对锚固与注浆新理念、新技术、新设备及未来发展进行探讨,旨在展示锚固与注浆领域最新研究成果和发展趋势。本次研讨会投稿的论文经评审后将由《施工技术》以增刊的形式出版,部分优秀论文将在正刊刊出。诚邀相关领域的科技工作者、工程技术人员和研究生前来参会交流!

主办单位: 中国岩石力学与工程学会锚固与注浆分会
中国岩石力学与工程学会技术咨询工作委员会
广东省岩土力学与工程学会锚固与注浆专业委员会

承办单位: 中科院广州化灌工程有限公司

协办单位: 隧达建设工程股份有限公司;中国对外建设有限公司广东分公司;广东省岩土力学与工程学会基坑与边坡工程专业委员会;广东省岩土力学与工程学会地基处理专业委员会;广东省土木建筑学会地基基础专业委员会;广东省土木建筑学会地下工程专业委员会,等。

会议时间: 2017年11月17-20日

会议地点: 广州珠江宾馆

会议专题: ①锚固与注浆的理论研究进展;②锚固与注浆新技术与新工艺的工程应用;③锚固与注浆新材料的研发与应用;④锚固与注浆新设备;⑤其他相关领域的新进展。

论文征集与出版:

①应征论文应是未公开发表的,字数不超过6000字(含图表)为宜,论文请按《施工技术》论文格式要求编排。②应征论文为电子邮件投稿,请将论文摘要及全文发送至论文征集邮箱:ag2017@sina.cn,并提供作者简介及作者的详细通讯地址、邮编、联系电话及Email地址。

重要日期: 2017年3月31日前提交论文摘要;2017年6月30日前提交论文全文;2017年7月31日前发出评审意见;2017年8月31日前提交正式的论文。

会议网站: <http://www.mgzj.org> <http://www.gzcgcas.com>