

基于强度折减技术的加筋土二级边坡参数敏感性分析

李继兰¹, 陈耀章²

(1. 悉地(苏州)勘察设计顾问有限公司 湖南分公司, 湖南 长沙 410000; 2. 湖南省交通科学研究院有限公司)

摘要:针对加筋土加固的二级边坡,该文基于极限分析理论,提出了一种计算该类型边坡稳定性的方法。在已有研究成果的基础上,构建了二级边坡破坏模型,该破坏模型能够考虑不同台阶高度和平台宽度的计算问题。将筋材所提供的加固力引入到破坏模型中,并推导了分析二级边坡稳定性的功能平衡方程。借助强度折减思想,建立了计算安全系数的方法。通过与现有研究成果进行对比,验证了该文提出方法的有效性,并采用正交试验方法研究了不同参数的敏感性。分析结果表明:土体内摩擦角对安全系数的敏感性最大,而边坡高度系数最小;土体黏聚力、下边坡坡角和边坡高度对安全系数敏感性较大,而平均布筋强度及上边坡坡角较小。

关键词: 极限分析; 加筋土二级台阶边坡; 强度折减法; 正交试验

1 概述

岩土工程领域中,为了保证边坡的稳定性,通常会采取在土体中加入土工格栅的措施来提高边坡的稳定性。在土体中加入土工格栅可以提高边坡的整体性,控制边坡侧向位移,提高土体抗剪强度。近年来,国内外学者对加筋土边坡的稳定性进行了一系列卓有成效的研究。崔新壮等对边坡临界高度进行分析,考虑了均匀布筋、上疏下密布筋和上密下疏布筋模式,对工程应用给出了设计意见;王成皿等采用极限平衡法,对加筋土边坡的稳定性问题进行了研究;何叔航采用上限法,求解了破坏模式通过坡趾下方的二级加筋土边坡临界高度,结果可以指导边坡失稳分析;Michalowski

假定加筋层不同破坏模式,分析不同破坏模式下加筋土对稳定性系数的影响。

上述研究采用的分析指标为稳定性系数或临界高度,未能与工程上通用的安全系数指标形成统一,带来诸多不便。石挺丰等对此进行了研究,通过极限分析获得了加筋土边坡的安全系数上限解,研究结果对工程有指导性作用;冯学茂等采用强度折减法研究了加筋格栅的参数对安全系数的影响。然而,在实际工程中,由于受到施工条件的限制,常出现二级或者多级的高边坡,而采用极限分析计算此类边坡稳定性安全系数的研究较少。因此,该文基于极限分析对加筋土二级台阶边坡稳定性进行研究。通过构建加筋土二级边坡破坏模型,推导出筋材所提供功率的表达式,并引入到临界状态的极限方程。借助强度折减技术,计算得

[6] 张建伟,廖小平,魏土荣. 高速公路运营期高边坡安全风险评估体系研究[J]. 路基工程,2015(6).

[7] 王浩,豆红强,谢永宁,等. 路堑边坡全寿命周期风险评估及管理的技术框架[J]. 岩土力学,2017(12).

[8] 吴忠广,申瑞君,万福茂,等. 岩质高边坡运营安全风险源辨识方法[J]. 公路交通科技,2018(3).

[9] 胡厚田,赵晓彦. 中国红层边坡岩体结构类型的研究[J]. 岩土工程学报,2006(6).

[10] 程强. 红层软岩边坡岩体结构特征及边坡岩体稳定性分

析[C]. 第十一次全国岩石力学与工程学术大会论文集,2010.

[11] 李江,许强,王森,等. 川东红层地区降雨入渗模式与岩质滑坡成因机制研究[J]. 岩石力学与工程学报,2016(S2).

[12] 成永刚,王明琪,李光白. 川东红层区巴南广高速公路滑坡高发成因分析[J]. 地质灾害与环境保护,2016(3).

[13] 冯文凯,石豫川,柴贺军,等. 缓倾角层状高边坡变形破坏机制物理模拟研究[J]. 中国公路学报,2004(2).

到不同条件下的安全系数。通过现有研究成果验证该文提出方法的正确性,最后通过正交试验方法研究不同参数的敏感性。

2 破坏机构

加筋土加固边坡破坏机制通常为滑移类型的破坏。基于极限分析上限法,二级边坡的破坏模式如图 1 所示。假设滑动块 $ABCDEA$ 为刚性,绕 O 点以角速度 ω 顺时针发生旋转破坏。 r_0 和 r_h 分别为初始旋转半径和终止旋转半径,其与水平面的夹角分别为 θ_0 和 θ_h ; H 为二级台阶边坡总高度; L 为 AB 长度; d 为台阶平台长度; β_1 和 β_2 分别为上、下坡角, α_1 和 α_2 分别为二级台阶边坡上下边坡相对应的高度系数, $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$ 。其中对数螺旋方程为:

$$r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \quad (1)$$

式中: φ 为内摩擦角; θ 为旋转半径 r 与水平面的夹角。由几何关系可得:

$$\frac{H}{r_0} = \sin \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - \sin \theta_0 \quad (2)$$

$$\frac{L}{r_0} = \cos \theta_0 - \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] -$$

$$\frac{d}{r_0} - \frac{H}{r_0} [\alpha_1 \cot \beta_1 + \alpha_2 \cot \beta_2] \quad (3)$$

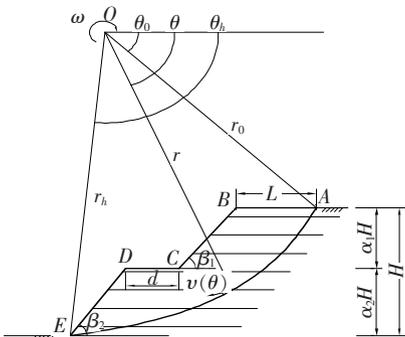


图 1 加筋土二级边坡破坏模式

对于筋材的设置,假设筋材仅受拉,不抗弯和抗压,该文对均匀布筋形式下的二级边坡进行研究,定义 k_0 为平均布筋强度,即:

$$k_0 = \frac{T}{s} \quad (4)$$

式中: T 为纵向单位宽度筋材所能提供的抗拉拔强度; s 为竖向的筋材间距。

3 外力功率及内能耗散

假设筋材的破坏方式为受拉破坏,因此,外力功率

由重力提供,破坏机制的内能耗散由速度间断面上土体和筋材能量耗散构成。

由 Chen 提出的叠加法可求重力所做功率:

$$W_\gamma = W_{OAE} - W_{OAB} - W_{OBC} - W_{OCD} - W_{ODE} = \omega \gamma r_0^3 \cdot (f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5) \quad (5)$$

式中: W_{OAE} 、 W_{OAB} 、 W_{OBC} 、 W_{OCD} 和 W_{ODE} 分别为块体 OAE 、 OAB 、 OBC 、 OCD 和 ODE 重力所做功率; γ 为土体重度; 其中, f_1 、 f_2 、 f_3 、 f_4 、 f_5 分别为块体 OAE 、 OAB 、 OBC 、 OCD 和 ODE 重力所做功率的几何形状系数,表达式如下:

$$f_1 = \{ (3 \tan \varphi \cos \theta_h + \sin \theta_h) \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - 3 \tan \varphi \cos \theta_0 - \sin \theta_0 \} / [3(1 + 9 \tan^2 \varphi)] \quad (6)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \sin \theta_0 \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \quad (7)$$

$$f_3 = \frac{1}{3} \frac{\alpha_1 H}{r_0} \left(\cot \beta_1 \sin \theta_0 + \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \cdot \left[\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} - \frac{(\alpha_1 H)}{(2r_0)} \cot \beta_1 \right] \quad (8)$$

$$f_4 = \frac{1}{3} \frac{d}{r_0} \left(\sin \theta_0 + \alpha_1 \frac{H}{r_0} \right) \left[\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} - \frac{\alpha_1 H}{r_0} \cot \beta_1 - \frac{d}{2r_0} \right]$$

$$f_5 = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \frac{\alpha_2 H}{\sin \beta_2 r_0} \sin(\theta_k + \beta_2) \cdot \left\{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} - \alpha_1 \cot \beta_1 \left(\frac{H}{r_0} \right) - \frac{d}{r_0} + \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \cdot \cos \theta_h \right\} \quad (9)$$

如图 2 所示,加筋土边坡发生破坏,其潜在滑裂面单位面积上筋材所消耗的功率为:

$$E_r = \int_0^{t/\sin \eta} k_0 \epsilon_x \sin \eta \cos \varphi dx = k_0 V \cos(\eta - \varphi) \sin \eta \quad (10)$$

式中: η 为筋材和边坡速度间断面之间的夹角,对于对数螺旋破坏机制, $\eta = \pi/2 + \varphi - \theta$; t 为边坡滑动面的厚度; ϵ_x 为筋材的拉伸应变率 $\epsilon_x = V \sin \eta \cos(\eta - \varphi) / t$,

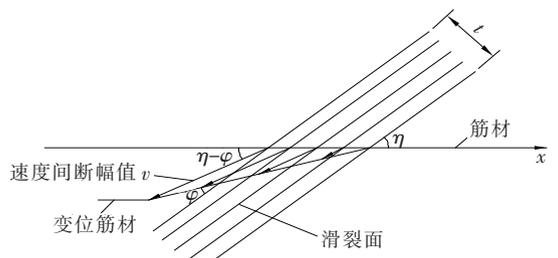


图 2 筋材的拉伸破坏

因筋材不抗压,因此,当 $\eta - \varphi > \pi/2$ 时, $\epsilon_x = 0$ 。

由式(10)可知:在边坡发生滑动使得筋材发生拉断破坏时, E_r 和边坡的潜在滑动面厚度 t 无关。

对式(10)进行积分,可得加筋土所提供的能量耗散功率:

$$D_r = \int_{\theta_0}^{\theta_h} k_0 v \sin \theta \cos(\theta - \varphi) \frac{r d\theta}{\cos \varphi} = k_0 \omega r_0^2 f_6 \quad (11)$$

f_6 的表达式如下:

$$f_6 = \frac{1}{2} [\sin^2 \theta_h e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin^2 \theta_0] \quad (12)$$

图1所示破坏模式的内能耗散功率可表示为:

$$D_{int} = \int_{\theta_0}^{\theta_h} c v \cos \varphi \left(\frac{r d\theta}{\cos \varphi} \right) d\theta = c \omega r_0^2 f_7 \quad (13)$$

f_7 的表达式如下:

$$f_7 = \frac{1}{2 \tan \varphi} \{ \exp [2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - 1 \} \quad (14)$$

将内能耗散功率、筋材能量耗散及土体重力功率引入二级台阶边坡的能量平衡方程中,可得:

$$W_\gamma = D_r + D_{int} \quad (15)$$

4 安全系数的求解

在求解边坡安全系数时,通常要引入强度折减法。此方法是将边坡土体的黏聚力及内摩擦角以折减系数 F_s 进行折减,而边坡在折减后的土体强度参数 c_f 和 φ_f 下,达到了稳定的临界状态。这个折减系数 F_s 称为边坡的安全系数:

$$\begin{cases} c_f = c / F_s \\ \varphi_f = \arctan[(\tan \varphi) / F_s] \\ k_{ts} = k_t / F_s \end{cases} \quad (16)$$

借助强度折减法,通过对式(15)的求解,获得二级台阶边坡安全系数隐式解:

$$F_s = \frac{c}{\gamma H} \cdot f(\theta_0, \theta_h) \quad (17)$$

其中:

$$f(\theta_0, \theta_h) = \frac{\left(f_7 + \frac{k_0}{c_f} f_6 \right)}{f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5} \cdot \frac{H}{r_0} \quad (18)$$

进行参数优化时,需在图1所示的边坡破坏机制的几何约束条件下进行,且满足:

$$\begin{cases} 0 < \theta_0 < \frac{\pi}{2}, \theta_0 < \theta_h < \pi \\ \left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{r_0} > 0, \\ \frac{L}{r_0} > 0 \end{array} \right. \end{cases} \quad (19)$$

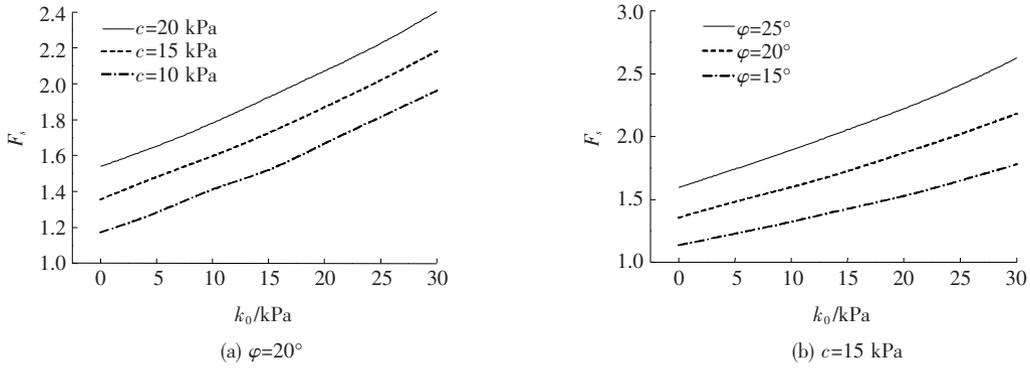
5 结果分析

5.1 结果比较

为验证该文方法的有效性,将已有研究文献结果和该文结果进行对比,如表1所示。崔新壮等计算得到了不同参数条件下加筋土一级边坡的临界高度。在边坡高度等于临界高度的情况下,边坡处于临界破坏状态,即安全系数等于1.0。在 $\beta_1 = \beta_2$, 且 $d = 0$ 的条件下,二级边坡退化为一级边坡。此时,对于加筋与非加筋情况,该文结果与文献[1]结果基本一致,两者的最大差距为1.4%,验证了该文加筋模式的有效性。此外,邓国瑞等对不考虑加固情况下的二级台阶边坡稳定性进行了研究。如表1所示,在不考虑加筋土加固作用时,该文所得安全系数与文献结果的差距分别为2.3%、2.2%和1.5%,计算结果基本一致。当考虑

表1 加筋土边坡安全系数与文献[1]、[9]结果的比较

α_1	α_2	$\beta_1 /$ (°)	$\beta_2 /$ (°)	$d /$ m	$\gamma /$ (kN · m ⁻³)	$\varphi /$ (°)	$c /$ kPa	$H /$ m	$k_0 /$ kPa	F_s	
										文献结果	该文
—	—	90.0	90.0	0	17.7	21.3	16.3	5.20	0.0	1.000 ^[1]	0.994
—	—	90.0	90.0	0	17.8	20.8	20.2	6.90	2.8	1.000 ^[1]	1.007
—	—	80.5	80.5	0	17.7	21.7	17.8	7.00	0.0	1.000 ^[1]	0.986
—	—	80.5	80.5	0	17.9	20.6	23.8	9.50	2.8	1.000 ^[1]	1.009
2/3	1/3	90.0	60.0	0	20.0	0	20.0	4.58	0.0	1.002 ^[9]	1.025
1/2	1/2	80.0	50.0	0	20.0	0	20.0	4.81	0.0	1.005 ^[9]	1.027
3/4	1/4	34.0	34.0	5	18.0	20	25.0	20.00	0.0	1.410 ^[9]	1.431
2/3	1/3	90.0	60.0	0	20.0	0	20.0	4.58	10.0	—	1.282
1/2	1/2	80.0	50.0	0	20.0	0	20.0	4.81	10.0	—	1.337
3/4	1/4	34.0	34.0	5	18.0	20	25.0	20.0	10.0	—	1.614

图 3 平均布筋强度 k_0 对 F_s 的影响

加筋作用时,安全系数分别上升了 25.1%、30.2% 和 12.8%,可见土体中加入土工格栅可以有效提高边坡的稳定性。

5.2 布筋强度对边坡稳定性的影响分析

图 3(a)和 3(b)为边坡安全系数在不同土体黏聚力和内摩擦角条件下随着平均布筋强度的增大而变化的规律。参数取值为: $H=15$ m, $\alpha_1=0.5$, $\beta_1=30^\circ$, $\beta_2=40^\circ$, $d=3$ m, $k_0=0\sim 30$ kPa。

由图 3 可知:平均布筋强度对土体边坡稳定性有显著影响,边坡稳定性安全系数随着平均布筋强度的增大近似线性增大。此外,在不同的黏聚力情况下,平均布筋强度对安全系数的影响规律曲线接近平行;而在不同内摩擦角情况下,当内摩擦角较小时,曲线较为平缓,当内摩擦角较大时,曲线增大幅度变大。

5.3 参数敏感性分析

选择 7 个参数:边坡总高度 H 、边坡高度系数 α_1 、平均布筋强度 k_0 、土体黏聚力 c 、内摩擦角 φ 及边坡上下坡角 β_1 、 β_2 。每个参数各水平都进行了 6 组试验,正交试验方案如表 2 所示。安全系数及极差分析结果如

表 3、4 所示。计算时取土体重度 $\gamma=18$ kN/m³、平台宽度 $d=2$ m。比较各参数 3 个水平的平均值,即可得到该参数对边坡稳定性的影响规律。以平均布筋强度 k_0 为例,其 3 个水平的安全系数平均值分别为:1.050、1.181、1.252,说明平均布筋强度 k_0 越大,安全系数越大。表 4 各参数 3 水平变化规律表明:边坡安全系数随边坡高度、边坡上下坡角增大而减小,随平均布筋强度、边坡高度系数、黏聚力和内摩擦角增大而增大。由极差分析可知,各参数的敏感程度排序为: $\varphi > c > \beta_2 > H > \beta_1 > k_0 > \alpha_1$ 。土体内摩擦角对安全系数的敏感性最大,而边坡高度系数最小;土体黏聚力、边坡下坡角和边坡高度对安全系数敏感性较大,而平均布筋强度及边坡上坡角较小。

表 2 正交试验方案

水平	H/m	α_1	k_0/kPa	c/kPa	$\varphi/^\circ$	$\beta_1/^\circ$	$\beta_2/^\circ$
1	12	0.4	10	12	10	30	30
2	15	0.5	15	15	15	40	40
3	18	0.6	20	18	20	50	50

表 3 正交试验表

试验号	H/m	α_1	k_0/kPa	c/kPa	$\varphi/^\circ$	$\beta_1/^\circ$	$\beta_2/^\circ$	F_s
1	12	0.4	10	12	10	30	30	0.872
2	12	0.5	15	15	15	40	40	1.294
3	12	0.6	20	18	20	50	50	1.699
4	15	0.4	10	15	15	50	50	0.854
5	15	0.5	15	18	20	30	30	2.011
6	15	0.6	20	12	10	40	40	0.781
7	18	0.4	15	12	20	40	50	0.867
8	18	0.5	20	15	10	50	30	0.833
9	18	0.6	10	18	15	30	40	1.237

续表 3

试验号	H/m	α_1	k_0/kPa	c/kPa	$\varphi/(\circ)$	$\beta_1/(\circ)$	$\beta_2/(\circ)$	F_s
10	12	0.4	20	18	15	40	30	1.766
11	12	0.5	10	12	20	50	40	1.068
12	12	0.6	15	15	10	30	50	1.031
13	15	0.4	15	18	10	50	40	0.903
14	15	0.5	20	12	15	30	50	0.976
15	15	0.6	10	15	20	40	30	1.454
16	18	0.4	20	15	20	30	40	1.457
17	18	0.5	10	18	10	40	50	0.814
18	18	0.6	15	12	15	50	30	0.979

表 4 正交试验 F_s 极差分析结果

水平	不同因素的 F_s						
	H	α_1	k_0	c	φ	β_1	β_2
1	1.288	1.120	1.050	0.924	0.872	1.264	1.319
2	1.163	1.166	1.181	1.154	1.184	1.163	1.123
3	1.031	1.197	1.252	1.405	1.426	1.056	1.040
极差	0.257	0.077	0.202	0.481	0.554	0.208	0.279

6 结论

(1) 基于极限分析理论,构建加筋土二级台阶边坡破坏模型,推导了计算加筋土内能耗散的表达式,并导入功能平衡方程。借助强度折减技术,建立了计算安全系数的隐式表达式。借助最优化算法,求得安全系数。对比表明:该文的计算结果与已有文献结果较为接近,验证了该文方法的有效性。

(2) 通过对不同条件下的计算结果分析表明:二级边坡的安全系数随着平均布筋强度的增大近似线性增大。在不同的黏聚力情况下,平均布筋强度对安全系数的影响规律曲线接近平行;而在不同内摩擦角情况下,当内摩擦角较小时,曲线较为平缓,当内摩擦角较大时,安全系数增大幅度变大。在此基础上,采用正交试验方法研究了不同参数的敏感性:土体内摩擦角的敏感性最大,而边坡高度系数最小。此外,土体黏聚力、边坡下坡角和边坡高度的敏感性较大,而平均布筋强度及边坡上坡角较小。

参考文献:

- [1] 崔新壮,姚占勇,商庆森,等.加筋土坡临界高度的极限分析[J].中国公路学报,2007(1).
- [2] 王成皿,王中文.基于规范法的加筋土挡土墙边坡加固稳定性计算研究[J].中外公路,2017(2).
- [3] 何叔航.加筋二级边坡极限分析方法研究[J].公路工程,2012(3).
- [4] Michalowski R L. Stability of Uniformly Reinforced Slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(6).
- [5] Michalowski R L. Limit Analysis in Stability Calculations of Reinforced Soil Structure[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1998, 16(6).
- [6] 石挺丰,赵炼恒.基于强度折减技术的加筋路堤稳定性极限上限分析[J].铁道科学与工程学报,2011(2).
- [7] 冯学茂.格栅长度对加筋膨胀土边坡稳定性影响数值分析[J].中外公路,2017(1).
- [8] Chen W F. Limit Analysis and Soil Plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [9] 邓国瑞,芮勇勤,陈文胜.非关联流动法则下锚杆加固边坡稳定性研究[J].中外公路,2014(3).