

DOI: 10.20035/j.issn.1671-2668.2024.04.013

引用格式: 马宏斌. 傍山软基填方路基边坡稳定性模拟分析[J]. 公路与汽运, 2024, 40(4): 56-59.

Citation: MA Hongbin. Simulation analysis of stability of filling roadbed on soft foundation near mountain[J]. Highways &amp; Automotive Applications, 2024, 40(4): 56-59.

# 傍山软基填方路基边坡稳定性模拟分析

马宏斌

(山西交通控股集团有限公司 运城高速公路分公司, 山西 运城 044099)

**摘要:** 为分析傍山软基填方路基边坡的稳定性, 分析路堤加固方案的合理性, 利用有限元模拟方法, 对比分析路堤未加固和采用预应力锚索抗滑桩加固后地基沉降和边坡安全系数。结果显示, 采用预应力锚索抗滑桩加固后, 地基沉降、地面隆起量、地基深层水平位移和路堤边坡安全系数均得到明显提升, 路堤边坡稳定, 预应力锚索抗滑桩加固路堤方案可行。

**关键词:** 公路; 边坡; 填方路基; 傍山软基; 稳定性; 沉降

中图分类号: U416.14

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2024)04-0056-04

在软土地基上填筑路堤很容易产生不均匀沉降<sup>[1]</sup>, 必须采取有效措施进行加固处理。路堤高度越大, 自质量荷载越大, 会增大软土地基的变形, 影响填方路基的稳定性<sup>[2]</sup>。傍山软土地基的地质情况更复杂, 建设难度大, 路堤填筑前应做好软土地基加固和傍山侧处理, 填筑过程中控制压实质量, 尽可能降低路堤变形, 必要时对路堤地基进行加固处理, 降低路堤工后变形, 防止路堤产生失稳破坏<sup>[3-5]</sup>。另外, 傍山软土路堤靠山体一侧地基稳定性较好, 而软基一侧承载力低, 两侧差异较大, 必须做好软硬交界处的变形处理<sup>[6-7]</sup>。本文结合某高速公路傍山软基填方路堤边坡施工, 根据现场情况制定地基处治方案, 采取措施进行路堤加固, 并采用有限元软件对路堤加固前后地基顶面沉降、地面隆起量、深层水平位移和边坡安全系数进行对比分析, 分析地基与路堤加固方案的合理性及加固后边坡的稳定性。

## 1 工程概况

某高速公路 K11+840—K12+030 段为傍山软土路基, 路基最大填方高度为 16 m。路堤右侧位于山坡上, 地基承载力较高, 左侧位于软土地基上, 地基上部覆盖流塑状软土, 下伏全风化灰岩, 承载力与傍山侧地基相差较大, 拟采用水泥搅拌桩进行加固。软土地基土层自上而下分别为粉质黏土、淤泥质土、全风化灰岩、强风化灰岩(见图 1), 其中淤泥质土含水量高, 呈流塑状, 压缩系数大, 稳定性差。

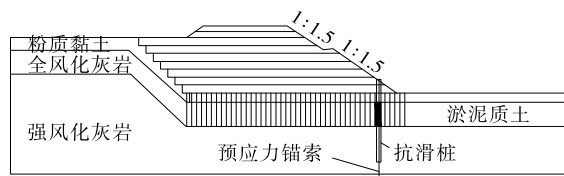


图1 路堤断面示意图

软土层最大厚度为 6.7 m, 水泥搅拌桩最大长度为 8 m, 嵌入下部持力层不少于 1 m, 持力层为下伏全风化灰岩。水泥搅拌桩桩径为 0.5 m, 桩间距为 1.2 m, 采用梅花形布置。软土层中含有大量碎石, 为控制地基不均匀沉降, 水泥搅拌桩处治后在桩顶铺设碎石垫层, 在路堤填筑过程中分层铺设土工格栅, 控制路堤变形。另外, 根据验算结果, 路堤填筑过程中软土地基一侧存在滑坡风险, 采用预应力锚索抗滑桩对路堤进行加固, 提高路堤边坡的稳定性。加固方案如下: 抗滑桩采用 C35 钻孔灌注桩, 设计桩径为 1.5 m, 桩长为 16 m, 嵌入岩层深度为 5 m; 抗滑桩设置在软土地基一侧边坡坡脚, 间距为 4.0 m, 桩顶设置冠梁相连; 抗滑桩施工过程中预留直径为 150 mm 锚索孔, 锚索总长度为 25 m, 其中锚固段长度为 10 m, 每根桩布置一根锚索, 锚索进入下层中风化岩层的深度不小于 1 m。

## 2 建立计算模型

### 2.1 计算参数选取

傍山软基填方路堤本构模型采用摩尔-库仑模

型<sup>[8-10]</sup>,通过分析路堤变形确定边坡的稳定性,验证  施工方案的可行性。各土层计算参数见表 1。

表 1  各土层计算参数

| 土层    | 重度/(kN·m <sup>-3</sup> ) | 黏聚力/kPa | 内摩擦角/(°) | 弹性模量/MPa | 泊松比  | 强度指标   |
|-------|--------------------------|---------|----------|----------|------|--------|
| 填土    | 18.5                     | 19.5    | 26       | 25.8     | 0.31 | 固结排水   |
| 粉质黏土  | 19.5                     | 24.5    | 31       | 25.2     | 0.31 | 固结排水   |
| 淤泥质土  | 17.5                     | 16.5    | 2        | 3.6      | 0.31 | 不固结不排水 |
| 全风化灰岩 | 20.5                     | 29.0    | 32       | 45.0     | 0.34 | 固结不排水  |
| 强风化灰岩 | 22.0                     | 20.5    | 32       | 60.0     | 0.34 | —      |

水泥搅拌桩、土工格栅和抗滑桩均采用梁单元模拟,回弹模量分别取 100 MPa、10 MPa、200 000 MPa;预应力锚索锚固段和自由段分别采用梁单元、杆单元模拟,弹性模量均取 200 000 MPa。

2.2  计算模型

对路堤边坡稳定性进行分析时,地基的计算区域越大,计算结果越准确,但会增加计算量<sup>[11]</sup>。为减少计算量,节约计算时间,地基计算深度取填方高度的 2~3 倍。以 K11+920 断面为研究对象,填方高度为 16 m,地基计算深度取 30 m,路堤坡脚向两侧延伸的长度为 30 m。

路堤模型边界约束条件为底部水平位移和竖向位移均约束,两侧水平位移约束,顶部自由。为保证计算结果准确,模型网格划分时对路堤和地基部分进行适当加密。K11+920 断面计算模型见图 2。

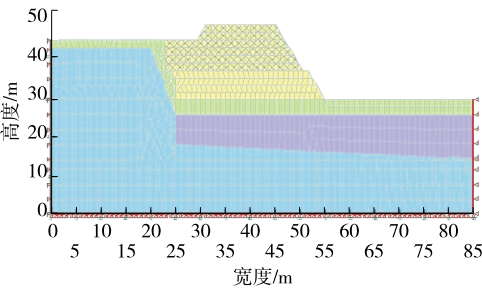


图 2  K11+920 断面计算模型

2.3  加载方案

采取分步加载方式,模拟路堤填筑过程,每填筑 2 m 作为一次加载。先建立初始应力场,为后续路堤应力和应变计算提供基准;然后分层加载,在充分考虑土体内部应力和孔隙水压力消散的情况下确定加载步长。分两种情况进行加载:一是采用水泥搅拌桩处治地基,不进行路堤加固;二是采用水泥搅拌桩处治地基后,采用预应力锚索抗滑桩对路堤进行

加固。

3  傍山软基路堤边坡稳定性分析

3.1  地基沉降对比分析

为分析软土地基加固效果,在路堤填筑过程中对地基顶面沉降进行计算。两种情况下 K11+920 断面路基中心线位置和软基一侧路肩位置的沉降计算结果见图 3。

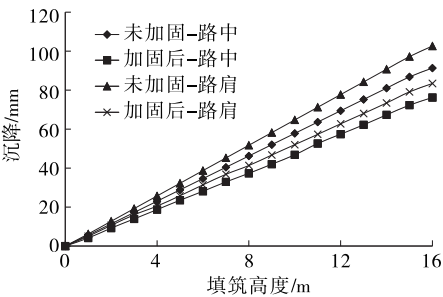


图 3  路堤加固前后地基沉降对比分析

由图 3 可知:随着路堤填筑高度的增加,地基沉降增大,软基一侧路肩位置沉降量较大,路堤加固后沉降略低于未加固时。在路堤未加固的情况下,随着路堤填筑高度的增加,地基沉降量大体呈线性增加,路基中心线位置和软基一侧路肩位置的最终沉降量分别为 91.3 mm、102.6 mm,总体沉降量不大。加固后地基顶面沉降同样大体呈线性增加,填筑完成后路基中心线位置和软基一侧路肩位置的最终沉降量分别为 76.2 mm、83.4 mm,明显低于路堤未加固时。软土地基采用水泥搅拌桩处治可有效降低路堤填筑过程中的沉降,采用预应力锚索抗滑桩加固路堤后地基顶面沉降量有所下降,说明加固方案合理,可进一步控制地基沉降,提高地基的稳定性。

3.2  地面隆起量对比分析

为分析路堤填筑过程中路基的变形,对软基一侧路堤坡脚位置地面隆起量进行计算,两种情况下

地面隆起量计算结果见图 4。

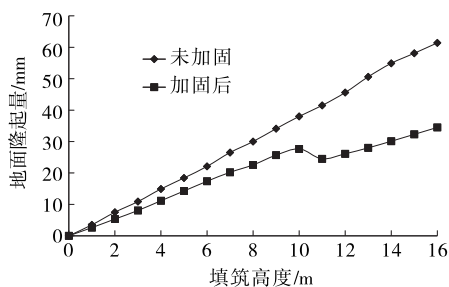


图 4 路堤加固前后地面隆起量对比分析

由图 4 可知:随着路堤填筑高度的增加,地面隆起量增大,但路堤加固后隆起量增大幅度明显下降,说明预应力锚索抗滑桩可有效控制路基变形。在路堤未加固的情况下,地面隆起量大体呈线性上升,路堤填筑高度为 16 m 时隆起量为 61.4 mm。路堤加固后,地面隆起量得到有效控制,填筑高度为 16 m 时隆起量为 34.5 mm,比未加固时下降 43.8%,说明预应力锚索抗滑桩加固路堤有效控制了路基的水平位移,提高了路堤边坡的稳定性。

### 3.3 地基水平位移对比分析

该路堤两侧地质情况相差较大,容易产生较大水平位移,破坏路堤边坡的稳定性。在路堤填筑过程中对不同深度地基水平位移进行计算,两种情况下地基深层水平位移见图 5。

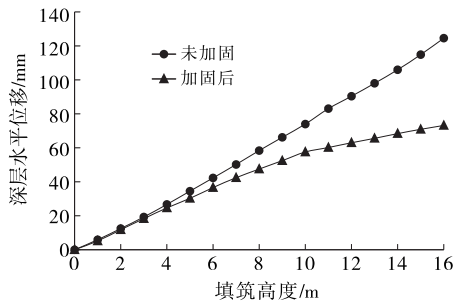


图 5 路堤加固前后地基深层水平位移对比分析

由图 5 可知:随着路堤填筑高度的增加,地基最大水平位移增大,但在路堤加固后最大水平位移明显下降。在路堤未加固的情况下,地基深层水平位移随路堤填筑高度的增加而增大,填筑高度达到 10 m 时,最大水平位移骤增,边坡处于不稳定状态,最大水平位移出现在深度 2 m 左右处(见图 6),最大值为 124.6 mm。路堤加固后深层水平位移明显下降,且后期路堤填筑施工中增加幅度明显下降。加固后深层水平位移最大值也出现在深度 2 m 处,填筑完成时水平位移最大值为 73.2 mm,比未加固

时下降 41.3%,说明采用预应力锚索抗滑桩加固后边坡稳定性得到明显提升。

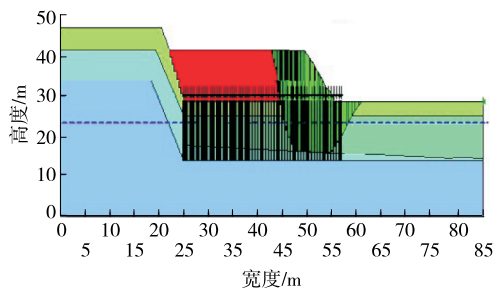


图 6 填高 10 m 时路堤滑动面

### 3.4 路堤边坡安全系数对比分析

采用简化 Bishop 法分别计算两种情况下不同路堤填筑高度时路堤边坡的安全系数。根据 JTG D30—2015《公路路基设计规范》,路堤边坡安全系数按不小于 1.20 考虑,填筑高度 5 m 以下时安全系数均高于 4.0。填筑高度 6 m 以上时边坡安全系数见图 7。

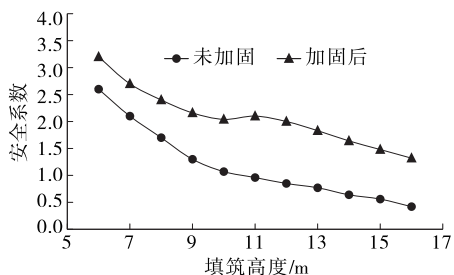


图 7 路堤加固前后边坡安全系数对比

由图 7 可知:路堤填筑高度超过 10 m 时,未加固路堤的安全系数下降到 1.07,路堤边坡处于不稳定状态;加固后路堤处于稳定状态。在地基加固后进行路堤填筑,由于路堤两侧地地质情况相差较大,在没有进行路堤加固的情况下软基一侧边坡稳定性随路堤填筑高度的增加而下降,路堤填筑高度达到 10 m 时,边坡安全系数下降到 1.2 以下,边坡处于不稳定状态,若不进行路堤加固,边坡存在滑塌风险。采用预应力锚索抗滑桩加固后,路堤边坡安全系数小幅度上升,填方高度达到最大 16 m 时,安全系数为 1.32,大于设计要求的 1.20,边坡稳定。

## 4 结论

本文以傍山软基填方路堤施工为研究背景,对路堤未加固和加固时地基沉降、地面隆起量、地基深层水平位移和路堤边坡安全系数进行对比分析,分

析路堤加固方案的合理性,结论如下:

(1) 未加固情况下路堤填筑高度达到 10 m 时边坡安全系数低于 1.20,再进一步填筑路堤存在滑塌风险,而加固后路堤稳定性好,说明有必要进行路堤加固。

(2) 随着路堤填筑高度的增加,地基顶面沉降大体呈线性增加,路堤加固后地基顶面沉降有一定下降,说明路堤加固可进一步提升地基的稳定性,控制路堤变形。

(3) 与加固前相比,路堤加固后地面隆起量下降 43.8%,说明采用预应力锚索加固路堤可有效控制路基水平位移,提高路堤边坡的稳定性。

(4) 路堤加固前后深层水平位移均出现在地基以下深度 2 m 处,加固后深层水平位移下降 41.3%,加固后深层水平位移得到有效控制。

(5) 采用预应力锚索抗滑桩加固路堤后地基和路堤变形均得到有效控制,路堤边坡稳定性提升,该加固方案合理可行。

#### 参考文献:

- [1] 赵锡灿.公路高陡边坡施工稳定性动态监测研究[J].公路与汽运,2022(3):65-68.
- [2] 吴加红,赵强,李斯涛,等.开挖与降雨作用下公路边坡

的稳定性分析[J].公路与汽运,2021(6):83-87.

- [3] 刘维娟,程谔,张朔.云临高速桥改路路基堑边坡与填方路堤稳定性评价[J].水利与建筑工程学报,2021,19(4):125-130+143.
- [4] 吴佳顺,朱云升,张文权.高液限红粘土高填方路堤稳定性及变形特性研究[J].公路交通科技(应用技术版),2020,16(5):6-11.
- [5] 方东,谢荣凯,鞠舸,等.山区坡体渣场对超高填方路堤稳定性影响探究[J].山西建筑,2020,46(3):58-60.
- [6] 顾中华.库岸高填方路堤稳定性渗流耦合数值分析[J].福建建筑,2019(11):85-89.
- [7] 戴俊涛.傍山软基高填方路堤稳定性及路基沉降分析[D].泉州:华侨大学,2013.
- [8] 杜英亮.软基高填方路堤稳定性影响因素分析及对策[J].四川水泥,2022(10):215-217.
- [9] 漆稳.软基高填方公路路堤变形破裂机理及变形预测研究:以达陕高速公路 K128+900—K129+400 段为例[D].成都:成都理工大学,2013.
- [10] 周禹熹.软弱地基对某斜坡填方路堤稳定性影响分析[J].四川建材,2019,45(2):79-81.
- [11] 郭力群,戴俊涛,陈亚军,等.傍山软基高填方路堤边坡稳定性及加固效果分析[J].郑州轻工业学院学报(自然科学版),2013,28(3):89-93.

收稿日期:2023-11-06

\*\*\*\*\*  
(上接第 55 页)

- [7] 穆保岗,李旭,龚维明,等.水平荷载长期作用下沉井变位特性的模型试验研究[J].岩土工程学报,2017,39(8):1388-1397.
- [8] 李明治.软黏土中深埋矩形基础极限承载力探索[J].结构工程师,2019,35(6):195-201.
- [9] 刘逸飞,王琛.岩溶区桥梁基桩水平承载特性及影响因素分析[J].公路与汽运,2022(6):104-108.
- [10] 李华奎.水平荷载作用下软土地基上桶形基础承载力分析[J].土工基础,2011,25(2):65-68.
- [11] 周健,张刚,曾庆有.主动侧向受荷桩模型试验与颗粒流数值模拟研究[J].岩土工程学报,2007,29(5):650-656.
- [12] 周健,亓宾,曾庆有.被动侧向受荷桩模型试验及颗粒流数值模拟研究[J].岩土工程学报,2007,29(10):1449-1454.
- [13] 刘梅梅,杨敏,王海军.陆上风力机圆形扩展基础基底反力及冲切特性研究[J].太阳能学报,2015,36(5):

1130-1135.

- [14] 张中辉.不同因素对浅基础地基破坏的影响研究[D].北京:北京交通大学,2016.
- [15] 金青,崔新壮,刘正银.刚性桩横向承载力数值分析[J].岩土力学,2006,27(增刊 2):814-817.
- [16] 水利部水利水电规划设计总院,南京水利科学研究所.土工试验方法标准:GB/T 50123—2019[S].北京:中国计划出版社,2019.
- [17] 王春.交通标志牌风荷载的计算分析比较[J].中国市政工程,2015(2):80-83+123.
- [18] 武科.滩海吸力式桶形基础承载力特性研究[D].大连:大连理工大学,2007.
- [19] 黄虎刚.动力锥贯入仪用于路基压实质量检测的适用性分析[J].公路与汽运,2022(4):68-71.
- [20] 成正伟,高启聚.不同压实度下路基土抗剪强度参数和 CBR 试验研究[J].路基工程,2022(5):70-75.

收稿日期:2023-02-01