

doi:10.3969/j.issn.1673-9833.2024.03.001

破碎岩体隧道洞口开挖诱导滑坡与古滑坡耦合分析

祝方才¹, 周俊杰¹, 赖国森², 晏仁¹, 刘海媚¹

(1. 湖南工业大学 土木工程学院, 湖南 株洲 412007;
2. 中铁北京工程局集团 第二工程有限公司, 湖南 长沙 410116)

摘要: 以大栗树高速公路隧道洞口施工为工程背景, 研究了在考虑古滑坡因素下洞口工作面边坡失稳及其加固技术。利用钻孔测斜数据(BCD)和Midas GTS折减强度有限元分析模型, 分别推测了最危险滑动面, 得知两者滑动面位置相似。并采用不平衡推力传递法, 基于BCD推断滑动面计算安全系数。以BCD和有限元法的滑动面为基础, 将滑动面近似假设为对数螺旋线, 考虑地形因素, 建立考虑多台阶边坡上限分析模型, 研究了不同加固措施对边坡稳定的影响。结果表明, 3种方法计算出的边坡安全系数结果相近。

关键词: 破碎岩体; 隧道洞口; 古滑坡; 强度折减法; 上限分析; 不平衡推力传递法

中图分类号: U416.1⁺4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1673-9833(2024)03-0001-08

引文格式: 祝方才, 周俊杰, 赖国森, 等. 破碎岩体隧道洞口开挖诱导滑坡与古滑坡耦合分析[J]. 湖南工业大学学报, 2024, 38(3): 1-8.

Coupling Analysis of Induced and Ancient Landslides by the Excavation of Tunnel Portal in Cracked Rock Mass

ZHU Fangcai¹, ZHOU Junjie¹, LAI Guosen², YAN Ren¹, LIU Haimei¹

(1. College of Civil Engineering, Hunan University of Technology, Zhuzhou Hunan 412007, China;
2. 2nd Engineering Co. LTD., China Railway Beijing Engineering Group Co. LTD., Changsha 410116, China)

Abstract: Taking the construction of the Dalishu Expressway tunnel entrance as the engineering background, an investigation has been made of the instability and reinforcement technology of the entrance working face slope with ancient landslide factors taken into consideration. By using borehole inclination data (BCD) and Midas GTS reduced strength finite element analysis model, the most dangerous sliding surface is speculated separately, with the results showing that the positions of the two sliding surfaces are found to be similar. By using unbalanced thrust transfer method, safety factor can be calculated based on BCD inference of the sliding surface. Based on the sliding surface of BCD and the finite element method, the sliding surface is approximately assumed to be a logarithmic spiral, considering terrain factors, with a multi-step slope upper limit analysis model established to study the impact of different reinforcement measures on slope stability. The results indicate that there is a similarity between the slope safety factors calculated by the three methods.

Keywords: cracked rock mass; tunnel entrance; ancient landslide; strength reduction method; upper limit analysis; unbalanced thrust transfer method

山区修建隧道时, 由于选线受地形条件等限制, 其进出口位置可能选择在高陡边坡地段, 当岩体破

碎时, 滑坡和崩塌等会影响进洞安全。丁恒等^[1]通过实时监测数据、数值模拟等方法研究了古滑坡复

收稿日期: 2022-12-26

基金项目: 湖南省自然科学基金株洲联合基金资助项目(2022JJ50087)

作者简介: 祝方才, 男, 湖南工业大学教授, 博士, 主要研究方向为边坡和地下工程, E-mail: zhufangcai@163.com

活变形特征及复活成因,认为古滑坡复活主要受地形地貌、地层岩性、降雨和煤层开采共同作用的影响。韩斌等^[2]分析了复杂破碎露天边坡加固措施的作用机理及适用范围。陈记等^[3]通过对现场监测数据分析,提出了竖向钢管桩+斜向预应力锚索框架梁的加固治理措施。潘家铮^[4]在建筑物抗滑稳定性中,提出了抗滑稳定的最大最小原理。陈祖煜^[5]基于 Drucker 准则和 Sarma 斜分条边坡分析方法,使用虚功原理和塑性力学的上、下限定理,对潘家铮最大最小原理进行了证明。陈祖煜^[6]基于塑性力学的上下限定理,将垂直条分法与斜条分法推广到各种支护结构主动土压力与地基承载力计算领域。何毅等^[7]基于极限分析上限定理,以坡顶存在裂隙边坡为研究对象,借助平面应变对数螺旋线对含裂隙边坡的稳定性进行求解和分析。沈尧亮等^[8]根据刚体平衡条件分析了传递系数法力学机制。郭海强等^[9]基于可靠度传递系数法,通过实例对比说明传递系数显示解法与隐式解法存在的差异。屈春来等^[10]基于极限分析上限定理,建立了 3 种模式的非均质成层边坡刚性多滑块破坏机制,并得出边坡极限承载力上限解。田泽润等^[11]基于边坡塑性极限理论,通过组合对数螺旋线破坏机构,推导出双层均质边坡的临界高度方程,并通过强度折减法获得边坡的稳定性系数。

为研究某破碎岩体隧道的洞口段切坡引起的滑坡与古滑坡耦合作用,本研究拟根据钻孔测斜和现场踏勘等资料,圈定潜在滑动面,基于强度折减法搜索危险滑动面,利用上限分析法和不平衡推力传递法,计算加固前后边坡安全系数,并与强度折减法对比,供工程设计和施工参考。

1 工程概况

云南某高速公路隧道进口段仰坡地貌为低中山地貌,自然坡度在 $20^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 之间,坡体大多为阶梯状耕地,表层为粉质黏土,基岩为强风化板岩和中风化板岩,岩体较破碎,如图 1 所示。



图 1 某高速公路隧道滑坡全貌

Fig. 1 Overall view of the landslide in a certain highway tunnel

因隧道建设的需要,在坡体上进行仰坡及便道开挖,坡体上方有古滑坡,下方为拟建隧道、特大桥、互通匝道桥等工位。隧道施工时开挖坡体前缘,导致坡体原有应力状态产生变化,坡体前缘抗力降低,坡体向临空区产生变形,在隧道掌子面施工开挖等情况下,隧道仰坡的变形范围及深度不断发展扩大,形成滑坡体,并有进一步扩大变形趋势,严重危及坡体上村寨安全和隧道及下方桥梁建设安全,因此,提出利用钢管桩、锚索框架梁和抗滑桩对滑坡区域进行加固处理,如图 2 所示。

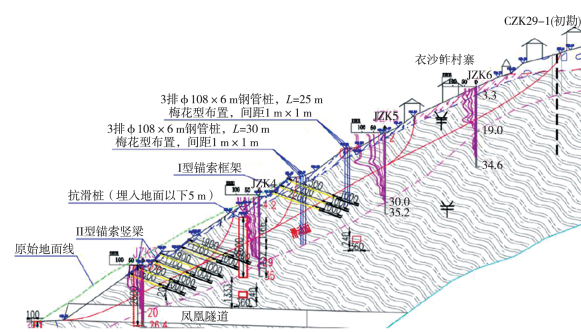


图 2 治理措施断面图

Fig. 2 Cross section map of governance measures

2 钻孔测斜分析

钻孔测斜仪的布置要控制滑坡的前缘和后缘,前后缘至少各布置一个钻孔,尽量利用地质勘探钻孔,根据现场踏勘,布置在变形大并可能发生破坏的部位,或地质上有代表性地段。钻孔应穿过潜在滑动面,直至稳定的基岩,如图 3 所示。

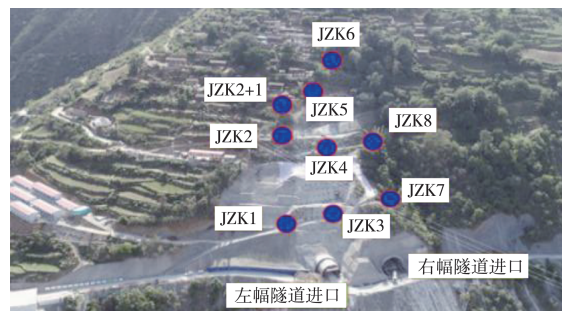


图 3 测斜孔布置

Fig. 3 Layout of clinometer boreholes

如图 3 所示, JZK3 位于边坡隧道洞口上方, JZK4 位于边坡中部和古滑坡下部, JZK5 位于古滑坡坡脚, JZK6 位于 JZK5 上方古滑坡坡体, JZK3~JZK6 断面位于同一剖面线,故选取 JZK3、JZK4、JZK5、JZK6 的 4 个监测点数据进行对比分析。

3 数值模拟

基于强度折减法,利用 Midas GTS 三维有限元

软件根据 B 样条曲面拟合方法,先拟合出四层地层的曲面图,岩土力学参数如表 1,随后生成实体单元后经过切坡得到完整的三维地质模型,如图 4 所示。

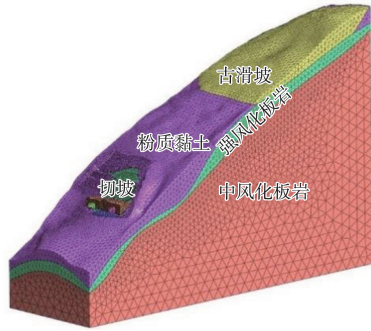


图 4 原始模型和切坡后模型
Fig. 4 Model after slope cutting

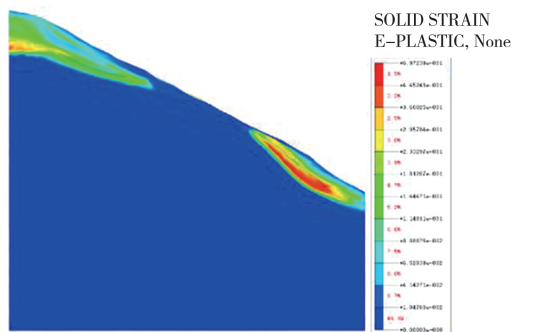
表 1 边坡各土层和加固材料参数

Table 1 Parameters of soil layers and reinforcement materials

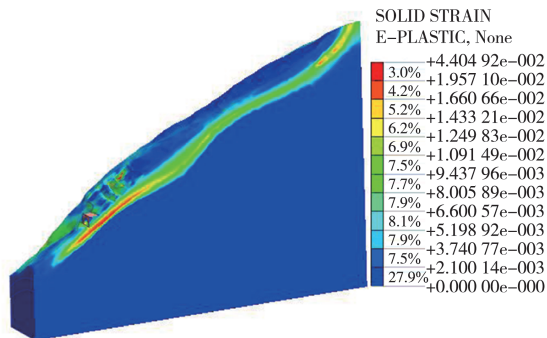
材料	E/kPa	μ	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	C/kPa	$\varphi/(\circ)$
粉质黏土	4.80×10^4	0.30	18.50	20.00	25.00
强风化板岩	7.90×10^5	0.20	22.00	66.00	28.00
中风化板岩	1.00×10^6	0.25	23.00	117.00	24.70
碎石土	3.30×10^4	0.17	23.00	15.00	21.00
抗滑桩	3.00×10^7	0.20	22.83		
锚索	1.95×10^8	0.28	78.50		
钢管桩	2.00×10^8	0.28	78.50		
框架梁	2.80×10^7	0.20	26.00		

3.1 切坡对古滑坡的影响

基于强度折减法结合 Midas GTS 软件研究边坡的稳定性,边坡出现危险滑动面时,折减系数为其强度储备系数或安全系数,研究表明,滑坡破坏的主要位置即最大剪应变发生的区域,塑性区贯通判定主要依据剪切应变,切坡前后危险滑动面如图 5 所示。



a) 未切坡



b) 切坡后

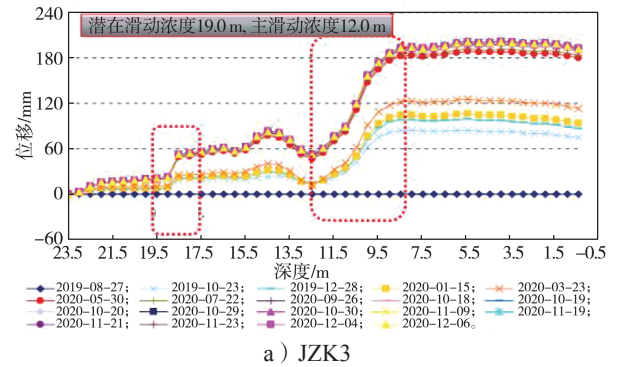
图 5 切坡前后的塑性区分布

Fig. 5 Plastic deformation zone before and after slope cutting

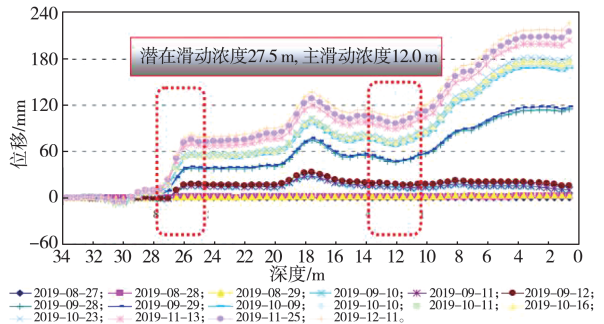
由图 5 可知,由于隧道洞口切坡,导致仰坡塑性区与古滑坡塑性区贯通,仰坡开挖诱导古滑坡复活,古滑坡与新滑坡之间产生联动变形。

3.2 滑动面的确定

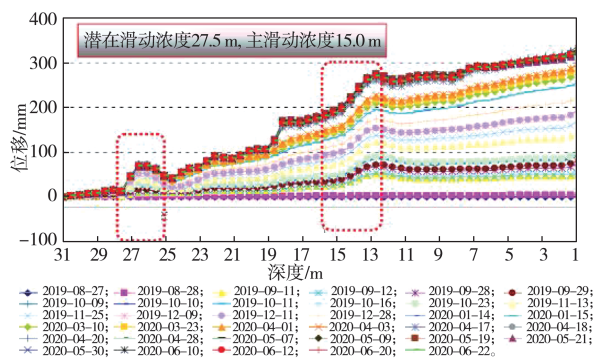
各监测点位移监测曲线如图 6 所示,确定潜在滑动面如图 7 所示。



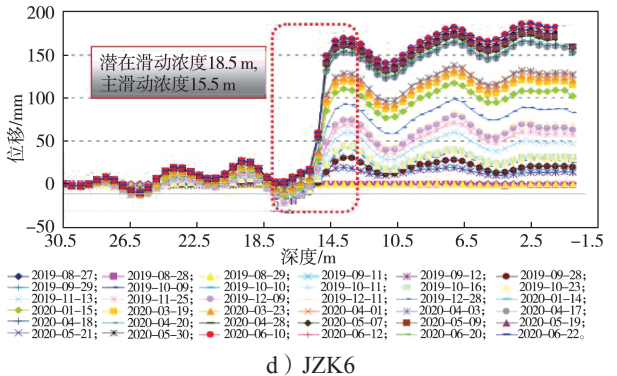
a) JZK3



b) JZK4



c) JZK5



d) JZK6

图 6 各监测点位移监测曲线

Fig. 6 Displacement monitoring curves of each monitoring point

根据 JZK3 位移监测曲线可知该监测点在深度为 12 m 和 19 m 处的累计相对位移发生较大变化, 结合 JZK4、JZK5 和 JZK6 监测点的累计相对位移发生较大变化的位置, 可确认主滑动面为滑动面 I, 潜在的深层滑动面为滑动面 II。

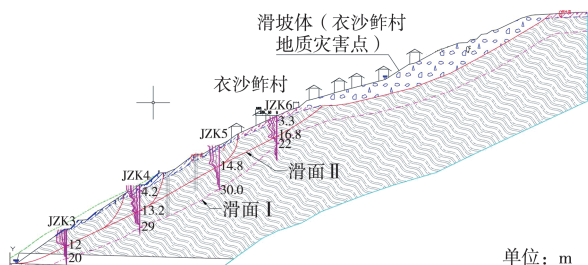


图 7 滑动面位置

Fig. 7 Sliding surface location

基于强度折减法, 利用 Midas GTS 三维有限元软件生成地质模型计算后可以得到边坡的滑动面, 如图 8 所示; 利用 Matlab 的 Fmincon 函数^[12]对极限分析上限法目标函数进行优化处理可得上限分析法滑动面, 如图 9 所示。对比图 8、图 9 可以看出, 二者之间的滑动面相近, 因而可以看出强度折减法得到的滑动面同极限分析上限法的滑动面基本一致。

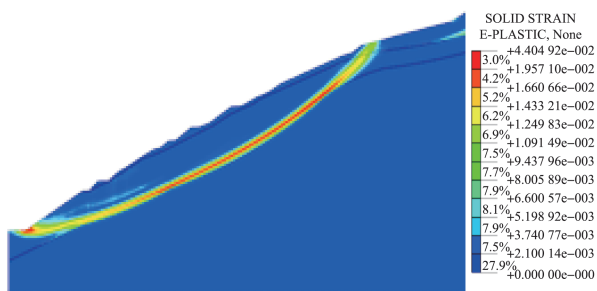


图 8 强度折减法的边坡滑动面

Fig. 8 Slope sliding surface using strength reduction method

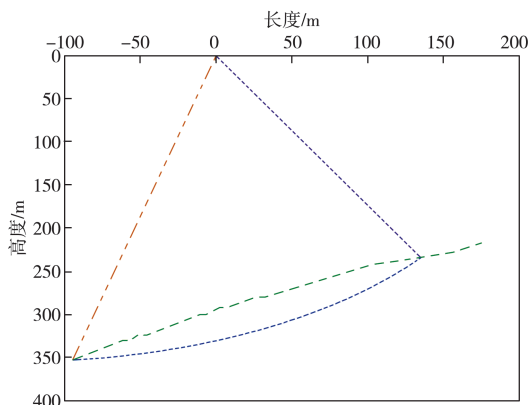


图 9 极限分析上限法滑动面

Fig. 9 Limit analysis upper limit method for the sliding surface

4 稳定性分析

4.1 传递系数法

使用传递系数法隐式解法^[13]进行边坡稳定性计算, 由图 10 可得边坡第 i 条块的推力计算公式:

$$\begin{cases} P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - \frac{R_i}{K} = \\ G_i \sin \alpha_i - \frac{G_i \cos \alpha_i \tan \alpha_i + c_i l_i}{K}, \\ \psi_{i-1} = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \alpha_i}{K}. \end{cases} \quad (1)$$

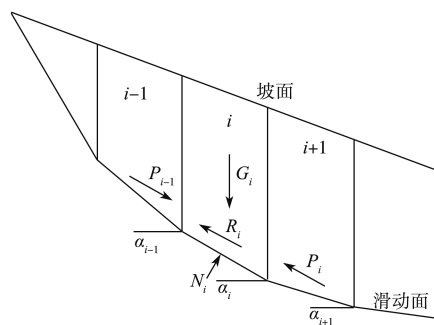


图 10 条块受力简图

Fig. 10 Block force diagram

传递系数隐式解法计算安全系数公式为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} R_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} T_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j + T_n - P_n}. \quad (2)$$

对于本文, 工程施加的抗滑力为抗滑桩的抗力以及锚杆的拉力, 即:

$$P_n = P \cos \alpha_i \tan \varphi_{if} + T \sin(\alpha_i + \xi) + P \sin \alpha_i + \cos(\alpha_i + \xi) \tan \varphi_{if}. \quad (3)$$

式 (1) ~ (3) 中: T_i 为第 i 个滑块产生的滑动力; R_i 为第 i 个滑块产生的抗滑力; T_n 为第 n 个滑块的滑动力; R_n 为第 n 个滑块的抗滑力; P_n 为工程施加的抗滑力; α_i 为第 i 个滑块滑动面与水平面的夹角; G_i 为第 i 块段的质量; φ_{if} 为第 i 块滑体沿滑动面经折减后的内摩擦角; P 为抗滑桩抗滑力设计值; T 为锚杆拉力设计值; ξ 为锚杆与水平方向夹角; c_i 为第 i 块滑体滑动面处土的黏聚力; l_i 为第 i 块滑体沿滑动面的长度; ψ_j 为第 $i-1$ 块段的剩余下滑力传递至第 i 块段时的传递系数。

滑动面位于强风化破碎基岩内, 其平均深度约 13 m, 假定该滑坡滑动面呈折线状, 为节省计算量, 每条取 20 m 宽岩土体, 如图 11 所示。抗滑桩设置于第 8 分段及第 15 分段, 锚杆设置于第 13 分段、第 16 分段、第 17 分段处。

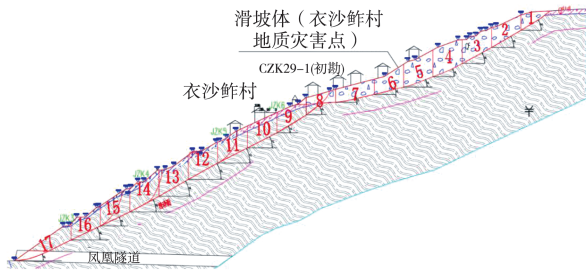


图 11 边坡分段计算简图

Fig.11 Slope segmentation calculation diagram

不考虑施加抗滑桩、锚杆等支护结构时，其安全系数计算公式为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} R_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} T_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j + T_n} \quad (4)$$

传递系数法各分段的参数见表 2。

表 2 传递系数法各分段参数

Table 2 Segmentation parameters using transfer coefficient method

编号	条块面积/m ²	滑面倾角/(°)	滑面长/m	编号	条块面积/m ²	滑面倾角/(°)	滑面长/m
1	122.74	31	24.04	10	288.14	27	22.49
2	232.06	30	23.17	11	279.70	27	22.79
3	290.62	28	22.80	12	304.35	29	23.03
4	364.90	21	21.98	13	316.03	30	23.07
5	339.74	21	21.25	14	334.96	28	22.68
6	243.48	14	20.61	15	308.70	26	22.16
7	261.33	13	26.99	16	249.07	26	22.14
8	170.12	37	22.94	17	233.85	18	28.25
9	244.45	31	23.40				

4.2 极限分析上限法

极限分析上限法是通过构筑一塑性破坏机构，塑性破坏机构满足运动许可速度场，通过虚功率求解的荷载为真实破坏荷载上限值，通过上限法求解的荷载一定比真实的应力场相对应的极限荷载值大。

结合洞口仰坡地形地貌以及隧道施工要求，将该边坡设定为 5 级台阶边坡，台阶参数如表 3 所示。

表 3 隧道洞口台阶参数

Table 3 Tunnel entrance step parameters

参数	1	2	3	4	5
d_i/m	5.90	6.30	5.15	6.20	0
$\beta_i/(^\circ)$	32.00	27.23	32.29	41.65	34.46
α_i	0.33	0.20	0.08	0.20	0.19

隧道洞口仰坡支挡结构断面如图 12 所示，设破坏面 AK 为对数螺旋面^[14]，破坏面通过坡脚，滑动体 $ABCDEFGHIJK$ 绕旋转中心 O 做旋转运动，而对

数螺旋面 AK 以下的土体保持静止不动。 AK 面为薄层速度间断面，由几何关系可知：

$$\begin{cases} r(\theta) = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi}, \\ r_h = r(\theta_h) = r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi}. \end{cases} \quad (5)$$

利用坐标变换， H/r_0 和 L/r_0 可用 θ_0 和 θ_h 表示：

$$\begin{cases} \frac{H}{r_0} = \frac{\sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin(\theta_0 + \alpha) + \sin \alpha \sum_{i=1}^5 \frac{d_i}{r_0}}{\cos \alpha - \sin \alpha \sum_{i=1}^5 \frac{a_i}{\tan \beta_i}}, \\ \frac{L}{r_0} = \frac{[\sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0] - \frac{H}{r_0}}{\sin \alpha}. \end{cases} \quad (6)$$

式中： $d_1 \sim d_5$ 为各级平台宽度； $\beta_1 \sim \beta_5$ 为各级边坡倾角； $\alpha_1 \sim \alpha_5$ 为高度系数； H 为边坡总高度； r_0 为线段 OA 的长度（对数螺旋线初始半径）； θ_0 为线段 OA 与水平面夹角； θ_h 为线段 OK 与水平线夹角。

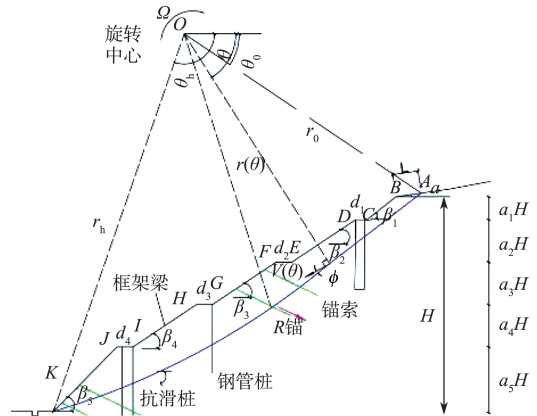


图 12 边坡破坏模式图

Fig. 12 Slope failure mode diagram

4.2.1 外功率

借助叠加法求解 ABK 区域土体自重的外功率。直接从“ ABK ”区域积分求解土体自重做的外功率较为复杂，故采取叠加法来间接进行计算和求解，即分别求出“ OAJ ”“ OAB ”“ OBC ”“ OCD ”“ ODE ”“ OEF ”“ OFG ”“ OGH ”“ OHI ”“ OIJ ”“ OJK ”区域由于土重力做功的功率，对应为 $W_1 \sim W_{11}$ ，通过叠加法求出“ OAK ”区域的重力外功率 W_{ABK} 。由于框架梁和锚杆数量相对较少，虽钢筋混凝土重度大于土体，可近似把框架梁的重度等效为土体重度来考虑， ABK 区域重力外功率可表示为

$$W_{ABK} = D_z \gamma r_0^3 \Omega f. \quad (7)$$

$$f = f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5 - f_6 - f_7 - f_8 - f_9 - f_{10} - f_{11}. \quad (8)$$

式(7)(8)中： D_z 为抗滑桩的间距； γ 为土体重度； r_0 为 OA 段长度； Ω 为对数螺旋线的角速度；

$$f_1 = \frac{1}{3 + 27 \tan^2 \varphi} (3 \tan \varphi \cos \theta_h + \sin \theta_h) \times (e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \cos \theta_0 - \sin \theta_0); \quad (9)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha \right) \sin(\theta_0 + \alpha); \quad (10)$$

$$f_3 = \frac{a_1 H}{3 r_0} \left(\sin \theta_0 + \frac{L}{r_0 \tan \beta_1} \sin \alpha \right) \times \left[-\frac{L}{r_0} \cos \alpha + \left(\sin \theta_0 + \frac{L}{r_0} \sin \alpha \right) \frac{1}{\tan \beta_1} \right]; \quad (11)$$

$$f_4 = \frac{d_1}{3 r_0} \left(\sin \theta_0 + \frac{L}{r_0} \sin \alpha + \frac{a_1 H}{r_0 \tan \beta_1} \right) \times \left[\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha - \frac{a_1 H}{r_0 \tan \beta_1} - \frac{d_1}{2 r_0} \right]. \quad (12)$$

当 $n \geq 2$ 时,

$$f_{2n+1} = \frac{1}{3} \frac{H a_n}{r_0} \left[\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{H a_i}{r_0 \tan \beta_i} - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{d_i}{r_0} + \left(\sin \theta_0 + \frac{L}{r_0} \sin \alpha + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{H a_i}{r_0} \right) \cot \beta_n \right] \times \left(\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{H a_i}{r_0 \tan \beta_i} - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{d_i}{r_0} - \frac{H a_n}{2 r_0 \tan \beta_n} \right). \quad (13)$$

$$f_{2n+2} = \frac{1}{3} \frac{d_n}{r_0} \left(\sin \theta_0 + \frac{L}{r_0} \sin \alpha + \sum_{i=1}^n \frac{H a_i}{r_0} \right) \times \left(\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha - \sum_{i=1}^n \frac{H a_i}{r_0 \tan \beta_i} - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{d_i}{r_0} - \frac{d_n}{2 r_0} \right). \quad (14)$$

$f_5 \sim f_{11}$ 可由式 (13) (14) 求得。

现场施工采用两排抗滑桩及一排钢管桩加固边坡, 相对于抗滑桩而言, 钢管桩截面面积较小, 分担抗力有限, 计算时不考虑钢管桩抗力。抗滑桩抗力外功率为

$$\begin{cases} W_z = -P_1 V_1 \sin \theta_1 - P_2 V_2 \sin \theta_2, \\ V_i = r_i \Omega. \end{cases} \quad (15)$$

式中: W_z 为抗滑桩外功率; P_1 、 P_2 分别为第一根、第二根抗滑桩所提供的抗力, 作用点位于桩悬臂段的中点处; V_1 、 V_2 分别为第一根、第二根抗滑桩处间断面的速度; r_i 为抗滑桩滑动面处对数螺旋线半径; θ_1 、 θ_2 分别为第一根、第二根抗滑桩处对数螺旋线与水平面的夹角。

令 $\lambda = P_1/P_2$, 代入式 (15) 得:

$$W_z = -P_2 (\lambda V_1 \sin \theta_1 + V_2 \sin \theta_2),$$

则 λ 为第一根桩和第二根桩的抗力比例系数, 由于第一根抗滑桩支挡边坡的高度与第二根抗滑桩的高度相当, 故可以判断第一根抗滑桩的抗力不大于第二根桩的抗力^[15]。

锚索外功率^[15]主要来自于锚固段的拉力:

$$W_m = -\frac{D_z}{S_x} \times r_0 \times \Omega \times J_i \times B_i. \quad (16)$$

式中: $B_i = \sum_{j=1}^n [e^{(\theta_j - \theta_0) \tan \varphi} \times \sin(\theta_j - \zeta)]$; J_i 为第 i 根锚索所提供的拉力; θ_i 为第 i 根锚索与滑裂面交点位置与原点连线的水平夹角; ζ 为锚索的倾角; S_x 为框架梁间距。

锚索拉力外功率计算关系图如图 13 所示。

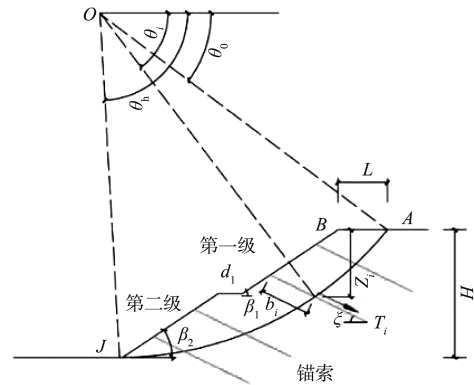


图 13 锚索拉力外功率计算

Fig. 13 Calculation of external power of anchor cable tension

滑面内能损耗发生在间断面 AJ , 能量损耗率 C_{AJ} 微分可由该面微分面积 $rd\theta/\cos \varphi$ 与黏聚力和速度的乘积计算^[15], 可表示为

$$C_{AJ} = D_z \int_{\theta_0}^{\theta_h} c(V \cos \varphi) \frac{rd\theta}{\cos \varphi} = D_z \frac{c r_0^2 \Omega}{2 \tan \varphi} (e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 1). \quad (17)$$

4.2.2 安全系数计算

$$W_{ABK} = C_{AJ}. \quad (18)$$

代入求得边坡的临界高度 $H_{cr}(\theta_h, \theta_0)$ 为

$$\begin{cases} H_{cr} = \frac{c}{\gamma} f(\theta_0, \theta_h), \\ f(\theta_0, \theta_h) = \frac{A_1 \times (A_2 + A_3 - \sin(\theta_0 + \alpha))}{2 \tan \varphi \times f \times A_4}. \end{cases} \quad (19)$$

式中: $A_1 = e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} - 1$; $A_2 = e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \times \sin(\theta_h + \alpha)$;

$$A_3 = \sin \alpha \times \sum_{i=1}^4 \frac{d_i}{r_0}; \quad A_4 = \cos \alpha - \sin \alpha \times \sum_{i=1}^4 \frac{a_i}{\tan \beta_i}.$$

通过强度折减法来确定安全系数 K 值, 即:

$$\begin{cases} c_f = \frac{c}{K}, \\ \varphi_f = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{K}\right). \end{cases} \quad (20)$$

式中: c 、 φ 分别为黏聚力及内摩擦角; c_f 、 φ_f 分别为折减后黏聚力及内摩擦角。

利用下式求解 K :

$$K = \frac{c}{H_{cr}\gamma} f(\theta_0, \theta_h)_{\varphi_f} \quad (21)$$

由式 (21) 可知, θ_0 、 θ_h 为未知变量, 其它参数可根据实际边坡确定。

根据极限分析上限定理, 式 (21) 中 K 是 θ_0 和 θ_h 的函数, 隐含 K , 当 θ_0 和 θ_h 满足条件

$$\begin{cases} \frac{\partial f}{\partial \theta_h} = 0, \\ \frac{\partial f}{\partial \theta_0} = 0. \end{cases}$$

时, 则函数 $f(\theta_0, \theta_h)$ 存在极小值时即为边坡安全系数 K 的解。将式 (21) 中安全系数 K 作为目标函数, 采用约束非线性最优化方法求解, 目标函数及边界条件为

$$K = \frac{c}{H_{cr}\gamma} f(\theta_0, \theta_h)_{\varphi_f}, \quad \text{s.t.} \begin{cases} \theta_0 < \theta_h < \pi, \\ 0 < \theta_0 < \frac{\pi}{2}, \\ H_{cr} = H_0. \end{cases}$$

安全系数 K 实际为隐函数, 本文基于 Matlab 2020 平台, 利用二次优化迭代方法或内点优化迭代方法^[12]进行迭代计算。

5 计算分析

将各项参数代入公式后, 由极限上限法求得未考虑锚索拉力和抗滑桩抗力, 安全系数 $K=0.918$, 仅考虑锚索拉力作用, 安全系数 $K=1.121$, 考虑锚索拉力作用及抗滑桩抗力后, 安全系数 $K=1.373$ 。由传递系数法可知未考虑锚索拉力和抗滑桩抗力, 安全系数 $K=1.045$, 仅考虑锚索拉力作用, 安全系数 $K=1.181$, 考虑锚索拉力作用及抗滑桩抗力后, 安全系数 $K=1.381$ 。由数值模拟结果可知, 未考虑锚索拉力和抗滑桩抗力, 安全系数 $K=0.975$, 仅考虑锚索拉力作用, 安全系数结果 $K=1.175$, 考虑锚索拉力作用及抗滑桩抗力后, 安全系数 $K=1.403$ 。边仰坡加固前后安全系数见表 4, 安全系数结果见表 5。

对比上限分析法、传递系数法和数值模拟结果可

知, 数值模拟方法与极限上限法、传递系数法计算获得的安全系数基本一致, 其中, 传递系数法计算结果与数值模拟结果在施加抗滑桩及锚杆支护后的结果相差 0.5%, 上限分析法与数值模拟在施加抗滑桩与锚杆支护后相差仅为 2.2%。其原因在于: 数值模拟方法与上限分析法、传递系数法的计算原理不同, 上限分析法未将土层分层以进行简化, 土体重度参数选取较小, 计算结果偏小。

表 4 边仰坡加固前后安全系数
Table 4 Safety factors before and after slope reinforcement

边坡状态	原始边坡	削坡后	加钢管桩后	加锚索框架梁后	加抗滑桩后
安全系数	1.1	0.98	1.1	1.2	1.4

表 5 安全系数结果
Table 5 Safety factor results

安全系数 K	锚杆拉力	桩身抗力	计算方法
0.918	无	无	极限分析
1.121	有	无	
1.373	有	有	
0.975	无	无	数值模拟
1.175	有	无	
1.403	有	有	
1.045	无	无	传递系数法
1.181	有	无	
1.381	有	有	

6 结论

1) 基于钻孔测斜数据和现场踏勘, 得出边坡潜在滑动面, 分析古滑坡与新滑坡耦合作用机制;

2) 基于 Midas GTS 折减强度有限元分析得出危险滑动面, 与边坡潜在滑动面位置相近;

3) 基于潜在滑动面利用不平衡推力传递法计算加固前后安全系数, 将滑动面近似假设为对数螺旋线, 根据地形分为 5 级台阶进行极限上限分析, 得出不同加固方式对安全系数的影响;

4) 比较不平衡推力传递法、极限分析上限法和强度折减法 3 种计算方法安全系数计算结果, 安全系数相近。

参考文献:

- [1] 丁恒, 李海军, 赵建军, 等. 尖山营古滑坡复活变形特征及成因分析[J]. 科学技术与工程, 2021, 21(7): 2626-2631.
DING Heng, LI Haijun, ZHAO Jianjun, et al. Analysis

- on the Reactivation Deformation Characteristics and Genesis of Jianshanying Ancient Landslide[J]. Science Technology and Engineering, 2021, 21(7): 2626–2631.
- [2] 韩 斌, 郑禄璟, 王少勇, 等. 复杂破碎露天边坡的综合加固技术[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, 44(2): 772–777.
HAN Bin, ZHENG Lujing, WANG Shaoyong, et al. Synthetic Reinforcement of Complicated and Broken Open Pit Slope[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2013, 44(2): 772–777.
- [3] 陈 记, 袁 坤, 张玉芳. 广东省龙川至怀集公路边坡滑坡机理及加固措施[J]. 铁道建筑, 2020, 60(10): 103–106.
CHEN Ji, YUAN Kun, ZHANG Yufang. Mechanism and Reinforcement Measures of Slope Landslide of Longchuan-Huaiji Highway in Guangdong Province[J]. Railway Engineering, 2020, 60(10): 103–106.
- [4] 潘家铮. 建筑物的抗滑稳定和滑坡分析[M]. 北京: 水利出版社, 1980: 94.
PAN Jiazheng. Anti-Sliding Stability and Landslide Analysis of Buildings[M]. Beijing: China Water Power Press, 1980: 94.
- [5] 陈祖煜. 建筑物抗滑稳定分析中“潘家铮最大最小原理”的证明[J]. 清华大学学报(自然科学版), 1998, 38(1): 1–4.
CHEN Zuyu. On Pan's Principles of Soil and Rock Stability Analysis[J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 1998, 38(1): 1–4.
- [6] 陈祖煜. 土力学经典问题的极限分析上、下限解[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 1–11.
CHEN Zuyu. Upper and Lower Limit Solutions of Limit Analysis for Classical Problems of Soil Mechanics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(1): 1–11.
- [7] 何 毅, 余军炎, 袁 冉, 等. 考虑坡顶倾角的土质裂隙边坡稳定性分析[J]. 中国公路学报, 2021, 34(5): 45–54.
HE Yi, YU Junyan, YUAN Ran, et al. Stability Analysis of the Soil Slope with Cracks Considering the Upper Slope Inclination[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(5): 45–54.
- [8] 沈尧亮, 侯殿英. 传递系数法的原型与衍生[J]. 工程勘察, 2010, 38(增刊1): 477–486.
SHEN Yaoliang, HOU Dianying. Prototype and Derivation of Transfer Coefficient Method[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2010, 38(S1): 477–486.
- [9] 郭海强, 李安洪, 徐 骏, 等. 基于可靠度的传递系数法显式与隐式对应关系[J]. 岩土力学, 2021, 42(7): 2015–2022.
GUO Haiqiang, LI Anhong, XU Jun, et al. Study on Corresponding Relationship Between Explicit and Implicit Solutions in Slope Stability Analysis Based on Reliability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(7): 2015–2022.
- [10] 屈春来, 付 迪, 刘世伟, 等. 非均质成层边坡极限承载力上限分析[J]. 岩土力学, 2022, 43(10): 2923–2932.
QU Chunlai, FU Di, LIU Shiwei, et al. Upper Limit Analysis for Ultimate Bearing Capacity of Heterogeneous Stratified Slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2022, 43(10): 2923–2932.
- [11] 田泽润, 张彦洪, 周茂定, 等. 双层均质边坡临界高度研究及其稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(2): 426–432.
TIAN Zerun, ZHANG Yanhong, ZHOU Maoding, et al. Critical Height and Stability of Two-Layered Homogeneous Slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, 45(2): 426–432.
- [12] 唐高朋, 赵炼恒, 李 亮, 等. 基于 MATLAB 的边坡稳定性极限上限分析程序开发[J]. 岩土力学, 2013, 34(7): 2091–2098.
TANG Gaopeng, ZHAO Lianheng, LI Liang, et al. Development of Upper Limit Analysis Program for Slope Stability Based on MATLAB[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(7): 2091–2098.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑边坡工程技术规范: GB 50330—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014: 102–104.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Code for Building Slope Engineering: GB 50330—2013[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014: 102–104.
- [14] CHEN W F. Limit Analysis And Soil Plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Scientific Pub. Co., 1975: 1–10.
- [15] 杨果林, 胡 敏, 申 权, 等. 膨胀土高边坡支挡结构设计方法与加固技术[M]. 北京: 科学出版社, 2017: 17.
YANG Guolin, HU Min, SHEN Quan, et al. Design Method And Strengthening Technique For Retaining Structure Of High Expansive Soil Slope[M]. Beijing: Science Press, 2017: 17.

(责任编辑: 申 剑)