

碎石桩复合地基路堤滑移原因及处治效果分析

闵建刚¹, 蔡港旗²

(1. 云南省曲靖市交通工程质量安全监督站, 云南 曲靖 655000; 2. 长沙理工大学 土木工程学院)

摘要:以云南省 S11 曲靖至砚山公路曲靖(麒麟区)至师宗段工程土建二合同段 K13+290~K13+520 段软基路堤滑移为例,介绍碎石桩复合地基及其滑移情况,采用有限元法分析路堤填筑过程中路堤开裂、滑移原因,提出并采用坡脚抗滑桩加固。结果表明:碎石桩不能有效提高软土路基抗剪强度;右侧坡脚下部外侧含软塑状有机质土尖灭体加大路基右侧应变和沉降,碎石桩不足以抵抗水平位移,是碎石桩复合地基路堤沉降滑移原因;坡脚采用抗滑桩处治后,路堤总位移和塑性区发展范围显著减小,路基安全系数达到要求,路基整体稳定性得到提高,工程效果良好。

关键词:路基工程; 碎石桩复合地基; 抗滑桩; 有限元分析

中国疆域辽阔,局部存在着大量软弱地基。软弱地基上建设高速公路,工程中选用复合地基加固取得了显著的工程效果。但是,软基局部厚度不均匀或者顺向倾斜,导致路基沉陷滑移事故难以避免。例如,四川省广元至南充高速公路斜坡软基路堤施工期沉陷滑移,武汉城市圈环线高速公路先后采用粉喷桩和预应力管桩加固,均未能满足地基稳定性要求,施工期 2 次出现路基沉陷滑移。

软土强度低,压缩性高,有机质含量较大,填土荷载作用下,软土地基将产生较大变形,若不加固,或加固效果不好,将发生破坏。滑移是软土路基破坏形式之一,在路堤坡脚设置侧向约束桩(相当于抗滑桩),可以提高路基抗剪强度,防止剪切破坏。抗滑桩加固硬质岩土边坡研究成果较多。李树兴以二庄科北区滑坡治理为背景,比较施作抗滑桩前后土压力监测值、设计值和数值模拟值,综合评价滑坡治理效果;李华勇以某深基坑工程为背景,研究了抗滑桩位置对边坡安全系数的影响;张磊运用 BOTDR 分布式光纤感测技术对抗滑桩长期监测,基于检测数据反演分析抗滑桩内力,得到抗滑桩工作状态的特征值;李梅等运用数值模拟方法,在同一安全系数下,研究桩位、锚固深度、桩长对抗滑桩结构的影响,为抗滑桩结构的优化提供参考;张国信、李宁宁通过有限元分析抗滑桩变形情况,验证抗滑桩加固效果;王浩然通过离心模型试验发现抗滑桩

对含软弱夹层边坡的加固效果明显,且桩位在坡中的加固效果优于坡脚。近年来,抗滑桩加固软弱地基受到重视。蒋鑫建立数值模型,分析坡脚处抗滑桩可有效约束地基侧向位移,并讨论抗滑桩参数对变形和内力的影响;蒋鑫研究了土体重度、内摩擦角及黏聚力对桩身弯矩极值的影响权重,为碎石桩复合地基+抗滑桩联合加固斜坡软弱路基优化设计提供指导。

可见,单一抗滑桩研究很多,对于坡脚处抗滑桩协同加固滑移碎石桩复合地基研究很少。该文以云南省 S11 曲靖至砚山公路曲靖(麒麟区)至师宗段工程土建二合同段(简称麒师公路)K13+290~K13+520 段碎石桩复合地基路堤滑移破坏为工程背景,采用有限元法,分析其破坏机制,并采用坡脚抗滑桩加固该段软弱路基,分析其加固效果,为类似工程提供借鉴。

1 工程概况

1.1 地质条件

麒师公路位于云南省东部的曲靖市,经麒麟区、罗平县、师宗县三县(区),路线全长 104.622 km。采用一级公路标准建设,双向四车道,路基顶面宽 25.5 m,设计速度为 80 km/h。路线范围内 K13+290~K13+520、K14+520~K14+580、K15+330~K15+470 段软弱地基厚度大于 20 m,多为第四纪冲、洪积粉质

收稿日期:2021-03-12

基金项目:湖南省自然科学基金资助项目(编号:2020JJ4619);湖南省教育厅科学研究项目(编号:19A034)

作者简介:闵建刚,男,高级工程师, E-mail:859173439@qq.com

黏土,褐红色,受人工灌溉用水和季节性地表水浸泡后,呈软塑—可塑状,密度小,压缩性高,孔隙比大。

1.2 滑移前软基处理方案

根据路基填料种类、边坡高度和工程地质及水文地质条件,路堤边坡坡率设计为 1:1.5。采用碎石桩复合地基+50 cm 碎石垫层+5 层土工格栅加固软弱地基,碎石桩采用振动沉管法,桩长 15 m,桩径 0.5 m,桩中心间距 1.5 m,等边三角形布置,由里向外、间隔跳打,且在坡脚外缘扩大 1~2 排。

1.3 路堤施工及滑移情况

2020 年 10 月中旬,路堤开裂、滑移,差异沉降和滑移情况见表 1。其中,K15+330~K15+470 段路堤差异沉降约 150 cm,裂缝宽度约 40 cm,右侧坡脚挡土墙被推出约 1 m,坡脚农田隆起 50 cm,并沿路基纵向分布,滑移现场见图 1。

表 1 路堤开裂、滑移统计

路段	路堤高度/m	差异沉降/cm	开裂宽度/cm	坡脚隆起高度/cm
K13+290~ K13+520	8.8	50	30	50
K14+520~ K14+580	5.0	30	40	50
K15+330~ K15+470	10.5	150	40	50



(a) 路堤拉裂



(b) 坡脚隆起

图 1 K15+330~K15+470 路堤滑移现场

2 碎石桩复合地基滑移原因分析

2.1 地质条件核查

为了准确分析碎石桩复合地基滑移原因,在 K13+380 断面施工 3 个勘察孔,并在现场调查图 1 所示滑移情况,获得路堤拉裂和坡脚隆起的具体位置和尺寸。根据圆弧滑动破坏的基本原理作出滑动圆弧,揭示路堤和路基几何参数(图 2)。

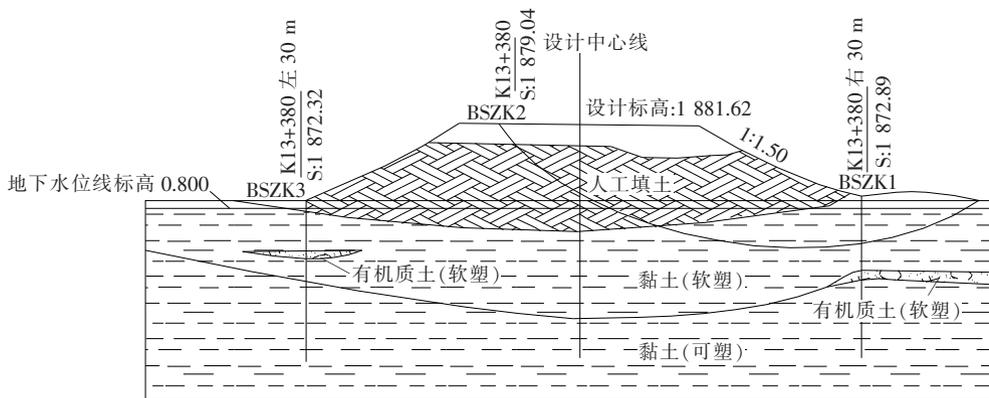


图 2 K13+380 路堤路基几何参数与地质条件(单位:m)

分析表明:

(1) 路堤实际填筑高度为 8.8 m,压实填土呈下凹形,路中厚度大,路肩厚度小。

(2) 路基为黏土,上层约 10 m 呈软塑状;下层呈可塑状,厚度大于 10 m;左侧坡脚下部含软塑状有机质土透镜体,右侧坡脚下部外侧含软塑状有机质土尖

灭体。

2.2 有限元模型及参数

根据现场地质勘查及路堤设计方案,确定路基横截面尺寸参数并建立数值模型如图 3 所示。地基总体分为两层,其中上部土层为饱和软黏土,左侧边缘深度 6 m,断面中心深度 13 m,右侧边缘深度 10 m。右侧

两土层之间含有 1 m 厚软弱夹层(图 3 中深黑色部分),模拟右侧坡脚下部外侧含软塑状有机质土尖灭体。有限元模型中,地基断面深度取为 30 m,宽度为 88 m,其中路堤顶部宽取 28 m(25.5 m+2.5 m 附属结构物),底部宽 58 m,根据边界效应,底部左右两侧各延 15 m。上部路堤填土高 10 m,路堤边缘放坡坡度为 1:1.5,根据设计方案和实际施工情况,路基共分为 5 阶段填筑,每阶段控制分层厚度。

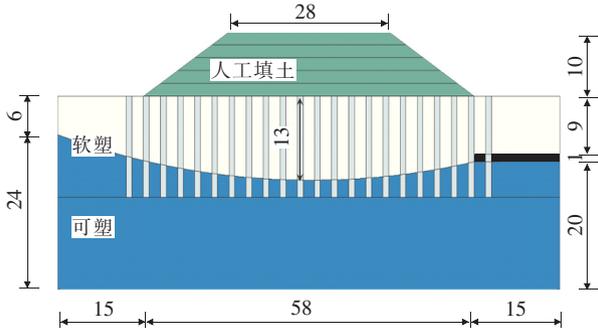


图 3 碎石桩加固有限元模型(单位:m)

根据麒师公路工程的实际地质资料得到的地基及路堤填土具体物理力学参数如表 2 所示。其余参数按照经验取值或者选择 Abaqus 的默认值。

表 2 土层物理力学参数

地层	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)	弹性模 量/MPa	泊松 比
上层(软塑 和软黏土)	17.2	10	3.6	20	0.42
软弱夹层	16.0	10	3.6	20	0.42
下层(可塑 和软黏土)	18.0	20	6.2	25	0.35

模型网格类型为 CPE4 单元,计算模型边界条件设置如下(其中 u 、 v 分别代表 X 、 Y 方向):

(1) 模型左右两侧边界约束 X 方向位移,取 $u = 0, v \neq 0$ 。

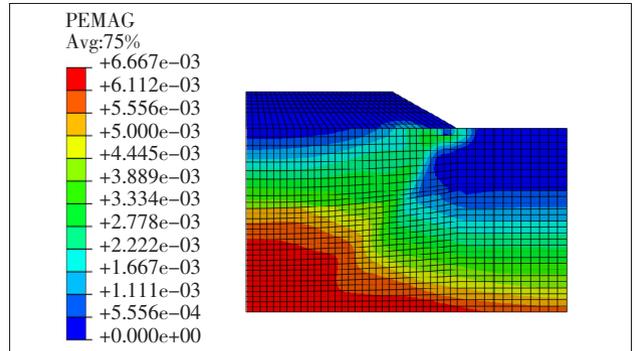
(2) 模型底部边界约束 X 、 Y 方向的位移,取 $u = 0, v = 0$ 。

2.3 模拟结果分析

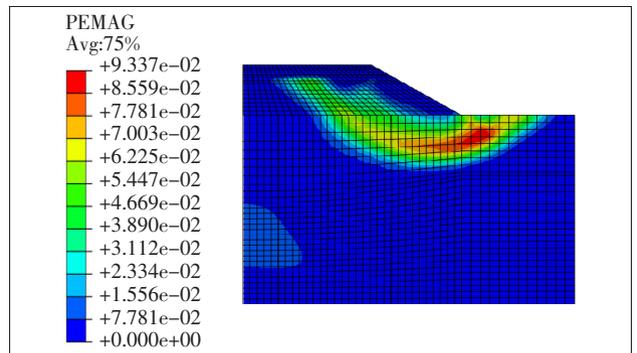
2.3.1 塑性区发展对比

图 4 为天然地基填筑第 2、3 阶段等效塑性应变云图。分析发现:路堤开始第 2 阶段填筑时[图 4(a)],坡脚已经开始出现部分塑性区,但是分布范围较小,路基并未出现明显的破坏。当第 2 阶段填筑完成(路堤

高度约为 4 m),从图 4(b)中可以看到一条明显的塑性滑裂带,滑裂带从填方路堤的坡脚贯通至路基中线,路堤出现明显滑裂破坏。



(a) 第 2 阶段开始填筑



(b) 第 3 阶段开始填筑

图 4 天然地基填筑等效塑性应变云图

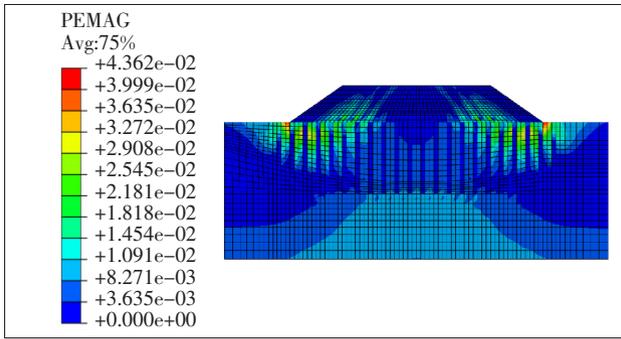
图 5 为采用碎石桩复合地基对软土区域进行加固后,路堤填筑后第 4、5 阶段等效塑性应变云图。分析发现:第 4 阶段填筑完成时(路堤高度为 8 m),路堤坡脚处地基开始出现塑性变形。由于碎石桩复合地基的加固作用,塑性区发育较为分散,断断续续;第 5 阶段填筑完成(路堤高度为 10 m),路堤范围内塑性区初步贯通,路堤土体发生较为明显整体剪切破坏。

进一步分析发现:

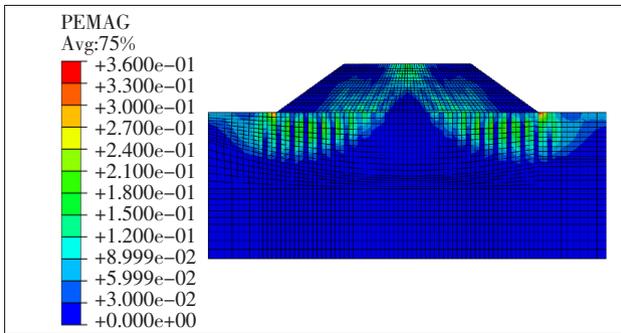
(1) 塑性区主要分布在路堤坡脚至路堤顶面三等分点圆弧滑动面范围内。

(2) 在碎石桩复合地基中部 1/3 加固范围内土体较为安全。

(3) 该项目设计桩长 15 m,贯穿上部软土层,并深入第二层地基土一定范围内,但从计算结果分析,碎石桩发挥加固作用在桩顶至 10 m 深度(大致为上层软弱地基)范围内,桩长增加,未能起到更好的加固作用,且结合图 5 分析,下层地基未发生明显破坏,桩长增加对软土地基加固效果有限。



(a) 第 4 阶段填筑完成(带状塑性区开始发育)



(b) 第 5 阶段填筑完成(塑性区发生贯通)

图 5 碎石桩复合地基路基填筑等效塑性应变云图

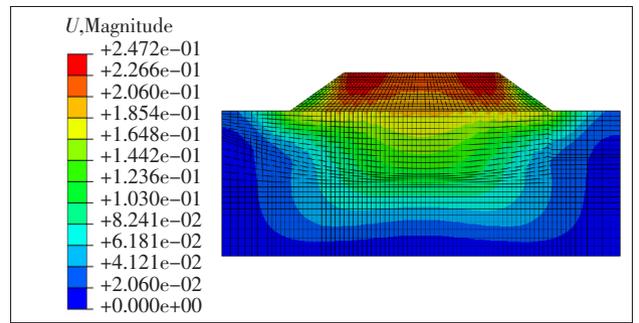
实际工程中,可根据实际地质条件,酌情减少路基中线一定范围内碎石桩布桩密度及数目,并考虑软土地基破坏范围,从而减少加固深度,降低工程造价。

2.3.2 位移对比

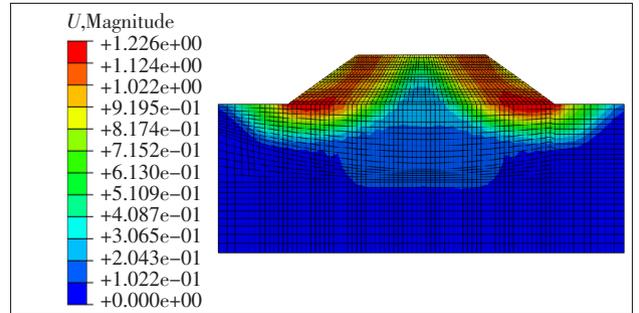
图 6 为碎石桩复合地基路基填筑过程位移云图。在第 4 阶段填筑完成时,路堤范围内位移等值线呈纺锤形分布,中间小两端大,最大为 24.72 cm,分布在坡顶距离线路中心两侧各 10~12 m 的范围内。在碎石桩复合地基范围内,位移云图呈 U 形分布,整体位移量较小,随着地基深度的增加,位移从 18 cm 减小至 10 cm 左右,碎石桩复合地基将加固范围内土体联结成整体,碎石桩加固效果较为明显。

当第 5 阶段填筑完成,由于发生整体剪切破坏,路堤范围内形成关于线路中线对称的塑性贯通区,路基最大位移为 1.226 m。由此可以看出:碎石桩复合地基对软弱土层加固作用明显,但是由于碎石桩抗剪能力较差,随着上部填土的不断增高,碎石桩复合地基不能有效抵抗土体剪切位移。

工程实际中,应注意考虑碎石桩复合地基抗剪能力的不足,采取碎石桩复合地基提高软弱土承载力,并适当增加刚性桩布置,提高路基抗剪能力,防止发生整体或局部剪切破坏。



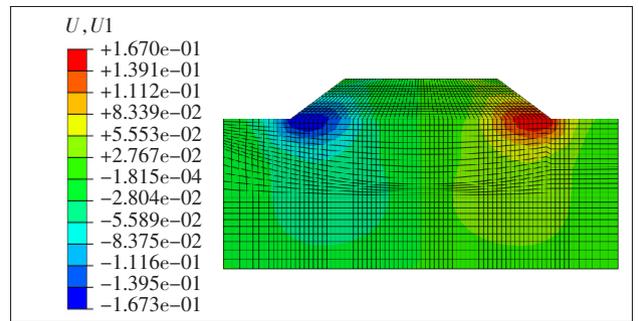
(a) 第 4 阶段填筑完成(最大 24.72 cm)



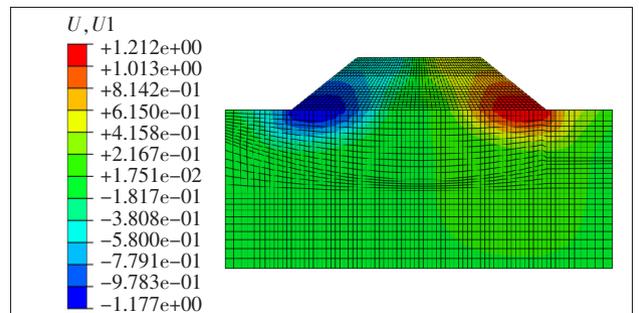
(b) 第 5 阶段填筑完成(最大 122.6 cm)

图 6 碎石桩复合地基路基填筑总位移云图(单位:m)

图 7 为碎石桩复合地基填筑完成后水平位移云图。分析发现,第 4 次填筑完成时[图 7(a)],填方路堤两侧坡脚分别产生背离线路中线的位移区,最大水



(a) 第 4 阶段填筑完成(坡脚最大 16.7 cm)



(b) 第 5 阶段填筑完成(坡脚最大 121.2 cm)

图 7 碎石桩复合地基路基填筑水平位移云图(单位:m)

平位移为 16.7 cm,已有初步水平滑动趋势。且图中并未看出碎石桩复合地基对地基土体水平位移产生明显的抵抗。由此可以看出:碎石桩复合地基主要加固方向为竖直向,对土体水平位移不能起到有效约束作用。当第 5 阶段填筑完成时[图 7(b)],坡脚处位移为 1.212 m,约为总位移最大值的 98%,与工程中路基填筑至 8.8 m 发生沉降开裂情况一致。说明土体剪切破坏最终体现为土体的水平滑动,碎石桩复合地基对水平位移约束效果较为有限。仅增加碎石桩桩长,工程意义不大。

实际工程中,在路堤荷载作用下,需要考虑采取更为有效的抵抗水平位移的措施,如采用钢筋混凝土抗滑桩、倾斜桩或斜一直组合桩约束土体侧向位移,才能更为有效防止路基破坏。

2.4 路基沉降原因分析

数值模拟结果与工程滑移现场情况表明:路基沉降滑移原因主要为右侧坡脚下部外侧含软塑状有机质土尖灭体加大路基右侧应变和沉降、碎石桩不足以抵抗水平位移。

3 滑移处治方案与效果分析

分析可知,在原有碎石桩复合地基加固方案的基础上应增设有效增强土体抗剪强度的措施,防止路基整体滑移破坏,增强路基整体稳定性。抗滑桩是治理边坡失稳的常用方式之一。在路堤坡脚设计一排钢筋混凝土抗滑方桩,尺寸为 2 m×2.5 m,桩长 20 m,桩间距为 5 m,建立碎石桩复合地基+抗滑桩有限元计算模型并在路堤坡面选取观测点(图 8)。

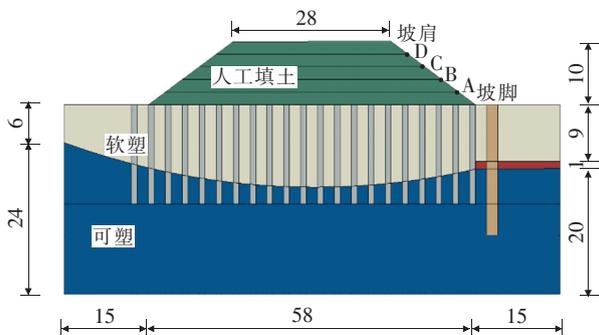


图 8 碎石桩复合地基+抗滑桩联合加固布置图(单位:m)

3.1 路基边坡总位移变化

各观测点水平位移变化情况见图 9。图 9 表明:水平位移随上部填土荷载的增大而增大,随离坡脚距离增大而减小。最大值出现在坡脚,由碎石桩复合地

基的 1.212 m 减小至“碎石桩复合地基+抗滑桩”的 0.452 m,抗滑桩明显限制了地基的水平位移。

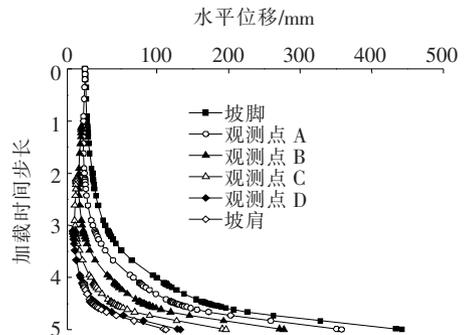


图 9 各观测点水平位移变化规律

(注:加载时间步长 1~5 分别表示第 1~5 层填筑完成)

图 10 为碎石桩复合地基+抗滑桩联合加固塑性应变云图,通过与图 5 对比可以发现:抗滑桩极大限制了塑性区的发展,阻止土体内部形成贯通塑性破坏带,仅在坡脚内存在小范围塑性区,提高了路基上部稳定性。

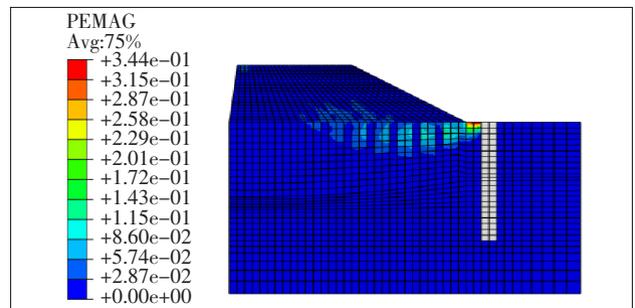


图 10 碎石桩复合地基+抗滑桩联合加固塑性应变云图

3.2 抗滑桩分析

抗滑桩施工后,于 2021 年 1 月 23 日至 2021 年 3 月 5 日共进行 5 次桩顶水平位移观测,抽取 11 根桩进行观测,累计水平位移最大值为 42.7 mm。前期因滑坡体下滑产生的推力存在,抗滑桩桩顶水平位移值增大,随后滑坡体逐渐稳定,边坡稳定性提高,所产生的推力减小,桩顶水平位移趋稳。

图 11 显示抗滑桩水平位移变化规律。分析表明,桩身水平位移与上部填土荷载呈正相关,抗滑桩桩顶为水平位移最大值处。路堤填筑至 4 m 时,抗滑桩水平位移变化很小,直到第 3 阶段路堤填筑水平位移较明显。第 4 阶段填筑后,即处治前碎石桩复合地基发生破坏阶段,水平位移增幅最大。路基填筑完成后,水平位移变化趋于稳定,桩顶最终水平位移为 49.6 mm,与工程观测数据偏差 16.1%,这是因为数值模拟未考虑孔隙水消散作用,实际工程中孔隙水压力下降,有效应力增大,土体抗剪强度增加,作用在抗滑桩的推力减小,位移减小。

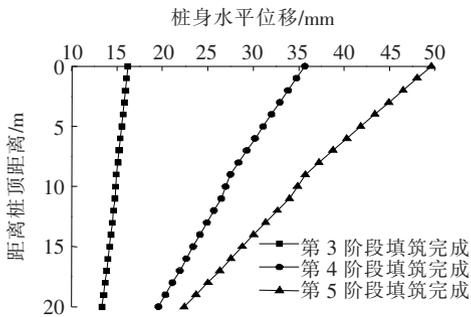


图 11 抗滑桩水平位移变化规律

图 12 为路堤全部填筑完成后桩身弯矩图。分析表明:桩身弯矩变化呈上下小、中部大规律,随深度的变化曲线呈“>”形,弯矩峰值在桩身中部。

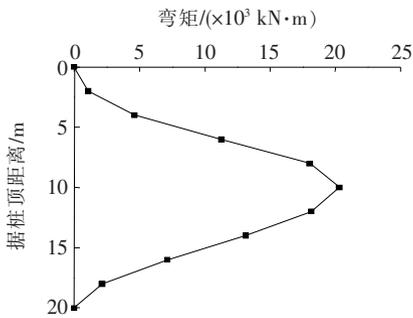


图 12 路堤填筑完成后桩身弯矩图

3.3 稳定性分析

根据数值计算收敛与否作为评价坡体是否达到临界破坏(图 13),从而确定边坡稳定安全系数 F_s 。未进行加固时 $F_s = 0.58$;碎石桩加固形成复合地基时 $F_s = 0.96$;碎石桩复合地基+抗滑桩联合加固时 $F_s = 1.2$,符合规范要求。麒师高速公路施工抗滑桩后该段路堤无变形趋势,表明碎石桩复合地基+抗滑桩联合加固后的软基路堤稳定性良好。

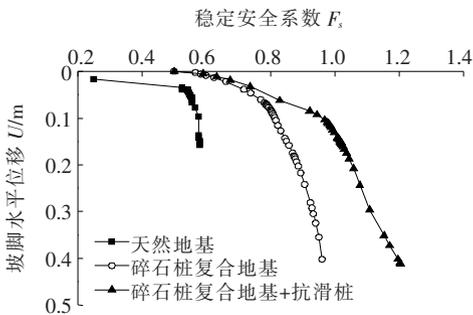


图 13 F_s 随坡脚水平位移的变化关系

4 结论

以云南省麒师公路软基路段滑移工程为例,建立

有限元模型,分析了碎石桩复合地基加固后路堤填筑过程中路堤开裂、滑移的原因,提出并采用碎石桩复合地基+抗滑桩对边坡路基联合加固,地基水平位移明显减小,路基稳定。

(1) 数值模拟结果与工程滑移现场情况表明,路基沉降滑移原因是,右侧坡脚下部外侧含软塑状有机质土尖灭体加大路基右侧应变和沉降、碎石桩不足以抵抗水平位移。

(2) 碎石桩不能有效提高软土路基抗剪强度,加固局部不均匀软基时应特别谨慎。

(3) 碎石桩复合地基+抗滑桩联合加固不均匀软土地基,效果显著。

参考文献:

- [1] 董志勇,周国玲,顾双春. CFG 桩在高速公路软基路堤滑坡处理中的应用[J]. 中外公路, 2015(3).
- [2] 周德泉,周果子. 一种加固倾斜软基的组合型复合地基: 中国, ZL201621328014. 7[P]. 2017-04-27.
- [3] 李树兴,冉志武,宋飞. 抗滑桩加固效果评价——以二庄科北区滑坡治理工程为例[J]. 甘肃科学学报, 2021(2).
- [4] 李华勇,王志鹏. 软弱夹层边坡抗滑稳定分析与抗滑桩桩位选择[J]. 水运工程, 2021(9).
- [5] 张磊,施斌,张丹,等. 基于 BOTDR 的滑坡抗滑桩工作状态评价及分析[J]. 工程地质学报, 2019(6).
- [6] 李梅,刘校,邹蓓,等. 桩位变化对抗滑桩设计优化的研究[J]. 武汉理工大学学报, 2013(11).
- [7] 张国信,陈豫津,王谦,等. 边坡抗滑桩加固的三维有限元计算[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2020(9).
- [8] 李宁宁. 预应力锚索抗滑桩加固边坡数值分析[J]. 甘肃科学学报, 2018(5).
- [9] 王浩然. 抗滑桩加固含软弱夹层路堤边坡稳定性分析[J]. 路基工程, 2017(3).
- [10] 蒋鑫,刘晋南,黄明星,等. 抗滑桩加固斜坡软弱地基路堤的数值模拟[J]. 岩土力学, 2012(4).
- [11] 蒋鑫,梁多伟,刘晋南,等. 碎石桩与抗滑桩联合加固斜坡软弱地基路堤的工作机理分析[J]. 铁道学报, 2015(12).
- [12] 周德泉,冯晨曦,肖灿,等. 倾斜软基上斜直桩组合结构单侧受力破坏模式试验[J]. 中国公路学报, 2021(7).
- [13] 周德泉,黎冬志,冯晨曦,等. 路堤重复加卸载下坡脚倾斜摩擦桩变位规律试验研究[J]. 中外公路, 2019(1).
- [14] 周德泉,肖灿,冯晨曦,等. 侧向堆载下斜桩长度影响斜一直双排桩受力响应试验研究[J]. 公路交通科技, 2021(2).