

基于有限元和角位移场的深挖路堑稳定性分析

董舒静,赵瑜隆*,展玉华,吴国华,马文龙

山东交通学院交通土建工程学院,山东 济南 250357

摘要:为保证公路深挖路堑的稳定性,测试风化岩石土的无侧限抗压强度、堆积密度、毛体积密度、颗粒级配与压碎值,采用有限元软件 ABAQUS 模拟边坡稳定性,分析深挖路堑的变形影响因素,采用切片法布设角位移传感器监测路堑变形,根据监测数据建立角位移场。结果表明:边坡失稳破坏可分为初始变形阶段、匀速变形阶段、临滑阶段 3 个阶段;第二横断面坡脚出现塑性应变区,随时间增加出现裂缝,坡脚抗滑能力下降,中下部岩石土向下运动,坡脚塑性区域缓慢向上扩展,运动一段时间后,边坡上部出现塑性区,下部塑性区迅速蔓延,直至贯通坡顶发生失稳破坏;第三横断面坡顶易开裂,其余传感器监测角速度变化趋势及变化原因与第二横断面基本一致;角位移场深红色区域角位移最大,变形最显著,应在此位置放置传感器,以便及早预警。

关键词:路堑;稳定性;有限元分析;角位移场

中图分类号:U416.1⁺3

文献标志码:A

文章编号:1672-0032(2025)02-0057-08

引用格式:董舒静,赵瑜隆,展玉华,等. 基于有限元和角位移场的深挖路堑稳定性分析[J]. 山东交通学院学报,2025,33(2):57-64.

DONG Shujing,ZHAO Yulong,ZHAN Yuhua,et al. Stability analysis of deep excavation trenches based on finite element method and angular displacement field[J]. Journal of Shandong Jiaotong University,2025,33(2):57-64.

0 引言

边坡是地质灾害中常见且危害性较大的自然地形,边坡稳定性一直备受关注^[1]。随着道路建设发展及气候变化,边坡存在变形失稳风险,给国家财产和人民生命安全带来巨大危害,合理的监测技术是预防和治理边坡失稳的关键^[2-3]。

分析边坡稳定性主要有确定性分析法和非确定性分析法,现有研究大多采用确定性分析法中的定量分析法分析边坡的变化规律。Tu 等^[4]提出几种基于能量变化的新边坡破坏标准,分析能量变化与边坡破坏间的关系,根据能量的实质性变化制定新的边坡破坏标准图表。李帆等^[5]采用有限元法对黄土路堑边坡进行数值模拟和稳定性分析,计算岩、土体内部节理、裂隙参数。龚峻松等^[6]采用极限平衡法和有限元法对比分析深挖路堑边坡在施工过程中各工况下的安全系数和位移场。丘有贵^[7]为确保深挖路堑边坡施工过程中的边坡稳定性,采用有限元强度折减法建立三维边坡模型,分析不同施工工序下深挖路堑边坡施工全过程的稳定性。采用数值模拟方法分析边坡稳定性已较成熟,但对土体内部的变形监测较少。白义如等^[8-9]采用散斑互相关关注法测试位移,采集模型表面变形前后的散斑场,通过数字图像处理

收稿日期:2024-07-04

基金项目:山东省自然科学基金项目(ZR2020QE274);山东省重点研发计划项目(2020RKB01602);山东省交通运输厅科技计划项目(2022B102,2023B92-01,2023B25);新型道路材料国家工程研究中心开放课题(202400000114)

第一作者简介:董舒静(1998—),女,河北张家口人,硕士研究生,主要研究方向为交通基础设施建设,E-mail:2291715089@qq.com。

***通信作者简介:**赵瑜隆(1985—),男,山东菏泽人,副教授,硕士研究生导师,工学博士,主要研究方向为高性能路面材料、BIM 技术与智能施工技术,E-mail:zhylong09@126.com。

技术求全场位移,若产生裂纹,散斑场遭到破坏则图像处理较困难。周拥军等^[10]采用数字近景摄影测量方法测量边坡的位移场,适用于精度要求不高(毫米或亚毫米级)的模型试验。张嘎等^[11]采用离心场非接触位移测量方法建立边坡位移场,只监测部分离散点的位移,测量精度较低,易扰动边坡土体。采用传统测量方法监测变形时,需分别处理平面位移和垂直位移,监测的点位和时间也可能不一致,建立的位移场也不能反应边坡内部空间的变形特征,工作量增大,变形分析的难度增大,费时费力,很难达到理想的预测效果。

本文采用角位移监测方式,通过埋置小型陀螺仪角度传感器实现边坡监测点位的全覆盖,实时反映坡体内部变形特征,建立角位移场,准确划分边坡的开裂范围以及准确反映边坡的实时变化,以期提高深挖路堑的稳定性。

1 风化岩石土室内试验

选取济潍高速工程施工十标段 K135+995.4—K136+773.6 左侧深挖路堑区为研究对象,最大坡高 48 m,路堑土层结构如图 1 所示。风化岩石土原始级配曲线如图 2 所示。

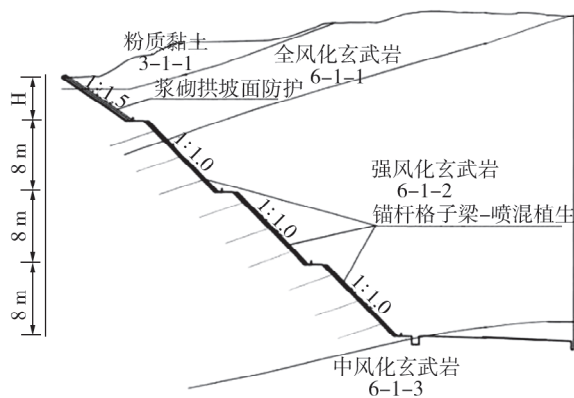


图1 路堑土层结构图

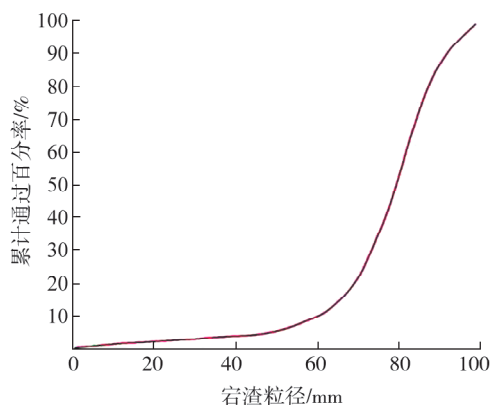


图2 风化岩石土原始级配曲线

通过室内试验测定风化岩石土的单轴无侧限抗压强度、堆积密度、毛体积密度、颗粒级配与压碎值 5 项基本指标,探究其基本物理与力学性质,为有限元计算提供依据。

测得该风化岩石土的平均无侧限抗压强度为 54.2 MPa,不均匀系数 $C_u = 5.2$,曲率系数 $C_c = 1.3$,颗粒级配良好,采用容积为 20 L 的容量筒分别测定该风化岩石土在自然与振实状态下的堆积密度,此风化岩石土振实堆积密度比自然堆积密度大,整体毛体积密度为 3.06 g/cm^3 。设置微机电液伺服压力试验机程序中的试验参数,加载速度为 1 kN/s ,最大荷载为 200 kN,稳压 5 s,加载测定压碎值为 10.9%。

2 边坡稳定性模拟

采用软件 ABAQUS 对边坡稳定性进行有限元分析,确定边坡滑塌过程及滑塌时的安全系数。采用强度折减法,将材料抗剪强度参数黏聚力 c 、内摩擦角 φ 除折减系数 F_{trial} ,分别得到:

$$c' = \frac{c}{F_{\text{trial}}},$$

$$\varphi' = \arctan \left| \frac{\tan \varphi}{F_{\text{trial}}} \right|。$$

以新参数 c' 、 φ' 作为输入参数重新计算折减系数,直至边坡发生临界破坏,计算不收敛时对应的折减系数即为边坡的安全系数^[12-13]。

结合室内试验和工程实际勘测结果,不同层岩石土的力学性能参数如表 1 所示。边坡模型底部长

74 m,高 40 m,四级边坡坡度为 1:1.5,其余坡度为 1:1.0。

定义 1 个场变量,即强度折减系数,设置随场变量变化的材料抗剪强度参数 c 和 φ [14-15],采用平面应变单元 CPE4P 划分网格,共划分 614 个单元,673 个节点,如图 3 所示。 AB 、 CD 段约束 x 方向位移, BC 段约束 x 、 y 方向位移,其余无约束。修改模型输入文件,控制场变量变化后即可提交任务(Job) [16-17] 进行计算。缩减积分单元位移等值线云图如图 4 所示。

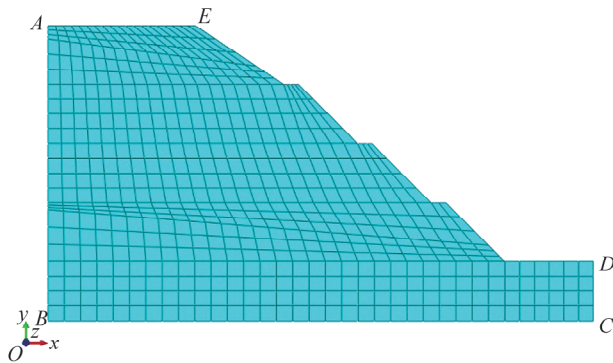


图3 边坡模型

层号	岩石类型	密度/($10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$
3-1-1	粉质黏土	2.02	17	17
6-1-1	全风化玄武岩	2.04	19	20
6-1-2	强风化玄武岩	2.35	22	23
6-1-3	中风化玄武岩	2.45~2.65	50~80	35

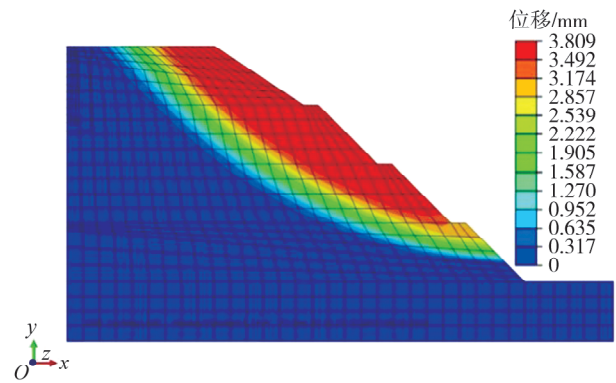


图4 缩减积分单元位移等值线云图

进行数值计算时,在第二个分析步中(分析步时间 $t=0.3664$),因计算结果无法收敛而终止,后续仅对输出结果中的第二个分析步进行边坡稳定性分析。选择边坡的顶点为代表节点,提取第二个分析步中 x 方向位移 U_1 随场变量强度折减系数 F_{V1} 的变化曲线如图 5 所示。

由图 5 可知:初始位移曲线水平,边坡位移变化较小;随 c 和 φ 不断变化,位移曲线出现拐点后急剧上升,边坡位移骤增,开始出现裂缝。以数值计算结果不收敛作为边坡失去稳定的评价标准 [18], F_{V1} 拐点为 0.99,即对应的边坡安全系数为 0.99。

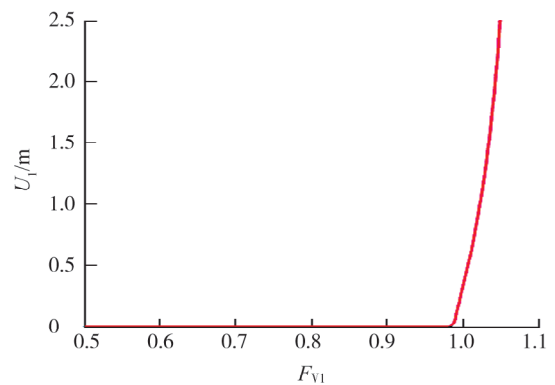
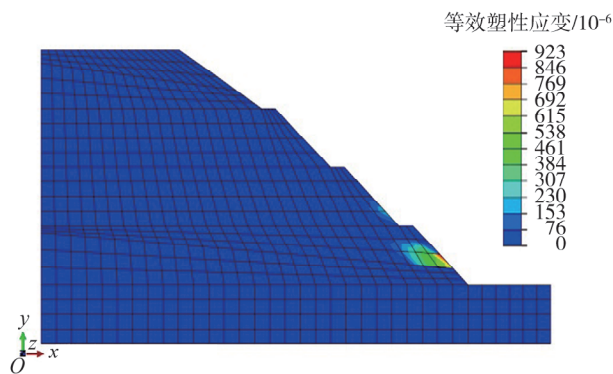
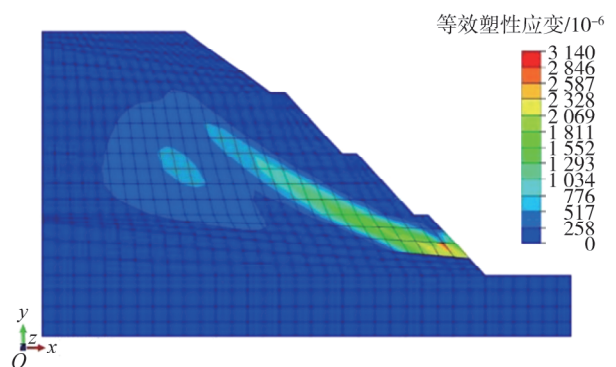


图5 U_1 随 F_{V1} 变化曲线

提取输出结果中第二个分析步的塑性应变随时间变化的数据,得到整个边坡变形的变化过程 [19],如图 6 所示。



a) 坡脚开裂



b) 裂缝开始延伸

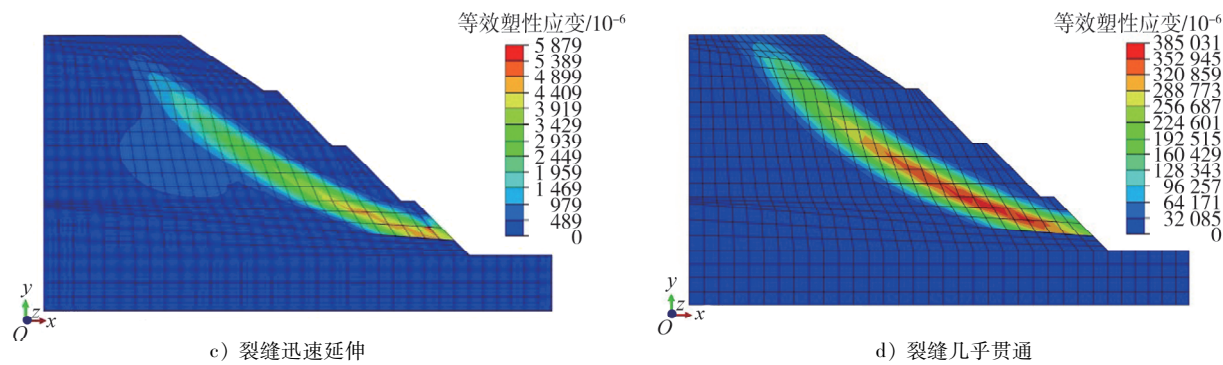


图 6 边坡失稳过程

由图 6 可知:边坡失稳破坏可分为初始变形、匀速变形和加速变形 3 个阶段^[20]。坡脚区域部分出现塑性应变,边坡处于初始变形阶段,坡脚开裂,如图 6a) 所示;随分析步时间的增加,坡脚处塑性区逐渐增大,直到极限平衡状态被打破,坡脚土体先屈服,应力重分布,坡脚处出现明显裂缝,如图 6b) 所示;坡脚处抗滑能力下降,塑性区域开始向上延伸,边坡下部土体支撑变小,上半部分土体滑动,塑性区延伸至坡腰处,且在自身重力作用下,坡体持续发生匀速变形,此时边坡处于匀速变形阶段,如图 6c) 所示;当边坡在匀速变形阶段维持一段时间后,边坡上部出现塑性区,下部塑性区面积迅速增大,变形速率明显增大,边坡处于加速变形阶段,塑性区不断向上延伸,最终贯通至坡顶,发生失稳破坏,如图 6d) 所示。

3 角位移场

3.1 变形监测系统构建

为反映边坡内部变化规律,实时监测边坡形变的发展动态,依据数值模拟结果,在济潍高速工程施工十标段设置试验段,布设监测工具,完成监测系统构建。

采用 9 轴姿态角度传感器监测边坡运动过程中的角位移,为精确反映边坡变化趋势,采用切片法检测边坡角位移。传感器布设位置如图 7 所示,每层水平面上埋置 16 个传感器,横向间距约 1.5 m,纵向间距为 10 m,共 4 层,纵向每层间距约 15 m。采用水钻从侧面打孔安装,孔径约 6 cm,安装后采用附近的土填充孔洞。传感器布设编号如表 2 所示。

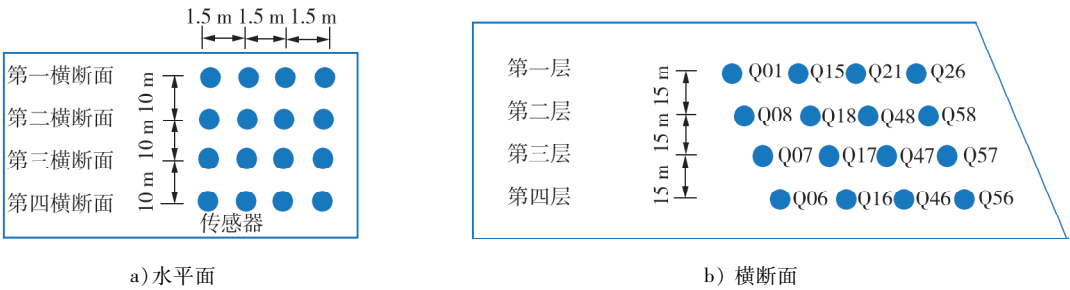


图 7 传感器布设位置示意图

表 2 传感器布设编号

层面	第二横断面传感器编号				第三横断面传感器编号			
	线长 1 m	线长 2 m	线长 3 m	线长 4 m	线长 1 m	线长 2 m	线长 3 m	线长 4 m
第一层	Q01	Q15	Q21	Q26	Q32	Q38	Q44	Q55
第二层	Q08	Q18	Q48	Q58	Q31	Q37	Q43	Q54
第三层	Q07	Q17	Q47	Q57	Q10	Q20	Q50	Q60
第四层	Q06	Q16	Q46	Q56	Q09	Q19	Q49	Q59

3.2 基于拉格朗日法建立理论模型

在边坡失稳运动变化过程中,边坡内部的传感器难以监测边坡运动轨迹,依据监测坡体位移变化规律监测坡体变形较困难。以拉格朗日法为基础,通过描述传感器在不同空间的角位移随时间变化的规律建立角位移场。

设某质点传感器的初始位置 $p(x, y, z)$, p 点的空间角度坐标^[21]

$$\theta_p = \theta(x, y, z, t)。$$

经时间间隔 Δt 后,该质点运动到 $p'(x + \theta_x \Delta t, y + \theta_y \Delta t, z + \theta_z \Delta t)$ 处,其中, θ_x 、 θ_y 、 θ_z 为 x 、 y 、 z 方向的变化角度,则 p' 点的角度坐标^[21]

$$\theta_{p'} = \theta(x + \theta_x \Delta t, y + \theta_y \Delta t, z + \theta_z \Delta t, t + \Delta t)。$$

经 Δt 后,质点的角位移^[22]

$$\Delta \theta = \theta_{p'} - \theta_p = \theta(x + \theta_x \Delta t, y + \theta_y \Delta t, z + \theta_z \Delta t, t + \Delta t) - \theta(x, y, z, t)。$$
 (1)

对式(1)等号右边第1项进行泰勒级数展开处理,忽略二阶以上无穷小量,结果为^[21]:

$$\Delta \theta = (\theta_x \frac{\partial \theta}{\partial x} + \theta_y \frac{\partial \theta}{\partial y} + \theta_z \frac{\partial \theta}{\partial z} + \frac{\partial \theta}{\partial t}) \Delta t。$$
 (2)

传感器的传输间隔 Δt 恒定,且前一时刻的角度固定,由式(2)可知此质点运动过程中,质点的角位移与 $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ 密切相关,因此可采用角位移和角速度衡量角位移场,表征某时刻传感器的运动状态,计算公式^[21]为:

$$\theta' = \Delta \theta / \Delta t = (\theta_2 - \theta_1) / \Delta t,$$
 (3)

式中: θ_1 、 θ_2 分别为时刻 t_1 、 t_2 的角位移, $\Delta t = t_2 - t_1$, $t_2 > t_1$ 。

3.3 角位移场建立

根据3.1节结果,随机选取4个横断面中第二横断面和第三横断面建立角位移场。

3.3.1 第二横断面

采用偏移堆积曲线的方法显示某时段内的角位移。为使试验结果可靠,随机选取连续30 h的角位移监测结果,绘制角位移随时间变化的关系曲线,如图8a)所示。由图8a)可知:考虑角位移变化规律,在第二横断面处,2组传感器 Q47 和 Q48, Q07、Q08 和 Q01 的变化规律基本相同,因角位移不同不可合并分析;考虑角位移变化幅度,在第二横断面处,经过20 h和24 h的角位移变化幅度相对较大。

根据角位移变化曲线可大致判断各边坡点的角位移变化规律,但无法具体表现边坡内部的变形特征及变形原因,应进一步分析角速度,根据式(3)计算得到角速度,绘制曲线如图8b)所示。由图8b)可知:Q07、Q08 和 Q01 角位移变化曲线和角速度变化曲线波动趋势基本一致,边坡内部变形较小,此30 h内监测系统的数据传输占比相近。

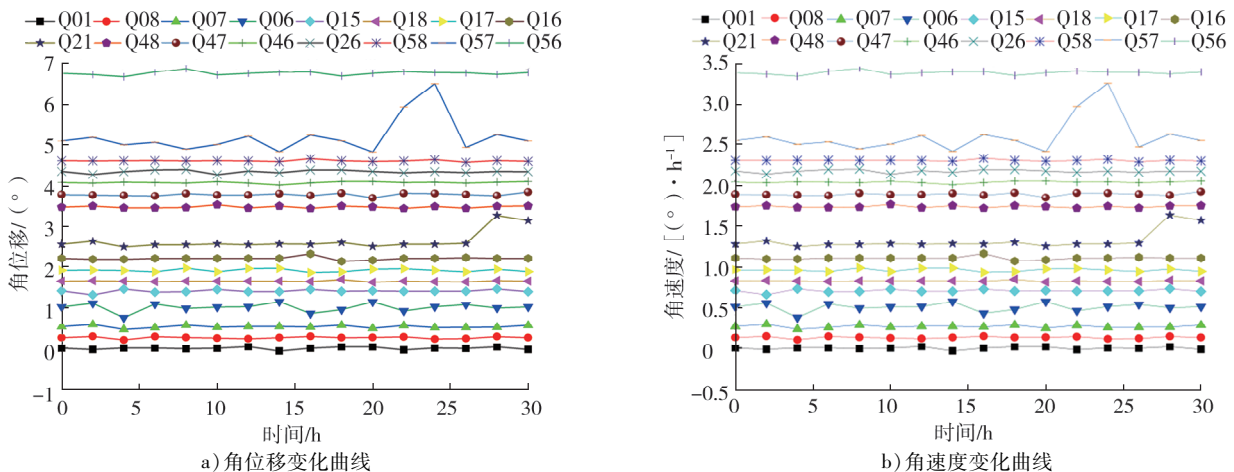


图8 第二横断面角位移变化曲线和角速度变化曲线

大部分传感器的角速度均有不同程度的增减变化,各传感器埋置位置均发生轻微运动。传感器 Q57 的角速度波动最明显,说明此传感器内置陀螺仪转动占比最快,对应位置发生开裂的可能性最大。为更早感知坡体的破坏,将此位置设为预警关键。连续监测 30 h 内,传感器 Q18 的角速度曲线为直线,说明此传感器的内陀螺仪基本未转动,此位置对应边坡内部非常稳定。

部分传感器角速度逐渐增大的同时,其他传感器对应的角速度逐渐减小,此现象与土体是否发生运动变化有关。以试验 1 h 内角速度为例,传感器 Q21、Q57 角速度增大的同时,传感器 Q01、Q15 角速度逐渐减小。传感器 Q21、Q57 附近不断有碎石掉落,此埋置位置为易开裂区域,而传感器 Q01、Q15 可能在监测前一段时间内已发生轻微运动。随传感器 Q21、Q57 发生开裂,其运动轨迹偏离,惯性使内置陀螺仪转动,但转动速率越来越慢。

为反映角位移对应的空间分布特征,对所有时刻角位移进行建场表征,根据角位移曲线及角速度变化曲线,选择经过 20、22 h 为代表时刻, X 、 Y 为边坡的宽度和高度,角位移场如图 9 所示。由图 9 可知:角位移较大的区域主要出现在坡脚,随时间延长而持续扩大,变形程度较大,表明坡体从坡脚开裂。

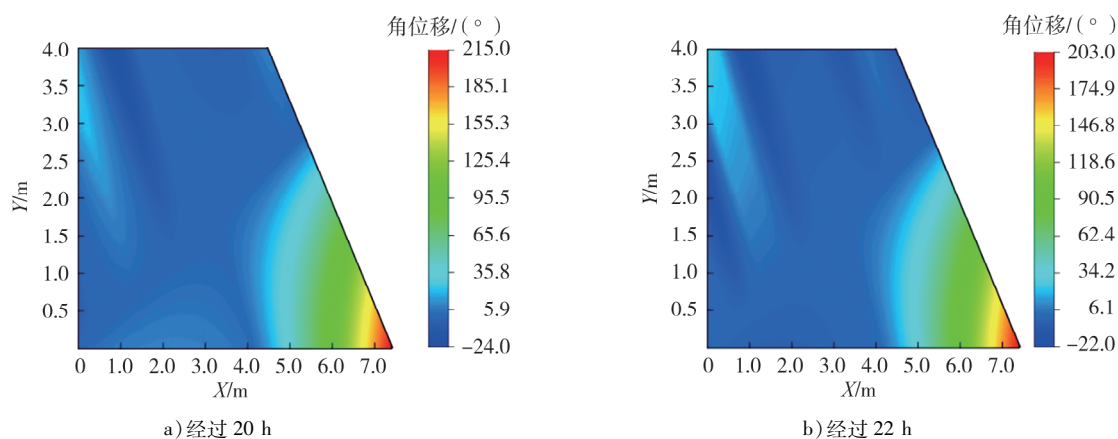


图 9 第二横断面经过 20、22 h 的角位移场

3.3.2 第三横断面

根据 3.1 节结果,绘制第三横断面角位移和角速度随时间变化曲线,如图 10 所示。

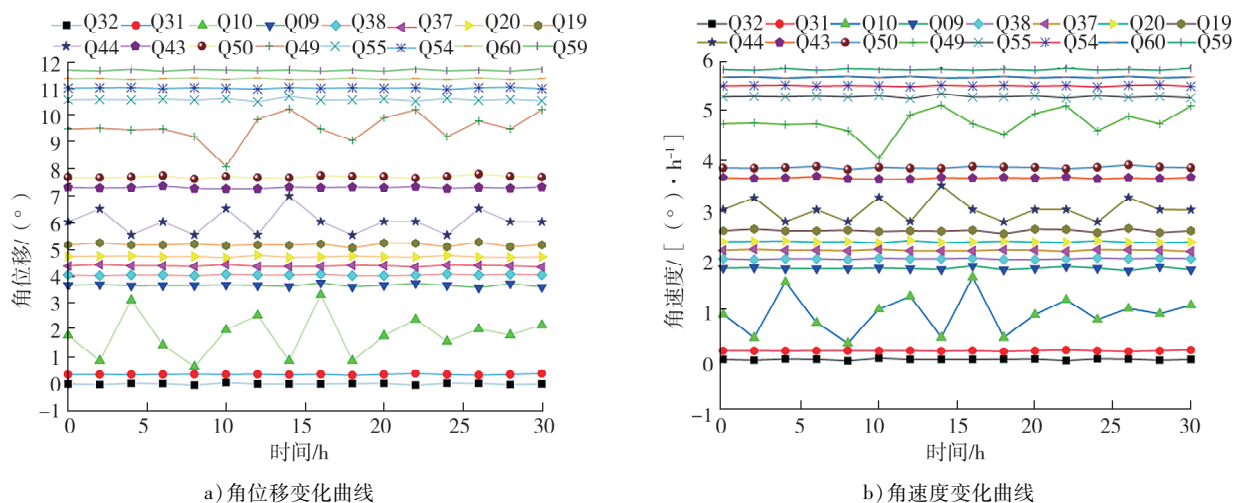


图 10 第三横断面角位移变化曲线和角速度变化曲线

由图 10a) 可知:1) 从角位移增减规律是否相同分析,传感器 Q59、Q60、Q54 及 Q55,传感器 Q50、Q43,传感器 Q37、Q38 角位移增减幅度及变化规律大致相同,各时刻角位移也类似;2) 从角位移增减变化幅度来看,各传感器产生不同角位移,变化幅度不同,经过 10、16 h 的角位移变化幅度相对较大,部分传感器对应位置的角位移改变,边坡发生轻微运动。

根据角位移变化曲线可大致判断各点角位移变化规律,但无法具体体现边坡内部运动规律,应分析角速度。由图 10b)可知:传感器 Q31 的角速度变化曲线斜率约为 0,结合其宏观变化规律,说明此位置传感器角度几乎未变。传感器 Q49、Q44、Q10 经过 18 h 后的角位移变化趋势基本一致,根据数据模拟结果可知,此 3 点发生相似运动。传感器 Q44、Q10 前 6 h 的角速度增减规律相反,反映上部位置或有土块掉落时,边坡内部受其扰动轻微晃动。其余传感器监测角速度趋势及变化原因与第二横断面基本一致。

为反映角位移对应的空间分布特征,对所有时刻角位移进行建场表征,根据角位移曲线及角速度变化曲线,选择经过 10、16 h 的时刻为代表时刻,绘制角位移场,如图 11 所示。由图 11 可知:角位移较大的区域主要出现在坡顶,随着时间的增加,角位移继续扩大,变形程度较大,表明坡体从坡顶开裂。

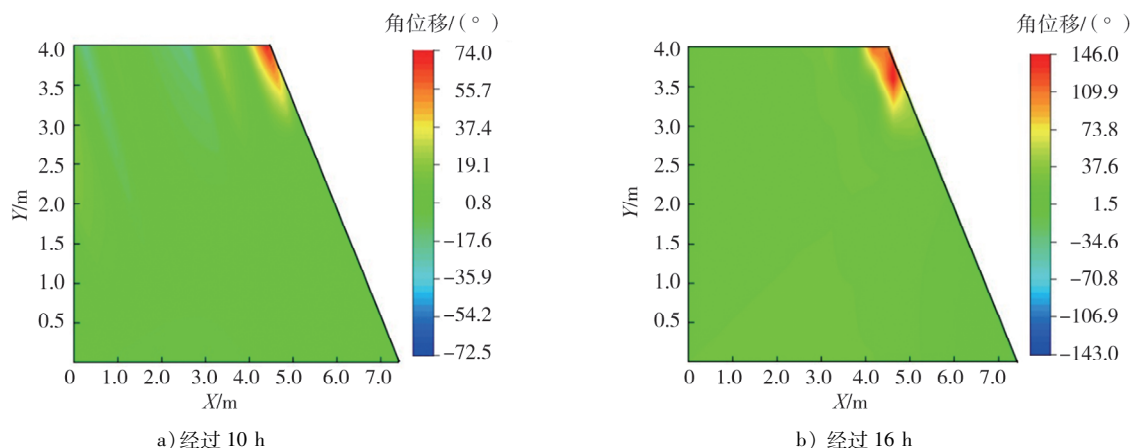


图 11 第三横断面经过 10、16 h 的角位移场

4 结论

1) 采用强度折减法,通过软件 ABAQUS 对边坡进行有限元分析时,能定性描述边坡失稳全过程,根据最终计算结果判断边坡是否失稳,但大部分情况下在第二个分析步不收敛,计算中止。选边坡顶点为代表节点,安全系数为 0.99,边坡较稳定。

2) 根据最终形成的缩减积分单元位移等值线云图,将边坡破坏大致划分为初始变形、匀速变形和加速变形 3 个阶段。坡脚位置的土体最先发生屈服,产生塑性应变,坡脚出现裂缝,塑性区从坡脚开始向上延伸;上部岩石体因下部无支撑而开始滑动,塑性区不断向上扩展,直至最终贯通坡顶,边坡发生失稳破坏。

3) 基于拉格朗日法建立角位移场,将边坡沿行车方向剖分,分别布设传感器监测边坡转动趋势。根据变形系统监测的数据建立角位移场,深红色区域角位移最大,表明此位置最先发生开裂,应在此区域放置监测工具,以便对边坡开裂及时预警,结合角位移场内显示,能判断边坡滑裂面、开裂区域及变形范围。

参考文献:

- [1] LUO Y, XIAO M L. Stability analysis for pre-reinforced piles within high cutting slope[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2023, 27(7/8): 2529–2541.
- [2] LI X Y, HUANG F L, YANG Z Y. Multisource monitoring data-driven slope stability prediction using ensemble learning techniques[J]. Computers and Geotechnics, 2024, 169: 106255.
- [3] YANG Y T, WU W A, ZHENG H. Investigation of slope stability based on strength-reduction-based numerical manifold method and generalized plastic strain [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2023, 164: 105358.
- [4] TU Y L, LIU X R, ZHONG Z L, et al. New criteria for defining slope failure using the strength reduction method[J]. Engineering Geology, 2016, 212:63–71.

- [5] 李帆,杨建国.黄土边坡稳定性分析方法研究[J].铁道工程学报,2008,25(12):33-36.
- [6] 龚峻松,程轶康,吴小文,等.基于有限元法与极限平衡法的山区深挖路堑边坡施工安全性分析[J].中外公路,2016,36(4):51-55.
- [7] 丘有贵.复杂地形深挖路堑边坡施工全过程稳定性分析[J].福建交通科技,2022(9):16-19.
- [8] 白义如,白世伟,冯传玉.模型位移场的散斑互相关法测量技术研究及应用[J].岩土力学,2004,25(6):995-998.
- [9] 白义如,冯传玉.散斑互相关法的可视化程序设计研究[J].土工基础,2012,26(6):45-48.
- [10] 周拥军,寇新建,任伟中.数字近景摄影测量在模型试验平面位移场测量中的应用[J].勘察科学技术,2004(5):26-30.
- [11] 张嘎,王爱霞,牟太平,等.边坡破坏过程离心模型试验的应力位移场研究[J].岩土力学,2008,29(10):2637-2641.
- [12] 赵文辉.西延高铁黄土高边坡稳定性计算及强度反演分析[J].地质与勘探,2024,60(5):1054-1065.
- [13] 郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23(19):3381-3388.
- [14] WANG G J, ZHAO B, WU B S, et al. Intelligent prediction of slope stability based on visual exploratory data analysis of 77 in situ cases[J]. International Journal of Mining Science and Technology, 2023, 33(1):47-59.
- [15] 廖公云,黄晓明. Abaqus 有限元软件在道路工程中的应用[M]. 2版. 南京:东南大学出版社,2014.
- [16] 何永波,李青,张宁,等.RBF神经网络可靠度分析方法在边坡稳定性研究中的应用[J].中国安全生产科学技术,2019,15(7):130-136.
- [17] 柳建羽.基于强度折减法与神经网络的边坡稳定性分析及防治措施研究[D].西安:长安大学,2020.
- [18] 徐敬琦,徐力群,张国琛.基于总位移模突变的土质边坡失稳判据研究[J].水电能源科学,2023,41(9):143-146.
- [19] 崔笑,张燎军,翟亚飞,等.基于塑性应变能理论的边坡动力稳定性研究[J].人民长江,2020,51(4):180-183.
- [20] 周薛森.基于强度折减有限元法分析边坡稳定性[J].山西建筑,2023,49(11):89-92.
- [21] 李梦晨.基于场变特征的土质边坡稳定性预警指标体系研究[D].济南:山东交通学院,2022.

Stability analysis of deep excavation trenches based on finite element method and angular displacement field

DONG Shujing, ZHAO Yulong^{*}, ZHAN Yuhua, WU Guohua, MA Wenlong

School of Civil Engineering, Shandong Jiaotong University, Jinan 250357, China

Abstract: To ensure the stability of deep excavations in road cuttings, the unconfined compressive strength, bulk density, apparent specific gravity, particle gradation, and crushing value of weathered rock soil are tested. Finite element software ABAQUS is used to simulate slope stability and analyze the factors influencing the deformation of deep excavations. Angular displacement sensors are deployed using the slicing method to monitor the deformation of the cuttings, and an angular displacement field is established based on the monitoring data. The results show that the instability and failure of the slope can be divided into three stages: initial deformation stage, uniform deformation stage, and near-sliding stage. A plastic strain zone appears at the foot of the slope in the second cross-section, with cracks emerging over time. The anti-sliding capacity of the foot of the slope gradually decreases, while the rock soil in the middle and lower parts moves downward, and the plastic zone at the foot of the slope slowly expands upward. After a period of movement, a plastic zone appears at the upper part of the slope, and the lower plastic zone rapidly spreads until it connects with the slope top, leading to instability failure. The slope top in the third cross-section is prone to cracking, and the trends and causes of angular displacement rate changes monitored by other sensors are basically consistent with those of the second cross-section. The deep red areas in the angular displacement field indicate the maximum angular displacement and the most significant deformation, and sensors should be placed in these locations for early warning.

Keywords: cutting; stability; finite element analysis; angular displacement field

(责任编辑:王惠)