

不同桩体加固软弱地基的固结沉降分析

唐皖

(湖南省公路设计有限公司, 湖南 长沙 414000)

摘要:以某软弱填方路基为研究对象,利用 MIDAS GTS NX 有限元软件对比分析桩和挤密砂桩加固深厚软塑粉质黏土路基的效果。结果表明,采用挤密砂桩加固软弱地基的超孔隙水压力小于桩加固软弱地基;静置 1 年后,挤密砂桩加固软弱地基的固结沉降基本完成,而桩加固软弱地基的沉降尚未完全稳定。

关键词:公路;软弱路基;固结沉降;超孔隙水压力;桩;挤密砂桩

中图分类号:U416.1

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2022)03-0056-04

对软弱路基进行大挖大填既不经济也不合理。研究发现,向软弱地基中增设竖向桩体既能达到挤密原有土体和局部置换的作用,还能利用增强体和软弱地基形成复合地基共同承担上部荷载,是一种有效的软基处理措施。根据桩体材料的刚度大小通常分为刚性桩、半刚性桩和柔性桩。针对不同刚度桩体加固软弱地基的效果,唐建中等研究了水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)的工程特性,指出 CFG 桩加固软弱地基具有沉降小、沉降稳定快等特点;徐毅等研究了 CFG 桩复合地基的沉降规律,提出了桩体间距等设计参数取值建议;谭新昱通过有限元分析和现场实测,研究了水下挤密砂桩对软土地基的处理效果,得到了指数曲线和双曲线沉降预测模型;栾光日等利用预应力高强砼(PHC)桩和 CFG 桩处理高

铁站场的复合地基,分析了不同宽度、不同桩型和桩长下地基沉降变化规律。该文以某软弱填方路基为对象,分析刚性桩和柔性桩对深厚软弱路基的加固效果,为软弱路基桩基设计和施工提供参考。

1 工程概况

1.1 地质情况

某高速公路填方路段路基主要为深厚软塑粉质黏土,其干强度低,具有弱膨胀性。黏土层以下为强风化泥质砂岩和中风化泥质砂岩,强风化泥质砂岩呈破碎状,构造层理不清晰;中风化泥质砂岩节理裂隙发育一般,部分岩石被节理、裂隙分割,锤击声不清脆,回弹小。粉质黏土上部为厚 2.5 m 素填土。各土层参数见表 2。

表 1 土层参数

土层	容重/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	压缩模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/($^{\circ}$)	岩层厚度/m
素填土	19.0	3	0.36	8	6	2.5
软塑粉质黏土	25.2	23	0.40	110	25	7.5
强风化泥质砂岩	25.8	30	0.30	180	27	7.0
中风化泥质砂岩	26.4	不考虑压缩	0.28	200	28	20.0

1.2 填方路基概况

该拟建双向四车道高速公路区段路基宽度为 20 m,填方坡率为 1:1.5,填方高度为 8 m,分 2 次填筑,每次填筑 4 m。

由于填方高度较大,天然地基不能满足设计要求,需设置桩基对地基土进行加固。拟定刚性桩(C30 桩)和柔性桩(挤密砂桩)2 种方案进行对比分析。2 种方案的设计参数相同:桩径 0.8 m;桩间

距 2.4 m;桩长 11.5 m;垫层厚度 0.5 m。

2 有限元模型建立及分析

MIDAS GTS NX 是一款针对岩土工程开发的计算软件,具有丰富的本构材料模型库,其渗流固结分析模块能根据工程概况定义排水条件和固结条件,模拟软弱填方路基随着时间的排水固结沉降。因此,采用 MIDAS GTS NX 进行该工程软基加固

有限元分析。

2.1 有限元模型建立

该工程路基宽度为 24 m,高度为 8 m,按 1 : 1.5 坡率填筑,路基底宽 48 m。为避免模型尺寸对填筑路基固结分析的影响,模型横向宽度设置为路基底宽的 3 倍即 144 m,高度不小于桩长的 3 倍,取 35 m。模型尺寸见图 1。

2.2 材料参数

土体全部采用摩尔-库伦本构模型,桩体顶部的碎石垫层符合摩尔-库伦破坏准则,采用摩尔-库伦模型。挤密砂桩破坏时主要表现为自身鼓胀破坏及剪切破坏,采用摩尔-库伦本构模型。砼桩刚

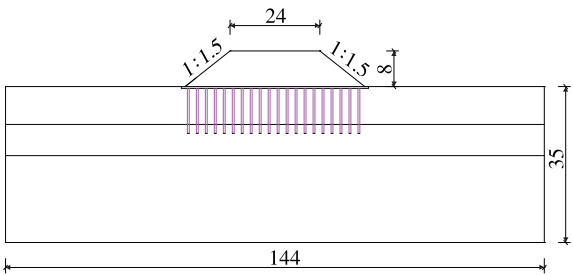


图 1 有限元模型几何尺寸示意图(单位:m)

度大,其应力应变关系更符合弹性模型,故砼桩采用弹性本构模型。模型参数见表 2。

2.3 边界条件

不考虑有限元模型中路基土与中风化路基土层

表 2 模型参数取值

土层或桩类型	容重/(kN · m ⁻³)	压缩模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	本构模型	渗透系数
素填土	19.0	3	0.36	8	6	摩尔-库伦	1.000 0
软塑粉质黏土	25.2	23	0.40	110	25	摩尔-库伦	4.32×10 ⁻⁵
强风化泥质砂岩	25.8	30	0.30	180	27	摩尔-库伦	0.096 4
中风化泥质砂岩	26.4	不考虑压缩	0.28	200	28	摩尔-库伦	0.086 4
碎石垫层	22.0	200	0.20	0	30	摩尔-库伦	0.106 4
回填土	19.0	8	0.25	18	25	摩尔-库伦	—
砼桩	23.0	30 000	0.20	20	30	弹性	—
挤密砂桩	18.5	15 000	0.30	30	25	摩尔-库伦	0.467 7

之间的微小相对位移及土体横向范围内的挤压变形,在模型底部设置水平向和竖向约束条件,同时设置侧向水平位移限制。在排水固结条件中,挤密砂桩和碎石垫层的渗透性较好,认为在上部填土荷载作用下能成为黏土的固结排水通道,故设置为排水条件。地表为天然排水通道。填方路基材料采用的都是合格土石,认为其不发生固结,设置为非固结条件。砼刚性桩刚度大,密实度高,不考虑其作为竖向排水通道。有限元模型的边界条件设置见图 2 和图 3。

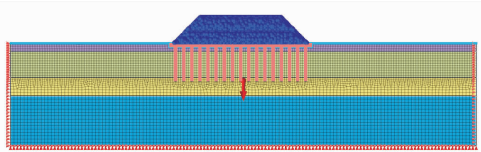


图 2 挤密砂桩加固路基边界模型

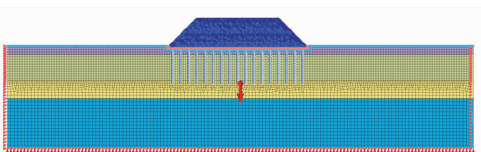


图 3 刚性桩加固路基边界模型

2.4 施工阶段模拟

模拟该软弱地基的处理过程,主要过程为初始应力状态自平衡(位移清零),激活地表排水条件→桩和垫层施工(位移清零),激活对应排水边界→第一层路基填筑(填土高 2 m)→第二层路基填筑(填土高 4 m)→第三层路基填筑(填土高 4 m)→静置 1 年。

3 有限元计算结果分析

3.1 超孔隙水压力

土体在受到上部荷载作用时,土中原有的水压力上升,增大的这部分水压力即为超孔隙水压力。超孔隙水压力的消散伴随着黏土的固结。静置 1 年后挤密砂桩和砼桩支护下填方路基孔隙水压力分别见图 4、图 5。

从图 4、图 5 可看出:填方路基填筑 1 年后,采用挤密砂桩加固的路基正下方软弱黏土层的超孔隙水压力已基本消散,仅在路基左右两侧存在较小的超孔隙水压力,且左右对称,最大超孔隙水压力为 4.8 kPa。采用砼桩加固的路基正下方软弱黏土层的

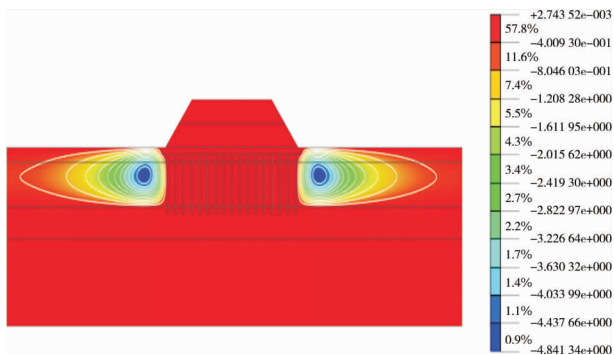


图4 挤密砂桩加固路基超孔隙水压力云图(单位:kPa)

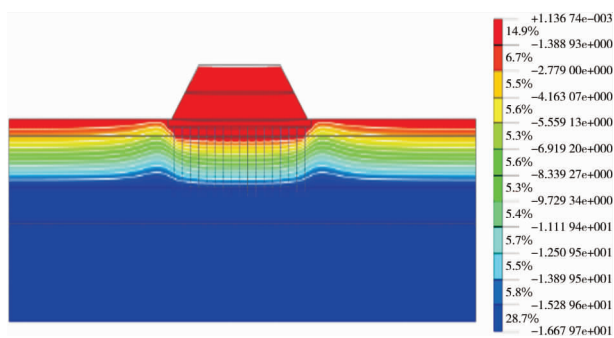


图5 桩加固路基超孔隙水压力云图(单位:kPa)

超孔隙水压力表现为明显的水平分布,最大超孔隙水压力为 16.7 kPa;地表以上为排水条件和非固结条件,其超孔隙水压力为零;自软黏土以下,超孔隙水压力逐渐增大。原因是黏土层中孔隙水受到上部填土荷载的作用产生超孔隙水压力,且由于黏土的渗透系数较差一直难以消散。说明土体的固结程度较低,在后期长时间汽车荷载作用下可能再次发生固结沉降,从而影响行车舒适性和安全性。

选取路基中心对应的原地面点,整理不同桩型支护下软弱路基的超孔隙水压力随时间的变化,结果见图 6、图 7。

从图 6 可看出:采用挤密砂桩加固软弱路基时,在回填路基土的过程中,软弱地基的超孔隙水压力急剧增大,填土完成后超孔隙水压力逐渐减小,施工 150d 左右超孔隙水压力逐渐减小至零,基本完成

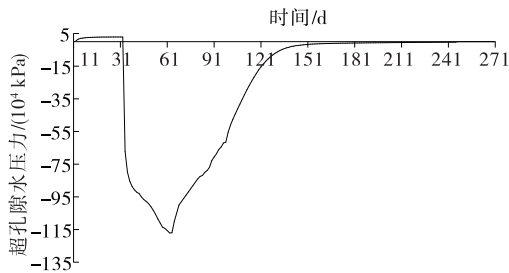


图6 挤密砂桩加固路基时间—超孔隙水压力变化曲线

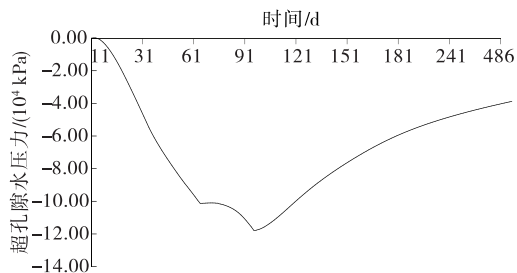


图7 桩加固路基时间—超孔隙水压力变化曲线

排水固结。从孔隙水压力减小速率来看,挤密砂桩不仅能起到承担上部荷载的作用,还能加速原有软弱路基的排水固结,提高软土的抗剪强度,从而提高复合地基的整体承载力。

从图 7 可看出:由于桩的渗透性较小,随着桩的施工,软弱路基的超孔隙水压力逐渐增大,填土完成时地基土的超孔隙水压力最大达到 12 kPa;之后随着时间的推移,超孔隙水压力逐步减小,静置 1 年后超孔隙水压力减小至 4 kPa 左右。采用桩加固软土时超孔隙水压力变化速率比采用挤密砂桩时小,这是因为刚性桩的渗透性较差,基本不能成为超孔隙水压力的排水通道,黏土和刚性桩形成的复合地基的渗透性较差。

3.2 沉降分析

不同桩体加固软弱路基的最终沉降见图 8、图 9。从图 8、图 9 可看出:采用挤密砂桩和桩对软弱路基进行加固,排水固结后,沉降均表现为路基中央较大,并向路基两侧递减的 U 形分布。采用挤密砂桩加固,路基的最大沉降约 13 cm;采用桩加固,路基最大沉降为 4.32 cm。刚性桩加固软弱路基的沉降值小于挤密砂桩加固软弱路基,这是因为桩的刚度比挤密砂桩大,且桩端嵌固在强风化泥质砂岩中,上部填方路堤荷载主要由桩承担,桩间土承受的荷载较小,其压缩沉降较小。另外,桩不能形成排水通道,黏土层的孔隙水压力不能及时排除,因而其固结沉降值较小。

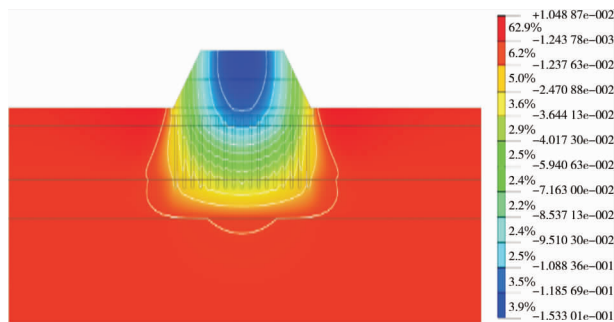


图8 挤密砂桩加固路基的最终沉降云图(单位:m)

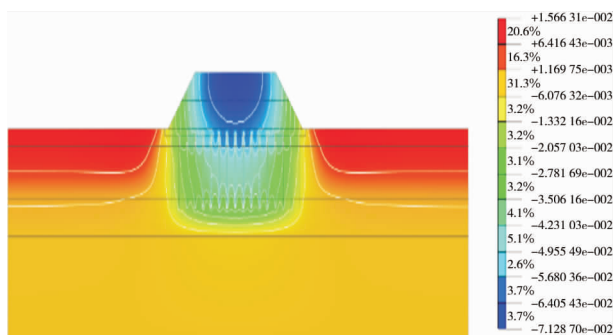


图9 桩桩加固路基的最终沉降云图(单位:m)

路基中央软弱地基地表位置的位移随时间的变化见图10、图11。从图10、图11可看出:1)由于不考虑桩基施工期间的沉降影响,0~31 d内竖向沉降为零;随着填方路基的施工,观测点的竖向沉降逐渐增大,并且在第一次回填和第二次回填时存在较明显的转折点。这是因为第二次回填施工后,上部土体的重力增大。2)2种桩型加固软弱路基的沉降规律基本一致。桩桩的总体沉降比挤密砂桩小,这是因为桩桩的刚度远大于挤密砂桩,承担了更多上部荷载,更多的是起到“桩基托底”的作用。2种方案的沉降都满足规范要求。挤密砂桩的最终沉降

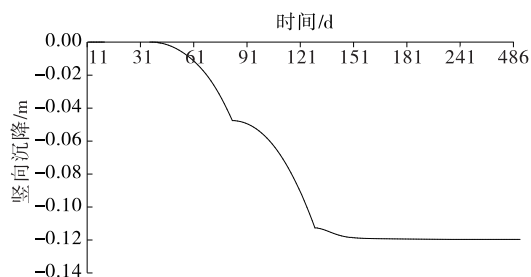


图10 挤密砂桩加固路基的时间—沉降曲线

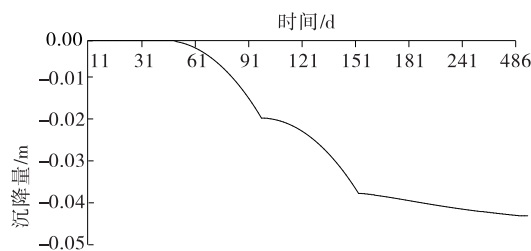


图11 桩桩加固路基的时间—沉降曲线

为12 cm左右,基本完成了软土的固结沉降,后期沉降不大,能满足通车运行要求。桩桩虽然总体沉降小,但沉降变化趋势较大,也存在一定的超孔隙水压力,通车后可能产生不均匀工后沉降,影响行车。

4 结论

(1) 采用挤密砂桩加固软弱路基能形成排水通道,超孔隙水压力的增大和减小速率都比桩桩加固软弱路基大。

(2) 采用挤密砂桩加固的软弱路基静置1年后,超孔隙水压力基本消散,完成了路基土的排水固结。采用桩桩加固的软弱路基仍存在一定超孔隙水压力。

(3) 挤密砂桩加固软弱路基的总沉降比桩桩加固软弱路基大,这与桩体刚度和软弱路基的排水固结沉降有关。

(4) 加固完成静置1年后,挤密砂桩加固软弱路基的沉降已基本稳定,而桩桩加固软弱路基在通车运营中还可能产生固结沉降,会对行车造成一定影响。

参考文献:

- [1] 徐永福,陈冠军.高速公路路基软土的特性及其处理方法比较[J].山西交通科技,1998(4):25—30.
- [2] 冯忠居,曹文海.软弱地基上高填方路堤沉降观测及数值分析[J].兰州理工大学学报,2013,39(2):126—129.
- [3] 唐建中,阎明礼,杨军,等.水泥粉煤灰碎石桩复合地基的工程特性[J].建筑科学,1991(1):28—30.
- [4] 徐毅,洪宝宁,符新军,等.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.
- [5] 谭新昱.水下挤密砂桩软基处理现场监测与沉降预测[D].长沙:长沙理工大学,2017.
- [6] 栾光日,王连俊,李懿,等.高速铁路站场宽路堤复合地基沉降特性分析[J].铁道学报,2014,36(10):95—101.

收稿日期:2021—08—23

(上接第55页)

(6):57—60.

- [15] 马勇,刘攀.不同降粘剂对沥青及其混合料性能的影响[J].广州化工,2020,48(18):55—57.
- [16] 孔令坤,李文凯.不同纤维沥青混合料性能研究[J].河南科学,2020,38(5):791—796.

- [17] 郑新,郑炳锋,高壮元,等.泡沫沥青黏温特性与混合料疲劳性能研究[J].江苏建筑职业技术学院学报(自然科学版),2021,21(1):29—32.
- [18] 周彦鑫,PR.P高模量沥青混合料的动态模量及疲劳性能研究[J].中外公路,2017,37(6):292—295.

收稿日期:2021—08—13