

目 次

论 文

地基加固微生物方法探索.....郭红仙,程晓辉,李萌,魏迎奇(3)

刚性桩复合地基工程应用的几个问题.....滕延京(14)

珊瑚砂地基中 X 形桩承载特性研究.....丁选明,邓玮婷,刘汉龙,刘家易,彭宇(22)

考虑软土弱化影响下的半圆型防波堤有限元分析.....郭少龙,常安琪,鹿群(31)

真空联合堆载预压法加固效果研究.....林彤,张睦欣(39)

既有废弃市政管道处理技术.....张昌桔(48)

CFG 桩复合地基技术及工程应用研究.....秦鹏飞(53)

强夯法、注浆法和桩基础在大面积回填地基加固处理中的应用.....
.....韦兴标,邓勇,冯周飞(60)

译 文

大应变固结的基准问题解答.....魏利闯译;周建校(68)

地基加固微生物方法探索

郭红仙¹, 程晓辉¹, 李萌², 魏迎奇³

(1. 清华大学土木工程系, 北京 100084; 2. 北京工商大学理学院, 北京 100048;
3. 中国水利水电科学研究院, 北京 100048)

摘要: 本文针对地基加固介绍微生物固化方法的研究新进展, 首先介绍微生物岩土技术的作用机理, 然后基于作者多年的研究工作, 以灌注和拌和两种处理方式综述了微生物固化方法在砂土液化防治(石英砂和钙质砂)、吹填地基处理(陆域吹填粉砂和岛礁吹填钙质砂)、地基防渗、尾矿砂治理、膨胀土改良和淤泥质土固化等方面的研究。

关键词: 微生物固化; 地基处理; 灌注; 拌和

0 引言

地基处理的对象是土体。工程师熟悉的土体是由固体土颗粒、土中水和土中气三相组成的, 常常按饱和土、有时按不饱和土考虑土的工程性质。微生物学家则认为, 三相土是微生物赖以生存的环境, 即使是非常少量的土中, 也存在着大量的微生物和不同的微环境, 即便在地层较深处也有细菌存在。土中的微生物及其活动几乎不被土木工程师理会。而实际的情况是, 微生物及其活动, 对土的形成、土的物理性质和工程力学性质会产生一定的影响。微生物矿化技术的新进展, 使得土的强度、刚度、渗透性等可以在很短的时间内通过微生物处理得以改进, 得到工程师所需要的宏观指标, 像使用混凝土一样“工程化”土体, 控制土的物理性质和工程力学性质。

最早在2005年 Mitchell^[1]等全面系统地对土中微生物及其在岩土工程中的作用进行了思考和分析, 之后越来越多的岩土工程科研工作者开始关注土中微生物活动对土体性质的影响^[2-7], 并致力于用微生物方法来解决岩土工程的问题。这一技术已被认为是岩土工程最具革新性的技术领域。目前在这方面已取得了不少研究进展, 并有少量的工程应用。本文不再详述这些研究。

本文只在考虑地基处理工艺的基础上, 结合笔者十年在微生物岩土方面的研究以及部分其他相关文献, 介绍微生物活动影响土体工程性质的主要作用机制, 并按照灌注和拌和两种可能的地基处理方式, 分别介绍微生物岩土在地基处理方面的研究进展, 主要包括用于砂土液化防治、吹填地基处理、地基防渗、膨胀土改良、淤泥质土加固和尾矿砂治理等。

1 微生物影响土体工程性质的作用机制

土体中存在着大量的微生物,研究发现,微生物能利用菌体及其代谢产物,包括胞外多糖和水可溶有机质等,在土颗粒周围产生胶结、填充、吸附和离子作用等,可改善土体的微结构特征,进而影响到土体的工程力学性质。

土体微生物改性,仅靠土中现有的微生物是非常缓慢的,要引入更多的微生物经过一系列的生物化学物理作用才会影响到土体性质的变化。从本质上讲,引入的微生物分两类,一是自源微生物,即仅通过引入营养液激发土中已有的微生物;二是异源微生物,即向土中直接引入大量的外源微生物。引入的异源微生物如果是碳酸盐矿化菌,同时还加入了能产生胶凝物的离子如 Ca^{2+} ,则具有明确的微生物矿化机制,即其生物化学过程非常清楚;如果仅引入异源微生物或是通过营养液激发自源微生物,也会改善土的性质,但因土壤环境的复杂性其生物化学过程不甚清楚,作用机理一般是菌体及其代谢产物等与周围环境产生胶结、填充、吸附和离子作用,进而减少土颗粒间的孔隙,增强土体的结构强度。

目前研究中,采用较多的是异源碳酸盐矿化菌的微生物岩土改性技术,即微生物诱导碳酸钙沉积(Microbially Induced Calcium Carbonate Precipitation,简称MICP)技术。在处治土体时,明确地加入了产脲酶的菌,并加入了尿素和钙盐溶液。在一定的碱性环境中,细菌所产脲酶水解尿素,生成 CO_3^{2-} ,与加入的 Ca^{2+} 生成有胶凝作用的 CaCO_3 结晶,将松散砂粒黏结成强度、刚度及渗透性可控的人造砂砾石。

MICP过程中,发生的复杂生物化学反应的基本原理可以简化为如下表达式^[7]:



此外,如果土中有较多的金属离子,也可以不用专门提供钙盐,此时生成的是这些金属离子的碳酸盐或氢氧化物等沉积物。这一技术可统称为微生物矿化技术(Microbially Induced Mineralization,简称MIM)。MICP是针对提供钙盐生成碳酸钙的微生物矿化技术。如对含重金属离子较多的尾矿砂,MIM技术既可固定重金属减轻土壤重金属污染,也可在土中生成能胶结土颗粒的沉积物,改善土体的力学和渗透性质。

本文所介绍的处理方式,从微生物的来源来看,比较多的是异源微生物;从提供钙盐与否,各有一些。目前较多的是采用异源微生物并提供钙盐。异源微生物采用较多的是巴氏芽孢八叠球菌(*Sporosarcina Pasteurii*)。本文无特殊说明,均是采用巴氏芽孢八叠球菌并提供钙盐。

2 微生物灌注加固土体

2.1 固化石英砂以提高其抗液化能力的研究

针对石英砂进行微生物固化的研究,无论国内还是国外,可以说都是最多的。经MICP灌浆加固的石英砂,可有效提高其刚度、强度及抗液化能力,同时又能保证一定的渗透性。本文仅以石英砂地基液化为处理目标,介绍本课题组基于MICP灌浆加固方式,对易液化粉细砂进行的动三轴试验、振动台模型试验和离心机振动台试验及其部分试验结果。

(1) 动三轴试验^[8]

所用石英砂平均粒径 $d_{50}=0.212$ mm, 比重 $G_s=2.61$ 。按水沉法制成 3 种相对密实度的动三轴试验砂柱 (直径 $D=50$ mm, 高度 $H=120$ mm)。灌浆加固采用砂柱两端各一轮的灌浆。每轮灌浆包括菌液和营养盐 (0.5 M 等浓度 CaCl_2 和尿素溶液) 灌注。灌浆结束后 7 d 内陆续进行试验。灌浆装置如图 1 所示, 图 2 为其中一个试样的破坏形态。试验结果表明, 固化砂样具有一定的不均匀性, 液化振次少则 10 次, 多则上千次。同时发现较低相对密度的试样, 与类似饱和松砂试验数据相比, 振次相同时具有更高的动剪应力比。

为评价其加固的效果, 还进行了 5 个固化样品的单轴抗压强度 (UCS) 试验。结果表明, 本次微生物灌浆固化砂样的 UCS 强度在 0.393~2.075 MPa 之间。

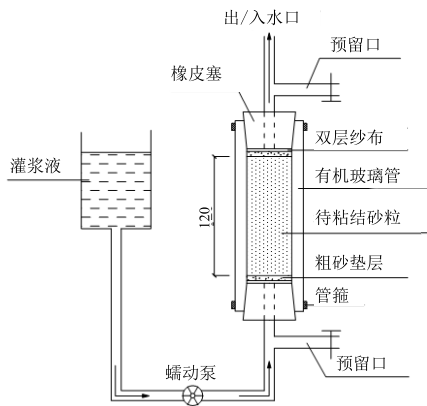


图 1 MICP 灌注固化砂柱试验装置



图 2 动三轴试验样品破坏形态

(2) 振动台试验^[8]

振动台试验模型箱的尺寸为 0.90 m \times 0.64 m \times 0.6 m (高), MICP 加固的区域约为 700 mm \times 200 mm \times 200 mm, 与上述动三轴试验采用相同的砂。选用 3 种不同的模型 (未进行任何加固的松砂、MICP 低压灌浆加固和碎石桩挡墙加固)。图 3 为 MICP 灌浆加固的试验模型, 两轮灌浆。沿模型箱长度方向均匀布置有孔的 PVC 花管两道 (花管有孔一侧指向加固区), 然后用蠕动泵将菌液或营养盐从一侧灌浆管道注入到模型地基中, 同时用另一台蠕动泵以相同速度从另一侧灌浆管道中抽水, 使菌液能够在加固区内均匀分布; 第二轮灌浆方向相反。

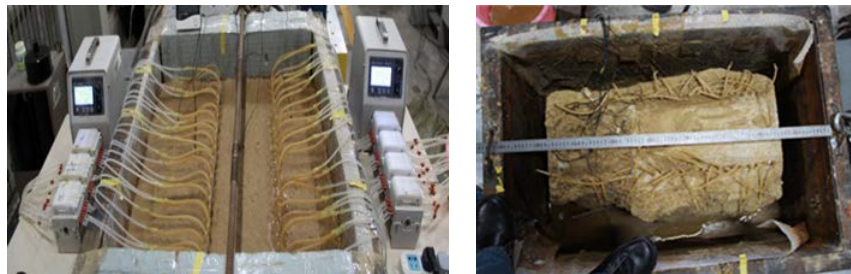


图 3 MICP 灌浆加固振动台试验模型 (灌浆前后、加固后)

所有模型地基均采用两次 El Centro 波加载方案：第一次采用 0.2 g 波加载，待其中孔隙水压力基本消散后，采用 0.5 g 波二次加载，未进行固化的模型第二次加载采用 0.3 g 波。

试验结果表明，MICP 加固模型地基的地表无明显沉降，且加固区无喷砂冒水现象，与传统碎石桩挡墙加固方式相比，MICP 灌浆加固方式在中强震中抗液化能力更强，能够更有效地抑制土层对地震波的放大作用。而 MICP 灌浆加固的地基加速度反应频谱特性也与未加固地基有所不同。

对 MICP 加固区域进行切块（3 cm、5 cm 和 10 cm 方块样品），并进行 UCS 试验，其强度在 2.68~4.60 MPa 之间，可以看出固化区砂样有较高的单轴抗压强度，这是松砂完全无法比拟的。研究也发现加固区域内的碳酸钙胶凝分布不均匀，CaCO₃ 胶凝生成量在 0.112~0.399 g/cm³ 之间。

（3）离心机振动台试验^[9]

如要全面反映原型地基的实际动力反应，离心机振动台试验还是需要的。本课题组后续进行的 MICP 砂土离心机振动台试验，模型箱尺寸为 0.80 m×0.353 m×0.415 m（高），采用西峰标准砂 $d_{50}=0.158$ mm，考虑三种模型（干砂模型、饱和砂模型和微生物加固模型），制样和微生物灌注方法基本同上述振动台试验。离心加速度为 30 g，采用正弦波加载方案。

通过对比三种模型的自由场加速度变化、孔压变化、地表沉降、自由场侧向位移响应以及不同深度剪应力与应变关系、剪切刚度与应变关系，发现微生物加固后砂土的抗液化性能明显改善，在一定程度上砂土抗剪刚度提高，地基沉降也得到了有效缓解（对应原型，干砂、饱和砂和微生物加固模型的地表沉降分别为 9.54 cm、2.55 cm 和 0.60 cm）。同时也发现模型中微生物和所生成的碳酸钙在空间分布上不均匀。

2.2 固化石英砂用以防渗堵漏

为岩土中微生物提供合适的营养物质，可以在相对较短时间内产生有效的微生物成因封堵。这种基于激发自源微生物的防渗堵漏技术，可巧妙地将渗漏源和路径探查与封堵防身合二为一，完成自动探查与修复。当然，也可以直接采用灌注碳酸盐矿化菌和营养盐的方法填充孔隙胶凝颗粒进行防渗封堵。

（1）有渗漏孔的砂柱堵漏试验^[10,11]

本课题组对带有渗漏孔的 2 个砂柱（内径 10 cm，高 75 cm）进行微生物诱导封堵试验，在 2 个砂柱中分别添加马铃薯液和葡萄糖溶液，并与通水的砂柱作对比。图 4 为其试验装置。砂土取自于北京市海淀区中关村建筑工地基坑开挖中的砂层， $D_{50}=0.331$ mm， $D_{10}=0.183$ mm。马铃薯液则是马铃薯块在水中加热 30 分钟后的过滤液。

试验表明，添加马铃薯液的砂柱，在营养液充足的情况下 3 周内透水能力降低到原来的 1/50，而且封堵发生在渗漏处。添加葡萄糖溶液的砂柱，透水能力未明显改变。添加葡萄糖溶液的砂柱改添马铃薯液后，渗漏处同样被封堵。图 5 给出了砂柱的出水量随时间的变化。之后采用加大水头的方法测试了封堵稳定程度，发现水力坡降由原土样的 0.267 加大到 1.067。

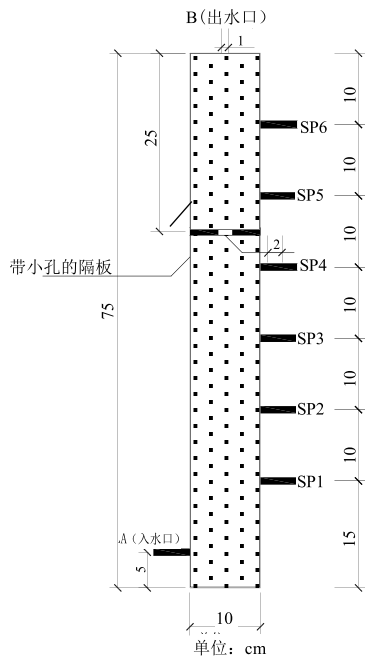


图 4 封堵试验装置

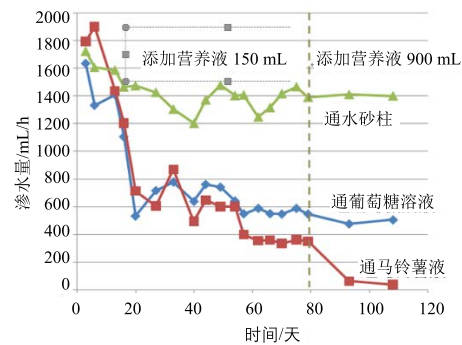


图 5 砂柱渗水量随时间的变化

封堵试验结束后, 针对砂柱中不同位置的砂样进行了相关的物理、化学与生物测试。生物测试结果表明, 添加马铃薯的砂样 (TNS), 其微生物数量及其多样性, 与仅注入水的砂样 (TWS) 相比, 均有大幅提高, 两者微生物群落组成有明显差别。TNS 所含细菌、真菌、放线菌、硫酸盐还原菌和铁细菌分别是 TWS 的 42、2、5、38、29 倍。可见, 微生物数量和代谢活性的提高、群落功能多样性的变化, 对封堵起了积极的作用。

试验结束后, 分析比较了渗漏处砂样与原始砂样中 Ca、Mg、Fe、S、K、Na 等元素及有机质含量的不同以及 Fe 的不同形态。发现, 注入足量营养液后, 砂土中原有的微生物在渗漏处引发一系列生物化学反应, 砂柱的有效封堵表现在此处 Ca、Fe、S、Mg 及有机质的富集及渗漏处晶质态、无定形态和络合态 Fe 的大幅增加。而渗漏处封堵成功所富集的 Fe, 仅靠马铃薯液中的 Fe 是不够的, 自来水和砂溶解到水中的 Fe 对成功封堵一定也是有贡献的。但其深层次的作用机制还有待研究。

(2) 某地下室渗漏的现场试验^[12]

某小区建成后不久, 在雨季发现部分楼房地下室、车库外墙出现渗漏。我们首先用灌注马铃薯液的方法尝试进行封堵, 但是效果不好。最后采用灌注菌液和营养盐的方法进行了比较有效的防渗堵漏。

试验中, 使用钻机成孔 (孔口直径 110 mm), 深度到达三七灰土层, 将直径为 75 mm 的 PVC 管一侧打孔制成花管, 外包纱网置于钻机所成孔中, 花管对向地下室一侧, 下端封口, 孔壁和花管之间用土填充。使用低压蠕泵 (≤ 0.5 MPa) 泵送菌液和营养盐至 PVC 管中, 前 4 d 每天先注入菌液, 然后按照菌液和营养盐 1:2 的比例灌注营养盐。第 5~9 d 只注入营养盐。

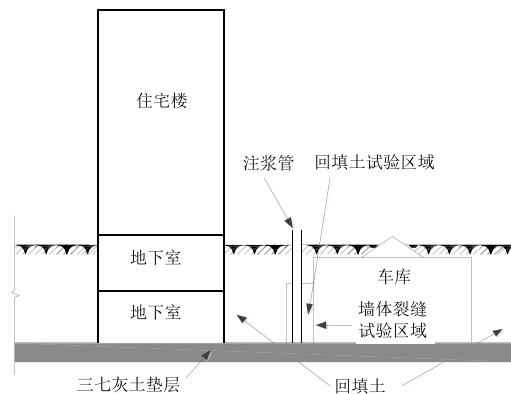


图6 现场注浆封堵试验示意图

灌浆后进行的注水试验、墙体超声波检测、回填土层地质雷达检测、混凝土取芯观察、墙体裂缝封堵物质的 XRD、SEM 分析等表明：迎水面灌浆处土体变得更加均匀、紧密，并在土壤下部效果尤为突出；墙体裂缝中有大量的碳酸钙生成，填充效果在较低位置更为明显；背水面墙体裂缝处形成一层碳酸钙膜，将裂缝表面完全覆盖。灌浆 4 个月后，当地降雨时，该裂缝位置已无雨水渗出，地下室渗漏治理试验达到了预期的效果。

2.3 固化尾矿砂以提高其力学性质并固定重金属^[6,13]

尾矿砂中重金属的固定可减轻对周围环境的污染，尾矿砂力学性质的改善有助于提高坝体稳定性或库容，MICP 固化尾矿砂则可二者兼顾。本课题组对取自湖南和广西的两种尾矿砂进行了微生物灌浆胶凝试验，研究了微生物矿化对其力学性质和重金属离子溶出的影响。

尾矿砂 A 来自于某锡矿，含 Ca、Mg、As、Cu、Mo 和 Zn 等， $d_{50}=0.135\text{ mm}$ ， $G_s=2.8684$ ，级配良好，砂、粉粒和粘粒含量分别为 92%、7%和 1%；尾矿砂 B 来自于某铁矿，含 Ca、Mg、As、Cu、Mn 和 Zn 等， $d_{50}=0.035\text{ mm}$ ， $G_s=3.1308$ ，级配良好，砂、粉粒和粘粒含量分别为 43%、49%和 8%。

试验采用 50 ml 的 PVC 无菌注射器作为试验模具（内径 29.4 mm，高 110 mm）。使用水沉法往模具中填充尾矿，之后依次灌注菌液、固定液和营养盐。其中菌液有培养得到的含细菌的菌液和离心菌液后的上清液，营养盐考虑提供钙盐和不提供钙盐（直接利用尾矿砂中金属离子），共灌注 3 批次。灌注装置与图 1 类似。

灌注成型后，在 GCTS 岩石三轴仪上进行了 P 波波速测试（测试时施加 50 kPa 轴向压力，砂柱直径 29.4 mm，高度 80 mm），之后对样品进行了 UCS 测试，期间还进行了灌注流出液的重金属浓度的测试和碾碎试样浸泡后上清液重金属浓度的测试。

P 波测试结果表明，经微生物矿化处理后，即便是酶活很低的上清液（仅为菌液酶活的 5.4%），在有钙盐提供的情况下，尾矿砂 A 和 B 的 P 波波速分别提高至原始砂样的 5.39 和 4.98 倍；采用菌液但不提供钙盐的样品，波速也有所提高，分别是原始的 1.91 和 1.10 倍；采用菌液也提供钙盐的加固样品，则是原来的 6.89 和 4.92 倍。

提供钙盐的加固试样，UCS 有明显提高。其中，采用菌液并提供钙盐的试样，尾矿砂

A 和 B 的平均强度分别为 6.86 MPa 和 0.138 MPa; 采用上清液的试样, A 和 B 的平均强度分别为 0.55 MPa 和 0.0832 MPa。尾矿砂 A 处理效果优于 B, 与砂的颗粒粒径组成有关。

金属浓度的测试表明, 尾矿砂 A 灌注流出液中的 As 和 Mo 超过标准, 上述方法处理后可将 Mo 的溶出减少 98%, 达到了环保要求, 尾矿砂 B 中的 Mn 也下降了 45%。但对于 As 的处理都不理想。

可见, 微生物矿化技术, 不仅可以提高尾矿砂的力学性质, 同时还可以固定重金属, 是一种合二为一的处治尾矿砂的方式。

2.4 固化钙质砂以提高其力学性质及抗液化能力

大量的松散无胶结或弱胶结的珊瑚礁钙质砂, 是岛礁工程的基本建筑材料。钙质砂这种特殊的岩土, 与工程师所熟悉的陆源砂(石英砂)的工程性质很不同。微生物固化方法为钙质砂的地基处理提供了一种新的可能的解决途径。

后勤工程兵学院方祥位等在材料尺度上对钙质砂的 MICP 灌浆处理进行了试验研究^[14], 先是注入菌液 2~3 遍, 确保细菌充分且较均匀附着到砂颗粒上; 然后注入营养液 2~3 遍, 确保生化反应充分进行, 完成一次固化过程。这样的固化过程再重复 6~8 次, 固化后的砂柱的无侧限抗压强度均大于 5 MPa, 最高可达 14 MPa。研究土样的粒径组成包括单一粒径的细砾、粗砂、中砂、细砂和多粒径组成平均粒径约 0.25~0.5 mm 级配不良的砂。

日本学者 Khan^[15]等也对钙质砂微生物灌浆加固进行了研究(5 cm 直径 10 cm 高度的砂柱)。他们从冲绳苏梅岛附近的海滩岩中分离了产脲酶细菌 *Pararhodobacter* sp., 所用钙质砂粒径 $d_{50}=0.7$ mm, 级配不良, 14 d 内每天注入菌液和营养盐。试验表明上下两段的 UCS 达到 8.0~2.0 MPa 和 6.5~8.0 MPa, 而继续养护 7 d 后的强度最高达 13 MPa, 接着再次灌注菌液和营养盐继续养护到 28 d 时强度可达 20.2 MPa。

刘汉龙等^[16]利用南海某岛礁上的钙质砂为原材料(平均粒径 $d_{50}=0.32$ mm), 进行 MICP 灌浆加固钙质砂的动三轴试验。他们采用水沉法制样, 将土均匀洒入装有菌液的模具中; 土样浸泡 6 h 以保证细菌均匀吸附在砂土颗粒表面, 之后排出菌液; 用蠕动泵泵入 0.5 mol/L 的尿素与氯化钙的混合液, 循环泵送保证充分反应。探讨了钙质砂的 MICP 胶结程度与动强度、动孔压、动变形之间的关系。研究发现, MICP 胶结后, 钙质砂动剪应力比和抵抗变形的能力都有明显提高, MICP 的胶结作用能显著改善钙质砂抗液化能力。

本课题组在探索拌和方式进行钙质砂微生物加固之前, 采用小体量的菌液和营养盐(1 倍土体孔隙体积的菌液和 2 倍土体孔隙体积的营养盐, 只进行二次灌浆)对钙质砂和石英砂(粒径均为 0.25~0.50 mm)砂柱(直径 4.5 cm, 高度 10 cm)进行了灌浆加固比较, 以寻求合适的拌和配比和加固效果。最终发现在这样的条件下胶凝成型的钙质砂的效果好于石英砂, 约有一半长度的试件胶凝后可进行 UCS 测试, 强度可以达到 0.4~2.11 MPa。

上述研究表明, MICP 灌注固化钙质砂后, 其工程力学性质和抗液化能力都明显提高。

3 微生物拌和加固土体

灌注方式在实现原位局部加固方面具有优势。但是 MICP 灌注加固方法, 首先会在入

口附近有矿物沉积,容易胶凝不均匀且在入口处易堵塞。如果土的渗透系数较低,也无法通过灌注方式进行处理。为了提高均匀性,同时也考虑不同的工程背景和工程地质条件,如吹填完成后常常需要对吹填土地基进行加固处理,是否可拌和微生物等直接提高其强度,对微生物拌和加固土体的处理方法也进行了探索。

3.1 改善陆域吹填粉砂的性质

拌和掺入微生物可以改善陆域吹填粉砂的性质。欧孝夺^[17]等选取黑曲霉、地衣芽孢杆菌及放射型土壤杆菌3株菌种,通过压缩试验研究了3种微生物菌液掺入土样后对土样(人造陆域吹填压实后的粉砂)固结特性的影响。

试验时,每200g土体掺入5mL或10mL含 2×10^8 个/mL高浓度菌体的培养液,与土体充分拌合均匀,加海水调节土样含水率至12%后,培养35d。对前两种菌,还增加了一组在土样中引入 Ca^{2+} (2mol/L的 CaCl_2)的对比组。研究表明,掺入微生物菌液后土样压缩系数降低,压缩模量增加,其中加入黑曲霉及 Ca^{2+} 的土样压缩系数降低最多(29%)、压缩模量增加最多(37%)。这个试验虽然有钙离子,但是并没有加入尿素,并不是MICP机制。研究发现,微生物菌种及其培养液的掺入短期内对吹填土的矿物成分没有影响;掺入微生物菌液后土粒的比表面积增大,改变了土颗粒间的连接状态,从而导致土体颗粒的增多或者土体结构的变化,进而改善了压缩性质。

3.2 改善钙质砂的性质

灌浆加固可以很大程度地提高钙质砂的强度和抗液化能力,拌和少量的菌液和营养盐也可以适当地提高钙质砂的力学和渗透性质。

本课题小组对拌和加固钙质砂进行了一维固结压缩试验和直剪试验,同时对较大试件(高20cm,直径18cm)进行了渗透系数和临界坡比的测试^[18]。与灌注方式相比,营养盐用量大大减少,因此,本试验中加大了营养盐的浓度,比较了0.5M,1.0M,2.0M和2.5M几种情况。

拌和固化方法为:菌液和营养盐按1:4考虑,使先将砂样和一定量的菌液拌和均匀,之后将反应液倒入使土饱和,搅拌均匀后装样于模具中(环刀、直剪盒或渗透装置),并在室温下(20℃左右)养护一周。

本试验所用钙质砂是对岛礁中的钙质砂石人工破碎后级配而成。因期望能够发生渗透破坏,故参考《水力水电工程地质勘察规范》中可能发生渗透破坏的粒径组成特点,配置了试验用砂, $d_{10}=0.11\text{mm}$, $d_{30}=0.4\text{mm}$, $d_{50}=1.4\text{mm}$, $d_{60}=1.9\text{mm}$, $\text{Cu}=17$, $\text{Cc}=0.77$ 。

一维固结压缩的试验表明,固化后钙质砂的压缩性有一定减小。而且随着营养盐浓度增大,试样压缩指数、回弹指数减小,侧限模量增大。图7(a)给出了不同浓度营养盐拌和加固后一维固结压缩试验结果。直剪试验表明,经MICP固化后,试样内摩擦角和粘聚力都有所增加,而且基本随营养盐浓度升高而增加,2.5M浓度营养盐效果显著。图7(b)给出了不同浓度营养盐拌和加固后的直剪试验结果。

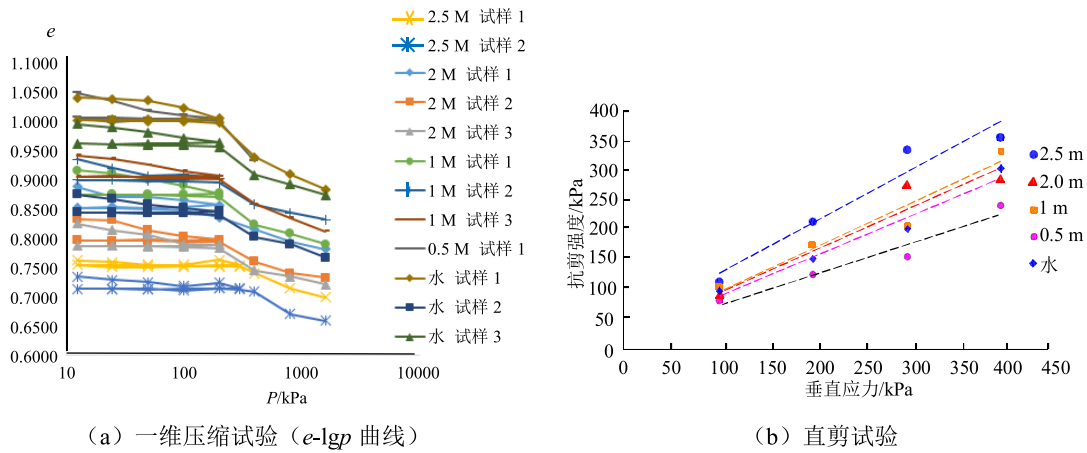


图 7 不同浓度营养盐拌和固化钙质砂试验结果

图 8 为渗透试验方案和渗透试验的结果, 可见, 固化后渗透系数降低 1~2 个数量级, 拌和微生物固化的方法可以有效降低样品渗透性, 提高抗渗透破坏能力, 且能使松砂水力性能达到未固化砂密砂的相近水平。

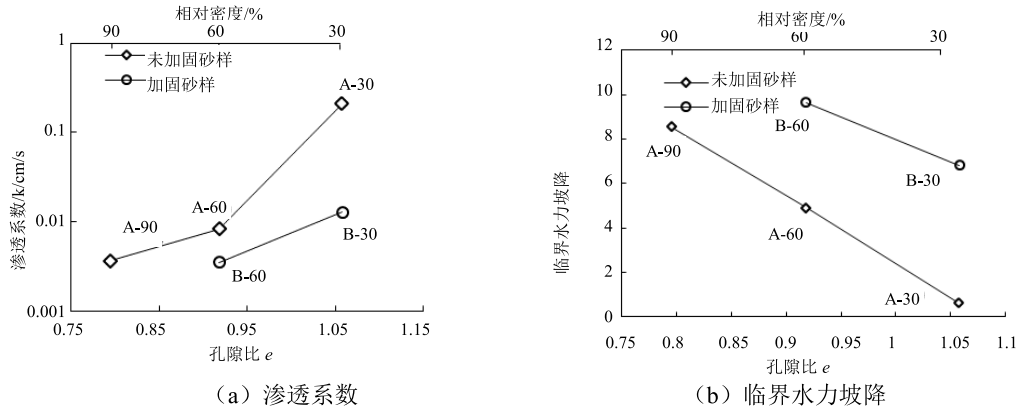


图 8 拌和固化钙质砂渗透试验结果

3.3 改善膨胀土的性质

拌和掺入微生物也可以改善膨胀土的性质。杜静^[19]等通过添加微生物的方法对南宁-白色地区的膨胀土(自由膨胀率 70%)进行了改性试验研究。首先从试验用膨胀土中分离菌株(包括放线菌、霉菌和细菌)并选用有效的菌株。具体是将固体菌剂(5%)接入风干并碾碎的膨胀土中, 加水拌和并在 30°C 的培养箱中培养 7 d、14 d 后, 依自由膨胀率试验结果进行初筛。将筛选出的菌株制成菌剂并加水拌至膨胀土中, 室温培养 30 d 后, 对土体进行直剪和膨胀性试验等。试验结果表明, 改性后土抗剪强度增大(内摩擦角均有提高; 粘聚力有的略有降低, 有的略有升高); 膨胀性指标均降低, 降低最大到 45%, 中等膨胀土变为弱膨胀土。

这个试验仅仅是在处理土样中分离和选用了可减小膨胀性的菌, 将其培养后拌回土中养护, 结果膨胀土的性质就得以改善。

3.4 改善淤泥质土的性质

拌和掺入微生物和营养盐甚至可以改善淤泥质土的性质。本课题组对清弋江流域风干淤泥质土样进行了 MICP 拌和固化。考虑了五种不同浓度的营养盐 (0.5 M、1.0 M、1.5 M、2.0 M 和 3.0 M)。由于现场淤泥质土含水率在 40% 左右, 故将 40% 含水率土样所需水置换为等量的菌液和营养液。

制样过程: 控制土样干密度, 将每个环刀样所需淤泥质土料倒入烧杯, 量取菌液和不同浓度的营养液掺加到土料中进行拌和至均匀, 将试样放入保湿缸中养护 7 d。养护 7 d 后, 发现试样表面有白色圆点状或团絮状斑点, 其中营养液浓度为 1.5 mol/L 的试样表面斑点最密集, 而浓度为 3.0 mol/L 的试样表面未出现白色斑点。质量测试发现营养液浓度为 1.5 mol/L 的 4 个试样质量增加最多。

图 9 给出了未固化土样和不同浓度营养盐固化后土样的直剪试验测试结果。从中可知, MICP 拌和固化的土样的抗剪强度均比未固化有了明显提高, 尤其是内摩擦角有较大提高。

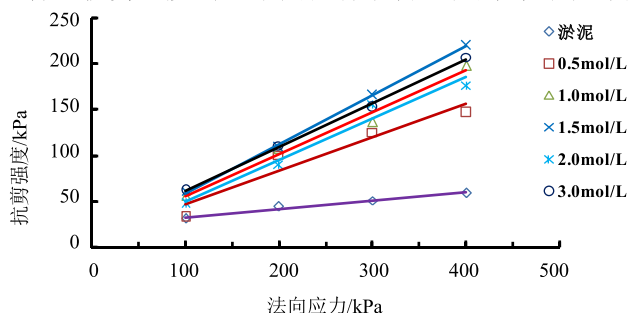


图 9 拌和固化淤泥质土直剪试验结果

4 结论与展望

长久以来, 土木工程师并不关心土中的微生物及其活动, 它们似乎与岩土力学与工程也没有多大关系。但实际上, 微生物的作用会对土的形成、结构和性质有重要的影响。本文以灌注和拌和两种处理方式, 从地基处理的角度出发, 介绍了微生物岩土技术在固化处理不同类型土体方面的研究进展。除了通过试验结果看到土的工程性质得到改善外, 还看到了这一技术应用的广泛性, 也看到了这一技术的作用机制的多样性。作为地基处理的一种新方法, 从其作用机制、不同土质的菌液营养盐配比、对土的性质影响规律、处理工艺等还有待深入研究, 现场的原位试验和示范工程也需进一步展开。

致谢:

文中提到的本课题组的研究工作, 清华大学土木工程系博士研究生杨钻和韩智光、硕士研究生张贺超、麻强、张越、陈溪海和马瑞男、本科毕业设计学生李东润以及中国水利水电科学研究院蔡红高级工程师、肖建章高级工程师和研究生王子文等均有贡献, 在此一并致谢! 本课题组的研究工作得到了自然科学基金 50908122、51078202、50608041 和国家重点研发计划 2016YFC1402800 的资助, 也一并致谢!

参考文献:

- [1] James K. Mitchell, J. Carlos Santamarina. Biological considerations in geotechnical engineering[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(10): 1222-1233.
- [2] Jason T. DeJong, Michael B. Fritzges, Klaus Nusslein. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(11): 1381-1392.
- [3] Willem De Muynck, Nele De Belie, Willy Verstraete. Microbial carbonate precipitation in construction materials: A review[J]. Ecological Engineering, 2010, 36(2SI): 118-136.
- [4] Yang Zuan, Cheng Xiao-hui. A performance study of high-strength microbial mortar produced by low pressure grouting for the reinforcement of deteriorated masonry structures[J]. Construction and Building Materials, 2013, 41: 505-515.
- [5] Zhang Yue, Guo Hong-xian, Cheng Xiao-hui. Role of calcium sources in the strength and microstructure of microbial mortar[J]. Construction and Building Materials, 2015, 77: 160-167.
- [6] Chen Xi-hai, Guo Hong-xian, Cheng Xiao-hui. Heavy metal immobilisation and particle cementation of tailings by biomineralisation[J]. Environmental Geotechnics, 2018, 5(2): 107-113.
- [7] Victoria S Whiffin, Leon A. van Paassen, Marien P. Harkes. Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique[J]. Geomicrobiology Journal, 2007, 24(5): 417-423.
- [8] 程晓辉, 麻强, 杨钻等. 微生物灌浆加固液化砂土地基的动力反应研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(8): 1486-1495.
- [9] 韩智光. 微生物加固砂土的抗液化性能多尺度试验研究[D]. 清华大学, 2017.
- [10] 张贺超, 郭红仙, 李萌, 程晓辉. 砂土介质中微生物诱导封堵试验研究[J]. 工业建筑, 2015, 45(1): 139-142.
- [11] Guo Hong-xian, Cheng Xiao-hui, Li Meng. Experimental analysis of bio-stimulated sealing process in environmental geotechnical engineering[J]. Science China Technological Sciences, Mar. 2013, 56: 732-738.
- [12] 张越, 郭红仙, 程晓辉, 李萌. 微生物诱导碳酸钙沉积技术治理某地下室渗漏的现场试验[J]. 工业建筑, 2013, 43(12): 138-143.
- [13] 陈溪海, 郭红仙, 程晓辉. 微生物矿化改善尾矿砂性质的试验研究[J]. 工业建筑, 2016, 46(6): 94-98+176.
- [14] 方祥位, 申春妮, 楚剑等. 微生物沉积碳酸钙固化珊瑚砂的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(10): 2773-2779.
- [15] Khan, M.N.H., et al. Coral Sand Solidification Test Based on Microbially Induced Carbonate Precipitation Using Ureolytic Bacteria. Materials Transactions, 2015, 56(10): 115-122.
- [16] 刘汉龙, 肖鹏, 肖杨, 王建平, 陈育民, 楚剑. MICP 胶结钙质砂动力特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(1): 38-45.
- [17] 欧孝夺, 潘鑫, 殷宪太, 侯凯文. 广西北部湾人造陆域吹填土生物固结试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(1): 28-33.
- [18] 马瑞男. 微生物拌和加固钙质砂渗透试验研究[D]. 清华大学, 2018.
- [19] 杜静, 周东. 微生物改良膨胀土的试验研究[J]. 水利水电技术, 2012, 43(7): 103-105+87.

刚性桩复合地基工程应用的几个问题

滕延京^{1,2}

(1. 中国建筑科学研究院有限公司, 北京 100013; 2. 建研地基基础工程有限公司, 北京 100013)

摘要: 随着工程建设经验的积累, 复合地基工程技术在不断发展中, 刚性桩复合地基的工程应用出现若干需要深入研究和解决的问题, 主要包括: 增强体非均匀布置的承载力变形计算及对策、增强体强度安全性控制标准、是否存在软弱下卧层及其分析方法、整体稳定性验算及其对策、验收检验试验要求及评价方法等。本文结合作者在工程实践的经验以及在规范编制过程的讨论, 谈谈对上述问题的认知及目前工程应用的一般方法。同时指出, 对于刚性桩复合地基的地基变形验算、偏心荷载验算、软弱下卧层验算、整体稳定验算等问题尚有待从理论研究和工程应用方法进一步深入研究。

关键词: 刚性桩复合地基; 增强体强度; 软弱下卧层; 整体稳定性; 验收检验

0 引言

刚性桩复合地基的增强体多采用水泥基胶结材料, 例如混凝土灌注桩(包括 CFG 桩)、预制桩(管桩)等, 单桩传力特性与钢筋混凝土基桩相似; 桩顶处常设置 100~300 mm 褥垫层, 形成与桩间土共同承担竖向荷载的复合地基。刚性桩复合地基单桩承载力高, 复合地基承载力较天然地基可大幅度提高; 若复合地基桩端持力层较好, 同时具有较好控制地基变形能力, 在建筑工程(特别对于高层建筑)地基基础中得到广泛应用。自上世纪 90 年代初刚性桩复合地基技术在我国大面积推广应用以来, 总体应用情况良好, 为工程建设节约了大量资金, 取得了很好的社会效益。

所谓“建筑地基”是指支撑建筑物基础的地基, 区别于堆场地基、路基等。建筑地基主要受力层的压力分布与上部结构及基础的荷载传递特性和刚度有关, 其地基变形不仅与地基处理层有关, 还与下卧层有关, 处理地基的稳定性计算也需考虑地基处理层与其下卧层土计算参数的不同。建造在处理地基上的建筑物应满足地基承载力、地基变形和稳定性要求, 地基基础设计考虑的问题应与天然地基相同, 即采用天然地基或桩基应解决的工程问题, 在处理地基上也应找到计算分析方法及工程对策。

随着工程建设经验的积累, 复合地基工程技术在不断发展中, 刚性桩复合地基的工程应用也出现若干需要深入研究和解决的问题, 主要包括: 增强体非均匀布置的承载力变形计算及对策、增强体强度安全性控制标准、是否存在软弱下卧层及其分析方法、整体稳定性验算及其对策、验收检验试验要求及评价方法等。本文结合作者在工程实践的经验以及在规范^[1]编制过程的讨论, 谈谈对上述问题的认知。

1 增强体非均匀布置的承载力变形计算

刚性桩复合地基的布桩形式一般采用均匀布桩形式,近年来也出现高层建筑框架剪力墙结构或剪力墙结构基础仅在柱下或墙下布桩取得了成功。无疑,仅在柱下或墙下布桩时,由于地基加固提高的地基承载力与结构对地基的作用方向及重心相吻合,可以提高基础结构抗剪验算的安全性,但不同布桩形式不仅影响复合地基承载力及变形计算结果,对基础结构受力分析及抗裂验算结果也带来影响。

1.1 复合地基承载力计算

按照荷载作用的时间效应,可分为轴心荷载作用(仅自重和活荷载等竖向荷载作用)和偏心荷载作用(风荷载或地震荷载参与作用)。复合地基承载力计算,包括轴心荷载作用、偏心荷载作用及软弱下卧层地基承载力(在第 4 节中讨论)。

(1) 对于轴心荷载作用,均匀布桩时基底压力为均匀分布,复合地基承载力以单桩复合地基承载力的计算表达;而当复合地基增强体非均匀布置,基底压力分布也产生不均匀性,特别对于仅在柱下或墙下布桩时,复合地基承载力难以采用单一单桩复合地基承载力的计算表达。目前,工程中的处理是采用地基土面积承担的上部结构荷载与增强体面积承担的上部结构荷载相加,与上部结构的总竖向荷载校核的方法,似也能解决轴心荷载作用的地基承载力计算问题。这样的处理方式,对于基础面积较小的独立基础、条形基础计算分析的偏差不大,设计人员可以采用合理布桩的方法解决;但对于面积较大的整板基础,由于柱与柱、墙与墙的中心距大,用平均的概念处理明显不合理(不同柱下或墙下增强体的受力不均匀,某些意见认为是否还是复合地基)。

(2) 对于偏心荷载作用,问题更没有那么简单。均匀布桩时,可按桩基的单桩受力计算方法,计算分析偏心荷载作用在增强体位置的荷载增量,使其增量不大于复合地基承载力特征值的 20%。复合地基增强体非均匀布置,特别对于仅在柱下或墙下布桩时,由于增强体提供的地基承载力较大,增强体的位置不同,其增量也不同。荷载增量的大小与桩数关系密切,桩数越少,增量越大。所以对于增强体非均匀布置的情况,应在一定假定条件下推导其偏心荷载作用的地基上荷载增量及增强体上荷载增量,以校核地基土、增强体的承载力是否均小于其特征值的 1.2 倍。

为了便于读者使用,在《建筑地基处理技术规范的理解与应用》^[2]一书中提供了偏心荷载作用的刚性桩复合地基地基土及增强体荷载的分析结果,供使用者参考。

复合地基的桩土受力可按线性反力分布的假定分析。基本假定:

- a) 基底反力为线性分布;
- b) 弯矩作用下,基础仅发生转动。

(1) 复合地基增强体均匀布置,可推得在纯弯矩作用下,复合地基最大地基反力增量 $\Delta P_{\pm\max}$ 和增强体最大单桩受力增量 $\Delta Q_{i\text{桩}}$ 分别为:

$$\begin{cases} \Delta P_{\pm \max} = \frac{L}{2} \cdot \frac{M_y}{W \cdot \frac{L}{2} + (\frac{\delta_p \cdot A_s}{\delta_s} - A_p) \sum_{i=1}^n x_i^2} \\ \Delta Q_{i \text{ 桩}} = \Delta P_{\pm \max} \cdot \frac{\delta_p \cdot x_i \cdot A_s}{\delta_s \cdot \frac{L}{2}} \end{cases} \quad (1)$$

式中: $\Delta P_{\pm \max}$ ——仅受弯矩作用下, 基础底面所受最大基底压力, kPa;

L ——力矩作用方向的基础底面边长, m;

b ——垂直力矩作用方向的基础底面边长, m;

W ——基础底面抵抗矩, $W = \frac{1}{6} bL^2$, m^3 ;

x_i ——桩 i 至桩群形心的 y 轴轴线的距离, m;

$\Delta Q_{i \text{ 桩}}$ ——仅受弯矩作用下, 第 i 根桩所承受作用力, kN;

δ_s ——桩间土荷载分担比, $\delta_s = \frac{f_{sk} \cdot A_s \cdot \beta}{f_{spk} \cdot A_c}$;

δ_p ——增强体荷载分担比, $\delta_p = 1 - \frac{f_{sk} \cdot A_s \cdot \beta}{f_{spk} \cdot A_c} = \frac{m \cdot \frac{Q_a}{A_p} \cdot A_c}{f_{spk} \cdot A_c} = \frac{Q_a}{f_{spk} \cdot A_c}$;

A_s ——1 根桩所承担的地基处理面积中土体面积, m^2 ;

A_c ——1 根桩所承担的地基处理面积, m^2 ;

A_p ——增强体断面面积, m^2 ;

f_{sk} ——加固后桩间土地基承载力特征值, kPa;

f_{spk} ——复合地基承载力特征值, kPa。

可得到偏心荷载作用下, 复合地基的桩土受力控制条件:

$$\begin{cases} \Delta P_{\pm \max} + \frac{(F+G)\delta_s}{A - nA_p} \leq 1.2f_{sk} \\ \Delta Q_{i \text{ 桩 max}} + \frac{(F+G)\delta_p}{n} \leq 1.2R_a \end{cases} \quad (2)$$

式中: f_{sk} ——处理后桩间土地基承载力特征值, kPa;

A ——基础底面积, m^2 ;

F ——上部结构传至基础顶面的竖向荷载, kN;

G ——基础自重和基础台阶上的土重, kN;

n ——基础下桩数;

R_a ——增强体单桩承载力特征值, kN。

(2) 当复合地基增强体不均匀布置时, 可按 $\Delta P_{\pm \max}$ 等于 $1.2f_{sk}$ 的条件, 推得增强体的分担弯矩。

复合地基上基础承受方向 x 的作用弯矩为 M_y , 基底下的土体所承担的弯矩为 $M_{y\pm}$, 基底下的增强体所承担的弯矩为 $M_{y桩}$:

$$M_y = M_{y\pm} + M_{y桩} \quad (3)$$

同样

$$M_x = M_{x\pm} + M_{x桩} \quad (4)$$

a) 地基土产生的弯矩作用

$$\begin{aligned} M_{y\pm} &= \Delta P_{\max} \cdot (W - A_p \cdot \frac{2}{L} \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2) \\ &= [1.2f_{sk} - \frac{(F+G)\delta_s}{A-nA_p}] (W - A_p \cdot \frac{2}{L} \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2) \end{aligned} \quad (5)$$

b) 增强体产生的弯矩作用

$$M_{y桩} = \frac{\Delta Q_{n桩}}{x_n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2 \quad (6)$$

$$Q_{桩\max} = [(M_x - M_{x\pm}) \frac{x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}] + \frac{(F+G)\delta_p}{n} \leq 1.2R_a \quad (7)$$

上述控制条件满足复合地基中增强体、地基土受力均不超过其特征值 1.2 倍的条件。

1.2 复合地基变形计算

严格的说, 目前规范给出的按分层总和法分别计算加固层及下卧层地基变形, 然后叠加的复合地基沉降计算方法, 仅适用于均匀布桩的形式。采用非均匀布桩时, 特别对于仅在柱下或墙下布桩, 柱或墙间距离又较大的情况, 规范并未给出适用方法。目前工程应用采用土中应力计算的 Mindlin 解方法, 进行共同作用分析计算基础沉降, 沉降修正系数应采用可靠的地方经验 (与 Bussinesq 应力解的统计结果不同, 需进一步统计分析)。按照平均概念进行非均匀布桩的刚性桩复合地基变形分析, 同时又采用均匀布桩分层总和法的沉降修正系数, 计算分析结果对工程安全性的评价难以做出。

2 增强体桩身强度设计

复合地基增强体的强度是保证复合地基工作的必要条件, 特别对于刚性桩复合地基增强体, 地基承载力提高幅度大, 必须保证其安全度。按照混凝土强度的可靠性设计理论, 我国规范混凝土的立方强度与轴心抗压强度设计值之间应有下列关系:

棱柱强度与立方强度之比 a_{c1} 对普通混凝土为 0.76, 对高强混凝土则大于 0.76。混凝土规范对 C50 及以下取 $a_{c1}=0.76$, 对 C80 取 $a_{c1}=0.82$, 中间按线性规律变化。

混凝土规范对 C40 以上混凝土考虑脆性折减系数 a_{c2} ，对 C40 取 $a_{c2}=1.0$ ，对 C80 取 $a_{c2}=0.87$ ，中间按线性规律变化。

考虑到结构中混凝土强度与试件混凝土强度之间的差异，根据以往的经验，并结合试验数据分析，以及参考其他国家的有关规定，对试件混凝土强度修正系数取为 0.88。

混凝土规范的轴心抗压强度标准值与设计值分别按下式计算：

$$f_{ck} = 0.88a_{c1}a_{c2}f_{cu,k} \quad (8)$$

$$f_c = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1.4 \quad (9)$$

综合上述结果，可知混凝土材料的立方强度与轴心抗压强度设计值换算，之间应有 2.09 的系数关系。根据构件材料强度的分项安全系数设计方法，地基基础设计一般以永久荷载作用效应控制，荷载分项安全系数应取 1.35；复合地基增强体最大受力控制为 1.2 倍单桩承载力特征值，再考虑施工条件、养护条件、桩体脆性破坏性质等，规范规定按增强体单桩承载力特征值取值的桩身立方强度（其他材料复合地基增强体强度均借鉴混凝土强度表达方法）表达的材料强度安全系数为 4.0。

刚性桩复合地基增强体桩身强度应满足公式（10）的要求。当复合地基承载力进行基础埋深的深度修正时，增强体桩身强度应满足公式（11）的要求。

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \quad (10)$$

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \left[1 + \frac{\gamma_m (d - 0.5)}{f_{spa}} \right] \quad (11)$$

式中： f_{cu} ——桩体试块（边长 150 mm 立方体）标准养护 28 d 的立方体抗压强度平均值，kPa；对水泥土搅拌桩应满足 7.3.3 条的规定；

R_a ——单桩承载力特征值，kN；

A_p ——桩的截面积， m^2 ；

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重， kN/m^3 ，地下水位以下取浮重度；

d ——基础埋置深度，m；

f_{spa} ——深度修正后的复合地基承载力特征值，kPa。

3 软弱下卧层验算^[3]

刚性桩增强体复合地基设计时，桩端一般应选择好的持力层，一般工程并不存在软弱下卧层地基承载力验算问题。但对于土层相对均匀且地基承载力提高幅度较大的工程，尚应验算复合地基的下卧层承载力，以确定增强体的长度。由于刚性桩复合地基设计采用的增强体的强度、刚度变化范围较大，目前对复合地基的整体破坏模式以及有软弱下卧层时的破坏机理尚未深入研究，规范尚未给出具有粘结强度的增强体复合地基软弱下卧层地基承载力验算的计算表达式。

有些学者按照有粘结强度增强体复合地基的荷载传递特性，为解决刚性桩复合地基的桩端持力层选择问题，提出按实体深基础法验算软弱下卧层地基承载力，这对于增强体刚

度及强度较大的条件是合理的。首先,地基的软弱下卧层地基承载力验算应归结为地基承载力设计的概念上,即地基承载力的选取以不使地基中出现较大塑性变形为原则,同时还要考虑在此条件下各类建筑可能出现的变形特征及变形量,所以应按埋深修正后软弱下卧层的地基承载力特征值作为评价标准;其次,基底附加压力的荷载传递应符合桩土荷载传递特性。根据十余项已建工程数值分析的结果^[2],材料刚度和强度较大的增强体复合地基的附加应力扩散角在 $\varphi/3\sim\varphi/4$ 之间,取 $\varphi/4$ 作为刚性桩复合地基的附加应力扩散角进行工程校核偏于安全。

4 整体稳定性验算

处理后的地基需进行整体稳定性分析的,有以下几种情况:(1)受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物;(2)由于不同施工段基础底标高差异较大,采用临时支挡支护;(3)已建使用的建筑物周边进行深基坑施工等。

建造在复合地基上的建筑物稳定性分析方法,对砂桩、碎石桩复合地基,可将砂桩、碎石桩材料的抗剪强度指标按面积置换率折算为复合土的抗剪强度指标,进行计算分析,国内外均有实际工程应用的实例;但对于有粘结强度增强体复合地基,其稳定计算方法有不同的认识,工程应用中出现直接把有粘结强度增强体材料的抗剪强度指标按砂桩、碎石桩复合地基同样的方法处理,以致得到的稳定安全系数偏高,看似满足设计要求,而工程出现塌方事故的情况。

规范组对处理地基的稳定分析方法进行了专题研究。天津大学在《软土地基上复合地基整体稳定计算方法》专题报告^[2]中,对同一工程算例采用传统的复合地基稳定计算方法、英国加筋土及加筋填土规范计算方法、考虑桩体弯曲破坏的可使用抗剪强度计算方法、桩在滑动面断开处发挥摩擦力的计算方法、扣除桩分担荷载的等效荷载法、等效砂桩法等进行了对比分析。采用考虑滑动面以上桩侧摩阻力的计算方法和等效砂桩法时,计算得到的安全系数与考虑桩体弯曲破坏的等效抗剪强度的计算方法得到的安全系数比较接近。提出了可采用考虑桩体弯曲破坏的等效抗剪强度计算方法、扣除桩分担荷载的等效荷载法、等效砂桩法进行软土地基上复合地基的整体稳定性的建议。并提出了不同计算方法对应不同最小安全系数取值的建议。

中国建筑科学研究院地基所采用 Geoslope 计算软件的有限元圆弧滑动法,对某一实际工程采用砂桩复合地基加固,以及采用刚性桩加固进行了稳定性分析对比。砂桩的抗剪强度由砂桩的密实度确定,刚性桩的抗剪强度指标由桩折断后的材料摩擦系数确定。对比分析结果说明,如果考虑刚性桩折断,采用材料摩擦性质确定抗剪强度指标,刚性桩加固后的稳定安全系数与砂桩复合地基加固接近(不考虑砂桩排水固结作用)。计算中刚性桩加固的桩土应力比在不同位置分别为堆载平台面处 7.3~8.4,坡面处 5.8~6.4。砂桩复合地基加固,当砂桩材料的内摩擦角取 30° ,不考虑砂桩排水固结作用的稳定系数为 1.06;考虑砂桩排水固结作用的稳定系数为 1.29。采用 CFG 桩复合地基加固,CFG 桩断裂后,材料间摩擦系数取 0.55,折算内摩擦角取 29° ,计算的稳定系数为 1.05。由计算结果可知,砂

桩加固和 CFG 桩加固, 均可一定程度提高建筑地基的稳定系数。但对于不配钢筋的刚度较大的增强体, 与砂桩比较, 稳定系数并没有大的提高; 实体桩法与复合土层法的计算结果也十分接近^[2]。

规范^[1]规定处理后的地基上建筑物稳定分析可采用圆弧滑动法, 其稳定安全系数不应小于 1.30。散体加固材料的抗剪强度指标, 可按加固体的密实度通过试验确定, 这是常用的方法。胶结材料抵抗水平荷载和弯矩的能力较弱, 其对整体稳定的作用(这里主要指具有胶结强度的竖向增强体), 假定其桩体完全断裂, 按滑动面材料的摩擦性能确定抗剪强度指标, 对工程验算是安全的。

规范修订组的验算结果表明, 采用无配筋的竖向增强体地基处理, 其提高稳定安全性的能力是有限的。工程需要提高整体稳定安全性时增强体应配置钢筋, 提高增强体的抗剪能力, 对于重要的工程或对于安全性要求高的工程, 应采用设置抗滑或阻滑结构, 满足稳定安全性要求。

5 验收检验评价^[4]

规范对于处理后地基的验收检验规定, 处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理范围和有效加固深度内地基均匀性评价, 以及复合地基增强体的成桩质量和承载力评价。对刚性桩复合地基, 规范规定增强体单桩的桩位施工允许偏差: 对条形基础的边桩沿轴线方向应为桩径的 ± 0.25 , 沿垂直轴线方向应为桩径的 $\pm 1/6$, 其它情况桩位的施工允许偏差应为桩径的 ± 0.4 倍; 桩身的垂直度允许偏差应为 $\pm 1\%$ 。

复合地基强调由地基土和增强体共同承担荷载, 对于地基土为欠固结土、膨胀土、湿陷性黄土、可液化土等特殊土, 必须选用适当的增强体和施工工艺, 消除欠固结性、膨胀性、湿陷性、液化性等, 才能形成复合地基。所以复合地基工程的验收检验应包括: 复合地基承载力、变形; 增强体施工质量、桩身完整性和强度, 单桩承载力等; 地基土消除欠固结性、膨胀性、湿陷性、液化性等; 桩位偏差等。

复合地基承载力的确定方法, 一般采用复合地基静载荷试验的方法。桩体的强度较高的增强体, 可以将荷载传递到桩端土层。当桩长较长时, 由于静载荷试验的荷载板宽度较小, 不能全面反映复合地基的承载特性。因此单纯采用单桩复合地基静载荷试验的结果确定复合地基承载力特征值, 可能由于试验的载面板面积或由于褥垫层厚度对复合地基静载荷试验结果产生影响。对刚性桩增强体复合地基进行单桩静载荷试验, 保证增强体桩身质量和承载力, 是保证复合地基满足建筑物地基承载力要求的必要条件。

地基土消除欠固结性、湿陷性、液化性等的检验结果判断, 目前沿用弹性半无限地基的研究成果, 对复合地基处理后的判别标准需再研究。但采用弹性半无限地基的研究成果应是安全的评价结果。

工程中常有对刚性桩复合地基验收检验采用单桩复合地基静载荷试验或增强体单桩静载荷试验的合理性及检验数量如何分配的问题。实际上, 刚性桩复合地基的验收检验, 对地基土的检验(施工后地基承载力特征值)、单桩承载力(刚性桩复合地基大幅提高地

基承载力的主要因素)、单桩复合地基承载力(桩土共同工作承载力发挥)同等重要。检验验收工作评价复合地基承载力是否满足设计要求,在哪个环节出现不确定性或不满足的情况,都可出现最终房屋建筑裂缝、倾斜、过大沉降等,已被我国工程建设的实践证明。检验数量分配及抽检位置,重要的问题是对工程质量(包括勘察、设计、施工质量)的客观评价。各地区采用刚性桩复合地基,因地区地基土的性质、设计施工水平各异,应根据地区经验合理确定检验项目和最少的抽检数量,给出工程安全的检验评价结果。根据我国岩土工程经验,静载荷试验结果评价最少根数(或台数)不应少于 3 根,原位试验或土工试验结果评价的最少数量为 6 个。

针对不同基础形式下的刚性桩复合地基检验结果评价,规范规定:试验点的数量不应少于 3 点,当满足其极差不超过平均值的 30%时,可取其平均值为复合地基承载力特征值。当极差超过平均值的 30%时,应分析离差过大的原因,需要时应增加试验数量,并结合工程具体情况确定复合地基承载力特征值。工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价,对于桩数少于 5 根的独立基础或桩数少于 3 排的条形基础,应取最低值。

6 结语

从以上介绍的刚性桩复合地基技术的工程应用情况,目前已较好解决的是轴心荷载作用地基承载力验算,对于地基变形验算、偏心荷载验算、软弱下卧层验算、整体稳定验算等仅能采用工程安全的方法处理,尚有待从理论研究和工程应用方法深入研究。

参考文献:

- [1] 建筑地基处理技术规范(JGJ 79-2012)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [2] 滕延京,等. 建筑地基处理技术规范理解与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [3] 滕延京. 处理地基的工作形状及其工程控制方法[J]. 地基处理,2013,24(3): 28-33.
- [4] 滕延京,等. 处理后地基的检验与评价[J]. 工程勘察,2014,42(Supp1): 158-163.

珊瑚砂地基中 X 形桩承载特性研究

丁选明^{1,2}, 邓玮婷¹, 刘汉龙^{1,2}, 刘家易¹, 彭宇¹

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心, 重庆 400045)

摘要: 珊瑚砂作为一种特殊的生物质土, 广泛分布于我国南海地区, X 形桩基础常应用于高速公路、铁路、市政道路等工程软土地基处理, 但其在珊瑚砂地基下的研究尚不多见。本文通过室内模型试验和数值模拟相结合的方法得到了珊瑚砂中 X 形桩的荷载-沉降关系、桩身轴力和摩阻力分布规律, 并与普通圆形桩进行对比, 从而揭示了珊瑚砂地基中 X 形桩承载特性。研究结果表明: X 形桩的荷载-沉降曲线呈现缓变型, 没有明显的拐点; 轴力自桩顶至桩端随着深度的增加逐渐减小, 桩顶和桩端的衰减速率大; 桩侧摩阻力随着桩顶荷载的增大而增大, 但不同荷载和深度下的增长规律不同; 与圆桩相比 X 形桩侧摩阻力对承载性能的贡献更大。研究为 X 形桩的工程应用以及珊瑚砂地基加固提供参考。

关键词: 珊瑚砂; X 形桩; 竖向承载特性; 模型试验; 数值模拟

0 引言

南海不仅蕴藏着极其丰富的石油、天然气及生物资源还有着重要的军事战略意义, 在保卫南海、开发海洋资源的过程中, 将不可避免的遇到珊瑚砂工程地质问题。珊瑚砂通常是指 CaCO_3 含量在 50% 以上的海洋沉积物, 大多在南纬 30° 至北纬 30° 之间的热带和亚热带大陆架以及海岸线分布^[1]。珊瑚砂主要由海洋生物骨架如珊瑚、贝壳等经海水的破碎、搬运、堆积后形成的, 一定程度上保留了生物骨架中的细小空隙, 因此造成珊瑚砂形状不规则, 内部孔隙较多, 颗粒易破碎, 粒间易胶结等特点, 性质与普通石英砂有所区别^[2-5]。在珊瑚砂地基的桩基工程建设中, 传统思路和理论是不适用的^[6]。因此, 学者们采用室内模型试验及现场测试等方式, 对珊瑚砂地基上的桩基工程展开深入研究。

早在 1973 年, Angemeer^[7]等在巴斯海峡进行全尺寸打入桩试验得出珊瑚砂地基下桩基的竖向承载力比石英砂低的结论; McClelland^[8]等通过现场测试得出试验桩的侧摩阻力极限值仅有 20 kN/m^2 , 约为石英砂环境下的 1/5; 通过打入钢管桩抗拔试验 Dutt^[9]等提出珊瑚砂中桩基承载特性主要受珊瑚砂的成因、颗粒胶结程度和破碎情况影响; 秦月^[10]、单华刚^[11]等通过进行室内单桩模型试验得到了珊瑚砂土中桩-土相互作用机制以及桩端土破坏模式; 江浩^[12]通过单桩群桩模型试验得出珊瑚砂中桩的侧摩阻力不受相对密实度的影响, 造成桩侧摩阻力较低的原因是颗粒破碎。

现浇 X 形混凝土桩技术^[13]是一种具有自主知识产权的新型地基加固技术, 该技术以 X 形横截面代替了传统的圆形, 增大了桩的侧表面积, 在不增加桩身混凝土用量的情况下可

提高桩侧摩阻力。通过现场试验、理论推导、模型试验、数值模拟^[14~17]等研究,得出与传统的圆形灌注桩相比,X形桩具有较大的周长面积比,因而可以在不增加工程量的前提下大大提高单桩承载力;吕亚茹等^[18]通过平衡分析的方法提出了X形桩桩身摩擦和端部承载引起的土壤附加应力修正解;周航等^[19,20]提出了现浇X形桩在水平荷载作用下桩身的变形和内力的计算方法,为X形桩在工程运用提供了理论支持。

目前国内外专家学者对珊瑚砂的基本性质研究已经比较深入,但对这种特殊土质下的桩基承载性能的研究人们的注意点主要集中于普通桩形上。X形桩作为一种新型成桩技术,对其的研究内容还未涉及珊瑚砂这种特殊土质,本文通过室内模型试验和数值模拟相结合的方式就珊瑚砂环境下X形桩的竖向承载特性进行研究,从而揭示其竖向承载特性及荷载传递机理,为进一步理论研究和工程设计提供参考。

1 室内模型试验

1.1 模型试验概况

本次试验在重庆大学岩土工程试验室进行,模型槽尺寸:长×宽×高=1 m×0.8 m×0.8 m。模型槽实物图如图1所示,用厚12 mm的有机玻璃制作模型槽的四周挡板和底。本试验中模型桩与模型箱壁的距离与模型桩尺寸之比 $B/b > 3.0$,可以不考虑模型箱边界效应的影响,模型桩布置图如图2所示。试验采用砝码加荷,利用百分表量测桩顶位移,通过桩身粘贴应变片测桩身应变,从而得到桩身轴力沿桩长的分布。



图1 模型槽实物图

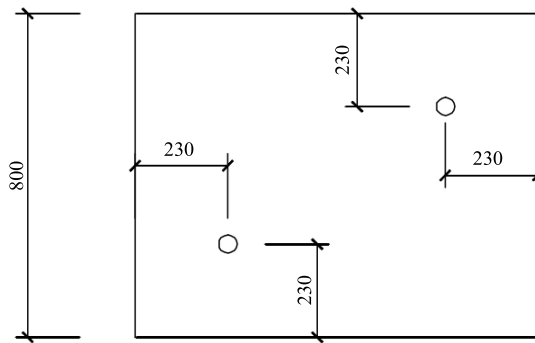


图2 模型桩布置图(单位: mm)

试验模型箱内土体分为两层,下层采用20 cm的砂样II作为持力层,桩周采用70 cm抗剪强度指标较好的砂样I,土体近似为均质材料。土体填筑前进行室内土工试验,各层地基土物理力学性质指标见表1。

表1 珊瑚砂的力学性质参数

材料	最大干密度/ g/cm^3	最小干密度/ g/cm^3	粘聚力/ kPa	内摩擦角/ $^\circ$	比重
砂样I	1.38	1.08	10.78	41.35	2.78
砂样II	1.70	1.22	2.86	34.95	2.81

模型试验圆形桩两根（编号分别为 A、B），试验 X 形桩两根（编号分别为 C、D）模型桩截面参数和应变片粘贴位置分别如图 3、图 4 所示。浇桩 28 d 后观察发现试桩桩身良好，之后进行应变片粘贴并应变检测。



图 3 X 形桩与圆形桩截面图（单位：mm）

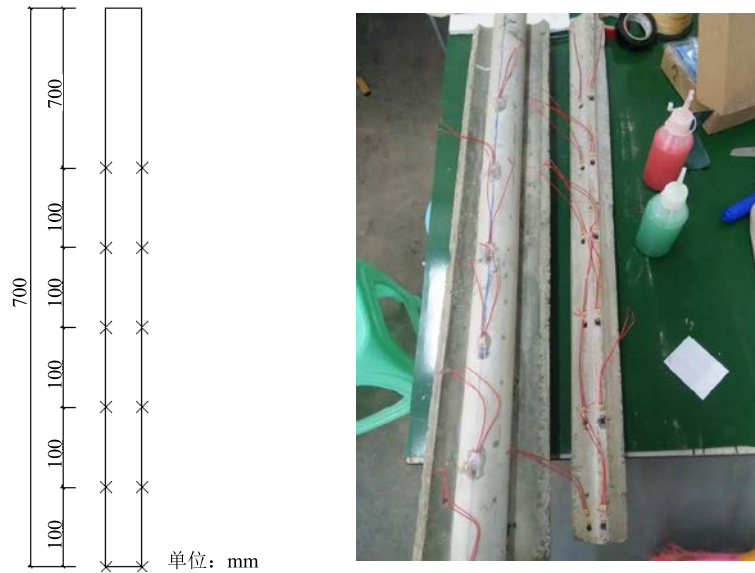


图 4 应变片粘贴示意图与实物图

试验前使用四块 0.102 kN 的砝码共 0.408 kN 进行预加载，预压后卸载待读数稳定后记录各测量部件初始读数并将平衡应变片和土压力盒归零，之后即可开始分级施加荷载。试验采用慢速维荷加载的方式，桩每级加载量均为 0.102 kN，待桩顶沉降曲线出现明显拐点或某级荷载作用下，桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量 2 倍且持续发展时停止加载，加载过程中保持桩身垂直，防止砝码倾倒。

1.2 模型试验结果分析

1.2.1 荷载-沉降关系

根据百分表读数，得到如图 5 所示圆形桩及 X 形桩的荷载-沉降曲线。可以看出，圆形桩的 $Q-s$ 曲线呈现陡降型，曲线均有明显的拐点，X 形桩的 $Q-s$ 曲线呈现缓变型。

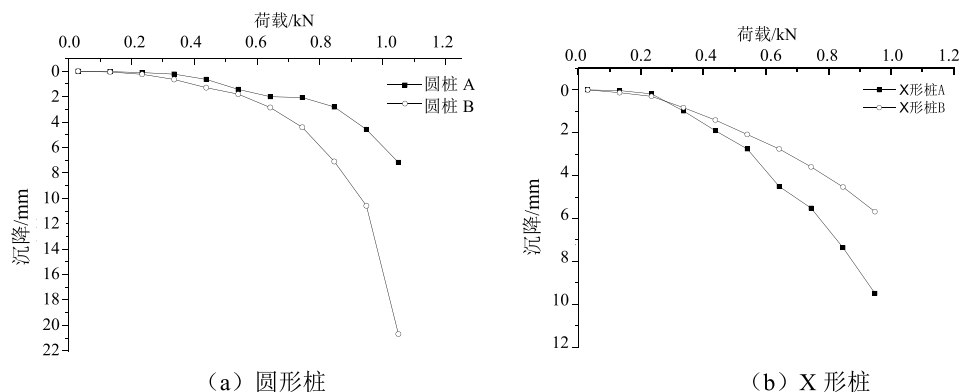


图5 模型桩荷载-沉降曲线

当荷载较小时,两根桩的桩顶荷载由上部侧摩阻力承担,桩周砂土处于弹性阶段,因此荷载与沉降基本处于线性关系;随着荷载的逐渐增加,沉降的增速也逐渐增大,桩侧的摩阻力继续向桩的下部发展,桩周砂土将进入塑性阶段,此时荷载沉降曲线逐渐变成非线性的;对于 X 形桩当桩顶荷载增加至 0.948 kN 时,并未出现刺入性破坏仍有继续承载潜力,而对于 X 形桩当桩顶荷载增加至 1.015 kN 时,桩顶位移出现了陡降,发生刺入性破坏,模型桩失去了继续承载的能力。

X 形桩与圆形桩的截面积大致相等,但却出现了两种不同性质的荷载沉降曲线。这是因为 X 形桩的凹弧会使周围的砂受到约束,由于半土塞效应提高了桩周砂土的强度,使 X 形桩的荷载位移曲线呈现缓变型。

将圆形桩与 X 形桩进行对比可知,在线性阶段时 X 形桩的斜率小于圆桩,说明此阶段 X 形桩侧摩阻力较大,在相同荷载作用下桩顶沉降更小。

1.2.2 桩身轴力分布

试验在圆形桩和 X 形桩的桩身内不同深度粘贴了应变片,可以根据采集系统采集得到应变片的应变,通过公式 $F = EA\varepsilon$ 来计算桩身各截面轴力变化,并推算桩侧摩阻力的变化情况,从而可以较为深入地分析对桩的荷载传递机理进行分析。圆桩和 X 形桩的轴力沿桩身分布曲线如图 6 所示:

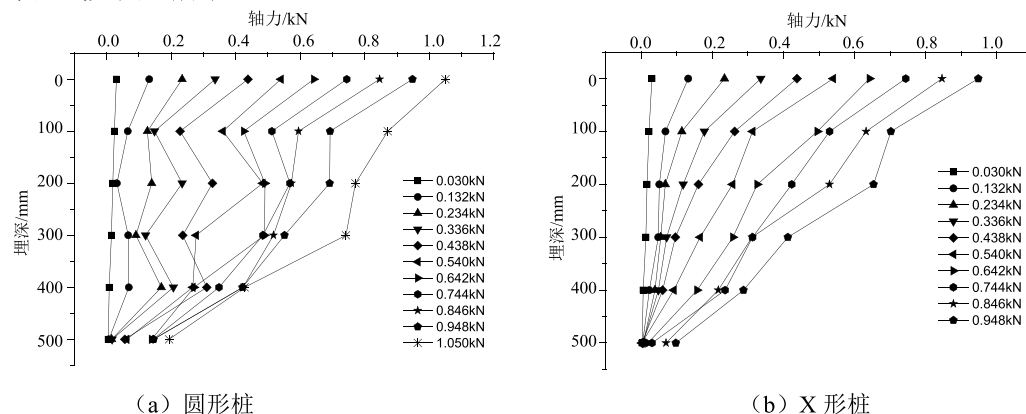


图6 模型桩桩身轴力分布

可知,有限元模拟结果与现场试验结果可以较好吻合,也证明了所建立模型的合理性。

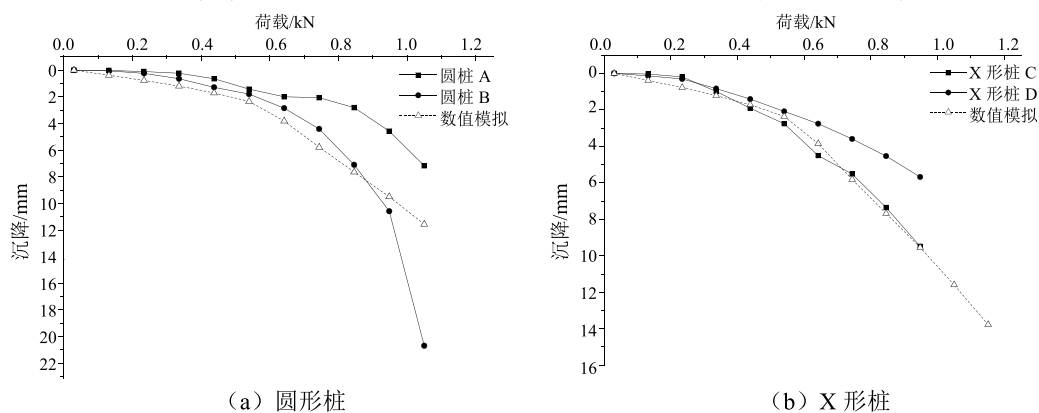


图 9 数值模拟与试验结果比较

2.2 数值模拟结果分析

2.2.1 桩身轴力分布

根据数值模拟结果处理可得轴力分布如图 10 所示,可以看出,模拟结果与试验结果大致相同,但是数值更为有规律性。轴力的大小随桩埋置深度的增加而逐渐减小,其中桩端和桩顶轴力的变化更为明显;不同荷载作用下轴力的分布规律有所不同,当荷载达到 12.4kN 之后,轴力变化基本平行,这是由于侧摩阻力充分发挥,增加的荷载主要由端阻承担。

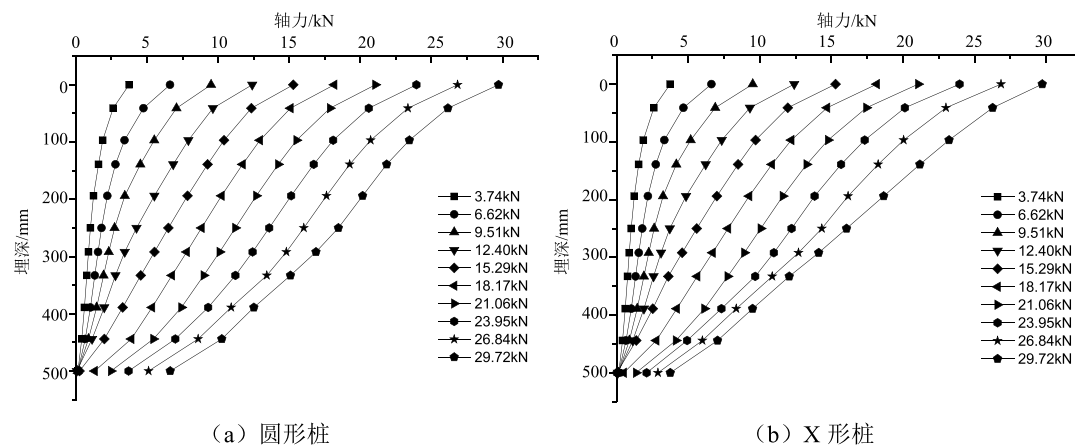


图 10 数值模拟桩身轴力分布

在相同荷载作用下,X 形桩的桩端轴力小于圆桩的桩端轴力,而且 X 形桩的轴力随深度的衰减趋势大于圆形桩,即可说明 X 形桩桩侧摩阻力发挥的承载能力大于圆形桩,表现出更强的摩擦桩性质。

2.2.2 桩侧摩阻力分析

桩侧摩阻力分布曲线如图 11 所示,靠近桩顶,埋深在 50 cm 左右时具有较大的侧摩阻力,这是由于桩顶部分桩身的变形大,桩土相对位移较大,摩擦力较大。由于在桩的中

部, 桩身和砂的相对位移较小, 但桩端不仅土压力较大而且由于持力层的砂阻止桩身下沉, 桩端变形增大, 造成了侧摩阻力在桩顶增大后先减小最终在靠近桩端又有所增大的现象。

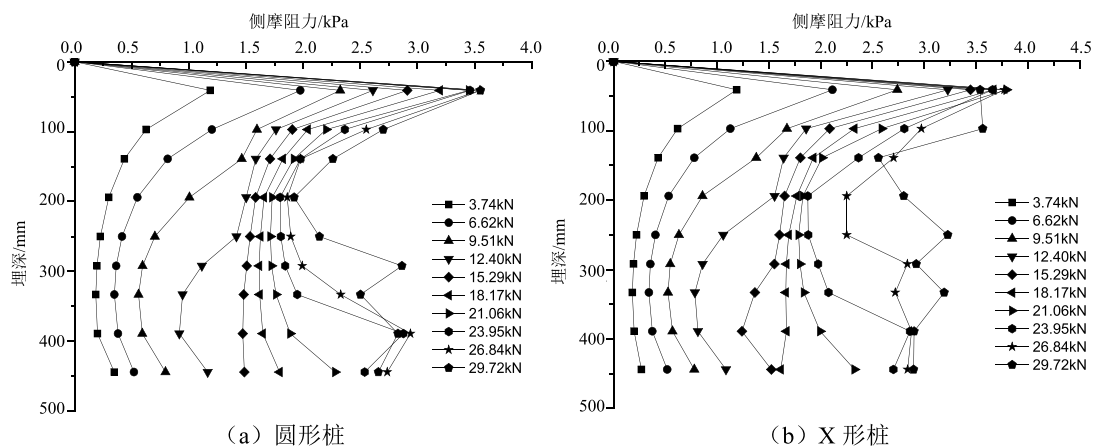


图 11 数值模拟侧摩阻力分布

由图可知, 桩侧摩阻力随着桩顶荷载的增大而增大, 但不同荷载和深度下的增长规律不同, 当荷载较小时, 桩身上半部分侧摩阻力较大, 桩身下半部分则较小; 当荷载较大时, 桩身上半部分的侧摩阻力虽较荷载较小时有所增长但增长的幅度较小, 而桩身下半部分的侧摩阻力的增长幅度较大。这表明了桩中上部的侧摩阻力先于中下部侧摩阻力发挥并先达到极限值, 这个现象在 X 形桩上有着更明显的体现。

3 桩侧摩阻力和桩端阻力分析

根据试验和数值模拟所得结果进行桩基在竖向荷载作用下端阻和侧摩阻力所占总荷载比例的分析如图 12 所示, 可以直观的得到桩的承载类型以及荷载的传递规律。

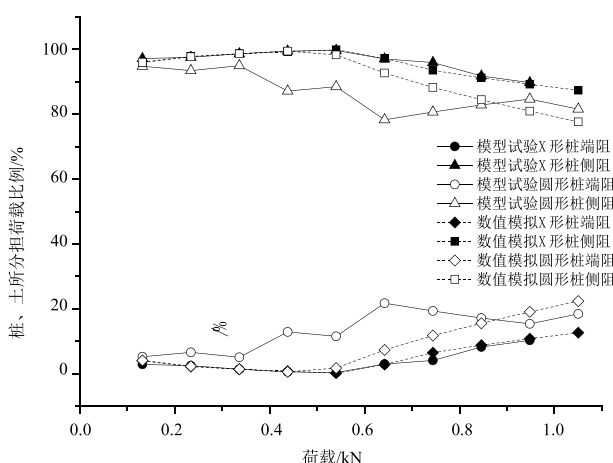


图 12 桩-土分担荷载分布图

珊瑚砂中侧摩阻力对桩基承载力起较大的作用,侧摩阻力的贡献作用随荷载的增加先增大后减小,这是由于在荷载较小时桩身的变形较小,桩侧摩阻力较小,随着荷载逐渐增加,桩身变形增加,侧摩阻力逐渐发挥作用,当荷载继续增加时,侧摩阻力的增长速率小于荷载增加速率,一部分荷载由桩端阻力承担,因此又出现侧摩阻力的贡献作用逐渐减小的现象。

与圆形桩相比,在相同荷载作用下,X形桩的侧摩阻力对荷载作用的贡献更加明显,具有更明显的摩擦桩性质,这是由于等截面积的X形桩具有更大的侧面积,相同荷载作用下会具有更大侧摩阻力。

4 结论

本文采用南海珊瑚砂土样,对珊瑚砂中X形桩和圆形桩进行单桩竖向承载特性模型试验,研究其承载性能以及荷载传递规律,得到了荷载-沉降关系、轴力。最后基于PLAXIS软件进行数值模拟,并与圆形桩进行对比,得到以下结论:

(1) 研究了珊瑚砂环境下X形桩的竖向承载特性,结果表明在珊瑚砂环境下X形桩的桩顶荷载-沉降曲线呈现缓变型,没有明显的拐点;轴力自桩顶至桩端随着深度的增加逐渐减小,桩顶和桩端的衰减速率要大;以侧摩阻力作为主要的承载类型,而且呈现典型的摩擦桩性质。

(2) 通过与圆形桩的对比,轴力分布趋势大致相同,但X形桩在相同荷载作用下具有更大的侧摩阻力,在相同截面积情况下X形桩具有更高的承载能力。

(3) 通过数值模拟对X形桩的竖向承载性能进行进一步的分析,得到了与试验结果相同的结果,与圆形桩一致,珊瑚砂中X形桩以侧摩阻力承载为主,轴力随深度的增加而减小;桩侧摩阻力随着桩顶荷载的增大而增大,但不同荷载和深度下的增长规律不同,且桩中上部的侧摩阻力先于中下部侧摩阻力发挥并先达到极限值。

(4) 将X形桩与圆形桩数值模拟对比可得,在相同荷载作用下X形桩的侧摩阻力更大,相同截面积的情况下X形桩的承载性能更好。

(5) 通过分析端阻和侧阻所占总荷载的比例可得,竖向荷载作用下桩基所受荷载以侧摩阻力承担为主,侧摩阻力承担的比例随荷载的增大后减小。

参考文献:

- [1] 白晓宇. 钙质岩土工程性状研究[D]. 青岛理工大学, 2010.
- [2] 张家铭. 钙质砂基本力学性质及颗粒破碎影响研究[D]. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2004.
- [3] Qin Y, Meng Q S, Wang R, Hu S Q, Zhang Y T. Model experimental research on uplift single pile in calcareous sand of South China Sea[J]. Marine Geotechnology, 2016, 35(5): 653-660.
- [4] Wang X Z, Jiao Y Y, Wang R, Hu M J, Meng Q S, Tan F Y. Engineering characteristics of the calcareous sand in Nansha Islands, South China Sea[J]. Engineering Geology, 2011, 120(1): 40-47.

- [5] Meng Q S, Wang R, Yu K F, Qin Y, Wei H Z, Wang X Z. Characteristics of rocky basin structure of Yongshu reef in the Southern South China Sea[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*. 2014, 32(4): 307-315.
- [6] Angemeer J, Carlson E, Stroud S, et al. Pile load tests in calcareous soils conducted in 400 feet of water from a semi-submersible exploratory rig[C]. *Proceedings of 7th Annual Offshore Technology Conference*. Houston: [s.n.], 1975.
- [7] Angemeer J, Carlson E, Klick, J H Techniques and results of offshore pile load testing in calcareous soils[C]. *Proc., 5th Annual Offshore Technology Conf., Houston, 1973: 677-692.*
- [8] McClelland B. Design of deep penetration piles for ocean structures[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1974, 100(GT7): 705-747.
- [9] Dutt R N, Cheng A P. Frictional response of piles in calcareous deposits[C]. *Proceedings of the 16th Annual Offshore Technology Conference*. Houston: [s.n.], 1984: 527-530.
- [10] 秦月, 孟庆山, 汪稔, 朱长歧. 钙质砂地基单桩承载特性模型试验研究[J]. *岩土力学*, 2015, 36(6): 1714-1720.
- [11] 单华刚. 珊瑚礁钙质土中桩基工程承载性状研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2000, 19(5): 680-680.
- [12] 江浩. 钙质砂中桩基工程承载性状研究[D]. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2009.
- [13] 刘汉龙, 刘芝平, 王新泉. 现浇X型混凝土桩截面几何特性研究[J]. *中国铁道科学*, 2009, 30(1): 17-23.
- [14] Lv Ya-ru, Liu Han-long, Charles W.W.Ng. A modified analytical solution of soil stress distribution for XCC pile foundations[J]. *Acta Geotechnica: An International Journal for Geoengineering*, 2014, 9(3): 529-546.
- [15] 王智强, 刘汉龙, 张敏霞, 袁佶, 雍君. 现浇X形桩竖向承载特性足尺模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2011, 32(6): 903-907.
- [16] 张敏霞, 刘汉龙, 丁选明, 王志强. 现浇X形混凝土桩与圆形桩承载性状对比试验研究[J]. *岩土力学*, 2011, 33(9): 1469-1476.
- [17] 丁选明, 孔纲强, 刘汉龙, 等. 现浇X形桩桩-土荷载传递规律现场试验研究[J]. *岩土力学*, 2012, 33(2): 489-493.
- [18] Yaru Lv, Liu Han-long, Charles W.W. Ng, et al. Three-dimensional numerical analysis of the stress transfer mechanism of XCC piled raft foundation[J]. *Computers and Geotechnics*, 2014, 55: 365-377.
- [19] Zhou Hang, Liu Han-long, Kong Gang-qiang, Cao Zhao-hu. Analytical Solution for Stress and Displacement after X-Section Cast-in-Place Pile Installation[J]. *Mathematical Problems in Engineering: Theory, Methods and Applications*, 2013, 11(1): 1-11.
- [20] Kong Gang-qiang, Zhou Hang, Ding Xuan-ming, Cao Zhao-hu. Measuring effects of X-section pile installation in soft clay[J]. *Proceedings of the institution of civil engineers. Geotechnical engineering*, 2015, 168(4): 296-305.

考虑软土弱化影响下的半圆型防波堤 有限元分析

郭少龙¹, 常安琪¹, 鹿群^{1,2}

(1. 天津城建大学, 天津 300384; 2. 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384)

摘要: 本文分析了某半圆型防波堤工程在一次大浪作用下地基软土弱化的原因及相应的抗软化措施。利用有限元方法, 分析了不同工况情况下防波堤地基承载力与防波堤堤身位移的变化规律。发现地基不加固且考虑软土弱化工况时, 防波堤地基承载力最小, 此时地基无法承受上部荷载, 会造成箱体结构剧烈沉陷和水平滑移。对地基处理后的半圆型防波堤进行了有限元分析, 分析结果表明改进后的防波堤可以有效提高地基竖向承载力和抵抗波浪荷载。

关键词: 半圆型防波堤; 软土弱化; 有限元分析

1 工程概况

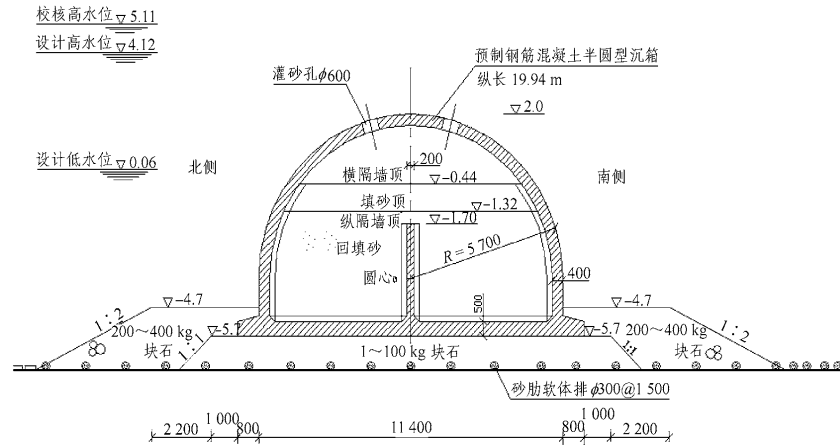
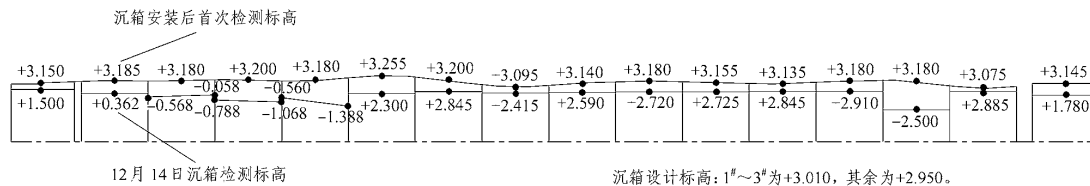
长江口深水航道二期工程北导堤^[1,2]位于长江口, 滩面比一期工程所处环境更加恶劣, 其25年一遇设计高水位下的波高为3.32~5.90 m, 地基土体参数见表1。二期工程建设的北导堤长21.3 km, 北导堤NIIB区段采用半圆体结构, 典型断面如图1。

表1 土体参数

土层	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	ν	E/MPa	c/kPa	$\phi/^\circ$	$k_x/\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$	$k_y/\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$
抛石二	18.00	0.2	300	0	37	/	/
抛石一	20.00	0.2	200	0	36	/	/
砂被	20.5	0.25	15	0	35	8.64	8.64
粉砂	18.72	0.30	10	3.5	35	1.05	0.492
淤泥	16.17	0.43	0.5~1	13.4(8.5)	0(9.0)	1.08E ⁻³	1.73E ⁻⁴
淤泥质黏土	16.56	0.40	1.5	22(13.5)	0(12.5)	2.99E ⁻³	1.23E ⁻⁴

注: 淤泥和淤泥质粘土两栏中括号内外分别为CU、UU强度指标。

该段防波堤曾遭遇过一次寒潮大浪, 造成已安装的16个沉箱在较大的风浪作用下产生剧烈沉陷和水平滑移, 最大沉降达5 m以上(见图2), 因而该防波堤工程施工被迫暂停, 相关单位展开了科技攻关解决了这一难题。

图1 原设计防波堤横断面图^[2]图2 寒潮大浪前后沉箱顶部标高对比图^[2] (单位: m)

1.1 地基软化原因分析

相关科研单位经过试验研究,发现淤泥土层在模拟波浪荷载作用下的动三轴 UU 试验中,振后的不排水强度平均值仅为静三轴 UU 试验强度的 0.36 倍^[1],说明淤泥土层在波浪循环荷载作用下确实会发生剧烈的强度降低(软化)现象^[3,4,5]。产生这种现象的原因是由于饱和软粘土渗透系数小、排水不畅,在波浪等循环荷载作用下,易导致孔隙水压力增高。增高的孔隙水压力会使土颗粒间的有效应力减小,从而降低土颗粒间的摩阻力,粘土颗粒空隙间的自由水膜厚度也会相应增大,土颗粒间的胶结作用下降。最终软粘土的强度降低,表现出软化现象^[6,7,8]。目前,软粘土在循环荷载作用下发生软化现象的机理尚不明确,软土是否会发生弱化尚无可靠标准来进行判断,除此之外在海底进行软土地基处理费用过高。因此,在现有的防波堤稳定性计算中,关于地基软土弱化对防波堤稳定性影响的考虑还难以准确把握^[9,10]。在防波堤设计过程中,通常将波浪力视为拟静力,通过减轻上部结构物重量,减小波浪荷载等措施,可起到一些防范作用,但并不能根除地基软化的影响^[11]。我国海岸线众多,这些海岸线中许多海岸都分布着厚度不等的软粘土。随着我国经济社会的不断发展以及海洋开发战略的提出,越来越多的近海工程亟待开发。因此,对于软粘土软化机理的研究以及工程应对措施和改进和优化,将会对港口及海洋工程的发展具有重大意义^[12,13]。

1.2 抗软化应对措施

对排水固结后淤泥土样进行了动三轴 CU 试验,测得振后的不排水强度平均值为静三轴 CU 试验强度的 0.83 倍^[1],表明淤泥土层排水固结后抗波浪循环荷载的能力大大增强。

根据上述试验结果, 经过广泛讨论和多位专家论证, 并结合该工程实际条件, 采取如下应对措施^[1]: 打设深度为 10 m 的塑料排水板作为竖向排水通道, 打穿淤泥层, 以基床抛石为堆载预压, 使该层土预压固结至固结度为 85% 时再完成半圆堤结构的安装。为验证地基处理方案的效果, 对淤泥层取土样测其在固结度为 85% 时的动 CU 强度, 测得其值为 17.2 kPa, 与该土层在 85% 固结度条件下的静 CU 试验强度 30 kPa 相比, 排水软化系数 $\beta = 17.2/30 = 0.57$, 可见经固结排水处理后的地基土抗软化能力有了较大程度的提高。

为了检验修改后的方案效果, 相关单位进行了现场十字板强度测试来测试加固效果。在地基预压固结排水 4 个月后, 现场检测了地基十字板剪切强度^[2], 与该区段地基处理前的现场十字板剪切强度对比。由图 3 可知, 淤泥层加固前后的现场十字板强度测试值分别为 12.3 kPa 和 23.3 kPa, 淤泥层加固后强度增长了 89%, 表明通过打设塑料排水板及堆载预压措施是非常有效的。同时, 针对破坏原因, 采取加强措施防止充砂孔盖板再次脱落; 对软土地基采取塑料排水板联合抛石预压以及调整半圆堤设计方案等措施, 发现重建后的防波堤状态良好, 未发生类似的破坏现象。

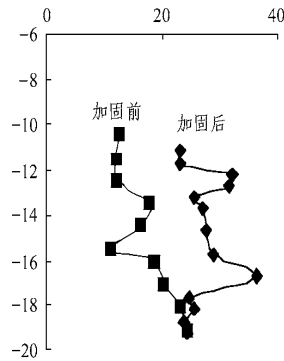


图 3 防波堤地基现场十字板强度测试图^[2]

2 有限元模型

由于防波堤纵轴方向尺寸远远大于横轴方向尺寸, 取防波堤的横断面为分析对象, 建立二维平面应变分析模型。为了减小模型边界对分析结果的影响, 横轴方向取 200 m, 纵轴方向取 50 m。有限元模型地基表面设置为自由边界, 地基底部为固定边界, 左右侧面均为只约束水平位移的滑动边界。有限元计算模型见图 4。

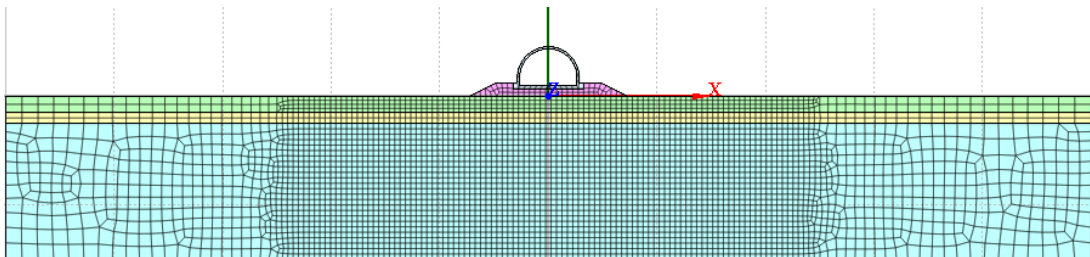


图 4 原设计半圆堤计算模型

对于土体材料,地应力场分布通常采用如下公式计算:

$$\sigma_z = \sum \gamma_i z_i \quad (1)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z \quad (2)$$

其中: $K_0 = 1 - \sin \phi$; ϕ 为土体内摩擦角。

根据以上公式, MIDAS 程序将生成一个应力平衡, 位移为零的初始应力场。

设计波高为 5.9 m, 设计波浪周期为 7.8 s, 采用合田良实波压力计算公式计算作用在半圆堤上的波压。

2.1 原设计半圆堤型静力有限元分析

地基加固前, 防波堤地基淤泥层和淤泥质黏土层土体固结程度很低, 该土层在有限元计算时采用不固结不排水指标, 土体参数见表 1。对于考虑因波浪荷载而发生强度弱化的淤泥层软土, 在施加波浪荷载步骤时淤泥层土体的强度指标采用静三轴 UU 试验强度指标的 0.36 倍, 以此考虑淤泥层在波浪荷载作用下的软化效应。利用有限元计算时, 淤泥和淤泥质粘土均采用 D-P 模型, 其它土体均采用摩尔-库仑模型, 分别计算了原设计半圆堤型在地基不加固且不考虑软土弱化工况、地基不加固且考虑软土弱化工况、地基加固且不考虑软土弱化工况和地基加固且考虑软土软化 4 种不同工况下的作用效应。

取半圆体结构绕底板中心点的转角、底板水平位移和最大竖向位移为研究对象, 得到原设计半圆堤型计算结果, 如图 5~图 7 所示。由图可得到: 地基不加固且考虑软土软化作用时, 半圆堤的加载系数(指计算时施加的波浪荷载与设计波高对应波浪荷载的比值)均小于 1.0, 即半圆堤不能承受设计波高对应的荷载; 地基加固或不考虑软土软化作用时, 防波堤在加载系数为 1.0 时对应的转角、水平位移和竖向位移均较小; 随着加载系数从零不断增大, 各项位移值在加载系数小于 0.5 时近似成线性增加, 0.5~1.0 时曲线开始变陡, 当加载系数大于 1.0 之后曲线斜率增加明显并先后出现拐点, 最终加载系数增加很小时位移陡增, 说明半圆堤出现严重破坏。

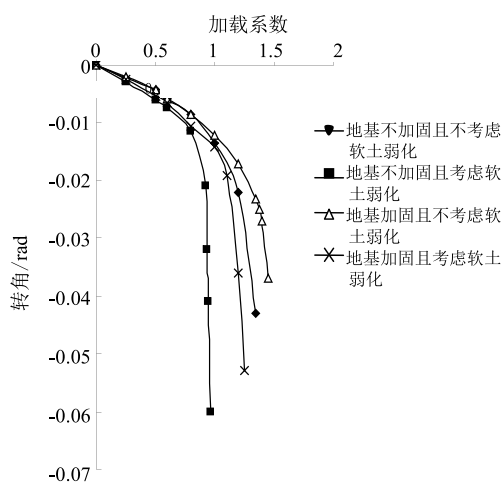


图5 原设计半圆堤型承载力-转角关系曲线

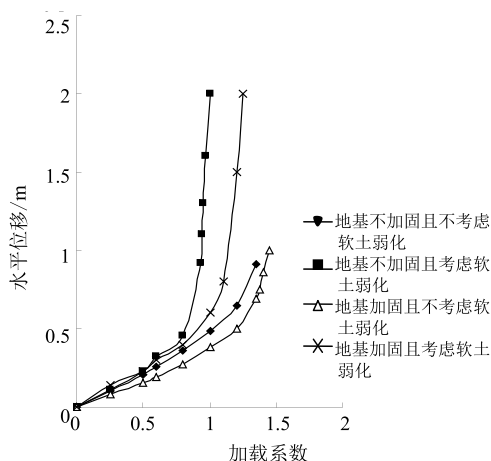


图6 原设计半圆堤型承载力-水平位移关系曲线

取加载系数-位移关系曲线中各个拐点对应的加载系数, 如表 2 所示, 从表 2 中可看出, 地基不加固且考虑软土弱化时对应的加载系数最小值为 0.8, 其它 3 种工况对应的加载系数均大于 1.0。

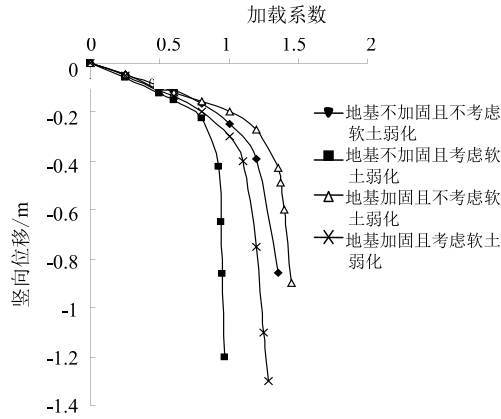


图 7 原设计半圆堤型承载力-竖向位移关系曲线

表 2 位移关系曲线中各个拐点对应的加载系数

计算工况	转角/rad	水平位移/m	竖向位移/m	最小值
地基不加固且不考虑软土弱化	1.12	1.2	1.21	1.12
地基不加固且考虑软土弱化	0.8	0.82	0.83	0.8
地基加固且不考虑软土弱化	1.31	1.26	1.33	1.26
地基加固且考虑软土弱化	1.05	1.06	1.03	1.03

2.2 改进后半圆堤型静力有限元分析

针对原设计堤型的不足, 相关设计单位对原设计方案进行了修改和优化, 具体措施如下^[1]: 在易发生软土弱化的淤泥层打设塑料排水板来充当竖向排水通道, 在原地基表面铺一层厚度约为 0.3 m 的砂作为水平排水通道, 利用基床抛石及楞体块石作为压载, 当地基强度增长到能够抵抗施工期间波浪荷载引起软化的能力之后, 再完成半圆体结构的安装等后续工作。除了对地基进行排水固结加固外, 对半圆体沉箱断面尺寸、抛石基床厚度等方面也进行了改进设计, 修改后的防波堤断面如图 8 所示。

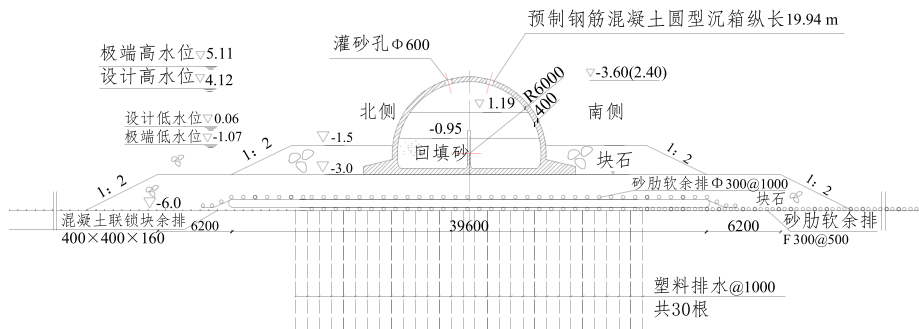


图 8 改进后的半圆型防波堤断面图

对改进后的半圆堤型建立了有限元模型，波浪力计算方法、地层分布情况等与原设计半圆堤型相同，地基土体参数取地基排水加固后的土体参数，在施加波浪荷载步骤时淤泥层土体的强度指标采用静三轴 CU 试验强度指标的 0.83 倍，以此考虑淤泥层在波浪荷载作用下的强度降低，相应的计算模型见图 9。

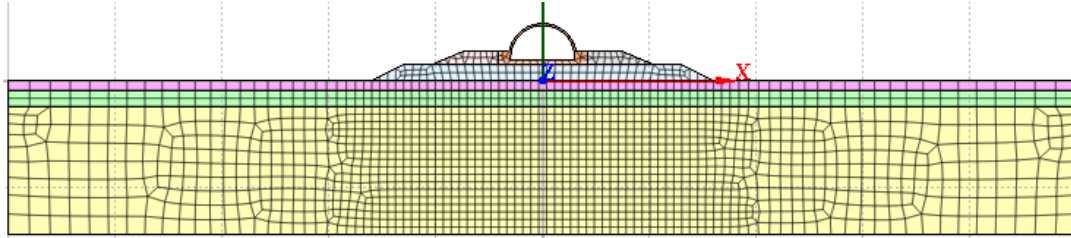


图 9 改进后半圆堤型计算模型

经过计算，得到了改进后半圆堤型加载系数-竖向位移关系曲线。如图 10~图 12。

为便于和原设计半圆堤型计算结果相对比，取半圆体竖向位移为 0.4 m 时的加载系数进行分析，原设计半圆堤型与改进后半圆堤型 0.4 m 竖向位移对应的加载系数以及其提高幅度见表 3。由此可见，改进后半圆堤型较原设计半圆堤型竖向承载能力有较大提高，且抵抗波浪荷载能力更强。

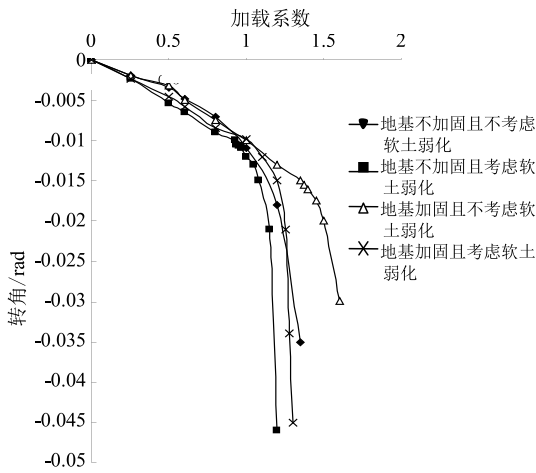


图 10 改进后半圆堤型加载系数-转角关系曲线

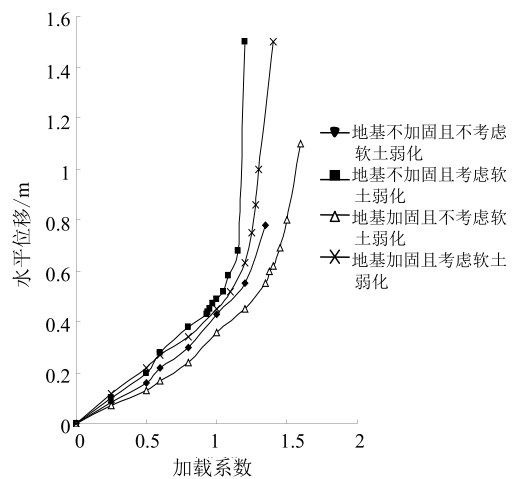


图 11 改进后半圆堤型加载系数-水平位移关系曲线

表 3 半圆堤型改进前后结果对比

半圆堤计算工况	0.4 m 竖向位移对应的加载系数		提高幅度/%
	原设计半圆堤型	改进后半圆堤型	
地基不加固且不考虑软化	1.21	1.3	10
地基不加固且考虑软土弱化	0.9	1.12	21
地基加固且不考虑软土弱化	1.33	1.43	10
地基加固且考虑软土弱化	1.21	1.29	12

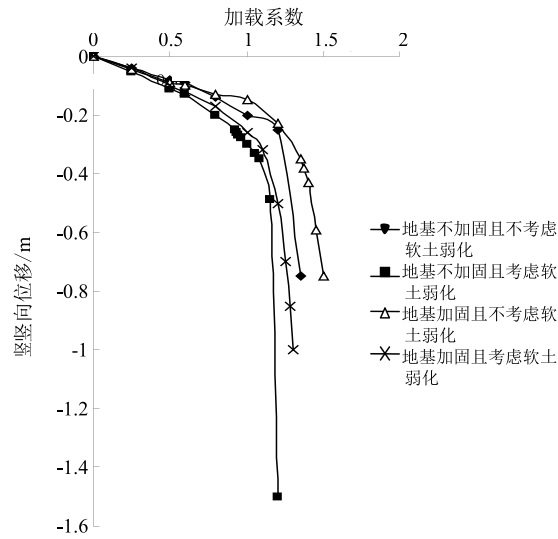


图 12 改进后半圆堤型加载系数-竖向位移关系曲线

3 小结

本文分析介绍某半圆型防波堤在一次寒潮大浪下发生破坏的原因, 利用有限元模型模拟了在寒潮大浪情况下发生破坏的原设计半圆堤型及改进后的半圆堤型, 得出相关结论。

(1) 原设计半圆堤型发生突发沉降及巨大滑移的主要原因为波浪动荷载通过半圆堤结构、抛石基床传递到淤泥层, 造成淤泥层软土发生软化, 强度弱化系数约为 0.36。

(2) 由原设计半圆堤型在不同条件下荷载-位移效应的计算结果可知, 当地基不加固且考虑软土弱化工况时, 半圆堤在小于 1 倍设计波高对应的荷载作用下会发生剧烈沉降破坏。

(3) 改进后半圆堤型与原设计半圆堤型相比, 其抵抗波浪荷载的能力明显增强。另外, 对软土地基进行固结排水处理可有效加强半圆堤抵抗波浪荷载的能力。

参考文献:

- [1] 范期锦, 李乃扬. 长江口二期工程北导堤局部破坏的原因及对策[J]. 中国港湾建设, 2004, 2: 1-8.
- [2] 闫澍旺, 侯晋芳, 刘润等. 长江口导堤在波浪荷载作用下的稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(1): 3246-3249.
- [3] 闫玥. 长江口导堤软粘土地基在波浪荷载作用下强度软化的特性研究[D]. 天津: 天津大学, 硕士学位论文, 2007.
- [4] 闫澍旺, 杨昌民, 范期锦等. 波浪荷载作用下防波堤地基软化特性的试验研究[J]. 港工技术, 2005, 2: 44-47.

- [5] 冯军, 闫澍旺. 长江口软粘土在波浪循环荷载作用下的弱化分析[J]. 中国海洋平台, 2005, 18(2): 1-8.
- [6] 刘胜群, 陈玉平. 饱和软粘土动力特性试验研究[J]. 铁道建筑, 2006, 10: 68-70.
- [7] Yokosuka, Tanimoto K. Japanese experiences on composite breakwaters[C]. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, Yokosuka, Japan, 1994, pp. 1-22.
- [8] Vucetic M. Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, 27(1), pp. 29-46.
- [9] 王建华, 刘振纹, 刘远峰. 动静耦合效应对软土地基循环承载力的影响[J]. 水力学报, 2000, 6: 1-5.
- [10] 肖忠. 软土地基上新型防波堤结构的稳定性分析[D]. 天津: 天津大学, 博士学位论文, 2009.
- [11] 周宝勇. 半圆型防波堤地基承载力计算方法研究[D]. 天津: 天津大学, 硕士学位论文, 2009.
- [12] 范期锦. 长江口深水航道治理工程的创新[J]. 中国工程科学, 2004, 6(12): 20-22.
- [13] 李向东. 软土地基桶形基础竖向循环承载力试验研究[D]. 天津: 天津大学, 硕士学位论文, 2007.

简讯

第十五届全国地基处理学术讨论研讨会 (第1号通知)

随着我国现代化建设和国民经济事业的高速发展, 地基处理技术取得长足发展, 取得一系列有突出影响力的重大科技创新成果。为加强地基处理技术的学术交流, 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会将于2018年10月下旬在武汉举办第十五届全国地基处理学术讨论会。会议以“地基处理技术创新与可持续发展”为主题, 展示地基处理领域的最新研究成果与发展趋势。

组委会诚邀您参加本次会议, 届时您将有机会与全国各地的同仁们就地基处理技术方面共同关心的问题进行交流和研讨。会议还将特邀国内外著名专家学者做学术报告并出版正式论文集。

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会

承办单位: 武汉谦诚桩工科技股份有限公司

协办单位: 武汉谦诚环境技术有限公司; 武汉大学; 武汉理工大学; 中科院武汉岩土力学研究所

会议时间: 2018年10月19~21日

详情见网站: <http://cgis2018.aconf.org/>

真空联合堆载预压法加固效果研究

林彤¹, 张睦欣²

(1. 中国地质大学(武汉), 湖北 武汉 430074; 2. 中国建筑第五工程局, 湖南 长沙 410004)

摘要: 本文以珠海市横琴新区中心北路软基真空联合堆载预压处理工程监测项目为依托, 进行了膜下真空度、深层土体水平位移、土体分层沉降以及地表沉降的现场监测数据的分析研究, 得到相应的变化规律和特点, 并验证真空联合堆载预压法的加固效果, 为工程设计和施工提供依据和参考。

关键词: 真空联合堆载预压法; 工程监测; 沉降

0 引言

在我国沿海及内陆河流与湖泊地区广泛分布的沉积软土, 这种软土具有天然含水率大、压缩性高、孔隙比大以及强度低、透水性差、埋藏较深并且分布不均匀的特点, 因土体的强度低, 地基承载力和稳定性往往满足不了工程要求, 需要采取软土地基处理措施。真空联合堆载预压法即是一种有效方法。

早在1958年, 真空预压法第一次被用于美国费城国际机场的跑道建设中^[1]。我国大约在20世纪50年代左右开始进行研究。在现场试验研究方面, 唐羿生等以天津地区的实际生产项目为依托, 对真空预压的施工与监测进行了分析研究, 得到的结论是: 用真空预压法处理一般的软土甚至超软土这些类型的地基土都可以达到满足设计的要求^[2]。雷鸣^[3]对真空预压加固高铁软基试验及机理进行了研究探索。中交第一航务工程局将真空预压法和堆载预压法联合起来, 提出了“真空联合堆载预压施工工艺”, 并且通过申请的方式获得了国家专利, 至今已应用到港口、机场、市政公路工程、高速公路、人工岛、堤坝边坡等工程中, 一般情况下能维持90 kPa以上的膜下真空度, 并且单块加固面积最大可达10万平方米。但该方法仍存在问题, 如真空度在塑料排水板中的传递规律; 综合考虑工程地质条件以及实际现场情况的一般性和特殊性, 多种固结沉降的理论计算方法的对比, 能否进一步探究几种理论计算方法与该场地条件之间的适应性; 结合真空预压的效果, 如何将塑料排水板作为一个因素, 结合膜下真空度, 孔隙水压力考虑最终沉降量等。本文以珠海市横琴新区中心北路软基真空联合堆载预压处理工程监测项目为依托, 进行了监测数据的分析和研究, 以期对该项目的设计和施工提供参考。

1 工程概况

工程位于珠海市横琴区水域。横琴新区 2010 年开始进行重点项目及配套设施的建设,其中小横琴山以北为示范区,主要为该范围内主干道路网及配套设施,小横琴山和大横琴山之间的中心沟地区定为非示范区,非示范区 II 标段长约 22.704 km,工程范围具体为:①珠海横琴新区中心北路、主干道 DX-17、环岛西路中段、环岛西路南段、横琴中路、DX-16、主干道 NB-25 及配套综合管沟市政工程;②环岛西路南段 SD-1 隧道,长约 580 m,为双向四车道的连拱隧道;③DX-17 路 SD-2 隧道,隧道为双向四车道小净距隧道,两洞之间净距为 7~10 m,其中左洞平曲线半径为 4800 m,右洞平曲线半径为 5000 m,长约 2320 m。横琴新区道路规划和本设计道路所处的位置如图 1 所示。

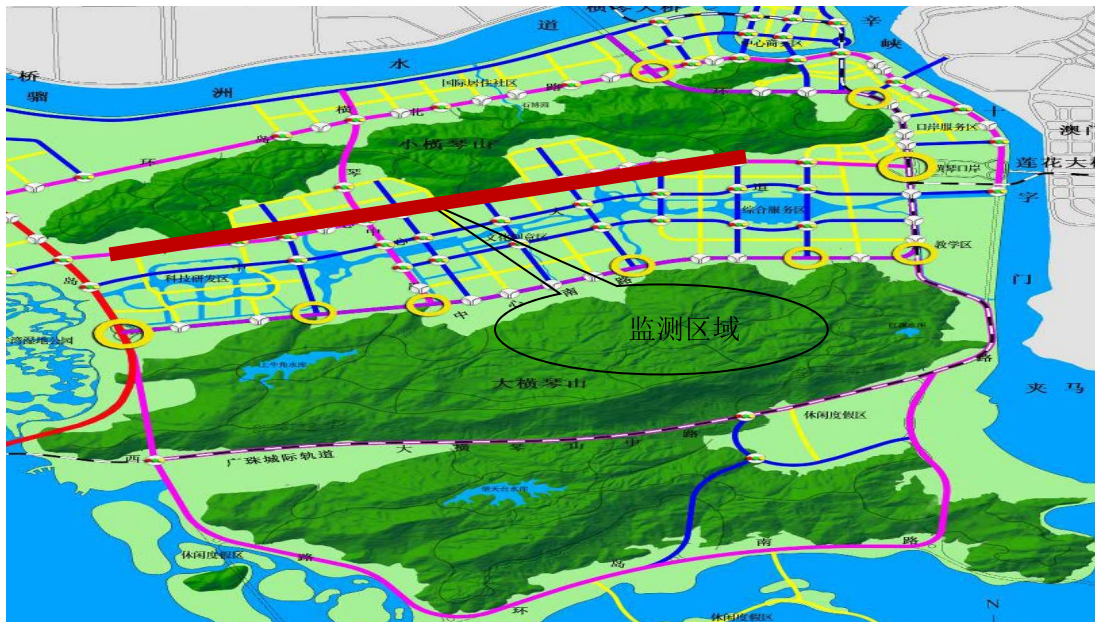


图 1 监测区域示意图

场地地貌主要有:①中心沟区域原始地貌为海积平原地貌;②道路(隧道除外)经过小横琴山和大横琴山及靠近山脚基岩埋深较浅的地段为剥蚀残丘地貌;③环岛西路南段和环岛南路为海漫滩~海滩地貌;④DX-17 东西两侧和 NB25 路所处的区域为台间谷地貌;⑤其余大部分地段原始地貌为海漫滩~海滩地貌,后期经人工回填形成陆域。

场区勘察深度范围内分布的地层有:人工填积层(Q^{ml})、第四系湖塘相沉积层(Q^l)、第四系海相沉积层(Q^m_4)、第四系海陆交互相沉积层(Q^{mc}_4)、残积层(Q^{cl})和燕山期侵入花岗岩(γ^{2-3}_5)层。各土层物理力学参数见表 1。

场地内分布大量鱼塘和沟渠,地表水丰富。场地内对道路软基处理有影响的地下水主要为潜水,潜水主要赋存于填土中,富水性较弱~中等,主要接受大气降水和地表水的补给,与中心沟水位和潮水位有密切关系。且横琴岛位于珠江口四面环水,受潮位影响较大。本海区潮汐属于不规则半日混合潮。

本工程监测区域为中心北路 K0+077~K7+060 段真空联合堆载预压及堆载预压处理路段。

表 1 各土层物理力学参数

土层名称	$\gamma/\text{kN/m}^3$	G_s	$\omega_0/\%$	e_0	ω_1	ω_p	$I_p/\%$	I_L	E_s/MPa
淤泥	16.0	2.69	65.5	1.80	53.0	27.6	25.5	1.42	
淤泥混砂	17.9	2.70	45.5	1.342	39.2	22.2	16.6	1.06	4.4
粘土④ ₁	19.4	2.72	26.6	0.945	36.8	19.4	17.4	0.42	6.7
粘土④ ₂	18.1	2.72	36.4	1.011	39.1	21.6	17.5	0.84	2.6
中粗砂④ ₃	20.4	2.65	14.4	0.479					11.8
粉细砂④ ₄	19.8	2.68	20.6	0.595					11.8
砾质粘性土⑤	19.7	2.69	20.4	0.618	30.7	18.4	12.3	0.24	6.1

2 现场监测

2.1 监测内容

本工程需要解决的主要技术问题是：道路路基填筑过程的边坡稳定和路基处理工程的质量评价。因此要监测的内容有：表层沉降板、分层沉降、边桩位移、测斜、孔隙水压力、膜下真空度、插板真空度。

2.2 监测频率

根据工程设计要求，监测的频率如表 2 所示。

表 2 监测频率表

工作项目	监测频率		
	抽真空期	堆载期	满载后
沉降板	1 次/6 天	1 次/6 天	1 次/12 天
测斜	1 次/3 天	1 次/3 天	满载稳定后不观测
分层沉降	1 次/10 天	1 次/10 天	1 次/10 天
土体内孔隙水压力	1 次/3 天	1 次/3 天	1 次/15 天
插板内真空度	1 次/3 天	1 次/3 天	1 次/3 天
膜下真空度	1 次/1.5 天	1 次/1.5 天	1 次/1.5 天

2.3 控制标准

根据设计要求，本次监测的控制标准如下：

①分层填筑的厚度小于 1.0 m；②地面沉降速率控制小于 20 mm/天；③填筑边界的侧向位移小于 5 mm/天；④处理场地孔隙水压力探头的监测数据，单级加载孔压系数 $B \leq 0.6$ 。

中心北路 K0+077~K0+320 标段监测点布置图见图 2。

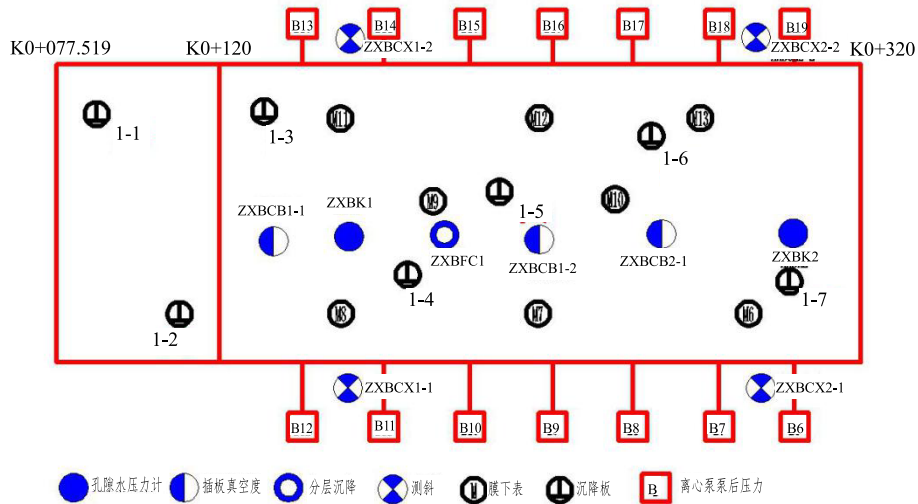


图2 中心北路 K0+077~K0+320 标段监测点布置图

2.4 监测结果及分析

2.4.1 膜下真空度

本工程实例中的 K0+120~K0+320 标段和 K0+340~K0+400 标段分别于 2012 年 5 月 25 日与 2012 年 5 月 7 日开始进行抽真空, 随后约两周时间内, 膜下真空度迅速上升并逐渐达到 -80 kPa, 总体稳定地保持在 -80 kPa 左右, 说明抽真空过程实施良好, 符合设计要求。真空度曲线虽然出现震荡, 在 80 kPa 上波动, 原因可能是真空压力对土体产生不均匀沉降作用, 从而反过来对真空膜会产生一定的拉伸, 局部移位, 使得真空度在局部上有些许的波动。图 3 和图 4 表示在预压区真空度随时间的变化曲线。对于其他标段的监测成果曲线图, 基本上也符合上述的规律。

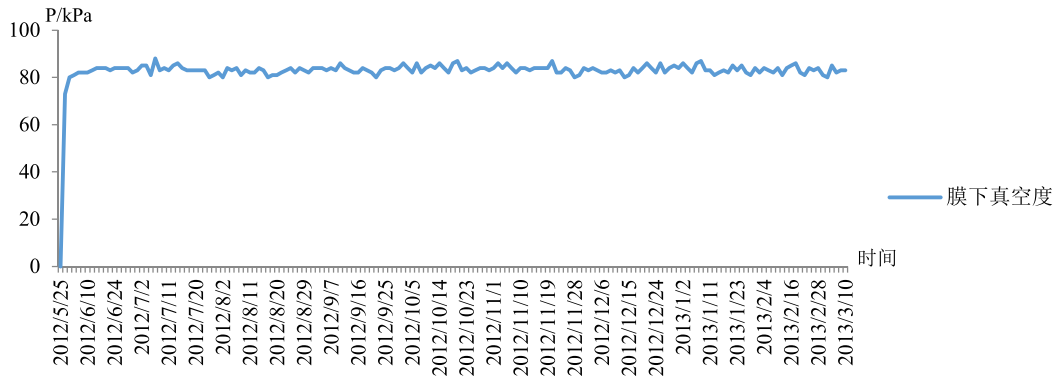
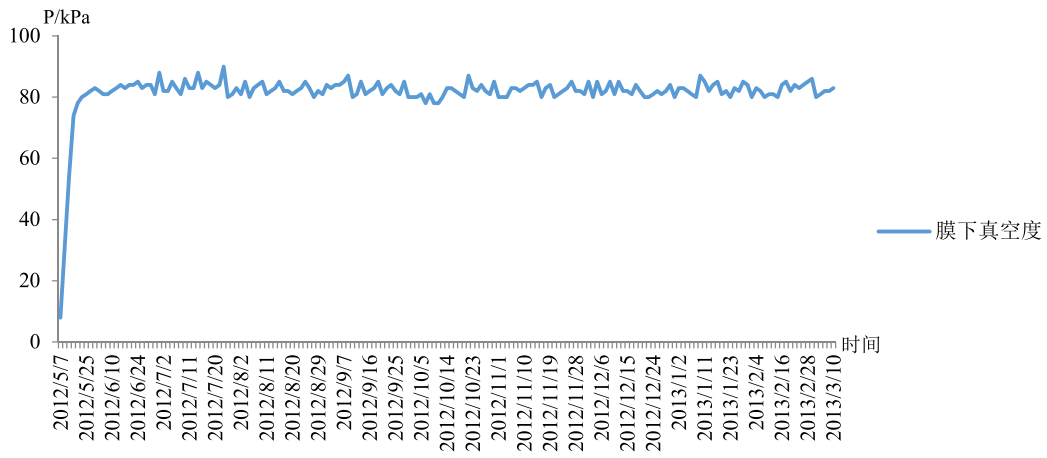
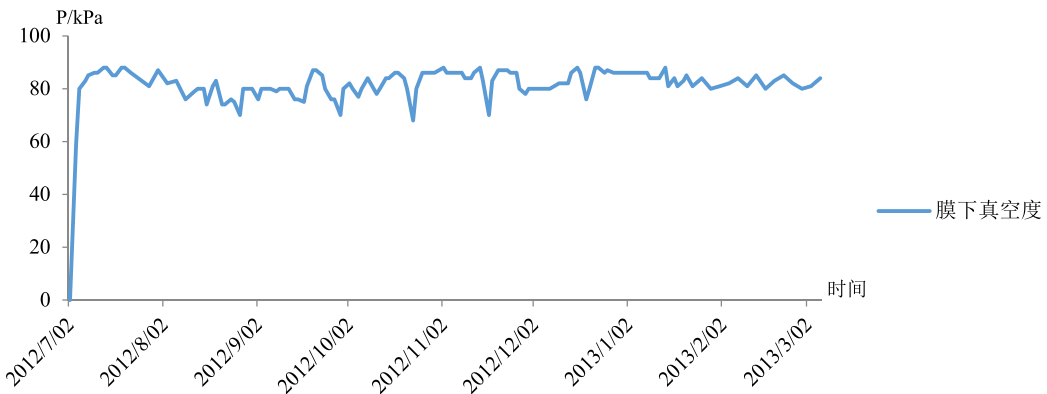
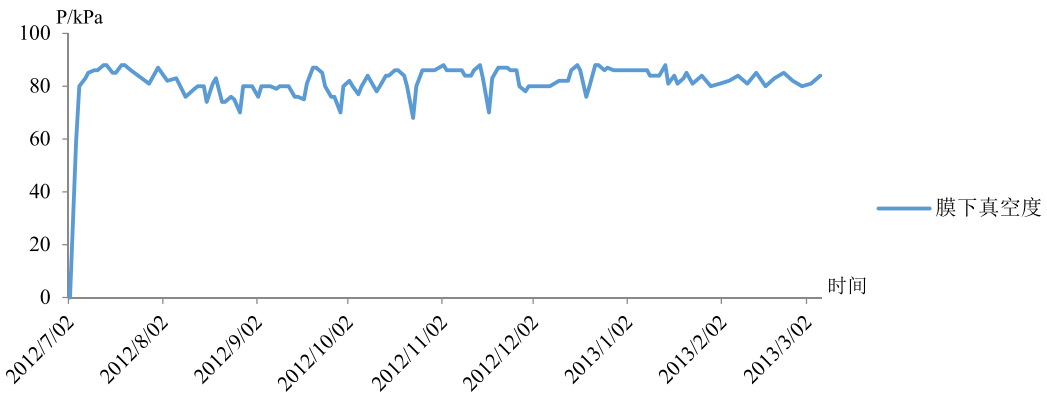


图3 中心北路 K0+120~K0+320 段膜下真空度曲线图



其他标段的监测成果曲线图如图 5 所示。



2.4.2 地表沉降

地表沉降是整个路基土加固效果的最直观表现，也是路基土沉降的重要反映，通常将其作为一种标准来指导施工。在该工程 K0+120~K0+400 标段一共设置了 9 个地表沉降观测点。将抽真空压力曲线与堆载土压力曲线与其地表沉降监测成果曲线综合在一起得到地表沉降曲线图 7 和图 8。

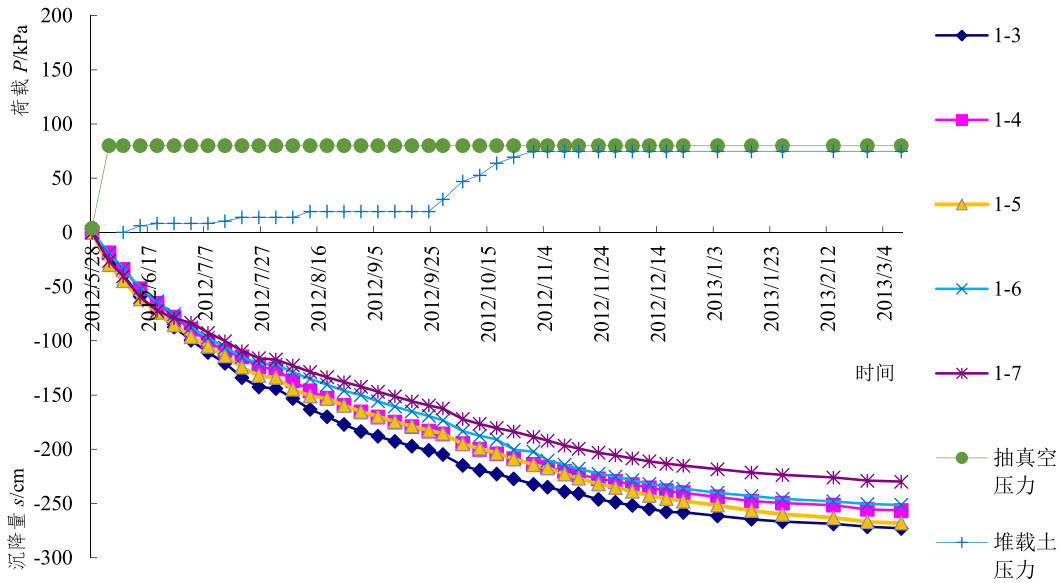


图 7 中心北路 K0+120~K0+320 段地表沉降荷载 P -沉降 s -时间 t 曲线

从图 7 和图 8 可见，随着抽真空过程的开始，地表沉降量开始增加，随后加入了堆载的作用，地表沉降量增加的趋势开始有所增大，随着时间的推移，沉降量的增长速率开始逐渐减缓，最终沉降量趋于稳定。从中也可看出，在保持真空作用后，堆载作用的加载曲线和沉降变化曲线有着紧密联系，沉降量的变化速率会随着加载而变化。如在图 7 中 2012 年 9 月 25~2012 年 11 月 4 日这段时期加载过程较快，则沉降曲线也变化得更为陡峭。可见，施工过程中堆载的加载方式非常重要，合理的分级加载可避免因加载过快导致地基土沉降速率过大而不满足设计要求，最终导致地表沉降过大的不良影响。

其他标段监测曲线如图 9 和图 10 所示。这 2 张图的地表沉降监测曲线与之前的地表沉降监测曲线有所不同，因为特殊情况被迫停止了抽真空 3 次，且当抽真空停止时，地表的沉降量变化速率出现了减小，类似堆载作用与沉降量的联系一样，抽真空状态的改变也会影响沉降量的变化速率。

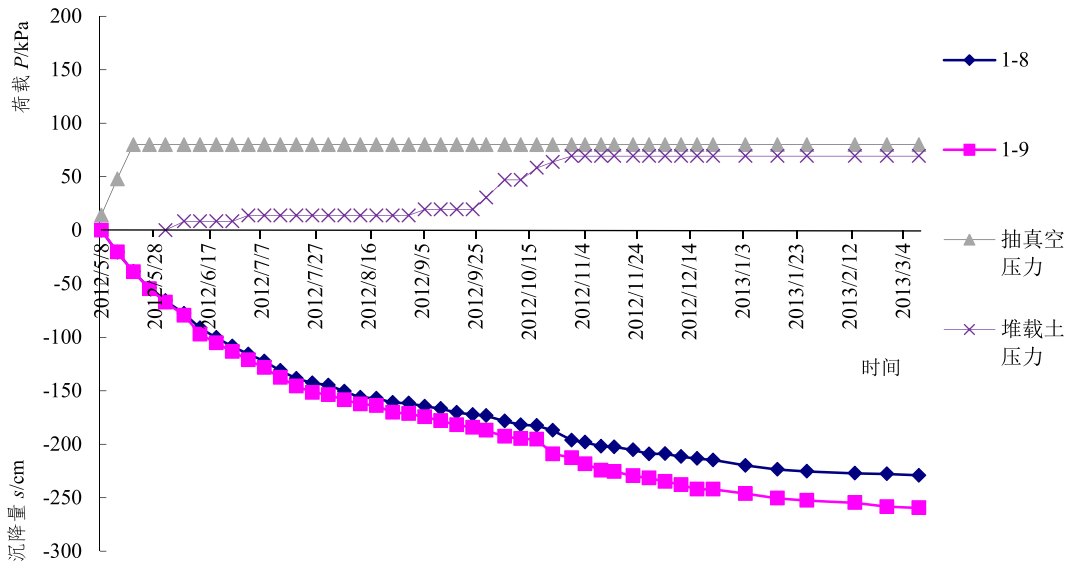


图 8 中心北路 K0+340~K0+400 段地表沉降荷载 P -沉降 s -时间 t 曲线

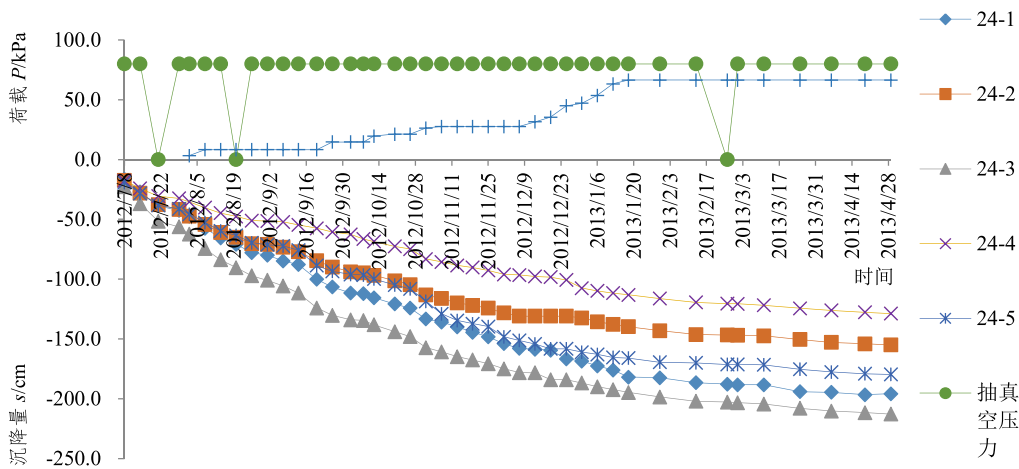


图 9 中心北路 K5+640~K5+800 段地表沉降荷载 P -沉降 s -时间 t 曲线

2.4.3 分层沉降

通过对分层沉降的监测结果分析,可以更清晰地了解到真空联合堆载预压法对土体加固深度的影响。此处分别选取了 K0+120~K0+320 标段与 K0+320~K0+400 标段中的 2 个监测点,每个监测点分 3 个不同深度进行了监测,分别为 6 m; 12 m; 18 m。监测曲线中将真空压力与堆载压力和分层沉降曲线放在一起对比,如图 11、图 12 所示。

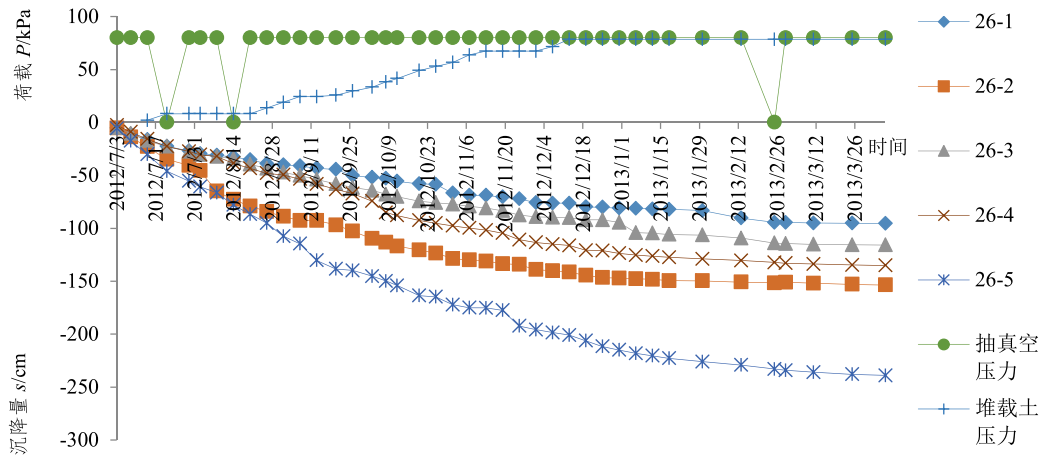


图 10 中心北路 K5+640~K5+800 段地表沉降荷载 P -沉降 s -时间 t 曲线

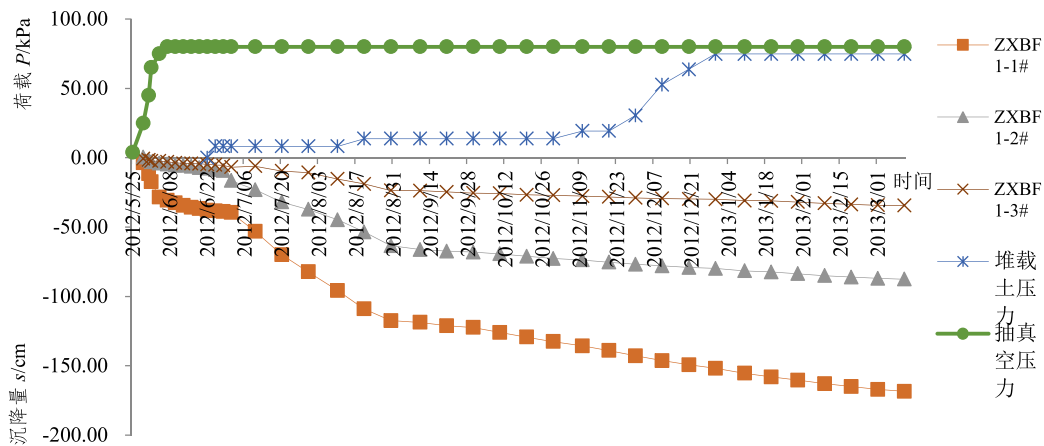


图 11 中心北路 K0+120~K0+320 段分层沉降荷载 P 沉降量 s -时间 t 曲线图

分析得到分层沉降规律如下：①在单纯的抽真空阶段，各层土体开始产生沉降，但是变化量比较小，沉降增长趋势较慢；②在保持抽真空、且在堆载作用下初期的两种加载方式共同作用下，沉降增长趋势开始加大，且沉降量与加载过程有较为紧密的联系。随后沉降量达到一定值后开始逐步减缓，最后逐渐趋于稳定。③不同深度的沉降量有着明显的分级差别，大体上是随着深度的增加，土体的沉降量变化越小，特别是 3 号沉降曲线变化趋势与其他两个深度的曲线相比更加平缓。原因是真空作用随深度增加递减，达到一定深度后，土体可能只受到堆载预压的作用，所以相比之下沉降量的增加会更小。

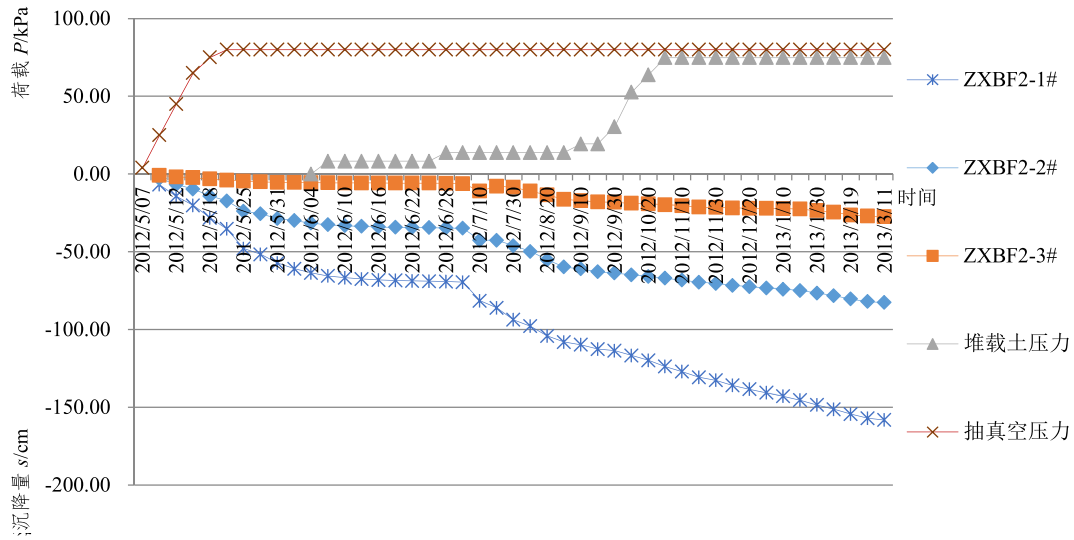


图 12 中心北路 K0+340~K0+400 段分层沉降荷载 P -沉降量 s -时间 t 曲线图

3 结论

(1) 真空度随着深度而呈现递减变化, 且递减速率较快。抽真空所产生的荷载较为稳定, 保持抽真空即可保证对土体产生持续性的加载。

(2) 深层土体水平位移因为深度的不同而产生较大差异, 大致表现为随着深度增加水平位移量递减, 之后在某一深度出现一个水平位移较大点, 再继续随深度增加依旧呈现递减。一定深度所出现的一段深度中水平位移最大点, 可能是抽真空与堆载共同作用的荷载最大点, 所受影响最大, 同时可能该深度即是加固效果最好的区段, 且因各标段特点不同, 不同标段的水平位移最大点的深度各不相同。

(3) 分层沉降基本上是随深度的增加而沉降量减小。对于同一片区加固的土体, 虽然有深度的差异, 但其变化趋势和规律是相似的。

(4) 地表沉降是土体加固效果与施工控制指标的最直观表现, 其与真空预压和堆载作用密切关联, 在实际工程中, 地表沉降的变化需要高度重视, 以此控制加载方式。

参考文献:

- [1] Halton G, Loughney R, Winter E. Vacuum stabilization of subsoil beneath runway extension at Philadelphia International Airport[M]. Proe. of IVICSMFE, 1965: 61-65.
- [2] 唐羿生. 真空预压法加固软土地基现场试验研究及其应用[C]. 南京: 真空预压加固软土地基论文汇编, 1986.
- [3] 雷鸣. 真空预压加固高铁软基试验研究及机理探索[D]. 长沙: 中南大学, 博士学位论文, 2012.

既有废弃市政管道处理技术

张昌桔

(杭州市市政工程集团有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 老城区市政道路改造过程中, 既有废弃管线错综复杂, 严重影响改造项目的建设。本文结合老城区综合管廊项目, 对既有废弃管道处理技术进行探讨, 采取线位微调、北侧围护桩北移以及局部管道挖除相结合的方案进行处理, 确保管廊项目的顺利实施。

关键词: 管道; 处理; 基坑

0 引言

随着城市的发展, 市政工程的运营负荷日益增加, 一些老城区的市政道路、管网不能满足城市发展要求, 需要对道路及管网进行改造。在这些改造工程中, 既有管网错综复杂, 严重影响改造项目的建设。因而废弃管道的处理极为关键, 尤其是深埋管道, 轻则影响地下构件的施工质量和进度, 重则造成工程整体方案调整或项目失败。本文结合老城区地下综合管廊实施过程中, 对既有管道处理的实际应用, 浅谈自己在工程实践中的一些心得, 希望能对工程建设的同行起到借鉴作用。

1 工程概况

某新建综合管廊位于现状道路下方, 东西走向, 总长约 8 km。现状道路为经过改造后的城市主干道, 交通繁忙、地下管网纷杂。其中, 道路中央绿化带下埋设有 $\Phi 800$ 污水管, 埋深约 5~8 m, 顶管施工, 管道为预制 C50 F 管, 工作井均采用 $\Phi 600$ 钻孔灌注桩和 $\Phi 800$ 高压旋喷桩围护, 顶进井为矩形, 接收井为圆形。在管廊施工前, 该污水管向北改迁, 现状管道废弃。但约有 1134 m 现状污水管和管廊北侧围护结构冲突, 影响围护桩施工, 局部工作井和管廊围护结构冲突。管廊围护桩和既有污水管平面示意图如图 1 所示。

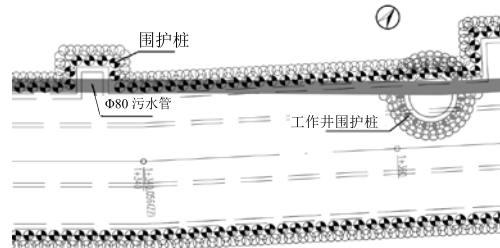


图 1 管廊围护桩和既有污水管平面示意图

2 管道处理方案分析

2.1 备选方案分析

管廊平面线位受高架桥和地面桥的限制,不具备大范围主动避让污水管的条件。根据类似工程经验,考虑管廊围护结构、污水管和工作井及其围护结构的位置关系,适用于本工程的冲突问题处理的方法有管廊线位微调、北侧围护桩北移、冲击锤钻机破除和管道挖除四种方法。

(1) 管廊线位微调

当污水管和管廊较长范围平行干扰,而管廊南侧无桥桩限制或者有桥桩但桥桩距离管廊尚有一定距离时,可考虑将管廊向南移动恰当距离。在管廊南移后,可确保标准段管廊的围护桩避开废弃污水管正常施工。此方案可以减小污水管对管廊施工的影响,降低项目成本,缩短施工工期。

(2) 北侧围护桩北移

该方案是将管廊围护结构中的北侧围护桩北移,把有冲突部分的废弃污水管围入基坑内,在基坑开挖时,再将基坑内现状污水管一并挖除。遇到线位局部位置不满足围护桩的外移条件时,采取对相应位置污水管道直接挖除的方式进行处理。由于围护桩北移,基坑空间扩大使得坑外施工空间较小,在局部便道宽度不足处,需增设盖板满足施工空间要求。同时也会导致基坑形状较不规则。然而,此方案可保证北侧围护桩避开污水管道,可实现连续施工。而且方案实施过程中无需对污水管采取专项处理措施,整体施工工期较快,相对成本较低。

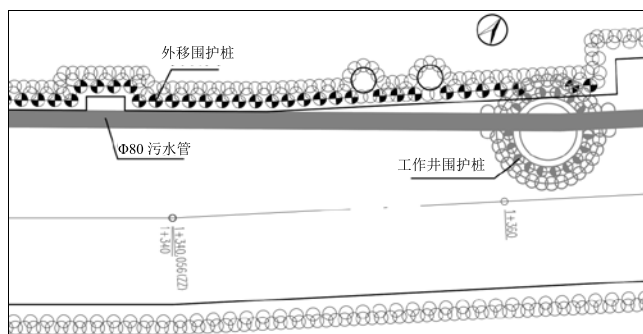


图2 围护桩外移平面示意图

(3) 冲击锤钻机破除

在不更改管廊围护结构方案的前提下,可以考虑将污水管影响范围内的围护桩改为冲击锤冲击成孔灌注桩。冲击锤冲击成孔灌注桩是先通过冲击锤破除围护桩位上的污水管,成孔后再进行围护灌注桩的施工。成孔装置采用冲击钻锤^[1],这一装置是通过冲击式装置或卷扬机提升钻锥(如8JZ125型冲击锤钻机)反复冲击,依靠冲锥的重量和冲击功能将障碍物劈裂、劈碎冲击成孔,并通过掏渣筒或泥浆悬浮将劈碎后的块状渣体或碎渣排出。

本项目污水管为预制 C50 钢筋混凝土 F 管，强度较高，因此采用冲击钻锤击成桩会导致施工耗时长，排渣困难的问题。管廊围护桩为线性密布，冲突范围内需设置 884 根冲击桩，整体施工工期较长，且费用较高。

若工期和费用允许，在采用冲击锤冲击成孔灌注桩的方案时，仍需考虑冲击过程对周边既有围护桩的影响，以及施工噪音对周边居民的影响。

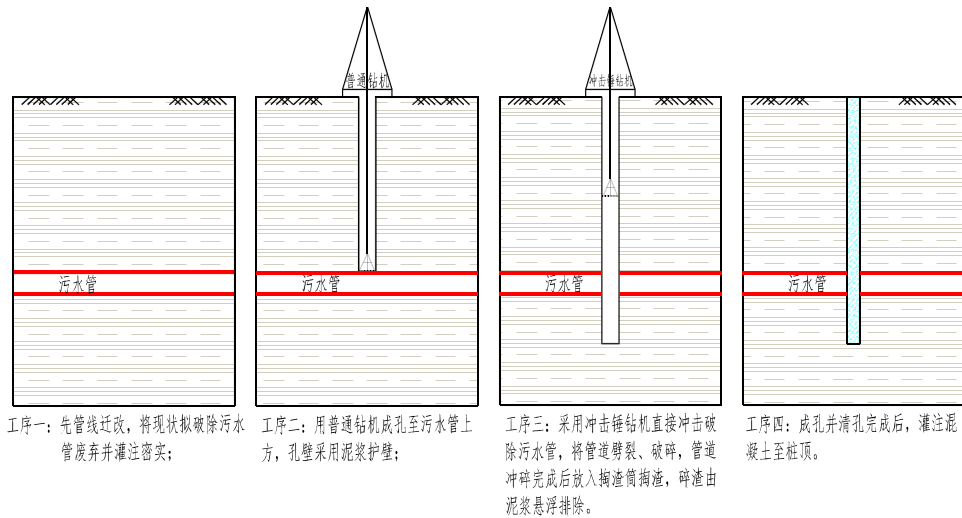


图3 冲击锤钻机破除法工序

(4) 管道挖除

将影响范围内的污水管全部挖出可排除污水管对管廊围护结构的影响。本项目污水管埋深约 5.5~8 m，因此挖除前需采用适当的围护措施，以确保开挖污水管的安全。污水管挖除后，将开挖基坑回填并压实，再进行后续管廊围护桩的施工。

该方案无需将围护桩外移，基坑形状较平顺，坑外施工空间不受影响。缺点在于污水管开挖基坑需要围护桩围护，施工工序多，工期长，且费用相对较高。另外，方案实施过程中需要考虑回填土中围护桩的施工质量保证措施。

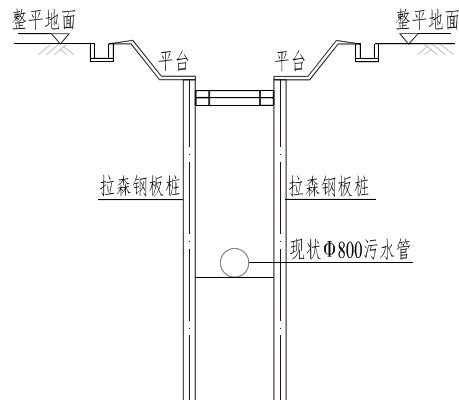


图4 污水管挖除断面示意图

2.2 方案综合比选

根据上文对管廊线位微调、北侧围护桩北移、冲击锤钻机破除、管道挖除四个方案的分析,将四种工法在本项目中的优缺点总结对比如表 1 所示。

表 1 备选管廊施工工法对比表

工法	管廊线位微调	北侧围护桩北移	冲击锤钻机破除	管道挖除
地层适用性	好	好	好	好
施工用地	占用南侧空间	占用部分施工便道空间	不占用坑外空间	不占用坑外空间
环境的影响	噪音较小	噪音较小	噪音较大	噪音较小
围护桩质量	可控	可控	冲击成桩可能影响已完成围护桩	回填土中成桩质量较难保证
施工工期	短	一般	成桩速度较慢	工序多,工期长
造价	低	一般	高	较高

经过上述比较,在保证施工质量和安全的前提下,为满足施工工期,节省工程造价,选取管廊线位微调、北侧围护桩北移结合管道挖除的方案。主要采用北侧围护桩北移,在局部有条件的位置将管廊线位南移以避免污水管,在污水管和管廊有明显相交节点处,采用管道挖除处理。

3 管道处理措施

道路改造过程中,既有废弃管线通常里程长、埋深大、强度高、线位模糊且错综复杂,方案实施中根据物探提供的管线资料考虑 20 cm 误差。结合管廊围护结构、污水管和工作井及其围护结构的位置关系,确定了如下针对既有污水管的处理措施:

(1) 管廊线位微调

管廊线位微调对工程进度影响较小,通过实地勘察,GL-2+234~GL-2+600 间的管廊可以在不影响高架桥桩及墩台的基础上向南外移约 1.5 m。因此对上述范围内管廊线位进行调整。

(2) 管道挖除

既有污水管与管廊围护结构存在 17 处相交点,对相交范围内共 17 处管段采取挖除处理。挖除总长约 194 m,深度均为 5~8 m。挖除管道基坑采用 9~12 m 长拉森钢板桩结合一道型钢支撑的围护措施,围护范围向挖除端点外延伸 3~4 m。

(3) 北侧围护结构外放

污水管和围护结构冲突但又未形成明显交点的管段,围护结构采用向北侧适当外放的措施,需外放的围护桩范围总长约 690 m。在考虑围护桩外放的管廊范围内,根据污水管与围护内侧的重叠长度,采取相应的施工措施。其中,污水管和围护内侧重叠在 0.2 m 以内的,围护桩紧贴污水管施工,管廊外墙结构与围护结构缝隙采用混凝土填充;污水管和围护结构重叠 0.2~0.9 m 的,围护结构外移 0.9 m;污水管和围护结构重叠大于 0.9 m 的,

沿污水管外侧布设围护桩。因围护结构外扩导致施工便道不足处,将围护桩抬升至地面,并在围护结构平面凸出位置设置栈桥梁和盖板。

(4) 污水管工作井处理

核实既有工作井围护桩和管廊围护桩的位置关系,对既有围护桩进行强度和完整性的检测,若桩身完整性好且强度能达到要求,可考虑利用。若既有围护桩不能利用时,需清除既有桩基后施工围护桩。

4 总结

地下工程实施过程中,障碍物清除方法千方百计。本文综合实际管廊项目,根据管廊与既有污水管的位置关系,从地层适用性、施工用地、环境的影响、围护桩质量、施工工期和造价方面分析了管廊线位微调、北侧围护桩北移、冲击锤钻机破除和管道挖除四种备选方案的优劣,并选取三种方案结合的方法解决了市政改造工程中管廊与既有污水管冲突的问题,保障了项目的顺利推进。

在实施过程中,得出以下几点体会:

(1) 经过分析比较,管廊线位微调或围护结构外移在安全、质量、工期方面具有一定的优势,建议优先考虑。但废弃管道往往会威胁基坑安全,建议提前采取封堵措施。

(2) 由于管道埋深较大,管道平面线位很难准确探明,因此,在确定处理方案时,应考虑适当的误差。

(3) 采用挖除方式处理既有管道,存在较大深度的填土,在围护桩施工时,应采取措施保障填土部分的围护桩施工质量。

(4) 深埋的废弃管道处理难度大、费用高,尤其是周边环境复杂、地质条件差的工程,建议在工程前期阶段重视废弃管网的影响。

本文提供了在上述实际条件下可选择的施工方案,以及依据工程条件进行比选的思路。实际工程应用中,应结合周边环境、地质条件等情况,因地制宜,在安全、质量、工期及造价等方面对各种方法进行比选论证选择最适合的方案。

参考文献:

- [1] 葛国华. 上海外滩通道综合改造工程中的深层障碍物清除技术[J]. 建筑施工, 2010, 32(11): 1102-1103.
- [2] 刘忠华, 魏春明. 坑内大型障碍物清除与深基坑同步施工技术[J]. 建筑安全, 2016, 10: 28-31.
- [3] 寇殿良, 莫一宁, 刘启岚. 钢板桩在市政排水管道基坑支护中的应用[J]. 广西城镇建设, 2010, 11: 3-75.
- [4] 万勇. 套管钻进拔桩法在地铁区间隧道桩基清除工程中的应用[J]. 中国水运, 2011, 11(6): 243-244.

CFG 桩复合地基技术及工程应用研究

秦鹏飞

(郑州工业应用技术学院建筑工程学院, 河南 郑州 451150)

摘要: CFG 桩复合地基作为一种有效的地基处理手段, 20 世纪 80 年代后在建筑地基基础、路基工程等领域应用日益广泛, 取得了良好的社会效益和经济效益。目前该技术还存在理论研究滞后于工程需要的诸多不足, 本文对 CFG 桩复合地基的工作性状及工程应用新成果进行分析述评, 希望能为该技术的发展、完善和成熟尽力, 并为广大工程技术人员和科研人员提供有益参考和指导。

关键词: CFG 桩; 复合地基; 工作性状; 工程应用

0 引言

CFG (Cement Fly-ash Gravel pile) 桩即水泥粉煤灰碎石桩, 是中国建筑科学研究院地基所 20 世纪 80 年代末开发的一项新的地基加固技术。CFG 桩复合地基工作系统由单桩、桩间土和褥垫层等构成, 具有较高的地基承载力。CFG 桩复合地基既可充分发挥刚性桩桩体材料的承载潜力, 又可充分利用天然地基的承载力, 同时设计时不需配筋, 桩体利用工业废料粉煤灰作为掺和料, 大大降低了工程造价, 因此具有较高的经济和社会效益^[1-3]。CFG 桩工作系统在粘性土、粉土、砂土和湿陷性黄土等地基中具有显著优势, 目前该技术已被列入国家行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2012), 在工程中广泛推广使用。

1 CFG 桩复合地基工作性状

复合地基灌注成桩后水泥会与桩体中的其它成分发生化学反应, 生成铝酸钙水化物、硅酸钙水化物等不溶于水的稳定结晶化合物, 这样就保证形成了具有较高强度的 CFG 刚性桩体。同时桩体顶部铺设褥垫层, 垫层材料受到荷载作用时向桩体发生流动, 并压缩桩间土产生变形。桩间土受压缩后承载力得到充分发挥, 这样充分利用了桩间土的承载潜力, 复合地基的承载力大大提高^[4-6]。

1.1 CFG 桩荷载传递机制

在上部荷载作用下, 桩与桩间土受到应力作用而开始发生相应变形。由于桩体的压缩变形模量远大于桩间土体的压缩变形模量, 桩间土体发生的压缩变形大于桩体的压缩变形, 从而使得桩顶平面处桩间土体位移大于桩体位移, 在这一过程中桩体顶部将产生应力集中效应^[7-8]。

随着荷载的增加, 桩体应力集中效应更加明显。由于褥垫层的设置, 桩开始向上部垫

层刺入,以协调桩、土间因差异沉降而引起的应力不协调,在桩顶以下一定深度处出现等沉面。等沉面以上桩间土相对桩向下移动,对桩产生负摩阻力,方向向下;而等沉面以下桩受正摩阻力,方向向上^[9-10]。随着荷载的进一步增加,桩侧摩阻力达到极限状态,桩端开始产生位移,桩端阻力得以发挥。此后,桩体中的应力增量全部由桩端土承担,桩底产生向下刺入。桩顶与桩端附近土体进入塑性状态。CFG桩荷载传递机制及受力性状见图1所示。

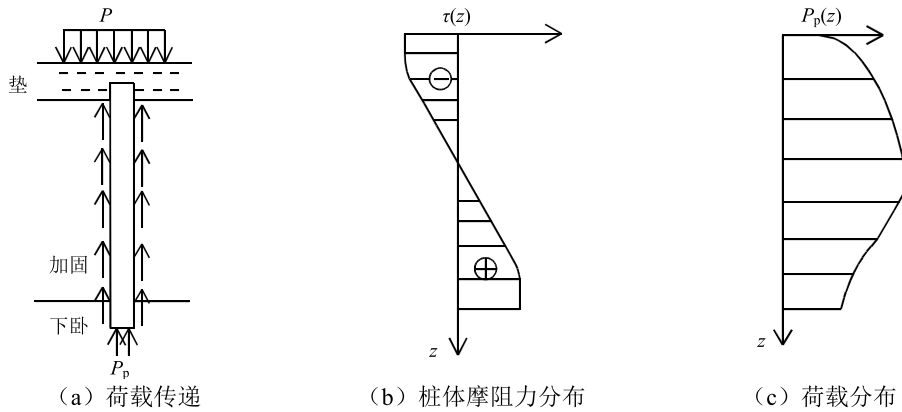


图1 CFG桩复合地基工作性能分析

1.2 承载力分析计算

CFG桩复合地基中单桩竖向承载力直接影响和决定着复合地基的承载力。单桩竖向承载力特征值的取值可通过现场载荷试验确定,初步设计时按式(1)进行估算。

$$R_a = \mu_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_{pi} + \alpha_p q_p A_p \quad (1)$$

式中, μ_p 为桩的周长 (m); n 为桩长范围内所划分的土层数; q_{si} 为第 i 层土的侧阻力特征值 (kPa); l_{pi} 为第 i 层土的厚度 (m); q_p 为端阻力特征值 (kPa)。

《建筑地基处理技术规范》^[11] (JGJ79-2012)对CFG桩复合地基承载力的计算作出明确规定,复合地基承载力按式(2)进行计算

$$f_{spk} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta (1-m) f_{sk} \quad (2)$$

式中, f_{spk} 为桩土复合地基的承载力特征值, kPa; λ 为单桩承载力发挥系数,可取 0.8~0.9; m 为复合地基的面积置换率; R_a 为刚性桩单桩承载力特征值, kN; A_p 为桩的截面面积, m^2 ; β 为桩间土承载力折减系数,可取 $\beta=0.75\sim0.95$; f_{sk} 为处理后桩间土承载力特征值, kPa。

随着CFG桩复合地基技术的推广应用,有学者指出现行规范承载力计算方法的不足,发现规范公式与工程实测结果不符。张钦喜^[12]经过改进提出新的计算方法,见公式(3)。

$$f'_a = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)[f_{ak} + \eta_b \gamma(b-3) + \eta_d \gamma_m(d-0.5)] \quad (3)$$

式中, f'_a 为修正后的复合地基承载力特征值, kPa; f_{ak} 为天然地基承载力特征值, kPa; η_b 、 η_d 分别为基础宽度和深度的修正系数。

1.3 复合地基沉降计算

CFG 桩复合地基的沉降量由两部分组成, 即加固区沉降量与下卧层沉降量。《建筑地基处理技术规范》规定 CFG 桩复合地基采用分层总和法进行沉降计算, 复合土层的分层与天然地基相同, 各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ζ 倍, ζ 等于加固后复合地基承载力 $f_{sp,k}$ 与基础底面下天然地基承载力 f_{ak} 的比值^[13-14]。根据这一规定 CFG 桩复合地基的最终沉降量为

$$s = s_1 + s_2 = \psi \left[\sum_{i=1}^{n_1} \frac{p_0}{\zeta_i E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \right] \quad (4)$$

式中, s_1 为加固区沉降量, s_2 为下卧层沉降量; p_0 为对应于荷载效应准永久组合时的基础底面处的附加压力, kPa; E_{si} 为基础底面下第 i 层土的压缩模量, MPa; n_1 为加固区土分层数; n_2 为沉降计算深度范围内土层总的分层数; z_i 、 z_{i-1} 分别为基础底面至第 i 和 $i-1$ 层土底面的距离, m; α_i 、 α_{i-1} 分别为基础底面至第 i 和 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数; ψ 为沉降计算修正系数。

赵明华^[15]针对 CFG 桩复合地基中桩、土、垫层相互作用特点, 对规范沉降计算方法进行了改进。其沉降计算思路是基于荷载传递法, 通过简化桩土单元体竖向相对位移分布模式, 引入弹塑性荷载传递模型, 建立起沉降计算的基本微分方程, 进而提出一种新的能考虑桩-土-垫层体系共同作用的复合地基沉降计算方法, 请见式 (5)。

$$s = s_1 + s_2 = \frac{2\tau_m L}{k(z_2 - z_1)} + \sum_i^n \frac{p'_{sL}}{E_{si}} (z_i \sigma_i - z_{i-1} \sigma_{i-1}) \quad (5)$$

式中, s_1 为加固区沉降量, mm, s_2 为下卧层沉降量, mm; τ_m 为桩侧摩阻力的极限值, kPa; L 为桩长, m; k 为摩阻力的侧阻传递系数; z_1 为负摩阻力塑性区极限深度, m; z_2 为正摩阻力弹性区极限深度, m; p'_{sL} 为桩底端阻力及桩底端平面处土体应力之和, $p'_{sL} = mp_{pL} + (1-m)p_{sL}$, m 为面积置换率, p_{pL} 和 p_{sL} 分别为桩底端应力和桩底平面处桩间土体应力。

张钦喜^[16]考虑桩侧摩阻力及桩端土的性质, 对规范方法适当改进, 提出了一种新的实用简化计算方法, 请见公式 (6)。

$$s = \psi_1 \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\sigma_s}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) + \psi_2 \sum_{j=1}^{n_3} \frac{\sigma_d}{E_{sj}} (z_j \bar{\alpha}_j - z_{j-1} \bar{\alpha}_{j-1}) \quad (6)$$

式中, ψ_1 、 ψ_2 分别为加固区和下卧层的沉降计算修正系数; σ_s 、 σ_d 分别为桩间土表面

土压力, kPa 和桩端处的附加应力, kPa。

2 工程应用及相关研究

CFG 桩复合地基技术在建筑地基基础工程、高速公路和高速铁路等诸多工程领域均有广泛应用,在不同的工程中其设计计算思路、方法及工程性状有较大区别。针对不同工程的工程特点,以下对最新研究成果进行分类述评。

2.1 建筑地基基础工程

丁小军^[17]针对兰州某饱和黄土场地开展复合地基承载力与变形特性试验研究,该场地所建工程为大型油罐群。试验结果表明经处理后的 CFG 桩复合地基具有较高的承载力,承载力特征值可达 275 kPa,是原天然地基承载力的 4.6 倍;油罐环墙基础最大沉降量仅为 30 mm,基本符合设计要求;任意直径方向的沉降差最大值为 16.0 mm,而沿弧长方向最大非平面倾斜值为 0.00246,均控制在合理范围;充水测试试验表明,桩土应力比随荷载的增加而逐渐增大,在最大试验荷载下达到 12.6,油罐底部反力沿半径方向呈“V”型分布。研究成果为我国西北地区推广应用 CFG 桩复合地基技术提供了科学指导。

刘熙媛^[18]对某部分开挖基坑内 CFG 桩的施工过程进行跟踪观测,发现 CFG 桩施工对基坑稳定性存在较大影响。长螺旋钻孔取土作用会扰动基坑及其周边应力场的分布,并严重削弱基坑侧壁原有的被动土压力,导致基坑周围土体变形。受扰动变形影响区域较大,影响半径约为基坑开挖深度的 2 倍以上;其后通过调整打桩施工顺序,改由基坑内部向外部隔桩跳打,并采取措施加强支护结构的刚度和加深止水帷幕的设置等,取得了满意的工程效果;他同时建议指出应扩大沉降观测和倾斜位移观测的范围,以保证工程安全。

陈东佐^[19]通过现场试验研究发现,CFG 桩土复合地基的承载力显著提高,约为天然地基的 2~3 倍;其中面积置换率 m 是桩土复合地基的重要设置参数,复合地基与天然地基的变形比与面积置换率 m 紧密相关, m 增大则变形比减小;试验还得到了桩体的应力分布规律,发现桩体应力沿桩长向下先增加而后减小。

2.2 路基工程

与建筑地基基础工程工作性状相似,路基工程中采用 CFG 桩复合地基技术也能显著改善地基性能,提高地基承载力。徐毅^[20]通过埋设 TYJ-25 型振弦式土压力盒,对佛山某高等级公路 CFG 桩复合地基进行桩土应力和沉降观测。研究发现桩土沉降差随荷载的增加而快速增加,其变化趋势是先由小变大而后再变小,最后沉降差稳定在特定值。试验结果表明桩体和桩间土具有较好的变形协调性,桩土承载作用能够得到同步发挥;应力测试结果显示桩土差异沉降使得桩体顶部出现土拱效应,产生较明显的应力集中,而土工格栅则能较好地调整桩土应力的分布,改善桩土应力比和应力差;研究还发现疏桩形式有利于发掘桩间土的承载潜力。

薛新华^[21]通过室内模型试验研究发现,CFG 桩成桩过程中由于振捣挤压作用桩体普遍存在扩径现象,外形如不规则“葫芦串”,浅部尤其显著;桩土复合地基中设置的褥垫层能有效控制桩土应力比,并缓解桩顶的应力集中现象,因此适当增加褥垫层的厚度,可以

改善并优化复合地基的工作性能;但研究表明褥垫层不宜设置过厚,褥垫层厚度超过 30 cm 后桩体承载作用得不到充分发挥,合理褥垫层厚度应设置为 20~30 cm;桩土应力比与桩长、桩间距等因素密切相关,桩长增加则桩分担的荷载增加,桩土应力比增加;桩间距增加,桩土应力比也显著增加。研究还发现桩间距对复合地基的工后沉降量有较大影响,复合地基设计时应充分考虑桩长、桩间距等因素所起的作用,以保证承载力和沉降等均满足规范要求。

马明正^[22]以京沪高速铁路京徐试验段试验工点的 CFG 桩网和桩筏复合地基为例,通过比较和分析铁路地规法、铁路桥规法和 M-B 联合 $e\text{-lgp}$ 法 3 种解析方法以及数值模拟法的计算结果,研究发现:铁路地规法和 M-B 联合 $e\text{-lgp}$ 法对加固区的沉降计算结果均比工程实测结果偏大,而下卧层的沉降计算结果与工程实测结果较为吻合;他建议指出采用 M-B 联合 $e\text{-lgp}$ 法计算时,对于浅部土层的附加应力,应按照桩间土顶面的应力线性减至零进行计算,之下土层的附加应力应按照 Mindlin 方法进行计算;铁路桥规法由于忽略了加固区的变形,导致计算的下卧层应力偏大,因此沉降的计算结果偏差最大,该方法不适合较低刚度 CFG 桩复合地基的沉降计算;而用数值模拟方法计算的加固区和下卧层沉降结果均较接近实际。

2.3 数值模拟

计算机数值模拟技术具有可信度高、计算耗时少、成本低及可重复性等优势,在复合地基工程设计中也有广泛应用。程宏生^[23]采用数值模拟软件 ANSYS 对 CFG 桩复合地基的工作性状进行了分析,结果发现 CFG 桩的应力及位移分布整体呈现摩擦桩的特征,承载力和沉降计算可参考类似摩擦桩的工程经验;桩侧摩阻力全部向桩间土扩散传递,与附加应力叠加并导致桩间土体显著下沉;而桩土应力比则随着路堤荷载的增加先增加而后减小,并最终趋于稳定值。数值试验研究所揭示的桩、土应力转移和变化规律对工程设计施工具有较高参考价值。

蔡冬军^[24]运用 PLAXIS 软件对某公路 CFG 桩复合地基进行数值模拟,分析研究桩长、桩间距及褥垫层厚度等参数的变化对复合地基工作性状的影响,结果表明复合地基沉降量受临界桩长的影响比较显著,计算显示临界桩长约为 11 m,超过临界桩长后复合地基水平位移、沉降量均无明显变化;桩间距对路基表面竖直位移影响较小,而对路基表面水平位移影响较大,工程设计中应尽量采用较小的桩间距,建议合理桩间距为 1.4 m;褥垫层厚度从 0.4→0.6→0.8 m 变化过程中,路基表面水平位移随褥垫层厚度的增大而减小,但路基表面竖直位移变化量并不明显。综合考虑施工技术及施工成本等因素,建议合理褥垫层厚度设置为 0.4 m。

3 结语

CFG 桩复合地基作为一种有效的地基处理手段,20 世纪 80 年代后在建筑地基基础、路基工程等领域应用日益广泛,取得了良好的社会效益和经济效益。目前该技术还存在理论研究滞后于工程需要的诸多不足,本文对 CFG 桩复合地基的工作性状及工程应用新成

果进行分析述评, 希望能为该技术的发展、完善和成熟尽力, 并为广大工程技术人员和科研人员提供有益参考和指导。

参考文献

- [1] Liang Fa-yun, Chen Long-zhu, Han Jie. Integral equation method for analysis of piled rafts with dissimilar piles under vertical loading[J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, 36(3): 419-426.
- [2] Basuony El-Garhy, Ahmed Abdel Galil, Abdel-Fattah Youssef, et al. Behavior of raft on settlement reducing piles: Experimental model study[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2013, 5 (5): 389-399.
- [3] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [4] 闫明礼, 张东刚. CFG桩复合地基技术及工程实践[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [5] Kyung Nam Kim, Su-Hyung Lee, Ki-Seok Kim, et al. Optimal pile arrangement for minimizing differential settlements in piled raft foundations[J]. *Computers and Geotechnics*, 2001, 28(4): 235-253.
- [6] Chaudhary M A. FEM modeling of a large pile draft for settlement control in weak rock[J]. *Engineering Structures*, 2007, 28(11): 2901-2907.
- [7] 周爱军, 栗冰. CFG桩复合地基褥垫层的试验研究和有限元分析[J]. *岩土力学*, 2010, 31(6): 1803-1808.
- [8] Small J C, Liu H L S. Time-settlement behaviour of pile draft foundation using in finite elements[J]. *Computers and Geotechnics*, 2008, 35(2): 187-195.
- [9] 龚晓南. 广义复合地基理论及工程应用[J]. *岩土工程学报*, 2007, 29(1): 1-13.
- [10] Braja M Das. Principles of geotechnical engineering[M]. Southwick: Thomson Engineering, 2001.
- [11] 中国建筑科学研究院. 建筑地基处理技术规范 (JGJ79-2012) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [12] 张钦喜, 王晓杰, 陶韬. CFG桩复合地基承载力计算新公式研究[J]. *岩土工程技术*, 2015, 29(3): 122-127. □
- [13] 董必昌, 郑俊杰. CFG桩复合地基沉降计算方法研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2002, 21(7): 1084-1086.
- [14] Taha A, Fall M. Shear behavior of sensitive marine clay-steel interfaces[J]. *Acta Geotechnica*, 2014, 9(6): 968-980.
- [15] 赵明华, 何腊平, 张玲. 基于荷载传递法的CFG桩复合地基沉降计算[J]. *岩土力学*, 2010, 31(3): 839-844.
- [16] 张钦喜, 潘旭亮, 陈鹏. CFG桩复合地基沉降计算方法[J]. *北京工业大学学报*, 2012, 38(6): 835-839.
- [17] 丁小军, 王旭, 张延杰, 等. 大型油罐CFG桩复合地基变形与承载性能试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, 32(9): 1851-1857.
- [18] 刘熙媛, 毛清志, 付士峰, 等. CFG桩基坑内施工对基坑周围环境稳定性的影响[J]. *地震工程学报*, 2015, 37(3): 834-839.
- [19] 陈东佐, 梁仁旺. CFG桩复合地基的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2002, 23(4): 71-75.
- [20] 徐毅, 洪宝宁, 符新军. CFG桩复合地基加固高速公路软基的现场试验研究[J]. *防灾减灾工程学报*, 2006, 26(3): 305-309.

- [21] 薛新华, 魏永幸, 杨兴国, 李洪涛, 喻成. CFG桩复合地基室内模型试验研究[J]. 中国铁道科学, 2012, 33(2): 7-12.
- [22] 马明正, 海振雄, 叶阳升, 等. 高速铁路CFG桩复合地基沉降计算适用方法研究[J]. 中国铁道科学, 2014, 35(2): 7-13.
- [23] 程宏生, 隆威. CFG桩复合地基设计计算及有限元分析[J]. 公路工程, 2010, 35(2): 74-78.
- [24] 蔡冬军, 谢文. CFG桩处理山区公路软基的主要影响因素分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2015, 34(2): 33-38.



2018年岩土工程西湖论坛：岩土工程变形控制设计理论与实践 (2018年10月26~28日, 杭州) (第1号通知)

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程的难点问题日益突出, 传统按承载力设计方法逐渐过渡为考虑变形控制设计, 而相关理论也日益成熟, 工程实践则更为丰富。为顺应国家和社会需求, 拟定于2018年10月26~28日在杭州召开“岩土工程西湖论坛(2018): 岩土工程变形控制设计理论与实践”学术讨论会, 将对近年来在岩土工程变形控制设计理论与实践领域中取得的相关进展进行广泛讨论, 以期为全国从事相关技术研究和工程实践的学者和工程师提供交流平台, 并邀请各有关单位、学者和工程技术人员踊跃参加。

会议主题

岩土工程变形控制设计理论与实践

出版专著

本次会议拟围绕主题“岩土工程变形控制设计理论与实践”出版专著一部(暂定中国建工出版社出版), 由龚晓南院士担任主编, 现征集国内同行参编章节, 内容涉及建筑工程、基坑工程、隧道工程、道路工程、边坡工程等, 每章节字数2万~3万字, 可根据需要适当增减。如有兴趣, 请尽快与组委会联系并提交内容提要及章节安排。

出版发行时间: 2018年9月

岩土工程西湖论坛组委会

联系人: 陆水琴(0571-88208775, lusq87@163.com)

浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心网址: <http://www.zjdxyt.com>

强夯法、注浆法和桩基础在大面积回填地基加固处理中的应用

韦兴标, 邓勇, 冯周飞

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西 柳州 545006)

摘要: 本文介绍某高能量全封闭免维护蓄电池建设项目采取强夯法、注浆加固法和旋挖桩对大面积、大块石回填且回填深度大等复杂软弱地基土进行处理, 使其地基承载力能够满足该厂房不同功能区的地基承载力性能的需要; 同时介绍强夯法、注浆加固法和旋挖桩施工技术和注意事项。

关键词: 强夯法; 注浆加固法; 旋挖桩; 大块石回填; 复杂软弱地基; 加固处理; 承载力性能改善

1 概述

重庆某电池有限公司投资兴建高能量全封闭免维护蓄电池建设项目, 该建设项目主要由联合联合厂房(主厂房和辅助厂房)、空压站、变电所、综合楼、消防生活水泵房、生产生活消防水池、危险品库房及35 kV 降压站等部分组成, 建筑物占地面积约53500 m², 计容建筑面积约98000 m², 其中主厂房、综合楼等主要部分高8 m, 楼高2层, 其余为1层。

该拟建建设项目场地原始地形属剥蚀浅丘地貌及河流侵蚀沟谷地貌, 地表以人工填土及粉质粘土为主。人工填土除场区西南角原始地形外均有分布其中在场地东侧及南侧边坡地段人工填土中碎块石含量约60%以上, 块径大部分为1.2~1.8 m, 回填最大深度21.25 m。现状地面高程为292.51~311.95 m, 相对高差约19.44 m。场区较为平坦, 地形坡角多在0~10°, 场地南侧和东侧及西侧因平场而形成边坡, 坡角约30°。设计采用强夯法对拟建项目场地内填土区域的人工填土等进行强夯处理; 对承载力性能有较高要求的消防生活水泵房、生产生活消防水池, 在强夯处理后再采用注浆加固处理; 而对承载力要求高的联合厂房中的主厂房、空压站和变电所等重要部位, 在强夯处理后再采用旋挖灌注桩为其建筑物基础。强夯处理后的人工填土经检测单位检测合格后, 再进行注浆加固处理和旋挖灌注桩施工。

本次地基强夯处理总共完成面积约98000 m², 其中5000 kN·m夯能的面积约25000 m², 3000 kN·m夯能的面积约73000 m²; 水泥注浆加固处理完成约9000 m²; 完成Φ800 mm 1450根, 完成桩钢筋笼约156 t制安和桩身混凝土约9200 m³浇灌。该高能量全封闭免维护蓄电池建设项目自完工投入使用至今, 未发现工程质量问题, 业主较满意。

2 场地内工程地质特征与水文条件

2.1 场地内工程地质特征

根据工程地质勘察资料,场地地层结构为:上覆第四系全新统素填土(Q_{4ml})和粉质粘土(Q_{4dl+cl}),下伏和侏罗系中统沙溪庙组(J_{2S})砂质泥岩与砂岩互层分布。其岩性由新到老分述如下:

①素填土(Q_{4ml}):褐色,主要由可塑状粉质粘土及强~中风化砂岩、砂质泥岩碎块石组成。硬质含量一般约20%~40%,粒径一般500~800 mm,为随机抛填,松散~稍密,稍湿,回填时间约2年左右。钻探揭露厚0.00~21.25 m,除场区西南角原始地形外均有分布。经现场调查,场地东侧及南侧边坡地段碎块石含量约60%以上,粒径大部分为1.2~1.8 m。

②粉质粘土(Q_{4dl+cl}):褐色,质较纯,可塑状,切面稍有光泽,韧性中等,干强度中等,无摇震反应。钻探揭露厚0.00~18.21 m,主要分布于场区西南角。

③砂质泥岩(J_{2S}):紫红色,主要由粘土矿物组成,粉砂泥质结构,局部砂质含量重,中厚层状构造,偶夹灰绿色砂质团斑和条带,岩芯较完整呈柱状及短柱状。强风化层厚度为0.58~4.45 m,整个场地均有分布。

④砂岩(J_{2S}):褐灰色、灰白色,主要成分为长石、石英、云母及少量暗色矿物。细~中粒结构,中厚层状结构,泥钙质胶结,岩芯较完整呈柱状。强风化层厚度为0.47~3.81 m,整个场地均有分布。

2.2 场地内水文地质条件

场地属斜坡及浅丘地貌,地形条件有利于地表水及地下水的排泄,场区地下水类型为第四系松散孔隙水和基岩裂隙水。砂岩为透水层,砂质泥岩和粘性土为相对隔透水层。第四系覆盖层上层滞水水量小,受大气降水的补给,多沿坡体覆盖层下渗,沿基岩面排泄于地形低洼处及基岩裂隙中,部分通过地表蒸发。基岩裂隙水主要赋存于构造裂隙和风化裂隙中,由上部覆盖层上层滞水补给,水量较小。

根据水质分析报告:场地地下水对混凝土结构有微腐蚀性;对钢筋混凝土中钢筋有微腐蚀性。

3 地基处理设计要求

3.1 强夯地基处理设计要求

(1)强夯处理的设计工程量:场地强夯面积约100000 m^2 ,其中铅锭卸货区和35 kV降压站等区域设计夯能为5000 $kN\cdot m$,其余区域为3000 $kN\cdot m$ 。

(2)拟建场地内填土经强夯处理后,地基承载力特征值 ≥ 150 kPa,压缩模量 $E_s \geq 6$ MPa,夯实系数 ≥ 0.93 。

(3)强夯设计有效加固深度范围为6~8 m;强夯范围为拟建项目场地范围内的填土区域内填土及其四周2 m以内的填土进行强夯处理。

(4) 在现状场地标高的情况下进行强夯法施工, 强夯法施工完成后将场地推平, 不再进行补土; 设计场地平整后高程为 307.00 m。

(5) 场地碎块石含量 60%以上, 粒径大部分为 1.2~1.8 m 的东侧地段, 因地制宜进行强夯法施工。

(6) 各夯能强夯区域均要求试夯, 且试夯面积不少于 1000 m²。

3.2 注浆加固处理设计要求

(1) 注浆加固区域: 依据设计要求, 对承载力性能有较高要求的消防生活水泵房、生产生活消防水池, 即对于有防渗要求的水池、水泵房要求在强夯处理后再采用注浆加固处理, 且注浆加固区域为水池、水泵房基础外 2 倍基础宽度。

(2) 待强夯处理区域经检测合格后, 方能进行注浆加固处理。

(3) 注浆防渗加固处理后的水池、水泵房等地基土渗透系数要求 $\leq 1.0 \times 10^{-4}$ cm/s。

(4) 注浆防渗加固处理施工顺序: 要求先外围, 后中间。

(5) 因场地多为块石回填, 虽经强夯处理, 但回填块石地基土空隙较大, 应采用水灰比为 1:1~0.5:1, 预防水泥浆液无效扩散半径。

3.3 灌注桩设计要求

(1) 依据设计要求, 设计采用 $\Phi 800$ mm 1450 根端承桩, 持力层为中风化砂岩, 入岩深度要求 ≥ 1.0 m, 且桩长 ≥ 10.0 m。

(2) 所有桩通长配筋, 主筋 12 $\Phi 18$ mm, 均匀分布, 钢筋保护层厚度 70 mm; 桩身混凝土设计强度等级为 C30 混凝土。

(3) 单桩竖向极限承载力 ≥ 1200 kN; 并随机抽取得 3 根桩进行静载荷试验, 确定单桩竖向极限承载力。

4 工程施工技术

4.1 强夯法施工技术

4.1.1 强夯施工参数的确定

(1) 强夯施工前, 应在场地内选择典型的试验区, 进行强夯试验, 获得夯点间距、每个夯点的强夯击数与夯击能、夯击遍数与间隔时间、强夯的有效影响深度等参数后, 才能正式施工。试夯区收锤标准: 最后两击平均夯沉量 ≤ 5 cm。

(2) 夯击点布置: 应当根据基底平面形状, 采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 2.5~3.5 倍, 一般情况下, 第一遍夯击点间距可取 5~9 m; 第二遍夯击点布置在第一遍夯击点之间; 以后各遍夯击点间距可适当减小^[1]。

(3) 确定夯点的夯击数, 应按现场试夯得到的夯击数和夯沉量关系曲线确定, 并应同时满足下列条件^[2]:

a) 最后两击的平均夯沉量不应大于以下数值: 当单击夯击能小于 4000 kN·m 时为 50 mm; 当单击夯击能为 4000~6000 kN·m 时为 100 mm; 当单击夯击能大于 6000 kN·m 时为 200 mm。

b) 夯坑周围地面不应发生过大的隆起。

c) 不因夯坑过深而发生提锤困难。

(4) 夯击遍数的确定: 夯击遍数应根据地基土的性质确定, 一般对透水性弱的细颗粒土层及加固要求高的工程, 夯击遍数可适当增加。一般情况下, 采用点夯 3~5 遍, 对于渗透性较差的细颗粒土, 必要时夯击遍数可适当增加。前 3 遍为“间夯”, 最后一遍以低能量“满夯”一遍, 满夯可采用轻锤或低落距夯击, 锤印搭接, 目的是将松动力的表层土夯实。

(5) 两遍夯击的间歇时间的确定: 两遍夯击的间歇时间取决于加固土层中孔隙水压消散所需的时间, 一旦夯击后的孔隙水压力消散, 地基稳定后, 即可进行新的夯击作业。一般情况下, 含水量少的碎石类填土或透水性强的砂性土, 其间歇时间可取 10 min。

4.1.2 强夯加固施工

(1) 标高测量: 采用测量仪器按 10 m×10 m 的方格网, 测出平整场地后的强夯区域的地坪标高并计算出平均值;

(2) 第一遍夯点放样: 以各区角点控制桩为基准点, 按经设计院批准的夯点平面布置图, 用经纬仪和 50 m 的钢卷尺施放出第一遍夯点, 误差控制在±2 cm;

(3) 第一遍夯点夯击

a) 放样后, 组织强夯机械和夯锤及施工人员就位: 选用 5 台 W1001 型的 40 T 履带式强夯机, 配 130~200 kN 的夯锤 5 个。

b) 司机在指挥人员的指挥下将夯锤对准第一个夯点的中心, 对点误差控制在±15 cm 内。

c) 测量人员用水准仪测出夯锤锤顶标高, 夯点周围土的标高(即标尺读数), 将其数据记录在《强夯施工记录表》上。

d) 司机在指挥人员的指挥下提升夯锤至设计要求的高度后, 脱钩器自动脱钩, 夯锤自由下落。

e) 夯锤落下后, 测量人员用水准仪测出锤顶标高(在《强夯施工记录》上记下标尺读数), 并计算出第 1 击的夯沉量, 填入表内。

f) 按照第 1 击的施工方法进行第 2 击、第 3 击……的施工。当夯沉量出现逐渐收敛并最后两击平均夯沉量不大于 5 cm, 则完成了对该点的夯击。

g) 测量员计算出该夯点的最后两击平均夯沉量和累计夯沉量, 填入记录表内。强夯机提锤移至下一夯点按第 1 点的施工方法依次进行施工。第一遍点夯全部结束后, 用水准仪测出周围土的隆起高度。

(4) 第一遍夯坑整平: 采用 1 台推土机配合夯坑推平, 测量场地标高, 并计算出平均值;

(5) 第二遍夯点放样: 以各区角点控制桩为基准点, 按经设计院批准的夯点平面布置图, 用经纬仪和 50 m 的钢卷尺施放出第二遍夯点, 误差控制在±5 cm;

(6) 第二遍点夯施工, 同(3);

(7) 第二遍夯坑整平, 同(4);

(8) 第三~四遍点夯施工重复以上步骤,直到满足设计要求为止;

(9) 平整场地,进行一遍低能量满夯施工,满夯布点相互重叠 1/4 面积。

4.2 注浆法防渗加固施工技术

(1) 测量放样,确定注浆加固区域:依据设计图纸,测量放样,确定消防生活水泵房、生产生活消防水池等范围,并按照设计要求,以消防生活水泵房、生产生活消防水池等基础外延 2 倍基础宽度为注浆加固处理范围。

(2) 注浆孔布置:因消防生活水泵房、生产生活消防水池等建筑物较为规则,为确保防渗加固施工质量,注浆孔按相邻两排排距 1.0 m,相邻两孔间距 1.0 m 进行布置。

(3) 注浆防渗加固处理施工顺序^[1]:先外围,后中间,即先在外围形成注浆帷幕,后在中间进行注浆防渗加固处理。分I序、II序注浆孔,先施工I序孔,再施工II序孔。

(4) 注浆孔成孔施工技术:因该区域为大块石回填地基土虽经强夯加固处理后,地层完整性差,应采用硬质合金钻头回转钻进方法成孔,开孔直径 130 mm,终孔直径 91 mm;钻孔深度以钻至原状土 1.0 m 或基岩 0.5 m 为准。

(5) 因场地多为块石回填,虽经强夯处理,但回填块石地基土空隙较大,应采用水灰比为 1:1~0.5:1,有效地控制水泥浆液无效扩散半径。

(6) 注浆方法:采用自下而上拔管注浆法对需要注浆防渗加固的区域进行注浆防渗加固处理,即当某段注浆量满足预计注浆量,即将注浆管往上拔 0.3~0.5 m,再对上一注浆段进行注浆,直到地面为止。

(7) 注浆量的确定:预计灌浆量 Q 可以按下式进行确定:

$$Q=KVna\beta \quad (1)$$

式中, V :受灌地层的加固体积; K :浆液的损耗系数, K 取 1.10~1.20; n :受灌地层的孔隙率; a :浆液结石率, a 一般取 0.90~0.95; β :有效充填系数, β 取 0.85~0.95^[3,4]。

(8) 浆液的配制:水泥浆液的配制采用现场机械搅拌,搅拌均匀。根据大块石回填的实际情况,采用级配的浆液。对于结构疏松、吸浆量大的注浆段,采用水灰比为:1:1、0.8:1、0.5:1 三种级配的浆液;同时施工现场应根据地层吸浆量的大小和压力变化及时做相应的调整。

(9) 终灌标准:在注浆过程中,当某注浆段的注浆量满足预计注浆量的 1.3 倍,或持续 30 min 或者地面冒浆时,可结束该灌浆段注浆。

(10) 注浆加固补强

在注浆加固施工过程中,应当及时对注浆加固防渗效果进行自检,如发现薄弱环节,应当及时增加钻孔进行注浆加固补强,直到满足设计要求为止。

4.3 旋挖法成孔灌注桩施工技术

(1) 测量放样,确定桩位:依据设计图纸和建设单位提供的测量控制点坐标和高程,采用徕卡和钢卷尺进行测量放样,确定桩位,并在木桩上用铁钉标明柱中心位置,测量允许偏差控制在 20 mm 以内。

(2) 设备安装:本工程旋挖桩全部采用履带式旋挖桩机施工,钻机安装时,应保证桩中心、钻机立轴中心在同一铅垂线上,钻机安装水平、周正、稳固;并保证钻机在成孔过程中不发生移位、倾斜现象。

(3) 钻进成孔技术:利用旋挖桩机提供动力回转钻进,同时利用钻头底部斜螺旋面与破碎岩屑之间的摩擦力,将钻头破碎下来的岩屑或土块装入捞碴筒内;当捞碴筒内岩屑或土块量达到一定量时,提钻、捞碴筒内的活瓣会自动封闭。提钻并将捞碴筒内的岩屑或土块清除、集中堆放在桩孔外。重复上述工序,直到钻进到满足设计要求的桩孔深度后,方能终孔。

(4) 钢筋笼制作与安装:桩孔终孔后,应根据桩孔直径和深度确定桩身钢筋笼直径和长度,下料加工制作钢筋笼。当钢筋笼制作完成并通过验收后,应标明其桩号、长度,便于采用吊车钢筋笼集中安放入桩孔内。

(5) 桩身混凝土浇筑:当桩钢筋笼安放好后,应及时浇筑桩身混凝土。因旋挖桩机成孔效率较高,通常情况下,桩身混凝土浇灌采用商品混凝土公司提供的商品混凝土、泵送浇灌入桩孔内,能够保证桩身混凝土浇灌质量。

5 施工注意事项

5.1 强夯法施工注意事项

(1) 因本工程强夯法施工分为 3000 kN·m 和 5000 kN·m 夯能的不同区域,强夯施工前,需按照设计图纸测量放样,确定不同夯能的区域。

(2) 为防止飞石伤人,施工现场工作人员必须戴好安全帽;同时在强夯施工时,所有人员必须退到安全线以外,确保施工安全。

5.2 注浆法防渗加固施工注意事项

5.2.1 合理控制灌浆量

在每一注浆段初始灌浆时,应采用稀浆、掺少量的水玻璃,先让浆液扩散充填,当地层吸浆量达到一定量后逐步采取增加水玻璃用量或浓浆,控制浆液的无效扩散半径,提高灌浆压力,使受注浆加固地层得到充分挤密作用,从而达到减少其孔隙率或空隙率,提高其密实度和承载力的目的。

5.2.2 冒浆事故的处理

在注浆过程中,由于该场地为大面积、大块石回填地层,浆液容易上窜形成冒浆。应当采取间歇性注浆法进行注浆,减少原材料的浪费,降低工程成本。

5.2.3 注浆薄弱环节的处理

完成受灌地层注浆加固处理后,应当加强对其注浆防渗加固效果的自检工作。自检过程中,如发现局部孔段注浆防渗加固效果不能满足设计要求时,应当查明原因,采取加密注浆孔补灌方式对薄弱环节进行处理,直到满足设计要求为止。

5.3 旋挖法成孔灌注施工注意事项

(1) 因场地内多为大块石回填土, 开孔钻进时, 应当轻压、慢转, 待钻出一个较平整的台阶后, 方能采用正常压力、转速等钻进参数进行钻进成孔, 保证成孔质量, 即保证桩孔垂直度; 尤其是在半边岩、半边土的回填区域, 更应重视。

(2) 因场地内回填的多为大块石砂岩, 对钻头磨损较大, 对于每根桩开孔钻进前, 须检查钻头, 确保其完好; 否则钻进过程中更换新钻头, 容易造成新钻头对原桩孔孔壁进行扩孔, 降低成孔效率。

(3) 因旋挖桩机械成孔效率高, 钢筋笼集中安放, 钢筋笼检查合格后应编号(标明桩号、长度), 避免安放错。

(4) 因本工程地下水不多, 终孔时桩底积水不足 30 cm, 为确保桩身混凝土浇灌质量, 应采用水下混凝土灌注工艺进行浇灌; 同时桩身混凝土浇灌前, 应清除桩底沉渣。

(5) 桩身混凝土浇灌应保持连续性, 不得中断桩身混凝土浇灌。因本工程桩采用商品混凝土、泵送混凝土集中浇灌, 在浇灌完一根桩后, 余下混凝土不足时, 应待下一车混凝土来后再浇灌下一根桩, 确保首斗混凝土灌注量满足桩底混凝土埋管深度, 确保浇灌质量。

6 工程质量检测

6.1 强夯法加固质量检测

由建设单位委托有相应检测资质的检测单位进行检测, 检测单位采用现场静载试验、超重型动力触探试验、大体积密实度试验及室内击实试验等试验方法对强夯后地基进行检测。现场静载试验能定量测出检测区填土极限承载力, 且通过计算能得出场地填土的变形模量; 动力触探试验能够定性分析检测深度内的填土密实情况; 大体积密实度试验及室内击实试验相结合, 能够定量地检测填土表层密实度情况。检测结果: 经强夯加固处理后的回填地基承载力特征值 $f_{ak} \geq 150$ kPa, 压缩模量为 21.1~28.4 MPa, 表层填土压实系数 λ_c 最小为 95%, 最大为 97.4%, 符合设计要求, 工程质量合格。

6.2 注浆法防渗加固质量检测

由建设单位委托有资质的检测单位进行检测, 检测单位采用试坑渗透性试验(双环法)方法对注浆防渗加固处理后的区域进行渗透性检测; 检测结果: 经注浆防渗加固处理后的大块石回填土密实度好, 其饱和渗透系数介于 $6.64 \times 10^{-5} \sim 9.89 \times 10^{-5}$ cm/s 之间, 平均值为 8.27×10^{-5} cm/s, 其渗透系数 $\leq 1.0 \times 10^{-4}$ cm/s, 符合设计要求。

6.3 旋挖桩工程质量检测

由建设单位委托有资质的检测单位进行检测, 检测单位采用低应变无损动力测对所有桩进行检测; 再采用静载荷试验方法对低应变无损动力测有疑问的III类桩检测, 随机抽取 3 根桩进行进行静载荷试验^[5]。检测结果: 1200 根桩为I类桩、229 根桩为II类桩、21 根桩为III类桩。3 根桩单桩竖向极限承载力分别为 1350 kN、1285 kN 和 1320 kN, 均满足设计要求。

7 结束语

该拟建高能量全封闭免维护蓄电池建设项目地基土多为挖山的大块石回填,回填范围广且回填深度大,采取强夯法对整个回填区域进行加固处理;针对厂区内不同建筑物,分别采取注浆法防渗加固处理和旋挖法成孔灌注桩进行处理,以满足不同建筑物对承载性能要求不同,加固处理方法可行且适用,工程成本低。

参考文献:

- [1] 叶观宝. 地基加固新技术[M]. 北京: 机械工业出版社, 2002.
- [2] 建筑地基处理技术规范 (JGJ79-2012) [S]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2012.
- [3] 李茂芳, 孙钊. 大坝基础灌浆[M]. 北京: 水利电力出版社, 1976.
- [4] 彭振斌. 注浆工程设计计算与施工[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 1997.
- [5] 建筑桩基技术规范 (JGJ94-94) [S]. 北京: 中国建筑科学研究院, 1994.

译 文

大应变固结的基准问题解答

Patrick J. Fox & Hefu Pu: Benchmark Problems for Large Strain Consolidation

选自 J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2015, 141(11): 06015008

翻译：魏利闯， 校核：周建

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心，浙江 杭州 310058)

摘要：对于大量工程应用而言，土体和其它可压缩多孔介质的一维固结过程的建模结果非常重要。本文介绍了饱和土层大应变固结的两个基准问题解答，该解可用于检查其他解析解和数值分析方法。该解考虑了竖向应变，土体自重，非线性本构关系以及固结过程中材料属性改变的影响。该方法对不同问题给出高精度解答，包括沉降、孔隙率和超静孔压随时间的变化。

关键词：固结；大应变；基准问题；数值模型

0 引言

工程中土体和其它可压缩多孔介质的一维固结过程建模非常重要，包括商业软件在内的许多计算模型都具有这种能力。作者进行的比较研究表明，不同固结模型的精度会有很大差异，特别是大应变条件下。此外，模型使用中的错误也很难被检查出来，也会导致结果错误。因此需要用有明确、完整解答的问题，验证土体大应变固结模型，并能考虑几何和材料的非线性。

本文目的是为大应变固结的两个基准问题提供解答，该解答可用于检查其他解析解和数值解；可以考虑竖向应变、土体自重、非线性本构关系，以及固结过程中材料属性变化的影响，但不含应变速率、次固结或老化，及渗透性影响。CS2 数值模拟可以获得高精度解答 (Fox 和 Berles, 1997)，CS2 和相关模型已被解析解，数值解和试验数据广泛验证，包括用材料坐标获得的解答 (Gibson 等, 1967)，Lee 和 Sills (1979) 的移动边界方法，还有 Fox 和 Berles (1997)，Aydilek 等人 (2000)，Fox (2000, 2007)，Fox 等人 (2003)，Lee 和 Fox (2005, 2009)，Berilgen 等人 (2006)，Kwon 等人 (2007)，Meric 等人 (2010)，Fox 和 Pu (2012)，Pu 等人 (2013)，Bonin 等人 (2014) 和 Fox 等人 (2014) 的研究结果。一些研究已经表明，高精度的 CS2 计算 (即 200~300 单元) 得到的结果一般精度也很高，与简化条件下的精确解析解相比，其精度通常可以高 3 或 4 个有效数字。

1 基准问题和解答

收稿日期：2018 年 5 月

基准问题 1: 正常固结土体

基准问题 1 考虑的是饱和正常固结土的加载固结。模型如图 1 所示。土体颗粒比重 $G_s=2.78$, 其压缩性和渗透系数关系如下:

$$e = 2.7 - \log\left(\frac{\sigma'}{40\text{kPa}}\right) \quad (1)$$

$$e = 4.3 + 1.3 \log\left(\frac{k}{2 \times 10^{-8} \text{ m/s}}\right) \quad (2)$$

其中 e 为孔隙比; σ' 为竖向有效应力, kPa; k 为竖向渗透系数, m/s, 采用 Fox (1996) 依据粘土试验结果提出的本构关系。该土层初始高度 $H_0=10$ m, 垂直坐标 z 从土层底部向上。初始孔隙比分布与初始有效上覆应力 $q_0=40$ kPa、土体压缩性及自重匹配, 这样超静孔压为零。顶部和底部为排水边界, 顶部总水头 $h_t=10$ m, 底部总水头 $h_b=10$ m。孔隙水重度 $\gamma_w=9.81$ kN/m³。时间 $t=0$ 时在土层顶部施加瞬时竖向应力增量 $\Delta q=400$ kPa, 此后保持恒定, 因荷载施加引起土体内孔压增加使水流向两个边界。有效应力和渗透系数随孔隙比非线性变化, 因此固结过程中的固结系数会发生变化。

用 1000 个单元的 CS2 数值模拟分析基准问题 1, 该数值模拟精度远高于以前的研究 (例如, Fox 和 Berles 1997; Fox 和 Pu 2012), 得到的解答准确度也很高。图 2 给出了沉降关系, 其中还给出了不考虑土体自重 ($G_s=1$; 即中性浮力) 的结果。最终沉降量分别为 2.815 m 和 2.473 m; $G_s=1$ 和 $G_s=2.78$ 情况下相应的最终竖向应变分别为 28.15% 和 24.73%。 $G_s=1$ 情况下最终沉降量较大, 这是因为从平均角度讲, 固结期间土体发生的孔隙比变化较大。图 3 给出了 $t=0.1, 2$ 和 5 年归一化超静孔压 $u_{ex}/\Delta q$ 剖面图。 $u_{ex}/\Delta q$ 在初始 ($t=0$) 时刻和最终时刻 (t 很大) 分布是均匀的, 分别等于 1 和 0。图 4 显示了相应的孔隙比分布情况。 $G_s=1$ 时土体初始和最终孔隙比不随深度变化, 两个时刻孔隙比相差 1.041。考虑土体自重时 ($G_s=2.78$), 两个时刻孔隙比沿深度均呈非线性变化, 由于较高有效应力下土体压缩性较低, 最终时刻显示的孔隙比变化较小。对于 $G_s=1$, 超静孔压和孔隙比分布关于土层的中间高度位置处对称, 而对于 $G_s=2.78$, 超静孔压和孔隙比剖面不对称。图 2 的数据总结在表 1 中, 表中给出了 t 时刻归一化高度 $Z=z/H$ 和土层高度 H 。

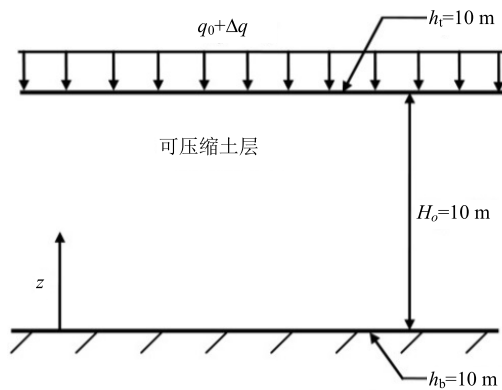


图 1 基准固结问题的初始计算剖面

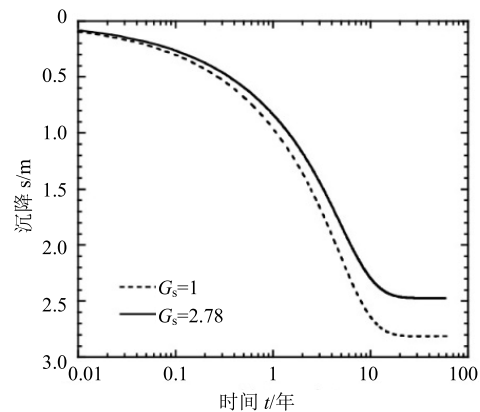


图 2 基准问题 1 的沉降关系

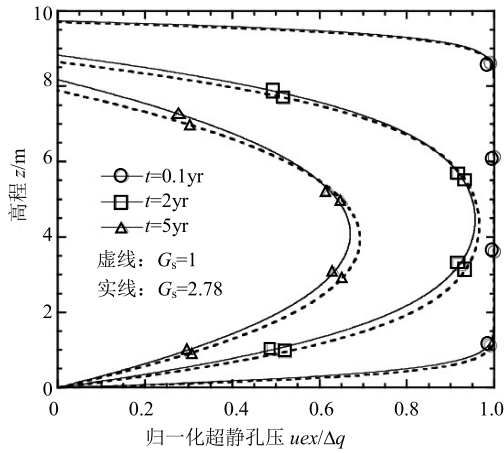


图3 基准问题1的归一化超静孔压变化

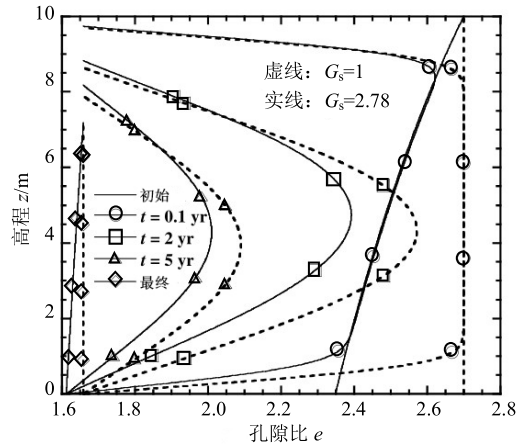


图4 基准问题1的孔隙比剖面

表1 基准问题的沉降数据

时间/年	沉降/m				平均固结度/%			
	基准1		基准2		基准1		基准2	
	A	B	A	B	A	B	A	B
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05	0.215	0.188	0.102	0.102	7.631	7.596	7.621	7.474
0.1	0.304	0.265	0.144	0.144	10.792	10.734	10.778	10.563
0.5	0.679	0.592	0.323	0.322	24.131	23.928	24.101	23.569
1	0.961	0.835	0.456	0.454	34.126	33.769	34.063	33.252
2	1.358	1.178	0.636	0.634	48.259	47.628	47.486	46.420
3	1.662	1.439	0.763	0.765	59.043	58.163	56.979	56.025
4	1.910	1.651	0.865	0.871	67.850	66.757	64.560	63.794
5	2.113	1.826	0.949	0.959	75.057	73.812	70.835	70.244
10	2.642	2.296	1.197	1.219	93.864	92.822	89.352	89.238
20	2.806	2.462	1.322	1.348	99.705	99.553	98.686	98.701
40	2.815	2.473	1.339	1.366	99.999	99.998	99.981	99.982
60	2.815	2.473	1.340	1.366	100.000	100.000	100.000	100.000

A: $G_s=1$; B: $G_s=2.78$ **基准问题2: 超固结土体**

基准问题2考虑的是加载条件下饱和超固结土体的固结。几何边界条件和土体性质与基准问题1相同,只是土体的压缩关系定义如下:

$$\text{超固结: } e = 2.0 - 0.1 \log\left(\frac{\sigma'}{200\text{kPa}}\right) \quad (3)$$

$$\text{正常固结: } e = 2.7 - \log\left(\frac{\sigma'}{40\text{kPa}}\right) \quad (4)$$

由式(3)和(4)的交点得出先期固结应力为200.53 kPa。

同样采用1000个单元的CS2模拟分析基准问题2。沉降情况如图5所示。最终沉降量分别为1.340 m和1.366 m, $G_s=1$ 和 $G_s=2.78$ 分别对应的最终竖向应变为13.40%和

13.66%。图 6 给出了 $t=0.1, 2$ 和 5 年归一化超静孔压的分布。初始时刻 ($t=0$) 和最终时刻 (t 很大) $u_{ex}/\Delta q$ 的分布是均匀的, 分别等于 1 和 0。图 7 给出了孔隙比的变化。 $G_s=1$ 时的初始孔隙比和最终孔隙比分布是均匀的, 孔隙比变化为 0.411。 $G_s=2.78$ 时初始孔隙比和最终孔隙比的变化都是非线性的, 超固结压力下土体压缩性较低, 因此初始时刻孔隙比变化较小。外荷施加后, 首先是边界附近的土体转变到正常固结状态, 并随着时间推移正常固结区逐渐向土体中心移动, 具体体现为 $t=0.1$ 年的孔隙比在每个边界附近的斜率都不连续。 $G_s=1$ 时, 超静孔压和孔隙比以土层中间高度对称分布; 而 $G_s=2.78$, 超静孔压和孔隙比剖面不对称。图 5~7 的数据也在表 1~3 中列出了。

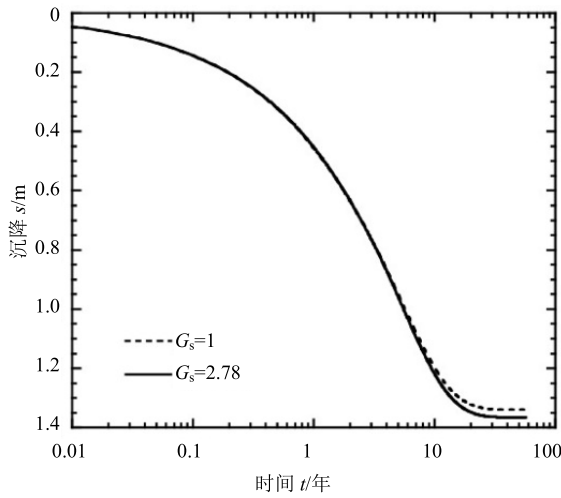


图 5 基准问题 2 的沉降关系

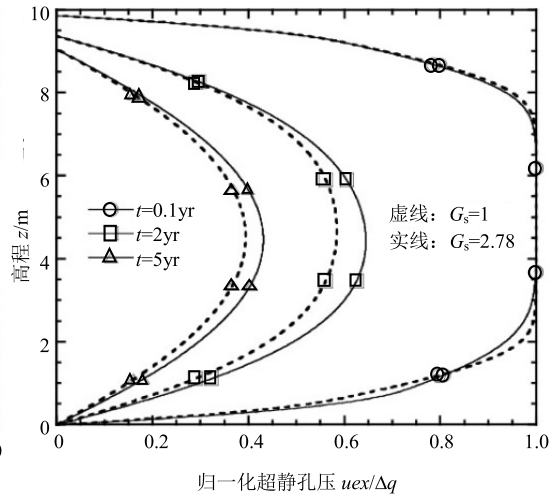


图 6 基准问题 2 的归一化超静孔隙压变化

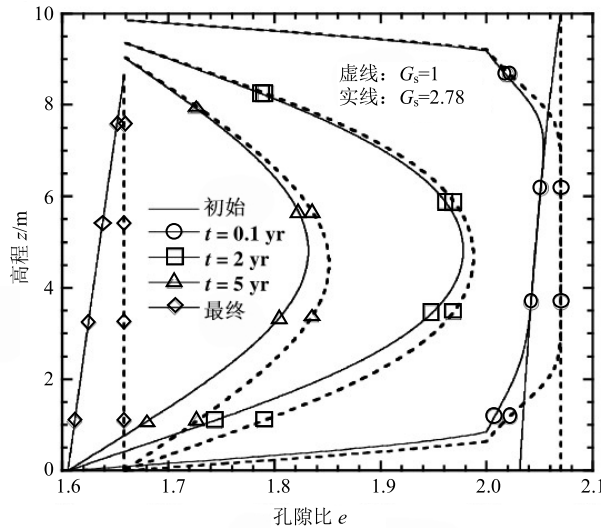


图 7 基准问题 2 的孔隙比剖面

表2 基准问题的归一化超静孔压数据

规范化 高程 z	基准 1										基准 2									
	初始		t=0.1 yr		t=2 yr		t=5 yr		最终		初始		t=0.1 yr		t=2 yr		t=5 yr		最终	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1.0	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	1.000	1.000	0.984	0.983	0.487	0.468	0.267	0.252	0.000	0.000	1.000	1.000	0.730	0.722	0.252	0.259	0.136	0.146	0.000	0.000
0.8	1.000	1.000	1.000	1.000	0.759	0.739	0.464	0.443	0.000	0.000	1.000	1.000	0.964	0.952	0.425	0.442	0.247	0.266	0.000	0.000
0.7	1.000	1.000	1.000	1.000	0.892	0.878	0.596	0.572	0.000	0.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.524	0.557	0.329	0.356	0.000	0.000
0.6	1.000	1.000	1.000	1.000	0.950	0.940	0.669	0.646	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.571	0.619	0.378	0.411	0.000	0.000
0.5	1.000	1.000	1.000	1.000	0.966	0.956	0.693	0.670	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.584	0.644	0.395	0.431	0.000	0.000
0.4	1.000	1.000	1.000	1.000	0.950	0.935	0.669	0.646	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.571	0.636	0.378	0.416	0.000	0.000
0.3	1.000	1.000	1.000	1.000	0.892	0.866	0.596	0.572	0.000	0.000	1.000	1.000	0.999	0.991	0.524	0.586	0.329	0.364	0.000	0.000
0.2	1.000	1.000	1.000	1.000	0.759	0.718	0.464	0.442	0.000	0.000	1.000	1.000	0.964	0.932	0.425	0.475	0.247	0.275	0.000	0.000
0.1	1.000	1.000	0.984	0.973	0.487	0.445	0.267	0.251	0.000	0.000	1.000	1.000	0.730	0.762	0.252	0.281	0.136	0.152	0.000	0.000
0.0	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

A: $G_s=1$; B: $G_s=2.78$

表3 基准问题的孔隙比数据

规范化 高程 z	基准 1										基准 2									
	初始		t=0.1 yr		t=2 yr		t=5 yr		最终		初始		t=0.1 yr		t=2 yr		t=5 yr		最终	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1.0	2.700	2.700	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659	2.070	2.070	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659	1.659
0.9	2.700	2.651	2.636	2.585	1.912	1.890	1.779	1.765	1.659	1.656	2.070	2.064	2.013	2.011	1.771	1.767	1.716	1.714	1.659	1.653
0.8	2.700	2.607	2.700	2.603	2.167	2.112	1.897	1.866	1.659	1.650	2.070	2.059	2.057	2.045	1.870	1.863	1.769	1.764	1.659	1.647
0.7	2.700	2.566	2.700	2.563	2.383	2.283	1.997	1.947	1.659	1.645	2.070	2.054	2.070	2.054	1.940	1.931	1.813	1.804	1.659	1.642
0.6	2.700	2.529	2.700	2.527	2.523	2.376	2.066	1.998	1.659	1.640	2.070	2.050	2.070	2.050	1.977	1.969	1.842	1.827	1.659	1.637
0.5	2.700	2.494	2.700	2.493	2.571	2.387	2.090	2.008	1.659	1.635	2.070	2.046	2.070	2.046	1.988	1.978	1.852	1.831	1.659	1.631
0.4	2.700	2.461	2.700	2.461	2.523	2.323	2.066	1.978	1.659	1.630	2.070	2.043	2.070	2.043	1.977	1.960	1.842	1.814	1.659	1.626
0.3	2.700	2.430	2.700	2.431	2.383	2.196	1.997	1.912	1.659	1.626	2.070	2.040	2.070	2.038	1.940	1.912	1.813	1.778	1.659	1.621
0.2	2.700	2.402	2.700	2.403	2.167	2.019	1.897	1.821	1.659	1.621	2.070	2.037	2.057	2.025	1.870	1.832	1.769	1.727	1.659	1.616
0.1	2.700	2.374	2.636	2.323	1.912	1.816	1.779	1.718	1.659	1.616	2.070	2.034	2.013	2.003	1.771	1.724	1.716	1.668	1.659	1.611
0.0	2.700	2.348	1.659	1.612	1.659	1.612	1.659	1.612	1.659	1.612	2.070	2.031	1.659	1.605	1.659	1.605	1.659	1.605	1.659	1.605

A: $G_s=1$; B: $G_s=2.78$

2 结论

本文针对大应变正常固结土和超固结土两个基准问题给出了高精度解,该解可用于校核其它解析解和数值解。该解答可以考虑土体竖向应变,自重,非线性本构关系,及固结过程中材料属性的变化。

参考文献:

略